單棟大樓階段性補強技術手冊
(評估與設計技術篇)

鍾立來[1] 邱聰智[1] 涂耀賢[1] 林煜衡[2] 陳幸均[1] 何郁姍[1]
翁樸文[1] 李翼安[1] 沈文成[1] 蕭輔沛[1] 江文卿[3] 楊耀昇[4]
許庭偉[5] 楊智斌[6] 黃世建[1]

[1] 國家地震工程研究中心
[2] 臺灣大學土木工程學研究所
[3] 江文卿土木技師事務所
[4] 永安土木技師事務所
[5] 大匠工程顧問有限公司
[6] 翔威工程顧問有限公司

計畫名稱：106 年度『單棟大樓階段性補強技術手冊及示範案例規劃設計監造』委託技術服務案
委託單位：內政部營建署
執行單位：財團法人國家實驗研究院國家地震工程研究中心

中華民國一零八年一月十日

目錄

目錄 I
表目錄 V
圖目錄 VII
1 第一章 緒論 1
2 第二章 耐震評估與補強性能目標 5
2.1 文獻回顧 5
2.1.1 耐震評估方法與合格標準相關文獻 5
2.1.2 耐震補強工法相關文獻 10
2.1.3 階段或局部耐震補強相關文獻 11
2.2 耐震評估與補強合格標準 11
3 第三章 詳細評估 25
3.1 前言 25
3.2 建築物基本資料蒐集 26
3.2.1 基本資料蒐集 26
3.2.2 現況調查 27
3.2.3 檢測項目 29
3.2.4 其他 30
3.3 非線性靜力分析法 31
3.3.1 非線性靜力分析之介紹 31
3.3.2 耐震性能曲線 31
4 第四章 關鍵構件背骨曲線模型 43
4.1 前言 43
4.2 鋼筋混凝土柱 43
4.2.1 雙曲率 RC 柱之模擬 43
4.2.2 RC 柱之非線性鉸設定 50
4.3 TEASPA 柱構件之 P-M 非線性鉸 51
4.3.1 P-M 非線性鉸介紹 52
4.3.2 案例說明 54
4.3.3 分析討論 56
4.3.4 結論 57
4.4 鋼筋混凝土梁 57
4.4.1 RC 梁之斷面設定 57
4.4.2 T 型梁之非線性鉸設定 58

4.5 鋼筋混凝土極短柱及極短梁 58
4.5.1 極短柱與極短梁之剪力側向載重位移曲線 59
4.5.2 剪力非線性鉸參數定義 62
4.6 鋼筋混凝土牆 62
4.6.1 RC 牆之模擬 62
4.6.2 RC 牆之側向載重位移曲線 63
4.6.3 RC 牆非線性鉸之定義與設置 68
4.7 鋼筋混凝土開口牆 69
4.7.1 前言 69
4.7.2 鋼筋混凝土開口牆之分析模型 70
4.7.3 鋼筋混凝土開口牆之非線性鉸定義與設置 78
4.8 無開口磚牆 78
4.8.1 磚牆之臨界破裂角與破壞路徑 79
4.8.2 磚牆之水平極限強度 80
4.8.3 磚牆之水平極限位移 80
4.8.4 磚牆之水平殘餘強度 81
4.8.5 磚牆之側向載重位移曲線 81
4.8.6 磚牆等值斜撐之模擬 82
4.8.7 磚牆等值斜撐軸力非線性鉸之定義與設置 82
4.9 三面圍束磚牆 83
4.9.1 三面圍束磚牆之水平極限強度 83
4.9.2 三面圍束磚牆之勁度 84
4.9.3 三面圍束磚牆之水平殘餘強度 85
4.9.4 三面圍束磚牆等值斜撐模擬 86
4.9.5 三面圍束磚牆等值斜撐軸力非線性鉸之定義與設置 87
4.10 台度磚牆 88
4.10.1 台度磚牆之水平極限強度 88
4.10.2 台度磚牆之水平極限位移 88
4.10.3 台度磚牆之水平殘餘強度 88
4.10.4 台度磚牆之側向載重位移曲線 89
4.10.5 台度磚牆等值斜撐之模擬 89
4.10.6 台度磚牆等值斜撐軸力非線性鉸之定義與設置 89
5 第五章 簡易補強設計法 149
5.1 前言 149
5.2 豎向構材強度與樓層剪力強度 149
5.3 降低軟弱層集中式破壞風險之簡易設計 152

6 第六章 補強工法設計與參考圖說 159
6.1 前言 159
6.1.1 適用範圍 159
6.1.2 耐震補強設計程序 159
6.1.3 補強工法規劃與設計流程 159
6.2 鋼筋混凝土擴柱補強 166
6.2.1 規劃與設計 167
6.2.2 施工步驟說明 168
6.3 鋼筋混凝土翼牆補強 169
6.3.1 規劃與設計 170
6.3.2 施工步驟說明 172
6.4 鋼筋混凝土牆補強 173
6.4.1 規劃與設計 173
6.4.2 施工步驟說明 175
6.5 外加構架 175
6.5.1 初步設計 175
6.5.2 外加 RC 構架之柱單位斷面積側向強度 178
6.6 開口鋼筋混凝土牆補強 181
6.6.1 簡介 181
6.6.2 窗型開口 RC 牆補強 182
6.6.3 斷面模擬 192
6.6.4 補強效益 192
6.6.5 建議施工方法 192
6.7 外加電梯核心牆補強 193
6.7.1 簡介 193
6.7.2 設計與模擬 194
6.8 複合柱補強 195
6.8.1 規劃與設計 197
6.8.2 補強斷面模擬 197
6.8.3 施工注意事項 198
7 第七章 階段性補強設計示範例 229
7.1 前言 229
7.2 十二層大樓設計示範例 230
7.2.1 建築物基本資料 230
7.2.2 原型耐震能力詳細評估 231
7.2.3 完整補強設計 233

7.2.4 階段性補強 A 設計-模型分析法 234
7.2.5 階段性補強 A 設計-軟弱層補強簡易設計法 243
7.3 四層樓公寓設計示範例 253
7.3.1 建築物基本資料 253
7.3.2 原型耐震能力詳細評估 254
7.3.3 階段性補強 B 設計-電梯核心牆補強 259
7.3.4 完整補強設計 271
8 附錄 A、專家學者研討座談會 442
8.1 A.1 第一次專家學者研討座談會 442
8.2 A.2 第二次專家學者研討座談會 460
8 附錄 B、審查會議 474
8.1 B.1 期初報告審查會議 474
8.2 B.2 技術手冊審查會議 484

表目錄

表 2.1　SEAOC Vision 2000 耐震性能等級及地震危害度分級關係 17
表 2.2　SEAOC Vision 2000 地震危害度分級 17
表 2.3　日本既有建築物之耐震診斷法 17
表 2.4　整幢耐震補強對應 475 年設計地震之性能目標準則 18
表 3.1　建築物現況與檢測工作之精簡項目 37
表 3.2　阻尼比修正係數 39
表 4.1　剪力破壞柱於軸力破壞點之位移係數 94
表 4.2　RC 柱剪力非線性鉸之參數 94
表 4.3　RC 柱彎矩非線性鉸之參數 94
表 4.4　案例簡介 94
表 4.5　案例 E4 基本資料 95
表 4.6　案例 E4 之各樓層資訊 95
表 4.7　案例 E4 使用 P-M 非線性鉸之側推結果 95
表 4.8　案例 E4 使用 M 非線性鉸之側推結果 96
表 4.9　案例 E12 基本資料 96
表 4.10　案例 E12 之各樓層資訊 97
表 4.11　案例 E12 使用 P-M 非線性鉸之側推結果 97
表 4.12　案例 E12 使用 M 非線性鉸之側推結果 98
表 4.13　案例分析總表 98
表 4.14　RC 梁彎矩非線性鉸之參數 99
表 4.15　RC 梁彎矩非線性鉸參數計算表 99
表 4.16　RC 梁剪力非線性鉸之參數 99
表 4.17　RC 梁剪力非線性鉸參數計算表 99
表 4.18　RC 極短梁剪力殘餘強度點之位移係數 100
表 4.19　RC 極短柱或極短梁剪力非線性鉸之參數 100
表 4.20　RC 牆有效撓曲勁度 100
表 4.21　RC 牆崩塌點之強度與位移計算 100
表 4.22　RC 牆彎矩非線性鉸之參數 101
表 4.23　RC 牆剪力非線性鉸之參數 101
表 4.24　美國 ACI 318-14 規範[4.3]對開口牆各構件分類方式與規定 101
表 4.25　簡易開口牆側力位移曲線定義 102
表 4.26　鋼筋混凝土開口牆剪力非線性鉸參數 102
表 4.27　磚牆等值斜撐軸力非線性鉸參數 102
表 5.1　豎向構材之平均單位面積抗側力強度 156

表 5.2　豎向構材之強度參與係數 156
表 6.1　建築物補強設計作業程序查核表 201
表 6.2　四層樓外加鋼筋混凝土構架柱線之地震力豎向分配 202
表 6.3　四層樓外加鋼筋混凝土構架邊柱之側向強度 202
表 6.4　四層樓外加鋼筋混凝土構架中間柱之側向強度 202
表 6.5　十層樓外加鋼筋混凝土構架柱線之地震力豎向分配 203
表 6.6　十層樓外加鋼筋混凝土構架邊柱之側向強度 203
表 6.7　十層樓外加鋼筋混凝土構架中間柱之側向強度 204
表 6.8　材料性質、邊界柱尺寸與配筋 204
表 7.1　案例 A 柱配筋圖 275
表 7.2　案例 A 梁配筋圖 275
表 7.3　案例 A 材料強度 276
表 7.4　案例 A 載重設定 276
表 7.5　案例 A 結構分析樓層重 277
表 7.6　案例 A 側推分析結果匯整 278
表 7.7　案例 A 完整補強側推分析結果匯整 278
表 7.8　案例 A 模型分析法-各層極限層剪力/極限層間位移彙整表 279
表 7.9　案例 A 模型分析法-各層單位力作用下層間位移彙整表 279
表 7.10　案例 A 模型分析法-X 向階段補強軟弱層檢核計算表 280
表 7.11　案例 A 模型分析法-Y 向階段補強軟弱層檢核計算表 280
表 7.12　案例 A 模型分析法-X 向階段性補強評估計算表 281
表 7.13　案例 A 模型分析法-Y 向階段性補強評估計算表 281
表 7.14　案例 A 軟弱層補強簡易設計法-各層柱牆量計算表 282
表 7.15　案例 A 軟弱層補強簡易設計法-各層側向剪力牆度計算表 282
表 7.16　案例 A 軟弱層補強簡易設計法-X 向構材剪力補強評估計算表 283
表 7.17　案例 A 軟弱層補強簡易設計法-Y 向構材剪力補強評估計算表 283
表 7.18　案例 B 載重設定 284
表 7.19　案例 B 結構分析樓層重 284
表 7.20　案例 B 側推分析結果匯整 285
表 7.21　案例 B 開口 RC 牆 SWY1 側力位移曲線點 285
表 7.22　案例 B 正 X 向階段性補強之最終側推曲線數據 286
表 7.23　案例 B 負 X 向階段性補強之最終側推曲線數據 287
表 7.24　案例 B 正 Y 向階段性補強之最終側推曲線數據 288
表 7.25　案例 B 負 Y 向階段性補強之最終側推曲線數據 289
表 7.26　案例 B 階段性補強側推分析結果匯整 290
表 7.27　案例 B 完整補強側推分析結果匯整 290

圖目錄

圖 1.1　台南市維冠金龍大樓倒塌後空拍照片 2
圖 1.2　日本熊本地震中某七層樓建築結構 3
圖 1.3　美濃地震中兩棟市場建築的損壞程度比較 3
圖 2.1　ASCE/SEI 41 之耐震性能等級[FEMA P58, 2012] 19
圖 2.2　側推分析所得之容量曲線 19
圖 2.3　美國常見之耐震補強工法(取自網路) 20
圖 2.4　日本常見之耐震補強工法(取自網路) 21
圖 2.5　臺灣常見之耐震補強工法 22
圖 2.6　軟弱底層建築物耐震補強流程(摘錄自 FEMA P-807) 23
圖 2.7　建築物耐震補強性能目標基準(本手冊建議) 24
圖 3.1　側推分析之容量曲線 40
圖 3.2　等效單自由系統 40
圖 3.3　容量震譜二線段化 41
圖 3.4　等效阻尼與遲滯阻尼 41
圖 4.1　柱剪力破壞側向載重位移曲線 103
圖 4.2　柱剪力傳力機制示意圖(MacGregor [4.4]) 103
圖 4.3　雙曲率柱受力與變形機制 104
圖 4.4　雙曲率柱破壞發展過程 104
圖 4.5　撓剪破壞側向載重位移曲線 105
圖 4.6　撓曲破壞側向載重位移曲線 105
圖 4.7　剪力非線性鉸性質與側向載重位移曲線 106
圖 4.8　彎矩非線性鉸性質與側向載重位移曲線 106
圖 4.9　P-M 非線性鉸中之 P-M 互制圖 107
圖 4.10　某軸力(例：軸壓力為 14709.5 kgf)之非線性鉸參數 107
圖 4.11　多組軸力之非線性鉸參數 108
圖 4.12　案例 E4 結構 3D 模型 108
圖 4.13　案例 E4 之正 X 向容量曲線 109
圖 4.14　案例 E4 之正 X 向性能曲線 109
圖 4.15　案例 E4 之負 X 向容量曲線 110
圖 4.16　案例 E4 之負 X 向性能曲線 110
圖 4.17　案例 E4 之正 Y 向容量曲線 111
圖 4.18　案例 E4 之正 Y 向性能曲線 111
圖 4.19　案例 E4 之負 Y 向容量曲線 112
圖 4.20　案例 E4 之負 Y 向性能曲線 112

圖 4.21 案例 E4 之壓拉力側柱選取位置 113
圖 4.22 案例 E4 正 X 向之側推分析非線性鉸發展圖(P-M Hinge)..... 113
圖 4.23 案例 E4 正 X 向之側推分析非線性鉸發展圖(M Hinge) 113
圖 4.24 案例 E4 正 X 向拉力側柱非線性鉸強度發展變化 114
圖 4.25 案例 E4 正 X 向壓力側柱非線性鉸強度發展變化 114
圖 4.26 案例 E12 結構 3D 模型 115
圖 4.27 案例 E12 之正 X 向容量曲線 115
圖 4.28 案例 E12 之正 X 向性能曲線 116
圖 4.29 案例 E12 之負 X 向容量曲線 116
圖 4.30 案例 E12 之負 X 向性能曲線 117
圖 4.31 案例 E12 之正 Y 向容量曲線 117
圖 4.32 案例 E12 之正 Y 向性能曲線 118
圖 4.33 案例 E12 之負 Y 向容量曲線 118
圖 4.34 案例 E12 之負 Y 向性能曲線 119
圖 4.35 案例 E12 之柱選取位置 119
圖 4.36 案例 E12 負 Y 向之側推分析非線性鉸發展圖(P-M Hinge)..... 120
圖 4.37 案例 E12 負 Y 向之側推分析非線性鉸發展圖(M Hinge) 121
圖 4.38 案例 E12 負 Y 向拉力側柱非線性鉸強度發展變化 121
圖 4.39 案例 E12 負 Y 向壓力側柱非線性鉸強度發展變化 121
圖 4.40 高寬比及初始軸力比對新舊 TEASPA 版本結果之影響..... 122
圖 4.41 TEASPA 適用範圍擴大至中高樓建築結構之函文..... 123
圖 4.42 ASCE 41-13 建議之 RC 梁非線性鉸載重位移曲線[4.1]..... 124
圖 4.43 極短柱或極短梁之剪力載重位移關係..... 124
圖 4.44 RC 牆模型分析用之斷面取法 125
圖 4.45 填充牆等值柱模擬示意圖 125
圖 4.46 RC 牆模擬流程示意圖 126
圖 4.47 等值寬柱模擬示意圖 127
圖 4.48 牆滑移位移之計算 127
圖 4.49 RC 牆撓曲破壞之側向載重位移曲線 128
圖 4.50 應變諧和莫爾圓示意圖 128
圖 4.51 雙曲率 RC 牆之剪力傳遞機制 129
圖 4.52 RC 牆剪力破壞之側向載重位移曲線 129
圖 4.53 彈性變位(左圖)與非線性變位(右圖)疊加示意圖 130
圖 4.54 等值寬柱數值模型 130
圖 4.55 彎矩非線性鉸性質與側向載重位移曲線..... 131
圖 4.56 剪力非線性鉸性質與側向載重位移曲線..... 131

圖 4.57　RC 牆因開口後出現的牆段與牆墩示意圖 131
圖 4.58　美國 ACI 318-14 規範[4.3]對牆墩上、下方之配筋規定 132
圖 4.59　RC 牆大量開窗與開門造成明顯剪力破壞[4.20] 132
圖 4.60　彈簧串並聯示意圖 133
圖 4.61　開口造成明顯單一層的軟弱區域 133
圖 4.62　模型之適用性 134
圖 4.63　RC 牆模擬區域選取與關鍵桿件決定 134
圖 4.64　開口左方垂直牆段之對角壓桿兩端節點力平衡檢驗 135
圖 4.65　開口左方垂直牆段高度調整 135
圖 4.66　開口右方垂直牆段之對角壓桿兩端節點力平衡檢驗 135
圖 4.67　開口右方垂直牆段高度調整 136
圖 4.68　水平力說明 136
圖 4.69　修正垂直牆段高度[4.24] 137
圖 4.70　開口牆中間垂直牆段高度修正 138
圖 4.71　窗型門型複合開口-水平牆段的選取 138
圖 4.72　窗型門型複合開口-傳遞路徑的選取與修正 139
圖 4.73　剪力元素之剪力勁度 139
圖 4.74　單一窗型開口傳力路徑圖 140
圖 4.75　關鍵桿件之側力位移曲線修正 140
圖 4.76　側力位移曲線線性疊加 141
圖 4.77　簡易側力位移曲線 141
圖 4.78　填充牆等值柱數值模型 141
圖 4.79　各式磚牆砌法及臨界破壞角 142
圖 4.80　磚牆之側向載重位移曲線 142
圖 4.81　磚牆之等值斜撐模式 143
圖 4.82　磚牆等值斜撐之軸力非線性鉸性質 143
圖 4.83　磚翼牆最大強度點時的傳力機制 144
圖 4.84　單側磚翼牆主要破壞路徑示意圖 145
圖 4.85　等效組合斷面 146
圖 4.86　三面圍束磚牆之建議評估曲線 146
圖 4.87　開口磚牆之等值斜撐模式 147
圖 4.88　開口磚牆等值斜撐之軸力非線性鉸性質 147
圖 5.1　原構材強度參數之應用範圍 157
圖 5.2　調整後構材強度參數之應用範圍 157
圖 5.3　各層層剪力需求圖 158
圖 6.1　補強原則示意圖 205

圖 6.2　耐震評估與補強流程圖 205
圖 6.3　擴柱補強斷面示意圖 207
圖 6.4　翼牆補強斷面示意圖 209
圖 6.5　RC 牆補強斷面示意圖 211
圖 6.6　低矮樓層外加 RC 構架柱斷面及梁斷面配筋圖 212
圖 6.7　外加 RC 構架柱線自由體圖 212
圖 6.8　低矮樓層外加 RC 構架邊柱側向強度與樓層關係圖 213
圖 6.9　低矮樓層外加 RC 構架中間柱側向強度與樓層關係圖 213
圖 6.10　中高樓層外加 RC 構架柱斷面及梁斷面配筋圖 214
圖 6.11　中高樓層外加 RC 構架邊柱側向強度與樓層關係圖 214
圖 6.12　中高樓層外加 RC 構架中間柱側向強度與樓層關係圖 215
圖 6.13　門型開口 RC 牆補強斷面示意圖 216
圖 6.14　窗型開口 RC 牆補強斷面示意圖 218
圖 6.15　案例門型開口牆與牆筋示意圖 [6.5] 218
圖 6.16　開口牆模擬範圍 219
圖 6.17　開口牆水平軟弱區域由豎向構材填滿 219
圖 6.18　關鍵桿件高度修正 220
圖 6.19　上下方傳遞路徑選取 220
圖 6.20　各傳遞路徑與彈簧模擬圖 221
圖 6.21　雙併公寓建築平面圖 222
圖 6.22　雙併公寓增設電梯補強之建築平面圖 222
圖 6.23　第一層到第四層之 SWX 牆補強斷面細節 223
圖 6.24　第二層到第四層之 SWY1 牆補強斷面細節 223
圖 6.25　第二層到第四層之 SWY2 牆補強斷面細節 224
圖 6.26　複合柱平面及立面圖 225
圖 6.27　3/8 吋 U 型鋼索夾 226
圖 6.28　複合柱基腳配筋圖(垂直走廊方向剖面) 226
圖 6.29　複合柱基腳配筋圖(平行走廊方向剖面) 227
圖 6.30　複合柱含磚牆之轉換斷面 227
圖 6.31　樓版打除 228
圖 7.1　案例 A 建築平面圖(1 層) 291
圖 7.2　案例 A 建築平面圖(2~4 層) 291
圖 7.3　案例 A 建築平面圖(5~12 層) 292
圖 7.4　案例 A 結構平面圖(1~5 層) 292
圖 7.5　案例 A 結構平面圖(6~12 層) 293
圖 7.6　案例 A 結構立面圖(line A) 293

圖 7.7　案例 A 結構立面圖(line D) 294
圖 7.8　案例 A 結構立面圖(line 1) 294
圖 7.9　案例 A 結構 3D 模型 295
圖 7.10　案例 A RC 牆模擬示意圖 295
圖 7.11　案例 A 正 X 向側推曲線及容量振譜曲線 296
圖 7.12　案例 A 負 X 向側推曲線及容量振譜曲線 296
圖 7.13　案例 A 正 Y 向側推曲線及容量振譜曲線 297
圖 7.14　案例 A 負 Y 向側推曲線及容量振譜曲線 297
圖 7.15　案例 A 正 X 向側推分析塑鉸圖(line A) 298
圖 7.16　案例 A 正 X 向側推分析塑鉸圖(line B) 298
圖 7.17　案例 A 正 X 向側推分析塑鉸圖(line C) 299
圖 7.18　案例 A 正 X 向側推分析塑鉸圖(line D) 299
圖 7.19　案例 A 負 X 向側推分析塑鉸圖(line A) 300
圖 7.20　案例 A 負 X 向側推分析塑鉸圖(line B) 300
圖 7.21　案例 A 負 X 向側推分析塑鉸圖(line C) 301
圖 7.22　案例 A 負 X 向側推分析塑鉸圖(line D) 301
圖 7.23　案例 A 正 Y 向側推分析塑鉸圖(line 1) 302
圖 7.24　案例 A 正 Y 向側推分析塑鉸圖(line 1') 302
圖 7.25　案例 A 正 Y 向側推分析塑鉸圖(line 2) 303
圖 7.26　案例 A 正 Y 向側推分析塑鉸圖(line 2') 303
圖 7.27　案例 A 正 Y 向側推分析塑鉸圖(line 3) 304
圖 7.28　案例 A 正 Y 向側推分析塑鉸圖(line 3') 304
圖 7.29　案例 A 正 Y 向側推分析塑鉸圖(line 4) 305
圖 7.30　案例 A 正 Y 向側推分析塑鉸圖(line 4') 305
圖 7.31　案例 A 正 Y 向側推分析塑鉸圖(line 5) 306
圖 7.32　案例 A 負 Y 向側推分析塑鉸圖(line 1) 306
圖 7.33　案例 A 負 Y 向側推分析塑鉸圖(line 1') 307
圖 7.34　案例 A 負 Y 向側推分析塑鉸圖(line 2) 307
圖 7.35　案例 A 負 Y 向側推分析塑鉸圖(line 2') 308
圖 7.36　案例 A 負 Y 向側推分析塑鉸圖(line 3) 308
圖 7.37　案例 A 負 Y 向側推分析塑鉸圖(line 3') 309
圖 7.38　案例 A 負 Y 向側推分析塑鉸圖(line 4) 309
圖 7.39　案例 A 負 Y 向側推分析塑鉸圖(line 4') 310
圖 7.40　案例 A 負 Y 向側推分析塑鉸圖(line 5) 310
圖 7.41　案例 A 完整補強後建築平面圖(1 層) 311
圖 7.42　案例 A 完整補強後建築平面圖(2~4 層) 311

圖 7.43　案例 A 完整補強後建築平面圖(5~8 層) 312
圖 7.44　案例 A 擴柱補強配筋圖(EC1 擴柱) 312
圖 7.45　案例 A 擴柱補強配筋圖(EC2 柱) 313
圖 7.46　案例 A 完整補強後立面圖(lineA) 313
圖 7.47　案例 A 完整補強後立面圖(lineD) 314
圖 7.48　案例 A 完整補強後立面圖(line1) 314
圖 7.49　案例 A 完整補強後正 X 向側推曲線及容量振譜曲線 315
圖 7.50　案例 A 完整補強後負 X 向側推曲線及容量振譜曲線 315
圖 7.51　案例 A 完整補強後正 Y 向側推曲線及容量振譜曲線 316
圖 7.52　案例 A 完整補強後負 Y 向側推曲線及容量振譜曲線 316
圖 7.53　案例 A 完整補強後正 X 向側推分析塑鉸圖(line A) 317
圖 7.54　案例 A 完整補強後正 X 向側推分析塑鉸圖(line B) 317
圖 7.55　案例 A 完整補強後正 X 向側推分析塑鉸圖(line C) 318
圖 7.56　案例 A 完整補強後正 X 向側推分析塑鉸圖(line D) 318
圖 7.57　案例 A 完整補強後負 X 向側推分析塑鉸圖(line A) 319
圖 7.58　案例 A 完整補強後負 X 向側推分析塑鉸圖(line B) 319
圖 7.59　案例 A 完整補強後負 X 向側推分析塑鉸圖(line C) 320
圖 7.60　案例 A 完整補強後負 X 向側推分析塑鉸圖(line D) 320
圖 7.61　案例 A 完整補強後正 Y 向側推分析塑鉸圖(line 1) 321
圖 7.62　案例 A 完整補強後正 Y 向側推分析塑鉸圖(line 1') 321
圖 7.63　案例 A 完整補強後正 Y 向側推分析塑鉸圖(line 2) 322
圖 7.64　案例 A 完整補強後正 Y 向側推分析塑鉸圖(line 2') 322
圖 7.65　案例 A 完整補強後正 Y 向側推分析塑鉸圖(line 3) 323
圖 7.66　案例 A 完整補強後正 Y 向側推分析塑鉸圖(line 3') 323
圖 7.67　案例 A 完整補強後正 Y 向側推分析塑鉸圖(line 4) 324
圖 7.68　案例 A 完整補強後正 Y 向側推分析塑鉸圖(line 4') 324
圖 7.69　案例 A 完整補強後正 Y 向側推分析塑鉸圖(line 5) 325
圖 7.70　案例 A 完整補強後負 Y 向側推分析塑鉸圖(line 1) 325
圖 7.71　案例 A 完整補強後負 Y 向側推分析塑鉸圖(line 1') 326
圖 7.72　案例 A 完整補強後負 Y 向側推分析塑鉸圖(line 2) 326
圖 7.73　案例 A 完整補強後負 Y 向側推分析塑鉸圖(line 2') 327
圖 7.74　案例 A 完整補強後負 Y 向側推分析塑鉸圖(line 3) 327
圖 7.75　案例 A 完整補強後負 Y 向側推分析塑鉸圖(line 3') 328
圖 7.76　案例 A 完整補強後負 Y 向側推分析塑鉸圖(line 4) 328
圖 7.77　案例 A 完整補強後負 Y 向側推分析塑鉸圖(line 4') 329
圖 7.78　案例 A 完整補強後負 Y 向側推分析塑鉸圖(line 5) 329

圖 7.79　案例 A 模型分析法 3D 圖 330
圖 7.80　案例 A 模型分析法-正 X 向階段性補強模型斷面圖(line A) 330
圖 7.81　案例 A 模型分析法-正 X 向階段性補強模型斷面圖(line B) 331
圖 7.82　案例 A 模型分析法-正 X 向階段性補強模型斷面圖(line C) 331
圖 7.83　案例 A 模型分析法-正 X 向階段性補強模型斷面圖(line D) 332
圖 7.84　案例 A 模型分析法-負 X 向階段性補強模型斷面圖(line A) 332
圖 7.85　案例 A 模型分析法-負 X 向階段性補強模型斷面圖(line B) 333
圖 7.86　案例 A 模型分析法-負 X 向階段性補強模型斷面圖(line C) 333
圖 7.87　案例 A 模型分析法-負 X 向階段性補強模型斷面圖(line D) 334
圖 7.88　案例 A 模型分析法-設定標準層(含)以下各層非線性鉸 334
圖 7.89　案例 A 模型分析法-匯出樓層極限層剪力(Story shear)與位移 (Diapgragm CM) 335
圖 7.90　案例 A 模型分析法-匯出最大極限層剪力(選取力量最大之步數) 335
圖 7.91　案例 A 模型分析法-樓層絕對位移量表格輸出 336
圖 7.92　案例 A 模型分析法-依序設定分析樓層下各層模態大小為 0 336
圖 7.93　案例 A 模型分析法-移除分析樓層下各層樓之非線性鉸 337
圖 7.94　案例 A 模型分析法-建立 Load Case(Unit-quake-none) 337
圖 7.95　案例 A 模型分析法-設定 1000tf 正 X 向單位力在質心附近節點 338
圖 7.96　案例 A 模型分析法-輸出單位力的側向位移數據 338
圖 7.97　案例 A 模型分析法-補強後 X 向各樓層層剪力強度 339
圖 7.98　案例 A 模型分析法-補強後 Y 向各樓層層剪力強度 339
圖 7.99　案例 A 模型分析法-補強平面圖(1F) 340
圖 7.100　案例 A 模型分析法-補強平面圖(2~4F) 340
圖 7.101　案例 A 軟弱層補強簡易設計法-採計之柱牆量面積(1 層) 341
圖 7.102　案例 A 軟弱層補強簡易設計法-採計之柱牆量面積(2~4 層) 341
圖 7.103　案例 A 軟弱層補強簡易設計法-採計之柱牆量面積(5~6 層) 342
圖 7.104　案例 A 簡易設計法-補強後 X 向各樓層層剪力強度 342
圖 7.105　案例 A 簡易設計法-補強後 Y 向各樓層層剪力強度 343
圖 7.106　案例 A 軟弱層補強簡易設計法-擴柱補強平面圖(1 層) 343
圖 7.107　案例 A 軟弱層補強簡易設計法-擴柱補強平面圖(2~4 層) 344
圖 7.108　案例 B 建築平面圖(1 層) 344
圖 7.109　案例 B 之建築平面圖(2~4 層) 345
圖 7.110　案例 B 建築平面圖(屋頂層) 345
圖 7.111　案例 B 正立面圖 346
圖 7.112　案例 B 背立面圖 346

圖 7.113　案例 B 左側立面圖 347
圖 7.114　案例 B 右側立面圖 347
圖 7.115　案例 B 結構平面圖(基礎) 348
圖 7.116　案例 B 之結構平面圖(2~4 層、屋頂層) 348
圖 7.117　案例 B 柱配筋圖 349
圖 7.118　案例 B 梁及版配筋圖 349
圖 7.119　案例 B 結構 3D 模型(含牆構件) 350
圖 7.120　近施力側磚翼牆對角壓桿傳力機制[7.1] 350
圖 7.121　案例 B 正 X 向側推曲線 351
圖 7.122　柱之剪力釋放方式(X 向釋放 V2，Y 向釋放 V3) 352
圖 7.123　案例 B 正 X 向 M1 短柱剪力破壞 352
圖 7.124　案例 B 正 X 向 M2 磚斜撐破壞 353
圖 7.125　案例 B 正 X 向 M3 磚斜撐破壞 353
圖 7.126　案例 B 正 X 向 M4 中達 B 點之窗台斜撐(不刪除) 354
圖 7.127　案例 B 正 X 向側推分析非線性鉸圖(line A) 354
圖 7.128　案例 B 正 X 向側推分析非線性鉸圖(line B) 355
圖 7.129　案例 B 正 X 向側推分析非線性鉸圖(line C) 355
圖 7.130　案例 B 正 X 向側推分析非線性鉸圖(line D) 356
圖 7.131　案例 B 正 X 向側推分析非線性鉸圖(line E) 356
圖 7.132　案例 B 正 X 向側推分析非線性鉸圖(line F) 357
圖 7.133　案例 B 正 X 向側推分析非線性鉸圖(line G) 357
圖 7.134　案例 B 正 X 向側推曲線及容量振譜曲線 358
圖 7.135　案例 B 負 X 向側推曲線 359
圖 7.136　案例 B 負 X 向 M1 磚斜撐破壞 359
圖 7.137　案例 B 負 X 向 M2 磚斜撐破壞 360
圖 7.138　案例 B 負 X 向 M3 短柱剪力破壞(2FC15) 360
圖 7.139　案例 B 負 X 向 M4 短柱剪力破壞短柱(2FC20) 361
圖 7.140　案例 B 負 X 向 M5 磚斜撐破壞 361
圖 7.141　案例 B 負 X 向側推分析非線性鉸圖(line A) 362
圖 7.142　案例 B 負 X 向側推分析非線性鉸圖(line B) 362
圖 7.143　案例 B 負 X 向側推分析非線性鉸圖(line C) 363
圖 7.144　案例 B 負 X 向側推分析非線性鉸圖(line D) 363
圖 7.145　案例 B 負 X 向側推分析非線性鉸圖(line E) 364
圖 7.146　案例 B 負 X 向側推分析非線性鉸圖(line F) 364
圖 7.147　案例 B 負 X 向側推分析非線性鉸圖(line G) 365
圖 7.148　案例 B 負 X 向側推曲線及容量振譜曲線 365

圖 7.149　案例 B 正 Y 向側推曲線 366
圖 7.150　案例 B 正 Y 向 M1 磚斜撐破壞 367
圖 7.151　案例 B 正 Y 向 M2 極短柱剪力破壞(2FC9) 367
圖 7.152　案例 B 正 Y 向 M3 磚斜撐破壞 368
圖 7.153　案例 B 正 Y 向 M4 極短柱剪力破壞(3FC9) 368
圖 7.154　案例 B 正 Y 向 M5 磚斜撐破壞 369
圖 7.155　案例 B 正 Y 向側推分析非線性鉸圖(line 1) 369
圖 7.156　案例 B 正 Y 向側推分析非線性鉸圖(line 2) 370
圖 7.157　案例 B 正 Y 向側推分析非線性鉸圖(line 3) 370
圖 7.158　案例 B 正 Y 向側推分析非線性鉸圖(line 4) 371
圖 7.159　案例 B 正 Y 向側推分析非線性鉸圖(line 5) 371
圖 7.160　案例 B 正 Y 向側推分析非線性鉸圖(line 6) 372
圖 7.161　案例 B 正 Y 向側推分析非線性鉸圖(line 7) 372
圖 7.162　案例 B 正 Y 向側推分析非線性鉸圖(line 8) 373
圖 7.163　案例 B 正 Y 向側推分析非線性鉸圖(line 9) 373
圖 7.164　案例 B 正 Y 向側推曲線及容量振譜曲線 374
圖 7.165　案例 B 負 Y 向側推曲線 375
圖 7.166　案例 B 負 Y 向 M1 磚斜撐破壞 375
圖 7.167　案例 B 負 Y 向 M2 磚斜撐破壞 376
圖 7.168　案例 B 負 Y 向 M3 磚斜撐破壞 376
圖 7.169　案例 B 負 Y 向側推分析非線性鉸圖(line 1) 377
圖 7.170　案例 B 負 Y 向側推分析非線性鉸圖(line 2) 377
圖 7.171　案例 B 負 Y 向側推分析非線性鉸圖(line 3) 378
圖 7.172　案例 B 負 Y 向側推分析非線性鉸圖(line 4) 378
圖 7.173　案例 B 負 Y 向側推分析非線性鉸圖(line 5) 379
圖 7.174　案例 B 負 Y 向側推分析非線性鉸圖(line 6) 379
圖 7.175　案例 B 負 Y 向側推分析非線性鉸圖(line 7) 380
圖 7.176　案例 B 負 Y 向側推分析非線性鉸圖(line 8) 380
圖 7.177　案例 B 負 Y 向側推分析非線性鉸圖(line 9) 381
圖 7.178　案例 B 負 Y 向側推曲線及容量振譜曲線 381
圖 7.179　個人住宅小型電梯尺寸 382
圖 7.180　案例 B 增設電梯補強之建築平面圖(2~4 層) 382
圖 7.181　案例 B 新建樓梯剖立面圖 383
圖 7.182　案例 B 增設電梯補強建築 3D 圖(sketchup 模型) 384
圖 7.183　案例 B 之 SWX 牆斷面細節 384
圖 7.184　案例 B 構架 5 之 RC 牆補強斷面細節(SWY1) 385

圖 7.185　案例 B 構架 3 之 RC 牆補強斷面細節(SWY2) 385
圖 7.186　案例 B RC 牆補強結構模擬 3D 模型圖 386
圖 7.187　模擬開口 RC 牆 3FSWY1 之等值寬柱位置 387
圖 7.188　3FSWY1 各傳遞路徑 388
圖 7.189　3FSWY1 中側力位移曲線結果 388
圖 7.190　3FSWY1 剪力非線性鉸參數 389
圖 7.191　案例 B 階段性補強 B 後之正 X 側推曲線 390
圖 7.192　案例 B 階段性補強 B 後正 X 向 XPSWM2 磚斜撐破壞 390
圖 7.193　案例 B 階段性補強 B 後正 X 向 XPSWM2T1 短柱剪力破壞 ... 391
圖 7.194　案例 B 階段性補強 B 後正 X 向 XPSWM2T2 磚斜撐破壞 391
圖 7.195　案例 B 階段性補強 B 後正 X 向 XPSWM2T3 磚斜撐破壞 392
圖 7.196　案例 B 階段性補強 B 後正 X 向 XPSWM2T3 磚斜撐破壞 392
圖 7.197　案例 B 階段性補強 B 後正 X 向側推分析非線性鉸圖(line A) .. 393
圖 7.198　案例 B 階段性補強 B 後正 X 向側推分析非線性鉸圖(line B) .. 393
圖 7.199　案例 B 階段性補強 B 後正 X 向側推分析非線性鉸圖(line C) .. 394
圖 7.200　案例 B 階段性補強 B 後正 X 向側推分析非線性鉸圖(line D) .. 394
圖 7.201　案例 B 階段性補強 B 後正 X 向側推分析非線性鉸圖(line E) .. 395
圖 7.202　案例 B 階段性補強 B 後正 X 向側推分析非線性鉸圖(line F) .. 395
圖 7.203　案例 B 階段性補強 B 後正 X 向側推分析非線性鉸圖(line G) .. 396
圖 7.204　案例 B 正 X 向階段性補強 B 前/補強後側推曲線比較 396
圖 7.205　案例 B 正 X 向階段性補強 B 前/補強後容量振譜曲線比較 397
圖 7.206　案例 B 階段性補強 B 之負 X 向側推曲線 398
圖 7.207　案例 B 階段性補強 B 後負 X 向 XNSWM2 磚斜撐破壞 398
圖 7.208　案例 B 階段性補強 B 後負 X 向 XNSWM2T1 磚斜撐破壞 399
圖 7.209　案例 B 階段性補強 B 後負 X 向 XNSWM2T2 磚斜撐破壞 399
圖 7.210　案例 B 階段性補強 B 後負 X 向 XNSWM2T3 短柱剪力破壞 .. 400
圖 7.211　案例 B 階段性補強 B 後負 X 向 XNSWM2T4 短柱剪力破壞 ... 400
圖 7.212　案例 B 階段性補強 B 後負 X 向 XNSWM2T5 短柱剪力破壞 .. 401
圖 7.213　案例 B 階段性補強 B 後負 X 向 XNSWM2T6 磚斜撐破壞 401
圖 7.214　案例 B 階段性補強 B 後負 X 向 XNSWM2T7 磚斜撐破壞 402
圖 7.215　案例 B 階段性補強 B 後負 X 向側推分析非線性鉸圖(line A) .. 402
圖 7.216　案例 B 階段性補強 B 後負 X 向側推分析非線性鉸圖(line B) .. 403
圖 7.217　案例 B 階段性補強 B 後負 X 向側推分析非線性鉸圖(line C) .. 403
圖 7.218　案例 B 階段性補強 B 後負 X 向側推分析非線性鉸圖(line D) .. 404
圖 7.219　案例 B 階段性補強 B 後負 X 向側推分析非線性鉸圖(line E) .. 404
圖 7.220　案例 B 階段性補強 B 後負 X 向側推分析非線性鉸圖(line F) .. 405

圖 7.221　案例 B 階段性補強 B 後負 X 向側推分析非線性鉸圖(line G)..405
圖 7.222　案例 B 負 X 向階段性補強 B 前/補強後側推曲線比較 406
圖 7.223　案例 B 負 X 向階段性補強 B 前/補強後容量振譜曲線比較 406
圖 7.224　案例 B 階段性補強 B 之正 Y 向側推曲線 407
圖 7.225　案例 B 階段性補強 B 後正 Y 向 YPSWM3 軸力破壞斜撐.....408
圖 7.226　案例 B 階段性補強 B 後正 Y 向 YPSWM3T1 極短柱剪力破壞408
圖 7.227　案例 B 階段性補強 B 後正 Y 向側推分析非線性鉸圖(line 1)...409
圖 7.228　案例 B 階段性補強 B 後正 Y 向側推分析非線性鉸圖(line 2)...409
圖 7.229　案例 B 階段性補強 B 後正 Y 向側推分析非線性鉸圖(line 3)...410
圖 7.230　案例 B 階段性補強 B 後正 Y 向側推分析非線性鉸圖(line 4)...410
圖 7.231　案例 B 階段性補強 B 後正 Y 向側推分析非線性鉸圖(line 5)...411
圖 7.232　案例 B 階段性補強 B 後正 Y 向側推分析非線性鉸圖(line 6)...411
圖 7.233　案例 B 階段性補強 B 後正 Y 向側推分析非線性鉸圖(line 7)...412
圖 7.234　案例 B 階段性補強 B 後正 Y 向側推分析非線性鉸圖(line 8)...412
圖 7.235　案例 B 階段性補強 B 後正 Y 向側推分析非線性鉸圖(line 9)...413
圖 7.236　案例 B 正 Y 向階段性補強 B 前/補強後側推曲線比較 413
圖 7.237　案例 B 正 Y 向階段性補強 B 前/補強後容量振譜曲線比較 414
圖 7.238　案例 B 階段性補強 B 之負 Y 向側推曲線 415
圖 7.239　案例 B 階段性補強 B 後負 Y 向 YNSWM3 磚斜撐破壞.....415
圖 7.240　案例 B 階段性補強 B 後負 Y 向 YNSWM3T1 磚斜撐破壞 416
圖 7.241　案例 B 階段性補強 B 後負 Y 向 YNSWM3T2 短柱剪力破壞
(4FC9).....417
圖 7.242　案例 B 階段性補強 B 後負 Y 向 YNSWM2T3 磚斜撐破壞 417
圖 7.243　案例 B 階段性補強 B 後負 Y 向 YNSWM2T4 極短柱 C9.....418
圖 7.244　案例 B 階段性補強 B 後負 Y 向 YNSWM2T5 磚斜撐破壞 418
圖 7.245　案例 B 階段性補強 B 後負 Y 向 YNSWM2T6 磚斜撐破壞 419
圖 7.246　案例 B 階段性補強 B 後負 Y 向側推分析非線性鉸圖(line 1)...419
圖 7.247　案例 B 階段性補強 B 後負 Y 向側推分析非線性鉸圖(line 2)...420
圖 7.248　案例 B 階段性補強 B 後負 Y 向側推分析非線性鉸圖(line 3)...420
圖 7.249　案例 B 階段性補強 B 後負 Y 向側推分析非線性鉸圖(line 4)...421
圖 7.250　案例 B 階段性補強 B 後負 Y 向側推分析非線性鉸圖(line 5)...421
圖 7.251　案例 B 階段性補強 B 後負 Y 向側推分析非線性鉸圖(line 6)...422
圖 7.252　案例 B 階段性補強 B 後負 Y 向側推分析非線性鉸圖(line 7)...422
圖 7.253　案例 B 階段性補強 B 後負 Y 向側推分析非線性鉸圖(line 8)...423
圖 7.254　案例 B 階段性補強 B 後負 Y 向側推分析非線性鉸圖(line 9)...423
圖 7.255　案例 B 負 Y 向階段性補強 B 前/補強後側推曲線比較 424

圖 7.256　案例 B 負 Y 向階段性補強 B 前/補強後容量振譜曲線比較 424
圖 7.257　案例 B 翼牆斷面細節(WW) 425
圖 7.258　案例 B 補強材料性質設定 425
圖 7.259　案例 B 翼牆補強斷面設定(1~2 層) 426
圖 7.260　案例 B 翼牆補強斷面設定(3 層) 426
圖 7.261　案例 B 翼牆補強不對稱撓曲非線性鉸參數設定(1~2 層) 427
圖 7.262　案例 B 翼牆補強不對稱撓曲非線性鉸參數設定(3 層) 427
圖 7.263　案例 B 完整補強之模型結構平面圖 428
圖 7.264　案例 B 完整補強結構模擬 3D 模型圖 428
圖 7.265　案例 B 完整補強之正 X 側推曲線圖 429
圖 7.266　案例 B 完整補強後正 X 向 XPSWM2F3 短梁剪力破壞 430
圖 7.267　案例 B 完整補強後正 X 向 XPSWM2F4 短梁破壞 430
圖 7.268　案例 B 完整補強後正 X 向 XPSWM2F5 磚斜撐破壞 431
圖 7.269　案例 B 完整補強後正 X 向 XPSWM2F6 磚斜撐破壞 431
圖 7.270　案例 B 完整補強後正 X 向 XPSWM2F6 磚斜撐破壞 432
圖 7.271　案例 B 完整補強後正 X 向 XPSWM2F6 磚斜撐破壞 432
圖 7.272　案例 B 完整補強後正 X 向側推分析非線性鉸圖(line A) 433
圖 7.273　案例 B 完整補強後正 X 向側推分析非線性鉸圖(line B) 433
圖 7.274　案例 B 完整補強後正 X 向側推分析非線性鉸圖(line C) 434
圖 7.275　案例 B 完整補強後正 X 向側推分析非線性鉸圖(line D) 434
圖 7.276　案例 B 完整補強後正 X 向側推分析非線性鉸圖(line E) 435
圖 7.277　案例 B 完整補強後正 X 向側推分析非線性鉸圖(line F) 435
圖 7.278　案例 B 完整補強後正 X 向側推分析非線性鉸圖(line G) 436
圖 7.279　案例 B 正 X 向完整補強前/補強後側推曲線比較 436
圖 7.280　案例 B 正 X 向完整補強前/補強後容量振譜曲線比較 437
圖 7.281　案例 B 完整補強後負 X 向側推分析非線性鉸圖(line A) 437
圖 7.282　案例 B 完整補強後負 X 向側推分析非線性鉸圖(line B) 438
圖 7.283　案例 B 完整補強後負 X 向側推分析非線性鉸圖(line C) 438
圖 7.284　案例 B 完整補強後負 X 向側推分析非線性鉸圖(line D) 439
圖 7.285　案例 B 完整補強後負 X 向側推分析非線性鉸圖(line E) 439
圖 7.286　案例 B 完整補強後負 X 向側推分析非線性鉸圖(line F) 440
圖 7.287　案例 B 完整補強後負 X 向側推分析非線性鉸圖(line G) 440
圖 7.288　案例 B 負 X 向完整補強前/補強後側推曲線比較 441
圖 7.289　案例 B 負 X 向完整補強前/補強後容量振譜曲線比較 441

第一章　緒論

2016 年 2 月台灣 0206 美濃地震，共有 117 人罹難，其中 115 人 (98.3%) 之死亡乃肇因於「維冠金龍大樓」之倒塌(圖 1.1)，其倒塌主因之一乃為軟弱層破壞後，導致整體結構系統不穩定而倒塌；2016 年 4 月日本熊本地震，仍有多棟建築物發生軟弱層之破壞模式(圖 1.2)，建築結構之一樓作停車之用，甚為普遍。由於未考量軟弱層，導致一樓牆量不足；而二樓以上作住宅用，搭配起居之功能，存在為數不少之隔間牆。因此，形成一樓弱層。然而，南化區公有市場於 2010 年甲仙地震後設置臨時支撐，於 2016 年美濃地震後未倒塌，具有抗倒塌效果。相對地，山上區公有市場底層為開放空間，二層為居室或辦公室，屬於軟弱底層結構，於 2016 年美濃地震後底層完全倒塌(圖 1.3)。由以上災害經驗可知，若能於底層增加補強構件，雖僅為階段性補強，但至少能達到防止倒塌的目標。

本手冊所稱的階段性補強，係指經初步評估後為高震損風險的建築物，在等待整合全數區分所有權人意見進行完整補強或拆除重建之前，提供短期緊急性之處理措施，在下次大地震來臨時，能降低倒塌的風險，該措施定義為階段性補強。

依據行政院 106 年 2 月 2 日院臺建字第 1060003276 號函核定「安家固園計畫–106 年執行計畫」之推動老舊建築物耐震評估補強措施，內政部營建署委託國家地震工程研究中心(以下簡稱本中心)辦理 106 年度「單棟大樓階段性補強技術手冊及示範案例規劃設計監造」委託技術服務。針對老舊公寓大廈之耐震能力初步評估結果為危險度分數 R 值大於五十分者，研議單棟大樓階段性補強之設計與施工方法，並輔導實際公寓大廈之階段性補強示範案例，俾利後續宣導及提供民眾實務操作的參考。

本手冊內容分上下二冊，上冊為建築物階段性補強技術手冊-評估與設計技術篇，內容主要包括耐震評估與補強性能目標，做為階段性補強的合格標準；耐震能力初步評估及詳細評估的方法介紹與適用範圍；非線性構件行

為分析所需的關鍵構件背骨曲線；補強工法設計與參考圖說；階段性補強設計示範例。

下冊為建築物階段性補強技術手冊-施工及監造篇。內容主要包括階段性補強工程範例介紹；建管法令檢討；開工前準備；補強施工注意要項；關鍵查驗點監造紀錄；竣工請照等。

危險老舊住宅推動拆除重建的困難度極高，主要困難在於整合全部區分所有權人的意見。然而，地震何時會來是無法預測，在達成拆除重建之前，可先以快速又經濟的階段性補強工法，暫時降低倒塌風險，保障生命財產安全。本手冊提供階段性補強設計與施工技術，並佐以示範案例說明相關法令與獎勵政策，可以做為專業工程人員與一般民眾執行階段性補強作業之參考。

圖 1.1　台南市維冠金龍大樓倒塌後空拍照片
(照片來源: 國震中心王仁佐博士)

圖 1.2　日本熊本地震中某七層樓建築結構
(一樓崩塌，二樓樓板壓在車子上) (照片來源: 國震中心鍾立來博士)

(a) 南化區公有市場於 2010 年甲仙地震後設置臨時支撐，於 2016 年美濃地震後未倒塌，具有抗倒塌效果。

(b) 山上區公有市場底層開放空間，二層為居室或辦公室，於 2016 年美濃地震後底層完全倒塌。

圖 1.3　美濃地震中兩棟市場建築的損壞程度比較

第二章　耐震評估與補強性能目標

2.1 文獻回顧

目前國內外有關耐震評估與補強的文獻大多以整幢結構耐震補強為主，少有針對階段性補強之相關文獻。由美濃地震勘災經驗發現，軟弱底層結構經簡易的臨時支撐，也可達到防止倒塌的補強功能。本節將彙整國內外相關文獻及資料，供開發單棟建築物階段性補強工法及技術之研究參考。

2.1.1 耐震評估方法與合格標準相關文獻

(1) 歐美

目前國際上所廣泛應用的耐震性能評估方法主要有 ATC-40 的容量震譜法[2.1]、FEMA-273 位移係數法[2.2]及 Chopra and Goel 振態側推分析法(Modal pushover analysis) [2.3]。其中最早係屬美國 ATC-40 於 1996 年提出以容量震譜法進行建築物之耐震評估，此法以性能評估為出發點，評估結構物是否符合性能目標之限制，較符合現今建物之耐震需求[2.1]。

歐洲規範 Eurocode 8[2.4]現已採納 N2 方法作為側推分析之依據。該方法與其他類型側推分析方法相似，係透過非線性反應譜與理想化等效單自由度系統的運算求得結構物之耐震需求[2.5]。N2 方法及其他側推分析方法，可由多自由度轉換為等效的單自由度系統，係根源於結構變形不隨時間而改變的假設，此種假設亦限制了該類型方法的適用性。其運用於平面結構模型分析，並不會產生太大的問題，因其受高模態的影響相對較小。而在三維不對稱結構分析中，多模態效應所造成的影響將會增大，傳統 N2 方法並無法妥適考慮扭轉效應所造成的影響。Fajfar 等人進一步的研究結果顯示[2.6]，在多數情況下，可透過額外考慮線性動力(反應譜)的結果，進行扭轉效應的分析。Fajfar 等人根據這些研究結果而進行 Extended N2 方法的發展，建議三維結構模型經由側推分析所得的結果應與線性動力(反應譜)分析的結果應相結合[2.6]，且此項考慮扭轉效應的方法，亦可以應用於其他類型的側推分析之上。

近代建物耐震性能評估的目的主要為量化震後建物受損或倒塌所可能造成的災損，包括人員傷亡與修復金額等。而建物耐震性能評估之技術可用於新建建物與補強後之建物。然而，傳統耐震設計方法僅能確保滿足人員生命安全之要求，無法量化所設計結構之耐震性能。故為能確保結構耐震設計或補強後之反應與損傷能滿足業主預期之需求，以性能為導向的耐震設計及評估方法(Performance Based Earthquake Engineering，PBEE)便在此背景下應運而生。

第一代的耐震性能準則主要出現於文獻 SEAOC 2000[2.7]與 FEMA 273/274[2.2]。其中，SEAOC 2000 最早出現於 1995 年，其建立了一套耐震性能設計法的主要架構，基於耐震性能設計概念針對結構損傷情況提出四個性能等級：完全可運行(Fully Operational)、可運行(Operational)、生命安全(Life Safety)及接近倒塌(Near Collapse)等，如表 2.1 所示。另對建物可能遭遇之地震危害程度亦定義了四種地震危害等級：頻繁(Frequent)、偶遇(Occasional)、罕見(Rare)及極罕見(Very Rare)等，如表 2.2 所示。另一方面，FEMA 273/274[2.2]則於 1997 年提出，採用靜力側推分析法進行既有建物之耐震補強評估，依結構損傷輕微至嚴重分為四種性能等級：正常運作(Operational)、立即使用(Immediate Occupancy) 生命安全(Life Safety)及避免倒塌(Collapse Prevention)等。同時，亦定義了兩個地震危害等級為基本安全地震一級(Basic Earthquake 1, BSE-1)及基本安全地震二級(Basic Earthquake 2, BSE-2)，分別對應於 50 年內超越機率 10%與 50 年內超越機率 2%之地震危害度。上述第一代耐震性能評估有別於以往的評估方式，確立了耐震性能評估初步的架構及方法，為現代耐震性能設計之重要的里程碑。

第二代耐震性能評估之相關準則則有 FEMA 356[2.8]與 ASCE 41-06[2.9]。其中，FEMA 356 於 2000 年頒布，其前身為 FEMA 273[2.2]。FEMA 356 針對前一代耐震性能評估中的數值分析方法及容許準則部分加以修訂。ASCE 41-06[2.9]則於 2006 年提出，並於 2017 年更新為 ASCE 41-17[2.10]。ASCE 41-06 是以 FEMA 356 為基礎，並參照多篇報告，如 ASCE 7-10[2.11]等彙整而成，同樣將結構性能等級分為四個：正常運作(Operational)、立即使用(Immediate Occupancy)、生命安全(Life Safety)及避免倒塌(Collapse Prevention)，如圖 2.1 所示，同時參照現地勘災資料與試驗結果訂定構件耐震容許準則。然而前述第一代或第二代之耐震評估法皆未考慮結構分析時之諸多不確定性及隨機性，例如地震力特性、構材性質、施工細節、結構反應等，另外以定性之結構反應參數來描述性能等級，使得不諳工程的業主難以進行決策，且上述耐震性能評估規範(ATC-40[2.1]，ASCE41-17[2.10])均是針對既有建物之修復。

為解決這些工程困境，新一代的耐震性能評估 FEMA P-58[2.12]便於 2012 年被提出。FEMA P-58 將原先離散的結構反應性能等級，改為業主較能理解的性能指標，如：修繕金額、修繕時間及人員傷亡加以描述，以利於進行決策。同時，該文獻所建議的評估方法及架構除了能評估結構的耐震程度外，亦能針對非結構構件進行易損性分析，使得評估的結果更為精準。同時為考量地震強度、材料性質、結構反應及破壞情況等諸多不確定性，FEMA P-58 所建議的新一代評估方法係以機率式的架構進行耐震評估。並提供工程師大量的結構構件及非結構構件等之易損資料庫及程式，用以推估建物修繕金額、修繕時間及人員傷亡等。

當結構系統因地震力作用而無法再承受自重時，結構系統便發生崩塌，而建物結構倒塌為地震中造成人員傷亡之主要原因。近年來有賴於電腦計算能力之進步，以及非線性分析方法的進展，建物倒塌耐震評估成為眾所矚目的研究方向，首先 Vamvatsikos [2.13]以增量式非線性動力分析方法(IDA)評估建物整體結構之倒塌容量，並對該方法提出具體的應用流程及執行細節。Ibarra [2.14]則應用增量式非線性動力分析建立一套倒塌評估方法，使得倒塌評估結果與接近於真實之物理現象。同時其考量數值模型參數對於倒

塌結果之影響，並指出降伏後勁度及韌性容量為影響一結構系統之關鍵參數。Haselton [2.15]研發一套鋼筋混凝土特殊抗彎構架之建物之倒塌風險評估方法及工具，並評估 30 棟依 ASCE 7-02 規範設計之鋼筋混凝土特殊抗彎構架系的年平均倒塌風險。同時，文獻中對於 RC 構造倒塌之動力實驗驗證數據亦不多見。Haselton [2.15]的研究發現 RC 建物倒塌評估之最終結果受結構設計因子(如高度、結構配置等)之影響較少，反而是受採用之評估方法(例如：反應譜形狀、數值模型不確性)之影響較多。

(2) 日本

日本在既有建築物耐震評估與補強方面的研究，由日本建築防災協會提出三階段診斷法[2.16]，其診斷法特性及適用範圍如表 2.3 所示。一般而言，診斷順序越高，結果之可靠性越高。

診斷後依每個樓層、每個方向計算耐震指標，用以診斷建築物之耐震性能。耐震指標之定義為 $I_s = E_o \times S_d \times T$，其中 E_o 為基本性能指標(建築物具有之基本耐震性能，為強度 C 與韌性 F 之乘積)；S_d 為形狀指標(評估建築物平面及立面形狀影響耐震性能之程度)；T 為老化指標(評估建築物老化影響耐震性能之程度)。不同級距之耐震指標對應之耐震性能如下表所述。

I_S值	耐震性能
小於 0.3	倒塌或崩塌之風險很高
大於 0.3 但小於 0.6	存有倒塌或崩塌之風險
大於 0.6	倒塌或崩塌之風險很低

(3) 台灣

過去眾多國內學者皆致力於建鋼筋混凝土建築物耐震評估的研究，亦進行許多建築物構件的耐震試驗，並提出合理的公式與分析方法。1991 年，許茂雄、張文德，提出非線性增量震譜分析法之耐震評估方式，並與振動台試驗進行比對，再對含磚牆之鋼筋混凝土建築物進行耐震評估[2.17]。1999 年，蔡益超將鋼筋混凝土建築物之耐震能力評估分為初步評估、詳細評估兩種層次。初步評估以填表計分之方式提供快速篩檢之用；詳細評估以「強度韌性法」根據建築物構材之實際尺寸與配筋，計算其強度、韌性與破壞模式，

求得建築物之耐震能力[2.18]。2001 年，陳政杰特別針對「強度韌性法」作一研究與探討，發現此法對於強梁弱柱的建築物會高估其耐震能力，故提出了一套改良的耐震評估法以避免高估建築結構物的耐震能力[2.19]。2003 年，楊斯如亦根據「強度韌性法」為基礎，並改良 ATC-40 建議之容量震譜法對學校建築結構進行耐震詳細評估[2.20]。2003 年，蘇進國導入擷取容量曲線上性能點的觀念來決定建築物的耐震能力，此法可改進 ATC-40 反覆迭代的缺失，亦可獲得各種結構性能狀態與地表加速度之間的相互關係[2.21]。2003 年，陳奕信針對國內磚牆實驗，建立一套合於破壞行為的磚牆分析方法，其中以等值斜撐替代磚牆來分析的方式，解決含磚牆 RC 結構無法在磚牆上設定非線性鉸的窘境，並搭配側推分析與容量震譜法對含磚牆 RC 建築物進行耐震評估[2.22]。2004 年，張瑜晏同樣依照 ATC-40 將結構性能的理念導入結構耐震設計與評估，並建立一套建築物耐震能力詳細補助系統，稱為 ACES(Aseismic Capacity Estimation System)，可自動完成非線性鉸設定，方便於在 ETABS 進行側推分析[2.23]。

目前國內業界以側推分析進行耐震評估所採用的評估方法，有國家地震工程研究中心所發展的「鋼筋混凝土建築物耐震能力詳細評估分析方法(TEASPA)」[2.24]及蔡益超及宋裕祺發展的「鋼筋混凝土建築物耐震能力評估系統(SERCB)」[2.25]等兩種，兩者皆為以美國 ATC-40 所建議容量震譜法(Capacity Spectrum Method)作為基礎，進行發展的耐震評估方法，皆可充分表現出結構物的非線性行為，使建物的耐震能力不再只由「強度」決定，而是由「強度」與「韌性」一起貢獻，圖 2.2 為側推分析所得之容量曲線。目前此兩種方法皆被廣泛應用在國內校舍耐震能力評估與補強計畫當中，對於用以評估國內校舍耐震能力是否足夠，皆已進行合理的驗證及比對。此兩種評估方法皆可搭配業界所常用之 ETABS 及 MIDAS 等非線性分析軟體，以利工程師建立分析模型並進行評估模擬。由於容量震譜法係以建築物之第一模態，轉換容量曲線為等效單自由度系統的容量震譜，對於主控模態並非第一模態的高樓建築以及不規則結構，所得評估結果恐有較大誤差。對於屬於此類型結構而言，前述兩種評估方法恐無法準確進行耐震能力之診斷，須有更進一步研究與改良，始能獲得可信賴之評估結果。

2.1.2 耐震補強工法相關文獻

(1) 美國

美國舊金山地區在 1989 年 Loma Prieta 地震過後，發現大量建築物有軟弱底層之問題，因此積極推動建築物之耐震評估與補強，針對此類型之建築物亦開發多項補強工法，主要有：(a)增置鋼構或混凝土之抗彎矩構架補強，增加結構構件之垂直承載能力及抗側力強度；(b)於原有框架內或外側增設鋼斜撐進行耐震補強；(c)外置構架補強，使其貼附於原有建築物構架，共同抵抗地震；(d)增置鋼柱補強，增加結構構件之垂直承載能力。相關補強工法之照片如圖 2.3 所示。

(2) 日本

日本於歷經多次大規模地震後，積極強化建築物之耐震能力，針對不同類型建築物均已開發數種有效之耐震工法，以鋼筋混凝土造建築物而言，主要有：(a)以鋼板或碳纖維材料包覆原有柱或梁，增加結構構件之抗剪能力；(b)於原有框架內或外側增設鋼斜撐進行耐震補強；(c)增設鋼筋混凝土構架，使其貼附於原有建築物構架，共同抵抗地震，如圖 2.4 所示。

(3) 台灣

臺灣自 921 集集大地震後，即修訂建築物耐震設計規範並研擬建築物耐震評估與補強方案，加速改善建築物之耐震能力，其中公有建築物之成效最為顯著。對於可暫停原有使用機能之建築物，其耐震補強概念為增加垂直構件量，主要有：(a)擴大原有柱；(b)原有柱旁增設鋼筋混凝土翼牆；(c)原有框架內增設鋼筋混凝土牆，然而若無法暫停原有使用機能之建築物，因考量可於現場快速組裝之工法，以增設鋼框架斜撐較為常見，如圖 2.5 所示。

2.1.3 階段或局部耐震補強相關文獻

(1) 美國

美國住宅建築物常見採用木構造，其因空間使用配置需求的關係，也具有軟弱底層之特性。**美國 FEMA P-807** [2.26]對木構造建築物提供了耐震評估與補強之方法，**針對具有軟弱底層之建築物提供相關之補強流程(**如圖 2.6 所示)。**對於軟弱底層之補強，其建議於經濟性考量之前提下，可僅針對一樓(軟弱層)進行**，但其對於軟弱層補強也設定了相關之檢核條件，首先針對軟弱底層之最小需求強度與其上方樓層之現有強度進行比較，若軟弱底層之最小需求強度小於上方樓層之現有強度，表示可僅針對一樓進行補強。反之，則需考量改以上方樓層之現有強度作為補強標準，且同時須檢討樓層層間位移是否符合該指南之建議。該指南亦說明並非所有建築物均適用一樓(軟弱層)補強之方式，**其評估流程可作為本研究訂定階段性或局部耐震補強之研究參考**。

(2) 台灣

本研究為首次針對階段性補強為目標，研究開發適合國內住宅大樓需求的補強技術與評估方法。

2.2 耐震評估與補強合格標準

本手冊建議之耐震補強程序如圖 2.7 所示，老舊建築物經耐震評估後，判定為危險者，可拆除重建或進行整幢完整補強，然而，因工程技術以外之因素而無法進行整幢完整補強者，例如整合全數區分所有權人的意見同意進行拆除重建或整幢補強，現階段非常困難，或在達成全數區分所有權人的共識以前，可以採用階段性補強。

階段性補強又分為階段性補強 A 及階段性補強 B，若建築物存在耐震設計規範所提到弱層現象(該層強度與該層設計層剪力的比值低於其上層比值 80%者，即 $\frac{V_{\mathrm{CDR}}^{i}}{V_{\mathrm{CDR}}^{i+1}} \le 80\%$)或軟層現象(該層之側向勁度低於其上一層之 70%

者，即$\frac{K^i}{K^{i+1}} \leq 70\%$)兩種情況者，可適用階段性補強 A 或階段性補強 B；若不存在軟層或弱層現象，則僅適用階段性補強 B。

前述整幢完整補強即應滿足設計地震的性能水準，需進行非線性靜力側推分析或更高階的動力分析；階段性補強 A 以降低補強目標層以下各層發生軟弱層集中式破壞風險為主要目標，以樓層剪力強度檢討結構弱層，以樓層勁度檢討結構軟層，軟弱層的檢核可輔以初步評估方法為之；階段性補強 B 主要是補強後之整幢(棟)結構在結構分析過程中選取的性能點，不會有任一垂直承載構件發生軸向破壞或完全喪失側向強度之虞，三種方案之性能目標如下所述：

參考國內外既有建築物耐震評估與補強合格標準，本研究建議整幢完整補強其不需補強或補強後之耐震能力應達下列基準之一(應考慮非結構牆之效應，並檢討軟弱層存在之情況)：

(1) 建築物之耐震能力以其能抵抗之最大地表加速度表示，其耐震能力應達現行實施之「建築物耐震設計規範及解說」中所規定工址回歸期 475 年之設計地震地表加速度乘以用途係數 I。其性能目標準則為當結構物韌性發展到容許韌性 R_a 時對應的性能地表加速度 A_P，需達目標地震地表加速度 $0.4S_{DS} \times I$。

(2) 滿足工址回歸期 475 年之設計地震作用下應有的性能水準，即結構物不會產生嚴重損壞，對生命及財產有所保障。其性能目標準則參考表 2.4 所示。

此階段補強設計須整幢進行需進行非線性靜力側推分析或更高階的動力分析、材料取樣及檢測，補強規劃可能需變更到私有空間。

若建築物因工程技術以外之因素而無法進行完整耐震補強時，可先採取排除發生軟弱層集中式破壞風險之補強方式辦理，作為階段性補強措施。

1. 階段性補強 A 主要為降低補強目標層以下各層發生軟弱層集中式破壞風險之補強設計，應達下列基準二者之一:

(1) 基準一：依據建築物耐震設計規範與解說 2.17 節之規定，目標層以下各層之極限層剪力強度與其設計層剪力的比值不低於其上一層者之 80%；且該層之側向勁度不低於其上一層者之 70%。

即基準一須滿足式(2.1)：

$$\frac{V_{\mathrm{CDR}}^{i}}{V_{\mathrm{CDR}}^{i+1}} \geq 80\% \text{ 且 } \frac{K^{i}}{K^{i+1}} \geq 70\%，i=1\sim m \tag{2.1}$$

其中，m 為目標層，V_{CDR}^{i} 為第 i 層之極限層剪力強度與其設計層剪力的比值；V_{CDR}^{i+1} 為第 i+1 層之極限層剪力強度與其設計層剪力的比值；K^{i} 為第 i 層之側向勁度；K^{i+1} 為第 i+1 層之側向勁度。

(2) 基準二：目標層以下之各層其極限層剪力強度不得低於其上一層者之 90%；且該層側向勁度不得低於其上一層者之 70%，以降低軟弱層集中式破壞之風險。

基準二本手冊建議依設計方法區分為模型分析法(參見 6.1.3)及簡易設計法(參見 5.3 及 6.1.3)，模型分析法須滿足式(2.2)：

$$\frac{V^{i}}{V^{i+1}} \geq 90\% \text{ 且 } \frac{K^{i}}{K^{i+1}} \geq 70\%，i=1\sim m \tag{2.2}$$

其中，m 為目標層，V^{i} 為第 i 層之極限層剪力強度；V^{i+1} 為第 i+1 層之極限層剪力強度。

若為基準二之簡易設計法，因並未建立模型評估，為求保守，勁度需求提升為 80%，即滿足式(2.3)：

$$\frac{V^{i}}{V^{i+1}} \geq 90\% \text{ 且 } \frac{K^{i}}{K^{i+1}} \geq 80\%，i=1\sim m \tag{2.3}$$

2. 階段性補強 B 目標為防止倒塌：

補強後之整幢(棟)結構在結構分析過程中選取的性能點，不會有任一垂直承載構件發生軸向破壞或完全喪失側向強度之虞，其耐震性能地表加速度(A_P 值)須大於補強前的 A_P 值，且不得低於 0.8 倍的設計目標地表加速度(A_T 值)。所謂垂直承載構件發生軸向破壞係指各結構分析步驟中有任一柱構件之非線性變形到達極限位移點(Δ_a)。

參考文獻

[2.1] Applied Technology Council (ATC), “Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Concrete Building.” ATC 40, Applied Technology Council, 1996.

[2.2] FEMA 273/274, “NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings.” Federal Emergency Management Agency, 1997.

[2.3] Chopra, A. K. and Goel, R. K., “A modal pushover analysis procedure for estimating seismic demands for buildings ,” Earthquake Engng. Struct. Dyn., 31: 561-582. doi:10.1002/eqe.144, 2002.

[2.4] EN 1998-1. “Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings", 2004.

[2.5] Fajfar, P..“A nonlinear analysis method for performance based design ,” Earthquake Spectra, Vol.16, No.3, , August 2000, pp. 573-592 .

[2.6] Peter Fajfar, Damjan Marusic & Iztok Perus .“Torsional Effects In The Pushover-Based Seismic Anaysis of Bulidings, Journal of Earthquake Engineering ,” 9:6, 831-854, DOI: 10.1080/13632460509350568, 2005

[2.7] SEAOC Vision 2000, “A Framework for Performance-based Design”, California Office of Emergency Services, 1995.

[2.8] FEMA 356, “Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings.” Federal Emergency Management Agency, 2000.

[2.9] ASCE/SEI 41-06, “Seismic Rehabilitation of Existing Buildings ,” ASCE/SEI Standard 41-06, Supplement No. 1, American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia., 2006.

[2.10] ASCE/SEI 41-17, “Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings ,” ASCE/SEI 41-17, 2017, pp. 550.

[2.11] ASCE 7-10, “Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures ,” American Society of Civil Engineers, 2013.

[2.12] FEMA P-58, “Seismic Performance Assessment of Buildings ,” Federal Emergency Management Agency, 2012.
[2.13] Vamvatsikos D and Cornell C A, “Incremental dynamic analysis ,” Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol.31, No.3, 2002, pp. 491-514.
[2.14] Ibarra LF, Krawinkler H., “Global collapse of frame structures under seismic excitations.” The John A. Blume Earthquake Engineering Research Center, Department of Civil Engineering, Stanford University, Stanford, Report No. 152, 2006.
[2.15] Haselton, C.B. , “Assessing collapse safety of modern reinforced concrete moment frame buildings.” PhD thesis, Department of Civil and Environmental Engineering, Stanford., 2006.
[2.16] JBDPA, “Seismic Evaluation and Retrofit(English Version) ,” Japan Building Disaster Prevention Association, Tokyo, 2001.
[2.17] 張文德，「含磚牆鋼筋混凝土建築結構之動態耐震診斷」，國立成功大學建築研究所碩士論文，許茂雄教授指導，台南，1991 年。
[2.18] 蔡益超，「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，臺北，1999 年。
[2.19] 陳政杰，「弱柱强梁結構之極限層剪力計算與耐震評估方法研究」，私立中原大學土木工程學研究所碩士論文，桃園， 2001 年。
[2.20] 楊斯如，「學校建築結構耐震型為詳細評估」，土木工程研究所碩士論文，國立台灣大學，臺北，2003 年。
[2.21] 蘇進國，「以結構性能為基準之房屋建築耐震能力評估」，國立臺北科技大學土木與防災研究所碩士論文，臺北 2003 年。
[2.22] 陳奕信，「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，臺南，2003 年。

[2.23] 張瑜晏，「以容量震譜為基礎之建築物耐震能力詳細評估補助系統之建置與應用」，臺灣大學土木工程學研究所碩士論文，臺北，2004年。

[2.24] 鍾立來，葉勇凱，簡文郁，蕭輔沛，沈文成，邱聰智，周德光，趙宜峰，楊耀昇，涂耀賢，柴駿甫，黃世建 ，孫啟祥，「校舍結構耐震評估與補強技術手冊第二版」，國家地震工程研究中心，報告編號NCREE-09-023，台北，2009 年。

[2.25] 蔡益超，宋裕祺，謝尚賢，盧明德，蘇進國，賴明俊，陳信宏，蔡宏裕，許銘仁，林冠禎，王俊穎，蕭嘉慶，羅震一，陳晨，「鋼筋混凝土建築物耐震能力評手冊-視窗化轉助分析系統 SERCBWin2008」，內政部建築研究所，2009 年。

[2.26] FEMA 807, “Seismic Evaluation and Retrofit of Multi-Unit Wood-Frame Buildings With Weak First Stories,” Federal Emergency Management Agency, 2012.

表 2.1　SEAOC Vision 2000 耐震性能等級及地震危害度分級關係

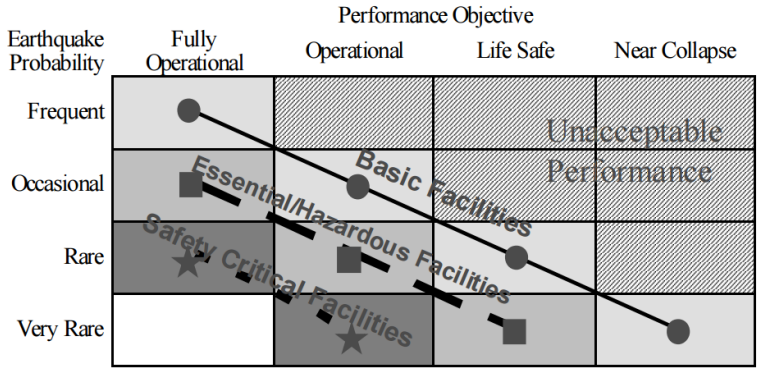


表 2.2　SEAOC Vision 2000 地震危害度分級

Earthquake Classification	Recurrence Interval	Probability of Occurrence
Frequent	43 years	50% in 30 years
Occasional	72 years	50% in 50 years
Rare	475 years	10% in 50 years
Very Rare	970 years	10% in 100 years

表 2.3　日本既有建築物之耐震診斷法

方法	特性及適用範圍
1 次診斷	● 適用於牆體較多之建築物 ● 經由計算每層樓之柱量及牆量得知建築物之耐震性能 ● 若有設計圖說，可在短時間內計算，屬於簡易之診斷方法
2 次診斷	● 評估垂直構件(柱及牆)破壞前之耐震性能，但不考慮梁，計算每層樓柱及牆之極限強度 ● 調查影響建築物耐震性能之項目(如裂縫、滲水、鏽蝕等) ● 最常用於公有建築物，如學校、政府機關 ● 診斷結果較 1 次診斷高
3 次診斷	● 除 2 次診斷所述內容外，尚須考慮梁 ● 診斷結果最為詳細

表 2.4　整幢耐震補強對應 475 年設計地震之性能目標準則

用途分組	A_p			A_T
第一類及第二類建築 ($I=1.5$)	$0.80V_{\max}^{-}$	$D_r^T=1\%$	垂直承載構件發生軸向破壞或完全喪失側向強度	$0.4S_{DS}$
第三類建築 ($I=1.25$)	$V_{\max}$	$D_r^T=2\%$		
第四類建築 ($I=1.0$)	$0.85V_{\max}^{+}$	$D_r^T=2.5\%$		

註：

1. 基底剪力$0.80V_{\max}^{-}$位於容量曲線上升段，並為最大值($V_{\max}$)的 0.80 倍。
2. 基底剪力$0.85V_{\max}^{+}$位於容量曲線下降段，並為最大值($V_{\max}$)的 0.85 倍。
3. 垂直承載構件發生軸向破壞係指各側推分析步中有任一柱構件之非線性變形到達Δ_a。

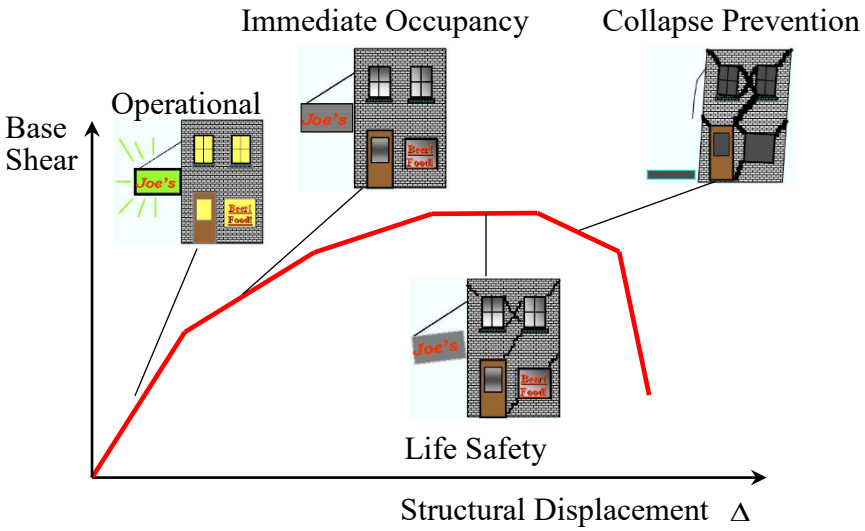


圖 2.1　ASCE/SEI 41 之耐震性能等級[FEMA P58, 2012]

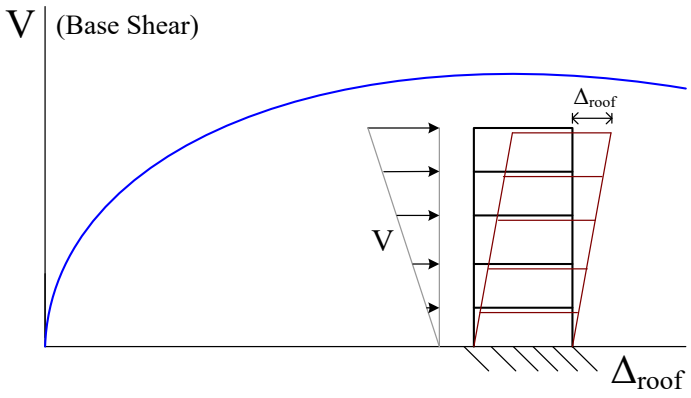


圖 2.2　側推分析所得之容量曲線

(a) 增置鋼構抗彎矩構架補強

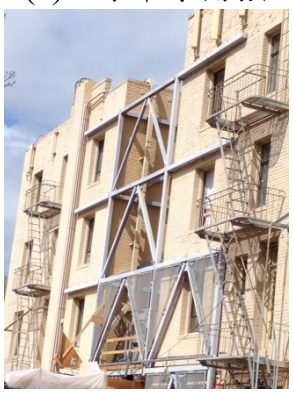
(b) 增置鋼構抗彎矩構架補強

(c) 增置鋼構抗彎矩構架補強

(d) 增置混凝土抗彎矩構架補強

(e) 鋼斜撐補強

(f) 鋼斜撐補強



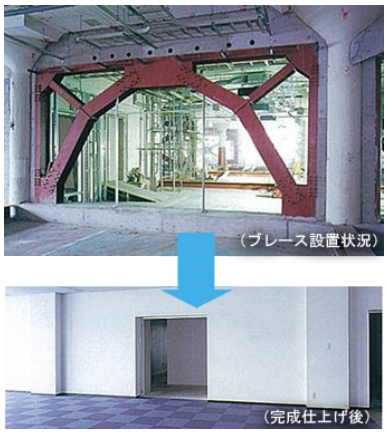
(g) 外置構架補強

(h) 增置鋼柱補強

圖 2.3　美國常見之耐震補強工法(取自網路)

(a)鋼板包覆補強

(b)碳纖維包覆補強



(c)增設鋼斜撐補強

(d)外置鋼斜撐補強

圖 2.4　日本常見之耐震補強工法(取自網路)

(a)增設鋼框架補強

(b)增設鋼筋混凝土牆補強

(c)增設鋼筋混凝土翼牆補強

(d)擴大原有柱補強

圖 2.5　臺灣常見之耐震補強工法

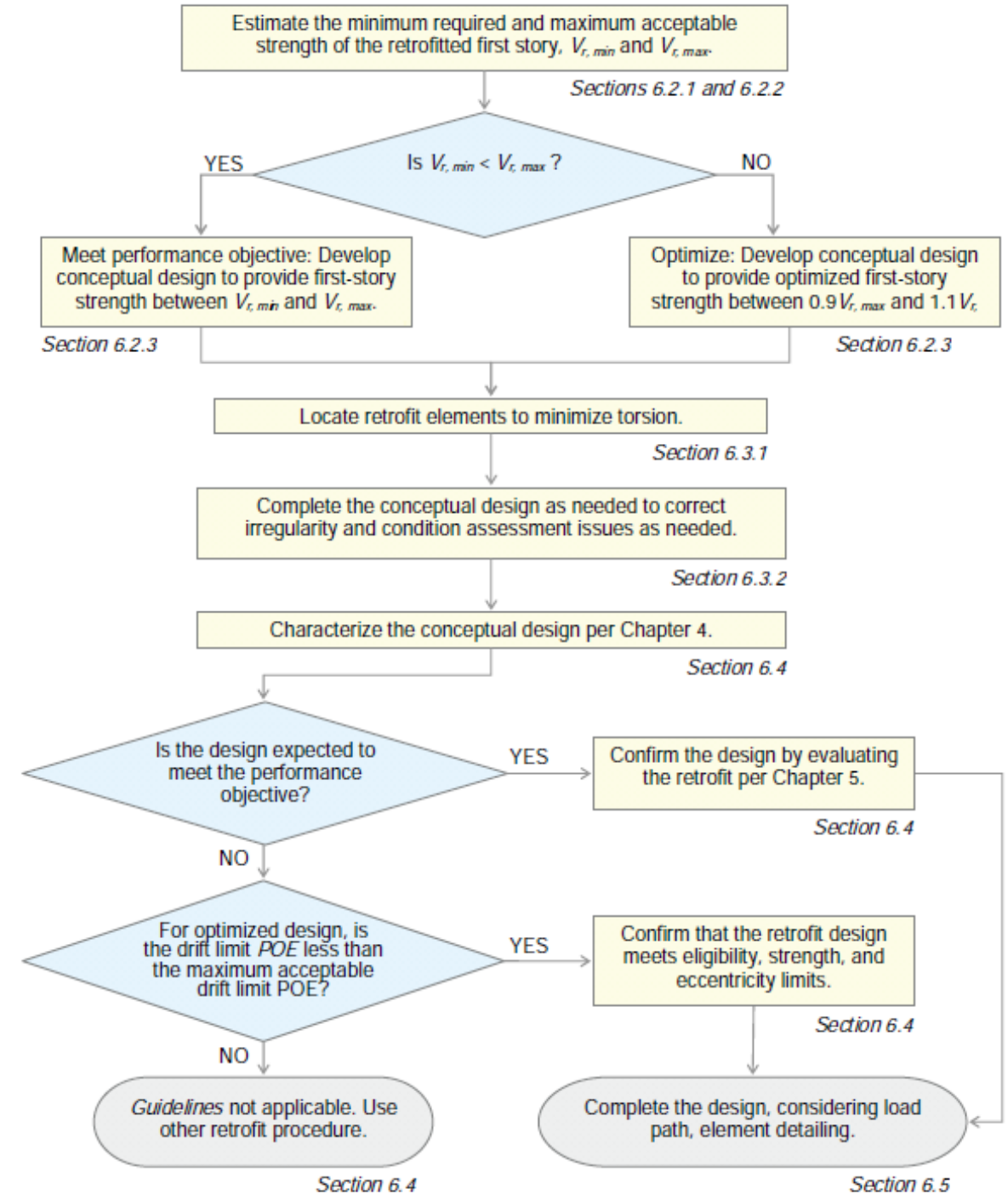


Figure 6-1 Flowchart of typical retrofit procedure.

圖 2.6　軟弱底層建築物耐震補強流程(摘錄自FEMA P-807)

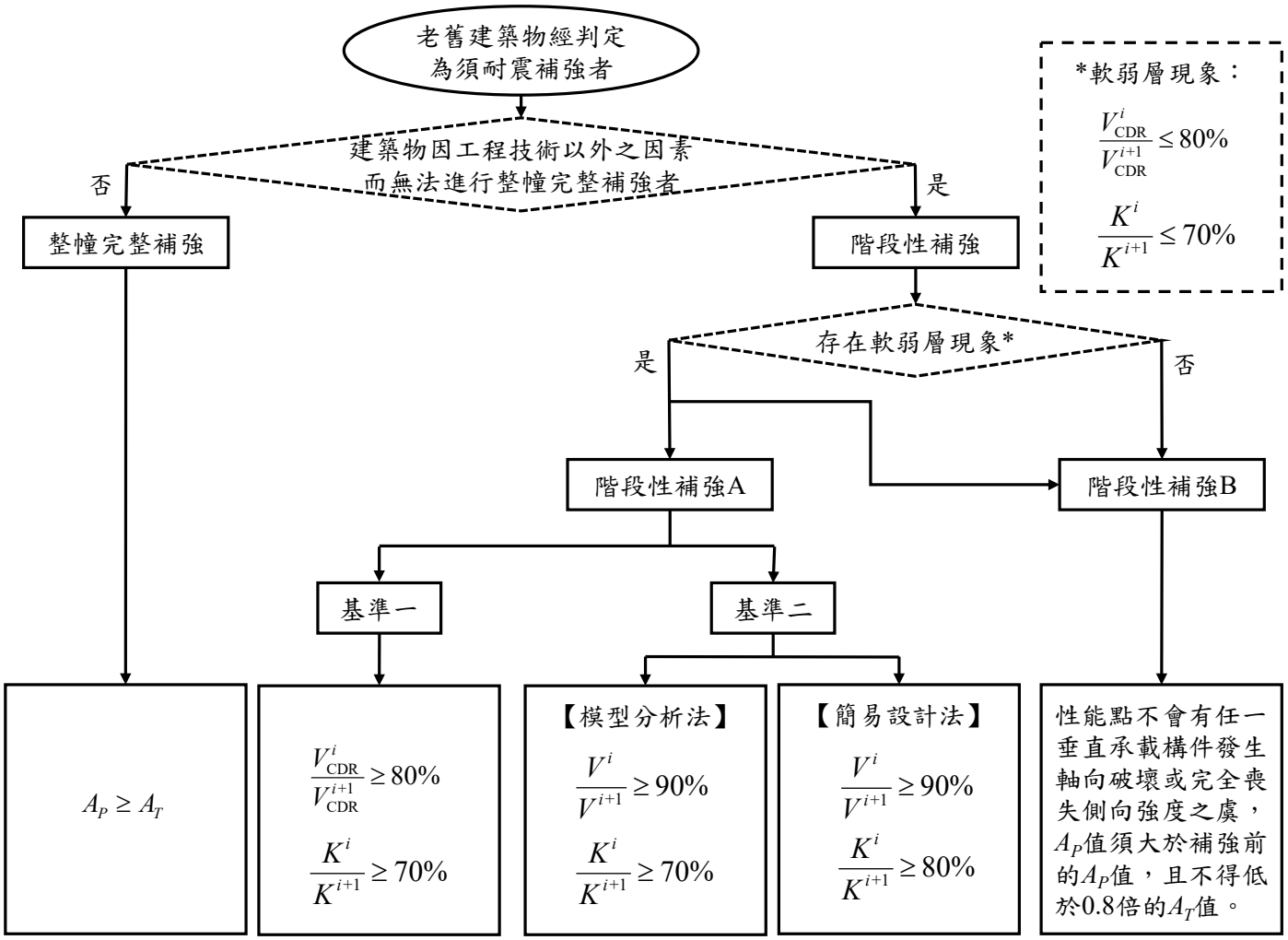


圖 2.7　建築物耐震補強性能目標基準(本手冊建議)

第三章　詳細評估

3.1 前言

有關耐震詳細評估方法之選擇，可參照現行耐震設計規範關於靜力分析及動力分析之相關規定，若目標建築物屬耐震設計規範 3.1 節所規定，且其地面以上樓層之第一模態有效震態質量比小於 60%者，則應以非線性動力歷時分析或其他經認可之方法，其他類型的建築物得採本手冊介紹之非線性靜力分析方法。

目前國內業界以非線性靜力分析(亦稱側推分析)進行耐震評估所採用的評估方法，有國家地震工程研究中心所發展的「鋼筋混凝土建築物耐震能力詳細評估分析方法(TEASPA)」[3.1]及蔡益超與宋裕祺發展的「鋼筋混凝土建築物耐震能力評估系統(SERCB)」[3.2]等兩種，兩者皆為以美國 ATC-40 所建議容量震譜法(Capacity Spectrum Method)作為基礎，進行發展的耐震評估方法，皆可充分表現出結構物的非線性行為，使建物的耐震能力不再只由「強度」決定，而是由「強度」與「韌性」一起貢獻。此兩種評估方法皆可搭配業界所常用之 ETABS 及 MIDAS 等非線性分析軟體，以利工程師建立分析模型並進行評估模擬。

本章主要介紹耐震能力詳細評估方法，執行耐震能力詳細評估之前，必須針對欲評估之建築物蒐集相關資訊或文件，其可適用於耐震評估及構件之耐久性評估，待資料蒐集齊全後，便可執行建模及側推分析，本章也將介紹非線性側推分析的理論及其使用方法，詳細內容如 3.2 節建築物基本資料蒐集及 3.3 節非線性靜力分析法所述。

3.2 建築物基本資料蒐集

建築物耐震能力評估所需之相關資料項目如下表所示。

要項		說明
平面圖		重新繪製
立面圖		重新繪製
照片		對於現場建築物之正面、背面及兩側面，均應攝入
柱尺寸及配筋表		將柱構件依不同尺寸及配筋整理製表(柱深 h、柱寬 b、有效柱高 H、淨保護層厚度 h_c、箍筋間距 s、主筋號數及根數、箍筋號數及間距)
梁尺寸及配筋表		將梁構件依不同尺寸及配筋整理製表(梁深 h、梁寬 b、有效梁長 H、淨保護層厚度 h_c、箍筋間距 s、主筋號數及根數、箍筋號數及間距)
材料強度	混凝土抗壓強度 f'_c (各樓層及各期)	將各樓層之混凝土抗壓強度整理製表，並列出原始設計強度，及依現況可供耐震評估用之混凝土抗壓強度
	鋼筋降伏強度 f_y (各樓層)	將各樓層之鋼筋降伏強度整理製表，並列出原始設計強度，及依現況可供耐震評估用之鋼筋降伏強度
	磚牆強度	直接取樣進行試驗，或列出可供耐震評估用之磚牆強度
牆及窗台		牆高度(H_b)、牆寬度(W_b)、牆厚度(T_b)、圍束條件及窗台位置

為完成建築物耐震能力評估所需之相關資料蒐集，其進行程序可分為基本資料蒐集、現況調查及材料性質檢測，以下將分節敘述之。

3.2.1 基本資料蒐集

應先搜尋目標建築物之相關文件，例如工程圖說、結構設計書、施工紀錄。若有前次調查報告、竣工圖或其他相關資訊[3.3]，亦應搜集。若無原始相關文件圖說等資料，可經由所有權人簽立授權書，授權相關工程人員至當地建管單位調閱複製相關文件圖說，至於授權書可參閱當地建管單位網站下載取得。不論是否取得相關文件圖說等資料，或經由現地觀察獲得，由於

評估案件大都為老舊建築物，建議仍應重新繪製其圖說，以利後續評估作業進行及報告製作。應彙整之建築物相關資料如下：

(1) 使用執照
(2) 建築設計圖說
(3) 結構設計圖說(含配筋圖)
(4) 結構計算書
(5) 地質調查報告等相關資料
(6) 設計變更紀錄、施工紀錄、施工驗收
(7) 規格說明、其他說明
(8) 施工圖說
(9) 先前維護、檢查以及修復報告等
(10)遭受過如火災、風災、超重及地震等損傷紀錄報告

3.2.2 現況調查

當設計資料、施工紀錄、材料報告、使用維護紀錄等蒐集及閱讀完成後，下一個步驟應執行現況調查[3.4]。即使蒐集到完整的書面資料與施工資訊，為驗證書面文件資訊之真實性與可靠性，並整合設計圖說與結構物現況，故進行現場檢測作業仍有其必要性；於實際環境條件中所造成之剝落、龜裂、變位等劣化損傷，以及材料特性，日後補強可能發生問題點等，均須以現場檢測作為日後設計施工之參考依據。現況調查不僅確認結構物現況之幾何尺寸及材料施工等資訊，同時也要表達出結構物的狀態、荷載情形。現場檢測項目繁多，應依照結構物現況之特性，並針對所有權人需求進行溝通了解，以確定檢測項目及其適當方法。

現況調查工作主要是對建築物現況進行目視調查及向相關人員進行訪談調查二大要項。

1. 建築物現況目視調查

現況目視調查應包含下列要項：

(1) 基地概要
(2) 結構類型、樓地版面積、樓層數等

(3) 建築物使用現況(特殊或變更使用用途、結構之整修、附屬結構物之安裝等)

(4) 現有缺陷損壞之情況(含龜裂、缺損、滲漏、變位等)

基地概要係指對任何基礎沉陷的敘述或量測，其移動、傾斜、分離及裂縫等現象，均須予以量測及記錄。

結構物及其元件的跨距以及斷面積尺寸均需予以量測或確認，由於現場狀況與圖面位置未必相符，這些變化可能由於後續設計變更或現地狀況改變。了解現行與原始設計的差異，對後續之耐震評估與補強均有其助益。

耐久性調查對主要構件(柱、梁及 RC 牆)、版構件及外牆被覆材料的混凝土表面外觀(裂縫、剝落及鼓起/隆起)及鋼筋腐蝕狀況之評定標準可參考陳美儒碩士論文[3.5]所述，若評定結果顯示需進入耐久性能詳細評估階段，則需進行相關材料試驗如中性化深度檢測、氯離子含量檢測、腐蝕電位檢測及電阻率檢測等。

對於測量所得的狀況應記錄於文件中，特別是對強度、耐久性、使用年限等有害之情形，此外，結構物曾經修繕或修改之部份也應包括於記錄文件中，記錄時可附加適當之草圖、相片及影片。如有下列的情況必須予以確認、量測並記錄[3.6]。

(a) 量測記錄裂縫的寬度、長度、位置及類型(為結構或非結構型)，結構型的裂縫應進一步確認其為撓曲、剪力或直接拉力所造成。

(b) 混凝土表面的缺陷如表面的碎片或分離層，應判斷其原因是否為強度不足或鋼筋腐蝕、剝落、蜂巢現象以及風化等因素。

(c) 鋼筋腐蝕現象，記錄其範圍以及造成有效截面積減少的量化紀錄。

(d) 基礎沉陷跡象或其他變形狀況等。

(e) 水方面問題如滲漏，或有其他區域之不良排水與蓄水現象等。

草圖描繪、照片、影片等以及簡要的敘述應作為量測結果之適當描述，對於劣化區域的範圍及嚴重性，對應於整體結構之位置與範圍應予以標示出來。

2. 向相關人員進行訪談調查

除收集文件資料及進行現況調查外，仍有可能會有資料不足或調查遺漏的項目，此可對所有權人或鄰近居民進行訪談調查來補足相關之資訊。

3.2.3 檢測項目

以下對於檢測項目的要項列出如下，並逐一針對各要項進行說明。

1. 材料強度

鑽心樣品的數目、尺寸、位置等應謹慎地選擇，以供必要的實驗室試驗，現行混凝土檢測試驗取樣及試驗標準，應依相關標準規範之規定辦理[3.7]~[3.8]，或遵照契約內容之相關規定。參考教育部 99 年 8 月 3 日核定之「各縣市政府委託辦理校舍耐震能力「詳細評估」勞務採購契約範本」之建議[3.9]，混凝土鑽心試體數量依每一層樓地板面積為基準計算，若同一樓層有分期興建情事，依該樓層各分期興建區域面積決定取樣數量。

一般而言，若能對鋼筋取樣作抗拉強度測試，此為最佳；否則如其有設計值則採用其設計值；若無設計值則可直接以 2800 kgf/cm^2 作為鋼筋降伏強度值。

至於磚牆等材料性質參數，可利用現場直接取樣進行試驗以獲得其材料強度等相關參數。若無法確認現場磚牆條件狀況，則可參照「建築物磚構造設計及施工規範」[3.10]中建議，如採用其最低值以求保守，可參考下列數值：

- 砂漿單軸抗壓強度 $f_{mc}=100\ kgf/cm^2$
- 砂漿劈裂強度(約為砂漿單軸抗壓強度之 10%) $f_{tm}=10\ kgf/cm^2$
- 紅磚單軸抗壓強度 $f_{bc}=150\ kgf/cm^2$
- 紅磚與砂漿介面劈裂強度 $f_{mbt}=1.0797 f_{mc}^{0.338}=5.1\ kgf/cm^2$
- 紅磚劈裂強度 $f_{bt}=0.22 f_{bc}=33\ kgf/cm^2$

參考本中心於九十九年二月四日召開「含磚牆結構耐震能力評估分析」討論會議之會議紀錄，建議專業技師或建築師於現場勘查，如發現建築物磚牆兩側確有粉刷層時，砂漿抗壓強度可保守取 150 kgf/cm^2 進行評估；若磚牆兩側並無粉刷層時，因考量磚牆灰縫砂漿飽滿度不足，建議砂漿抗壓強度

保守應取 100 kgf/cm^2 進行評估。此外，專業技師或建築師於評估分析之前，須以鋼筋探測器確認建築物短向隔間磚牆是否有隔間柱，再進行評估分析。

2. 柱之打鑿調查

若原始資料圖說無法獲得時或不足時，則可取少數具有代表性處進行柱之打鑿調查，以供取得柱之配筋資料。由此可提供主筋之號數尺寸間距、箍筋之號數尺寸間距、及淨保護層厚度等材料性質。經破壞性檢測後，應照相存證並即刻修補回復原狀，當進行破壞性檢測時，只要敲掉保護層至看到鋼筋表面層即可，不須使鋼筋完全裸露甚至傷及鋼筋或核心範圍之混凝土。

3. 非破壞性檢測

當原始資料圖說無法獲得時，非破壞性試驗方法則可廣泛的使用，以建立現有狀態資料，像是於重要位置上的鋼筋尺寸及間距，在選定位置上進行足夠數量的試驗，如此提供可供信服的估計。

3.2.4 其他

建築物現況與檢測的目的是為評估現有建築物耐震能力評估之初步作業，其功能係提供相關資訊，供後續詳細評估作業進行，故其報告應包含調查的不同階段結果，其內容應列表包括現有可獲得的文件資料、現地觀察、現地及實驗試驗資料等結果。前述各節之目的均是在得到建築物現況與檢測所需之資料，依據資料蒐集、現況調查、材料試驗等工作項目，將其需要之內容精簡敘述於表 3.1 內。

本手冊所提出之耐震評估方法僅針對無劣化構件作分析與模擬，若經檢測得知有老劣化現象(如：高氯離子含量、中性化或鋼筋腐蝕等)，可參考邱建國等人[3.11]對劣化構件於耐震能力評估折減之研究。

3.3 非線性靜力分析法

3.3.1 非線性靜力分析之介紹

非線性靜力分析即側推分析，美國 ATC-40[3.12]及 FEMA 273[3.13]建議同時考量結構物的側力抵抗能力及非線性位移能力，如圖 3.1 所示。以特定的豎向比例於每一樓層施以側力，以控制位移逐步增加，直到結構失去垂直承載能力，而定義為倒塌。於整個側推的過程中記錄樓層的側力總和，即上部結構之基底剪力及屋頂側向位移的關係曲線，此即為容量曲線(Capacity Curve)，其中屋頂側向位移是以建築物屋頂層質心點位移為依據，作為容量曲線之橫軸。另外，在進行側推分析時，評估者應按建物使用機能考慮於地震時之可能垂直載重，本手冊建議於評估一般建築結構時，應採設計之靜載重加上二分之一活載重，因為當地震發生時，真正的活載重可能僅有約設計活載重的一半。

非線性側推分析所使用之豎向力分配方式，本中心建議應以側推方向之主控模態進行側力之豎向分配，各樓層側力作用於該樓層之質心點。作用於第 i 層之側力 V_i 依該樓層重量 w_i 之分佈為 $V_i = V\left[w_i\varphi_i / \sum_j w_j\varphi_j \right]$，其中 φ_i 為建物側推方向之主控模態於樓層 i 振幅在側推方向的分量；V 為基底剪力即各樓層側力總和。

關於結構桿件之非線性鉸參數模型，詳見第四章。

3.3.2 耐震性能曲線

於檢核建築物結構耐震性能之前，需依 3.3.1 節非線性靜力分析方法，先求取建築物結構的容量曲線，並依本手冊 2.2 節所述原則決定建築結構的耐震性能目標，在容量曲線上標定性能點，本節即說明如何依建築結構需要的性能目標計算所對應的性能目標地表加速度 A_p，並建立性能目標地表加速度與對應之性能目標譜位移的關係曲線，即所謂的耐震性能曲線。本節係引進美國 ATC-40[3.12]的容量震譜法，並融入我國規範的阻尼比修正係數。以下以順序分列分析的步驟：

(1) 容量曲線轉換至容量震譜

容量曲線為建物上部結構的基底剪力V與屋頂質心點位移Δ_{roof}的關係曲線，如圖 3.2 所示，可依下列公式將其轉換成等效單自由度系統的容量震譜，即譜加速度係數S_a(譜加速度/g)與譜位移S_d的關係曲線，

$$PF_1 = \sum_i w_i\varphi_i \Big/ \sum_i w_i\varphi_i^2 \tag{3.1}$$

$$\alpha_1 = \left[\sum_i w_i\varphi_i \Big/ W\right] PF_1 \tag{3.2}$$

$$S_a = V/(\alpha_1 W) \tag{3.3}$$

$$S_d = \Delta_{roof}/PF_1 \tag{3.4}$$

其中w_i為建物樓層i的樓層重，即為靜載重；依據 Peter Fajfar 簡單側推分析的原則[3.14]~[3.16]，可設定位移向量之分佈形狀φ_i為建物側推方向之主控模態於樓層i在側推方向的振幅分量，並設定屋頂振幅為 1，在彈性模態分析中，主控模態與其餘模態比較，在側推方向有最大的模態質量係數；PF_1為多自由度系統至單自由度系統的位移轉換參數，於平面構架建物即為主控模態在側推方向的模態參與因數(Modal Participation Factor)；α_1為多自由度系統至單自由度系統的力量轉換參數，於平面構架建物即為主控模態在側推方向的模態質量係數(Modal Mass Coefficient)；$W = \sum_i w_i$為建物的總重量；及Δ_{roof}為建物的屋頂質心點位移。

(2) 以二線段模擬容量震譜

如圖 3.3 所示，為推導分析所需之等效阻尼比，需先以二線段表示容量震譜，第一線段由原點以建物之初始彈性勁度$K_{initial}$出發，第二線段由性能點($S_{d,p}$, $S_{a,p}$)往回畫，使得二線段之下圍成的面積與原先容量震譜的面積相等，由此可決定第二線段的勁度$\alpha_s K_{initial}$及相交的等效降伏點($S_{d,y}$, $S_{a,y}$)。

(3) 計算等效阻尼比與基本週期

等效阻尼比與基本週期為建物等效單自由度系統的動力參數，此單自由度系統在性能目標地表加速度的設計地震作用下，其動力反應將是已設定的性能需求($S_{d,p}$, $S_{a,p}$)。依據二線段容量震譜與性能點($S_{d,p}$, $S_{a,p}$)，其等效基本週期為

$$T_{eq} = 2\pi \sqrt{\frac{S_{d,p}}{S_{a,p} \cdot g}} \tag{3.5}$$

而其等效阻尼可依下式計算

$$\beta_{eq} = \beta_0 + 0.05 \tag{3.6}$$

其中β_0為動力遲滯行為造成的遲滯阻尼[3.17]，可依下式計算

$$\beta_0 = \frac{1}{4\pi} \frac{E_D}{E_{S0}} \tag{3.7}$$

其中E_D為結構於單一遲滯迴圈消散的能量，如圖 3.4 所示，可視為單一遲滯迴圈圍成的面積，經幾何計算可得

$$E_D = 8A_e - 4S_{a,p} S_{d,p} \tag{3.8}$$

其中A_e為容量震譜之下所圍成的面積，不需經由二線段來表示容量震譜，但需注意的是，此式係依據第二線段為正勁度之條件下所求得，對於第二線段為負勁度之情形，此式為一近似解；E_{S0}為最大應變能，可視為以($S_{d,p}$, $S_{a,p}$)為頂點之直角三角形面積，

$$E_{S0} = S_{a,p} S_{d,p} / 2 \tag{3.9}$$

由公式(3.8)及(3.9)可計算得等效阻尼比，

$$\beta_{eq} = 0.05 + \frac{4A_e - 2S_{a,p} S_{d,p}}{\pi S_{a,p} S_{d,p}} \tag{3.10}$$

上式之等效阻尼比只適用於理想的彈塑性材料結構，真實結構的遲滯圈一定不會很飽滿，也會有束縮現象，因此上式須修正為

$$\beta_{eq} = 0.05 + \kappa \frac{4A_e - 2S_{a,p} S_{d,p}}{\pi S_{a,p} S_{d,p}} \tag{3.11}$$

其中κ為阻尼修正因數，用來表現真實遲滯圈的不完美，於既有建築物，κ可設為 0.33。

(4) 計算性能目標地表加速度與建立耐震性能曲線

根據建築物耐震設計規範[3.18]所設定的阻尼比修正後之設計反應譜，由性能點($S_{d,p}$, $S_{a,p}$)、等效基本週期T_{eq}及等效阻尼比β_{eq}，以下列公式可計算得性能目標地表加速度A_p，

$$A_p = \begin{cases} S_{a,p} \Big/ \left[1 + \left(\dfrac{2.5}{\beta_s} - 1 \right) \dfrac{T_{eq}}{0.2T_0} \right] & for\ T_{eq} \le 0.2T_0 \\ \dfrac{B_S}{2.5} S_{a,p} & for\ 0.2T_0 < T_{eq} \le T_0 \\ \dfrac{B_s T_{eq}}{2.5T_0} S_{a,p} & for\ T_0 < T_{eq} \end{cases} \tag{3.12}$$

其中T_0為短週期與中週期之分界，其值為$T_0 = S_{D1}B_S / S_{DS}B_1$；$S_{DS}$為工址短週期設計水平譜加速度係數；$S_{D1}$為工址一秒週期設計水平譜加速度係數；而$\beta_S$及$\beta_1$為阻尼比修正係數，為等效阻尼比$\beta_{eq}$的函數，其值如表 3.2 所示。

由以上計算式，可得到不同性能點($S_{d,p}$, $S_{a,p}$)對應之性能目標地表加速度A_p，可建立A_p與$S_{d,p}$的關係曲線，此即耐震性能曲線。計算得之性能目標地表加速度A_p應隨著$S_{d,p}$增加而增大，但若性能點($S_{d,p}$, $S_{a,p}$)位於容量震譜的下降段，依上列的公式計算可能會得到A_p隨著$S_{d,p}$增加而減小的不合理結果，此不合理的區域需加以修正，當$S_{d,p}$由階段i增加到階段$i+1$，性能目標地表加速度$A_{p,i+1}$比原階段之$A_{p,i}$較小時，須以原$A_{p,i}$取代。

參考文獻

[3.1] 蕭輔沛、鍾立來、葉勇凱、簡文郁、沈文成、邱聰智、周德光、趙宜峰、翁樸文、楊耀昇、涂耀賢、柴駿甫、黃世建，「校舍結構耐震評估與補強技術手冊 第三版」，國家地震工程研究中心，報告編號 NCREE-13-023，2013 年。

[3.2] 陳建忠、宋裕祺、蔡益超、賴明俊、邱毅宗、謝宗興、鄒本駒、盧琰瑞，「鋼筋混凝土建築物耐震評估程式增修與應用研究」，內政部建築研究所協同研究報告，台北，2013 年。

[3.3] 廖文義、羅俊雄、洪思閩，「低層含磚牆建築物耐震補強手冊研究」，內政部建築研究所，台北，2006 年。

[3.4] 中國土木水利工程學會，「既有混凝土結構物維修及補強技術手冊」，台北，2005 年。

[3.5] 陳美儒，「鋼筋混凝土建築物耐久性能診斷方法研擬」，國立台灣科技大學營建工程研究所碩士論文，邱建國教授指導，2014 年。

[3.6] 黃世建、陳正平、王森源、陳正誠、蕭興臺，「學校建築常見之結構損害現象歸類及補強計畫建議」，內政部建築研究所研究報告，台北，1996 年。

[3.7] 經濟部標準檢驗局，「混凝土鑽心試體與切鋸試體抗壓及抗彎強度試驗法」，中華民國國家標準 CNS 1238，台北，2005 年。

[3.8] 中國土木水利工程學會，「混凝土工程施工規範(土木 402-94)」，台北，2005 年。

[3.9] 校舍耐震資訊網，文件及影片下載，契約及作業規範，http://school.ncree.org.tw/school/information/school-contract.php，台北。

[3.10] 內政部營建署，「建築物磚構造設計及施工規範」，台北，2008 年。

[3.11] 邱建國、蕭輔沛、涂豐鈞，「考慮鹽害蝕影響之鋼筋混凝土校舍耐震能力評估研究」，結構工程，第二十八卷，第一期，pp.43-60， 2013年。

[3.12] ACT-40, Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings. Report No. SSC 96-01, Applied Technology Council, 1996.

[3.13] FEMA 273, NEHRP Guidelines for the seismic rehabilitation of buildings, Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C., 1997.

[3.14] Fajfar, Peter, A nonlinear analysis method for performance-based seismic design, Earthquake Spectra 16(3), 2000.

[3.15] Kreslin M. and Fajfar P., Seismic evaluation of an existing complex RC building, Bull Earthquake Eng. 8, 2010.

[3.16] 葉勇凱、周德光、蕭輔沛，「空間構架單一模態側推分析之探討」，國家地震工程研究中心報告，NCREE-11-029，台北，2011。

[3.17] Chopra, A. K., “Dynamics of Structures – Theory and Applications to Earthquake Engineering”, Prentice-Hall, Inc., Englewood Cliffs, New Jersey, USA, 1999.

[3.18] 內政部，「建築物耐震設計規範及解說」，台北，2006 年。

表 3.1　建築物現況與檢測工作之精簡項目

要項	細項	相關內容
資料蒐集	● 使用執照 ● 建築設計圖說 ● 結構設計圖說(含配筋圖) ● 原設計圖說採用之規範及設計方法 ● 地質調查報告等相關資料 ● 建築物履歷	● 建築物名稱及用途 ● 座落地址 ● 設計年代 ● 建造年代 ● 結構系統 ● 分期興建 ● 施工期間 ● 適用規範 ● 建築物構造 ● 基地概要、地盤種類 ● 樓層數 ● 樓地版面積 ● 斷面尺寸 ● 一樓柱量 ● 一樓牆量 ● 結構系統載重條件 ● 材料強度 ● 配筋型式描述 ● 建築物所在環境與氣候條件 ● 有無被覆材料(如外裝石材、油漆塗料、磁磚等) ● 用途變更、增改建、受災紀錄及補修、補強履歷

表 3.1　建築物現況與檢測工作之精簡項目(續)

要項	細項	相關內容
現況調查	● 建築物使用現況(含加蓋、違建、夾層、提高使用載重或更改結構主構件等) ● 損壞(含裂縫)現況 ● 結構斷面尺寸與原設計圖說內容比對 ● 鋼筋配置查核(梁柱主筋、箍筋、淨保護層厚度檢測) ● 主要構件(柱、梁、版及 RC 牆)混凝土表面外觀裂縫情形 ● 版構件、外牆被覆材料剝落及鼓起/隆起程度	● 結構損壞調查(傾斜、沉陷量、裂縫、滲水、各樓層損壞類型等) ● 各類構件受損比例 ● 原設計配筋量及鋼筋配置檢測 ● 混凝土保護層厚度檢測 ● 構材缺陷、構材尺寸偏差、裂縫及外觀品質 ● 鋼筋腐蝕情況 ● 外觀調查： a. 龜裂狀況：位置、寬度、密度 b. 缺損：混凝土剝落或鼓起/隆起、鋼筋銹蝕 c. 滲漏：有無滲漏水現象 d. 變位變形：是否有局部變形或整體變位傾斜 e. 混凝土表面裂縫形式判定 ● 內部調查： a. 配筋情況：鋼筋直徑、根數、間距 b. 保護層厚度 c. 混凝土劣化狀況

表 3.1　建築物現況與檢測工作之精簡項目(續)

要項	細項	相關內容
材料試驗	● 混凝土抗壓強度 ● 鋼筋抗拉強度 ● 磚牆抗壓強度 ● 中性化深度檢測 ● 氯離子含量檢測 ● 腐蝕電位檢測 ● 電阻率檢測	● 混凝土原設計強度及其試驗強度(鑽心試驗)，各樓層取樣數應符合契約要求，且每層樓不得少於 3 個，取樣位置需均勻分布。 ● 鋼筋原設計強度(若無則取 $2800\,\mathrm{kgf/cm^2}$) ● 磚牆抗壓強度(若無可取保守值，紅磚單軸抗壓強度 $150\,\mathrm{kgf/cm^2}$，砂漿單軸抗壓強度取 $100\,\mathrm{kgf/cm^2}$)

表 3.2　阻尼比修正係數

β_{eq}	B_S	B_1
0.02	0.80	0.80
0.05	1.00	1.00
0.10	1.33	1.25
0.20	1.60	1.50
0.30	1.79	1.63
0.40	1.87	1.70
0.50	1.93	1.75

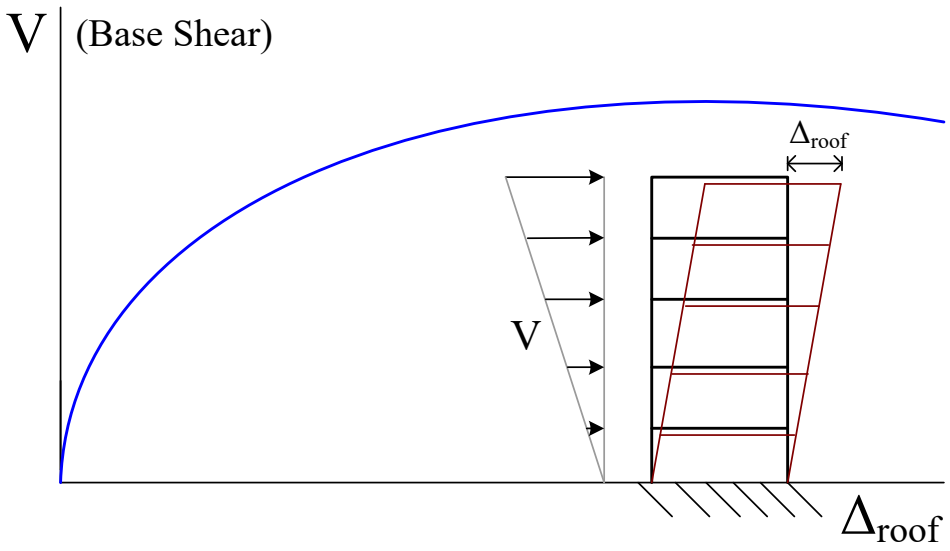


圖 3.1　側推分析之容量曲線

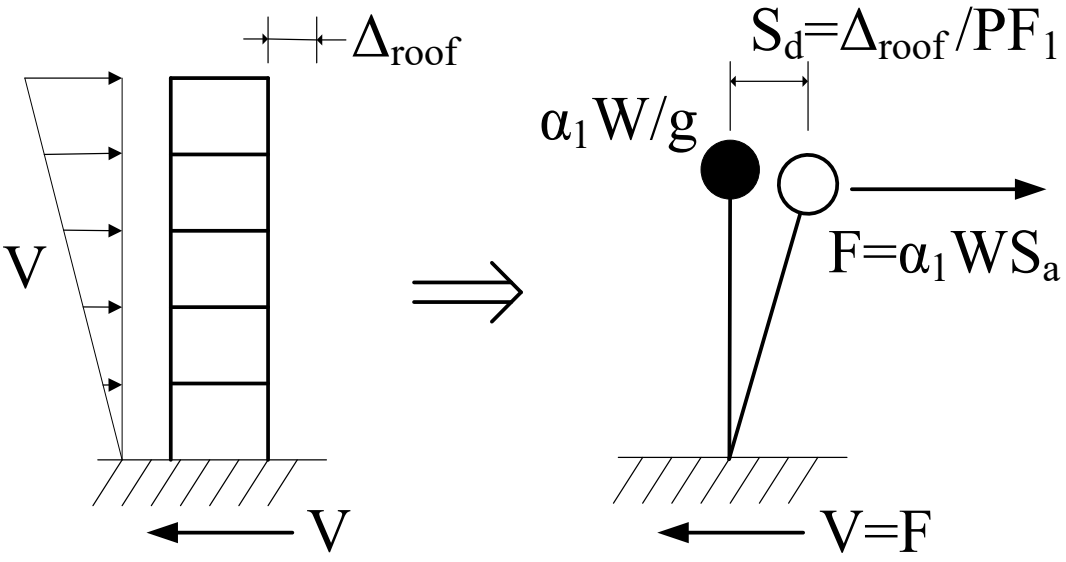


圖 3.2　等效單自由系統

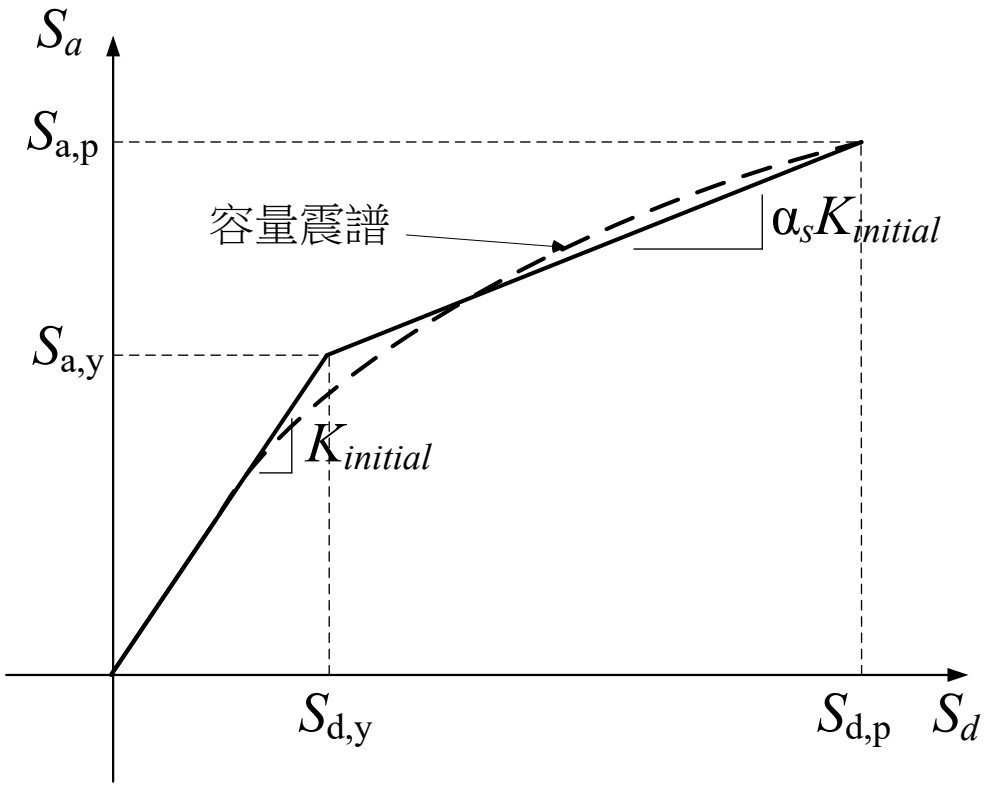


圖 3.3　容量震譜二線段化

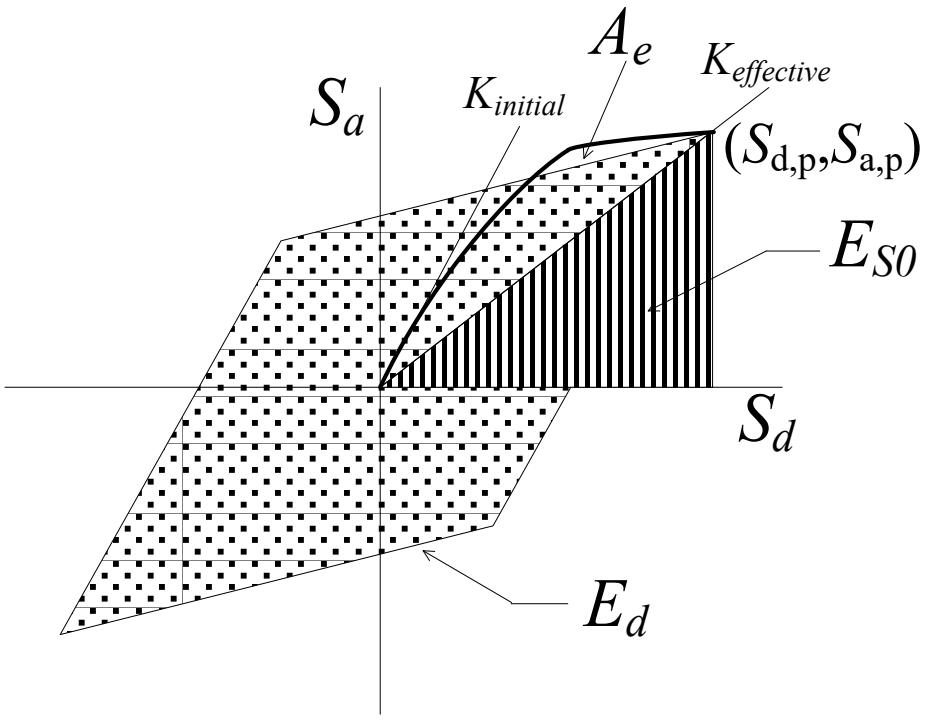


圖 3.4　等效阻尼與遲滯阻尼

第四章　關鍵構件背骨曲線模型

4.1 前言

根據往年國際上重大地震之勘災經驗得知，既有建築物之耐震能力，因興建年代較為久遠者，通常耐震能力較為不足。因此，若欲得知既有建築之耐震能力，側推分析為目前主要之分析方法。然而，準確的側推分析與耐震評估，必須結合適當的結構桿件非線性鉸行為，在經費有限之情況下，以期望達到最有效之補強作為。

因此，瞭解建築物之梁、柱、磚牆、RC 牆等桿件行為就相當重要。目前國際上最常使用之耐震評估方法為美國 ASCE/SEI 41-13 [4.1]，國內則以「校舍結構耐震評估與補強技術手冊(第三版)」[3.1]最為工程師所熟知。本手冊即以校舍手冊[3.1]為主，結合 ASCE/SEI 41-13 [4.1]現有之評估技術。並參考現有國內外之研究成果，提出各結構桿件之側力位移背骨曲線，並給予合適的非線性鉸性質及模擬位置，再利用非線性鉸特性來模擬出結構桿件的非線性行為，以利瞭解整體結構側推分析曲線之行為，此方法即為 TEASPA 4.0。本章將敘述如何自各結構桿件的側向載重位移曲線設定其非線性鉸參數。

4.2 鋼筋混凝土柱

4.2.1 雙曲率 RC 柱之模擬

Sezen 及 Moehle [4.2]由試驗結果發現，柱的剪力強度會隨著柱的側向變位增大而下降，導致柱的剪力強度衰減，因而限制了柱強度及位移能力的發展。同時承受軸力及側向力作用的雙曲率柱，有三種破壞模式，即剪力破壞、撓剪破壞及撓曲破壞。本手冊將針對前述破壞模式，分別說明其側向載重位移曲線。

(1) 剪力破壞側向載重位移曲線

一般老舊建築結構之柱，常因剪力鋼筋量配置不足使其破壞模式趨向於剪力破壞。根據過往勘災經驗得知，剪力破壞之柱構件，其斜向剪力裂縫通常分布於柱端。並且，如 Li et al. [4.3]之研究成果發現，剪力破壞柱變形能力並非如預期中之保守。因此，剪力破壞柱之側向載重位移曲線，包括剪力開裂點、剪力強度點及軸力破壞點，完整之剪力側向載重位移曲線，如圖 4.1 所示。第一段為柱之彈性行為至混凝土剪力開裂點，混凝土剪力開裂點之強度為V_{cr}，其對應之位移為Δ_{cr}。第二段為柱於混凝土剪力開裂後至剪力強度點，其對應之剪力強度與位移分別為V_n與Δ_n。第三段為柱達剪力強度後之側向強度衰減段，至喪失垂直承載力之軸力破壞點Δ_a，並假設此時其側力強度衰減為零($V_a = 0$)。相關之公式推導則如後所述。

剪力開裂點 (V_{cr},Δ_{cr})

由 ACI 318-14 規範[4.4]規定計算，開裂強度之計算公式如下：

$$V_{cr} = 0.87\sqrt{f_c'}bd + \frac{Pd}{4h} \tag{4.1}$$

$$V_{cr} = \left[0.16\sqrt{f_c'} + \frac{h\left(0.33\sqrt{f_c'} + P/5bh\right)}{M_u/V_u - h/2} \right] bd \tag{4.2}$$

其中，f_c'為混凝土抗壓強度；b為柱寬度；d為最外受壓纖維至受拉鋼筋斷面重心之距離，可取 0.8 倍柱深度($0.8h$)；h為柱深度；P為軸壓力，壓為正值，拉為負值；M_u為斷面之設計彎矩(需求彎矩)；V_u為斷面之設計剪力(需求剪力)。開裂強度取式(4.1)及式(4.2)之小值，若$\left(M_u/V_u - h/2\right) < 0$時，式(4.2)不適用，僅採用式(4.1)。

剪力開裂點之位移包括剪力變形及撓曲變形，其中開裂點之剪力變形可依式(4.3)計算，

$$\Delta_{s,cr} = \frac{V_{cr}H}{0.4E_c bd} \tag{4.3}$$

其中，H 為柱淨高度；E_c 為混凝土彈性模數。開裂點之撓曲變形可依式(4.4)計算，

$$\Delta_{f,cr} = \frac{V_{cr} H^3}{12 E_c I_{eff}} \tag{4.4}$$

式中，$E_c I_{eff}$ 為柱斷面之撓曲有效剛度，在此，I_{eff} 為柱斷面之有效慣性矩。當柱軸力大於 $0.5 A_g f_c'$ 時，則撓曲有效剛度為 $0.7 E_c I_g$。在此，A_g 為柱全斷面之面積；I_g 為柱總斷面對其中心軸之慣性矩。當柱軸力小於 $0.1 A_g f_c'$ 時，則撓曲有效剛度為 $0.3 E_c I_g$。若柱軸力介於 $0.5 A_g f_c'$ 與 $0.1 A_g f_c'$ 之間，撓曲有效剛度則採線性內插求得。

因此，剪力變形加上撓曲變形即為開裂點之位移，如式(4.5)所示，

$$\Delta_{cr} = \Delta_{s,cr} + \Delta_{f,cr} \tag{4.5}$$

剪力強度點 (V_n, Δ_n)

根據 Li et al. [4.3]之研究指出，柱剪力破壞在到達剪力強度點時，由裂縫觀察得知，剪力破壞柱斜裂縫間之混凝土壓桿無法直接由施力端連結至反力端，其傳力機制確實如 MacGregor [4.5]之建議，如圖 4.2 所示。圖 4.2 中扇形壓桿區(compression fan)之強度有 2 種，一是扇形壓桿集中在柱端壓力區之混凝土擠碎強度 $V_{n,c}$ (concrete crushing)，二是扇形壓桿分散於柱淨高間由橫向鋼筋與混凝土支承強度不足之拉力破壞強度 $V_{n,t}$ (internal support)。

在壓力區之壓桿端部混凝土擠碎剪力強度($V_{n,c}$)可藉軟化拉壓桿模型(softened strut-and-tie model, SST)[4.6]來作評估。混凝土擠碎剪力強度($V_{n,c}$)之預測公式如下，

$$V_{n,c} = K \zeta f_c' A_{str} \cos\theta \tag{4.6}$$

其中，K 為壓拉桿指標(strut-and-tie index)，ζ 為鋼筋混凝土開裂後之軟化係數，A_{str} 為對角壓桿端部近節點處之有效面積，θ 為混凝土壓桿與水平軸之夾角。

壓拉桿指標 K 在校舍結構耐震評估與補強技術手冊第三版[3.1]中對壓拉桿指標 K 之計算方式流程較為繁複，故本手冊參考文獻[3.1]之建議，採用簡化後之 K 值計算[4.7]。

$$K = \tan^{A}\theta + \cot^{A}\theta + 0.14B - 1 \le 1.64$$
$$A = 12\frac{\rho_t f_{yt}}{f_c'} \le 1 \ ; \ B = 30\frac{\rho_t f_{yt}}{f_c'} \le 1 \tag{4.7}$$

其中，ρ_t為剪力鋼筋之面積比。

混凝土軟化係數ζ，則以下式作計算[4.6]。

$$\zeta = \frac{10.7}{\sqrt{f_c'}} \le 0.52 \tag{4.8}$$

對角壓桿端部近節點處之有效面積A_{str}[4.6]，如下式計算。

$$A_{str} = b \times a_c \tag{4.9}$$

其中，a_c為構件斷面受壓區之深度，定義為對應拉力區鋼筋應力達降伏強度時之壓力區深度，可採用 Paulay 與 Priestley [4.8]對彈性柱受撓壓力區深度簡易計算法，如式(4.10)所示：

$$a_c = \left(0.25 + 0.85\frac{P}{A_g f_c'}\right)h \tag{4.10}$$

至於扇形壓桿區(即 D 區域)在柱淨高間內部支承之拉力強度($V_{n,t}$)，可以斜張裂縫之剪力強度來作評估。本手冊依據美國 ASCE/SEI 41-13 [4.1]之規定來作評估，鋼筋混凝土柱之剪力強度乃是由混凝土所提供之剪力強度再加上箍筋所提供之剪力強度，其建議之剪力強度計算方式如下：

$$V_{n,t} = \frac{A_{st} f_{yt} d}{s} + \left(\frac{1.6\sqrt{f_c'}}{M/Vd}\sqrt{1 + \frac{P}{1.6\sqrt{f_c'}A_g}}\right) \times 0.8A_g \tag{4.11}$$

式中，A_{st}為箍筋間距(s)內剪力鋼筋總斷面積；f_{yt}為箍筋降伏強度；s為箍筋間距；M/Vd為最大之彎矩剪力比乘以柱斷面之有效深度d，其值不得小於 2 且不得大於 4。

因此，柱剪力強度即為式(4.6)及式(4.11)之小值，其公式如下。

$$V_n = \text{ smaller of } \left(V_{n,c} \ , \ V_{n,t}\right) \tag{4.12}$$

若柱之橫向鋼筋量配置充份不至於使鋼筋發生降伏，則出現壓桿端部混凝土擠碎之剪壓破壞($V_{n,c}$)。此時混凝土主要壓桿對水平軸之傾斜角θ，在無軸力作用時應接近45°[4.9]，但有軸力作用時或許接近混凝土之初始開裂角。

反之，若柱之橫向鋼筋量不足進而到達降伏時，此時主要斜裂縫之傾斜角θ會增加，以尋求更多之內部支承強度。根據 Elwood 及 Moehle [4.10]觀察非韌性鋼筋混凝土柱之實驗結果後，認為開裂角應不超過65°。當$\theta = 65^\circ$時，剪力破壞之柱出現剪拉破壞($V_{n,t}$)。若柱之剪壓破壞與剪拉破壞同時發生，亦即$V_{n,c} = V_{n,t}$，此時混凝土主要壓桿之傾斜角應介於45°與65°之間。

因既有老舊建築鋼筋量配置較低，故剪力強度多以剪拉破壞強度($V_{n,t}$)為主，且此時混凝土主要壓桿角度多為$\theta = 65^\circ$。故上述剪力強度評估係為迭代程序，迭代初始步驟(混凝土主要壓桿角度)即以$\theta = 65^\circ$開始，詳細迭代程序請參考文獻[4.3]。

剪力強度點之位移同樣地包括剪力變形及撓曲變形兩部分，其預測公式如下：

$$\Delta_n = \Delta_{f,n} + \Delta_{s,n} \tag{4.13}$$

撓曲變形之評估與開裂點雷同，其公式如下，惟強度以式(4.12)計算之剪力強度(V_n)代入：

$$\Delta_{f,n} = \frac{V_n H^3}{12 E_c I_{eff}} \tag{4.14}$$

至於剪力變形估算，因扇形壓桿區域分布於柱上下兩端(如圖 4.2)，此區域範圍之剪力變形可由軟化壓拉桿模型[4.6]中之應變場作評估。首先須對扇形壓桿區(D 區域)之長度作定義，D 區域長度(L_D)之公式為：

$$L_D = d \tan\theta \tag{4.15}$$

非屬扇形壓桿區域則為 B 區域範圍，其定義為柱淨高度扣除柱上下兩端之 D 區域長度，以下式計算：

$$L_B = H - 2 \times L_D = H - 2 \times d \tan\theta \tag{4.16}$$

其中，B 區域之剪力變形可以式(4.3)進行評估，惟此時以式(4.12)所得剪力強度(V_n)代入，長度則為 B 區域範圍之長度。D 區域之剪力變形則應用軟化壓拉桿模型之應變場理論[4.6]，求取 D 區域因剪力裂縫引致之平均剪應變(γ_{vh})，如下所示：

$$\gamma_{vh} = 0.006 \sin 2\theta \tag{4.17}$$

綜合以上所述，剪力強度點之側向位移(Δ_n)，代入式(4.13)計算如下：

$$\Delta_n = \Delta_{f,n} + \Delta_{s,n} = \frac{V_n H^3}{12(E_c I_{eff})} + 2 \times 0.006 \sin 2\theta \times L_D + \frac{V_n L_B}{0.4 E_c bd} \qquad (4.18)$$

軸力破壞點 (V_a, Δ_a)

剪力破壞柱達其剪力強度點後，側力強度依線性衰減至軸力破壞點，其側力強度為 0，即 $V_a = 0$，其相對應之變形如式(4.19)所示，

$$\Delta_a = \Delta_n + rH \qquad (4.19)$$

其中，位移係數 r 可參考 ASCE/SEI 41-13 [4.1]建議之非線性轉角係數，表 4.1 為剪力破壞柱於軸力破壞點之位移係數，由軸力比($P / A_g f_c'$)與橫向鋼筋比(A_{st} / bs)決定位移係數 r，當軸力比及橫向鋼筋比在規定範圍內，以線性內插方式求該位移係數。

(2) 撓剪破壞側向載重位移曲線

一般老舊建築結構的柱由於箍筋量不多，其破壞模式除前述剪力破壞以外，即為撓剪破壞。圖 4.3 為一承受軸力 P 及側力 V 作用且反曲點在柱正中央的雙曲率柱。當柱的剪力強度 V_n 大於撓曲強度 V_{mn} 時，承受側力作用後開始變形(圖 4.4)，當側向位移 Δ 到達 Δ_y 時，柱的主筋會先降伏，側力持續發展到撓曲強度 V_{mn}，此時柱主筋已達降伏階段，為求保守及簡化，假設主筋不發生應變硬化，側力強度保持定值，當側向位移 Δ 到達 Δ_s 時，柱端部的非線性鉸區會產生明顯的剪力斜裂縫，此狀態稱之為韌性剪力破壞(ductile shear failure)，亦即所謂的撓剪破壞(flexure-shear failure)，之後側力強度會下降，當側向位移 Δ 到達 Δ_a 時，側力強度趨近於零，柱體喪失軸向承載能力，以致發生軸向破壞(axial failure)。因此本手冊建議的撓剪破壞柱之側向載重位移曲線如圖 4.5 所示。

值得注意的是，柱承受軸力與側向力同時作用，一旦發生開裂後，勁度將隨之改變，此因剪力裂縫開始產生。接著，側向力持續作用，側向強度持續發展，側向變形將因剪力裂縫的出現而增加，當側向強度發展至撓曲強度 V_{mn} 時，側向載重位移曲線再度轉折為水平斜率，側力強度維持定值，側向

位移持續增加，如圖 4.5 中藍色實線所示。綜合以上所述，應考慮剪力裂縫引致之剪力變形，故撓剪破壞柱之變形Δ_{mn}以下式計算：

$$\Delta_{mn} = \text{interpolation between } \Delta_{cr} \text{ and } \Delta_n \tag{4.20}$$

上式中，Δ_{cr}如同式(4.5)之定義；Δ_n如同式(4.13)之定義。事實上，當柱同時設定剪力(圖 4.5 中紅色虛線)及彎矩(圖 4.5 中綠色虛線)非線性鉸時，即能自動反映出上述撓剪破壞柱之側向載重位移曲線(圖 4.5 中藍色實線)。

若柱為拉力控制斷面時，參考美國 Elwood 及 Moehle 等人根據試驗結果得到柱試體剪力破壞時之剪應力與變位角(Drift Ratio)關係曲線[4.11]，歸納出變位角之計算式如下：

$$\theta_s = \frac{\Delta_s}{H} = \frac{3}{100} + 4\rho'' - \frac{1}{133}\frac{\nu_m}{\sqrt{f_c'}} - \frac{1}{40}\frac{P}{A_g f_c'} \geq \frac{1}{100} \tag{4.21}$$

式中，$\rho'' = \dfrac{A_{st}}{b \times s}$為剪力箍筋體積比；$\nu_m = V_{mn}/bd$為剪應力；$V_{mn}$為雙曲率柱撓曲強度所對應之作用剪力。觀察式(4.21)，當柱的箍筋量較大、混凝土強度較高時、承受的側力及軸力較小時，剪力破壞之變位角會較大，即表示柱的韌性值會較大。

Elwood 及 Moehle [4.10]亦由試驗結果得到柱試體到達軸向破壞時軸力與變位角之關係，並歸納出軸向破壞時的變位角可由下式計算：

$$\theta_a = \frac{\Delta_a}{H} = \frac{4}{100}\frac{1+\left(\tan\theta\right)^2}{\tan\theta + P\dfrac{s}{A_{st} f_{yt} d_c \tan\theta}} \tag{4.22}$$

式中，d_c為柱核心混凝土的深度，由箍筋中心至中心計算之；θ為剪力裂縫與水平的夾角，一般可定為 65°，但不可超過$\tan^{-1}\left(H/h\right)$。觀察式(4.22)，當柱的箍筋量較大及承受的軸力較小時，軸向破壞之變位角會較大，即表示柱有較好的垂直承載能力。

(3) 撓曲破壞側向載重位移曲線

根據材料力學，雙曲率柱撓曲強度V_{mn}，可由下式計算，

$$V_{mn} = 2M_n/H \tag{4.23}$$

式中M_n為鋼筋混凝土柱斷面之標稱彎矩強度(nominal moment strength)。

若柱有足夠的箍筋量，其破壞模式會趨向於撓曲破壞。如圖 4.6 所示，若柱的撓曲強度V_{mn}較剪力強度V_n為低時，柱承受側力作用時，柱開始產生變形，當側力達到V_{mn}，柱主筋降伏，為保守及簡化，假設主筋不發生應變硬化，側力強度保持定值，直到柱發生主筋斷裂、挫屈或圍束混凝土壓碎等撓曲破壞模式，側力強度會下降，但不會喪失其軸力承載能力。

由於撓曲破壞及撓剪破壞皆為韌性破壞，且皆發生在柱端非線性鉸發生後，在分析上不易區隔，為簡化及保守分析起見，本文以撓剪破壞側向載重位移曲線來定義可能的撓曲破壞行為。

4.2.2 RC 柱之非線性鉸設定

由於在構架非線性反應過程中，柱的反曲點位置會變化，在分析之前，無法指定柱的破壞模式。因此在非線性鉸的設定上，需在柱的兩端設置彎矩非線性鉸，以表現撓剪或撓曲的破壞模式；在柱的中間設置剪力非線性鉸，以表現剪力破壞。本手冊建議之剪力非線性鉸與彎矩非線性鉸之參數如下：

(1) 剪力非線性鉸參數

以一根淨長度為 H 之柱，依據剪力破壞模式下之側向載重位移曲線，可定義剪力非線性鉸參數。其非線性鉸參數與側向載重位移曲線間的關係如圖 4.7 所示，參數之設定值如表 4.2 所示，相對應之 Force SF 為V_n；而 Disp. SF 為$\Delta_n - \left(\Delta_{cr}/V_{cr}\right)V_n$；表 4.25 中參數 c 定義為$\Delta_a$/Disp.SF；E 點之側向位移放大 10 倍之原因為避免ETABS分析軟體提早發生發散現象而設定，並不影響分析結果。

依本文之剪力非線性鉸參數修改 V2 非線性鉸之 A~E 五個點(若進行 X 方向之側推分析，乃修改 V2 非線性鉸；若進行 Y 方向側推分析，則修改 V3 非線性鉸)。

(2) 彎矩非線性鉸參數

本手冊依前述撓剪破壞模式下之側向載重位移曲線，保守地定義彎矩非線性鉸參數，以反映撓剪或撓曲破壞模式，如圖 4.8 所示。參數之設定值

如表 4.3 所示，表中 SF(Scale Factor)所相對應之 Moment SF 為 M_n；而 Rotation SF 固定為 1。表 4.3 中之參數定義如下：

$$b = \frac{\Delta_s}{H} - \frac{\Delta_{e,mn}}{H} \tag{4.24}$$

$$c = \max\left(\frac{\Delta_a}{H}, \frac{\Delta_s}{H}\right) \tag{4.25}$$

上式中，$\Delta_{e,mn}$ 以外插方式求得，即 $\Delta_{e,mn} = \frac{V_{mn}}{V_{cr}} \times \Delta_{cr}$；亦可以式(4.5)計算，惟強度須以 V_{mn} 代入計算。

依照以上彎矩非線性鉸之參數，決定 M3 非線性鉸之 A~E 五個點(若進行 X 方向之側推分析，定義為 M3 非線性鉸；若進行 Y 方向之側推分析，則定義為 M2 非線性鉸)。側推分析過程中，柱的反曲點可能不在柱中點，與原假設反曲點位於柱中點不同，使得分析結果將產生差異，但由於式(4.21)及(4.22)皆不受剪力跨度(shear span)影響，產生的差異可忽略不計。再者，以雙曲率變形條件下計算所得的柱變形轉角值，係為最保守之評估結果，實際上，柱的反曲點可能不在中點位置，變形轉角值較使用式(4.21)及(4.22)計算所得的值大。

4.3 TEASPA 柱構件之 P-M 非線性鉸

既有建築物中有許多 7 層樓以上(含)的中高樓層建築物，這些建築物在地震作用力下，柱軸力的變化可能比較劇烈，以國家地震工程研究中心(以下簡稱國震中心)研發之「臺灣結構耐震評估側推分析法(Taiwan Earthquake Assessment for Structures by Pushover Analysis)」簡稱 TEASPA，當柱之撓曲非線性鉸僅使用定軸力之 M 非線性鉸進行分析，無法適當反映出軸力變化的破壞情形，因此建議適用六層樓以下建築物，因其軸力變化幅度較少。

國震中心與財團法人中興工程顧問社(以下簡稱中興社)合作，開發更新後之升級版本，能依循柱斷面之軸力彎矩互制關係曲線，計算柱構件在各軸力變化下之 P-M 非線性鉸參數，能較合理反映中高樓結構柱在高軸力變化下之構件非線性鉸發展狀態。

以下將使用 ETABS 2016 對低樓層和高樓層 2 棟建築結構為案例，進行 M 非線性鉸模型和 P-M 非線性鉸模型之比較，結果顯示：使用 P-M 非線性鉸進行模型分析時，構件的彎矩強度和變形能力會反映軸力變化的影響，因此軸力變化較大者，P-M 非線性鉸模型和 M 非線性鉸之最大基底剪力差異越大，而屋頂位移受到構件變形較小者主控，因此 P-M 非線性鉸模型之屋頂位移皆較 M 非線性鉸模型之屋頂位移小，耐震性能亦相對保守，故使用 P-M 非線性鉸模型執行耐震評估更能合理反映構件的破壞強度與變位。

P-M 非線性鉸模型具考慮軸力變化時的柱構件非線性鉸參數性質，能合理反映中高樓結構柱在高軸力變化下之構件非線性鉸發展狀態，因此，適用範圍應不再受六層樓以下之條件限制。

4.3.1 P-M 非線性鉸介紹

目前大多數結構分析軟體(如 ETABS 2016 及 SAP2000 V20)皆已提供柱構件軸力彎矩互制行為及其非線性鉸參數分析的功能，本手冊以 ETABS 2016 中之 P-M 非線性鉸為例，說明如何將本手冊的柱非線性鉸參數，設定於 P-M 非線性鉸中。

ETABS 2016 定義之 P-M 非線性鉸中，提供柱斷面的 P-M 互制關係(如圖 4.9)，及各軸力下 P-M 值對應的非線性鉸參數(如圖 4.10)。

斷面的 P-M 互制關係，可以直接使用 ETABS 2016 計算之 P-M Curve (須注意材料強度及斷面配筋符合圖說)；或是透過 TEASPA 輔助程式計算出 P-M curve，再匯入模型中。惟 ETABS 2016 限制 P-M Curve 需為無凹點的平滑線，且預設定義 P-M Curve 之 M 為標稱彎矩 Mn。

接著，計算各軸力下對應的非線性鉸參數。利用前述之 P-M curve 上的各組 P-M 值，可以計算各軸力 P 對應的非線性鉸參數表。其中關於非線性鉸參數表之設定須注意以下說明：

(1) 如圖 4.10 所示，各軸力 P 計算對應之非線性鉸參數中，Yield Mom 為該軸力 P 對應之 M 值(即 P-M curve 的 Mn 值)，且 B 點固定為 1.0 倍 Yield Mom。

(2) 在初始彈性勁度方面(圖 4.5 中的開裂點勁度)，因為柱的有效剛度 E_cI_{eff}，由初始軸力(DL+0.5LL)計算，參照 E_cI_{eff} 對軸力變化的規則決定(參見 4.2.1 節)。

(3) 當柱進入非線性時，其彎矩非線性鉸性質與側向載重位移曲線設定如圖 4.8 所示，非線性鉸參數圖 4.8 中的 b 值，即為式(4.24)。其中計算彈性變位($\Delta_{e,mn}$)時，因側推過程中軸力會變化，彈性剛度參照 E_cI_{eff} 對軸力變化的規則決定，即當柱軸力大於 $0.5A_gf_c'$ 時，則撓曲有效剛度為 $0.7E_cI_g$，I_g 為柱總斷面對其中心軸之慣性矩；當柱軸力小於 $0.1A_gf_c'$ 時，則撓曲有效剛度為 $0.3E_cI_g$。若柱軸力介於 $0.5A_gf_c'$ 與 $0.1A_gf_c'$ 之間，撓曲有效剛度則採線性內插求得。因此，非線性鉸參數 b 值，即考慮軸力變化下的非線性轉角。

(4) 非線性鉸參數中撓剪破壞時的變位角及軸向破壞時的變位角，沿用前一節雙曲率 RC 柱之計算公式(如式(4.21)及式(4.22))，公式中之軸力 P 分別代入 P-M curve 上各組 P-M 值之軸力值。

(5) 當 P-M 值的軸力 P 為拉力時，式(4.21)及式(4.22)不適用於拉力，故直接代入 P=0 進行計算，惟非線性鉸參數中之彎矩強度(M)值仍以該拉力對應之 Mn 代入。

(6) 當 P-M 值的彎矩 M=0 時，表示柱受到最大壓力或最大拉力，此時柱為軸向破壞，無須計算撓曲轉角，因此 P-M curve 第一點及最後一點(圖 4.9)之非線性鉸參數無須計算。

(7) 各點 P-M 值對應之非線性鉸參數輸入後，可從圖 4.11 看出各點 P 值對應之非線性鉸參數情形。進行側推分析時，當柱軸力落在其中輸入之某兩軸力間，ETABS 2016 將會以該兩軸力對應之非線性鉸參數進行內插，計算出在該軸力狀態下的非線性鉸參數，適當反映在軸力狀態下的構件非線性行為。

4.3.2 案例說明

以下是使用 ETABS 2016 分析的兩個案例，分別為低樓層和高樓層，而結構之高寬比自 0.55 變化到 3.19，詳如表 4.4 所示。以下說明各案例以 M 非線性鉸及 P-M 非線性鉸進行側推分析之結果比較。

1. 案例 E4

案例 E4 是一棟四層樓的鋼筋混凝土造結構物，結構之 3D 模型如圖 4.12，建造年代、所在地現行耐震基準等基本資料及各樓層資訊詳見表 4.5 和表 4.6。此案例之側推分析，分別使用 M 非線性鉸和 P-M 非線性鉸建立兩個對應用之模型，再透過 ETABS 2016 結構分析軟體進行側推分析。案例各方向使用 P-M 非線性鉸之側推結果詳見表 4.7，使用 M 非線性鉸之側推結果詳見表 4.8，而各方向之容量曲線和性能曲線比較如圖 4.13 ~ 圖 4.20 所示，由結果可以發現，使用 M 非線性鉸分析之模型，其最大基底剪力，屋頂位移及耐震性能皆較使用 P-M 非線性鉸的模型大。

於本案例中之邊柱選取拉力側及壓力側各一根柱(如圖 4.21)觀察正 X 向側推分析之構件行為，其 P-M 非線性鉸和 M 非線性鉸的發展圖如圖 4.22 和圖 4.23 所示，發現非線性鉸發展狀態的差異不大，而拉力側柱(藍色實線圈)和壓力側柱(紅色虛線圈)非線性鉸處之軸力對彎矩發展如圖 4.24 和圖 4.25 所示，其中(a)為 P-M 非線性鉸處的結果，(b)為 M 非線性鉸處的結果。圖 4.24 和圖 4.25 中(a)圖的紅色實線曲線為 P-M 非線性鉸設定之 P-M Curve(於(b)圖為紅色虛線曲線進行對比)，而圖 4.24 和圖 4.25 中(b)圖的綠色垂直實線為初始軸力代入 M 非線性鉸中之 Mn 值(於(a)圖為綠色垂直虛線表示)，藍色點實線則是柱的軸力對彎矩於側推過程中的發展情形。由圖 4.24(a)和圖 4.25(a)可以發現，因為使用 P-M 非線性鉸，柱的強度發展碰到 P-M Curve 後，會受 P-M Curve 限制而沿著曲線變化，而圖 4.24(b)和圖 4.25(b)中，因為使用 M 非線性鉸，故柱的強度發展在碰到設定的 Mn 值，才受 Mn 值限制而沿著直線垂直變化(軸力變化，彎矩固定)。於本案例拉力側柱(見圖 4.24(a)和(b))在使用 P-M 非線性鉸分析時，柱的降伏彎矩較小，而使用 M 非

線性鉸分析時的降伏彎矩較大，而且當柱的強度發展碰到 P-M Curve 後，軸拉力變化不大，降伏後彎矩強度變化不大；相對的，壓力側柱(見圖 4.25(a)和(b))在使用 P-M 非線性鉸分析時，柱的降伏彎矩相對 M 非線性鉸的較大，但當柱的強度發展碰到 P-M Curve 後，軸拉力變化不大，降伏後彎矩強度變化也不大。顯示降伏彎矩在拉壓側一增一減的狀況下，可能互相抵消，而且因降伏後彎矩強度變化不大(低矮型建築軸力變化小)，所以最大基底剪力的差異僅在 5%的範圍內。

柱的變形能力受軸力變化影響，當軸力較大時，其變形能力較小，而軸力變小時，變形能力變大。使用 P-M 非線性鉸模型時，拉力側的柱能反映軸力變化對變形能力之影響，因此其變形後的位移較 M 非線性鉸模型大，而壓力側的柱其變形後的位移則較 M 非線性鉸模型小，然而側推分析模型是剛性樓版之構架，受到剛性樓版的限制，變形將由位移較小者主控，即壓力側的柱將提早產生非線性鉸，因此 P-M 非線性鉸模型有提早軟化的現象，屋頂位移有 20%的差異。當 P-M 非線性鉸模型的變形能力較 M 非線性鉸模型小，消能的效果也變差，因此耐震性能相對保守，差異在 20%內。

2. 案例 E12

案例 E12 是一棟 12 層樓的鋼筋混凝土造結構物，結構之 3D 模型如圖 4.26，建造年代、所在地現行耐震基準等基本資料及各樓層資訊詳見表 4.9 和表 4.10。此案例之側推分析方法和案例 E4 相同，不同非線性鉸之正負 XY 向的側推結果詳見表 4.11 和表 4.12。各方向之容量曲線和性能曲線比較如圖 4.27 ~ 圖 4.34 所示，結果發使用 M 非線性鉸分析之模型，其最大基底剪力及耐震性能皆較使用 P-M 非線性鉸的模型大。同樣於本案例中選取拉力側柱(藍色實線圈)和壓力側柱(紅色虛線圈)各一根柱(如圖 4.35)觀察負 Y 向側推分析之構件行為，不同非線性鉸發展圖分別如圖 4.36 和圖 4.37 所示，發展狀態差異不大。非線性鉸處之軸力對彎矩發展如圖 4.38 和圖 4.39 所示，可以發現不論是拉力側或是壓力側的柱，在使用 P-M 非線性鉸分析時，柱的降伏彎矩較小，而使用 M 非線性鉸分析時的降伏彎矩較大，且當柱的強度發展碰到 P-M Curve 後，軸力變化大，降伏後彎矩強度變化劇烈。顯示降

伏彎矩差異在拉壓側皆是減少的狀況，可能無法相互抵消，而且因降伏後彎矩強度變化(中高型建築軸力變化大)，所以最大基底剪力的差異較明顯在10%的範圍內。結構物整體的變形能力如案例 E4 所述，同樣有提早軟化的情形發生，且屋頂位移有 20%的差異，而最終的耐震性能亦相對保守，差異在 20%內。

4.3.3 分析討論

將前述 2 個案例之側推結果分析，結果如表 4.13 所示，可以發現在整體耐震能力分析時，控制點下的最大基底剪力、屋頂最大位移及耐震性能 A_P，各案例基底剪力比較平均為 0.92，變異係數為 0.034；位移比較平均為 0.82，變異係數為 0.037；A_P 比較的平均值為 0.84，變異係數為 0.024，差異在 20%範圍內。

深入探討單一構件的軸力對彎矩變化，可以歸納出圖 4.40 的結果，以說明結構之高寬比及構件初始軸力對使用 M 非線性鉸或 P-M 非線性鉸之影響。從分析的 2 個案例發現，當側推方向之高寬比由低變化到高，柱的軸力對彎矩之變化越劇烈，P-M 非線性鉸的拉力側彎矩(M_T)及壓力側彎矩(M_C)，相對於靜載重下 M 非線性鉸的彎矩(M_{DL})有顯著變化，例如低軸壓條件下的 $M_{T/C}$ / M_{DL} 由 1.07 變化到 0.44，高軸壓條件下的更是由 1.13 變化到 0.48。

相同的，若單看低高寬比，比較初始軸力變化，軸力由低變化到高，$M_{T/C}$ / M_{DL} 可從 0.88 變化到 1.13，顯示軸力變化影響僅在正負 10%左右；然而，若看高的高寬比，當軸力由低變化到高，$M_{T/C}$ / M_{DL} 可從 0.44 變化到 0.92，顯示軸力變化影響甚鉅。舉一極端之例子說明，若靜載重下 M 非線性鉸的彎矩(M_{DL})剛好落在 P-M Curve 中的最大彎矩點，則不論 P-M 非線性鉸的拉力側彎矩(M_T)及壓力側彎矩(M_C)都定然小於 M 非線性鉸的彎矩(M_{DL})，不會有降伏彎矩差異在拉壓側一增一減而互相抵消，差異就會反映在結構物整體的最大基底剪力。

4.3.4 結論

1. 案例分析結果顯示，P-M 非線性鉸模型分析時，構件的彎矩和變形能力皆會反映出軸力變化的影響，當軸力的變化越大，M 非線性鉸模型的最大基底剪力和 P-M 非線性鉸模型的最大基底剪力之差異越大，且構件之變形受到變形較小者主控，故 P-M 非線性鉸模型之屋頂位移較 M 非線性鉸模型小，評估之結構耐震能力亦相對保守。因此，使用 P-M 非線性鉸模型執行耐震評估更能合理反映構件的破壞強度與變位。
2. ETABS 2016 可提供 P-M 非線性鉸設定以執行側推分析，背骨曲線的彎矩強度及轉角變位皆可依側推過程軸力變化而變化，合理反映非線性鉸軸力變化對側推結果的影響。升級後 TEASPA 的適用範圍應不再受六層樓以下之條件限制。
3. TEASPA 改版後，國震中心已發文至營建署說明 TEASPA 應用 M、P-M 或 P-M-M 非線性鉸進行結構分析之適用性，並於 108 年 1 月 7 日正式接獲營建署函文通過，同意適用範圍修正為不限樓層之鋼筋混凝土造或加強磚造之平面規則建築物(參考圖 4.41)。

4.4 鋼筋混凝土梁

4.4.1 RC 梁之斷面設定

在考慮開裂斷面之情形下，梁開裂斷面之撓曲剛度採用$0.35E_cI_g$，其中E_c為混凝土彈性模數，I_g為總斷面對其中心軸之慣性矩。鋼筋混凝土結構之梁常與樓版連接形成 T 型梁，使梁的模擬應考慮 T 型梁之行為，梁應考慮 T 型梁斷面剛度。若分析模型中，梁使用矩形斷面替代 T 型作為輸入，則開裂斷面之撓曲剛度應設為$0.7E_cI_g$，其中，I_g為矩形梁斷面慣性矩，此係估計 T 型梁斷面之慣性矩約為矩形斷面之兩倍。T 型梁在受負彎矩作用時，在有效翼緣寬度內之版鋼筋會參與作用，而增加其計算之彎矩強度。而有效翼緣寬度之計算應依下列規定[4.4]計算之：

(1) T 型梁翼緣之有效版寬不得超過該梁跨度之 1/4；梁腹每側懸出之有效翼緣寬度不得超過翼緣厚(版厚)之 8 倍或該梁與鄰梁間淨距之 1/2。

(2) 梁僅一側有翼緣者，其有效懸出翼緣寬度不得超過該梁跨度之 1/12、翼緣厚(版厚)之 6 倍或該梁與鄰梁間淨距之 1/2。

4.4.2 T 型梁之非線性鉸設定

RC 梁之非線性鉸可以依據 ASCE/SEI 41-13 [4.1]所建議之 RC 梁非線性鉸參數進行設定，其建議之 RC 梁彎矩非線性鉸載重位移關係曲線如圖 4.42(a)所示，RC 梁之彎矩非線性鉸參數設定值如表 4.14 所示，其參數之計算可參考表 4.15。表 4.14 中所相對應之 Moment SF 為M_n；而 Rotation SF 固定為 1。而表 4.15 中ρ_{bal}為產生平衡應變狀態之鋼筋比；ρ為受拉鋼筋比；ρ'為受壓鋼筋比；$V=\left(M_{ni}^{+}+M_{nj}^{-}\right)/L$或$V=\left(M_{ni}^{-}+M_{nj}^{+}\right)/L$，其中 L 為梁淨跨距，M_{ni}^{+}、M_{ni}^{-}為梁左端正、負彎矩強度，M_{nj}^{+}、M_{nj}^{-}為梁右端正、負彎矩強度。

RC 梁剪力非線性鉸載重位移關係曲線如圖 4.42(b)所示，RC 梁之剪力非線性鉸參數設定值如表 4.16 表 4.16 所示，其參數之計算可參考表 4.17，相對應之 Force SF 為V_n；而 Disp. SF 為梁淨跨距 L，其中V_n之計算為$V_n=V_s+V_c=\frac{A_{st}f_{yt}d}{s}+0.53\sqrt{f_c'}b_w d$，$b_w$為梁腹寬度。

由於在一般套裝軟體程式中，梁斷面上方受壓與下方受拉定義為正彎矩，梁斷面下方受壓與上方受拉定義為負彎矩，因 T 型梁之斷面不對稱，所以在 T 型梁非線性鉸設定時，必須注意到其非線性鉸中正、負彎矩的差異性。

4.5 鋼筋混凝土極短柱及極短梁

ACI 318-14 規範[4.4]之一般鋼筋混凝土柱梁構件的剪力強度計算公式對於極短柱與極短梁之剪力強度的估算不準確，有高估橫向鋼筋在剪力強度的貢獻。本手冊針對高深比或跨深比小於 2 的極短柱與極短梁，利用軟

化拉壓桿模型(Softened Strut-and-Tie Model, SST)[4.6]作為此類構件之剪力強度的計算工具，據此建議極短柱與極短梁之剪力非線性鉸的參數。

極短柱、極短梁和剪力牆都屬於規範上所稱不連續區域(D 區域)，其剪力之側向載重位移曲線，包括剪力開裂點、剪力強度點及軸力破壞點，相關之計算說明如後[4.12]，完整之剪力側向載重位移曲線如圖 4.43 所示。至於極短柱與極短梁之撓曲側向載重位移曲線及彎矩非線性鉸參數，分別同 4.2.2 及 4.4.2 節。

4.5.1 極短柱與極短梁之剪力側向載重位移曲線

(1) 剪力開裂點(V_{cr},Δ_{cr})

由 ACI 318-14 規範[4.4]規定計算，開裂強度之計算公式如下：

$$V_{cr} = 0.87\sqrt{f_c'}bd + \frac{Pd}{4h} \tag{4.26}$$

$$V_{cr} = \left[0.16\sqrt{f_c'} + \frac{h\left(0.33\sqrt{f_c'} + P/5bh\right)}{M_u/V_u - h/2} \right] bd \tag{4.27}$$

其中，f_c'為混凝土抗壓強度；b為柱寬度；d為最外受壓纖維至受拉鋼筋斷面重心之距離，可取 0.8 倍柱深度($0.8h$)；h為柱深度；P為軸壓力，壓為正值，拉為負值；M_u為斷面之設計彎矩(需求彎矩)；V_u為斷面之設計剪力(需求剪力)。開裂強度取式(4.26)及式(4.27)之小值，若$\left(M_u/V_u - h/2\right) < 0$時，式(4.27)不適用，僅採用式(4.26)。

剪力開裂點之位移包括剪力變形及撓曲變形，其中開裂點之剪力變形可依式(4.28)計算，

$$\Delta_{s,cr} = \frac{V_{cr}H}{0.4E_cbd} \tag{4.28}$$

其中，H為柱淨高度；E_c為混凝土彈性模數。開裂點之撓曲變形可依式(4.29)計算，

$$\Delta_{f,cr} = \frac{V_{cr}H^3}{12E_cI_{eff}} \tag{4.29}$$

式中，E_cI_{eff} 為柱斷面之撓曲有效剛度，在此，I_{eff} 為柱斷面之有效慣性矩。當柱軸力大於$0.5A_gf_c'$時，則撓曲有效剛度為$0.7E_cI_g$。在此，A_g 為柱全斷面之面積；I_g 為柱總斷面對其中心軸之慣性矩。當柱軸力小於$0.1A_gf_c'$時，則撓曲有效剛度為$0.3E_cI_g$。若柱軸力介於$0.5A_gf_c'$與$0.1A_gf_c'$之間，撓曲有效剛度則採線性內插求得。

因此，剪力變形加上撓曲變形即為開裂點之位移，如式(4.30)所示，

$$\Delta_{cr} = \Delta_{s,cr} + \Delta_{f,cr} \tag{4.30}$$

(4) 剪力強度點(V_n, Δ_n)

(a) 壓桿面積

$$A_{str} = b \times a_c \tag{4.31}$$

其中，b 分別代表短柱寬度或短梁腹寬度。a_c 為構件斷面受壓區之深度，定義為對應拉力區鋼筋應力達降伏強度 f_y 時之壓力區深度，可採用 Paulay 與 Priestley [4.8]對彈性柱受撓壓力區深度簡易計算法，如式(4.32)所示：

$$a_c = \left(0.25 + 0.85\frac{P}{A_g f_c'} \right) h \tag{4.32}$$

(b) 混凝土軟化係數

$$\zeta = \frac{10.7}{\sqrt{f_c'}} \le 0.52 \tag{4.33}$$

斜壓桿傾斜角

$$\theta = \tan^{-1}\left(\frac{H}{\ell_n} \right) \tag{4.34}$$

其中 $\ell_n = h - \dfrac{2a_c}{3}$。

(c) 壓拉桿指標

壓拉桿指標 K 係指短柱內配置鋼筋提供之效益，使極短柱可提供更多之傳力路徑，造成較多之混凝土次壓桿參與抗剪，因此可提高極短柱之剪力強度。在校舍結構耐震評估與補強技術手冊第三版[3.1]中對壓拉桿指標 K 之計算方式流程較為繁複，故本手冊參考文獻[4.7]之建議，採用簡化後之 K 值計算。

$$K = \tan^{A}\theta + \cot^{A}\theta + 0.14B - 1 \le 1.64$$
$$A = 12\frac{\rho_t f_{yt}}{f'_c} \le 1 \ ; \ B = 30\frac{\rho_t f_{yt}}{f'_c} \le 1 \tag{4.35}$$

其中，ρ_t為剪力鋼筋之面積比。

(d) 剪力強度點之水平剪力

$$V_n = K\zeta f'_c A_{str}\cos\theta \tag{4.36}$$

剪力強度點之剪應變可依式(4.37)計算，

$$\gamma_{vh} = 2\left(\varepsilon_r - \varepsilon_d\right)\sin\theta\cos\theta = 0.006\sin 2\theta \tag{4.37}$$

ε_d為主壓應變取-0.001，ε_r為主拉應變取 0.005。

剪力強度點之位移包括剪力變形及撓曲變形，剪力強度點之剪力變形可由(4.38)計算，

$$\Delta_{s,n} = \gamma_{vh} H \tag{4.38}$$

撓曲變形之計算與開裂點雷同，其公式如下，惟強度以式(4.36)計算之剪力強度(V_n)代入：

$$\Delta_{f,n} = \frac{V_n H^3}{12E_c I_{eff}} \tag{4.39}$$

因此，剪力極限點位移為剪力變形及撓曲變形之總和，即為式(4.40)所示，

$$\Delta_n = \Delta_{s,n} + \Delta_{f,n} \tag{4.40}$$

(5) 軸力破壞點(V_a, Δ_a)

極短柱或極短梁到達其極限強度後，側力強度依線性衰減至軸力破壞點強度為 0，即$V_a = 0$，其相對應之變形如式(4.41)所示，

$$\Delta_a = \Delta_n + rH \tag{4.41}$$

其中，位移係數r可參考 ASCE/SEI 41-13 [4.1]建議之非線性轉角係數，極短柱亦由表 4.1 查得剪力軸力破壞點之位移係數，以軸力比$(P / A_g f'_c)$與橫向鋼筋比(A_{st} / bs)決定位移係數r，當軸力比及橫向鋼筋比在規定範圍內，以線性內插方式求該位移係數。至於極短梁剪力軸力破壞點之位移係數則由表 4.18 決定，以箍筋間距s作為判斷標準來決定位移係數r。

4.5.2 剪力非線性鉸參數定義

極短柱或極短梁之剪力非線性鉸參數可由表 4.19 表示，其中 Force SF 為V_n；Disp. SF 為$\Delta_n-(\Delta_{cr}/V_{cr})V_n$；表 4.19 中參數 c 定義為$\Delta_a$/Disp.SF；E 點之側向位移放大 10 倍之原因為避免 ETABS 分析軟體提早發生發散現象而設定，並不影響分析結果。

4.6 鋼筋混凝土牆

4.6.1 RC 牆之模擬

RC 牆通常設置於兩根柱之構架間，一旦承受側向力，柱與牆板會有互制效應產生，使得柱與牆板一起承擔側向力。文獻[4.12]進行四座 1/2 縮尺試體試驗，一座為無牆之梁柱構架試體，另三座為構架填充 6cm 厚 RC 牆試體，四座試體之柱均採用方形柱，尺寸分別為 50cm、35cm 及 20cm。試驗結果顯示隨柱深對牆厚比愈小，含牆構架的韌性愈差，且牆體極限強度後保有純構架之行為愈不明顯。

邊界柱尺寸 50cm 之含牆構架於牆板損壞時達到試體之極限強度，隨後逐漸回復純構架行為，即極限強度後構架仍可保有純構架獨立抗彎能力的行為，而試體之牆板呈現沿柱及上部梁周邊冂形裂縫，顯示試體於極限強度後被裂縫區分成柱、牆、柱三個抗剪元素。邊界柱尺寸 35cm 之含牆構架亦於牆板損壞時達到試體之極限強度，隨後也與邊界柱尺寸 50cm 之含牆構架行為相同，可保有純構架獨立抗彎能力的行為，惟其獨立抗彎能力的行為很小，牆板裂縫形式近似邊界柱尺寸 50cm 含牆構架之沿柱及上部梁周邊冂形裂縫。邊界柱尺寸 20cm 之含牆構架於極限強度達到後，力位移曲線迅速下降，試體沒有純構架獨立抗彎能力的行為，裂縫形式呈現對角傾斜，裂縫由一側柱頂傾斜向下經過牆板至另一側柱底，顯示試體於受側力的全部過程均只有一個抗剪元素抵抗外力。

於線性分析時，一般是使用殼元素(Shell Element)模擬 RC 牆。但由於套裝軟體程式無法於殼元素設置非線性鉸，進行非線性靜力側推分析。本文建議將含牆構架區分成柱構件與填充牆構件，以填充牆等值柱垂直桿件模擬 RC 牆板，以垂直構架線模擬邊界構材，斷面取法如圖 4.44 所示，如此可以設置適當的柱與牆板非線性鉸，桿件模擬及桿件之非線性鉸設立如圖 4.44 所示，反應牆板損壞後由邊界柱接續發展純構架獨立抗彎能力的行為，文獻[4.12] 以此模型評估分析文獻[4.12] 之含牆構架，分析流程整理如圖 4.46 所示，其分析結果與試驗結果比較呈現合理保守的趨勢。以下說明 RC 牆板之側向載重位移曲線定義。

(1)　RC 牆之側向載重位移曲線

(1) 含牆構架之側向載重位移曲線

RC 牆板於極限強度前可與邊界柱互制，一起抵抗側力。極限強度後，裂縫隔開了柱與牆板，若忽略極限強度後牆板與柱之間的互制力，此時可將牆板視為獨立構件。牆板之高長比很小，屬於 ACI 設計規範[4.4]之 D 區域破壞桿件，又由試驗裂縫發展呈現對角傾斜形式來看，牆板受剪力控制。惟牆體強度高到一定程度後，分析模型常出現撓曲破壞，因此本文建議一併設定彎矩與剪力非線性鉸。

本文所建議 RC 牆非線性鉸之性質，是以 Weng et. al [4.16]所建議的側向載重位移曲線為基礎。首先分別求出 RC 牆之剪力破壞、撓曲破壞側向載重位移曲線，再以剪力破壞側向載重位移曲線定義剪力非線性鉸性質，撓曲破壞側向載重位移曲線定義彎矩非線性鉸性質。

假設 RC 牆為雙曲率變形，反曲點位於牆高 H 之一半處，計算撓曲之側向載重位移曲線設定彎矩非線性鉸，包括開裂點、撓曲強度點及殘餘強度點；計算剪力之側向載重位移曲線設定剪力非線性鉸，包括剪力開裂點、剪力極限點及殘餘強度點，相關之計算說明如後。

(1.1)　撓曲之側向載重位移曲線：**開裂點**(V_{cr}，δ_{cr})

由 ACI 318-14 [4.1]規範規定計算，開裂強度之計算公式如下：

$$V_{cr} = 0.87\sqrt{f_c'}t_w d + \frac{N_u d}{4\ell_w} \tag{4.42}$$

$$V_{cr} = \left[0.16\sqrt{f_c'} + \frac{\ell_w\left(0.33\sqrt{f_c'} + N_u / 5\ell_w t_w\right)}{M_u / V_u - \ell_w / 2} \right] t_w d \tag{4.43}$$

其中 f_c'=混凝土之規定抗壓強度；d=牆體最外受壓纖維至受拉鋼筋斷面重心之距離，可取填充牆寬的 0.8 倍($0.8\ell_w$)；V_u=斷面之設計剪力(需求剪力)；M_u=斷面之設計彎矩(需求彎矩)；N_u=與V_u同時作用之設計軸力，軸壓力為正值、軸拉力為負值。開裂強度取以上二式之最小值，若 $\left(M_u / V_u - \ell_w / 2\right) < 0$ 時，式(4.43)不適用，僅採用式(4.42)。

依據 Weng et. al [4.16]建議，位移應包含剪變形及撓曲變形。因此開裂點之位移可以式(4.44)表示。

$$\delta_{cr} = \delta_{s,cr} + \delta_{f,cr} \tag{4.44}$$

其中開裂點之剪力變形位移可依式(4.45)計算，

$$\delta_{s,cr} = \frac{V_{cr} H}{0.4 E_c t_w d} \tag{4.45}$$

其中$0.4E_c t_w d$為牆之有效剪力勁度。

開裂點之撓曲變形位移可依式(4.46)計算，

$$\delta_{f,cr} = \frac{V_{cr} H^3}{12(E_c I_{eff})} \tag{4.46}$$

其中I_{eff}為牆斷面之有效慣性矩；$E_c I_{eff}$為牆之有效撓曲勁度，由於剪力牆於此階段已開裂，故斷面慣性矩應折減，牆之有效撓曲勁度可參考表4.20計算[4.16]；H為牆之淨高(下梁頂至上梁底距離)。撓曲之側向載重位移曲線：

撓曲強度點(V_{fn}，δ_{fn})：

由斷面分析可以求得含邊界構材之剪力牆斷面之標稱彎矩M_n，因此撓曲強度點之側力強度可由式(4.47)計算：

$$V_{fn} = \frac{2M_n}{H} \tag{4.47}$$

撓曲強度點之位移包括剪力、撓曲及非線性鉸轉動，各分量計算方式如下：

- 撓曲強度點之剪力位移$\delta_{s,fn}$可依式(4.48)計算

$$\delta_{s,fn}=\frac{V_{fn}H}{0.4E_c t_w d} \tag{4.48}$$

- 撓曲強度點之撓曲位移$\delta_{f,fn}$可依式(4.49)計算

$$\delta_{f,fn}=\frac{V_{fn}H^3}{12(E_c I_{eff})} \tag{4.49}$$

牆之有效撓曲勁度$E_c I_{eff}$，可參考表 4.20 計算[4.16]。

- 撓曲強度點之非線性鉸轉動位移則依式(4.50)計算

$$\delta_{plastic,fn}=2(\phi_n-\phi_y)\ell_p\left(\frac{H}{2}-\frac{\ell_p}{2}\right) \tag{4.50}$$

其中ϕ_n為牆體產生撓曲標稱彎矩時的曲率；ϕ_y為牆體產生撓曲降伏彎矩時的曲率；ℓ_p為非線性鉸長度，定義為$\ell_p=\frac{\ell_w}{2}\le\frac{H}{2}$。

因此撓曲強度點之位移總和，即為式(4.51)所示，

$$\delta_{fn}=\delta_{s,fn}+\delta_{f,fn}+\delta_{plastic,fn} \tag{4.51}$$

(1.2) 撓曲之側向載重位移曲線：**撓曲殘餘強度點(V_{fp},δ_{fp})**：

假設側力到達其極限強度後，側力強度依線性衰減至殘餘強度($V_{fp}=0.4V_{fn}$)，其相對應之變形為層間變位角 0.02 rad，因此對應之位移$\delta_{fp}=0.02H$，若$\delta_{fp}\le\delta_{fn}$，令$\delta_{fp}=\delta_{fn}$，其完整之側向載重位移曲線如圖 4.49 所示。

(2.1) 剪力之側向載重位移曲線：**開裂點(V_{cr}, δ_{cr})**

RC 牆剪力側向載重位移曲線中之開裂強度與位移，同(1.1)撓曲之側向載重位移曲線中之開裂點。

(2.2) 剪力之側向載重位移曲線：**剪力強度點(V_{sn}，δ_{sn})**

RC 牆之剪力強度採用軟化壓拉桿模型(Softened Strut-and-Tie model, SST model)[4.6]來作預測，其主要係以混凝土壓桿與鋼筋拉桿為傳力基礎，

配合開裂鋼筋混凝土軟化行為，求取混凝土對角壓桿之擠碎強度。RC 牆受剪破壞強度可依式(4.52)計算。

$$V_{sn} = C_d \cos\theta = K\ \zeta\ f_c' A_{str} \cos\theta \tag{4.52}$$

其中 C_d 為對角壓桿之抗壓強度，K 為壓拉桿指標(strut-and-tie index)，ζ 為鋼筋混凝土之軟化係數，A_{str} 為混凝土對角壓桿之有效截面積，θ 為對角壓桿與水平軸之夾角。

壓拉桿指標 K 係牆體配置鋼筋提供之效益，配置剪力鋼筋作為拉桿，使剪力元素可提供更多之傳力路徑，造成較多之混凝土次壓桿參與抗剪，因此可提高牆體之剪力強度。在校舍結構耐震評估與補強技術手冊第三版[3.1]中對壓拉桿指標 K 之計算方式流程較為繁複，故本文參考文獻[4.7]之建議，採用簡化後之 K 值計算。

$$K = \tan^A\theta + \cot^A\theta + 0.14B - 1 \le 1.64$$
$$A = 12\frac{\rho f_y}{f_c'} \le 1\ ;\ B = 30\frac{\rho f_y}{f_c'} \le 1 \tag{4.53}$$

其中 ρ 為剪力鋼筋之面積比，當對角壓桿與水平方向之夾角 $\theta \ge 45°$ 時，採用水平剪力鋼筋之面積比(ρ_h)，當 $\theta < 45°$ 時，則採用垂直剪力鋼筋之面積比(ρ_v)。

鋼筋混凝土之軟化係數 ζ，依據 Zhang and Hsu [4.18]之建議，軟化係數與剪力元素內平均主拉應變 ε_r 的大小有關，其計算方式如下。

$$\zeta = \frac{18.5}{\sqrt{f_c'}}\frac{1}{\sqrt{1+400\varepsilon_r}} \le \frac{0.9}{\sqrt{1+400\varepsilon_r}} \tag{4.54}$$

剪力元素內之平均主拉應變 ε_r，可透過莫爾變形諧和關係(圖 4.50)求得。

$$\varepsilon_r + \varepsilon_d = \varepsilon_v + \varepsilon_h \tag{4.55}$$

其中，ε_h 為剪力元素水平向之平均正向拉力應變，ε_v 為剪力元素垂直向之平均正向拉力應變，ε_d 為剪力元素之平均主壓應變。依據 Vecchio and Collins[4.19]之建議，為避免於預測剪力強度時高估鋼筋混凝土之軟化現象，應將剪力元素之 ε_h 與 ε_v 設定上限，此上限可為穿過剪力裂縫之鋼筋降伏應變，為求簡化計算，文獻[4.19]分別取 ε_h、ε_v 為鋼筋降伏應變值約為 0.002。另外，ε_d 則依大量分析經驗取值為-0.001[4.6]。因此，依照式(4.55)之關係，主拉應變 ε_r 可取為 0.005，再將式(4.54)簡化如下。

$$\zeta = \frac{10.7}{\sqrt{f_c'}} \le 0.52 \tag{4.56}$$

圖 4.51 為鋼筋混凝土剪力牆剪力傳遞機制之示意圖,剪力元素之大小,在垂直方向可取牆之淨高H，水平方向則為施力側壓力區合力中心至反力側壓力區合力中心之距離ℓ_h，壓力區深度a_c為構件斷面受壓區之深度，定義為對應拉力區鋼筋應力達降伏強度f_y時之壓力區深度，可採用 Paulay 與 Priestley [4.8]對彈性柱受撓壓力區深度簡易計算法如下所示：。

$$a_c = \left(0.25 + 0.85 \frac{N_u}{A_w f_c'} \right) \ell_w \tag{4.57}$$

其中， A_w採計剪力牆內之最大矩形面積，亦即$A_w = \ell_w \times t_w$。因此，剪力元素在水平方向之長度ℓ_h，可以牆長ℓ_w減去 2 倍的$a_c/3$估算。混凝土對角壓桿之有效截面積A_{str}，可以假設為壓力區深度a_c乘上牆厚t_w估算，如式(4.58)。

$$A_{str} = a_c \times t_w \tag{4.58}$$

而對角壓桿與水平方向之夾角θ，則可以下式計算。

$$\theta = \tan^{-1}\left(\frac{H}{\ell_h}\right) \tag{4.59}$$

剪力強度點之位移包括剪力、撓曲位移，各分量計算方式如下：

- 剪力強度點之**剪力位移**，可由式(4.60)計算

$$\delta_{s,sn} = \gamma_{vh,sn} H \tag{4.60}$$

其中$\gamma_{vh,sn}$為剪力元素內之平均剪應變，可透過莫爾變形諧和關係求取，如式(4.61)。

$$\gamma_{vh,sn} = (\varepsilon_r - \varepsilon_d)\sin 2\theta \tag{4.61}$$

剪力元素內之主拉應變ε_r及對角方向之平均主壓應變ε_d，在求取混凝土軟化係數時，已對剪力元素內之應變場進行說明，ε_r取值為 0.005，ε_d取值為-0.001，因此剪力變形($\delta_{s,sn}$)之估算可簡化如下。

$$\delta_{s,sn} = \gamma_{vh,sn} H = 0.006 \sin 2\theta \mathrm{H} \tag{4.62}$$

- 剪力強度點之**撓曲位移**，可依式(4.63)計算

$$\delta_{f,sn} = \frac{V_{sn} H^3}{12(E_c I_{eff})} \tag{4.63}$$

由於剪力牆於此階段應已開裂，牆之有效撓曲勁度E_cI_{eff}須折減，可參考表 4.20 計算。

因此剪力強度點位移為剪力、撓曲位移之總和，即為式(4.64)所示，

$$\delta_{sn}=\delta_{s,sn}+\delta_{f,sn} \tag{4.64}$$

(2.3) 剪力之側向載重位移曲線：**崩塌點**(V_{sp},δ_{sp})

假設側力到達其極限強度後，側力強度依線性衰減至殘餘強度(V_{sp})，其相對應之位移為δ_{sp}，可參考 ASCE 41-13[4.1]所建議之方式計算(表 4.21)，若$\delta_{sp}\le\delta_{sn}$，令$\delta_{sp}=\delta_{sn}$，其完整之側向載重位移曲線如圖 4.52 所示。

4.6.2 RC 牆非線性鉸之定義與設置

含牆構架之載重變位曲線均如圖 4.53 所示，由於側推分析軟體進行非線性鉸之設定時，係將彈性變位及非線性變位分開設定，以下將說明含牆構架之彈性行為及非線性行為之設置。

由於電腦之側推分析軟體進行彈性位移分析時，依式(4.65)等號左側括弧內之公式計算，而本手冊計算之位移公式與側推分析軟體不同，因此為使彈性階段之結構分析軟體分析出來的彈性位移等於本手冊計算位移，建議採式(4.65)計算彈性勁度折減係數：

$$\alpha\left(\frac{V_yH^3}{12E_c\times I_g}+\frac{2(1+\nu)V_yH}{E_c\times A_w}\right)=\delta_{s,cr}+\delta_{f,cr} \tag{4.65}$$

式(4.65)中等號左邊α為待調整之彈性勁度折減係數，工程師求得對應之彈性勁度折減係數α後，設定分析模型中 A 與 I 性質修正值。

由圖 4.53 可知，總變位δ_u可視為彈性變位δ_e與非線性變位δ_p之疊加，因此可以由總變位減去彈性變位獲得非線性變位，求得載重與非線性變位關係曲線，可作為非線性鉸設定之依據。因此非線性變形為

$$\delta_p=\delta_u-\delta_e=\delta_2-\frac{\delta_1}{V_1}V_2 \tag{4.66}$$

於非線性靜力側推分析中，在填充等值柱兩端設定彎矩非線性鉸，中間設定剪力非線性鉸。程式內填充等值柱的數值模型如圖 4.54 所示。其對應之彎矩非線性鉸圖 4.55 所示，彎矩非線性鉸之參數如表 4.22 所示，非線性鉸設定時須考慮開裂點(δ_{cr}，V_{cr})與強度點(δ_{fn}，V_{fn})，即式(4.66)中$\delta_2=\delta_{fn}$，$\delta_1=\delta_{cr}$，其中 Moment SF 為$V_{fn}\times\frac{H}{2}$；Rotation SF 為$\left(\delta_{fn}-\frac{\delta_{cr}}{V_{cr}}V_{fn}\right)\frac{1}{H}$；$H$ 為 RC 牆淨高；c 為$\left(\delta_{fp}-\frac{\delta_{cr}}{V_{cr}}V_{fp}\right)\frac{1}{H}\Big/$Rotation SF；E 點之側向位移放大 10 倍之原因為避免 ETABS 分析軟體提早發生發散現象而設定，並不影響分析結果。

其對應之剪力非線性鉸如圖 4.56 所示，剪力非線性鉸之參數如表 4.23 所示，由式(4.66)定義得其中 Force SF 為V_{sn}；Disp. SF 為$\delta_{sn}-\frac{\delta_{cr}}{V_{cr}}V_{sn}$；表 4.23 中參數 c 定義為$\left(\delta_{sp}-\frac{\delta_{cr}}{V_{cr}}V_{sp}\right)\Big/$Disp.SF。

4.7 鋼筋混凝土開口牆

4.7.1 前言

鋼筋混凝土材料是現今住宅建築所普遍使用的材料，住宅建築中常配置許多外牆與隔間牆。但是因為使用性的需求，這些牆具有大量的門或窗開口，而這些對於牆開口的需求會影響到牆體的耐震行為。由於當今工程界對開口牆之耐震能力不甚了解，故於耐震分析與設計上常將開口牆之貢獻予以忽略，造成住宅建築之耐震能力被嚴重低估，這對住宅建築之耐震評估與補強工作非常不利。

而隨著建築中配置剪力牆系統日漸普遍，美國 ACI 318-14 規範[4. 4]在第 18.10 章節中對結構牆因開口所造成之結構元素作規定，並且定義其結構行為。例如整片牆體因為開口後出現垂直牆段(Vertical wall segment)、水平牆段(Horizontal wall segment)或是牆墩(Wall pier)等元素，如圖 4.57 所示。

而 ACI 318-14 [4.4]更對於垂直牆段與牆墩進一步給予明確的定義，請詳表 4.24。

另 ACI 318-14 [4.4]亦要求牆墩上下外緣需配置足夠的水平鋼筋，如圖 4.58 所示，原因為當開口牆受剪力作用時，牆墩產生對角壓力時，上下外緣需依靠足夠的水平拉力平衡對角方向之水平分力。若沒有配置足量水平鋼筋，則容易在幾何不連續面(開口上下外緣)產生破壞。故建議在牆墩上下外緣配置水平鋼筋，以保持牆墩與臨近牆段之連續性。

在 2010 年 2 月 27 日的智利地震災害下，從實地勘災經驗中可以觀察到，在有開窗或是開門的牆體，因為開口的關係造成幾何上的不連續，開口牆體的破壞大多集中在開口附近，如圖 4.59 所示，詳細資料可參考文獻[4.20]。

4.7.2 鋼筋混凝土開口牆之分析模型

對於鋼筋混凝土開口牆之分析模型，本章節建議參考臺灣大學土木工程系研究團隊在 2015 年至 2017 年研究發展的開口剪力牆之側力位移曲線分析模型[4.21]-[4.23]，以彈簧串並聯之概念藉以模擬 RC 開口牆之傳力機制，如圖 4.60 所示。

鋼筋混凝土牆常因使用需求而有開窗或開門的情形，由 2010 年 2 月 27 日的智利地震勘災報告[4.20]指出，RC 牆板會因開口而造成剪力強度之弱化，更容易由剪力破壞主控其行為，與無開口 RC 牆剪力破壞主控的行為相似，為了簡易模擬 RC 開口牆板之行為，建議統一採用與 4.6 節 RC 牆相同的模擬方式，即將 RC 開口牆區分成柱構件與填充開口牆構件，此法只需在既有的兩柱構件之間，增設填充牆等值柱垂直桿件來模擬開口 RC 牆板，其取法可參考圖 4.44 所示。

以下即分別針對模型之適用性、關鍵桿件之分析、開口牆模型之分析流程以及其模擬方式逐一說明。

1. 模型之適用性

每個分析模型皆有其適用之範圍，故於下列幾點說明此分析模型適用之範圍：

(1) 開口對牆板造成明顯單一層的水平剪力軟弱區域，且軟弱區域是被豎向構材所填滿，如圖 4.61 所示。開口對牆板造成明顯之軟弱區塊“b”、“c”與“d”，且這些軟弱區域被垂直牆段、牆墩與柱等豎向構材所填滿。如果開口並未對牆板造成明顯單一層的軟弱區域，又或是軟弱區域未被豎向構材所填滿，此開口情況為建議模型不適用之情況。

(2) RC 牆中相鄰之開口，其上下兩端的邊界其中之一，需介於相鄰開口之上下兩端邊界之間，如圖 4.62(a)所示。若開口型式如圖 4.62(b)之型式，則不適用此分析模型；若是開口型式為上下型兩個開口，如圖 4.62(c)所示，造成之弱桿件非垂直牆段、牆墩與柱的桿件時，則也不適用此分析模型。

(3) 開口形狀須為矩形，若遇到非矩形開口之狀況，則為此模型不適用之範圍內，如圖 4.62(d)所示。

(4) 開口牆模擬範圍的高長比大於 2 也不適用於此分析模型。

2. 關鍵桿件之側力位移曲線分析

鋼筋混凝土牆體因為開口後出現弱桿件為垂直牆段(Vertical wall segment)、牆墩(Wall pier)、長柱或是短柱等弱桿件。其中垂直牆段其結構行為較為接近剪力牆，故以剪力牆的模擬方式模擬垂直牆段之側力位移曲線關係，可參考第 4.6.1(1)節介紹剪力牆之側力位移曲線分析模型計算其開裂點、強度點以及崩塌點[4.16]；而牆墩其結構行為較為接近長柱的撓剪行為，故以長柱的模擬方式模擬牆墩之側力位移曲線關係，可參考本手冊第 4.2.1 節介紹雙曲率 RC 柱之撓剪破壞分析模型計算；而短柱之定義與側力位移曲線則可詳閱第 4.5.1 節介紹之分析模型計算[4.12]。

3. 開口牆分析流程

本章節將以定義開口牆模擬範圍、如何選取關鍵桿件、關鍵桿件高度修正、傳力路徑之選取、傳力路徑之勁度、關鍵桿件側力位移曲線修正與疊加以及定義側力位移曲線之開裂點、強度點與崩塌點七個部分逐一說明。

(1) 開口牆模擬範圍

圖 4.63(a)為一窗一門雙開口型式的開口牆，此分析模型模擬範圍為牆體之淨高與兩側邊界柱之淨跨內所包含之區域，如圖 4.63(a)陰影區塊所含之範圍所示即為分析之牆高與牆長如圖 4.63(b)所示。

(2) 選取關鍵桿件

以圖 4.57 單一窗型開口為例，依照開口劃分出的幾何不連續面，為兩個水平牆段、單一垂直牆段與牆墩。若比較其水平剪力強度，以水平牆段最高，垂直牆段次之，而以牆墩最差。水平牆段在開口牆中只扮演傳遞力量的角色，並不參與開口牆之破壞，因此此開口牆之關鍵桿件應屬牆墩與垂直牆段。

若是多數開口型式的開口牆，多數開口易造成幾何的不對稱，可能產生左右兩向的關鍵桿件的幾何尺寸不相同的狀況。如圖 4.63(c)與圖 4.63(d)所示，在左右兩旁的關鍵桿件垂直牆段 A 與垂直牆段 C 兩者幾何尺寸是相同，但中間垂直牆段 B 高度尺寸在正負向有所差異性。由此可知，在同一開口牆其正負向之關鍵桿件仍有所不同。故整理以下關鍵桿件之選取準則：

a. 關鍵桿件為開口兩旁之牆段、牆墩等豎向構材。

b. 關鍵桿件之水平尺度在開口牆恰為兩相鄰開口之間的水平距離。如開口為鄰近開口牆邊界時，其旁邊之關鍵桿件的水平尺度為開口邊界至開口牆邊界之水平距離。例如圖 4.63(c)中窗型開口左方關鍵桿件 A 所示。

c. 關鍵桿件之基準面之決定，可簡述如下。施力端下方關鍵桿件之基準面為鄰近開口下端，如圖 4.63(c)中 A 下方紅色標線所示；開口牆中間關鍵桿件 B 的基準面決定與施力方向有關，其為關鍵桿件施力方向相反旁的開口下端作為基準面，如圖 4.63(c)與圖 4.63(d)所示；而最遠離施力端的關鍵桿件，如圖 4.63(c)中關鍵桿件 C 所示，其基準面為鄰近開口上端。

d. 關鍵桿件之初始高程決定，可簡述如下。施力端下方關鍵桿件之高程為鄰近開口上端，如圖 4.63(c)中 A 區塊所示；開口牆中間關鍵桿件 B 的高程與施力方向有關，其為關鍵桿件與施力方向相反旁的開口下端作為高程，可參考圖 4.63(c)與圖 4.63(d)中 B 區塊所示；而遠離施力端又鄰近開口牆邊界的關鍵桿件，如圖 4.63(c)中 C 區塊所示，其高程為鄰近開口下端。

(3) 關鍵桿件臨界高度修正

由於影響開口牆強度之主要關鍵桿件為垂直牆段，其對角壓桿之力傳遞需滿足節點力平衡之要求。而混凝土材料與鋼筋配置所提供的支持力須滿足力平衡之需求。以圖 4.64 開口牆為例，在受側力作用時，開口左方垂直牆段將以圖 4.64(a)中之對角壓桿傳遞力量至下方的水平牆段，而壓桿下方端點主要是依靠與基礎相接且有良好固定之水平牆段提供混凝土壓力，用以支持垂直牆段之對角壓桿發揮強度，此節點可達力平衡狀態，如圖 4.64(a)所示。

而對角壓桿上方端點，其垂直分力可以藉由垂直重力與垂直牆筋之拉力可達力平衡；而水平分力須藉由節點附近水平牆筋以及混凝土斜裂縫抗拉強度提供之拉力以達力平衡，如圖 4.64(b)所示。若是水平牆筋與混凝土斜拉強度合力不足以平衡混凝土壓桿之水平分力時，此節點無法達到力平衡狀態，如圖 4.65(a)所示。為了滿足節點力平衡，故以下方有良好固定的水平牆段為基準面調整垂直牆段高度以降低混凝土對角壓桿水平分力，如圖 4.65(b)所示。

而開口右方垂直牆段亦然，如圖 4.66 所示。混凝土壓桿上方端點則可藉由與剛性梁相接且有良好固定的水平牆段提供支承反力、垂直牆筋與垂直垂直重力以供上方節點達力平衡，並以利混凝土壓桿強度的發揮，如圖 4.66(b)。

混凝土壓桿下方端點垂直分力藉由混凝土壓力提供足夠垂直支承力；而水平方向之分力須藉由水平牆筋以及混凝土斜拉強度提供足夠之水平力才能夠使節點達力平衡狀態。若是水平牆筋與混凝土斜拉強度合力不足以平衡混凝土壓桿之水平分力時，此節點無法達到力平衡狀態，如圖 4.67(a)

所示。為了滿足節點力平衡，故以上方有良好固定水平牆段為基準面調整垂直牆段高度以降低水平分力達到力平衡，如圖 4.67 (b)所示。

故建議一修正垂直牆段高度流程，如圖 4.68 及圖 4.69 所示。修正步驟[4.24]說明如下：

a. 檢核關鍵桿件臨界高度時對應的節點水平力。節點上水平力為水平鋼筋與混凝土斜裂縫之抗拉強度的合力即為 $T_t = V_c + V_s = \left(0.53\sqrt{f_c^{'}\,(\text{kgf/cm}^2)} + \rho_t f_{yh}\right) t_w d$ 其中 ρ_t 為水平鋼筋比；t_w 為牆板厚；$d = 0.8\ell_w$ 為有效深度；ℓ_w 為垂直牆段的長度；f_{yh} 為水平鋼筋降伏強度。

b. 以基準面為基底，計算所有水平合力中心高度 $h_{w,c}$，此合力中心高度即為垂直牆段之臨界高度。其中 T_s 為開口配置額外補強筋之水平力；h_s 為補強筋中心與開口上端或是下端之間距離；h_i 為垂直牆段上端至剛性梁下緣或是下端至基礎上緣之距離。

c. 以合力中心高度 $h_{w,c}$ 分析垂直牆段對角壓桿之水平分力 $C_d \cos\theta_c$。其中對角壓桿強度 C_d 之計算是以軟化壓拉桿模型[4.6]計算，此計算方法可參考後續附上的計算範例。

d. 檢核水平力 T_t 與補強筋之水平力 T_s 總和與對角壓桿水平分力強度 $C_d \cos\theta_c$。此時將區分為兩種狀況，一是 $T_t + T_s > C_d \cos\theta_c$，此時可將垂直牆段高度降低，因此對角壓桿之水平分力可以提升，達到力平衡狀態，其中 $T_t + T_s$ 維持定值；其二是 $T_t + T_s < C_d \cos\theta_c$，所有水平力仍無法達力平衡，此時須藉助剛性梁或基礎與牆板之間水平剪力摩擦提供額外水平力 T_i。重新計算水平合力中心高度，以調整垂直牆段高度並降低對角壓桿水平分力並滿足節點力平衡。

e. 開口牆邊界兩旁之垂直牆段高度修正方向是依據基準面修正。而開口牆中央垂直牆段之力傳遞行為較為豐富，難以做定量處理。故本文當高長比大於等於 1 之垂直牆段，假設其在幾合區域內以瓶狀壓桿之型式作力傳遞，其如圖 4.70(a)所示。而對高長比小於 1

($h_w / \ell_w < 1$)者，則假設其以傾斜角$\theta = 45°$ 之扇形壓桿作剪力傳遞，其如圖 4.70(b)所示。

(4) 傳遞路徑之選取

對於傳遞路徑之選取，此章節將敘述如何選取關鍵桿件上下方負責傳遞力量的水平牆段，再接著敘述如何修正水平牆段並與關鍵桿件連結。

RC 牆體依照各開口上下端邊界之高低，劃分出幾何不連續的扁長形水平牆段。其選取之規則為：

a. 以各開口上端至鄰近次高之開口上端或是剛性梁下緣，界定出水平牆段之上下邊界；水平尺度則為該開口至鄰近較高開口之左右邊界或是開口牆模擬範圍水平邊界。藉由此幾何分割即可界定上方水平牆段之尺寸。

b. 以各開口下端至鄰近次低開口下端邊界或是基礎上緣，界定出水平牆段之上下邊界；水平尺度則為該開口至鄰近較低開口之左右邊界或是開口牆模擬範圍水平邊界。藉由此幾何分割即可界定下方水平牆段之尺寸。

以圖 4.71 為例，圖中水平牆段 1 即為開口上端至剛性梁下緣；水平牆段 2 開口上端至另一次高的開口上端，藉由此作法即可選取出上方水平牆段；開口下端邊界至另一鄰近開口下端邊界或是基礎上緣，如圖 4.71 中水平牆段 3。

傳遞路徑即為高度修正後之關鍵桿件與水平牆段之串聯。當修正後之關鍵桿件上端超過水平牆段上端時，即該水平牆段即不參與傳遞此關鍵桿件的傳遞行為而由另一的水平牆段負責傳遞，如圖 4.72(a)所示，該關鍵桿件的傳遞路徑即可模擬成圖 4.72(a)中彈簧串連的型式；若關鍵桿件上端是介於水平牆段上下端之間，即該水平牆段參與此關鍵桿件的傳遞行為，且其該水平牆段之下端邊界須修正至與關鍵桿件上端邊界同高，如圖 4.72(b)所示。下方水平牆段的連結亦是如此，如圖 4.72(c)所示。

(5) 傳遞路徑上各桿件之勁度

開口 RC 牆的非線性行為通常由關鍵桿件主控，在關鍵桿件的側力位移關係已掌握後，僅需定義傳遞路徑上水平牆段與關鍵桿件之相對勁度比，即

可預測開口牆系統的側力位移關係。由於開口牆之破壞多係由剪力控制，故取剪力勁度作為剪力元素之勁度指標。

根據材料力學公式，剪應力(v)與剪應變(γ)的關係可如下式。

$$v = G\gamma \tag{4.67}$$

式中G為剪力之彈性模數。

剪力元素受側向剪力作用，如圖 4.73 所示，定義牆段頂部之側位移為剪應變乘以牆段高度($\delta = \gamma \times h_w$)如圖 4.73，則式(4.67)可寫成下式。

$$v = \frac{V}{\ell_w t_w} = G \times \frac{\delta}{h_w} \tag{4.68}$$

剪力元素的剪力勁度(k)應為剪力(V)與側位移(δ)之比值。

$$k = \frac{V}{\delta} = \frac{Gt_w}{\frac{h_w}{\ell_w}} = \frac{Gt_w}{\tan\alpha} \tag{4.69}$$

式中α為剪力元素對角線與水平軸之夾角。

由於鋼筋混凝土開口牆的剪力彈性模數為定值，所以各剪力元素的剪力相對勁度即可由$t_w / \tan\alpha$值來決定。若是關鍵桿件為窗台短柱或是長柱時，其厚度與牆板有所不同，應其水平勁度應較牆板較強，需格外注意。

文獻[4.21]-[4.23]以彈簧串聯與並聯之方式模擬開口牆之相對剪力勁度。故建議傳力路徑上各剪力元素之勁度作串聯後，而為該傳力路徑之相對剪力勁度；再將各傳力路徑之勁度作並聯，即可得開口牆系統之相對剪力勁度。以圖 4.74(a)單一窗型開口為例，開口左方垂直牆段k_2與上方水平牆段k_1與下方水平牆段k_3之勁度串聯如圖 4.74 (b)所示，串聯後之勁度可寫成式(4.70)；開口右方垂直牆段k_5與上方水平牆段k_4與下方水平牆段k_6之勁度串聯如圖 4.74 (c)所示，串聯後之勁度可寫成式(4.71)。

$$k_{123} = \frac{Gt_w}{\tan\alpha_1 + \tan\alpha_2 + \tan\alpha_3} \tag{4.70}$$

$$k_{456} = \frac{Gt_w}{\tan\alpha_4 + \tan\alpha_5 + \tan\alpha_6} \tag{4.71}$$

式中α_i為剪力元素i對角線與水平軸之夾角。

根據彈簧並聯之勁度法則，圖 4.74 (a)開口牆之系統勁度K_w，可寫如下式，如圖 4.74 (d)以彈簧串並聯模擬。

$$K_w = k_{123} + k_{456} \tag{4.72}$$

(6) 關鍵桿件之側力位移曲線修正與疊加

開口牆中若是垂直牆段或牆墩含有邊界構材時，其結構行為較為複雜，但為簡便讓工程師使用，故對於其簡化成垂直牆段或是牆墩進行分析。此作法可以保守評估該關鍵桿件的水平強度。

各傳遞路徑中均有特定之關鍵桿件，其為垂直牆段、牆墩、柱或是窗台短柱等元素，這些關鍵桿件之側力位移曲線已可以完整預測。假設路徑內的水平牆段不參與路徑之開裂、剪力破壞與倒塌等結構行為，則可以關鍵桿件之側力位移關係為基礎，再根據路徑之勁度比，來外插建立含該關鍵桿件之傳力路徑的側力位移關係。

如圖 4.75 所示假設k_i為某關鍵桿件之勁度，而k_{ij}為包含該關鍵桿件之傳遞路徑的勁度，若將關鍵桿件之側位移乘以k_i / k_{ij}的勁度比值，可視為將關鍵桿件之側位移調整為傳力路徑在開口牆頂部之位移，如圖 4.75 所示。若各別傳力路徑之側力位移曲線均調整以開口牆頂部位移為基準，則開口牆各個側力位移曲線即可直接以線性疊加，即得到開口牆系統之側力位移曲線如圖 4.76 所示。

(7) 定義曲線之開裂點、強度點與崩塌點

若想將開口牆側力位移曲線應用至結構分析軟體中，故需要清楚定義開口牆側力位移曲線中開裂點、強度點以及崩塌點之強度與位移，以供工程師計算非線性鉸。故文獻[4.21]建議一簡化開口牆側力位移曲線之方法如下：以垂直牆段為主，而窗台短柱、柱以及牆墩等元素為輔。以圖 4.77 為例，建議之簡易側力位移曲線示意圖，先將各關鍵桿件之側力位移曲線均調整至開口牆頂部後。判斷兩垂直牆段之開裂點發生先後順序，假設牆段i先達到開裂點之位移$\delta_{cr,i}$，對應之開裂強度為$V_{cr,i}$，而牆段j在相同位移對應之強度以線性內差之方式求取對應之強度$V_{cr,j}$。則開口牆之開裂強度為在相同位移對應之強度相加$V_{cr} = V_{cr,i} + V_{cr,j}$，如表 4.25。同理，亦可以相同之方式求取強度點以及崩塌點對應之強度與位移。本手冊會在後續提供一鋼筋混凝土開口牆之計算範例。

4.7.3 鋼筋混凝土開口牆之非線性鉸定義與設置

於非線性靜力側推分析中，本文建議開口 RC 牆非線性鉸模擬與 4.6 節 RC 牆介紹之模擬方式類似，含開口牆構架之載重變位曲線亦如圖 4.53 所示，即分析軟體進行非線性鉸之設定時，係將彈性變位及非線性變位分開設定，以下將說明含開口牆構架之彈性行為及非線性行為之設置。

側推分析軟體進行含開口牆構架彈性位移分析時，建議採用 RC 牆模型分析之斷面取法，如圖 4.44 所示，在分析軟體設定牆板厚度時，係直接取牆板實際厚度，並未考慮因開口而造成牆體彈性勁度的折減，故本手冊建議採用等效勁度來計算彈性變位，迫使結構分析軟體分析出來的彈性勁度與含開口牆的彈性勁度相等，即採下式計算彈性勁度折減係數：

$$\alpha\left(\frac{12E_cI_g}{H^3}+\frac{E_cA_w}{2(1+\nu)H}\right)=k_0 \tag{4.73}$$

上式中等號左邊α為待調整之彈性勁度折減係數，等號右邊k_0為 4.7.2 節之含開口 RC 牆分析模型所計算出來的彈性勁度，可參考表 4.25 之計算求得$k_0=\mathrm{V}_{cr}/\delta_{cr,i}$，因此工程師可找到彈性勁度折減係數$\alpha$後，設定到分析模型中。

分析軟體模擬開口牆板部份，本文建議採填充牆等值柱的方式模擬，由於牆板因開口的影響，剪力強度會更弱化，更容易發生剪力破壞。因此為簡化設定，開口牆板之填充牆等值柱的塑鉸只需設剪力塑鉸，如圖 4.78 所示。其對應之剪力非線性鉸參數如表 4.26 所示，其中 Force SF 為V_n；Disp. SF 為$\delta_n-\frac{\delta_{cr}}{V_{cr}}\times V_n$；表 4.26 中參數 c 為$\frac{\delta_a-\frac{\delta_{cr}}{V_{cr}}\times V_a}{\text{Disp. SF}}$。

4.8 無開口磚牆

本手冊採用建築物磚構造設計及施工規範[4.25]以破裂路徑理論所建立之磚牆分析模型，考慮磚牆破壞乃受對角斜撐作用及砌體構造疊砌特性等因素之影響，其主要破壞裂縫將沿對角中心線附近之磚縫間擴展，而達極限強度。由於磚牆受水平側向外力作用時具有壓力斜撐之機制，故可將磚牆

在地震時之行為模擬為一等值受壓斜撐，其端點是以鉸接與構架相連。若是建築物之磚造矮窗台(或稱台度磚牆)，亦可以等值受壓斜撐來模擬台度磚牆之行為。

4.8.1 磚牆之臨界破裂角與破壞路徑

計算磚牆之水平極限強度之前，需先探討磚牆之臨界破壞角與破壞路徑。臨界破壞角乃是當磚牆達極限載重時，其破壞裂縫沿對角線中心附近之磚縫間擴展，若破裂路徑能在最短水平距離內，完全藉由水平及垂直灰縫產生，而不造成紅磚之劈裂破壞，則將此破壞角度定義為臨界破壞角，如圖 4.79 所示。

臨界破裂角θ_c之大小受磚砌工法之不同而異，若紅磚塊之長寬厚分別為l_b、w_b及h_b，水平及垂直磚縫寬分別為g_h及g_v，則一般慣用砌法之臨界破裂角可分別表示如下：

(1) 英國式砌法(俗稱一順一丁砌法)

$$\tan\theta_c = \frac{h_b + g_h}{w_b + g_v} \tag{4.74}$$

(6) 法國式砌法(亦稱梅花丁砌法)

$$\tan\theta_c = \frac{2(h_b + g_h)}{w_b + l_b + 2g_v} \tag{4.75}$$

(7) 二順一丁砌法

$$\tan\theta_c = \frac{3(h_b + g_h)}{2(w_b + g_v)} \tag{4.76}$$

(8) 順砌法

$$\tan\theta_c = \frac{2(h_b + g_h)}{l_b + g_v} \tag{4.77}$$

上述砌法及其臨界破壞角可參考圖 4.79，另外順砌法主要用於 0.5B 磚厚之磚牆，其餘砌法普遍用於 1B 或 1B 以上之磚牆。

由於磚牆水平極限強度主要由對角壓力斜撐之破壞所控制，其破壞路徑有沿牆體對角線產生之趨勢，若此破壞路徑能完全沿著紅磚灰縫間之介面移動就能夠產生對角破壞，而不必產生紅磚劈裂破壞，形成最小破壞面強度。當磚牆之高長比過大或過小時，皆會影響其破壞路徑無法沿對角線產生，故規定適用斜撐來模擬之磚牆，其高長比需介於 0.5~2 之間。

4.8.2 磚牆之水平極限強度

磚牆之面內水平剪力強度受不同高寬比、RC 構架束制條件的影響而有不同破壞路徑，建築物磚構造設計及施工規範依照其破壞路徑、試驗結果及前人研究的推估公式整理出磚牆面內水平剪力強度之計算公式，而無開口磚牆公式如下：

當 $\tan\theta_c \geq (h_b/\ell_b)$ 時：

$$V_b = t_b \times (\ell_b \times \tau_f + h_b \times 0.45 f_{mt}) \tag{4.78}$$

當 $\tan\theta_c < (h_b/\ell_b)$ 時：

$$V_b = t_b \times [\ell_b \times \tau_f + h_1 \times 0.45 f_{mt} + (\mathrm{h}_b' - h_1) \times (0.45 f_{mt} + 0.45 f_{bt})/2] \tag{4.79}$$

上式中，h_b 為磚牆淨高度；ℓ_b 為磚牆淨長度；t_b 為磚牆厚度；$h_b' = \min(\mathrm{h}_b, \ell_b)$；$h_1 = \ell_b \tan\theta_c$；$\tau_f$ 與 f_{mt} 分別為紅磚與砂漿介面之摩擦強度及劈裂強度，f_{bt} 為紅磚自體劈裂強度，可依下列試驗公式計算：

$$\tau_f = 0.0337(f_{mc})^{0.885} + (0.645 + 0.0005047 f_{mc})\sigma_N \tag{4.80}$$

$$f_{mt} = 1.079(f_{mc})^{0.338} \tag{4.81}$$

$$f_{bt} = 0.22 f_{bc} \tag{4.82}$$

其中 σ_N 為磚牆之垂直向軸應力；f_{mc} 與 f_{bc} 分別為砂漿及紅磚依 CNS 382 國家標準[4.26]規定測試之單軸抗壓強度。

4.8.3 磚牆之水平極限位移

根據虎克定律、平面應力-應變、應變-位移關係所推導出的磚牆水平外力 V 與水平位移 Δ 之關係，可得到磚牆水平極限位移的計算公式如下：

$$\Delta_b = \left[\left(\frac{5}{4} + \frac{3}{2}\nu\right)\frac{\ell_b}{h_b} + \left(2 + \frac{7}{4}\nu\right)\frac{h_b}{\ell_b} + \left(2 + \frac{3}{2}\nu\right)\frac{h_b^3}{\ell_b^3}\right]\frac{V_b}{E_u \times t_b} \tag{4.83}$$

其中ν為波松比，可取為 0.15；t_b為磚牆之厚度；E_u為磚牆達極限點時之割線模數；且$0.5 \le (h_b/\ell_b) \le 2.0$。式(4.83)中，若$(h_b/\ell_b)$小於 0.5 者以 0.5 計，若$(h_b/\ell_b)$大於 2.0 者以 2.0 計，亦即$0.5 \le (h_b/\ell_b) \le 2.0$。

磚牆達極限點時之割線彈性模數可以下列方式推導計算[4.25]：

$$E_u = 61.29\eta_1\eta_2 f_{bc}^{0.7} f_{mc}^{0.3} \tag{4.84}$$

其中磚牆剛度修正係數$\eta_1 = 1.67 - 0.64(h_b/\ell_b)$，且$0.5 \le (h_b/\ell_b) \le 2.0$。$\eta_2$於四邊圍束磚牆時取 0.556，台度磚牆時取 0.367。以E_u代入式(4.83)可得磚牆之極限位移。

4.8.4 磚牆之水平殘餘強度

當磚牆達水平極限強度後，其紅磚與砂漿介面或紅磚自體之劈裂強度將逐漸喪失，使其強度逐漸降低至僅存紅磚與砂漿介面摩擦強度部份，因此可將此介面摩擦強度視為水平殘餘強度，當磚牆強度達水平殘餘強度後即不再衰減。磚牆水平殘餘強度依照其磚牆束制條件不同，可以對應公式計算，而無開口磚牆之公式如下：

$$V_r = \tau_f \times t_b \times \ell_b \le 0.6V_b \tag{4.85}$$

上式中，τ_f為紅磚與砂漿介面之摩擦強度；t_b為磚牆之厚度；ℓ_b為磚牆寬度。

根據試驗之觀察，磚牆約在達到約兩倍水平極限位移時，磚牆強度會衰減至水平殘餘強度，因此本文取其位置為磚牆之強度到達水平殘餘強度。磚牆之最大水平位移可參考試驗結果並保守考慮取牆高之 2.0%為限制，而水平極限強度與水平殘餘強度間以直線方式衰減；對於磚牆之水平極限位移Δ_u亦應該遵守此一限制。

4.8.5 磚牆之側向載重位移曲線

建築物磚構造設計及施工規範所建議之磚牆之側向載重位移曲線，如圖 4.80(a)所示，以多項式的型式模擬到達極限點之前之線段如下式：

$$\frac{V}{V_b} = 2\left(\frac{\Delta}{\Delta_b}\right) - \left(\frac{\Delta}{\Delta_b}\right)^2 \tag{4.86}$$

本文鑑於其分析結果在彈性段的斜率皆大於實驗結果，且一般套裝軟體程式之分析並無法定義非線性鉸具備曲線性質，故修正建築物磚構造設計及施工規範建議的側向載重位移曲線，直接取其多項式曲線之割線即連接原點至極限點之線段模擬到達極限點之前之線段，如圖 4.80(b)所示。基於以上之假設，為模擬出磚牆的側向載重位移曲線則必須先求得磚牆之水平極限強度、水平極限位移及水平殘餘強度。

4.8.6 磚牆等值斜撐之模擬

如圖 4.81 所示，當磚牆受水平力 V 作用而產生水平位移 Δ 時，以壓力斜撐模擬之，則此斜撐的軸力 P_d 可表示為：

$$P_d = \frac{V}{\cos\phi} \tag{4.87}$$

其中 ϕ 為磚牆對角線與水平之夾角，可表示為 $\phi = \tan^{-1}\left(\frac{h_b}{\ell_b}\right)$，$h_b$ 為磚牆高度；ℓ_b 為磚牆寬度。

根據材料力學之軸力與位移關係，軸向位移 Δ_d 可表示為：

$$\Delta_d = \frac{P_d L_d}{E_d A_d} \tag{4.88}$$

其中 A_d 為等值斜撐之斷面積，取 $A_d = t_b^2$，t_b 為磚牆厚度；L_d 為斜撐之長度，$L_d = \sqrt{h_b^2 + \ell_b^2}$；$\Delta_d = \Delta\cos\phi$，$\Delta$ 為磚牆水平位移；E_d 為等值斜撐之彈性模數。

因 E_d 可由達極限點時磚牆等值斜撐之割線彈性模數作計算，故由式(4.83)及式(4.88)並配合水平與軸向之轉換關係，可得到磚牆等值斜撐彈性模數 E_d 如下式所示：

$$E_d = \frac{E_u L_d}{\lambda t_b \cos^2\phi} \tag{4.89}$$

4.8.7 磚牆等值斜撐軸力非線性鉸之定義與設置

本文所使用之磚牆等值斜撐軸力非線性鉸定義與設置，為利用前述之磚牆側向載重位移曲線來模擬，再轉換成對角方向磚牆等值斜撐之軸向載重位移曲線，本文之磚牆等值斜撐之軸力非線性鉸曲線如圖 4.82 所示，其

參數如表 4.27 所示，相對應之 Force SF 為$P_{d,SF}=V_b/\cos\phi$；而 Disp. SF 為$\Delta_{d,SF}=\Delta_b\cos\phi$，其中$\phi=\tan^{-1}\left(h_b/\ell_b\right)$。這裡需要注意的是非線性鉸曲線是由 A~E 五個點來定義，但根據本文磚牆之側向載重位移曲線，僅需要四個點即可定義非線性鉸曲線，因此在軸力非線性鉸參數設定上，將 D 與 E 點的值皆設定為到達最大位移時之參數。

4.9 三面圍束磚牆

三面圍束磚牆與上節所述無開口磚牆的不同，主要在於等值斜撐模擬的差異，一面磚牆只需一根等值壓桿做模擬，由於開口的關係將磚牆分成兩個部分，所以等值壓桿也應該分成兩根來做模擬，而磚牆也會因為開口型式的不同有不一樣的模擬方式，以符合實際的磚牆的側推行為。此外，三面圍束磚牆各部份的斜撐強度計算方式，也與建築物磚構造設計及施工規範[4.25]之三面圍束磚牆強度計算方式不同。本手冊參考 Chiou 等人[4.27]研究，計算開口磚牆各部份的斜撐強度。

4.9.1 三面圍束磚牆之水平極限強度

根據 Chiou 等人[4.27]建議三面圍束磚牆的單片磚翼牆可以用單支對角壓桿模擬，此壓桿角度由兩端壓力中心決定，其強度由主要破壞路徑的強度決定。根據裂縫發展圖(圖 4.83)，主要破壞路徑應包含水平灰縫滑移裂縫、垂直灰縫劈裂裂縫以及垂直劈磚裂縫，經歸納三面圍束磚牆主要破壞路徑如圖 4.84 所示[4.27]。因此本研究建議計算三面圍束磚牆強度時，應採計此三種裂縫強度，如下公式

$$\begin{aligned}V_b=&\tau_f\left(\frac{2}{3}\ell_b\times t_b\right)+0.225f_{mt}\left(\frac{2}{3}\ell_b\tan\theta_c\times t_b\right)\\&+\ 0.225\left(\frac{f_{mt}+f_{bt}}{2}\right)\left(h_b'-\frac{2}{3}\ell_b\tan\theta_c\right)\times t_b\end{aligned}\tag{4.90}$$

其中h_b'代表傳力路徑的有效高度，由對角壓桿與柱牆邊界相交決定。如圖 4.84 所示，其h_b'如下式所示

$$h_b' = \min\left(\frac{h_b}{\frac{2}{3}\ell_b + \ell_c - \frac{a_c}{3}} \times \frac{2}{3}\ell_b,\ \ell_b\right) \tag{4.91}$$

其中a_c為柱壓力區深度，可採用 Paulay 與 Priestley[4.8]對彈性柱受撓壓力區深度簡易計算法之建議，如下式所示，

$$a_c = (0.25 + 0.85\frac{N}{A_g f_c'})\ell_c \tag{4.92}$$

其中ℓ_c為柱深度。

式(4.90)第一項代表水平灰縫的水平滑移剪力強度，其裂縫長度為$2/3\ell_b$；第二項代表斜向裂縫之豎向灰縫的劈裂強度，其裂縫長度為$2/3\ell_b \tan\theta_c$；第三項代表圖 4.84 中央段垂直裂縫之豎向灰縫及磚塊的劈裂強度，其裂縫長度為$h_b' - 2/3\ell_b \tan\theta_c$。式(4.90)中的劈裂強度係數取 0.225，係由於三面圍束磚牆單側未束制，因此豎向灰縫的垂直劈裂強度(f_{mt})及磚塊垂直劈裂強度(f_{bt})應較四面圍束磚牆的劈裂強度低，Chiou 等人[4.27]建議取 0.225。

式(4.90)係根據三面圍束磚牆在雙曲率測試實驗的結果，觀察主要破壞路徑特性後推導而來。即使是後砌式三面圍束磚牆在雙曲率的變形下，牆頂仍可受頂梁擠壓下，而形成壓力區，再與底部壓力區形成對角傳力機制。因此式(4.90)可應用先砌或後砌的磚翼牆。惟後砌式磚牆在砌築前，構架自重早已經自我平衡，因此無須承受上層結構的重量。本手冊建議的三面圍束磚牆強度評估式(4.90)，應用於評估後砌式磚牆時，應假設軸力為零，可得較保守的評估結果。

4.9.2 三面圍束磚牆之勁度

根據 Chiou and Hwang [4.28]研究指出，TEASPA[3.1]填充磚牆的面內側向勁度可參考美國土木工程師學會於 2013 年更新的既有建築物耐震評估與補強規範 ASCE/SEI 41-13[4.1]。在 ASCE/SEI 41-13[4.1]中有關填充磚牆的面內側向勁度是以一組合斷面柱模擬，將側邊圍束柱視為此組合斷面的翼版，中間磚牆視為此組合斷面的腹版，如圖 4.85 所示，並假設為懸臂柱結構勁度，可依式(4.93)計算，

$$K_{ini} = \frac{1}{\frac{1}{K_{fl}} + \frac{1}{K_{sh}}} \tag{4.93}$$

其中K_{fl}為等效組合斷面懸臂柱的撓曲勁度，可依式(4.94)計算，

$$K_{fl} = \frac{3E_c I_{ce}}{h_{cb}^3} \tag{4.94}$$

其中，E_c為混凝土彈性係數，I_{ce}為轉換為混凝土斷面之等效慣性矩，h_{cb}為組合柱高度；假設剪應力均勻分布在磚牆板中，因此K_{sh}為等效組合斷面懸臂柱的剪力勁度，可依式(4.95)計算，

$$K_{sh} = \frac{G_m A_w}{h_w} \tag{4.95}$$

其中，A_w為填充磚牆截面積，h_w為磚牆高度；G_m為磚牆的剪力模數，可依式(4.96)計算，

$$G_m = 0.4E_m \tag{4.96}$$

其中，E_m為磚牆的彈性模數，FEMA 356[4.30]建議$E_m = 550f'_m$，f'_m為依據 ASTM C1314[4.31]標準磚墩抗壓試驗法所求得之磚墩抗壓強度。

由於式(4.93)為等效斷面的彈性勁度，而磚牆的彈性進度要再扣除側邊圍束柱的彈性勁度，可依式(4.95)計算，

$$K_b = (K_{ini} - K_c) \times 0.35 \tag{4.97}$$

K_b為磚牆的彈性勁度，代表未開裂的勁度，所以在計算開裂勁度時，應給予適當的折減。根據試驗結果分析，折減 0.35 會較為符合實際情況[4.29]，而K_c為側邊圍束柱的彈性勁度，可依式(4.96)計算

$$K_c = \frac{3E_c I_c}{h_c^3} \tag{4.98}$$

其中，E_c為混凝土彈性係數，I_c為側邊柱斷面之慣性矩，h_c為側邊柱的高度。

4.9.3 三面圍束磚牆之水平殘餘強度

當三面圍束磚牆達水平極限強度後，其紅磚與砂漿介面或紅磚自體之劈裂強度將逐漸喪失，使其強度逐漸降低至僅存紅磚與砂漿介面摩擦強度

部份，因此可將此介面摩擦強度視為水平殘餘強度，當磚牆強度達水平殘餘強度後即不再衰減。水平殘餘強度可以下式計算：

$$V_r = \tau_f \times t_b \times \ell_b \le 0.6V_b \tag{4.99}$$

上式中，τ_f 為紅磚與砂漿介面之摩擦強度；t_b 為磚牆之厚度；ℓ_b 為磚牆寬度。

根據試驗觀察發現，磚翼牆因為單側未束制，因此殘餘強度迅速衰減，Chiou 等人[4.27]建議當達殘餘強度點後，強度應以線性比例方式，衰減到極限位移點(2.0%)。如圖 4.86 所示。

4.9.4 三面圍束磚牆等值斜撐模擬

三面圍束磚牆的抗震性能應由有效的磚翼牆來做模擬，而有效的磚牆為開口部及立柱之間的磚翼牆。以鋼筋混凝土框架填充中央門型開口磚牆為例，如圖 4.87(a)所示，可由兩根等值壓桿模擬開門兩邊的磚翼牆。當計算出兩邊磚翼牆的面內水平強度 V 及其對應的水平位移 Δ 時，可轉換為壓力斜撐模擬之(如圖 4.81 所示)，則此斜撐的軸力 P_d 可表示為：

$$P_d = \frac{V}{\cos\phi} \tag{4.100}$$

其中 ϕ 為磚牆對角線與水平之夾角，可表示為 $\phi = \tan^{-1}(h_b/\ell_b)$，$h_b$ 為磚牆高度；ℓ_b 為磚牆寬度。

根據材料力學之軸力與位移關係，軸向位移 Δ_d 可表示為：

$$\Delta_d = \frac{P_d L_d}{E_d A_d} \tag{4.101}$$

其中 A_d 為等值斜撐之斷面積，取 $A_d = t_b^2$，t_b 為磚牆厚度；L_d 為斜撐之長度，$L_d = \sqrt{h_b^2 + \ell_b^2}$；$\Delta_d = \Delta\cos\phi$，$\Delta$ 為磚牆水平位移；E_d 為等值斜撐之彈性模數。

因 E_d 可由達極限點時磚牆等值斜撐之割線彈性模數作計算，可得到磚牆等值斜撐彈性模數 E_d 如下式所示：

$$E_d = \frac{K_b L_d}{t_b^2 \cos^2\phi} \tag{4.102}$$

以填充窗型開口磚牆為例，如圖 4.87(b)所示，由於窗型開口磚牆下方有台度磚牆，為了反映台度磚強的束制效應，受束制柱的有效變形長度應縮短，將柱底撓曲非線性鉸抬高到窗台高度；同時該柱旁的磚翼牆，仍採用上

方未受到圍束的磚牆性質，以一根等值壓桿斜撐模擬。另一側因為不受到台度磚牆的束制，可採用全高的磚牆性質，以一根等值壓桿斜撐模擬，同理，緊鄰該磚翼牆側的立柱，有效高度則採全高模擬。計算出兩邊磚翼牆的面內水平強度V及其對應的水平位移Δ，並用式(4.100)、(4.101)及(4.102)轉換為壓力斜撐模擬。

如上述斜撐模擬方式所敘，窗型開口磚牆下方有台度磚牆，為了反映台度磚強的束制效應，受束制柱的有效變形長度應縮短，將柱底撓曲非線性鉸抬高到窗台高度，於 ETABS 軟體上模擬時，由於無法直接設置縮短的斜撐，所以將縮短之斜撐作延伸，如圖 4.87(b)所示，斜撐從L_d延伸至L_d'，而由於等值斜撐長度變長，所以其等值斜撐彈性模數E_d須作修正，以維持斜撐原本之勁度，修正方式如下：

$$\frac{P_d}{\Delta_d}=\frac{V_b/\Delta_b}{\cos^2\phi}=\frac{K_b}{\cos^2\phi} \tag{4.103}$$

$$E_d'=\frac{L_d'}{L_d}\times E_d \tag{4.104}$$

由於縮短的斜撐延伸時，沒有改變其ϕ值所以式(4.103)為一定值，假設等值斜撐截面積$A_d=t_b^2$，t_b為磚牆厚度不會變更，所以為了維持等值原本之勁度，L_d延伸至L_d'時，E_d也須按照延伸之比例調整為E_d'，如式(4.104)。

4.9.5 三面圍束磚牆等值斜撐軸力非線性鉸之定義與設置

本文所使用之磚牆等值斜撐軸力非線性鉸定義與設置，為利用前述之磚牆側向載重位移曲線來模擬，再轉換成對角方向磚牆等值斜撐之軸向載重位移曲線，本文之磚牆等值斜撐之軸力非線性鉸曲線如圖 4.88 所示，其參數如表 4.27 所示，相對應之 Force SF 為$P_{d,SF}=V_b/\cos\phi$；而 Disp. SF 為$\Delta_{d,SF}=\Delta_b\cos\phi$，其中$\phi=\tan^{-1}(h_b/\ell_b)$。這裡需要注意的是非線性鉸曲線是由 A~E 五個點來定義，但根據本文磚牆之側向載重位移曲線，僅需要四個點即可定義非線性鉸曲線，因此在軸力非線性鉸參數設定上，將 D 與 E 點的值皆設定為到達最大位移時之參數。

4.10 台度磚牆

4.10.1 台度磚牆之水平極限強度

磚牆之面內水平剪力強度受不同高寬比、RC 構架束制條件的影響而有不同破壞路徑，建築物磚構造設計及施工規範依照其破壞路徑、試驗結果及前人研究的推估公式整理出磚牆面內水平剪力強度之計算公式，台度磚牆是指頂邊因開窗而未鄰接邊界梁之磚牆，其公式如下：

$$V_b = t_b \times (\ell_b \times 0.7\tau_f + h_2 \times 0.45 f_{mt}) \tag{4.105}$$

上式中，$h_2 = 0.5\ell_b \tan\theta_c \le h_b$；$\tau_f$ 與 f_{mt} 分別為紅磚與砂漿介面之摩擦強度及劈裂強度，f_{bt} 為紅磚自體劈裂強度，可依式(4.80)、(4.81)、(4.82)計算。

4.10.2 台度磚牆之水平極限位移

台度磚牆與無開口磚牆之水平極限位移公式相同，依照式(4.83)計算。

4.10.3 台度磚牆之水平殘餘強度

當磚牆達水平極限強度後，其紅磚與砂漿介面或紅磚自體之劈裂強度將逐漸喪失，使其強度逐漸降低至僅存紅磚與砂漿介面摩擦強度部份，因此可將此介面摩擦強度視為水平殘餘強度，當磚牆強度達水平殘餘強度後即不再衰減。磚牆水平殘餘強度依照其磚牆束制條件不同，可以對應公式計算，而台度磚牆之公式如下：

$$V_r = 0.7 \times \tau_f \times t_b \times \ell_b \le 0.6 V_b \tag{4.106}$$

上式中，τ_f 為紅磚與砂漿介面之摩擦強度；t_b 為磚牆之厚度；ℓ_b 為磚牆寬度。

根據試驗之觀察，磚牆約在達到約兩倍水平極限位移時，磚牆強度會衰減至水平殘餘強度，因此本文取其位置為磚牆之強度到達水平殘餘強度。磚牆之最大水平位移可參考試驗結果並保守考慮取牆高之 2.0%為限制，而水平極限強度與水平殘餘強度間以直線方式衰減；對於磚牆之水平極限位移 Δ_u 亦應該遵守此一限制。

4.10.4 台度磚牆之側向載重位移曲線

建築物磚構造設計及施工規範所建議之磚牆之側向載重位移曲線，如圖 4.80(a)所示，以多項式的型式模擬到達極限點之前之線段如下式：

$$\frac{V}{V_b}=3\left(\frac{\Delta}{\Delta_b}\right)-3\left(\frac{\Delta}{\Delta_b}\right)^2+\left(\frac{\Delta}{\Delta_b}\right)^3 \tag{4.107}$$

本文鑑於其分析結果在彈性段的斜率皆大於實驗結果，且一般套裝軟體程式之分析並無法定義非線性鉸具備曲線性質，故修正建築物磚構造設計及施工規範建議的側向載重位移曲線，直接取其多項式曲線之割線即連接原點至極限點之線段模擬到達極限點之前之線段，如圖 4.80(b)所示。基於以上之假設，為模擬出磚牆的側向載重位移曲線則必須先求得磚牆之水平極限強度、水平極限位移及水平殘餘強度。

4.10.5 台度磚牆等值斜撐之模擬

台度磚牆與無開口磚牆之等值斜撐模擬方式相同，請參照 4.8.6 小節磚牆等值斜撐之模擬作計算。

4.10.6 台度磚牆等值斜撐軸力非線性鉸之定義與設置

台度磚牆等值斜撐軸力非線性鉸之定義與設置之方式與無開口磚牆相同，請參照 4.8.7 小節磚牆等值斜撐軸力非線性鉸之定義與設置作計算。

參考文獻

[4.1] ASCE/SEI 41-13, “Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings (41-13),” American Society of Civil Engineers (ASCE), Reston, VA, 2014, 518 pp.

[4.2] Sezen, H., and Moehle, J. P., “Seismic Tests of Concrete Columns with Light Transverse Reinforcement,” ACI Structural Journal, Vol. 103, No. 6, Nov.-Dec. 2006, pp. 842-849.

[4.3] Li, Y. A., Weng, P. W., and Hwang, S. J., “Seismic Performance of RC Intermediate Short Columns Failed in Shear,” ACI Structural Journal, 2018, in peer review.

[4.4] ACI Committee 318, “Building code requirements for structural concrete (ACI 318-14) and commentary (ACI 318R-14),” American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 2014, 519 pp.

[4.5] MacGregor, J. G., “Reinforced Concrete: Mechanics and Design. 3rd Edition,” Englewood Cliffs, NJ: Prentice Hall Inc. 1997, 939 pp.

[4.6] 李宏仁，黃世建，「鋼筋混凝土結構不連續區域之剪力強度評估—軟化壓拉桿模型簡算法之實例應用」，結構工程，第 17 卷，第 4 期，2002，第 53-70 頁。

[4.7] Hwang, S. J., Tsai, R. J., Lam, W. K., and Moehle, J. P. “Simplification of Softened Strut-and-Tie Model for Strength Prediction of Discontinuity Regions,” ACI Structural Journal, Vol. 114, No. 5, 2017, pp. 1239-1248.

[4.8] Paulay, T., and Priestley, M. J. N., “Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings,” John Wiley & Sons, Inc., New York, 744 pp., 1992.

[4.9] Lim, E., Hwang, S. J., Cheng, C. H., and Lin, P. Y., “Cyclic Tests of Reinforced Concrete Coupling Beam with Intermediate Span-Depth Ratio,” ACI Structural Journal, Vol. 113, No. 3, 2016, pp. 515-524.

[4.10] Elwood, K. J., and Moehle, J. P., “Axial capacity model for shear damaged columns,” ACI Structural Journal, Vol. 102, No. 4, pp. 578-587, 2005.
[4.11] Elwood, K. J., and Moehle, J. P., “Drift capacity of reinforced concrete columns with light transverse reinforcement,” Earthquake Spectra, Vol. 21, No. 1, pp. 71-89, 2005.
[4.12] Li, Y. A., and Hwang, S. J., “ Prediction of the Lateral Load Displacement Curves for Reinforced Concrete Short Columns Failed in Shear.” Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol.143, No.2, 2017, 04016164.
[4.13] 涂耀賢、邱聰智、劉德賢、周逢霖、鍾立來、劉俊秀、江文卿，「鋼筋混凝土牆厚與邊界柱深比對構架耐震行為影響研究」，中華民國第十三屆結構工程研討會暨第三屆地震工程研討會， Paper No. 1504，2016。
[4.14] 涂耀賢、邱聰智、鍾立來、楊智斌，「牆之模擬技術－等值柱、斜撐」，國家地震工程研究中心，民國 107 年 10 月 27 日，台北。
[4.15] 日本建築學會，「鐵筋コソクリート造建物の耐震性能評価指針(案)同解說(Guidelines for Performance Evaluation of Earthquake Resistant Reinforced Concrete Buildings(Draft))」，日本建築學會，2004 年。
[4.16] Weng, P. W., Li Y. A., Tu Y. S., and Hwang S. J., "Prediction of the Lateral Load-Displacement Curves for Reinforced Concrete Squat Walls Failing in Shear," Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 143, No. 10, DOI: 10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0001872, 2017.
[4.17] Sozen, M. A., Monteiro, P., Moehle, J. P., and Tang, H. T., “Effects of cracking and age on stiffness reinforced concrete walls resisting in-plane shear,”

Proc., The Fourth Symposium on Nuclear Power Plant Structures, Equipment, and Piping, North Carolina State Univ., Raleigh, NC, 3.1-3.13, 1992.
[4.18] Zhang, L. X. B. and Hsu, T. T. C., "Behavior and Analysis of 100 MPa Concrete Membrane Elements," Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 124, No. 1, pp. 24-34, 1998.
[4.19] Vecchio, F. and Collins, M., "Compression Response of Cracked Reinforced Concrete," Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 119, No. 12, pp. 3590-3610, 1993.
[4.20] Westenenk, B., de la Llera, J. C., Besa, J. J., Jünemann, R., Moehle, J. P., Lüders, C., Inaudi, J. A., Elwood, K. J., and Hwang, S. J., “Response of Reinforced Concrete Buildings in Concepción during the Maule Earthquake,” Earthquake Spectra, Vol. 28, No. S1, pp. S257-S280, 2012.
[4.21] 蔡仁傑，「鋼筋混凝土開孔牆側力位移曲線預測」，國立臺灣大學土木工程系碩士論文，台北，181 頁，2015 年。
[4.22] 林永健，「開孔鋼筋混凝土剪力牆側力位移曲線預測」國立台灣大學土木工程學系碩士論文，台北，59 頁，2016 年。
[4.23] 周欣沛，「含邊界柱之鋼筋混凝土剪力牆側力位移曲線預測模型」國立台灣大學土木工程學系碩士論文，台北，45 頁，2017 年。
[4.24] Yeh, R. L., Tseng, C. C., and Hwang, S. J., “Shear Strength of Reinforced Concrete Vertical Wall Segments under Seismic Loading,” ACI Structural Journal, Accepted.
[4.25] 內政部，「建築物磚構造設計及施工規範」，台北，2008 年。
[4.26] 中國國家標準，「CNS 382 R2002 建築用普通磚」，經濟部中央標準局，1978 年。
[4.27] Chiou, T. C.，Hwang, S. J.，Tu, Y. H.，Tu, Y. S., “A simplified assessment model of masonry infill piers,” Brick and Block Masonry: Proceedings of the 16th International Brick and Block Masonry Conference, Padova, Italy., 2016, 1163-1171.

[4.28] Chiou, T. C., and Hwang, S. J., “Tests on cyclic behavior of reinforced concrete frames with brick infill,” Earthquake Engineering & Structural Dynamics, Vol. 44, No. 12, 2015, pp. 1939-1958.

[4.29] Chiou, T. C., Tu, Y. H., Tu, Y. S., Chung, L. L., and Huang, C. T., “Verification on Seismic Assessment Model of Masonry Infill with Openings,” the 10th Australasian Masonry Conference, Sydney, Australia, 2018, Paper No. 26.

[4.30] FEMA 356, “Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings,” Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C., 2000。

[4.31] ASTM C1314-14, “Standard Test Method for Compressive Strength of Masonry Prisms,” ASTM International, West Conshohocken, PA, 2014.

表 4.1　剪力破壞柱於軸力破壞點之位移係數

$P/\mathrm{A_g}f_c'$	A_v/bs	r
≦0.1	≧0.006	0.06
≧0.6	≧0.006	0.008
≦0.1	≦0.0005	0.006
≧0.6	≧0.0005	0.0

表 4.2　RC柱剪力非線性鉸之參數

Points	Force/SF	Disp./SF
A	0	0
B	$\frac{V_{cr}}{V_n}$	0
C	1	1
D	0	c
E	0	10c

表 4.3　RC柱彎矩非線性鉸之參數

Points	Moment/SF	Rotation/SF
A	0	0
B	1	0
C	1	b
D	0	c
E	0	10c

表 4.4　案例簡介

分析工具	ETABS 2016		
	案例編號	樓層數	高寬比
低樓層	E4	4	X:0.55 Y:0.90
高樓層	E12	12	X:1.43 Y:3.19

表 4.5　案例E4 基本資料

建物名稱	四層公寓
建造年代	民國 63 年
結構類型	鋼筋混凝土造
樓層數目	地面 4 層
建物尺寸	長 23.15 m，寬 14.05 m
耐震基準(現行)	0.24 g

表 4.6　案例E4 之各樓層資訊

樓層	高度 (m)	面積 (m^2)	單位面積重 (tf/m^2)
4F	3	222.35	1.44
3F	3	222.35	1.26
2F	3	222.35	1.26
1F	3.7	222.35	1.34

表 4.7　案例E4 使用P-M非線性鉸之側推結果

Seismic Capacity using P-M Hinge				
Direction	UX+	UX-	UY+	UY-
Control Rule	V_{max}	V_{max}	V_{max}	V_{max}
Step Number	6	6	5	5
Base Shear (tf)	174	171	175	174
Monitored Displacement (cm)	11.00	10.56	8.92	8.90
IDR_{max} (%)	2.00	1.38	1.12	1.11
Seismic Capacity (g)	0.094	0.091	0.085	0.085

表 4.8　案例E4 使用M非線性鉸之側推結果

Seismic Capacity using M Hinge				
Direction	UX+	UX-	UY+	UY-
Control Rule	V_{max}	V_{max}	V_{max}	V_{max}
Step Number	9	9	10	10
Base Shear (tf)	183	183	184	184
Monitored Displacement (cm)	13.01	12.77	11.51	11.45
IDR_{max} (%)	1.85	1.85	1.79	1.77
Seismic Capacity (g)	0.110	0.109	0.103	0.103

表 4.9　案例E12 基本資料

建物名稱	12 層大樓
建造年代	民國 83 年
結構類型	鋼筋混凝土造
樓層數目	地面 12 層
建物尺寸	長 14.38m，寬 32.00m
耐震基準(現行)	0.32 g

表 4.10　案例E12 之各樓層資訊

樓層	高度 (m)	面積 (m^2)	單位面積重 (tf/m^2)
12F	3.3	395.55	1.14
11F	3.3	395.55	1.53
10F	3.3	395.55	1.54
9F	3.3	395.55	1.54
8F	3.3	395.55	1.54
7F	3.3	395.55	1.54
6F	3.3	395.55	1.54
5F	4.2	395.55	1.67
4F	4.2	395.55	1.69
3F	4.2	395.55	1.52
2F	4.2	395.55	1.52
1F	6	395.55	1.56

表 4.11　案例E12 使用P-M非線性鉸之側推結果

Seismic Capacity using P-M Hinge				
Direction	UX+	UX-	UY+	UY-
Control Rule	V_{max}	V_{max}	V_{max}	V_{max}
Step Number	10	13	12	25
Base Shear (tf)	669	656	626	636
Monitored Displacement (cm)	37.45	35.39	38.21	38.97
IDR_{max} (%)	1.77	1.57	1.50	1.67
Seismic Capacity (g)	0.220	0.209	0.198	0.204

表 4.12　案例E12 使用M非線性鉸之側推結果

Seismic Capacity using M Hinge				
Direction	UX+	UX-	UY+	UY-
Control Rule	V_{max}	V_{max}	V_{max}	V_{max}
Step Number	18	17	11	11
Base Shear (tf)	716	717	723	728
Monitored Displacement (cm)	43.38	43.42	46.65	45.68
IDR_{max} (%)	2.33	2.33	2.10	2.11
Seismic Capacity (g)	0.251	0.251	0.242	0.239

表 4.13　案例分析總表

案例編號	樓高 (m)	樓層數	總樓地板面積 (m^2)	高寬比	側推方向	V_{max} (tf)			Δ_{max} (cm)			A_P (g)		
						(1)	(2)	(1)/(2)	(1)	(2)	(1)/(2)	(1)	(2)	(1)/(2)
E4	12.7	4	889	0.55	**UX+**	174	183	0.95	11.00	13.01	0.85	0.094	0.110	0.85
					UX-	171	183	0.93	10.56	12.77	0.83	0.091	0.109	0.83
				0.90	**UY+**	175	184	0.95	8.92	11.51	0.78	0.085	0.103	0.82
					UY-	174	184	0.95	8.90	11.45	0.78	0.085	0.103	0.82
E12	45.9	12	4747	1.43	**UX+**	669	716	0.93	37.45	43.38	0.86	0.220	0.251	0.88
					UX-	656	717	0.92	35.39	43.42	0.81	0.209	0.251	0.83
				3.19	**UY+**	626	723	0.87	38.21	46.65	0.82	0.198	0.242	0.82
					UY-	636	728	0.87	38.97	45.68	0.85	0.204	0.239	0.85
平均值								0.92			0.82			0.84
COV變異數								0.034			0.037			0.024

備註：
(1) P-M Hinge
(2) M Hinge

表 4.14　RC梁彎矩非線性鉸之參數

Points	Moment/SF	Rotation/SF
A	0	0
B	1	0
C	1	*a*
D	*c*	*a*
E	*c*	*b*

表 4.15　RC梁彎矩非線性鉸參數計算表

$\frac{\rho-\rho'}{\rho_{bal}}$	箍筋	$\frac{0.27V}{b_w d\sqrt{f_c'}}$	*a*	*b*	*c*
≦0.0	有圍束	≦3	0.025	0.05	0.2
≦0.0	有圍束	≧6	0.02	0.04	0.2
≧0.5	有圍束	≦3	0.02	0.03	0.2
≧0.5	有圍束	≧6	0.015	0.02	0.2
≦0.0	無圍束	≦3	0.02	0.03	0.2
≦0.0	無圍束	≧6	0.01	0.015	0.2
≧0.5	無圍束	≦3	0.01	0.015	0.2
≧0.5	無圍束	≧6	0.005	0.01	0.2

表 4.16　RC梁剪力非線性鉸之參數

Points	Force/SF	Disp/SF
A	0	0
B	1	0
C	1	*a*
D	*c*	*a*
E	*c*	*b*

表 4.17　RC梁剪力非線性鉸參數計算表

箍筋間距	*a*	*b*	*c*
箍筋間距≦(d/2)	0.003	0.02	0.2
箍筋間距>(d/2)	0.003	0.01	0.2

表 4.18　RC極短梁剪力殘餘強度點之位移係數

箍筋間距s	r
≦d/2	0.02
>d/2	0.01

表 4.19　RC極短柱或極短梁剪力非線性鉸之參數

Points	Force/SF	Disp./SF
A	0	0
B	$\frac{V_{cr}}{V_n}$	0
C	1	1
D	0	c
E	0	$10c$

表 4.20　RC牆有效撓曲勁度

軸力條件	開裂點	強度點
$\geq 0.5\ell_w t_w f'_c$	$1.0E_c I_g$	$0.7E_c I_g$
$< 0.1\ell_w t_w f'_c$	$0.7E_c I_g$	$0.5E_c I_g$

表 4.21　RC牆崩塌點之強度與位移計算

軸力條件	殘餘強度$\frac{V_{sp}}{V_{sn}}$	層間位移比$\frac{\delta_{sp}}{H}$(%)
$\frac{(A_s - A'_s)f_{y\ell} + N}{\ell_w t_w f'_c} \leq 0.05$	0.2	2.0
$\frac{(A_s - A'_s)f_{y\ell} + N}{\ell_w t_w f'_c} > 0.05$	0.0	1.0

表 4.22　RC牆彎矩非線性鉸之參數

Points	Moment/SF	Rotation/SF
A	0	0
B	$\frac{V_{cr}}{V_{fn}}$	0
C	1	1
D	0.4	c
E	0.4	$10c$

表 4.23　RC牆剪力非線性鉸之參數

Points	Force/SF	Disp/SF
A	0	0
B	$\frac{V_{cr}}{V_{sn}}$	0
C	1	1
D	$\frac{V_{sp}}{V_{sn}}$	c
E	0	δ_{sp}/SF

表 4.24　美國ACI 318-14 規範[4.3]對開口牆各構件分類方式與規定

垂直牆段之淨高 / 垂直牆段之牆長 (h_w/ℓ_w)	垂直牆段之牆長 / 垂直牆段之牆厚 (ℓ_w/t_w)		
	$(\ell_w/t_w)\le 2.5$	$2.5<(\ell_w/t_w)\le 6.0$	$(\ell_w/t_w)>6.0$
$(h_w/\ell_w)<2.0$	牆	牆	牆
$(h_w/\ell_w)\ge 2.0$	牆墩宜符合柱設計之需求；參見 18.10.8.1	牆墩宜符合柱設計之需求或其他需求；參見 18.10.8.1	牆

表 4.25　簡易開口牆側力位移曲線定義

	位移	強度
開裂點	$\delta_{cr,i}$	$V_{cr}=V_{cr,i}+\frac{\delta_{cr,i}}{\delta_{cr,j}}\times V_{cr,j}$
強度點	$\delta_{n,i}$	$V_n=V_{n,i}+\frac{\delta_{n,i}-\delta_{\mathrm{cr},j}}{\delta_{n,j}-\delta_{cr,j}}\times\left(V_{n,j}-V_{cr,j}\right)+V_{cr,j}$
崩塌點	$\delta_{a,i}$	$V_a=V_{a,i}+\frac{\delta_{a,i}-\delta_{n,j}}{\delta_{a,j}-\delta_{n,j}}\times\left(V_{a,j}-V_{n,j}\right)+V_{n,j}$

表 4.26　鋼筋混凝土開口牆剪力非線性鉸參數

Point	Force/SF	Disp/SF
A	0	0
B	V_{cr}/V_n	0
C	1	1
D	V_a/V_n	*c*
E	0	δ_a/SF

表 4.27　磚牆等值斜撐軸力非線性鉸參數

Points	Force/SF	Disp/SF
A	0	0
B	1	0
C	V_r/V_n	$\min\left(\left(2-\frac{V_r}{V_n}\right),\ \left(\frac{0.02H_b}{\Delta_u}-\frac{V_r}{V_n}\right)\right)$
D	V_r/V_n	$\left(\frac{0.02H_b}{\Delta_u}-\frac{V_r}{V_n}\right)$
E	0	$\left(\frac{0.02H_b}{\Delta_u}-\frac{V_r}{V_n}\right)$

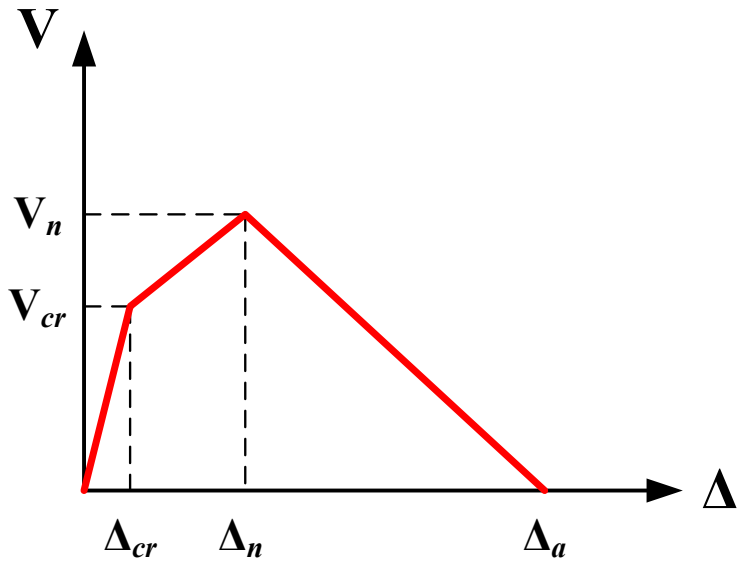
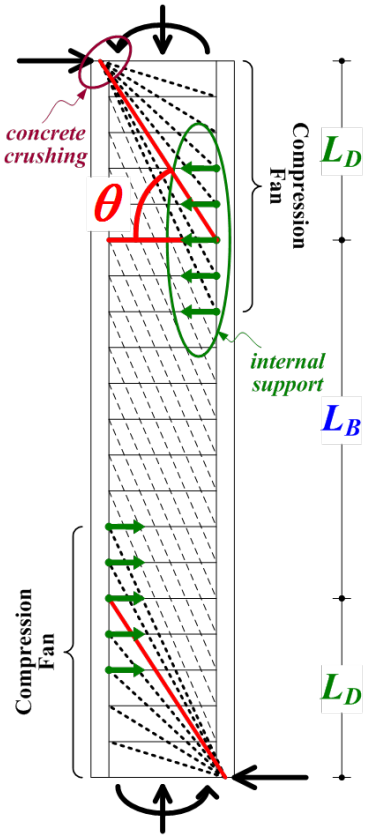


圖 4.1　柱剪力破壞側向載重位移曲線



$$\Delta_{s,D} = 0.006 \sin 2\theta \times L_D$$

$$\Delta_{s,B} = \frac{V_n L_B}{0.4 E_c A_w}$$

$$\Delta_{s,D} = 0.006 \sin 2\theta \times L_D$$

$$\Delta_n = \Delta_{f,n} + \Delta_{s,n} = \frac{V_n H^3}{12(E_c I_{eff})} + 2 \times \Delta_{s,D} + \Delta_{s,B}$$

圖 4.2　柱剪力傳力機制示意圖(MacGregor [4.4])

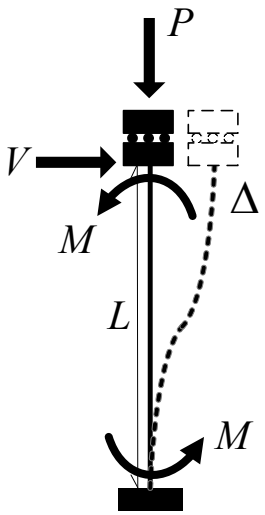


圖 4.3　雙曲率柱受力與變形機制

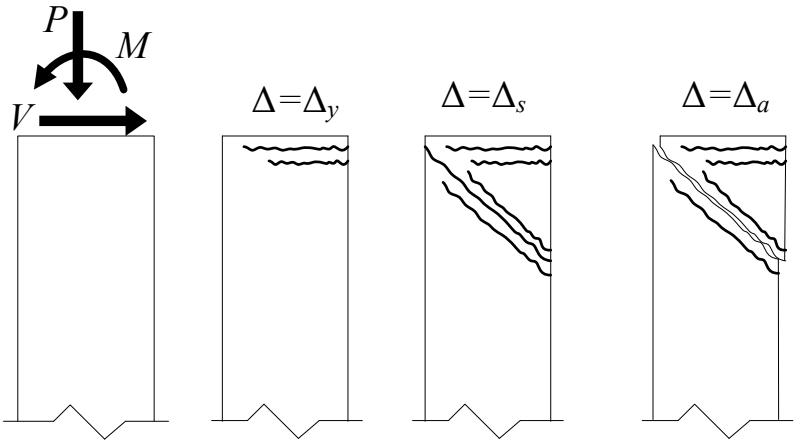


圖 4.4　雙曲率柱破壞發展過程

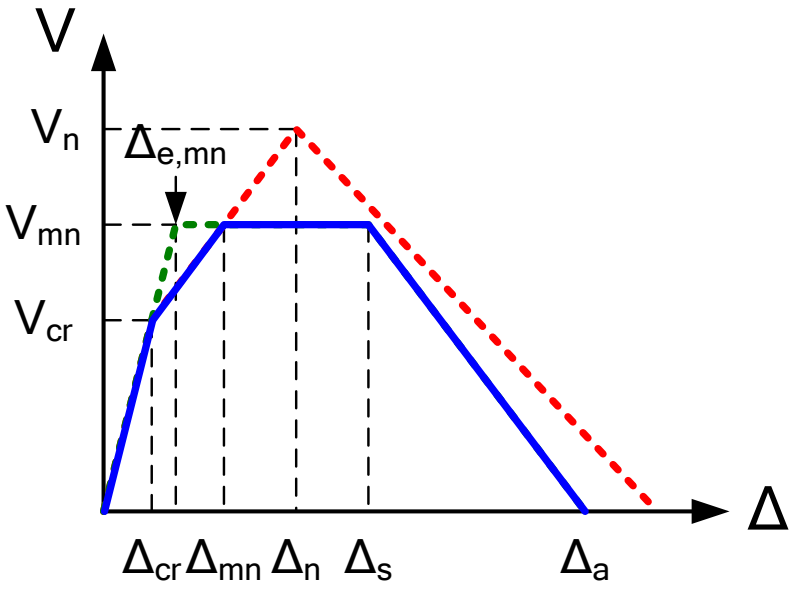


圖 4.5　撓剪破壞側向載重位移曲線

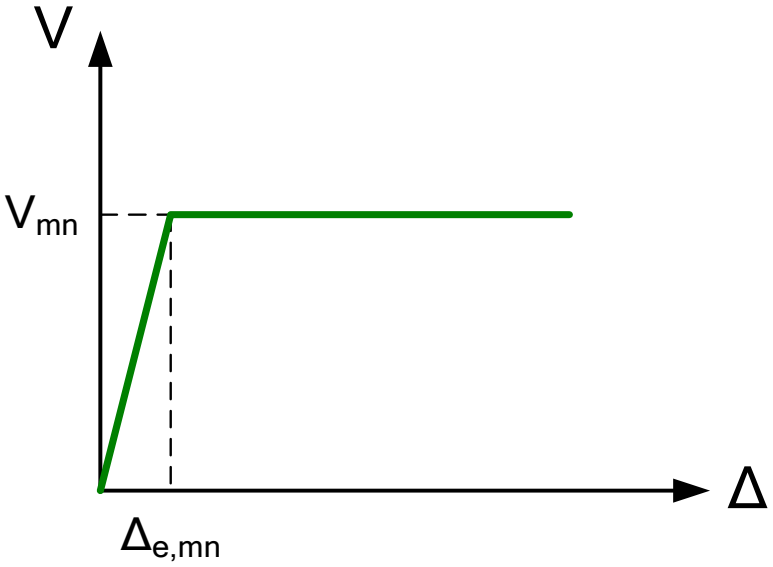


圖 4.6　撓曲破壞側向載重位移曲線

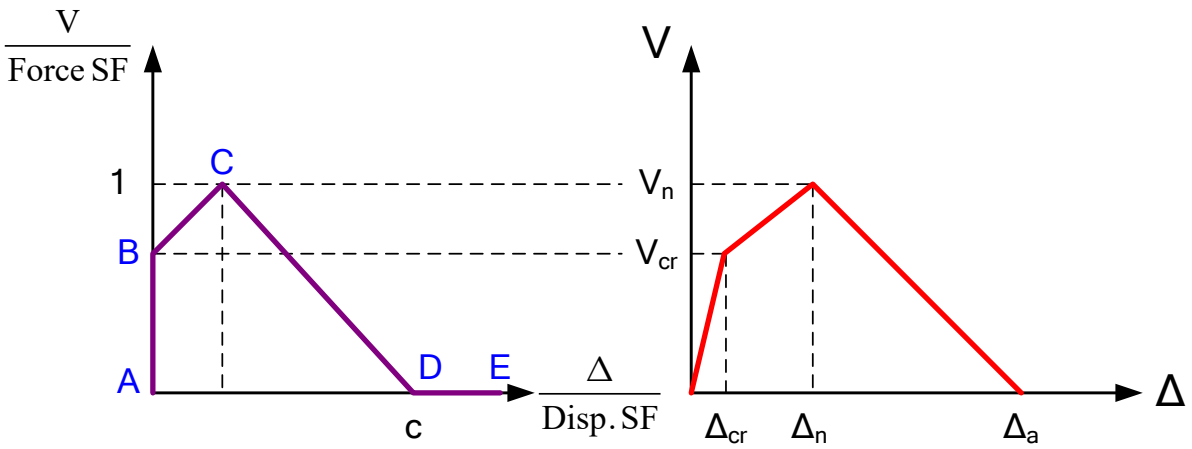


圖 4.7　剪力非線性鉸性質與側向載重位移曲線

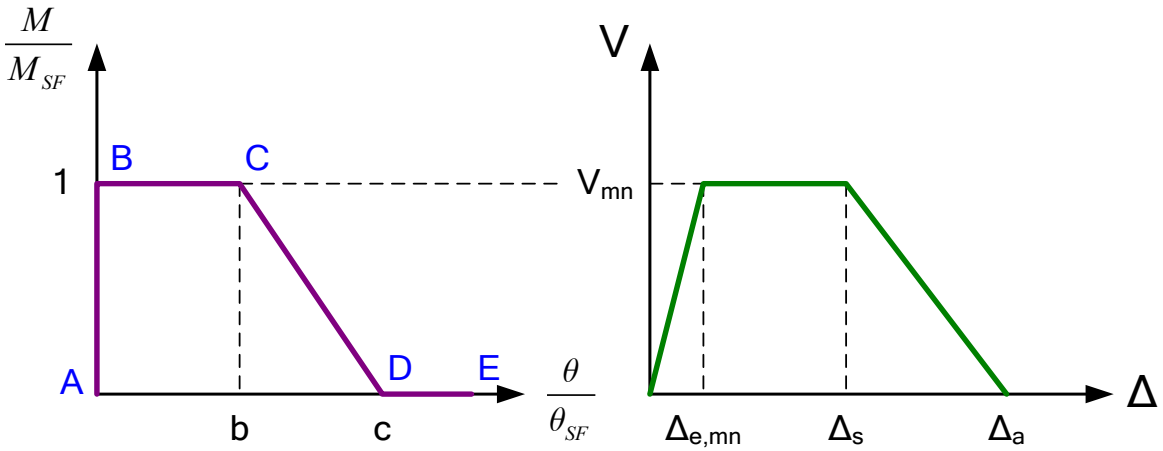


圖 4.8　彎矩非線性鉸性質與側向載重位移曲線

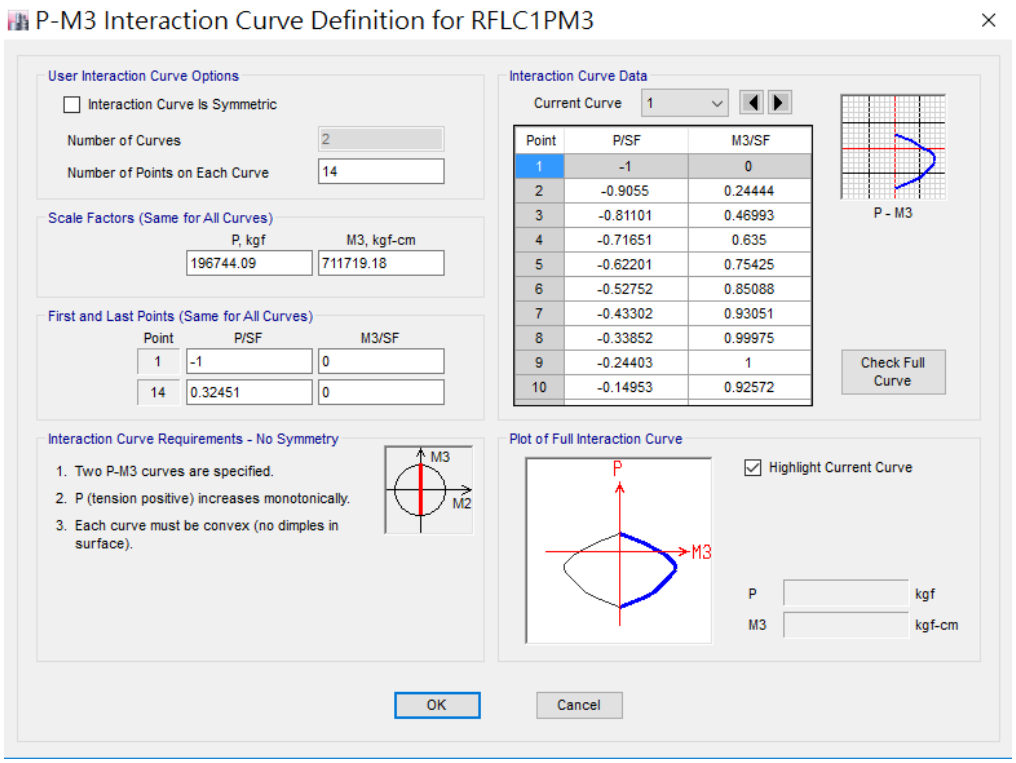


圖 4.9　P-M非線性鉸中之P-M互制圖

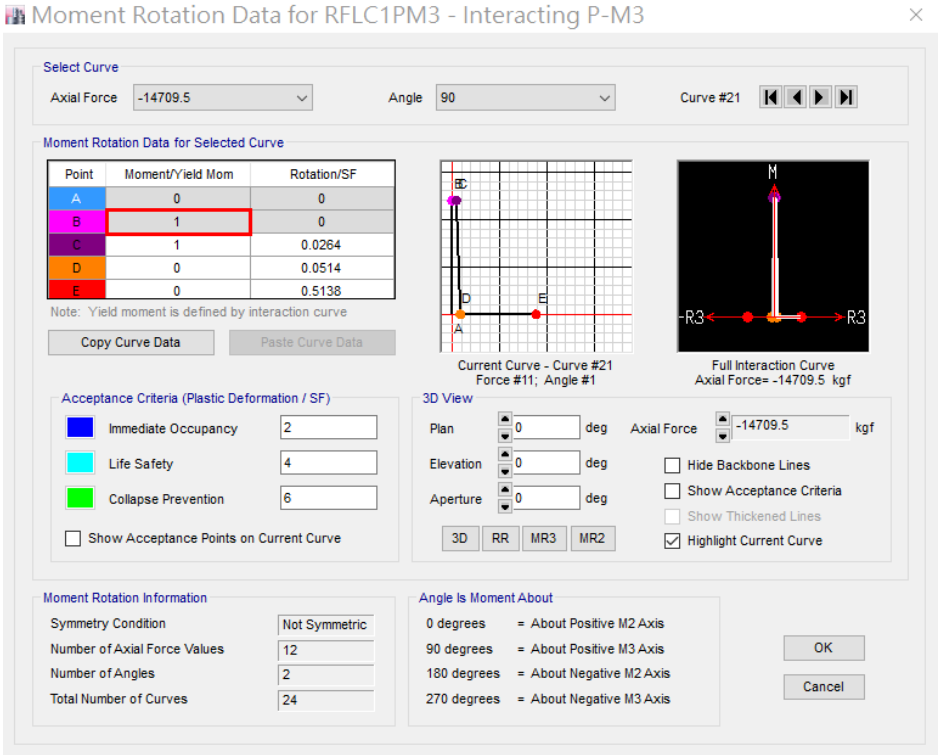


圖 4.10　某軸力(例：軸壓力為 14709.5 kgf)之非線性鉸參數

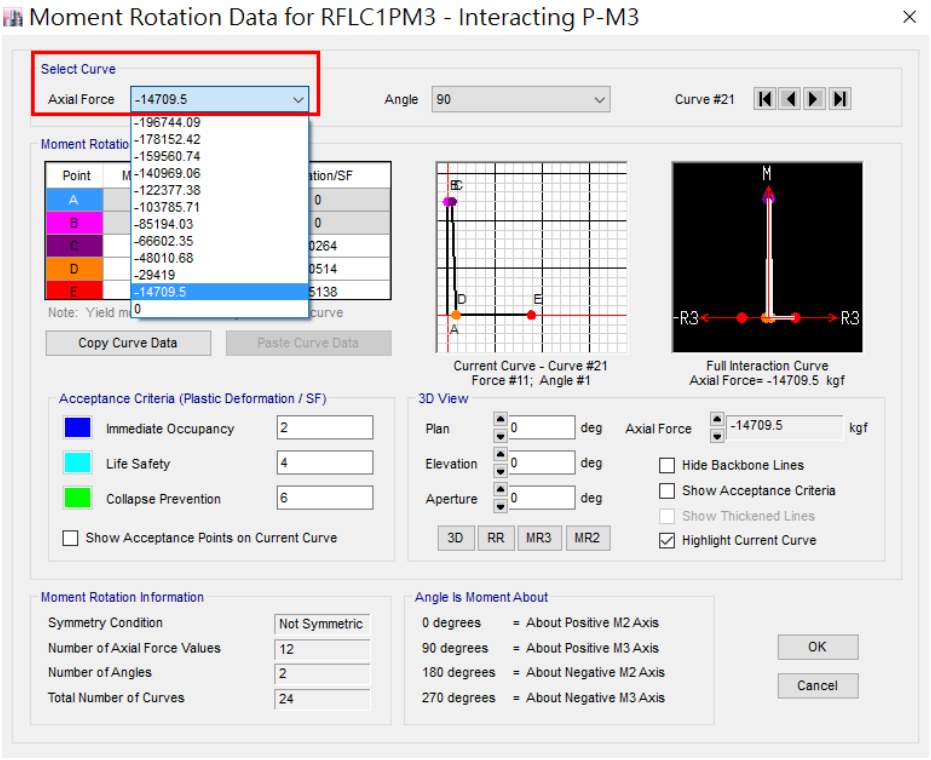


圖 4.11　多組軸力之非線性鉸參數

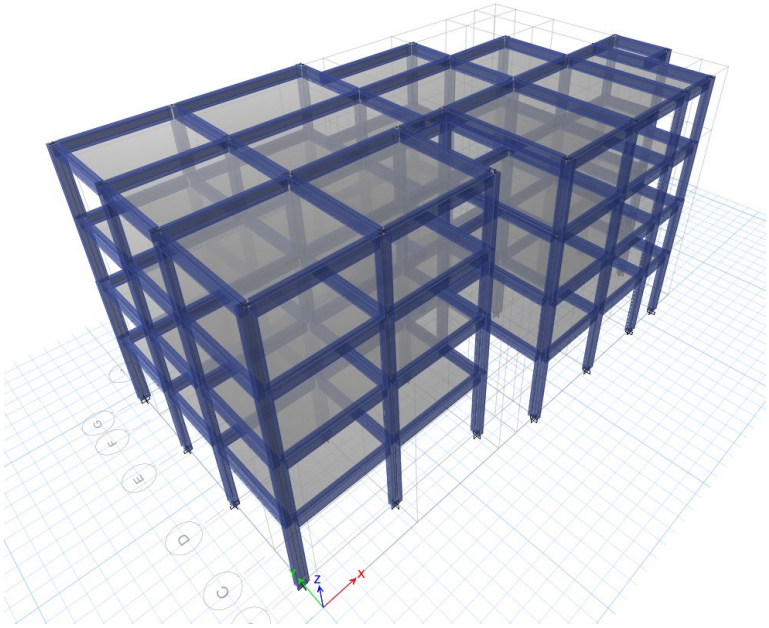


圖 4.12　案例E4 結構 3D模型

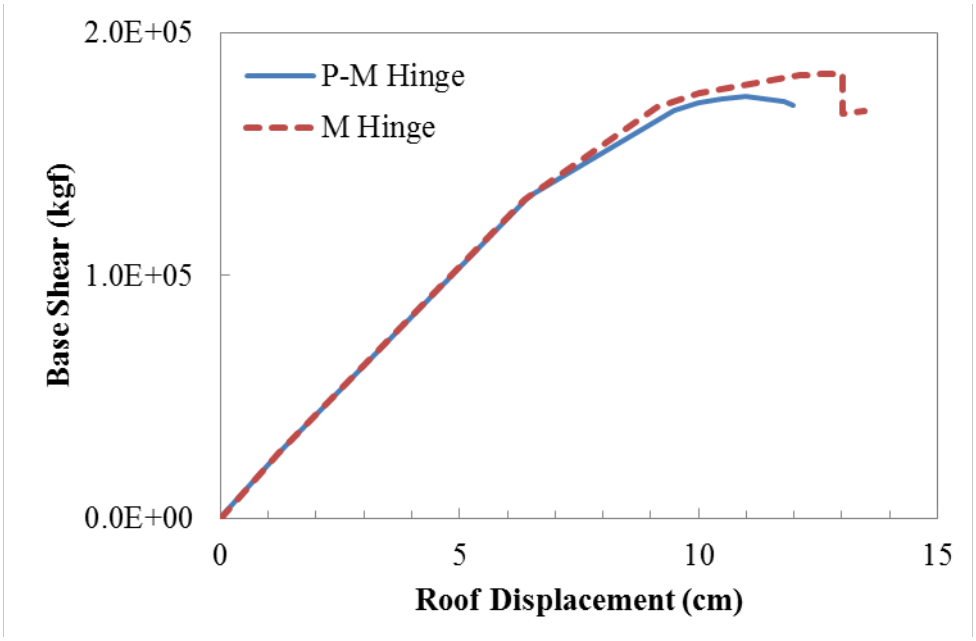


圖 4.13　案例E4 之正X向容量曲線

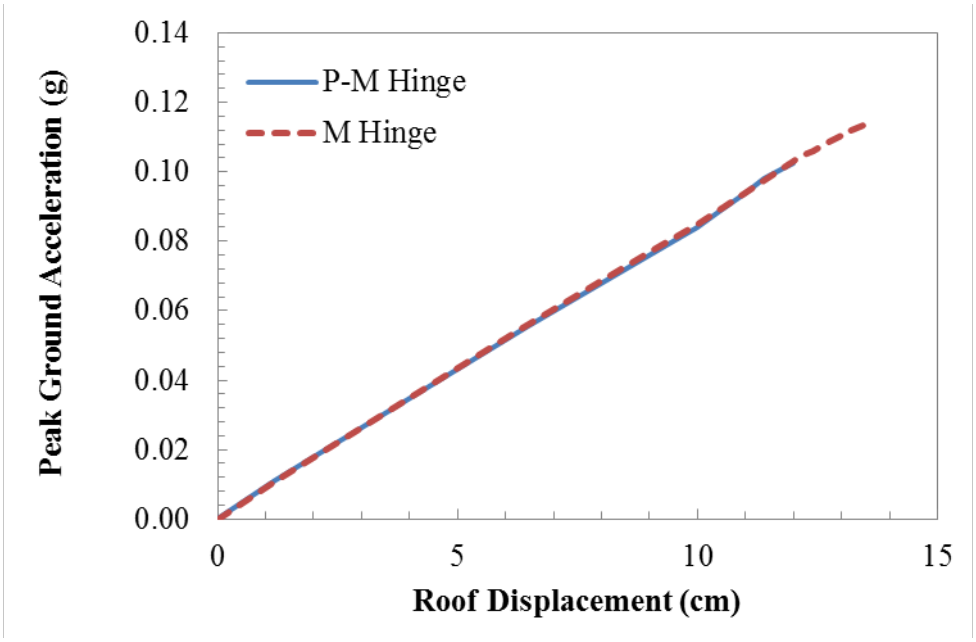


圖 4.14　案例E4 之正X向性能曲線

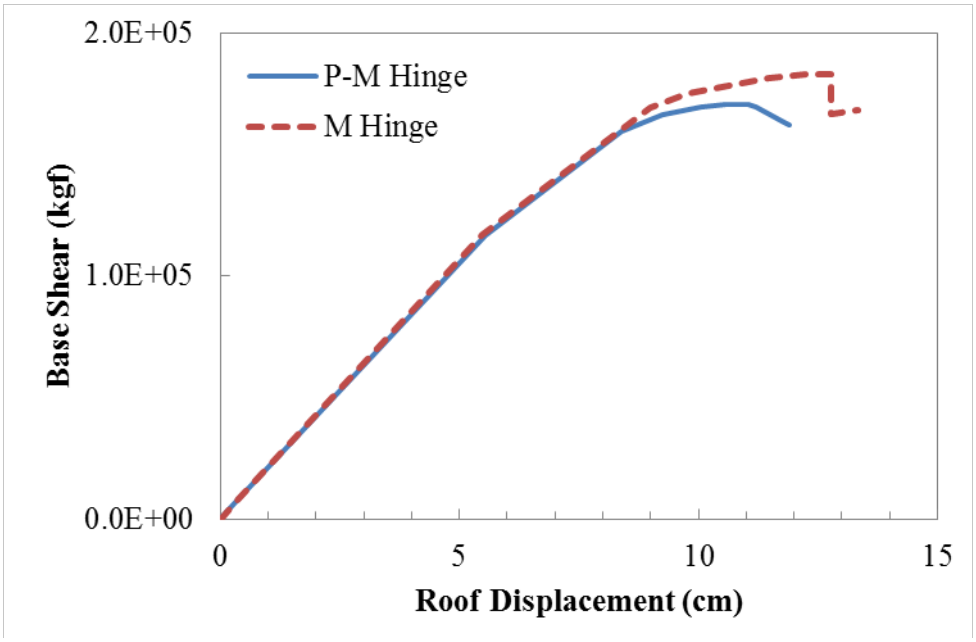


圖 4.15　案例E4 之負X向容量曲線

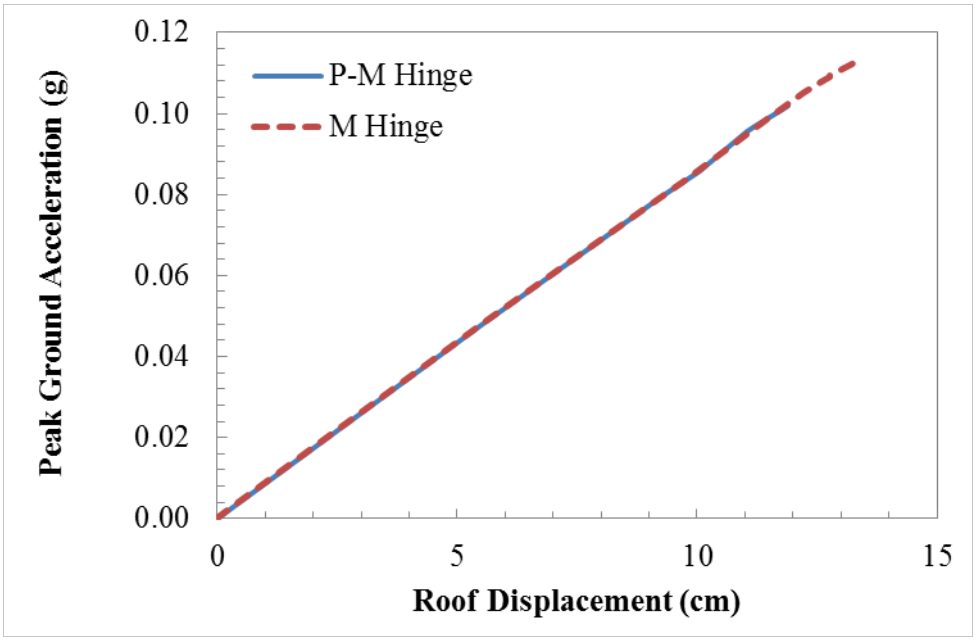


圖 4.16　案例E4 之負X向性能曲線

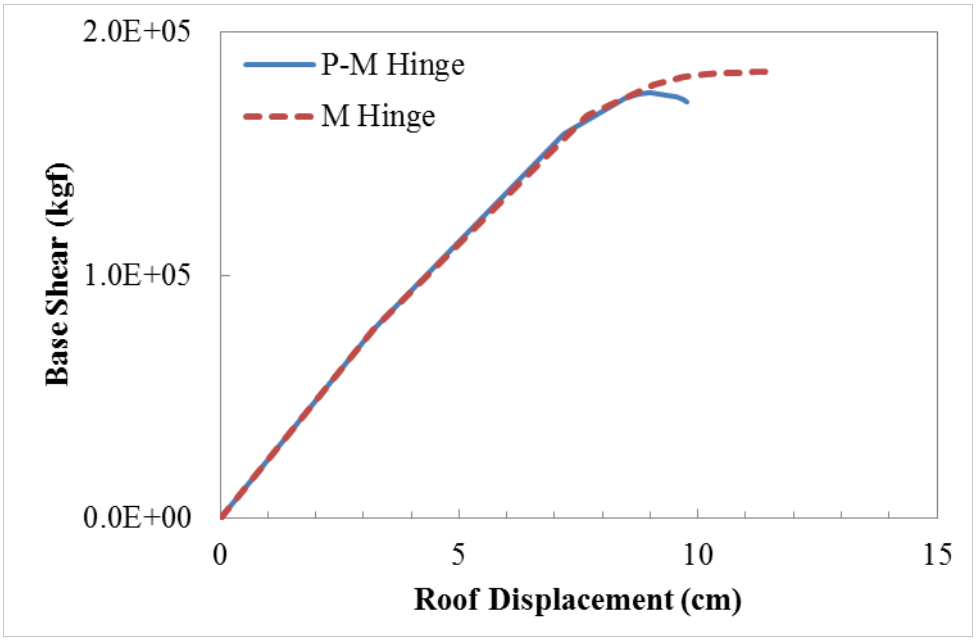


圖 4.17　案例E4 之正Y向容量曲線

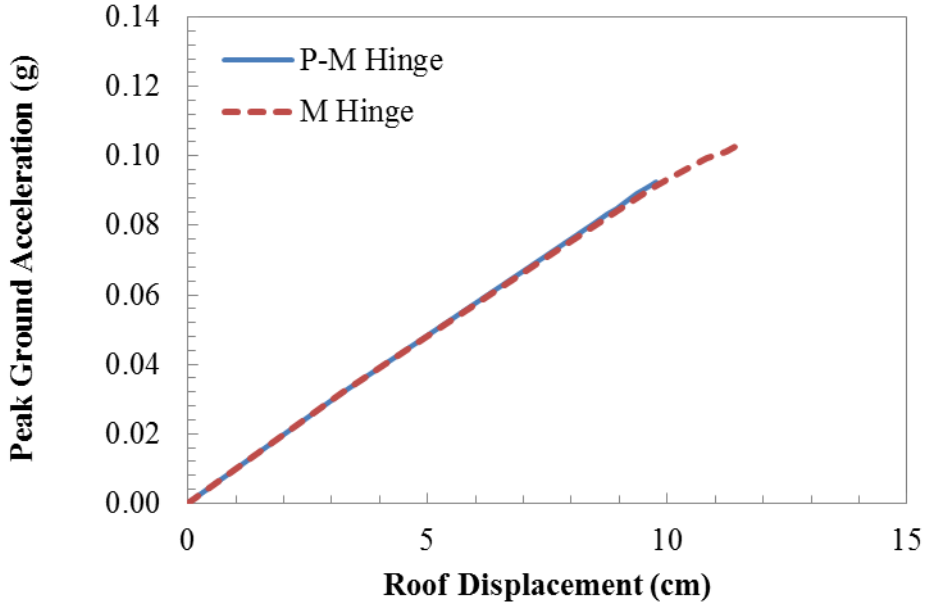


圖 4.18　案例E4 之正Y向性能曲線

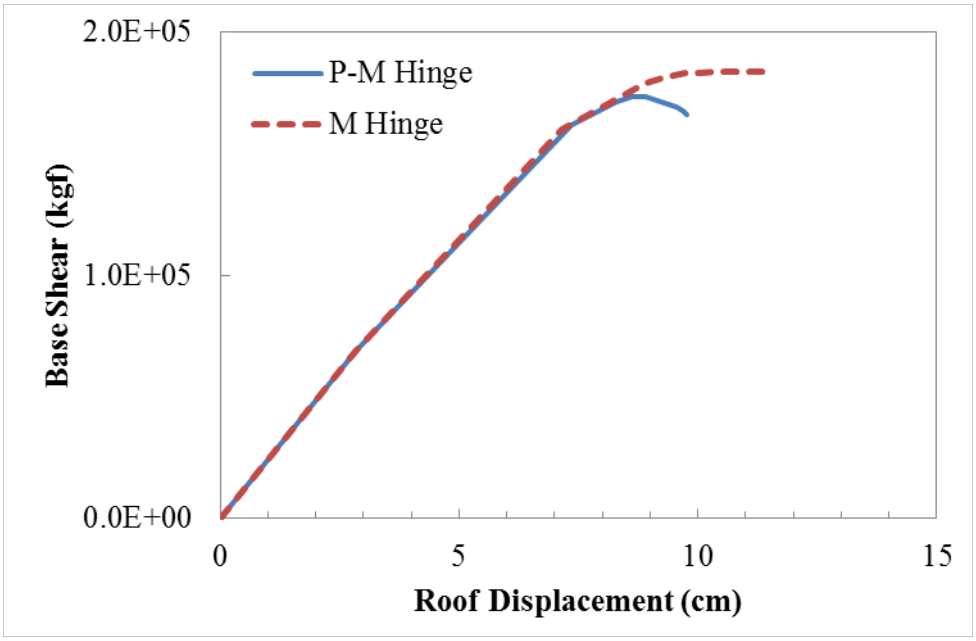


圖 4.19　案例E4 之負Y向容量曲線

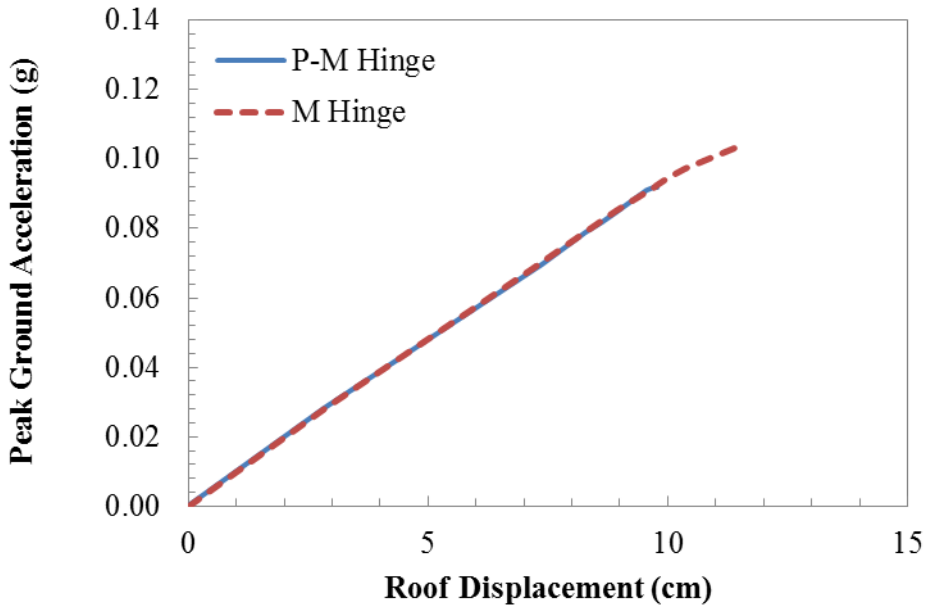


圖 4.20　案例E4 之負Y向性能曲線

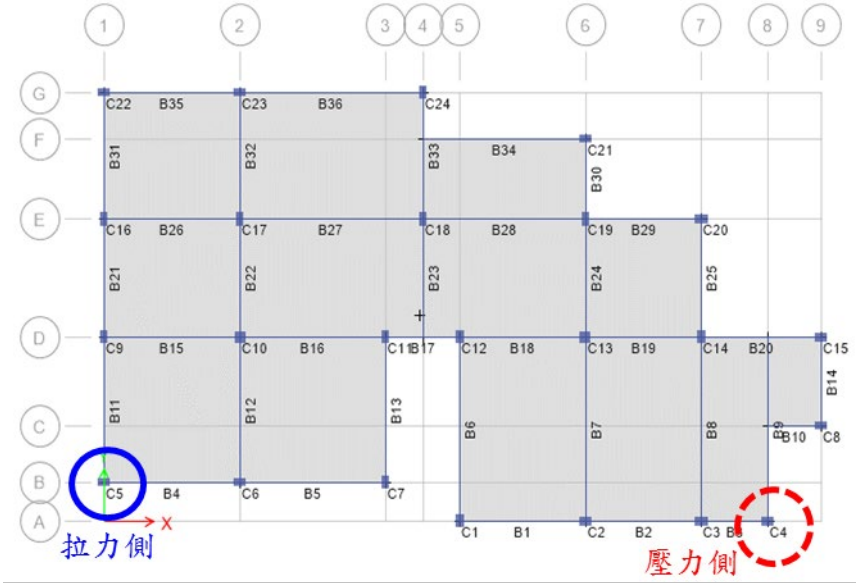


圖 4.21　案例E4 之壓拉力側柱選取位置

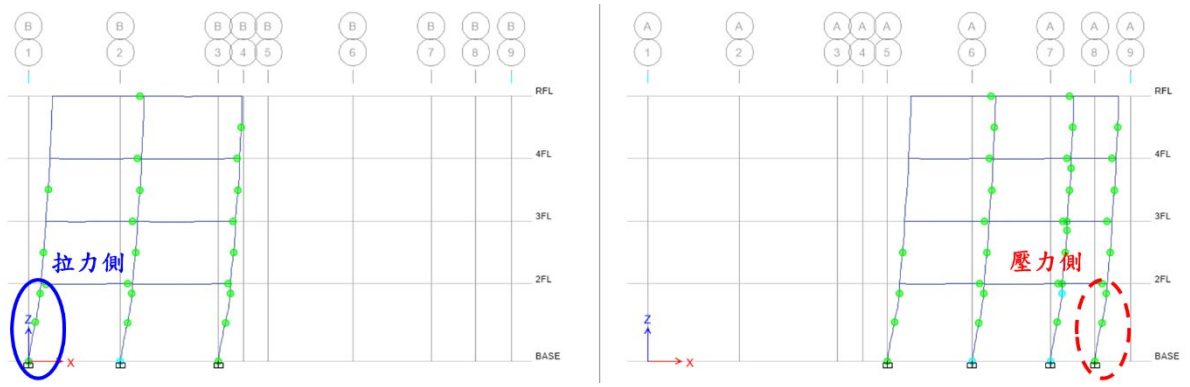


圖 4.22　案例E4 正X向之側推分析非線性鉸發展圖(P-M Hinge)

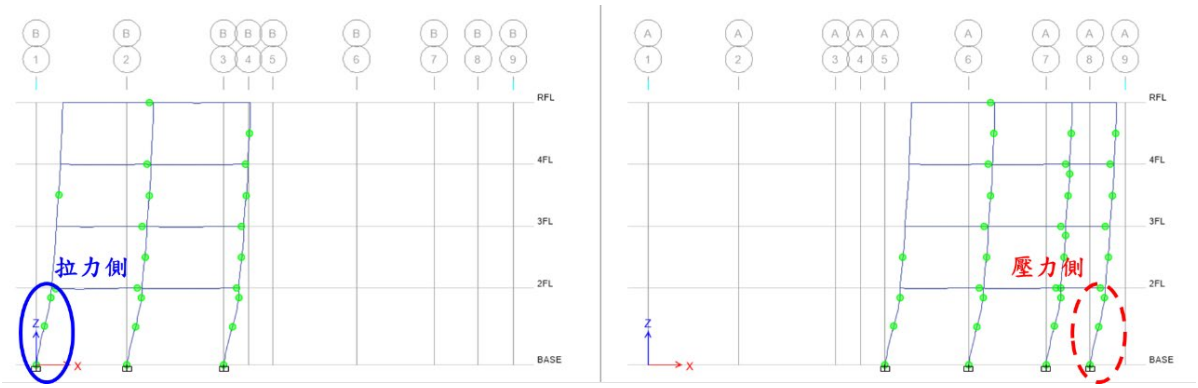
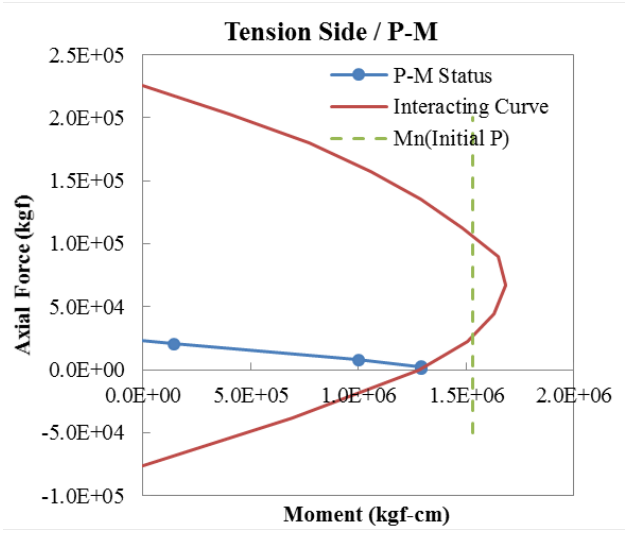
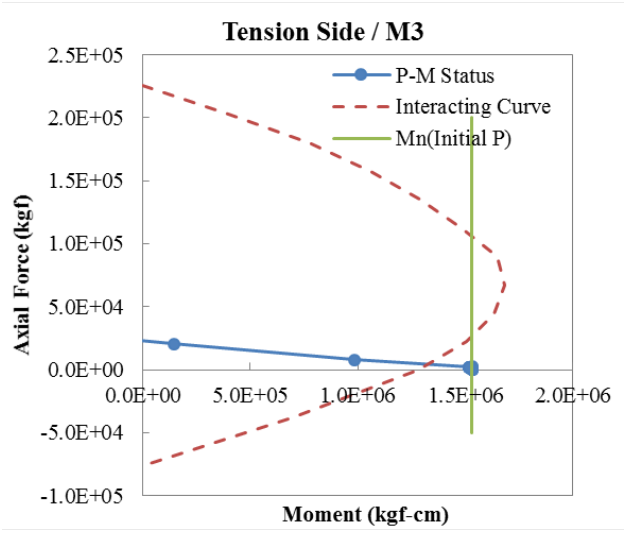


圖 4.23　案例E4 正X向之側推分析非線性鉸發展圖(M Hinge)

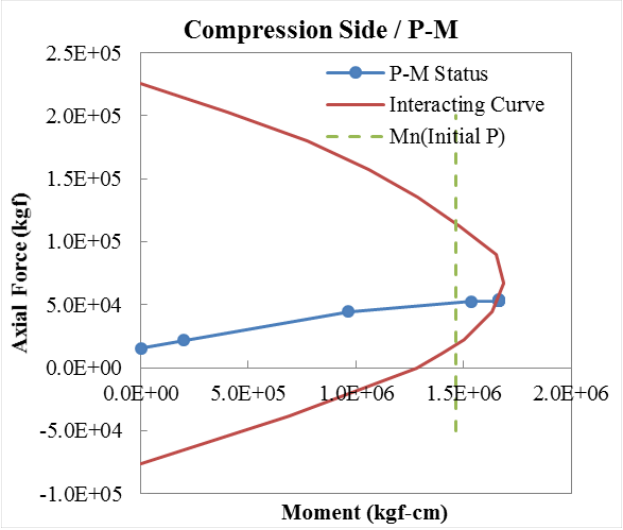


(a) P-M非線性鉸

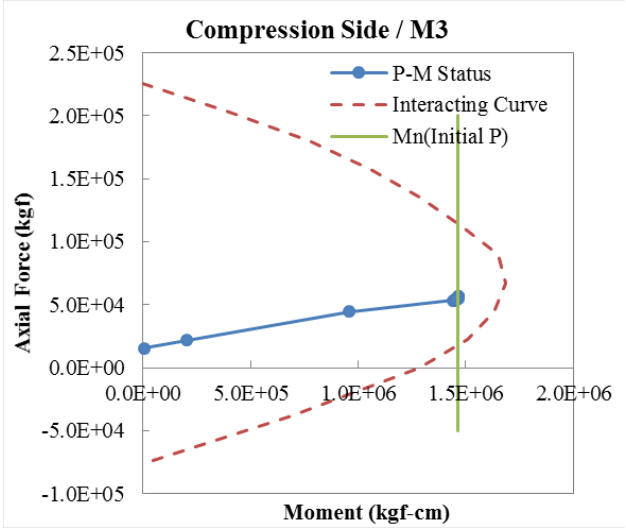


(b) M非線性鉸

圖 4.24　案例E4 正X向拉力側柱非線性鉸強度發展變化



(a) P-M非線性鉸



(b) M非線性鉸

圖 4.25　案例E4 正X向壓力側柱非線性鉸強度發展變化

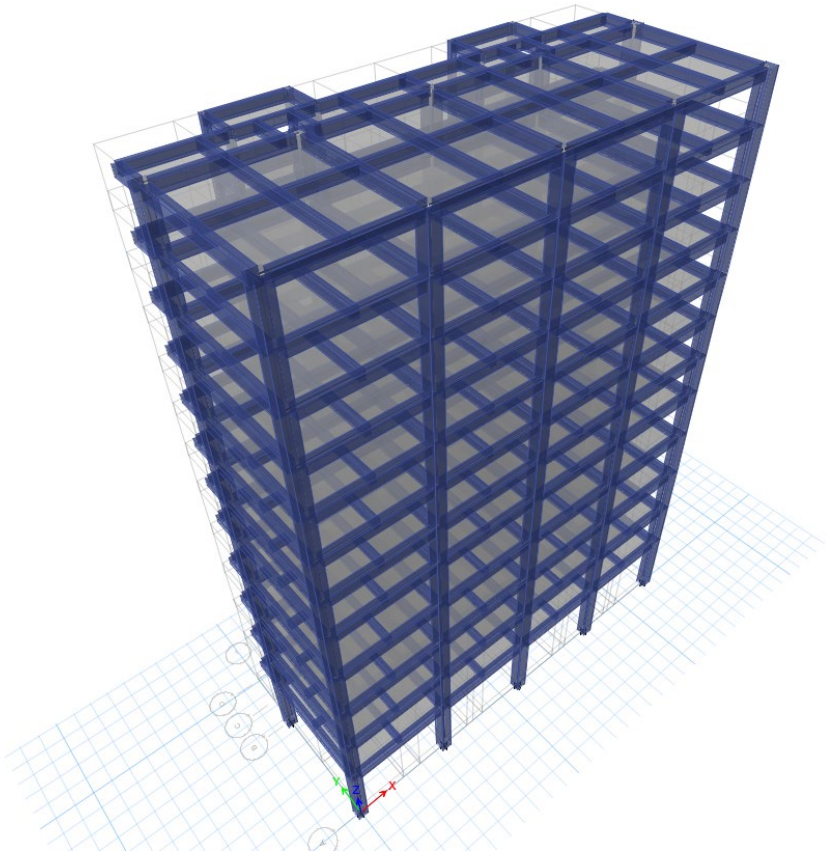


圖 4.26　案例E12 結構 3D模型

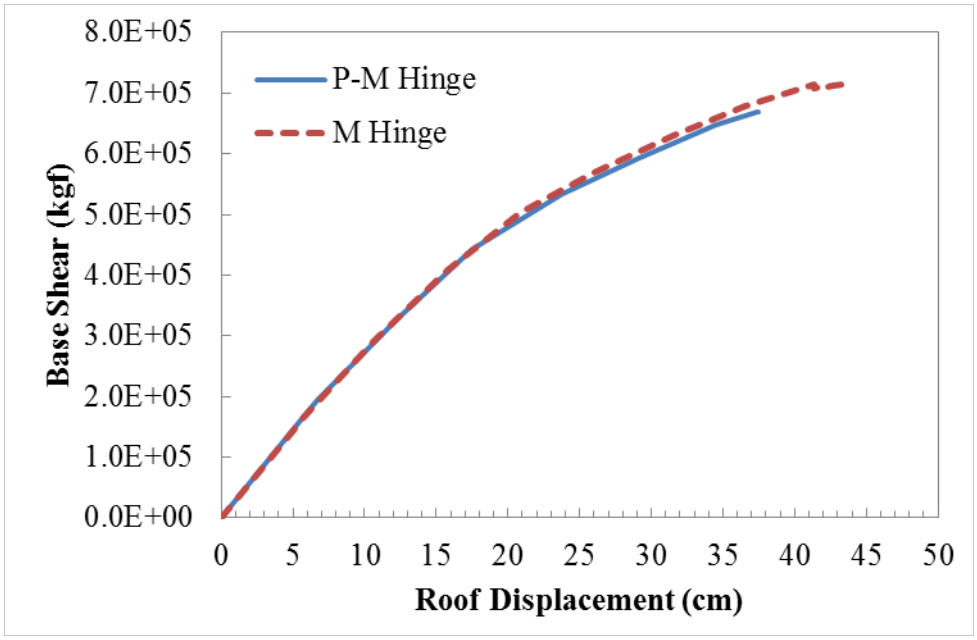


圖 4.27　案例E12 之正X向容量曲線

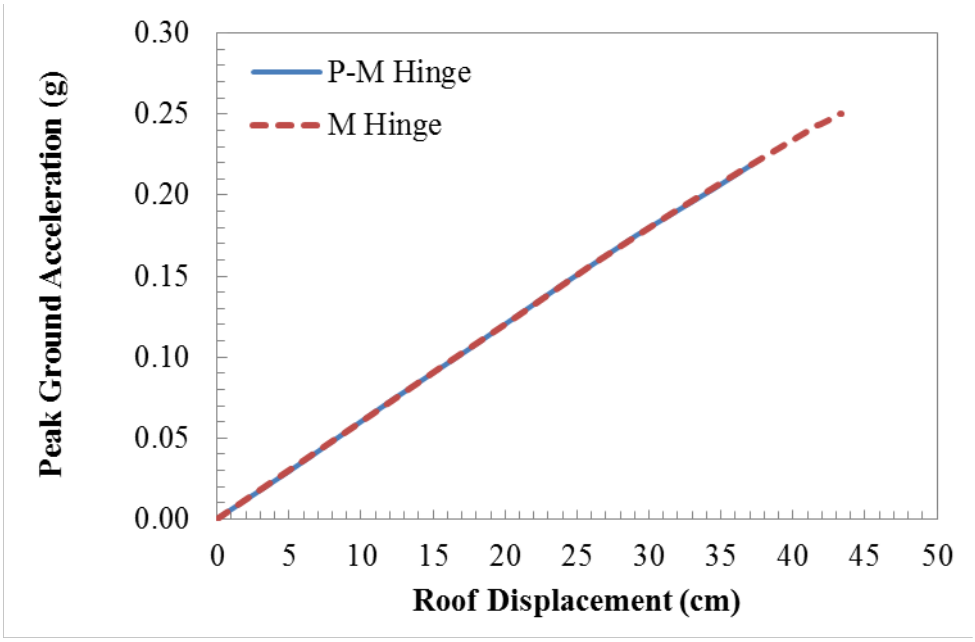


圖 4.28　案例E12 之正X向性能曲線

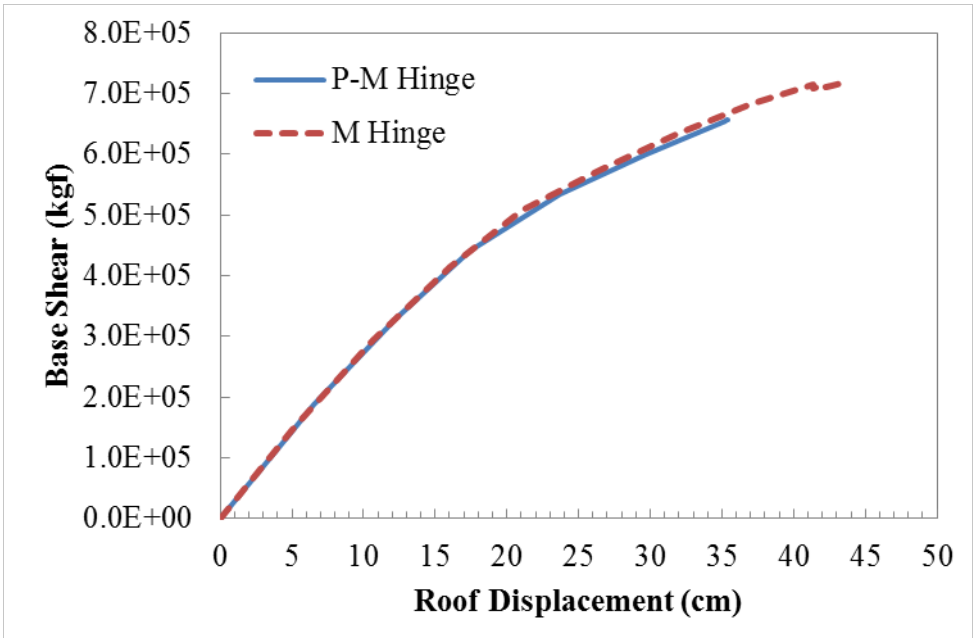


圖 4.29　案例E12 之負X向容量曲線

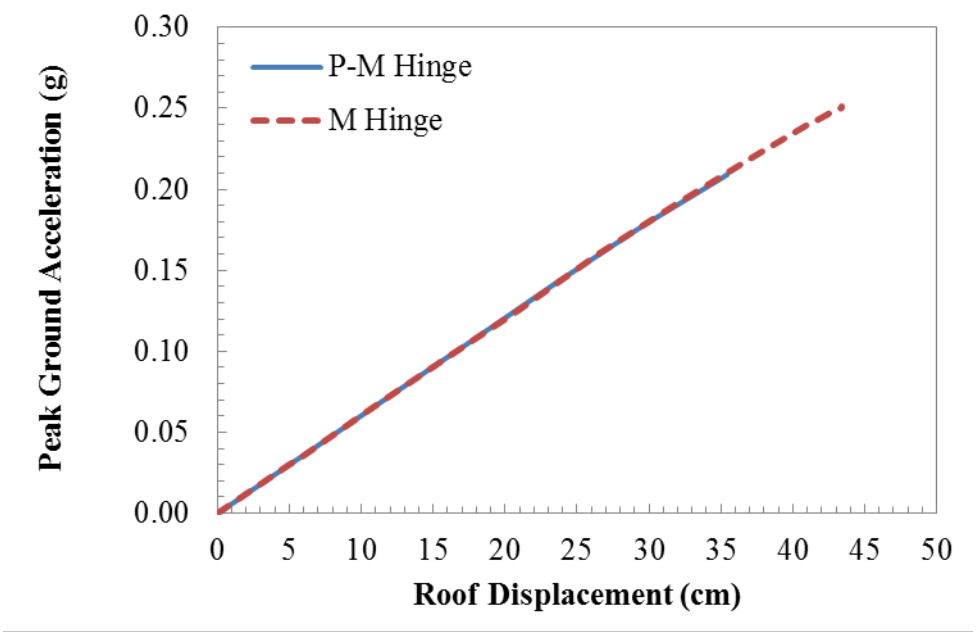


圖 4.30　案例E12 之負X向性能曲線

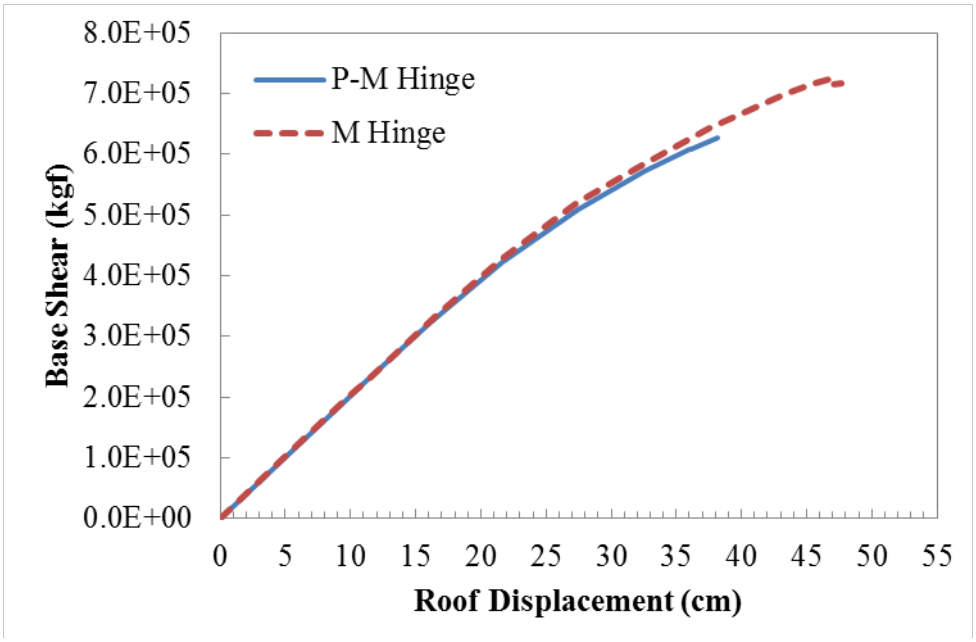


圖 4.31　案例E12 之正Y向容量曲線

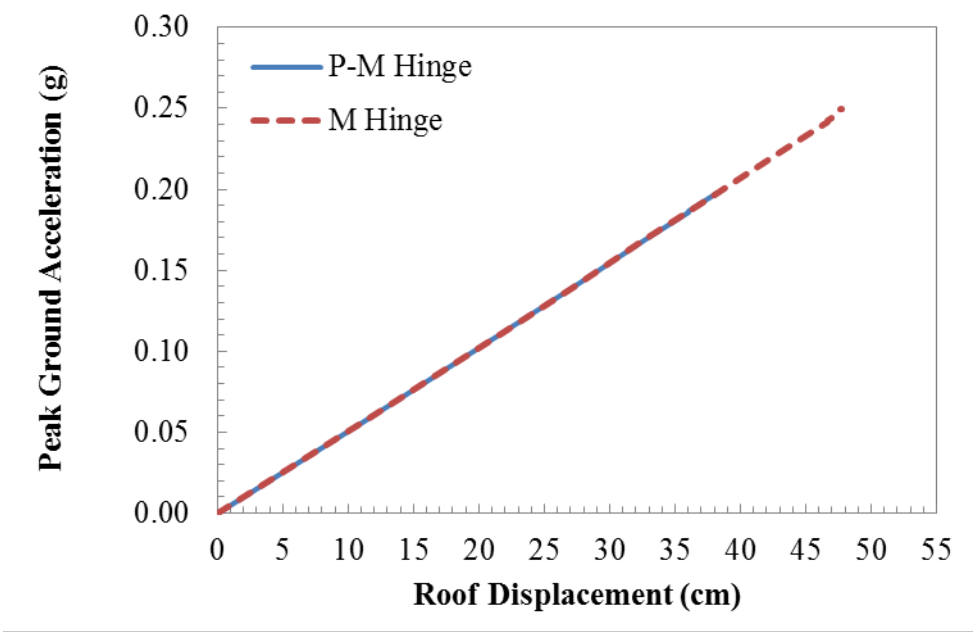


圖 4.32　案例E12 之正Y向性能曲線

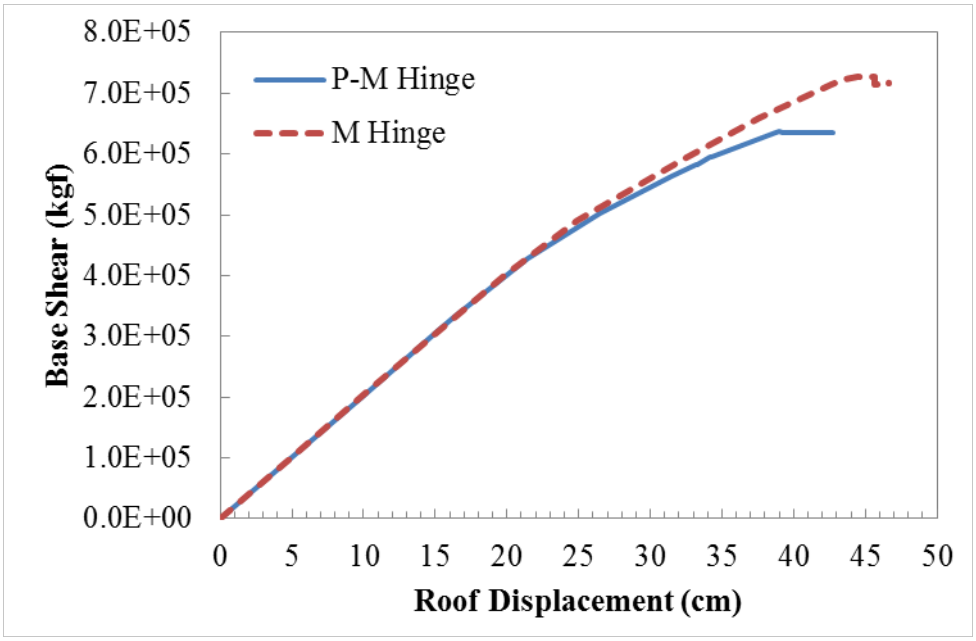


圖 4.33　案例E12 之負Y向容量曲線

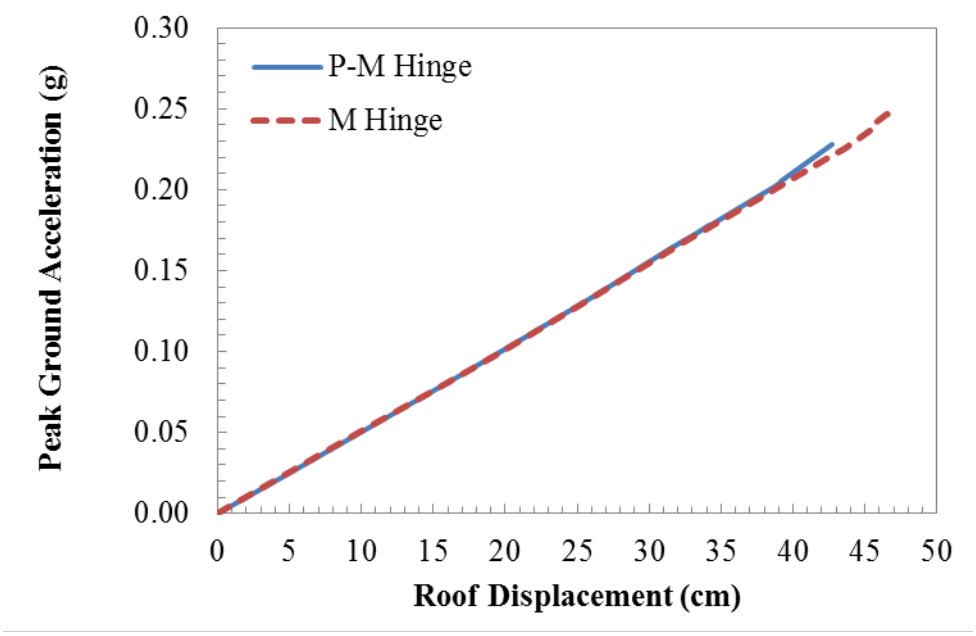


圖 4.34　案例E12 之負Y向性能曲線

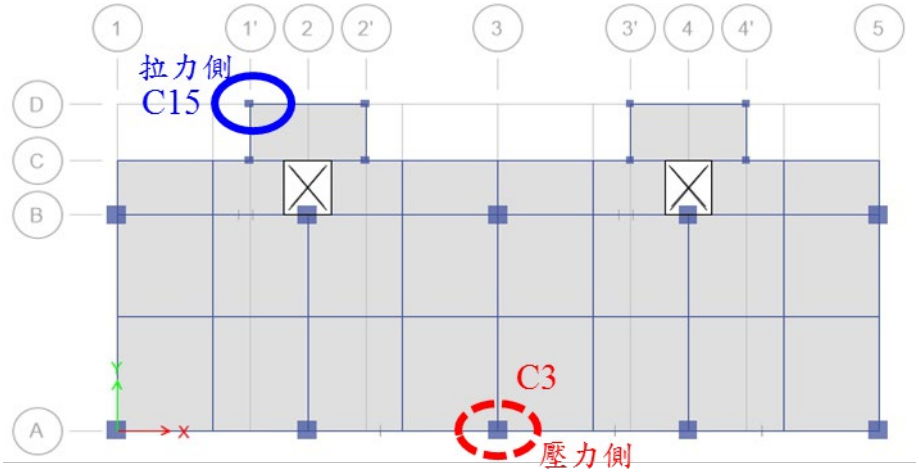


圖 4.35　案例E12 之柱選取位置

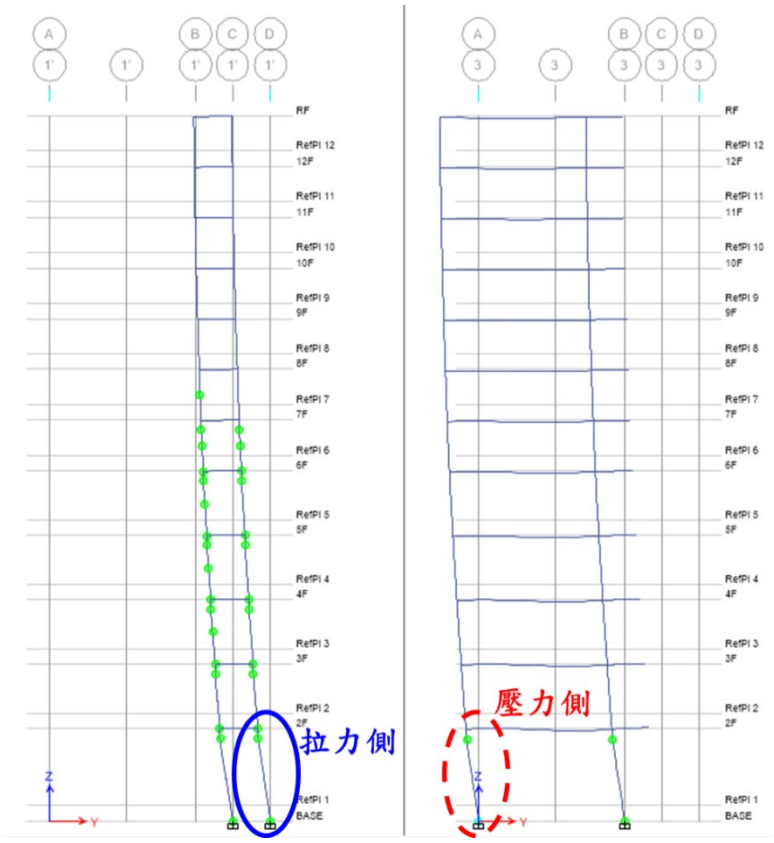


圖 4.36　案例E12 負Y向之側推分析非線性鉸發展圖(P-M Hinge)

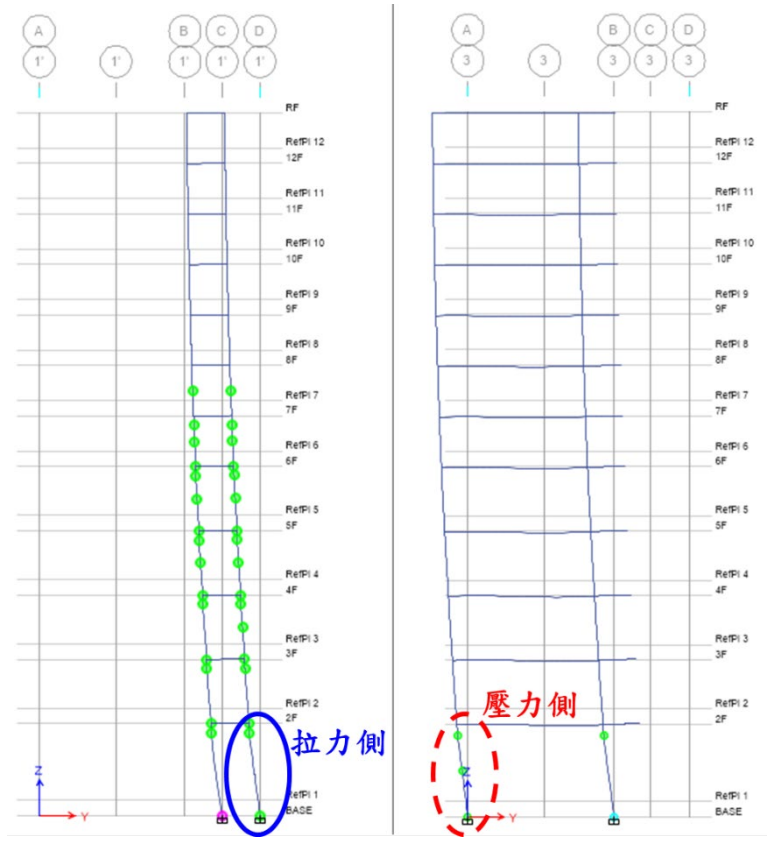
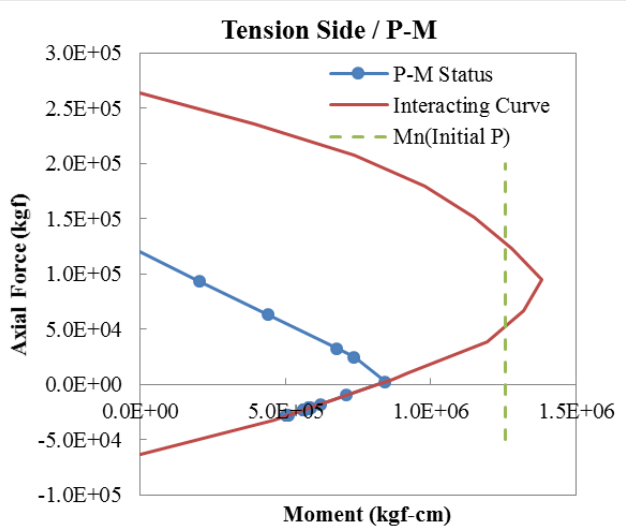
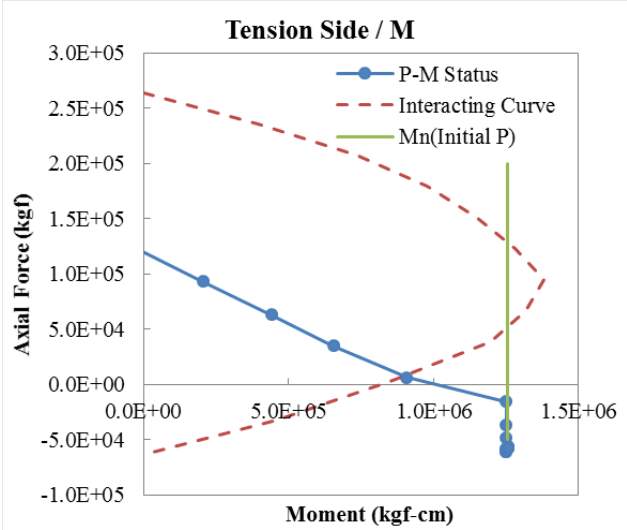


圖 4.37　案例E12 負Y向之側推分析非線性鉸發展圖(M Hinge)

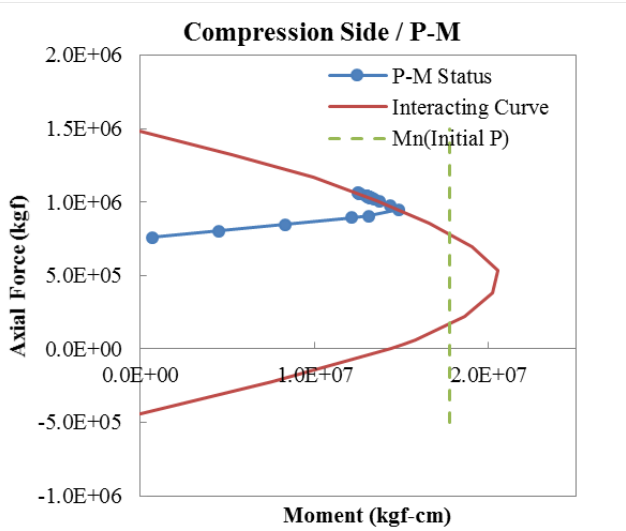


(a) P-M非線性鉸

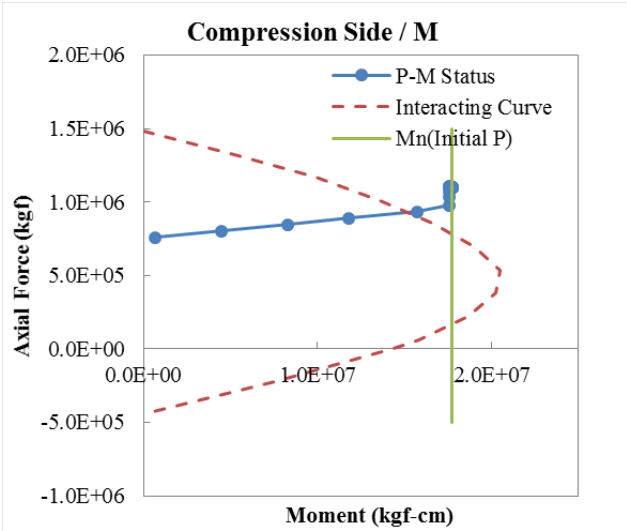


(b) M非線性鉸

圖 4.38　案例E12 負Y向拉力側柱非線性鉸強度發展變化



(a) P-M非線性鉸



(b) M非線性鉸

圖 4.39　案例E12 負Y向壓力側柱非線性鉸強度發展變化

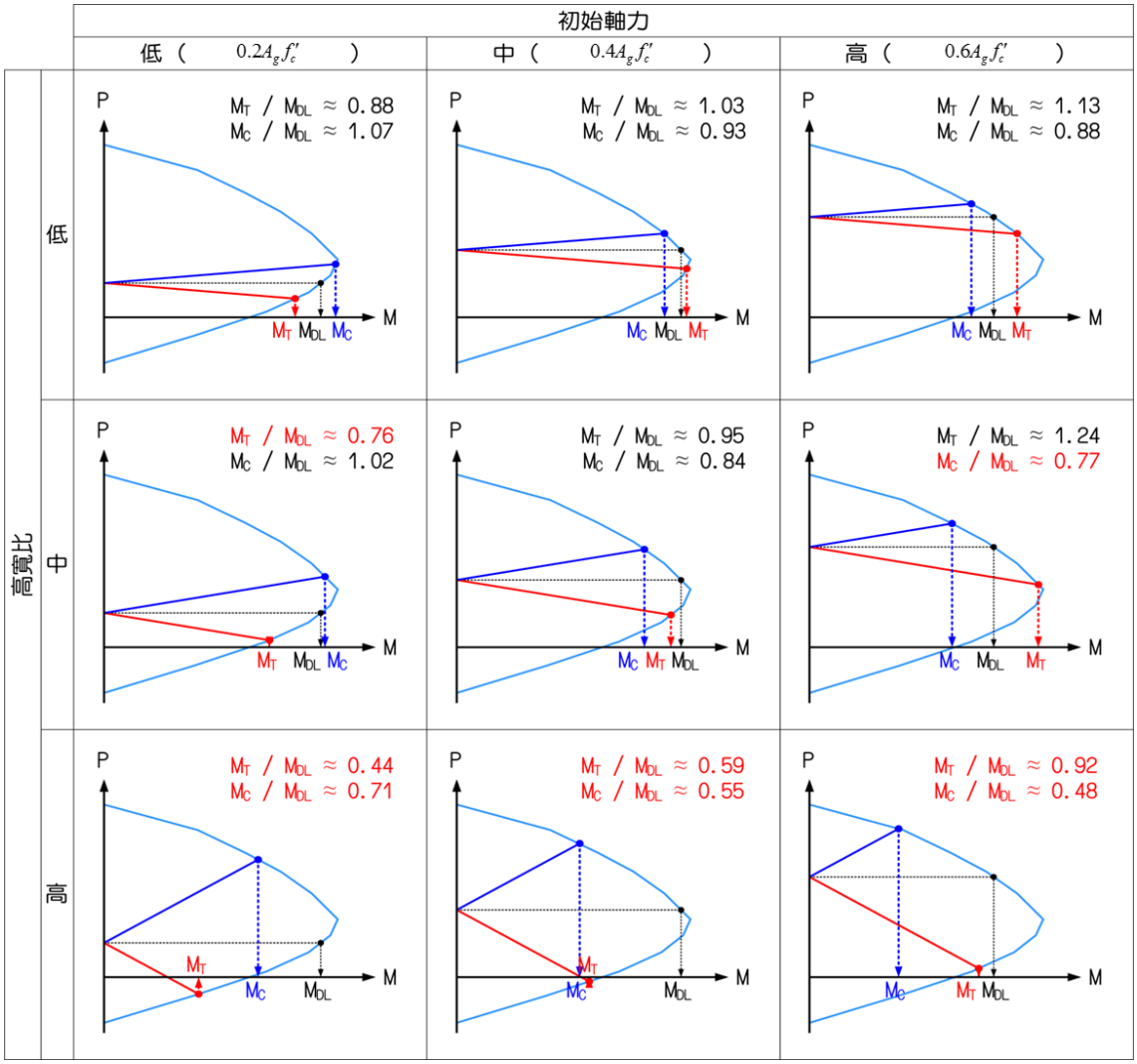


圖 4.40　高寬比及初始軸力比對新舊TEASPA版本結果之影響

內政部營建署　函

機關地址：10556臺北市松山區八德路2段342號
聯絡人：謝佩臻
聯絡電話：02-87712704
電子郵件：XIEPEIZHEN@cpami.gov.tw
傳真：02-87712709

受文者：財團法人國家實驗研究院

發文日期：中華民國108年1月7日
發文字號：營署建管字第1070100786號
速別：普通件
密等及解密條件或保密期限：
附件：

主旨：有關貴院所提「臺灣結構耐震評估側推分析法（TEASPA）」審核乙案，復如說明，請查照。

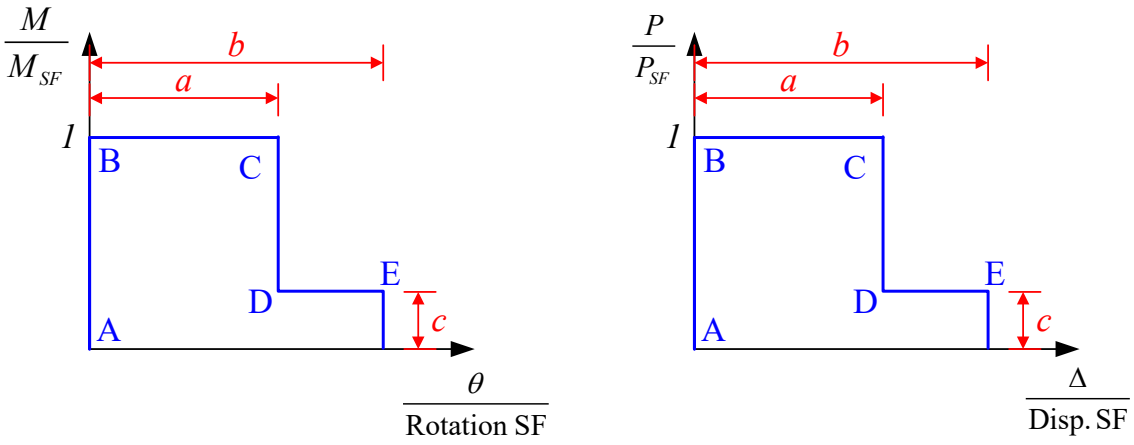
說明：

一、依本署107年9月26日營署建管字第1071283406號函續辦，並復貴院107年6月26日國研授震建字第1070602669號函、107年10月5日國研授震建字第1070604324號函、107年12月6日國研授震建字第1070605232號函及107年12月26日國研授震建字第1070605574號函。

二、查貴院107年10月5日函送之臺灣結構耐震評估側推分析法（TEASPA V3.1），業依本署107年8月29日召開「財團法人國家實驗研究院地震工程研究中心『臺灣結構耐震評估側推分析法（TEASPA）』審查會議」結論修正，同意適用範圍修正為不限樓層之鋼筋混凝土造或加強磚造之平面規則建築物，由建築師、相關專業技師及專業機構等應用於耐震能力詳細評估工作時之參考使用，使用者應負其專業責任。

國震中心
1080600097

圖 4.41　TEASPA適用範圍擴大至中高樓建築結構之函文



(a) 彎矩非線性鉸　　(b) 剪力非線性鉸

圖 4.42　ASCE 41-13 建議之RC梁非線性鉸載重位移曲線[4.1]

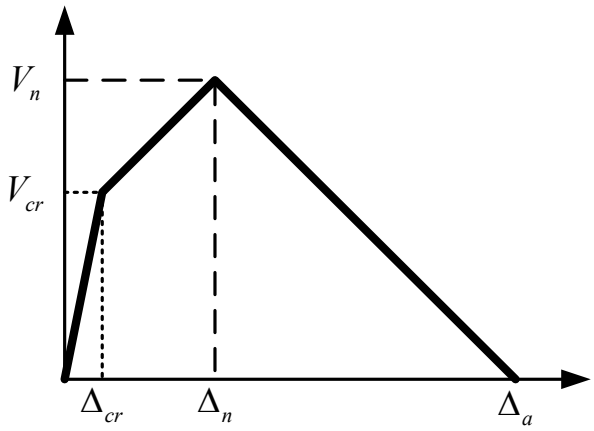


圖 4.43　極短柱或極短梁之剪力載重位移關係

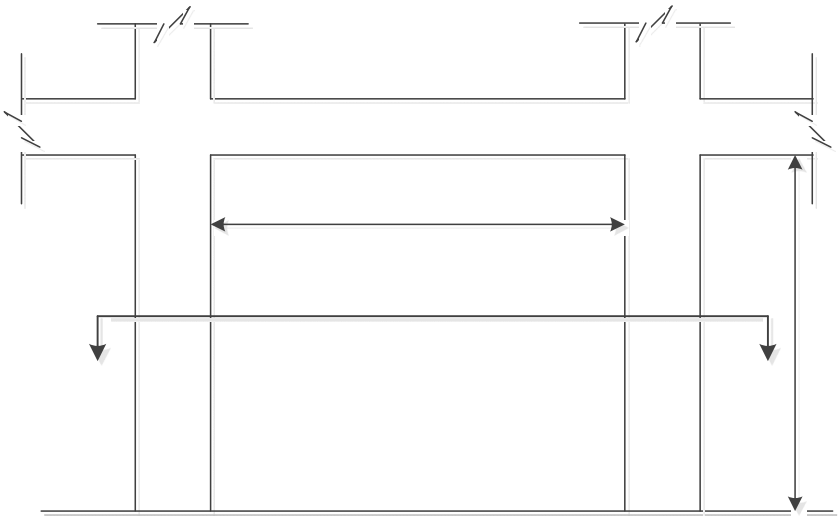


圖 4.44　RC牆模型分析用之斷面取法

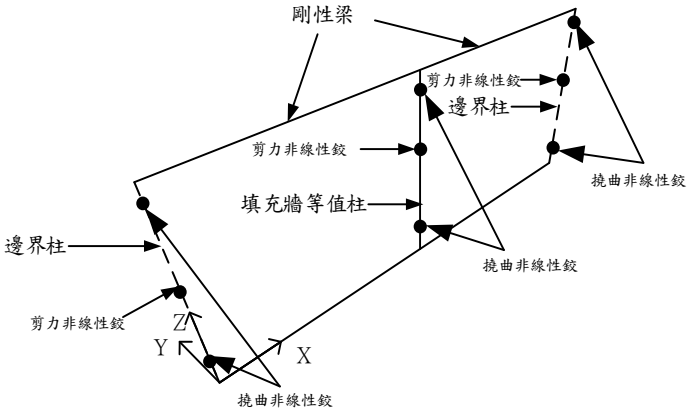


圖 4.45　填充牆等值柱模擬示意圖

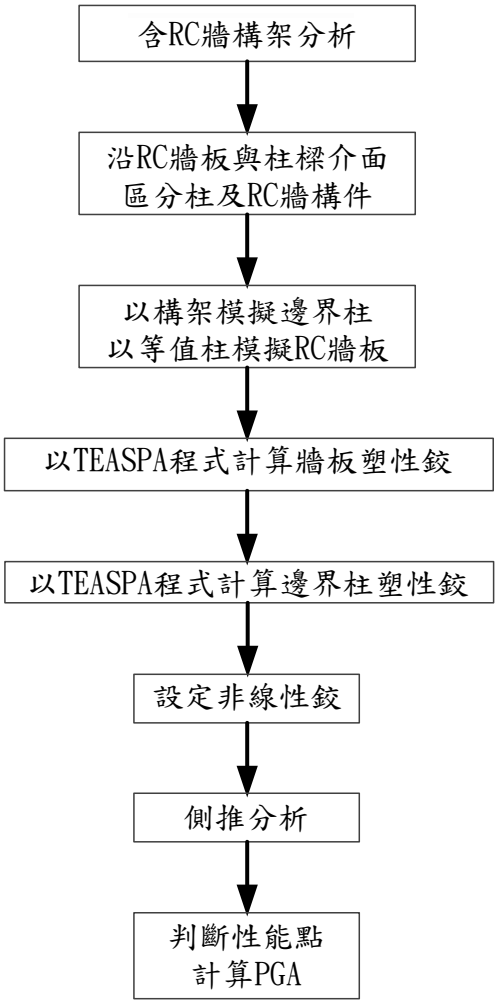
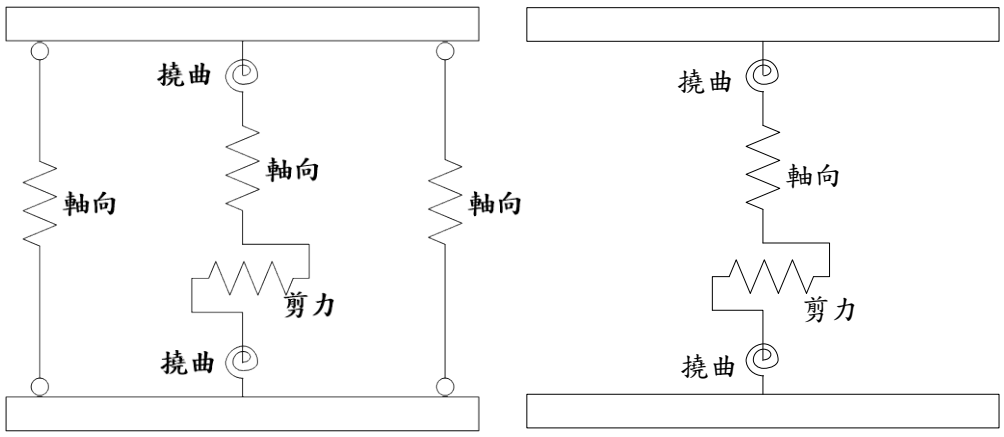
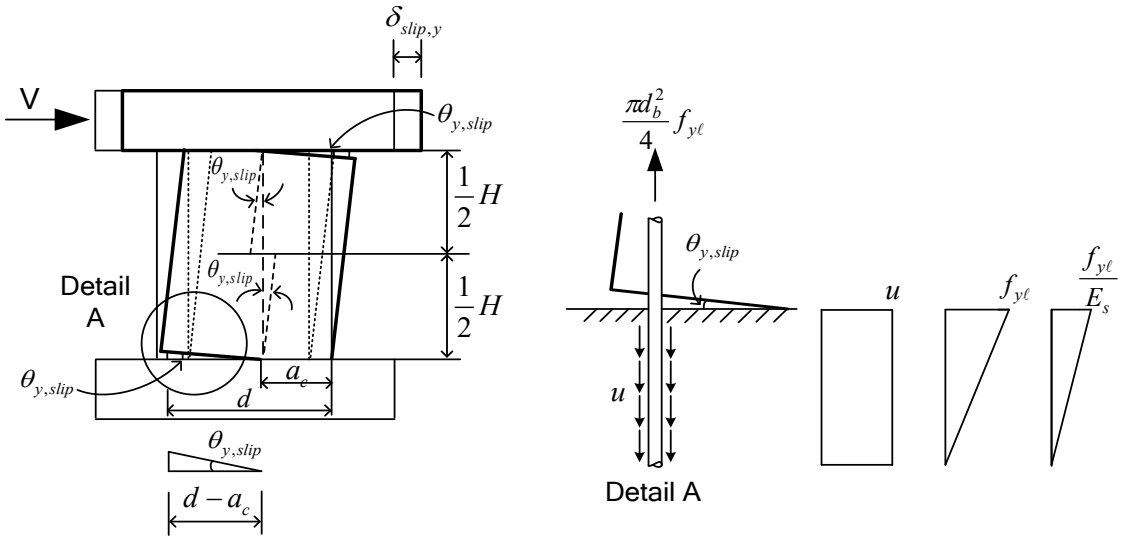


圖 4.46　RC牆模擬流程示意圖



(a)日本建築學會建議模型[4.14]　　(b)本手冊建議模型

圖 4.47　等值寬柱模擬示意圖



(a)雙曲率彎矩造成之滑移　　(b)鋼筋之應力應變關係

圖 4.48　牆滑移位移之計算

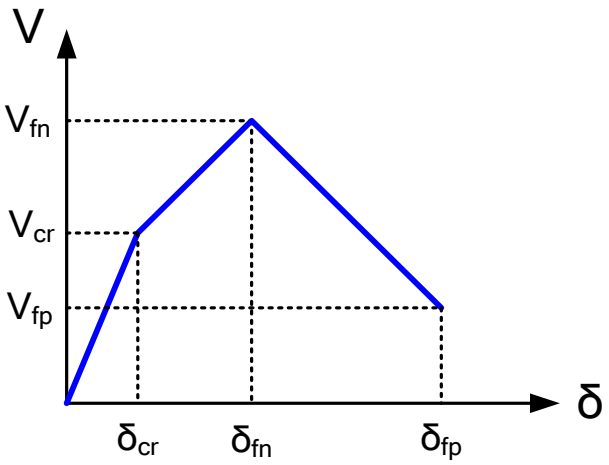


圖 4.49　RC牆撓曲破壞之側向載重位移曲線

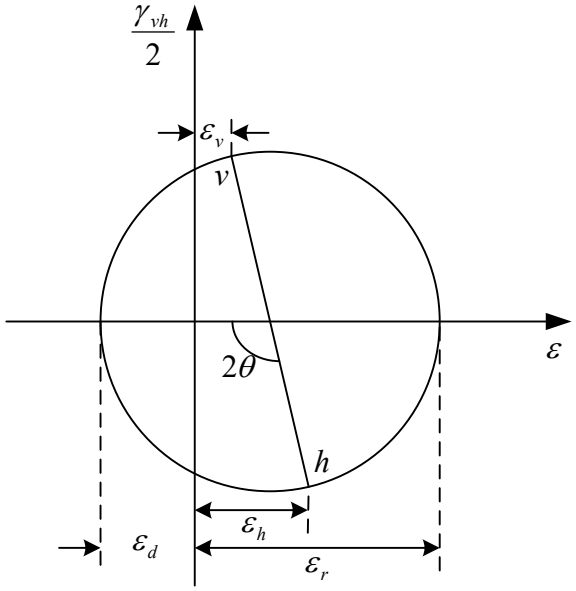


圖 4.50　應變諧和莫爾圓示意圖

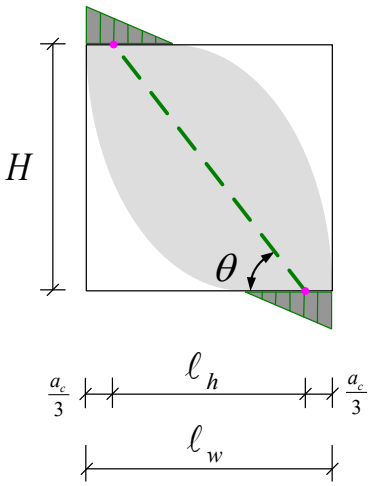


圖 4.51　雙曲率RC牆之剪力傳遞機制

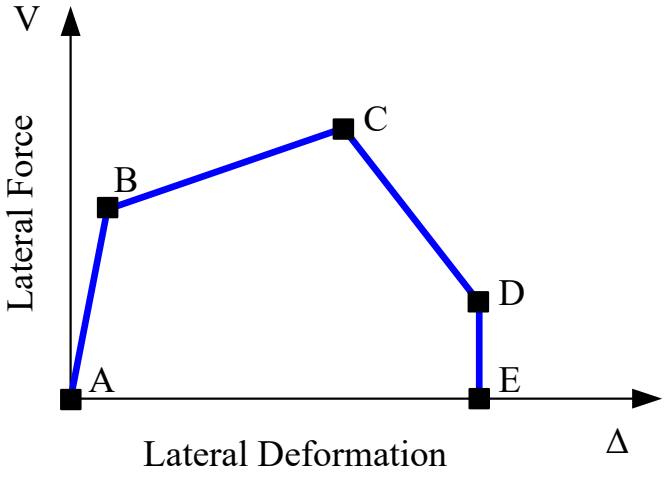


圖 4.52　RC牆剪力破壞之側向載重位移曲線

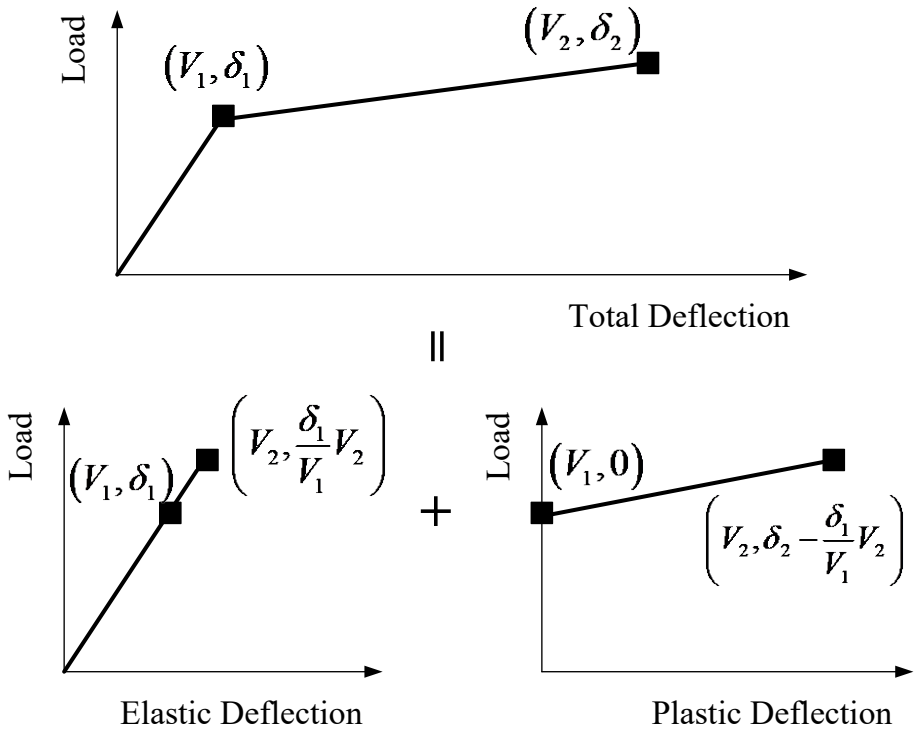


圖 4.53　彈性變位(左圖)與非線性變位(右圖)疊加示意圖

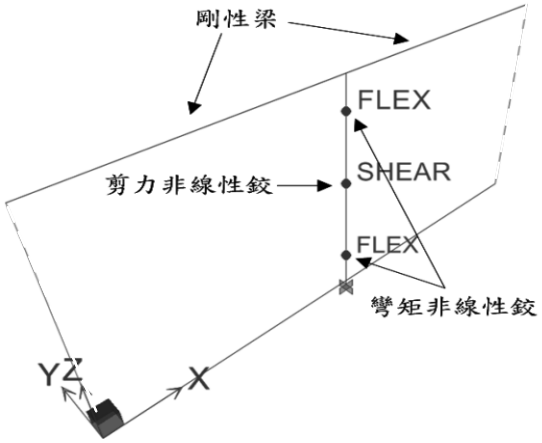


圖 4.54　等值寬柱數值模型

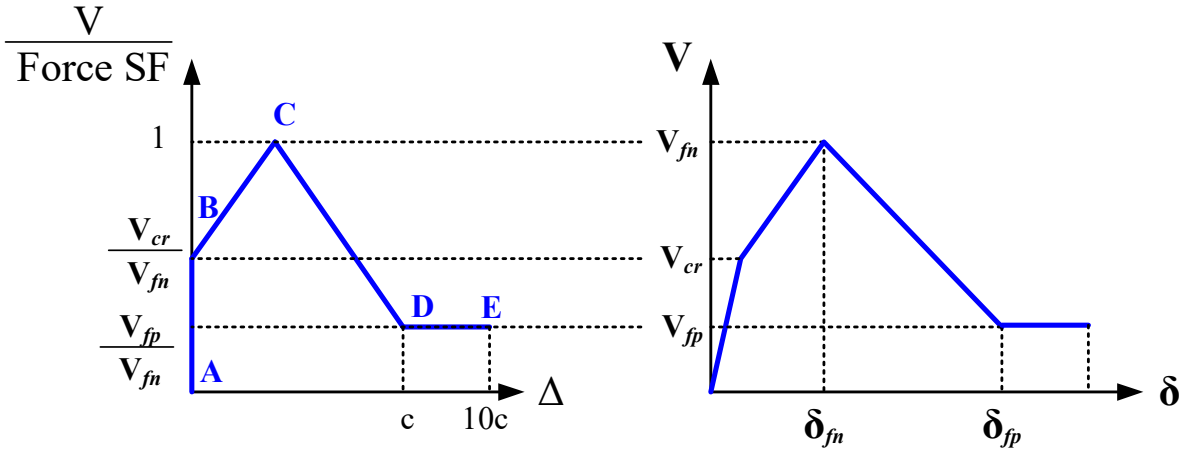


圖 4.55　彎矩非線性鉸性質與側向載重位移曲線

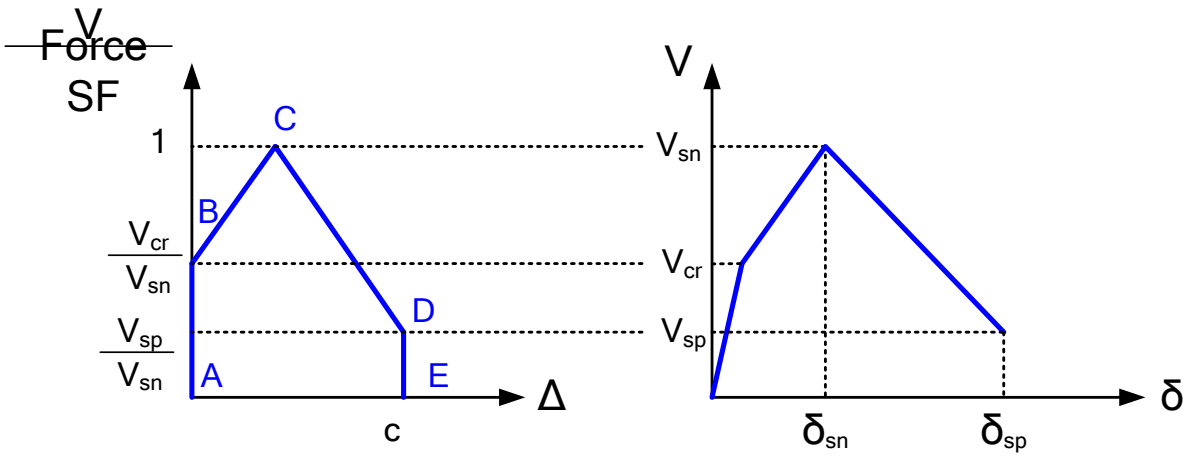


圖 4.56　剪力非線性鉸性質與側向載重位移曲線

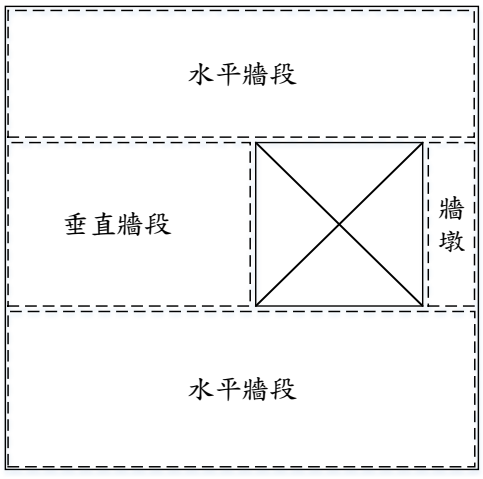


圖 4.57　RC牆因開口後出現的牆段與牆墩示意圖

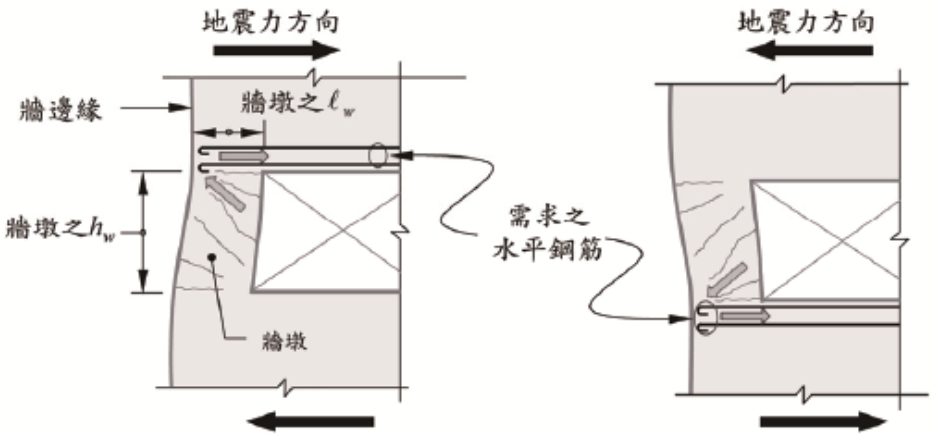


圖 4.58　美國ACI 318-14 規範[4.3]對牆墩上、下方之配筋規定

圖 4.59　RC牆大量開窗與開門造成明顯剪力破壞[4.20]

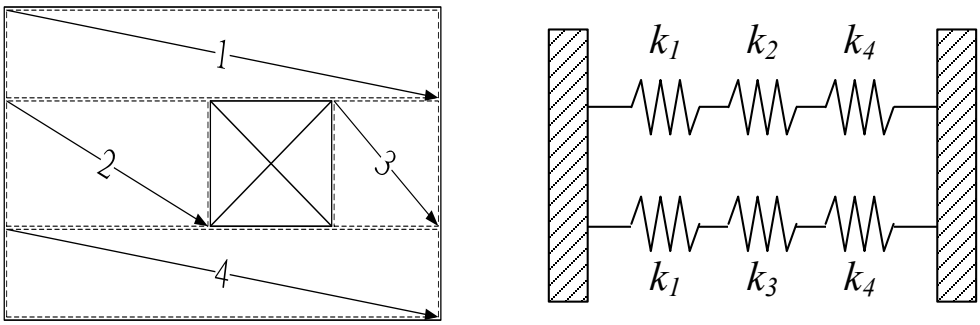


圖 4.60　彈簧串並聯示意圖

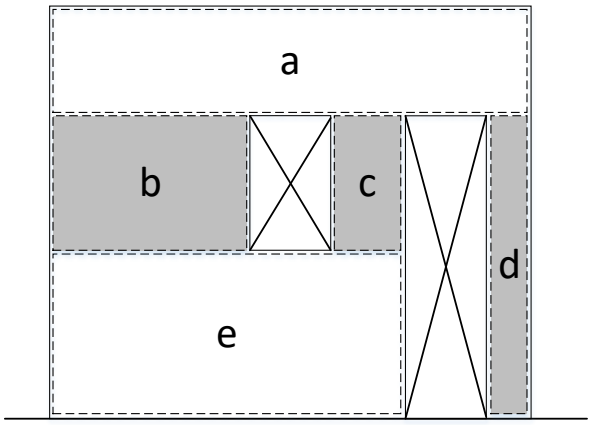
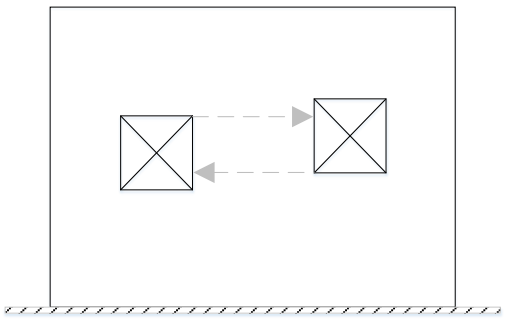
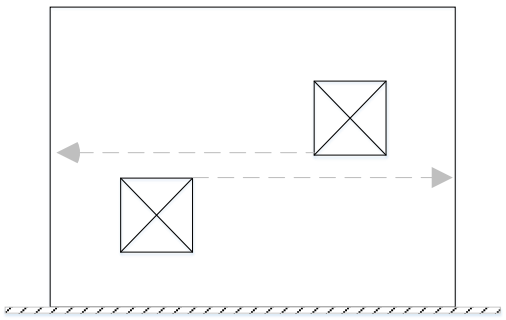


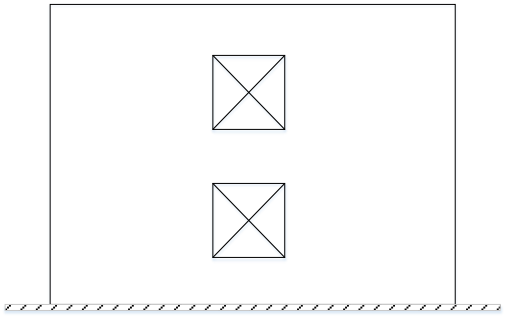
圖 4.61　開口造成明顯單一層的軟弱區域



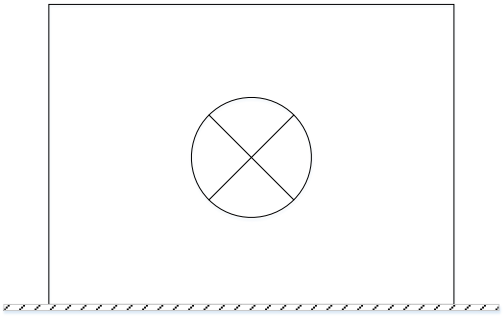
(a) 開口之上下兩端邊界其中之一
介於相鄰開口上下兩端之間



(b) 開口之上下兩端邊界其中之一
不介於相鄰開口上下兩端之間

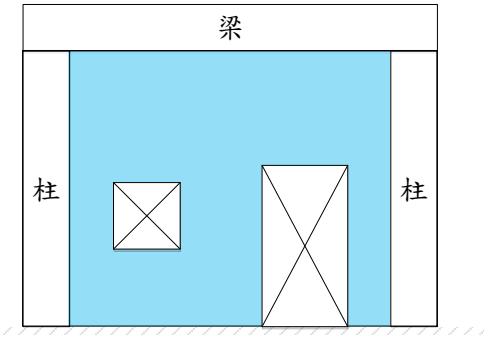


(c) 開口為上下型之開口牆

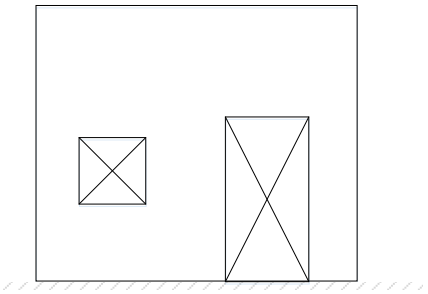


(d) 非矩形開口之開口牆

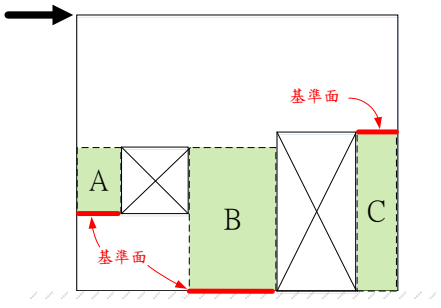
圖 4.62　模型之適用性



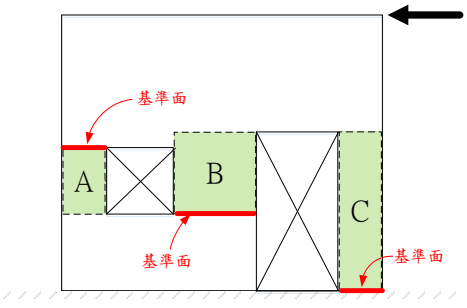
(a) 開口牆模擬選取(不含柱)



(b) 一門一窗開口牆(不含柱)

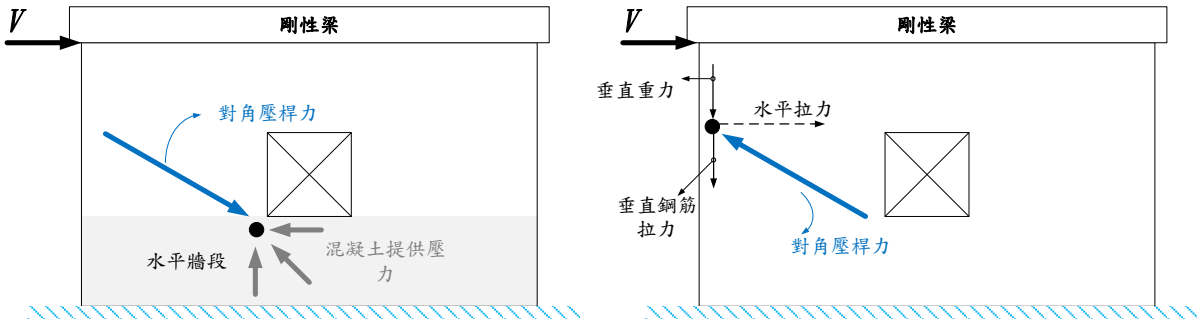


(c) 正向之關鍵桿件選取(不含柱)



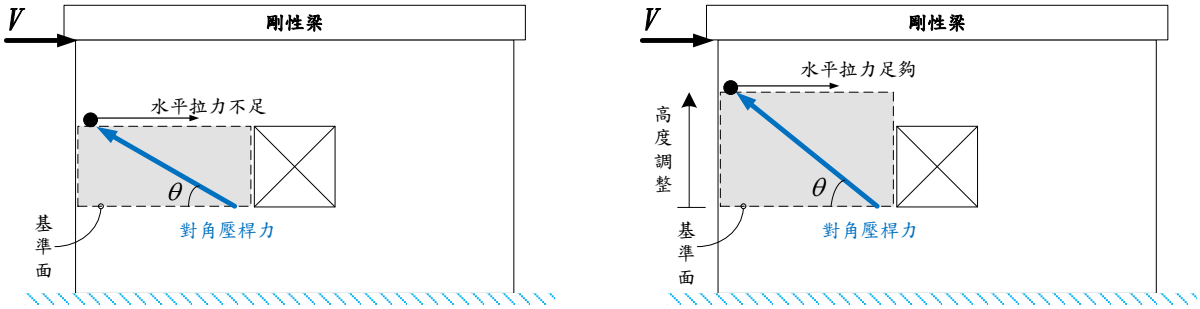
(d) 負向之關鍵桿件選取(不含柱)

圖 4.63　RC牆模擬區域選取與關鍵桿件決定



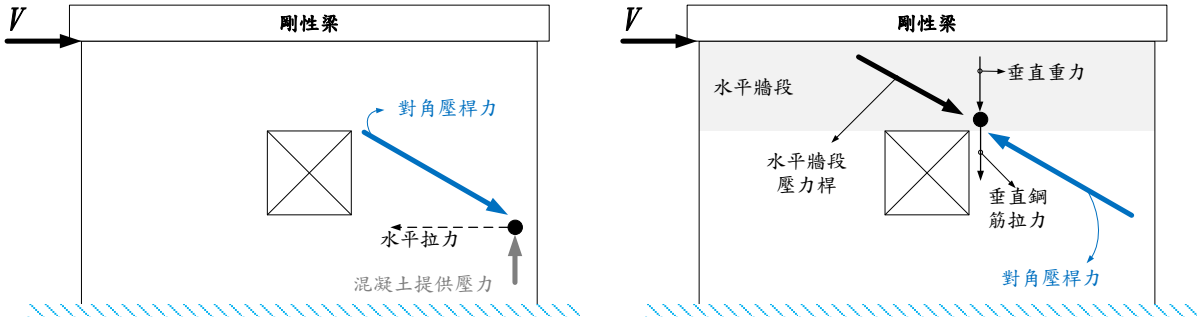
（a）右下節點之力平衡條件　　（b）左上節點之力平衡條件

圖 4.64　開口左方垂直牆段之對角壓桿兩端節點力平衡檢驗



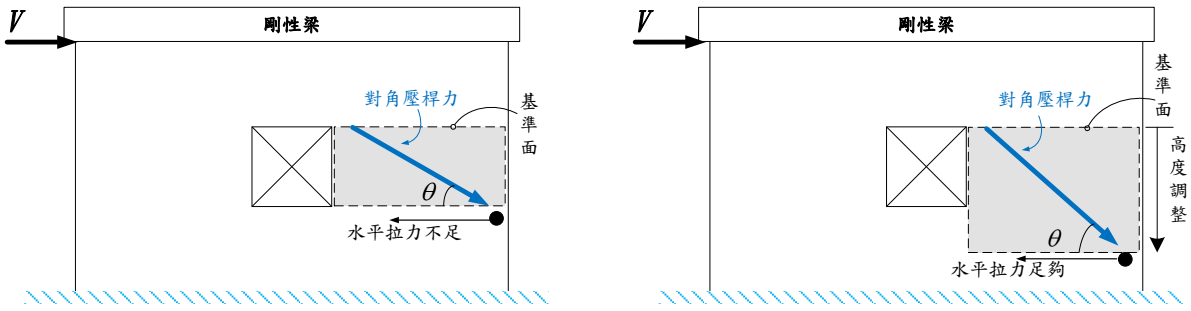
（a）左上節點之水平力無法平衡　　（b）左上節點之水平力平衡

圖 4.65　開口左方垂直牆段高度調整



（a）右下節點之力平衡條件　　（b）左上節點之力平衡條件

圖 4.66　開口右方垂直牆段之對角壓桿兩端節點力平衡檢驗



（a）右下節點之水平力無法平衡　　（b）右下節點之水平力平衡

圖 4.67　開口右方垂直牆段高度調整

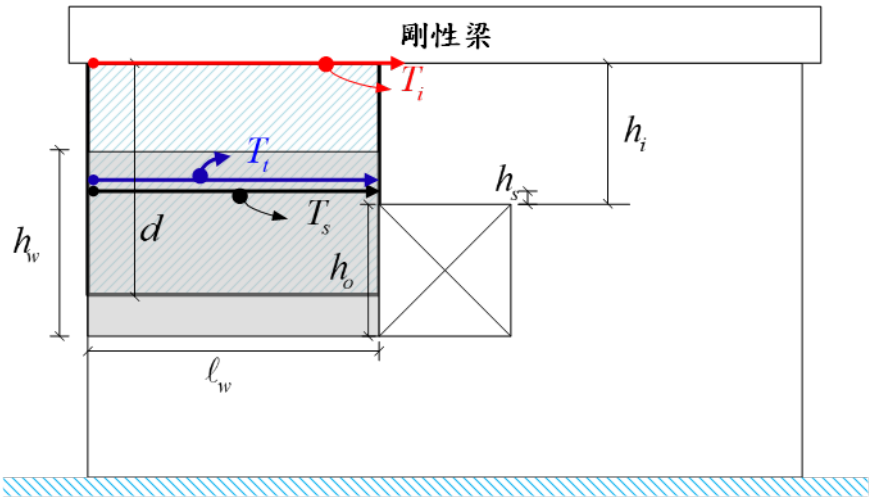


圖 4.68　水平力說明

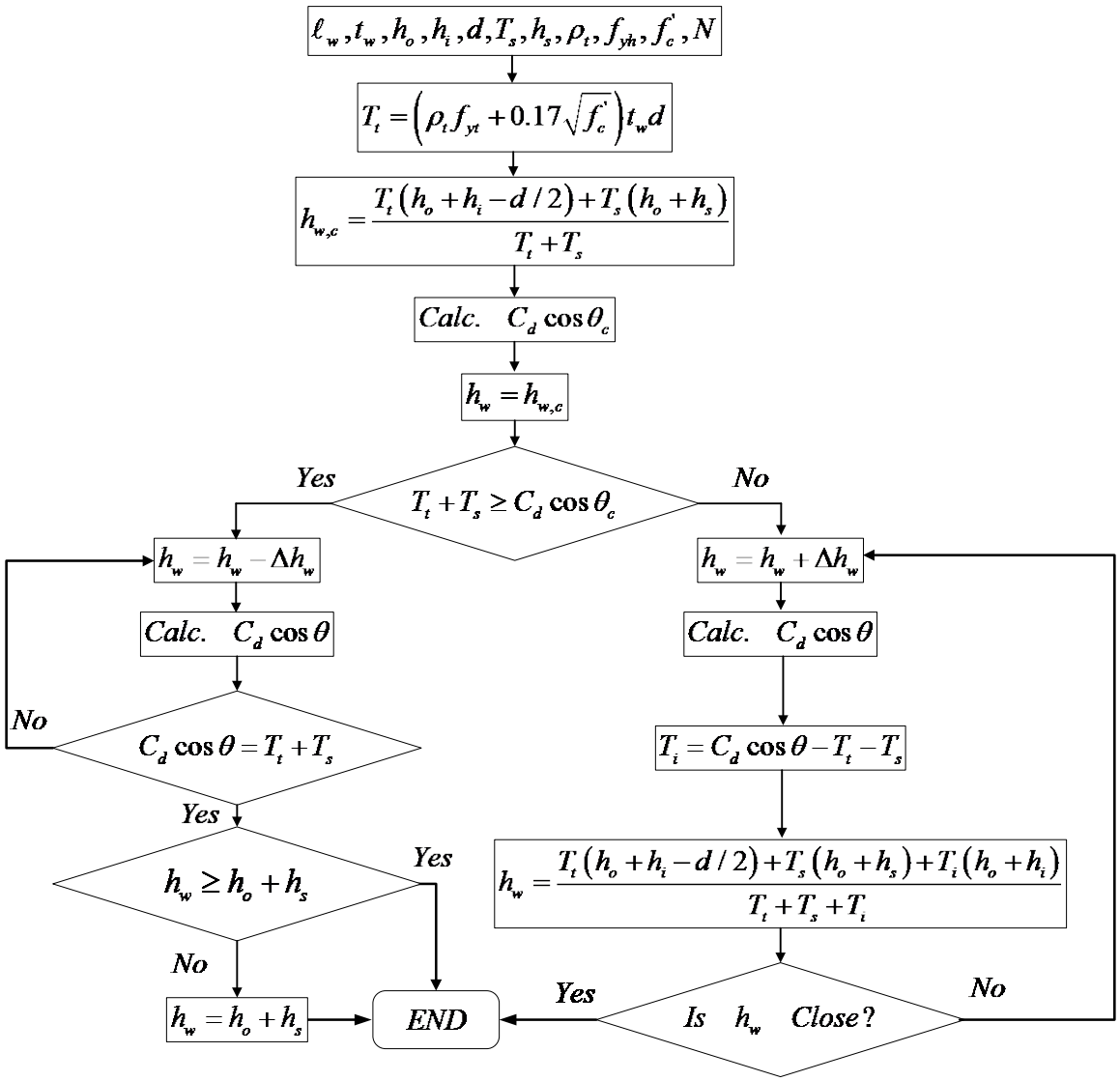
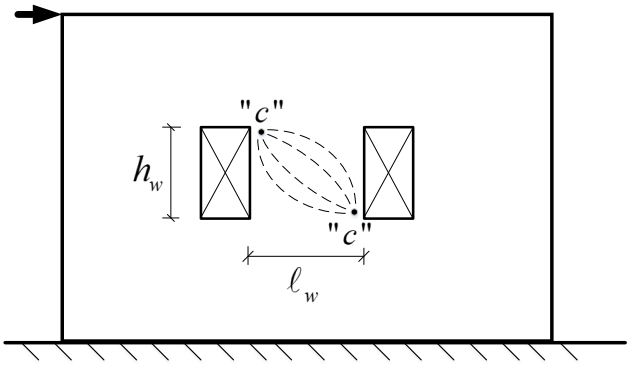
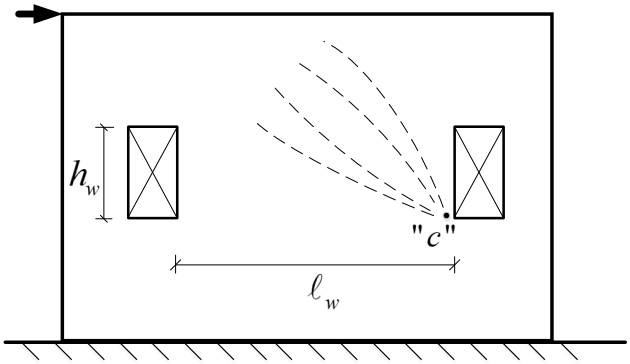


圖 4.69　修正垂直牆段高度[4.24]



$$\theta = \tan^{-1}\left(\frac{h_w}{d - kd/3}\right)$$

$(a)\ h_w / \ell_w \geq 1$



$$\theta = 45°$$

$(b)\ h_w / \ell_w < 1$

圖 4.70　開口牆中間垂直牆段高度修正

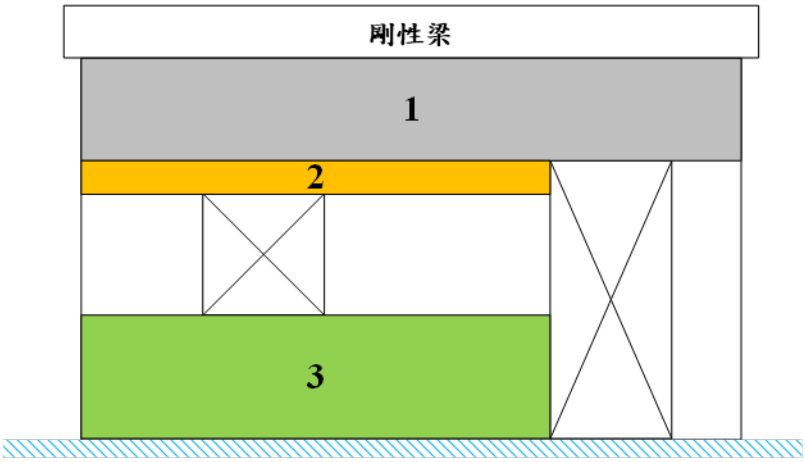
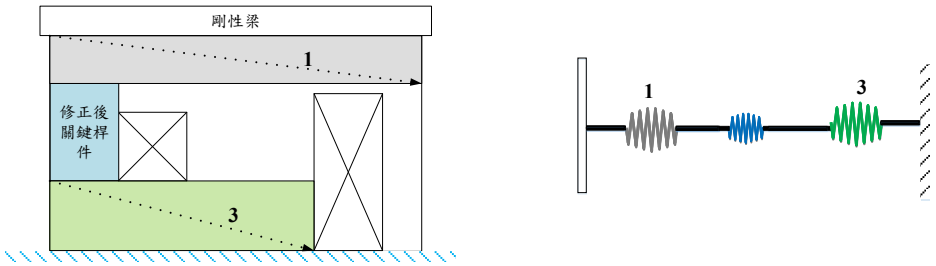
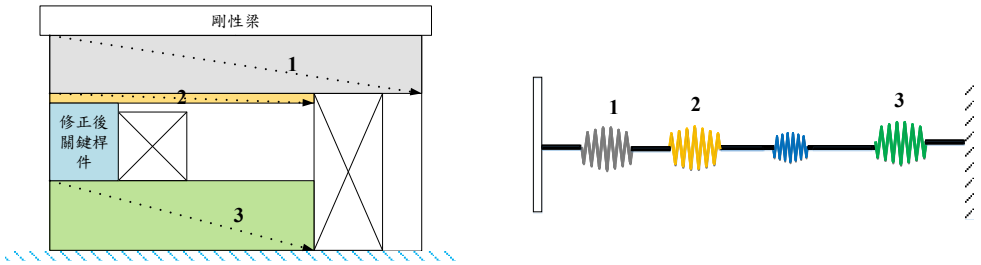


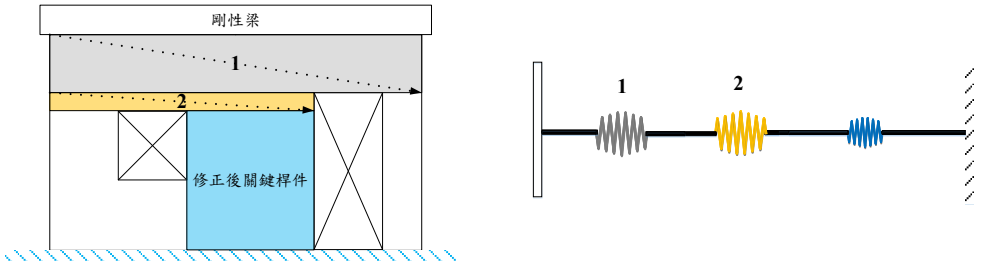
圖 4.71　窗型門型複合開口-水平牆段的選取



（a）窗型開口左方關鍵桿件傳遞
路徑選取case1



（b）窗型開口左方關鍵桿件傳遞
路徑選取case2



（c）窗型開口右方關鍵桿件傳遞
路徑選取

圖 4.72　窗型門型複合開口-傳遞路徑的選取與修正

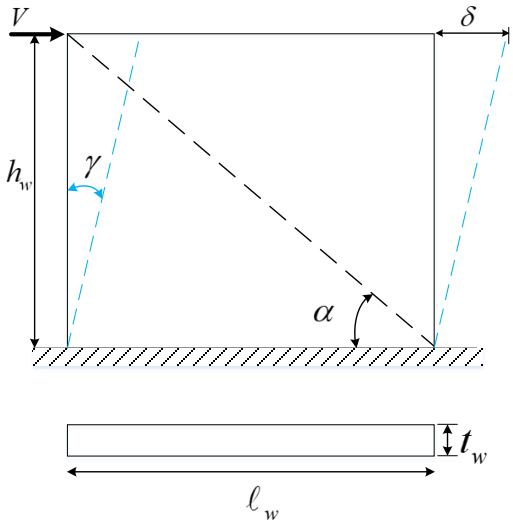
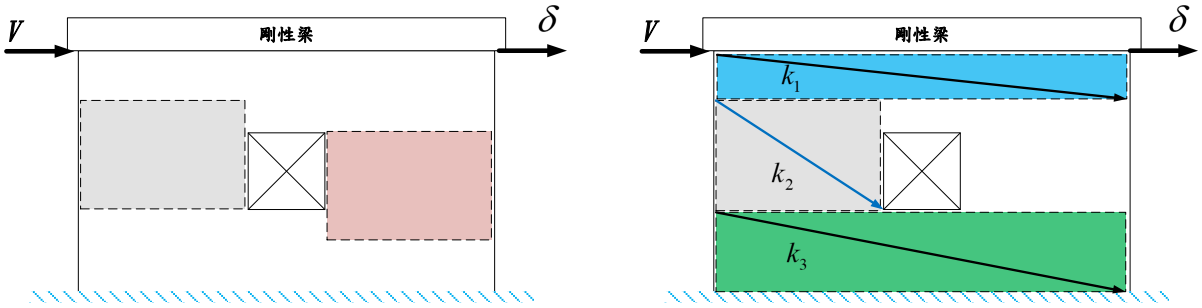
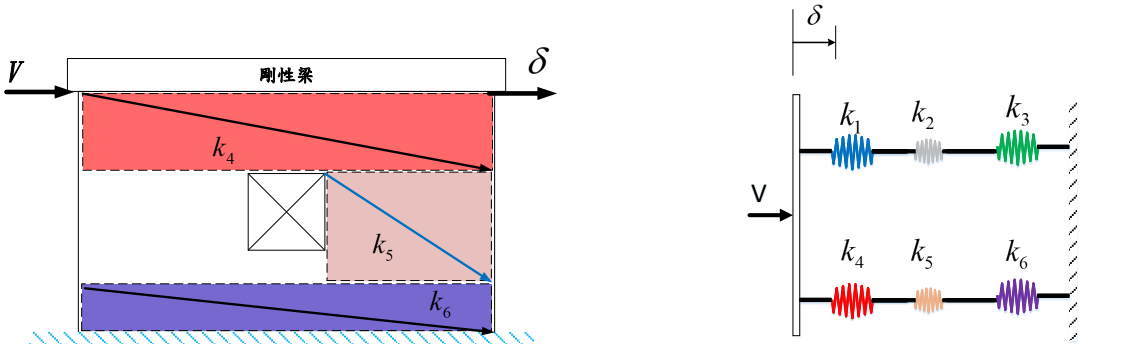


圖 4.73　剪力元素之剪力勁度



（a）修正後關鍵桿件高度　　（b）開口左方垂直牆段傳遞路徑



（c）開口右方垂直牆段傳遞路徑　　（d）彈簧串並聯模擬開口牆傳力行為

圖 4.74　單一窗型開口傳力路徑圖

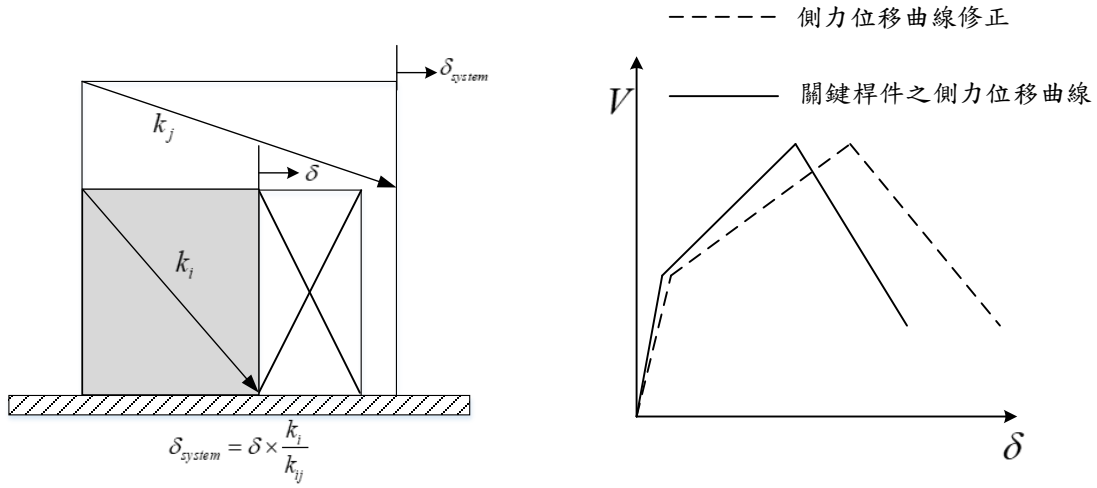


圖 4.75　關鍵桿件之側力位移曲線修正

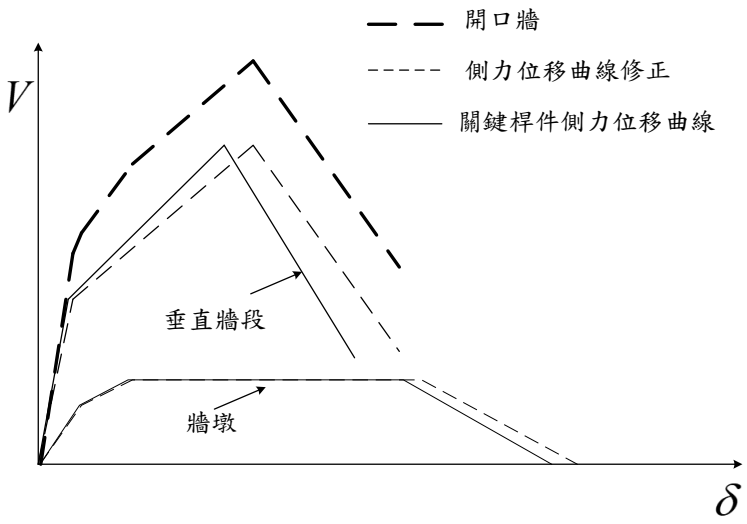


圖 4.76　側力位移曲線線性疊加

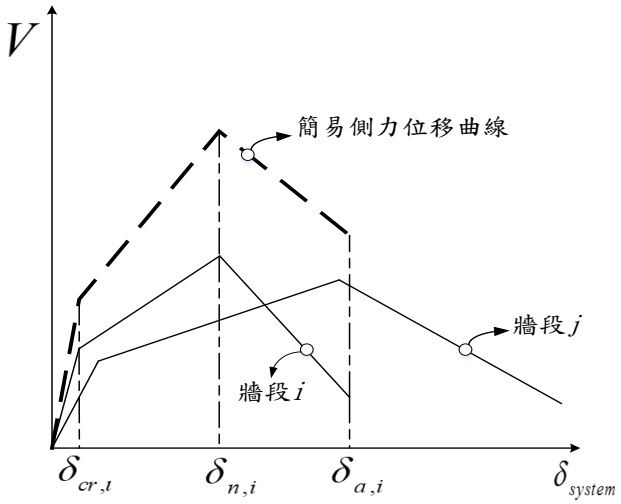


圖 4.77　簡易側力位移曲線

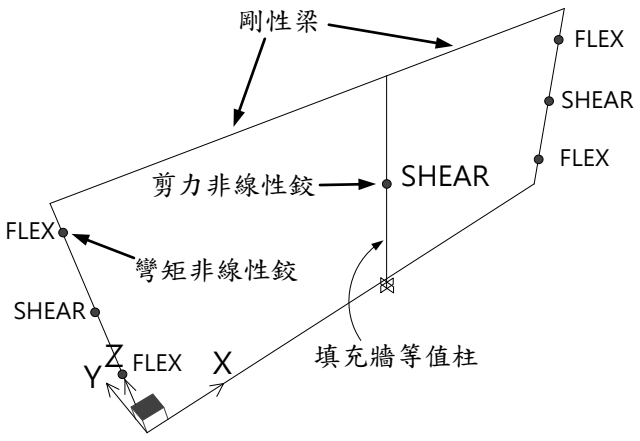


圖 4.78　填充牆等值柱數值模型

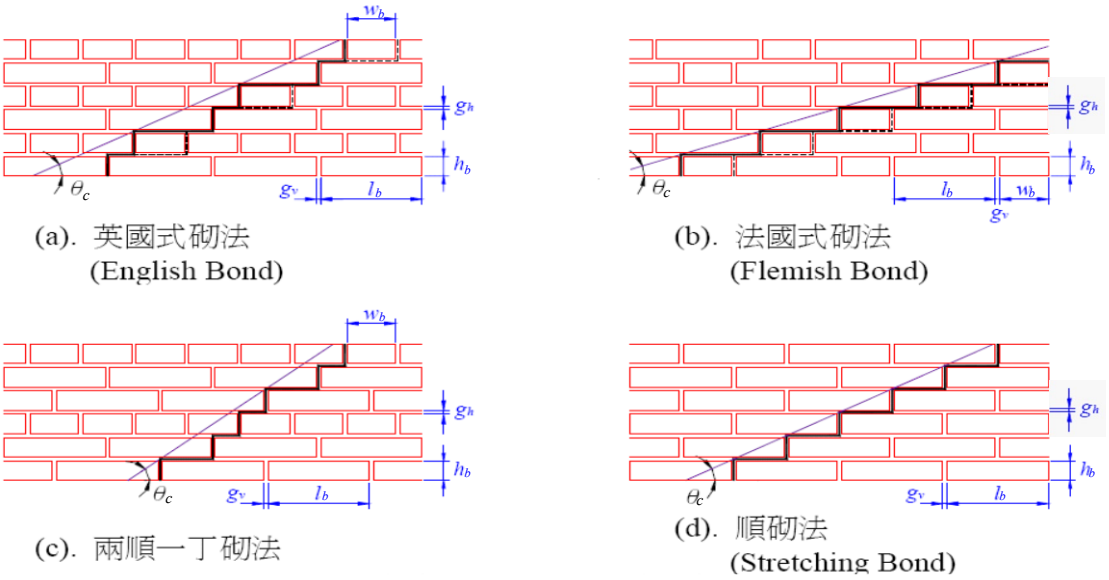


圖 4.79　各式磚牆砌法及臨界破壞角
(轉載自 建築物磚構造設計及施工規範[4.24])

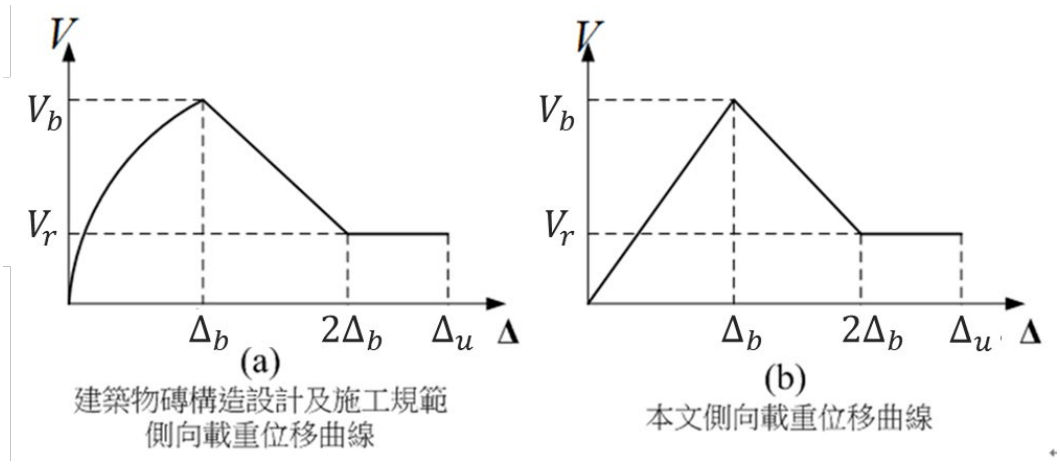


圖 4.80　磚牆之側向載重位移曲線

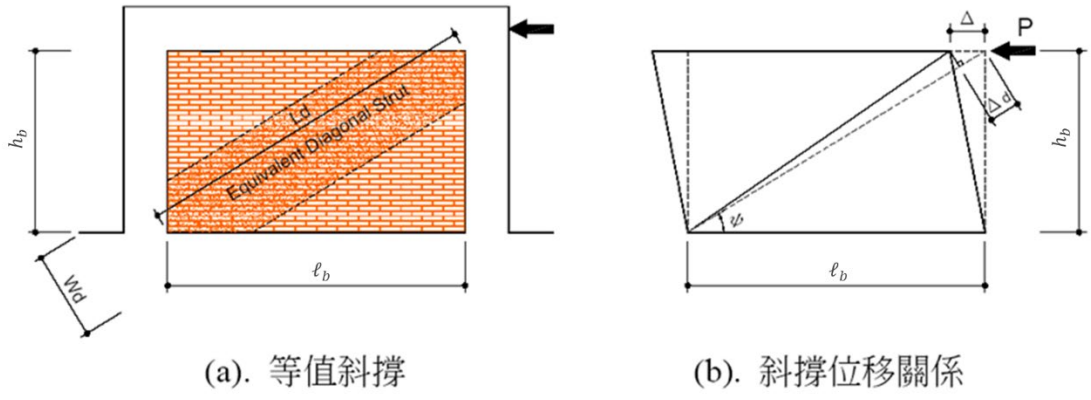


圖 4.81　磚牆之等值斜撐模式
(轉載自 建築物磚構造設計及施工規範[4.24])

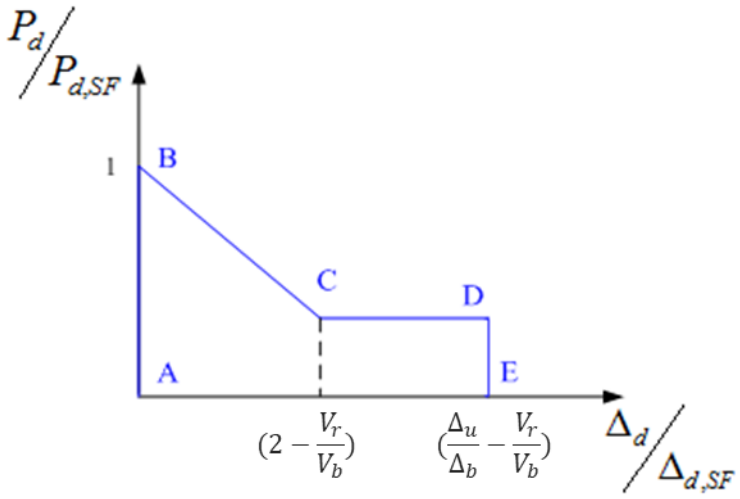
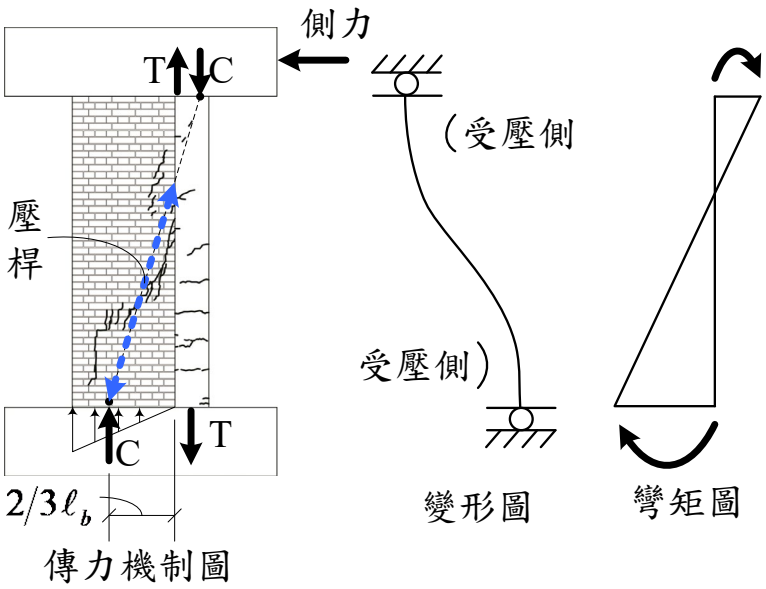
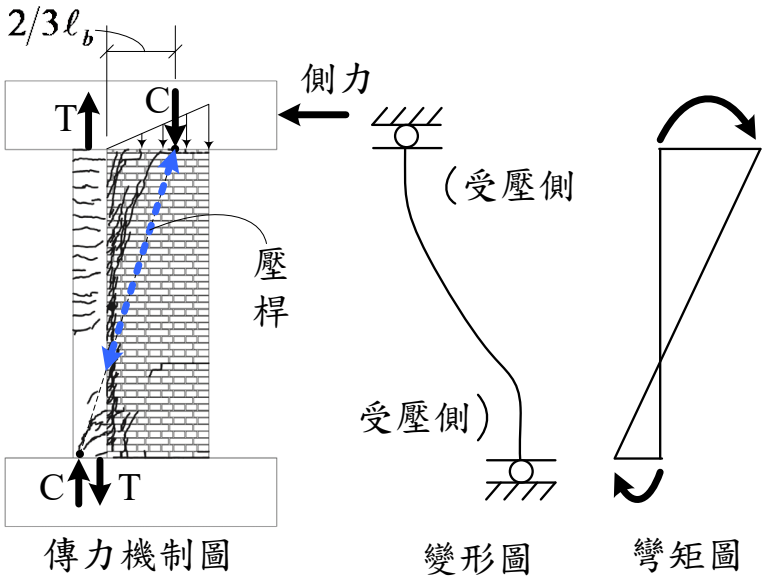


圖 4.82　磚牆等值斜撐之軸力非線性鉸性質



(a) 試體A (層間變位角0.26%)



(b) 試體C (層間變位角2.3%)

圖 4.83　磚翼牆最大強度點時的傳力機制

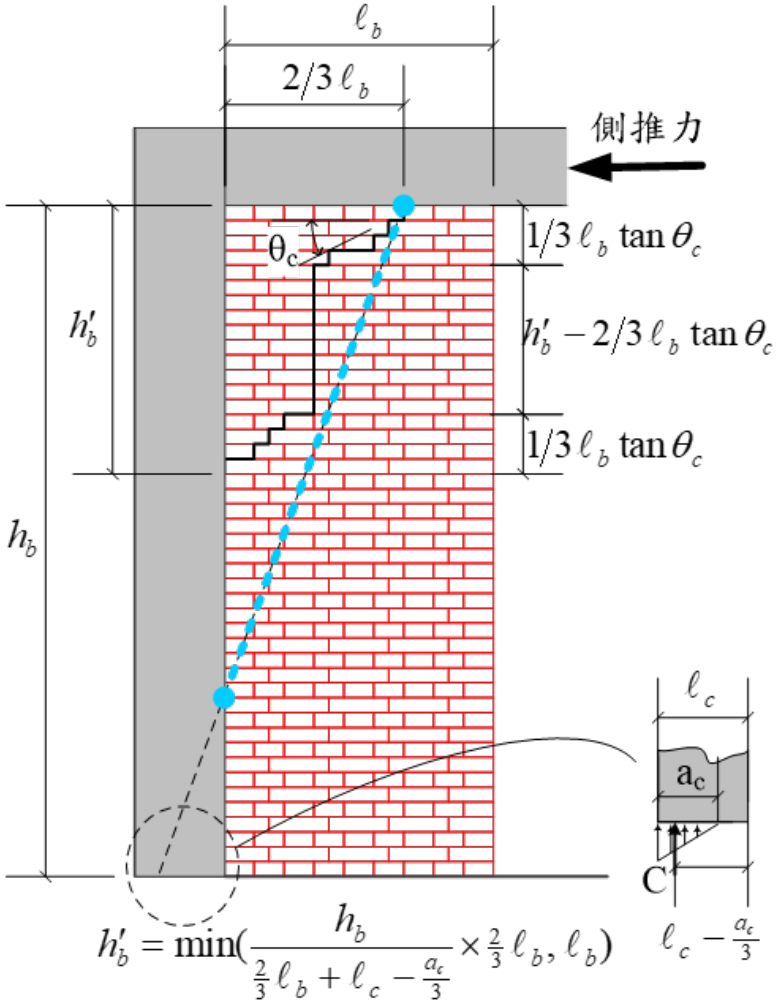


圖 4.84　單側磚翼牆主要破壞路徑示意圖

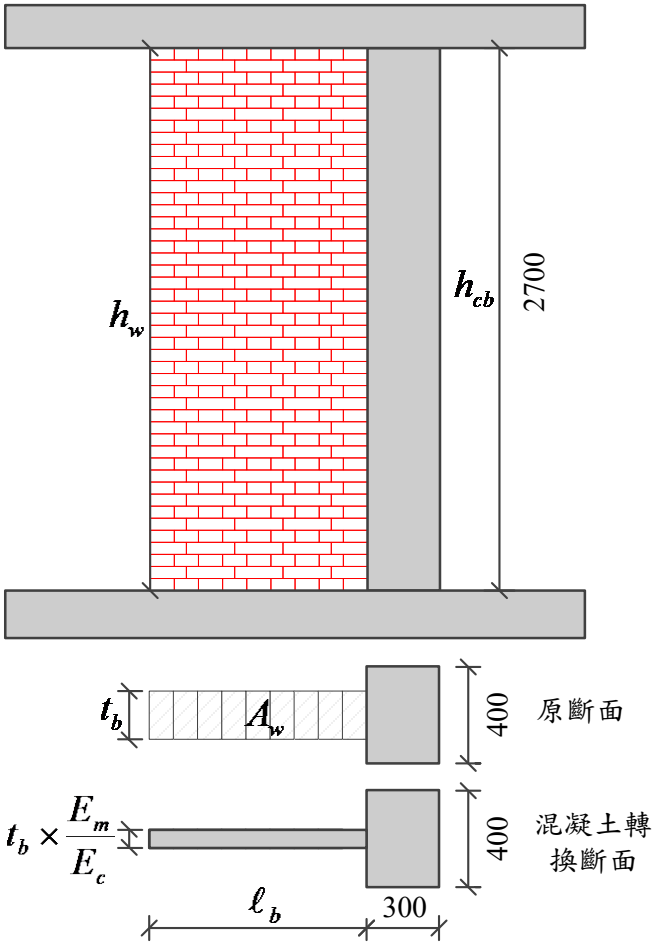
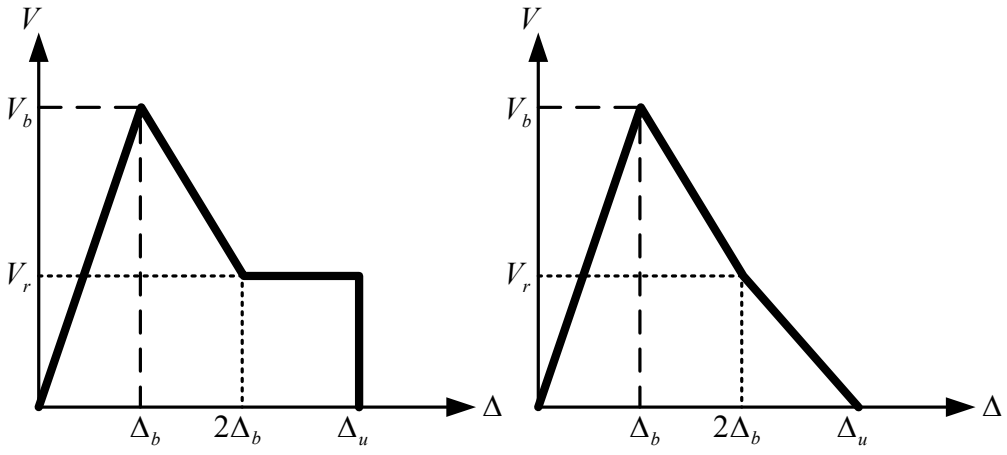


圖 4.85　等效組合斷面



（a）原模型　　（b）建議修正模型

圖 4.86　三面圍束磚牆之建議評估曲線

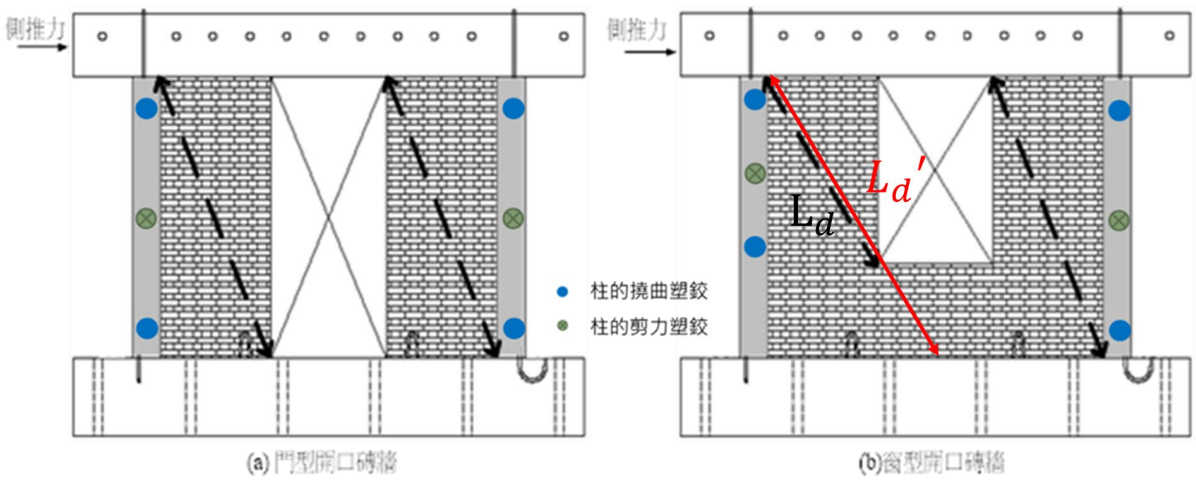


圖 4.87　開口磚牆之等值斜撐模式

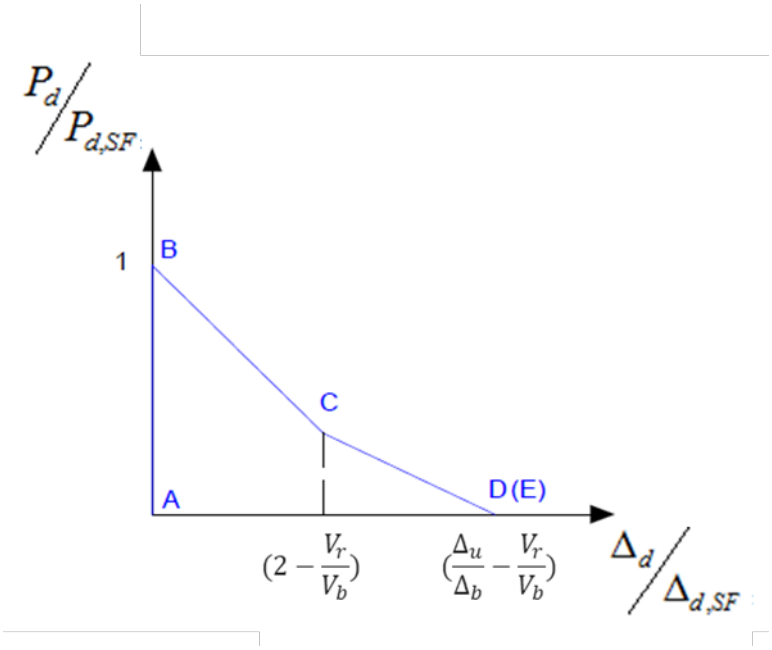


圖 4.88　開口磚牆等值斜撐之軸力非線性鉸性質

第五章　簡易補強設計法

5.1 前言

針對無法進行詳評診斷、完整耐震補強以滿足本手冊第 2.2 節補強合格標準之建築物，可依本章方法評估建築物之樓層剪力強度，並進行軟弱層之簡易補強設計，以此作為階段性補強之方法。

根據林煜衡[5.1]之研究，此方法之開發使用臺灣 RC 建築物資料庫，對大量豎向構材進行尺寸統計與側力位移曲線分析，進而列舉出各類構材之平均單位面積抗側力強度及於四種不同構材破壞下之強度參與係數，用以簡易評估建築物各樓層之剪力強度。最後，即可直接參照建築平面圖之豎向構材面積評估各樓層之剪力強度，以此進行降低補強施作層發生軟弱層集中式破壞之補強設計。

本章主要針對簡易補強設計之方法，說明各類構材之平均單位面積抗側力強度與強度參與係數，及樓層剪力強度之評估計算，詳細之計算可參考本手冊第 7.2.5 節之示範例。

5.2 豎向構材強度與樓層剪力強度

本章提供一套樓層剪力強度之簡易評估方法，概念係將豎向構材之總斷面積視為樓層抗側力強度之主要來源。工程師採計豎向構材之斷面積以計算樓層剪力強度時，應依循自身專業，判斷該豎向構材是否具有傳遞力量之有效性，若判斷為無法有效傳力，則該構材之斷面積不予計入。

根據林煜衡[5.1]之研究結果，豎向構材種類包括一般柱、長柱、無開口 RC 牆、開口 RC 牆、四面圍束磚牆以及三面圍束磚牆，而在一般既有建物中，供住宅用之樓層因隔間牆、隔戶牆眾多，其受側力之行為多以牆之剪力破壞主控，因此可將該樓層之層剪力強度視為該樓層之強度。

豎向構材之強度會因建築物的總樓層數不同而有所差異，因此須以建築物的總樓層數進行區分。原統計分析係以六層樓為分界，區分出低矮型與

中高型建築物，並各自求得兩類建築物之平均豎向構材強度參數，但在計算樓層剪力強度時，若直接以六層樓為分界判斷須代入之強度參數，則如圖 5.1 所示(以平均單位面積抗側力強度為例)，可知當建物總樓層數由六層樓移動至七層樓時，參數值將有變化太過劇烈之疑慮，因此低矮型與中高型建築物參數之適用樓層範圍須做調整。

透過建築總樓層數和構材平均尺寸之統計結果，發現低矮型建築之平均柱面積約為 1586 cm^2，與六層樓建築之平均柱面積 2626 cm^2 有所差距，但與五層樓建築之平均柱面積 1924 cm^2 較為接近。且依據建築技術規則[5.2]之規定，六層樓以上之建築物應設置昇降機(電梯)，而電梯間之連續 RC 牆體可使建築物有較佳之耐震能力，因此將低矮型建築之強度參數設定為適用五層樓以下之建築物。另外，中高型建築之平均柱面積約為 5851 cm^2，介於十層樓建築(平均柱面積為 4639 cm^2)與十一層樓建築(平均柱面積為 6532 cm^2)之間，因此將中高型建築之強度參數設定為適用十層樓以上之建築物。經過上述總樓層數區分範圍之修正後，各類豎向構材之平均單位面積抗側力強度如表 5.1 所示。

上述之豎向構材平均單位面積抗側力強度可用於計算該類構材所擁有之極限側向強度，但由於各類構材之側力位移曲線不盡相同，故在同一側向變形下，各構材之極限強度不會同時發生。為考量在樓層破壞發生時，各構材具有不同之強度參與程度，因此在計算各類構材提供之樓層剪力強度時，需各自乘上適當的強度參與係數進行折減，才不致高估樓層剪力強度。而強度參與係數亦有樓層數之適用範圍，結果彙整於表 5.2。

因此，樓層剪力強度之基本計算公式，可由該層樓豎向構材之斷面積乘上各構材之平均單位面積抗側力強度和強度參與係數，最後再將所有構材之強度疊加組合而成，如下所示：

$$V_i = \alpha_{rcw}\tau_{rcw}\sum A_{rcwi} + \alpha_{bw}\tau_{bw}\sum A_{bwi} + \alpha_c\tau_c\sum A_{ci} + \alpha_{lc}\tau_{lc}\sum A_{lci} \qquad (5.1)$$

其中，V_i 為第 i 層樓之層剪力強度；α_{rcw}、α_{bw}、α_c 以及 α_{lc} 分別為 RC 牆、磚牆、一般柱以及長柱之強度參與係數，依據四種不同破壞模式由表 5.2 之值代入；τ_{rcw}、τ_{bw}、τ_c 以及 τ_{lc} 分別為 RC 牆、磚牆、一般柱以及長柱之平均單位面積抗側力強度，以表 5.1 之值代入；$\sum A_{rcwi}$、$\sum A_{bwi}$、$\sum A_{ci}$ 以及 $\sum A_{lci}$

分別為第 i 層樓之 RC 牆、磚牆、一般柱以及長柱的總斷面積，柱須依其在評估方向上之高深比以判斷為一般柱或長柱。柱之高深比於評估方向上低於 8 者為一般柱；柱之高深比於評估方向上在 8 以上者為長柱。

此外，為了簡化計算的複雜度，因此式(5.1)定義之第 i 層樓 RC 牆面積 $\sum A_{rcwi}$ 與磚牆面積 $\sum A_{bwi}$，須分別由開口/無開口 RC 牆及三/四面圍束磚牆利用等值轉換並加總後之等效面積進行計算，且僅採計位於梁柱構架線內者為有效面積，不在構架線內者不予計入。利用表 5.1 中各類牆構材平均單位面積抗側力強度之比值，發現開口 RC 牆約為無開口 RC 牆的 0.8 倍，而三面圍束磚牆約為四面圍束磚牆的 0.67 倍，因此 RC 牆與磚牆之總牆量計算分別如式(5.2)及式(5.3)所示：

$$\sum A_{rcwi} = \sum A_{rcw4i} + 0.8\sum A_{rcw3i} \tag{5.2}$$

其中，$\sum A_{rcw4i}$ 以及 $\sum A_{rcw3i}$ 分別為第 i 層樓之無開口 RC 牆、開口 RC 牆的總斷面積。本章所述之無開口 RC 牆，係指位於構架線內、上下有梁、左右有柱，且牆內無開門或開窗之 RC 牆；開口 RC 牆則由單側緊貼柱之翼牆，以及位於兩側開門或開窗中間之牆段所組成，即總斷面積扣除開口部分即可，若 RC 牆僅上下有梁但位於構架線內者亦可採計為開口 RC 牆。

$$\sum A_{bwi} = \sum A_{bw4i} + 0.67\sum A_{bw3i} \tag{5.3}$$

其中，$\sum A_{bw4i}$ 以及 $\sum A_{bw3i}$ 分別為第 i 層樓之四面圍束磚牆以及三面圍束磚牆的總斷面積。本章所述之四面圍束磚牆，係指位於構架線內、上下有梁、左右有柱，且牆內無開門或開窗之磚牆；三面圍束磚牆僅包含單側緊貼柱之翼牆，位於兩側開門或開口中間之牆段則不計入。

綜合上述，將構材平均單位面積抗側力強度與強度參與係數代入式(5.1)後，樓層剪力強度之評估如下所示：

1. 五層樓以下之建築物
   - **RC 牆破壞時**

$$V_i = 22\sum A_{rcwi} + 0.90\times 5.5\sum A_{bwi} + 0.75\times 9\sum A_{ci} + 0.55\times 5\sum A_{lci} \tag{5.4}$$

   - **磚牆破壞時**

$$V_i = 0.95\times 22\sum A_{rcwi} + 5.5\sum A_{bwi} + 0.80\times 9\sum A_{ci} + 0.65\times 5\sum A_{lci} \tag{5.5}$$

- **一般柱破壞時**

$$V_i = 0.85 \times 22 \sum A_{rcwi} + 0.80 \times 5.5 \sum A_{bwi} + 9 \sum A_{ci} + 0.80 \times 5 \sum A_{lci} \qquad (5.6)$$

- **長柱破壞時**

$$V_i = 0.70 \times 22 \sum A_{rcwi} + 0.55 \times 5.5 \sum A_{bwi} + 9 \sum A_{ci} + 5 \sum A_{lci} \qquad (5.7)$$

2. 十層樓以上之建築物
   - **RC 牆破壞時**

$$V_i = 30 \sum A_{rcwi} + 0.90 \times 5.5 \sum A_{bwi} + 0.90 \times 20 \sum A_{ci} + 0.70 \times 10 \sum A_{lci} \qquad (5.8)$$

   - **磚牆破壞時**

$$V_i = 0.85 \times 30 \sum A_{rcwi} + 5.5 \sum A_{bwi} + 0.95 \times 20 \sum A_{ci} + 0.75 \times 10 \sum A_{lci} \qquad (5.9)$$

   - **一般柱破壞時**

$$V_i = 0.65 \times 30 \sum A_{rcwi} + 0.95 \times 5.5 \sum A_{bwi} + 20 \sum A_{ci} + 0.85 \times 10 \sum A_{lci} \qquad (5.10)$$

   - **長柱破壞時**

$$V_i = 0.15 \times 30 \sum A_{rcwi} + 0.75 \times 5.5 \sum A_{bwi} + 0.80 \times 20 \sum A_{ci} + 10 \sum A_{lci} \qquad (5.11)$$

當建築物總樓層數介於五到十層樓之間，各構材之平均單位面積抗側力強度和強度參與係數，皆須以總樓層數線性內插求得。考量樓層承受側向變形時，各類豎向構材將依序發生破壞，樓層於不同構材破壞下，均有其對應之剪力強度，因此計算時，取四種破壞模式下之強度值最大者為該樓層之剪力強度。樓層中若無 RC 牆，則不計算式(5.4)或式(5.8)；若無磚牆，則不計算式(5.5)或式(5.9)；若無一般柱，則不計算式(5.6)或式(5.10)；若無長柱，則不計算式(5.7)或式(5.11)。

5.3 降低軟弱層集中式破壞風險之簡易設計

建築物中存在軟弱層，代表樓層之勁度與強度具有明顯之不連續性，因此在地震作用之下，變形容易集中產生於軟弱層而使該樓層提早進入非線性階段，情形嚴重者將使結構物趨於不穩定而倒塌，因此有必要對軟弱層進行補強以降低此一不利因子之影響。本設計方法利用建築平面圖，計算柱牆

量面積取得樓層剪力強度與剪力勁度，對目標層以下各樓層進行層剪力強度與勁度之檢核。

(1) 既有建築弱層檢核

階段性補強 A 之目標為消除軟弱層，弱層之檢核由該建築物弱層之樓層剪力強度V_i與其上一層之樓層剪力強度V_{i+1}之差值ΔV作為判斷依據。其中該弱層之樓層剪力強度V_i，以柱、牆的抗側力強度估計，可依前一節之方式計算，如式(5.1)所示。

$$V_i = \alpha_{rcw}\tau_{rcw}\sum A_{rcwi} + \alpha_{bw}\tau_{bw}\sum A_{bwi} + \alpha_c\tau_c\sum A_{ci} + \alpha_{lc}\tau_{lc}\sum A_{lci} \qquad (5.12)$$

同理其上一層的樓層剪力強度，即為第 i+1 層的樓層剪力強度V_{i+1}也可依式(5.1)計算。由第 2.2 節之補強合格標準，可得弱層之樓層剪力強度至少須達到其上一層者之 90%，因此弱層之樓層剪力補強需求ΔV_w可以由式(5.13)計算：

$$V_i' = V_i + \Delta V_w \geq 0.9V_{i+1},\ i = 1 \sim m \qquad (5.13)$$

其中，m 為目標層，V_i'為第 i 層經排除弱層特性後之樓層剪力強度。

(2) 既有建築軟層檢核

假設弱層經補強後，側向行為已可由剪力主控，則軟層可由該層之樓層剪力勁度K_i與其上一層之樓層剪力勁度K_{i+1}之比值進行簡易評估。本手冊參考林煜衡[5.1]之建議，假設樓層剪力勁度與樓層剪力強度成一次方正比並與樓層高度成一次方反比，同時依照第 2.2 節之補強合格標準，並考量非建立模型評估，因此將勁度檢核標準提升 10%，可得軟層之樓層剪力勁度至少須達到其上一層者之 80%，因此軟層之樓層剪力補強需求ΔV_s可以式(5.14)計算：

$$\frac{K_i}{K_{i+1}} = \frac{(V_i' + \Delta V_s)/H_i}{V_{i+1}/H_{i+1}} \geq 0.8，i = 1 \sim m \qquad (5.14)$$

其中，m 為目標層、H_i為第 i 層的樓層高度、H_{i+1}為第 i+1 層的樓層高度、ΔV_s為軟層之補強需求量。

當結構物有軟層現象時，則式(5.13)所得之弱層補強需求ΔV_w須再加上軟層之額外補強需求ΔV_s，即得總補強需求ΔV_D，如式(5.15)所示：

$$\Delta V_D = \Delta V_w + \Delta V_s \qquad (5.15)$$

若建築物具有多層的軟弱層時，因下部軟弱層數較多，若依據前述強度檢核條件，各層剪力強度僅需達其上一層者的 0.9 倍，相當於層剪力強度需求會逐層降為 0.9^n 倍；若每層補強標準僅達前述最低需求，可能補強後仍有最底層之層剪力強度偏低的現象，如圖 5.3 中橘色實線所示。然而底層的地震力需求為最高，補強後底層之層剪力強度仍最低，恐仍有底層破壞之虞。

因此，在面對具有多層弱層現象的建築物，工程師可依專業判斷，參考以下程序進行調整。當補強樓層的層剪力強度需求，已經降低到原標準層之層剪力強度的 0.8 倍，則該弱層以下各樓層的層剪力需求不再進行折減，即直接以其上一層之剪力強度為補強標準需求。以第 7.2.5 節為例，假設六樓為標準層，其層剪力強度為 V_{6F}，則五樓之層剪力強度需求為 $0.9V_{6F}$；而四樓之層剪力強度需求又為五樓之層剪力強度的 0.9 倍，即 0.9^2V_{6F}；此時三樓(含)以下各層的層剪力強度需求無須再折減，即維持為 0.9^2V_{6F}，如圖 5.3 中藍色虛線所示。

(3) 決定補強桿件數量

單一補強桿件所提供之側力強度增量 ΔV_L 應由斷面分析求得，因此所需之補強桿件數量可由式(5.16)計算求得。

$$N = \frac{\Delta V_D}{\Delta V_L} \tag{5.16}$$

(4) 補強桿件規劃

當補強數量確定後，設計者應依工程專業將補強桿件配置於適當位置，原則上應符合傳力機制之有效性、結構平面對稱性、降低對使用性之衝擊。

參考文獻

[5.1] 林煜衡，「鋼筋混凝土結構物排除軟弱層之簡易設計方法」，國立臺灣大學土木工程學系，碩士論文，臺北，2018 年。

[5.2] 內政部營建署，「建築技術規則」，內政部，臺北，2013 年。

表 5.1　豎向構材之平均單位面積抗側力強度

單位面積抗側力強度 (kgf/cm^2)		五層樓以下之建築物	十層樓以上之建築物
柱	一般柱	9	20
	長柱	5	10
RC 牆	無開口	22	30
	開口	18	25
磚牆	四面圍束	5.5	5.5
	三面圍束	3.8	3.6

註：若建築物之總樓層數介於五到十層樓之間，以線性內插求得

表 5.2　豎向構材之強度參與係數

強度參與係數		RC 牆 α_{rcw}	磚牆 α_{bw}	一般柱 α_{c}	長柱 α_{lc}
五層樓以下之建築物	RC 牆破壞	1.00	0.90	0.75	0.55
	磚牆破壞	0.95	1.00	0.80	0.65
	一般柱破壞	0.85	0.80	1.00	0.80
	長柱破壞	0.70	0.55	1.00	1.00
十層樓以上之建築物	RC 牆破壞	1.00	0.90	0.90	0.70
	磚牆破壞	0.85	1.00	0.95	0.75
	一般柱破壞	0.65	0.95	1.00	0.85
	長柱破壞	0.15	0.75	0.80	1.00

註：若建築物之總樓層數介於五到十層樓之間，以線性內插求得

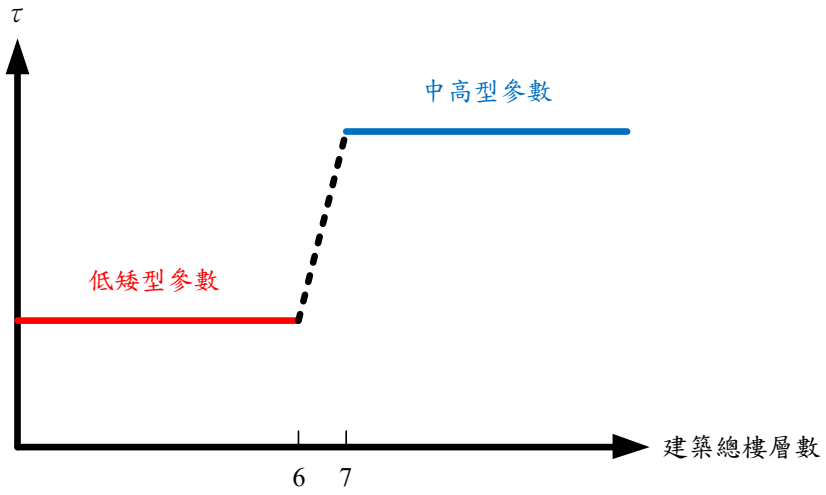


圖 5.1　原構材強度參數之應用範圍

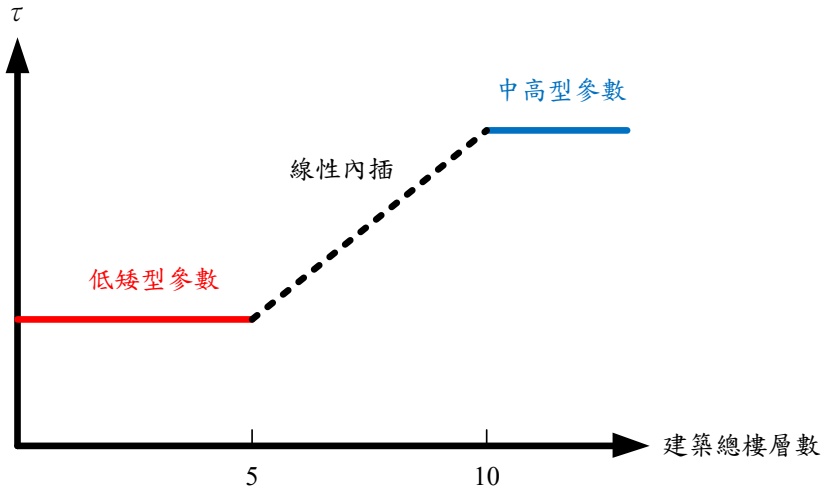


圖 5.2　調整後構材強度參數之應用範圍

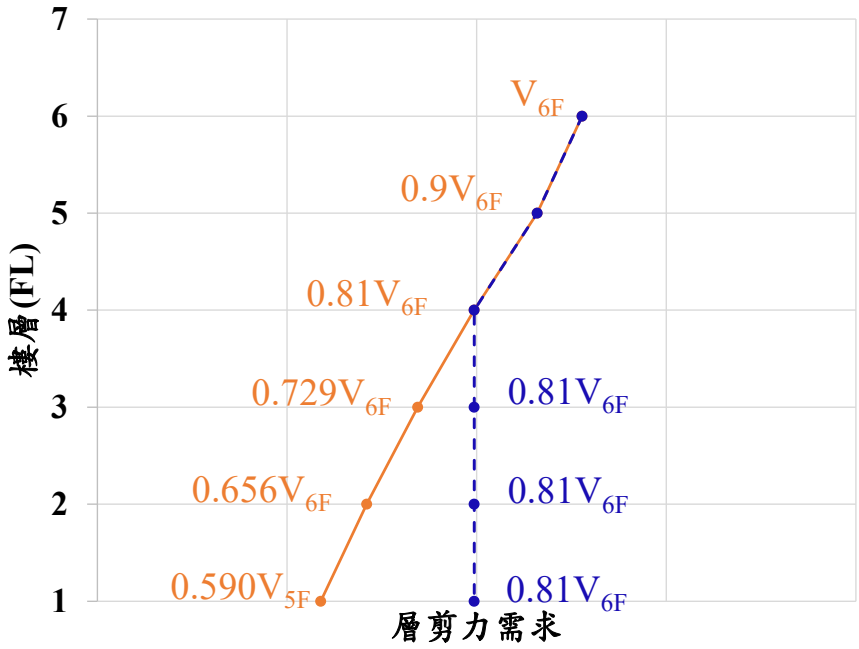


圖 5.3　各層層剪力需求圖

第六章　補強工法設計與參考圖說

6.1 前言

6.1.1 適用範圍

本章之耐震補強工法適用於台灣之鋼筋混凝土造或加強磚造的建築物。另外，因各建築物之地質條件不同，故本手冊未能針對各種地質條件、基礎設計作進一步闡述，故工程師進行補強設計時，補強構件之基礎宜由工程師自行依不同地質條件考量設計之。對於本手冊未盡之事宜，則可基於相關之規範與準則來施行。

6.1.2 耐震補強設計程序

一般而言，進行補強設計可以考慮強度補強、韌性補強或強度及韌性二者綜合補強之原則(圖 6.1)，需視原始建築物耐震需求而定，並配合使用性、經濟性與施工性之綜合考量，來選擇補強工法。本手冊建議一套補強設計流程，如圖 6.2 所示，搭配簡易的補強程序檢查表 6.1，供使用者完成補強設計後逐項檢查，以確保補強設計品質。

6.1.3 補強工法規劃與設計流程

1. 補強工法

一般結構物之耐震補強工法眾多，大致可分為下列方法：

(1) 補強建築物結構元件：擴大原有梁斷面補強、RC 梁之下緣貼片包覆補強、擴大原有柱斷面補強、既有柱貼片包覆補強、既有柱增設翼牆、既有 RC 牆加厚或碳纖布包覆、增設耐震 RC 剪力牆、改善柱可變形長度等。

(2) 改善建築物結構系統：增設耐力構架、增設 RC 翼牆、增設 RC 剪力牆或加厚原有剪力牆、增設 PC 版或鋼板等之補強壁體、增設含鋼骨斜撐之 X 型、K 型或◇型框架、基礎或地盤改良、增設連續壁或群樁、基樁本身之補強等。

2. 補強設計流程

A. 整幢完整補強設計

本手冊所建議整幢完整補強工法之初步設計，為簡化起見，僅依強度補強之原則，而視韌性為額外之貢獻，其流程如下：

(1) 既有建築耐震能力評估

既有建築應依本手冊第三章進行耐震能力評估，由該建築物之耐震容量曲線，並依 3.3.2 節求得性能目標地表加速度 A_P。

(2) 設計最大地表加速度及基底剪力

由建築物場址可以依耐震設計規範求得設計最大地表加速度 A_T，如式(6.1)所示：

$$A_T = 0.4S_{DS} \tag{6.1}$$

其中 S_{DS} 為工址短週期結構物之設計水平譜加速度係數。因此，初步設計之補強後基底剪力 V^* 可由式(6.2)表示：

$$V^* = \frac{A_T}{A_P}V \tag{6.2}$$

(3) 決定補強桿件數量

單一補強桿件所提供之側力強度增量 ΔV_L 應由斷面分析求得，因此所需之補強桿件數量可由式(6.3)計算求得：

$$N = \frac{V^* - V}{\Delta V_L} \tag{6.3}$$

(4) 補強桿件規劃

當補強數量確定後，設計者應依工程專業將補強桿件配置於適當位置，原則上應符合傳力機制之有效性、結構平面對稱性、降低對使用性之衝擊。

(5) 補強後耐震評估

完成補強初步設計規劃後，應依本手冊第三章再進行耐震能力分析，補強後之性能目標地表加速度 A_P^* 應符合式(6.4)之規定，以確保補強後耐震能力符合需求。

$$A_P^* \geq A_T \tag{6.4}$$

若建築物因工程技術以外之因素而無法進行完整耐震補強時，可由本手冊所建議階段性補強 A 之工法初步設計，先採取降低補強施作層發生軟弱層集中式破壞之補強方式辦理，作為階段性補強措施，軟弱層之檢核可以初步評估分法進行。階段性補強 A 之性能目標除了可依照建築物耐震設計規範與解說 2.17 節之規定外，亦可採取本手冊所建議，目標層以下之各層其極限層剪力強度不得低於其上一層者之 90%；且該層側向勁度不得低於其上一層者之 70%，以降低軟弱層集中式破壞之風險，其方法有二：

B. 階段性補強 A 設計(模型分析法)

本設計方式採用結構分析模型，並設定本手冊建議的非線性參數，對單層進行側推分析，檢核層剪力強度與勁度，其中層剪力強度之檢核除了可由側推分析進行，亦可以初步評估方法計算。

(1) 建構建築物之分析模型

依據原設計圖與實際場勘情形，建立建築物之分析模型，需考量目標層所有柱構材及評估方向上之構架線內的 RC 結構/非結構牆(開口/無開口)與磚牆(四面圍束/三面圍束)。本階段主要目標是求取剪力、位移與勁度，細節如後詳述。

(2) 求取各層極限層剪力

將標準層及其以下各目標層都 Assign 非線性鉸，維持最底層柱底固端(fix)，當求取最底層的極限層剪力強度時，直接側推分析；當求取第二層的極限層剪力強度時，先移除最底層的非線性鉸，側推力分布僅達第二層柱底，確保破壞發生在第二層；當求取第三層的極限層剪力強度時，先移除其下各層的非線性鉸移除，側推力分布僅達第三層柱底，確保破壞發生在第三層。

因此在求取樓層的極限層剪力強度時，先移除其下各層的非線性鉸移除，側推力分布僅達該樓層柱底，確保破壞發生在該樓層。

建模設定完成後進行側推分析，求取最大極限層剪力強度以及最大層剪力強度階段之層間位移 ΔU_x。

(3) 求取彈性勁度

對整棟結構模型中頂樓質心附近的節點，外加一水平側向力，進行彈性分析。即可求得各層相對層間位移量，再將該層間位移量除以樓層剪力，即可求得該層彈性勁度。

(4) 弱層破壞檢核

由第 2.2 節之補強合格標準，可得弱層之樓層剪力強度至少須達到其上一層者之 90%，因此弱層之樓層剪力補強需求ΔV_w可以式(6.5)計算：

$$V_i' = V_i + \Delta V_w \geq 0.9V_{i+1},\ i = 1 \sim m \tag{6.5}$$

其中，m 為目標層，V_i' 為第 i 層經排除弱層特性後之樓層剪力強度，V_i 為第 i 層原樓層剪力強度，ΔV_w為弱層之樓層剪力補強需求V_{i+1}為第 i+1 層原樓層剪力強度。

(5) 軟層破壞檢核

經弱層補強後，軟層可由該層之樓層側向勁度K_i與其上一層之樓層側向勁度K_{i+1}之比值進行簡易評估。則由第 2.2 節之補強合格標準，可得軟層之樓層側向勁度至少須達到其上一層者之 70%，因此軟層之樓層剪力補強需求ΔV_s可以式(6.6)計算：

$$\frac{\dfrac{\Delta V_s}{\Delta U_i} + K_i}{K_{i+1}} \geq 0.7，i = 1 \sim m \tag{6.6}$$

其中，m 為目標層，K_i為第 i 層的彈性勁度，K_{i+1}為第 i+1 層的彈性勁度，ΔU_i 為層間位移，ΔV_s為軟層之補強需求量。

若建築物具有多層的軟弱層時，因下部軟弱層數較多，若依據前述強度檢核條件，各層剪力強度僅需達其上一層者的 0.9 倍，相當於層剪力強度需求會逐層降為 0.9^n 倍；若每層補強標準僅達前述最低需求，可能補強後仍有最底層之層剪力強度偏低的現象。例如某建築物以第 6 層為標準層，第 5 層為目標層，則目標層以下各樓層補強後強度可能如圖 5.3 中橘色實線所示。然而底層的地震力需求為最高，補強後底層之層剪力強度仍最低，恐仍有底層破壞之虞。

因此，在面對具有多層弱層現象的建築物，工程師可依專業判斷，參考以下程序進行調整。當補強樓層的層剪力強度需求，已經降低到原標準層之層剪力強度的 0.8 倍，則該弱層以下各樓層的層剪力需求不再進行折減。以

7.2.5 節為例，假設六樓為標準層，其層剪力強度為 V_{6F}，則五樓之層剪力強度需求為 $0.9V_{6F}$；而四樓之層剪力強度需求又為五樓之層剪力強度的 0.9 倍，即 0.9^2V_{6F}；此時三樓(含)以下各層的層剪力強度需求無須再折減，即維持為 0.9^2V_{6F}，如圖 5.3 中藍色虛線所示。

當結構物有軟層現象時，則式(6.6)所得之弱層補強需求 ΔV_w 須再加上軟層之額外補強需求 ΔV_s，即式(6.7)所示：

$$\Delta V_D = \Delta V_w + \Delta V_s \tag{6.7}$$

(6) 決定補強桿件數量

單一補強桿件所提供之側力強度增量 ΔV_L 應由斷面分析求得，因此所需之補強桿件數量可由式(6.8)、表 5.1 計算求得。

$$N = \frac{\Delta V_D}{\Delta V_L} \tag{6.8}$$

(7) 補強桿件規劃

當補強數量確定後，設計者應依工程專業將補強桿件配置於適當位置，原則上應符合傳力機制之有效性、結構平面對稱性、降低對使用性之衝擊。

C. 階段性補強 A 設計(簡易設計法)

若工程師並無建立結構模型，則可依照本設計方式，利用建築平面圖計算柱牆量面積，取得樓層剪力強度與剪力勁度，而後對目標層以下各樓層進行層剪力強度與勁度之檢核。採計柱牆量以計算樓層剪力強度時，應依循工程專業判斷該豎向構材是否具有傳遞力量之有效性，再決定是否予以計入，原則上牆類構材僅採計位於梁柱構架線內者為有效面積，不在構架線內者不予計入。

(1) 既有建築弱層檢核

階段性補強 A 之目標為消除軟弱層，弱層之檢核由該建築物弱層之樓層剪力強度 V_i 與其上一層之樓層剪力強度 V_{i+1} 之差值 ΔV 作為判斷依據。其中該弱層之樓層剪力強度 V_i，以柱、牆的抗側力強度估計，可依式(6.9)計算之，

$$V_i = \alpha_{rcw}\tau_{rcw}\sum A_{rcwi} + \alpha_{bw}\tau_{bw}\sum A_{bwi} + \alpha_c\tau_c\sum A_{ci} + \alpha_{lc}\tau_{lc}\sum A_{lci} \tag{6.9}$$

其中τ_{rcw}為 RC 牆單位面積抗側力強度、τ_{bw}為磚牆單位面積抗側力強度、τ_c為一般柱單位面積抗側力強度、τ_{lc}為長柱單位面積抗側力強度，各種構件側力強度參數採用林煜衡[5.1]之研究結果，如表 5.1 所示。$\sum A_{rcwi}$為第 i 層之 RC 牆面積總合，採計為 1 倍無開口 RC 牆面積與 0.8 倍開口 RC 牆面積之和；$\sum A_{bwi}$為第 i 層之磚牆面積總合，採計為 1 倍四面圍束磚牆面積與 0.67 倍三面圍束磚牆面積之和；$\sum A_{ci}$為第 i 層之一般柱面積總合，柱之高深比於評估方向上低於 8 者為一般柱；$\sum A_{lci}$為第 i 層之長柱面積總合，柱之高深比於評估方向上在 8 以上者為長柱。α_{rcw}、α_{bw}、α_c、α_{lc}為各類豎向構材的強度參與係數，本手冊採用林煜衡[5.1]之研究結果(如表 5.2 所示)，計算樓層於四種破壞模式下之強度值取最大者為該樓層之剪力強度。同理其上一層的樓層剪力強度，即為第 i+1 層的樓層剪力強度V_{i+1}也可依式(6.9)計算。由第 2.2 節之補強合格標準，可得弱層之樓層剪力強度至少須達到其上一層者之 90%，因此弱層之樓層剪力補強需ΔV_w求可以式(6.10)計算：

$$V_i' = V_i + \Delta V_w \geq 0.9V_{i+1},\ i = 1 \sim m \tag{6.10}$$

其中，m 為目標層，V_i'為第 i 層經排除弱層特性後之樓層剪力強度。

(2) 既有建築軟層檢核

假設弱層經補強後，側向行為已可由剪力主控，則軟層可由該層之樓層剪力勁度K_i與其上一層之樓層剪力勁度K_{i+1}之比值進行簡易評估。本手冊參考林煜衡[5.1]建議，假設樓層剪力勁度與樓層剪力強度成一次方正比並與樓層高度成一次方反比，依照第 2.2 節之補強合格標準，並考量非建立模型評估，因此將勁度檢核標準提升 10%，可得軟層之樓層剪力勁度至少須達到其上一層者之 80%，因此軟層之樓層剪力補強需求ΔV_s可以式(6.11)計算：

$$\frac{K_i}{K_{i+1}} = \frac{(V_i' + \Delta V_s)/H_i}{V_{i+1}/H_{i+1}} \geq 0.8，\ i = 1 \sim m \tag{6.11}$$

其中，m 為目標層，H_i為第 i 層的樓層高度，H_{i+1}為第 i+1 層的樓層高度，ΔV_s為軟層之補強需求量。

若建築物具有多層的軟弱層時，因下部軟弱層數較多，若依據前述強度檢核條件，各層剪力強度僅需達其上一層者的 0.9 倍，相當於層剪力強度需求會逐層降為 0.9^n 倍；若每層補強標準僅達前述最低需求，可能補強後仍

有最底層之層剪力強度偏低的現象，如圖 5.3 中橘色實線所示。然而底層的地震力需求為最高，補強後底層之層剪力強度仍最低，恐仍有底層破壞之虞。

因此，在面對具有多層弱層現象的建築物，工程師可依專業判斷，參考以下程序進行調整。當補強樓層的層剪力強度需求，已經降低到原標準層之層剪力強度的 0.8 倍，則該弱層以下各樓層的層剪力需求不再進行折減。以 7.2.5 為例，假設六樓為標準層，其層剪力強度為 V_{6F}，則五樓之層剪力強度需求為 $0.9V_{6F}$；而四樓之層剪力強度需求又為五樓之層剪力強度的 0.9 倍，即 0.9^2V_{6F}；此時三樓(含)以下各層的層剪力強度需求無須再折減，即維持為 0.9^2V_{6F}，如圖 5.3 中藍色虛線所示。

當結構物有軟層現象時，則式(6.10)所得之弱層補強需求 ΔV_w 須再加上軟層之額外補強需求 ΔV_s，即式(6.12)所示：

$$\Delta V_D = \Delta V_w + \Delta V_s \tag{6.12}$$

(3) 決定補強桿件數量

單一補強桿件所提供之側力強度增量 ΔV_L 應由斷面分析求得，因此所需之補強桿件數量可由式(6.13)計算求得。

$$N = \frac{\Delta V_D}{\Delta V_L} \tag{6.13}$$

(4) 補強桿件規劃

當補強數量確定後，設計者應依工程專業將補強桿件配置於適當位置，原則上應符合傳力機制之有效性、結構平面對稱性、降低對使用性之衝擊。

D. 階段性補強 B 設計

若建築物因工程技術以外之因素而無法進行完整耐震補強，亦不存在軟弱層現象時，本手冊建議採用階段性補強 B，目標為防止建築物倒塌，其初步設計流程類似完整整棟補強，僅補強數量簡化、補強後之耐震性能較低，無法完全滿足設計地震應有的性能水準。

(1) 既有建築耐震能力評估

既有建築應依本手冊第三章進行耐震能力評估，可求得該建築物之耐震容量曲線，並依 2.2 節性能水準選取階段性補強 B 目標地表加速度 A_p。

(2) 設計最大地表加速度及基底剪力

由建築物場址可以依耐震設計規範求得設計最大地表加速度A_T，如式(6.14)所示，

$$A_T = 0.4S_{DS} \tag{6.14}$$

其中S_{DS}為工址短週期結構物之設計水平譜加速度係數。因此，初步設計之基底剪力V^*可由式(6.15)表示，

$$V^* = \frac{A_T}{A_P}V \tag{6.15}$$

(3) 決定補強桿件數量

單一補強桿件所提供之側力強度增量ΔV_L應由斷面分析求得，因此所需之補強桿件數量可由式(6.16)計算求得，

$$N = \frac{V^* - V}{\Delta V_L} \tag{6.16}$$

(4) 補強桿件規劃

當補強數量確定後，設計者應依工程專業將補強桿件配置於適當位置，原則上應符合傳力機制之有效性、結構平面對稱性、降低對使用性之衝擊。

(5) 補強後耐震評估

完成補強初步設計規劃後，應依本手冊第三章再進行耐震能力分析，補強後之性能目標地表加速度A_P^*應符合 2.2 節階段性補強 B 之性能水準，即補強後之整幢(棟)結構在結構分析過程中選取的性能點，不會有任一垂直承載構件發生軸向破壞或完全喪失側向強度之虞，其耐震性能地表加速度(A_P^*值)須大於補強前的A_{P0}值，且不得低於 0.8 倍的設計目標地表加速度(A_T值)。

$$A_P^* \geq A_{P0} \quad \text{且 CDR}= A_P^* / A_T \geq 0.8 \tag{6.17}$$

6.2 鋼筋混凝土擴柱補強

擴大柱斷面補強乃增加結構構件面積之補強方式，可提高補強構件的承載能力與構件剛度，改善其耐震性能，該方法可增加柱剪力強度，同時又可提升撓曲強度、軸向強度，因而對韌性亦有補強，係屬強度及韌性同時補

強的工法。雖然擴柱補強可同時提升強度及韌性，但是進行初步設計時，可單純以提升強度為考量，視提升韌性為額外貢獻。

6.2.1 規劃與設計

初步設計步驟：

(1) 擴柱斷面設計

柱擴大範圍通常為 15~20cm，設計者應考慮設計需求及施工條件並與業主充分溝通後決定。擴柱部分柱四角落之垂直直通主筋為分析輸入主筋，柱面得配置垂直向防裂筋，因非設計應力需求，遇梁可截斷，建議配置#4@15~20cm。柱外箍筋由兩 L 型箍筋組成，L 型箍筋末端均為 135°彎鉤柱外箍筋立面應交錯彎鉤配置。角隅繫筋一端為 90°彎鉤，另一端為 135°彎鉤，平面及立面應交錯彎鉤配置。貫穿樓版處及窗台處為防止施工造成裂損，應避免以振動方式施作。

擴柱補強頂部設計時，通常需考量屋頂防水。若考量屋頂防水不易處理時，補強柱頂得採用不貫穿樓版設計，分析時非線性鉸參數需配合修正為原有柱斷面條件。柱主筋頂部及混凝土澆築頂面亦可設置於梁底，版下空隙可採裝修方式自行設計，惟應注意避免裝修材墜落。若採貫穿樓版設計，則需使柱主筋具足夠錨定長度。

為避免擴柱斷面過大，影響採光及使用性，又考量需要可行的施工空間，因此建議對既有柱每邊兩側各增加 15 cm，故以柱 30cm×50cm 之斷面為例，擴柱斷面即為 60cm×80cm；縱向主筋應配置於四個角隅，以植筋方式向下錨定於原有基礎，向上穿透樓版，於屋頂完成錨定，所有主筋應避免於柱非線性鉸區域內搭接；橫向鋼筋採用 L 型#3 (D10)鋼筋，兩端分別為 135 度及 90 度彎鉤，每組閉合圍束箍筋由一對 L 型鋼筋組成，135 度彎鉤應交錯配置，四角隅主筋應配置 90 度彎鉤繫筋，箍筋間距 10 cm，於梁柱接頭區可不配置圍束箍筋；主筋降伏強度為 4200 kgf/cm^2，箍筋降伏強度為 2800 kgf/cm^2，不可採用水淬鋼筋，混凝土設計抗壓強度為 280 kgf/cm^2，保護層 4 cm，如圖 6.3 所示。

(2) 擴柱斷面分析

假設反曲點位在柱高 1/2 處，因此擴柱斷面撓曲強度可由式(6.18)計算：

$$V_{bJ} = \frac{2M_n}{H} \tag{6.18}$$

其中V_{bJ}表示擴柱斷面撓曲強度，H為柱淨高度，M_n為標稱彎矩強度。此外，擴柱斷面之剪力強度可由式(6.19)求得

$$V_{nJ} = V_C + V_S \tag{6.19}$$

其中V_{nJ}表示擴柱斷面剪力強度，V_C為混凝土之剪力強度，V_S為剪力鋼筋提供之剪力強度。因此，擴柱斷面之側力強度為式(6.18)及式(6.19)取小值，亦即

$$V_{RCJ} = \min(V_{bJ}, V_{nJ}) \tag{6.20}$$

(3) 擴柱補強數量

已知原有柱之斷面尺寸、斷面配筋、材料強度、柱軸力，可依式(6.18)~式(6.20)計算原有柱斷面剪力強度V_0。當求得擴柱斷面之剪力強度(V_{RCJ})後，應扣除原有柱斷面剪力強度V_0，即可求得補強強度增量為$\Delta V_L = V_{RCJ} - V_0$，再依不同之補強需求，計算擴柱補強數量，如採階段性補強 A 設計(模型分析法)，須代入式(6.8)；如採階段性補強 A 設計(簡易分析法)，須代入式(6.13)；如採階段性補強 B 設計須代入式(6.16)，整幢補強則是代入式(6.3)。補強數量建議取偶數，並以結構平面對稱配置為原則。

(4) 擴柱補強耐震評估

完成初步設計與補強數量配置後，應進行評估。如採階段性補強 A，檢核是否滿足降低補強施作層發生軟弱層集中式破壞之規定，若否，採用階段性補強 A 設計(模型分析法)應重複本節項目 B 之(1)~(6)步驟；採用階段性補強 A 補強設計(簡易分析法)應重複項目 C 之(1)~(3)。同樣地，如採階段性補強 B 或整幢補強之補強設計，完成初步設計與補強數量配置後，應進行詳細評估，檢核是否滿足式(6.17)或(6.4)之規定，若否，階段性補強 B 應重複項目 D 之(1)~(3)步驟；採用整幢補強則須重複項目 A 之(1)~(3)步驟。

6.2.2 施工步驟說明

(1) 妨礙施工之管線及設施先行遷移。

(2) 基礎施工需先敲除壹層樓版，再以人工開挖方式開挖至柱基腳結構體頂面位置。
(3) 擴柱補強施工範圍內原有結構體(如下區域)表面應將磚塊及粉刷層打除，並將混凝土表面打毛至 6mm 粗糙度。施工範圍包括：
    (a) 補強柱
    (b) 補強範圍內之梁
    (c) 補強範圍內之混凝土牆面
    (d) 直通主筋位置之樓版及梁側混凝土
(4) 敲除時不可損傷鋼筋，敲除完後以高壓空氣清理敲除粉塵及鬆動混凝土塊。
(5) 敲除面寬度大於 0.3mm 之裂縫需以 EPOXY 灌注，較大之缺損以 EPOXY 砂漿修補。
(6) 探測並標示植筋位置周邊原結構鋼筋位置。
(7) 避開周邊結構鋼筋位置，依規定進行植筋。
(8) 擴柱鋼筋綁紮，周遭之電管或水管應詳加保護，若有破損時應加以補修，防止混凝土澆置時水泥漿流入管內，不利未來管線抽換。
(9) 模版組立，上方預留喇叭口以利混凝土澆置，下方預留清潔孔以利混凝土澆置前清洗底面。
(10) 混凝土澆置，骨材最大粒徑以不可超過 13mm 為原則，混凝土澆置築前潤濕原結構體表面，澆置時需以模外振動器配合施工。
(11) 澆置完成後清除頂面混凝土殘渣，喇叭口附近混凝土敲除，以無收縮水泥砂漿填實空隙。
(12) 周邊牆面敲除部份封模，配合擴柱混凝土一次完成澆置。
(13) 補強範圍 1:3 水泥粉刷並恢復原有外觀。
(14) 若有移除或改道之管線或設施，需復原並恢復原有功能。

6.3 鋼筋混凝土翼牆補強

增設翼牆補強乃在結構物弱向增加翼牆的方式進行補強，提高整體結構物在耐震能力不足方向上的強度，以抵抗地震力。此補強方法為將既有獨立柱改變為附加 RC 翼牆之柱以增加其強度與勁度。然而，即使柱之耐震性能可藉由增設翼牆的方式提升，但破壞模式可能由原來的強梁弱柱型式轉

換為由既有梁之破壞所控制，因此設計時須檢核既有梁的斷面強度，應避免因增設翼牆降低梁之有效長度，而導致梁產生脆性剪力破壞。

增設翼牆補強可提高柱構件的剪力強度與勁度，同時又因改變結構系統，將原有柱構件剪力破壞模式轉移到梁非線性鉸撓曲破壞模式，進而提升整體結構韌性表現，係屬強度補強的原則。本補強工法適合用於強梁弱柱或具有軟弱底層的結構型式，當柱以剪力破壞模式來抵抗側向力時，此補強方法可藉由直接提升柱剪力強度來提供足夠側向承載力；此外當柱以撓剪破壞控制且其韌性不足時，或補強柱韌性對於耐震性能亦無有效提升時，此補強方法即適用於改善結構系統，將破壞機制由柱轉移到梁，進而提升耐震性能。

6.3.1 規劃與設計

初步設計步驟：

(1) 翼牆斷面設計

翼牆之長度及厚度，設計者應考慮設計需求及施工條件並與業主充分溝通後決定。翼牆鋼筋號數建議不宜超過#4 (D13)。翼牆周邊梁柱植筋數量需由設計者計算，翼牆於梁植筋得採用單排鋼筋，於柱植筋則宜採用雙排鋼筋，惟植筋之斷面積不得小於翼牆鋼筋量，植筋規定應由設計者於相關圖說內加註說明。翼牆周邊新舊結構體交界處，若有與雨水接觸者，應考量防水設計。窗台處為防止施工造成裂損，應避免以振動方式施作。通常新增的翼牆水平鋼筋間距與既有柱的橫向箍筋間距不相等，因此翼牆補強分析採用之水平鋼筋量建議做適當折減，但不需低於柱或翼牆水平筋之較小值。

為避免翼牆斷面過大，影響採光及使用性，建議既有柱沿耐震能力不足之方向兩側增設翼牆深度各 40 cm，又舊有建築物梁寬為 25~30 cm，為方便施工，因此建議翼牆厚與梁寬相同；縱向牆筋應採用#4 (D13)以下鋼筋，並以植筋方式錨定於原有梁；橫向鋼筋可採用 J 型#3 鋼筋，端部應以標準 135 度彎鉤搭配繫筋組成閉合圍束箍筋，繫筋兩端採用 135 度及 90 度彎鉤，應交錯配置，閉合圍束箍筋間距 20 cm；主筋降伏強度為 4200 kgf/cm^2，箍

筋降伏強度為 2800 kgf/cm^2，不可採用水淬鋼筋，混凝土設計抗壓強度為 280 kgf/cm^2，保護層 4 cm，如圖 6.4 所示。

(2) 翼牆斷面模擬

進行翼牆補強斷面模擬時，若高深比$\frac{H}{h_w} \geq 2$，則視為柱，建議採用等效寬柱進行 RC 柱之模擬及非線性鉸設定，其分析方法則按照雙曲率 RC 柱之模擬及非線性鉸設定；若高深比$\frac{H}{h_w} < 2$，則視為 RC 牆，應依照 RC 牆之模擬與非線性鉸設定。增設翼牆後，梁柱接頭區擴大，因此於 ETABS 模型中之梁非線性鉸區應由梁與翼牆交界面起算。

(3) 翼牆斷面分析

高深比大於等於 2，可視為柱斷面進行撓曲分析，並假設反曲點位在柱高 1/2 處，因此翼牆斷面撓曲強度可由式(6.21)計算之

$$V_{bww} = \frac{2M_n}{H} \tag{6.21}$$

其中V_{bww}表示翼牆斷面撓曲強度，H為柱淨高度，M_n為標稱彎矩強度。此外，翼牆斷面之剪力強度可由式(6.22)求得

$$V_{nww} = V_C + V_S \tag{6.22}$$

其中V_{nww}表示翼牆斷面剪力強度，V_C為混凝土之剪力強度，V_S為剪力鋼筋提供之剪力強度。因此，翼牆斷面之側力強度為式(6.21)及式(6.22)取小值，亦即

$$V_{ww} = \min(V_{bww}, V_{nww}) \tag{6.23}$$

(4) 翼牆補強數量

當求得翼牆斷面之剪力強度後，應扣除原有柱斷面剪力強度V_0，即可求得補強強度增量為$\Delta V_L = V_{WW} - V_0$，再依不同之補強需求，計算翼牆補強數量，如採階段性補強 A 設計(模型分析法)，須代入式(6.8)；如採階段性補強 A 設計(簡易分析法)，須代入式(6.13)；如採階段性補強 B 設計須代入式(6.16)，整幢補強則是代入式(6.3)。補強數量建議取偶數，並以結構平面對稱配置為原則。

(5) 翼牆補強耐震評估

完成初步設計與補強數量配置後，應進行評估。如採階段性補強A，檢核是否滿足降低補強施作層發生軟弱層集中式破壞之規定，若否，採用階段性補強A設計(模型分析法)應重複本節項目B之(1)~(6)步驟；採用階段性補強A補強設計(簡易分析法)應重複項目C之(1)~(3)。同樣地，如採階段性補強B或整幢補強之補強設計，完成初步設計與補強數量配置後，應進行詳細評估，檢核是否滿足式(6.17)或(6.4)之規定，若否，階段性補強B應重複項目D之(1)~(3)步驟；採用整幢補強則須重複項目A之(1)~(3)步驟。

6.3.2 施工步驟說明

(1) 妨礙施工之管線及設施先行遷移。
(2) 基礎施工需先敲除壹層樓版再以人工開挖方式開挖至柱基腳結構體頂面位置。
(3) 翼牆補強施工範圍內原有結構體(如下區域)接觸表面打毛至 6mm 粗糙度。
    (a) 補強柱
    (b) 補強範圍內之梁
    (c) 補強範圍內之混凝土牆面
    (d) 直通主筋位置之樓版及梁側混凝土
(4) 敲除時不可損傷鋼筋，敲除完後以高壓空氣清理敲除粉塵及鬆動混凝土塊。
(5) 敲除面寬度大於 0.33mm 之裂縫需以 EPOXY 灌注，較大之缺損以EPOXY 砂漿修補。
(6) 探測並標示植筋位置周邊原結構鋼筋位置。
(7) 避開周邊結構鋼筋位置，依規定進行植筋。
(8) 翼牆鋼筋綁紮。
(9) 模版組立，上方預留喇叭口以利混凝土澆置。
(10) 混凝土澆置，骨材最大粒徑以不超過 13mm 為原則，混凝土澆置前潤濕原結構體表面，澆置時需以模外振動器配合施工。
(11) 澆置完成後敲除喇叭口附近混凝土，以無收縮水泥砂漿填實空隙。
(12) 周邊牆面敲除部份封模，配合翼牆混凝土一次完成澆置。
(13) 補強範圍 1:3 水泥粉刷並恢復原有外觀。

(14)若有移除或改道之管線或設施，需復原並恢復原有功能。

6.4 鋼筋混凝土牆補強

對於耐震性能明顯不足之建築物，可採用增設 RC 剪力牆補強方式來提升結構物之整體強度，由於剪力牆具有很高的強度與勁度，因此對於抗側力強度需求高的老舊建築物，有極佳的補強效果。然而，也因為剪力牆具有很高的強度與勁度，因此剪力牆的配置位置就顯得相當重要，尤其當建築物具有軟弱底層或是質心與剛心具有較大之偏心量時，就相當適合採用剪力牆來改善結構抗側力系統平立面分布之均勻性。

增設剪力牆補強可提高整體結構抗側力強度，同時又可改善結構系統，排除軟弱底層之破壞模式，更可降低因結構平面偏心所造成的扭轉效應，係屬強度補強的原則。因此進行初步設計時，以提升強度為考量，應依式 6.4.1 節進行初步設計。

6.4.1 規劃與設計

初步設計步驟：

(1) 剪力牆斷面設計

RC 牆之長度及厚度，設計者應考慮設計需求及施工條件並與業主充分溝通後決定。RC 牆鋼筋號數建議不宜超過#4 (D13)。RC 牆周邊梁柱植筋數量需由設計者計算，於梁植筋得採用單排鋼筋或採雙排鋼筋，於柱植筋則宜採用雙排鋼筋，惟植筋之斷面積不得小於 RC 牆鋼筋量。植筋規定應由設計者於相關圖說內加註說明。RC 牆周邊新舊結構體交界處，若有與雨水接觸者，應考量防水設計。

建築物沿街道方向通常為耐震能力弱向，因此剪力牆面內方向應與耐震能力弱向平行，並配置於適當位置的空構架中。此外，剪力牆斷面不宜過大，應考量實際耐震容量需求，設計適當尺寸斷面，以免因強度過大，而造成連結梁產生破壞。建議剪力牆厚度應大於 1/4 的柱寬或 15 cm(取小值)，考量施工之方便性，牆厚度設計可直接等於梁之寬度；牆筋採用#3 間距 15 cm 水平及垂直雙向雙層配置，主筋降伏強度為 4200 kgf/cm^2，不可採用水

淬鋼筋，混凝土設計抗壓強度為 280 kgf/cm^2，保護層 2 cm。剪力牆等值寬柱的軸重，原則上應由工程師進行合理考量後估算，或由第三章所建 ETABS 分析模型靜力分析後，挑選補強位置柱之軸力進行設計，如圖 6.5 所示。

(2) 剪力牆斷面分析

剪力牆斷面分析應包括邊構材及增設牆體，類似 I 型斷面進行分析，假設反曲點位在牆高 1/2 處，因此剪力牆斷面撓曲強度可由式(6.24)計算之

$$V_{fn} = \frac{2M_n}{H} \tag{6.24}$$

其中V_{fn}表示剪力牆斷面撓曲強度，H為牆淨高度，M_n為牆標稱彎矩強度。此外，剪力牆斷面之剪力極限強度，可由式(6.25)計算之

$$V_{sn} = K\zeta f_c' A_{str} \cos\theta \tag{6.25}$$

基於強度控制設計原則，因此可以預期剪力牆斷面側力強度應為式(6.26)控制，亦即：

$$V_{sw} = \min(V_{fn}, V_{sn}) \tag{6.26}$$

(3) 剪力牆補強數量

當求得剪力牆斷面之剪力強度後，應扣除原有兩側邊界柱斷面剪力強度V_0，即可求得補強強度增量為$\Delta V_L = V_{sw} - 2V_0$。再依不同之補強需求，計算 RC 牆補強數量，如採階段性補強 A 設計(模型分析法)，須代入式(6.8)；如採階段性補強 A 設計(簡易分析法)，須代入式(6.13)；如採階段性補強 B 設計須代入式(6.16)，整幢補強則是代入式(6.3)，即可計算剪力牆補強數量。建築物採用剪力牆補強，其配置位置可挑選於對光線需求性低的位置，或採用置換原有磚牆之方式，同時應考量整棟結構的對稱性，避免超額扭矩。

(4) 剪力牆補強耐震評估

完成初步設計與補強數量配置後，應進行評估。如採階段性補強 A，檢核是否滿足降低補強施作層發生軟弱層集中式破壞之規定，若否，採用階段性補強 A 設計(模型分析法)應重複本節項目 B 之(1)~(6)步驟；採用階段性補強 A 補強設計(簡易分析法)應重複項目 C 之(1)~(3)。同樣地，如採階段性補強 B 或整幢補強之補強設計，完成初步設計與補強數量配置後，應進行

詳細評估，檢核是否滿足式(6.17)或(6.4)之規定，若否，階段性補強 B 應重複項目 D 之(1)~(3)步驟；採用整幢補強則須重複項目 A 之(1)~(3)步驟。

6.4.2 施工步驟說明

(1) 妨礙施工之管線及設施先行遷移。
(2) 基礎施工需先敲除壹層樓版，再以人工開挖方式開挖至柱基腳結構體頂面位置。
(3) RC 牆補強施工範圍內原有結構體(如下區域)表面打毛至 6mm 粗糙度。
    (a) 原有柱
    (b) 補強範圍內之梁
    (c) 直通主筋位置之樓版及梁側混凝土
(4) 敲除時不可損傷鋼筋，敲除完後以高壓空氣清理敲除粉塵及鬆動混凝土塊。
(5) 敲除面寬度大於 0.3mm 之裂縫需以 EPOXY 灌注，較大之缺損以 EPOXY 砂漿修補。
(6) 探測並標示植筋位置周邊原結構鋼筋位置。
(7) 避開周邊結構鋼筋位置，依規定進行植筋。
(8) RC 牆鋼筋綁紮。
(9) 模板組立，上方預留喇叭口以利混凝土澆置。
(10) 混凝土澆置，粒料最大粒徑以不超過 13mm 為原則，混凝土澆置前潤濕原結構體及模板表面，澆置時需以模外振動器配合施工。
(11) 澆置完成後敲除喇叭口附近混凝土，以無收縮水泥砂漿填實空隙。
(12) 補強範圍 1:3 水泥粉刷並恢復原有外觀。
(13) 若有移除或改道之管線或設施，需復原並恢復原有功能。

6.5 外加構架

6.5.1 初步設計

鍾立來等人[6.1]提出擴柱補強校舍耐震能力初步評估法，使用後甲國中德育樓擴柱補強校舍，示範計算擴柱部分單位面積側向強度，並以關廟國小實際校舍進行驗證、確認擴柱補強之初步評估方法合理。本節將以同樣之

方式建立外加 RC 構架補強設計方法，透過此設計法概估需要補強之柱數，省去於模型內進行修正之迭代。

(1) 外加 RC 構架補強建築物極限基底剪力強度

外加 RC 構架補強街屋之極限基底剪力強度，為疊加各垂直構件之極限側向強度算得。外加 RC 構架之極限基底剪力強度$V_{bs,R}$如式(6.27)：

$$V_{bs,R} = V_{bs} + \beta\left(\tau_{EFC,ext} A_{EFC,ext} + \tau_{EFC,\text{int}} A_{EFC,\text{int}}\right) \tag{6.27}$$

其中，V_{bs}為既有建築物初步評估時所求得之極限基底剪力強度；$\tau_{EFC,ext}$為外加構架邊柱單位斷面積側向強度、$\tau_{EFC,\text{int}}$為外加構架中間柱單位斷面積側向強度；$A_{EFC,ext}$為單一樓層外加構架邊柱總斷面積、$A_{EFC,\text{int}}$為單一樓層外加構架中間柱總斷面積。

(2) 外加 RC 構架補強建築物基本耐震性能

既有建築物擴柱補強中，其建築物結構之基本耐震性能為：

$$E = 100 R_{CD} = 100 \frac{V_{bs} F_u}{S_{aD} I W} \tag{6.28}$$

由式(6.28)，計算建築物之基本耐震性能時，須先求得建築物結構極限基底剪力V_{bs}、工址設計水平譜加速度係數S_{aD}、結構用途係數I、結構地震力折減係數F_u及結構總靜載重W。

由於外加 RC 構架應具有較佳之韌性容量，若僅使用初步評估法建議之韌性容量，可能低估建築物的耐震能力，故應將外加構架之貢獻納入考量；為簡易估算外加 RC 構架補強後之建築物韌性容量，參考[6.3](擴柱初步評估法)之方式，分別以既有建築物及補強構件提供之側向強度做為權重，計算外加 RC 構架補強建築物之韌性容量R_R：

$$R_R = \frac{R_E V_{bs} + R_{EF} \beta\left(\tau_{EFC,ext} A_{EFC,ext} + \tau_{EFC,\text{int}} A_{EFC,\text{int}}\right)}{V_{bs,R}} \tag{6.29}$$

其中，R_E為既有建築物之韌性容量，其值取 2.8、補強構件之韌性容量，其值取 4.0；得補強後之韌性容量後，則可重新以[6.4](建築物耐震設計規範)第 2.9 節、式(2-15)計算補強後之地震力折減係數$F_{u,R}$。

既有結構經補強後，其靜載重應考量進結構總重W內，避免低估結構實際所受之慣性力，建議頂樓單位長度靜載重為$\Delta w_{RF}=680$ kgf/m、其他樓層之單位長度靜載重為$\Delta w_{iF}=970$ kgf/m。得補強樓版單位長度靜載重後，即可得外加 RC 構架補強後之結構總靜載重W_R為：

$$W_R = W + \sum_{t=2}^{N_F} w_{tF} L_{RiF} + w_{RF} L_{RRF} \tag{6.30}$$

其中，N_F為補強樓層數、L_{RRF}為頂樓補強樓版長度、L_{RiF}為其他樓層補強樓版長度。將算得之補強後地震力折減係數$F_{u,R}$、補強後結構總靜載重W_R、補強後極限基底剪力強度$V_{bs,R}$重新代入式(6.28)，即可得外加 RC 構架補強後之基本耐震性能E_R：

$$E_R = 100 \frac{V_{bs,R} F_{u,R}}{S_{aD} I W_R} \tag{6.31}$$

(3) 外加 RC 構架補強初步設計

結構經外加 RC 構架補強後，其耐震能力必須足夠，亦即補強後之基本耐震性能$E_R \geq 100$，代入式(6.31)後，再移項可得：

$$E_R \geq 100 \Rightarrow V_{bs,R} F_{u,R} \geq S_{aD} I W \tag{6.32}$$

此處將結構物補強後地震力折減係數$F_{u,R}$與補強後極限基底剪力強度$V_{bs,R}$之乘積作為耐震容量，並將其分為既有構架部分以及補強部分之貢獻：

$$V_{bs,R} F_{u,R} = V_{bs} F_u + \beta \left(\tau_{EFC,\text{int}} A_{EFC,\text{int}} + \tau_{EFC,ext} A_{EFC,ext} \right) F_{u,EF} \tag{6.33}$$

其中F_u為既有構架地震力折減係數；$F_{u,EF}$為外加 RC 構架補強構材之地震力折減係數；亦考量各構件極限強度發生時機不同，給予折減係數$\beta = 0.9$。

由於每一面補強構架會含 2 支邊柱，故式(6.33)中僅有中間柱之補強斷面積和$A_{EFC,\text{int}}$為未知數。將式(6.33)代入式(6.32)可得外加 RC 構架補強所需增加之中間柱補強斷面積和$A_{EFC,\text{int}}$：

$$A_{EFC,\text{int}} \geq \frac{S_{aD} I W_R - V_{bs} F_u - \beta \tau_{EFC,ext} A_{EFC,ext} F_{u,EF}}{\beta \tau_{EFC,\text{int}} F_{u,EF}} \tag{6.34}$$

而最少中間柱數量則可透過中間柱補強斷面積和$A_{EFC,\text{int}}$，除以外加 RC 構架補強柱斷面得：

$$N_{EFC,\text{int}} \geq \frac{A_{EFC,\text{int}}}{a_{EFC}} \tag{6.35}$$

其中，a_{EFC} 為補強構架柱斷面積；補強中間柱數量 $N_{EFC,\text{int}}$ 必須為整數，且考量補強後結構之對稱性，建議將其無條件進位至偶數，得其補強之中間柱數量。

由於補強設計前尚無法得知補強樓版之長度，補強後靜載重以 $W_R = W$ 代入式(6.34)中進行計算，其補強設計流程如下：

(1) 使用式(6.28)對既有建築物進行耐震能力初步評估，算得為補強建築物之基本耐震性能，若 $E \geq 100$ 表耐震能力足夠、不需進入以下設計流程。
(2) 取得既有建築物參數 S_{aD} 、I 、W 、V_{bs} 、F_u 及 β 。
(3) 計算外加 RC 構架補強後之地震力折減係數 $F_{u,EF}$，其補強構材之韌性容量建議採用 4.0。
(4) 以式(6.34)計算所需補強之最少中間柱總斷面積 $A_{EFC,\text{int}}$ ，補強後總靜載重之數值以 $W_R = W$ 代入。
(5) 以式(6.35)計算所增加之最少中間柱根數 $N_{EFC,\text{int}}$，並無條件遞增至偶數，即為所需增加之中間柱數量。
(6) 完成初步設計並計算補強後結構總靜載重 W_R 後，重新以式(6.31)對補強後之建築物進行初步評估、算得補強後基本耐震性能，若 $E_R \geq 100$ 表補強通過，可進入至詳細評估。
(7) 若補強後基本耐震性能 $E_R < 100$ ，表補強後耐震能力依舊不足，此時將中間柱根數 $N_{EFC,\text{int}}$ 增加，並由步驟(6)進行迭代，直至 $E_R \geq 100$ 為止。

透過此方式可估算出需補強之柱數，雖此流程於步驟(4)時以補強前之總靜載重代入補強後之總靜載重、可能使 $N_{EFC,\text{int}}$ 數量低估，但由於增加之靜載重值應遠小於補強前之總靜載重，故影響不大，且亦可透過式(6.30)進行檢核，即便進入迭代也能快速求得 $N_{EFC,\text{int}}$ 。

6.5.2 外加 RC 構架之柱單位斷面積側向強度

強柱弱梁乃結構設計上為避免結構於地震時產生軟弱層崩塌、並使得多數梁桿件進入非線性達到消能效果之設計目標，柱與梁之強度比為決定

結構破壞模式的關鍵之一。為達強柱弱梁之各層樓柱梁彎矩強度比，隨著結構之樓層數而有所變化，若彎矩強度比越大、則柱頂產生非線性鉸之樓層越高；顯示柱線之側向力亦可能隨樓層數變化，若僅使用固定樓層外加構架求得之柱單位斷面積側向強度進行初步設計，則可能會有設計不通過、或是過度設計之疑慮，是故用於外加構架初步設計中，中間柱及邊柱之單位斷面積側向強度應考慮不同之補強樓層數。

(1) 低矮樓層外加構架補強柱

參考日本耐震補強工法事例集中之補強案例[6.3]，假定一組四層樓之外加鋼筋混凝土構架，柱斷面為 50cm×50cm、主筋使用 16-#7、鋼筋比為 0.0248、箍筋使用 3-#3@10 cm(非圍束區)；梁斷面為 30cm×50cm，且考慮外加構架主要為抵抗側向力，上下層主筋皆使用 4-#7、箍筋使用 3-#3@20 cm(非圍束區)，構件之斷面尺寸及配筋如圖 6.6；混凝土設計抗壓強度 $f_c' = 280$ kgf/cm^2 、主筋降伏強度 $f_y = 4200$ kgf/cm^2 、箍筋降伏強度 $f_{yt} = 2800$ kgf/cm^2。因外加構架與既有結構間樓版淨跨距為 60 cm，相較於一般常見跨距為低、外加構架所受之靜載重不大，假設外加構架不影響既有結構之垂直載重分配，故外加構架中其軸力對於柱構件之彎矩、剪力之互制效應不明顯，以求得較保守之結果。根據斷面分析，可算得柱之彎矩強度 $M_{nc} = 49.33$ tf-m 、柱之剪力強度 $V_{nc} = 49.55$ tf 、梁之正負彎矩強度皆為 $M_{nb} = 25.93$ tf-m。考量外加構架所受之側向力由既有結構傳遞而來，故外加構架之豎向力分配與既有結構相同，採用[6.2](建築物耐震設計規範)第 2.11 節、地震力之豎向分配，為既有結構之各層重量與樓高乘積加權平均；於計算四層樓構架之豎向力分配時，使用之樓層重量與樓高參考一實際案例，如表 6.2，四層樓構架之樓高為 16.7 m(含屋突)，其透過[6.2](建築物耐震設計規範)第 2.6 節、式(2-10)可算得之基本振動週期為 $T = 0.07 \times 16.7^{3/4} = 0.5783$ 秒< 0.7 秒，故不需考慮頂層外加集中力。以極限彎矩平衡法計算外加構架之側向強度，由外加構架中取一柱線進行分析，如圖 6.7；假設此柱線所受之豎向力與既有結構相同，且柱端及梁端於極限狀態下均進入非線性，對柱底計算彎矩平衡，即可求得此破壞模式及桿件內力

下之基底剪力，並以窮舉法求得該柱線之側向強度。純邊柱之計算結果如表 6.3 及圖 6.8，因側向力之分配係數取決於既有結構，外加構架各層樓所受側力不變之情況下，單位面積側向強度隨樓層數降低而上升，為求初步設計之簡易及保守，取邊柱之單位面積側向強度為$\tau_{ext} = 6.866$ kgf/cm^2。中間柱之計算結果如表 6.4 及圖 6.9，由於中間柱在計算彎矩平衡時，梁端對於抗傾倒彎矩之貢獻較高，故其單位面積側向強度亦較高，取$\tau_{\text{int}} = 10.422$ kgf/cm^2。

(2) 中高樓層外加構架補強柱

本研究欲將外加構架補強延伸至適用於中高樓層建築，故以另一組十層樓外加 RC 構架，以同樣之方法求其單位面積側向強度。設計一柱斷面為 80cm×100cm、主筋使用 20-#10、角落為 4-#11、縱向鋼筋比為 0.0246，箍筋使用 4-#4@10 cm(非圍束區)；梁斷面為 50cm×70cm，同樣亦考慮外加構架僅為抵抗側向力之抗彎構架，故上層及下層主筋皆為 8-#10、箍筋使用 4-#4@20 cm(非圍束區)，構件之斷面尺寸及配筋如圖 6.10；混凝土設計抗壓強度$f_c^{'} = 280$ kgf/cm^2、主筋降伏強度$f_y = 4200$ kgf/cm^2、箍筋降伏強度$f_y = 2800$ kgf/cm^2；假設各樓層之斷面配筋皆相同。透過斷面分析，可求得柱之彎矩強度為$M_{nc} = 356.43$ tf-m、柱之剪力強度$V_{nc} = 209.97$ tf、梁之彎矩強度為$M_{nb} = 145.59$ tf-m。此構架於計算時使用之樓層重量與樓高則參考土木 404-100 下冊[6.4]示範例，如表 6.5，因其十層樓構架依照規範所計算之週期$T = 0.8995$秒> 0.7 秒，故需考慮頂層集中力以反映高振態之反應。

純邊柱各樓層對應之側力強度計算結果如表 6.6 及圖 6.11、中間柱如表 6.7 及圖 6.12，因各層樓所受地震力不隨外加構架之樓層數變化，柱單位面積側向強度亦隨構架樓層數下降而上升。由於邊柱之側向強度約於六樓以上即收斂至一強度值，故邊柱於六樓以上之側向強度值取$\tau_{ext,high} = 9.634$ kgf/cm^2，亦即當外加構架之總樓層數大於五層時使用。二樓至五樓之側向強度則因隨外加構架之樓層數而有較明顯之變化，故將該範圍內之強度與樓層數關係，以最小平方法求得迴歸線，取$\tau_{ext,low} = 16.236 - 1.297N_{F,ext}$ kgf/cm^2，其中$N_{F,ext}$為外加構架之樓層數。中間

柱之側向強度由五樓以上即收斂至一強度值，為求建議側向強度適用範圍一致，同樣以六樓以上之側向強度值取$\tau_{\text{int},high}=14.698$ kgf/cm^2。二至五樓之單位面積側向強度亦由最小平方法迴歸求得，為$\tau_{\text{int},low}=17.349-0.582N_{F,ext}$ kgf/cm^2。

(3) 分析結果整理

因實際補強構件之斷面以及配筋可能因其他需求而與前述不同、側力豎向分配亦因結構而異，且考量桿件隨構架樓層數增加可能有變斷面之設計，故以折減係數 0.9 折減單位面積側向強度，以求適用於多種斷面及結構亦足夠保守。本研究建議用於初步設計時，若欲進行補強之建築為低矮樓層(如五層樓以下結構)、且補強柱之斷面較接近圖 6.6 時，則可以邊柱強度$\tau_{ext}=6.18kgf/cm^2$、中間柱強度$\tau_{\text{int}}=9.38kgf/cm^2$進行補強設計；若既有結構為五層樓以上、且補強柱斷面較接近圖 6.10 時，則可以式(6.36)計算邊柱之側向強度：

$$\begin{matrix}\tau_{ext}=8.67 & ,6\le N_{F,ext}<10\\ \tau_{ext}=14.61-1.17N & ,N_{F,ext}<6\end{matrix}\ kgf/cm^2 \tag{6.36}$$

$$\begin{matrix}\tau_{\text{int}}=13.23 & ,6\le N_{F,\text{int}}<10\\ \tau_{\text{int}}=15.61-0.52N_{F,\text{int}} & ,N_{F,\text{int}}<6\end{matrix}\ kgf/cm^2 \tag{6.37}$$

則中間柱用於初步設計之側向強度如式(6.37)：

6.6 開口鋼筋混凝土牆補強

6.6.1 簡介

開口 RC 牆補強工法係於既有結構物構架中填充開口 RC 牆，開口方式可有開門、開窗以及兼具開門與開窗。開口 RC 牆補強方案可有效提升剪力強度與勁度，另外開口的設置提供了採光功能、生活空間區隔以及保有活動動線等功能，故本補強方法對於強度、採光以及保有活動動線需求兼具時很適合。

開口 RC 牆補強係於 RC 牆內設置開口，開口的設置將原有完整的 RC 牆切割成數個剪力元素，而且隨著設置的開口數量、開口位置以及開口大小的不同，所形成之剪力元素個數會有所不同，剪力元素區分方式詳本手冊 4.6 節所示。本節以下將提供 6.6.2 窗型開口 RC 牆分析、6.6.3 斷面模擬以及 6.6.4 建議施工方法。

本工法假設採強度補強原則，以提升強度為考量，應依本手冊 6.1.3 節進行初步設計。開口鋼筋混凝土牆補強斷面示意圖如圖 6.13 及圖 6.14，分別為門型開口 RC 牆、窗型開口 RC 牆之圖說，以下僅針對窗型開口 RC 牆做示範例。

6.6.2 窗型開口 RC 牆補強

本手冊為參考 Ono[6.5]單一窗型開口 RC 牆實驗試體為案例，牆板厚度為 5cm。假設試體承受 40 頓軸力，軸力之分配是根據關鍵桿件之面積比例作分配。此開口牆試體開口位置與配筋如圖 6.15 所示，材料參數如表 6.8 所示。補強筋約距離開口邊緣 5cm。

1. 開口牆模擬範圍

分析模型模擬範圍為牆體之淨高與兩側之邊界柱外圍所包含之區塊，如圖 6.16 所示。故牆高 $h_w = 100cm$，牆長 $\ell_w = 180cm$。

2. 判斷開口牆是否適合開口牆分析模型

此開口對牆板造成明顯單一層的水平剪力軟弱區域，此區域為開口兩側，且軟弱區域是被豎向構材-垂直牆段填滿，如圖 6.17 所示。其開口為矩形開口且其開口牆高長比為 0.55 符合本手冊 4.6 節適用範圍，另其為單一開口並無多開口之限制。故此開口牆適用於開口牆分析模型。

3. 關鍵桿件選取

根據本文第 4.6.1(1)節所述之選取規則。關鍵桿件之水平尺度為開口邊界至另一開口或是邊界柱之距離；關鍵桿件下端邊界與兩相鄰開口下端邊界較高者同高；由於只有單一開口，故關鍵桿件上端邊界恰與開口上端邊界同高，如圖 6.17 關鍵桿件 A 與 B 所示。

4. 關鍵桿件高度修正

關鍵桿件高度修正流程如本手冊第 4.6.1(1)介紹所示。其修正流程與結果如下所示。

(1) 垂直牆段 A

- 牆筋 $\rho_h = \rho_v = \frac{A_6}{s \times t_w} = \frac{A_6}{10 \times 5} = 0.00633$

- 假設垂直牆段 A 上方剛性梁向下延伸一個 $d = 0.8\ell_w$ 內的水平鋼筋與混凝土作為節點平衡所需之力量，則該節點所提供水平力量即為

$$T_t = V_c + V_s = 0.53\sqrt{f_c'}t_w d + A_{sh}f_{yh}\frac{d}{s} = (0.53\sqrt{f_c'} + \rho_h f_{yh})t_w d$$
$$= (0.53\sqrt{275} + 0.00633 \times 3870) \times 5 \times 57.2 = 9520\text{kgf}$$

- 補強筋水平拉力強度為 $T_s = A_{10} \times f_y = 0.7133 \times 3850 = 2746\text{kgf}$

- 臨界合力中心

$$h_{w,c} = \frac{T_t(h_0 + h_i - d/2) + T_s(h_s + h_0)}{T_t + T_s}$$
$$= \frac{9520 \times (37 + 31.5 - 57.2/2) + 2746 \times (37 + 5)}{9520 + 2746}$$
$$= 40.37\text{cm}$$

- 計算混凝土壓桿水平分力 $C_d \cdot \cos\theta_c$

- 軸力分配即為關鍵桿件面積比例分配

$$N_u = \frac{71.5 \times 5}{71.5 \times 5 + 71.5 \times 5} 40000 \text{ kgf} = 20000 \text{ kgf}$$

- 壓力區深度 $a_c = (0.25 + 0.85\frac{N_u}{\ell_w t_w f_c'})\ell_w = 30.23 \text{ cm}$

- 垂直牆段對角壓桿端部截面積 $A_{str} = a_c \times t_w = 151.15 \text{ cm}^2$

- 抗剪元素角度 θ_c

$$\theta_c = \tan^{-1}\left(\frac{40.37}{0.8\times 71.5 - a_c/3}\right) = 40.59°$$

$\theta_c < 45°$ ； $\rho=\rho_v = 0.00633$ $f_y = f_{yv} = 3870\ \text{kgf/cm}^2$

$$K = \tan^A\theta_c + \cot^A\theta_c - 1 + 0.14B \le 1.64$$

$$A = 12\frac{3870}{275}0.00633 = 1.07 \le 1 \text{ ； } \mathrm{B} = 30\frac{3870}{275}0.00633 = 2.67 \le 1$$

$$K = \tan^1 40.59° + \cot^1 40.59° - 1 + 0.14 = 1.16 < 1.64$$

- 鋼筋混凝土軟化係數 $\zeta = \frac{10.7}{\sqrt{275}} \le 0.52 = 0.52$
- 剪力強度

$$\begin{aligned} C_d\cos\theta_c &= K\cdot\zeta\cdot f_c'\cdot A_{str}\cdot\cos\theta_c \\ &= 1.16\times 0.52\times 275\times 151.15\times\cos 40.59° \\ &= 19040kgf \end{aligned}$$

- 因 $C_d\cos\theta_c \ge T_t + T_s$，故需藉由剛性梁與牆板間之摩擦力達力平衡。
- 假設合力中心為 h_w=$h_{w,c}$，則新合力中心為 $h_w = h_w + \Delta h = 60cm$ 以試誤法進行疊代，直至合力中心高度收斂。

$$\theta = \tan^{-1}\left(\frac{60}{0.8\times 71.5 - a_c/3}\right) = 51.85°$$

$\theta \ge 45°$ ； $\rho=\rho_h = 0.00633$ $f_y = f_{yh} = 3870\ \text{kgf/cm}^2$

$$K = \tan^1 51.85° + \cot^1 51.85° - 1 + 0.14 = 1.20 < 1.64$$

$$\begin{aligned} C_d\cos\theta &= K\cdot\zeta\cdot f_c'\cdot A_{str}\cdot\cos\theta \\ &= 1.20\times 0.52\times 275\times 151.15\times\cos 51.85° \\ &= 16022kgf \end{aligned}$$

- 剛性梁與牆板間摩擦

$$T_i = C_d \cos\theta - T_t - T_s = 16022 - 9520 - 2746 = 3756kgf$$

- 計算新的合力中心

$$h_w = \frac{T_t(h_0 + h_i - d/2) + T_s(h_s + h_0) + T_i(h_0 + h_i)}{T_t + T_s + T_i}$$

$$= \frac{9520 \times (37 + 31.5 - 57.2/2) + 2746 \times (37 + 5) + 3756 \times (37 + 31.5)}{9520 + 2746 + 3756}$$

$$= 46.96\text{cm}$$

- 假設可接受誤差為 1%，檢核兩者臨界高度誤差為

$$Error = \frac{|46.96 - 60|}{60} \times 100\% = 21.73\% > 1\%$$

- 誤差大於可接受誤差，則繼續疊代直到高度收斂。關鍵桿件修正後高度為 48.34cm。

(2) 垂直牆段 B

- 依據相同的修正流程，修正後高度為 48.34cm。
- 施力端下垂直牆段為向上修正，其後續之垂直牆段皆為向下修正，其修正後關鍵桿件之尺寸如圖 6.18 所示。

5. 傳遞路徑之選取與修正

根據本文第 4.6.1(1)節介紹傳遞路徑的選取規則。上方傳遞路徑為開口上端至鄰近次高的開口上端或是剛性梁下緣，左右邊界即為兩側邊界柱、邊界柱至鄰近次高開口之左右邊界或是開口左右兩側鄰近開口左右邊界之水平距離。下方水平傳遞路徑亦是如此。根據此規則選取之傳遞路徑即為圖 6.19 中水平牆段 C 與 D 所示。

再根據修正高度後的關鍵桿件與上下方傳遞路徑修正並串聯起即為完整之傳遞路徑，如圖 6.20 所示。而各傳力路徑上桿件水平勁度可依本文第 4.6.1(1)節介紹定義出各桿件相對水平剪力勁度，各傳力路徑之相對勁度計算如下。

$$k_1 = Gt_w / \tan\alpha_1 = 180 / 20.16Gt_w = 8.93Gt_w$$

$$k_2 = Gt_w / \tan\alpha_2 = 180 / 31.5Gt_w = 5.71Gt_w$$

$$k_A = Gt_w / \tan\alpha_A = 71.5 / 48.34Gt_w = 1.48Gt_w$$

$$k_3 = Gt_w / \tan\alpha_3 = 180 / 31.5Gt_w = 5.71Gt_w$$

$$k_4 = Gt_w / \tan\alpha_4 = 180 / 20.16Gt_w = 8.93Gt_w$$

$$k_B = Gt_w / \tan\alpha_B = 71.5 / 48.34Gt_w = 1.48Gt_w$$

$$k_{1A2} = \frac{1}{1/k_1 + 1/k_A + 1/k_2} = 1.04Gt_w$$

$$k_{3B4} = \frac{1}{1/k_3 + 1/k_B + 1/k_4} = 1.04Gt_w$$

6. 關鍵桿件之側力位移曲線

(1) 垂直牆段“A”

- $\ell_w = 71.5$ cm ； $h_w = 48.34$ cm ； $d = 0.8\ell_w = 57.2$ cm ；

  $t_w = 5$ cm ； $I_g = \frac{5 \times 71.5^3}{12} = 152.3 \times 10^3$ cm^4

- 軸力之分配　$N_u = \frac{71.5 \times 5}{71.5 \times 5 + 71.5 \times 5} 40000$ kgf =20000 kgf

- 壓力區深度　$a_c = (0.25 + 0.85\frac{N_u}{\ell_w t_w f'_c})\ell_w = 30.23$ cm

- 垂直牆段對角壓桿端部截面積　$A_{str} = a_c \times t_w = 151.15$ cm^2

- 牆板鋼筋直徑、面積與鋼筋比

$D_6 = 2/8 \times 2.54$ cm $= 0.635$ cm ； $A_6 = D_6^2 \times \pi / 4 = 0.3167$ cm^2

$$\rho_h = \rho_v = \frac{A_6}{10 \times 5} = 0.00633$$

- 抗剪元素角度θ　$\theta = \tan^{-1}\left(\dfrac{48.34}{0.8\times 71.5 - a_c/3}\right) = 45.73°$

- 分析牆段“A”縱向鋼筋恰好降伏時的彎矩強度$M_y = 6.65$ tf-m

對應之撓曲強度$V_y = \dfrac{2M_y}{h_w} = 27.5$ tf

- 牆段縱向鋼筋達降伏強度時之滑移位移

$$\delta_{y,slip} = \frac{D_6 f_y^{\,2}}{8uE_s}\times\frac{1}{d-a_c}\times h_w$$
$$= \frac{0.635\times 3870^2}{8\times 3.2\sqrt{275\left(\text{kgf/cm}^2\right)}\times 2040000}\times\frac{1}{57.2-30.23}\times 48.34$$
$$= 0.02 \text{ cm}$$

依據上述垂直牆段”A”之各項性質，以剪力牆側力位移曲線分析模型[5.18]計算牆段 A 之開裂點、強度點以及崩塌點位移與強度如下：

a. 開裂點

- $V_{cr1} = 0.87\sqrt{f_c'}t_w d + \dfrac{N_u d}{4\ell_w} = 0.87\sqrt{275}\times 5\times 57.2 + \dfrac{20000\times 57.2}{4\times 71.5} = 8.12$ tf

$$V_{cr2} = \left[0.16\sqrt{f_c'} + \frac{\ell_w\left(0.33\sqrt{f_c'} + \dfrac{N_u}{5\ell_w t_w}\right)}{\dfrac{M_u}{V_u} - \dfrac{\ell_w}{2}}\right] t_w d \text{ ，因 } \frac{M_u}{V_u} - \frac{\ell_w}{2} \le 0$$

故開裂強度$V_{cr} = V_{cr1} = 8.12$tf

- 牆段開裂點的位移δ_{cr}為剪力位移$\delta_{cr,v}$、撓曲位移$\delta_{cr,f}$與滑移位移$\delta_{cr,slip}$之總和。

- 剪力位移

$$\delta_{cr,v} = \frac{1}{0.4E_c}\frac{1}{t_w d} \times V_{cr} \times h_w$$
$$= \frac{1}{0.4 \times 15000\sqrt{275}} \times \frac{1}{5 \times 0.8 \times 71.5} \times 8120 \times 48.34$$
$$= 0.014 \text{ cm}$$

- 撓曲位移

$$\delta_{cr,f} = \frac{h_w^{\,3}}{12E_c I_{eff}} V_{cr}$$

- I_{eff} 與軸力有關，查表 4.20 可得 $I_{eff} = 0.78I_g$

$$\delta_{cr,f} = \frac{h_w^{\,3}}{12E_c I_{eff}} V_{cr} = \frac{48.34^3}{12 \times 15000 \times \sqrt{275} \times 0.78 \times 152.3 \times 10^3} 8120$$
$$= 0.0026 \text{ cm}$$

- 滑移位移

$$\delta_{cr,slip} = \delta_{y,slip} \times \frac{V_{cr}}{V_y} = 0.02 \times \frac{8.12}{27.5} = 0.0059 \text{ cm}$$

- 牆段開裂點的位移

$$\delta_{cr} = 0.014 + 0.0026 + 0.0059 = 0.023 \text{ cm}$$

b. 強度點

$$V_n = C_d \cdot \cos\theta = K \cdot \zeta \cdot f_c' \cdot A_{str} \cdot \cos\theta$$

- 判斷鋼筋比以及鋼筋降伏強度

$\theta > 45°$ ； $\rho = \rho_h = 0.00633$ $f_y = f_{yh} = 3870 \text{ kgf/cm}^2$

$$K = \tan^A\theta + \cot^A\theta - 1 + 0.14B \le 1.64$$

$$A = 12\frac{3870}{275}0.00633 = 1.07 \le 1 \text{ ； } B = 30\frac{3870}{275}0.00633 = 2.67 \le 1$$

$$K = \tan^1 45.73° + \cot^1 45.73° - 1 + 0.14 = 1.14 < 1.64$$

- 鋼筋混凝土軟化係數

$$\zeta = \frac{10.7}{\sqrt{275}} \le 0.52 = 0.52$$

- 剪力強度

$$V_n = K \cdot \zeta \cdot f_c' \cdot A_{str} \cdot \cos\theta = 1.14 \times 0.52 \times 275 \times 151.15 \times \cos 45.73° / 1000$$
$$= 17.2 \text{ tf}$$

- 牆段強度點的位移δ_n為剪力位移$\delta_{n,v}$、撓曲位移$\delta_{n,f}$與滑移位移$\delta_{n,slip}$之總和。

- 剪力位移

$$\delta_{n,v} = 0.006 \times \sin 2\theta \times h_w = 0.29 \text{cm}$$

- 撓曲位移

查表 4.20 可得$I_{eff} = 0.55 I_g$

$$\delta_{n,f} = \frac{h_w^{\ 3}}{12 E_c I_{eff}} V_n = \frac{48.34^3}{12 \times 15000\sqrt{275} \times 0.55 \times 152.3 \times 10^3} 17.2 \times 10^3$$
$$= 0.0077 \text{ cm}$$

- 滑移位移

$$\delta_{n,slip} = \frac{V_n}{V_y} \delta_{y,slip} = \frac{17.2}{27.5} \times 0.02 = 0.0125 \text{ cm}$$

- 牆段強度點的位移

$$\delta_n = \delta_{n,v} + \delta_{n,f} + \delta_{n,slip} = 0.29 + 0.0077 + 0.0125 = 0.31 \text{ cm}$$

c. 崩塌點

- 查表 4.21 計算崩塌強度以及位移係數。

$$A_{st} = (\ell_w - a_c) \times t_w \times \rho_v = (71.5 - 30.23) \times 5 \times 0.00633 = 1.306\, cm^2$$

$$A_{st}^{'} = a_c \times t_w \times \rho_v = 30.23 \times 5 \times 0.00633 = 0.956\, cm^2$$

$$\frac{\left(A_s - A_s^{'}\right) f_{yv} + N_u}{\ell_w t_w f_c^{'}} = \frac{(1.306 - 0.956)3870 + 20000}{71.5 \times 5 \times 275} = 0.217 > 0.05$$

$$V_a = 0.0 V_n = 0 \text{ tf}$$

$$\delta_a = 0.01 h_w = 0.01 \times 48.34 = 0.483 \text{ cm}$$

(2) 垂直牆段 “B”

a. 開裂點

$$V_{cr} = 8.12 \text{tf}$$

$$\delta_{cr} = \delta_{cr,v} + \delta_{cr,f} + \delta_{cr,slip} = 0.023 \text{ cm}$$

b. 強度點

$$V_n = K \cdot \zeta \cdot f_c' \cdot A_{str} \cdot \cos\theta = 17.2 \text{ tf}$$

$$\delta_n = \delta_{n,v} + \delta_{n,f} + \delta_{n,slip} = 0.31 \text{ cm}$$

c. 崩塌點

$$V_a = 0.0 V_n = 0 \text{ tf}$$

$$\delta_a = 0.01 h_w = 0.01 \times 48.34 = 0.483 \text{ cm}$$

7. 關鍵桿件側力位移曲線修正

(1) 垂直牆段 “A”

$$k_A = Gt_w / \tan\alpha_A = 71.5 / 48.34 Gt_w = 1.48 Gt_w$$

$$k_{1A2} = \frac{1}{1/k_1 + 1/k_A + 1/k_2} = 1.04 Gt_w$$

$$\delta_{\text{cr,modify}} = \frac{k_A}{k_{1A2}} = 0.023 \times \frac{1.48 Gt_w}{1.04 Gt_w} = 0.033 \text{ cm}$$

$$\delta_{\text{n,modify}} = \frac{k_A}{k_{1A2}} = 0.31 \times \frac{1.48Gt_w}{1.04Gt_w} = 0.44 \text{ cm}$$

$$\delta_{\text{a,modify}} = \frac{k_A}{k_{1A2}} = 0.483 \times \frac{1.48Gt_w}{1.04Gt_w} = 0.69 \text{ cm}$$

(2) 垂直牆段 “B”

$$k_B = Gt_w / \tan\alpha_B = 71.5 / 48.34Gt_w = 1.48Gt_w$$

$$k_{3B4} = \frac{1}{1/k_3 + 1/k_B + 1/k_4} = 1.04Gt_w$$

$$\delta_{\text{cr,modify}} = \frac{k_B}{k_{3B4}} = 0.023 \times \frac{1.48Gt_w}{1.04Gt_w} = 0.033 \text{ cm}$$

$$\delta_{\text{n,modify}} = \frac{k_B}{k_{3B4}} = 0.31 \times \frac{1.48Gt_w}{1.04Gt_w} = 0.44\text{cm}$$

$$\delta_{\text{a,modify}} = \frac{k_B}{k_{3B4}} = 0.483 \times \frac{1.48Gt_w}{1.04Gt_w} = 0.69 \text{ cm}$$

8. 開口牆之側力位移曲線

	牆段 A		牆段 B		簡易預測側力位移曲線	
	δ (cm)	V (tf)	δ (cm)	V (tf)	δ (cm)	V (tf)
開裂點	0.033	8.12	0.033	8.12	0.033	16.24
強度點	0.44	17.2	0.44	17.2	0.44	34.4
崩塌點	0.69	0	0.69	0	0.69	0

疊加方法，以線性內插的方式，將相同位移對應之力量相加，以下舉一例子說明，後續之作法相同。

$\delta = 0.033$ cm

$$V = 8.12 + \frac{0.033 - 0}{0.033 - 0} \times 8.12 = 16.24 \text{ tf}$$

$\delta = 0.44$ cm

$$V = 8.12 + \frac{0.44 - 0.033}{0.44 - 0.033} \times (17.2 - 8.12) + 17.2 = 34.4 \text{ tf}$$

下列各點之位移對應之剪力強度採取一樣之作法。故可得此開口牆之側力位移曲線，而簡易預測方法之側力位移曲線之計算如下所示。

(1) 簡易預測方法之開裂點

$$\delta_{cr} = \min(\delta_{cr,A}, \delta_{cr,B}) = 0.033 \text{ cm}$$

$$V_{cr} = 8.12 + \frac{0.0332 - 0}{0.0332 - 0} \times 8.12 = 16.24 \text{ tf}$$

(2) 簡易預測方法之強度點

$$\delta_n = \min(\delta_{n,A}, \delta_{n,B}) = 0.44 \text{ cm}$$

$$V_n = 17.2 + \frac{0.44 - 0.033}{0.44 - 0.033}(17.2 - 8.12) + 17.2 = 34.4 \text{tf}$$

(3) 簡易預測方法之崩塌點

$$\delta_a = \min(\delta_{a,A}, \delta_{a,B}) = 0.69 \text{ cm}$$

$$V_a = 0 + \frac{0.69 - 0.44}{0.69 - 0.44} \times (0 - 17.2) + 17.2 = 0 \text{ tf}$$

6.6.3 斷面模擬

開口 RC 牆模擬方式，仍以一等值寬柱模擬，依據上述所計算的開裂點、強度點與崩塌點之強度與位移，計算剪力非線性鉸參數，如圖 5.44 與表 5.16 所示。其中 Force SF 為 $V_n = 34.4 \text{ tf}$，而 Disp. SF 為 $\delta_n - \frac{\delta_{cr}}{V_{cr}} \times V_n = 0.3746 \text{ cm}$。表中 c 為 $\frac{\delta_a - \frac{\delta_{cr}}{V_{cr}} \times V_a}{\text{Disp. SF}} = 1.8383$。

6.6.4 補強效益

分析此既有 RC 構架側力強度約為 11.42 tf，藉由在空構架中填入此類型的開口 RC 牆後，其側力強度從 11.42 tf 提升至 34.4 tf。

因為 RC 牆的開口型式多變，且開口位置亦會影響其強度。故須依需要補強的位置、開口型式、動線的需求與開口 RC 牆補強的數量，分析個別之側力強度以評估是否能夠滿足需補強的需求。

6.6.5 建議施工方法

(1) 妨礙施工之管線及設施先行遷移。
(2) 若有新增基礎，需先敲除壹層樓版，再以人工開挖至柱基礎結構頂面位置。
(3) 若為原有開口磚牆替換成開口 RC 牆時，需將原有磚牆部分敲除乾淨。

(4) 補強施工範圍內原有結構體(如下區域)表面打毛至 6mm 粗糙度。
   (a) 原有柱
   (b) 補強範圍內梁
   (c) 直通主筋位置樓版及梁側混凝土
(5) 敲除時不可損傷鋼筋，敲除完後以高壓空氣清理敲除粉塵及鬆動混凝土塊。
(6) 敲除面寬度大於 0.3mm 之裂縫需以 EXPOCY 灌注， 較大之缺損以 EXPOCY 砂漿修補。
(7) 探測並標示植筋位置周邊原結構鋼筋位置。
(8) 避開周邊結構鋼筋位置，依規定進行植筋。
(9) 牆鋼筋綁紮。
(10)模版組立，上方預留喇叭口以利混凝土澆置。
(11)混凝土澆置，最大粒徑不可超過 13mm，混凝土澆置前潤濕原結構體表面，澆置時需以模外振動器配合施工。
(12)澆置完成後敲除喇叭口附近混凝土，以無收縮水泥砂漿填實空隙。
(13)補強範圍 1:3 水泥粉刷並恢復原有外觀。
(14)若有移除或改道之管線或設施，需復原並恢復原有功能。

6.7 外加電梯核心牆補強

6.7.1 簡介

低矮型 RC 造建築物概略可分為連棟透天厝(街屋)、公寓及獨棟透天厝三類，根據過去地震勘災經驗得知，早期興建之低矮型 RC 造建築物，常因設計地震力不足、結構立面平面配置不當、構件無法充分發揮韌性，以及施工品質不良等因素，使得此類型建築物的耐震能力堪慮。老舊公寓除了有耐震能力不足的問題外，還有缺乏電梯的問題。早期興建的五層樓公寓，通常沒有配置電梯，對於高齡者或身心障礙者而言，是不友善的居住環境。

有鑑於此，本中心提出電梯核心牆耐震補強工法。此工法概念為在既有公寓建築內，增置 RC 核心牆做為耐震補強，同時可於此核心牆內裝設小型昇降機，因此可同時提升結構耐震能力及提供垂直向無障礙動線。

6.7.2 設計與模擬

以臺灣都會區常見雙併公寓建築為例，一棟地上四層之鋼筋混凝土造建築物，建築平面圖如圖 6.21，左戶室內空間為三房二廳雙浴廁之配置，右戶室內空間為四房二廳雙浴廁之配置，室內各使用空間均以 12cm 磚牆作為隔間牆，外牆與兩戶間之隔戶牆為 24cm 磚牆，其中各臥室及浴廁之外牆因採光通風需求，均有設置開孔安裝窗戶，樓梯間之梯間牆則為 24cm 磚牆。

電梯核心牆補強工法之設計邏輯為將既有的樓梯間(開口/無開口)磚牆置換成(開口/無開口)RC 牆，創造出可以增加電梯的核心空間再外加鋼製樓梯。由於一樓左右兩戶具有獨立之門戶，故原型為無開口磚牆，補強後置換為無開口 RC 牆；而二樓以上住戶則以中間之公用樓梯作為主要通道，大門開口位於樓梯兩側，故二層以上原型為開口磚牆，補強後置換為開口 RC 牆。

圖 6.22 顯示 RC 牆補強構件位置，將既有樓梯間的磚牆全部置換成 RC 牆，置換的牆面共有三處：SWX、SWY1 及 SWY2，其中 RC 牆採用雙向雙排配筋，牆筋可以依需求而定，常見為#3 或#4 鋼筋，間距為 15 到 20 公分之間，新增的 RC 牆與既有的 RC 框架之間的結合採用植筋的方式，至於植筋的細節設計，工程師應按照植筋的設計方法做妥善的設計。

沿 X 向位在 D 構架的柱線 3 到柱線 5 之跨間，自底層到頂層配置一面厚度 25 公分的無開口 RC 牆，即 SWX，其側力位移曲線關係，可依據 4.6 節之剪力側向載重位移曲線作計算或以 6.4 節鋼筋混凝土剪力牆示範例作參考計算，並以 4.6 節之剪力非線性鉸定義輸入 ETABS 模型，經分析後此面 RC 牆補強構件尺寸及配筋細節如圖 6.23 所示。

在構架 5 的柱線 D 到柱線 A 之跨間，自底層到頂層配置一面厚度 25 公分的 RC 牆，其中第一層為無開口牆，第二層到第四層則為開口 RC 牆，做為右側住戶進出大門，此面 RC 牆補強斷面名為 SWY1，其側力位移曲線關係，可依據 4.7 節之開口牆側向載重位移曲線作計算或以 6.6 節開口鋼筋混凝土牆示範例作參考計算，並以 4.7 節之開口牆非線性鉸定義輸入 ETABS 模型，經分析後此面開口 RC 牆補強構件尺寸及配筋細節如圖 6.24 所示；相同地，另在構架 3 的柱線 D 到柱線 B 之跨間，也配置一面厚度 25 公分

的 RC 牆，第一層為無開口牆，第二層到第四層則為開口 RC 牆，做為左側住戶進出大門，此面 RC 牆補強斷面名為 SWY2，依前述方法設計可得，SWY2 之尺寸及配筋細節如圖 6.25 所示。開口 RC 牆 SWY1 及 SWY2 維持既有的大門開口寬度 1.2 公尺，高度 2.3 公尺。由於此工法須將既有的樓梯往外拉，設置一個電梯進出的空間，故開口的位置可以照實際使用的需求做移動。

電梯核心牆模擬方式原則上與 RC 牆構件相同，用等值寬柱的方式去模擬。若經過側推分析詳細評估，耐震能力仍未達設計地震的標準，可在其他適當構件的位置搭配擴柱、翼牆、斜撐等工法進行補強，參見第七章設計示範例。

6.8 複合柱補強

複合柱補強乃於建築物隔間磚牆之兩側配置主筋及橫向鋼筋，並澆注混凝土，使新構築之複合柱於兩側夾住隔間磚牆，藉由新增設之複合柱得以提升建築物之耐震能力。

(1) 簡介複合柱斷面尺寸及配筋

複合柱分成兩部份，乃於隔間磚牆之兩側施作，並夾住隔間磚牆，平面及立面如圖 6.26 所示[6.6]。為不影響教室之室內空間，複合柱之斷面尺寸可採單側斷面寬度 40 cm，深度 20 cm，設計工程師亦可依實際需求加寬或加深尺寸。由於傳統建築物隔間磚牆常見堆砌厚度為 1B(約 25 cm)，故複合柱之總斷面深度為 65 cm、寬度為 40 cm，前後夾住隔間磚牆，此斷面尺寸可作為一標準化之模組斷面，可有效簡化其設計與分析。

模組化之複合柱斷面乃設計於隔間牆之兩側各配置 4 根#6 主筋，再以二個#3 冂型鋼筋對接、間距 15 cm 作為複合柱之橫向圍束，冂型鋼筋之兩伸出肢長度均為 50 cm。其中，因隔間磚牆之關係，傳統柱箍筋無法使用，故複合柱之橫向圍束改採用二個冂型#3 鋼筋於隔間牆前後對接，對接部份再以 2 個 3/8 吋 U 型鋼索夾(如圖 6.27 所示)交互鎖固，U 型鋼索夾之每一

螺帽再以扭力扳手施加 45 N-m 之扭矩，以形成一良好的圍束機制。複合柱之端部設計向上穿透頂樓樓版 40 cm，向下進入基腳或地梁錨定。複合柱上端設計主筋於屋頂外 40 cm 範圍內以 90 度標準彎鉤進行錨定，彎鉤尾部(含彎轉及直線段)長 36 cm；複合柱下端設計於地梁下方 20 cm 處以 90 度標準彎鉤進行錨定，且 90 度彎鉤之伸出肢以朝向地梁方向包覆此地梁，原有地梁之梁腹仍用#3 冂型筋進行圍束，間距同複合柱柱身之設計。

若原始建築物無地梁基礎，則於隔間牆下方施作一獨立基腳，複合柱主筋則延伸至此基腳內以 90 度標準彎鉤進行錨定，箍筋號數及間距同複合柱柱身之設計。複合柱基腳埋入深度 D_f 應不得小於建築物原有其他柱基腳之埋入深度。針對二層樓至三層樓建築物進行補強之複合柱基腳，本手冊建議其尺寸分別以不小於長 100 cm、寬 100 cm、厚 75 cm 之原則進行檢討，且各方向之尺度應獨立分別與原始建築物其他 RC 柱之獨立基腳尺寸比較，以保守擇之。本手冊建議基腳之垂直筋及水平筋均可為#6@15cm，且各方向配筋應分別與原始建築物其他 RC 柱之獨立基腳配筋比較，以保守擇之。本手冊所建議之基腳配筋設計以#6 冂型鋼筋搭接，搭接長度為 30 cm，如圖 6.28 及圖 6.29 所示。複合柱基腳鋼筋設計降伏強度為 4200 kgf/cm2，基腳混凝土設計抗壓強度為 280 kgf/cm2，基腳淨保護層厚度採用 7.5 cm。

複合柱#6 主筋設計降伏強度為 4200 kgf/cm2，冂型#3 箍筋設計降伏強度為 2800 kgf/cm2，混凝土設計抗壓強度均為 280 kgf/cm2，柱身之淨保護層厚度採用 4 cm。由於複合柱之主筋上下端均有 90 度彎鉤，無法直接貫穿構架之樓版，因而主筋改為在二分之一淨高處做全斷面乙級搭接，搭接長度為 76 cm。

(2) 單根複合柱之側力強度 V_{CC}

複合柱之彎矩強度較衰減後之剪力強度低，其破壞模式為撓曲破壞。複合柱斷面中包含紅磚及混凝土兩種材料，利用材料力學之變換剖面法，將其變換為單一材料之等值剖面。混凝土彈性模數可取 $15000\sqrt{f'_c} = 2.51\times10^5$ kgf/cm^2；依文獻 [6.7] 可得紅磚抗壓強度 $f_{bc} = 150$ kgf/cm^2 及紅磚彈性模數 $4442\sqrt{f_{bc}} = 54400$ kgf/cm^2，基於相同中性軸及彎矩容量兩原則，縮減複合柱矩形斷面紅磚部分之寬度，其縮減比例則

依據紅磚與混凝土之彈性模數比$n=\frac{4442\sqrt{f_{bc}}}{15000\sqrt{f_c'}}=\frac{54400}{2.51\times10^5}=0.217$，原矩形複合斷面變換成 I 型混凝土斷面，如圖 6.30 所示。建築物結構之載重分配路徑係由 RC 柱及隔間磚牆傳遞至地盤，而複合柱為增設補強，不參與載重分配，故其軸力為零，依此進行斷面分析，可求出複合柱在軸力為零下之標稱彎矩$M_n=2.72\times10^6$ kgf-cm。另假設反曲點位於柱高 1/2 處，則每根複合柱可增加之側向強度$V_{CC}=\frac{2.72\times10^6}{0.5H_C}$。

6.8.1 規劃與設計

初步設計步驟：

此複合柱為標準斷面，沿走廊方向 65 cm、沿隔間磚牆方向寬度 40 cm，故進行中小學耐震補強時，不需再設計複合柱斷面，只需調整複合柱之數目，再以均勻對稱為原則配置於建築物之隔間磚牆，以達到耐震規範之基本要求。複合柱補強可同時提升強度及韌性，惟進行初步設計時，為簡化設計步驟，故僅以提升強度為考量，視提升韌性為額外貢獻。

由 6.1.3 所建議之初步設計流程，可決定複合柱補強桿件數量，其中單一補強桿件所提供之側力強度增量ΔV_L應以前述第(2)段落所提單根複合柱提供側力強度$V_{CC}=\frac{2.72\times10^6}{0.5H_C}$代入，故如採階段性補強 A 設計(模型分析法)，須代入式(6.8)；如採階段性補強 A 設計(簡易分析法)，須代入式(6.13)；如採階段性補強 B 須代入式(6.16)，整幢補強則是代入式(6.3)，即可求得補強桿件數量。

6.8.2 補強斷面模擬

依前節所述補強初步設計後，應再進行補強後詳細評估，評估後若性能目標地表加速度A_p^*仍小於 475 年設計地震等效地表加速度A_T，則再依實際情況調整複合柱根數，並依對稱與均勻之原則重新分配複合柱位置，再以詳細評估方法進行檢核是否達補強設計要求。

在 ETABS 非線性側推分析前，須先建立複合柱之撓曲及剪力破壞側向載重與位移曲線，再轉換成 ETABS 之非線性鉸參數。因此在非線性鉸設定上，須在複合柱之兩端設置彎矩非線性鉸；複合柱中間設置剪力非線性鉸，同時進行複合柱之撓曲與剪力行為之模擬，以表現撓曲或剪力二種破壞模式。本手冊複合柱標準斷面尺寸為柱寬 40 cm；柱深 65 cm；柱淨高 H_C；淨保護層為 4 cm，混凝土抗壓強度 $f_c' = 280$ kgf/cm^2；主筋抗拉強度 $f_y = 4200$ kgf/cm^2；箍筋抗拉強度 $f_{yt} = 2800$ kgf/cm^2；承受軸力為 0 kgf。依據 4.2.1 構件模擬，可建立複合柱在撓曲破壞之側向載重與位移曲線及在剪力破壞之側向載重與位移曲線。

6.8.3 施工注意事項

複合柱補強工法之施工步驟如下：

(1) 基礎開挖

考量機具開挖施工空間、鋼筋籠綁紮及置放工作空間，基礎實際開挖大小可予以放大，惟澆置混凝土時，仍須將開挖區域確實填充完整。

(2) 箍筋位置鑽孔

複合柱冂型筋須以鑽孔機之 1 吋鑽頭進行鑽孔，鑽孔後應以高壓空氣清潔孔內殘渣及雜質，避免殘渣及雜質影響冂型鋼筋伸出肢之搭接與握裹效果。當箍筋位置恰為原始建築物之梁位置時，則應避開梁主筋及箍筋，且至少須有一根冂型箍筋通過梁腹中央，在此冂型筋不足者則於靠近梁頂與梁底之磚牆上予以補足。

(3) 樓版混凝土打除

複合柱設計穿透樓版，故以機具打除複合柱範圍之樓版混凝土，但不破壞原始樓版之鋼筋，以利複合柱與原始建築物結合良好。(如圖 6.31 所示)

(4) 複合柱邊線內之隔間磚牆表面粉刷層清除

為使新澆注之混凝土能與原始建築物結合更加良好，須將複合柱位置之隔間磚牆表面粉刷層打除，磚牆表面可適度打毛至 6mm 粗糙度，並以高壓空氣清理及灑水以消除表面粉塵、細碎石。

(5) 複合柱鋼筋綁紮。

(6) 模版組立。

(7) 混凝土澆置，最大粒徑不可超過 13mm，混凝土澆置前潤濕原結構體表面，澆置時需以模外振動器配合施工。

(8) 補強範圍 1:3 水泥粉刷並恢復原有外觀。

(9) 若有移除或改道之管線或設施，需復原並恢復原有功能。

參考文獻

[6.1] 鍾立來、林聖學、楊耀昇、黃世建、蕭輔沛、邱聰智、吳賴雲、賴昱志，「擴柱補強校舍耐震能力初步評估」，中華民國結構工程學會，結構工程，出版中。

[6.2] 內政部營建署，「建築物耐震設計規範及解說」，100.1.19 台內營字第 0990810250 號修正部分規定，民國一百年七月一日生效。

[6.3] 日本建築防災協會，「耐震補強工法事例集」，平成 20 年，2008。

[6.4] 中國土木水利工程學會混凝土工程委員會，「混凝土工程設計規範之應用(土木 404-100)下冊」，科技圖書公司，台北市，2011。

[6.5] Ono, M and Tokuhiro, I (1992), “A proposal of Reducing Rate for Strength Due to Opening Effect of Reinforced Concrete Framed Shear Walls”, Journal of Struc. Constr. Engng, AIJ, No.453, May, pp119-129.

[6.6] 鍾立來、吳賴雲、連冠華、曾建創、楊卓諺、黃裕哲，「校舍隔間磚牆增設複合柱補強效益之側推分析及試驗驗證」，國家地震工程研究中心，報告編號 NCREE-06-010，2006 年。

[6.7] 內政部，「建築物磚構造設計及施工規範」，台北，2008 年。

表 6.1　建築物補強設計作業程序查核表

項號	查　　檢　　項　　目	查檢結果	未符合情形
1	是否依據詳細評估法分析原始結構耐震能力 A_p	□是□否	
2	原始結構耐震能力 A_p 是否滿足規範需求(答是，則以下免填)	□是□否	
3	補強初步設計桿件是否有進行桿件分析	□是□否	
4	補強初步設計中，是否有考慮新舊界面問題	□是□否	
5	補強初步設計是否考慮使用性、施工性、經濟性	□是□否	
6	補強後是否進行詳細評估法分析結構耐震能力 A^*	□是□否	
7	補強後耐震能力 A_P^* 是否滿足規範需求(答否請重新補強設計)	□是□否	

查檢結果處理意見		
單位主管簽章	科(組)(室)主管簽章	承辦人簽章

表 6.2　四層樓外加鋼筋混凝土構架柱線之地震力豎向分配

樓層	樓重 W (tf)	樓高 h (m)	豎向分配比值
RF	230.529	12	0.383
4F	247.119	9	0.308
3F	247.519	6	0.206
2F	246.521	3	0.103
總和	971.688		1

表 6.3　四層樓外加鋼筋混凝土構架邊柱之側向強度

樓層	柱線側向強度 (kgf)	單位斷面積側向強度 (kgf/cm^2)	破壞模式
4	17163.79	6.866	一樓柱底及各層樓梁端撓曲破壞
3	19378.57	7.751	一樓柱底、三樓柱頂 及二至三樓梁端撓曲破壞
2	21887.08	8.755	一樓柱底、二樓柱頂 及二樓梁端撓曲破壞

表 6.4　四層樓外加鋼筋混凝土構架中間柱之側向強度

樓層	柱線側向強度 (kgf)	單位斷面積側向強度 (kgf/cm^2)	破壞模式
4	26055.75	10.422	一樓柱底、三樓柱頂 及二至三樓梁端撓曲破壞
3	26055.75	10.422	一樓柱底、三樓柱頂 及二至三樓梁端撓曲破壞
2	26442.70	10.577	一樓柱底、二樓柱頂 及二樓梁端撓曲破壞

表 6.5　十層樓外加鋼筋混凝土構架柱線之地震力豎向分配

樓層	樓重 W (tf)	樓高 h (m)	豎向分配比值
RF	545.45	33.3	0.200
10F	667.74	30.1	0.152
9F	667.74	26.9	0.136
8F	667.74	23.7	0.120
7F	667.74	20.5	0.103
6F	693.32	17.3	0.091
5F	694.79	14.1	0.074
4F	697.56	10.9	0.057
3F	699.02	7.7	0.041
2F	775.30	4.5	0.026
	6230.95		1

表 6.6　十層樓外加鋼筋混凝土構架邊柱之側向強度

樓層	柱線側向強度 (kgf)	單位斷面積側向強度 (kgf/cm^2)	破壞模式
10	77073.37	9.634	一樓柱底 及二至十樓梁端撓曲破壞
9	78589.45	9.824	一樓柱底、七樓柱頂 及二至七樓梁端撓曲破壞
8	78589.45	9.824	一樓柱底、七樓柱頂 及二至七樓梁端撓曲破壞
7	78589.45	9.824	一樓柱底、七樓柱頂 及二至七樓梁端撓曲破壞
6	78982.22	9.824	一樓柱底、六樓柱頂 及二至六樓梁端撓曲破壞
5	81116.03	10.140	一樓柱底、五樓柱頂 及二至五樓梁端撓曲破壞
4	85775.66	10.722	一樓柱底、四樓柱頂 及二至四樓梁端撓曲破壞
3	94710.72	11.839	一樓柱底、三樓柱頂 及二至三樓梁端撓曲破壞
2	112722.02	14.090	一樓柱底、二樓柱頂 及二樓梁端撓曲破壞

表 6.7　十層樓外加鋼筋混凝土構架中間柱之側向強度

樓層	柱線側向強度 (kgf)	單位斷面積側向強度 (kgf/cm^2)	破壞模式
10	117587.62	14.698	一樓柱底、五樓柱頂及二至五樓梁端撓曲破壞
9	117587.62	14.698	一樓柱底、五樓柱頂及二至五樓梁端撓曲破壞
8	117587.62	14.698	一樓柱底、五樓柱頂及二至五樓梁端撓曲破壞
7	117587.62	14.698	一樓柱底、五樓柱頂及二至五樓梁端撓曲破壞
6	117587.62	14.698	一樓柱底、五樓柱頂及二至五樓梁端撓曲破壞
5	117587.62	14.698	一樓柱底、五樓柱頂及二至五樓梁端撓曲破壞
4	118363.74	14.795	一樓柱底、四樓柱頂及二至四樓梁端撓曲破壞
3	122177.62	15.272	一樓柱底、三樓柱頂及二至三樓梁端撓曲破壞
2	131839.26	16.480	一樓柱底、二樓柱頂及二樓梁端撓曲破壞

表 6.8　材料性質、邊界柱尺寸與配筋

混凝土強度 $f'_c(kgf/cm^2)$	鋼筋降伏強度 $f_y(kgf/cm^2)$			邊界柱尺寸與配筋		
275	D6	D10	D13	$B\times D$	主筋	箍筋
	3870	3850	3440	20×20	4-D13	D6@4

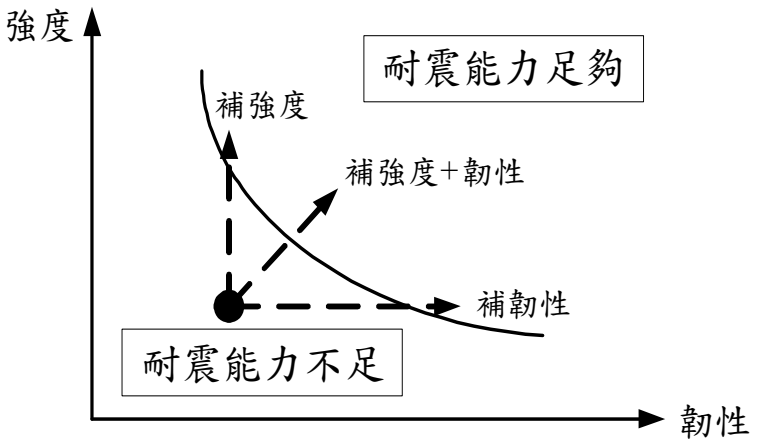


圖 6.1　補強原則示意圖

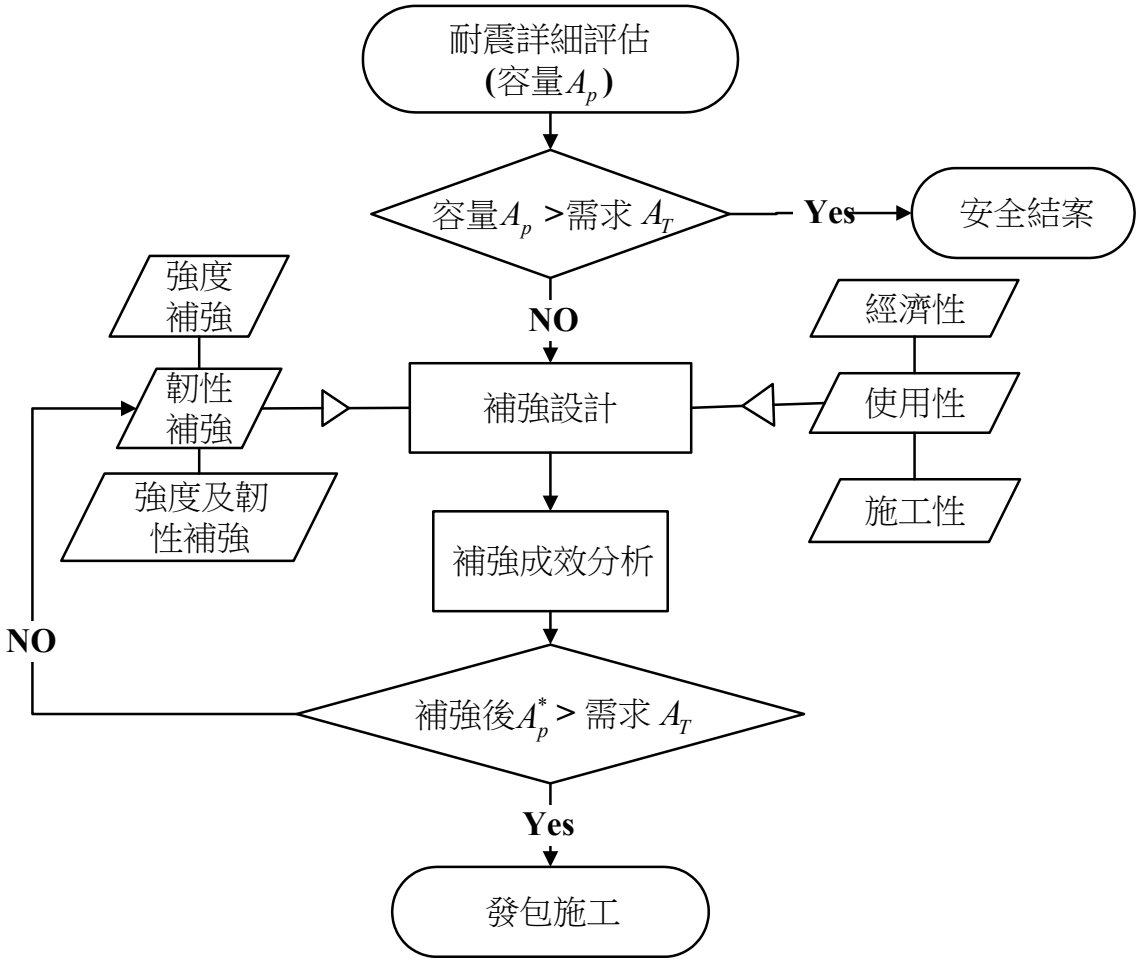
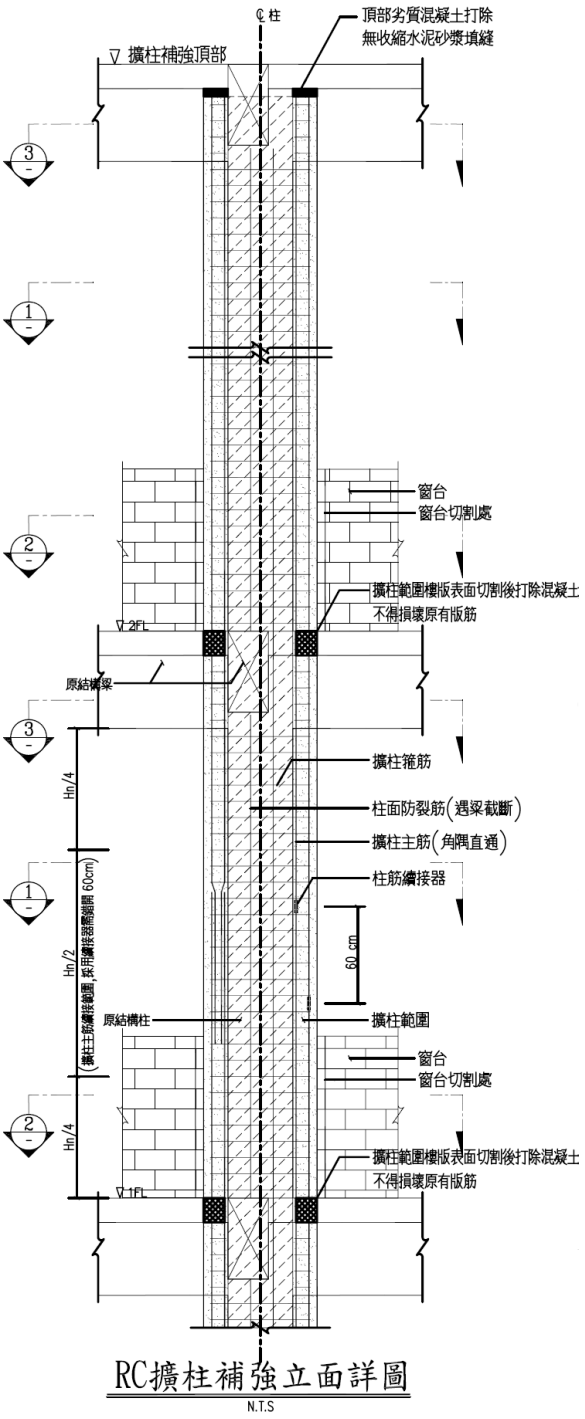
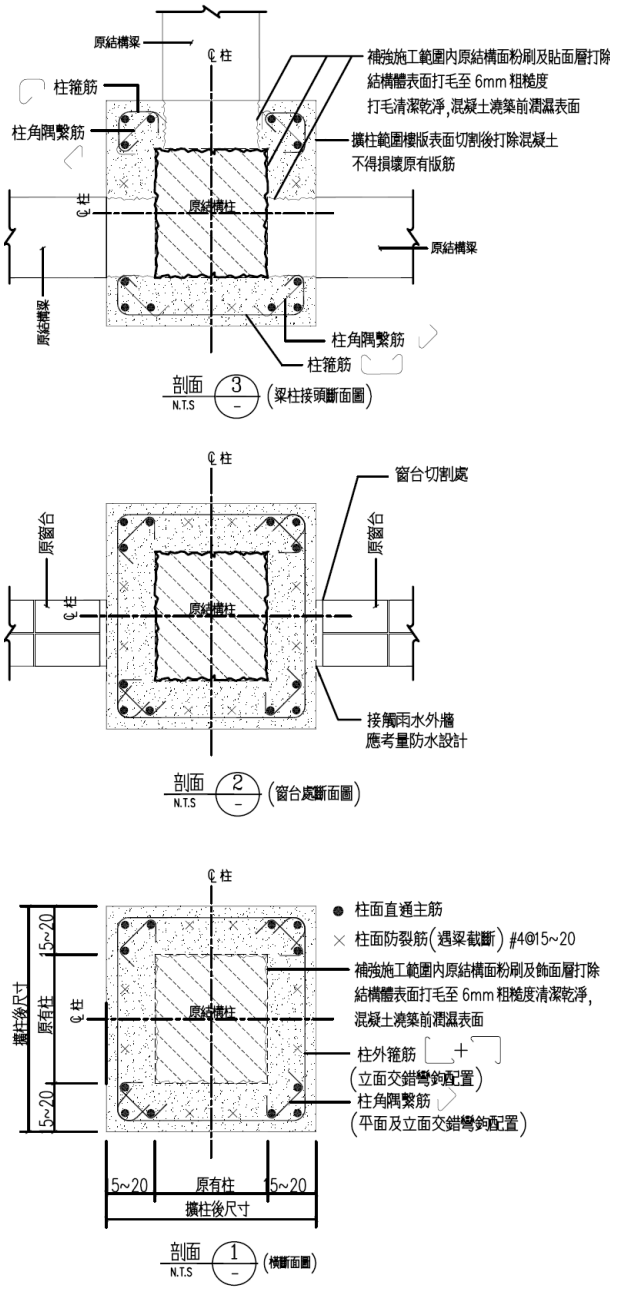


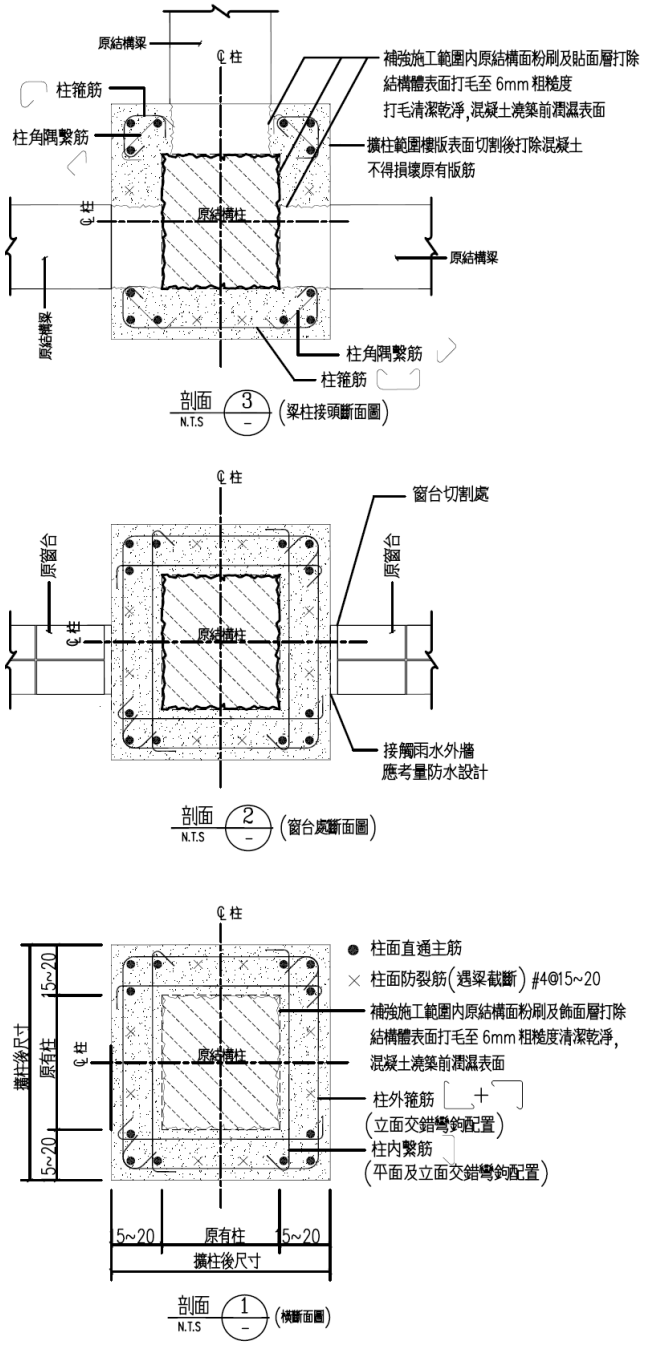
圖 6.2　耐震評估與補強流程圖


℄柱
頂部劣質混凝土打除
無收縮水泥砂漿填縫
▽擴柱補強頂部
窗台
窗台切割處
擴柱範圍樓版表面切割後打除混凝土
不得損壞原有版筋
▽2FL
原結構梁
擴柱箍筋
柱面防裂筋(遇梁截斷)
擴柱主筋(角隅直通)
柱筋續接器
60 cm
Hn/4
Hn/2
(擴柱主筋續接範圍,若用續接器間距60cm)
原結構柱
擴柱範圍
窗台
窗台切割處
擴柱範圍樓版表面切割後打除混凝土
不得損壞原有版筋
▽1FL
RC擴柱補強立面詳圖
N.T.S

(a)側視圖

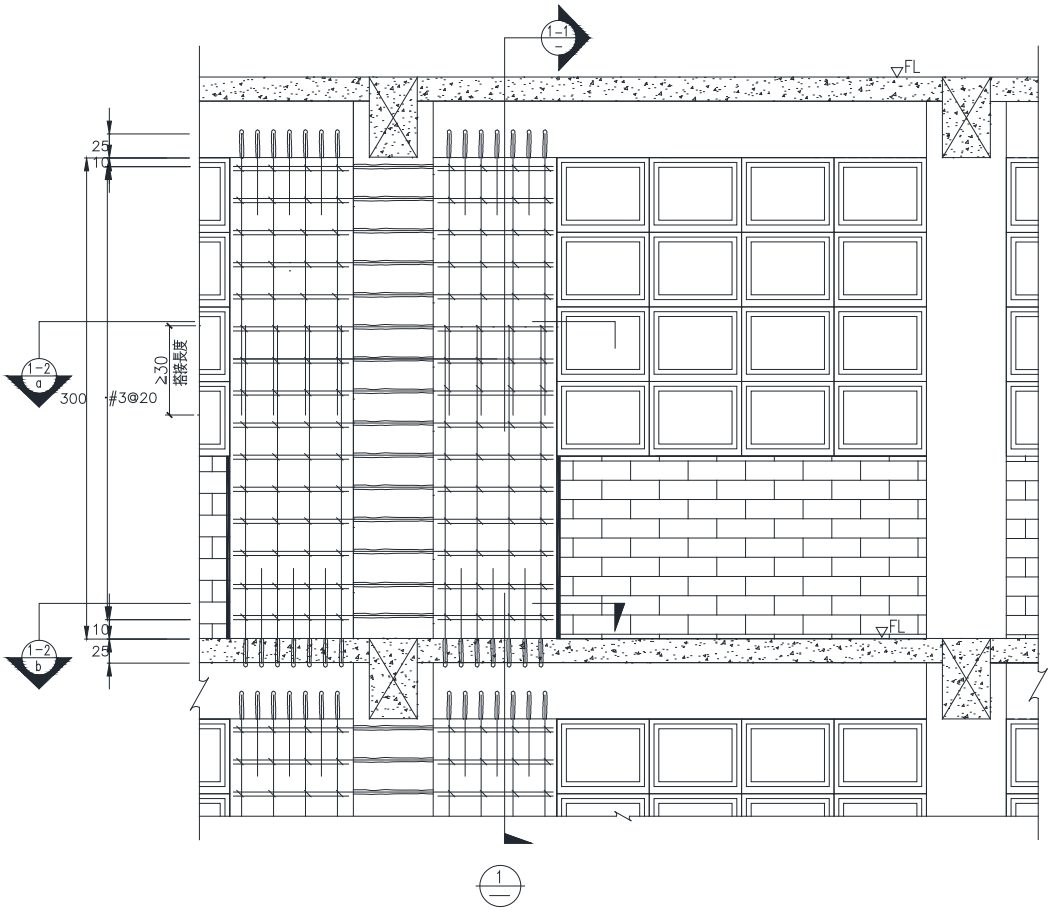

原結構梁
℄柱
補強施工範圍內原結構面粉刷及貼面層打除
結構體表面打毛至 6mm 粗糙度
打毛清潔乾淨,混凝土澆築前潤濕表面
柱箍筋
柱角隅繫筋
擴柱範圍樓版表面切割後打除混凝土
不得損壞原有版筋
原結構柱
原結構梁
原結構梁
柱角隅繫筋
柱箍筋
剖面 3 (梁柱接頭斷面圖)
N.T.S
℄柱
窗台切割處
原窗台
原窗台
原結構柱
接觸雨水外牆
應考量防水設計
剖面 2 (窗台處斷面圖)
N.T.S
℄柱
柱面直通主筋
柱面防裂筋(遇梁截斷) #4@15~20
補強施工範圍內原結構面粉刷及飾面層打除
結構體表面打毛至 6mm 粗糙度清潔乾淨,
混凝土澆築前潤濕表面
擴柱後尺寸
15~20
原有柱
5~20
原結構柱
柱外箍筋
(立面交錯彎鉤配置)
柱角隅繫筋
(平面及立面交錯彎鉤配置)
5~20
原有柱
15~20
擴柱後尺寸
剖面 1 (橫斷面圖)
N.T.S

(a)上視圖

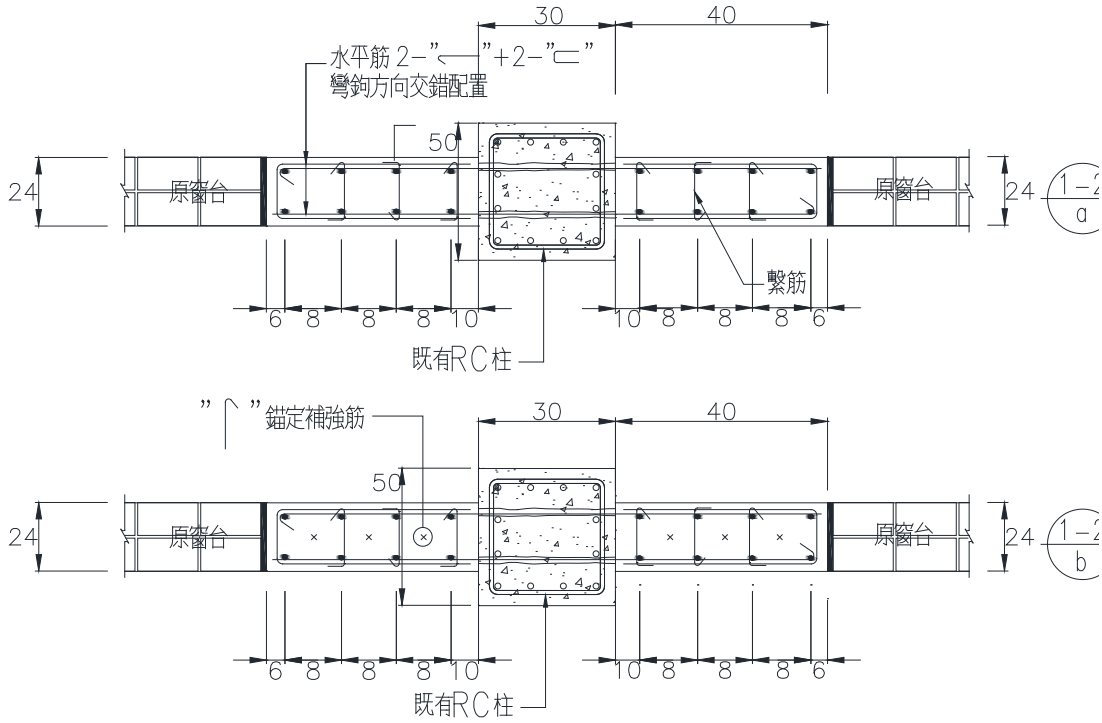


(c)側視圖

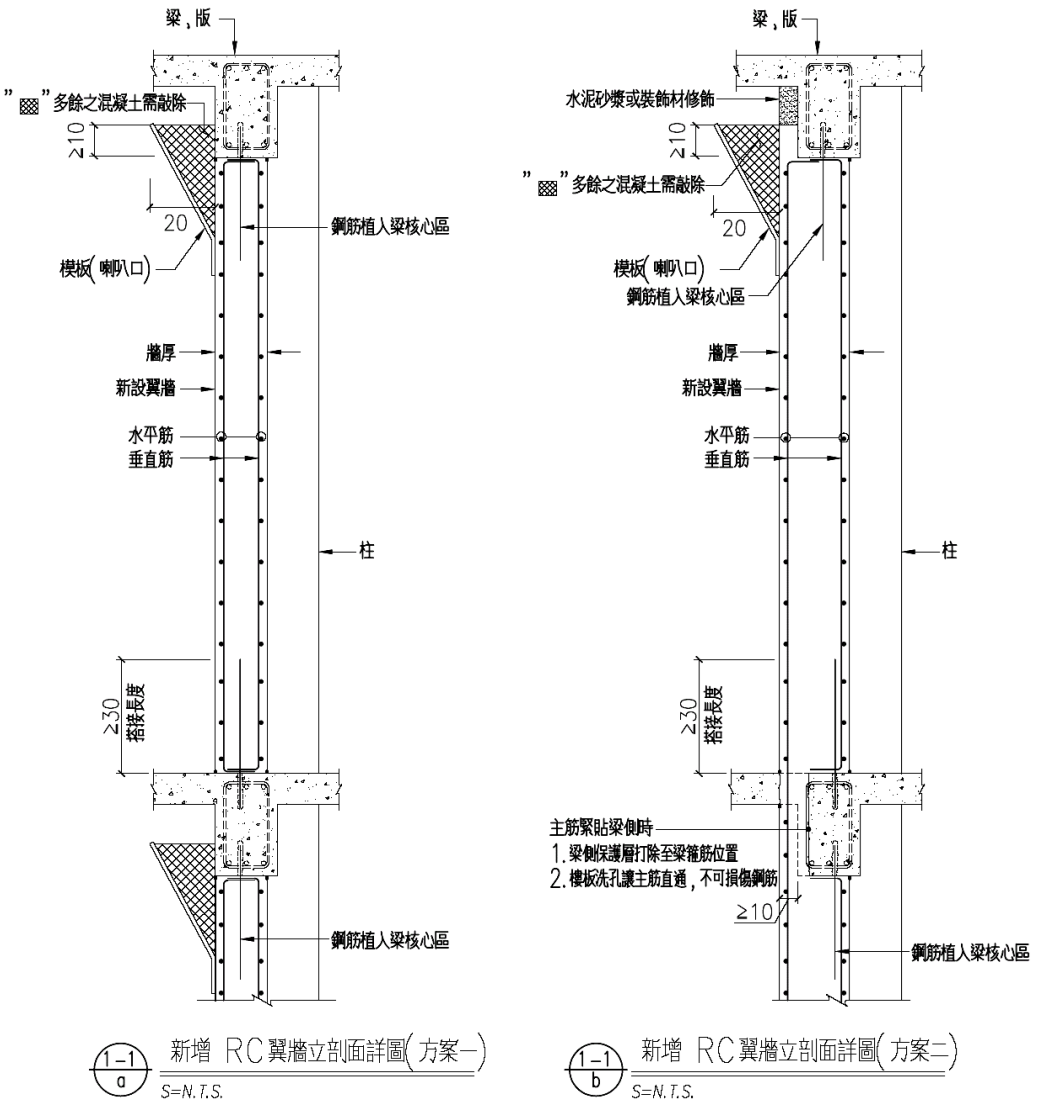
圖 6.3　擴柱補強斷面示意圖


1-1
FL
25
10
≥30
搭接長度
1-2
a
300
#3@20
10
25
1-2
b
1

(a) 正視圖

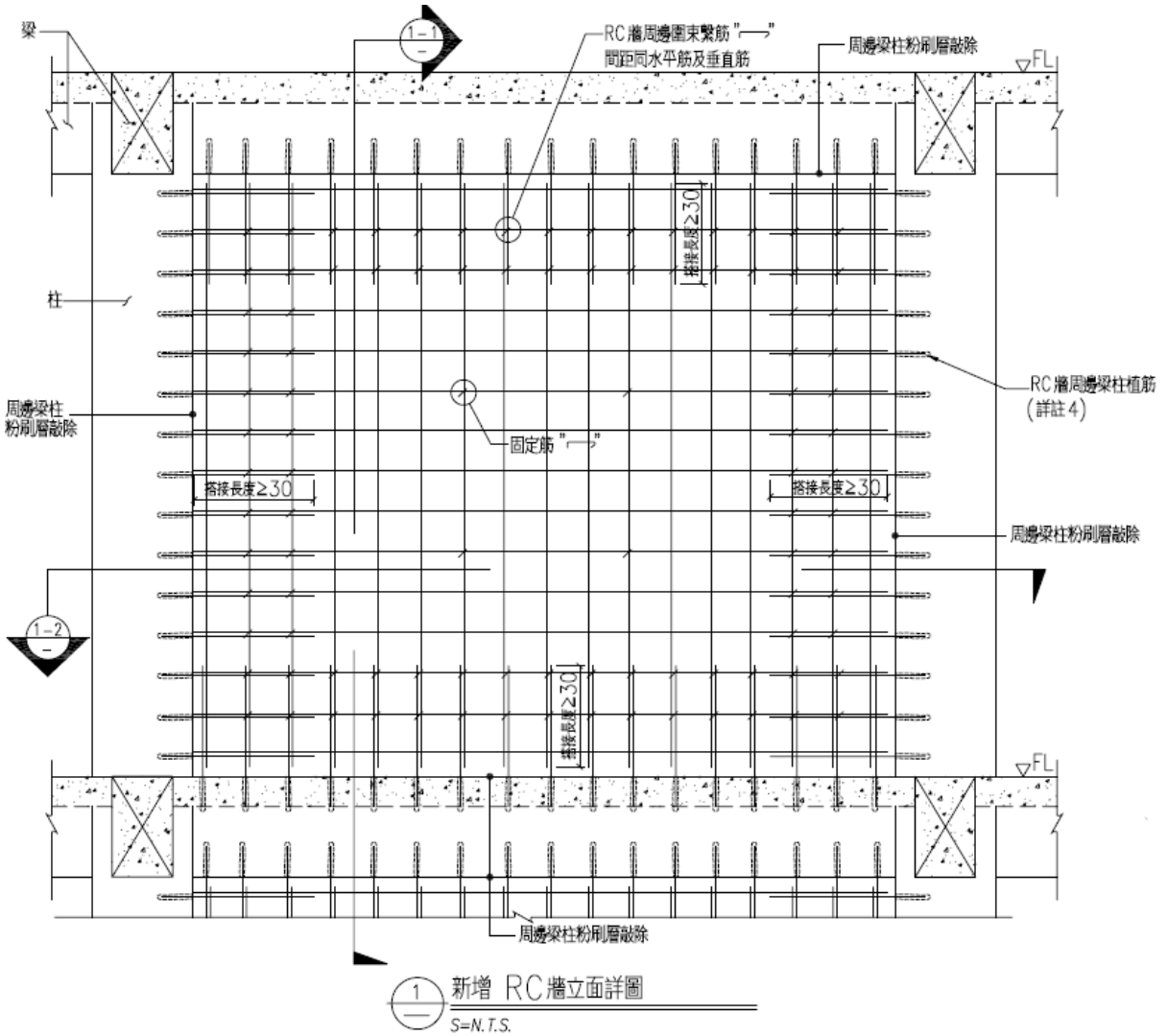

30
40
水平筋 2-"⊂"+2-"⊂"
彎鉤方向交錯配置
50
24
原窗台
繫筋
6 8 8 8 10
10 8 8 8 6
既有RC柱
"∩"錨定補強筋
1-2
a
1-2
b

(b) 上視圖

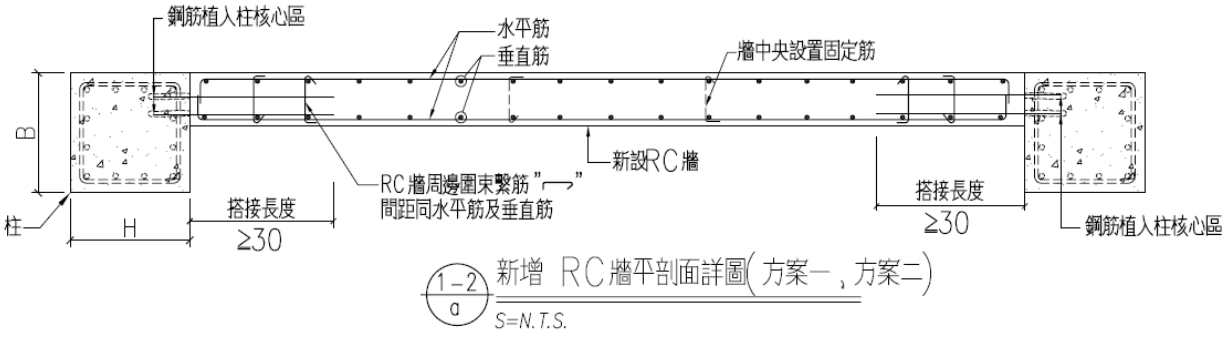


(c) 側視圖

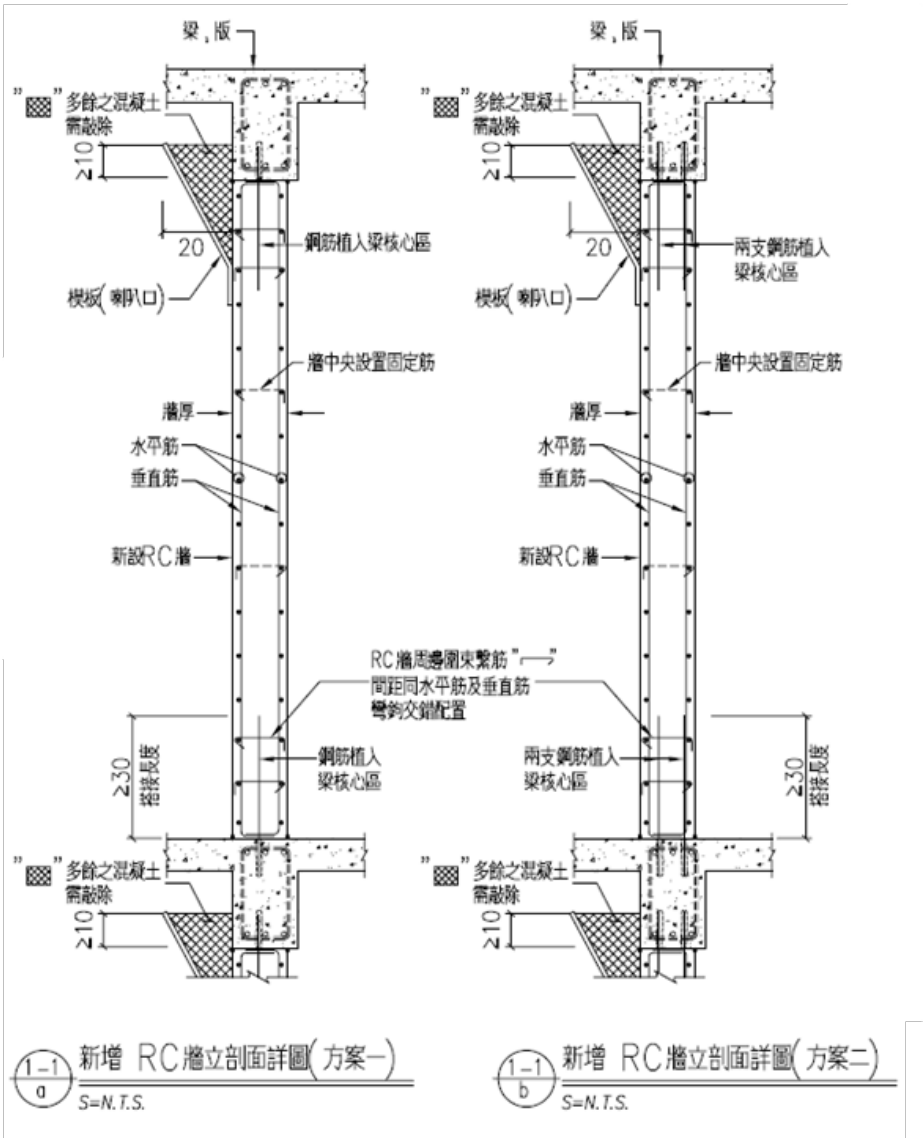
圖 6.4　翼牆補強斷面示意圖


梁
1－1
RC牆周邊圍束繫筋"⟶"
間距同水平筋及垂直筋
周邊梁柱粉刷層敲除
FL
柱
搭接長度≥30
RC牆周邊梁柱植筋
(詳註4)
周邊梁柱
粉刷層敲除
固定筋"⟶"
搭接長度≥30
搭接長度≥30
周邊梁柱粉刷層敲除
1－2
搭接長度≥30
FL
周邊梁柱粉刷層敲除
1
新增 RC牆立面詳圖
S=N.T.S.

(a) 正視圖

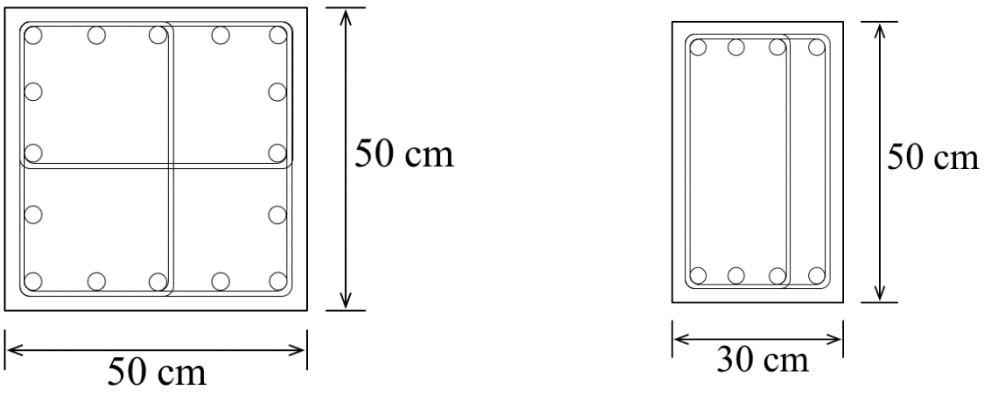

鋼筋植入柱核心區
水平筋
垂直筋
牆中央設置固定筋
B
新設RC牆
RC牆周邊圍束繫筋"⟶"
間距同水平筋及垂直筋
搭接長度
≥30
搭接長度
≥30
鋼筋植入柱核心區
柱
H
1－2
a
新增 RC牆平剖面詳圖(方案一，方案二)
S=N.T.S.

(b) 上視圖



(c) 側視圖

圖 6.5　RC 牆補強斷面示意圖



16-#7
HOOPS: 3-#3@10 cm

4, 4-#7
HOOPS: 3-#3@20 cm

圖 6.6　低矮樓層外加RC構架柱斷面及梁斷面配筋圖

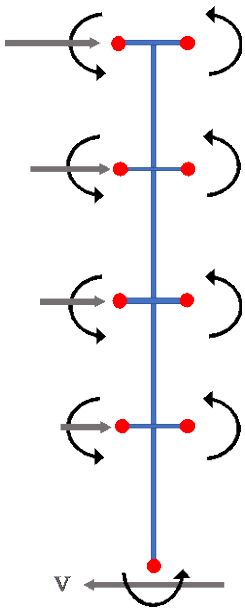


圖 6.7　外加RC構架柱線自由體圖

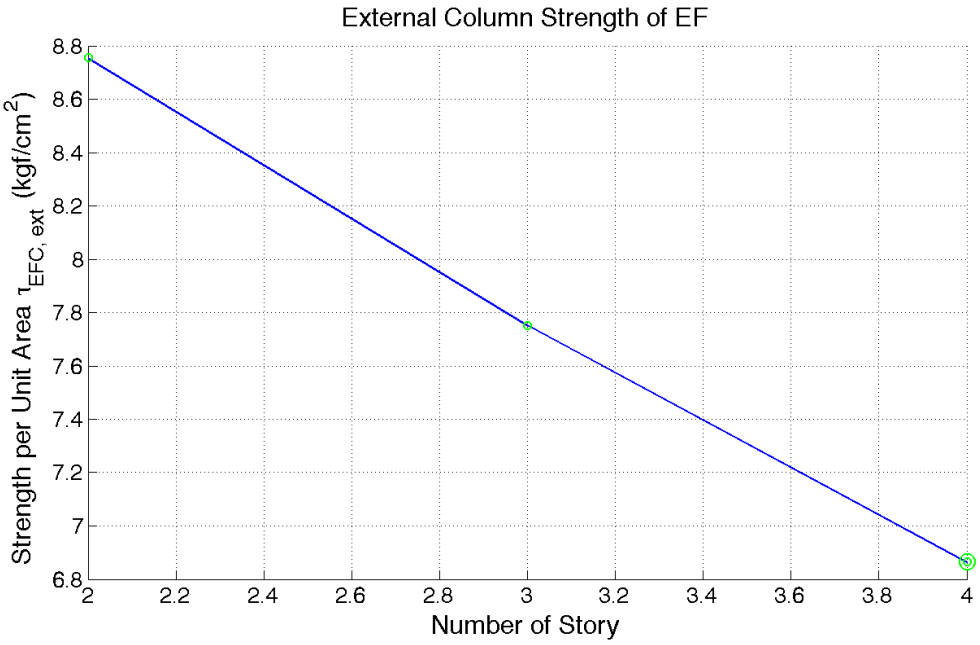


圖 6.8　低矮樓層外加RC構架邊柱側向強度與樓層關係圖

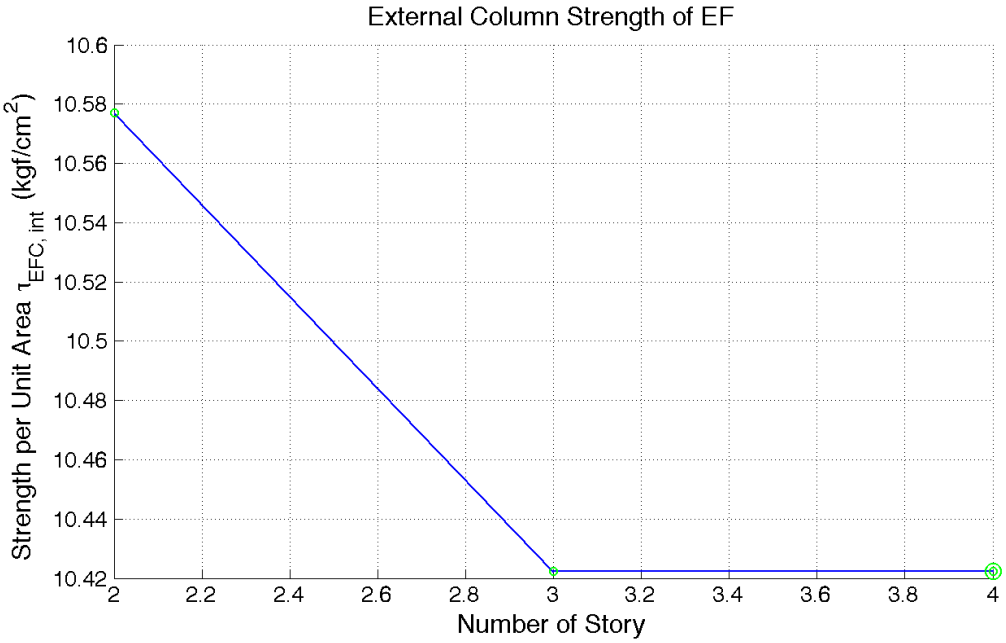
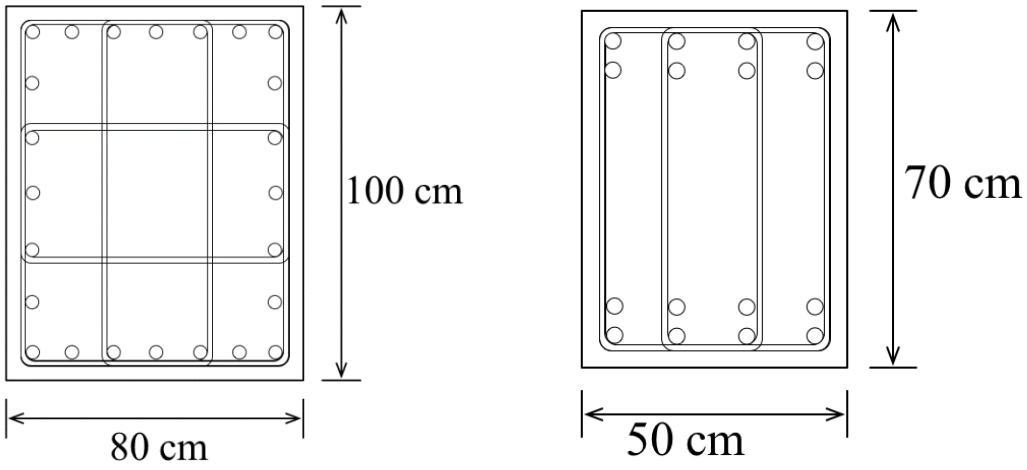


圖 6.9　低矮樓層外加RC構架中間柱側向強度與樓層關係圖



CORNER: 4-#11
20-#10
HOOPS: 4-#4@10 cm

8, 8-#10
HOOPS: 4-#4@20 cm

圖 6.10　中高樓層外加RC構架柱斷面及梁斷面配筋圖

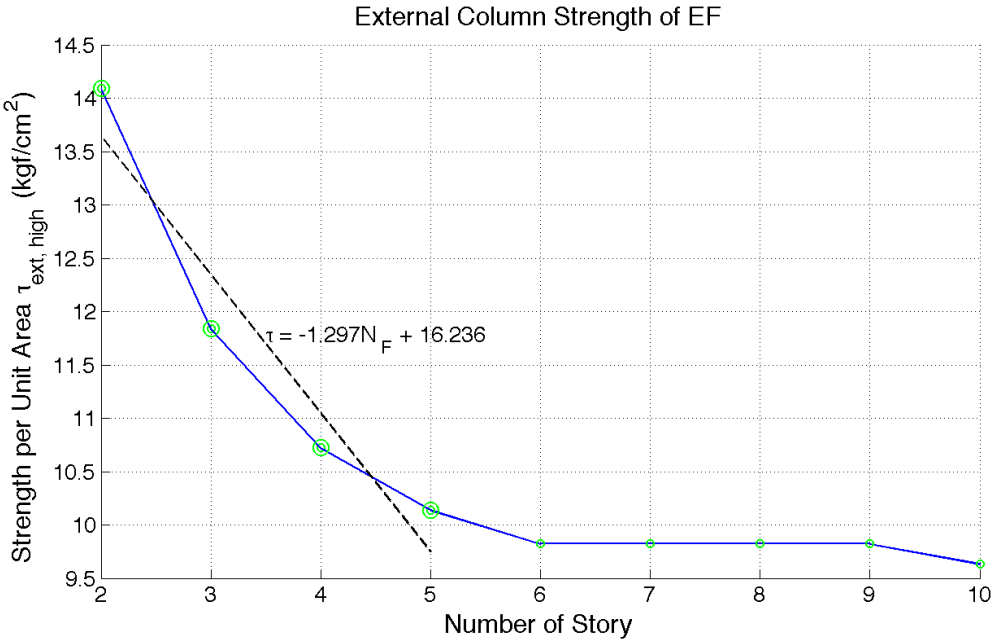


圖 6.11　中高樓層外加RC構架邊柱側向強度與樓層關係圖

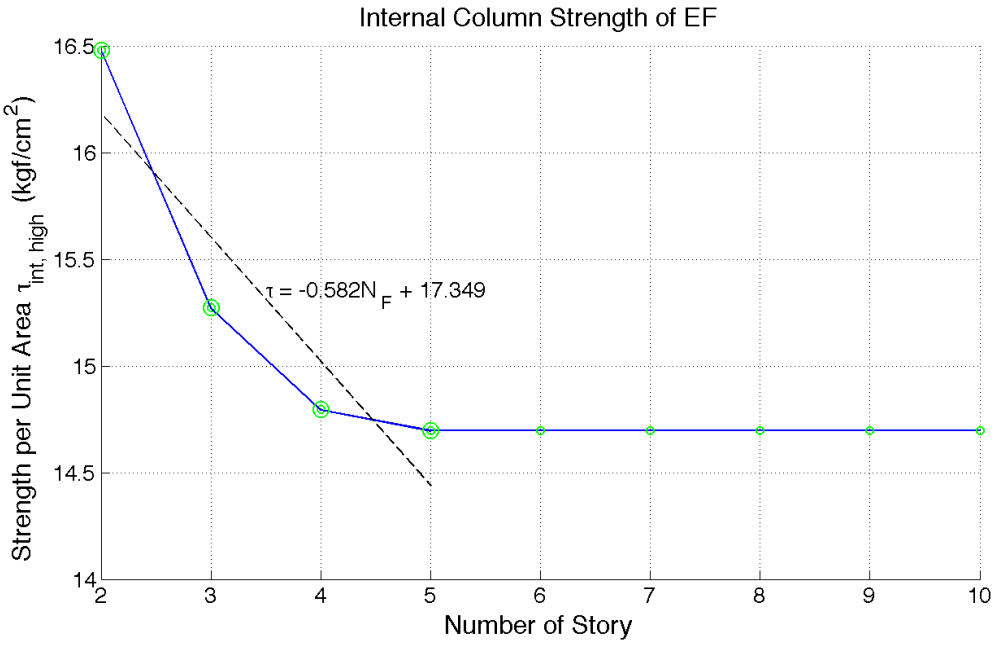
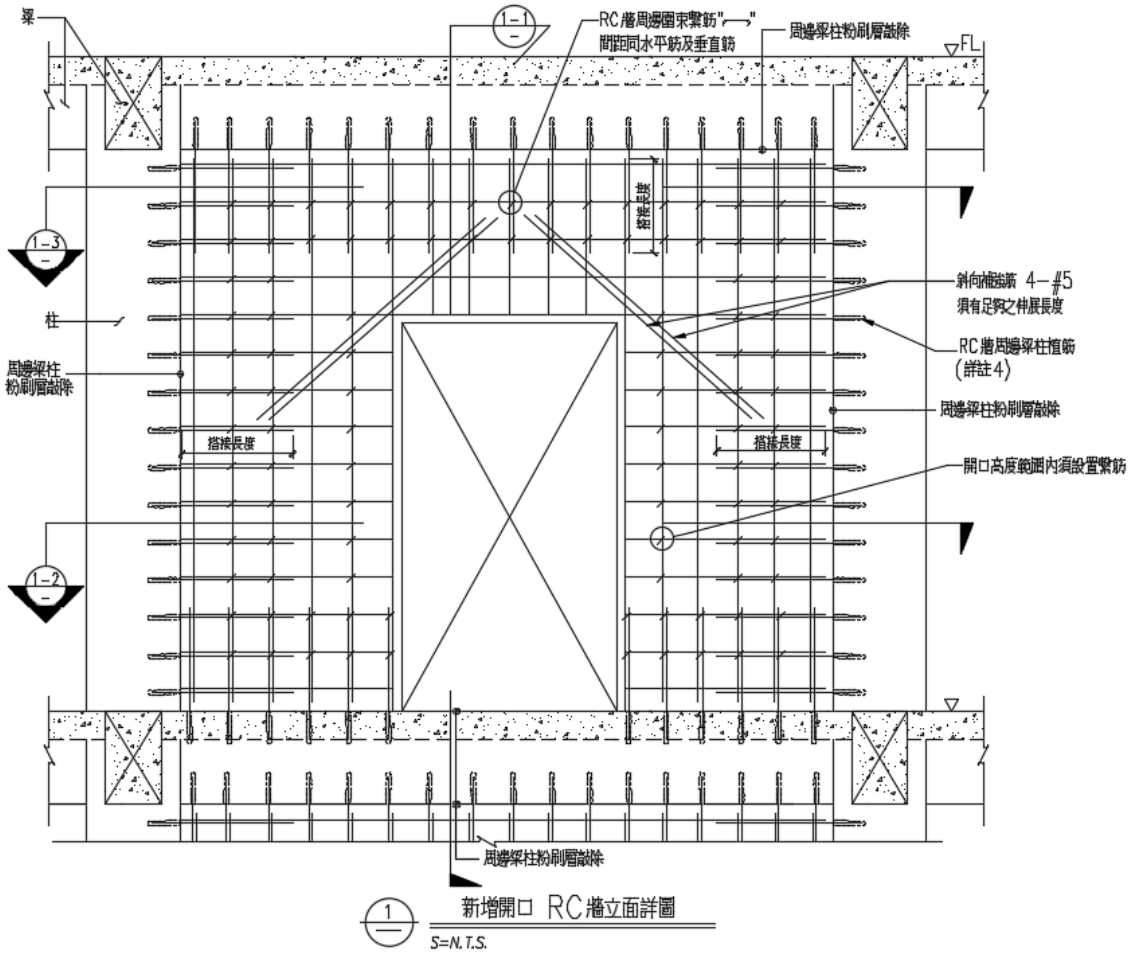
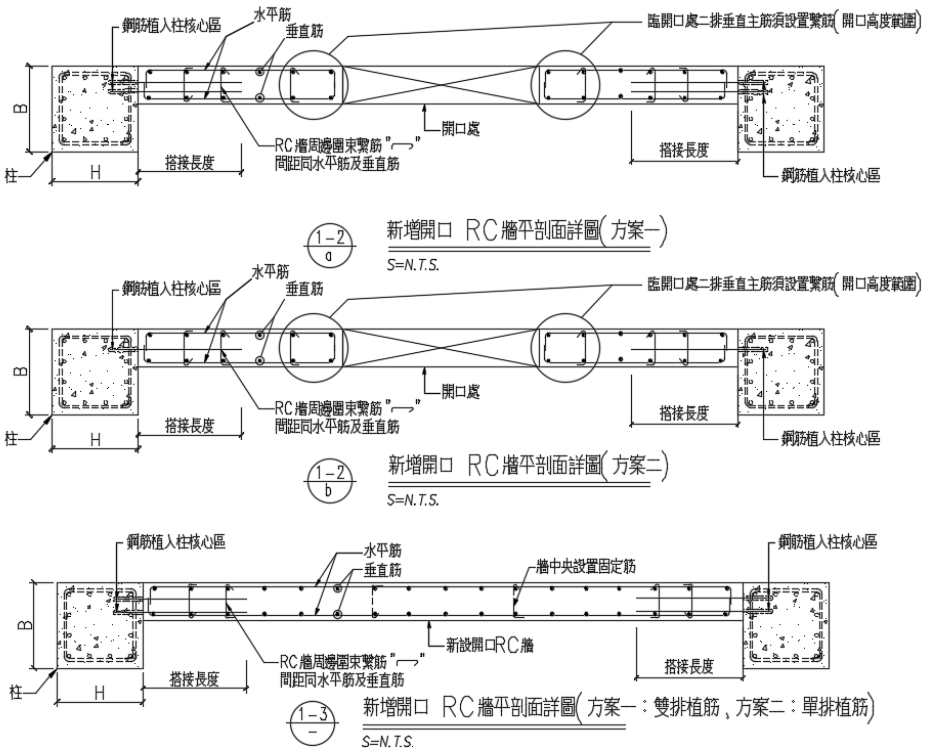


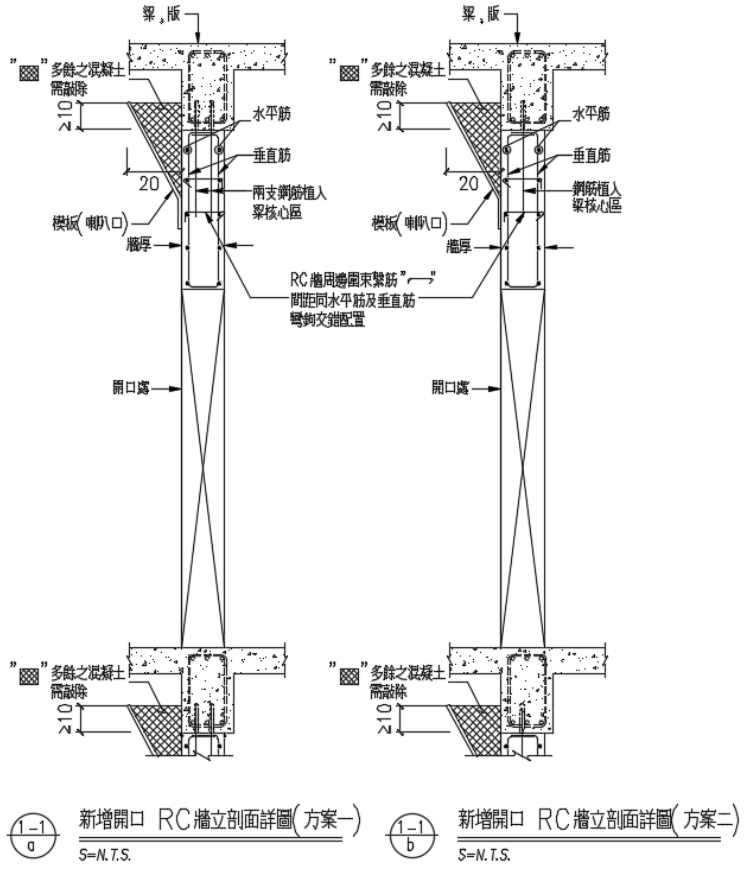
圖 6.12　中高樓層外加RC構架中間柱側向強度與樓層關係圖



(a) 正視圖

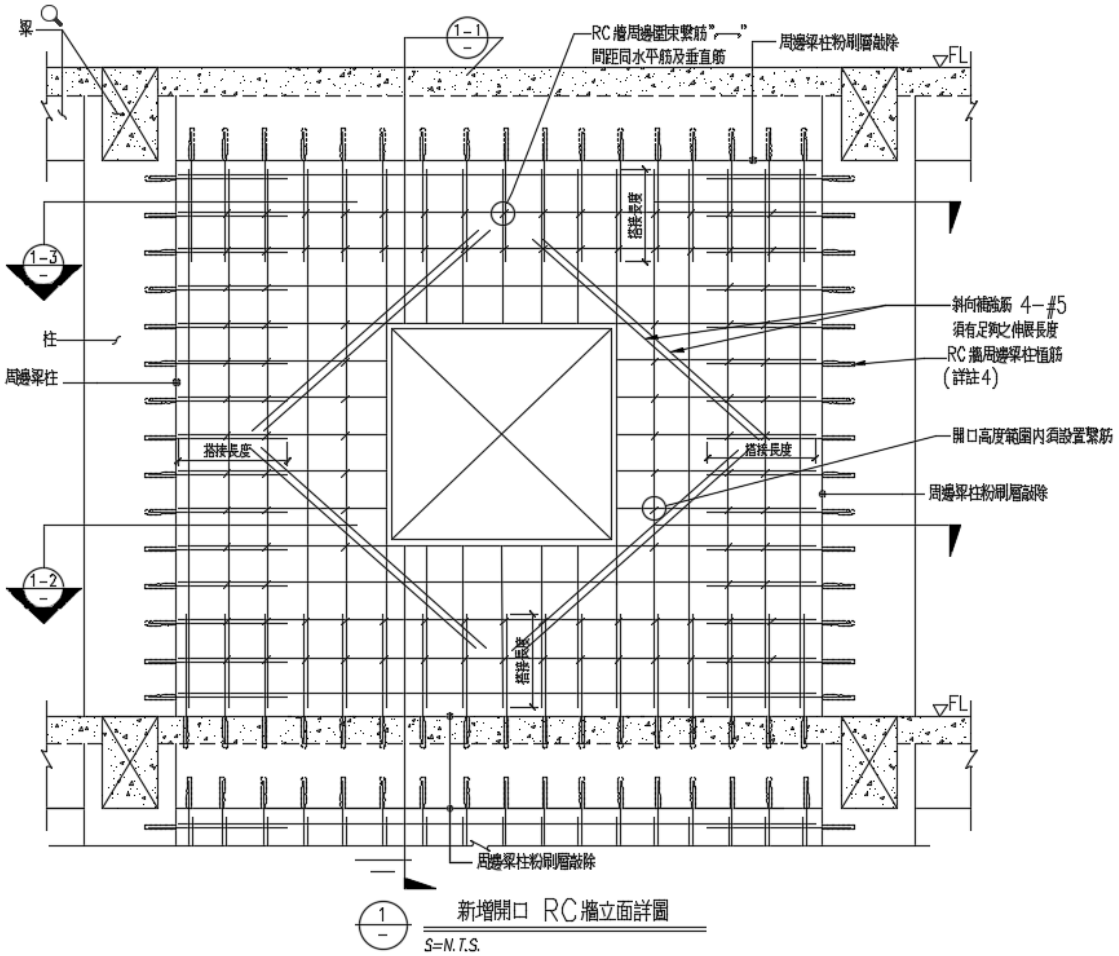


(b) 上視圖

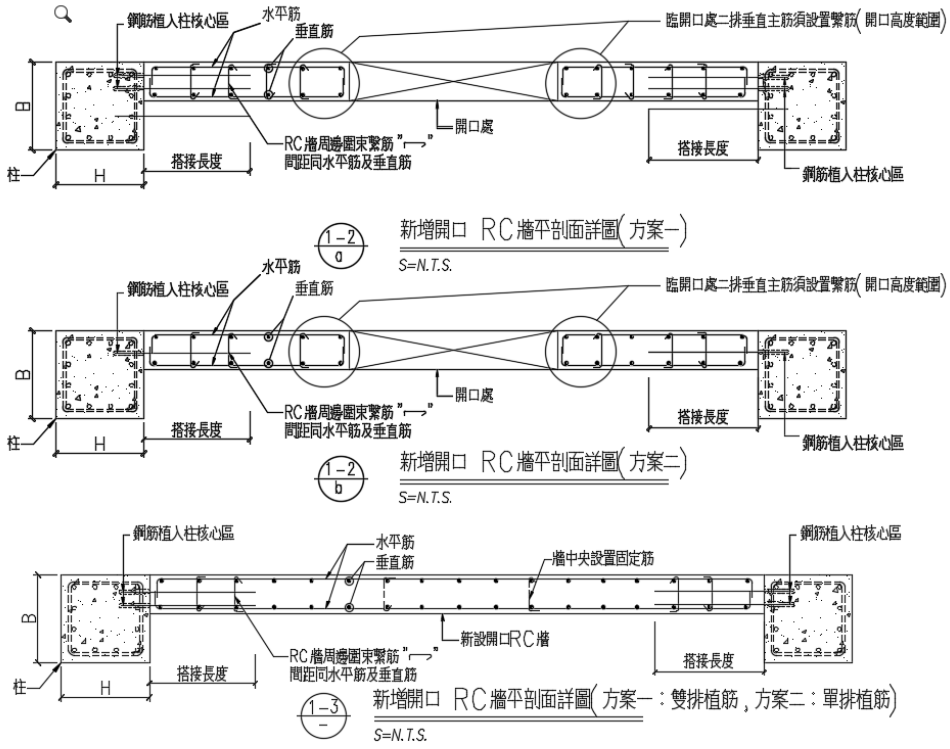


(c) 側視圖

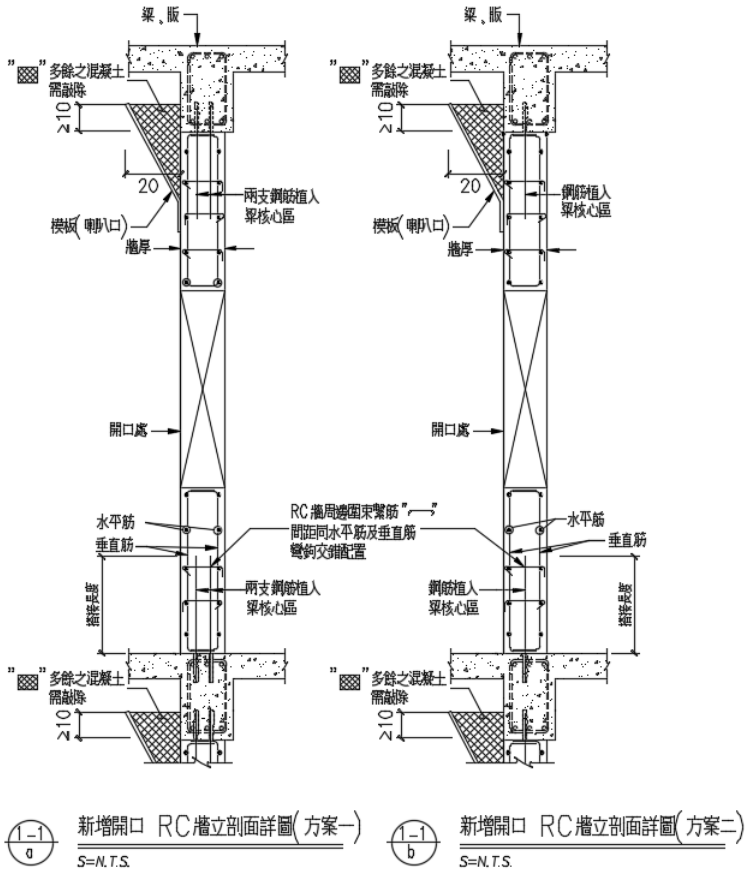
圖 6.13　門型開口RC牆補強斷面示意圖


梁
1-1
RC牆周邊圍束繫筋"⌐¬"
間距同水平筋及垂直筋
周邊梁柱粉刷層敲除
FL
1-3
柱
周邊梁柱
斜向補強筋 4-#5
須有足夠之伸展長度
RC牆周邊梁柱植筋
(詳註4)
開口高度範圍內須設置繫筋
搭接長度
1-2
FL
周邊梁柱粉刷層敲除
1
新增開口 RC牆立面詳圖
S=N.T.S.

(a) 正視圖


鋼筋植入柱核心區
水平筋
垂直筋
臨開口處二排垂直主筋須設置繫筋(開口高度範圍)
B
開口處
RC牆周邊圍束繫筋"⌐¬"
間距同水平筋及垂直筋
柱
H
搭接長度
搭接長度
鋼筋植入柱核心區
1-2
a
新增開口 RC牆平剖面詳圖(方案一)
S=N.T.S.
鋼筋植入柱核心區
水平筋
垂直筋
臨開口處二排垂直主筋須設置繫筋(開口高度範圍)
B
開口處
RC牆周邊圍束繫筋"⌐¬"
間距同水平筋及垂直筋
柱
H
搭接長度
搭接長度
鋼筋植入柱核心區
1-2
b
新增開口 RC牆平剖面詳圖(方案二)
S=N.T.S.
鋼筋植入柱核心區
水平筋
垂直筋
牆中央設置固定筋
鋼筋植入柱核心區
B
新設開口RC牆
RC牆周邊圍束繫筋"⌐¬"
間距同水平筋及垂直筋
柱
H
搭接長度
搭接長度
1-3
新增開口 RC牆平剖面詳圖(方案一：雙排植筋，方案二：單排植筋)
S=N.T.S.

(b) 上視圖



(c) 側視圖

圖 6.14　窗型開口RC牆補強斷面示意圖

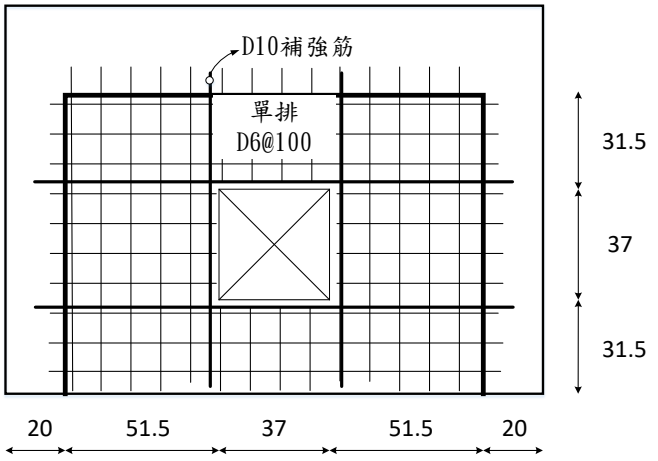


圖 6.15　案例門型開口牆與牆筋示意圖 [6.5]

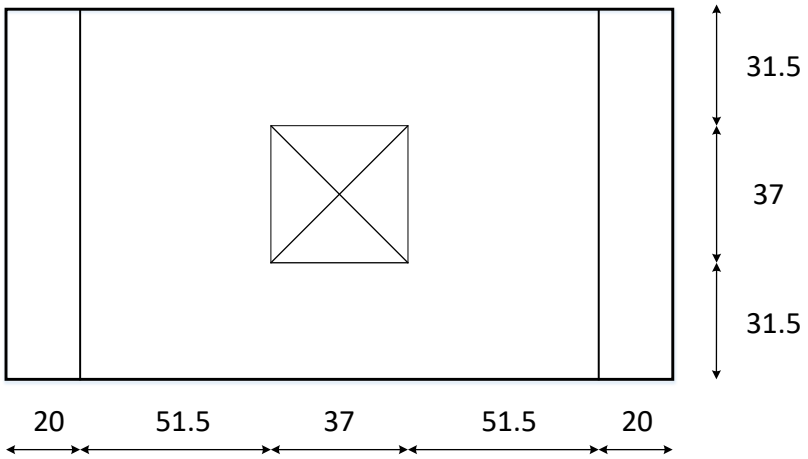


圖 6.16　開口牆模擬範圍

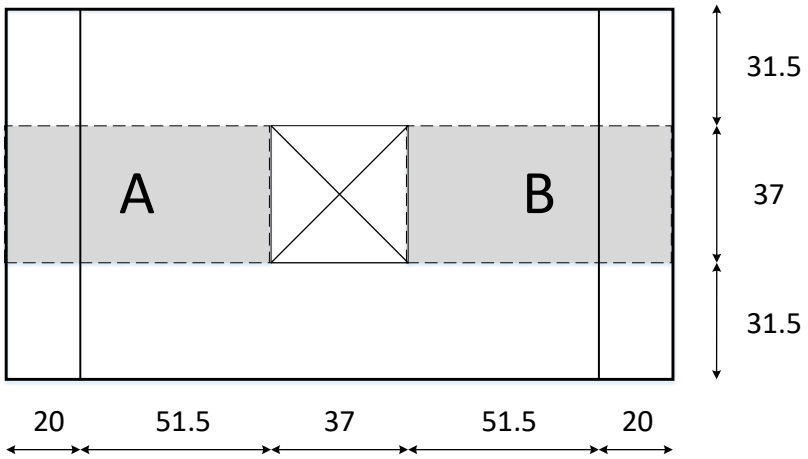


圖 6.17　開口牆水平軟弱區域由豎向構材填滿

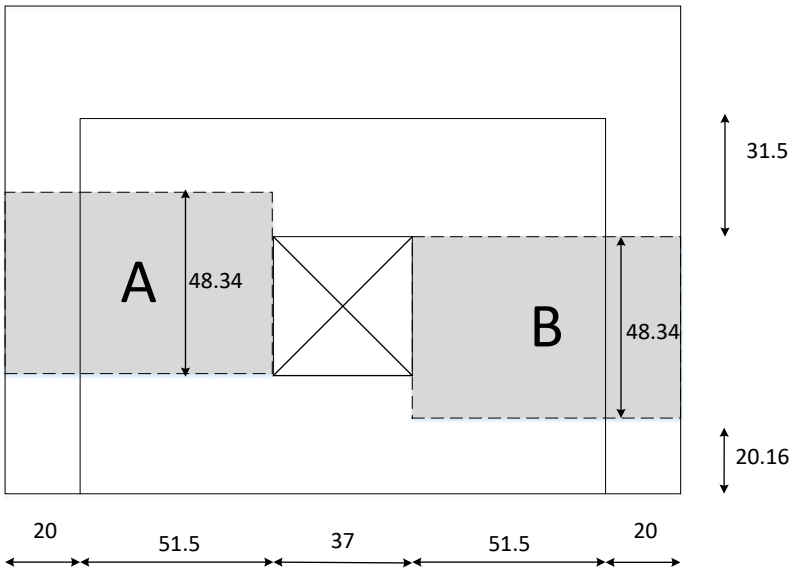


圖 6.18　關鍵桿件高度修正

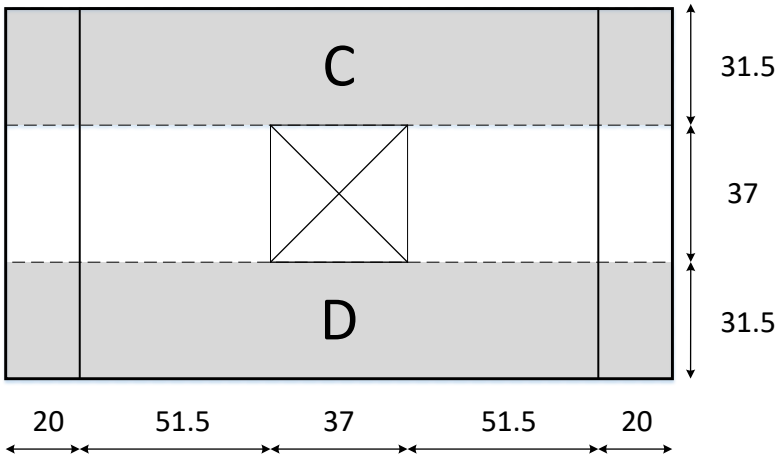
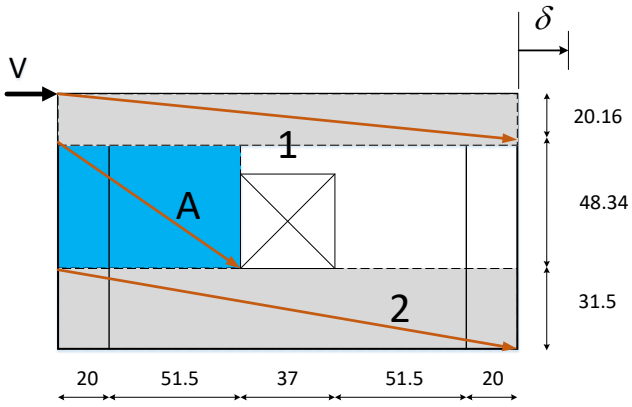
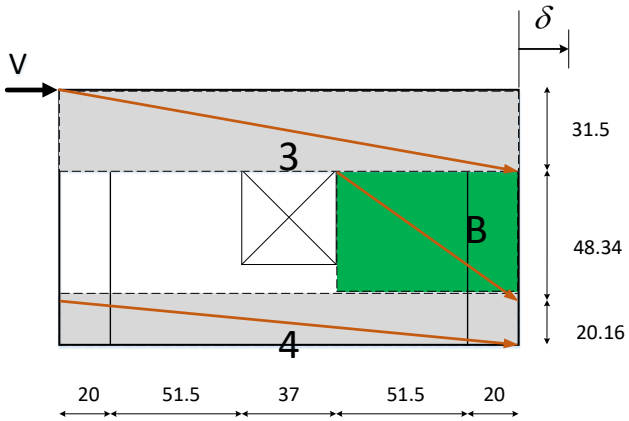


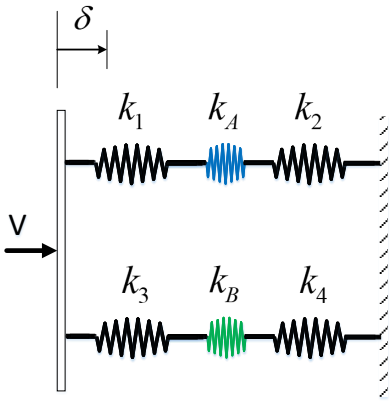
圖 6.19　上下方傳遞路徑選取



(a)垂直牆段A傳力路徑



(b)垂直牆段B傳力路徑



(c)彈簧模擬圖

圖 6.20　各傳遞路徑與彈簧模擬圖

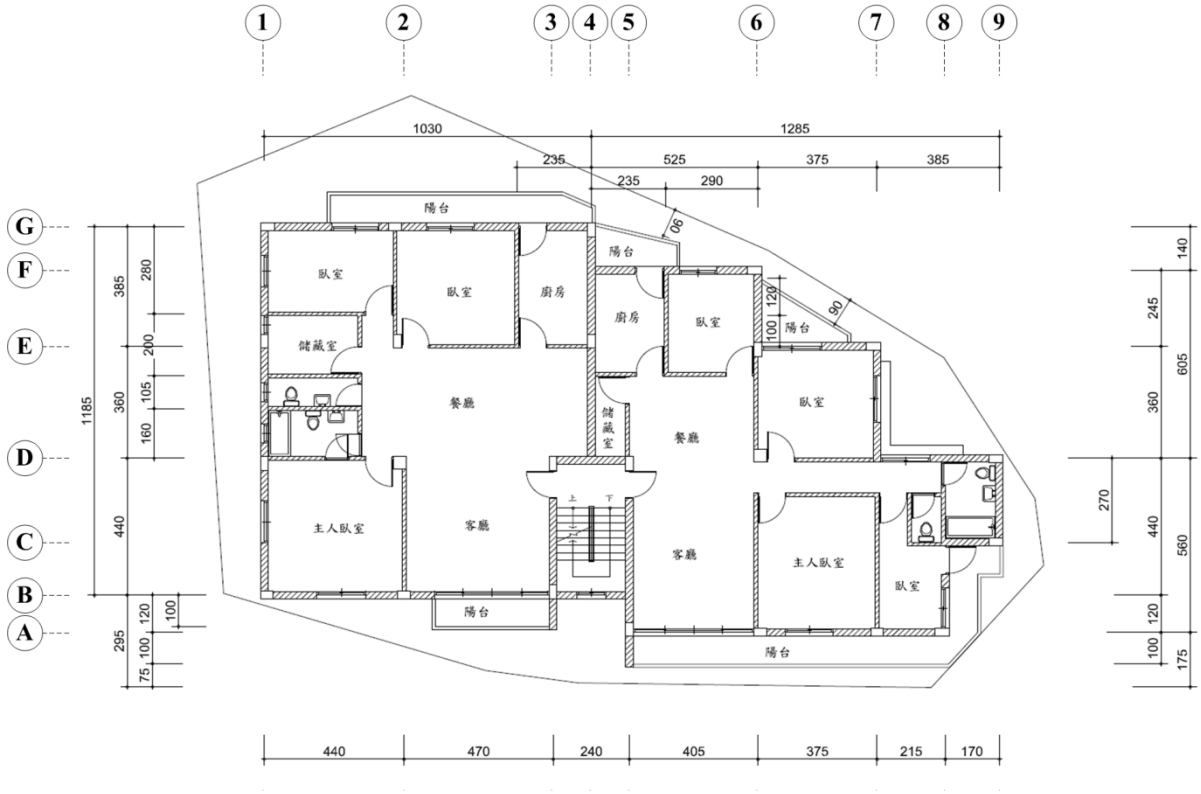


圖 6.21　雙併公寓建築平面圖

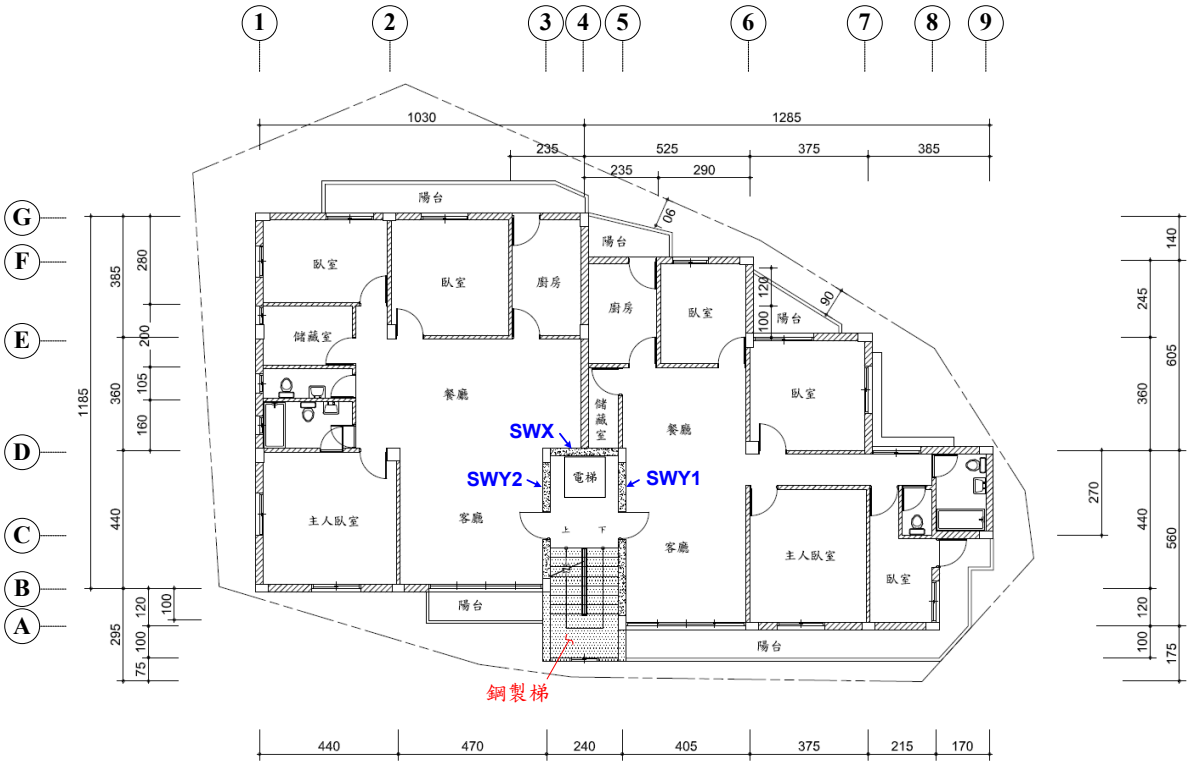


圖 6.22　雙併公寓增設電梯補強之建築平面圖

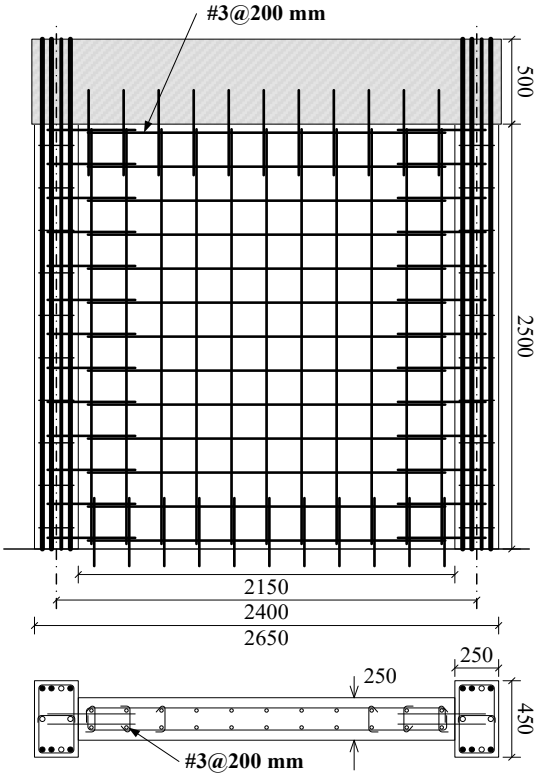


圖 6.23　第一層到第四層之SWX牆補強斷面細節

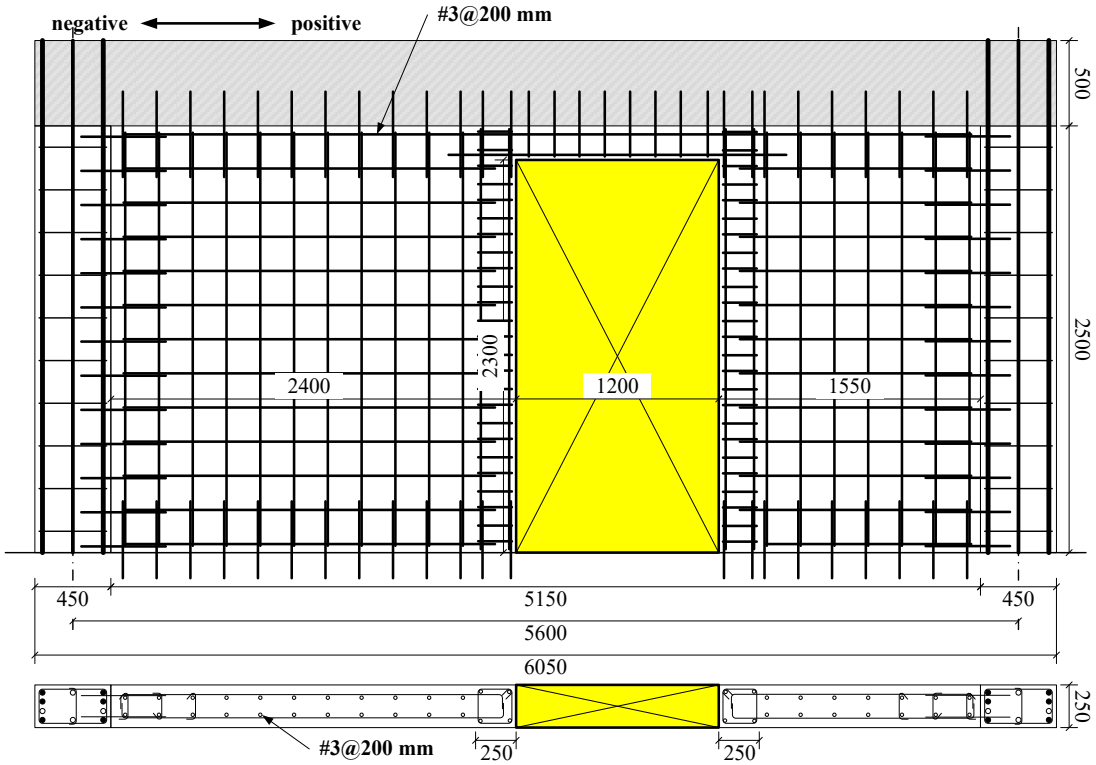


圖 6.24　第二層到第四層之SWY1 牆補強斷面細節

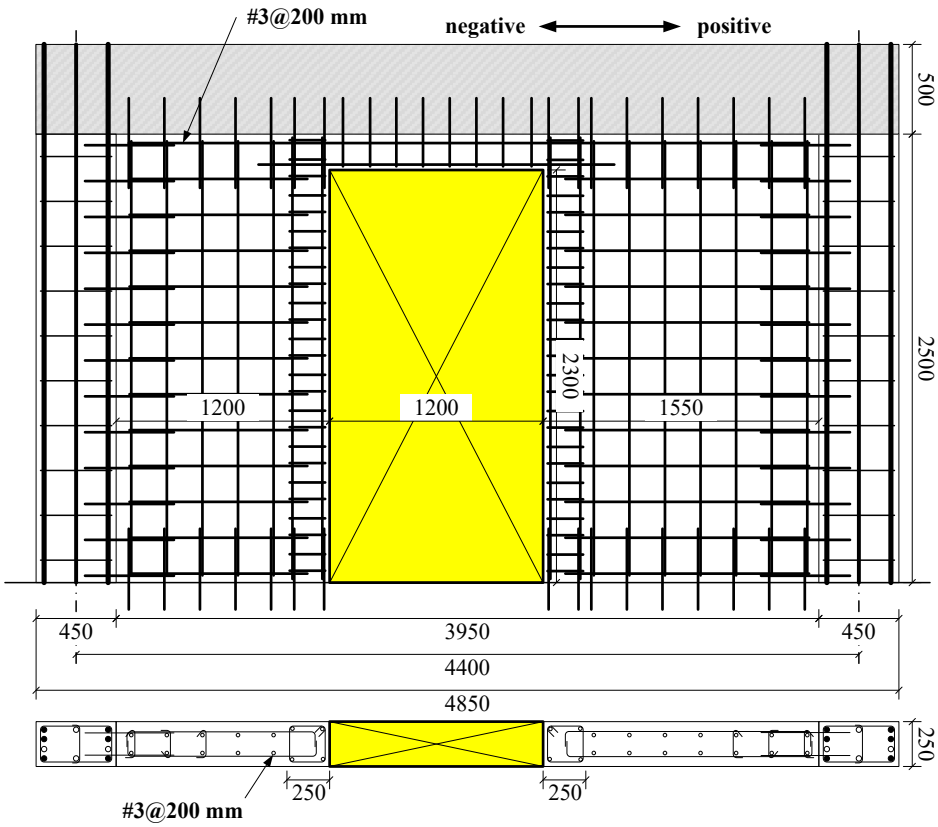
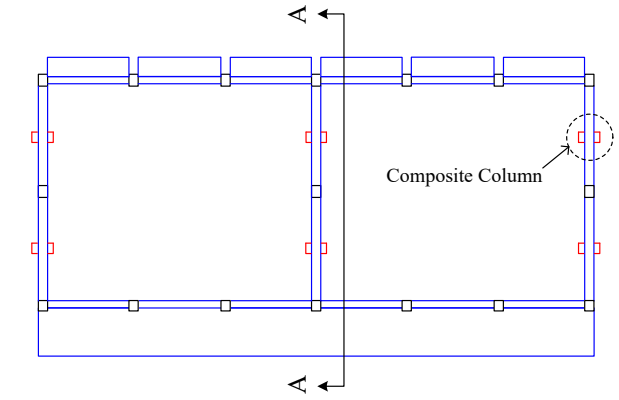
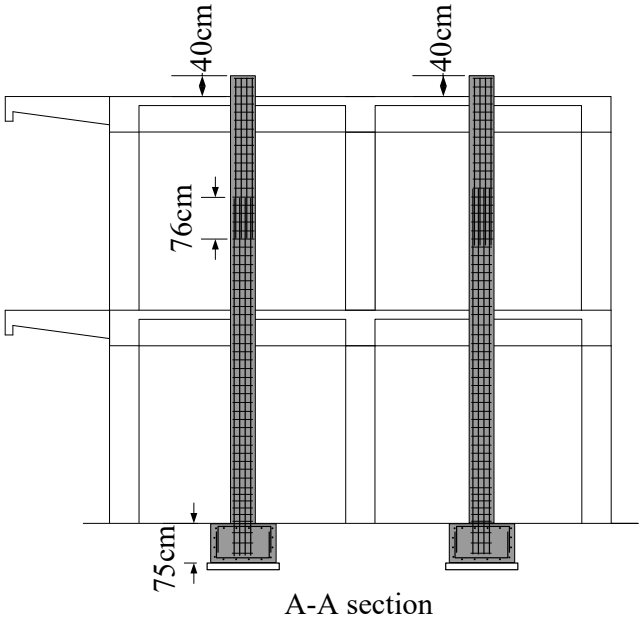


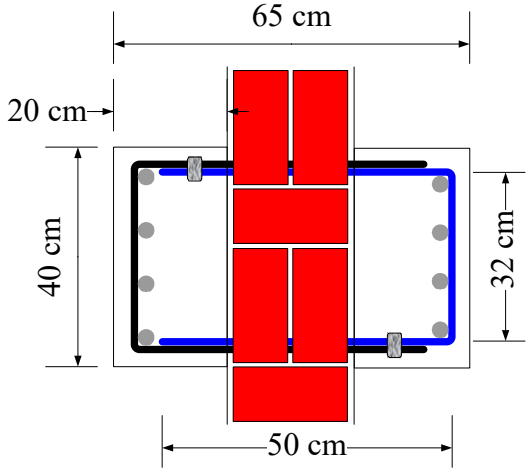
圖 6.25　第二層到第四層之SWY2 牆補強斷面細節



Plan view



A-A section



Bars： 8 - # 6
Hoops： # 3 @ 15 cm

圖 6.26　複合柱平面及立面圖

圖 6.27　3/8 吋U型鋼索夾

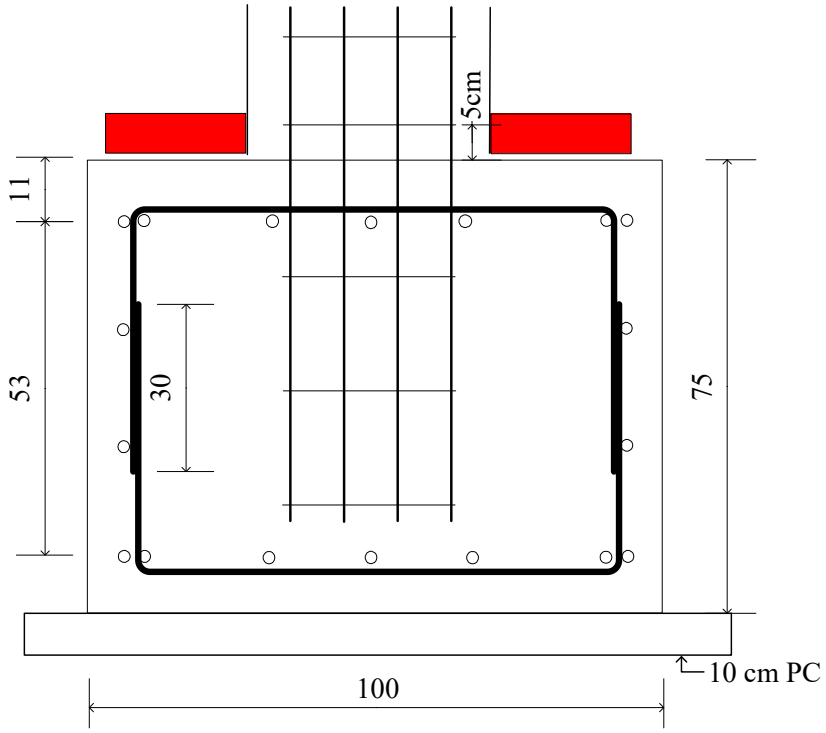


圖 6.28　複合柱基腳配筋圖(垂直走廊方向剖面)

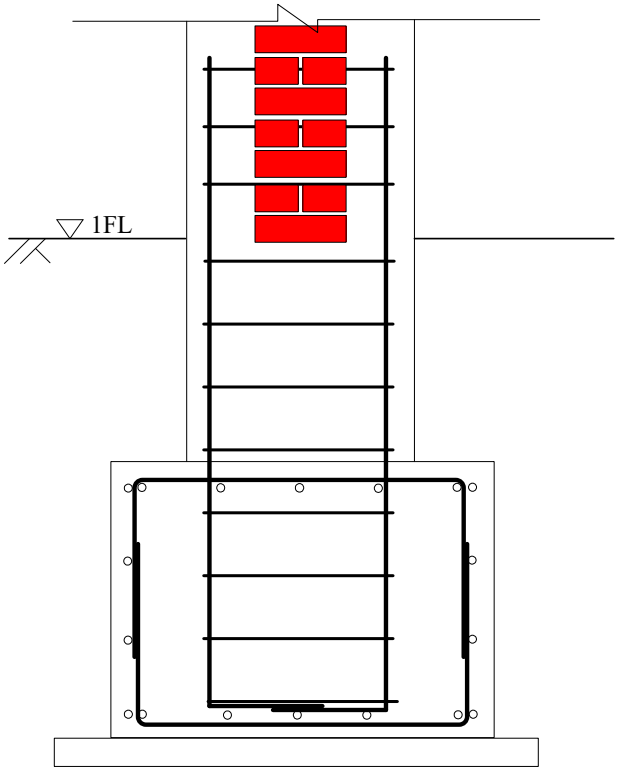


圖 6.29　複合柱基腳配筋圖(平行走廊方向剖面)

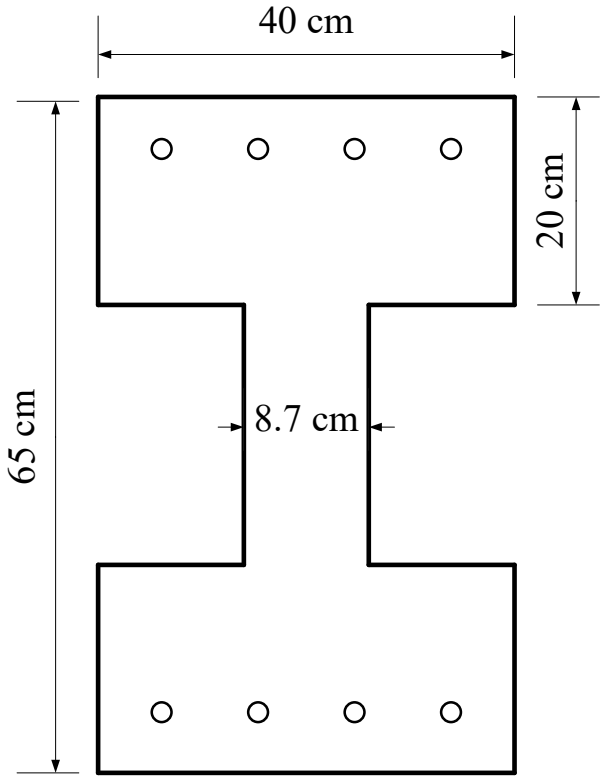


圖 6.30　複合柱含磚牆之轉換斷面

圖 6.31　樓版打除

第七章　階段性補強設計示範例

7.1 前言

我國危險老舊建築數量龐大，如何採階段性補強方式達到經濟且快速的補強效果，以暫時降低倒塌風險，保障生命財產安全，是本手冊的主要目標。由於危險老舊住宅屬私領域，產權擁有者為數眾多，而且住戶長年居住於其中，造成建築物補強施工之困難性很高，因此工程師於設計階段即須考慮補強有效性、施工對住戶生活衝擊性最小、工期最短以及經費最節省等因素。本手冊前述章節依此原則收集及整理國內相關研究成果及實作案例成果，建議了數種補強工法，這些工法可單獨使用，亦可數種工法合併使用。

為使工程師可進一步了解本手冊建議工法之設計操作方法，特於本章撰寫兩則示範例，其一為十二層樓華廈示範例，另一為四層樓雙拼公寓建築示範例。每一示範例均包含原型耐震能力詳細評估，以及階段性補強設計及耐震評估。補強前後之耐震能力評估，階段性補強 A 及階段性補強 B 採用本手冊第六章 6.1.3 節補強工法規劃與設計流程；整幢完整補強則採用側推分析，並且以本手冊建議之結構桿件背骨曲線計算及設定側推分析之非線性鉸，耐震評估與補強性能目標亦依本手冊第二章建議之基準判定。

本章案例中之補強工法僅採用本手冊提供之部分工法，工程師設計時應依現況選用較適合之工法，本手冊亦未排除手冊建議以外之工法，惟採用手冊建議以外之工法時，工程師應對該工法有深入之了解，有完整之學理依據，可充分掌握該工法之行為。

7.2 十二層大樓設計示範例

7.2.1 建築物基本資料

本文以一棟位於台南市地上 12 層之鋼筋混凝土造建築物為例，名為案例 A，其為臺灣都會區常見之住商混合大樓，案例 A 之建築平面圖、結構平面圖、立面圖及 3D 模型詳見圖 7.1~圖 7.9 所示；構件尺寸、材料強度如表 7.1~表 7.3，建築物基本資料蒐集如下表：

案例編號	案例 A
建築物名稱	12 層住商混合大樓
興建年代	民國 83 年
分期興建	無
構造型式	鋼筋混凝土造
結構系統	RC 梁柱構架，磚牆隔間及 RC 外牆電梯牆
平面尺寸	一字型平面 B x L = 11.9 *m* x 32 *m*
建築規模	地面 12 層、地下 0 層
總樓高(*m*)	45.9
各層樓高(*m*)	6.0(1F)、4.2(2~5F)、3.3(6~12F)
大梁尺寸(*cm*)	70×50
柱尺寸(*cm*)	80×80、35×35
樓版厚度(*cm*)	15
現況用途	商場(1~4F)、住宅(5~12F)
總樓地板(m^2)	4569.6 (1FL~RFL)

依據建築平面圖，短向僅有一跨，結構贅餘度明顯很少，地震發生時，將由該方向主控。且本案例為住商混合大樓，低樓層(一至四樓)為商業用途，牆量較少，且牆量中斷不連續，形成軟弱層。相對於其他樓層，其勁度可能較低，破壞較易集中於低樓層。

室內各使用空間均以 12cm 厚磚牆作為隔間牆，其中各臥室及浴廁之外牆因採光通風需求，均有安裝窗戶形成開孔牆，外牆與兩戶間之隔戶牆為 12cm 厚 RC 牆，電梯間之梯間牆為 15cm 厚 RC 牆，樓梯間之梯間牆則為 24cm 厚 RC 牆。

本案例為供公眾使用之私有建築物，位於台南市永康區，距新化斷層約6.6 公里，屬第三類地盤，工址短週期設計水平譜加速度係數、工址一秒週期設計水平譜加速度係數及反應譜短週期與中週期分界之轉角週期分別為 $S_{DS}=0.8$；$S_{DS}=0.64$；$T_0^D=0.8$ (sec)，建築物高 45.9 公尺，結構周期依經驗公式 $T=0.05\times 45.9^{3/4}=0.88$ (sec)，屬長周期結構，因此其耐震能力合格標準為 $A_T=0.4S_{DS}=0.4\times 0.8=0.32\,g$ 。

7.2.2 原型耐震能力詳細評估

本節說明如何利用結構分析套裝軟體進行側推分析，在此僅以工程界較常使用之分析軟體 ETABS 予以說明，使用者仍可使用其他軟體，例如 SAP2000 或 MIDAS 等進行側推分析。進行側推分析前，必須針對欲評估之建築物蒐集相關資訊或文件，包含工址所在地之土層資訊、建築物相關圖說(平面圖、立面圖、配筋圖等)以及過去修繕紀錄等文件，必要時，更應實地前往現場進行現況調查，或向當地居民訪談，均有助於執行耐震評估。

由圖 7.1 之建築平面圖可知，平行街道方向尺寸為 32 公尺，垂直街道方向尺寸為 11.9 公尺。平行街道方向有 A 至 D 共四個構架，垂直街道方向則有 1 至 5 共五個構架。由表 7.1~表 7.2 柱、梁配筋圖可知，柱斷面分為三種，一般柱斷面尺寸為 80cm×80cm，樓梯柱斷面尺寸為 35cm×35cm，主筋直徑分別有 D32、D25 及 D19，箍筋則為 D13@20cm、D13@13cm 及 D10@20cm；梁斷面則有四種，其斷面尺寸有 50cm×70cm、50cm×50cm 及 35cm×60cm 三種型式，配置 D32 或 D25 之主筋，箍筋則為 D13@15cm、D13@20cm 及 D10@20cm。各樓層之樓版厚度為 15 公分。

由於本案例為示範案例，無法進行材料取樣試驗。因此，評估用材料參數均為假設值。假設混凝土抗壓強度 $f_c'=196\ \text{kgf}/\text{cm}^2$，各號數主筋及箍筋之抗拉強度 $f_y=f_{yh}=2800\,\text{kgf}/\text{cm}^2$ 。

估算各樓層之重量時，建築物之活載重須依建築技術規則規定，因樓地板之用途而不同，如作為住宅用途，設計活載重不得小於 200 kg/m^2；做為商場則設計活載重不得小於 500 kg/m^2。進行側推分析時，建議垂直載重應

採用設計靜載重加上二分之一設計活載重，也需考慮鋪面層之重量，本案例採用之垂直載重如表 7.4，結構分析樓層重如表 7.5 所示。

由於案例 A 結構平面較不對稱，需分別針對正負方向進行側推分析，再依正負方向之評估結果判定分析案例之耐震容量。依據建築平面圖、立面圖、結構平面圖與配筋圖等結構圖說建立 ETABS 分析模型，參考本手冊第四章設定柱、梁、剪力牆及磚牆斜撐非線性鉸，再進行側推分析。其中，台度磚牆用等值斜撐模擬、RC 牆用等值寬柱模擬如圖 7.10。

經由 ETABS 完成正 X 向側推分析後，可求得最大基底剪力V_{max}、位移，但並無下降段。依據本手冊第二章性能水準規定其強度準則應取 0.85 倍V_{max}作為性能點，因此取側推力量位移關係曲線最後一點的位移，其強度則降為$0.85V_{max}^{+}$，手動增加此點為性能點，此時正 X 方向所得基底剪力 $0.85V_{max}^{+}$約為 509,157 kgf，耐震容量 A_p 為 0.236 g，其容量曲線如圖 7.11 實線所示，而性能曲線則如圖 7.11 虛線所示。

同理，負 X 方向完成側推分析後，仍無下降段，因此手動增加 $0.85V_{max}^{+}$的性能點，所得基底剪力 $0.85V_{max}^{+}$約為 509,249 kgf，耐震容量 A_p 為 0.236 g，其容量曲線如圖 7.12 實線所示，而性能曲線則如圖 7.12 虛線所示。

正 Y 方向完成側推分析後，有明顯下降段，因此可以取基底剪力 0.85 V_{max}^{+}約為 1287,250 kgf，以內插方式取其位移為 21.566 cm，此時耐震容量 A_p 為 0.234 g，其容量曲線如圖 7.13 實線所示，而性能曲線則如圖 7.13 虛線所示。

同理，負 Y 方向完成側推分析後，仍有下降段，基底剪力 $0.85V_{max}^{+}$約為 1298,670kgf，可於下降段中內插出性能點，性能點位移為 21.039 cm，此時耐震容量 A_p 為 0.229 g，其容量曲線如圖 7.14 實線所示，而性能曲線則如圖 7.14 虛線所示。相關數據整理於表 7.6，而各方向之非線性鉸發展狀態，原則取性能點階段的變形狀態；如側推力量位移關係曲線無法推到基底剪力 $0.85V_{max}^{+}$的狀態，則取側推力量位移關係曲線最後一點的位移，其強度則降為 $0.85V_{max}^{+}$，此點視為性能點。其非線性鉸發展狀態則取性能點前一步之變形狀態；若側推力量位移曲線有下降段，性能點以內差求得，非線性鉸發展狀態亦取相鄰的前一步之變形狀態，如圖 7.15 至圖 7.40 所示。

案例 A 耐震需求 $A_T = 0.4S_{DS} = 0.4 \times 0.8 = 0.32g$，由表 7.6 可知正負 X、Y 四個方向之耐震能力皆不足，建築物之強度需求比(Capacity-Demand Ratio, CDR)，以「耐震容量」除以「耐震需求」結果均小於 1，表示需予以補強。

7.2.3 完整補強設計

本案例預計採用擴柱補強工法，分別將 1 至 8 層原柱斷面尺寸 80cm × 80cm 之柱，擴柱成 140cm × 140cm，原樓梯柱斷面尺寸之柱 35cm × 35cm 擴柱成 70cm × 70cm，補強後建築平面圖如圖 7.41~圖 7.43 所示，擴柱補強配筋圖請參考圖 7.44、圖 7.45。補強後之立面圖如圖 7.46~圖 7.48 所示，其中，Y 向一樓之 RC 牆在詳評模型採用等值寬柱模擬，擴柱後之 RC 牆改用等值斜撐模擬(參考 4.6 節)。

以 ETABS 完成側推分析，經由 ETABS 完成正 X 向側推分析後，可求得最大基底剪力 V_{max}、位移，但並無下降段。依據本手冊第二章性能水準規定其強度準則應取 0.85 倍 V_{max} 作為性能點，因此取側推力量位移關係曲線最後一點的位移，其強度則降為 $0.85V_{max}^{+}$，手動增加此點為性能點，此時正 X 方向所得基底剪力 $0.85V_{max}^{+}$ 約為 1080,390 kgf，耐震容量 A_p 為 0.332 g，其容量曲線如圖 7.49 實線所示，而性能曲線則如圖 7.49 虛線所示。

負 X 方向完成側推分析後，無明顯下降段，因此手動增加 $0.85V_{max}^{+}$ 的性能點，在負 X 方向所得基底剪力 $0.85V_{max}^{+}$ 約為 1103,480 kgf，耐震容量 A_p 為 0.340 g，其容量曲線如圖 7.50 實線所示，而性能曲線則如圖 7.50 虛線所示。

正 Y 方向完成側推分析後，無明顯下降段，因此手動增加 $0.85V_{max}^{+}$ 為性能點，做法同 X 向所述，在正 Y 方向所得基底剪力 $0.85V_{max}^{+}$ 約為 3500,130 kgf，耐震容量 A_p 為 0.454 g，其容量曲線如圖 7.51 實線所示，而性能曲線則如圖 7.51 虛線所示。

同理，負 Y 方向完成側推分析後，無明顯下降段，因此手動增加 0.85 V_{max}^{+} 為性能點，在負 Y 方向所得基底剪力 $0.85V_{max}^{+}$ 約為 3370,070 kgf，耐震容

量 A_p 為 0.427 g，其容量曲線如圖 7.52 實線所示，而性能曲線則如圖 7.52 虛線所示。

完整補強側推分析之相關數據整理於表 7.7，而各方向之非線性鉸發展狀態，原則取性能點階段的變形狀態；如側推力量位移關係曲線無法推到基底剪力 $0.85V^{+}_{\max}$ 的狀態，則取側推力量位移關係曲線最後一點的位移，使其強度降為 $0.85V^{+}_{\max}$，此點視為性能點。其非線性鉸發展狀態則取性能點前一步之變形狀態；若側推力量位移曲線有下降段，性能點可以內差求得，則非線性鉸發展狀態取相鄰的前一步之變形狀態，則如圖 7.53 至圖 7.78 所示。

案例 A 耐震需求 $A_T = 0.4S_{DS} = 0.4 \times 0.8 = 0.32\,g$，由表 7.7 可知正負 X、Y 四個方向強度需求比(CDR)，即以「耐震容量」除以「耐震需求」結果均大於 1，表示耐震能力合格。

7.2.4 階段性補強 A 設計-模型分析法

7.2.3 節為 12 層樓示範案例之完整補強設計，若建築物因工程技術以外之因素而無法完成符合完整耐震補強時，可採用降低補強施作層發生軟弱層集中式破壞之補強方式辦理，以分析模型抓取樓層極限剪力與勁度進行檢核軟弱層評估。

1. 軟弱層補強設計流程

(1) 建模分析

7.2.3 節為 12 層樓示範案例之完整補強設計，若建築物因工程技術以外之因素而無法完成符合完整耐震補強時，得採用階段性補強。根據前述建築物基本資料得知，本案例為住商混合大樓，低樓層(一至四樓)為商業用途，底層樓相對其上樓層挑高、牆量較少，且由建築平面圖得知牆體中斷不連續，明顯具有軟弱層現象，可採用降低軟弱層破壞風險之補強方式辦理。以下說明模型分析法如何抓取樓層極限剪力與勁度進行檢核軟弱層評估。

本案例以 ETABS 進行模型建構與分析，RC 結構牆以等值寬柱模擬、外側非結構 RC 牆以磚牆斜撐模擬，其立體模型、結構斷面如圖 7.79 至圖 7.87 所示。

(2) 定義標準層

依據第六章 6.1 節，取得建築物資料、平面圖與立面圖後，須先定義建築物之標準樓層，作為其下一層補強設計之目標，再依序往下樓層進行設計。本案例為一棟十二層樓之住商混合大樓，其中，一到四樓為商場、辦公室，五樓以上為住宅，由 7.2.1 節建築物基本資訊得知：一樓樓高 6 m，為非常顯著之底層挑高；二到五樓樓高 4.2 m；六樓以上之樓高則均為 3.3 m。各樓層之建築平面如圖 7.1 至圖 7.3 所示，明顯可看出，五樓以上柱牆量較其下樓層高，六樓以上之樓層高度為固定值且樓高最小，利用本手冊設定之建築物標準層，係指以該樓層為基準，其上樓層之樓高不再縮小、柱牆量也不再抬高之樓層，故六樓定義其為標準層，其以下層樓為目標層。

(3) 求取各層極限層剪力、層間位移

本案例以 X 方向為例，由下往上先求取 1FL 之極限層剪力，因此需以 ETABS 進行側推分析輸出數據，此處因為僅需考慮標準層以下各層極限層剪力強度，故標準層(含)以下各層構件需指定非線性鉸，其他各層則不指定非線性鉸，如圖 7.88 所示。進行側推分析後輸出 Show Table→Budiliding Output→Table Story Shears(step by step 形式)如圖 7.89 所示，選取標準層 1F-Bottom 最大極限層剪力值，即為該樓層極限層剪力，如圖 7.89 與圖 7.90 所示。

層間位移以相同模型側推分析完輸出 Show Table→Displacement→ Diaphrage CM Displacement(step by step 形式)如圖 7.89 與圖 7.91 所示，取達最大基底剪力時的樓層絕對位移量U_x。

1FL 以上各層重覆前述步驟進行，並將目標層其下各層之模態側推力設定為 0 與目標層其下各層之非線性鉸移除，如圖 7.92 與圖 7.93 所示。

即可找到 1FL 以上各層的極限層剪力及絕對位移，接著依序將上下層樓位移相減，得到各樓層之層間位移ΔU_x，其 X 及 Y 方向彙整表格如表 7.8 所示。

(4) 求取各層彈性勁度

為求取各層彈性勁度，可以對整棟結構模型中頂樓質心附近的節點，外加 1000 tf 的水平側向力，進行彈性靜力分析，即可求得各層相對層間位移量，再將該層間位移量除以樓層剪力，即可求得該層彈性勁度。以 X 正方向為例，新增 Load Case-Unit(type:Quake none)如圖 7.94，在 RFL 斷面上對質心附近的節點，外加 1000 tf 的正 X 方向側向力如圖 7.95，接著進行彈性分析，輸出 Show Table→Displacement→Diaphrage CM Displacement(Unit Static Load)如圖 7.96，取得各樓層總位移量(U_X)，再以選定樓層與其下樓層位移量相減求得各層相對層間位移量，最後以外加 1000 tf 的水平側向力除以各樓層之相對層間位移量求得各層彈性勁度，其 X 及 Y 方向彙整表格如表 7.9 所示。

(5) 目標層之軟弱層破壞檢核

利用模型分析取得之層剪力與彈性勁度，進行軟弱層破壞檢核，首先將標準層(n 層)其下一層視為目標層(n-1 層)，並以目標層其上一層為目標，進行軟弱層之檢核，計算出降低該樓層軟弱層特性所需之補強量後，即可進行補強。(n-1)層補強完成後，再做為其下一層(n-2)層的標準層，後續檢核以此類推。

a. X 向／目標層：5F

以 X 向為例，首先以標準層(6F)其下一層視為目標層(5F)，並以其上層(6F)視為補強標準，進行排除弱層之補強量ΔV_w計算，依據第二章階段性補強性能目標準則，目標層剪力強度應至少提升至其上一層剪力強度之 90%，參考式(6.5)，經移項後，排除弱層之補強量ΔV_w為：

$$\Delta V_w = 0.9V_{i=6} - V_{i=5}$$
$$= 0.9 \times 1521.0 - 1478.5 < 0$$

ΔV_w 為小於 0 之值，代表五樓相對於六樓並非弱層，因此不須對弱層進行補強，即經排除弱層後之剪力強度為原來樓層之強度值 $V'_{i=5} = V_{i=5}$ ；再來，須進行排除軟層之補強量 ΔV_s 計算，五樓雖非弱層，但樓層勁度不足之部分仍需額外之補強量，此額外補強量 ΔV_s 應使該層剪力勁度至少提升至其上層剪力勁度之 70%，參考式(6.6)，經移項後，排除軟層之額外補強量 ΔV_s 為：

$$\Delta V_s = (0.7K_{i=6} - K_{i=5}) \times \Delta U_5$$
$$= (0.7 \times 57428 - 39347) \times 5.35 \times 10^{-3} = 4.6 \text{ tf}$$

其中，ΔU_5 為五樓達到極限層剪力時的層間位移，可由該層側推分析結果得之(詳見表 7.8)。因此，五樓於 X 向排除軟弱層之總補強需求量 ΔV_D 依式(6.7)計算，即為 $\Delta V_D = 4.6$ tf ，故經降低軟弱層特性後，五樓之極限層剪力強度為 $V^*_{i=5} = 1478.5 + 4.6 = 1483.1$ tf 。

b. X 向／目標層：4F

將原目標層(5F)視為標準層，其下一層樓視為目標層(4F)，計算目標層(4F)極限層剪力強度 $V^*_{i=4}$，並以其上一層(5F)之補強後極限層剪力強度 $V^*_{i=5}$ 視為補強標準，進行排除弱層之補強量 ΔV_w 計算：

$$\Delta V_w = 0.9V^*_{i=5} - V_{i=4}$$
$$= 0.9 \times 1483.1 - 1346.7 < 0$$

ΔV_w 為小於 0 之值，因此不須對弱層進行補強，即經排除弱層後之剪力強度 $V'_{i=4} = V_{i=4}$ ；接著計算排除軟層之額外補強量 ΔV_s 為：

$$\Delta V_s = (0.7K_{i=5} - K_{i=4}) \times \Delta U_4$$
$$= (0.7 \times 39346.8 - 35248) \times 3.69 \times 10^{-3} < 0$$

其中，ΔU_4 為四樓達到極限層剪力時的層間位移，可由該層側推分析結果得之(詳見表 7.8)。因總補強需求量 $\Delta V_D = 0$ tf ，故四樓之極限層剪力強度即為原來樓層之強度值 $V^*_{i=4} = V_{i=4} = 1346.7$ tf 。

c. X 向／目標層：3F

將原目標層(4F)視為標準層，其下一層樓視為目標層(3F)，計算目標層(3F)極限層剪力強度 $V^*_{i=3}$，並以其上一層(4F)之補強後極限層剪力強度 $V^*_{i=4}$ 視為補強標準，進行排除弱層之補強量 ΔV_w 計算：

$$\Delta V_w = 0.9V^*_{i=4} - V_{i=5}$$
$$= 0.9 \times 1346.7 - 1305.8 < 0$$

ΔV_w 為小於 0 之值，因此不須對弱層進行補強，即經排除弱層後之剪力強度 $V'_{i=3} = V_{i=3}$ ；接著計算排除軟層之額外補強量 ΔV_s 為：

$$\Delta V_s = (0.7K_{i=4} - K_{i=3}) \times \Delta U_3$$
$$= (0.7 \times 35248 - 35428) \times 3.57 \times 10^{-3} < 0$$

其中，ΔU_3 為三樓達到極限層剪力時的層間位移，可由該層側推分析結果得之(詳見表 7.8)。因總補強需求量 $\Delta V_D = 0$ tf，故三樓之極限層剪力強度即為原來樓層之強度值 $V^*_{i=3} = V_{i=3} = 1305.8$ tf 。

d. X 向／目標層：2F

將原目標層(3F)視為標準層，其下一層樓視為目標層(2F)，計算目標層(2F)極限層剪力強度 $V^*_{i=2}$，並以其上一層(3F)之補強後極限層剪力強度 $V^*_{i=3}$ 為補強標準即：

$$0.9V^*_{i=3} = 1305.8 \times 0.9 = 1175.2 \text{ tf}$$

然而，$0.9V^*_{i=3}$ 已經小於原標準層(6F)剪力強度之 80%，如圖 7.97 所示，因此 2F 以下各目標層的補強標準，即以 3F 的補強後極限層剪力強度 $V^*_{i=3}$ 為準，不再進行折減；即目標層(2F)以下各樓層在弱層檢核後，補強後之層剪力強度 V'_i 等於其上一層之極限層剪力強度 V^*_{i+1}，即 $V'_{i=2} = V^*_{i=3} = 1305.8$ tf，因此弱層的補強量計算如下：

$$\Delta V_w = V^*_{i=3} - V_{i=2}$$
$$= 1305.8 - 1270.0 = 35.8 \text{ tf}$$

接著計算排除軟層之額外補強量 ΔV_s 為：

$$\Delta V_s = (0.7K_{i=3} - K_{i=2}) \times \Delta U_2$$
$$= (0.7 \times 35428 - 35786) \times 2.92 \times 10^{-3} < 0$$

其中，ΔU_2 為二樓達到極限層剪力時的層間位移，可由該層側推分析結果得之(詳見表 7.8)。因總補強需求量 $\Delta V_D = 35.8$ tf ，故二樓之極限層剪力強度為 $V^*_{i=2} = 1270.0 + 35.8 = 1305.8$ tf 。

e. X 向／目標層：1F

由上一樓層可知補強標準 $0.9V^*_{i=3}$ 已小於原標準層(6F)剪力強度之 80%，如圖 7.97 所示，故 2F 以下之剪力強度不須再進行折減。將原目標層(2F)視

為標準層，其下一層樓視為目標層(1F)，計算目標層(1F)極限層剪力強度$V_{i=1}^{*}$，並以其上一層(2F)之補強後極限層剪力強度$V_{i=2}^{*}$視為補強標準，進行排除弱層之補強量ΔV_w計算:

$$\Delta V_w = V_{i=2}^{*} - V_{i=1}$$
$$= 1305.8 - 1135.5 = 170.3 \text{ tf}$$

接著計算排除軟層之額外補強量ΔV_s為：

$$\Delta V_s = (0.7K_{i=2} - K_{i=1}) \times \Delta U_1$$
$$= (0.7 \times 35785.9 - 29892.7) \times 6.90 \times 10^{-3} < 0$$

其中，ΔU_1為一樓達到極限層剪力時的層間位移，可由該層側推分析結果得之(詳見表 7.8)。因總補強需求量$\Delta V_D = 170.3$ tf，故一樓之極限層剪力強度為$V_{i=1}^{*} = 1135.5 + 170.3 = 1305.8$ tf。最後，各樓層進行降低軟弱層特性之補強後的層剪力強度整理於表 7.10。

f. Y 向／目標層：5F

以 Y 向為例，首先以標準層(6F)其下一層視為目標層(5F)，並以其上層(6F)視為補強標準，進行排除弱層之補強量ΔV_w計算，依據第二章階段性補強性能目標準則，目標層剪力強度應至少提升至其上一層剪力強度之 90%，參考式(6.5)，經移項後，排除弱層之補強量ΔV_w為：

$$\Delta V_w = 0.9V_{i=6} - V_{i=5}$$
$$= 0.9 \times 2800.2 - 2635.7 < 0$$

ΔV_w為小於 0 之值，代表五樓相對於六樓並非弱層，因此不須對弱層進行補強，即經排除弱層後之剪力強度為原來樓層之強度值$V_{i=5}^{'} = V_{i=5}$；再來，須進行排除軟層之補強量ΔV_s計算，五樓雖非弱層，但樓層勁度不足之部分仍需額外之補強量，此額外補強量ΔV_s應使該層剪力勁度至少提升至其上層剪力勁度之 70%，參考式(6.6)，經移項後，排除軟層之額外補強量ΔV_s為：

$$\Delta V_s = (0.7K_{i=6} - K_{i=5}) \times \Delta U_5$$
$$= (0.7 \times 2134016.2 - 1833516.7) \times 3.89 \times 10^{-3} < 0$$

其中，ΔU_5為五樓達到極限層剪力時的層間位移，可由該層側推分析結果得之(詳見表 7.8)。因此，五樓於 Y 向排除軟弱層之總補強需求量依式(6.7)

計算，即$\Delta V_D = 0$ tf ，故五樓之極限層剪力強度為原樓層極限層剪力強度$V_{i=5}^* = V_{i=5} = 2635.7$ tf 。

g. Y 向／目標層：4F

將原目標層(5F)視為標準層，其下一層樓視為目標層(4F)，計算目標層(4F)極限層剪力強度$V_{i=4}^*$，並以其上一層(5F)之補強後極限層剪力強度$V_{i=5}^*$視為補強標準，進行排除弱層之補強量ΔV_w計算：

$$\Delta V_w = 0.9V_{i=5}^* - V_{i=4}$$
$$= 0.9 \times 2635.7 - 2389.7 < 0$$

ΔV_w為小於 0 之值，因此不須對弱層進行補強，即經排除弱層後之剪力強度$V_{i=4}^{'} = V_{i=4}$ ；接著計算排除軟層之額外補強量ΔV_s為：

$$\Delta V_s = (0.7K_{i=5} - K_{i=4}) \times \Delta U_4$$
$$= (0.7 \times 1833516.7 - 1860119) \times 2.42 \times 10^{-3} < 0$$

其中，ΔU_4為四樓達到極限層剪力時的層間位移，可由該層側推分析結果得之(詳見表 7.8)。因總補強需求量$\Delta V_D = 0$ tf ，故四樓之極限層剪力強度為即為原來樓層之強度值$V_{i=4}^* = V_{i=4} = 2389.7$ tf 。

h. Y 向／目標層：3F

將原目標層(4F)視為標準層，其下一層樓視為目標層(3F)，計算目標層(3F)極限層剪力強度$V_{i=2}^*$，並以其上一層(4F)之補強後極限層剪力強度$V_{i=4}^*$視為補強標準，即：

$$0.9V_{i=4}^* = 0.9 \times 2389.7 = 2150.7tf$$

然而，$0.9V_{i=4}^*$已經小於原標準層(6F)剪力強度之 80%，如圖 7.98 所示，因此 3F 以下各目標層的補強標準，即為以 4F 的補強後極限層剪力強度$V_{i=4}^*$，不再進行折減；即目標層(3F)以下各樓層在弱層檢核後，補強後之層剪力強度V'_i等於其上一層之極限層剪力強度V_{i+1}^*，即$V_{i=3}' = V^*_{i=4} = 2389.7$ tf ，因此弱層的補強量計算如下：

$$\Delta V_w = V_{i=4}^* - V_{i=3}$$
$$= 2389.7 - 2158.7 = 231.0 \text{ tf}$$

接著計算排除軟層之額外補強量ΔV_s為：

$$\Delta V_s = (0.7K_{i=4} - K_{i=3}) \times \Delta U_3$$
$$= (0.7 \times 1860119.0 - 2111040.7) \times 1.95 \times 10^{-3} < 0$$

其中，ΔU_3 為三樓達到極限層剪力時的層間位移，可由該層側推分析結果得之(詳見表 7.8)。因總補強需求量 $\Delta V_D = 231.0$ tf ，故三樓之極限層剪力強度為 $V^*_{i=3} = 2158.7 + 231 = 2389.7$ tf 。

i. Y 向／目標層：2F

由上一樓層可知補強標準 $0.9V^*_{i=4}$ 已小於原標準層(6F)剪力強度之 80%，如圖 7.98 所示，故 3F 以下之剪力強度不須再進行折減。將原目標層(3F)視為標準層，其下一層樓視為目標層(2F)，計算目標層(2F)極限層剪力強度 $V^*_{i=2}$，並以其上一層(3F)之補強後極限層剪力強度 $V^*_{i=3}$ 視為補強標準，進行排除弱層之補強量 ΔV_w 計算：

$$\Delta V_w = V^*_{i=3} - V_{i=2}$$
$$= 2389.7 - 1925.3 = 464.4 \text{ tf}$$

接著計算排除軟層之額外補強量 ΔV_s 為：

$$\Delta V_s = (0.7K_{i=3} - K_{i=2}) \times \Delta U_2$$
$$= (0.7 \times 2111040.7 - 2688172.0) \times 3.04 \times 10^{-3} < 0$$

其中，ΔU_2 為二樓達到極限層剪力時的層間位移，可由該層側推分析結果得之(詳見表 7.8)。因總補強需求量 $\Delta V_D = \Delta V_w + \Delta V_s = 464.4$ tf ，故二樓之極限層剪力強度為 $V^*_{i=2} = 1925.3 + 464.4 = 2389.7$ tf 。

j. Y 向／目標層：1F

由前述可知補強標準 $0.9V^*_{i=4}$ 已小於原標準層(6F)剪力強度之 80%，如圖 7.98 所示，故 3F 以下之剪力強度不須再進行折減。將原目標層(2F)視為標準層，其下一層樓視為目標層(1F)，計算目標層(1F)極限層剪力強度 $V^*_{i=1}$，並以其上一層(2F)之補強後極限層剪力強度 $V^*_{i=2}$ 視為補強標準，進行排除弱層之補強量 ΔV_w 計算：

$$\Delta V_w = V^*_{i=2} - V_{i=1}$$
$$= 2389.7 - 1514.7 = 875 \text{ tf}$$

接著計算排除軟層之額外補強量 ΔV_s 為：

$$\Delta V_s = (0.7K_{i=2} - K_{i=1}) \times \Delta U_1$$
$$= (0.7 \times 2688172.0 - 3193867.8) \times 4.37 \times 10^{-3} < 0$$

其中，ΔU_1 為一樓達到極限層剪力時的層間位移，可由該層側推分析結果得之(詳見表 7.8)。因總補強需求量 $\Delta V_D = \Delta V_w + \Delta V_s = 875$ tf，故一樓之極限層剪力強度為 $V_{i=1}^{*} = 1514.7 + 875 = 2389.7$ tf。最後，各樓層進行降低軟弱層特性之補強後的層剪力強度整理於表 7.11。

(6) **降低軟弱層特性之補強設計**

依各樓層之補強需求配置適當的補強構材以滿足設計要求，由最底下之需補強樓層依序往其上樓層進行降低軟弱層特性之補強設計。

由表 7.10 與表 7.11 比較後可知一樓之補強需求為 875 tf，為 Y 向主控，因此若以一般柱為補強構材，並以表 5.1 查詢其構材強度，依構材類型與樓層規定查得一般柱平均單位面積抗側力強度為 20 kgf/cm^2，以此強度估計所需補強量。

以下計算所需擴柱補強面積約為：

$$\Delta A_{ci} = \frac{(\Delta V_w + \Delta V_s) \times 10^3}{\tau_c}$$

$$= \frac{875 \times 10^3}{20} = 43748 \text{ cm}^2$$

其中，ΔA_{ci} 為擴柱補強面積(cm^2)； ΔV_w 為排除弱層之補強量(tf)；ΔV_s 為排除軟層之補強量(tf)；τ_c 為 RC 一般柱單位面積抗側力強度(kgf/cm^2)。

進一步分配補強需求，假設目標擴柱尺寸為 140cm×140cm，以此擴柱面積估計所需擴柱數量 N。

以下計算 1F 補強所需擴柱數量 N 約為：

$$N = (\frac{\Delta A_{ci}}{(A_{ci}^{'2} - A_{ci}^{2})}$$

$$= (\frac{43748}{(140^2 - 80^2)}) = 3.3 \text{根}$$

其中，N 為所需擴柱數量(根)；ΔA_{ci} (cm^2)為擴柱補強面積； $A_{ci}^{'}$ 為目標擴柱面積(cm^2)； A_{ci} 為原柱面積(cm^2)。

本案例使用擴柱補強增加極限層剪力強度，經計算 1F 補強所需之擴柱需求後，得知共需至少 4 根擴柱，而考量結構對稱性，將 1F 配置 6 根擴柱、

2~3F 配置 2 根擴柱；5F 為 X 向主控，但其補強需求量僅佔該樓層之極小部分(4.6/1478.5=0.3%)，此外，因 5F 是作為私人空間使用，考量施工困難度與補強意見難以達成共識，故本案例為配合現況使用性，不在該樓層施作補強，所以配置 1F~3F 即滿足補強需求，其補強彙整資料如表 7.12 與表 7.13、補強平面如圖 7.99、圖 7.100。工程師參考本章節進行設計時，仍應按照實際現況，確認補強方案進行規劃。

7.2.5 階段性補強 A 設計-軟弱層補強簡易設計法

若因考量條件限制下無法採用模型分析法進行補強設計，亦可採用非建模分析之簡易設計法，以進行降低軟弱層破壞風險之補強設計。在簡易設計法中樓層剪力強度採用柱牆量進行評估；樓層勁度方面採用剪力勁度($K \propto V/H$)進行比較，由於此為簡化的剪力勁度，並非模型計算之側向勁度，因此為保守起見，將勁度比的檢核標準自 70%提升至 80%。簡易設計法作為階段性補強措施，其補強量與模型分析法相比較保守。本節採用階段性補強 A 補強簡易設計法，其設計流程參考第六章 6.1 節之介紹。

1. 軟弱層補強設計流程

(1) 設定標準層

取得建築物資料、平面圖與立面圖後，須先定義建築物之標準樓層，作為其下一層補強設計之目標，再依序往下樓層進行設計。以住商混合建築物為例，底層大多為共用部分或作為商場、辦公室，屬開放空間，因此使用上為求寬敞明亮，常有樓層挑高之情形，且柱牆量占各樓層中較低之比例；當樓層數逐漸上升，樓層轉為專有部分，為講求隱密性及住宅格局規劃，存在較多隔戶牆及隔間牆，因此，當樓層數逐漸上升，各層樓高度趨於固定，此時，柱牆量比例亦將逐漸抬高。

本案例為一棟十二層樓之住商混合大樓，其中，一到四樓為商場、辦公室，五樓以上為住宅，由 7.2.1 節建築物基本資訊得知：一樓樓高 6 m，為

非常顯著之底層挑高；二到五樓樓高 4.2 m；六樓以上之樓高則均為 3.3 m。各樓層之建築平面如圖 7.1 至圖 7.3 所示，明顯可看出，五樓以上柱牆量較其下樓層高，六樓以上之樓層高度為固定值且樓高最小，利用本手冊設定之建築物標準層，係指以該樓層為基準，其上樓層之樓高不再縮小、柱牆量也不再抬高之樓層，故六樓定義其為標準層，其以下層樓為目標層。

(2) 各層之柱牆量計算

計算樓層中一般柱、長柱、RC 牆以及磚牆之總斷面積，其中：

1. 一般柱：採計評估方向上，高深比小於 8 之柱面積。
2. 長柱：採計評估方向上，高深比在 8 以上之柱面積。
3. RC 牆：採計評估方向上，且於構架線內，無開口 RC 牆面積與 0.8 倍開口 RC 牆面積。
4. 磚牆：採計評估方向上，且於構架線內，四面圍束磚牆面積與 0.67 倍三面圍束磚牆面積。

不在構架線內之牆體一律不採計，陽臺之女兒牆亦不採計。

本棟大樓具有 15 cm 厚之電梯 RC 牆、24 cm 厚之樓梯牆、12 cm 厚之隔戶 RC 牆及 12 cm 厚之隔間磚牆，利用所述之準則，將各樓層可採計之柱牆量分別標示繪於圖 7.101 至圖 7.103，X 向(長向)與 Y 向(短向)之柱牆量計算結果如表 7.14 所示。

(3) 計算標準層以下所有樓層之極限層剪力強度

針對標準層六樓以下樓層，以極限層剪力強度評估公式來計算極限層剪力。由於本案例總樓層數為十二層樓，屬十層樓以上之建築，因此計算各樓層之剪力強度時，使用十層樓以上建築物之樓層剪力強度評估公式(參考式(6.9)、表 5.1 及表 5.2)，取四種破壞模式下求得之最大強度值為該樓層之極限層剪力強度V_i，以 X 向為例，計算過程如下：

(a) <u>標準層(6F)極限層剪力強度：</u>

- RC 牆破壞時，計算極限層剪力強度$V_{i=6}$

$$V_i = \tau_{rcw}\sum A_{rcwi} + 0.90\tau_{bw}\sum A_{bwi} + 0.90\tau_c\sum A_{ci} + 0.70\tau_{lc}\sum A_{lci}$$
$$= 30\times 50525 + 0.90\times 5.5\times 0 + 0.9\times 20\times 64000 + 0.7\times 10\times 9800$$
$$= 2736350 \text{ kgf} \approx 2736 \text{ tf}$$

- 磚牆破壞時，計算極限層剪力強度$V_{i=6}$

X 向無磚牆，因此不須計算。

- 一般柱破壞時，計算極限層剪力強度$V_{i=6}$

$$V_i = 0.65\tau_{rcw}\sum A_{rcwi} + 0.95\tau_{bw}\sum A_{bwi} + \tau_c\sum A_{ci} + 0.85\tau_{lc}\sum A_{lci}$$
$$= 0.65\times 30\times 50525 + 0.95\times 5.5\times 0 + 20\times 64000 + 0.85\times 10\times 98$$
$$= 2348538 \text{ kgf} \approx 2349 \text{ tf}$$

- 長柱破壞時，計算極限層剪力強度$V_{i=6}$

$$V_i = 0.15\tau_{rcw}\sum A_{rcwi} + 0.75\tau_{bw}\sum A_{bwi} + 0.80\tau_c\sum A_{ci} + \tau_{lc}\sum A_{lci}$$
$$= 0.15\times 30\times 50525 + 0.75\times 5.5\times 0 + 0.80\times 20\times 64000 + 10\times 98$$
$$= 1349363 \text{ kgf} \approx 1349 \text{ tf}$$

標準層(6F)於 X 方向上極限層剪力強度$V_{i=6}$

$V_{i=6} = \max(2736, 2349, 1394) = 2736$ tf ，為 RC 牆主控樓層破壞。

(b) 目標層(5F)極限層剪力強度：

- RC 牆破壞時，計算極限層剪力強度$V_{i=5}$

$$V_i = \tau_{rcw}\sum A_{rcwi} + 0.90\tau_{bw}\sum A_{bwi} + 0.90\tau_c\sum A_{ci} + 0.70\tau_{lc}\sum A_{lci}$$
$$= 30\times 50525 + 0.90\times 5.5\times 0 + 0.9\times 20\times 64000 + 0.7\times 10\times 9800$$
$$= 2736350 \text{ kgf} \approx 2736 \text{ tf}$$

- 磚牆破壞時，計算極限層剪力強度$V_{i=5}$

X 向無磚牆，因此不須計算。

- 一般柱破壞時，計算極限層剪力強度$V_{i=5}$

$$V_i = 0.65\tau_{rcw}\sum A_{rcwi} + 0.95\tau_{bw}\sum A_{bwi} + \tau_c\sum A_{ci} + 0.85\tau_{lc}\sum A_{lci}$$
$$= 0.65\times 30\times 50525 + 0.95\times 5.5\times 0 + 20\times 64000 + 0.85\times 10\times 98$$
$$= 2348538 \text{ kgf} \approx 2349 \text{ tf}$$

- 長柱破壞時，計算極限層剪力強度

$$V_i = 0.15\tau_{rcw}\sum A_{rcwi} + 0.75\tau_{bw}\sum A_{bwi} + 0.80\tau_c\sum A_{ci} + \tau_{lc}\sum A_{lci}$$
$$= 0.15\times 30\times 50525 + 0.75\times 5.5\times 0 + 0.80\times 20\times 64000 + 10\times 98$$
$$= 1349363 \text{ kgf} \approx 1349 \text{ tf}$$

因五樓柱牆量與六樓配置相同，且樓層高度之差異雖會影響一般柱與長柱之採計，但經計算後並不影響柱牆量計算結果，故五樓極限層剪力強度 $V_{i=5}$ 與六樓相同，取 $\max(2736,2349,1394)=2736$ tf，為 RC 牆主控樓層破壞，以此類推依序計算各層樓剪力強度，並將 X 向與 Y 向之計算結果彙整於表 7.15，接著進行目標層的軟弱層破壞之檢核。

(4) 目標層之軟弱層破壞檢核

將標準層(n 層)其下一層視為目標層(n-1 層)，並以目標層其上一層為目標，進行軟弱層之檢核，計算出降低該樓層軟弱層特性所需之補強量後，即可進行補強。(n-1)層補強完成後，做為其下一層(n-2)層的標準層依序檢核。

a. X 向／目標層：5F

以 X 向為例，首先以標準層(6F)其下一層視為目標層(5F)，並以標準層(6F)視為目標，進行排除弱層之補強量 ΔV_w 計算，由第 2.2 節之補強合格標準，此弱層補強量應使該層剪力強度至少提升至其上層剪力強度之 90%，參考式(6.10)，因此經移項後，排除弱層之補強量 ΔV_w 為：

$$\Delta V_w = 0.9V_{i=6} - V_{i=5}$$
$$= 0.9\times 2736 - 2736 < 0$$

ΔV_w 為小於 0 之值，代表五樓相對於六樓並非弱層，因此不須對弱層進行補強，即經排除弱層後之剪力強度為原來樓層之強度值 $V'_{i=5} = V_{i=5}$ ；再來須進行排除軟層之補強量 ΔV_s 計算，五樓雖非弱層，但樓層勁度不足之部分仍需額外之補強量，此額外補強量 ΔV_s 應使該層剪力勁度至少提升至其上層剪力勁度之 80%，參考式(6.11)，經移項後，排除軟層之額外補強量 ΔV_s 為：

$$\Delta V_s = 0.8V_{i=6}\frac{H_{i=5}}{H_{i=6}} - V'_{i=5}$$
$$= 0.8\times 2736\times\frac{420}{330} - (2736+0) = 49.8 \text{ tf}$$

ΔV_s 為大於 0 之值，代表五樓相對於六樓為軟層。因此五樓於 X 向排除軟弱層之總補強需求量依式(6.12)計算，即為 $\Delta V_D = \Delta V_w + \Delta V_s = 49.8$ tf ，故經排除軟弱層後，五樓之極限層剪力強度為 $V_{i=5}^{*} = V_{i=5} + \Delta V_{\mathrm{D}} \approx 2786$ tf 。

b. X 向／目標層：4F

將原目標層(5F)視為標準層，其下一層樓視為目標層(4F)，計算目標層(4F)極限層剪力強度 $V_{i=4}$，並以其上一層(5F)之補強後極限層剪力強度 $V_{i=5}^{*}$ 視為目標，進行降低軟弱層特性之補強量計算。

c. X 向／目標層：3F 以下

在 X 方向因無剪力強度檢核標準折減過低的情形，因此三樓以下無須更改檢核標準，故後續檢核過程以此類推，最終 X 向各樓層剪力強度分布如圖 7.104。

d. Y 向／目標層：5F

以 Y 向為例，首先以標準層(6F)其下一層視為目標層(5F)，並以標準層(6F)視為目標，進行排除弱層之補強量 ΔV_w 計算，由第 2.2 節之補強合格標準，此弱層補強量應使該層剪力強度至少提升至其上層剪力強度之 90%，參考式(6.10)，因此經移項後，排除弱層之補強量 ΔV_w 為：

$$\begin{aligned}\Delta V_w &= 0.9V_{i=6} - V_{i=5} \\ &= 0.9 \times 3092 - 3092 < 0\end{aligned}$$

ΔV_w 為小於 0 之值，代表五樓相對於六樓並非弱層，因此不須對弱層進行補強，即經排除弱層後之剪力強度為原來樓層之強度值 $V_{i=5}^{'} = V_{i=5}$ ；再來須進行排除軟層之補強量 ΔV_s 計算，五樓雖非弱層，但樓層勁度不足之部分仍需額外之補強量，此額外補強量 ΔV_s 應使該層剪力勁度至少提升至其上層剪力勁度之 80%，參考式(6.11)，經移項後，排除軟層之額外補強量 ΔV_s 為：

$$\begin{aligned}\Delta V_s &= 0.8V_{i=6}\frac{H_{i=5}}{H_{i=6}} - V_{i=5}^{'} \\ &= 0.8 \times 3092 \times \frac{420}{330} - (3092 + 0) = 56.2 \text{ tf}\end{aligned}$$

ΔV_s 為大於 0 之值，代表五樓相對於六樓為軟層。因此五樓於 Y 向降低軟弱層特性之總補強需求量依式(6.12)計算，即為 $\Delta V_D = \Delta V_w + \Delta V_s = 56.2$ tf，故經降低軟弱層特性後之五樓極限層剪力強度為 $V^*_{i=5} = 3092 + 56.2 \approx 3149$ tf 。

e. Y 向／目標層：4F

將原目標層(5F)視為標準層，其下一層樓視為目標層(4F)，計算目標層(4F)極限層剪力強度 $V^*_{i=4}$，並以其上一層(5F)之補強後極限層剪力強度 $V^*_{i=5}$ 視為目標，進行排除弱層之補強量 ΔV_w 計算為：

$$\Delta V_w = 0.9V^*_{i=5} - V_{i=4}$$
$$= 0.9 \times 3149 - 2446 = 387.8 \text{ tf}$$

$\Delta V_w = 387.8tf$，為四樓弱層檢核之補強需求量，故四樓經排除弱層後之剪力強度為 $V'_{i=4} = 2446 + 387.8 = 2833.8$ tf ；接著計算排除軟層之額外補強量 ΔV_s 為：

$$\Delta V_s = 0.8V_{i=5}\frac{H_{i=4}}{H_{i=5}} - V'_{i=4}$$
$$= 0.8 \times 3149 \times \frac{420}{420} - (2446 + 388) < 0$$

$\Delta V_s = 0$ ，代表四樓相對於五樓非軟層。因總補強需求量 $\Delta V_D = \Delta V_w + \Delta V_s = 387.8$ tf ，故經降低軟弱層特性後之四樓極限層剪力強度為 $V^*_{i=4} = 2446 + 387.8 = 2833.8$ tf 。

f. Y 向／目標層：3F

將原目標層(4F)視為標準層，其下一層樓視為目標層(3F)，計算目標層(3F)極限層剪力強度 $V^*_{i=3}$，並以其上一層(4F)之補強後極限層剪力強度 $V^*_{i=4}$ 視為目標，進行排除弱層之補強量 ΔV_w 計算為：

$$\Delta V_w = 0.9V^*_{i=4} - V_{i=3}$$
$$= 0.9 \times 2833.8 - 2446 = 104.4 \text{ tf}$$

$\Delta V_w = 104.4$ tf ，為三樓弱層檢核之補強需求量，故三樓經排除弱層後之剪力強度為 $V'_{i=3} = 2446 + 104.4 = 2550.4$ tf ；接著計算排除軟層之額外補強量 ΔV_s 為：

$$\Delta V_s = 0.8V_{i=4}\frac{H_{i=3}}{H_{i=4}} - V'_{i=3}$$

$$= 0.8\times 2833.8\times\frac{420}{420} - (2446+104.4) < 0$$

ΔV_s 小於 0，代表三樓相對於四樓非軟層。因總補強需求量 $\Delta V_D = \Delta V_w + \Delta V_s = 104.4$ tf，故經降低軟弱層特性後之三樓極限層剪力強度為 $V^*_{i=3} = 2446+104.4 = 2550.4$ tf。

g. Y 向／目標層：2F

將原目標層(3F)視為標準層，其下一層樓視為目標層(2F)，計算目標層(2F)極限層剪力強度 $V^*_{i=2}$，並以其上一層(3F)之補強後極限層剪力強度 $V^*_{i=3}$ 視為目標，進行降低軟弱層特性之補強量計算，即

$$0.9V^*_{i=3} = 0.9\times 2550 = 2295.4 \text{ tf}$$

然而，$0.9V^*_{i=3}$ 已經小於原標準層(6F)剪力強度之 80%，如圖 7.105 所示，因此 2F 以下各目標層的補強標準，即以 3F 的補強後極限層剪力強度 $V^*_{i=3}$ 為準，不再進行折減；即目標層(2F)以下各樓層在弱層檢核後，極限層剪力強度 V'_i 等於其上一層之極限層剪力強度 V^*_{i+1}，即 $V'_{i=2} = V^*_{i=3} = 2550.4$ tf，因此弱層的補強量計算如下：

$$\Delta V_w = V^*_{i=3} - V_{i=2}$$

$$= 2550.4 - 2446 = 104.4tf$$

$\Delta V_w = 104.4tf$，為二樓弱層檢核之補強需求量，故二樓經排除弱層後之剪力強度為 $V'_{i=2} = 2446+104.4 = 2550.4$ tf；接著計算排除軟層之額外補強量 ΔV_s 為：

$$\Delta V_s = 0.8V_{i=3}\frac{H_{i=2}}{H_{i=3}} - V'_{i=2}$$

$$= 0.8\times 2550.4\times\frac{420}{420} - (2446+104.4) < 0$$

ΔV_s 小於 0，代表二樓相對於三樓非軟層。因總補強需求量 $\Delta V_D = \Delta V_w + \Delta V_s = 104.4$ tf，故經降低軟弱層特性後之二樓極限層剪力強度為 $V^*_{i=2} = 2446+104.4 = 2550.4$ tf。

h. Y 向／目標層：1F

由上一樓層可知補強標準$0.9V_{i=3}^{*}$已小於原標準層(6F)剪力強度之 80%，如圖 7.105 所示，故 2F 以下之剪力強度不須再進行折減。將原目標層(2F)視為標準層，其下一層樓視為目標層(1F)，計算目標層(1F)極限層剪力強度$V_{i=1}^{*}$，並以其上一層(2F)之補強後極限層剪力強度$V_{i=2}^{*}$視為目標，進行排除弱層之補強量ΔV_w計算：

$$\Delta V_w = V_{i=2}^{*} - V_{i=1}$$
$$= 2550.4 - 2256.8 = 293.6 \text{ tf}$$

$\Delta V_w = 293.6tf$，為一樓弱層檢核之補強需求量，故排除弱層後之剪力強度為$V'_{i=1} = 2256.8 + 293.6 = 2500.4tf$；接著計算排除軟層之額外補強量$\Delta V_s$為：

$$\Delta V_s = 0.8V_{i=2}\frac{H_{i=1}}{H_{i=2}} - (V'_{i=1} + \Delta V_w)$$
$$= 0.8 \times 2550.4 \times \frac{600}{420} - (2256.8 + 293.6) = 364.4 \text{ tf}$$

$\Delta V_s = 364.4tf$，為一樓軟層檢核之補強需求量。因總補強需求量$\Delta V_D = \Delta V_w + \Delta V_s = 293.6+364.4=658$ tf，故經降低軟弱層特性後之一樓極限層剪力強度$V_{i=1}^{*} = 2256.8 + 658 \approx 2915$ tf。X 向與 Y 向各樓層剪力強度分布如圖 7.104 與圖 7.105 所示；X 向與 Y 向上各樓層之剪力強度彙整於表 7.15；各樓層進行降低軟弱層特性之剪力強度補強需求整理於表 7.16 與表 7.17。

(5) 降低軟弱層特性之補強設計

依各樓層之補強需求配置適當的補強構材以滿足設計要求，由最底下之需補強樓層依序往其上樓層進行降低軟弱層特性之補強設計。

以 X 向為例，由表 7.16 可知一樓之補強需求為 498.5 tf，因此若以一般柱為補強構材，並以表 5.1 查詢其構材強度，依構材類型與樓層規定查得一般柱平均單位面積抗側力強度為 20 kgf/cm^2，以此強度估計所需補強量。

以下計算所需擴柱補強面積約為：

$$\Delta A_{ci} = \frac{(\Delta V_w + \Delta V_s) \times 10^3}{\tau_c}$$

$$= \frac{498.5 \times 10^3}{20} = 24924.7 \text{ cm}^2$$

其中，ΔA_{ci} 為擴柱補強面積(cm^2)； ΔV_w 為排除弱層之補強量(tf)；ΔV_s 為排除軟層之補強量(tf)； τ_c 為 RC 一般柱單位面積抗側力強度(kgf/cm^2)。

進一步分配補強需求，假設目標擴柱尺寸為 140cm×140cm，以此擴柱面積估計所需擴柱數量 N。

以下計算 1F 補強所需擴柱數量 N 約為：

$$N = (\frac{\Delta A_{ci}}{(A_{ci}^{'2} - A_{ci}^{2})}$$

$$= (\frac{24924.7}{140^2 - 80^2}) = 1.9 \text{根}$$

其中，N 為所需擴柱數量(根)；ΔA_{ci} (cm^2)為擴柱補強面積； $A_{ci}^{'}$ 為目標擴柱面積(cm^2)； A_{ci} 為原柱面積(cm^2)。

由上式計算中可發現擴柱尺寸較大，導致擴柱數量較少，因此可縮減斷面尺寸，並假設目標擴柱尺寸調整為 110cm × 110cm，重新計算 1F 補強所需擴柱數量 N 約為：

$$N = (\frac{\Delta A_{ci}}{(A_{ci}^{'2} - A_{ci}^{2})}$$

$$= (\frac{24924.7}{(110^2 - 80^2}) = 4.4 \text{根} \approx 5 \text{根}$$

本案例使用擴柱補強增加極限層剪力強度，經計算 1F 補強所需擴柱需求後得知共需至少 5 根擴柱，考量結構整體對稱性，1 樓應配置 6 根擴柱為佳，需求整理如表 7.16 與表 7.17。

其後依序計算 1F 以上各目標層補強需求量進行補強設計，2F~3F 補強量需量較 1F 低，而在 4F~5F 因 Y 方向樓層牆量差異較大，因此在 4F 所需補強量達到 4 根，考量整體結構對稱、力量傳遞與補強量需求後，1F 配置 6 根、2F~4F 均配置 4 根。由於 5F 補強需求量僅佔該樓層之極小部分(58/2736=1.8%)，且因 5F 是為私人空間使用，故考量施工困難度與補強意見難以達成共識，本案例為配合現況使用性，因此不在該樓層施作補強，其

詳細補強設計算如表 7.16、表 7.17；補強平面圖如圖 7.106、圖 7.107。工程師參考本章節進行設計時，仍應按照實際現況，確認補強方案進行規劃。

7.3 四層樓公寓設計示範例

7.3.1 建築物基本資料

公寓之示範例以一棟位於台北市地上四層之鋼筋混凝土造建築物為例，名為案例 B，其為臺灣都會區常見之雙併公寓建築，其建築平面圖、結構平面圖、立面圖、構件尺寸詳見圖 7.108~圖 7.118 所示，建築物基本資料蒐集如下表：

案例編號	案例 B
建築物名稱	4 層公寓
興建年代	民國 63 年
分期興建	無
構造型式	鋼筋混凝土造
結構系統	RC 梁柱構架，磚牆隔間及外牆
平面尺寸	長 23.15 m，寬 13.05 m
建築規模	地面 4 層、地下 0 層
總樓高(*m*)	12.7
各層樓高(*m*)	3.7 (1F)、3 (2~4F)
梁尺寸(*cm*)	25×45
柱尺寸(*cm*)	1F&2F：40×40、25×45、45×25 3F&4F：35×35、25×40、40×25
樓版厚度(*cm*)	12
現況用途	住宅
總樓地板(m^2)	約 889.4 (2FL~RFL)

室內使用空間以 12cm 磚牆作為隔間牆，外牆、兩戶間之隔戶牆及樓梯間之梯間牆則為 24cm 磚牆，外牆因採光通風等需求，安裝窗戶或陽台門形成開孔磚牆。依圖說判斷興建日期約為民國 63 年。

本案例為非公眾使用之私有建築物，位於臺北市大安區龍淵里，依現行之建築物耐震設計規範及解說規定，其震區為臺北盆地微分區之臺北二區，工址短週期設計水平譜加速度係數為 $S_{DS}=0.6$，因此其耐震能力合格標準為 $A_T=0.4S_{DS}=0.4\times0.6=0.24g$；反應譜短週期與中週期分界之轉角週期為 $T_0^D=1.3$ (sec)，此建築物高 12.7 公尺，依經驗公式計算得結構週期為 $T=0.07\times12.7^{3/4}=0.47$ (sec)，屬短周期結構，因此其工址一秒週期設計水平譜加速度係數為 $S_{D1}=T_0^D S_{DS}=1.3\times0.6=0.78g$。

由於本案例為示範案例，無法進行材料取樣試驗，因此評估用材料參數均為假設值。假設混凝土抗壓強度 $f_c'=160$ kgf/cm^2，各號數主筋及箍筋之抗拉強度 $f_y=f_{yh}=2800$ kgf/cm^2，磚塊抗壓強度 $f_{bc}=150$ kgf/cm^2，砂漿抗壓強度 $f_{mc}=100$ kgf/cm^2。

7.3.2 原型耐震能力詳細評估

本節說明如何利用結構分析套裝軟體進行側推分析，在此僅以工程界較常使用之分析軟體 ETABS 予以說明，使用者仍可使用其他軟體，例如 SAP2000 或 MIDAS 等進行側推分析。進行側推分析前，必須針對欲評估之建築物蒐集相關資訊或文件，包含工址所在地之土層資訊、建築物相關圖說(平面圖、立面圖、配筋圖等)以及過去修繕紀錄等文件，必要時，更應實地前往現場進行現況調查，或向當地居民訪談，均有助於執行耐震評估。

由圖 7.109 之建築平面圖可知，建物平行街道方向尺寸為 23.15 公尺，垂直街道方向尺寸為 13.05 公尺。平行街道方向有 A 至 G 共七個構架，垂直街道方向則有 1 至 9 共九個構架。由圖 7.111~圖 7.114 之立面圖可知，除了一樓高度為 3.7 公尺，其他樓層高度皆為 3.0 公尺。建立完成的結構 3D 模型示意如圖 7.119 所示。

案例 B 之結構平面圖如圖 7.116 所示，柱、梁、版配筋圖如圖 7.117 和圖 7.118 所示，每層之柱形式分為 C1~C6 六種，一樓及二樓之柱斷面尺寸有 40cm×40cm 及 25cm×45cm，三樓及四樓之柱斷面尺寸有 35cm×35cm 及 25cm×40cm，主筋直徑分別有 D22、D19 及 D16，箍筋則為 D10@25cm；梁

斷面尺寸為 25cm×45cm 配置 D19 或 D16 之主筋，箍筋則為 D10@25cm。各樓層之樓版厚度為 12 公分。

由於本案例為示範案例，無法進行材料取樣試驗，因此評估用材料參數均為假設值。假設混凝土抗壓強度 $f_c' = 160\ \text{kgf}/\text{cm}^2$，各號數主筋及箍筋之抗拉強度 $f_y = f_{yh} = 2800\ \text{kgf}/\text{cm}^2$，磚塊抗壓強度 $f_{bc} = 150\ \text{kgf}/\text{cm}^2$，砂漿抗壓強度 $f_{mc} = 100\ \text{kgf}/\text{cm}^2$。

由圖 7.108 和圖 7.109 之建築平面圖可看見，建築物內有多道磚牆，及模型上沒有建立的陽台、樓梯、懸臂梁等，將以上構件之重量計算平攤到各樓層之樓板材料單位重內。此外，估算各樓層之重量時，建築物之活載重須依建築技術規則規定，如作為住宅用途，設計活載重不得小於 200 kg/m^2；屋頂露臺之活載重得較室內載重減少 50 kg/m^2，惟現今住戶皆會在頂樓進行其他活動，故仍以 200 kg/m^2 計算。進行側推分析時，建議垂直載重應採用設計靜載重加上二分之一設計活載重，亦需考慮鋪面層之重量，而本案例採用之垂直載重如表 7.18，結構分析樓層重如表 7.19 所示。

由於案例 B 結構平面不對稱，需分別針對正負方向進行側推分析，再依正負方向之評估結果判定分析案例之耐震容量。依據建築平面圖、立面圖、結構平面圖與配筋圖等結構圖說建立 ETABS 分析模型，參考本手冊設定柱、梁及磚牆斜撐非線性鉸，再進行側推分析。其中，因近施力側的磚翼牆在雙曲率變形下，仍可產生對角壓桿，如圖 7.120 所示，因此結構模型中，針對近施力側的磚翼牆、四面圍束磚牆及窗台磚牆，都有用等值斜撐模擬。

正 X 向側推分析，經由 ETABS 完成 M1 模型側推分析後，得到其最大基底剪力約為 299,838 kgf，側推曲線 PD1 如圖 7.121 所示，因無下降段且最大基底剪力僅達到底層柱與三面及四面圍束磚牆側向強度總和的 77%，說明構件強度並未完全發展，可能是斜撐軸力破壞或短柱剪力破壞造成軟體提早停止分析，導致構件強度無法再疊加，若判斷其為性能點可能過度保守，可適當刪除已破壞/過強度點之斜撐或釋放柱之剪力，尋找側推曲線的最大強度點及性能點，惟盡量調整斜撐而不釋放柱剪力。

釋放初始 M1 模型側推分析中發生短柱剪力破壞的一樓 C5 柱之上端剪力(柱之位置如圖 7.123 所示，釋放方式如圖 7.122)得 M2 模型，再側推得到

M2 模型的側推曲線 PD2 如圖 7.121 所示，發現力量與位移相對於 PD1 低；惟 M2 模型中有一達 D 點(軸力破壞)之斜撐(位置如圖 7.124 所示)，故接著刪掉斜撐得 M3 模型，側推曲線 PD3 結果如圖 7.121 所示，與 PD1 相比位移變大而基底剪力較小，說明 M3 模型構件的韌性發展較 M2 模型好；此時，M3 模型中又有一達 D 點(軸力破壞)之斜撐(位置如圖 7.125 所示)，刪掉斜撐得 M4 模型，側推曲線 PD4 結果如圖 7.121 所示，位移相對於 PD3 又有增加；此時，有多處磚翼牆斜撐達最大強度點(B 點)，故刪掉 M4 模型中達 B 點之 7 根斜撐，惟提供短柱效應之窗台斜撐不刪除(不刪之斜撐如圖 7.126 所示)，維持斜撐對長柱的限制，得到 M5 模型，側推曲線 PD5 如圖 7.121 所示，位移增加。由上述步驟說明，結構構件在 M1 模型即發揮最大強度。

依據本手冊第二章性能水準規定其強度準則應取 0.85 倍V_{max}作為性能點，故從前述 5 條側推曲線找到側推力量位移關係曲線之包絡線，並取最後一點的位移，其強度降為 $0.85V_{max}^{+}$，手動增加此點為性能點，得最終 X 正向的側推曲線(如圖 7.121 所示)，此時正 X 向所得基底剪力 $0.85V_{max}^{+}$ 約為 254,862 kgf，耐震容量 A_p 為 0.162 g(如圖 7.134 所示)。因性能點($0.85\ V_{max}^{+}$)是由 PD5 的最終點位移增加的點，故從 M5 模型側推結果之最後一步觀察性能點構件發展(如圖 7.127~圖 7.133)與層間變位。

同理，負 X 向完成初始 M1 模型側推分析後，得到其最大基底剪力約為 285,894 kgf，側推曲線 PD1 如圖 7.135 所示，因無下降段且最大基底剪力僅達到底層柱與三面及四面圍束磚牆側向強度總和的 79%，故同正 X 向所述，適當調整軸力破壞斜撐與剪力破壞柱尋找側推曲線的最大強度點及性能點。

刪掉初始 M1 模型達 D 點(軸力破壞)之一根斜撐(位置如圖 7.136 所示)，得到 M2 模型，側推曲線 PD2 如圖 7.135 所示，基底剪力與位移都較 PD1 有所提升，說明豎向構件尚未完全發展出側向強度；刪掉 M2 模型中達 C 點(過最大強度點達平台段)之斜撐(位置如圖 7.137 所示)得 M3 模型，側推曲線 PD3(如圖 7.135 所示)之基底剪力和位移較 PD2 小，但有柱子(2FC15)發生短柱剪力破壞(位置如圖 7.138 所示)，造成軟體疊加時發散而提早停止分

析；因此接著釋放前述 M3 模型中剪力破壞之柱子的剪力得到 M4 模型(釋放方式如圖 7.122)，側推曲線 PD4(如圖 7.135 所示)之基底剪力和位移較 PD3 小，但同樣有另一面之柱子(2FC20)發生短柱剪力破壞(位置如圖 7.139 所示)而造成軟體分析時發散；因此釋放前述 M4 模型中的剪力破壞之柱子得到 M5 模型，側推曲線 PD5(如圖 7.135 所示) 之基底剪力和位移又降低，而 M5 模型中可發現一達 D 點(軸力破壞)之斜撐(位置如圖 7.140 所示)；刪掉前述之斜撐得 M6 模型，側推曲線 PD6 如圖 7.135 所示，雖基底剪力又降低，但位移有大幅提升；最後刪掉 M6 模型中達 B 點之 5 根磚翼牆斜撐(提供短柱效應之窗台斜撐除外)得 M7 模型，側推曲線 PD7 如圖 7.135 所示，基底剪力和位移相較 PD6 降低。

由上述步驟說明，結構構件在 M2 模型即發揮最大強度。由上述之側推曲線找到側推力量位移關係曲線之包絡線，並取最後一點的位移，其強度降為 $0.85V_{\max}^{+}$，手動增加此點為性能點，得最終負 X 向的側推曲線如圖 7.135 所示，此時負 X 向所得基底剪力 $0.85V_{\max}^{+}$ 約為 243,010 kgf，耐震容量 A_p 為 0.149 g(如圖 7.148 所示)。因性能點($0.85\ V_{\max}^{+}$)是由 PD6 的最終點位移增加的點，故從 M6 模型側推結果之最後一步觀察性能點構件發展(如圖 7.141~圖 7.147)與層間變位。

同理，正 Y 向完成初始 M1 模型側推分析後，得到其最大基底剪力約為 414,305 kgf，側推曲線 PD1 如圖 7.149 所示，因無下降段且最大基底剪力僅達到底層柱與三面及四面圍束磚牆側向強度總和的 72%，故同正 X 向所述，適當調整軸力破壞斜撐與剪力破壞柱尋找側推曲線的最大強度點及性能點。

刪掉初始 M1 模型達 D 點(軸力破壞)之一根斜撐(位置如圖 7.150 所示)得到 M2 模型，側推曲線 PD2(如圖 7.149 所示)之基底剪力與位移都較 PD1 有所提升，說明豎向構件尚未完全發展出側向強度；此時，M2 模型中有一極短柱(2FC9，位置如圖 7.151 所示)之剪力達 C 點(最大強度點)，可能造成軟體疊加時發散而提早停止分析；因此接著釋放前述 M2 模型中剪力破壞之柱子的剪力得到 M3 模型(釋放方式如圖 7.122)，側推曲線 PD3(如圖 7.149 所示)之基底剪力和位移較 PD2 又有提升，說明豎向構件尚能發展出側向強

度；刪掉 M3 模型中達 C 點(過最大強度點達平台段)之斜撐(位置如圖 7.152 所示)得 M4 模型，側推曲線 PD4(如圖 7.149 所示)之基底剪力和位移都較 PD4 小，但有極短柱(3FC9，位置如圖 7.153 所示)之剪力達 C 點(最大強度點)，故釋放 3FC9 之剪力得到 M5 模型；因 M5 模型中有一達 D 點(軸力破壞)之斜撐(位置如圖 7.154 所示)，刪掉斜撐後得 M6 模型，側推曲線 PD6(如圖 7.149 所示)之基底剪力較小，但位移增加；最後刪掉 M6 模型中達 B 點之磚翼牆斜撐(提供短柱效應之窗台斜撐除外)得 M7 模型，側推曲線 PD7 如圖 7.149 所示，雖位移有增加，但基底剪力大幅下降，說明磚牆確實扮演關鍵角色，不可忽略磚牆在耐震能力的貢獻。

由上述步驟說明，結構構件在 M3 模型即發揮最大強度。由上述之側推曲線找到側推力量位移關係曲線之包絡線，發現 $0.85V^{+}_{max}$ 介於側推曲線 PD6 與 PD7 之間，故取 PD6 最後一點的位移，其強度降為 $0.85V^{+}_{max}$，手動增加此點為性能點，得最終正 Y 向的側推曲線(如圖 7.149 所示)，此時正 Y 向所得基底剪力 $0.85V^{+}_{max}$ 約為 352,159 kgf，耐震容量 A_p 為 0.216 g(如圖 7.164 所示)。因性能點($0.85\ V^{+}_{max}$)是由 PD6 的最終點位移增加的點，故從 M6 模型側推結果之最後一步觀察性能點構件發展(如圖 7.155~圖 7.163)與層間變位。

同理，負 Y 向完成初始 M1 模型側推分析後，得到其最大基底剪力約為 440,483 kgf，側推曲線 PD1 如圖 7.165 所示，因無下降段且最大基底剪力僅達到底層柱與三面及四面圍束磚牆側向強度總和的 78%，故同正 X 向所述，適當調整軸力破壞斜撐與剪力破壞柱尋找側推曲線的最大強度點及性能點。

刪掉 M1 模型達 D 點(軸力破壞)之一根斜撐(位置如圖 7.166 所示)，得到 M2 模型，側推曲線 PD2 如圖 7.165 所示，基底剪力與位移和 PD1 差異不大，此時 M2 模型又有一達 D 點(軸力破壞)之斜撐(位置如圖 7.167 所示)；刪掉上述之斜撐得 M3 模型，側推曲線 PD3(如圖 7.165 所示)之基底剪力變小，位移增加；此時，M3 模型的 2FC9 有短柱剪力之非線性鉸產生，但由每一步側推看柱的剪力發展發現剪力已經過了最大強度點，故此剪力非線性鉸並不會造成軟體分析發散，故不調整此柱之剪力，而 M3 模型中亦有達 C 點(過最大強度點達平台段)之斜撐(位置如圖 7.168 所示)，故刪掉斜撐得

M4 模型，側推曲線 PD4(如圖 7.165 所示)之基底剪力變小，位移微量增加。最後刪掉 M4 模型中達 B 點之磚翼牆斜撐(提供短柱效應之斜撐不予刪除)得 M5 模型，側推曲線 PD5 如圖 7.165 所示，基底剪力和位移相較 PD4 小。

由上述步驟說明，結構構件在 M1 模型即發揮最大強度。由上述之側推曲線找到側推力量位移關係曲線之包絡線，並取最後一點的位移，其強度降為 $0.85V_{\max}^{+}$，手動增加此點為性能點，得最終負 Y 向的側推曲線(如圖 7.165 所示)，此時負 Y 向所得基底剪力 $0.85V_{\max}^{+}$ 約為 374,410 kgf，耐震容量 A_p 為 0.224 g(如圖 7.178 所示)。因性能點($0.85\ V_{\max}^{+}$)是由 PD4 的最終點位移增加的點，故從模型 M4 側推結果之最後一步觀察性能點構件發展(如圖 7.169~圖 7.177)與層間變位。

案例 B 耐震需求 $A_T = 0.4S_{DS} = 0.4 \times 0.6 = 0.24g$，側推分析之相關數據整理於表 7.20，可知正負 X、Y 四個方向之耐震能力皆不足，建築物之強度需求比(Capacity-Demand Ratio, CDR)，以「耐震容量」除以「耐震需求」結果均小於 1，表示需予以補強。

7.3.3 階段性補強 B 設計-電梯核心牆補強

本補強案例預計將既有樓梯及其周圍的磚牆打除後，置換為 25 公分厚的 RC 牆，再於此 RC 核心牆內增設小型電梯。目前國內主要生產升降機的廠牌有 A 廠、B 廠及 C 廠等，圖 7.179 列出各家廠牌的小型電梯規格，原則上只要升降道尺寸在 2150×1750 mm 空間以內，即可使用在本案。

本案例挑選 A 廠牌電梯廂，預留升降道空間後，剩餘空間為樓梯及轉層平台，為符合標準樓梯斜率，必須將樓梯外推到基地建築線，新建樓梯採用鋼梯，因此建築平面圖如圖 7.180 所示。圖 7.181 顯示新建樓梯剖立面圖，一樓自大門起採用約 1/10 斜坡，爬升到高程 40 cm 處即達進出電梯的平台。鋼造梯階為高 20 cm 深 30 cm，自一樓平台爬升 8 階後可達轉層平台，再爬升 8 階後，即可達二層進出平台。圖 7.182 顯示本補強案例增設電梯後，必須將樓梯外推 100 cm，但仍在基地建築線範圍內。

圖 7.180 顯示 RC 牆補強構件位置，將既有樓梯間的磚牆全部置換成 RC 牆。沿街道方向(X 向)位在 D 構架的柱線 3 到柱線 5 之跨間，自底層到頂層配置一面厚度 25 公分的無開口 RC 牆，名為 SWX，此面 RC 牆補強構件尺寸及配筋細節如圖 7.183 所示。在構架 5 的柱線 A 到柱線 D 之跨間，自底層到頂層配置一面厚度 25 公分的 RC 牆，其中一層為無開口牆，二層到四層則為開口 RC 牆，做為右側住戶進出大門，此面 RC 牆補強斷面名為 SWY1，尺寸及配筋細節如圖 7.184 所示；另在構架 3 的柱線 B 到柱線 D 之跨間，也配置一面厚度 25 公分的 RC 牆，一層為無開口牆，二層到四層則為開口 RC 牆，做為左側住戶進出大門，此面 RC 牆補強斷面名為 SWY2，尺寸及配筋細節如圖 7.185 所示。補強材料採用混凝土抗壓強度 $f'_c = 280\ \text{kgf}/\text{cm}^2$，牆筋及錨定筋之抗拉強度 $f_y = 4200\ \text{kgf}/\text{cm}^2$。

本文以 ETABS 建立結構模型，進行補強後結構的側推分析，建立完成的結構 3D 模型示意如圖 7.186 所示。柱、梁、磚牆斜撐、無開口 RC 牆、及開口 RC 牆之非線性鉸參照第四章設定。

構架 5 中第二到四層的 SWY1 為開口 RC 牆，以下為第二層的 SWY1(3FSWY，位置如圖 7.187 所示)進行開口 RC 牆剪力非線性鉸計算。此開口牆為單一門型開口，牆板厚度 $t_w = 25cm$。分析模擬範圍為牆體之淨高與兩側之邊界柱外圍所包含之區塊，故由圖 7.184(a)確定模擬範圍牆高 $h_w = 255cm$ (樓層淨高扣掉梁深)，牆長(包含牆板兩側之邊界柱) $\ell_w = 605cm$，高長比為 0.42，而模型開口為矩形開口，符合其適用範圍，另其為單一開口(長 $\ell_0 = 120cm$，高 $h_0 = 230cm$)並無多開口之限制。故開口牆塑鉸適用於此模型分析。其中，由 Y 向之模型(如圖 7.186 所示)靜力分析可得知牆體範圍承受 103.164 噸之軸力。

Step 1 首先選取關鍵構件範圍及其高度之修正。根據 4.6.1(1)節所述之選取規則，模擬範圍可被門型開口分成左側長度 $\ell_w = 285cm$ 的″垂直牆段 A″(圖 7.188(a))和右側為長度 $\ell_w = 200cm$ 的″垂直牆段 B″(圖 7.188 (b))。當側推方向為正，牆段 A 的高度會由開口底端往上進行計算並修正，而牆段 B 的高度則會由開口頂端高度往下計算，而高度修正計算如下所述。

a. 垂直牆段 A

- 高長比 $\frac{h_0}{\ell_w}=\frac{230}{285}=0.8$
- 牆筋之鋼筋比 $\rho_h=\rho_v=\frac{\sum A_b}{s\times t_w}=\frac{2\times 0.713}{20\times 25}=0.00285$
- 水平鋼筋與混凝土斜裂縫之抗拉強度合力($d=0.8\ell_w$)

$$T_t=V_c+V_s=0.53\sqrt{f_c'}t_w d+A_{sh}f_{yh}\frac{d}{s}=(0.53\sqrt{f_c'}+\rho_h f_{yh})t_w d$$

$$=(0.53\sqrt{280}+0.00285\times 4200)\times 25\times(0.8\times 285)=118857\text{kgf}$$

- 補強筋水平拉力強度

由圖 7.184 可發現，補強筋之長度僅於開口附近，並未延伸至對角壓桿端部貢獻水平力，故不考慮補強筋水平拉力強度。

- 臨界合力中心

$$h_{w,c}=\frac{T_t(h_0+h_i-d/2)+T_s(h_s+h_0)}{T_t+T_s}$$

$$=\frac{118857\times(230+25-228/2)+0\times(0+230)}{118857+0}$$

$$=141\text{cm}$$

- 承受之軸力 $N_u=\frac{285\times 25}{285\times 25+200\times 25}\times 103164\text{kgf}=60622\text{ kgf}$
- 壓力區深度 $a_c=(0.25+0.85\frac{N_u}{\ell_w t_w f_c'})\ell_w=78.61\text{ cm}$
- 垂直牆段對角壓桿端部截面積 $A_{str}=a_c\times t_w=1965.28\text{ cm}^2$
- 抗剪元素角度. .

$$\theta_c=\tan^{-1}\left(\frac{141}{0.8\times 285-a_c/3}\right)=34.94°$$

- 對角壓桿指標 K

$$A=12\frac{4200}{280}0.00285=0.51\le 1\ ;\ \text{B}=30\frac{4200}{280}0.00285=1.28\le 1$$

$$K=\tan^A\theta_c+\cot^A\theta_c-1+0.14B$$

$$=\tan^{0.51}34.94°+\cot^{0.51}34.94°-1+0.14\times 1$$

$$=1.17\le 1.64$$

- 鋼筋混凝土軟化係數 $\zeta=\frac{10.7}{\sqrt{280}}=0.64\le 0.52$

- 混凝土壓桿水平分力 $C_d \cdot \cos\theta_c$

$$C_d \cos\theta_c = K \cdot \zeta \cdot f_c' \cdot A_{str} \cdot \cos\theta_c$$

$$\theta_c = 1.17 \times 0.52 \times 280 \times 1965.28 \times \cos 34.94°$$

$$\theta_c = 275372kgf$$

因 $C_d \cos\theta_c \geq T_t + T_s$，故需藉由剛性梁與牆板間之摩擦力方能達力平衡。假設合力中心為 h_w=$h_{w,c}$，則新合力中心為 $h_w = h_w + \Delta h = 196cm$ 以試誤法進行疊代。

$$\theta = \tan^{-1}\left(\frac{196}{0.8 \times 285 - a_c / 3}\right) = 44.17°$$

$$K = \tan^{0.51} 44.17° + \cot^{0.51} 44.17° - 1 + 0.14 \times 1 = 1.14 \leq 1.64$$

$$C_d \cos\theta = K \cdot \zeta \cdot f_c' \cdot A_{str} \cdot \cos\theta = 234044kgf$$

- 剛性梁與牆板間摩擦

$$T_i = C_d \cos\theta - T_t - T_s = 234044 - 118857 - 0 = 115187kgf$$

- 新合力中心

$$h_w = \frac{T_t(h_0 + h_i - d/2) + T_s(h_s + h_0) + T_i(h_0 + h_i)}{T_t + T_s + T_i}$$

$$= \frac{118857 \times (230 + 25 - 228/2) + 0 \times (0 + 230) + 115187 \times (230 + 25)}{118857 + 0 + 115187}$$

$$= 197.11\text{cm}$$

- 檢核兩者臨界高度誤差

$$Error = \frac{|197.11 - 196|}{196} \times 100\% = 0.56\% < 1\%$$

雖誤差小於可接受誤差，但有效高度至少需達開口邊上第一根橫向鋼筋中心，故垂直牆段 A 之有效高度為開口底端至開口邊上第一根橫向鋼筋中心之距離，為 $h_w = 247.5cm$。

b. <u>垂直牆段 B</u>

由於門之開口達牆底，故直接取有效高度為開口高度 230cm。

Step 2 確定關鍵桿件之高度後，將前述之各項性質以剪力牆側力位移曲線分析模型計算分別計算關鍵桿件之側力位移曲線，再經由傳遞路徑將各關鍵桿件之貢獻疊加，計算出此開口 RC 牆的側力位移曲線，計算如下。

a. 垂直牆段“A”

- 撓曲強度

透過實際之牆柱斷面和配筋，或是簡化以牆筋間距和厚度簡易計算，縱向鋼筋恰降伏之彎矩強度為 $M_y = 176.308$ tf-m ，對應之撓曲強度 $V_y = \frac{2M_y}{h_w} = 142.5$ tf 。

- 牆段縱向鋼筋達降伏強度時之滑移位移

$$\delta_{y,slip} = \frac{D_{10} f_y^{\,2}}{8uE_s} \times \frac{1}{d - a_c} \times h_w$$

$$= \frac{0.953 \times 4200^2}{8 \times 3.2\sqrt{280\left(\text{kgf/cm}^2\right)} \times 2040000} \times \frac{1}{228 - 78.61} \times 247.5$$

$$= 0.03 \text{ cm}$$

將前述垂直牆段”A”之各項性質，以剪力牆側力位移曲線分析模型計算牆段 A 之開裂點、強度點以及崩塌點位移與強度如下：

- 開裂點強度

$$V_{cr1} = 0.87\sqrt{f_c'}t_w d + \frac{N_u d}{4\ell_w} = 0.87\sqrt{280} \times 25 \times 228 + \frac{60622 \times 228}{4 \times 285} = 95.104 \text{ tf}$$

V_{cr2} 因 $\frac{M_u}{V_u} - \frac{\ell_w}{2} = \frac{h_w}{2} - \frac{\ell_w}{2} = -19 \le 0$ ，不計算，

故開裂強度 $V_{cr} = V_{cr1} = 95.104\text{tf}$ 。

- 開裂點位移
  - 剪力位移

$$\delta_{cr,v} = \frac{1}{0.4E_c} \frac{1}{t_w d} \times V_{cr} \times h_w$$

$$= \frac{1}{0.4 \times 15000\sqrt{280}} \times \frac{1}{25 \times (0.8 \times 285)} \times 95104 \times 247.5$$

$$= 0.041 \text{ cm}$$

  - 撓曲位移

$$\delta_{cr,f} = \frac{h_w^{\,3}}{12E_c I_{eff}} V_{cr} = \frac{247.5^3}{12 \times 15000 \times \sqrt{280} \times (0.7 \times (25 \times 285^3))} \times 95104$$

$$= 0.0142 \text{ cm}$$

■ 滑移位移

$$\delta_{cr,slip} = \delta_{y,slip} \times \frac{V_{cr}}{V_y} = 0.0213 \text{ cm}$$

開裂點的位移為上述總和，

$$\delta_{cr} = \delta_{cr,v} + \delta_{cr,f} + \delta_{cr,slip} = 0.041 + 0.0142 + 0.0213 = 0.077\text{cm}$$

- 強度點強度

$$\theta = \tan^{-1}\left(\frac{247.5}{0.8 \times 285 - a_c / 3}\right) = 50.81°$$

$$K = \tan^{0.51} 50.81° + \cot^{0.51} 50.81° - 1 + 0.14 \times 1 = 1.15 \le 1.64$$

剪力強度即為混凝土壓桿水平分力

$$V_n = C_d \cos\theta = K \cdot \zeta \cdot f_c' \cdot A_{str} \cdot \cos\theta$$
$$= 1.15 \times 0.52 \times 280 \times 1965.28 \times \cos 50.81°$$
$$= 208.124tf$$

- 強度點位移

■ 剪力位移

$$\delta_{n,v} = 0.006 \times \sin 2\theta \times h_w = 1.45\text{cm}$$

■ 撓曲位移

$$\delta_{n,f} = \frac{h_w^{\ 3}}{12E_cI_{eff}} V_n \frac{247.5^3}{12 \times 15000 \times \sqrt{280} \times (0.5 \times (25 \times 285^3))} \times 208124$$
$$= 0.0434 \text{ cm}$$

■ 滑移位移

$$\delta_{n,slip} = \frac{V_n}{V_y}\delta_{y,slip} = 0.0466 \text{ cm}$$

強度點的位移為上述總和，

$$\delta_n = \delta_{n,v} + \delta_{n,f} + \delta_{n,slip} = 1.45+0.0434+0.0466=1.5446 \text{ cm}$$

- 崩塌點強度和位移

查表 4.11 計算崩塌強度以及位移係數。

$$A_s = (\ell_w - a_c) \times t_w \times \rho_v = 14.722\ cm^2$$

$$A_s^{'} = a_c \times t_w \times \rho_v = 5.607\ cm^2$$

$$\frac{\left(A_s - A_s^{'}\right) f_{yv} + N_u}{\ell_w t_w f_c^{'}} = \frac{(14.722 - 5.607) \times 4200 + 60622}{285 \times 25 \times 280} = 0.05$$

$V_a = 41.625$ tf

$\delta_a = 4.95$ cm

- 傳遞路徑及側力位移修正

根據本文 4.6 節，垂直牆段 A 之傳遞路徑如圖 7.188(a)所示，相對勁度計算如下。

$$k_1 = Gt_w / \tan\alpha_1 = 605 / 7.5Gt_w = 80.67Gt_w$$

$$k_A = Gt_w / \tan\alpha_A = 285 / 247.5Gt_w = 1.15Gt_w$$

$$k_{1A} = \frac{1}{1/k_1 + 1/k_A} = 1.135Gt_w$$

最後對為位移做以下修正

$$\delta_{\text{cr,modify}} = \frac{k_A}{k_{1A}} = 0.077 \times \frac{1.15Gt_w}{1.135Gt_w} = 0.078 \text{ cm}$$

$$\delta_{\text{n,modify}} = \frac{k_A}{k_{1A}} = 1.545 \times \frac{1.15Gt_w}{1.135Gt_w} = 1.567 \text{ cm}$$

$$\delta_{\text{a,modify}} = \frac{k_A}{k_{1A}} = 4.95 \times \frac{1.15Gt_w}{1.135Gt_w} = 5.021 \text{ cm}$$

b. 垂直牆段 “B”

同理計算，其中主要參數牆長 $\ell_w = 200$ cm ；牆高 $h_w = 230$ cm ；牆厚 $t_w = 25$ cm ；牆筋鋼筋比 $\rho_h = \rho_v = 0.00285$ ，分配到的軸力 $N_u = 42542$ kgf 。

以簡化之牆筋分佈斷面計算得縱向鋼筋恰降伏的彎矩強度 $M_y = 84.565$ tf-m，撓曲強度 $V_y = \frac{2M_y}{h_w} = 73.5$ tf ，滑移位移 $\delta_{y,slip} = 0.04$ cm。

- 開裂點

$$V_{cr1} = 0.87\sqrt{f_c'}t_w d + \frac{N_u d}{4\ell_w} = 66.74 \text{ tf}$$

$$V_{cr2} = \left[0.16\sqrt{f_c'} + \frac{\ell_w\left(0.33\sqrt{f_c'} + \frac{N_u}{5\ell_w t_w}\right)}{\frac{M_u}{V_u} - \frac{\ell_w}{2}} \right] t_w d = 395.97 \text{ tf}$$

故開裂點強度為 $V_{cr} = \min(V_{cr1} \text{ ，} V_{cr2}) = 66.74$ tf 。

開裂點位移為

$$\delta_{cr}=\delta_{cr,v}+\delta_{cr,f}+\delta_{cr,slip}=0.038+0.0231+0.0383=0.1\text{cm}$$

- **強度點**

$$\theta=\tan^{-1}\left(\frac{230}{0.8\times200-a_c/3}\right)=58.38°$$

$\theta>45°$ ； $\rho=\rho_h=0.00285$ $f_y=f_{yh}=4200$ kgf/cm^2

$$A=12\frac{4200}{280}0.00285=0.51\le1\ ;\ \text{B}=30\frac{4200}{280}0.00285=1.28\le1$$

$$K=\tan^{A}\theta+\cot^{A}\theta-1+0.14B$$

$$=\tan^{0.51}58.38°+\cot^{0.51}58.38°-1+0.14\times1=1.2\le1.64$$

剪力強度即為混凝土壓桿水平分力

$$V_n=C_d\cos\theta=K\cdot\zeta\cdot f_c'\cdot A_{str}\cdot\cos\theta$$

$$=1.2\times0.52\times280\times1379.14\times\cos58.38°$$

$$=126.585tf$$

強度點的位移為，

$$\delta_n=\delta_{n,v}+\delta_{n,f}+\delta_{n,slip}=1.23+0.0614+0.0727=1.3662\text{ cm}$$

- **崩塌點**

查表 4.11 計算崩塌強度以及位移係數。

$$A_s=(\ell_w-a_c)\times t_w\times\rho_v=10.331\,cm^2$$

$$A_s'=a_c\times t_w\times\rho_v=3.935\,cm^2$$

$$\frac{\left(A_s-A_s'\right)f_{yv}+N_u}{\ell_w t_w f_c'}=\frac{(10.331-3.935)4200+42542}{200\times25\times280}=0.05$$

$$V_a=25.317\text{ tf}$$

$$\delta_a=4.6\text{ cm}$$

- 傳遞路徑對側力位移曲線修正

根據本文 4.6 節，垂直牆段 B 之傳遞路徑如圖 7.188(b)所示，相對勁度計算如下。

$$k_2=Gt_w/\tan\alpha_3=605/25Gt_w=24.2Gt_w$$

$$k_B=Gt_w/\tan\alpha_B=200/230Gt_w=0.87Gt_w$$

$$k_{2B}=\frac{1}{1/k_2+1/k_B}=0.839Gt_w$$

最後對為位移做以下修正

$$\delta_{\text{cr,modify}} = \frac{k_B}{k_{2B}} = 0.1 \times \frac{0.87Gt_w}{0.839Gt_w} = 0.103 \text{ cm}$$

$$\delta_{\text{n,modify}} = \frac{k_B}{k_{2B}} = 1.366 \times \frac{0.87Gt_w}{0.839Gt_w} = 1.415 \text{cm}$$

$$\delta_{\text{a,modify}} = \frac{k_B}{k_{2B}} = 4.6 \times \frac{0.87Gt_w}{0.839Gt_w} = 4.765 \text{ cm}$$

Step 3 上述計算之牆段 A 與牆段 B 的側力位移曲線結果如圖 7.189 所示，因有兩組開裂點、強度點、崩塌點，疊加後會有 6 個轉折點，本案例之開裂點位移以先發生開裂點的牆段控制，即以各牆段之開裂點位移較小者作為最終側力位移曲線的開裂點；最終側力位移曲線之強度點的位移以疊加後力量最大點的位移為準；崩塌點位移以先發生崩塌點的牆段控制，即各牆段之崩塌點位移較小者作為最終側力位移曲線的崩塌點，如表 7.21 所示。最後依最終側力位移曲線計算剪力非線性鉸參數，並手動設定於 3FSWY1V3 非線性鉸中，如圖 7.190 所示，其中 Force SF 為 $V_n = 330.135$ tf，Disp. SF 為 $\delta_n - \frac{\delta_{cr}}{V_{cr}} \times V_n = 1.39$ cm，D 點和 E 點之係數 c 為 $\frac{\delta_a - \frac{\delta_{cr}}{V_{cr}} \times V_a}{\text{Disp. SF}} = 3.3974$。

X 向分析模型立體圖如圖 7.186(a)所示。經由 ETABS 建模完成正 X 向補強初始模型 XPSWM2 側推分析後，得到其最大基底剪力約為 378,243 kgf，其側推曲線如圖 7.191 所示，因無下降段且由模型中之非線型鉸發展推測豎向構件之強度未完全發展，故同 7.3.2 節詳評分析時所述，適當調整軸力破壞斜撐與剪力破壞柱尋找側推曲線的最大強度點及性能點。

刪除初始模型 XPSWM2 達 D 點(軸力破壞)之一根斜撐(位置如圖 7.192 所示)得到模型 XPSWM2T1，其側推曲線如圖 7.191 所示，基底剪力與位移相對於 XPSWM2 有些微增加；此時模型 XPSWM2T1 中有短柱剪力之非線性鉸產生(位置如圖 7.193 所示)，可能造成軟體分析發散，故釋放剪力破壞之柱的剪力，得到模型 XPSWM2T2，其側推曲線(如圖 7.191 所示)之基底剪力與位移相對於 XPSWM2T1 又有增加；模型 XPSWM2T2 中又有達 D 點

(軸力破壞)之一根斜撐(位置如圖 7.194 所示)，故刪掉斜撐得到模型 XPSWM2T3，其其側推曲線(如圖 7.191 所示)之基底剪力變小，位移則是較 XPSWM2T2 增加；最後刪除模型 XPSWM2T3 內全部達 C 點(過最大強度點達平台段)的所有斜撐(位置如圖 7.195 與圖 7.196 所示)，得到模型 XPSWM2T4，其側推曲線(如圖 7.191 所示)之基底剪力與位移皆較 XPSWM2T3 小。

由上述步驟說明，結構構件在模型 XPSWM2T2 即發揮最大強度。最終的側推力量位移關係曲線之包絡線如圖 7.191 所示(各步驟數據詳表 7.22)，正 X 向曲線最終點之基底剪力約為 377,373 kgf，耐震容量 A_p 為 0.241 g (step 17)，補強前後之差異見圖 7.204 和圖 7.205。然而，當側推達第 13 步時，2FLC5 柱達到剪力破壞強度(圖 7.193)，要進入剪力衰減的下降段時(B→C)，側推程式無法收斂。於是將此 2FLC5 柱的 V2 強度釋放(圖 7.122)，視此根柱之側向強度完全喪失再進行側推，可得第 15 步之基底剪力約為 378,243 kgf，此時的耐震容量 A_p 為 0.240 g (step 15)，因此第 15 步的耐震性能符合本手冊階段性補強 B 性能水準之任一垂直承載構件完全喪失側向強度。第 15 步即為階段性補強 B 之性能點，此時的最大層間變位角僅為 1.23%，其構件非線性鉸發展如圖 7.197~圖 7.203 所示。

同理，負 X 向補強初始模型 XNSWM2 側推分析後，得到其最大基底剪力約為 366,991kgf，側推曲線如圖 7.206 所示，因無下降段且由模型中之非線型鉸發展推測豎向構件之強度未完全發展，故適當調整軸力破壞斜撐與剪力破壞柱尋找側推曲線的最大強度點及性能點。

刪除初始模型 XNSWM2 達 D 點(軸力破壞)之一根斜撐(位置如圖 7.207 所示)得到模型 XNSWM2T1，其側推曲線如圖 7.206，基底剪力與位移相對於 XPSWM2 有提升；進一步刪掉模型 XNSWM1T1 一樓達 C 點(過最大強度點達平台段)之斜撐(位置如圖 7.208 所示)得到模型 XNSWM1T2，其側推曲線(如圖 7.206 所示)之基底剪力與位移變小；此時之模型 XNSWM1T2 有產生達 D 點(軸力破壞)之一根斜撐(位置如圖 7.209 所示)，故刪掉斜撐得模型 XNSWM2T3，側推曲線(如圖 7.206 所示)之基底剪力較 XNSWM2T2 減，位移則增大；而模型 XNSWM2T3 中發現有一短柱產生剪力破壞，可能造成

側推分析提早停止，因此釋放短柱(位置如圖 7.210 所示)之剪力得模型 XNSWM2T4，側推曲線(如圖 7.206 所示)之基底剪力雖降低，但位移較 XNSWM2T3 增加；此時模型 XNSWM2T4 中又產生另一支可能造成軟體分析發散之剪力破壞短柱，因此再釋放柱(位置如圖 7.211 所示)之剪力得模型 XNSWM2T5，側推曲線(如圖 7.206 所示)之基底剪力雖降低，但位移較 XNSWM2T4 增加；此時再釋放模型 XNSWM2T5 中產生之另一之剪力破壞短柱(位置如圖 7.212 所示)得模型 XNSWM2T6，側推曲線(如圖 7.206 所示)之基底剪力變小、位移增大；再刪掉模型 XNSWM2T6 中達 D 點(軸力破壞)之一根斜撐(位置如圖 7.213 所示)得到模型 XNSWM2T7，側推曲線(如圖 7.206 所示)之基底剪力變小、位移增大；最後刪掉模型 XNSWM2T7 中達 C 點(過最大強度點達平台段)之 5 根斜撐最後一步亮黃燈強度達平台段的 5 根斜撐(位置如圖 7.214 所示)得到模型 XNSWM2T8，其側推曲線(如圖 7.206 所示)之位移增大、基底剪力變小，判斷構件強度已完全發展。

由上述步驟說明，結構構件在模型 XNSWM2T1 即發揮最大強度。最終的側推力量位移關係曲線之包絡線如圖 7.206 所示(各步驟數據詳表 7.23)，負 X 向曲線最終點之基底剪力約為 353,805 kgf，耐震容量 A_p 為 0.237 g (step 22)，補強前後之差異見圖 7.222 和圖 7.223。然而，當側推達第 12 步時，2FLC15 和 3FLC3 柱達到剪力破壞強度(圖 7.210 及圖 7.211)，要進入剪力衰減的下降段時(B→C)，側推程式無法收斂。於是將此 2FLC15 和 3FLC3 柱的 V2 強度釋放(圖 7.122)，視此兩根柱之側向強度完全喪失再進行側推，結果於達第 17 步發現 2FLC20 柱也達到剪力破壞強度(圖 7.212)，故再將此 2FLC15 和 2FLC20 柱的 V2 強度釋放，可得第 20 步之基底剪力約為 360,560 kgf，此時的耐震容量 A_p 為 0.236 g (step 20)，接近 0.24 g，勉強符合本手冊階段性補強 B 性能水準之任一垂直承載構件完全喪失側向強度。第 20 步即為階段性補強 B 之性能點，此時的最大層間變位角僅為 1.36%，其構件非線性鉸發展如圖 7.215~圖 7.221 所示。

Y 向模型立體圖如圖 7.186(b)所示。經由 ETABS 建模完成正 Y 向補強初始模型 YPSWM3 側推分析後，得到其最大基底剪力約為 578,170 kgf，其側推曲線如圖 7.224 所示。

刪除初始模型 YPSWM3 達 D 點(軸力破壞)之一根斜撐(位置如圖 7.225 所示)得到模型 YPSWM3T1，其側推曲線如圖 7.224 所示，基底剪力與位移有些微增加；此時，由模型 YPSWM3T1 的非線性鉸發展圖發現有一極短柱(2FC9)達到剪力破壞強度(如圖 7.226 所示)，要進入剪力衰減的下降段(C→D)，將此 2FC9 柱的 V3 強度釋放，得模型 YPSWM3T2，其側推曲線(如圖 7.224 所示)之基底剪力下降、位移增加。

由上述步驟說明，結構構件在模型 YPSWM3T1 即發揮最大強度。最終的側推力量位移關係曲線之包絡線如圖 7.224 所示(各步驟數據詳表 7.24)，正 Y 向曲線最終點之基底剪力約為 576,221 kgf，耐震容量 A_p 為 0.349 g (step 10)，補強前後之差異見圖 7.222 和圖 7.223。然而，於初始模型分析結果，第 6 步之基底剪力約為 578,170 kgf，此時的耐震容量耐震容量 A_p 為 0.346 g (step 6)，以滿足 475 年回歸期之設計地震力，因此以第 6 步做為正 Y 向補強後之性能點，此時的最大層間變位角僅為 0.48%，其構件非線性鉸發展如如圖 7.227~圖 7.235 所示。

同理，負 Y 向補強初始模型 YNSWM3 側推分析後，得到其最大基底剪力約為 656,720 kgf，側推曲線如圖 7.238 所示。

刪除初始模型 YNSWM3 達 D 點(軸力破壞)之一根斜撐(位置如圖 7.239 所示)得到模型 YNSWM3T1，其側推曲線如圖 7.238，基底剪力略降、位移略為增加；此時，由模型 YNSWM3T1 的非線性鉸發展圖發現仍有諸多構架的強度尚未完全發展，故刪除達 C 點(過最大強度點達平台段)之 6 根斜撐(位置如圖 7.240 所示)得 YNSWM3T2 模型，其側推曲線(如圖 7.238)之基底剪力和位移變小；此時模型 YNSWM3T2 中產生一支可能造成軟體分析發散之剪力破壞短柱(位置如圖 7.241 所示)，因此釋放柱之剪力得模型 YNSWM3T3，其側推曲線(如圖 7.238)之基底剪力和位移變小；再依序刪除模型 YNSWM3T3~ YNSWM3T6 中發現達 D 點(軸力破壞)之 4 根斜撐(位置分別如圖 7.242 至圖 7.245 所示)得模型 YNSWM3T7，其側推曲線(如圖 7.238)之基底剪力降低、位移變大，判斷構件強度已完全發展。

由上述步驟說明，結構構件在模型 YNSWM3 時即發揮最大強度。最終的側推力量位移關係曲線之包絡線如圖 7.238 所示(各步驟數據詳表 7.25)，

負 Y 向曲線最終點之基底剪力約為 609,744 kgf，耐震容量 A_p 為 0.414 g (step 28)，補強前後之差異見圖 7.255 和圖 7.256。然而，於初始模型分析結果，第 10 步之基底剪力約為 656,720 kgf，此時的耐震容量耐震容量 A_p 為 0.412 g (step 10)，以滿足 475 年回歸期之設計地震力，因此以第 6 步做為正 Y 向補強後之性能點，此時的最大層間變位角僅為 0.81%，其構件非線性鉸發展如圖 7.246～ 圖 7.254 所示。

案例 B 耐震需求 $A_T = 0.4S_{DS} = 0.4 \times 0.6 = 0.24g$，使用電梯核心牆之階段性補強側推分析之相關數據整理於表 7.26，可知 X 向之補強後的耐震能力達到本手冊階段性補強 B 之性能目標，Y 向之補強後的耐震能力均可達完整補強之性能水準，因此整體建築物補強後的耐震性能，僅能視為滿足階段性補強 B 之性能目標。

7.3.4 完整補強設計

由前述案例可知，補強後耐震性能僅達階段性補強B之性能，因此本節針對 X 向再進行完整補強設計，預計於階段性補強 B 的基礎上，在結構物一至三樓四個角落之柱體位置向內增加 50 公分長、25 公分厚的 RC 牆進行翼牆補強(如圖 7.257 所示)，增加 X 向強度與勁度。本文以 ETABS 建立結構模型，進行補強後結構的側推分析。RC 翼牆非線性鉸參數參考第四章設定。

其翼牆補強因高深比(1F：H=375cm, H/W=375/95=3.9；2F：H=300cm, H/W=300/95=3.2；3F：H=300cm, H/W=300/90=3.3)皆大於 2，故使用柱的方式進行翼牆非線性鉸性質之計算。補強材料採用混凝土抗壓強度 $f'_c = 280\ \text{kgf}/\text{cm}^2$，牆筋及錨定筋之抗拉強度 $f_y = 4200\ \text{kgf}/\text{cm}^2$，並將材料性質設定為 SHEARWALL(如圖 7.258)。

原 1 樓及 2 樓四個方向柱尺寸為45×25cm、3 樓柱尺寸為40×25cm，皆在 X 方向增設50×25cm之翼牆，如圖 7.257 所示。增加翼牆後之斷面，1 樓及 2 樓皆為95×25cm、3 樓為90×25cm，輸入於 ETABS 中，如圖 7.259 和圖 7.260 所示。

翼牆斷面構件的非線性鉸參數，原則上採用柱的非線性鉸模型進行計算，惟翼牆斷面為非對稱斷面，桿件上下端的撓曲非線性鉸應輸入非對稱斷面的參數，如圖 7.261 與圖 7.262 所示。

原模型上須注意在增設翼牆之位置上，判斷是否需拆除或保留原有磚牆斜撐，以及確認翼牆鄰近位置上之梁非線性鉸設定，並將模型上原柱體更改為增設翼牆之等值寬柱斷面，其完整補強之模型平面圖、3D 模型圖，如圖 7.263 至圖 7.264 所示。

因接續階段性補強案例再額外進行補強，故由階段性補強之模型 XPSWM2，更改翼牆斷面後，得初始模型 XPSWM2F3，進行正 X 向側推分析後，得到其最大基底剪力約為 525,600 kgf，其側推曲線如圖 7.265 所示，因無下降段且由模型中之非線型鉸發展推測豎向構件之強度未完全發展，可能有斜撐、柱、梁的某些破壞模式造成軟體提早停止分析，故適當調整軸力破壞斜撐與剪力破壞之柱和梁尋找側推曲線的最大強度點及性能點。

釋放初始模型 XPSWM2F3 中剪力非線性鉸達 D 點的梁(位置如圖 7.266 所示)得到模型 XPSWM2F4，其側推曲線(如圖 7.265 所示)之基底剪力和位移都些許提升；此時，由模型 XPSWM2F4 的非線性鉸發展圖發現仍有諸多構架的強度尚未完全發展，再釋放模型 XPSWM2F4 中剪力非線性鉸達 C 點的梁(位置如圖 7.267 所示)得模型 XPSWM2F5，其側推曲線(如圖 7.265 所示)之基底剪力和位移有提升；仍有諸多構架的強度尚未完全發展，故刪除模型 XPSWM2F5 中達 B 點(最大強度點)之一根斜撐(位置如圖 7.268 所示)得模型 XPSWM2F6，其側推曲線(如圖 7.265 所示)之基底剪力變小、位移增加；仍是有構件強度未完全發展，故刪除模型 XPSWM2F6 中達 B 點(最大強度點)內斜撐共 4 支(如圖 7.269 至圖 7.271)得模型 XPSWM2F10，其側推曲線(如圖 7.265 所示)之基底剪力和位移都有提升，並由非線性鉸發展圖判斷在模型 XPSWM2F10 構件強度已完全發展。

由上述步驟說明，結構構件在模型 XPSWM2F10 時即發揮最大強度。由上述之側推曲線找到側推力量位移關係曲線之包絡線(如圖 7.265 所示)，並手動增加一性能點(取最後一點的位移，其強度降為 $0.85V^{+}_{\max}$)，得完整補強之最終正 X 向側推曲線(如圖 7.224 中之 Final 曲線)，此時正 Y 向所得基

底剪力 0.85V_{max}^{+} 約為 446,760 kgf，耐震容量 A_p 為 0.317 g，補強前後之差異見圖 7.279 與圖 7.280，而性能點(0.85 V_{max}^{+})是由 XPSWM2F10 的最終點位移增加的點，故從模型 XPSWM2F10 側推結果之最後一步觀察性能點構件發展(如圖 7.272~圖 7.278 所示)與層間變位。

同理，更改階段性補強模型 XNSWM2 之翼牆斷面後，得初始模型 XNSWM2F3，進行負 X 向側推分析後，得到其最大基底剪力約為 709,676 kgf，雖曲線無下降段，但由非線型鉸發展行為判斷豎向構件之強度皆達極限強度，故手動增加一性能點(取最後一點的位移，其強度降為 0.85V_{max}^{+})，得完整補強之最終負 X 向側推曲線如圖 7.288 所示，此時負 X 向所得基底剪力 0.85V_{max}^{+} 約為 593,306 kgf，耐震容量 A_p 為 0.389 g，補強前後之差異見圖 7.288 與圖 7.289，而性能點(0.85 V_{max}^{+})是由 YPSWM2T3 的最終點位移增加的點，故從模型 YPSWM2T3 側推結果之最後一步觀察性能點構件發展(如圖 7.281~圖 7.287 所示)與層間變位。

案例 B 耐震需求 $A_T = 0.4S_{DS} = 0.4 \times 0.6 = 0.24g$，由表 7.27 可知正負 X、Y 四個方向強度需求比(CDR)，即以「耐震容量」除以「耐震需求」結果均大於 1，表示使用電梯核心牆及翼牆進行完整補強後之耐震能力合格。

參考文獻

[7.1] Chiou, T.C., Hwang, S.J., Tu, Y.H., Tu, Y.S, A simplified assessment model of masonry infill piers. Brick and Block Masonry: Proceedings of the 16th International Brick and Block Masonry Conference, Padova, Italy., 2016; 1163-1171.

表 7.1　案例A柱配筋圖

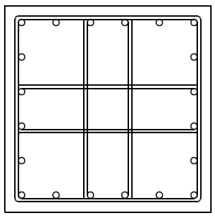
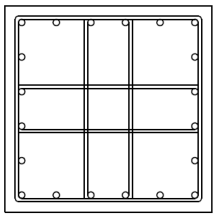
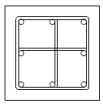
柱編號	RC1 (7FL-RFL)	6C1 (2FL-6FL)	C2
斷面			
主筋	20-#8	20-#10	8-#6
箍筋	#4@20 cm	2-#4@13 cm	#3@20 cm
尺寸	80 × 80	80 × 80	35 × 35

表 7.2　案例A梁配筋圖

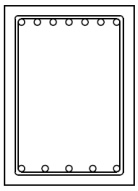
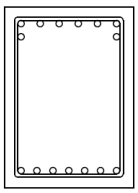
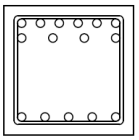
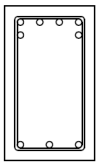
梁編號	RG1 (7FL-RFL)	6G1 (2FL-6FFL)	G2	b1
斷面				
主筋	上排主筋：7-#8 下排主筋：5-#8	上排主筋：6-#8 2-#8 下排主筋：7-#8	上排主筋：6-#10 4-#10 下排主筋：5-#10	上排主筋：4-#8 2-#8 下排主筋：3-#8
箍筋	#4@15cm	2-#4@20cm	2-#4@15cm	#3@20cm
尺寸	50 × 70	50 × 70	50 × 50	35 × 60

表 7.3　案例A材料強度

樓層	f_c'	f_y、f_{yh}
11FL~RFL	196 (kgf/cm^2)	2800 (kgf/cm^2)
7FL~10FL		
3FL~6FL		
2FL		

表 7.4　案例A載重設定

	活載重(kgf/cm^2)				靜載重(kgf/cm^2)			
	辦公室或商店	住宅	屋頂	樓梯	屋頂防水粉刷層	普通層粉刷層	輕鋼架	水箱及水重
RF	-	-	0.015	0.04	0.012	-	-	0.72
12F	-	0.02	-	0.04	-	0.01	-	-
11F	-	0.02	-	0.04	-	0.01	-	-
10F	-	0.02	-	0.04	-	0.01	-	-
9F	-	0.02	-	0.04	-	0.01	-	-
8F	-	0.02	-	0.04	-	0.01	-	-
7F	-	0.02	-	0.04	-	0.01	-	-
6F	-	0.02	-	0.04	-	0.01	-	-
5F	-	0.02	-	0.04	-	0.01	0.003	-
4F	0.05	-	-	0.04	-	0.01	0.003	-
3F	0.05	-	-	0.04	-	0.01	0.003	-
2F	0.05	-	-	0.04	-	0.01	0.003	-

表 7.5　案例A結構分析樓層重

樓層	總重量(kgf)	樓地板面積 (m^2)	單位樓地板面積重量(tf/m^2)
12F	679414	396	1.72
11F	671373	396	1.70
10F	673232	396	1.70
9F	673232	396	1.70
8F	673232	396	1.70
7F	673232	396	1.70
6F	673232	396	1.70
5F	728735	396	1.84
4F	737892	396	1.86
3F	668189	396	1.69
2F	668188	396	1.69
1F	668195	396	1.69
總和	8188146	4752	-

表 7.6　案例A側推分析結果匯整

	X 向		Y 向	
	正向	負向	正向	負向
基底剪力 $0.85V_{max}^{+}$ (kgf)	509,157	509,249	1287,250	1298,670
最大層間變位角 (%)	1.90	1.90	1.64	1.80
耐震容量 A_p (g)	0.236	0.236	0.234	0.229
耐震需求 A_T (g)	0.32			
強度需求比 (CDR)	0.738	0.738	0.731	0.716
分析結果	須補強	須補強	須補強	須補強

表 7.7　案例A完整補強側推分析結果匯整

	X 向		Y 向	
	正向	負向	正向	負向
基底剪力 $0.85V_{max}^{+}$ (kgf)	1080,390	1103,480	3500.130	3370,070
最大層間變位角 (%)	1.49	1.52	1.46	1.23
耐震容量 A_p (g)	0.332	0.340	0.454	0.427
耐震需求 A_T (g)	0.32			
強度需求比 (CDR)	1.038	1.063	1.418	1.334
補強成果	合格	合格	合格	合格

表 7.8　案例A模型分析法-各層極限層剪力/極限層間位移彙整表

Story	Load	Loc	Vx(kgf)	Load	極限位移 UX(cm)
6F	PUSHX-7	Bottom	1521035	24.28	1.85
5F	PUSHX-8	Bottom	1478528	22.43	5.35
4F	PUSHX-7	Bottom	1346707	17.09	3.69
3F	PUSHX-8	Bottom	1305807	13.39	3.57
2F	PUSHX-8	Bottom	1270003	9.82	2.92
1F	PUSHX-7	Bottom	1135490	6.90	6.90
Story	Load	Loc	Vy(kgf)	絕對層間位移U_y (cm)	層間位移ΔU_y (cm)
6F	PUSHY-9	Bottom	2800206	14.49	2.71
5F	PUSHY-9	Bottom	2635651	11.78	3.89
4F	PUSHY-8	Bottom	2389668	7.89	2.42
3F	PUSHY-8	Bottom	2158690	5.46	1.95
2F	PUSHY-12	Bottom	1925274	7.41	3.04
1F	PUSHY-6	Bottom	1514700	4.37	4.37

表 7.9　案例A模型分析法-各層單位力作用下層間位移彙整表

X		
Story	層間位移(cm)	K(kgf/cm)
6F	1.7413	57428.4
5F	2.5415	39346.8
4F	2.837	35248.5
3F	2.8226	35428.3
2F	2.7944	35785.9
1F	3.3453	29892.7
Y		
Story	ΔU 層間位移(cm)	K(kgf/cm)
6F	0.4686	2134016.2
5F	0.5454	1833516.7
4F	0.5376	1860119.0
3F	0.4737	2111040.7
2F	0.372	2688172.0
1F	0.3131	3193867.8

表 7.10　案例A模型分析法-X向階段補強軟弱層檢核計算表

X											
Story	Load	V_X (tf)	剪力檢核 ΔV_w (tf)	ΔV_w (tf)	V_i' (tf)	K(kgf/cm)	勁度相差 (kgf/cm)	極限位移 UX	勁度檢核 ΔV_s (tf)	$\Delta V_w + \Delta V$ (tf)	V_i^* (tf)
6F	PUSHX-7	1521.0		-	-	57428.4	-	1.85	-	-	1521.0
5F	PUSHX-8	1478.5	-109.6	0	1479	39346.8	853.0	5.35	4.6	4.6	1483.1
4F	PUSHX-7	1346.7	-16.0	0	1347	35248.5	0.0	3.69	0.0	0.0	1346.7
3F	PUSHX-8	1305.8	-93.8	0	1306	35428.3	0.0	3.57	0.0	0.0	1305.8
2F	PUSHX-8	1270.0	35.8	36	1306	35785.9	0.0	2.92	0.0	35.8	1305.8
1F	PUSHX-7	1135.5	170.3	170	1306	29892.7	0.0	6.90	0.0	170.3	1305.8

表 7.11　案例A模型分析法-Y向階段補強軟弱層檢核計算表

Y											
Story	Load	V_X (tf)	剪力檢核 ΔV_w (tf)	ΔV_w (tf)	V_i' (tf)	K(kgf/cm)	勁度相差 (kgf/cm)	極限位移 UX	勁度檢核 ΔV_s (tf)	$\Delta V_w + \Delta V$ (tf)	V_i^* (tf)
6F	PUSHY-9	2800.2		-	-	2134016.2	-	2.71	-	-	2800.2
5F	PUSHY-9	2635.7	-115.5	0	2636	1833516.7	0.0	3.89	0.0	0.0	2635.7
4F	PUSHY-8	2389.7	-17.6	0	2390	1860119.0	0.0	2.42	0.0	0.0	2389.7
3F	PUSHY-8	2158.7	231.0	231	2390	2111040.7	0.0	1.95	0.0	231.0	2389.7
2F	PUSHY-12	1925.3	464.4	464	2390	2688172.0	0.0	3.04	0.0	464.4	2389.7
1F	PUSHY-6	1514.7	875.0	875	2390	3193867.8	0.0	4.37	0.0	875.0	2389.7

表 7.12　案例A模型分析法-X向階段性補強評估計算表

X+	$\Delta V_w + \Delta V_s$ (tf)	V_i^* (tf)	擴柱補強量(cm^2)	擴柱假設尺寸(cm)	需求擴柱數量(根數)	實際擴柱數量(根數)
6F	-	1521.0	-	-	-	-
5F	4.6	1483.1	228*	110*	0.04*	0*
4F	0.0	1346.7	0	110	0.00	0
3F	0.0	1305.8	0	110	0.00	2
2F	35.8	1305.8	1790	110	0.31	2
1F	170.3	1305.8	8516	110	1.49	4

*註：配置 1FL~4FL 即滿足補強需求，且 5F 以上為住宅空間，本案例考慮現況使用性下，不在該樓層施作補強。

表 7.13　案例A模型分析法-Y向階段性補強評估計算表

X+	$\Delta V_w + \Delta V_s$ (tf)	V_i^* (tf)	擴柱補強量(cm^2)	擴柱假設尺寸(cm)	需求擴柱數量(根數)	實際擴柱數量(根數)
6F	-	2800.2	-	-	-	-
5F	0.0	2635.7	0*	140*	0.0*	0*
4F	0.0	2389.7	0	140	0.0	0
3F	231.0	2389.7	11549	140	0.9	2
2F	464.4	2389.7	23220	140	1.8	2
1F	875.0	2389.7	43748	140	3.3	4

*註：配置 1FL~4FL 即滿足補強需求，且 5F 以上為住宅空間，本案例考慮現況使用性下，不在該樓層施作補強。

表 7.14　案例A軟弱層補強簡易設計法-各層柱牆量計算表

	一般柱	長柱	無開口 RC 牆	開口 RC 牆	RC 牆	四面圍束磚牆	三面圍束磚牆	磚牆
X 向 (單位：cm^2)								
5F、6F~12F	64000	9800	20592	37416	50525	-	-	-
2F~4F	64000	9800	20832	22296	38669	-	-	-
1F	64000	9800	0	41736	33389	-	-	-
Y向 (單位：cm^2)								
5F、6F~12F	64000	9800	50760	14544	62395	-	-	-
2F~4F	64000	9800	40080	960	40848	-	-	-
1F	64000	9800	18720	19776	34541	-	-	-

表 7.15　案例A軟弱層補強簡易設計法-各層側向剪力牆度計算表

	RC 牆破壞 $V_{i,rcw}$	磚牆破壞 $V_{i,bw}$	一般柱破壞 $V_{i,c}$	長柱破壞 $V_{i,lc}$	主控強度 V_i
	X 向 (單位：tf)				
5F、6F	2736	0	2349	1349	2736
2F~4F	2791	0	2573	1296	2791
1F	2633	0	2470	1272	2633
	Y 向 (單位：tf)				
5F、6F	3092	0	2580	1403	3092
2F~4F	2446	0	2160	1306	2446
1F	2257	0	2037	1277	2257

表 7.16　案例A軟弱層補強簡易設計法-X向構材剪力補強評估計算表

X 向	原剪力強度V_i (tf)	剪力檢核 ΔV_w (tf)	勁度檢核 ΔV_s (tf)	補強量 $\Delta V_w + \Delta V_s$ (tf)	補強後樓層剪力強度V_i' (tf)	需補強擴柱面積 (cm^2)	擴柱假設尺寸(cm)	需求擴柱數量 (根數)	實際擴柱數量 (根數)
6F	2736.3	0.0	0.0	0.0	2736.3	-	-	-	-
5F	2736.3	0.0	49.8	49.8	2786.1	2487.6*	110*	0.4*	2*
4F	2380.7	82.0	0.0	82.0	2462.7	4102.3	110	0.7	4
3F	2380.7	0.0	0.0	0.0	2380.7	0.0	110	0.0	4
2F	2380.7	0.0	0.0	0.0	2380.7	0.0	110	0.0	4
1F	2222.3	0.0	498.5	498.5	2720.8	24924.7	110	4.4	6

*註：配置 1FL~4FL 即滿足補強需求，且 5F 以上為住宅空間，本案例考慮現況使用性下，不在該樓層施作補強。

表 7.17　案例A軟弱層補強簡易設計法-Y向構材剪力補強評估計算表

Y 向	原剪力強度V_i (tf)	剪力檢核 ΔV_w (tf)	勁度檢核 ΔV_s (tf)	補強量 $\Delta V_w + \Delta V_s$ (tf)	補強後樓層剪力強度V_i' (tf)	需補強擴柱面積 (cm^2)	擴柱假設尺寸(cm)	需求擴柱數量 (根數)	實際擴柱數量 (根數)
6F	3092.5	0.0	0.0	0.0	3092.5	-	-	-	-
5F	3092.5	0.0	56.2	56.2	3148.7	2811*	110*	0.5*	2*
4F	2446.0	387.8	0.0	387.8	2833.8	19389	110	3.4	4
3F	2446.0	104.4	0.0	104.4	2550.4	5220	110	0.9	4
2F	2446.0	104.4	0.0	104.4	2550.4	5220	110	0.9	4
1F	2256.8	293.6	364.3	658.0	2914.8	32898	110	5.8	6

*註：配置 1FL~4FL 即滿足補強需求，且 5F 以上為住宅空間，本案例考慮現況使用性下，不在該樓層施作補強。

表 7.18　案例B載重設定

	活載重(kgf/cm^2)	靜載重(kgf/cm^2)	
	住宅 (LL)	普通層粉刷層 (DECK)	屋頂防水粉刷層 (DECK)
RF	0.02	-	0.12
4F	0.02	0.01	-
3F	0.02	0.01	-
2F	0.02	0.01	-

表 7.19　案例B結構分析樓層重

樓層	總重量(kgf)	樓地板面積 (m^2)	單位樓地板面積重量(tf/m^2)
RF	320794	222	1.44
4F	279751	222	1.26
3F	280714	222	1.26
2F	298373	222	1.34
總和	1179632	889	
備註：總重量為 DEAD+DECK+1/2LL			

表 7.20　案例 B 側推分析結果匯整

	X 向		Y 向	
	正向	負向	正向	負向
基底剪力 $0.85V_{max}^{+}$ (kgf)	254,862	243,010	352,159	374,410
最大層間變位角 (%)	1.37	1.34	0.92	0.90
耐震容量 A_p (g)	0.162	0.149	0.216	0.224
耐震需求 A_T (g)	0.24			
強度需求比 (CDR)	0.675	0.621	0.900	0.933
分析結果	須補強	須補強	須補強	須補強

表 7.21　案例B開口RC牆SWY1 側力位移曲線點

	A		B		最終側力位移曲線	
	δ (cm)	V (tf)	δ (cm)	V (tf)	δ (cm)	V (tf)
開裂點	0.078	95.10	0.103	66.74	0.078	145.33
強度點	1.567	208.12	1.415	126.58	1.567	330.13
崩塌點	5.021	41.62	4.765	25.32	4.765	79.252

表 7.22　案例B 正X向階段性補強之最終側推曲線數據

Step	基底剪力 (kgf)	頂層位移 (cm)	耐震性能 A_P (g)	備註
0	0	0.00	0.000	
1	89,980	1.27	0.041	
2	97,177	1.37	0.044	
3	155,643	2.64	0.081	
4	212,938	3.95	0.111	
5	262,814	5.29	0.140	
6	299,427	6.65	0.168	
7	325,985	7.96	0.192	
8	346,927	9.31	0.210	
9	364,272	10.71	0.224	
10	374,525	11.65	0.233	初始模型最後一步，發現一根達D點之斜撐
11	371,155	11.65	0.233	
12	373,207	11.83	0.233	
13	374,793	11.98	0.235	已刪除斜撐，發現 2FLC5 短柱達剪力B點
14	368,797	11.98	0.235	
15	**378,243**	**12.96**	**0.240**	**已釋放 2FLC5 短柱剪力，發現一根達D點之斜撐**
16	375,973	12.96	0.240	
17	377,373	13.10	0.241	

表 7.23　案例B 負X向階段性補強之最終側推曲線數據

Step	基底剪力 (kgf)	頂層位移 (cm)	耐震性能 A_P (g)	備註
0	0	0.00	0.000	
1	26,385	0.37	0.012	
2	91,687	1.29	0.041	
3	162,603	2.84	0.085	
4	220,241	4.16	0.115	
5	266,986	5.45	0.143	
6	301,272	6.82	0.170	
7	323,857	8.10	0.193	
8	342,725	9.38	0.208	
9	351,730	10.09	0.216	初始模型最後一步，發現一根達D點之斜撐
10	349,972	10.09	0.216	
11	355,032	10.49	0.219	
12	366,991	11.67	0.229	已刪除斜撐，發現二樓有一根達C點之斜撐
13	355,981	11.67	0.229	期間再刪除 2 根斜撐後，發現 2FLC5 短柱達剪力B點
14	356,278	11.69	0.229	已釋放 2FLC5 短柱剪力，發現 3FLC3 短柱達剪力B點
15	350,934	11.69	0.229	
16	352,299	11.83	0.229	
17	353,243	11.94	0.229	已釋放 3FLC3 短柱剪力，發現 2FLC20 短柱達剪力B點
18	348,298	11.94	0.229	
19	356,360	12.96	0.232	
20	**360,560**	**13.88**	**0.236**	**已釋放 2FLC20 短柱剪力，發現一根達D點之斜撐**
21	359,118	13.88	0.236	
22	360,467	14.20	0.237	已刪除斜撐，又發現 5 根達C點之斜撐
23	352,537	14.20	0.237	
24	353,805	14.47	0.237	

表 7.24　案例B 正Y向階段性補強之最終側推曲線數據

Step	基底剪力 (kgf)	頂層位移 (cm)	耐震性能 A_P (g)	備註
0	0	0.00	0.000	
1	188,242	0.60	0.084	
2	204,845	0.69	0.097	
3	338,756	2.06	0.204	
4	462,637	3.39	0.275	
5	558,548	4.73	0.333	
6	**578,170**	**5.07**	**0.346**	**初始模型最後一步，發現一根達D點之斜撐**
7	577,014	5.07	0.346	
8	582,881	5.17	0.349	已刪除斜撐，發現 2FLC9 極短柱達剪力C點
9	572,972	5.17	0.349	
10	576,221	5.23	0.349	已釋放 2FLC9 之極短柱剪力

表 7.25　案例B 負Y向階段性補強之最終側推曲線數據

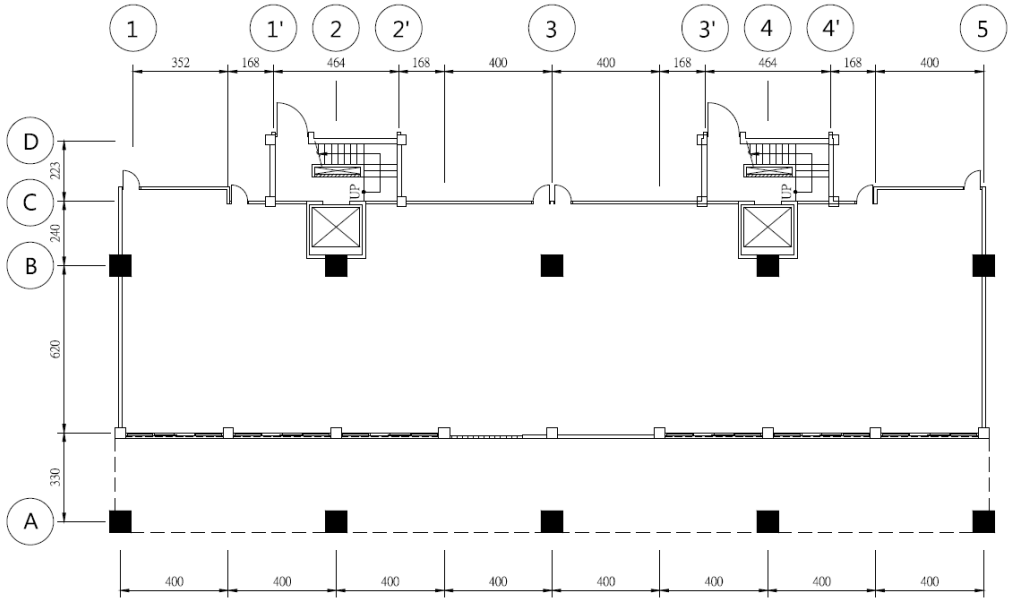
Step	基底剪力 (kgf)	頂層位移 (cm)	耐震性能 A_P (g)	備註
0	0	0.00	0.000	
1	205,933	0.68	0.092	
2	222,796	0.77	0.105	
3	358,710	2.27	0.217	
4	474,039	3.59	0.284	
5	570,326	4.92	0.341	
6	631,957	6.11	0.382	
7	649,463	6.82	0.399	
8	655,373	7.23	0.407	
9	655,946	7.31	0.409	
10	**656,720**	**7.55**	**0.412**	**初始模型最後一步，發現一根達D點之斜撐**
11	654,714	7.55	0.412	期間再刪除 6 根達C點之斜撐
12	654,985	7.64	0.413	已刪除斜撐，發現 4FLC9 短柱達剪力B點
13	619,004	7.64	0.413	
14	619,022	7.70	0.413	
15	619,019	7.72	0.413	已釋放 4FLC9 短柱剪力，並陸續發現達D點之斜撐
16	616,676	7.72	0.413	
17	616,707	7.87	0.413	
18	615,690	8.21	0.413	
19	615,397	8.45	0.413	
20	613,448	8.45	0.413	
21	613,392	8.53	0.413	
22	613,405	8.57	0.413	
23	611,442	8.57	0.413	
24	611,827	9.02	0.413	
25	611,861	9.09	0.414	
26	611,953	9.15	0.414	
27	609,638	9.15	0.414	
28	609,744	9.21	0.414	

表 7.26　案例B階段性補強側推分析結果匯整

	X 向		Y 向	
	正向	負向	正向	負向
性能點基底剪力(kgf)	378,243	360,560	578,170	656,720
最大層間變位角 (%)	1.23	1.36	0.48	0.81
耐震容量 A_p (g)	0.241	0.237	0.348	0.415
耐震需求 A_T (g)	0.24			
強度需求比 (CDR)	1.000	0.983	1.442	1.717
補強成果	合格	勉強合格	合格	合格

表 7.27　案例B完整補強側推分析結果匯整

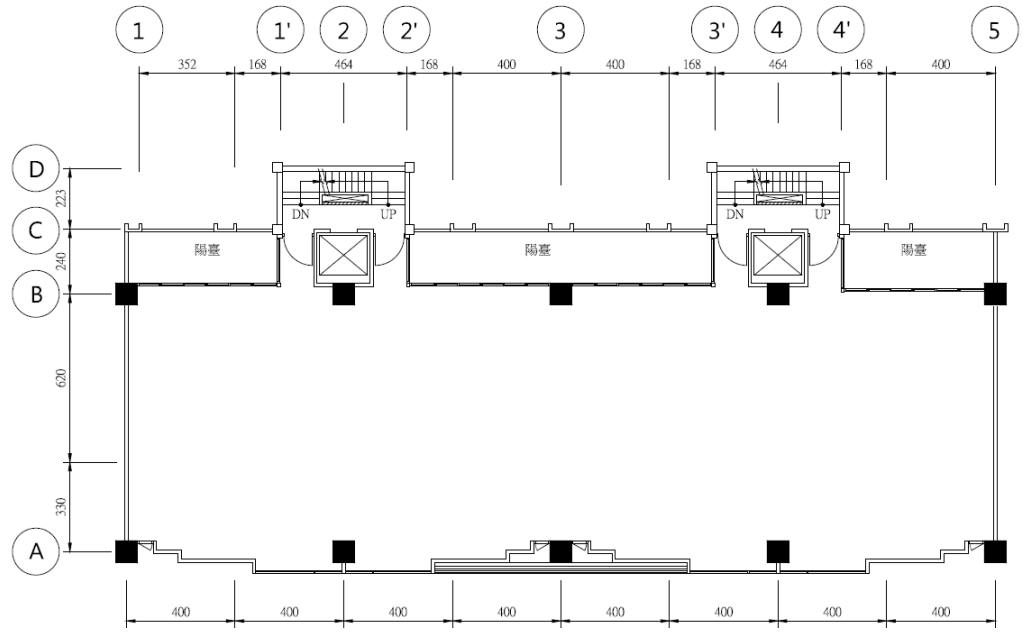
	X 向		Y 向	
	正向	負向	正向	負向
基底剪力 $0.85V_{max}^{+}$ (kgf)	446,760	593,306	578,170	656,720
最大層間變位角 (%)	0.61	0.79	0.48	0.81
耐震容量 A_p (g)	0.317	0.389	0.348	0.415
耐震需求 A_T (g)	0.24			
強度需求比 (CDR)	1.321	1.621	1.442	1.717
補強成果	合格	合格	合格	合格



一層平面圖

S=1:100

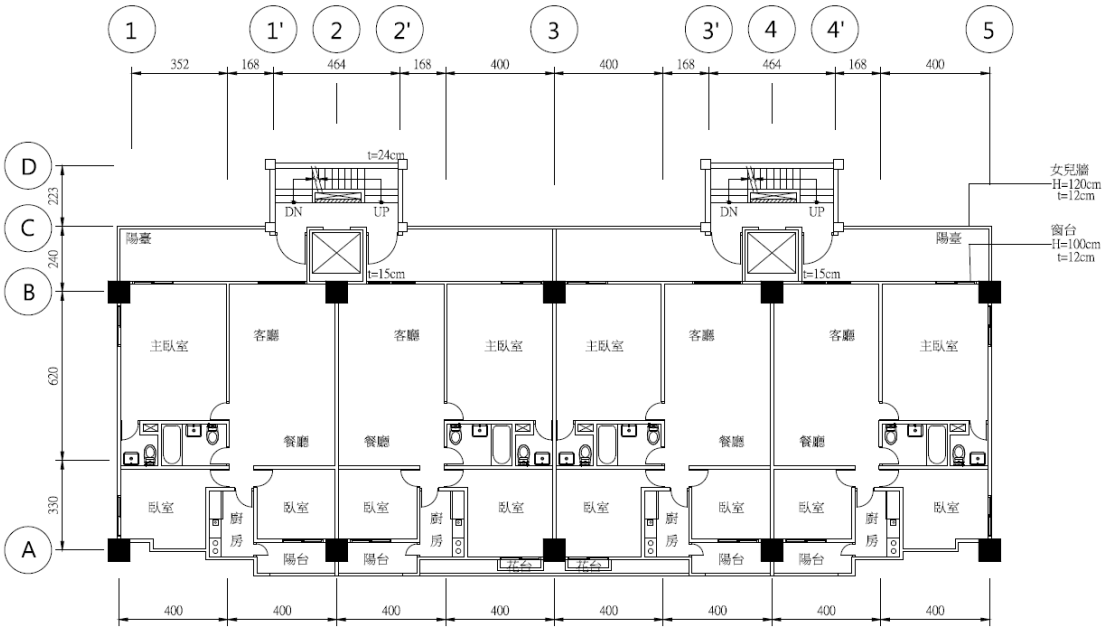
圖 7.1　案例A建築平面圖(1 層)



二~四層平面圖

S=1:100

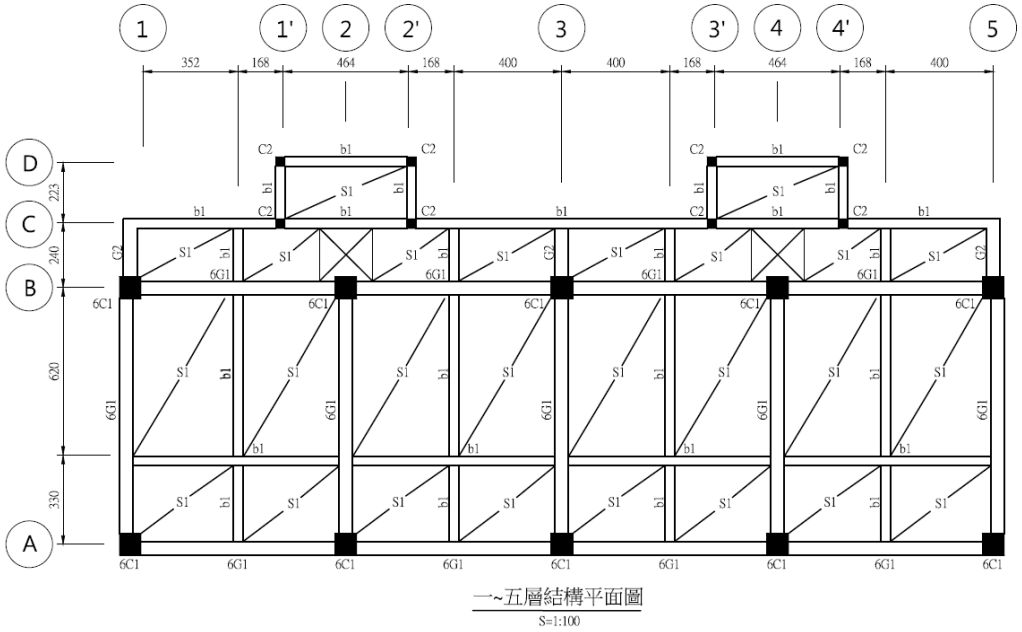
圖 7.2　案例A建築平面圖(2~4 層)



五~十二層平面圖

S=1:100

圖 7.3　案例A建築平面圖(5~12 層)



一~五層結構平面圖

S=1:100

圖 7.4　案例A結構平面圖(1~5 層)

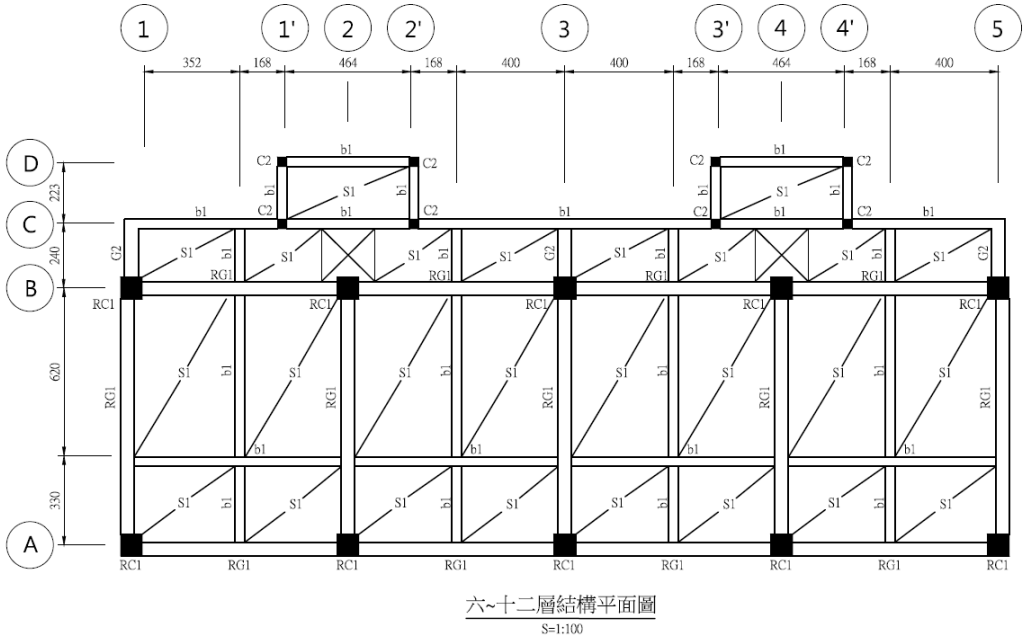


圖 7.5　案例A結構平面圖(6~12 層)

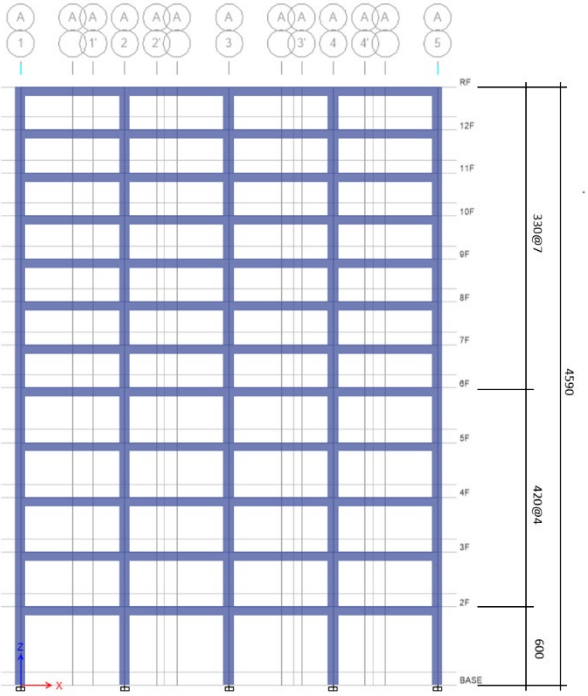


圖 7.6　案例A結構立面圖(line A)

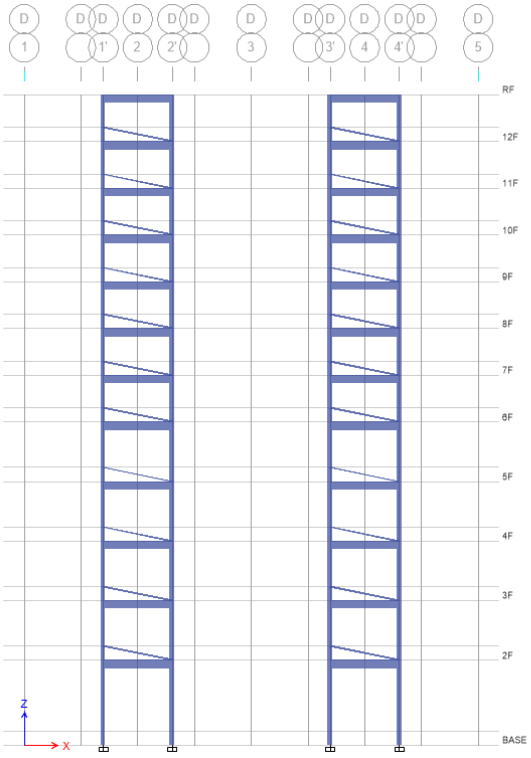


圖 7.7　案例A結構立面圖(line D)

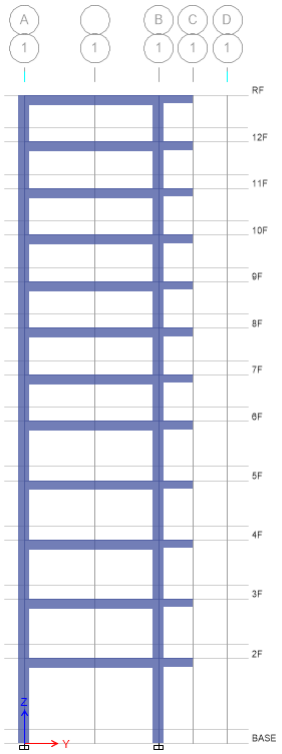


圖 7.8　案例A結構立面圖(line 1)

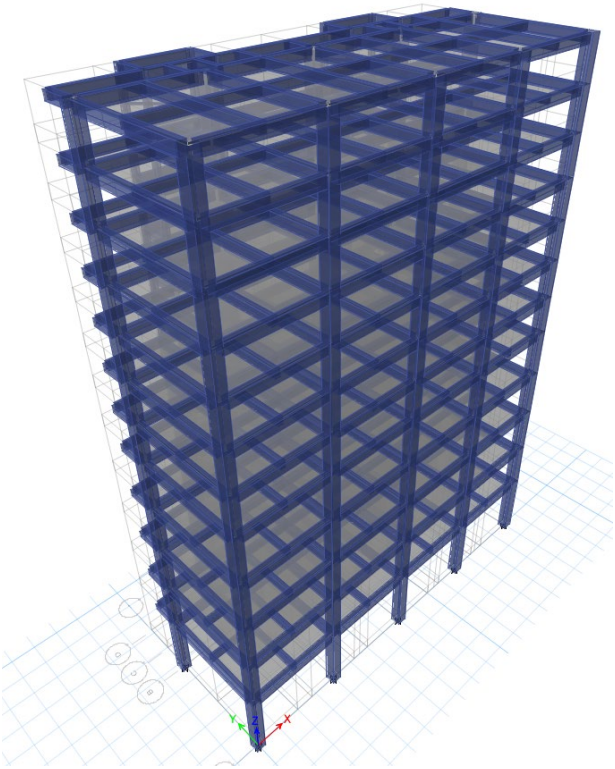


圖 7.9　案例A結構 3D模型

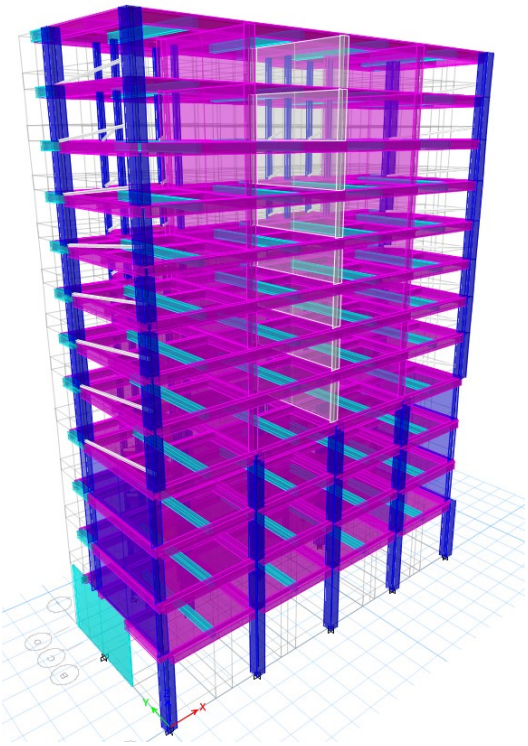


圖 7.10　案例A RC牆模擬示意圖

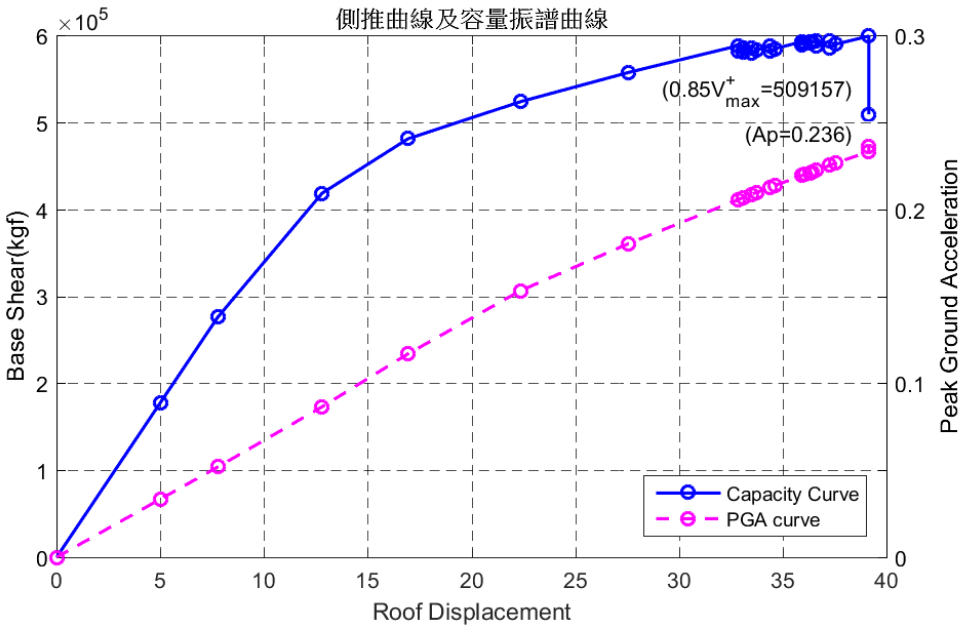


圖 7.11　案例A正X向側推曲線及容量振譜曲線

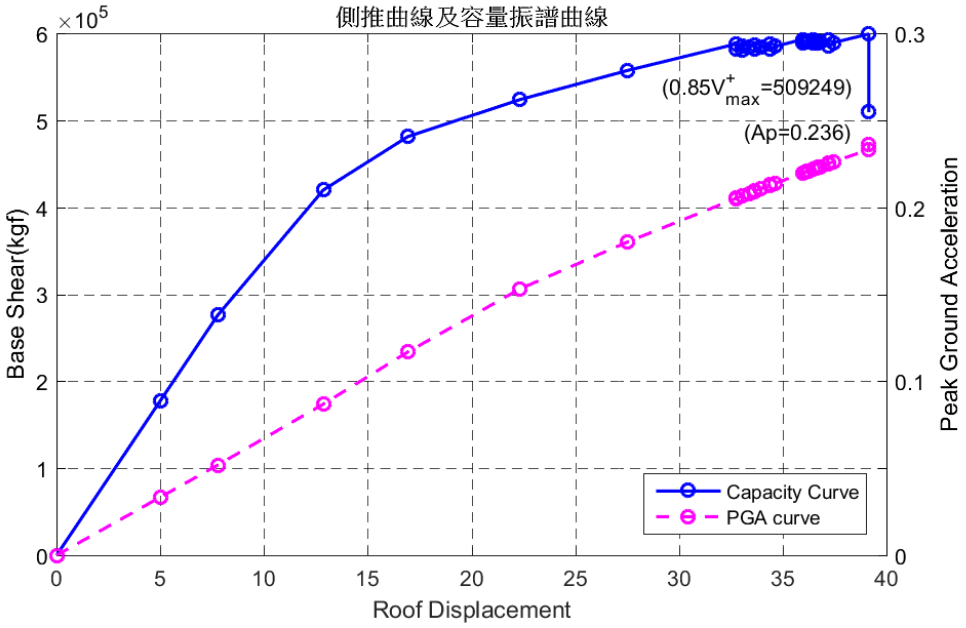


圖 7.12　案例A負X向側推曲線及容量振譜曲線

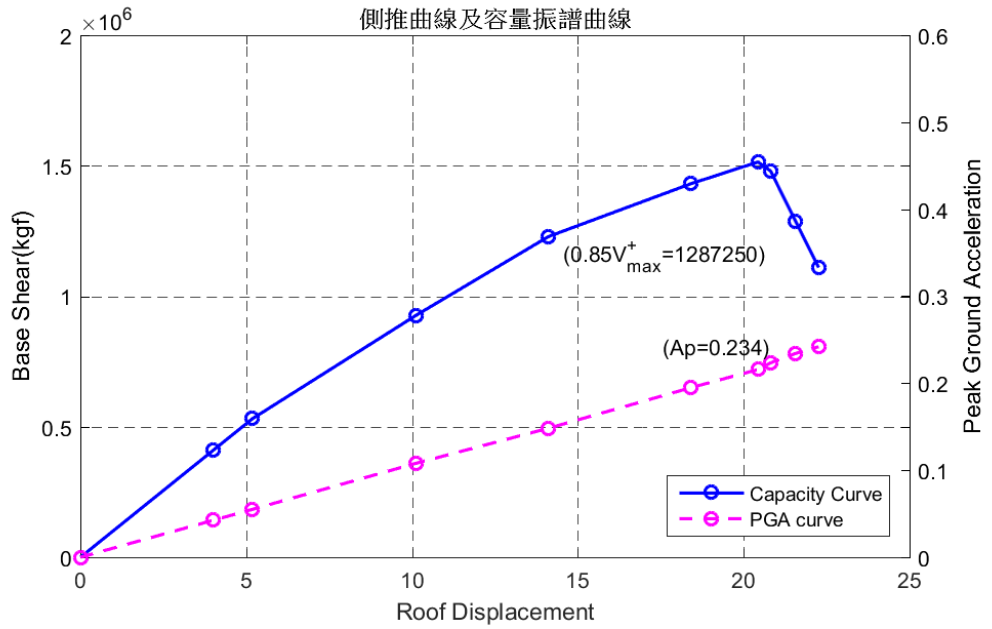


圖 7.13　案例A正Y向側推曲線及容量振譜曲線

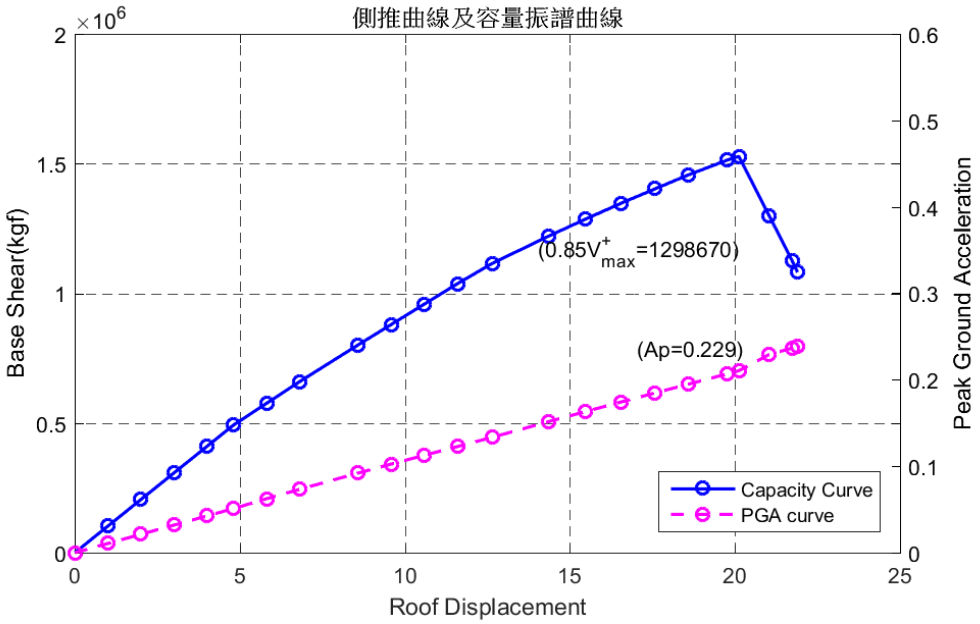


圖 7.14　案例A負Y向側推曲線及容量振譜曲線

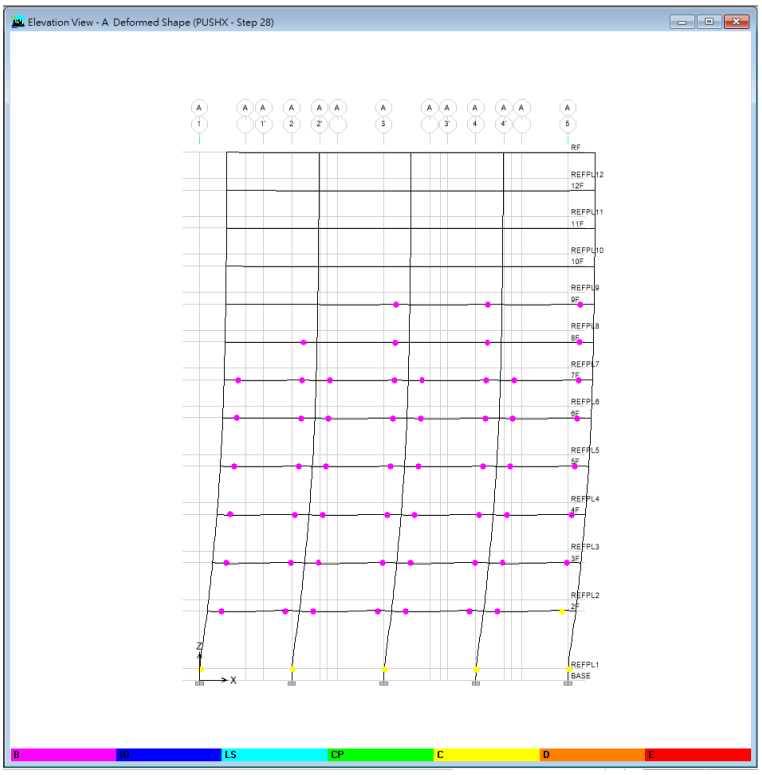


圖 7.15　案例A正X向側推分析塑鉸圖(line A)

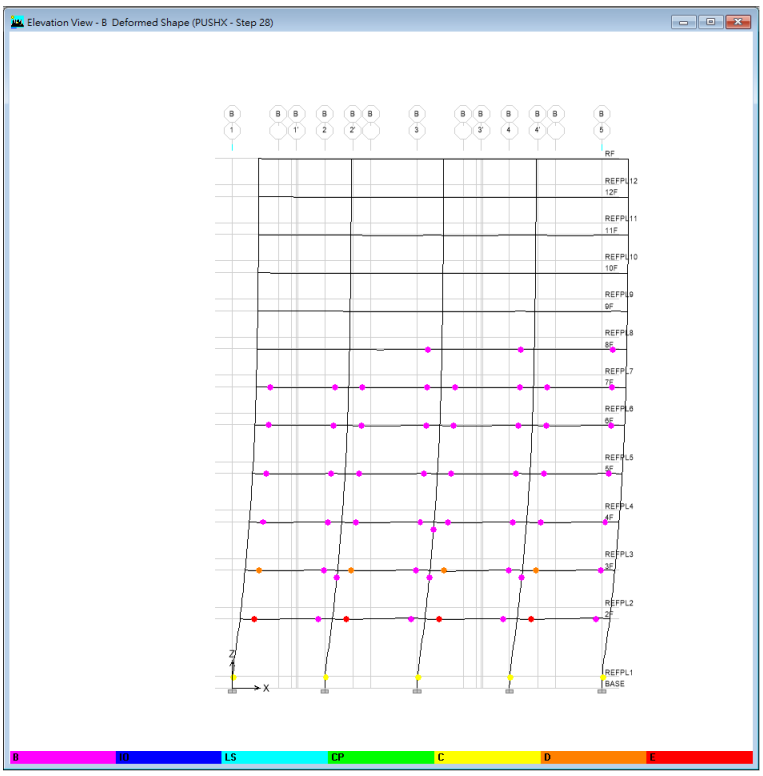


圖 7.16　案例A正X向側推分析塑鉸圖(line B)

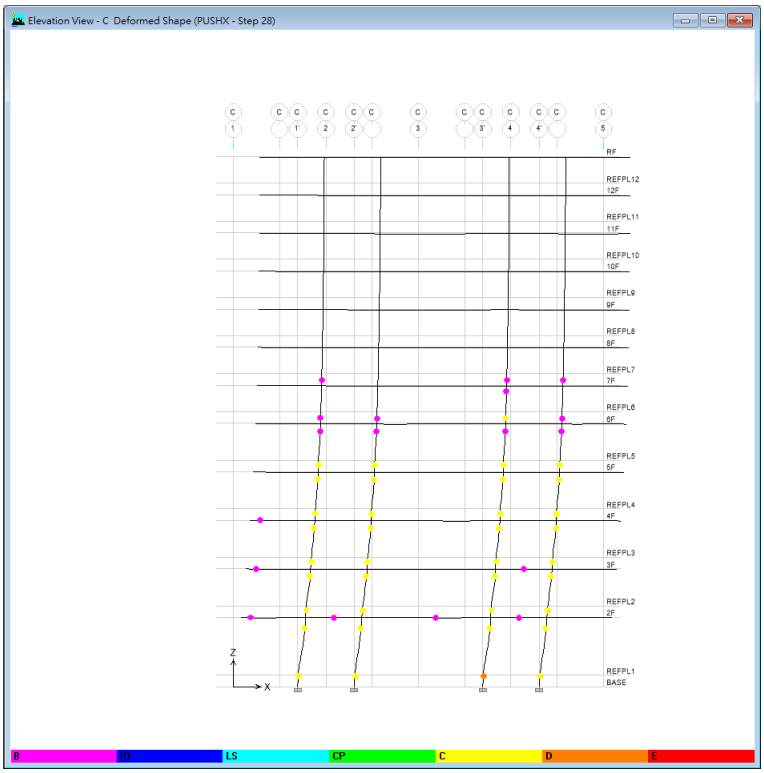


圖 7.17　案例A正X向側推分析塑鉸圖(line C)

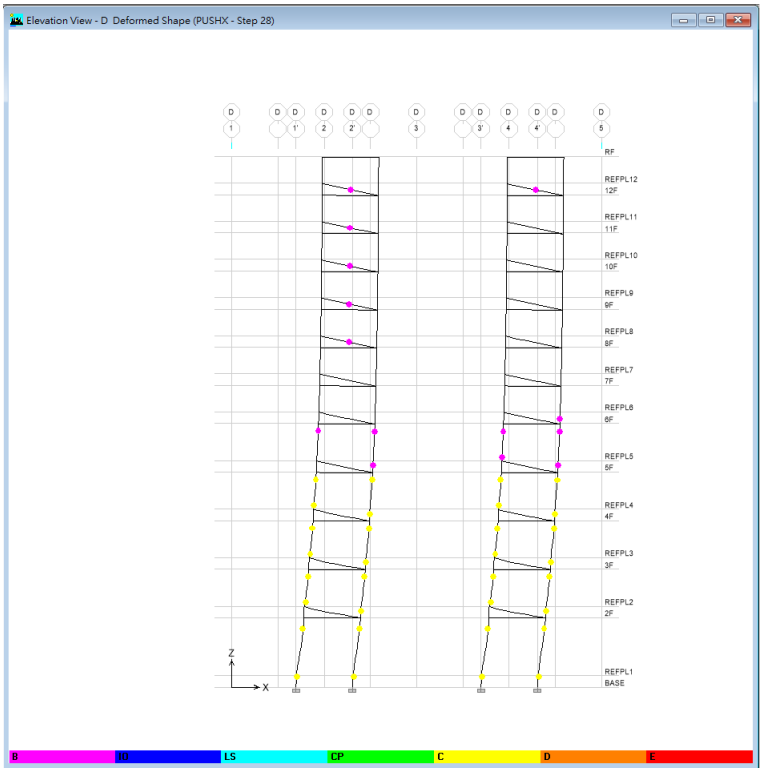


圖 7.18　案例A正X向側推分析塑鉸圖(line D)

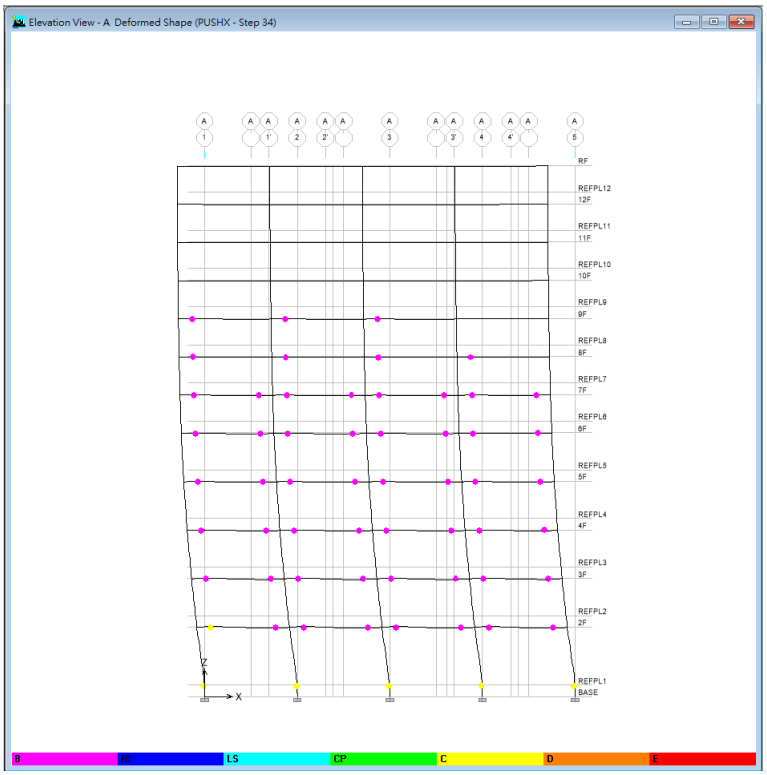


圖 7.19　案例A負X向側推分析塑鉸圖(line A)

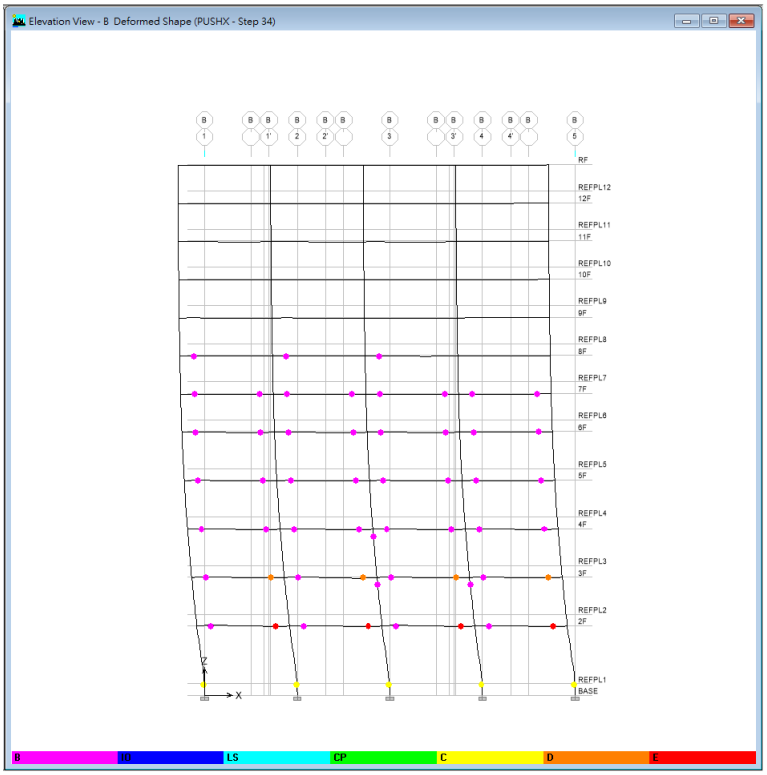


圖 7.20　案例A負X向側推分析塑鉸圖(line B)

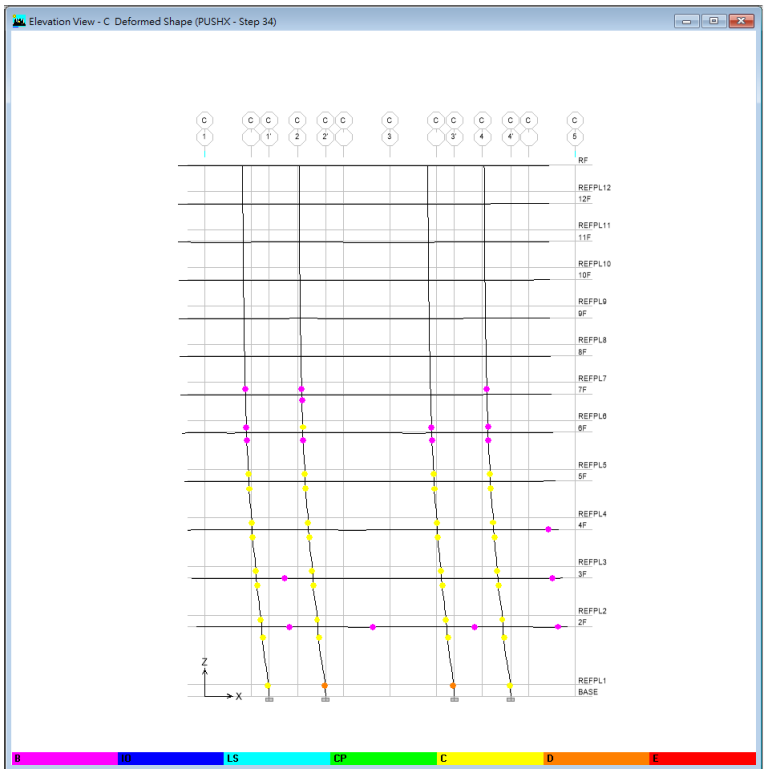


圖 7.21　案例A負X向側推分析塑鉸圖(line C)

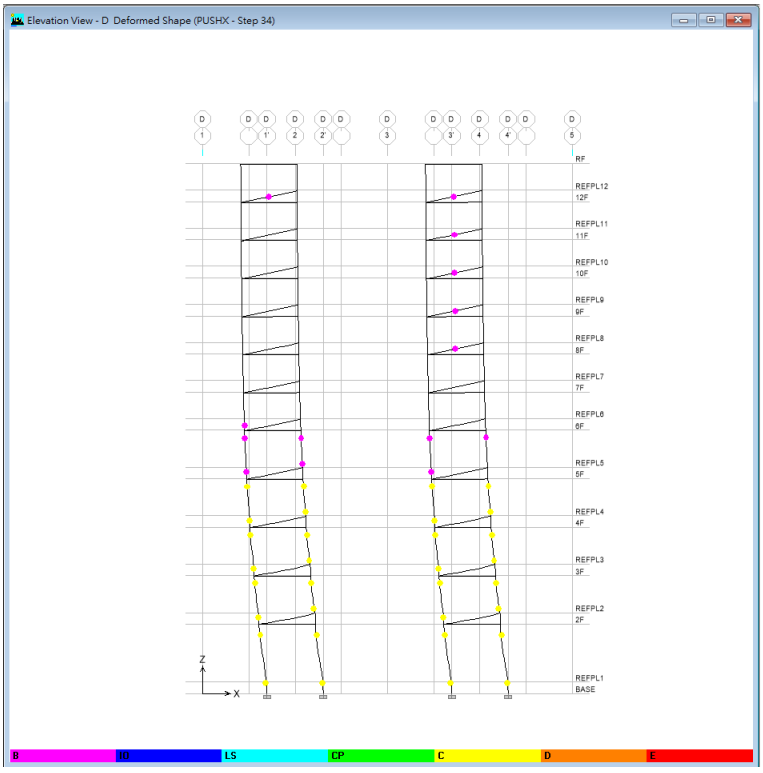


圖 7.22　案例A負X向側推分析塑鉸圖(line D)

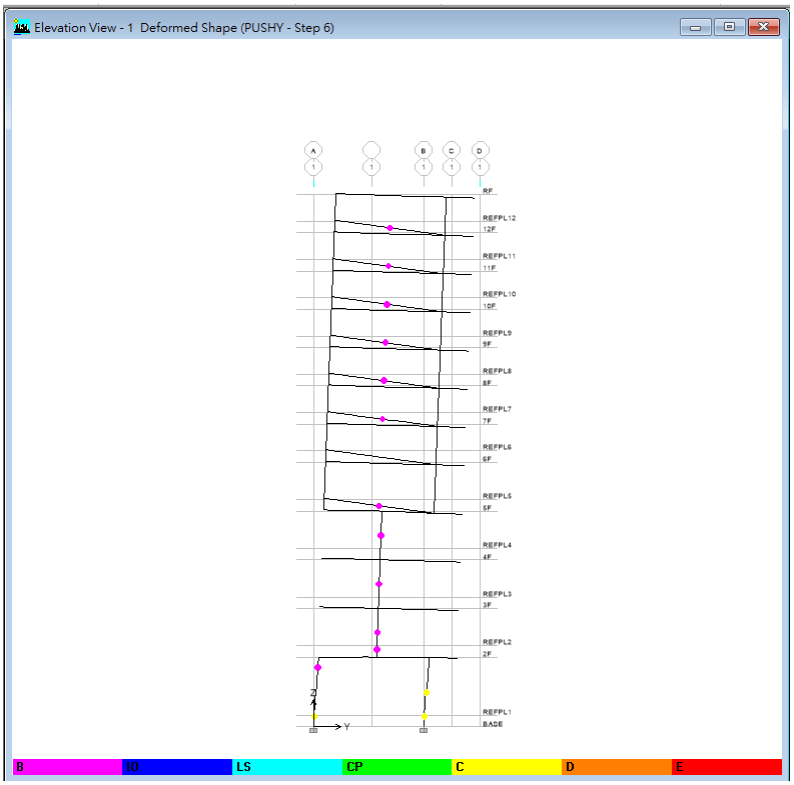


圖 7.23　案例A正Y向側推分析塑鉸圖(line 1)

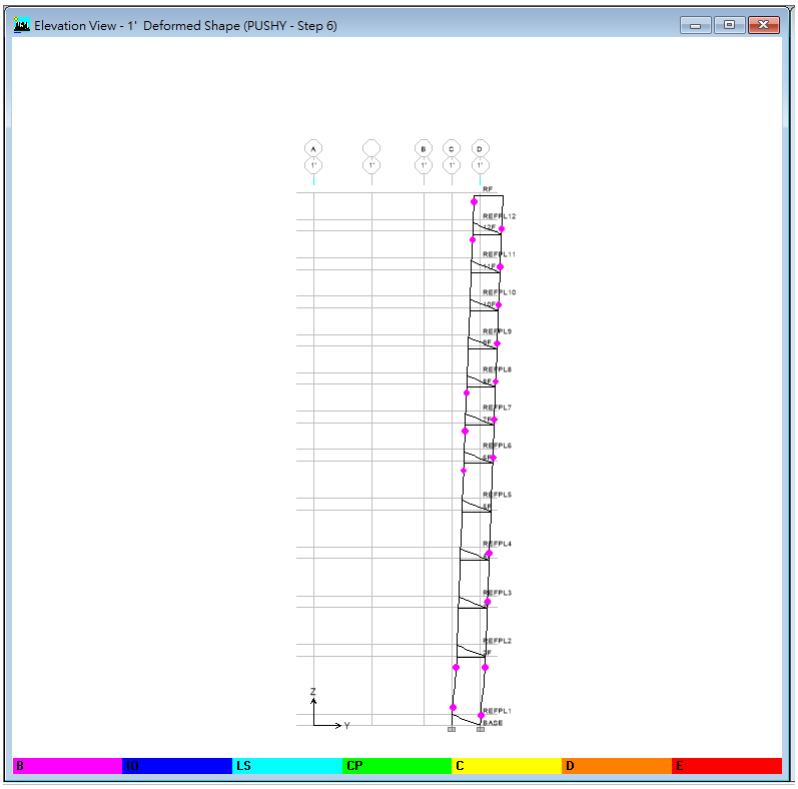


圖 7.24　案例A正Y向側推分析塑鉸圖(line 1')

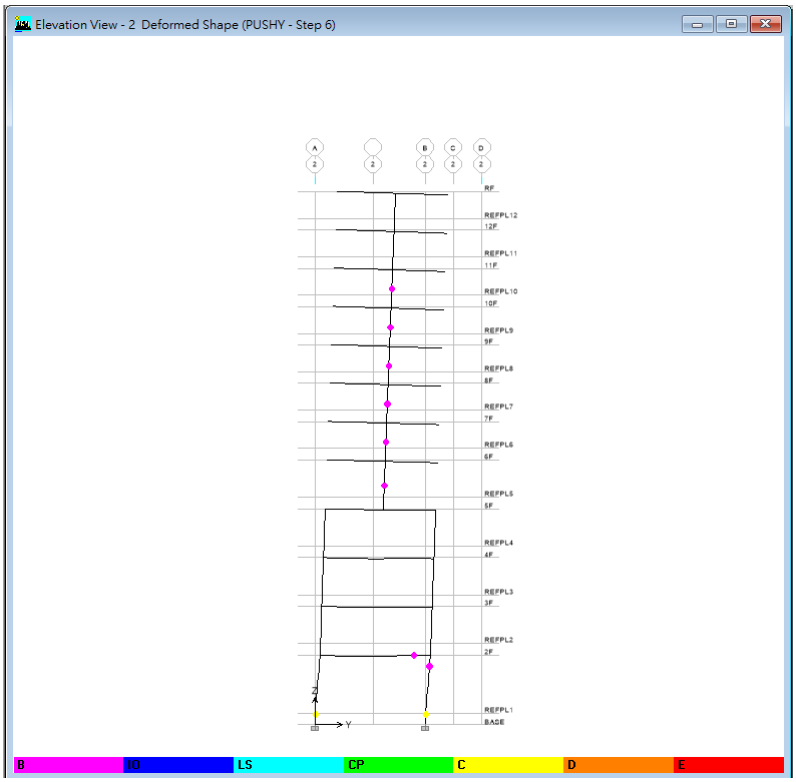


圖 7.25　案例A正Y向側推分析塑鉸圖(line 2)

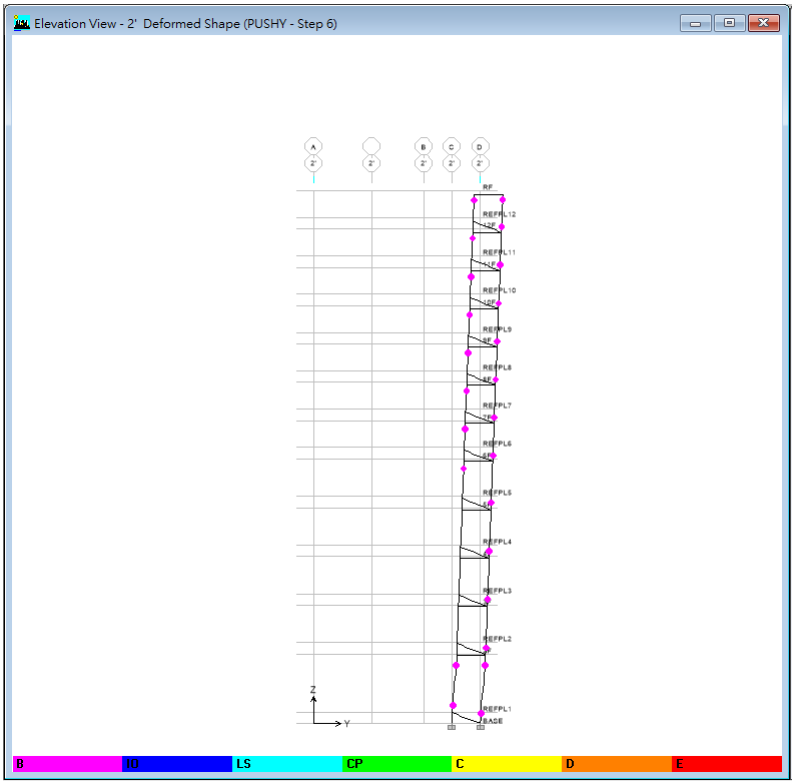


圖 7.26　案例A正Y向側推分析塑鉸圖(line 2')

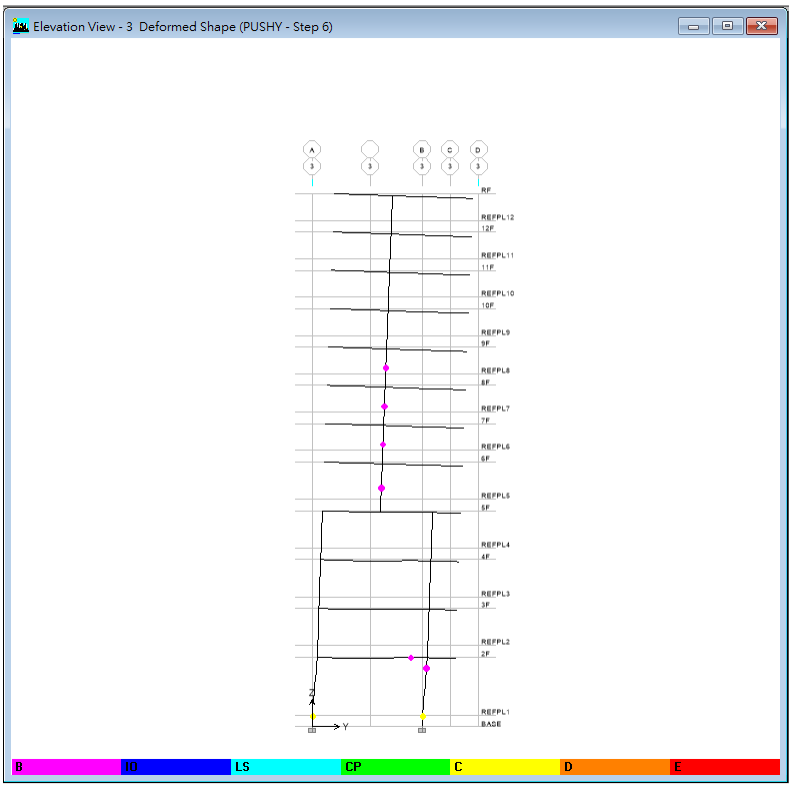


圖 7.27　案例A正Y向側推分析塑鉸圖(line 3)

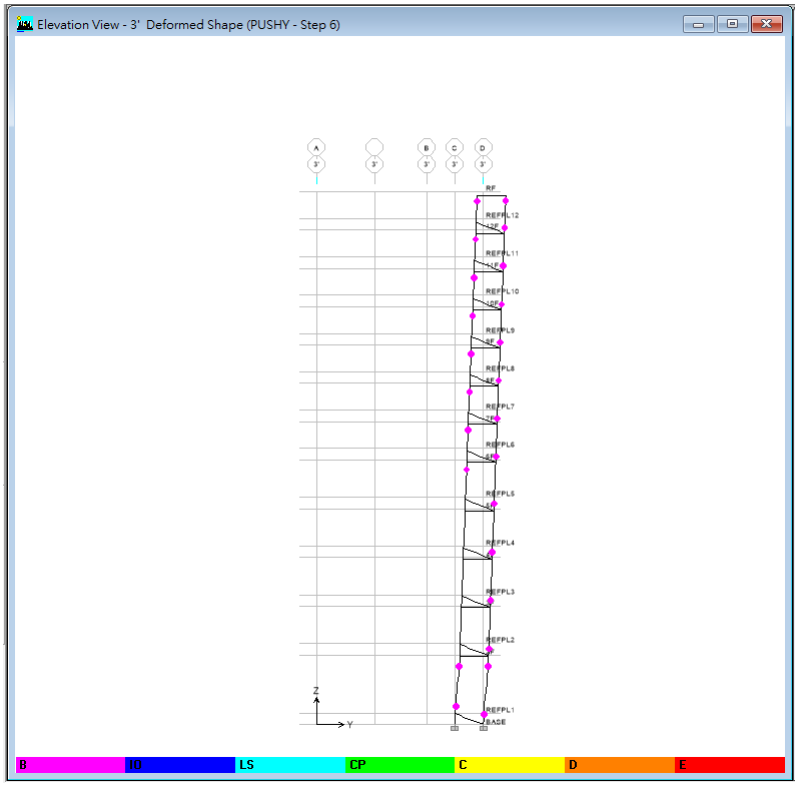


圖 7.28　案例A正Y向側推分析塑鉸圖(line 3')

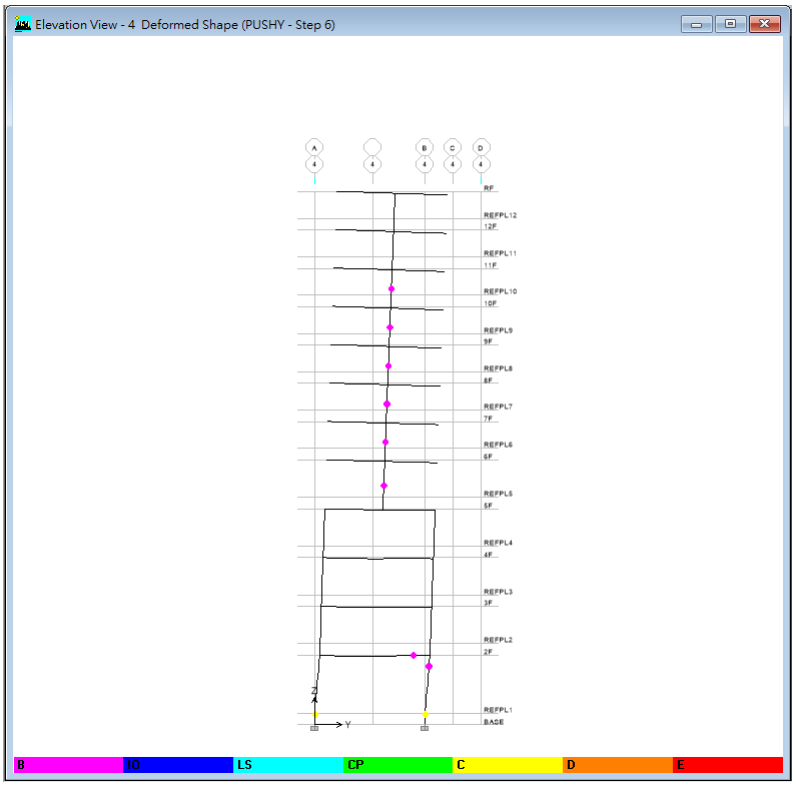


圖 7.29　案例A正Y向側推分析塑鉸圖(line 4)

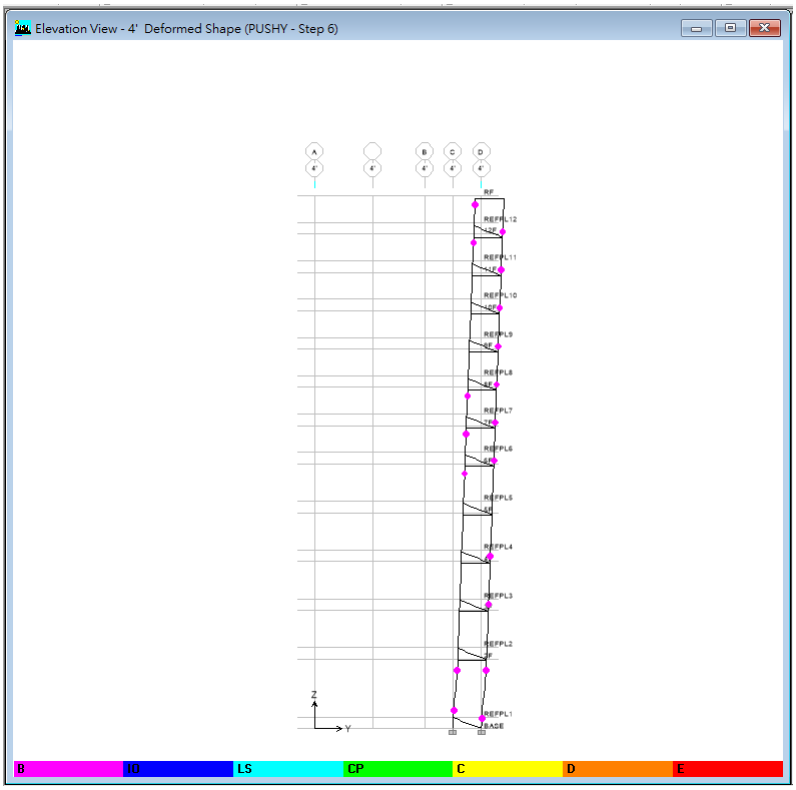


圖 7.30　案例A正Y向側推分析塑鉸圖(line 4')

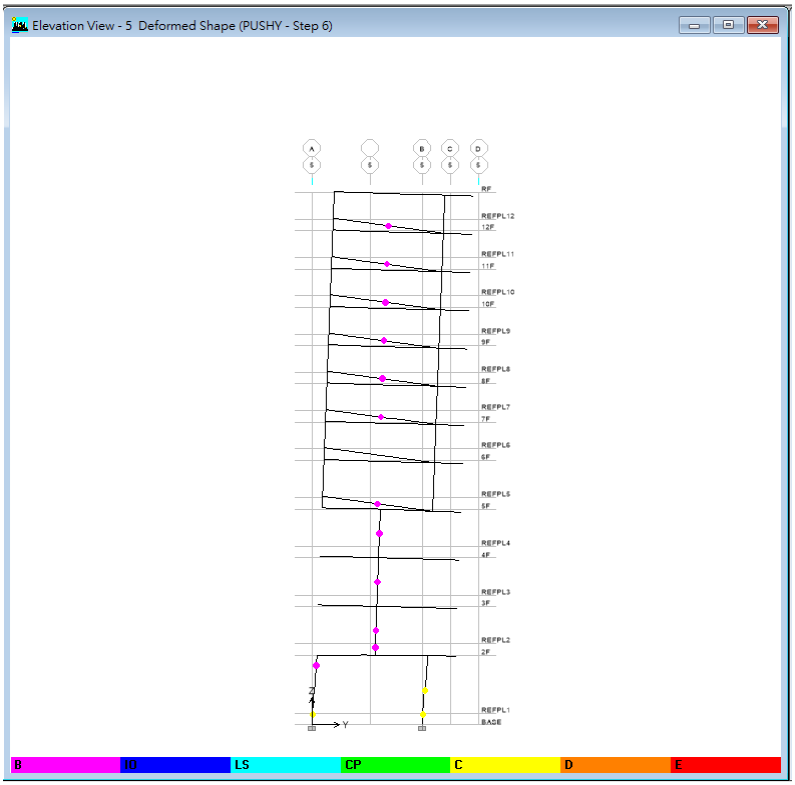


圖 7.31　案例A正Y向側推分析塑鉸圖(line 5)

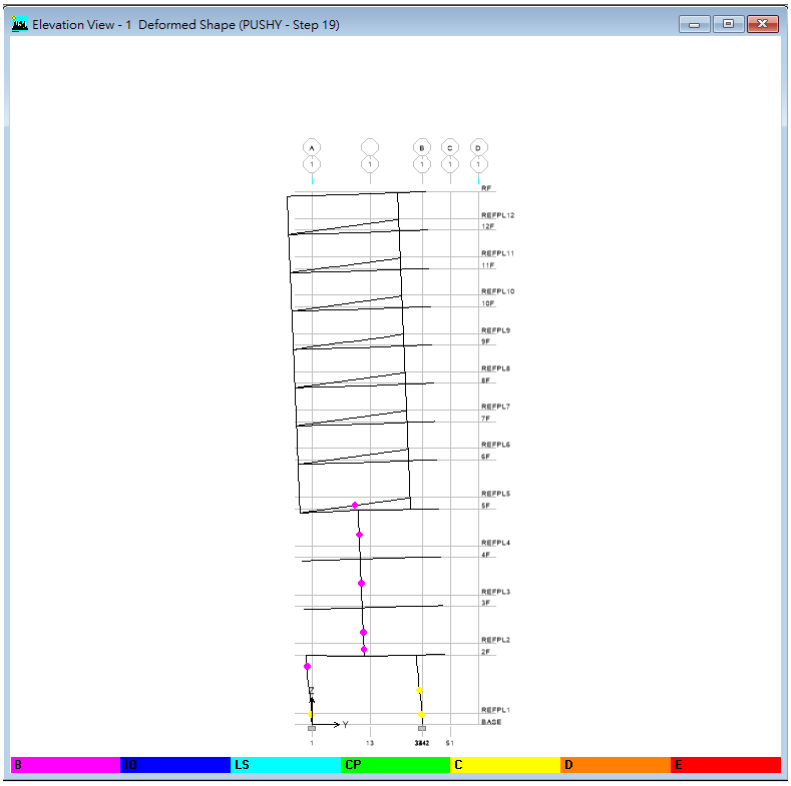


圖 7.32　案例A負Y向側推分析塑鉸圖(line 1)

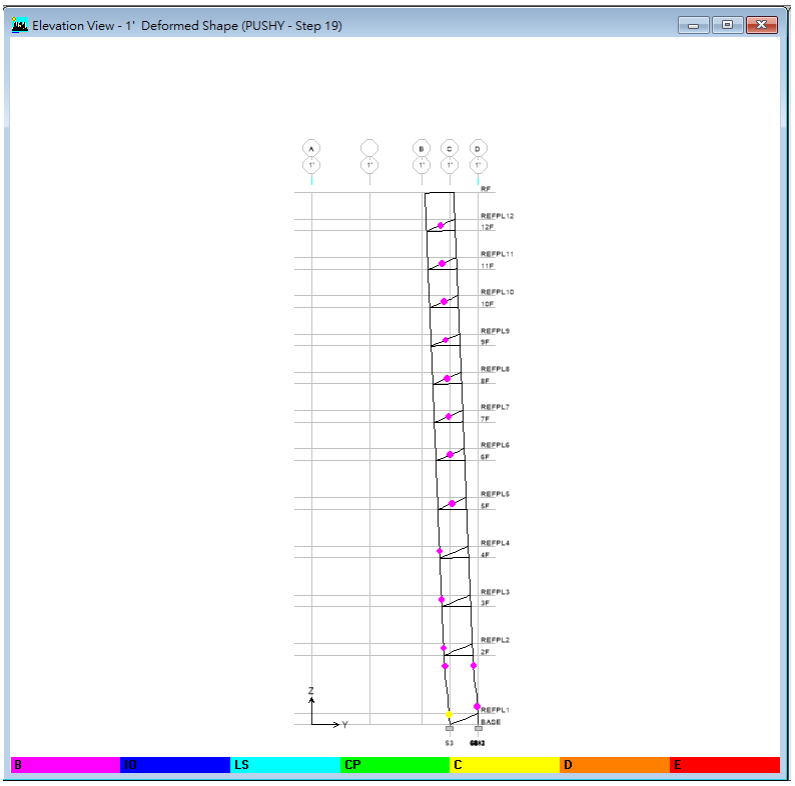


圖 7.33　案例A負Y向側推分析塑鉸圖(line 1')

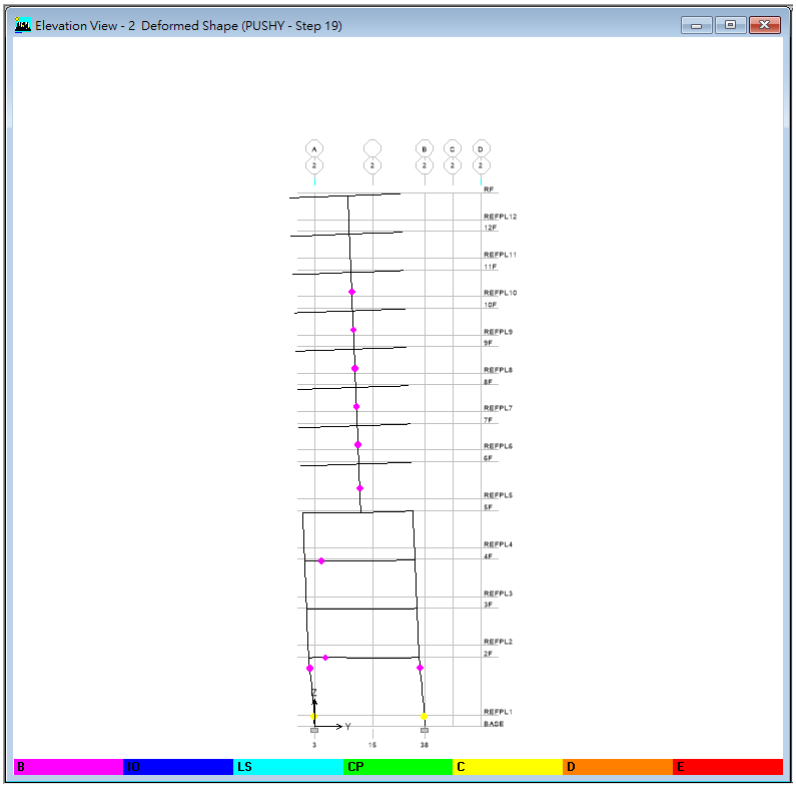


圖 7.34　案例A負Y向側推分析塑鉸圖(line 2)

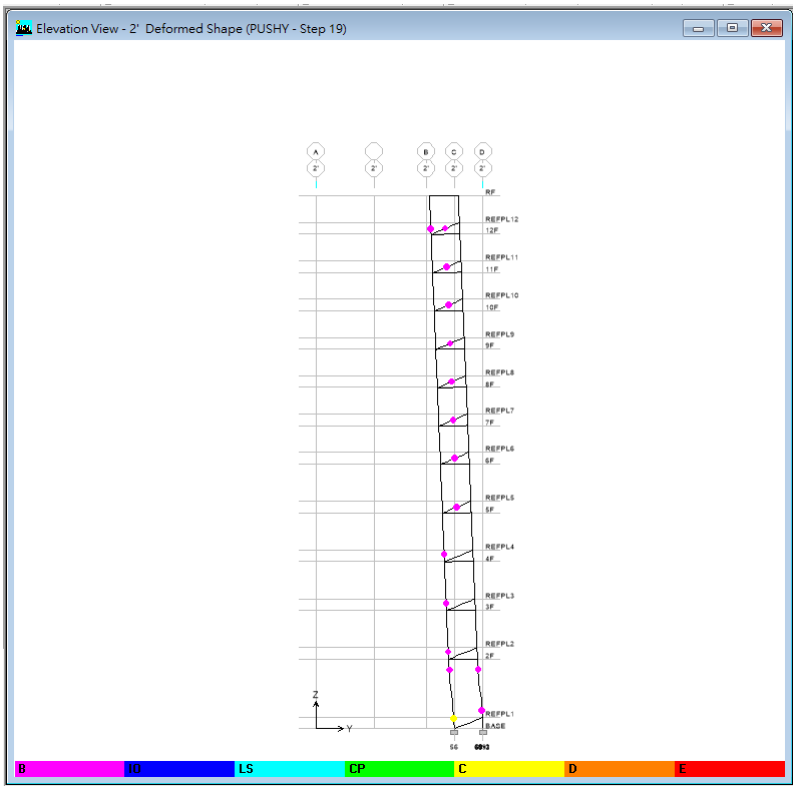


圖 7.35　案例A負Y向側推分析塑鉸圖(line 2')

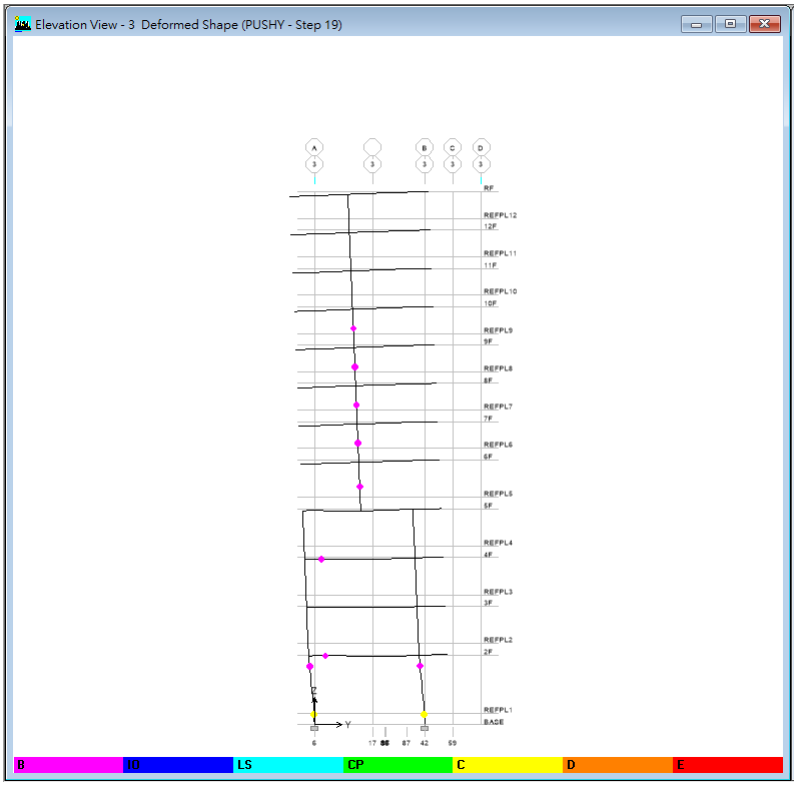


圖 7.36　案例A負Y向側推分析塑鉸圖(line 3)

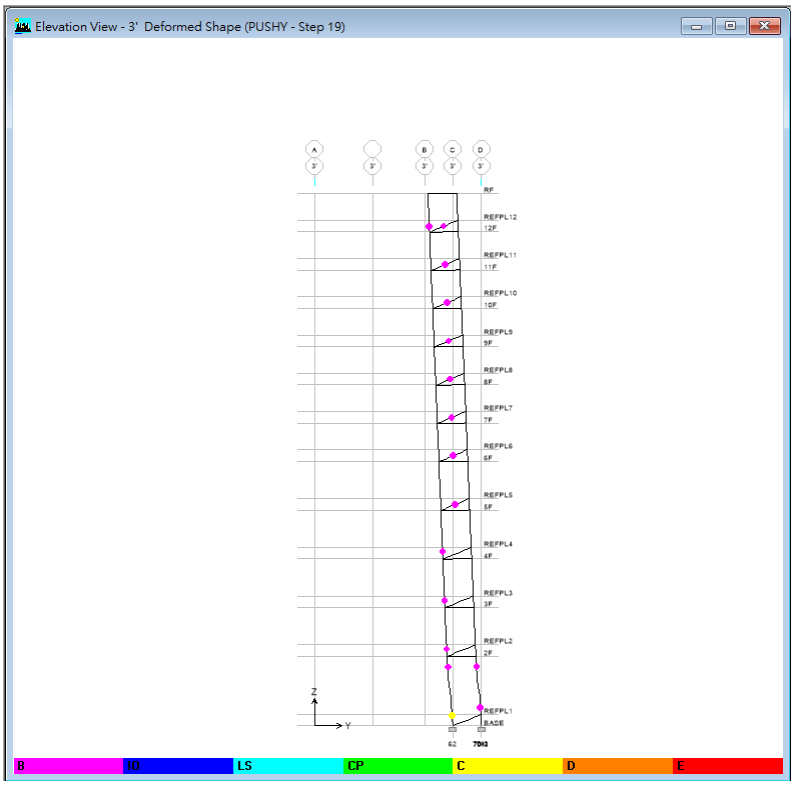


圖 7.37　案例A負Y向側推分析塑鉸圖(line 3')

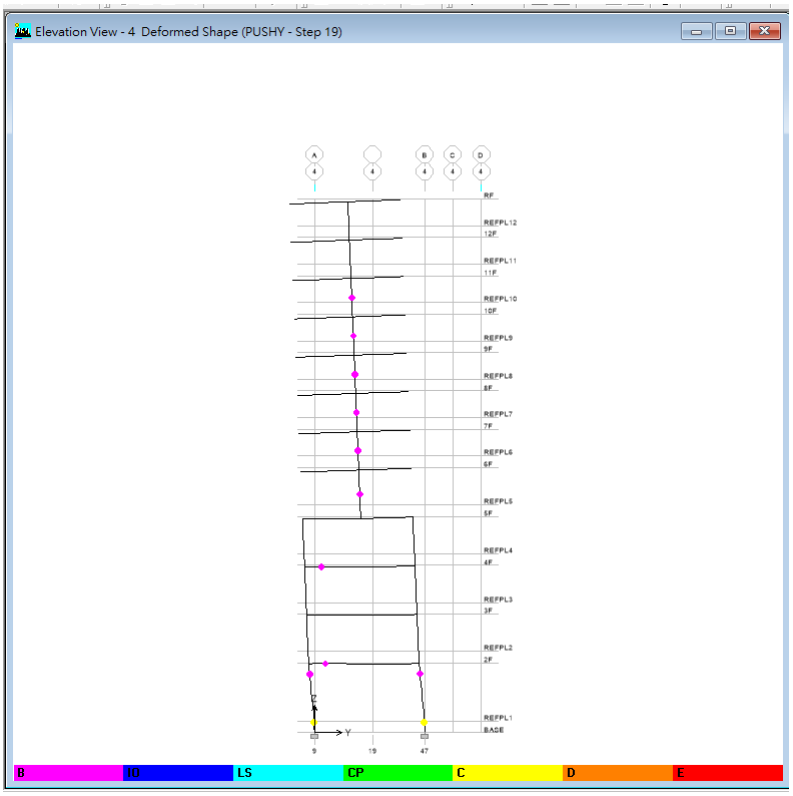


圖 7.38　案例A負Y向側推分析塑鉸圖(line 4)

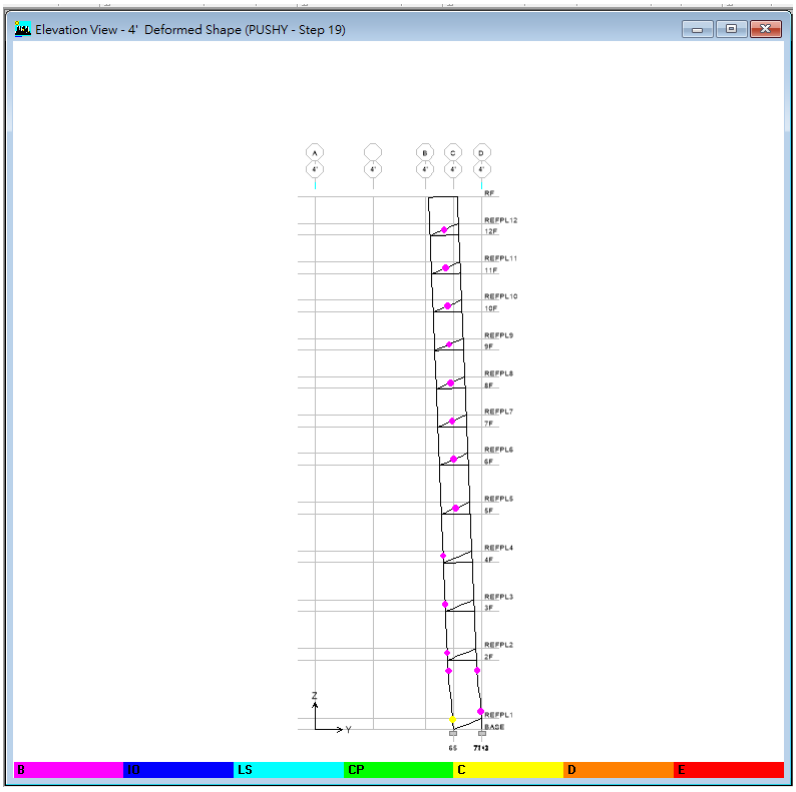


圖 7.39　案例A負Y向側推分析塑鉸圖(line 4')

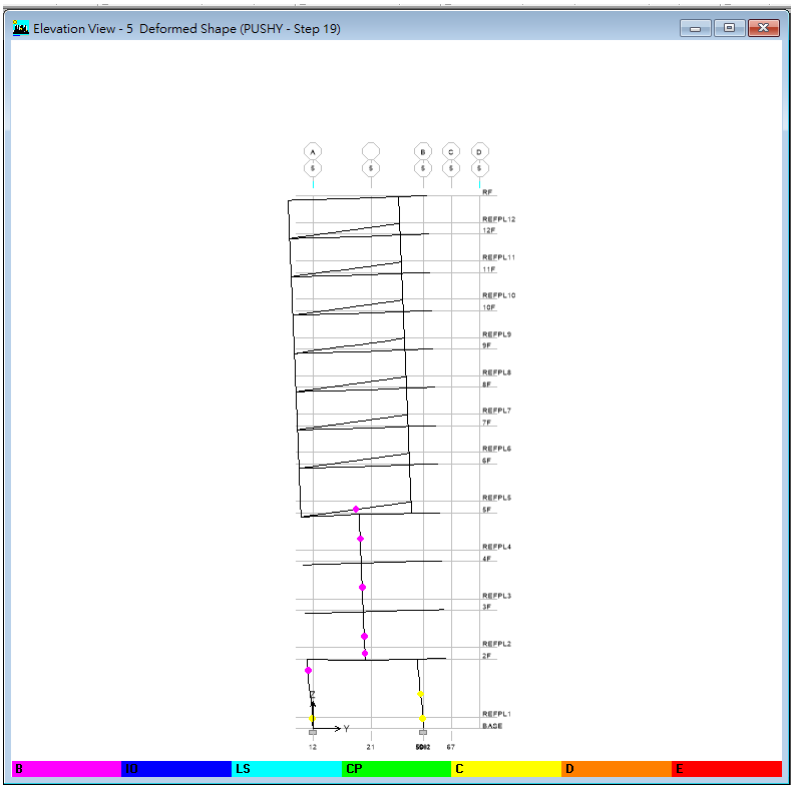


圖 7.40　案例A負Y向側推分析塑鉸圖(line 5)

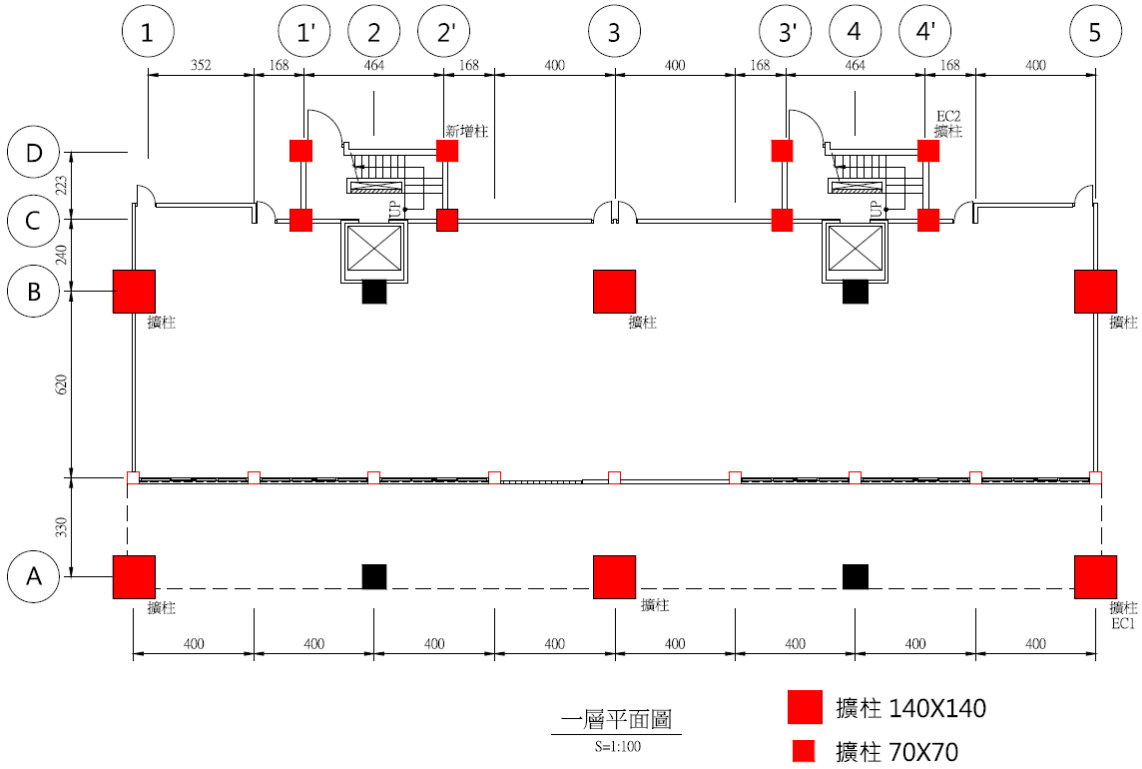


圖 7.41　案例A完整補強後建築平面圖(1 層)

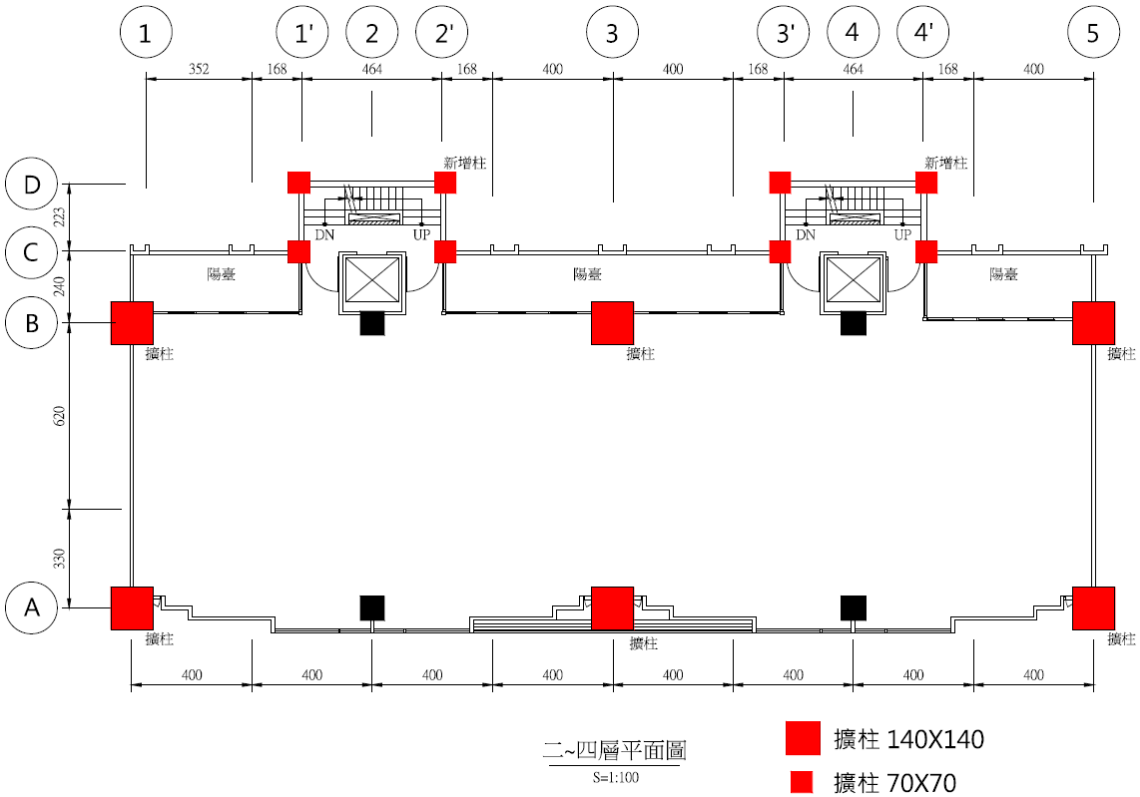


圖 7.42　案例A完整補強後建築平面圖(2~4 層)

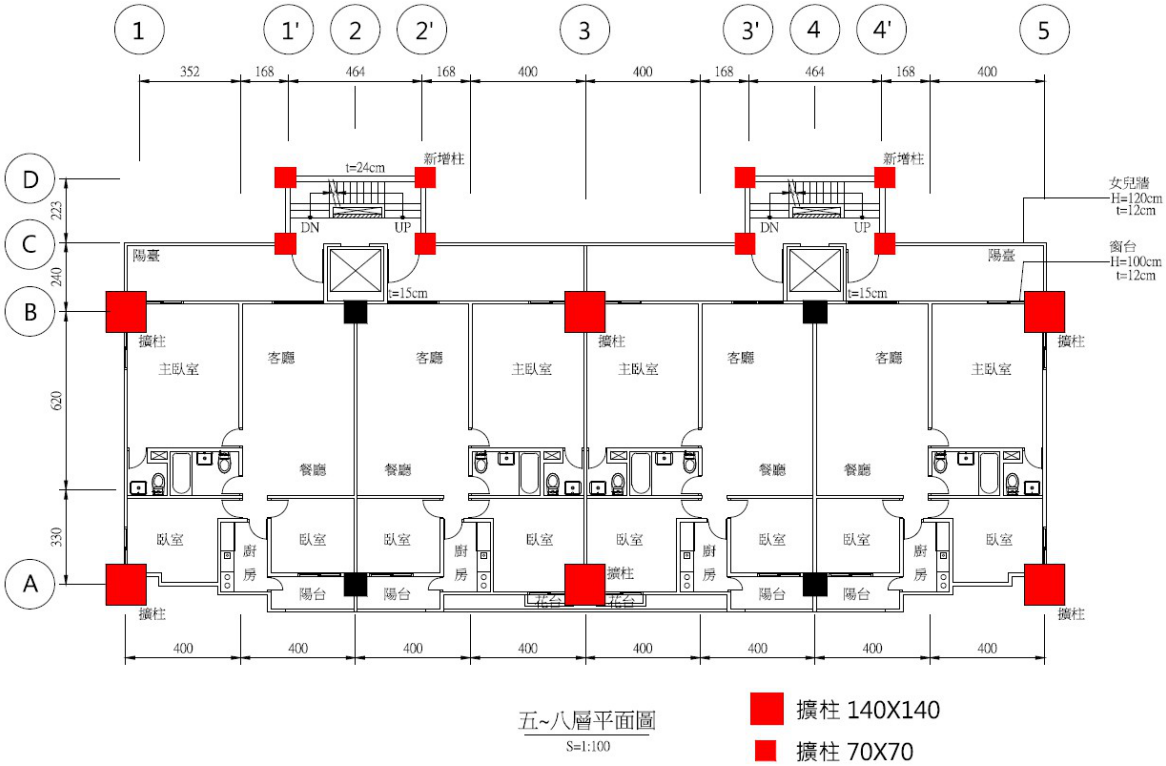
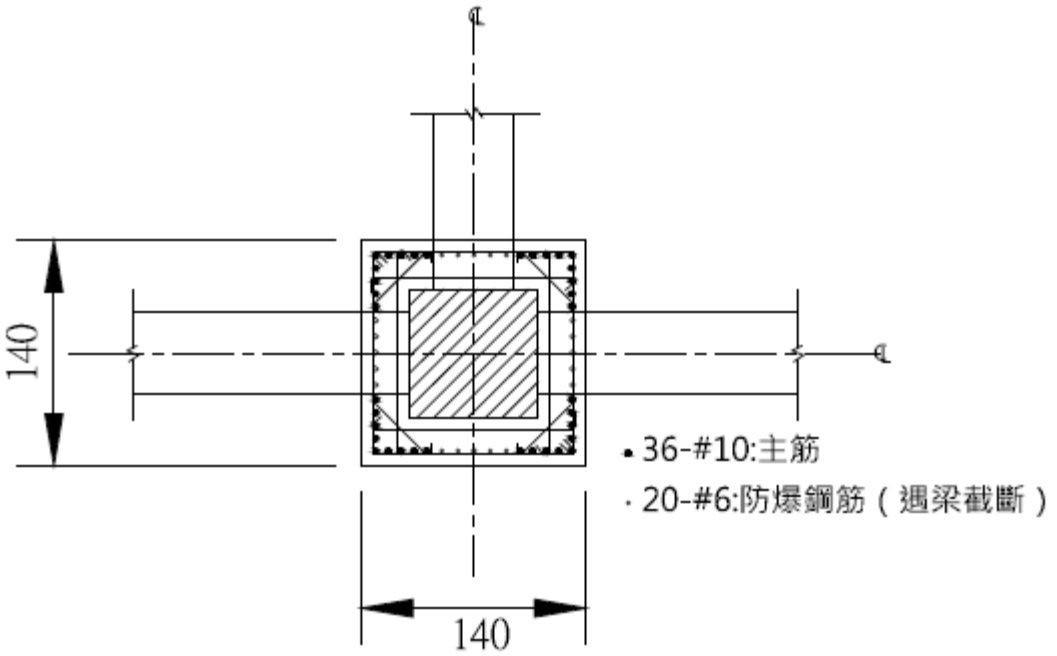


圖 7.43　案例A完整補強後建築平面圖(5~8 層)



EC1 擴柱

圖 7.44　案例A擴柱補強配筋圖(EC1 擴柱)

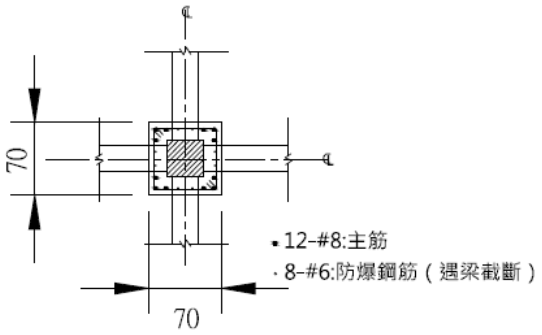


圖 7.45　案例A擴柱補強配筋圖(EC2 柱)

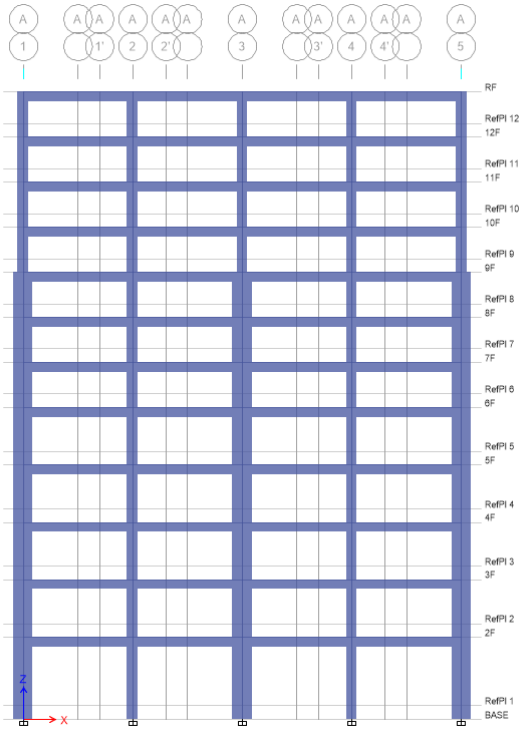


圖 7.46　案例A完整補強後立面圖(lineA)

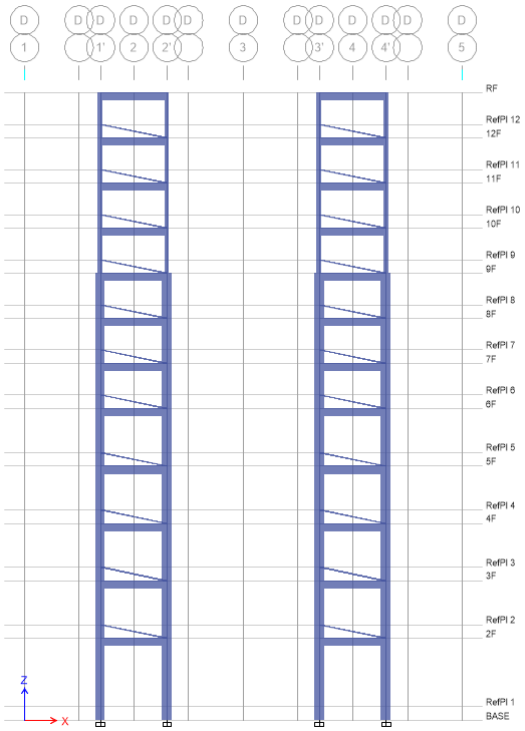


圖 7.47　案例A完整補強後立面圖(lineD)

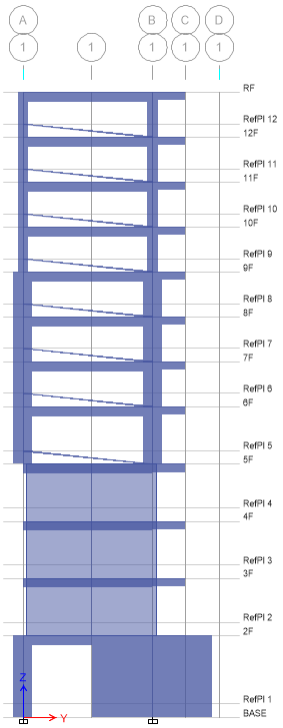


圖 7.48　案例A完整補強後立面圖(line1)

.

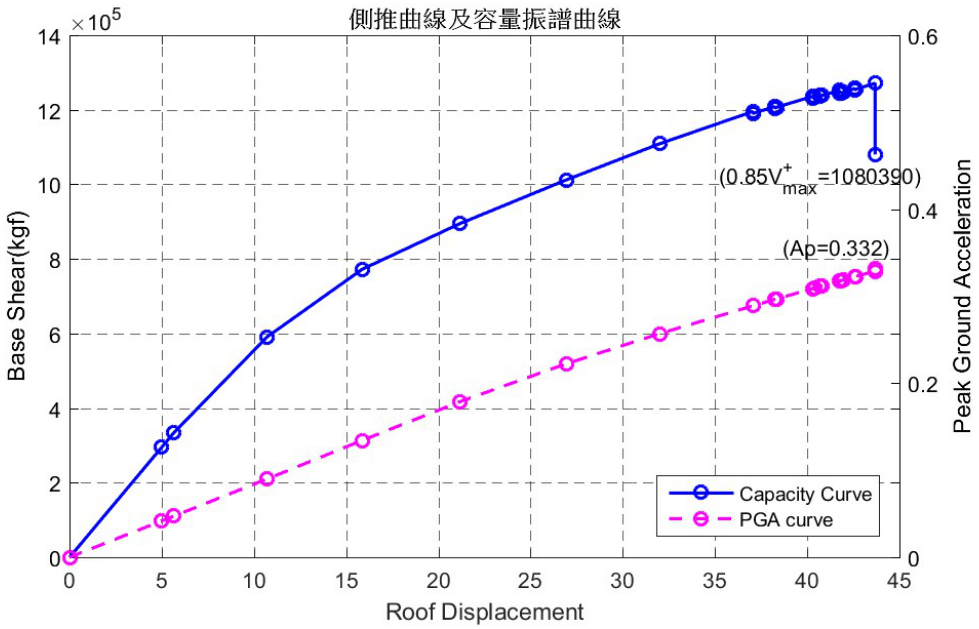


圖 7.49　案例A完整補強後正X向側推曲線及容量振譜曲線

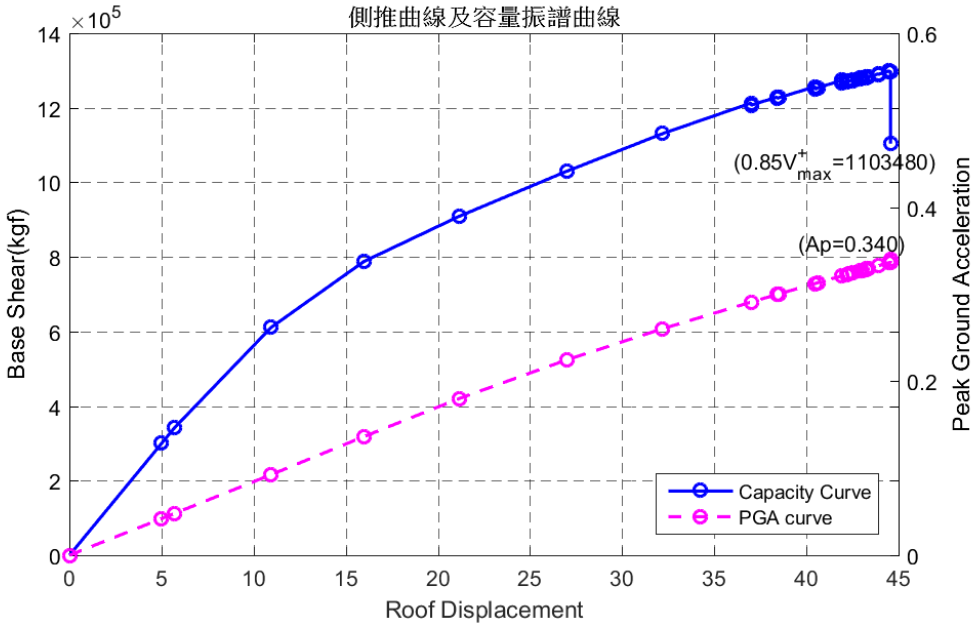


圖 7.50　案例A完整補強後負X向側推曲線及容量振譜曲線

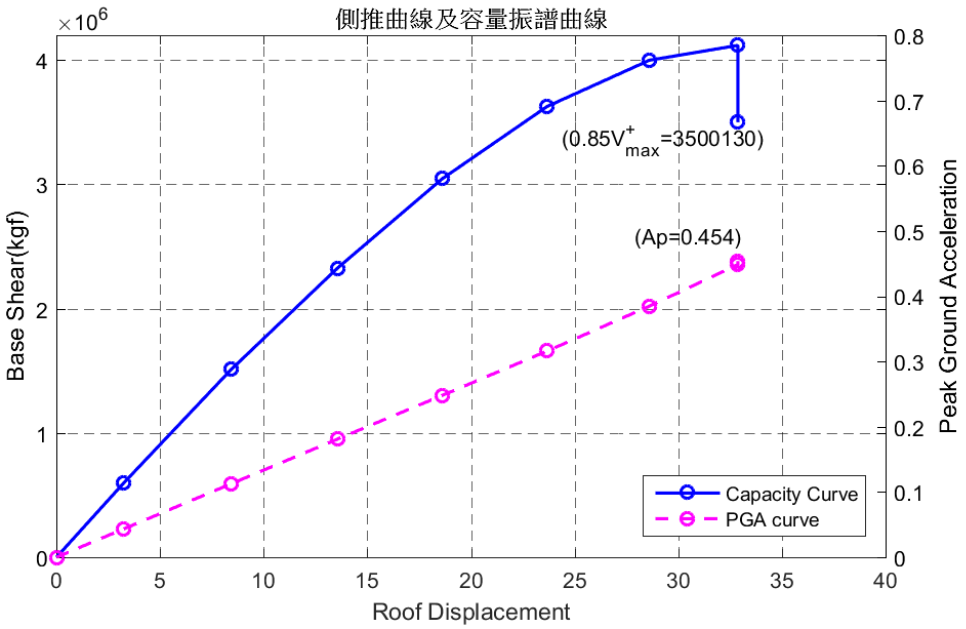


圖 7.51　案例A完整補強後正Y向側推曲線及容量振譜曲線

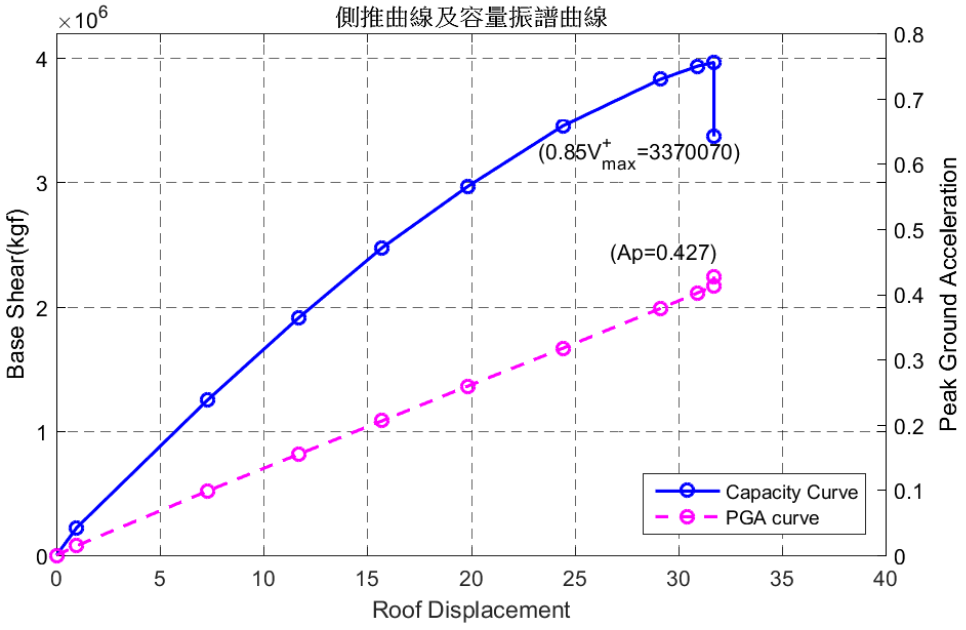


圖 7.52　案例A完整補強後負Y向側推曲線及容量振譜曲線

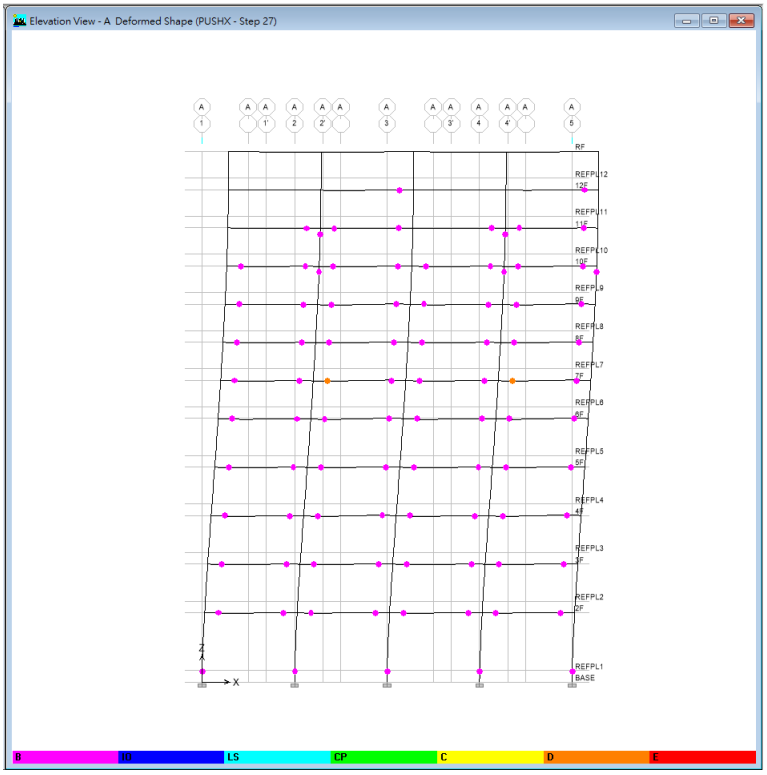


圖 7.53　案例A完整補強後正X向側推分析塑鉸圖(line A)

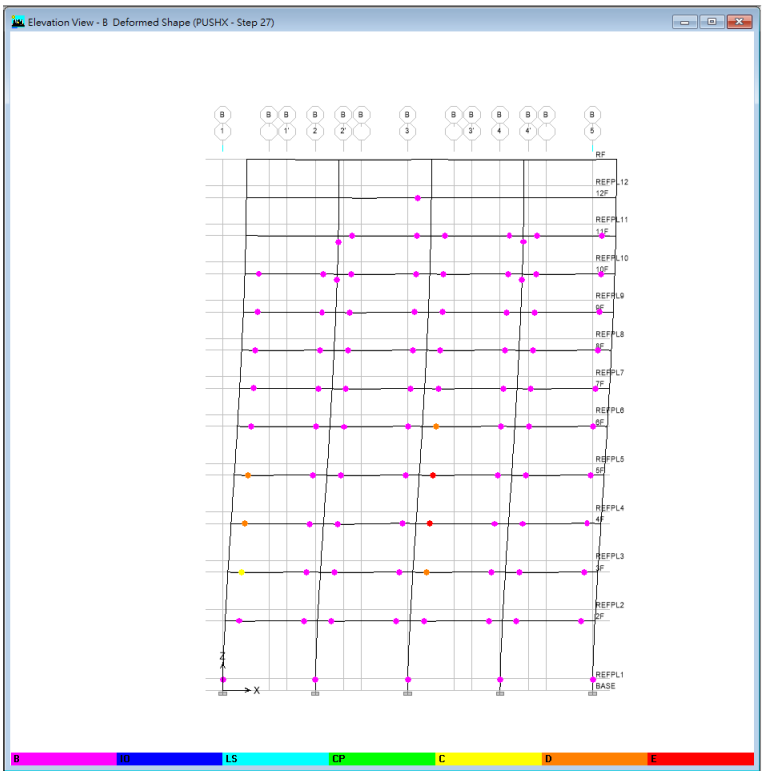


圖 7.54　案例A完整補強後正X向側推分析塑鉸圖(line B)

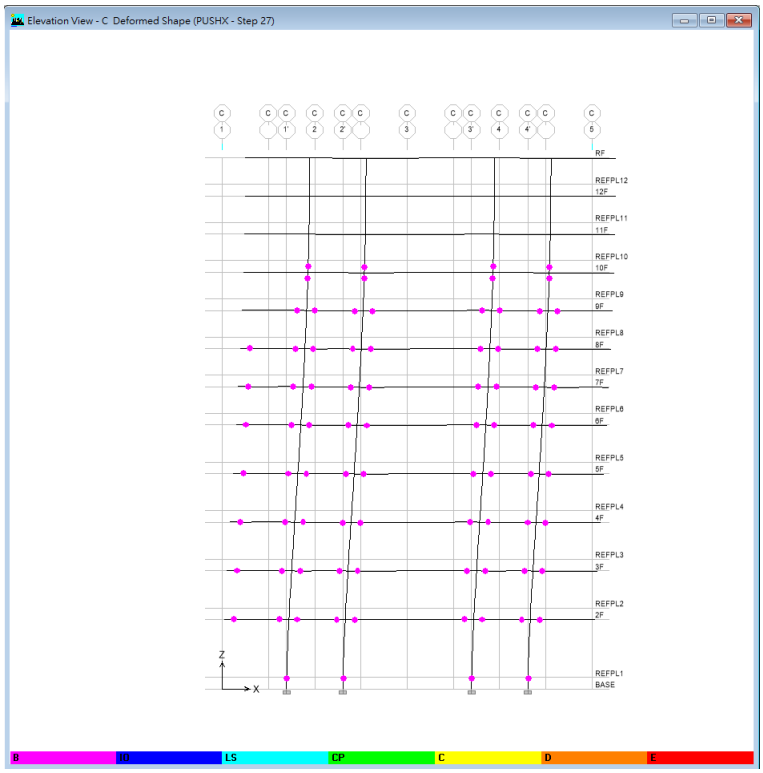


圖 7.55　案例A完整補強後正X向側推分析塑鉸圖(line C)

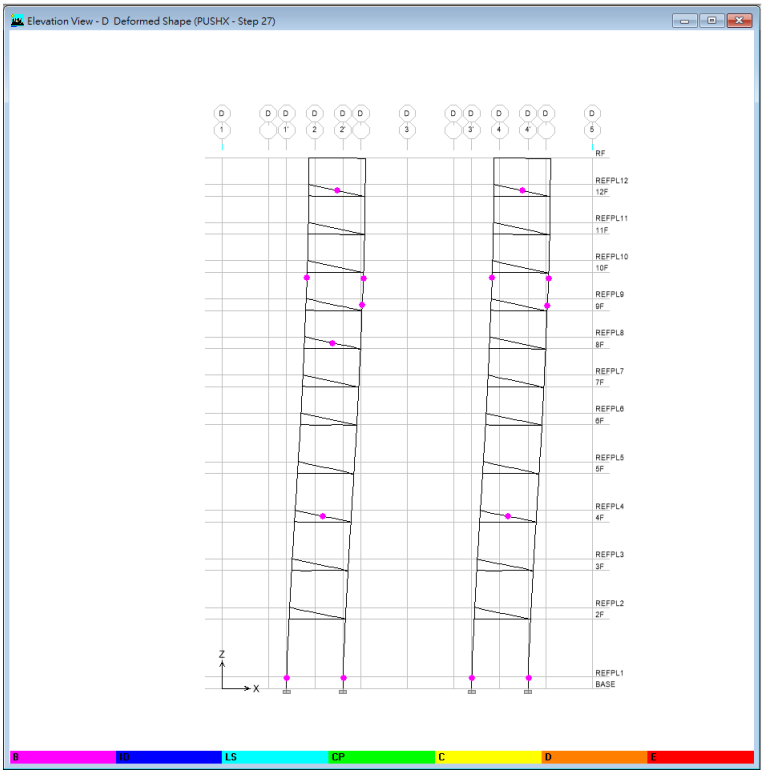


圖 7.56　案例A完整補強後正X向側推分析塑鉸圖(line D)

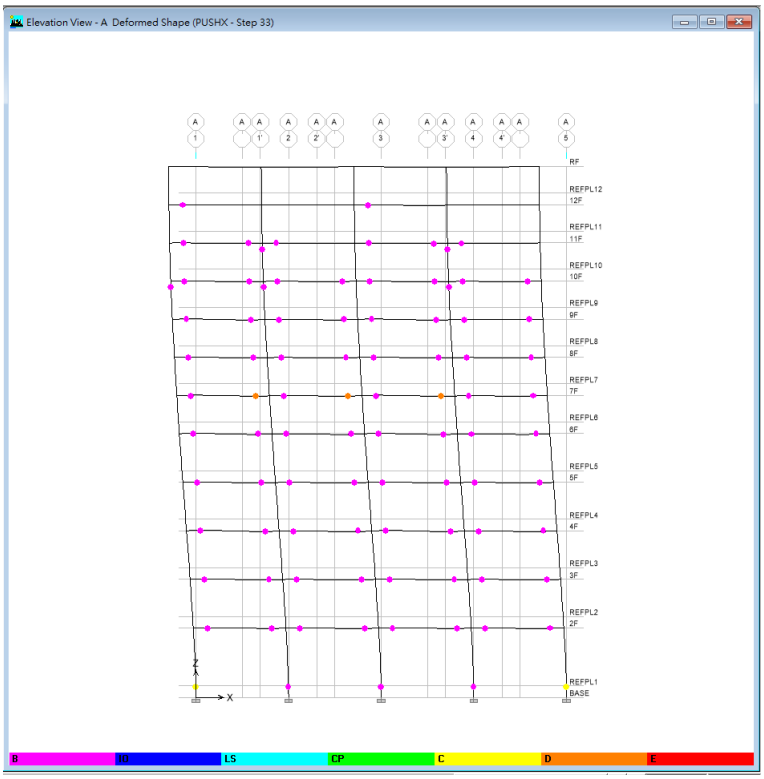


圖 7.57　案例A完整補強後負X向側推分析塑鉸圖(line A)

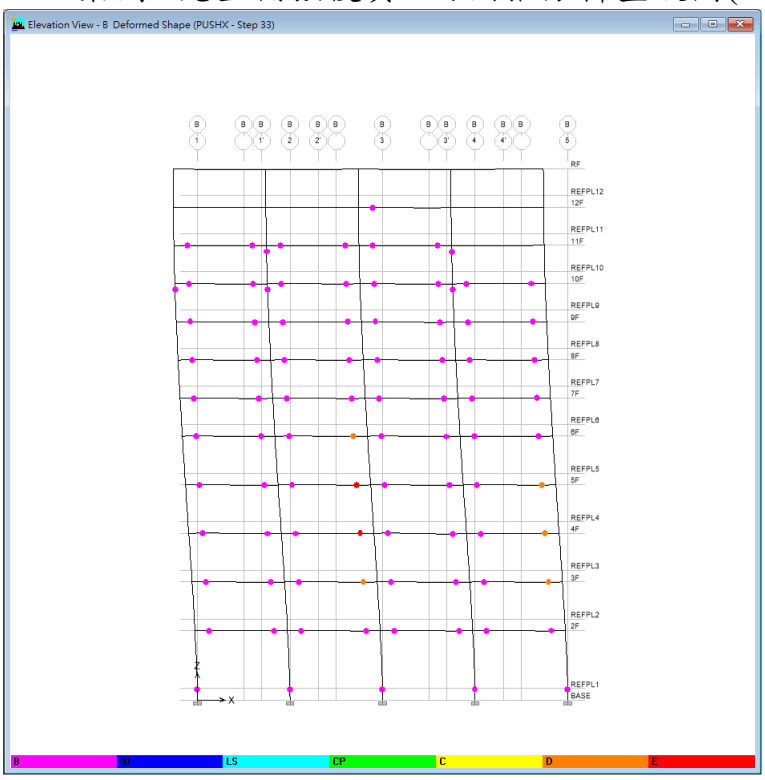


圖 7.58　案例A完整補強後負X向側推分析塑鉸圖(line B)

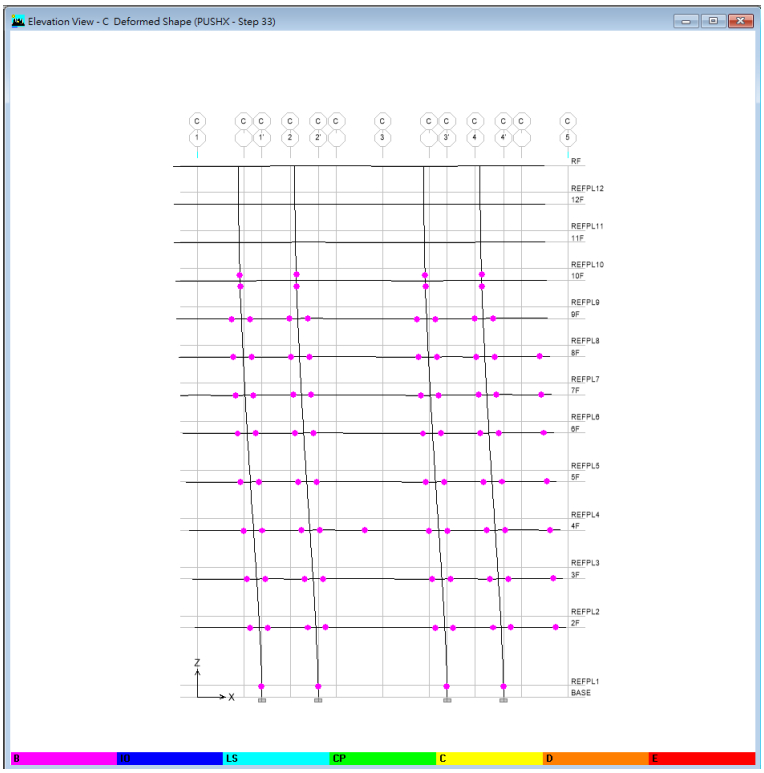


圖 7.59　案例A完整補強後負X向側推分析塑鉸圖(line C)

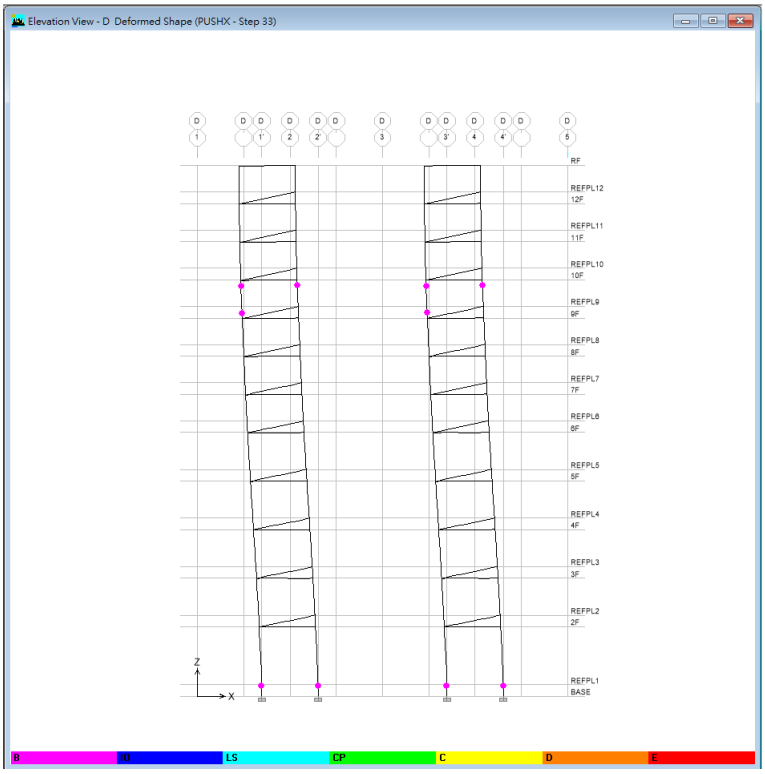


圖 7.60　案例A完整補強後負X向側推分析塑鉸圖(line D)

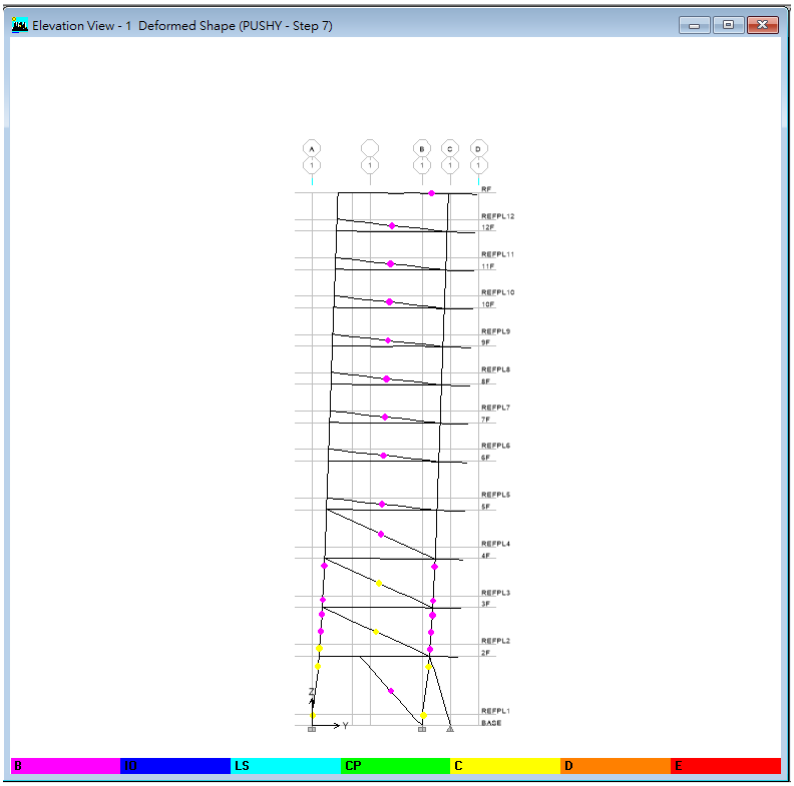


圖 7.61　案例A完整補強後正Y向側推分析塑鉸圖(line 1)

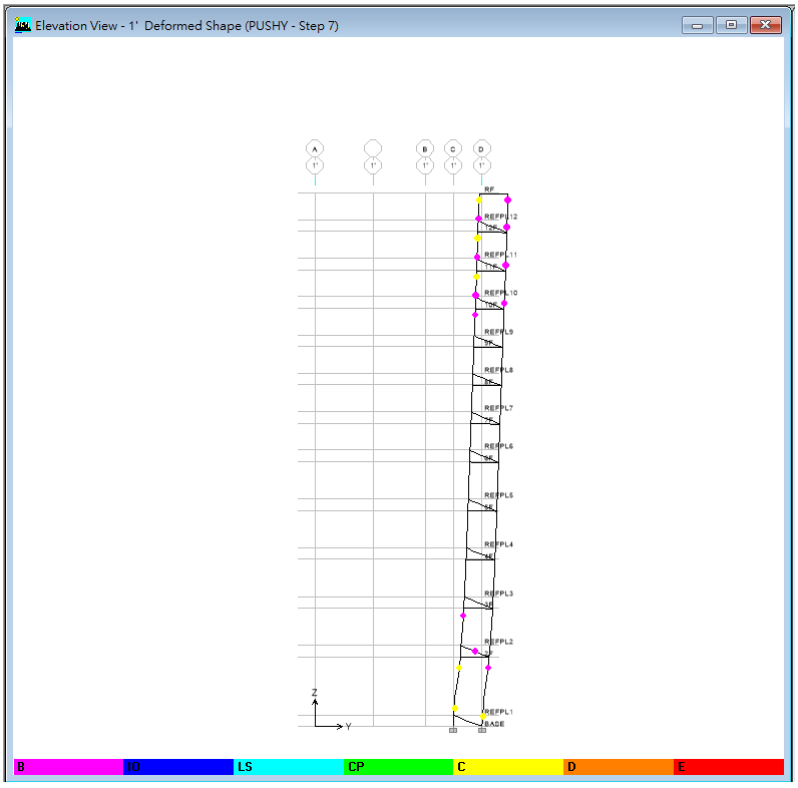


圖 7.62　案例A完整補強後正Y向側推分析塑鉸圖(line 1')

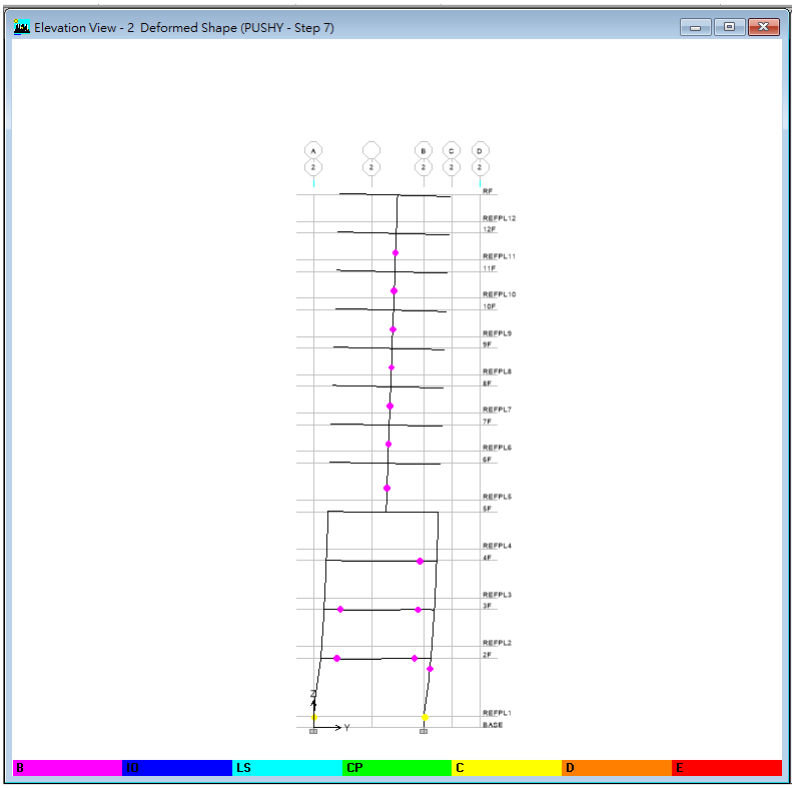


圖 7.63　案例A完整補強後正Y向側推分析塑鉸圖(line 2)

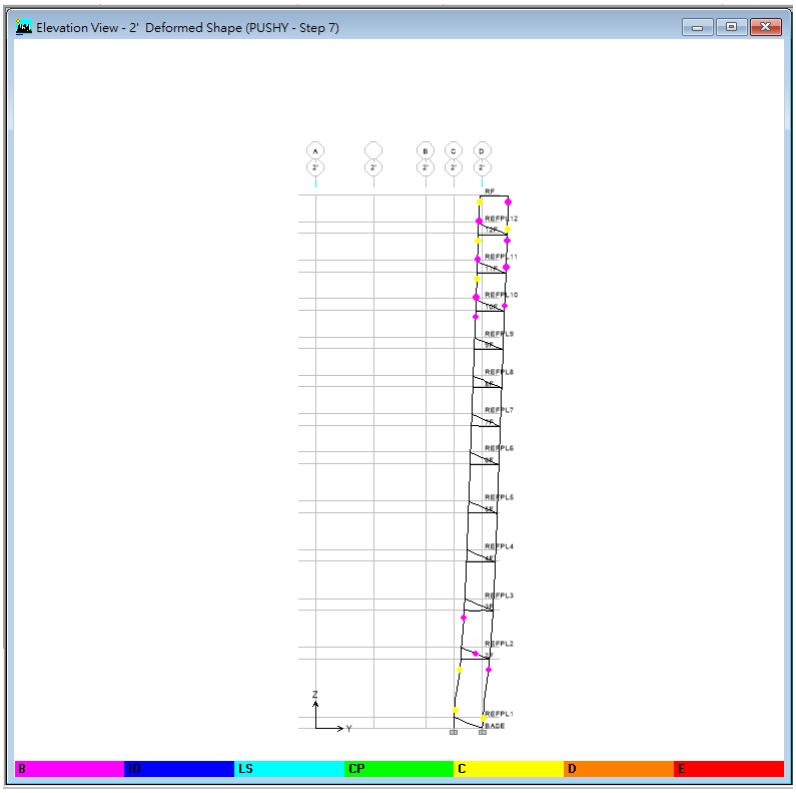


圖 7.64　案例A完整補強後正Y向側推分析塑鉸圖(line 2')

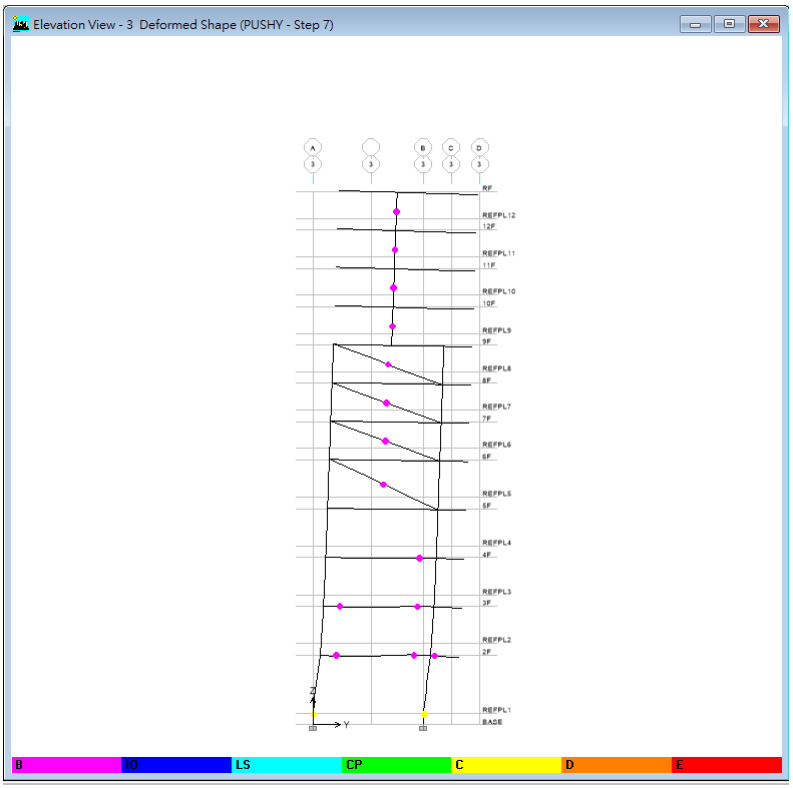


圖 7.65　案例A完整補強後正Y向側推分析塑鉸圖(line 3)

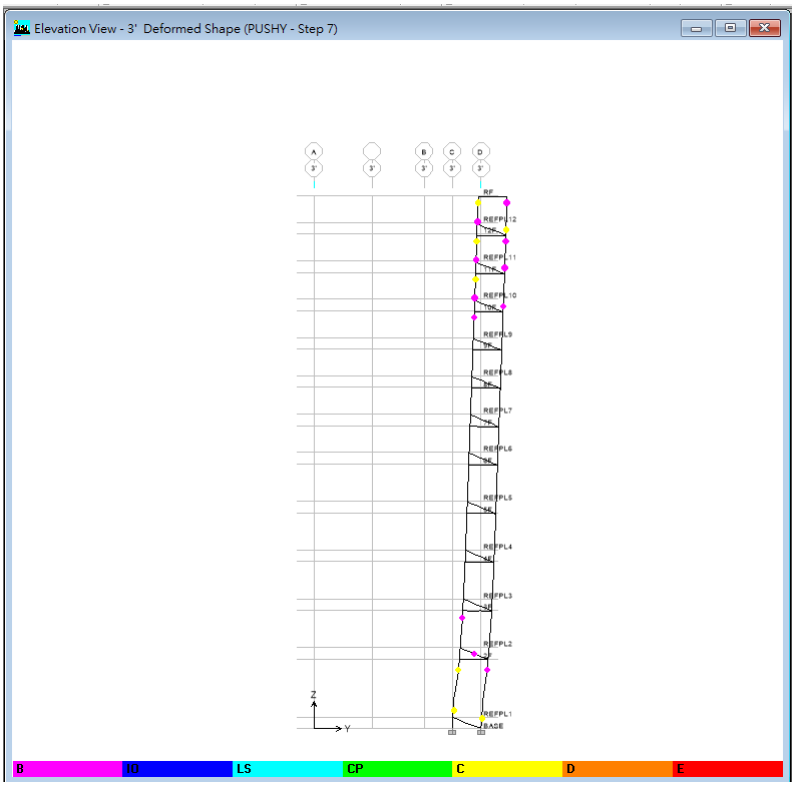


圖 7.66　案例A完整補強後正Y向側推分析塑鉸圖(line 3')

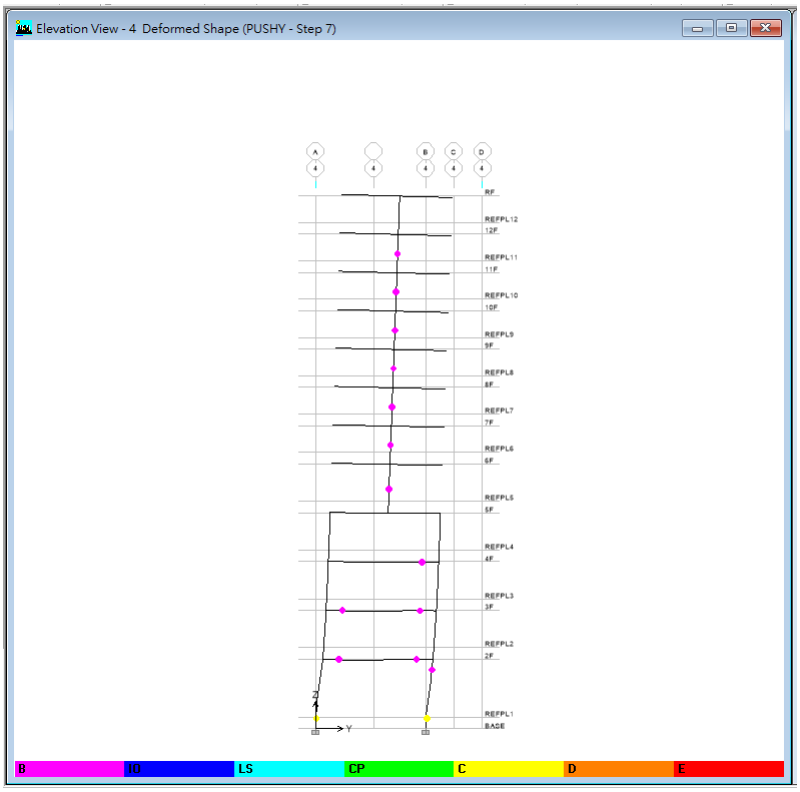


圖 7.67　案例A完整補強後正Y向側推分析塑鉸圖(line 4)

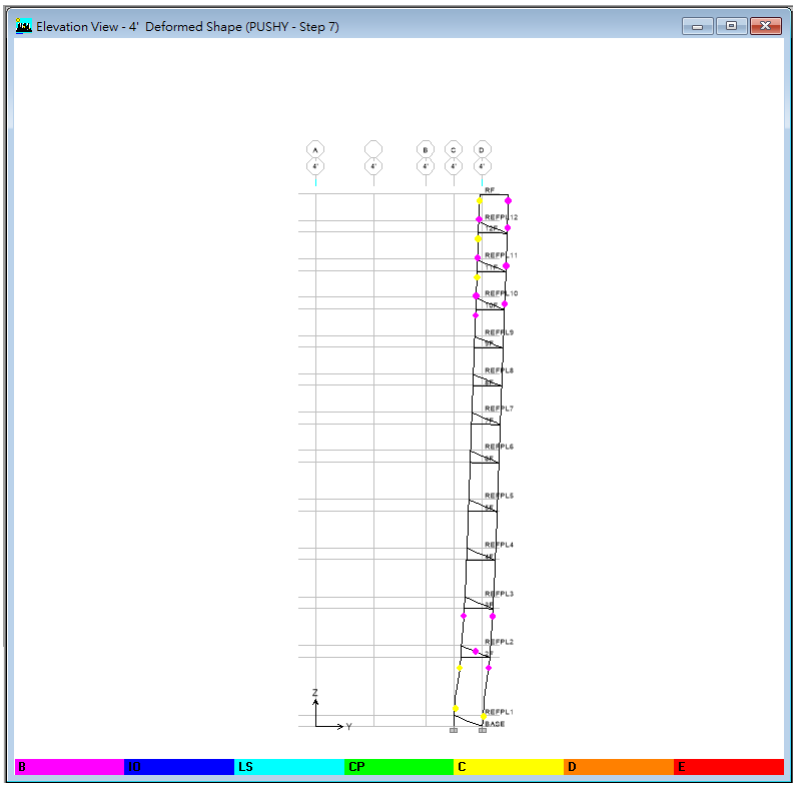


圖 7.68　案例A完整補強後正Y向側推分析塑鉸圖(line 4')

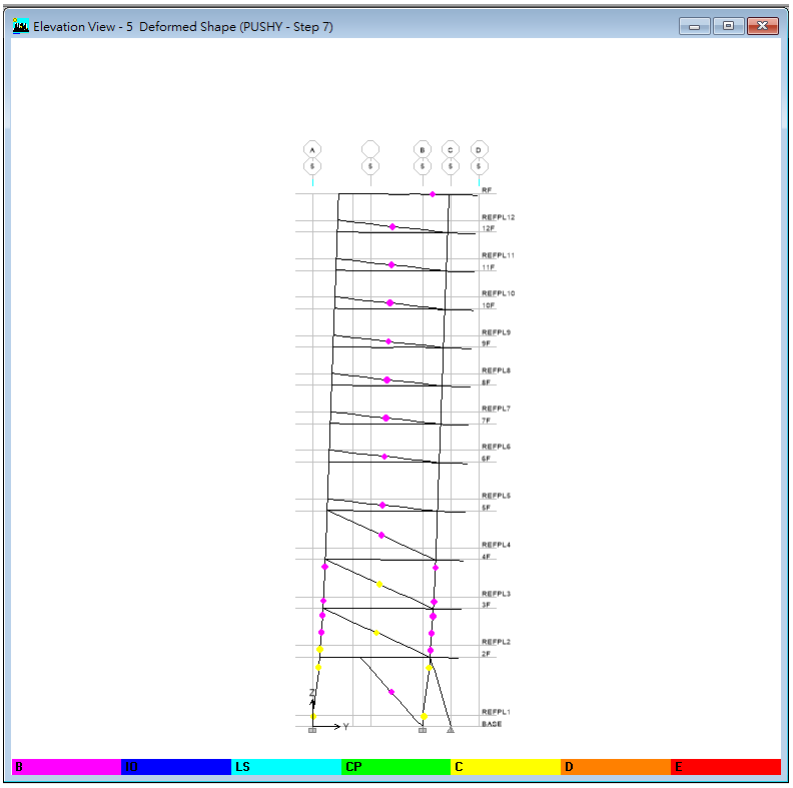


圖 7.69　案例A完整補強後正Y向側推分析塑鉸圖(line 5)

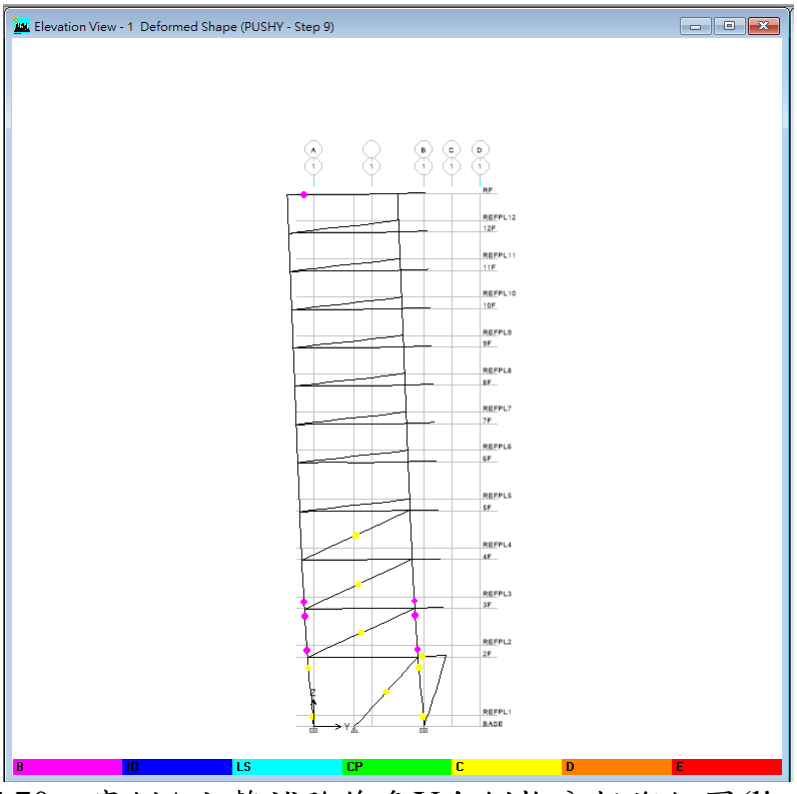


圖 7.70　案例A完整補強後負Y向側推分析塑鉸圖(line 1)

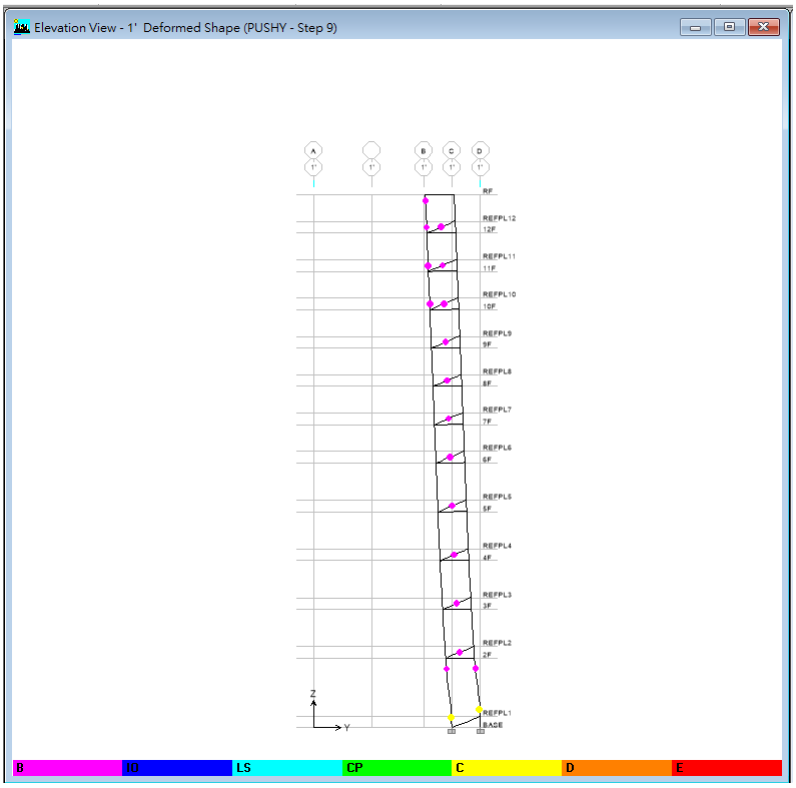


圖 7.71　案例A完整補強後負Y向側推分析塑鉸圖(line 1')

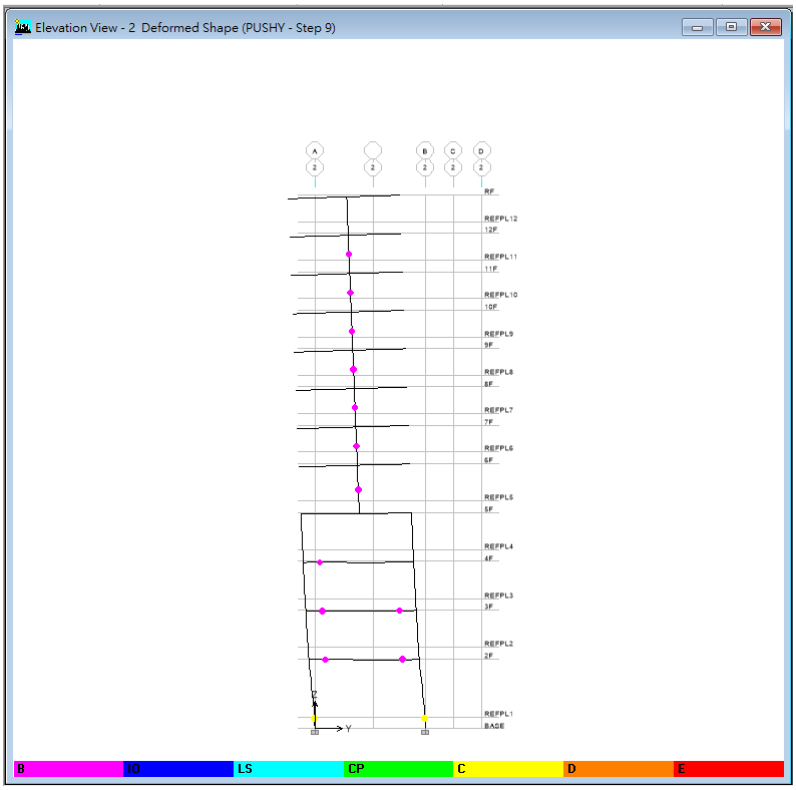


圖 7.72　案例A完整補強後負Y向側推分析塑鉸圖(line 2)

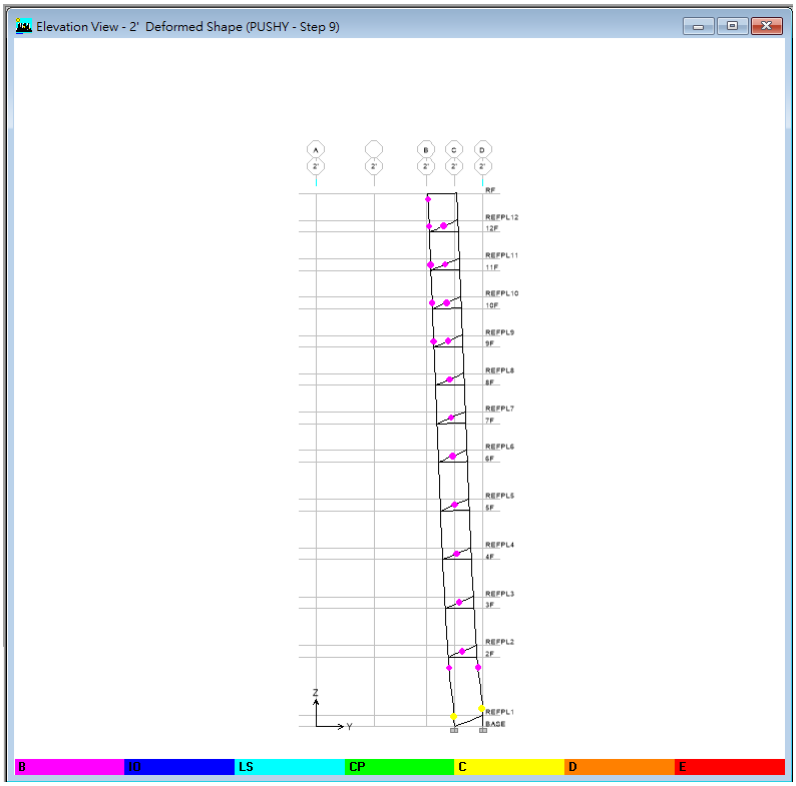


圖 7.73　案例A完整補強後負Y向側推分析塑鉸圖(line 2')

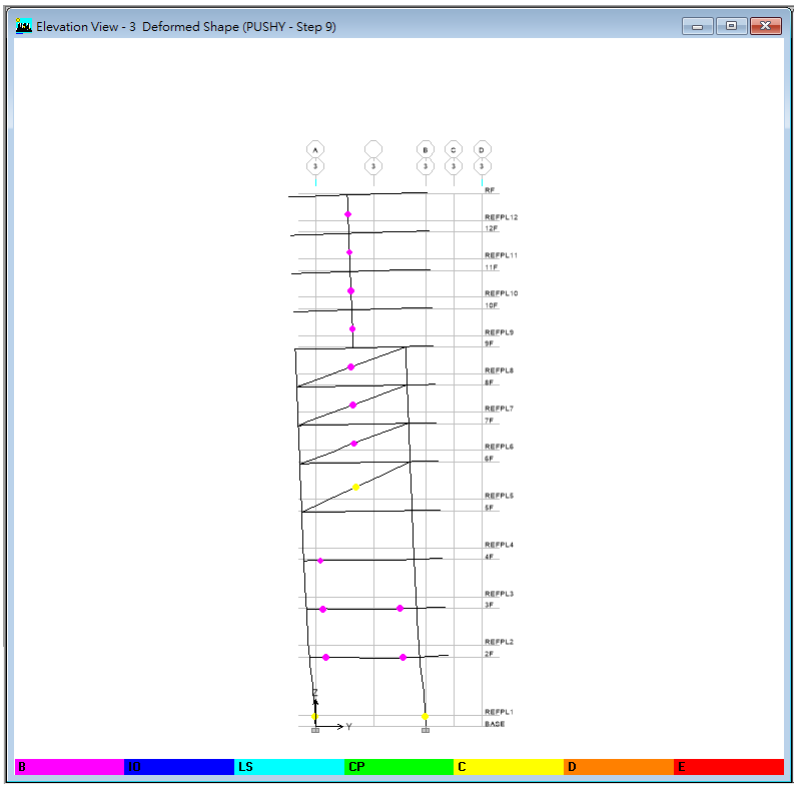


圖 7.74　案例A完整補強後負Y向側推分析塑鉸圖(line 3)

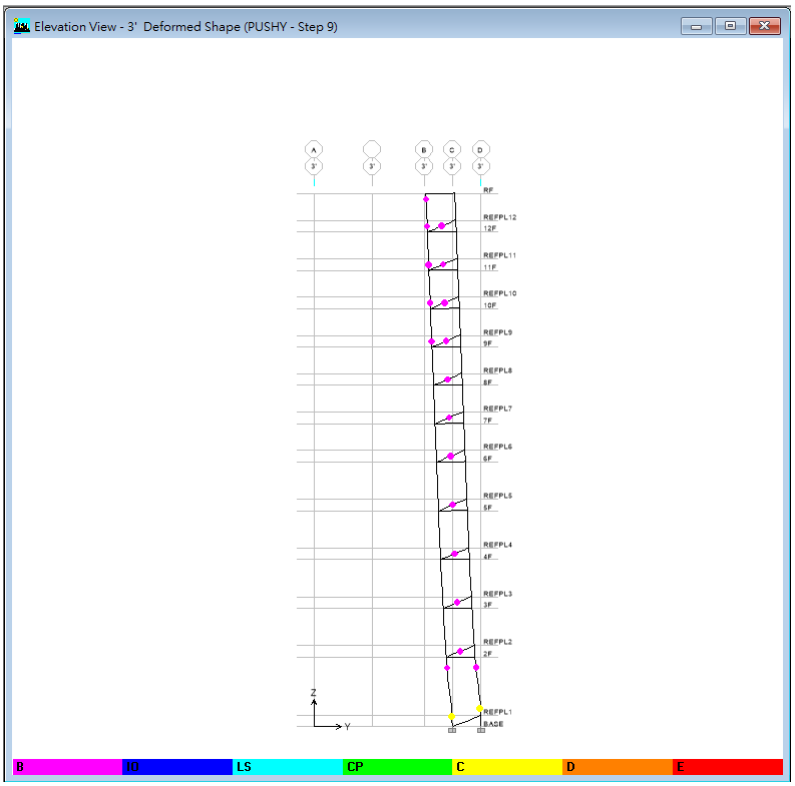


圖 7.75　案例A完整補強後負Y向側推分析塑鉸圖(line 3')

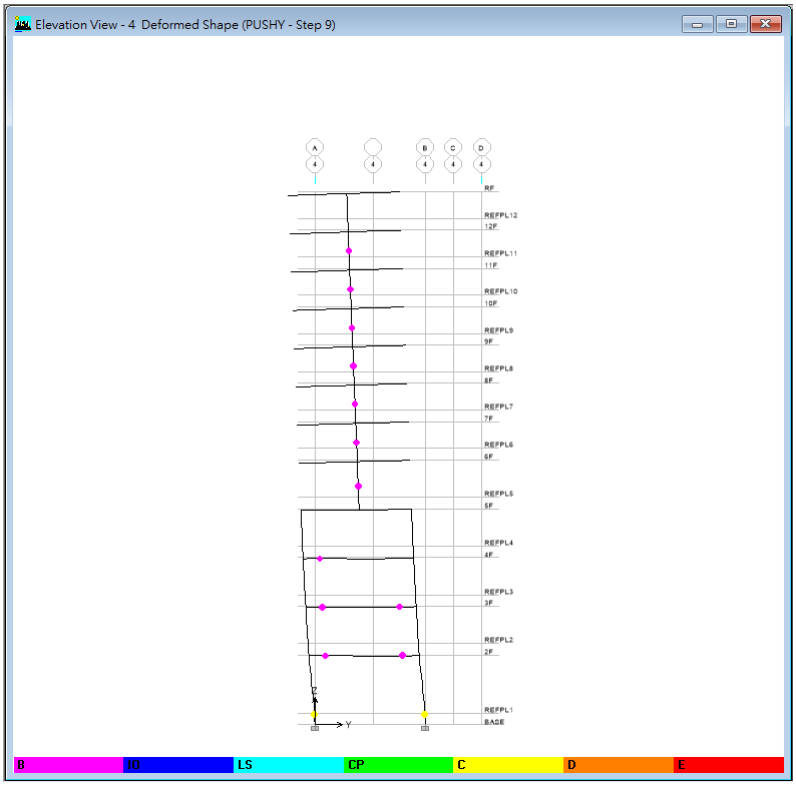


圖 7.76　案例A完整補強後負Y向側推分析塑鉸圖(line 4)

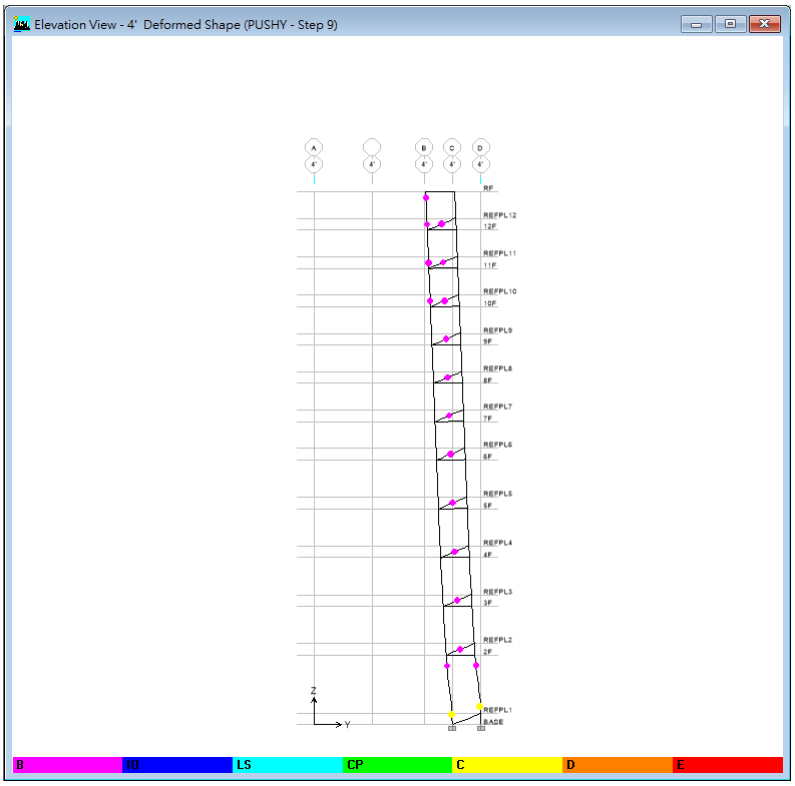


圖 7.77　案例A完整補強後負Y向側推分析塑鉸圖(line 4')

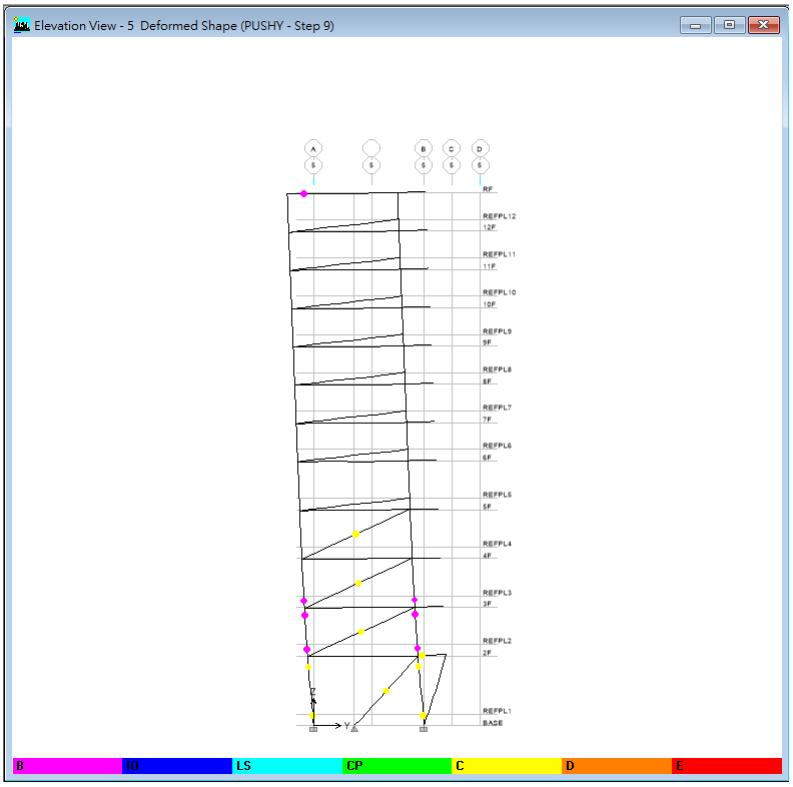


圖 7.78　案例A完整補強後負Y向側推分析塑鉸圖(line 5)

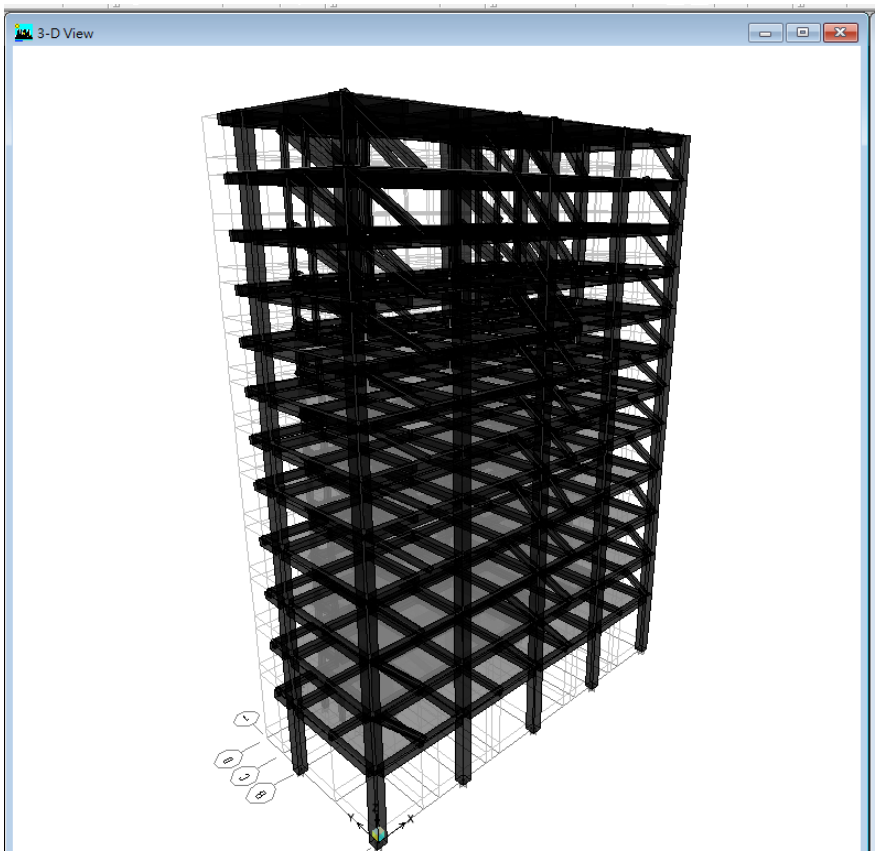


圖 7.79　案例A模型分析法 3D圖

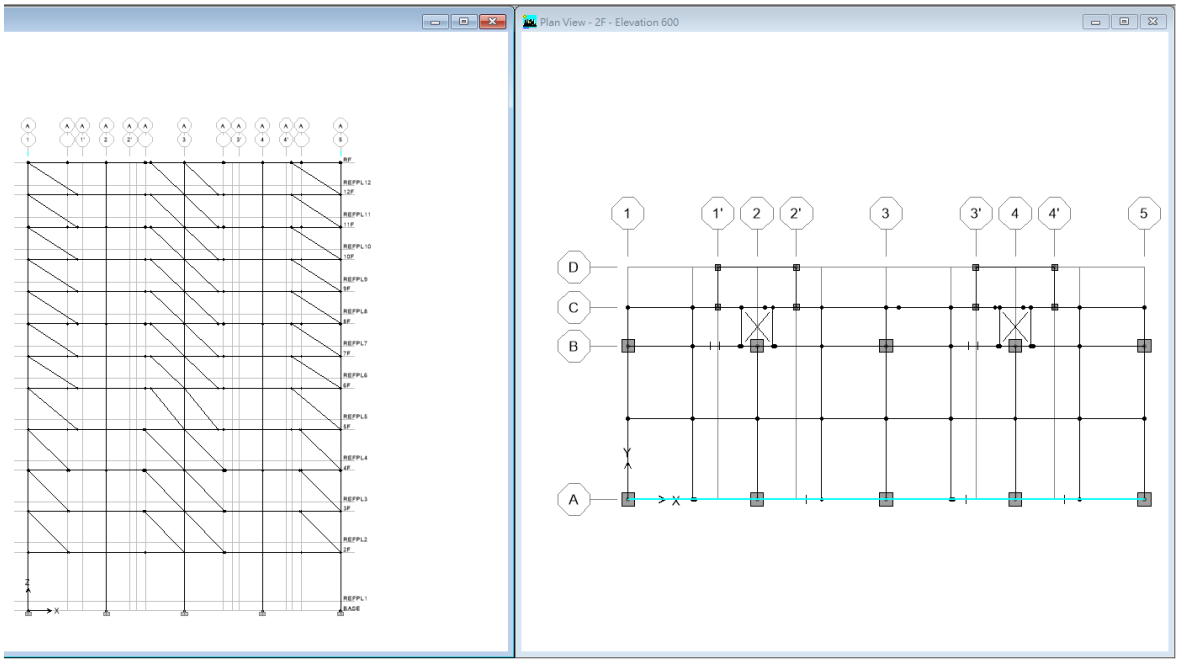


圖 7.80　案例A模型分析法-正X向階段性補強模型斷面圖(line A)

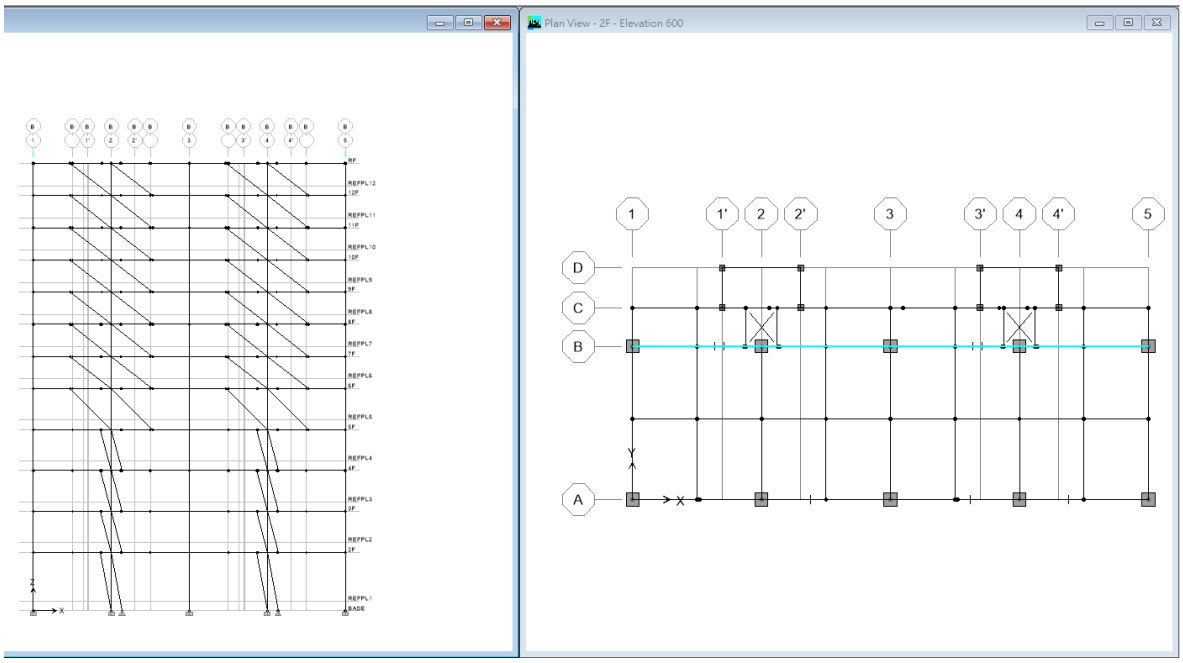


圖 7.81　案例A模型分析法-正X向階段性補強模型斷面圖(line B)

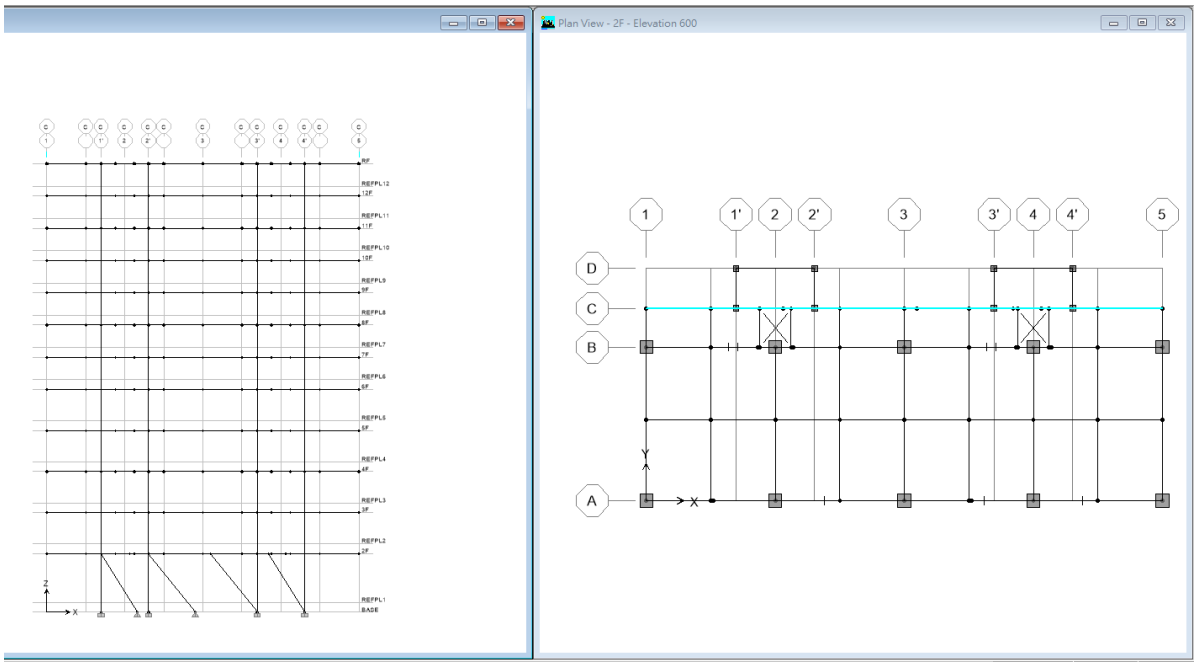


圖 7.82　案例A模型分析法-正X向階段性補強模型斷面圖(line C)

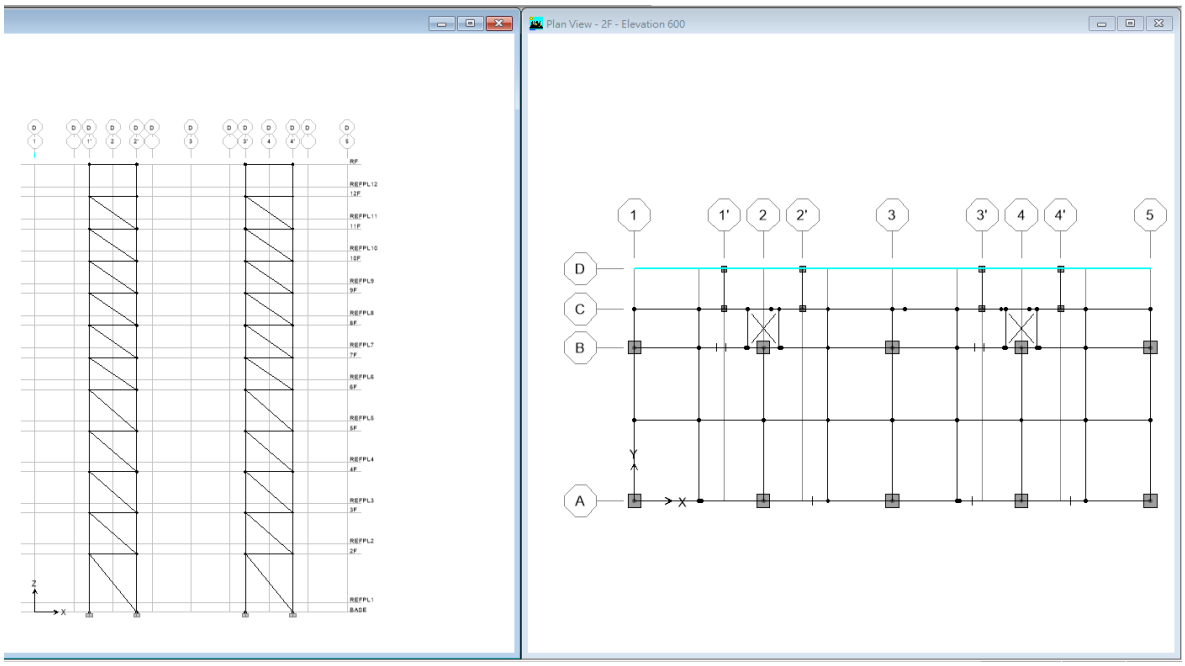


圖 7.83　案例A模型分析法-正X向階段性補強模型斷面圖(line D)

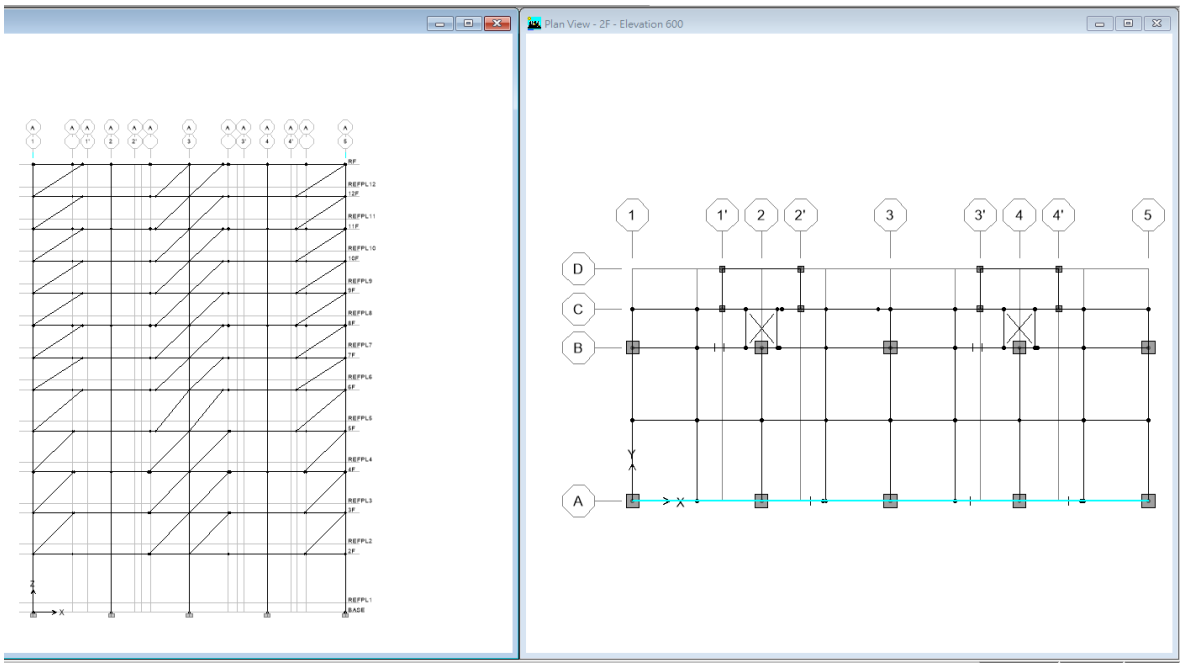


圖 7.84　案例A模型分析法-負X向階段性補強模型斷面圖(line A)

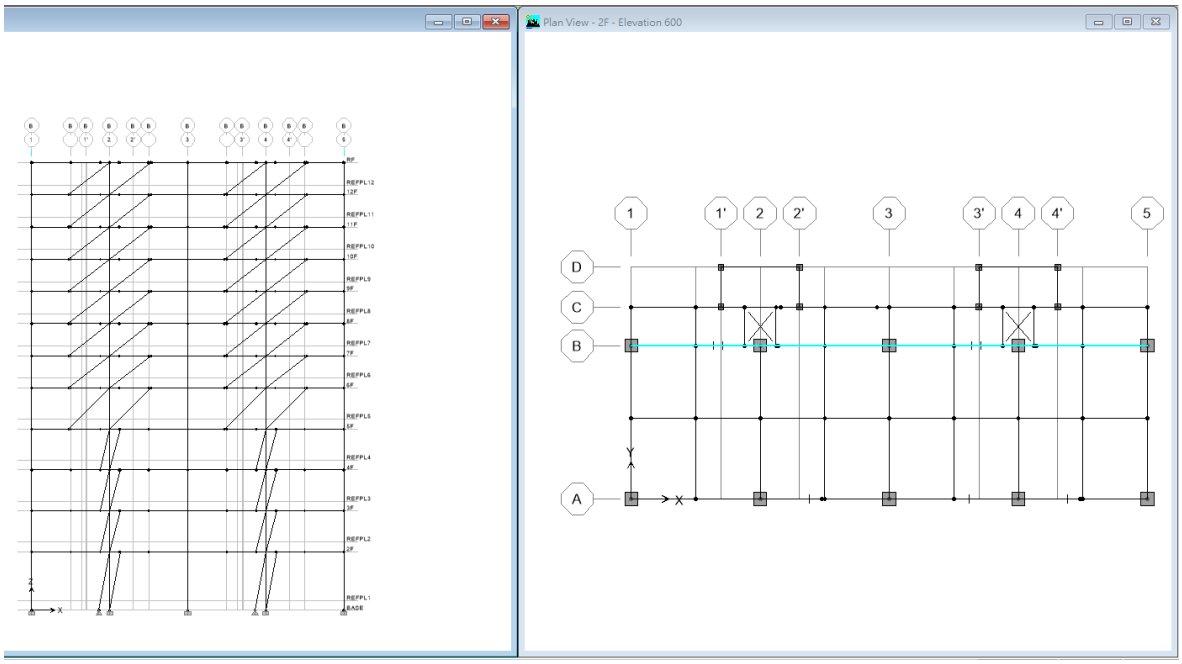


圖 7.85　案例A模型分析法-負X向階段性補強模型斷面圖(line B)

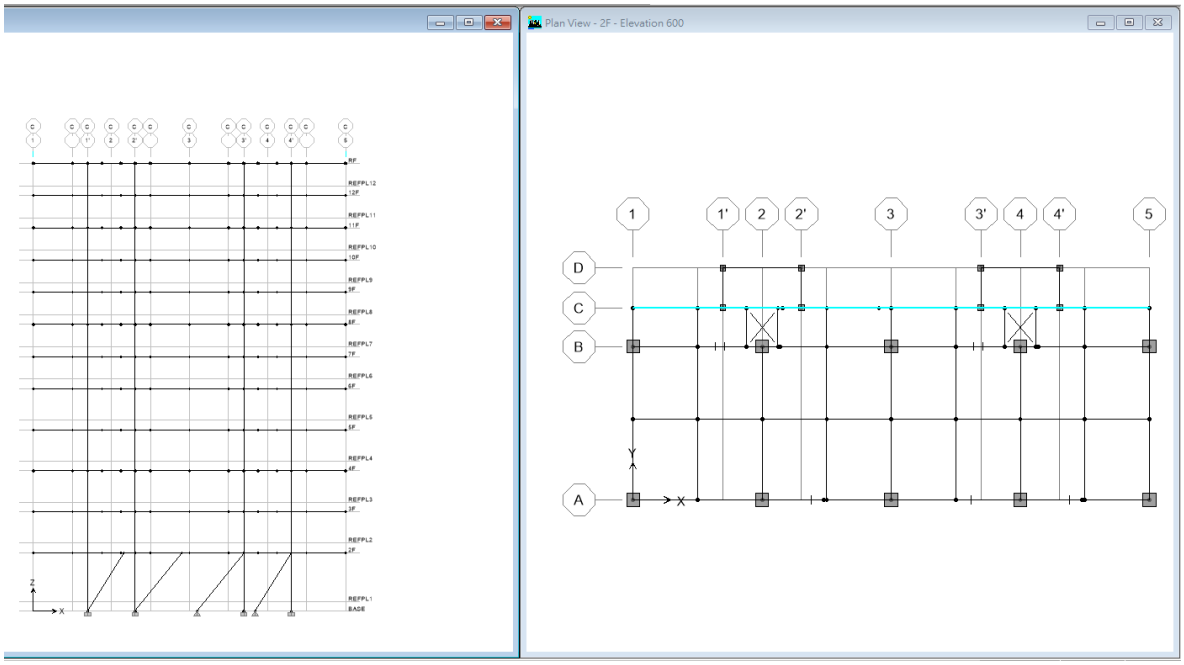


圖 7.86　案例A模型分析法-負X向階段性補強模型斷面圖(line C)

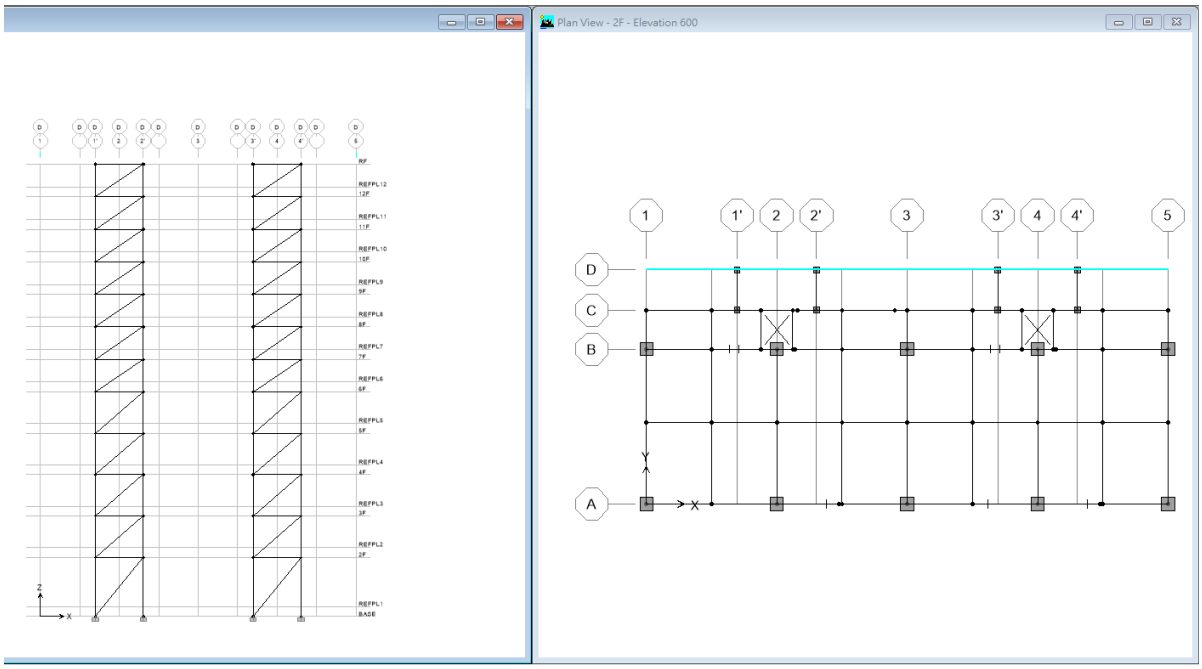


圖 7.87　案例A模型分析法-負X向階段性補強模型斷面圖(line D)

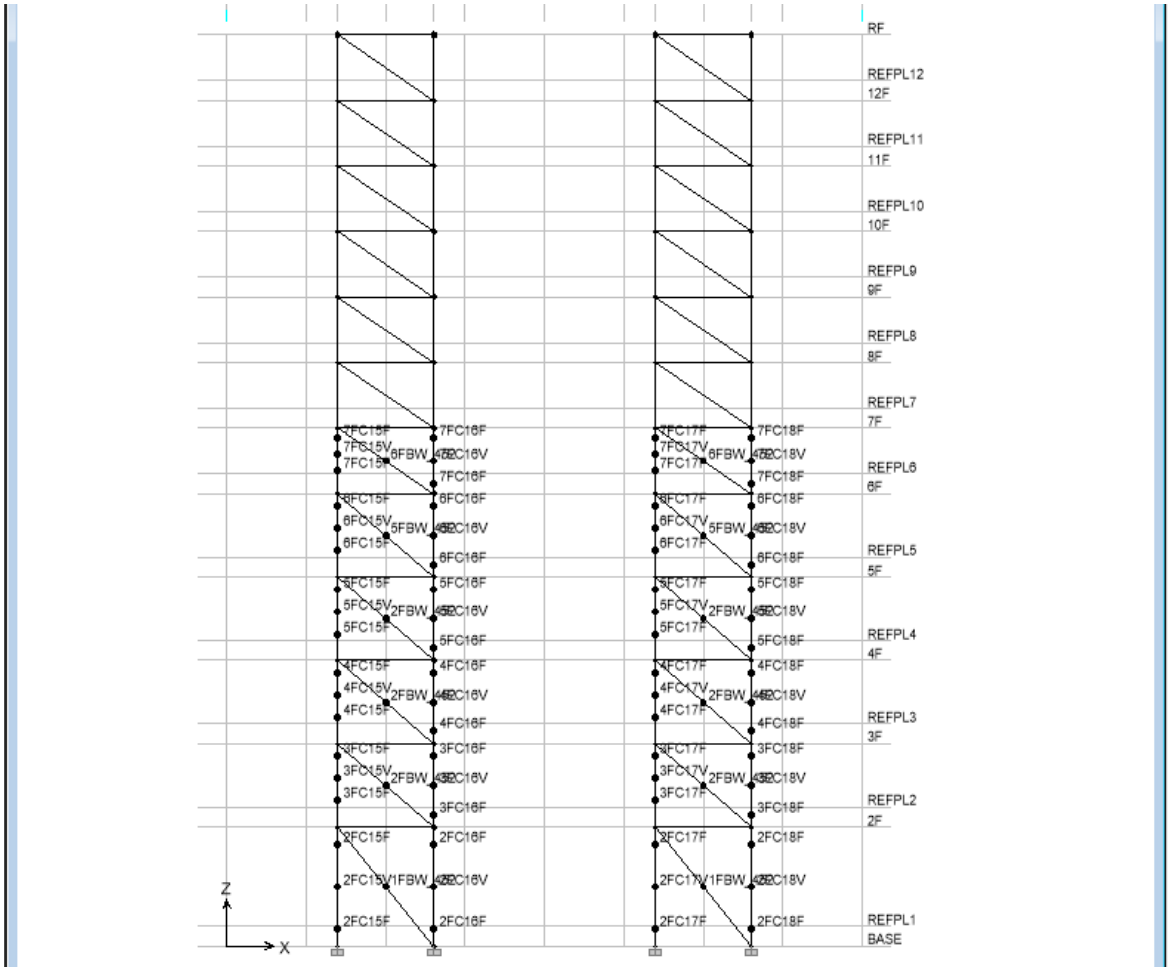


圖 7.88　案例A模型分析法-設定標準層(含)以下各層非線性鉸

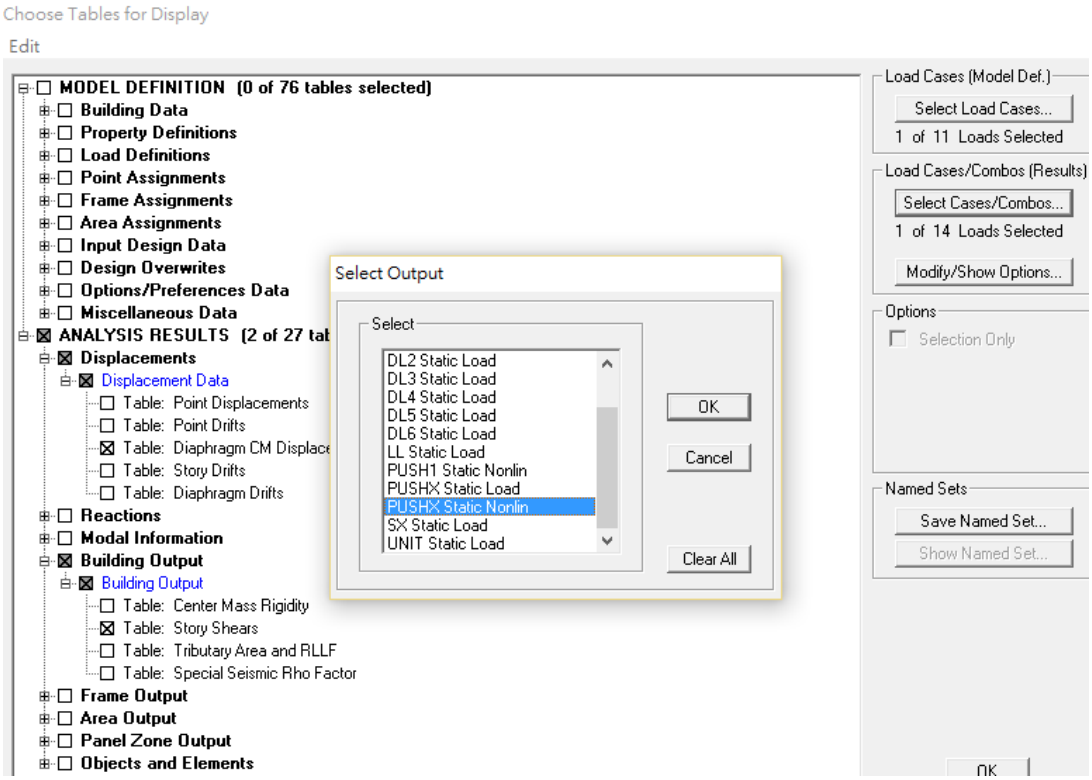
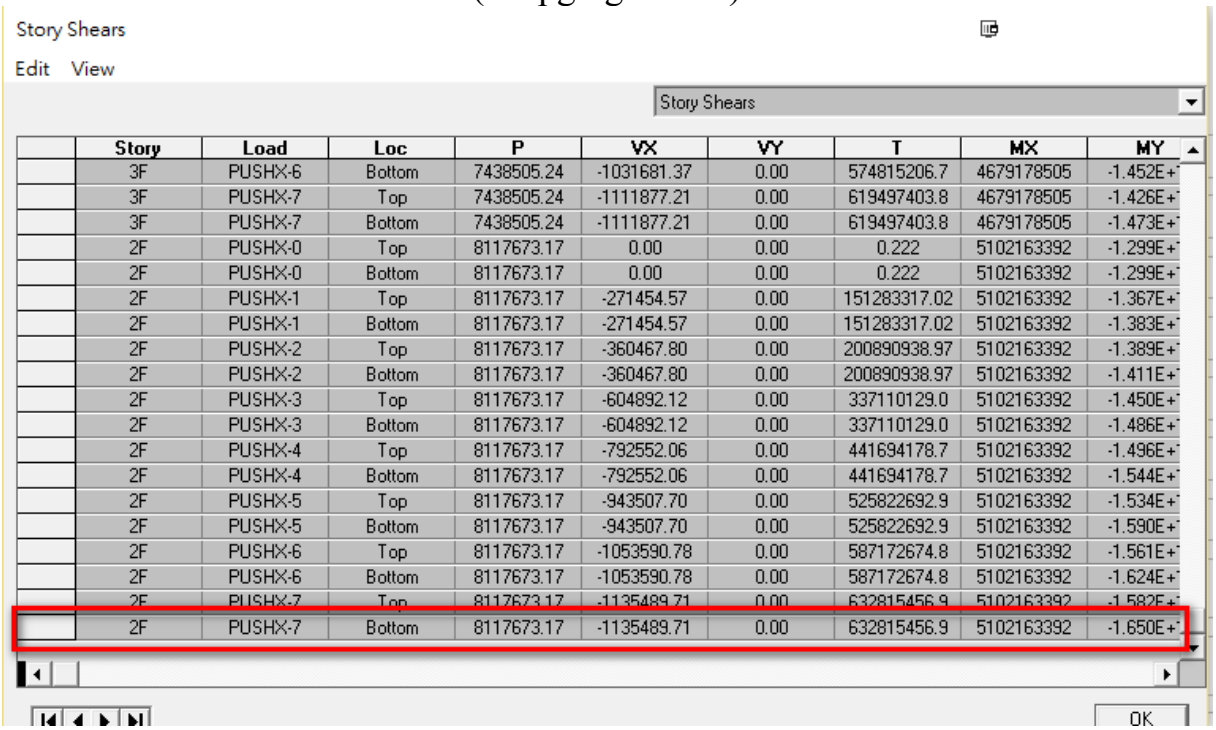
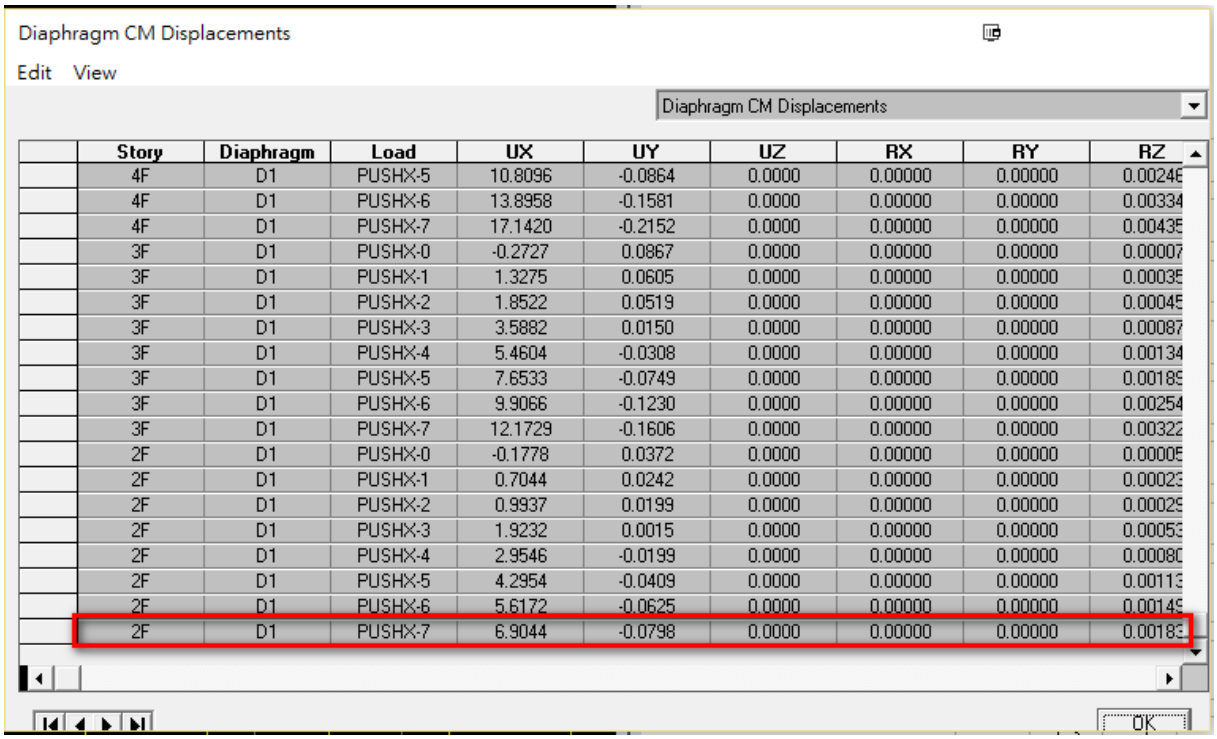


圖 7.89　案例A模型分析法-匯出樓層極限層剪力(Story shear)與位移(Diapgragm CM)



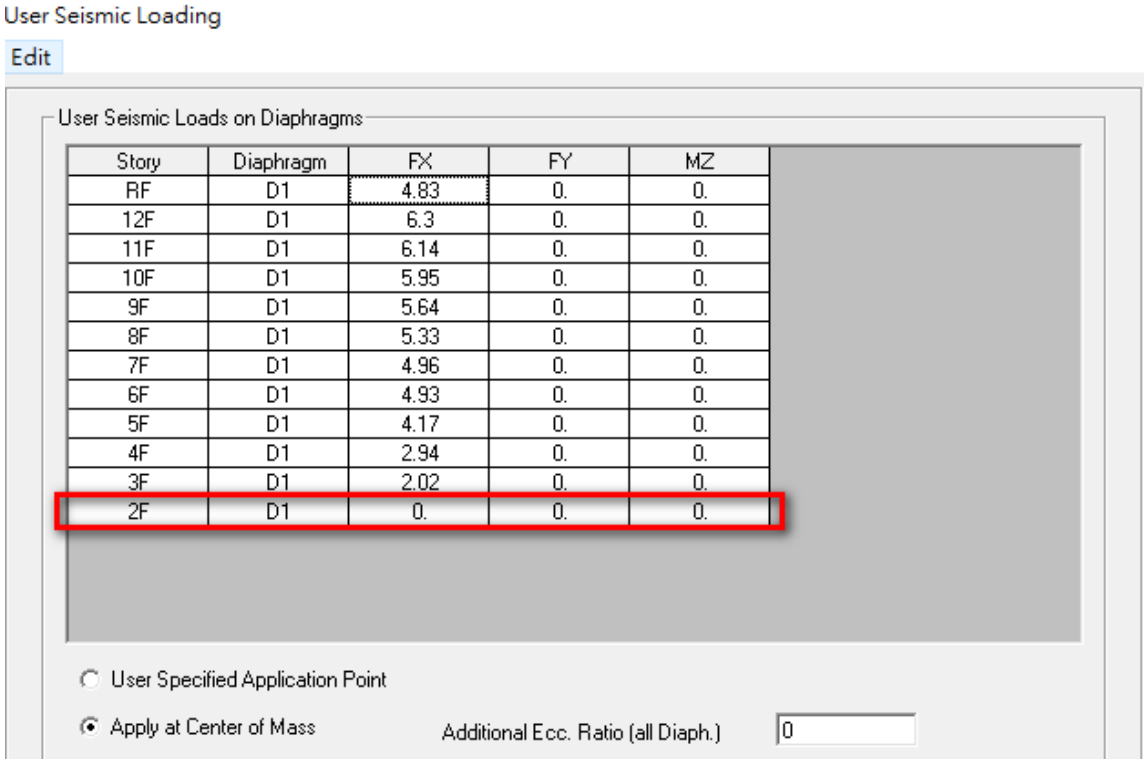
Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
3F	PUSHX-6	Bottom	7438505.24	-1031681.37	0.00	574815206.7	4679178505	-1.452E+
3F	PUSHX-7	Top	7438505.24	-1111877.21	0.00	619497403.8	4679178505	-1.426E+
3F	PUSHX-7	Bottom	7438505.24	-1111877.21	0.00	619497403.8	4679178505	-1.473E+
2F	PUSHX-0	Top	8117673.17	0.00	0.00	0.222	5102163392	-1.299E+
2F	PUSHX-0	Bottom	8117673.17	0.00	0.00	0.222	5102163392	-1.299E+
2F	PUSHX-1	Top	8117673.17	-271454.57	0.00	151283317.02	5102163392	-1.367E+
2F	PUSHX-1	Bottom	8117673.17	-271454.57	0.00	151283317.02	5102163392	-1.383E+
2F	PUSHX-2	Top	8117673.17	-360467.80	0.00	200890938.97	5102163392	-1.389E+
2F	PUSHX-2	Bottom	8117673.17	-360467.80	0.00	200890938.97	5102163392	-1.411E+
2F	PUSHX-3	Top	8117673.17	-604892.12	0.00	337110129.0	5102163392	-1.450E+
2F	PUSHX-3	Bottom	8117673.17	-604892.12	0.00	337110129.0	5102163392	-1.486E+
2F	PUSHX-4	Top	8117673.17	-792552.06	0.00	441694178.7	5102163392	-1.496E+
2F	PUSHX-4	Bottom	8117673.17	-792552.06	0.00	441694178.7	5102163392	-1.544E+
2F	PUSHX-5	Top	8117673.17	-943507.70	0.00	525822692.9	5102163392	-1.534E+
2F	PUSHX-5	Bottom	8117673.17	-943507.70	0.00	525822692.9	5102163392	-1.590E+
2F	PUSHX-6	Top	8117673.17	-1053590.78	0.00	587172674.8	5102163392	-1.561E+
2F	PUSHX-6	Bottom	8117673.17	-1053590.78	0.00	587172674.8	5102163392	-1.624E+
2F	PUSHX-7	Top	8117673.17	-1135489.71	0.00	632815456.9	5102163392	-1.582E+
2F	PUSHX-7	Bottom	8117673.17	-1135489.71	0.00	632815456.9	5102163392	-1.650E+

圖 7.90　案例A模型分析法-匯出最大極限層剪力(選取力量最大之步數)



Story	Diaphragm	Load	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
4F	D1	PUSHX-5	10.8096	-0.0864	0.0000	0.00000	0.00000	0.00246
4F	D1	PUSHX-6	13.8958	-0.1581	0.0000	0.00000	0.00000	0.00334
4F	D1	PUSHX-7	17.1420	-0.2152	0.0000	0.00000	0.00000	0.00435
3F	D1	PUSHX-0	-0.2727	0.0867	0.0000	0.00000	0.00000	0.00007
3F	D1	PUSHX-1	1.3275	0.0605	0.0000	0.00000	0.00000	0.00035
3F	D1	PUSHX-2	1.8522	0.0519	0.0000	0.00000	0.00000	0.00045
3F	D1	PUSHX-3	3.5882	0.0150	0.0000	0.00000	0.00000	0.00087
3F	D1	PUSHX-4	5.4604	-0.0308	0.0000	0.00000	0.00000	0.00134
3F	D1	PUSHX-5	7.6533	-0.0749	0.0000	0.00000	0.00000	0.00185
3F	D1	PUSHX-6	9.9066	-0.1230	0.0000	0.00000	0.00000	0.00254
3F	D1	PUSHX-7	12.1729	-0.1606	0.0000	0.00000	0.00000	0.00322
2F	D1	PUSHX-0	-0.1778	0.0372	0.0000	0.00000	0.00000	0.00005
2F	D1	PUSHX-1	0.7044	0.0242	0.0000	0.00000	0.00000	0.00023
2F	D1	PUSHX-2	0.9937	0.0199	0.0000	0.00000	0.00000	0.00029
2F	D1	PUSHX-3	1.9232	0.0015	0.0000	0.00000	0.00000	0.00053
2F	D1	PUSHX-4	2.9546	-0.0199	0.0000	0.00000	0.00000	0.00080
2F	D1	PUSHX-5	4.2954	-0.0409	0.0000	0.00000	0.00000	0.00113
2F	D1	PUSHX-6	5.6172	-0.0625	0.0000	0.00000	0.00000	0.00149
2F	D1	PUSHX-7	6.9044	-0.0798	0.0000	0.00000	0.00000	0.00183

圖 7.91　案例A模型分析法-樓層絕對位移量表格輸出
(選取力量最大之步數)



Story	Diaphragm	FX	FY	MZ
RF	D1	4.83	0.	0.
12F	D1	6.3	0.	0.
11F	D1	6.14	0.	0.
10F	D1	5.95	0.	0.
9F	D1	5.64	0.	0.
8F	D1	5.33	0.	0.
7F	D1	4.96	0.	0.
6F	D1	4.93	0.	0.
5F	D1	4.17	0.	0.
4F	D1	2.94	0.	0.
3F	D1	2.02	0.	0.
2F	D1	0.	0.	0.

圖 7.92　案例A模型分析法-依序設定分析樓層下各層模態大小為 0
(分析樓層 2F為例)

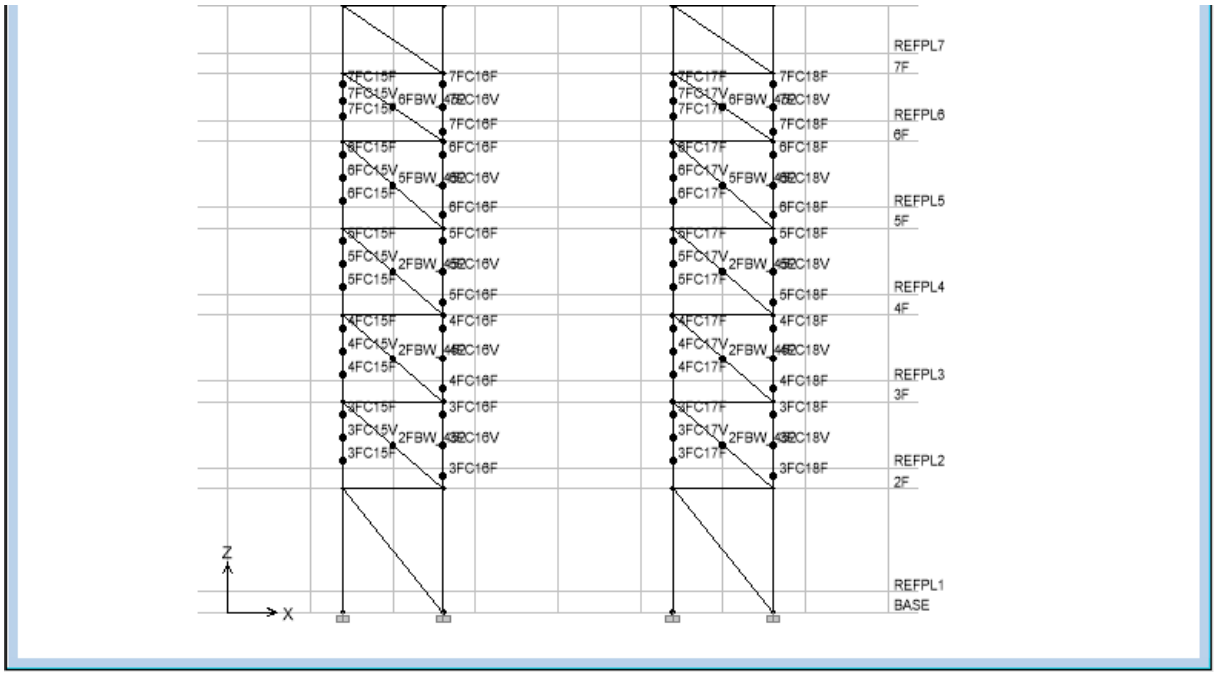


圖 7.93　案例A模型分析法-移除分析樓層下各層樓之非線性鉸
(樓層 2F為例)

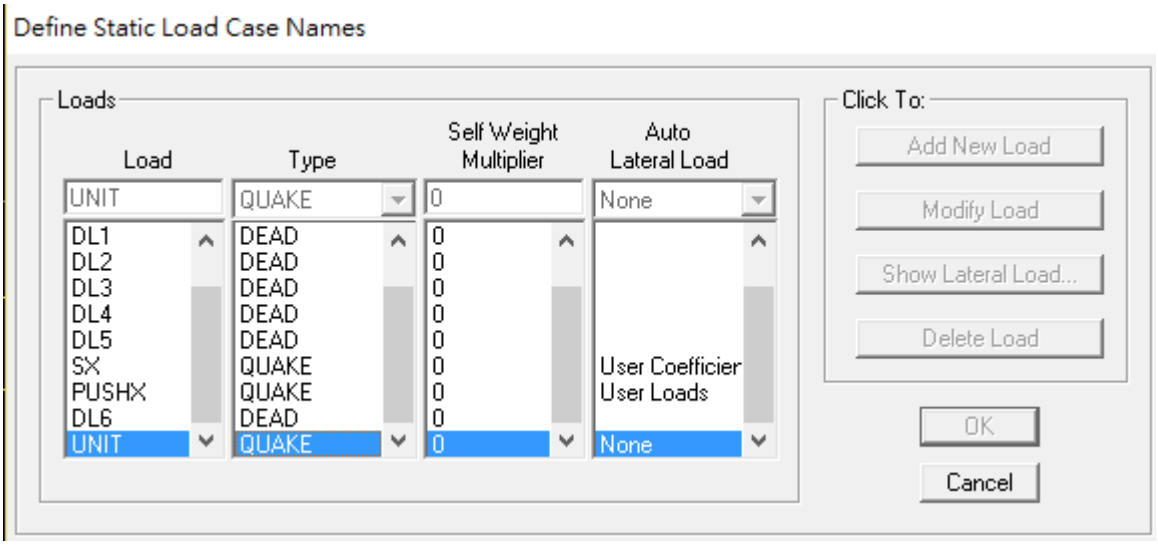


圖 7.94　案例A模型分析法-建立Load Case(Unit-quake-none)

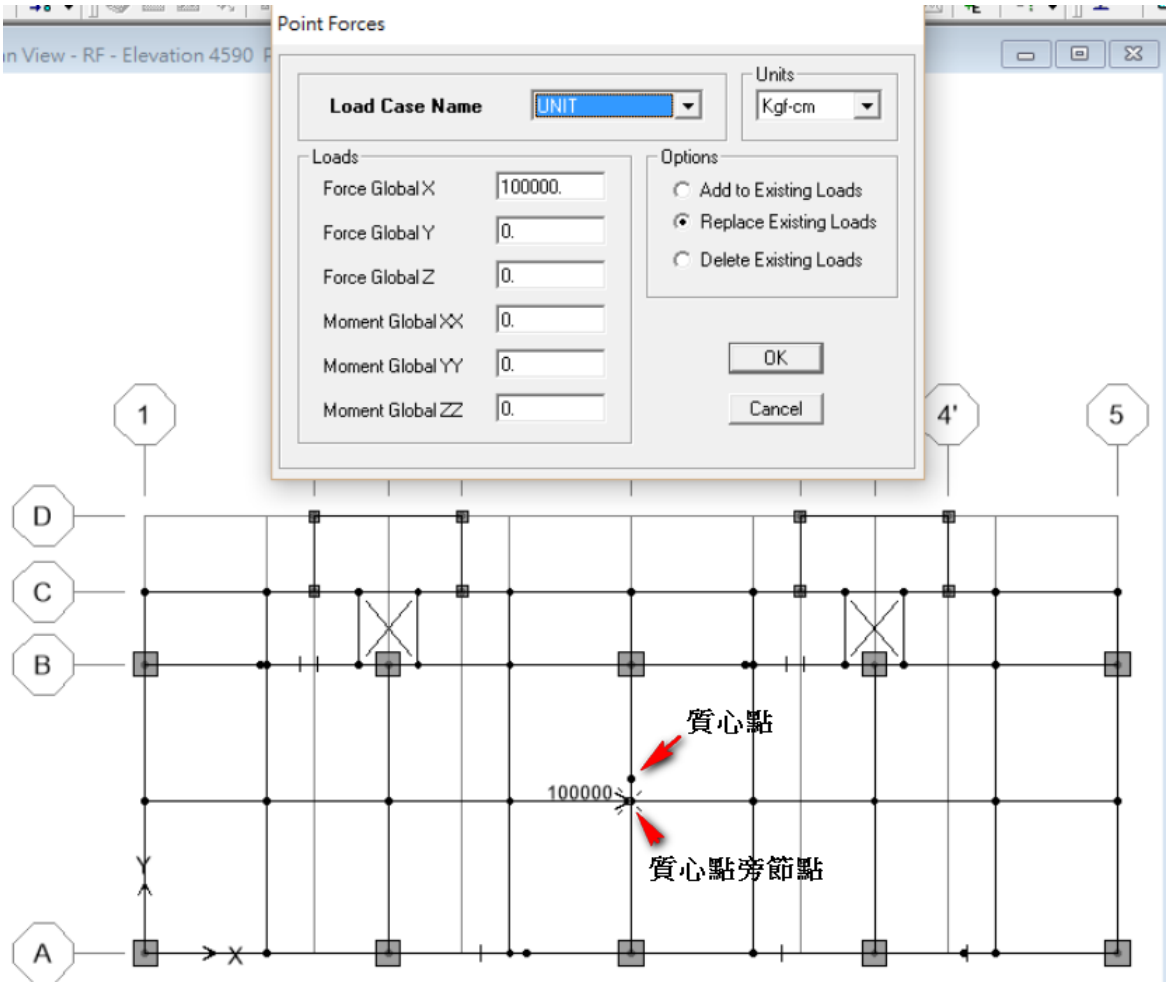


圖 7.95　案例A模型分析法-設定 1000tf正X向單位力在質心附近節點

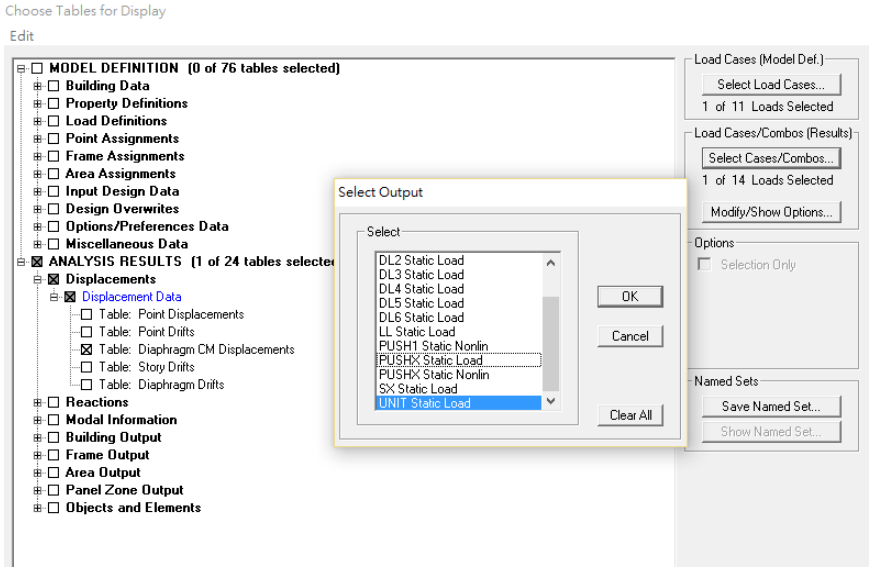


圖 7.96　案例A模型分析法-輸出單位力的側向位移數據

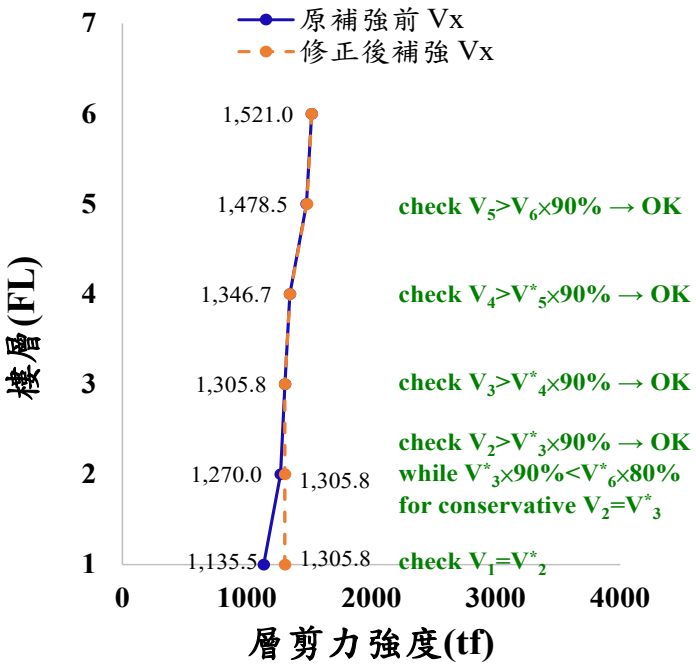


圖 7.97　案例A模型分析法-補強後X向各樓層層剪力強度

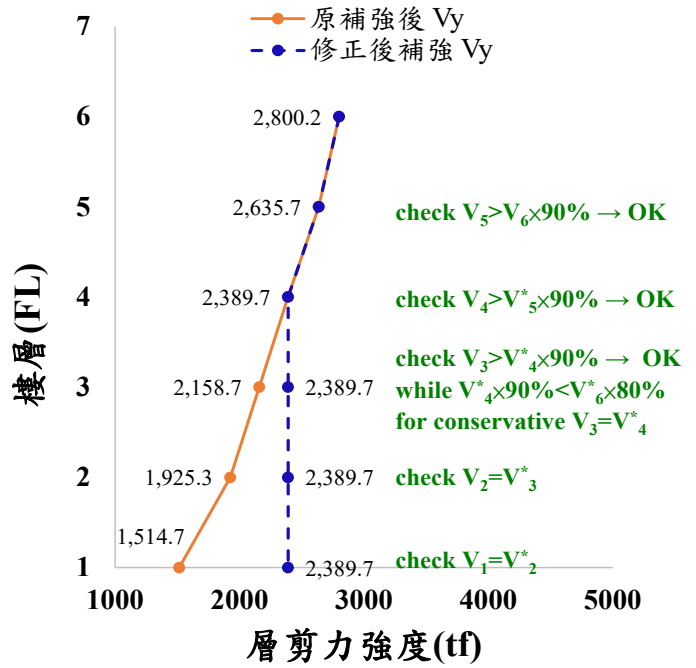


圖 7.98　案例A模型分析法-補強後Y向各樓層層剪力強度

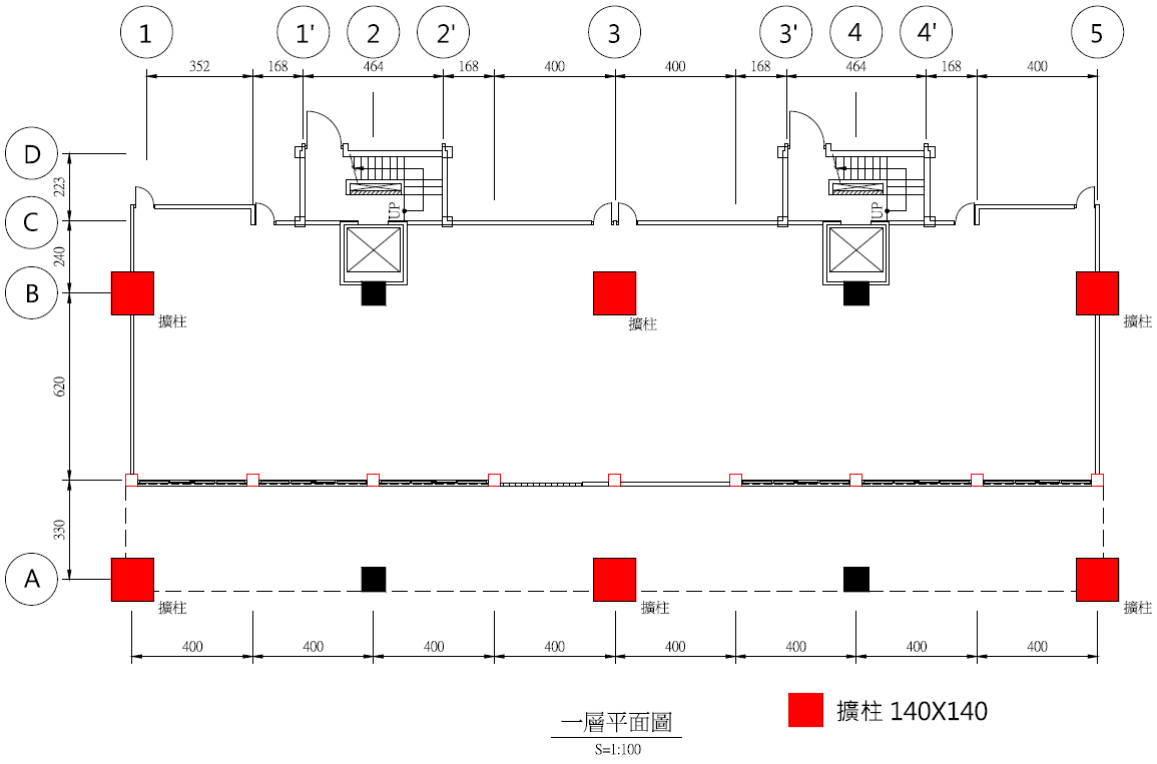


圖 7.99　案例A模型分析法-補強平面圖(1F)

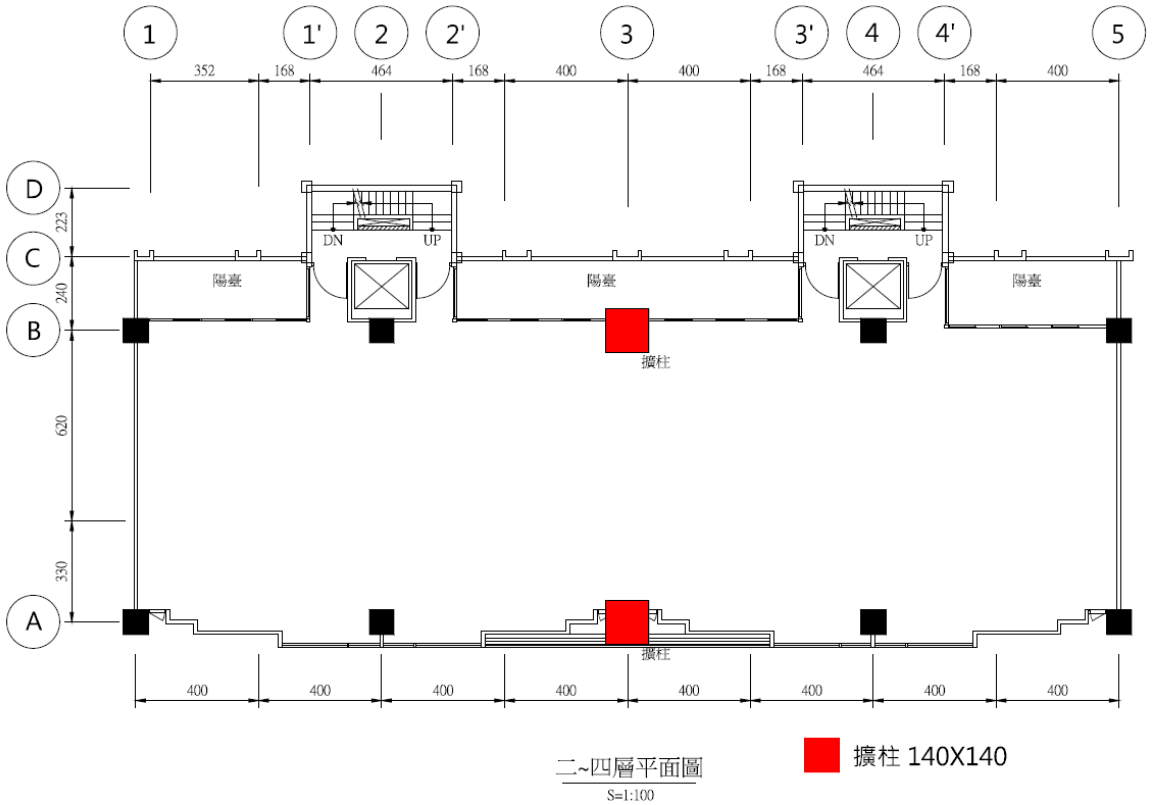


圖 7.100　案例A模型分析法-補強平面圖(2~4F)

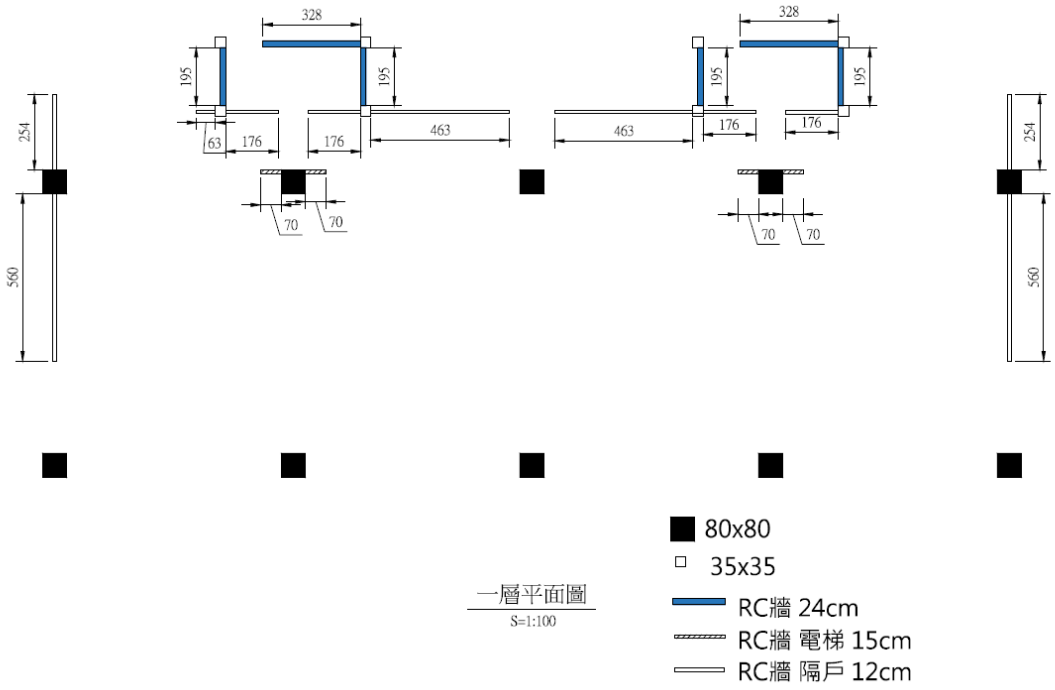


圖 7.101　案例A軟弱層補強簡易設計法-採計之柱牆量面積(1 層)

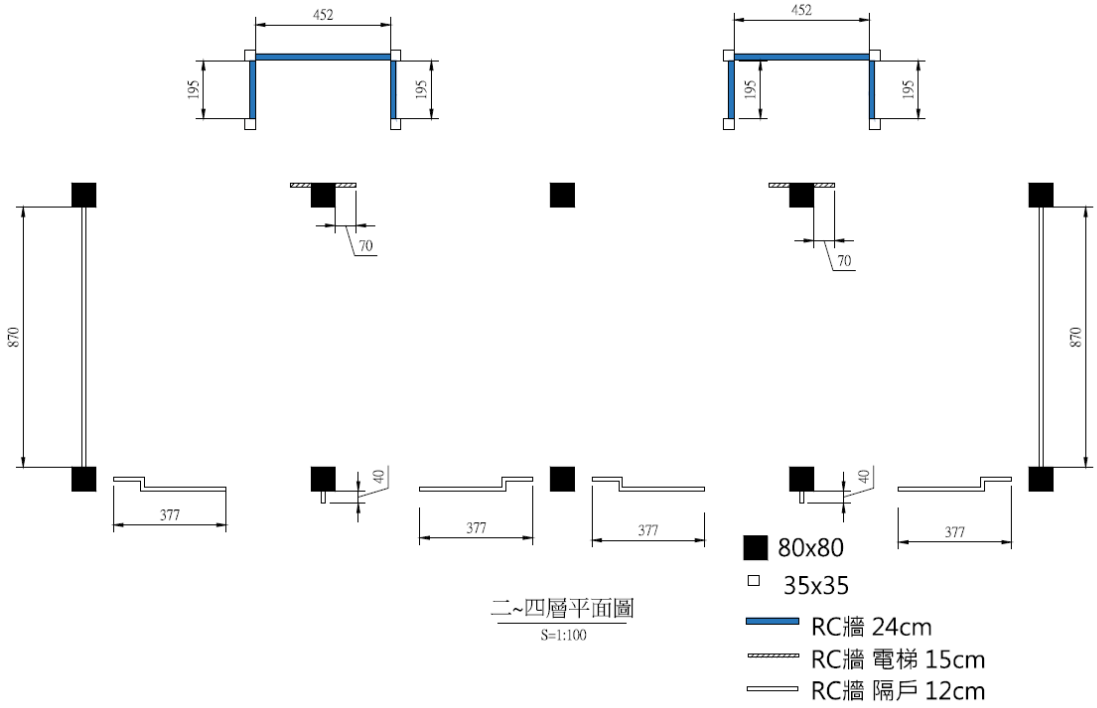


圖 7.102　案例A軟弱層補強簡易設計法-採計之柱牆量面積(2~4 層)

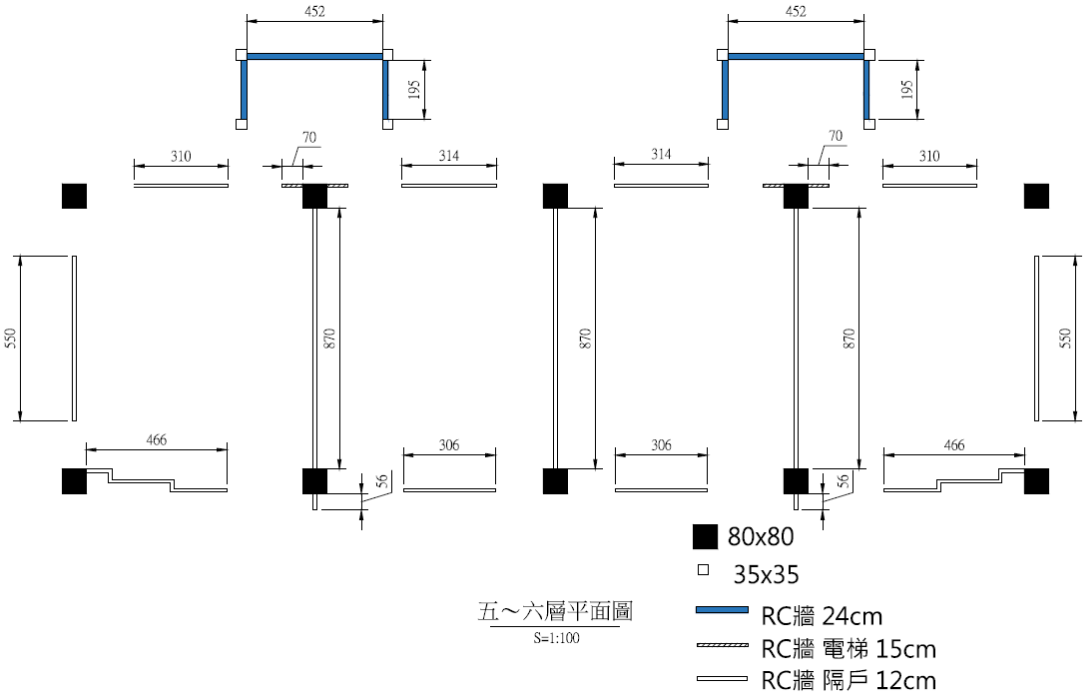


圖 7.103　案例A軟弱層補強簡易設計法-採計之柱牆量面積(5~6 層)

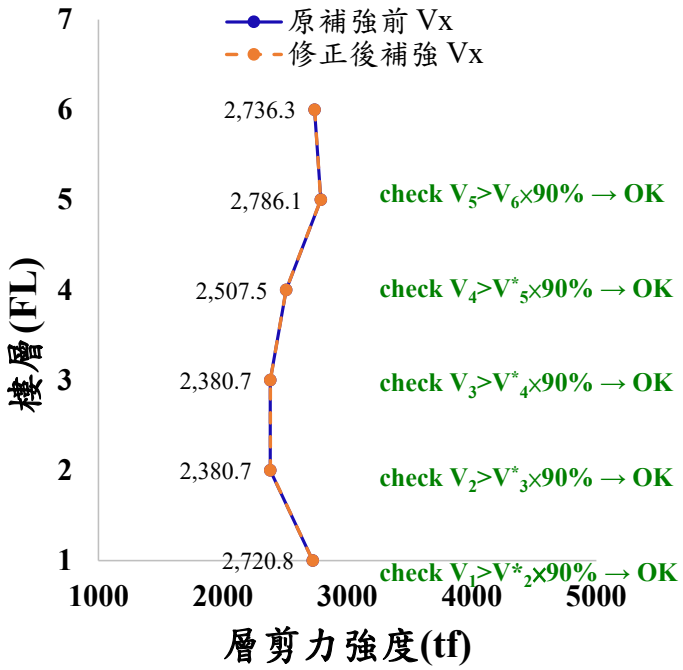


圖 7.104　案例A簡易設計法-補強後X向各樓層層剪力強度

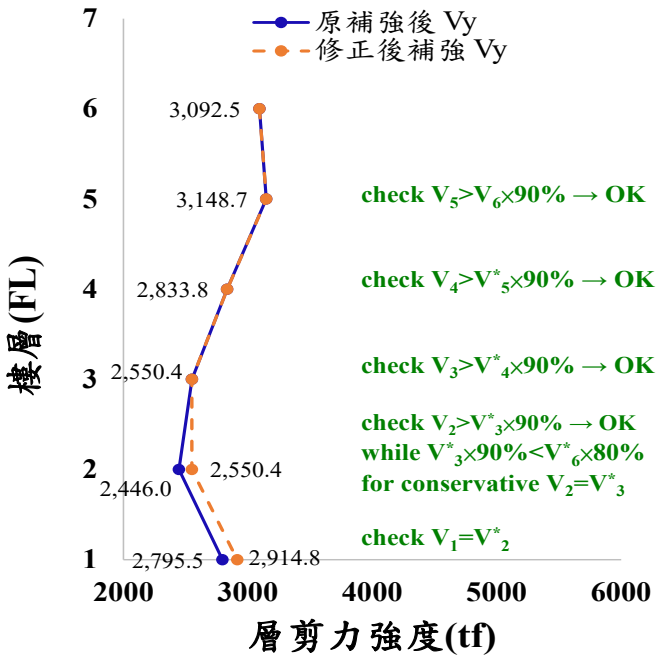


圖 7.105　案例A簡易設計法-補強後Y向各樓層層剪力強度

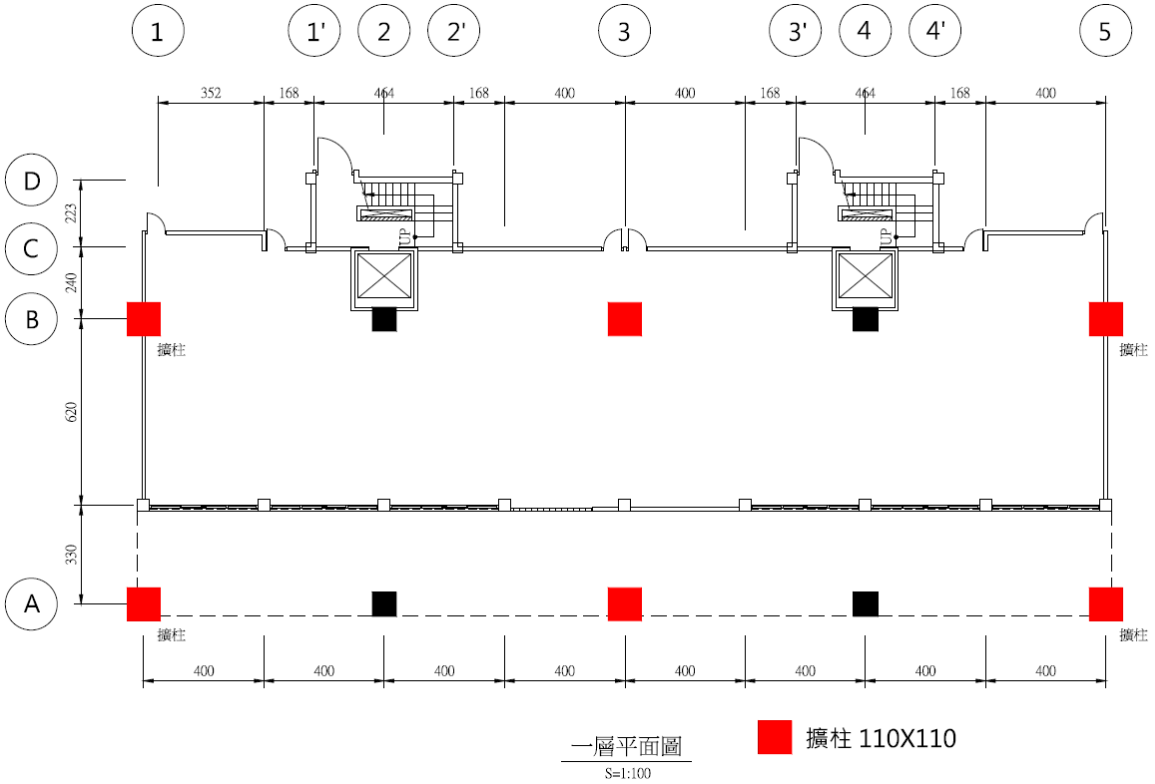


圖 7.106　案例A軟弱層補強簡易設計法-擴柱補強平面圖(1 層)

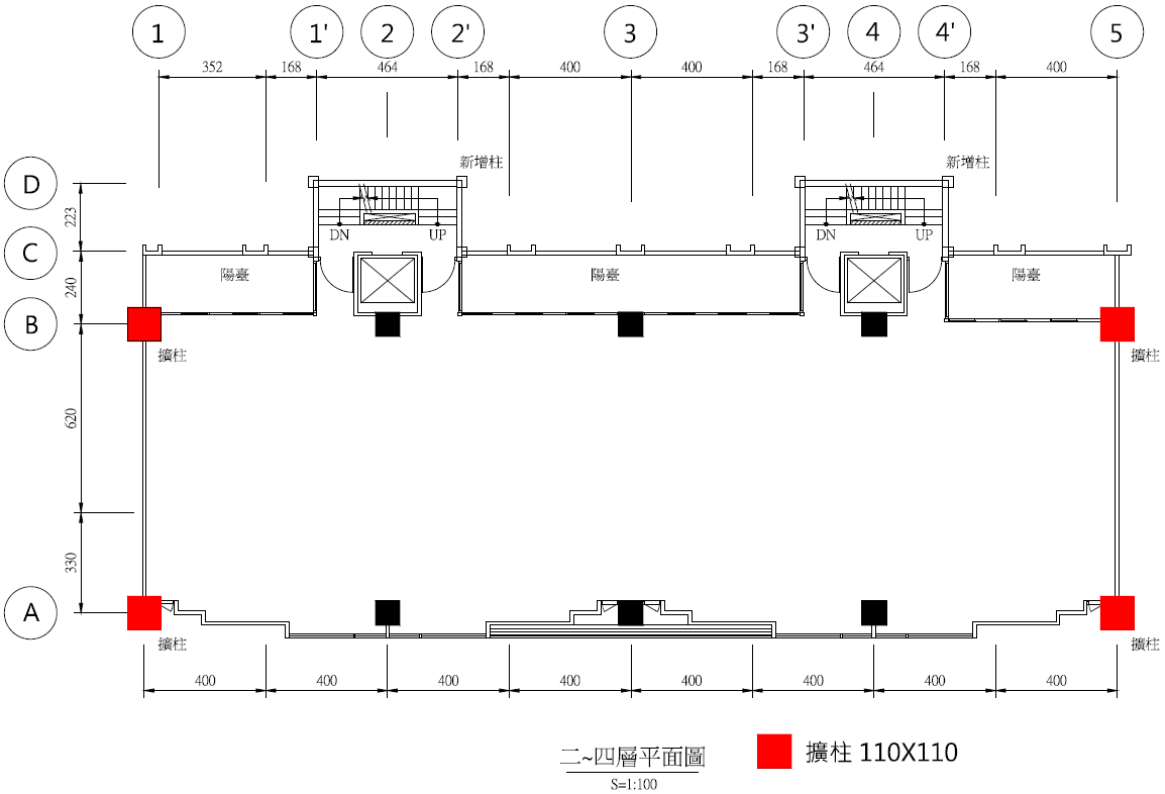


圖 7.107　案例A軟弱層補強簡易設計法-擴柱補強平面圖(2~4 層)

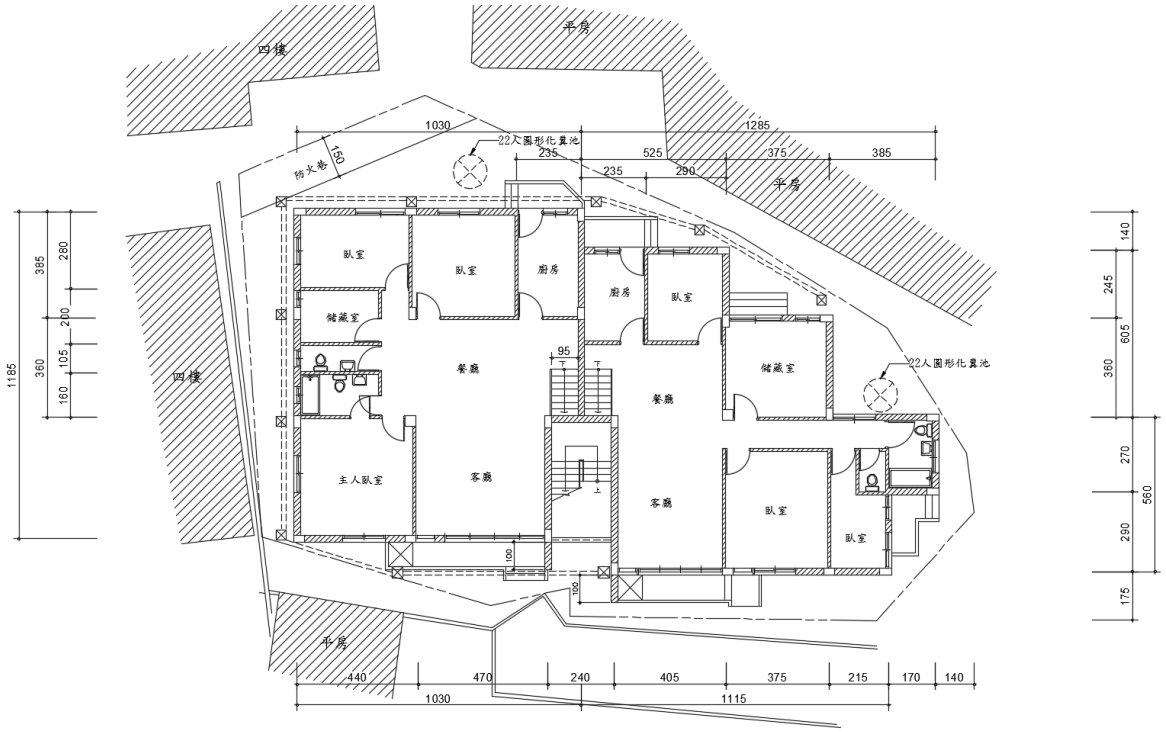


圖 7.108　案例B建築平面圖(1 層)

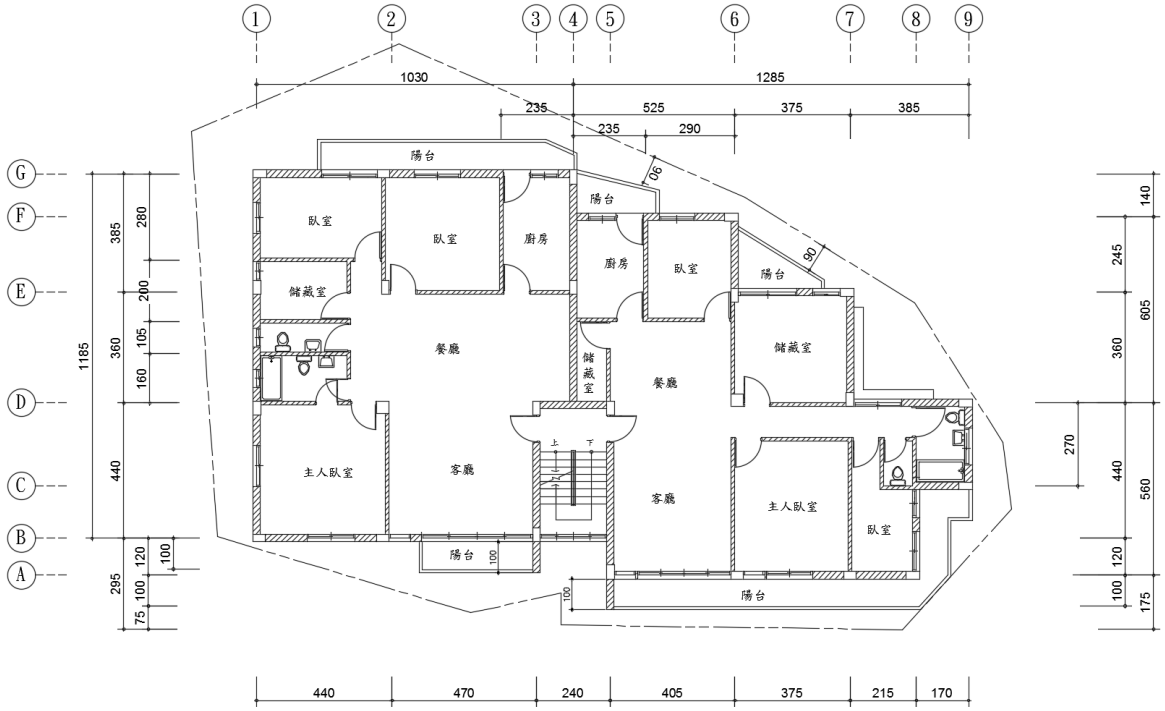


圖 7.109　案例B之建築平面圖(2~4 層)

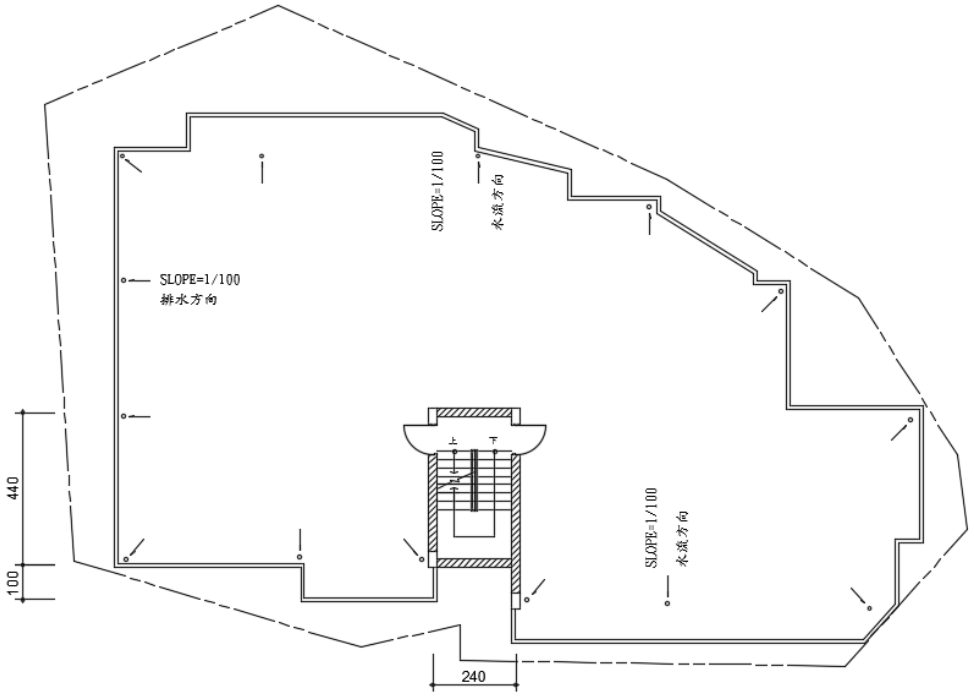


圖 7.110　案例B建築平面圖(屋頂層)

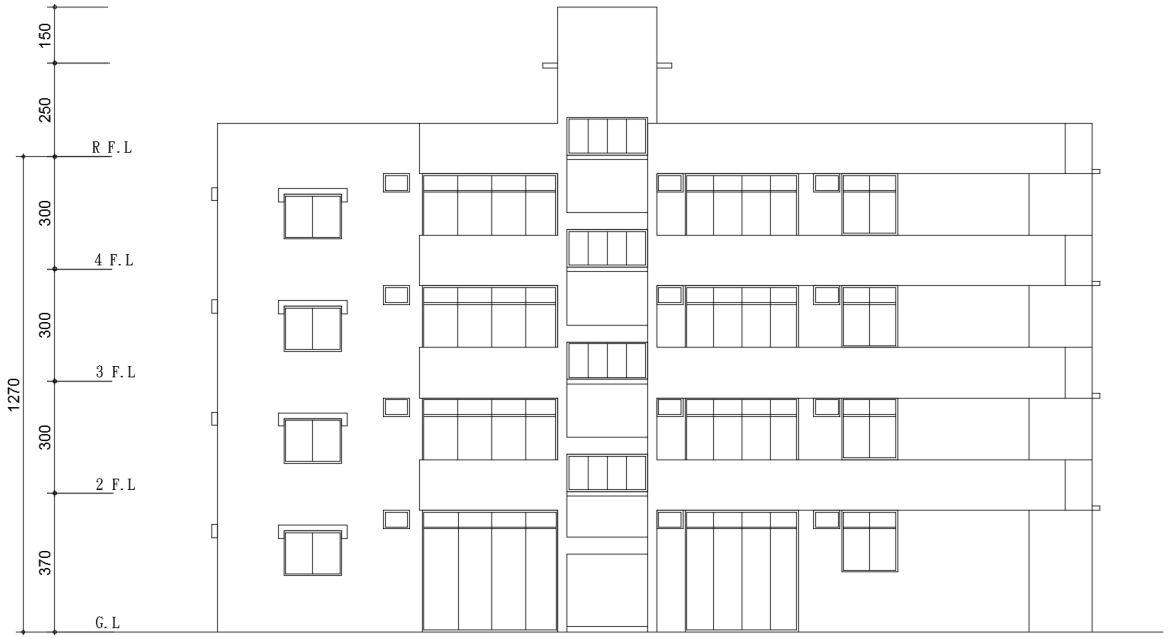


圖 7.111　案例B正立面圖

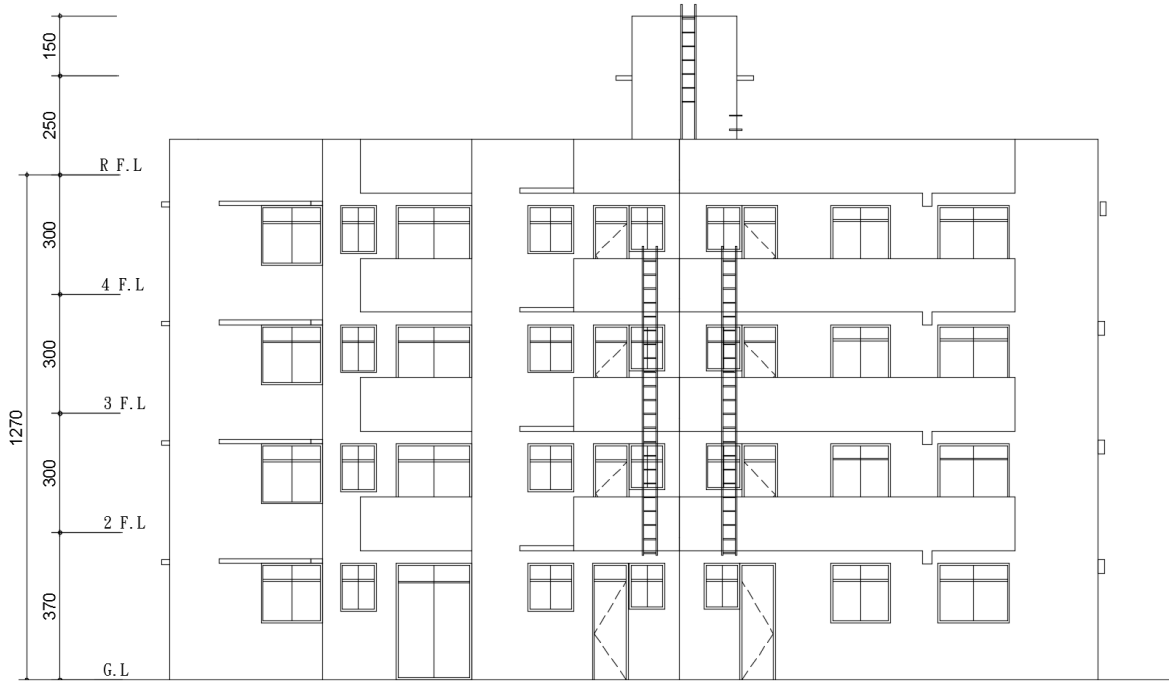


圖 7.112　案例B背立面圖

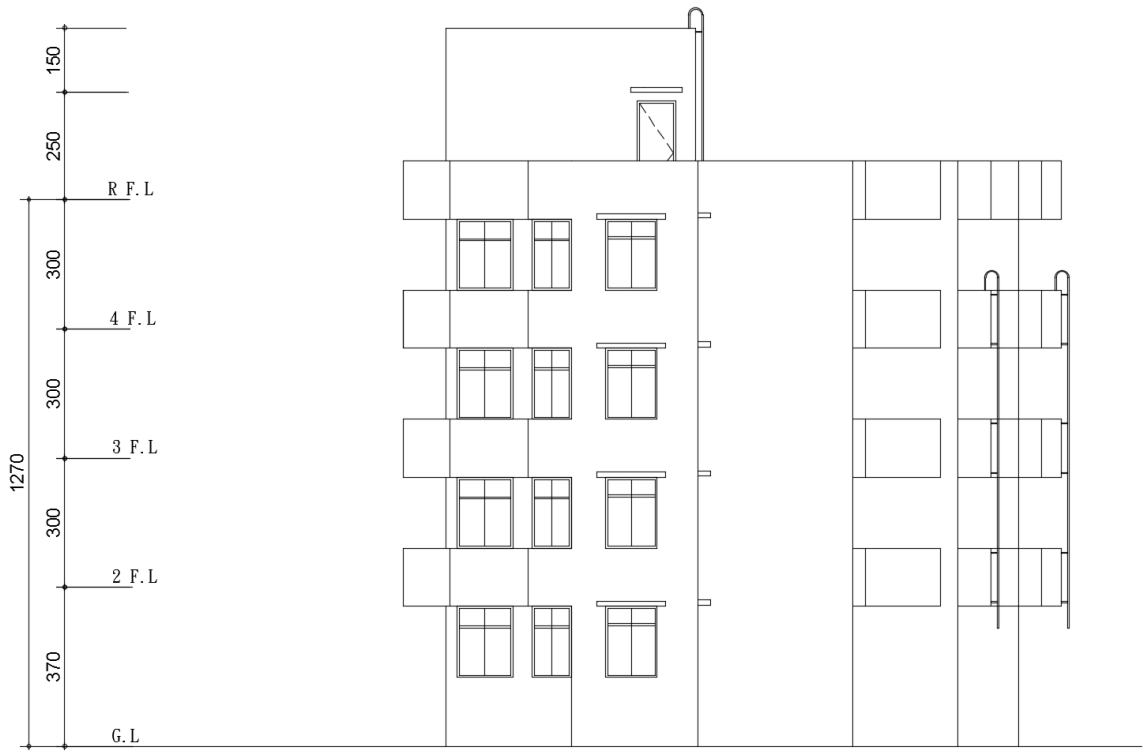


圖 7.113　案例B左側立面圖

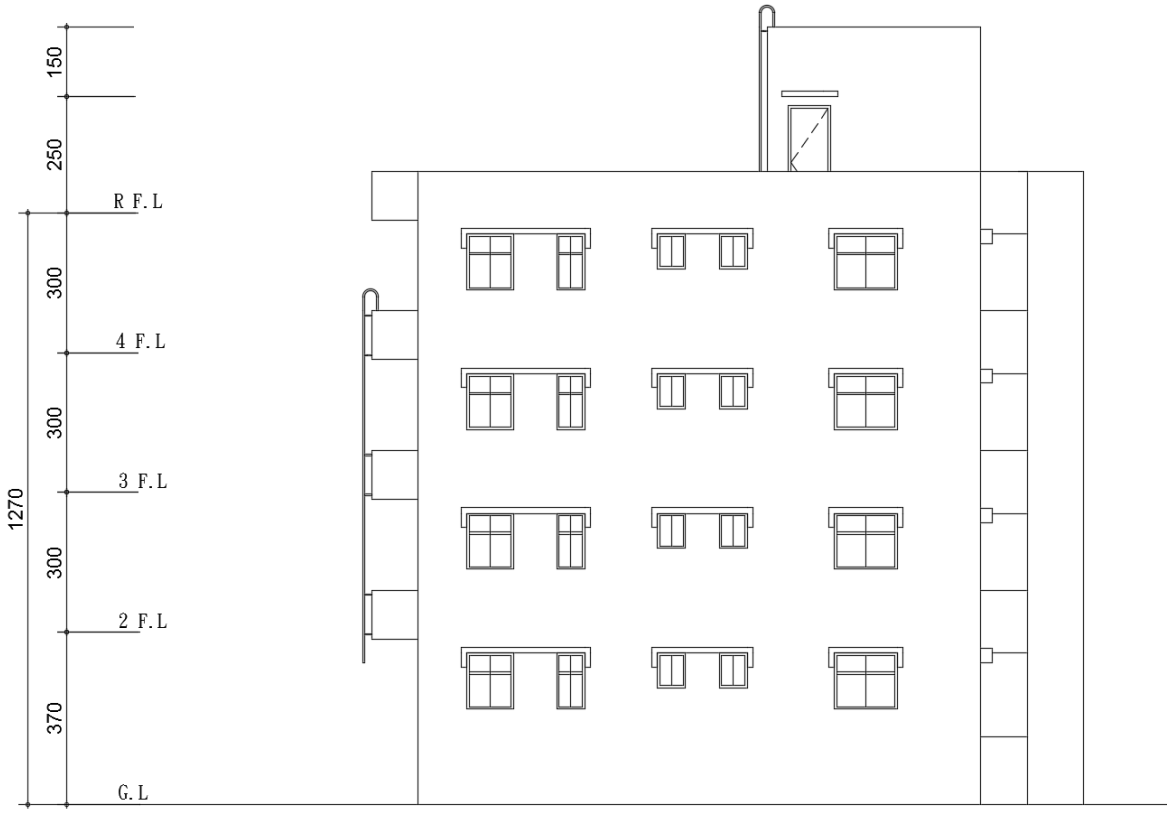


圖 7.114　案例B右側立面圖

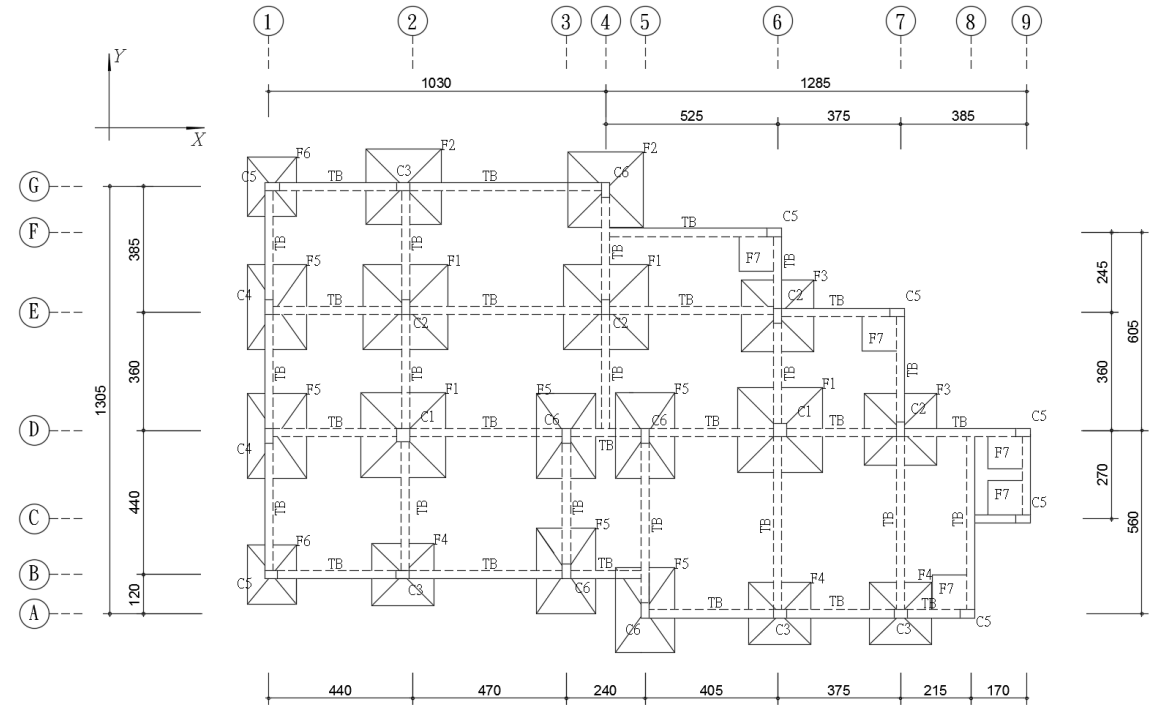


圖 7.115　案例B結構平面圖(基礎)

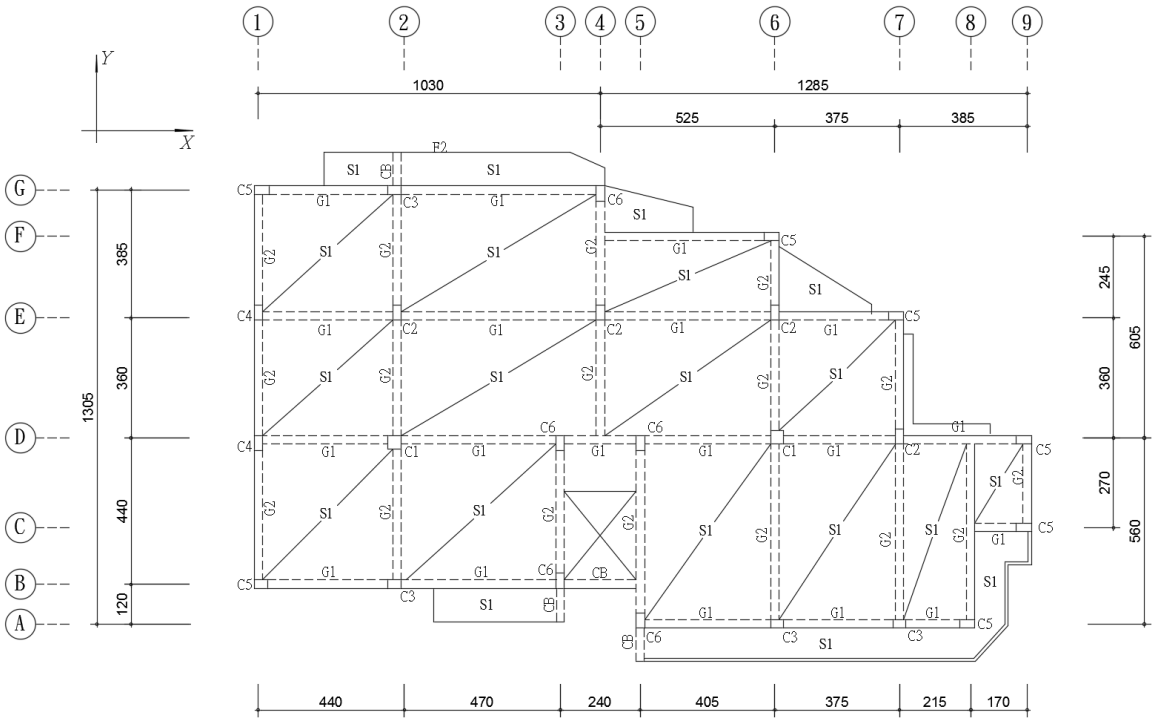
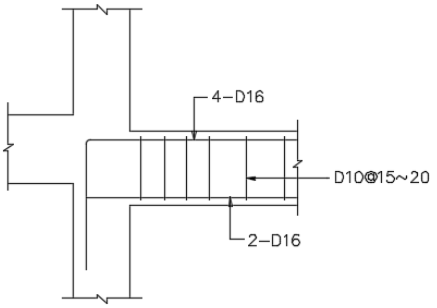


圖 7.116　案例B之結構平面圖(2~4 層、屋頂層)

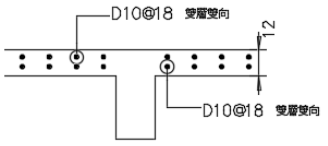
	C1	C2	C3	C4	C5	C6
四樓	◦ 6– D16 Hoops D10@25	◦ 6– D16 Hoops D10@25	◦ 8– D16 Hoops D10@25	◦ 6– D16 Hoops D10@25	◦ 6– D16 Hoops D10@25	◦ 6– D16 Hoops D10@25
	35 x 35	25 x 40	40 x 25	25 x 40	40 x 25	25 x 40
三樓	• 4– D19 ◦ 4– D16 Hoops D10@25	◦ 8– D16 Hoops D10@25	• 4– D19 ◦ 4– D16 Hoops D10@25	◦ 8– D16 Hoops D10@25	• 6– D19 ◦ 2– D16 Hoops D10@25	• 6– D19 ◦ 2– D16 Hoops D10@25
	35 x 35	25 x 40	40 x 25	25 x 40	40 x 25	25 x 40
二樓	D10@50 ◦ 10– D19 Hoops D10@25	• 10– D16 Hoops D10@25	• 4– D19 ◦ 6– D16 Hoops D10@25	• 8– D16 Hoops D10@25	• 6– D19 ◦ 2– D16 Hoops D10@25	• 6– D19 ◦ 2– D16 Hoops D10@25
	40 x 40	25 x 45	45 x 25	25 x 45	45 x 25	25 x 45
一樓	• 4– D22 ◦ 8– D19 Hoops D10@25	• 4– D19 ◦ 6– D16 Hoops D10@25	• 4– D19 ◦ 8– D16 Hoops D10@25	• 4– D19 ◦ 6– D16 Hoops D10@25	• 8– D19 ◦ 2– D16 Hoops D10@25	• 6– D19 ◦ 4– D16 Hoops D10@25
	40 x 40	25 x 45	45 x 25	25 x 45	45 x 25	25 x 45

圖 7.117　案例B柱配筋圖

	G1　25 x 45	G2　25 x 45
頂屋	上• 6–D16 下◦ 2–D16 Hoops D10@25	上• 3–D16 下◦ 2–D16 Hoops D10@25
四樓	上• 6–D16 下◦ 2–D16 Hoops D10@25	上• 4–D16 下◦ 2–D16 Hoops D10@25
三樓	上• 2–D16 ◦ 4–D19 下◦ 3–D16 Hoops D10@25	上• 5–D16 下◦ 2–D16 Hoops D10@25
二樓	上• 6–D19 下◦ 3–D19 Hoops D10@25	上• 6–D16 下◦ 2–D16 Hoops D10@25



CB（25 x 45）



S1 12cm

圖 7.118　案例B梁及版配筋圖

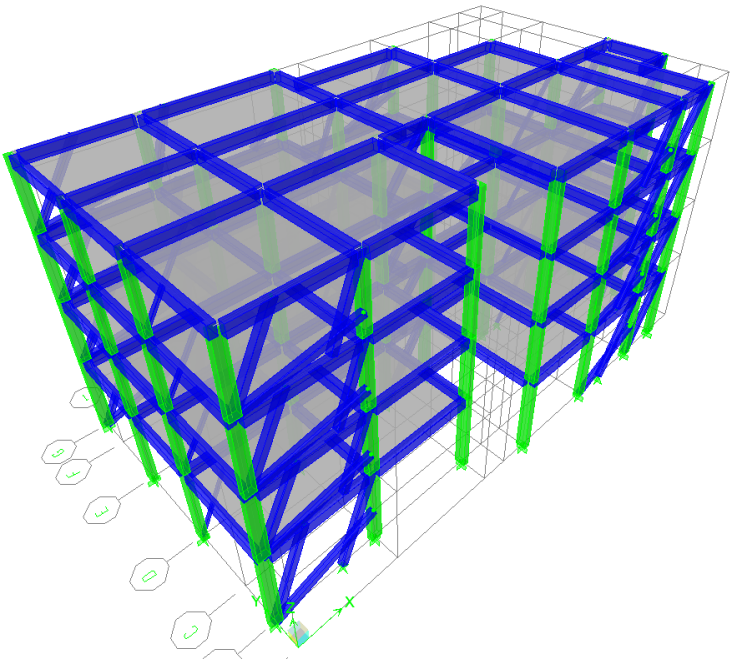


圖 7.119　案例B結構 3D模型(含牆構件)

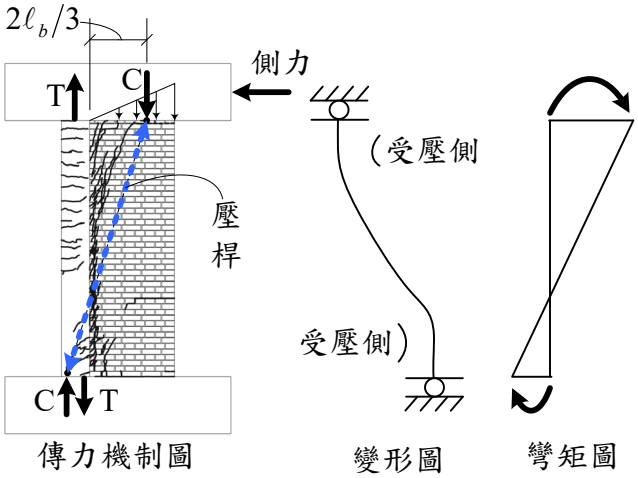
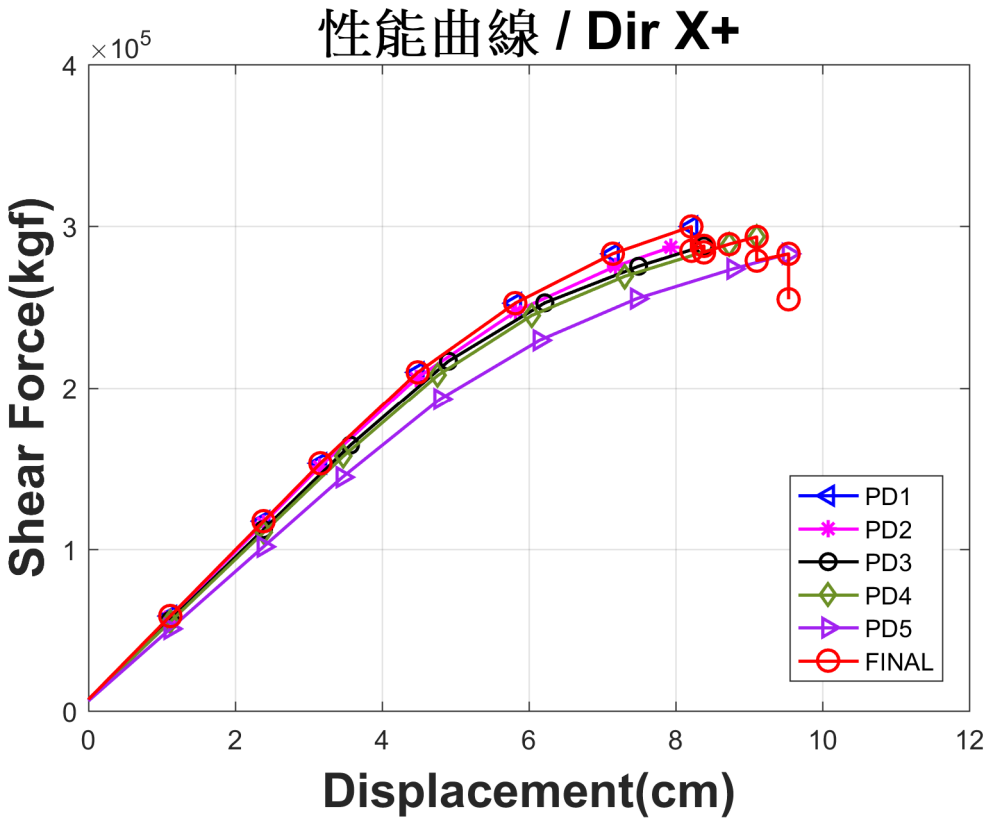
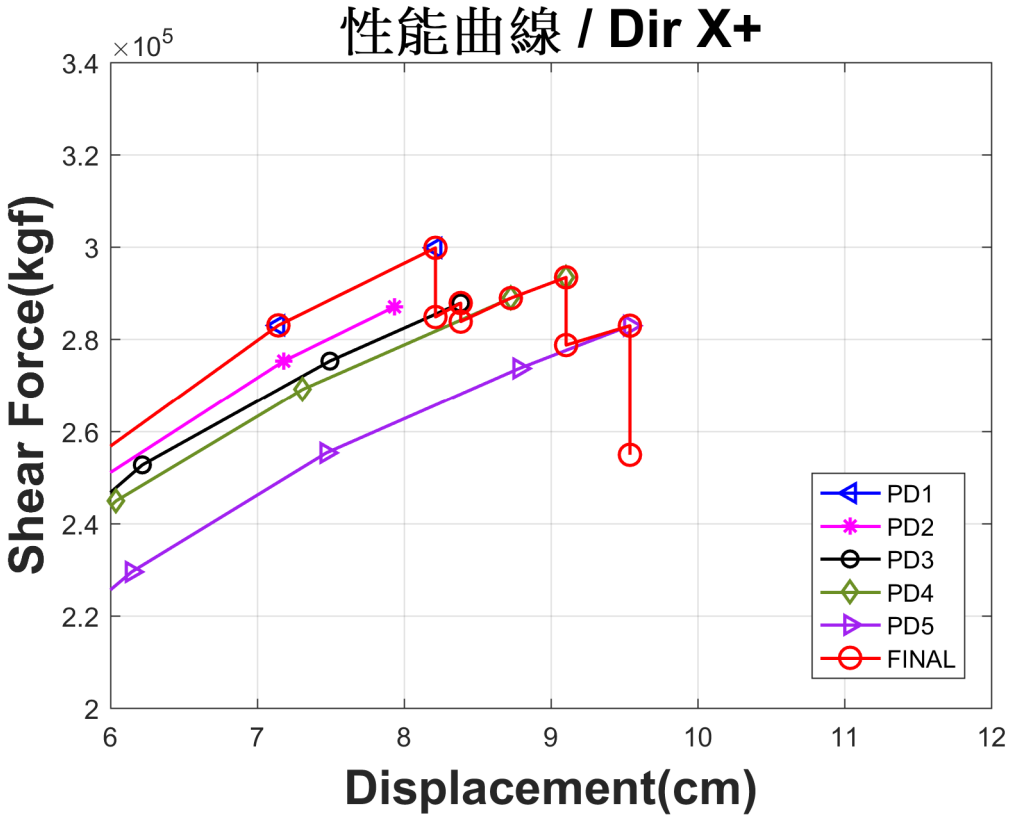


圖 7.120　近施力側磚翼牆對角壓桿傳力機制[7.1]



(a)原圖



(b)細部放大

圖 7.121　案例B正X向側推曲線

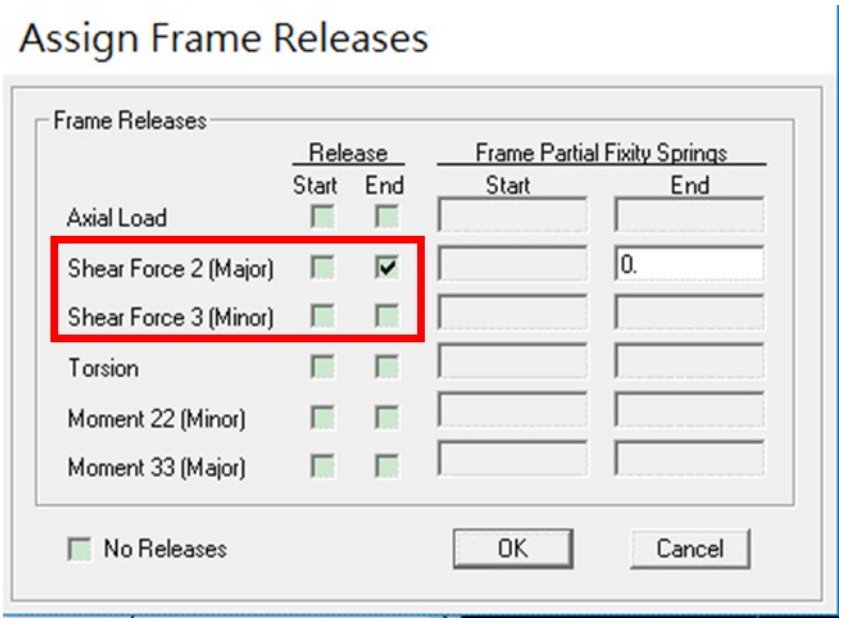


圖 7.122　柱之剪力釋放方式(X向釋放V2，Y向釋放V3)

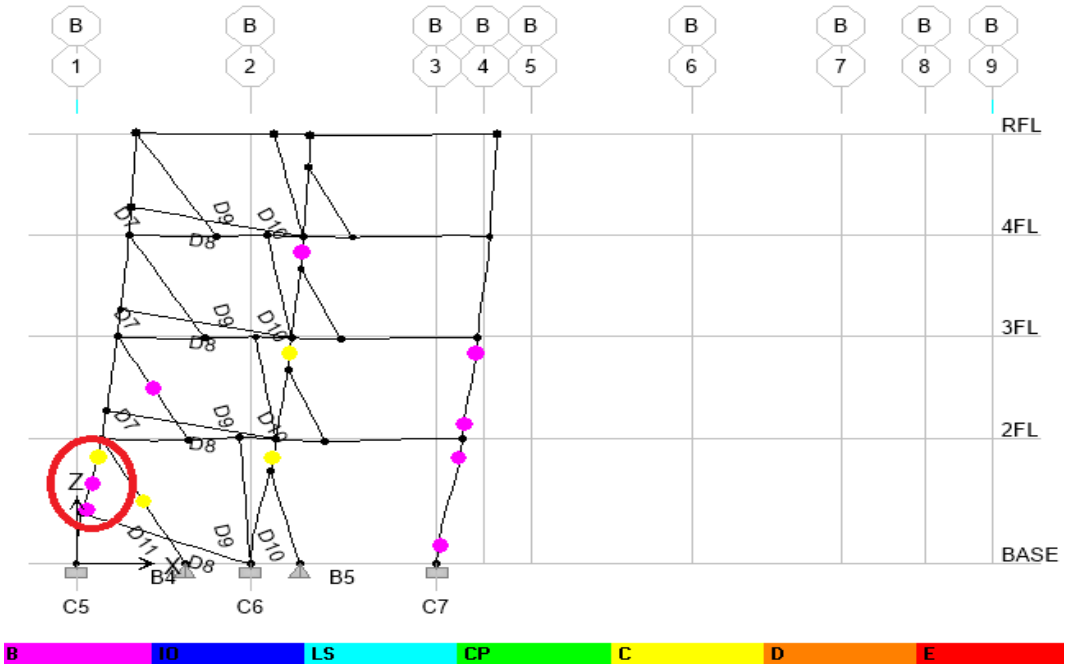


圖 7.123　案例B正X向M1 短柱剪力破壞

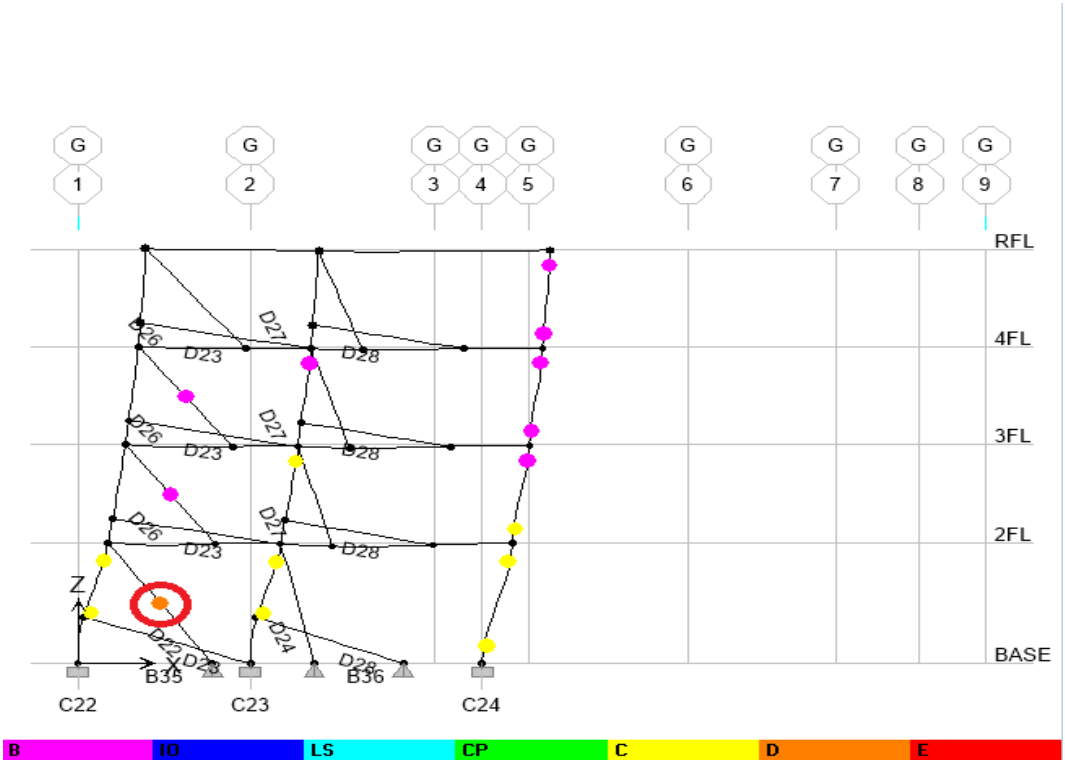


圖 7.124　案例B正X向M2 磚斜撐破壞

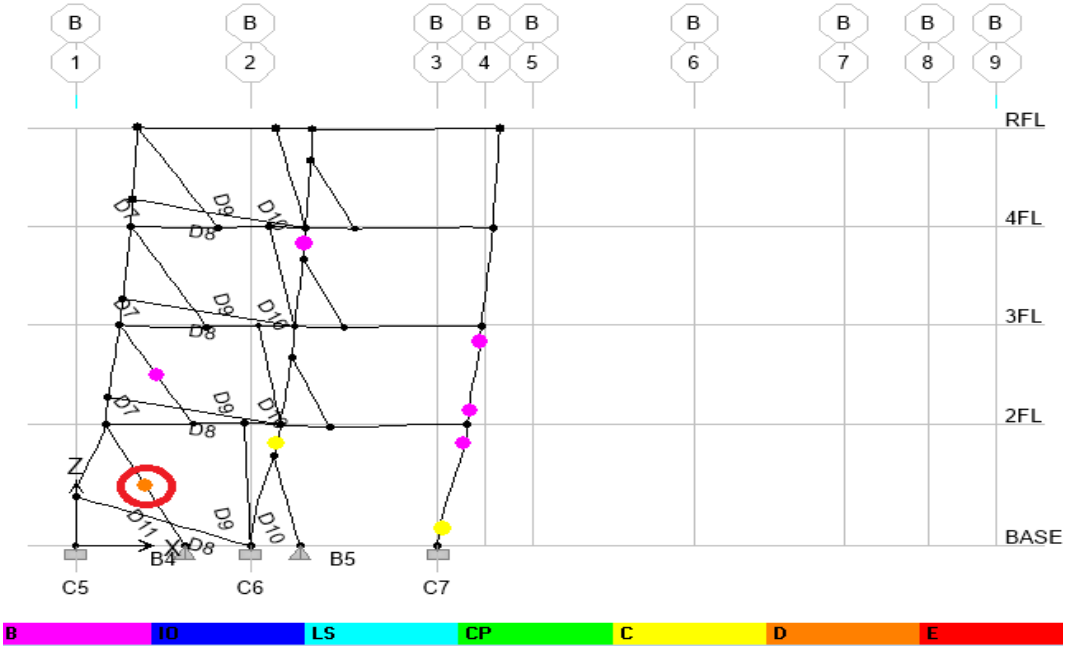


圖 7.125　案例B正X向M3 磚斜撐破壞

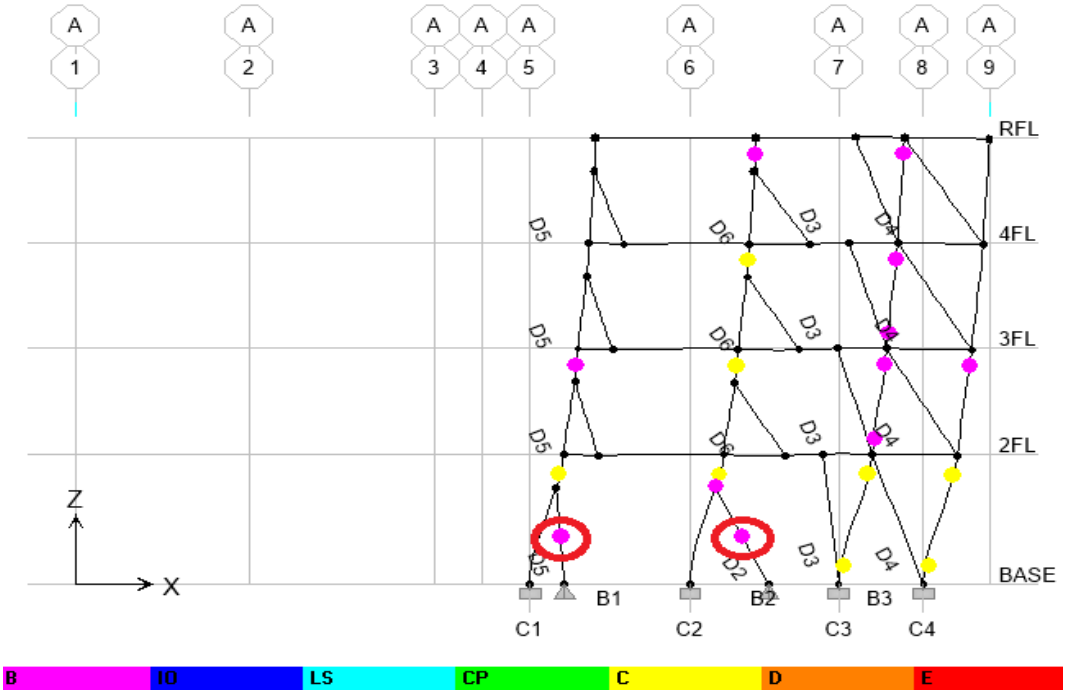


圖 7.126　案例B正X向M4 中達B點之窗台斜撐(不刪除)

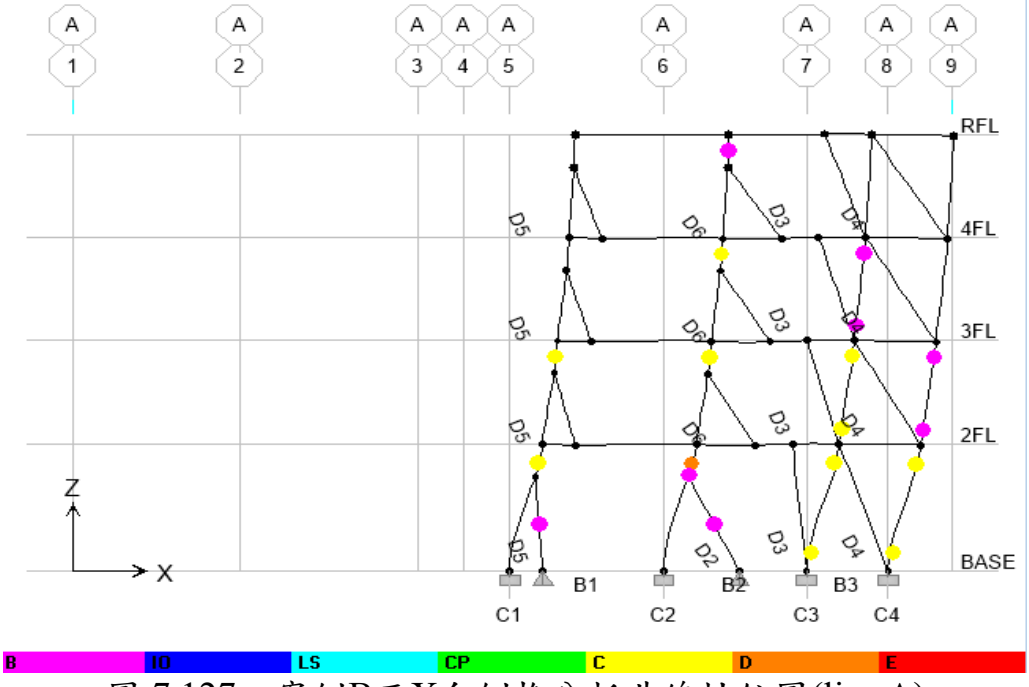


圖 7.127　案例B正X向側推分析非線性鉸圖(line A)

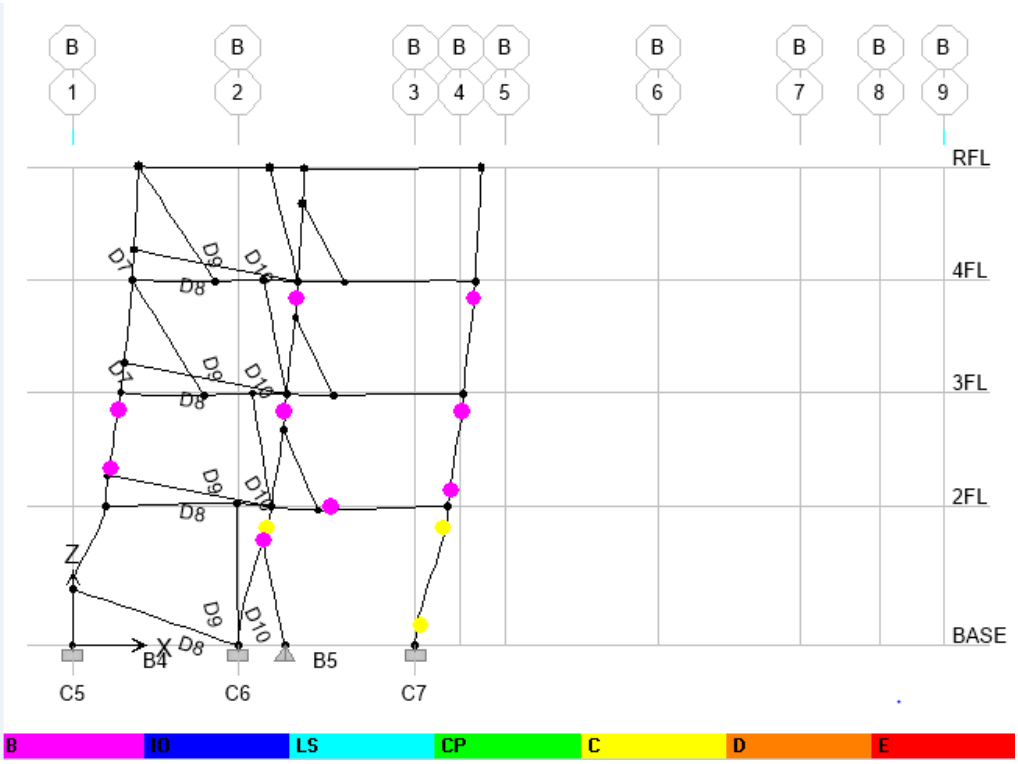


圖 7.128　案例B正X向側推分析非線性鉸圖(line B)

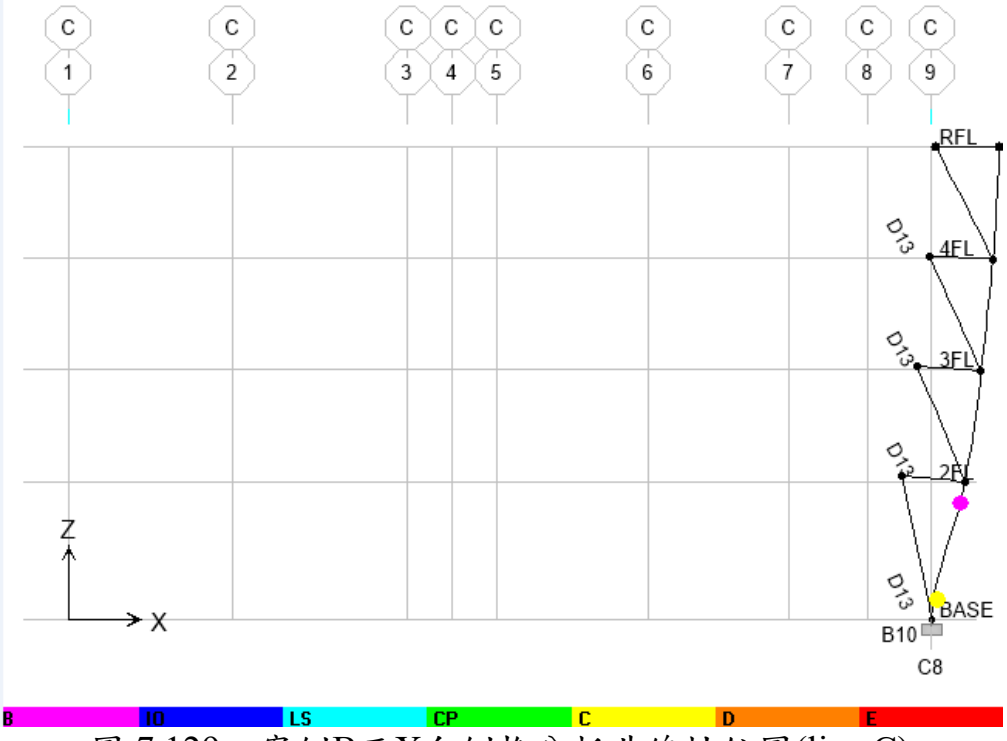


圖 7.129　案例B正X向側推分析非線性鉸圖(line C)

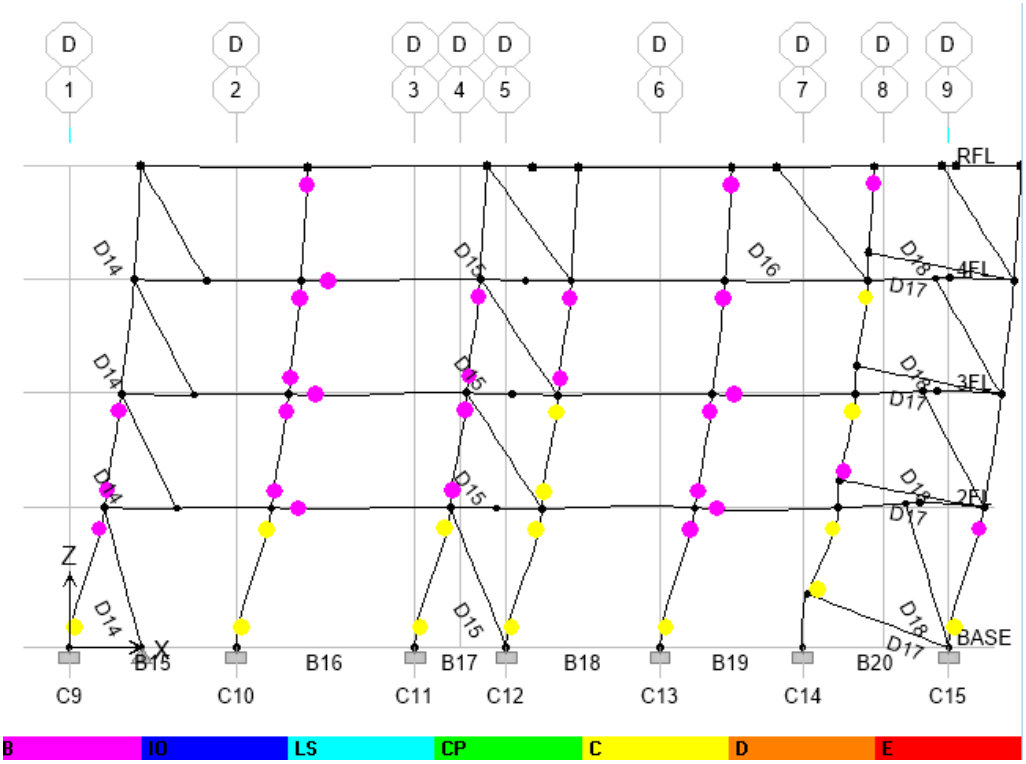


圖 7.130　案例B正X向側推分析非線性鉸圖(line D)

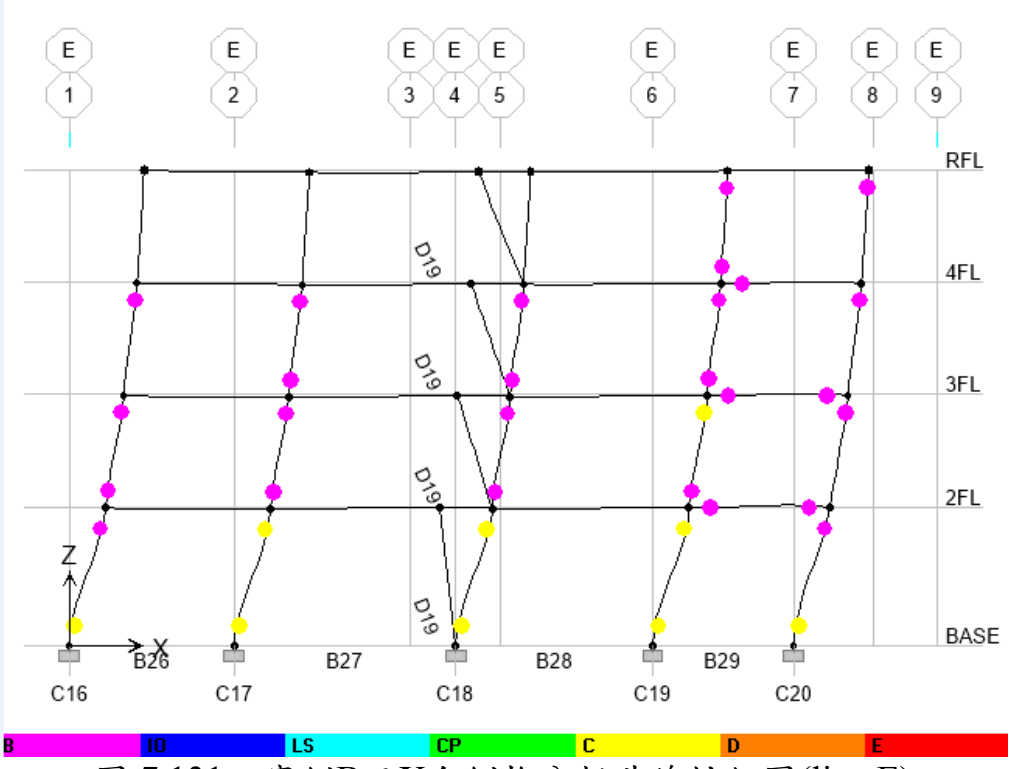


圖 7.131　案例B正X向側推分析非線性鉸圖(line E)

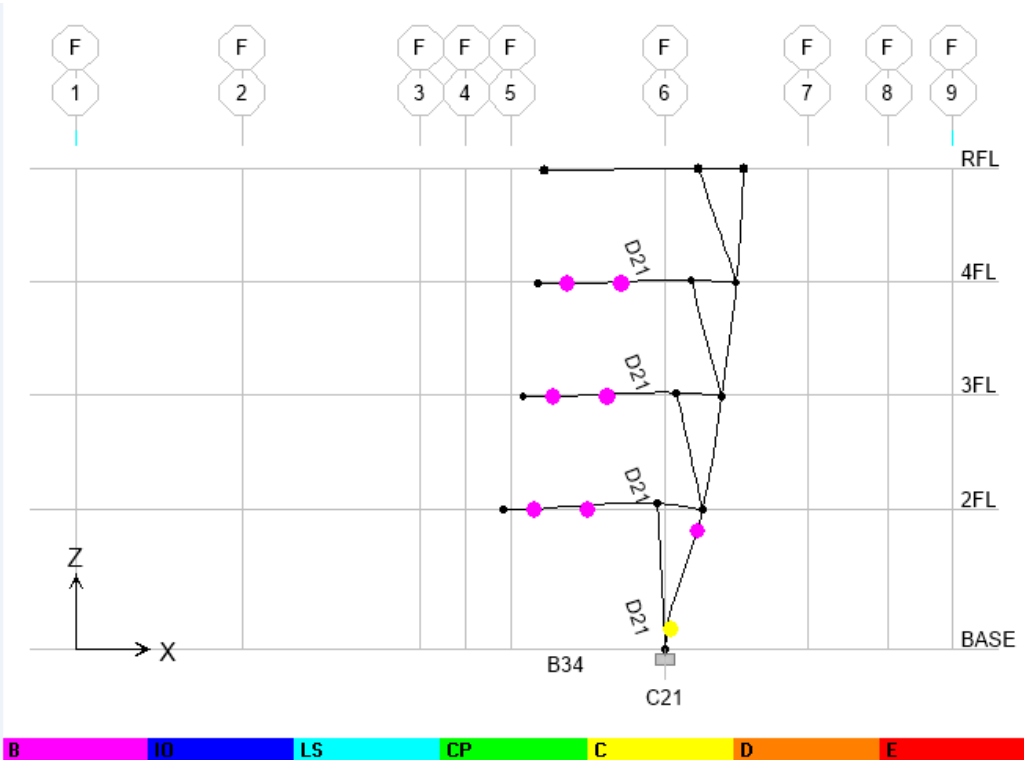


圖 7.132　案例B正X向側推分析非線性鉸圖(line F)

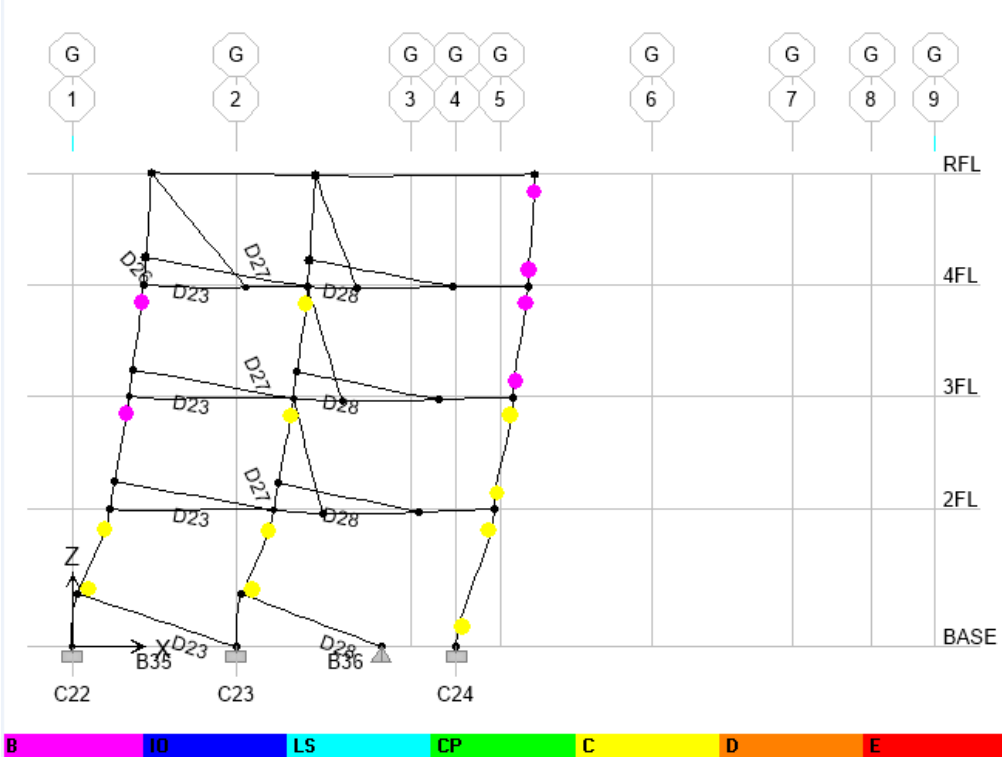


圖 7.133　案例B正X向側推分析非線性鉸圖(line G)

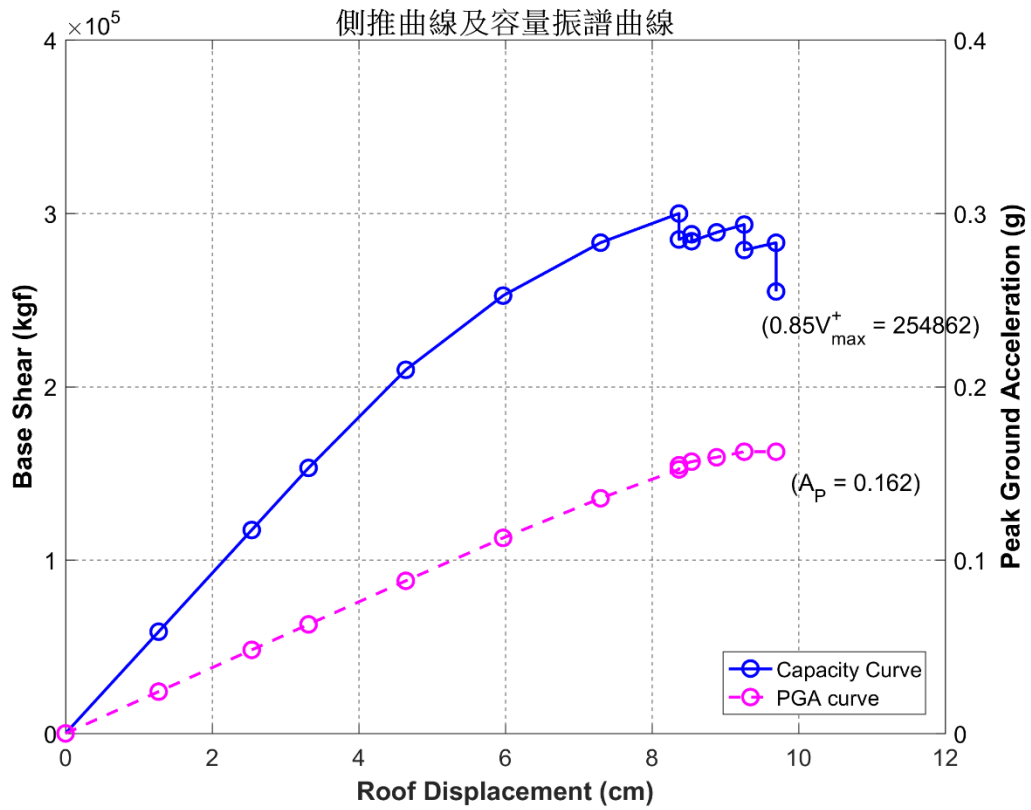
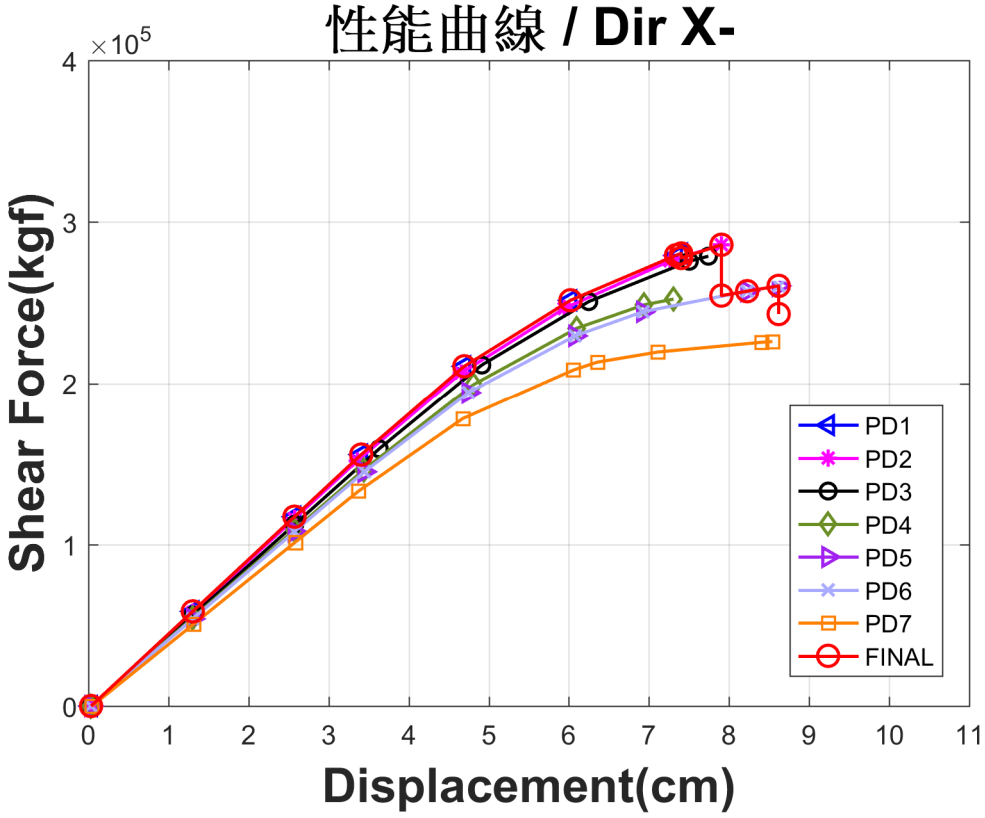
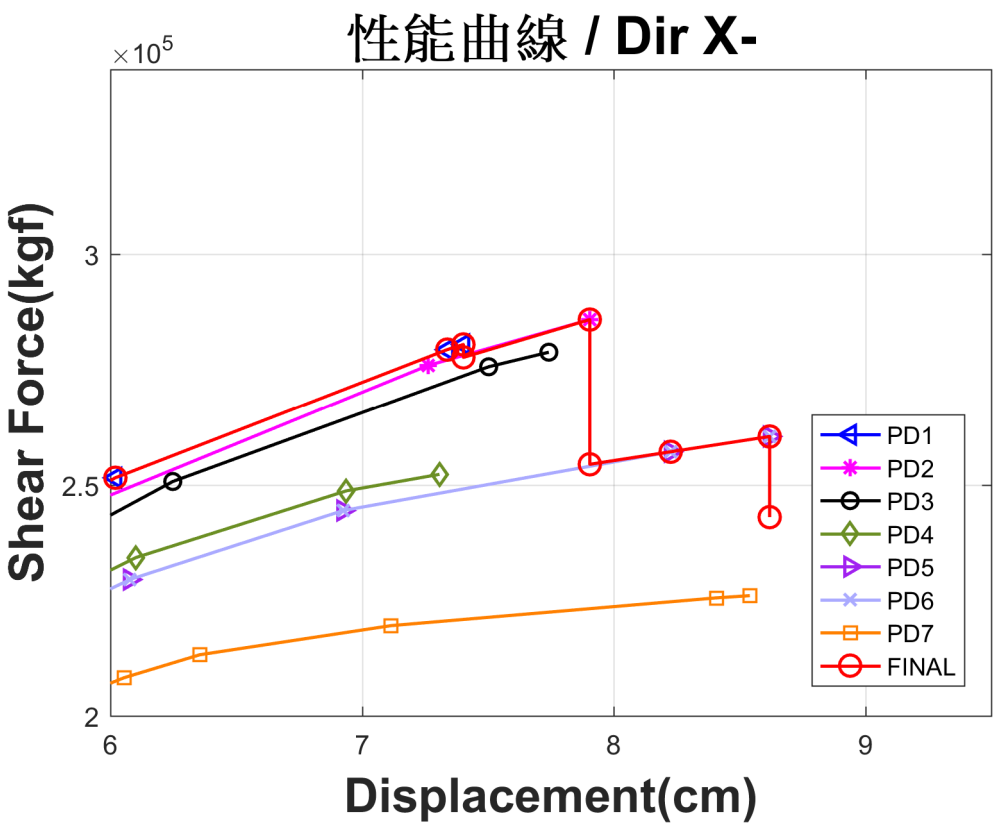


圖 7.134　案例B正X向側推曲線及容量振譜曲線



(a)原圖



(b)細部放大

圖 7.135　案例B負X向側推曲線

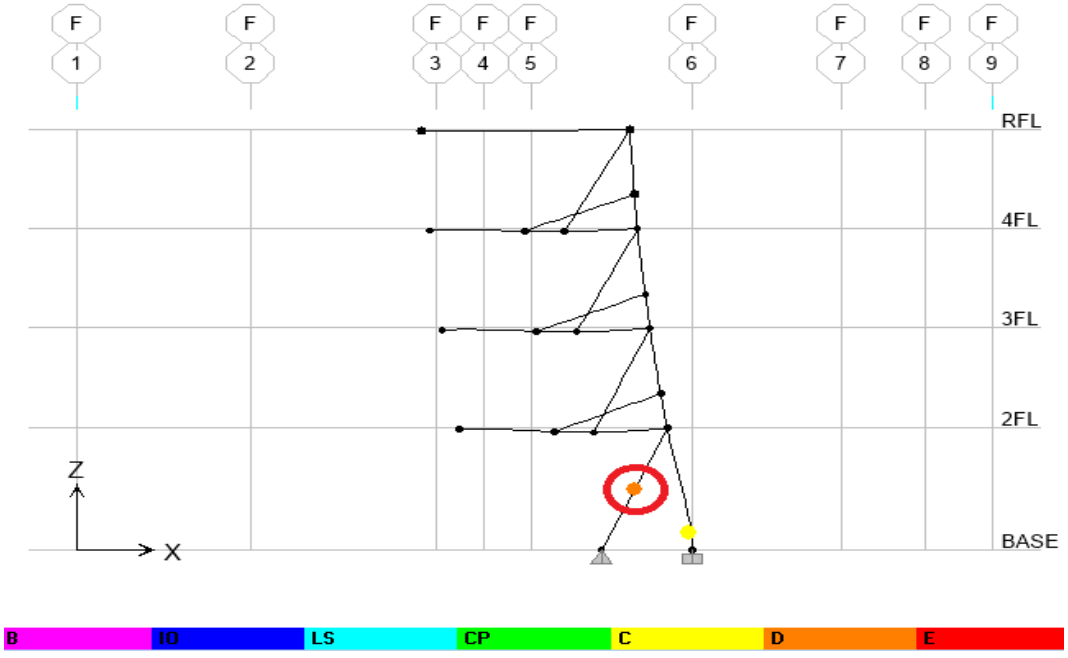


圖 7.136　案例B負X向M1 磚斜撐破壞

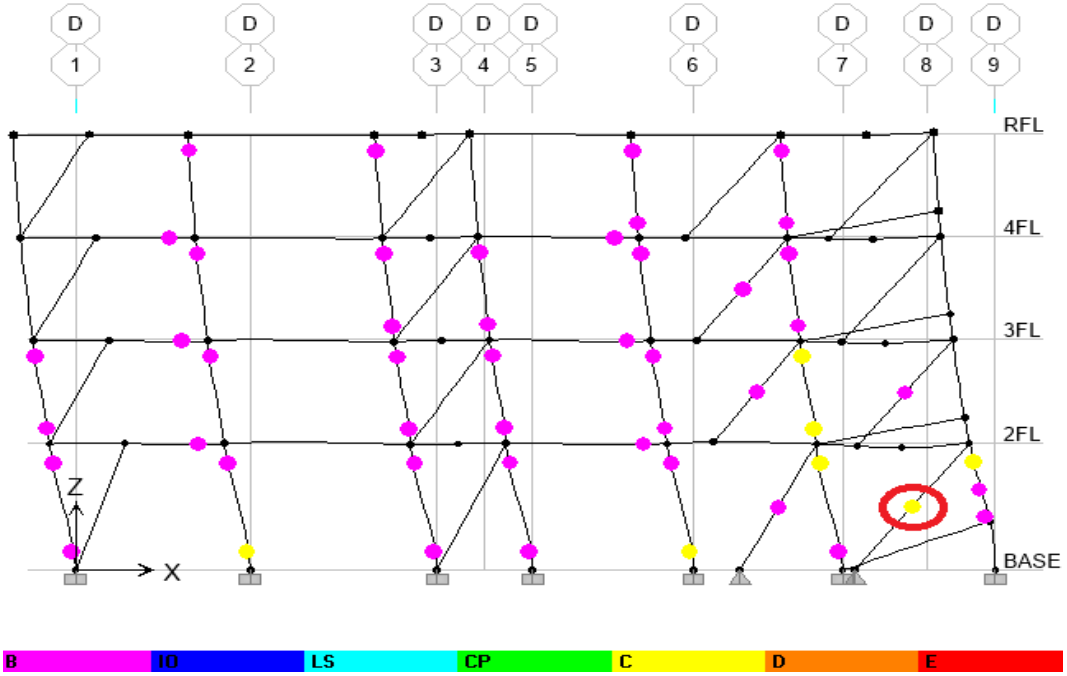


圖 7.137　案例B負X向M2 磚斜撐破壞

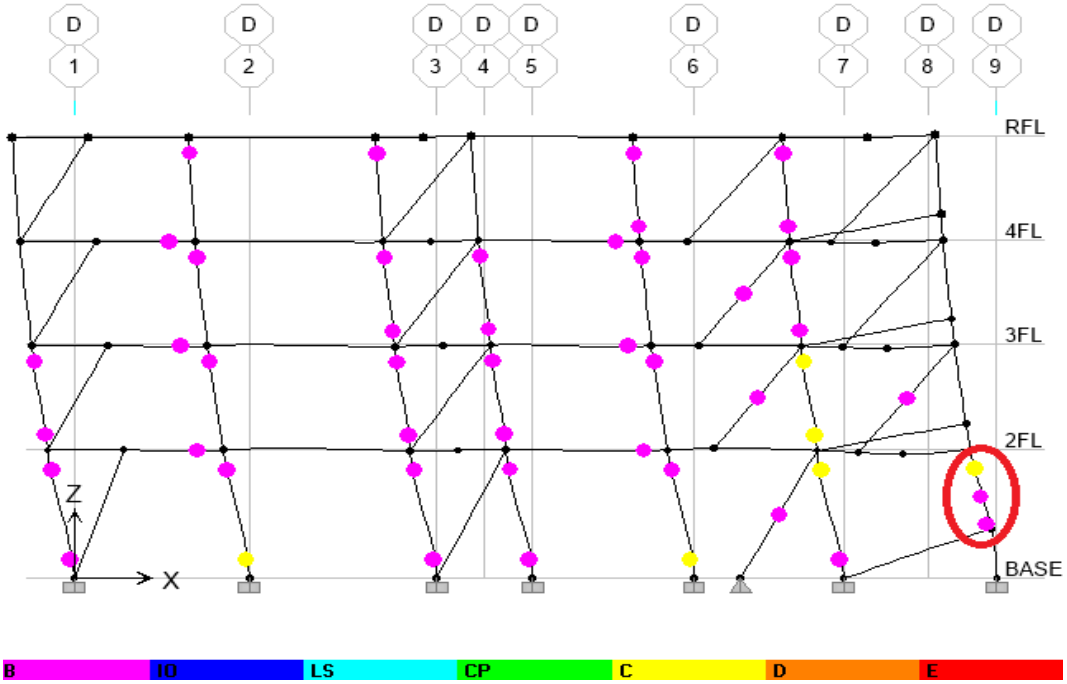


圖 7.138　案例B負X向M3 短柱剪力破壞(2FC15)

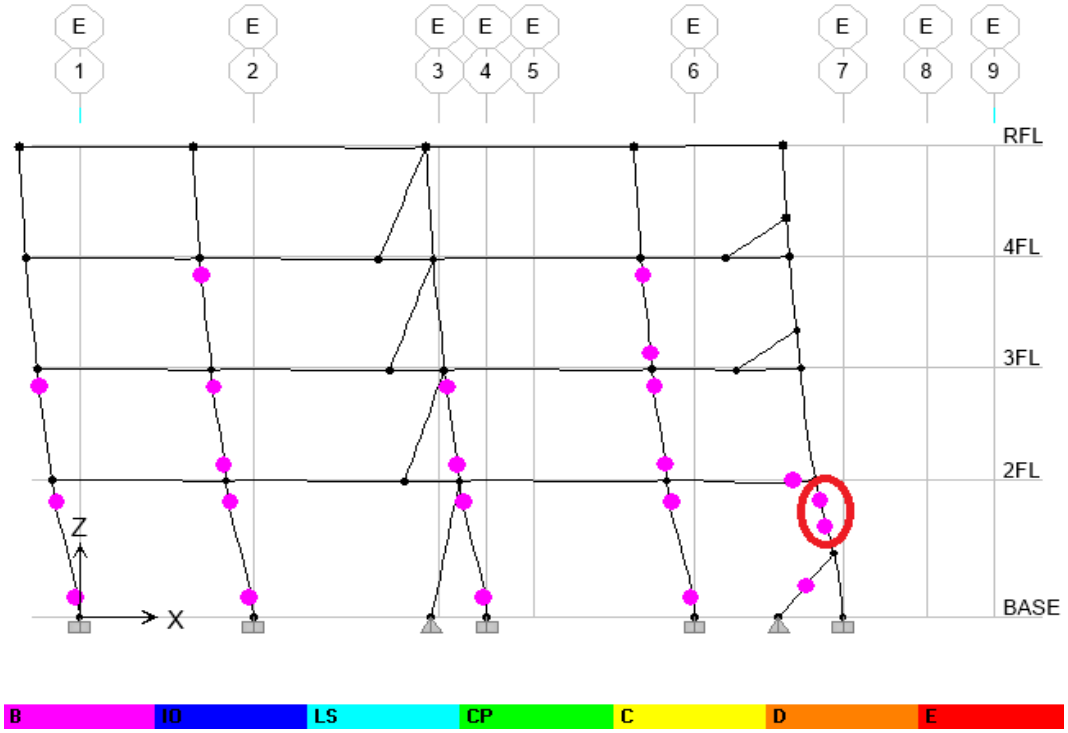


圖 7.139　案例B負X向M4 短柱剪力破壞短柱(2FC20)

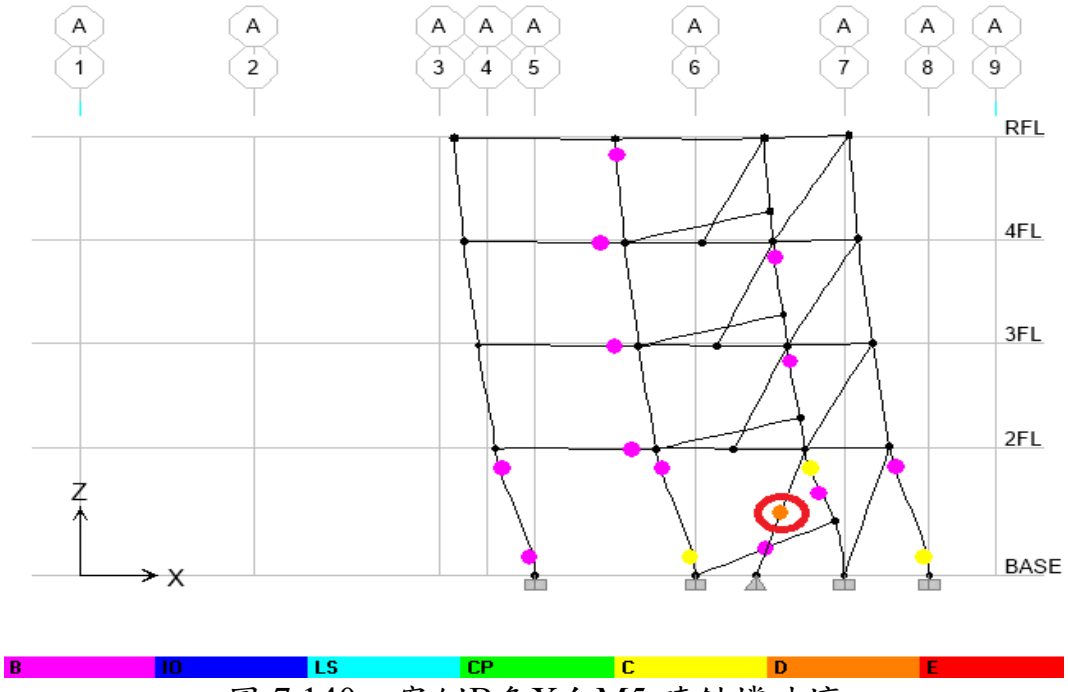


圖 7.140　案例B負X向M5 磚斜撐破壞

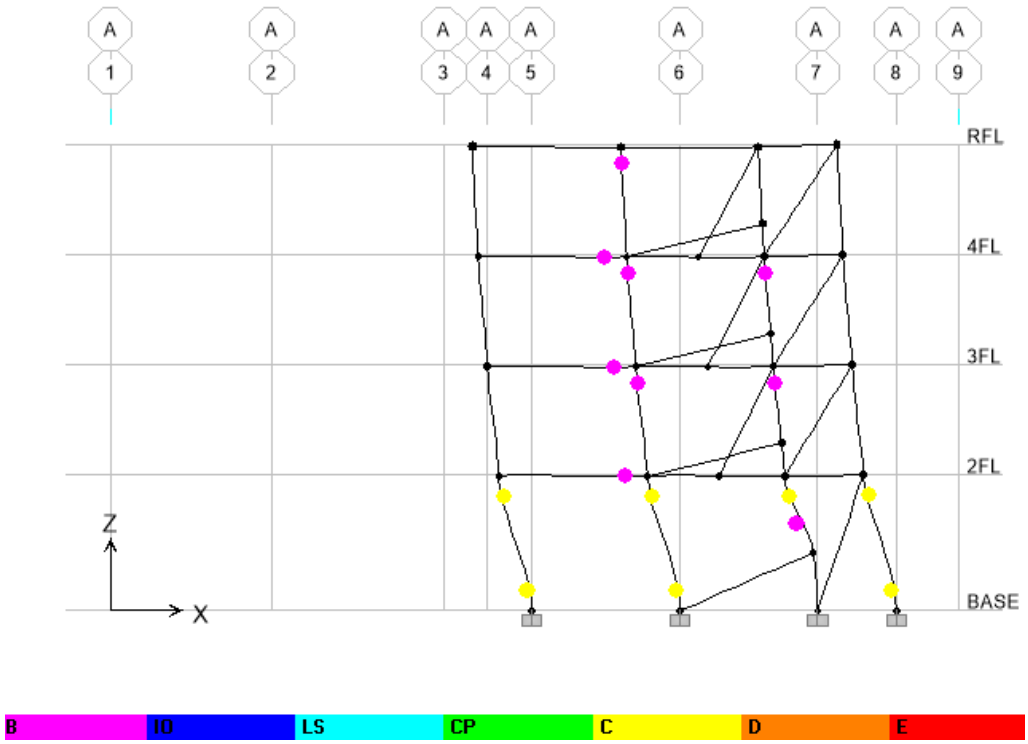


圖 7.141　案例B負X向側推分析非線性鉸圖(line A)

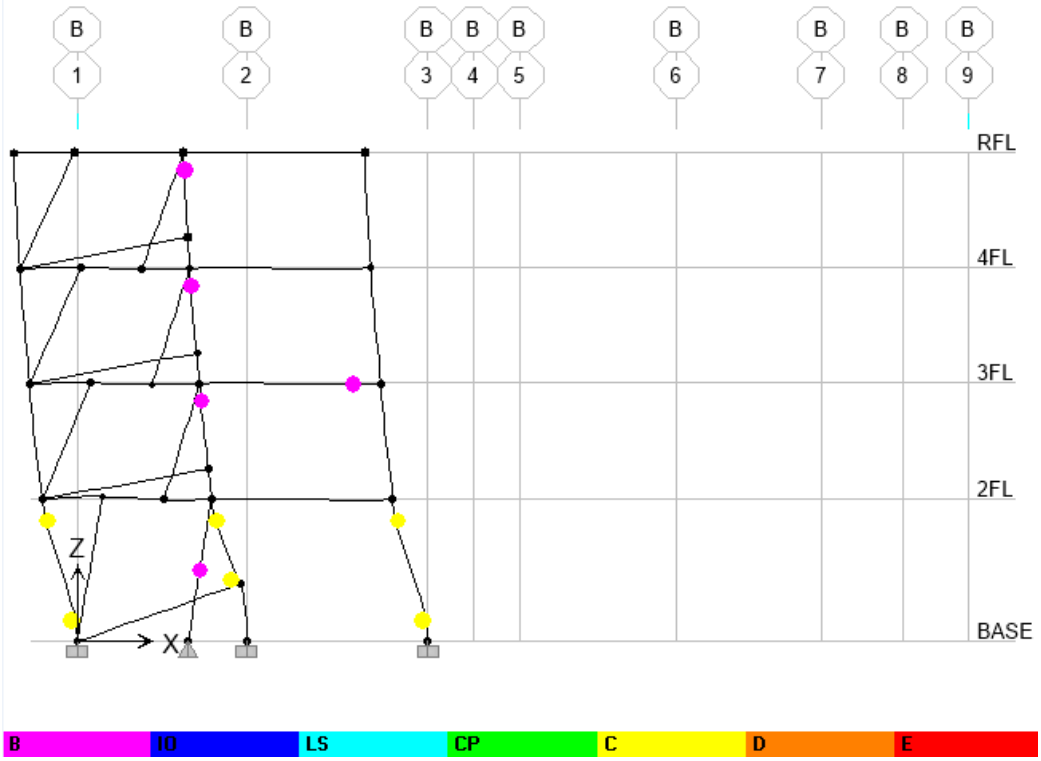


圖 7.142　案例B負X向側推分析非線性鉸圖(line B)

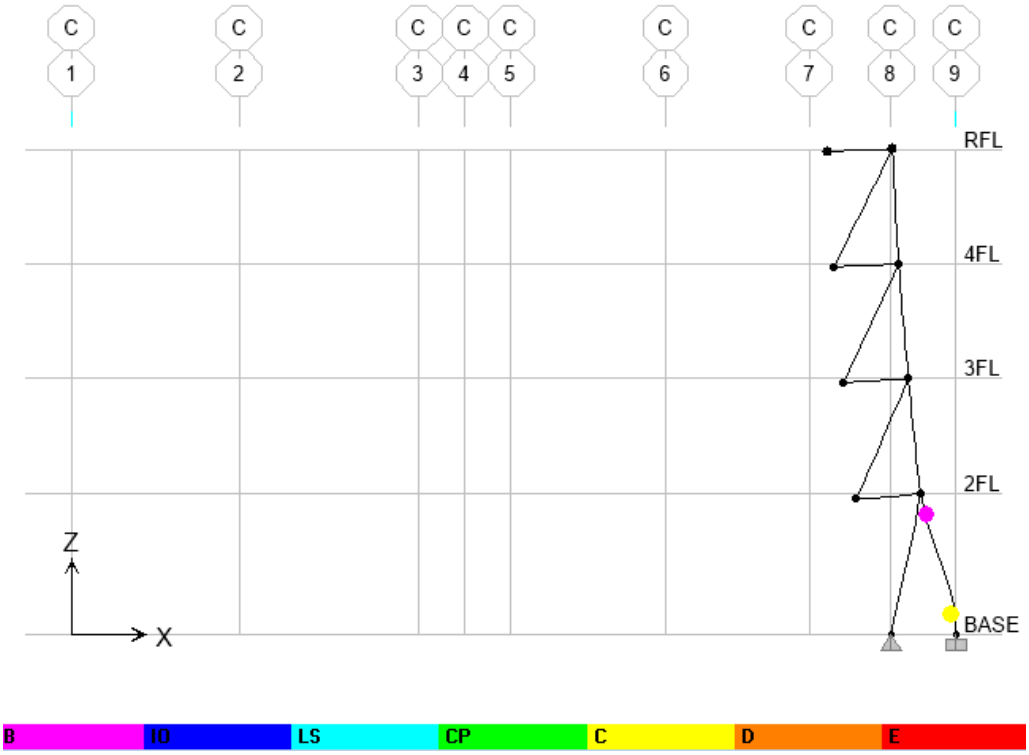


圖 7.143　案例B負X向側推分析非線性鉸圖(line C)

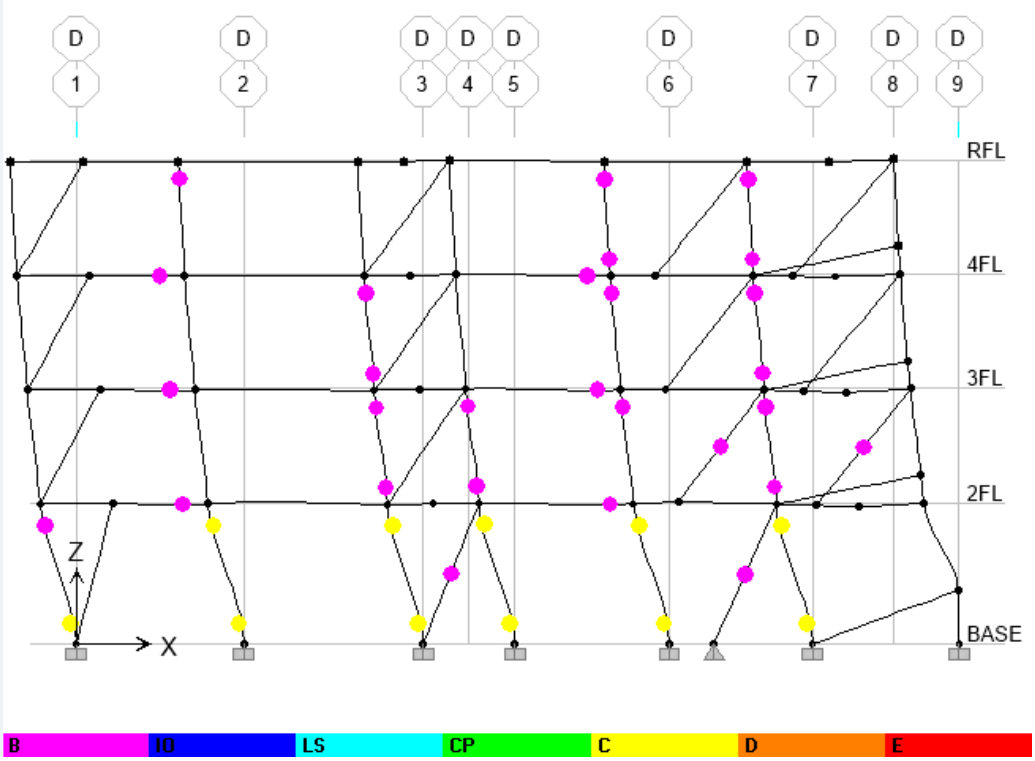


圖 7.144　案例B負X向側推分析非線性鉸圖(line D)

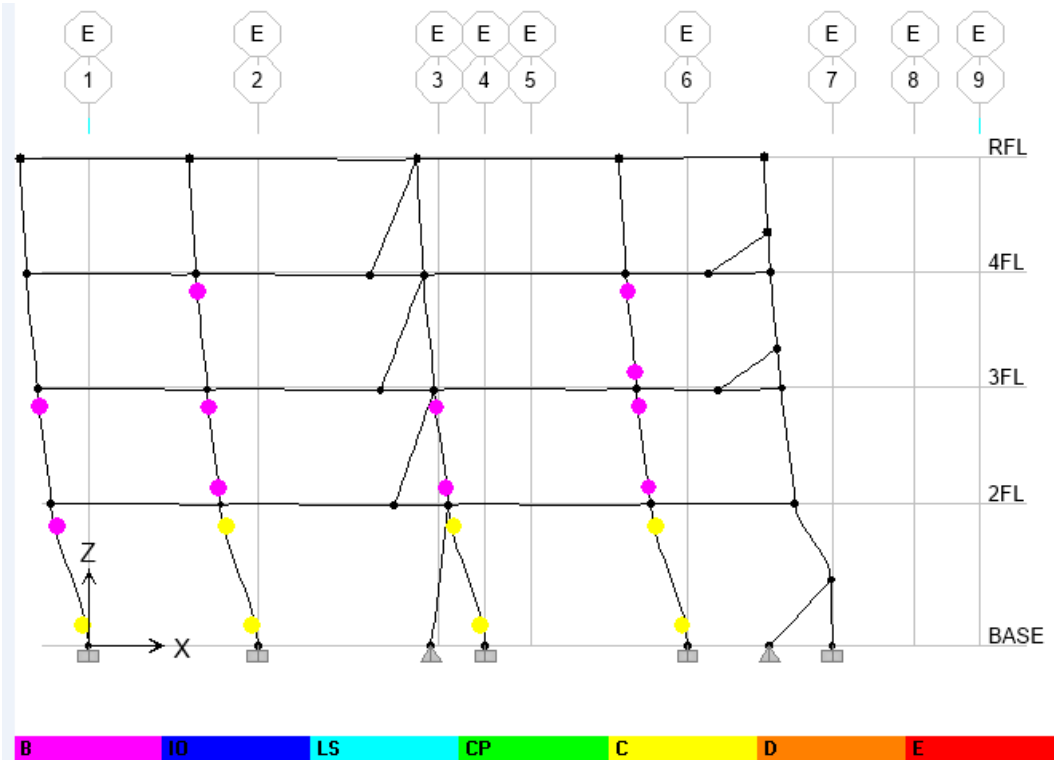


圖 7.145　案例B負X向側推分析非線性鉸圖(line E)

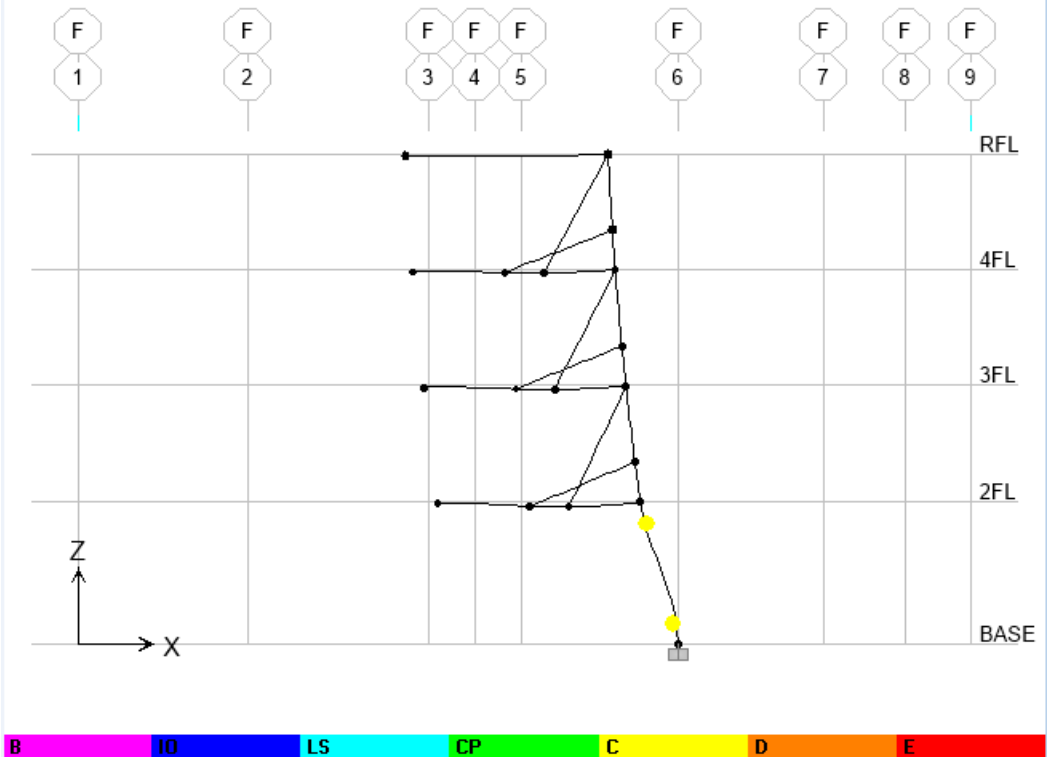


圖 7.146　案例B負X向側推分析非線性鉸圖(line F)

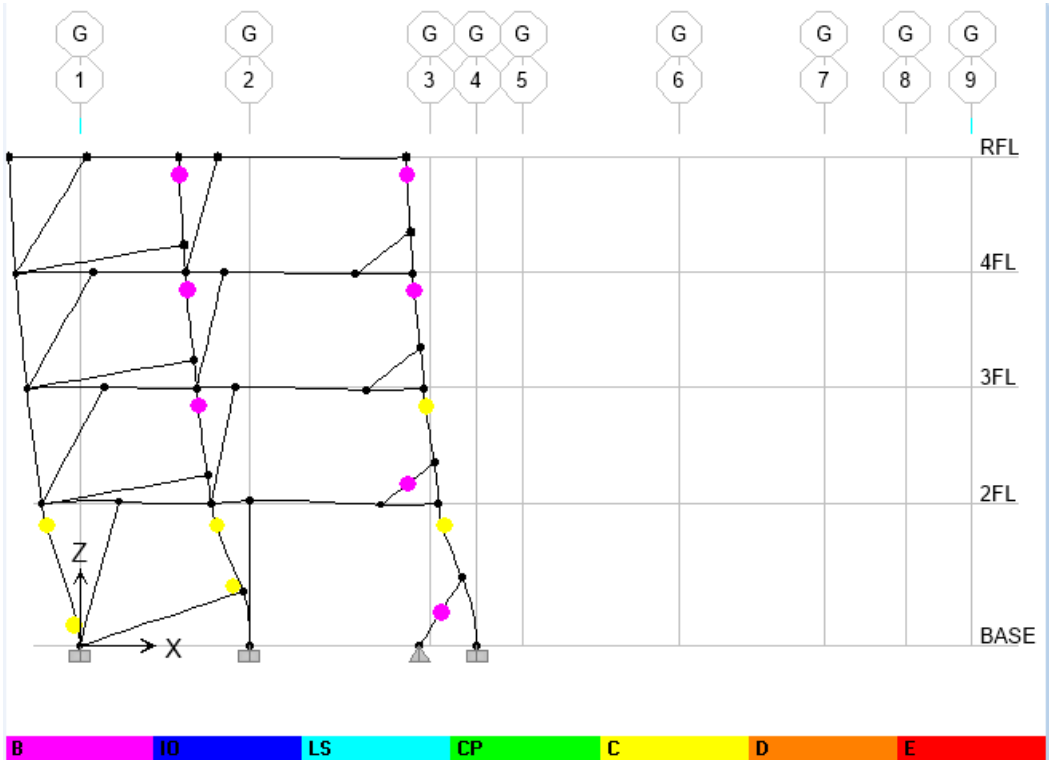


圖 7.147　案例B負X向側推分析非線性鉸圖(line G)

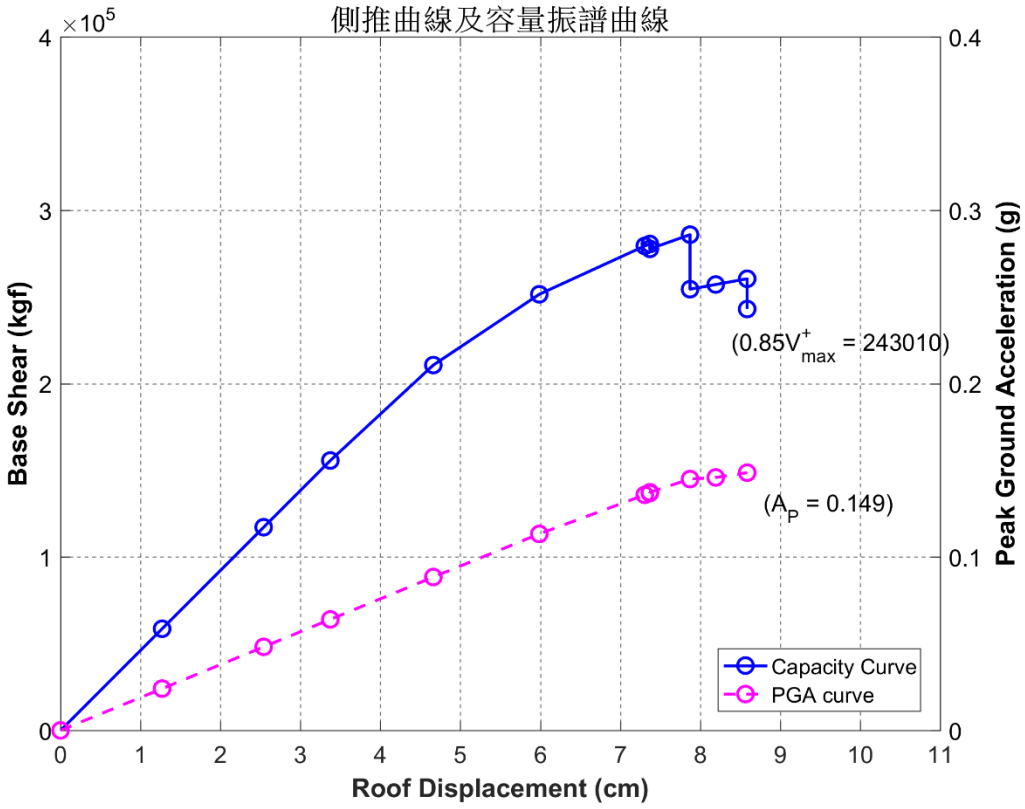
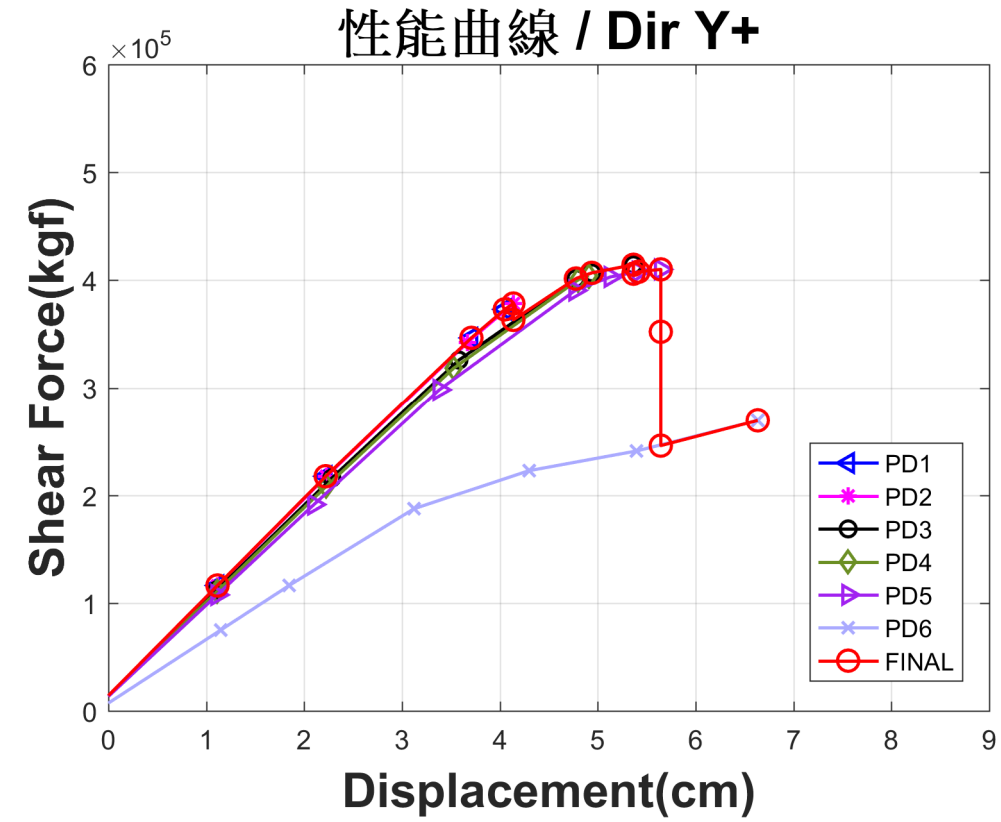
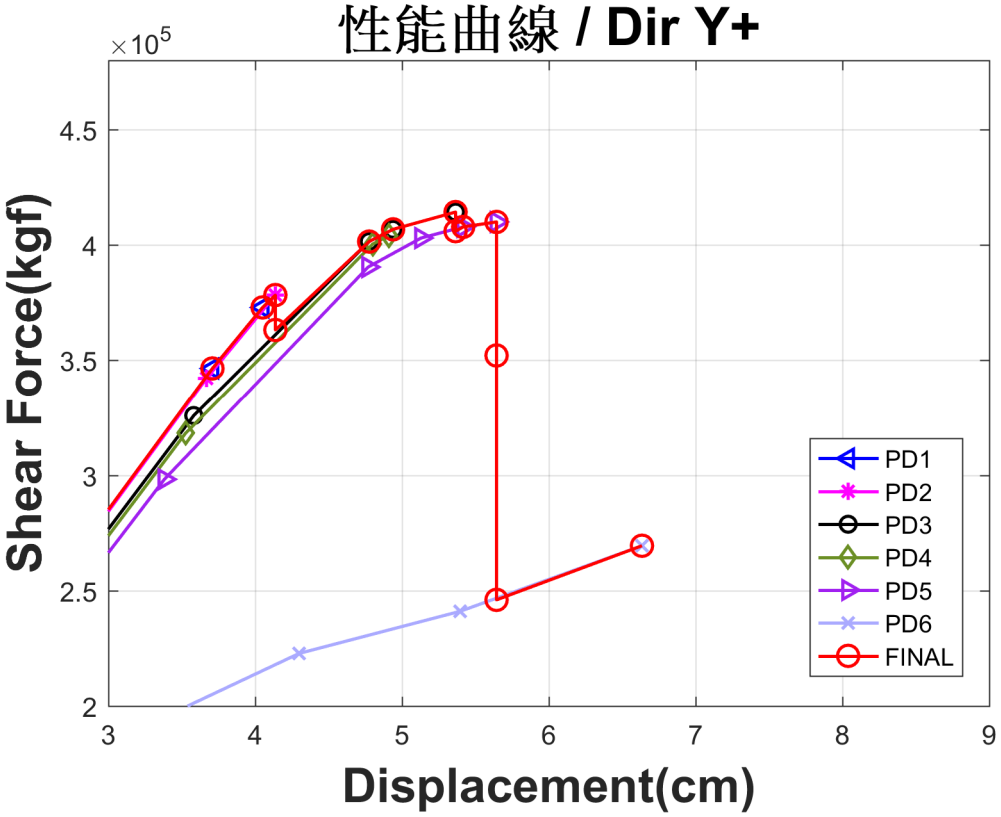


圖 7.148　案例B負X向側推曲線及容量振譜曲線



(a)原圖



(b)細部放大

圖 7.149　案例B正Y向側推曲線

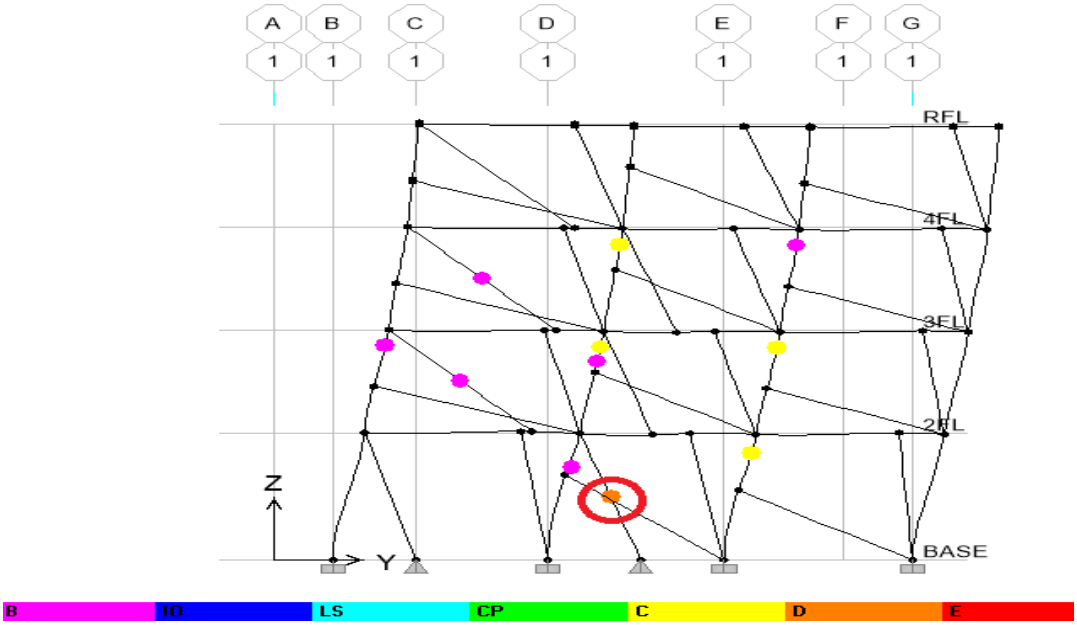


圖 7.150　案例B正Y向M1 磚斜撐破壞

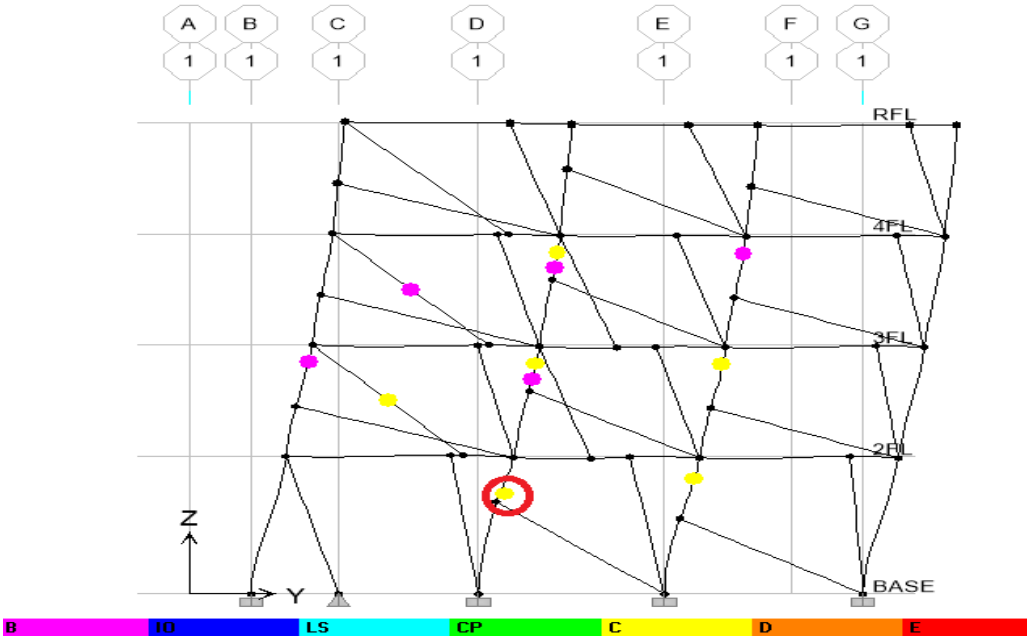


圖 7.151　案例B正Y向M2 極短柱剪力破壞(2FC9)

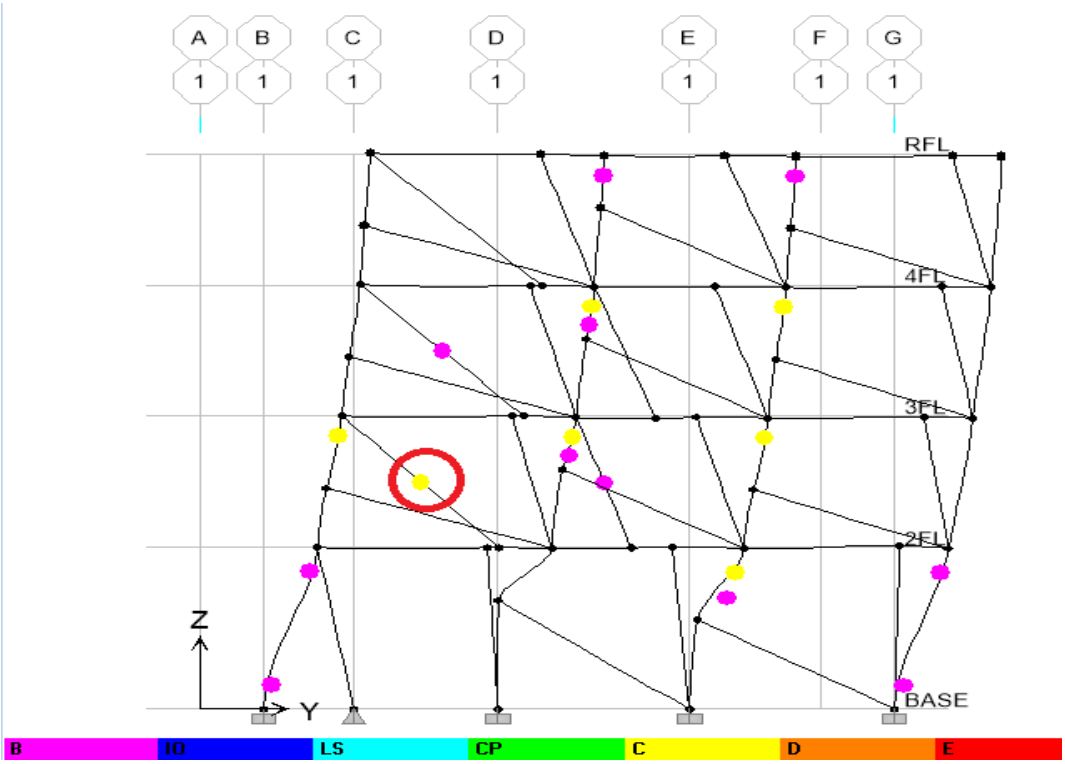


圖 7.152　案例B正Y向M3 磚斜撐破壞

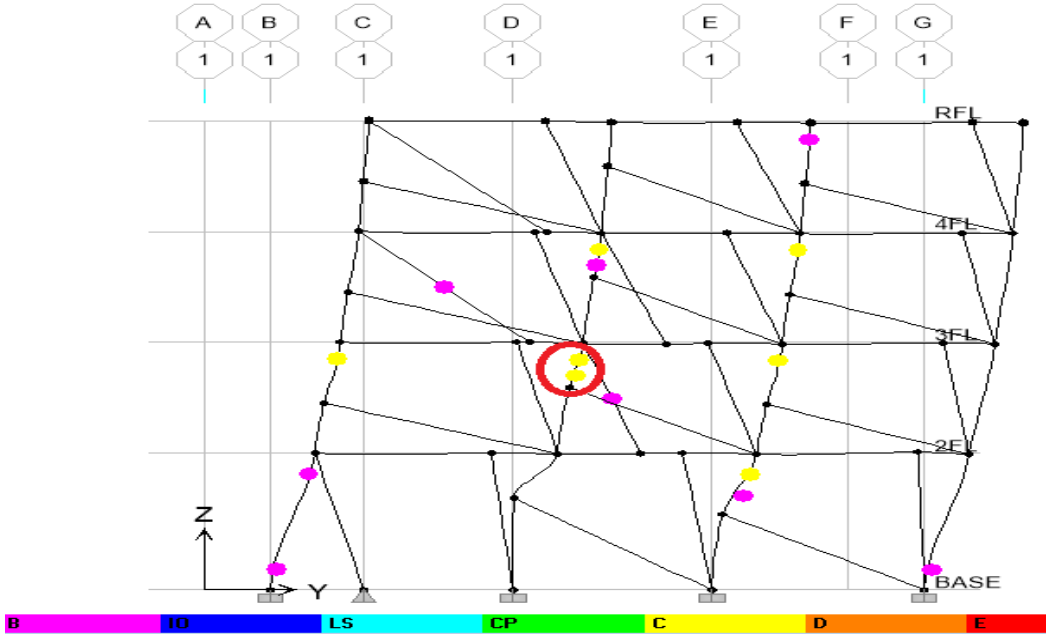


圖 7.153　案例B正Y向M4 極短柱剪力破壞(3FC9)

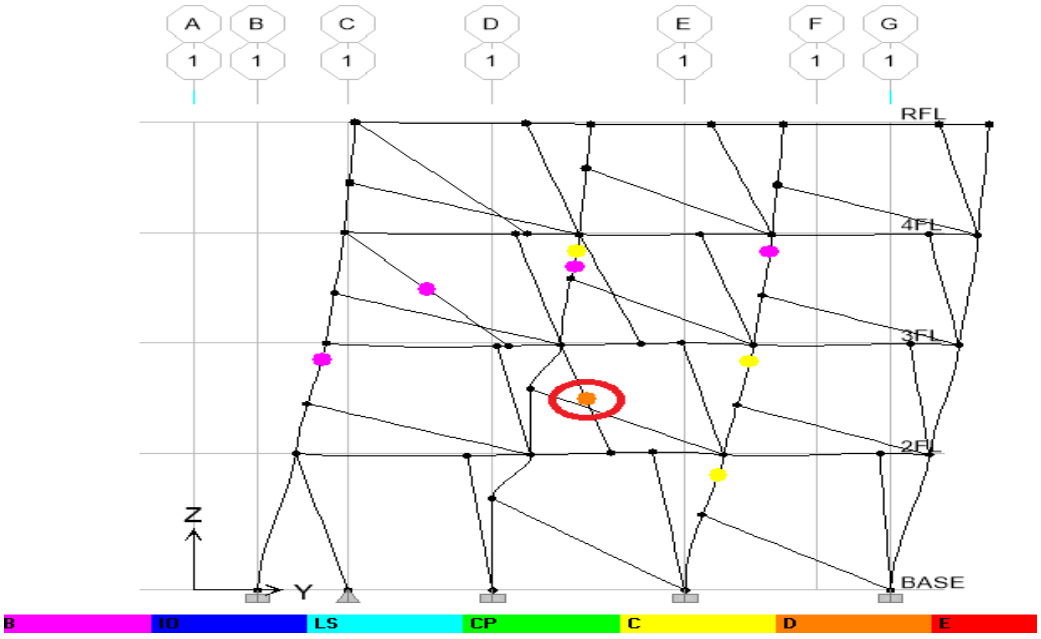


圖 7.154　案例B正Y向M5 磚斜撐破壞

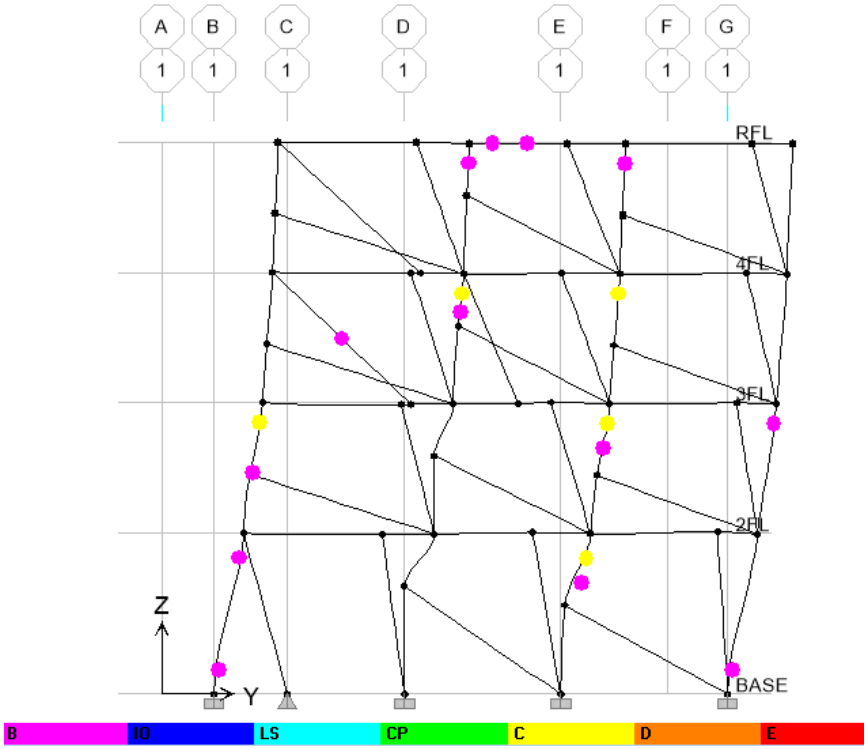


圖 7.155　案例B正Y向側推分析非線性鉸圖(line 1)

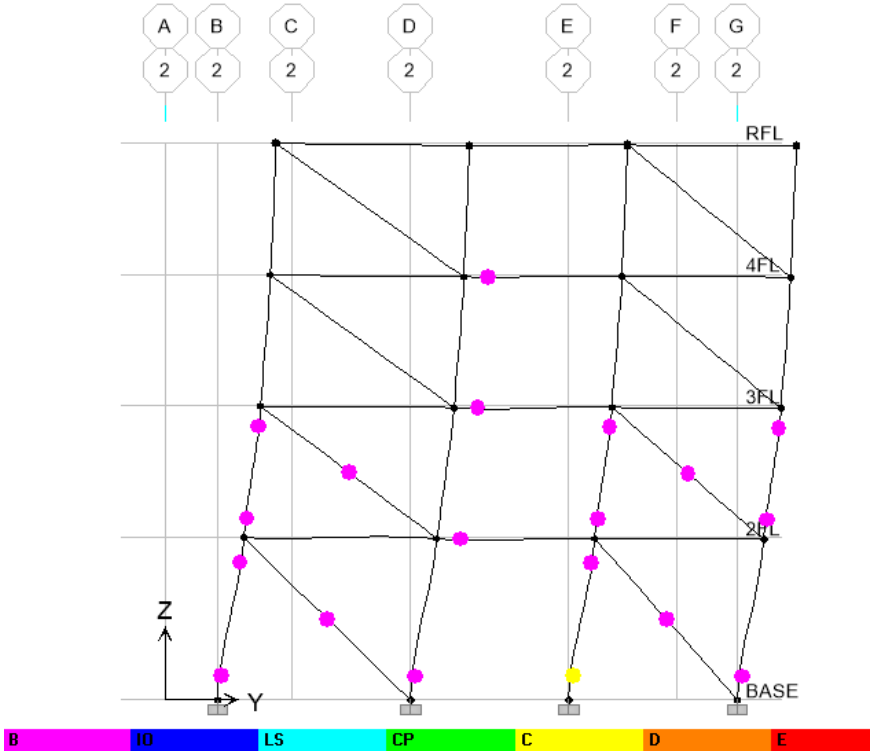


圖 7.156　案例B正Y向側推分析非線性鉸圖(line 2)

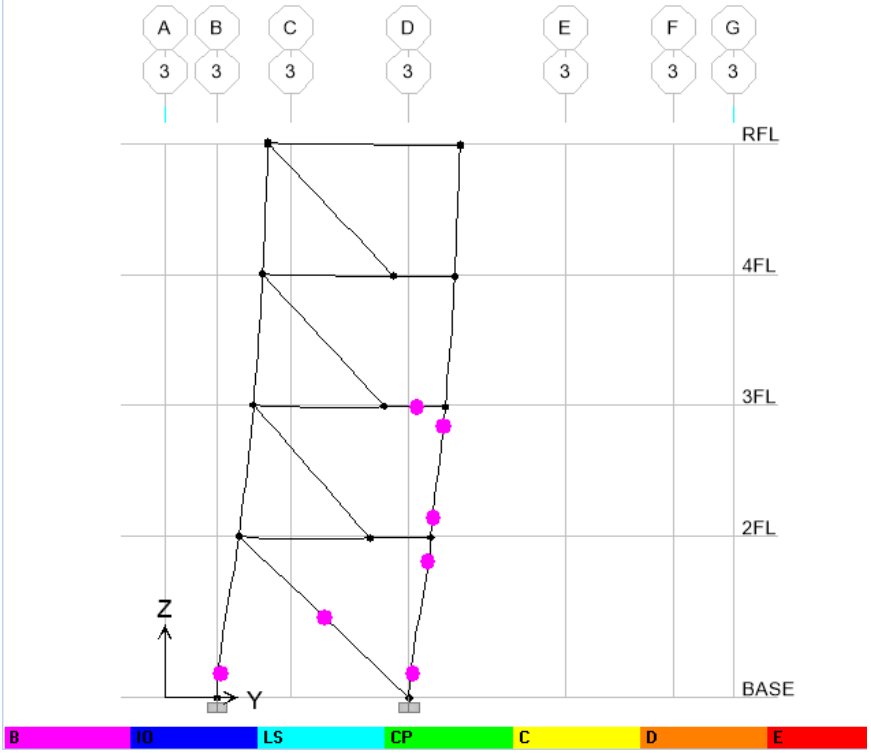


圖 7.157　案例B正Y向側推分析非線性鉸圖(line 3)

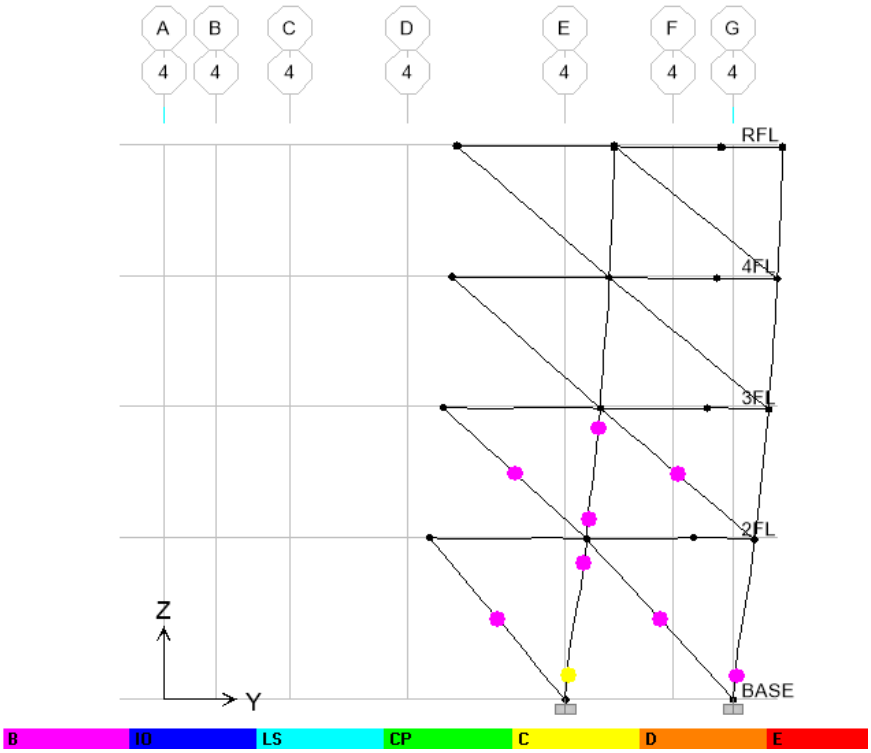


圖 7.158　案例B正Y向側推分析非線性鉸圖(line 4)

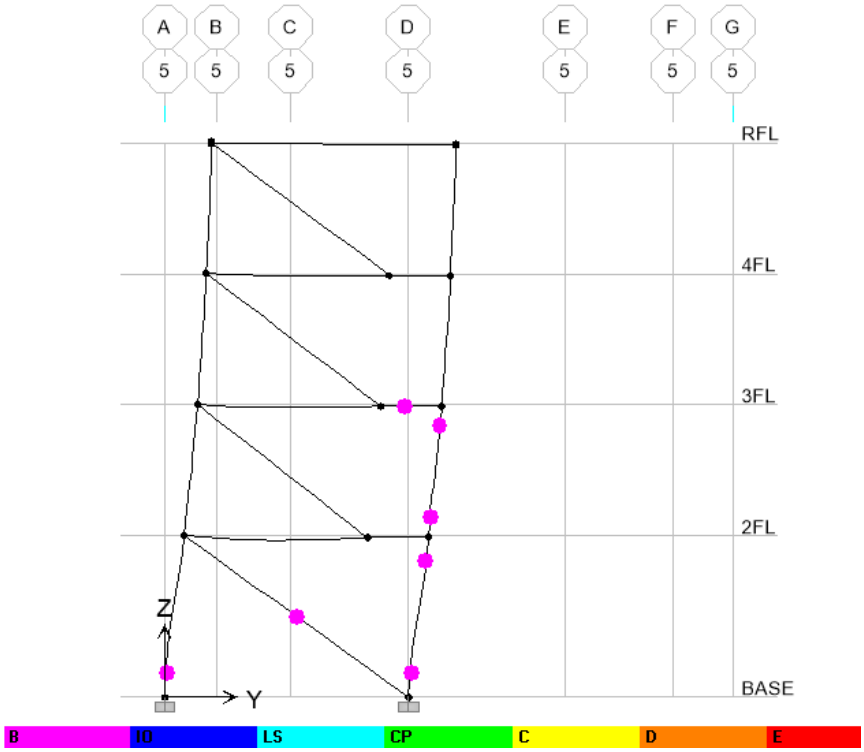


圖 7.159　案例B正Y向側推分析非線性鉸圖(line 5)

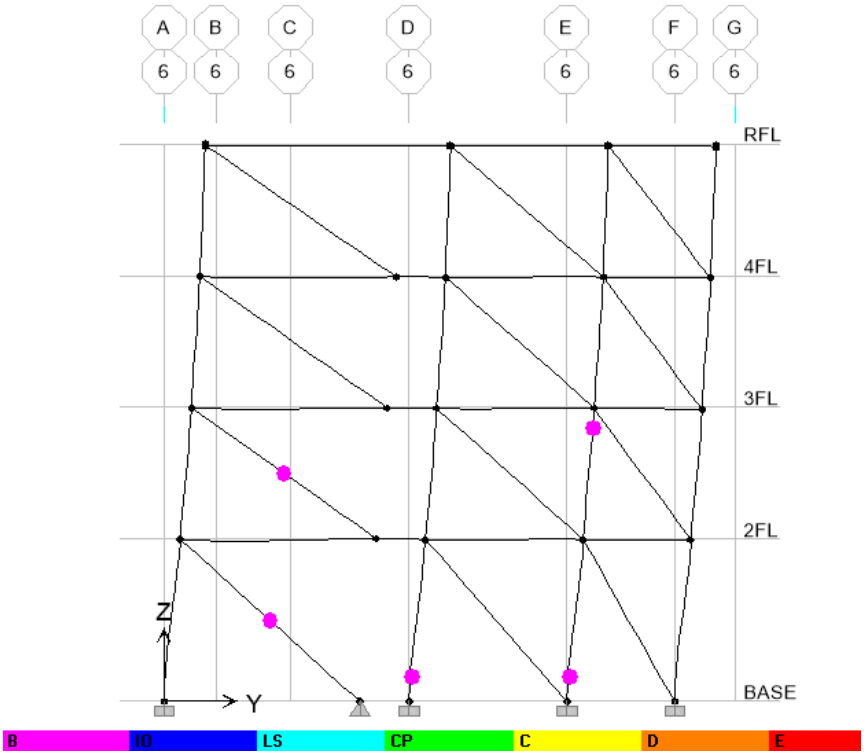


圖 7.160　案例B正Y向側推分析非線性鉸圖(line 6)

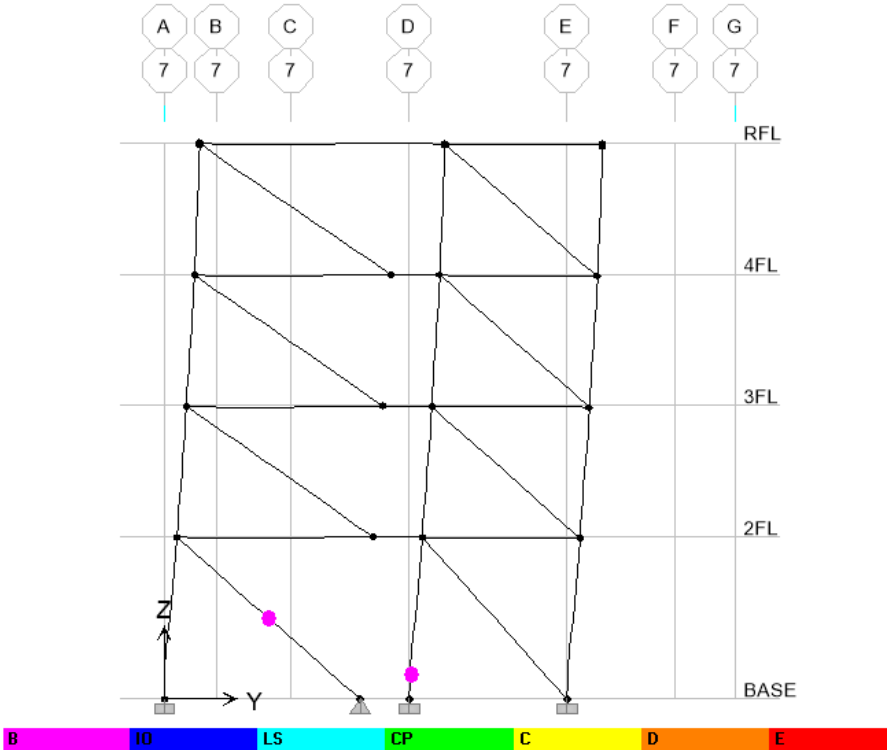


圖 7.161　案例B正Y向側推分析非線性鉸圖(line 7)

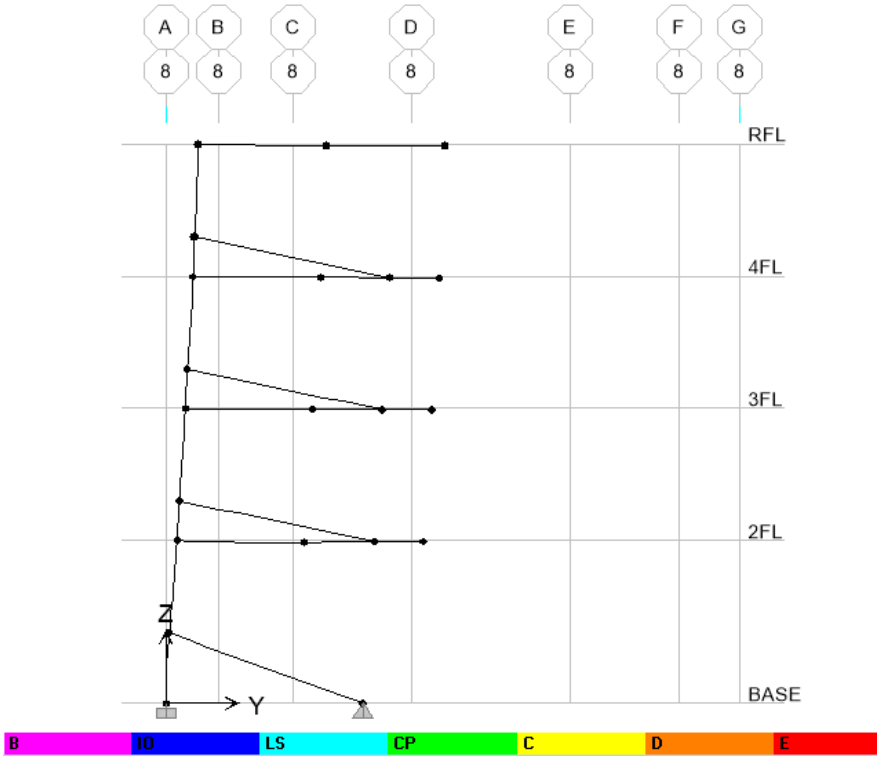


圖 7.162　案例B正Y向側推分析非線性鉸圖(line 8)

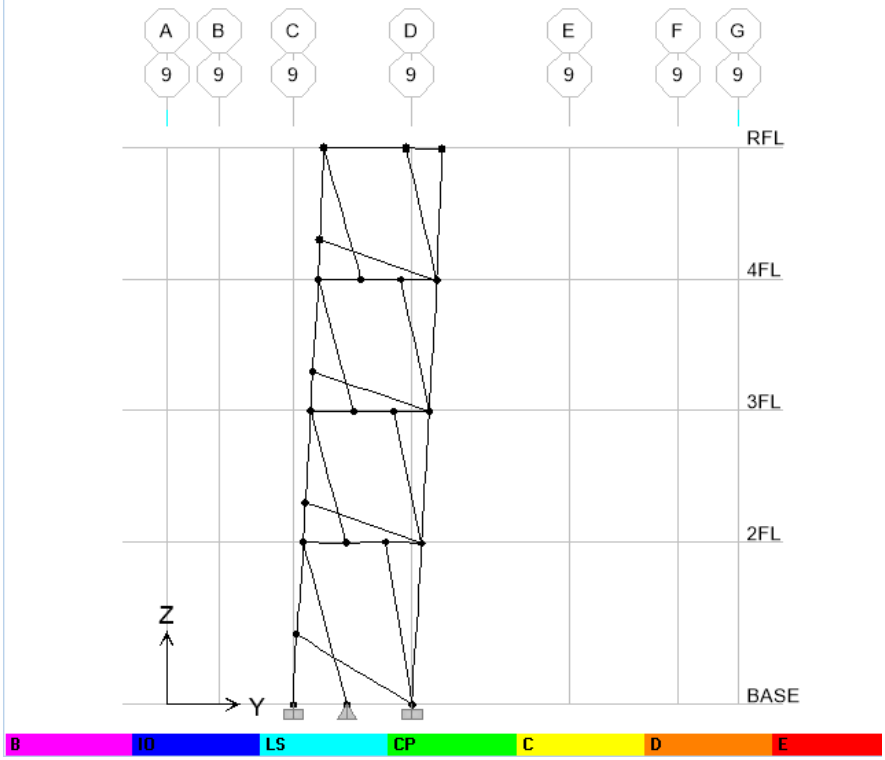


圖 7.163　案例B正Y向側推分析非線性鉸圖(line 9)

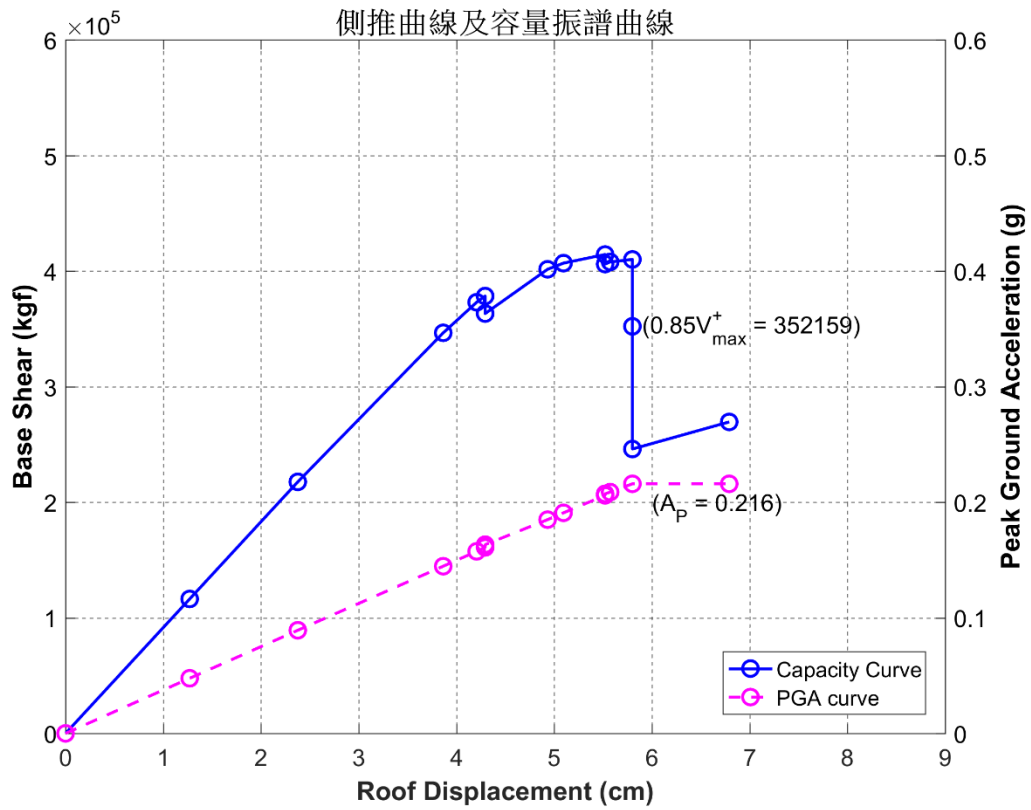
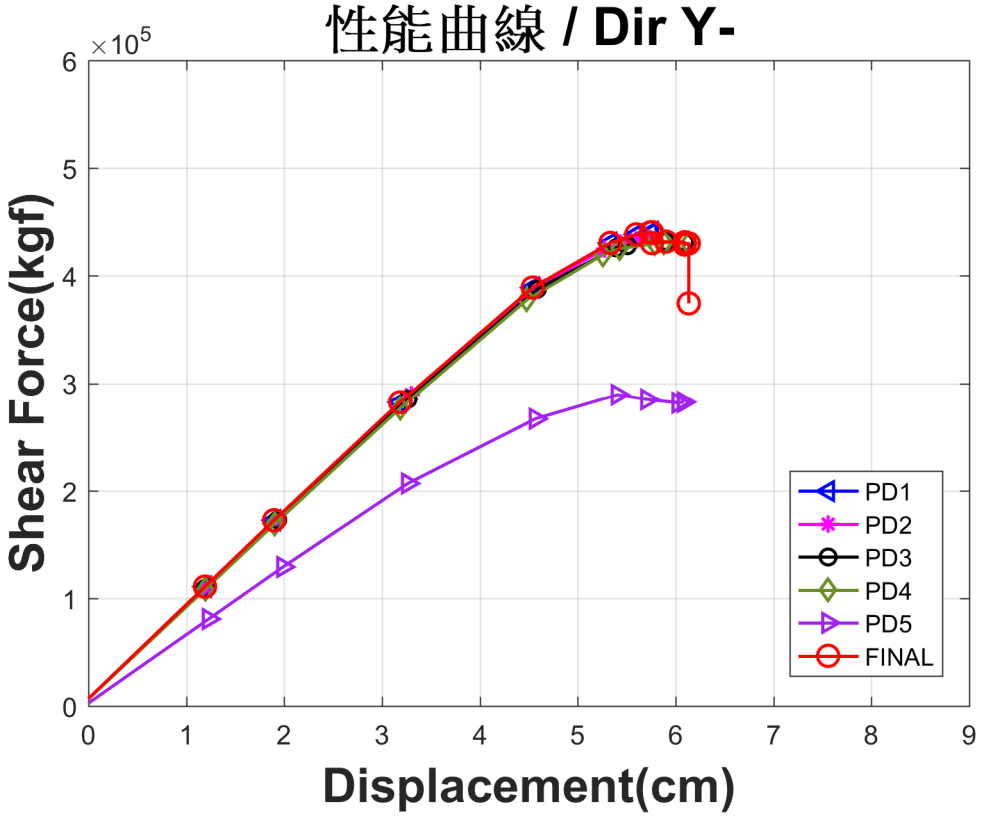
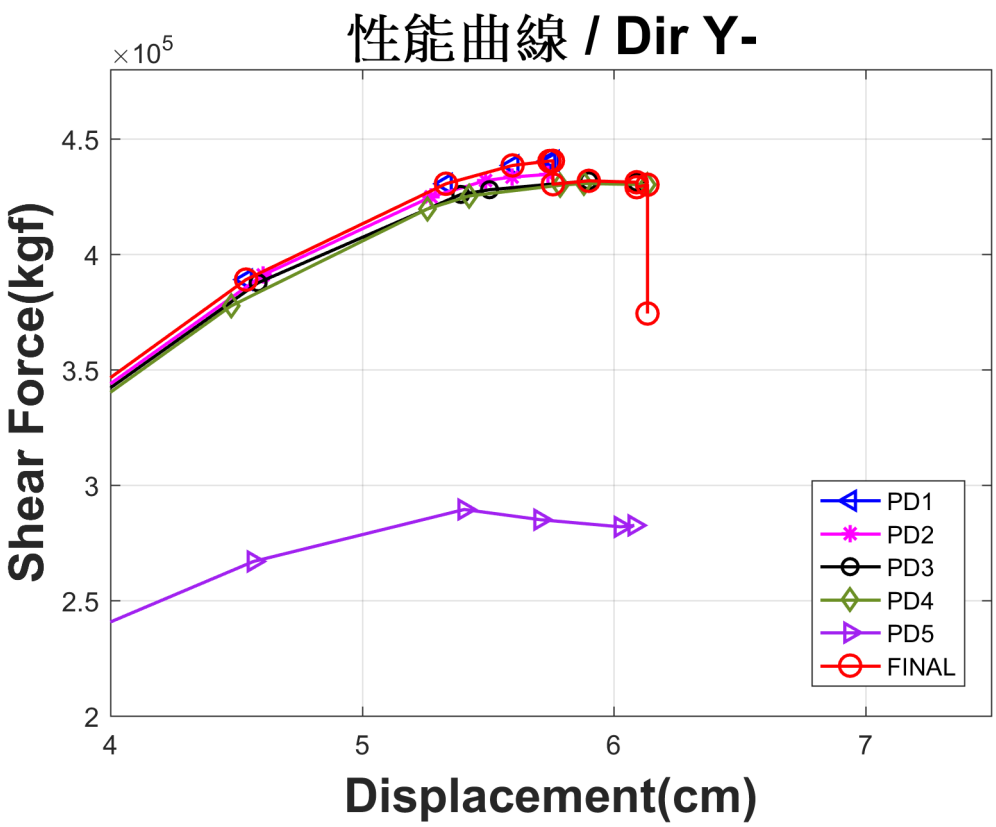


圖 7.164　案例B正Y向側推曲線及容量振譜曲線



(a)原圖



(b)細部放大

圖 7.165　案例B負Y向側推曲線

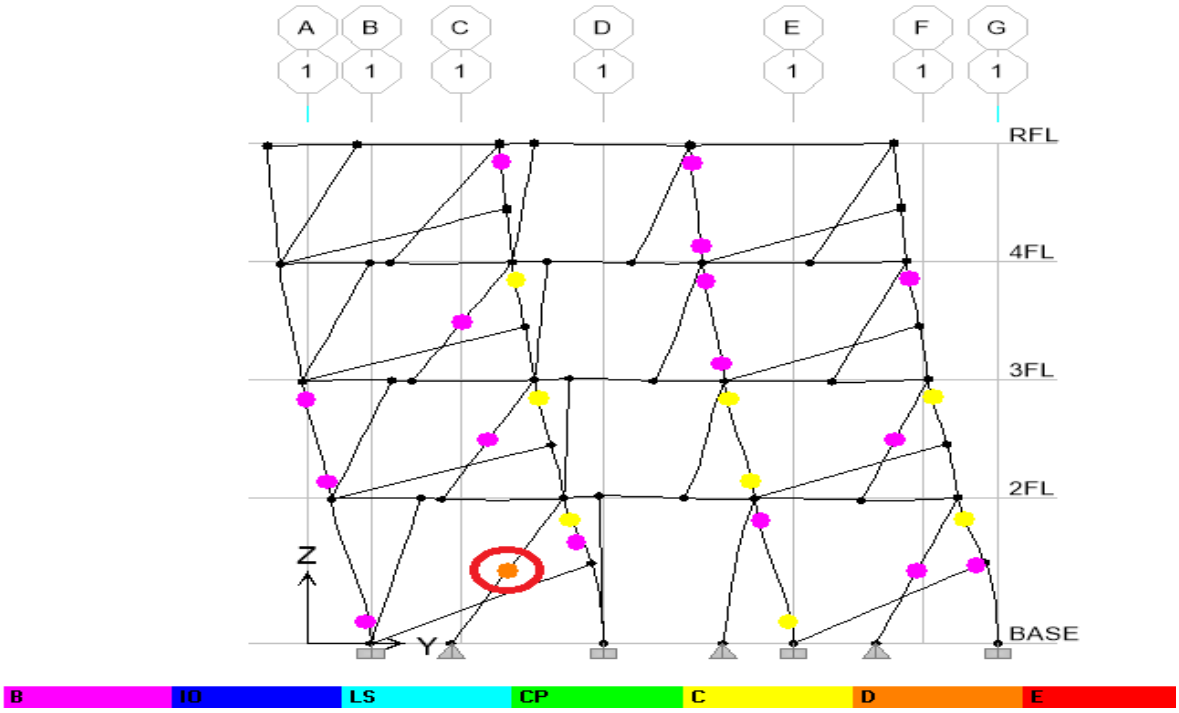


圖 7.166　案例B負Y向M1 磚斜撐破壞

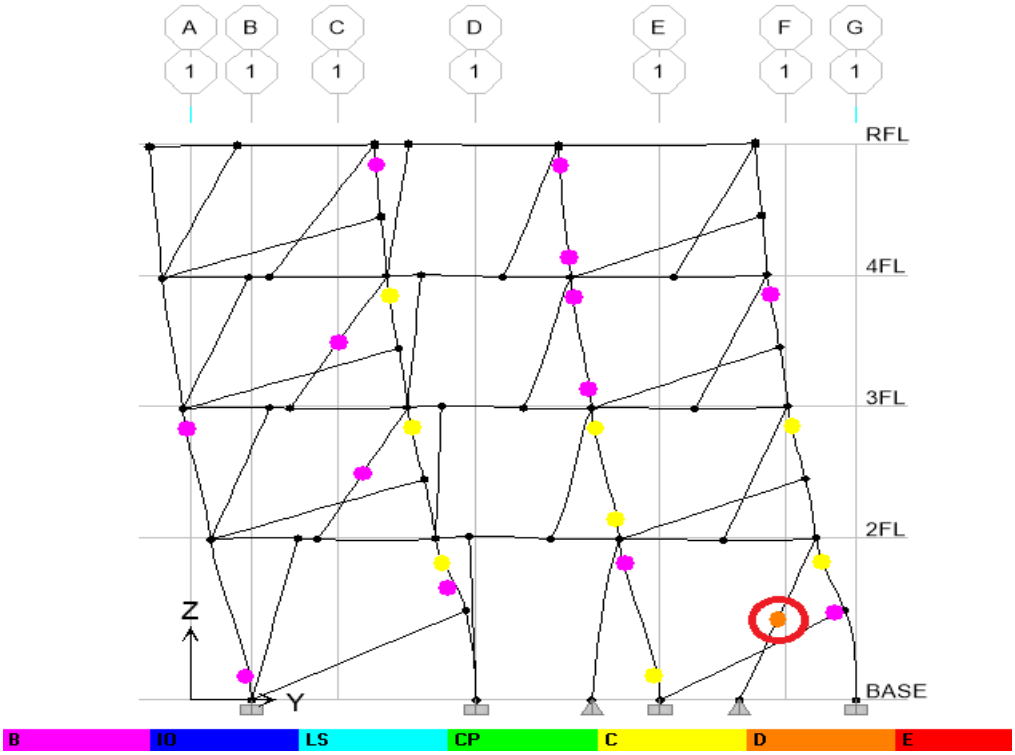


圖 7.167　案例B負Y向M2 磚斜撐破壞

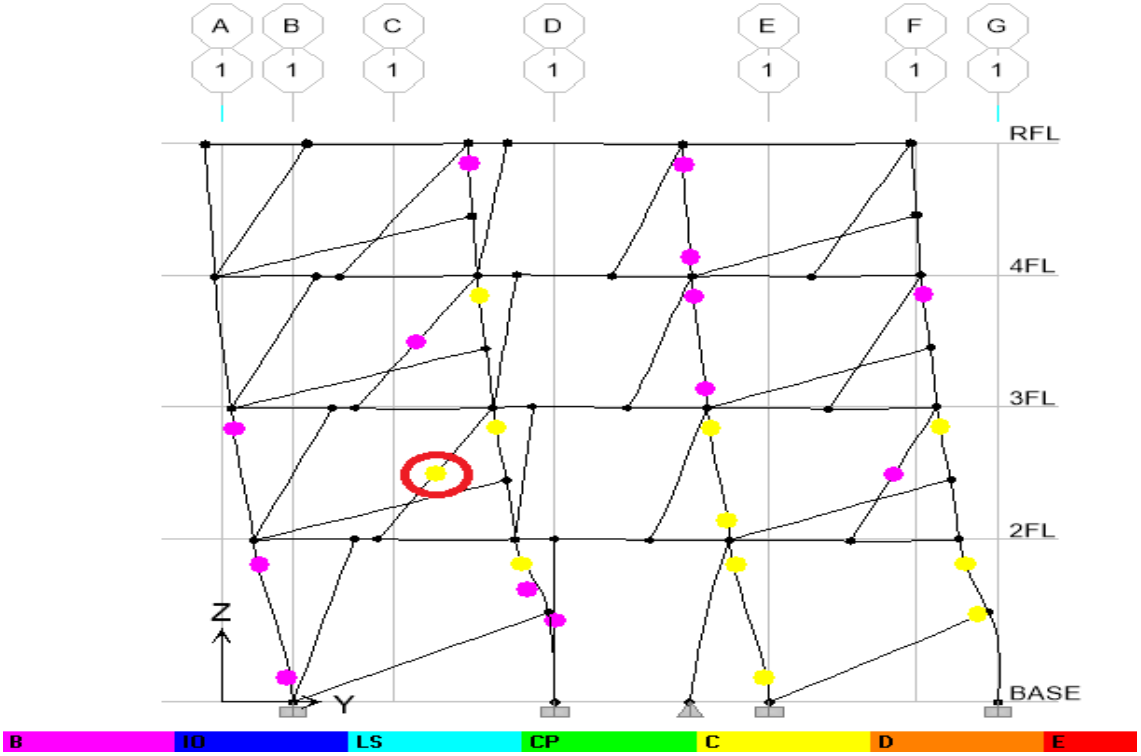


圖 7.168　案例B負Y向M3 磚斜撐破壞

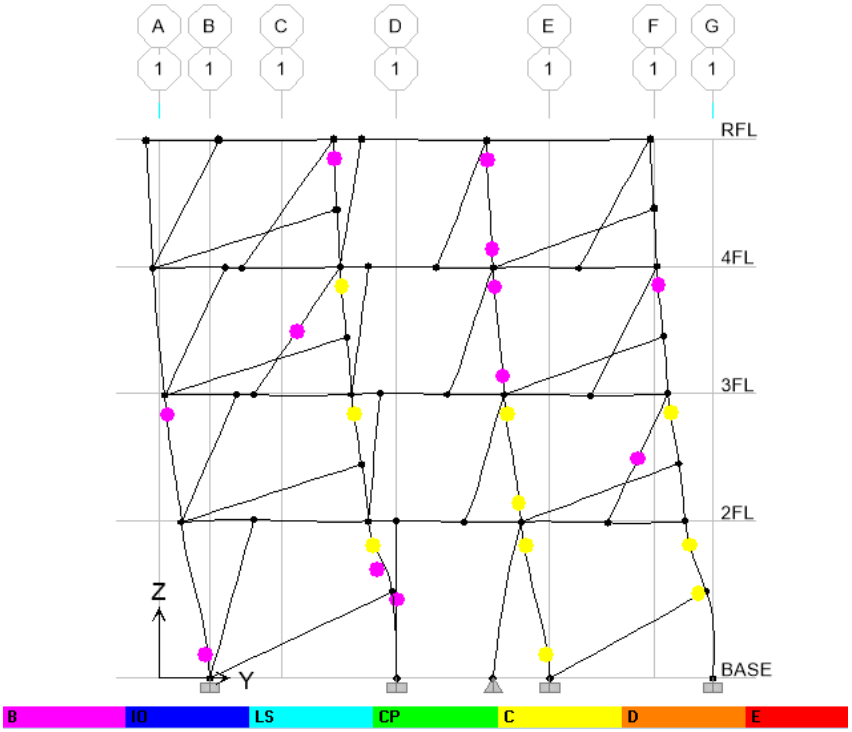


圖 7.169　案例B負Y向側推分析非線性鉸圖(line 1)

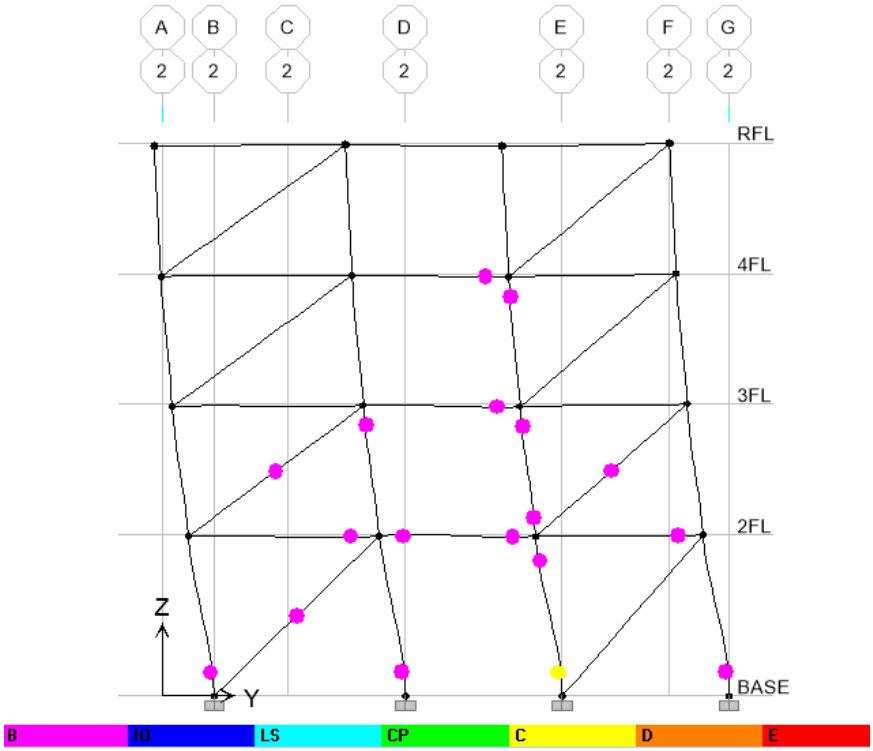


圖 7.170　案例B負Y向側推分析非線性鉸圖(line 2)

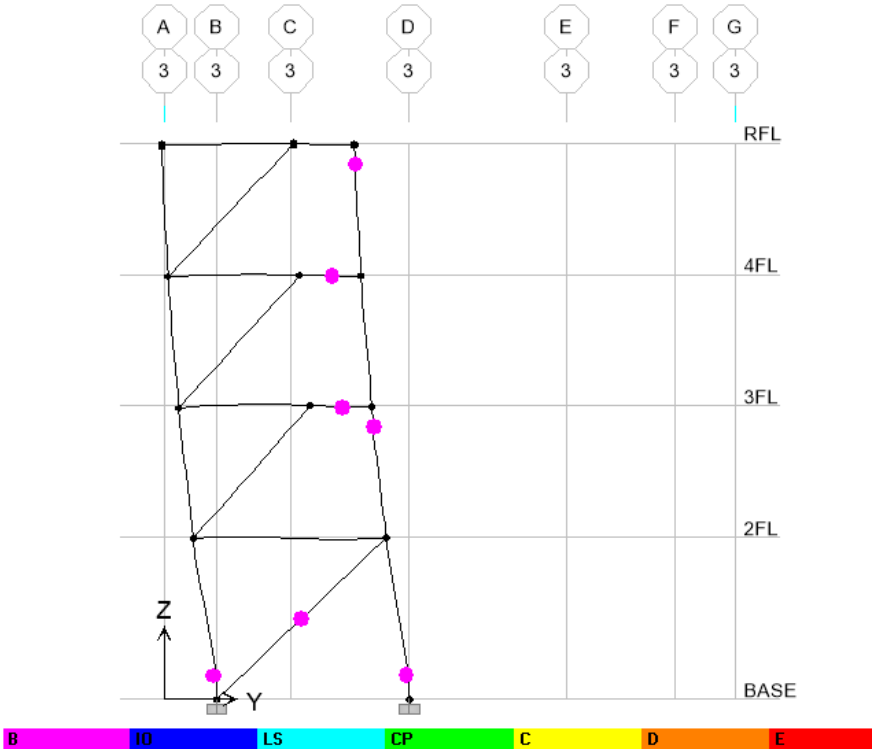


圖 7.171　案例B負Y向側推分析非線性鉸圖(line 3)

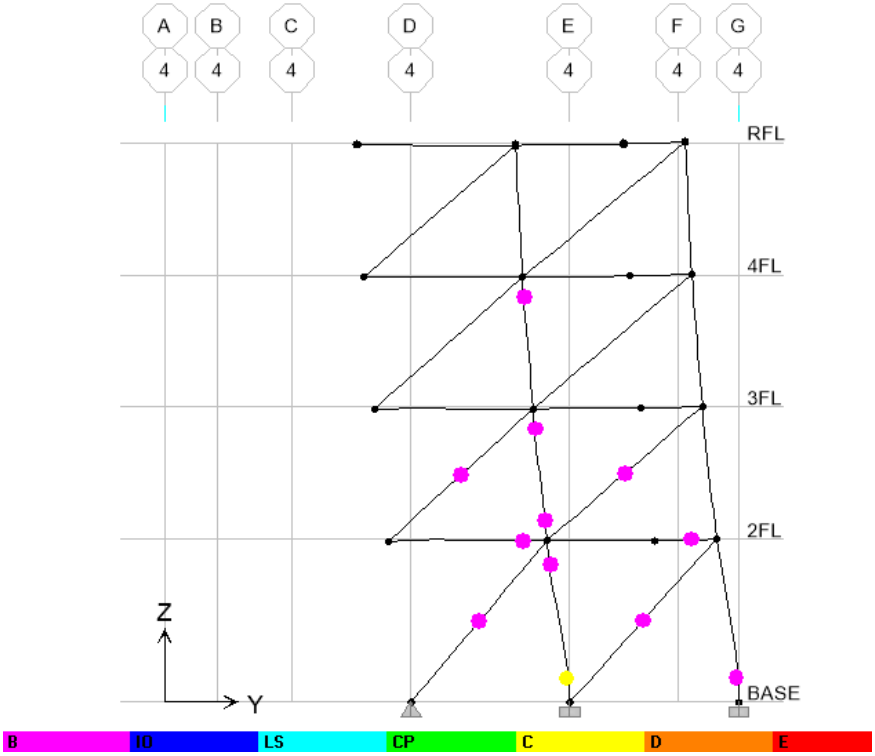


圖 7.172　案例B負Y向側推分析非線性鉸圖(line 4)

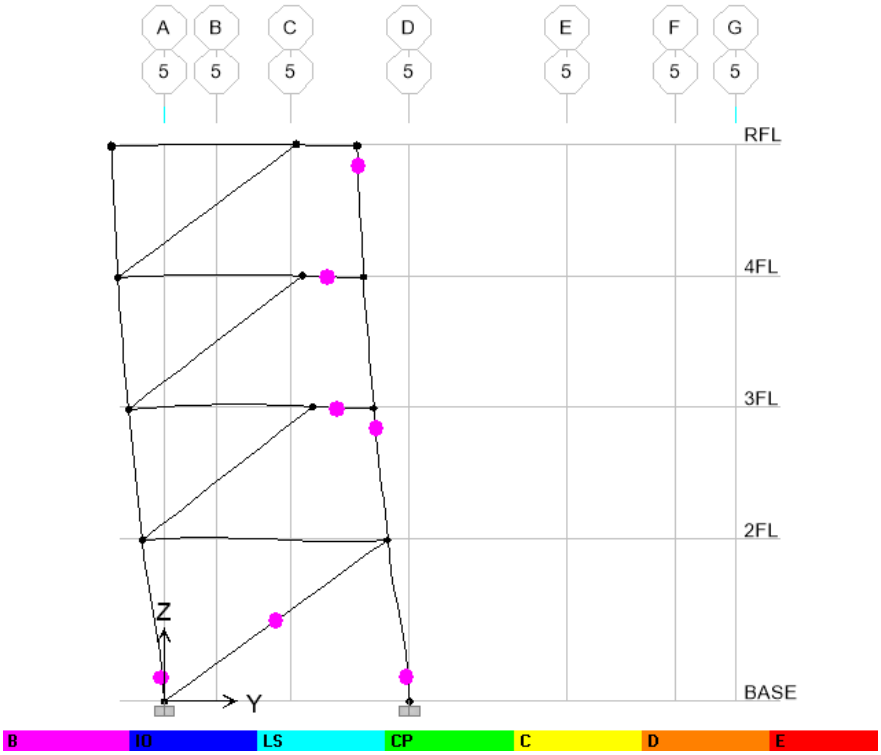


圖 7.173　案例B負Y向側推分析非線性鉸圖(line 5)

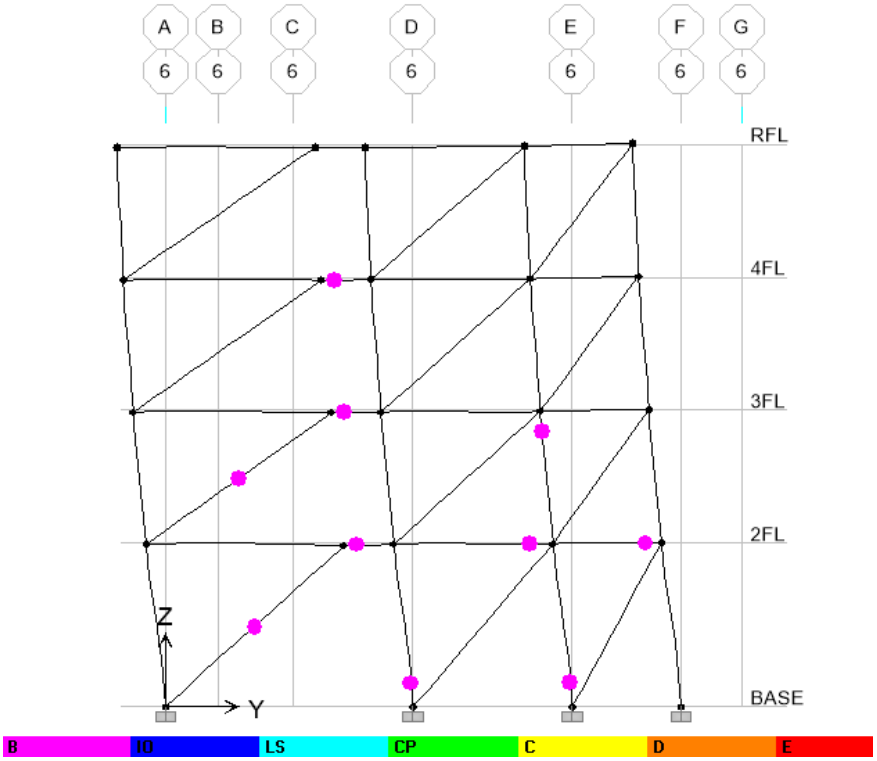


圖 7.174　案例B負Y向側推分析非線性鉸圖(line 6)

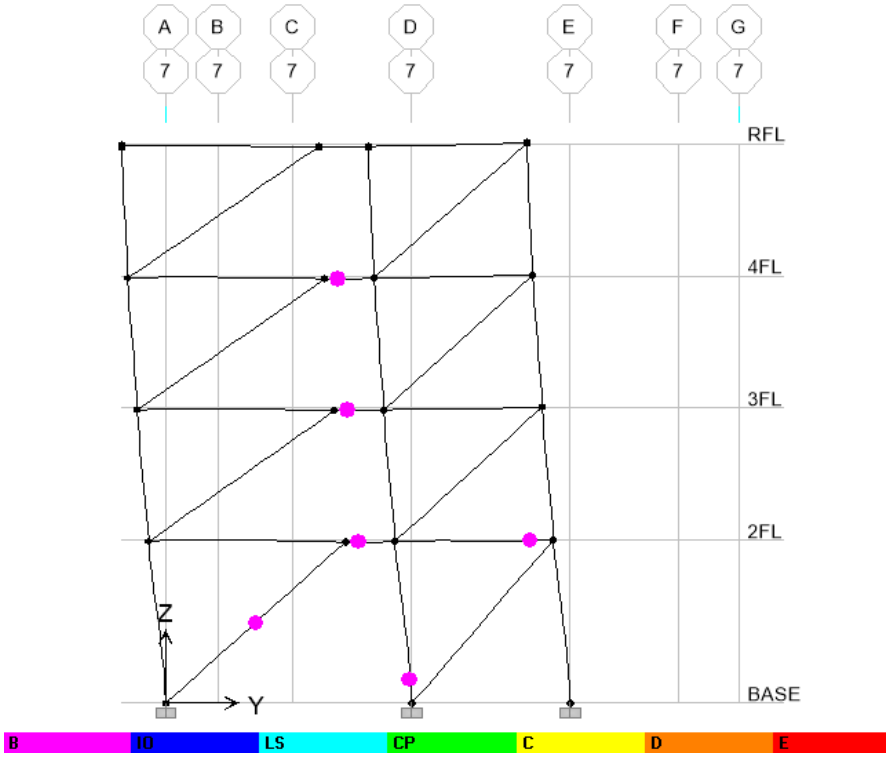


圖 7.175　案例B負Y向側推分析非線性鉸圖(line 7)

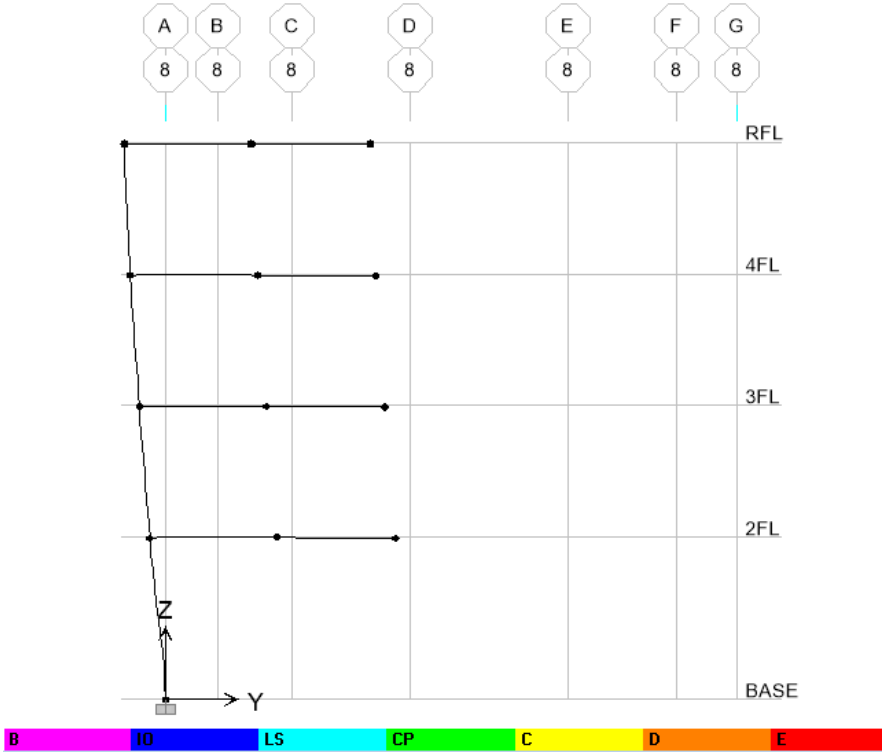


圖 7.176　案例B負Y向側推分析非線性鉸圖(line 8)

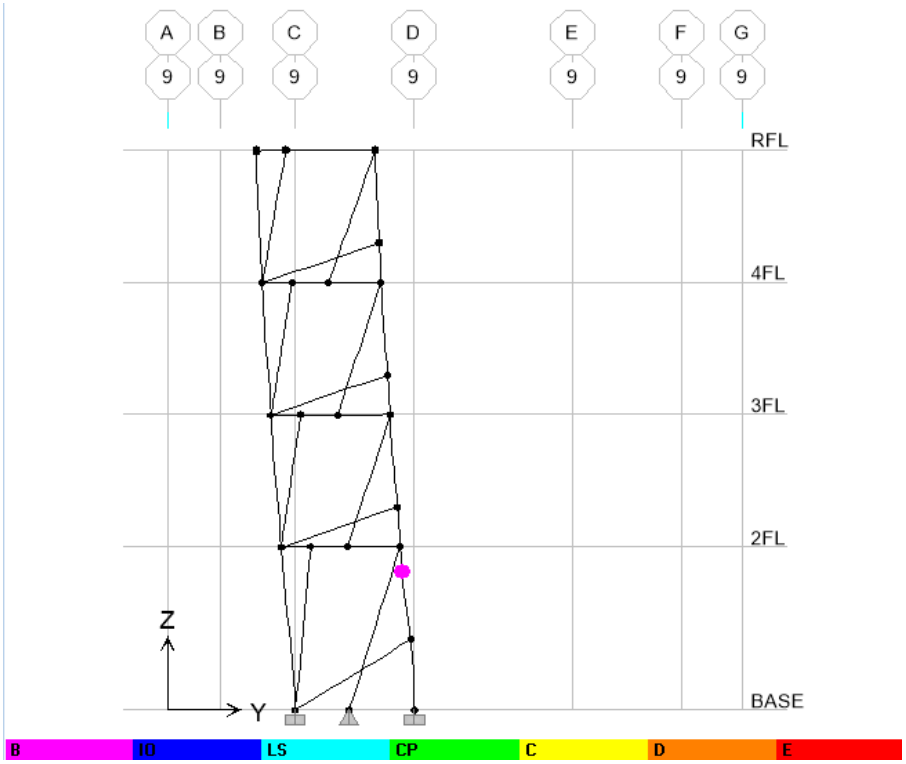


圖 7.177　案例B負Y向側推分析非線性鉸圖(line 9)

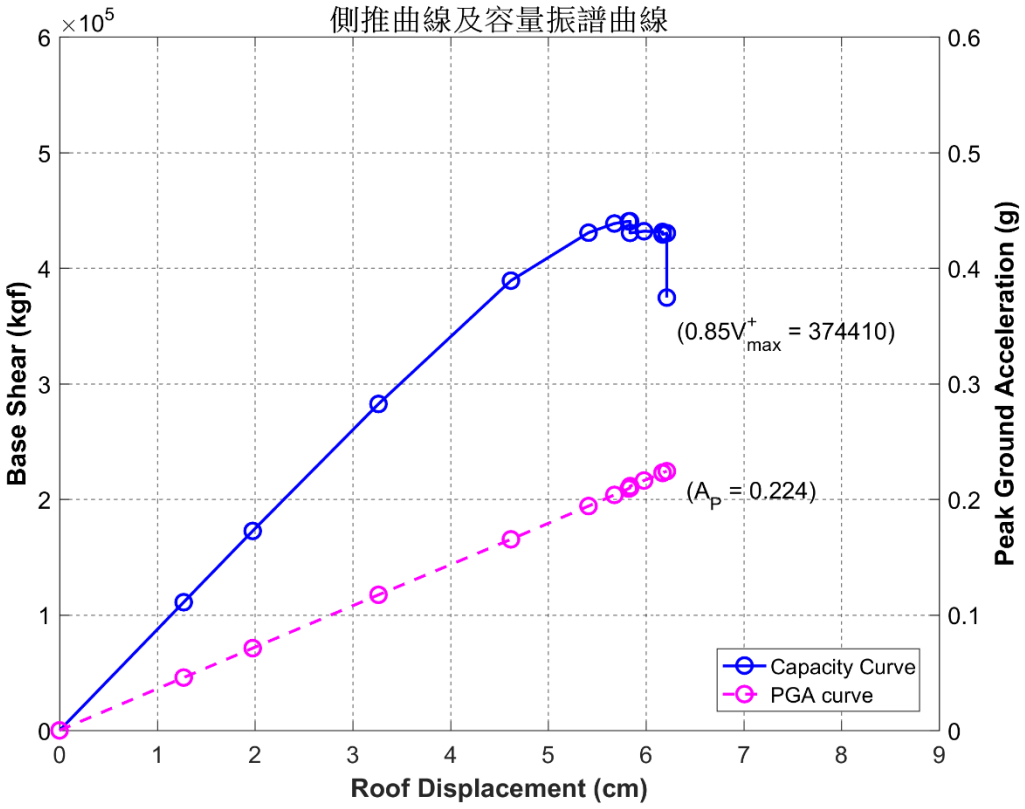
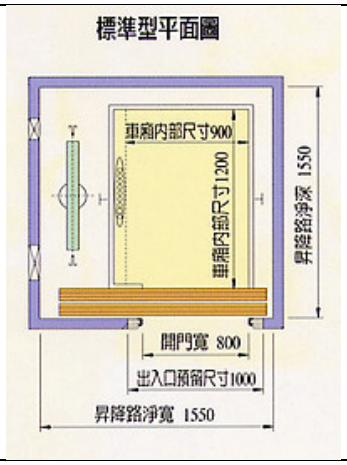
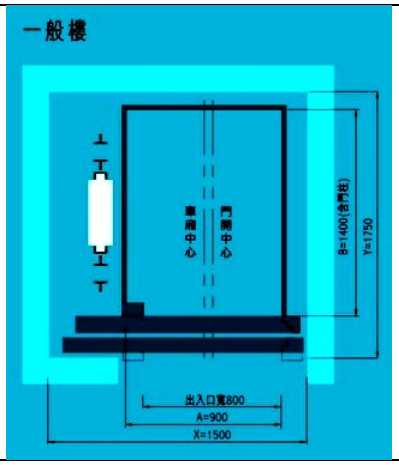


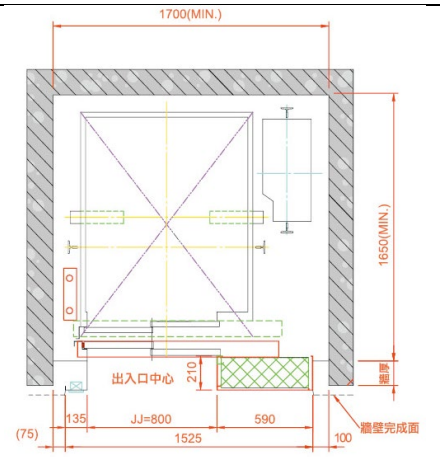
圖 7.178　案例B負Y向側推曲線及容量振譜曲線



乘載 5 人
(A廠)



乘載 6 人
(B廠)



乘載 6 人
(C廠)

圖 7.179　個人住宅小型電梯尺寸

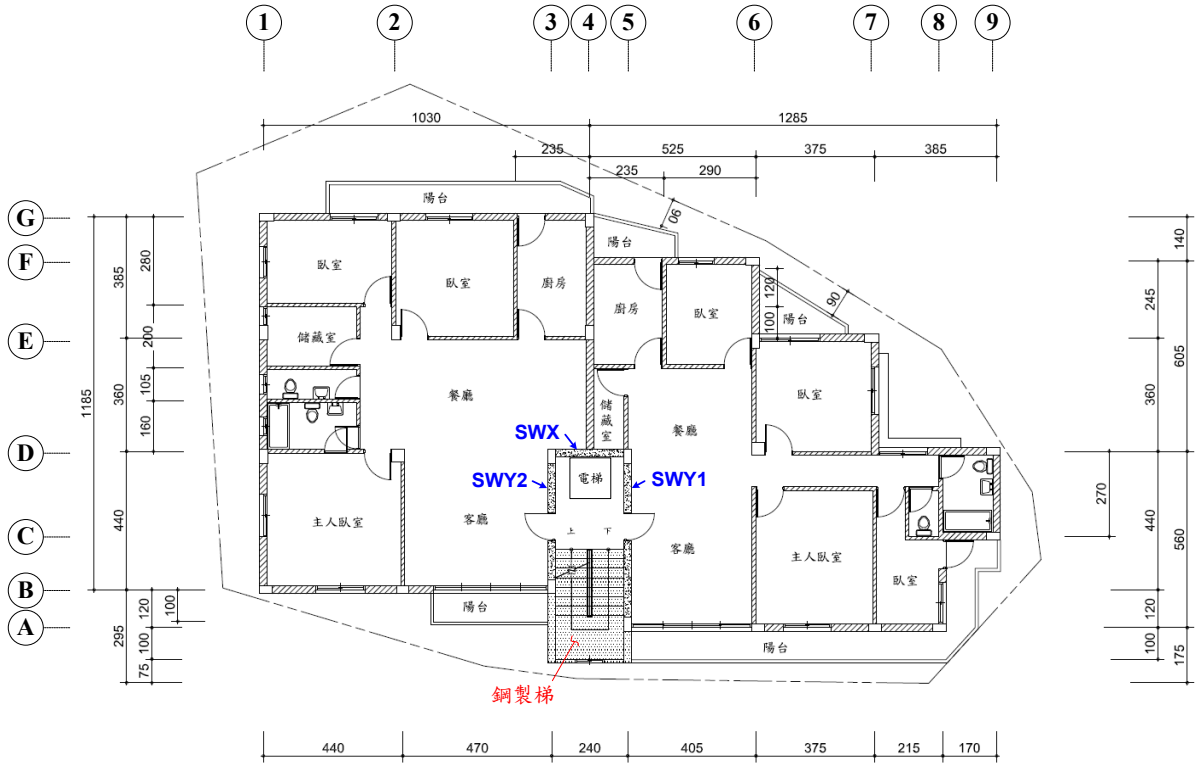


圖 7.180　案例B增設電梯補強之建築平面圖(2~4 層)

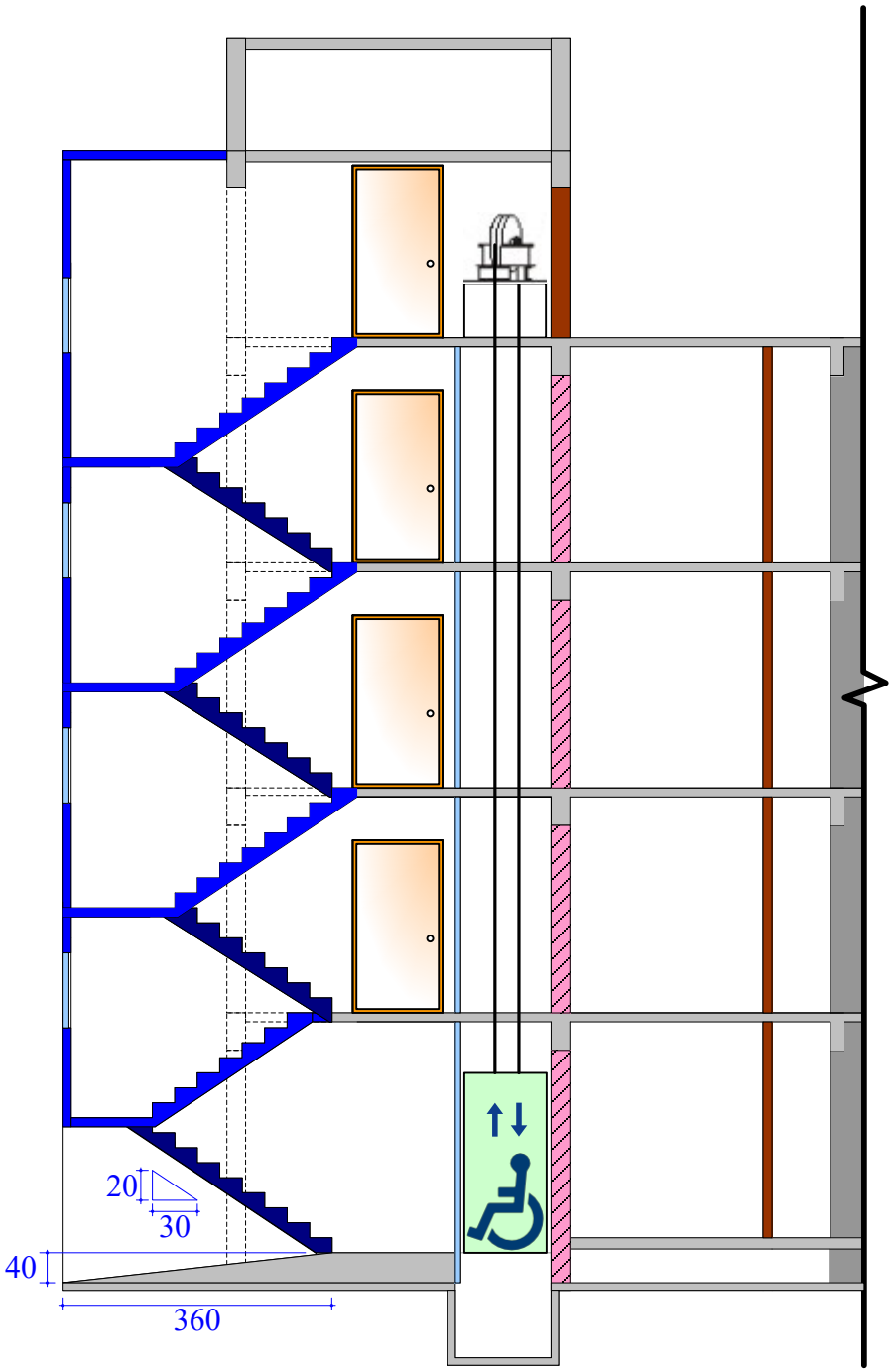
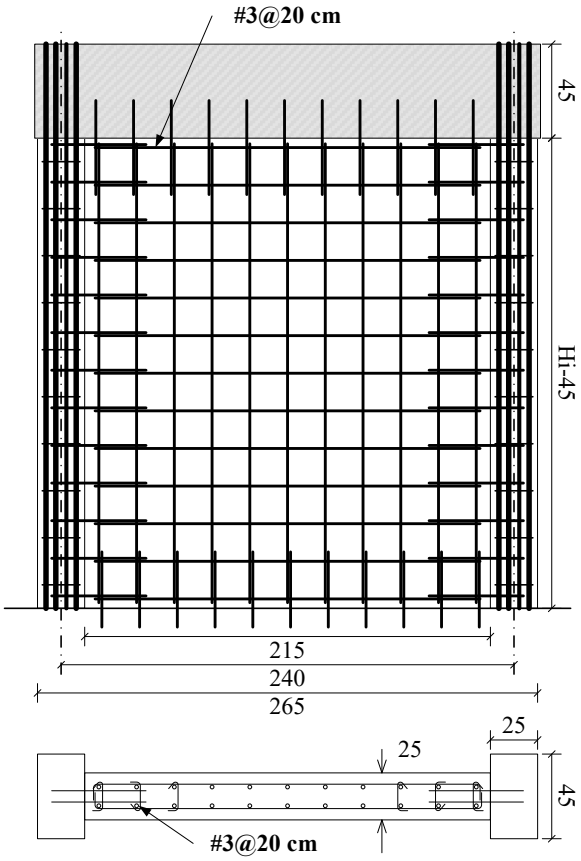
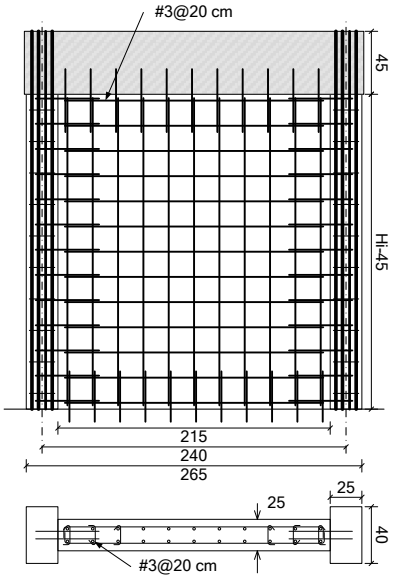


圖 7.181　案例B新建樓梯剖立面圖

圖 7.182　案例B增設電梯補強建築 3D圖(sketchup模型)



(a)一層及二層



(b)三層及四層

圖 7.183　案例B之SWX牆斷面細節

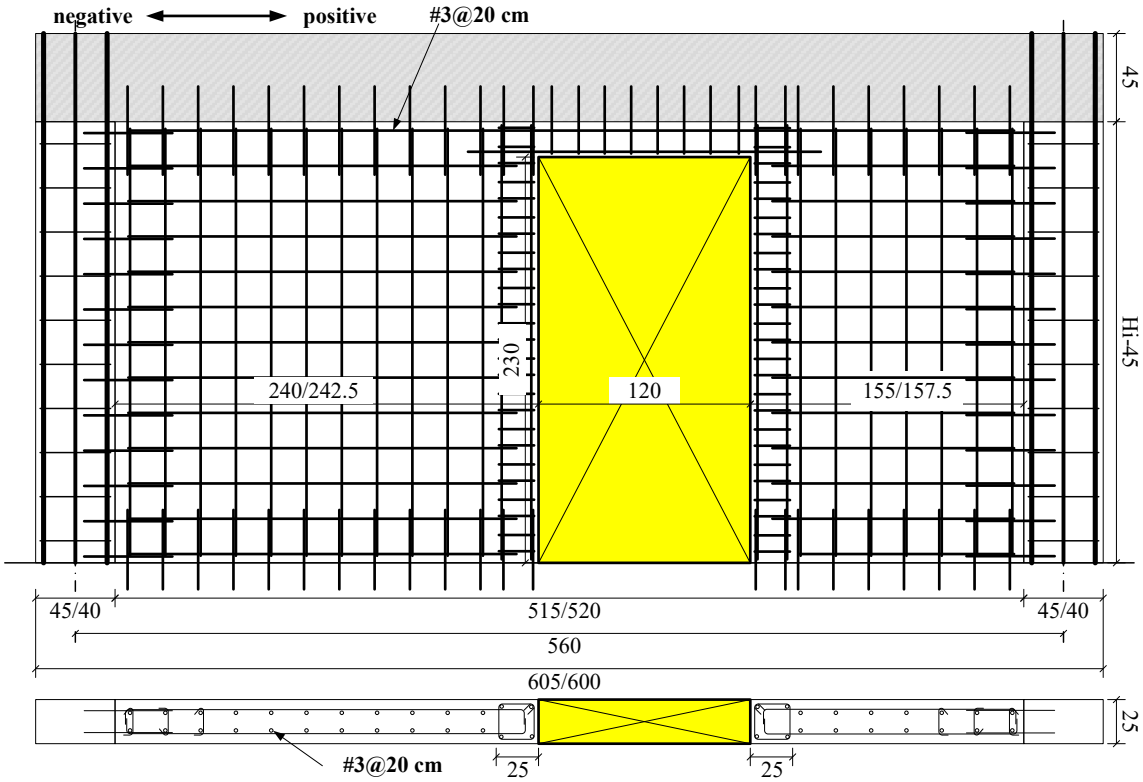


圖 7.184　案例B構架 5 之RC牆補強斷面細節(SWY1)

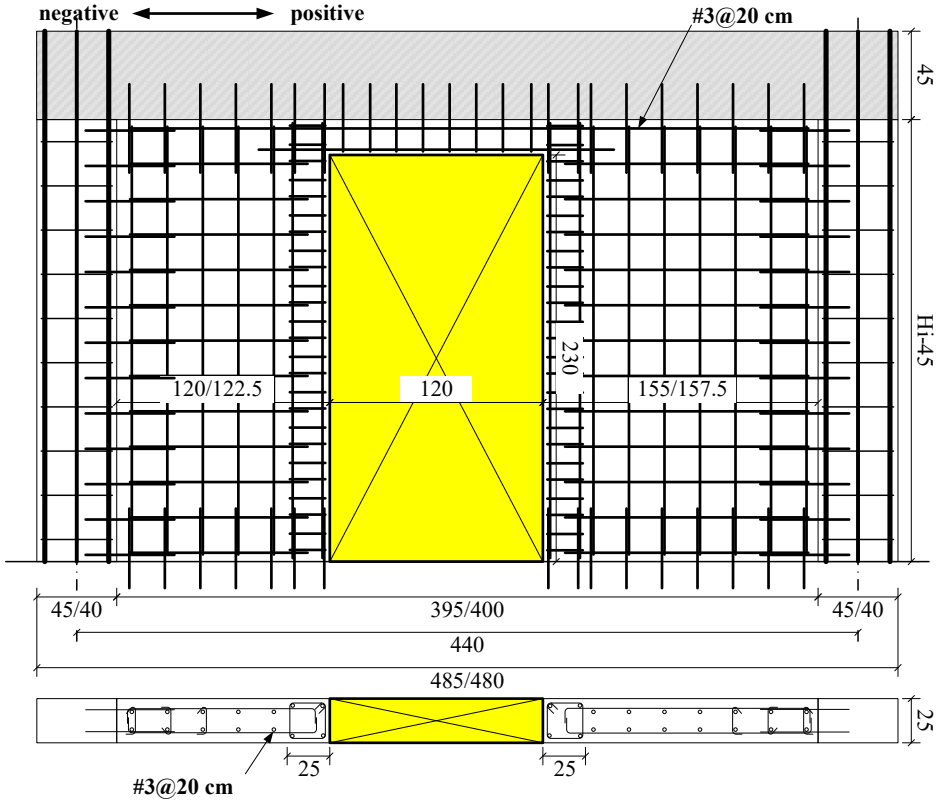
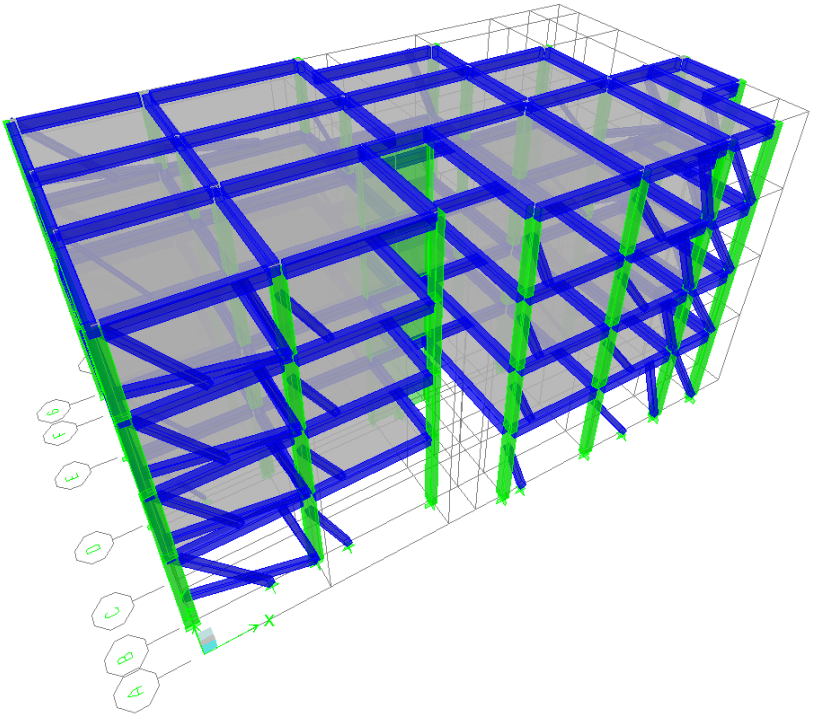
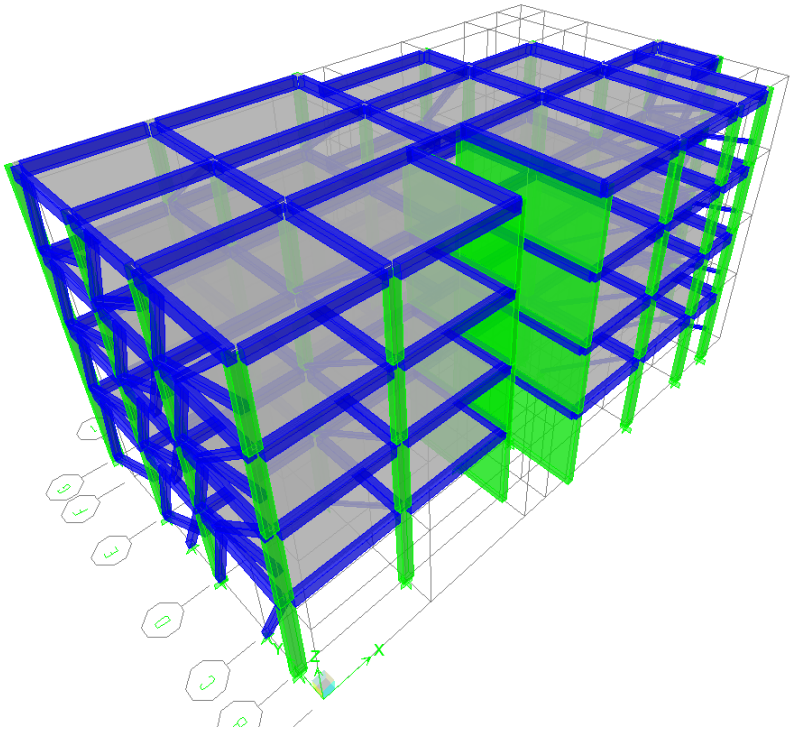


圖 7.185　案例B構架 3 之RC牆補強斷面細節(SWY2)



(a)X向補強模擬



(b)Y向補強模擬

圖 7.186　案例B RC牆補強結構模擬 3D模型圖

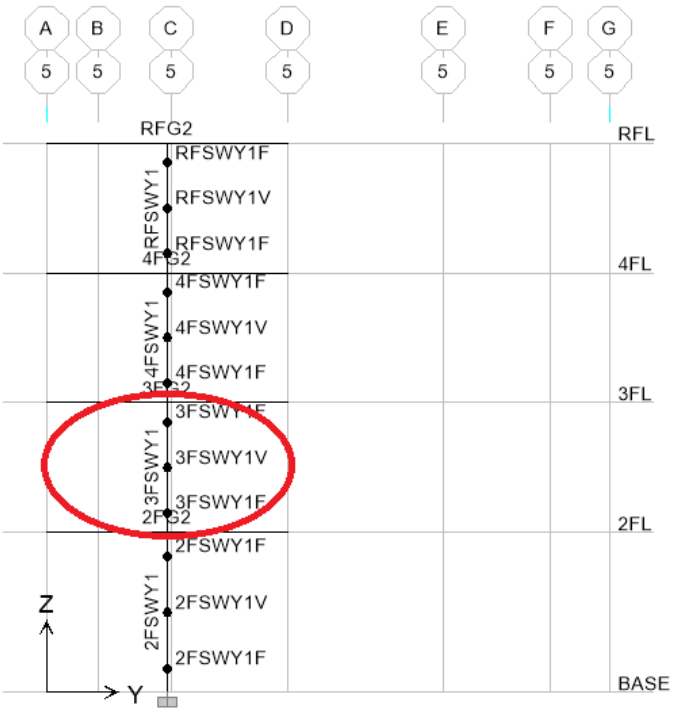
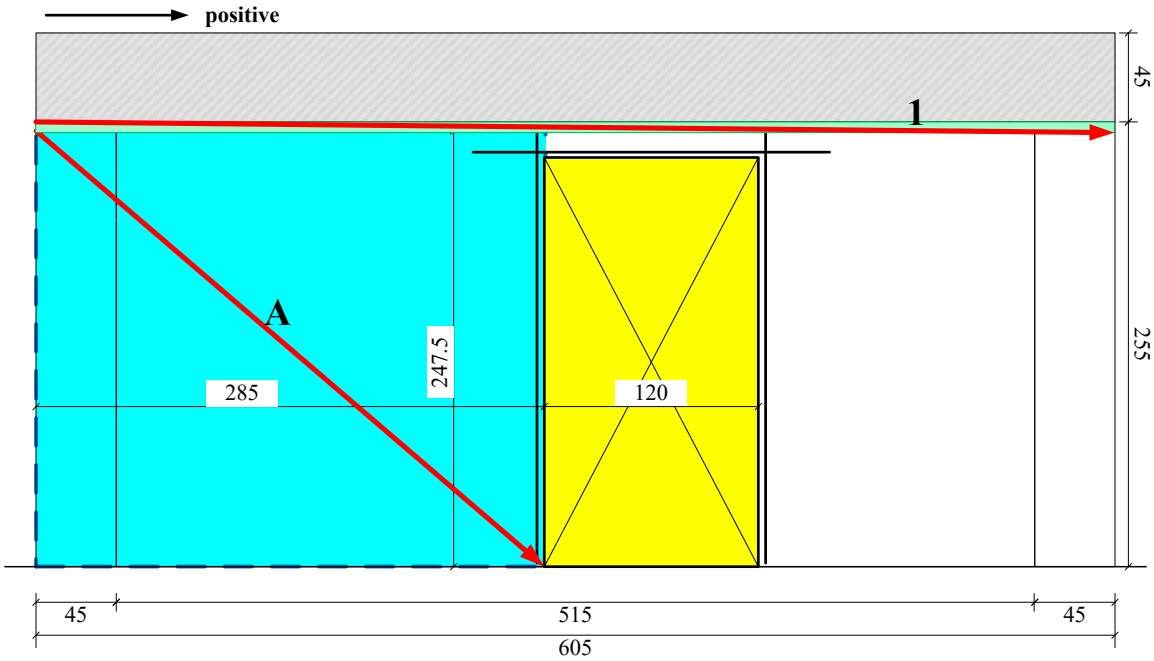
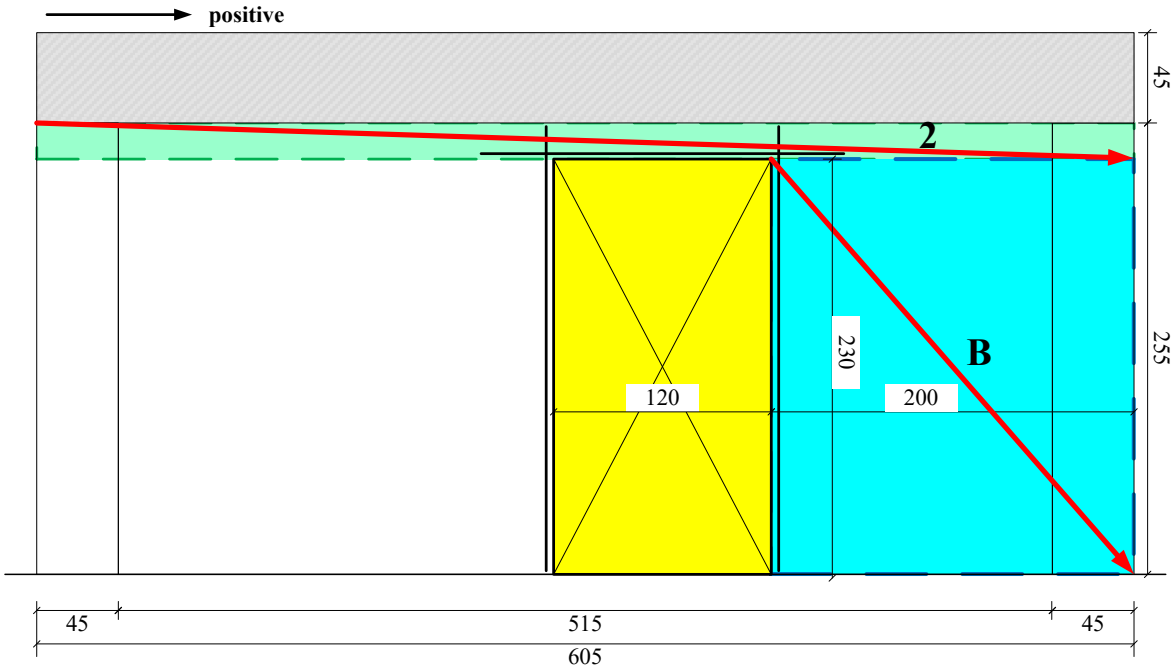


圖 7.187　模擬開口RC牆 3FSWY1 之等值寬柱位置



(a)垂直牆段A之傳遞路徑



(b)垂直牆段B之傳遞路徑

圖 7.188　3FSWY1 各傳遞路徑

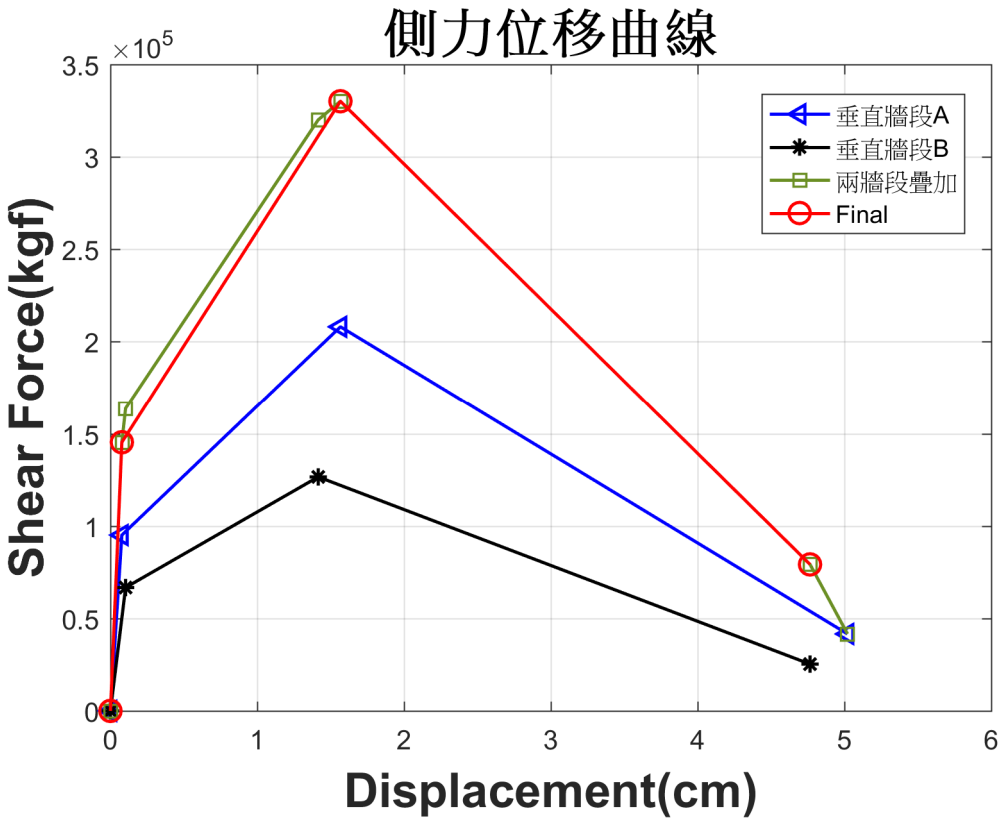


圖 7.189　3FSWY1 中側力位移曲線結果

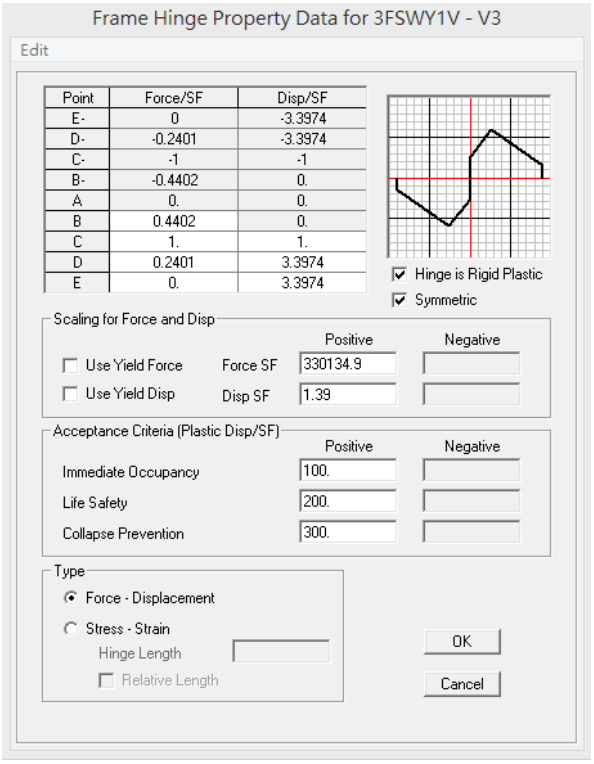
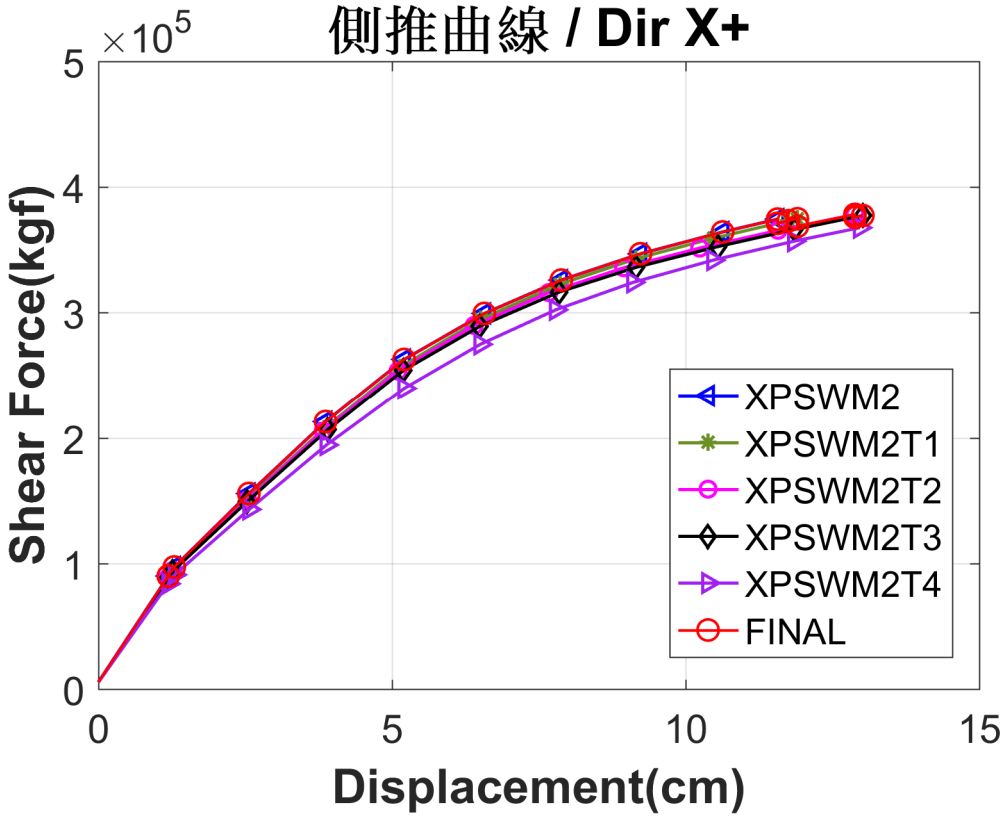
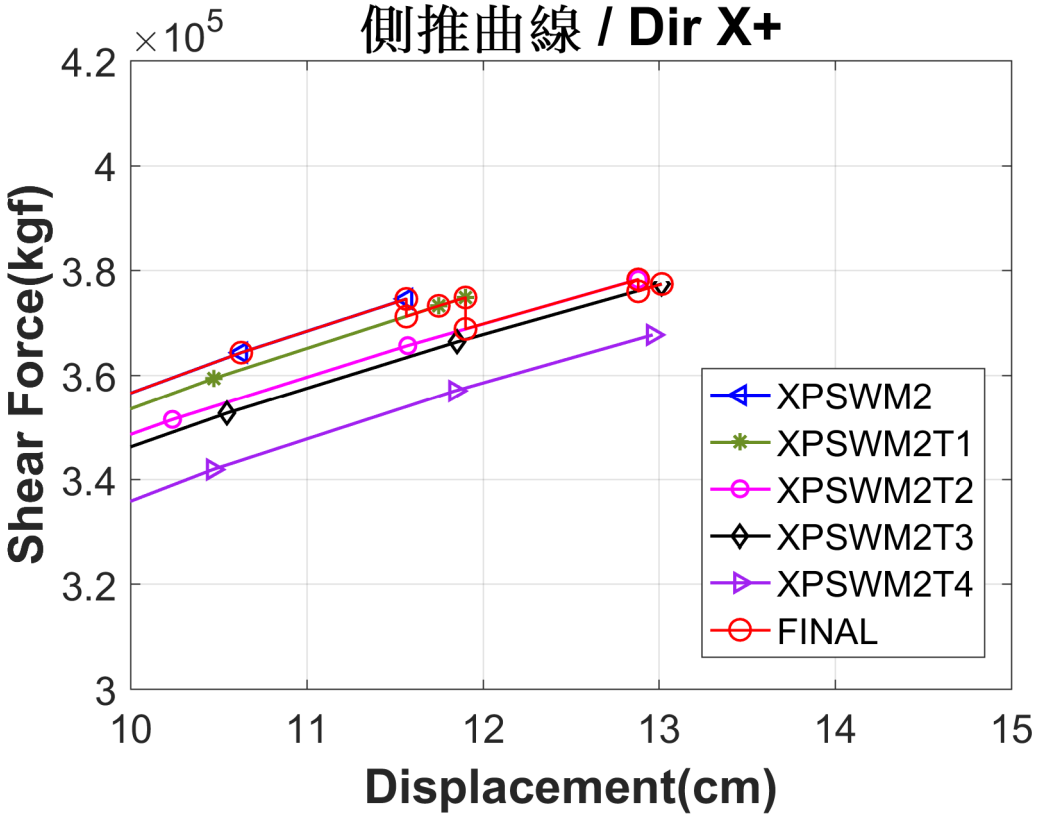


圖 7.190　3FSWY1 剪力非線性鉸參數



(a)原圖



(b)細部放大

圖 7.191　案例B階段性補強B後之正X側推曲線

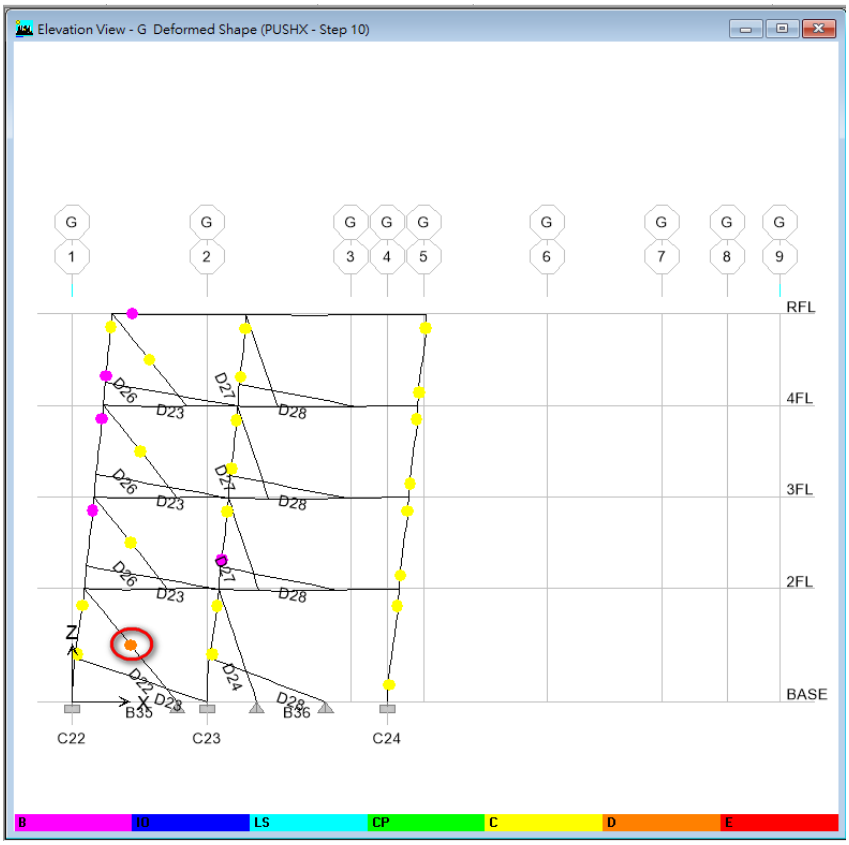


圖 7.192　案例B階段性補強B後正X向XPSWM2 磚斜撐破壞

圖 7.193　案例B階段性補強B後正X向XPSWM2T1 短柱剪力破壞

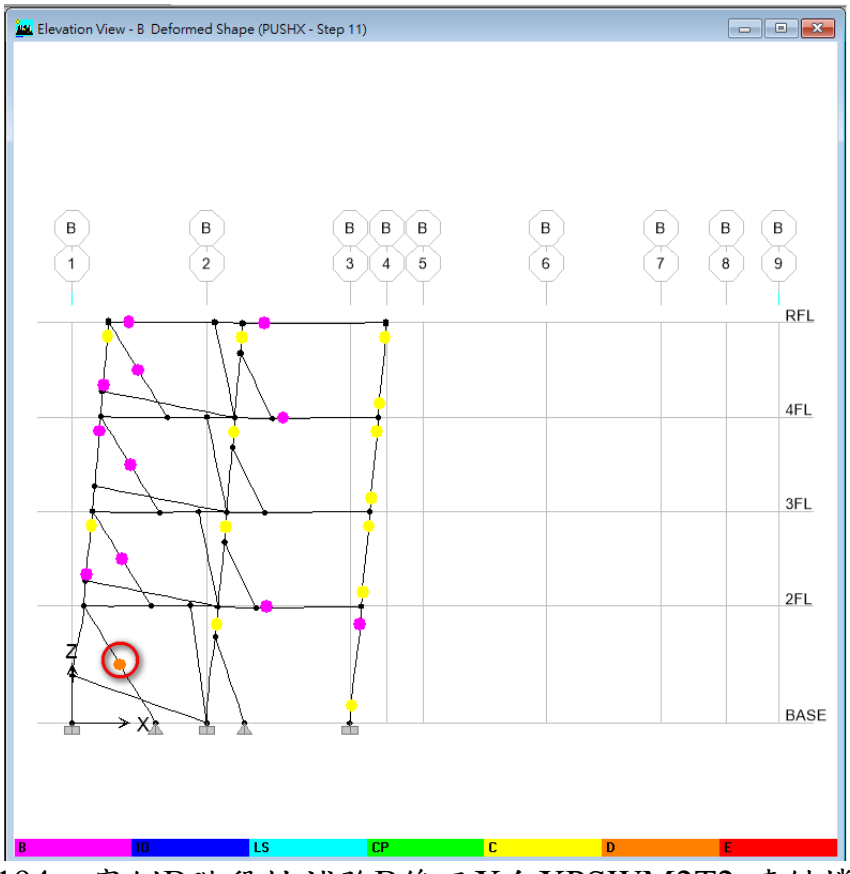


圖 7.194　案例B階段性補強B後正X向XPSWM2T2 磚斜撐破壞

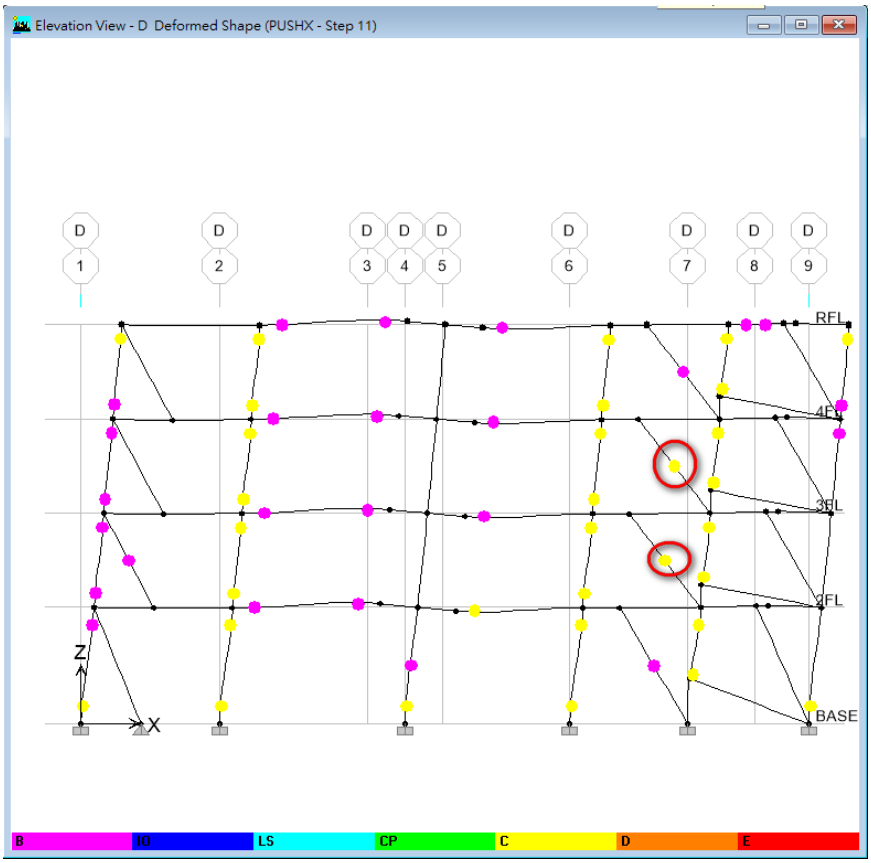


圖 7.195　案例B階段性補強B後正X向XPSWM2T3 磚斜撐破壞

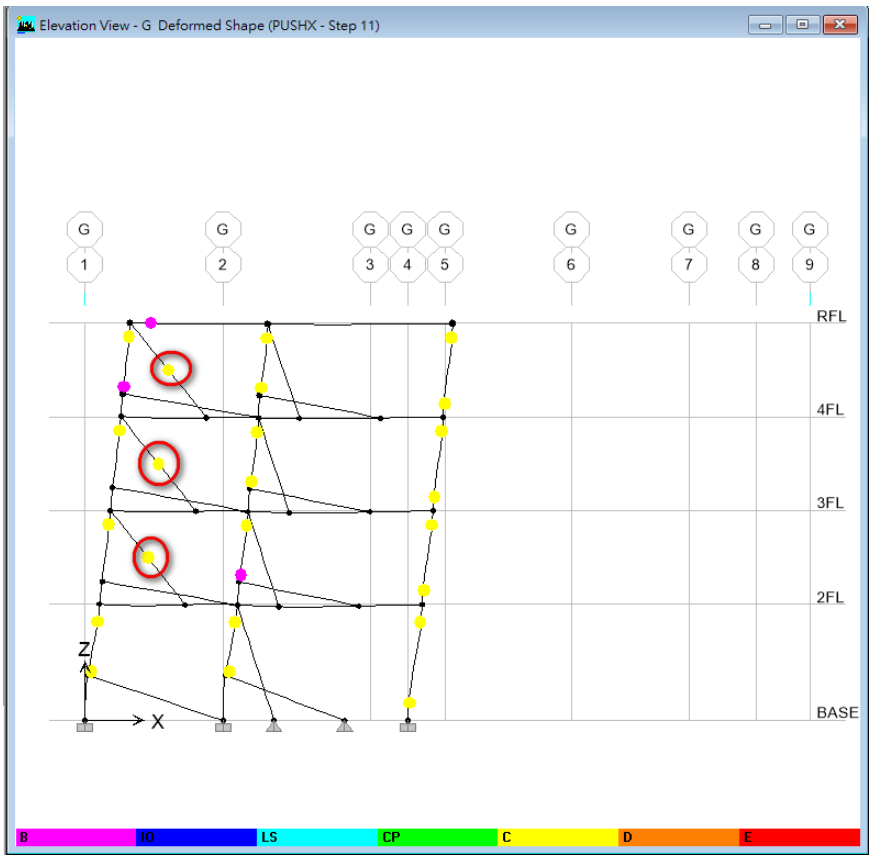


圖 7.196　案例B階段性補強B後正X向XPSWM2T3 磚斜撐破壞

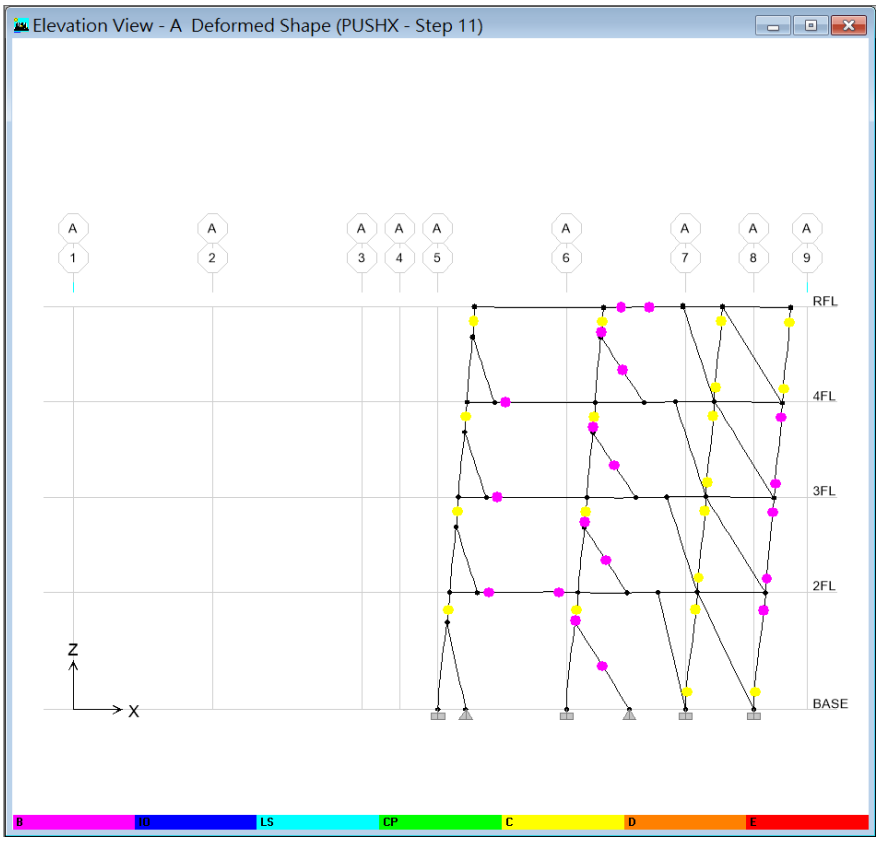


圖 7.197　案例B階段性補強B後正X向側推分析非線性鉸圖(line A)

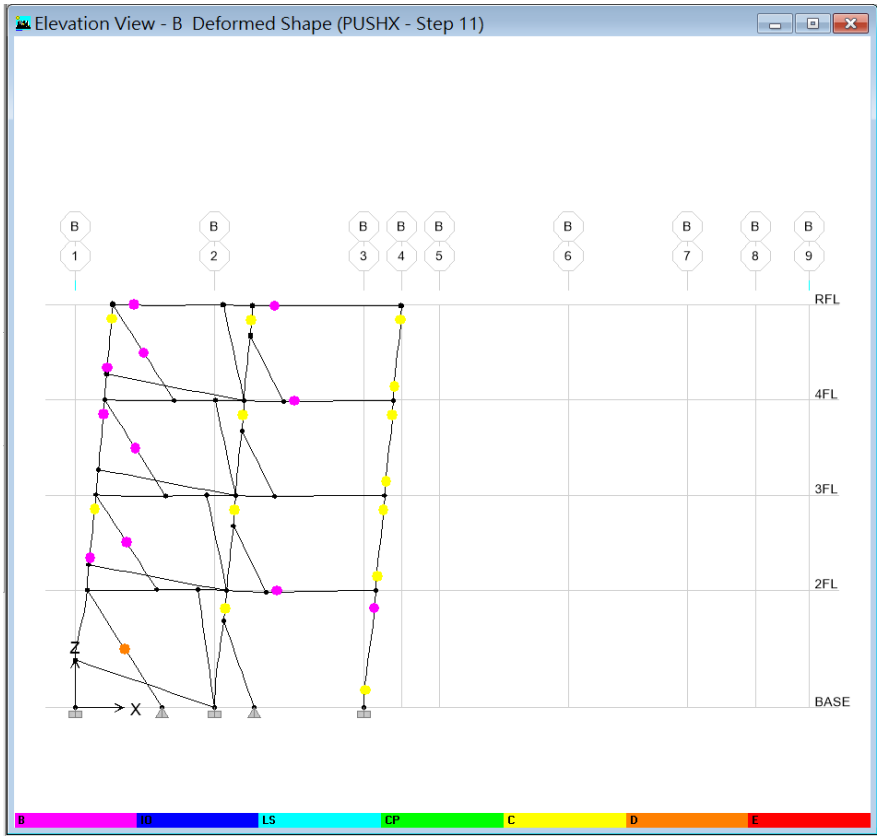


圖 7.198　案例B階段性補強B後正X向側推分析非線性鉸圖(line B)

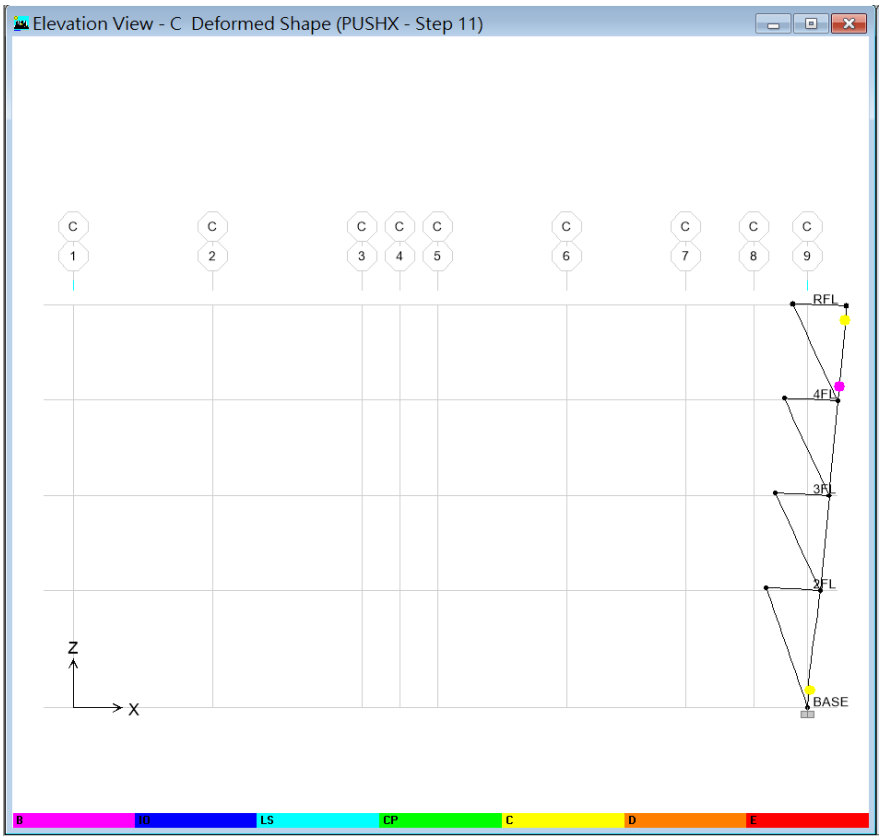


圖 7.199　案例B階段性補強B後正X向側推分析非線性鉸圖(line C)

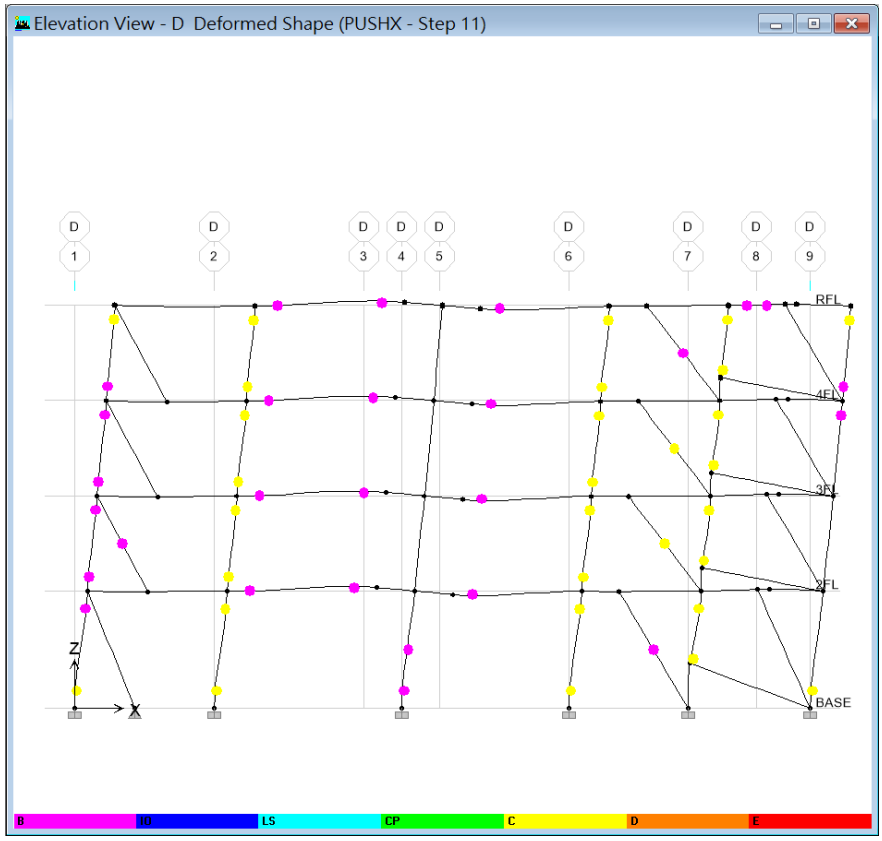


圖 7.200　案例B階段性補強B後正X向側推分析非線性鉸圖(line D)

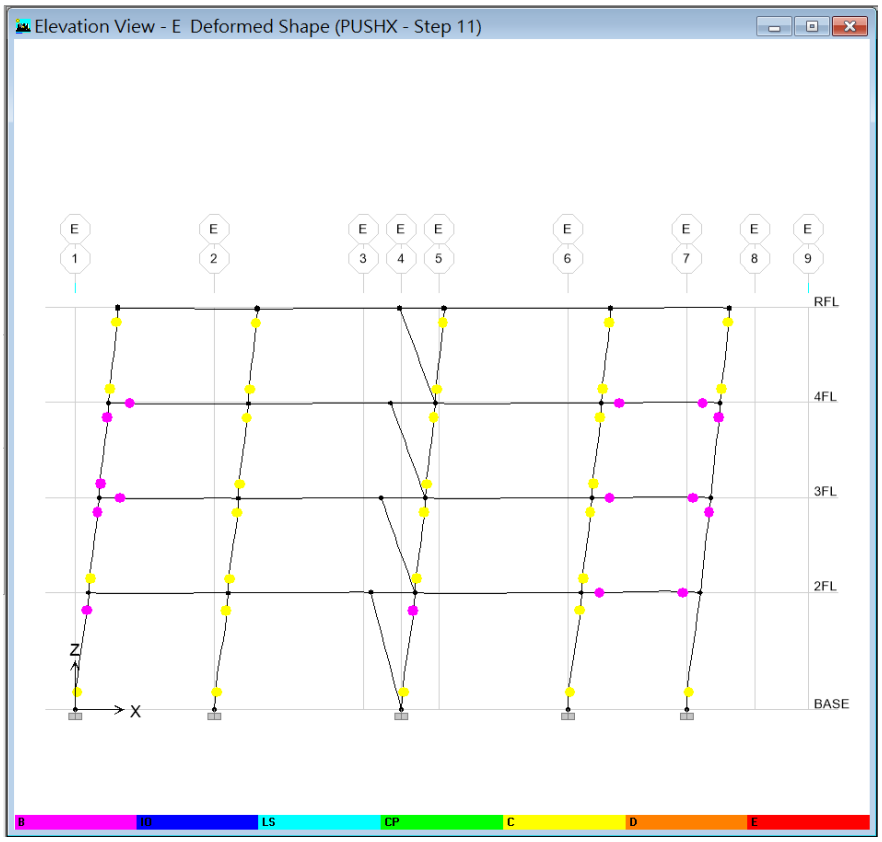


圖 7.201　案例B階段性補強B後正X向側推分析非線性鉸圖(line E)

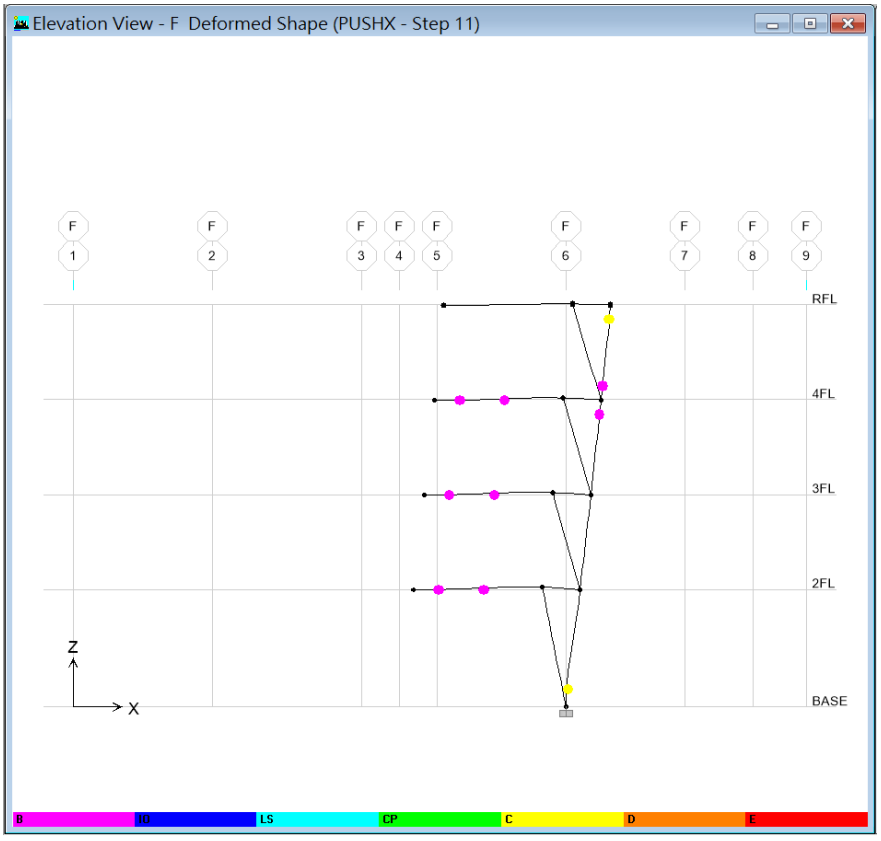


圖 7.202　案例B階段性補強B後正X向側推分析非線性鉸圖(line F)

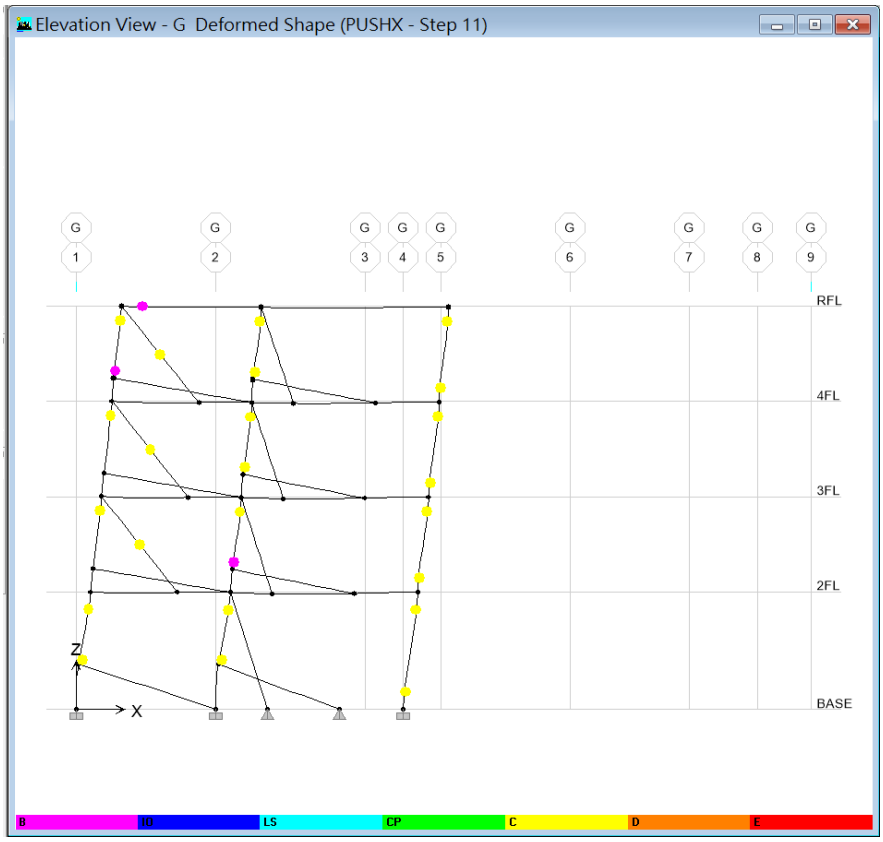


圖 7.203　案例B階段性補強B後正X向側推分析非線性鉸圖(line G)

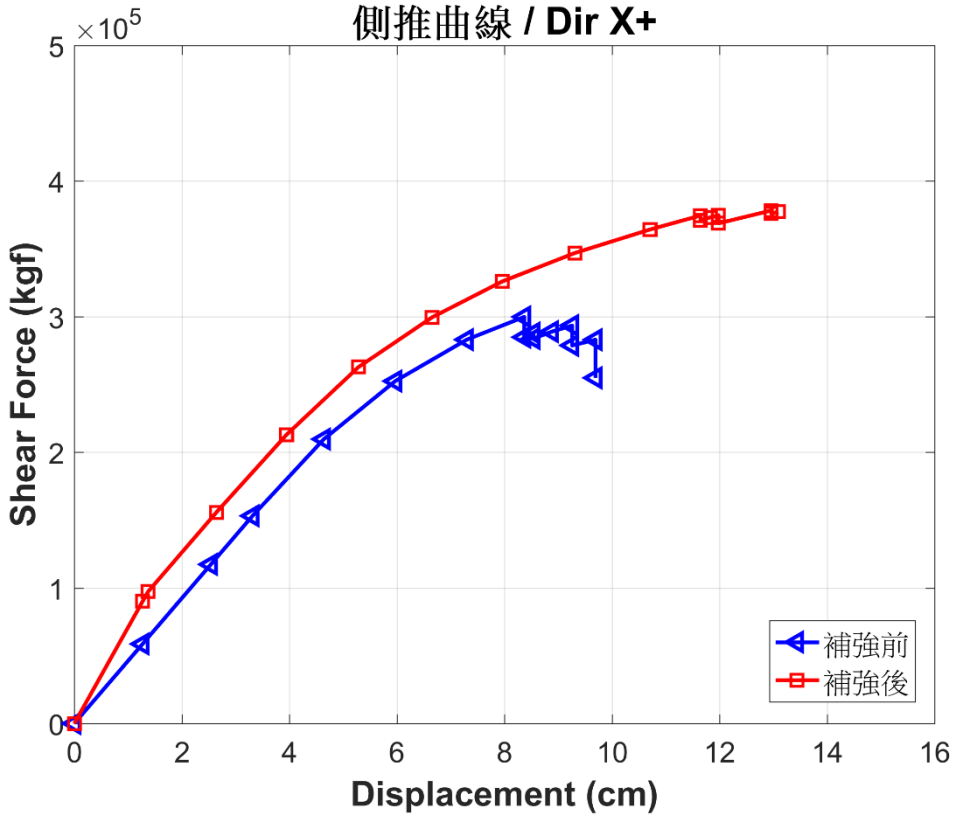


圖 7.204　案例B正X向階段性補強B前/補強後側推曲線比較

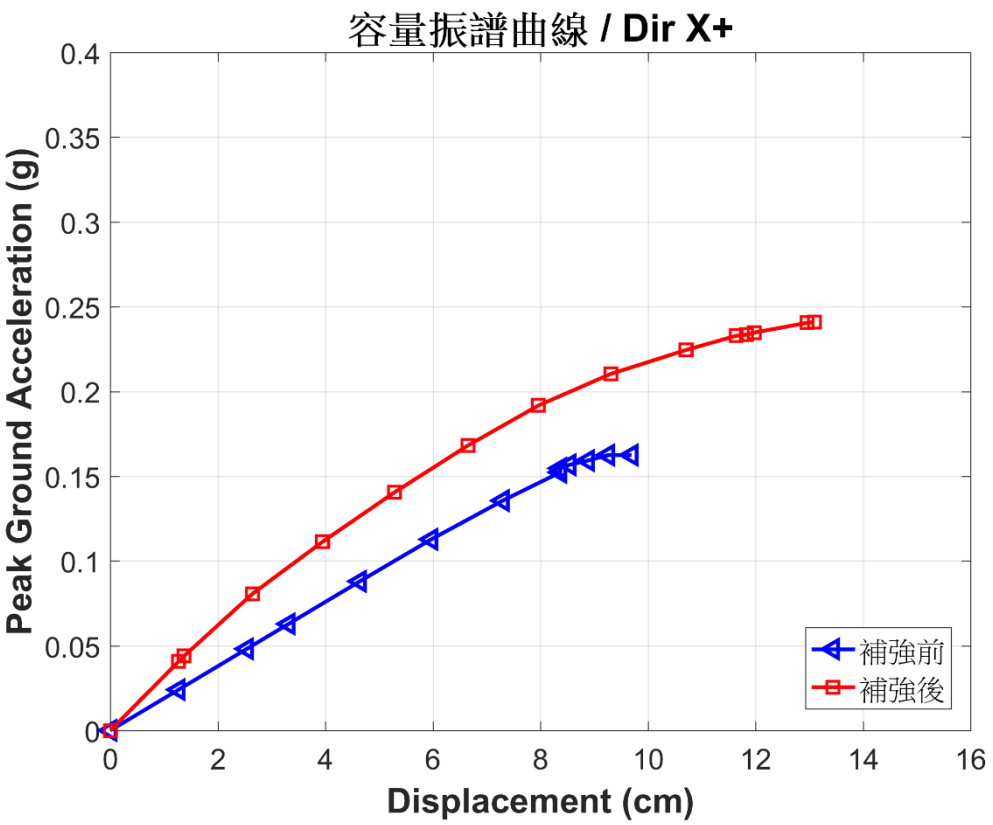
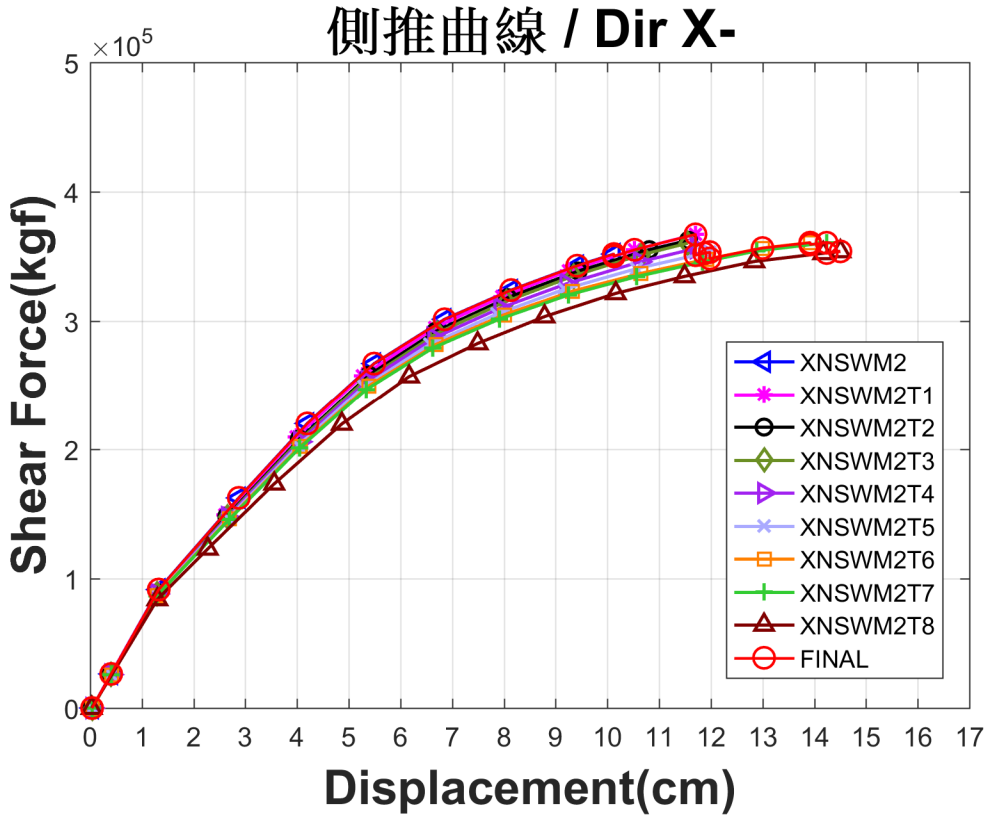
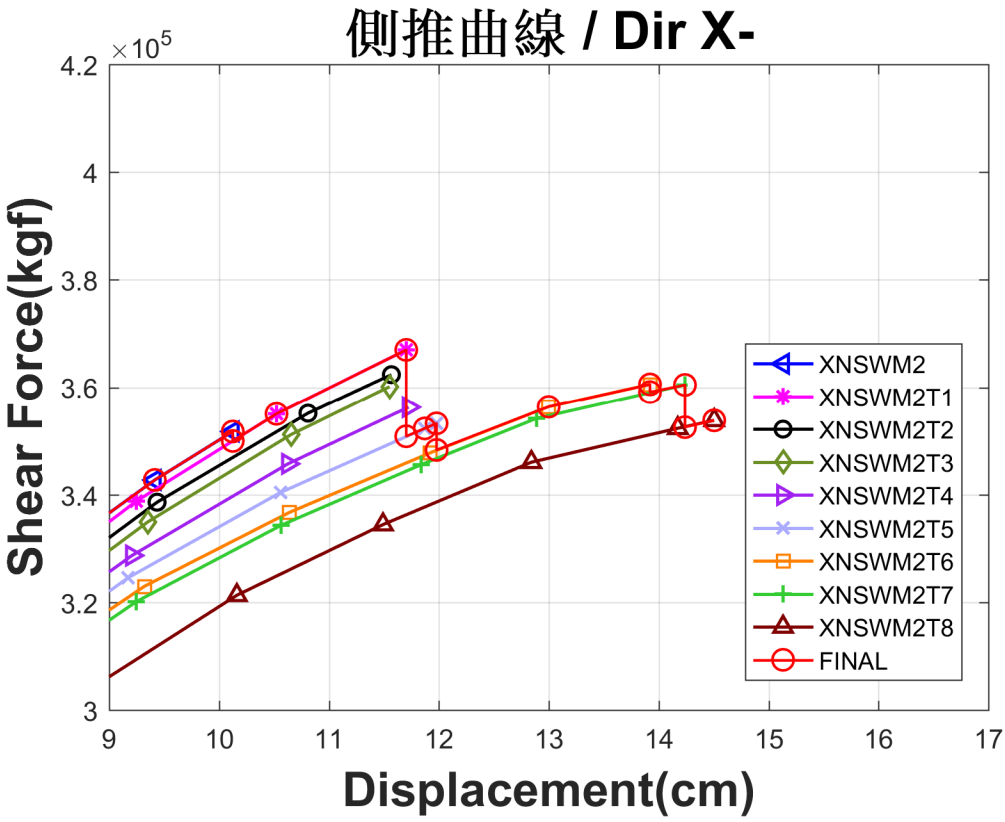


圖 7.205　案例B正X向階段性補強B前/補強後容量振譜曲線比較



(a)原圖



(b)細部放大

圖 7.206　案例B階段性補強B之負X向側推曲線

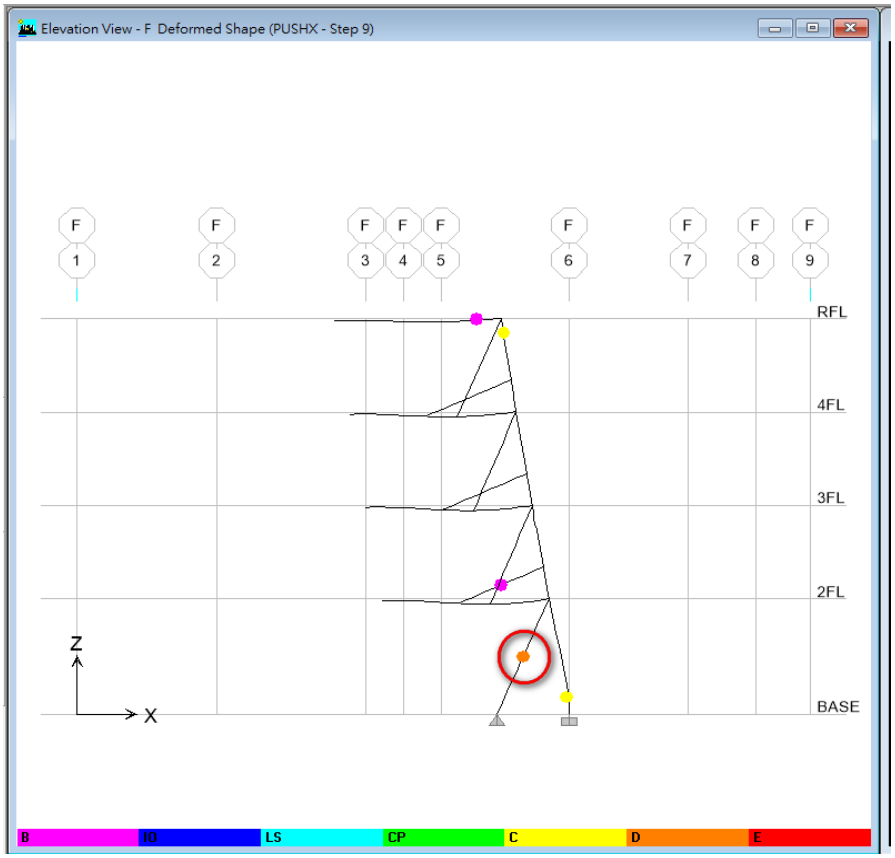


圖 7.207　案例B階段性補強B後負X向XNSWM2 磚斜撐破壞

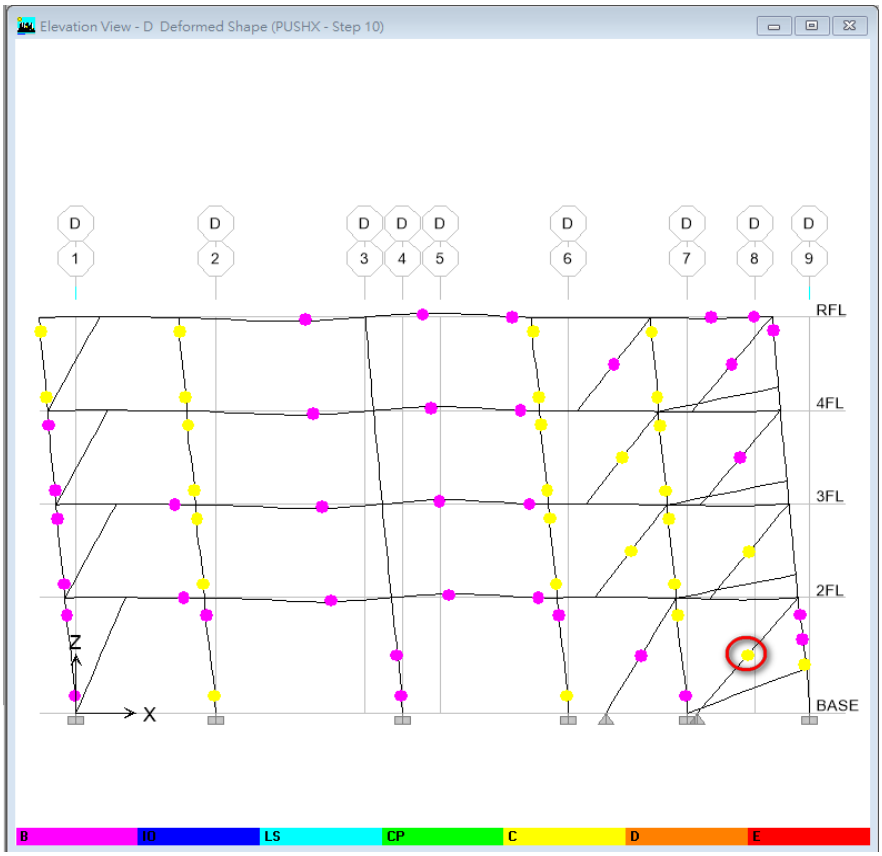


圖 7.208　案例B階段性補強B後負X向XNSWM2T1 磚斜撐破壞

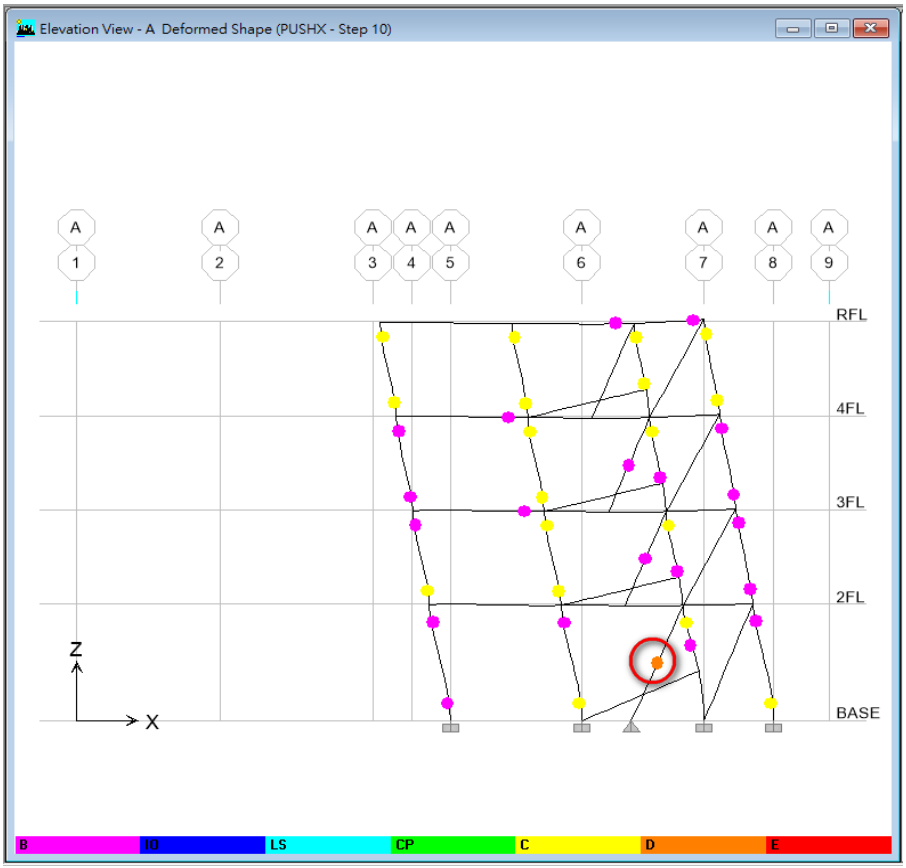


圖 7.209　案例B階段性補強B後負X向XNSWM2T2 磚斜撐破壞

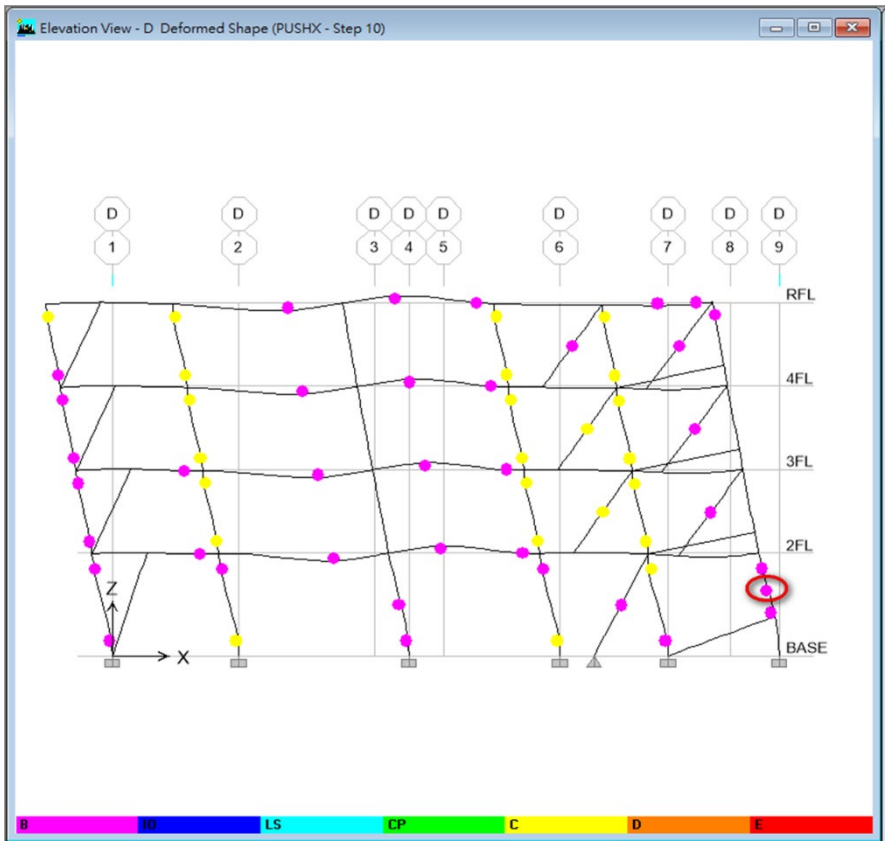


圖 7.210　案例B階段性補強B後負X向XNSWM2T3 短柱剪力破壞

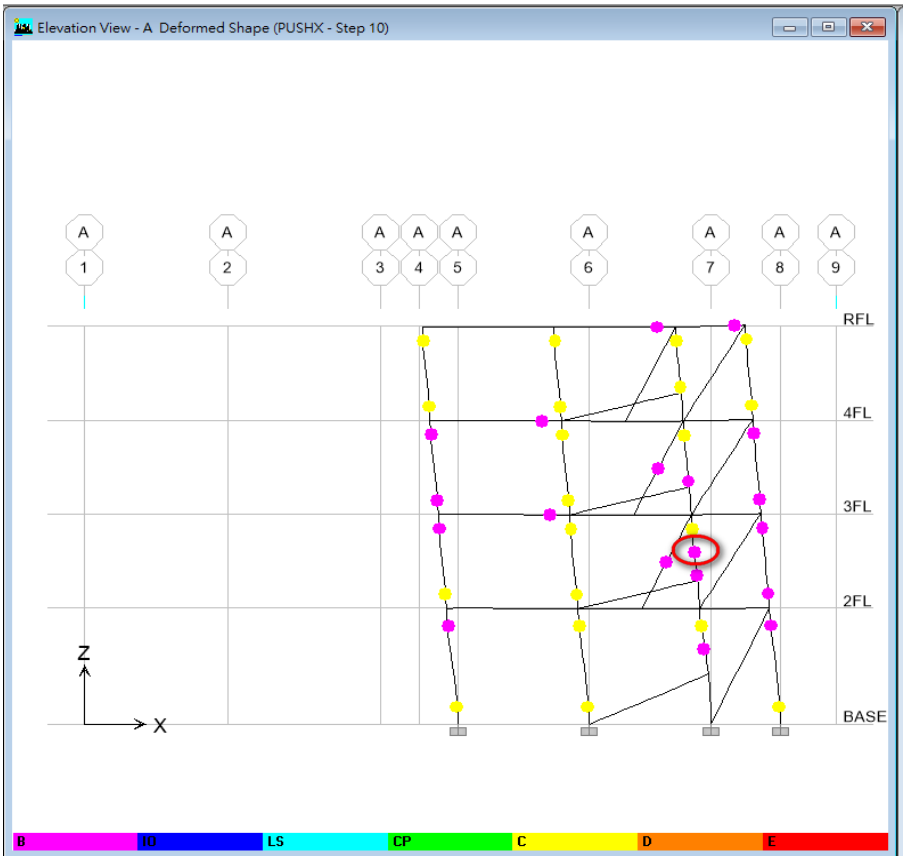


圖 7.211　案例B階段性補強B後負X向XNSWM2T4 短柱剪力破壞

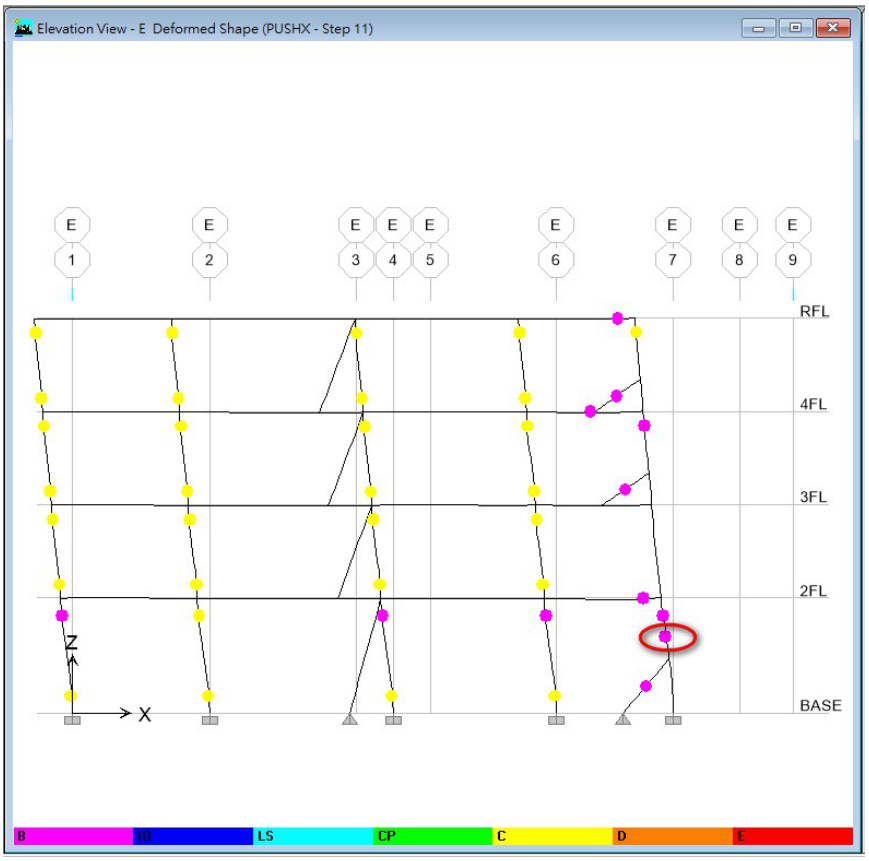


圖 7.212　案例B階段性補強B後負X向XNSWM2T5 短柱剪力破壞

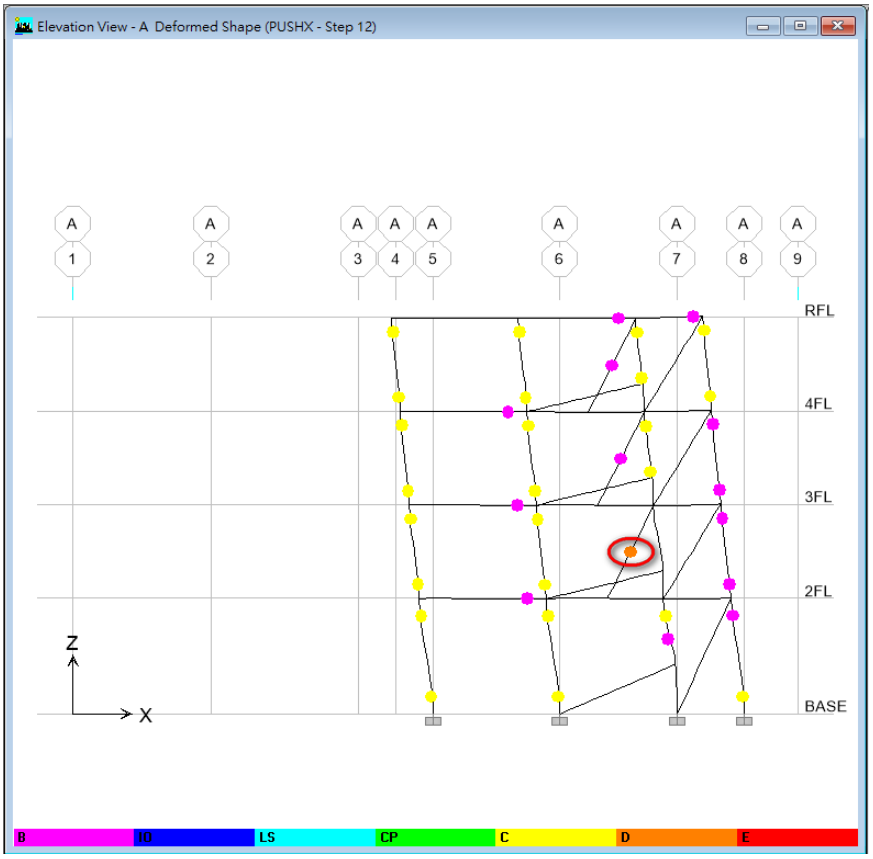


圖 7.213　案例B階段性補強B後負X向XNSWM2T6 磚斜撐破壞

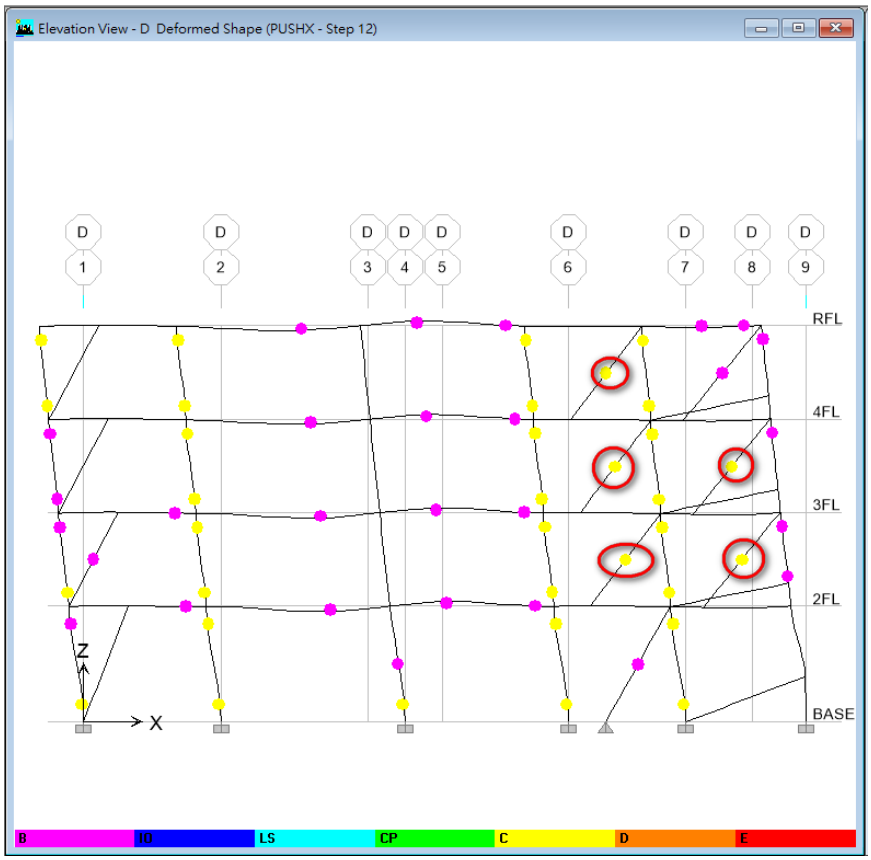


圖 7.214　案例B階段性補強B後負X向XNSWM2T7 磚斜撐破壞

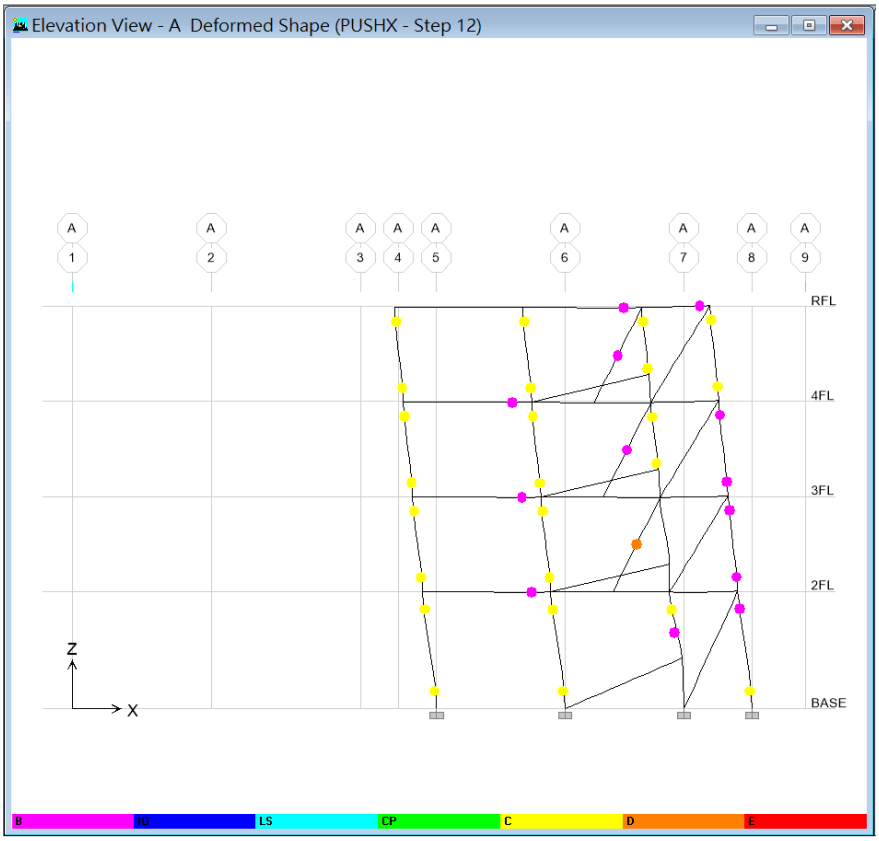


圖 7.215　案例B階段性補強B後負X向側推分析非線性鉸圖(line A)

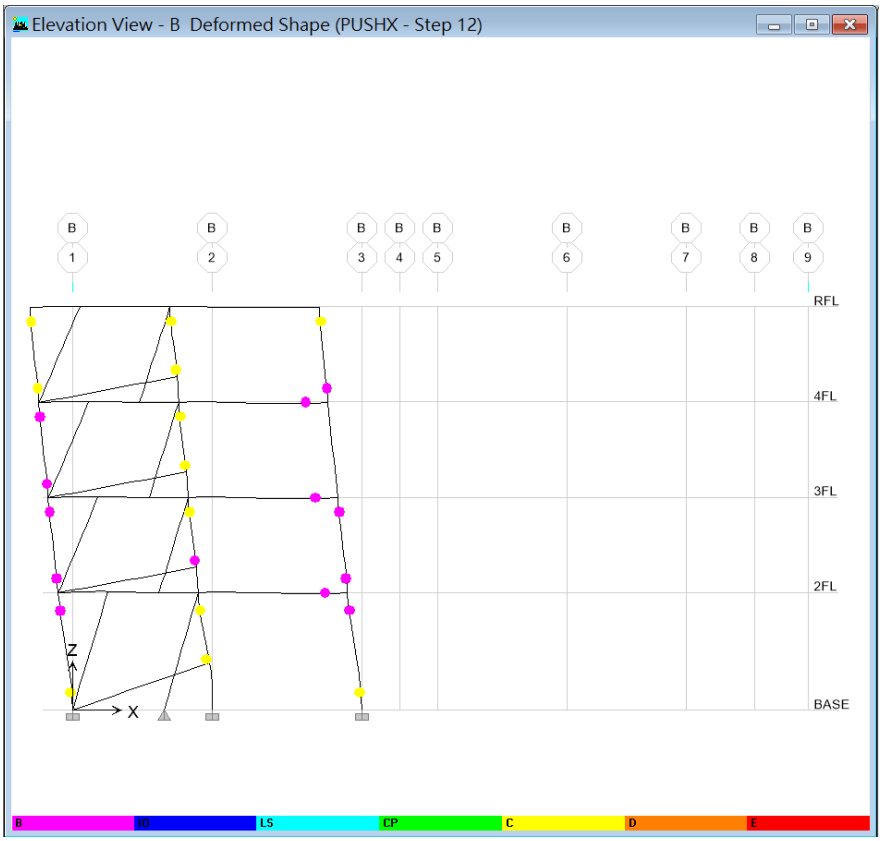


圖 7.216　案例B階段性補強B後負X向側推分析非線性鉸圖(line B)

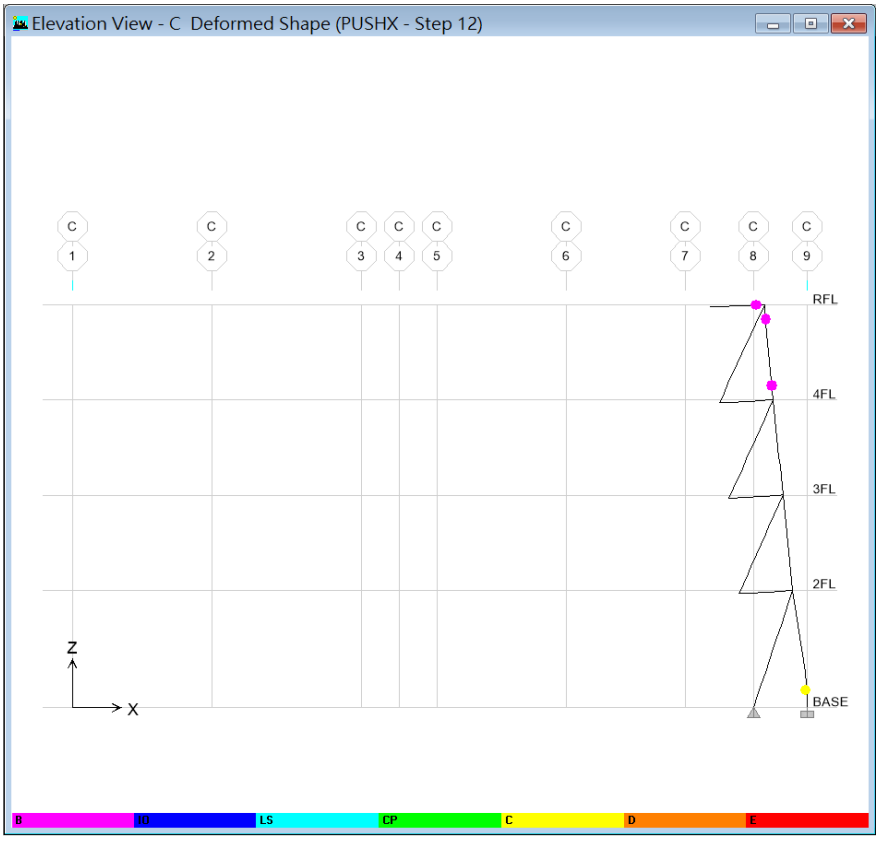


圖 7.217　案例B階段性補強B後負X向側推分析非線性鉸圖(line C)

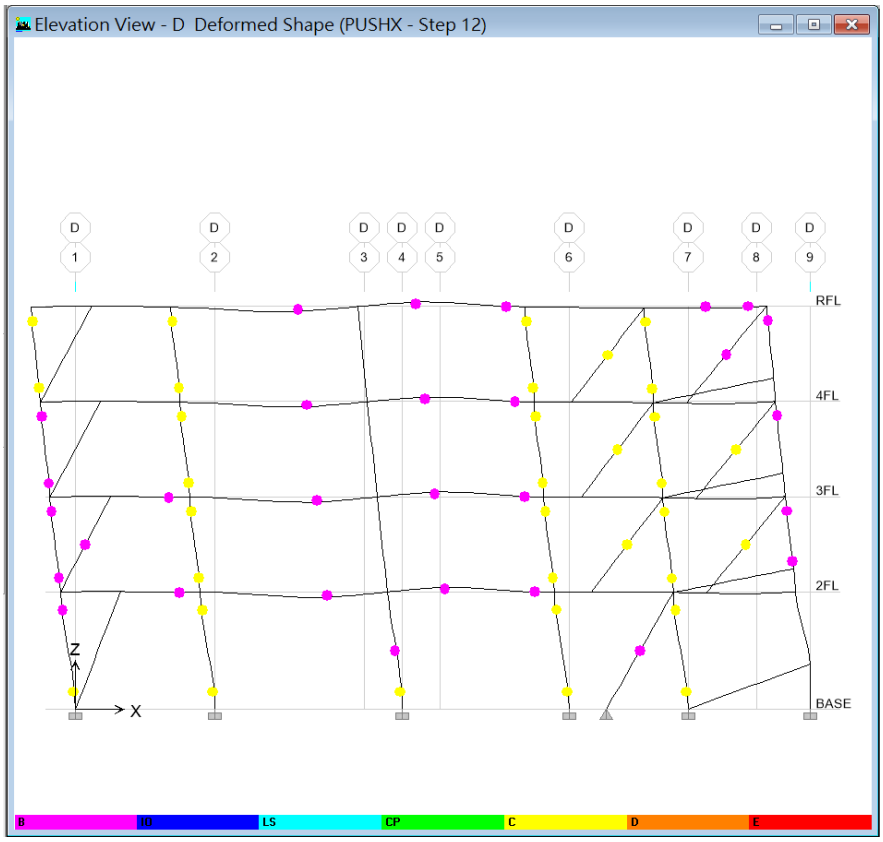


圖 7.218　案例B階段性補強B後負X向側推分析非線性鉸圖(line D)

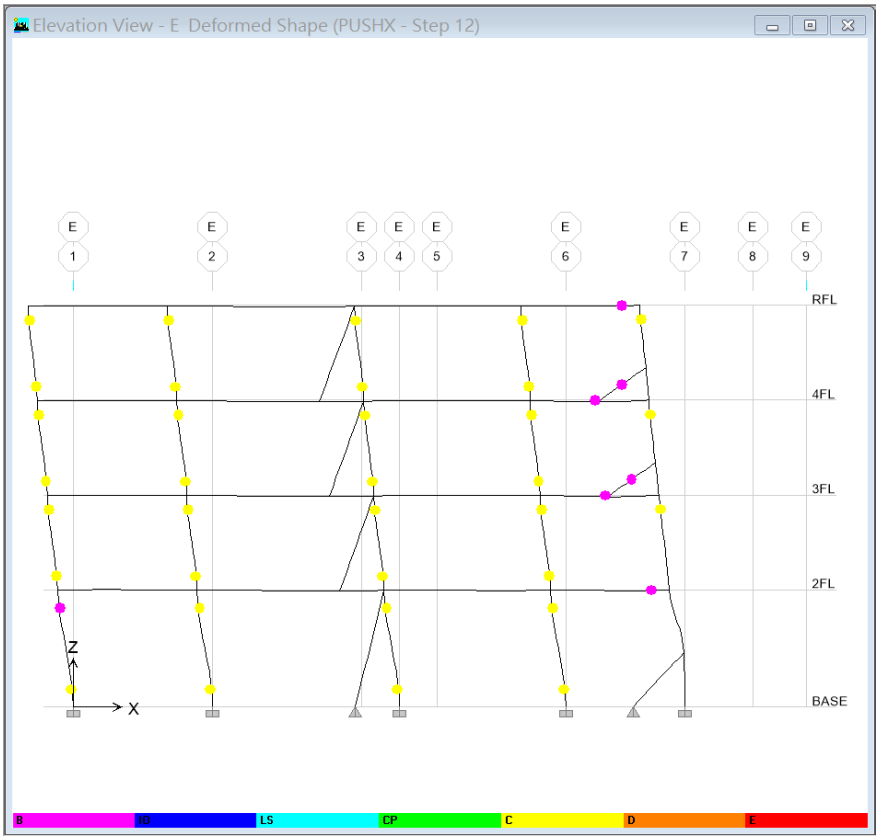


圖 7.219　案例B階段性補強B後負X向側推分析非線性鉸圖(line E)

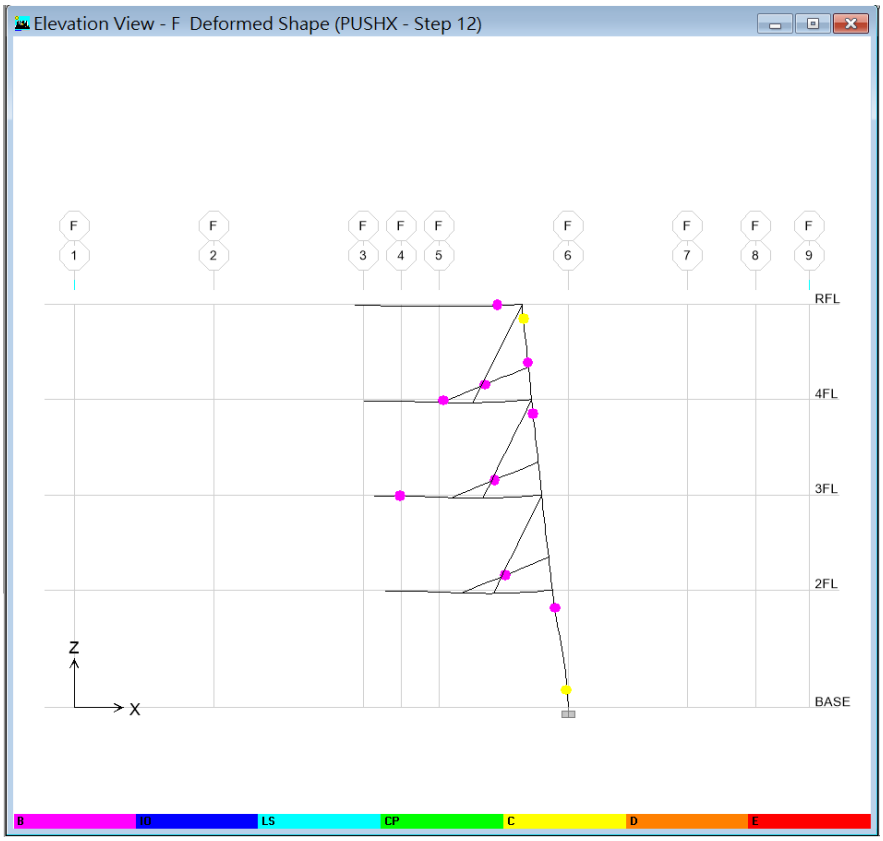


圖 7.220　案例B階段性補強B後負X向側推分析非線性鉸圖(line F)

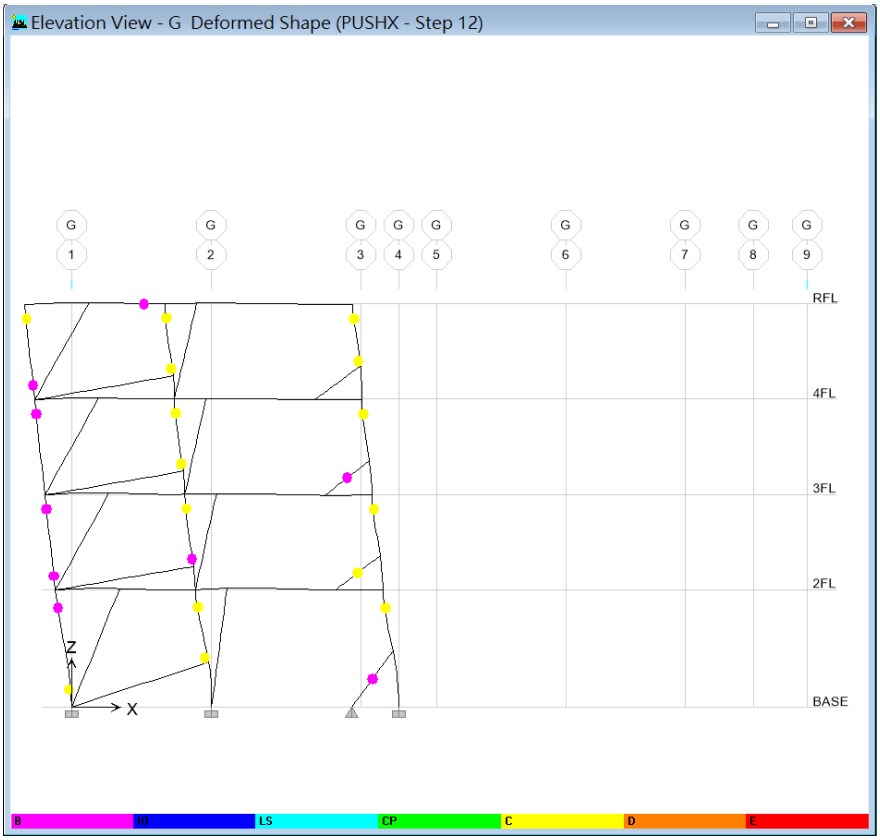


圖 7.221　案例B階段性補強B後負X向側推分析非線性鉸圖(line G)

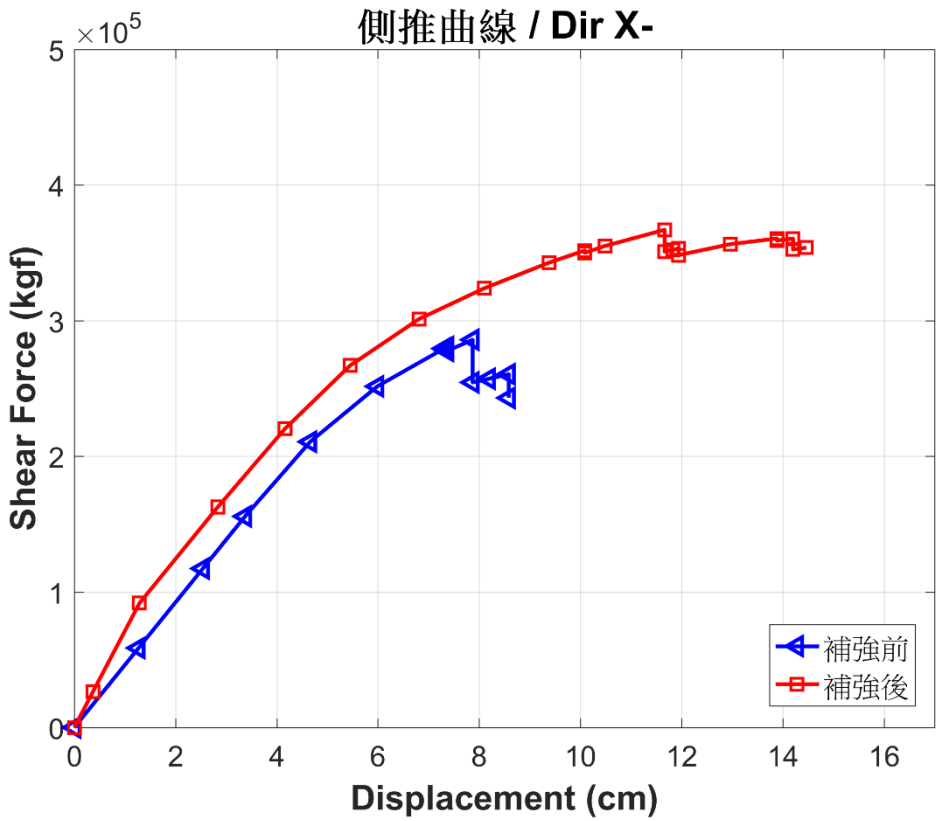


圖 7.222　案例B負X向階段性補強B前/補強後側推曲線比較

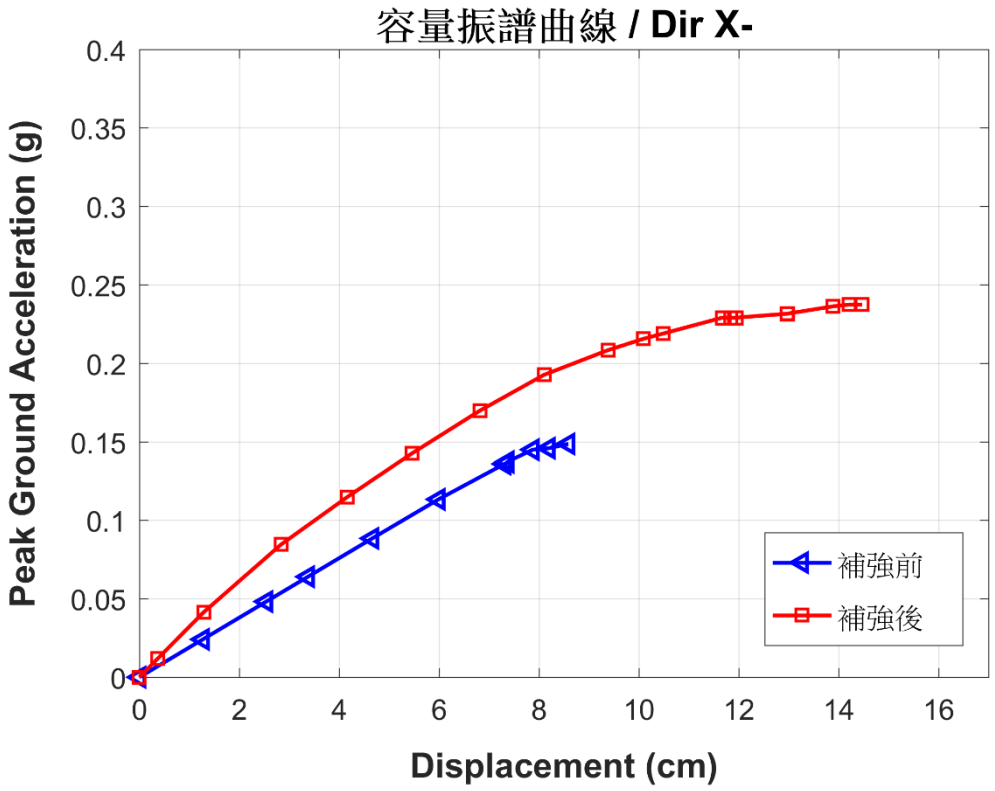
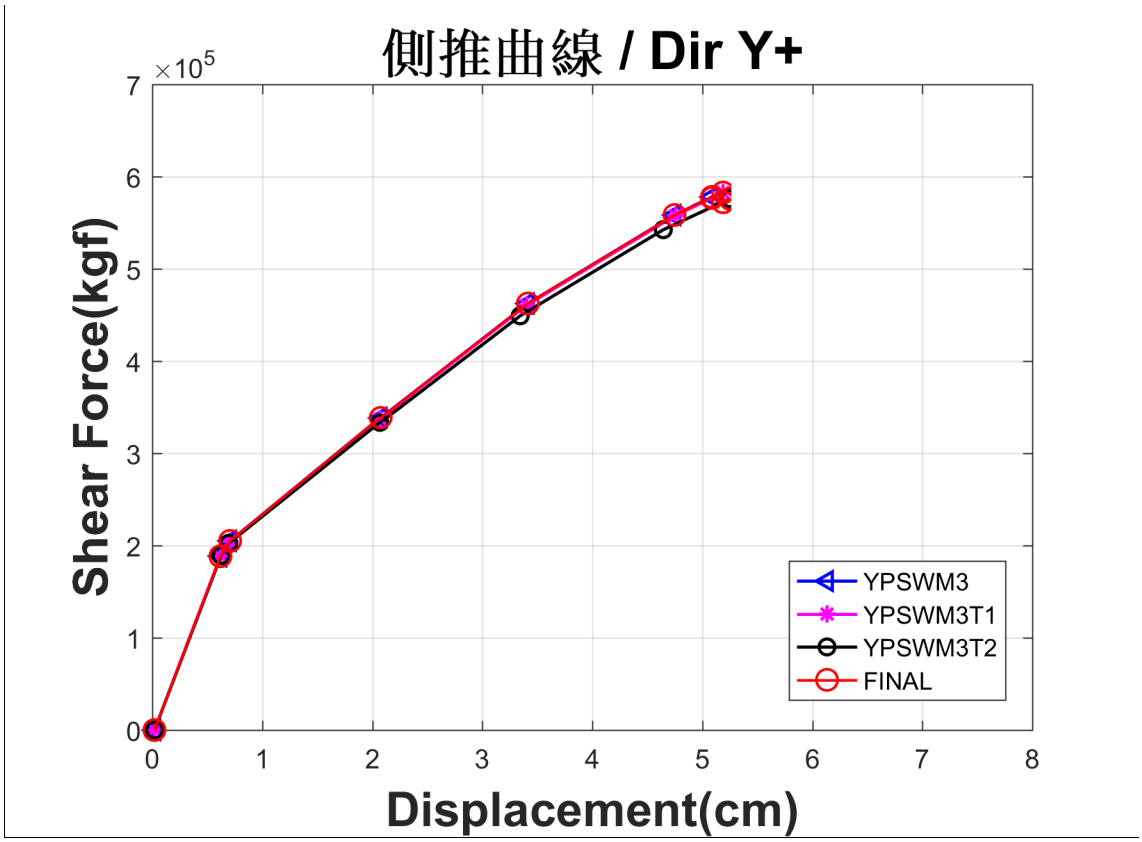
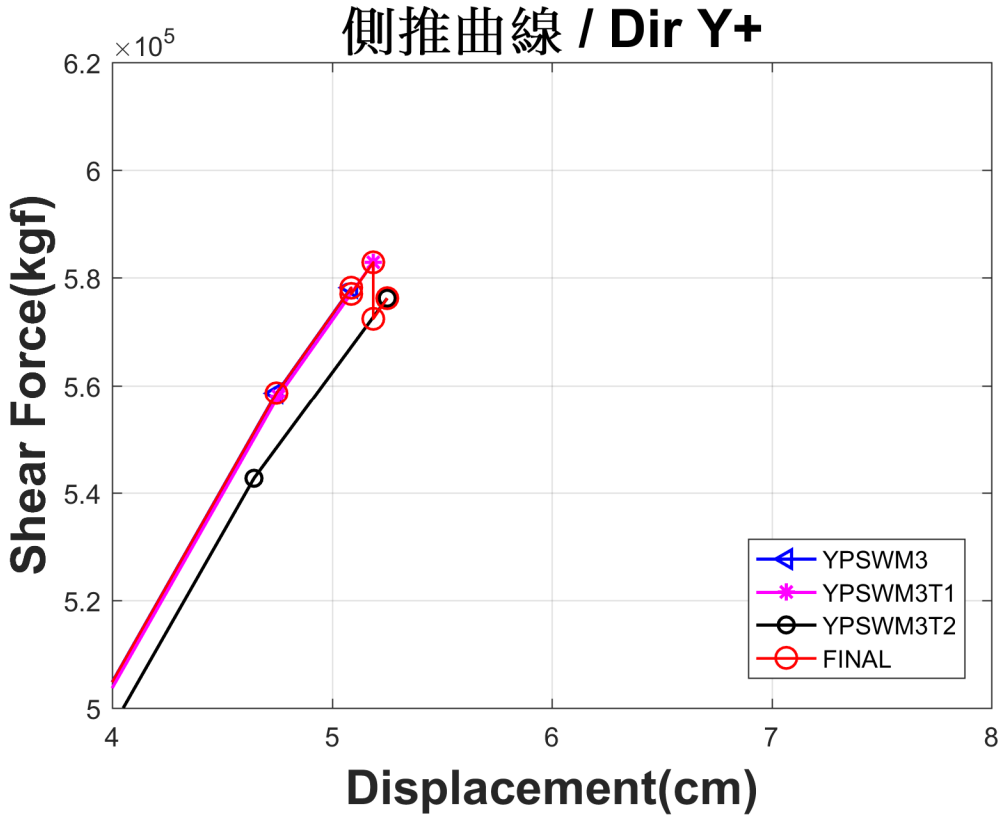


圖 7.223　案例B負X向階段性補強B前/補強後容量振譜曲線比較



(a)原圖



(b)細部放大

圖 7.224　案例B階段性補強B之正Y向側推曲線

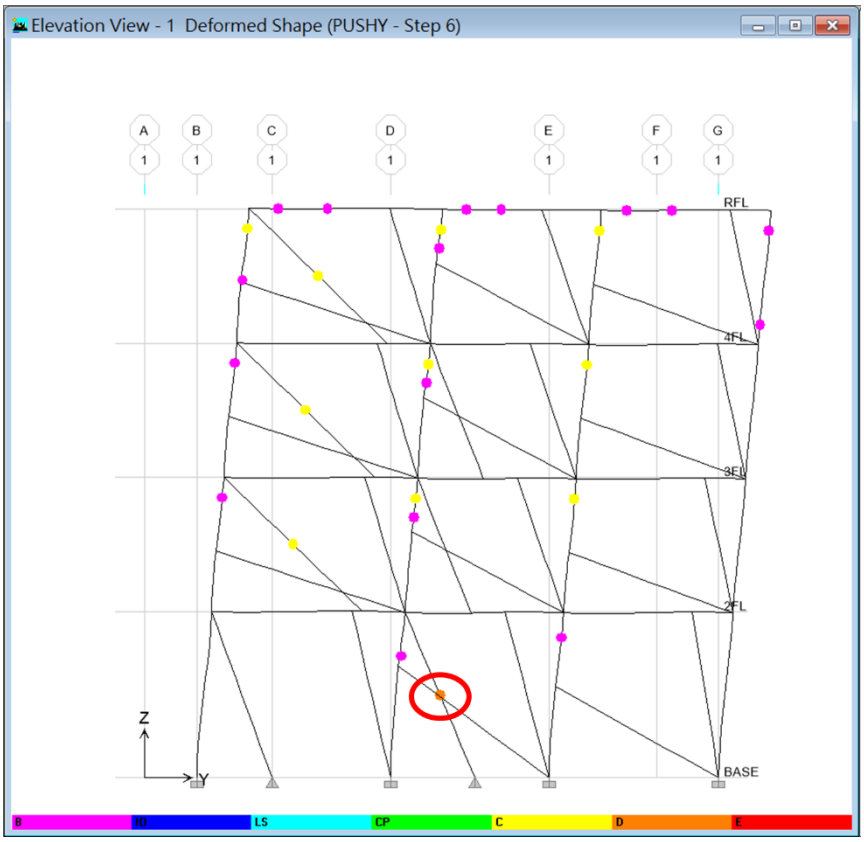


圖 7.225　案例B階段性補強B後正Y向YPSWM3 軸力破壞斜撐

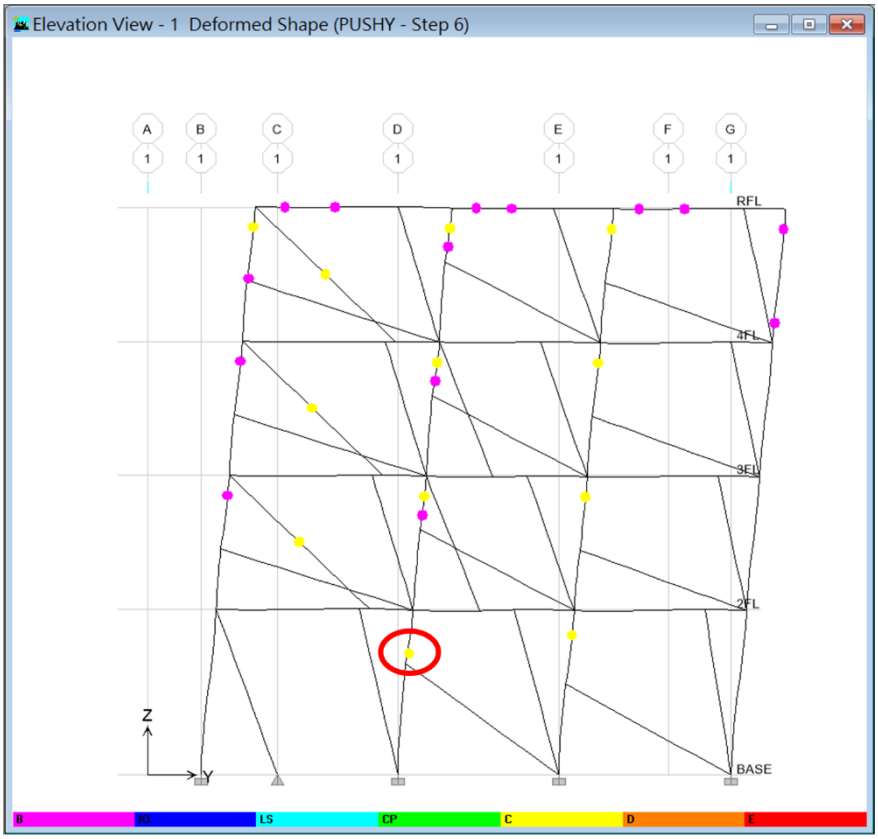


圖 7.226　案例B階段性補強B後正Y向YPSWM3T1 極短柱剪力破壞

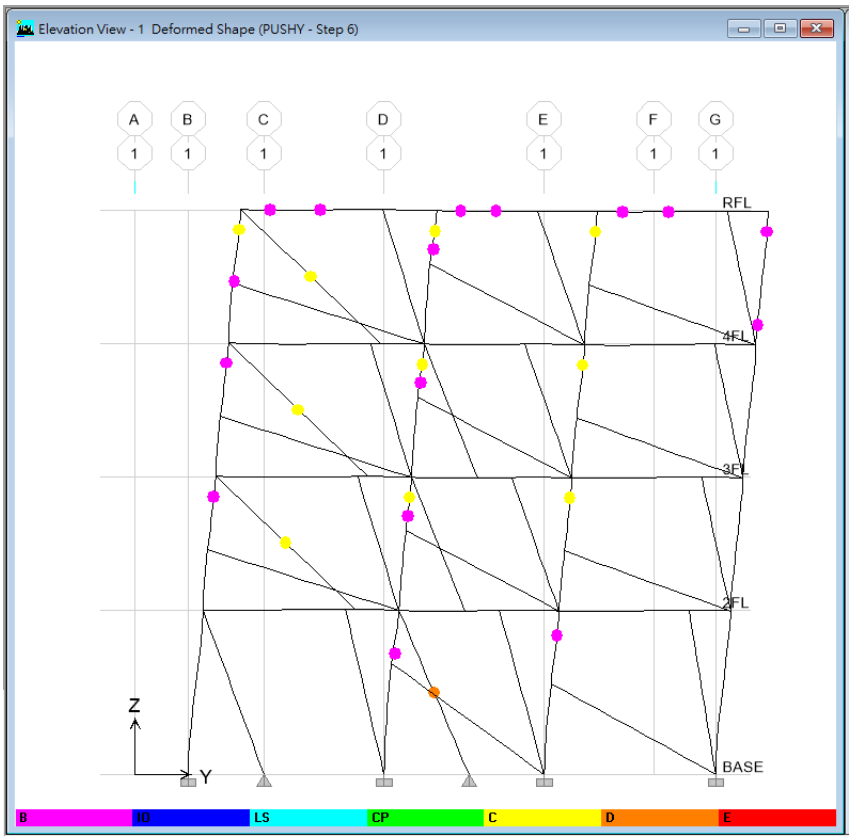


圖 7.227　案例B階段性補強B後正Y向側推分析非線性鉸圖(line 1)

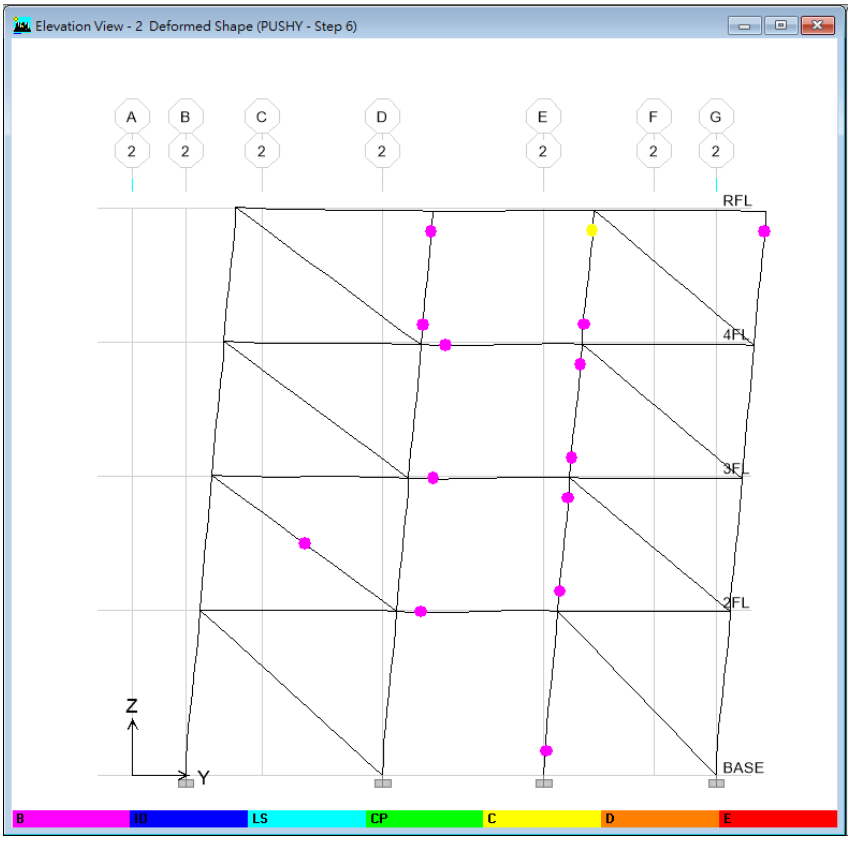


圖 7.228　案例B階段性補強B後正Y向側推分析非線性鉸圖(line 2)

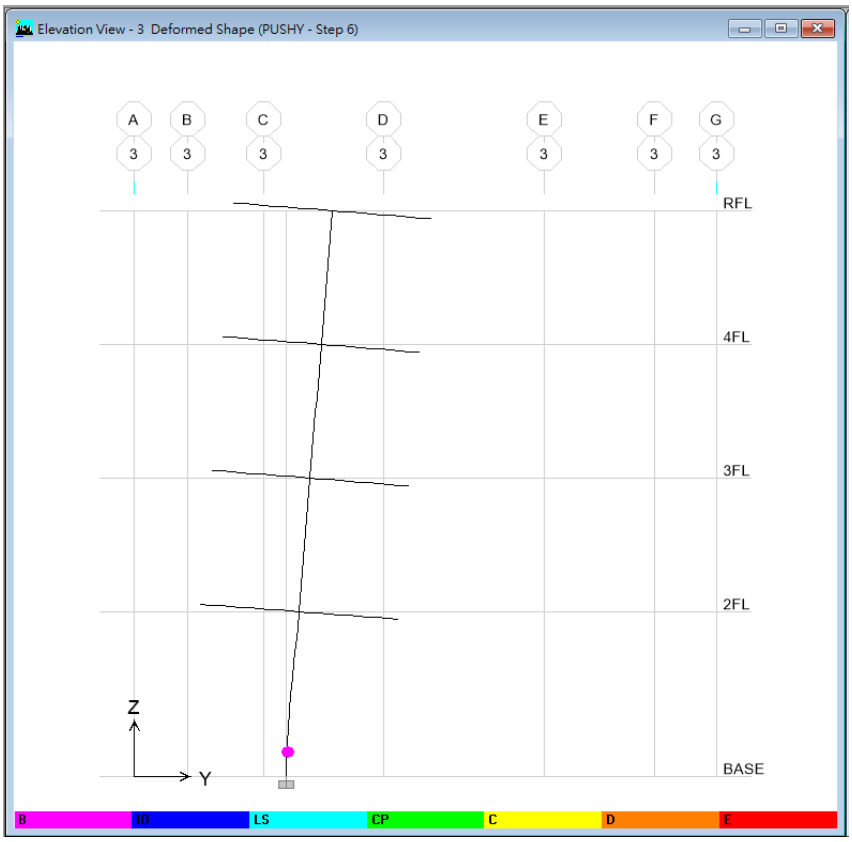


圖 7.229　案例B階段性補強B後正Y向側推分析非線性鉸圖(line 3)

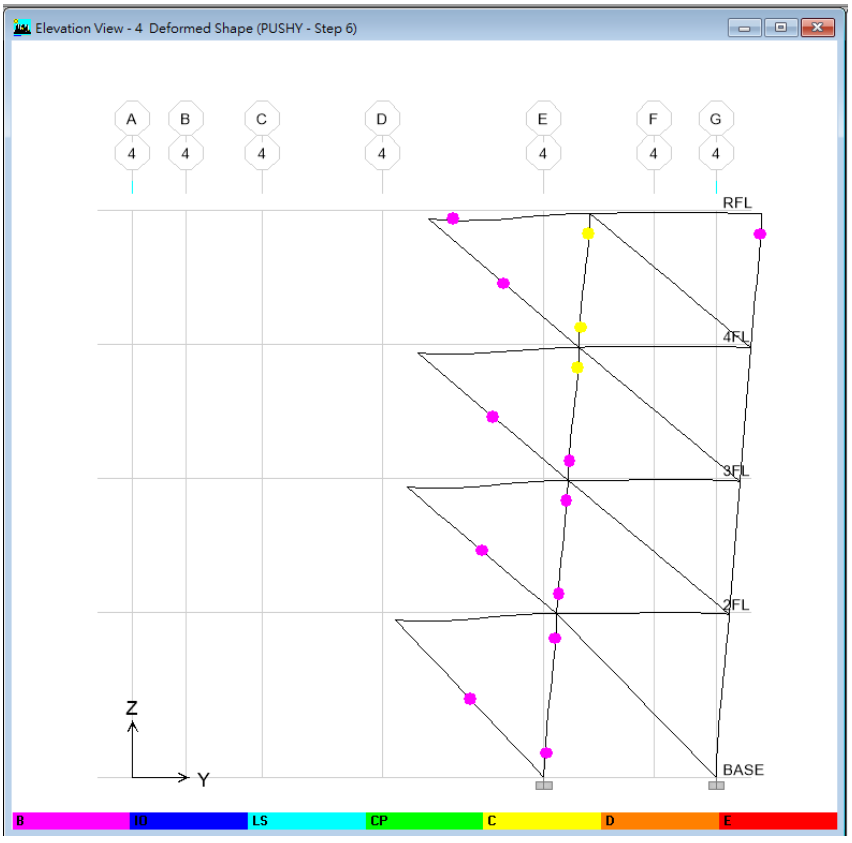


圖 7.230　案例B階段性補強B後正Y向側推分析非線性鉸圖(line 4)

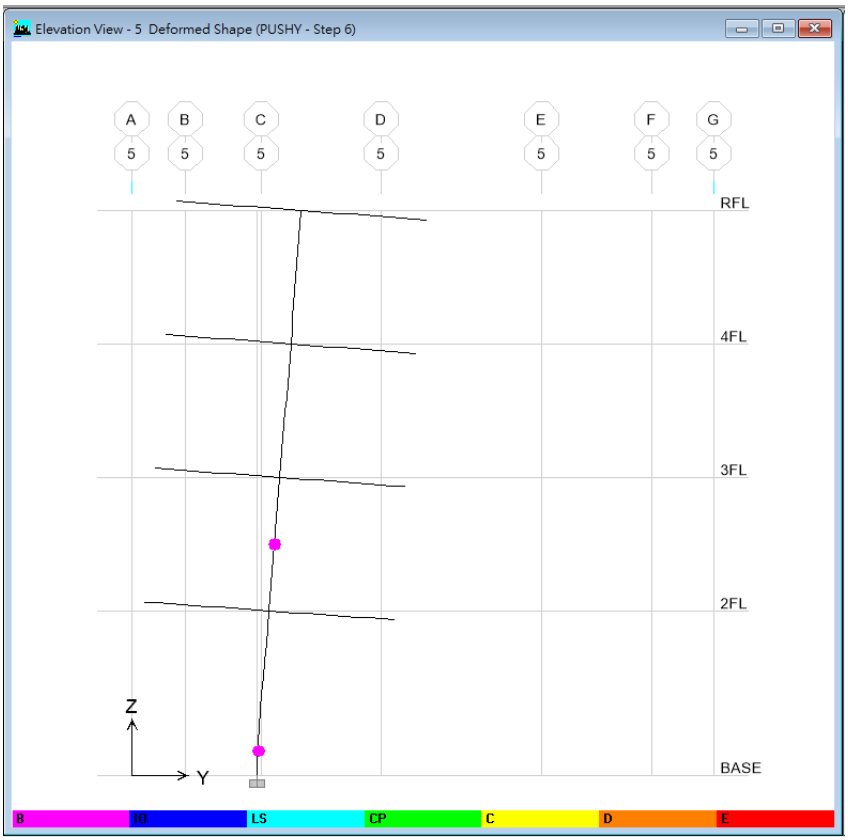


圖 7.231　案例B階段性補強B後正Y向側推分析非線性鉸圖(line 5)

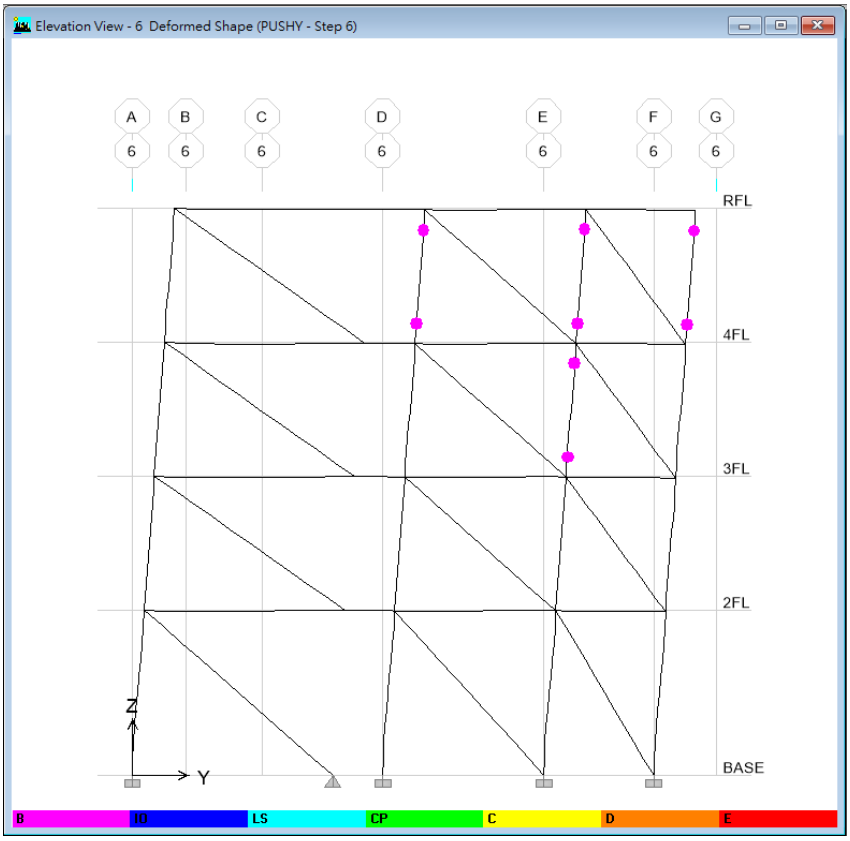


圖 7.232　案例B階段性補強B後正Y向側推分析非線性鉸圖(line 6)

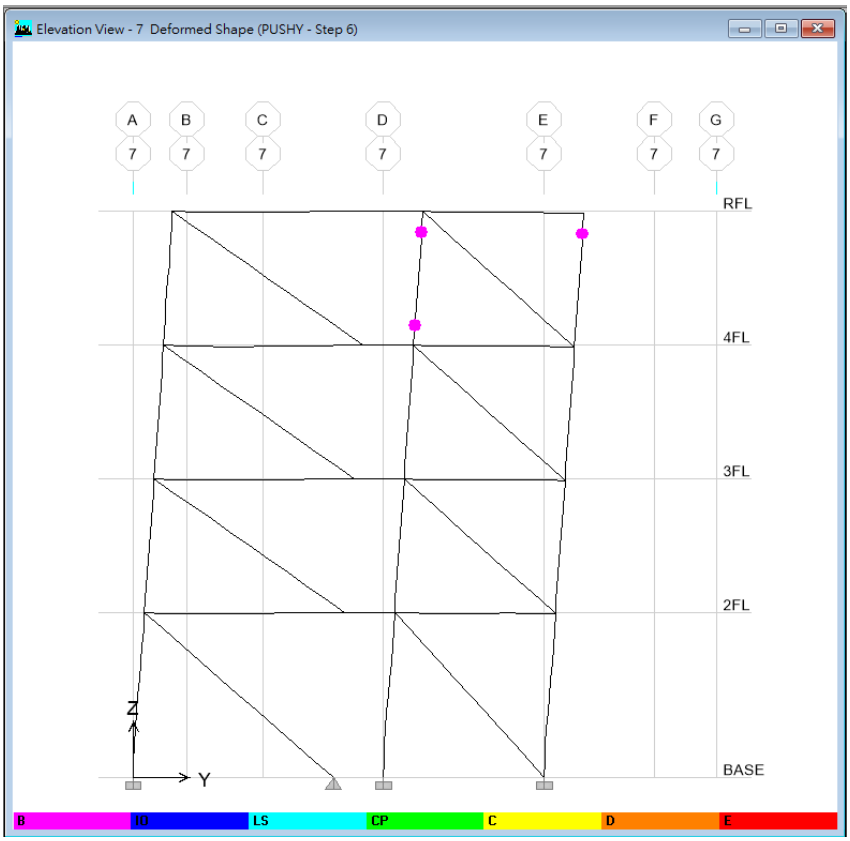


圖 7.233　案例B階段性補強B後正Y向側推分析非線性鉸圖(line 7)

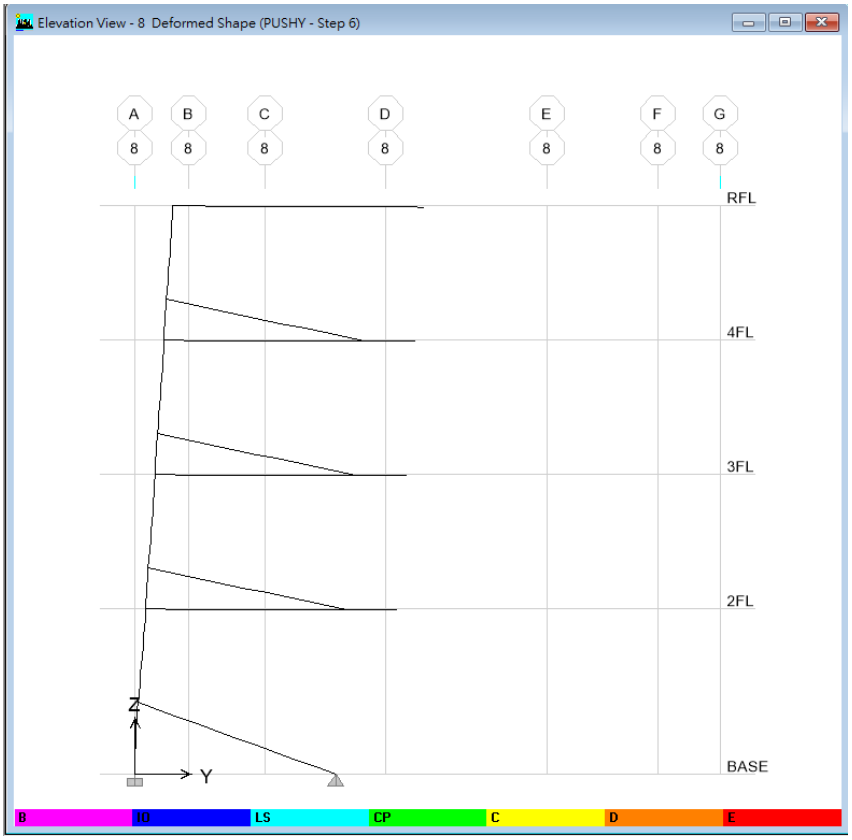


圖 7.234　案例B階段性補強B後正Y向側推分析非線性鉸圖(line 8)

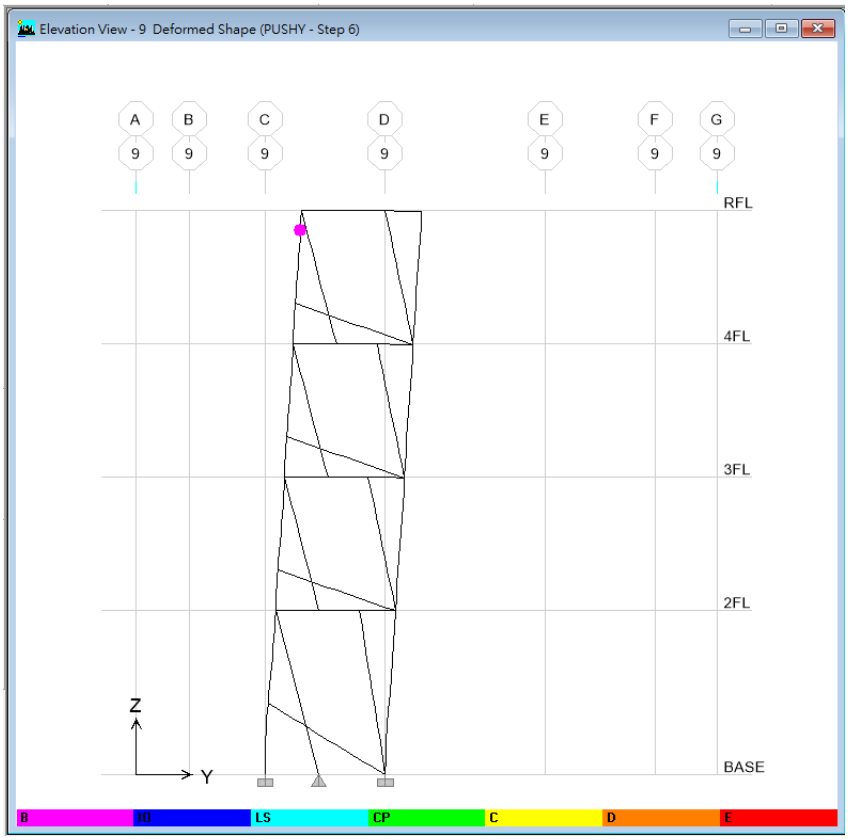


圖 7.235　案例B階段性補強B後正Y向側推分析非線性鉸圖(line 9)

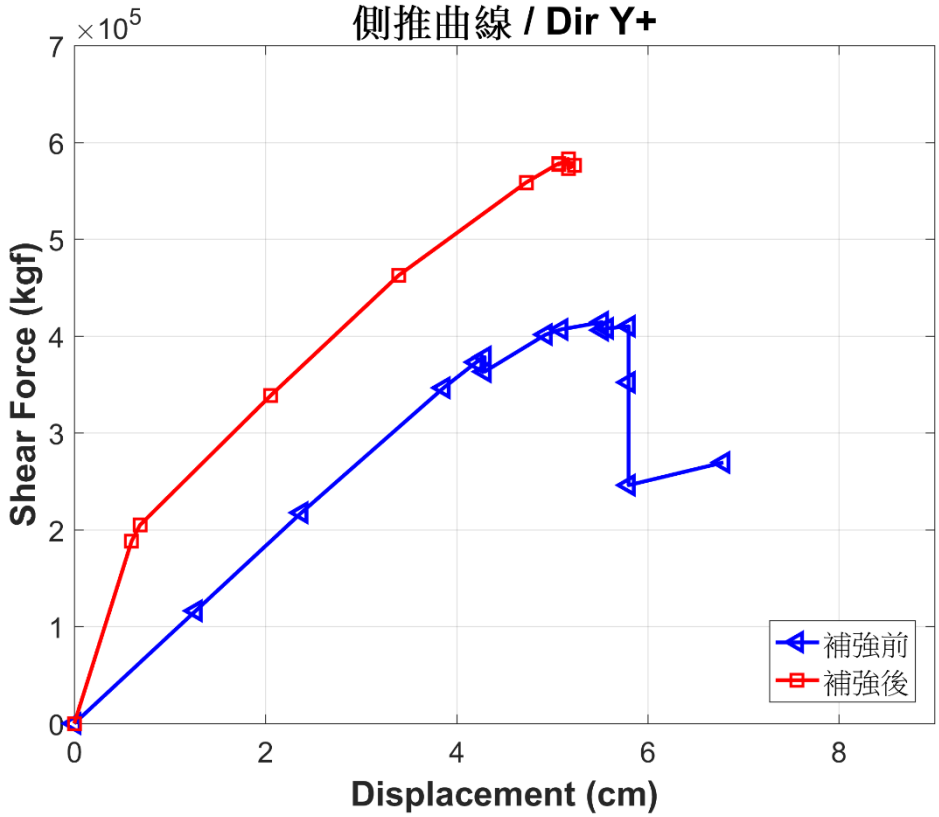


圖 7.236　案例B正Y向階段性補強B前/補強後側推曲線比較

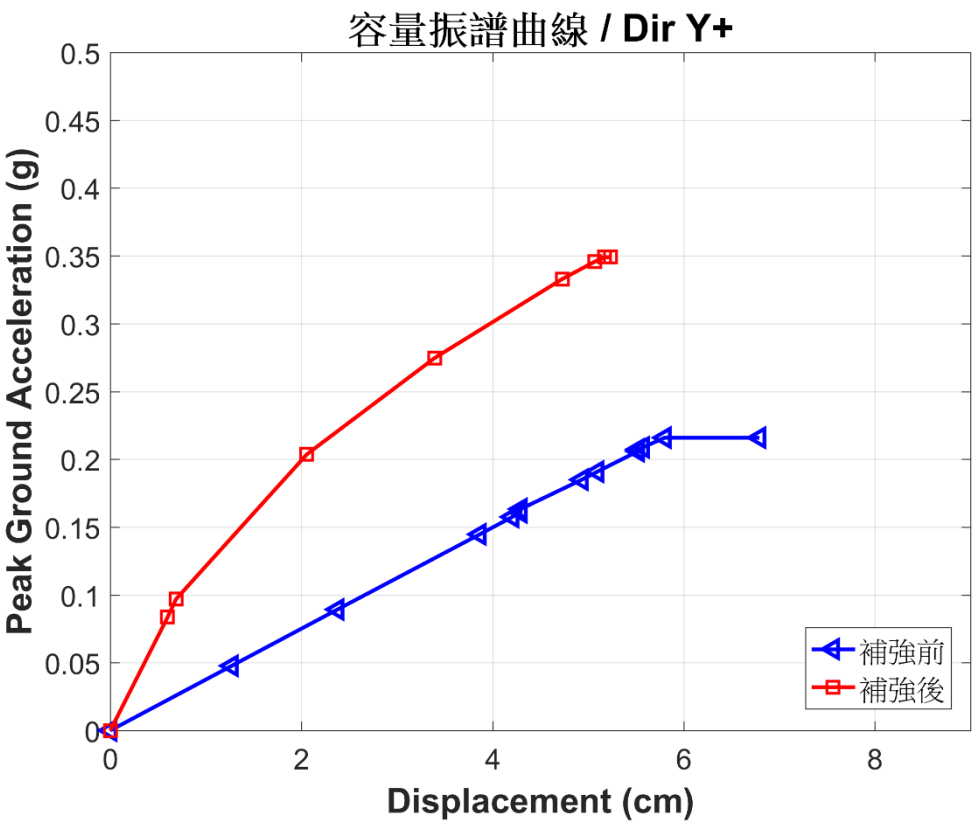
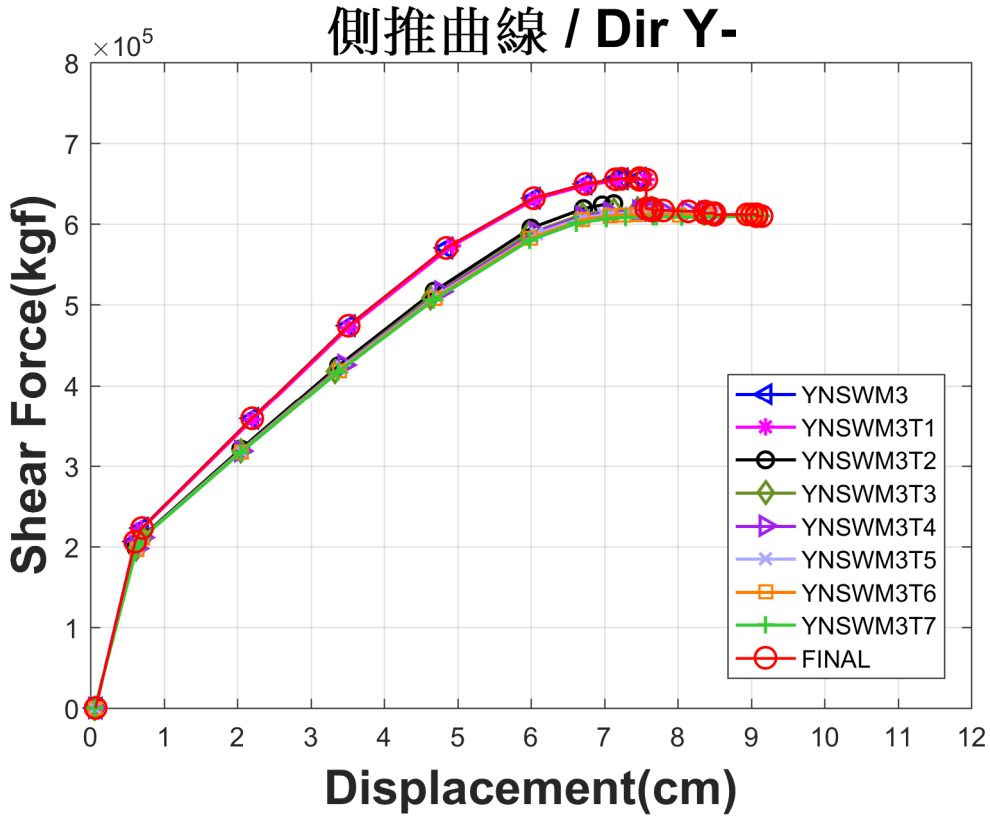
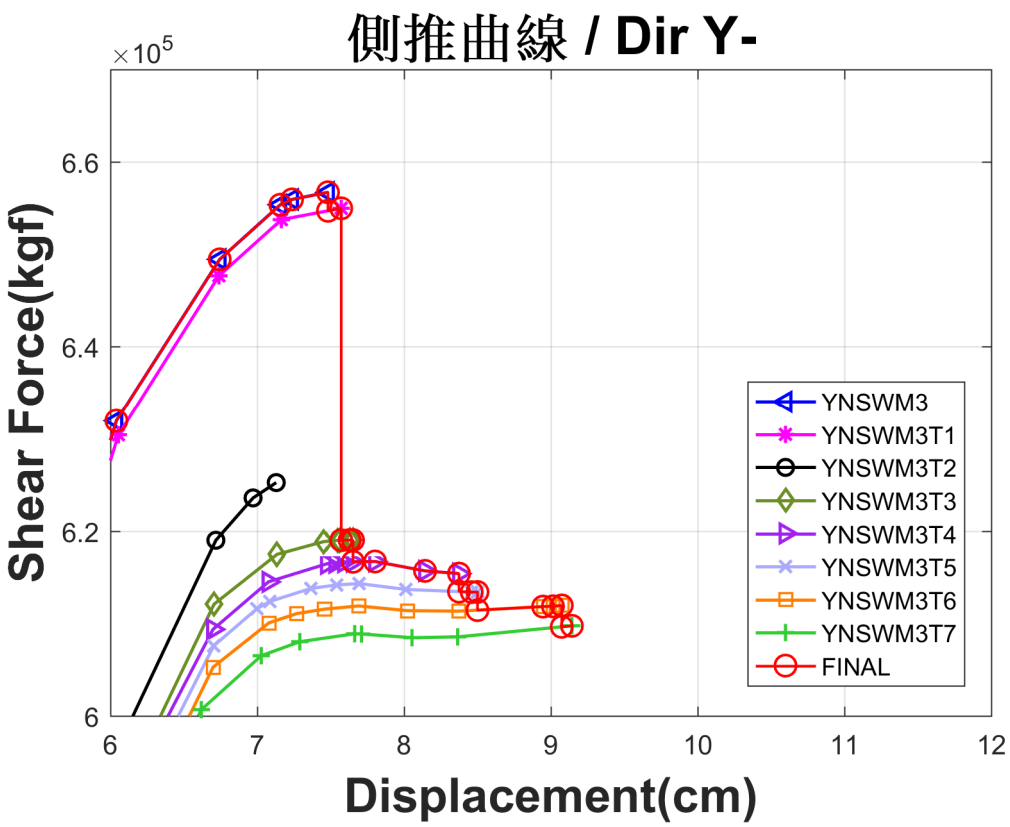


圖 7.237　案例B正Y向階段性補強B前/補強後容量振譜曲線比較



(a)原圖



(b)細部放大

圖 7.238　案例B階段性補強B之負Y向側推曲線

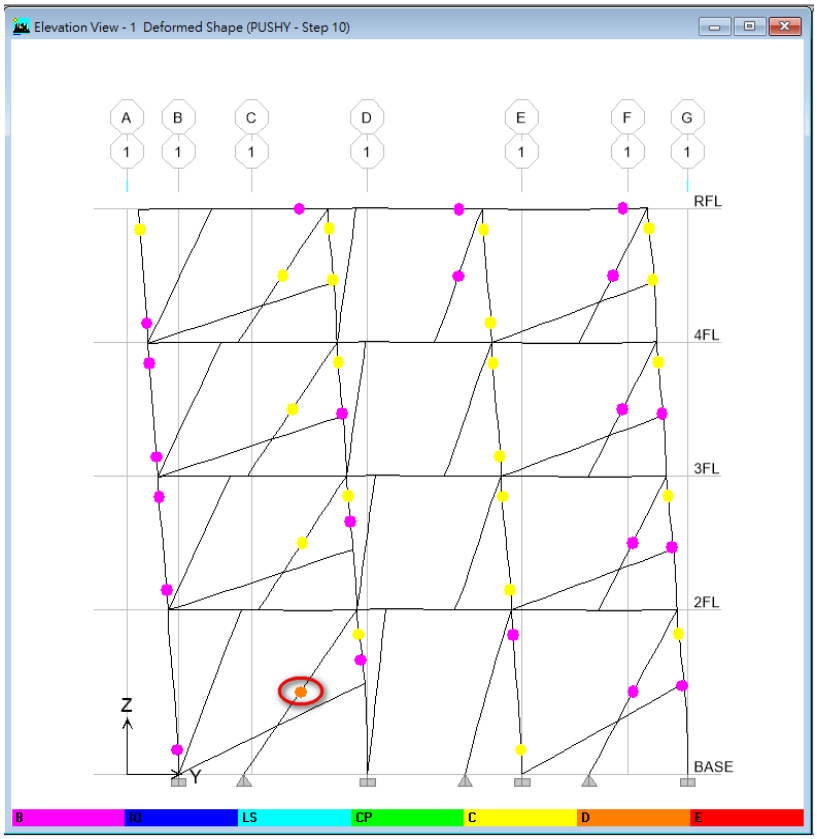
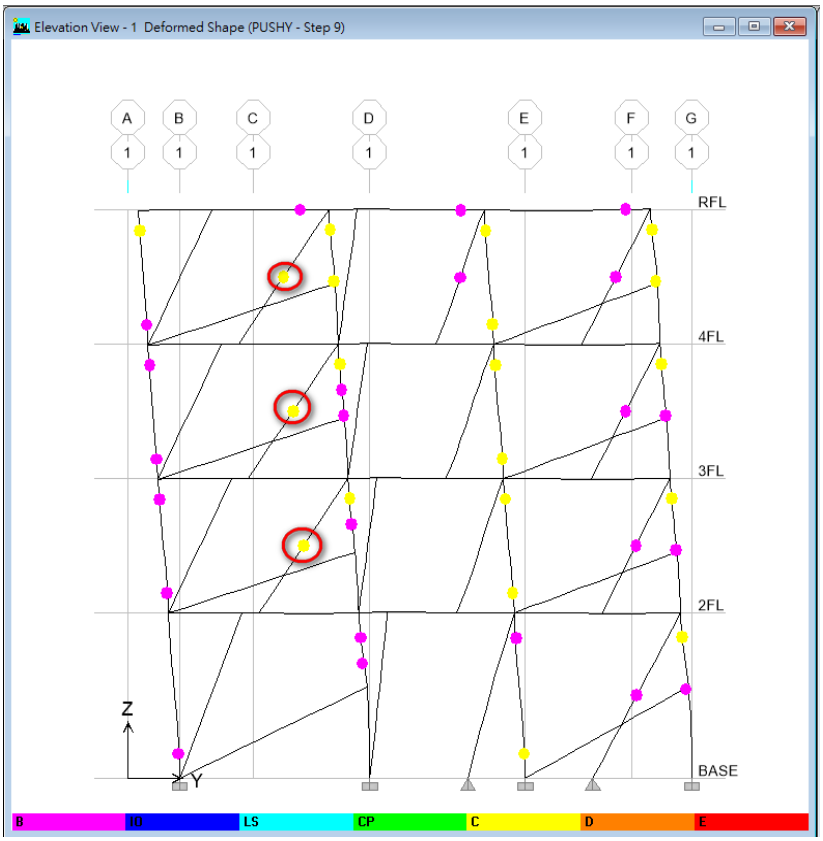
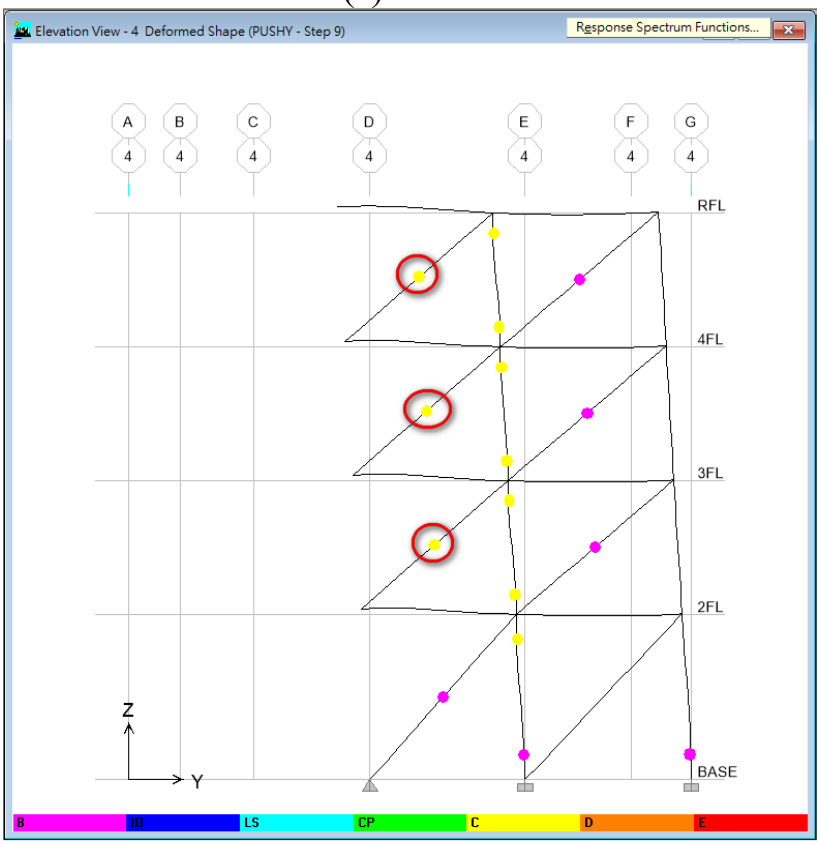


圖 7.239　案例B階段性補強B後負Y向YNSWM3 磚斜撐破壞



(a) line 1



(a) line 4

圖 7.240　案例B階段性補強B後負Y向YNSWM3T1 磚斜撐破壞

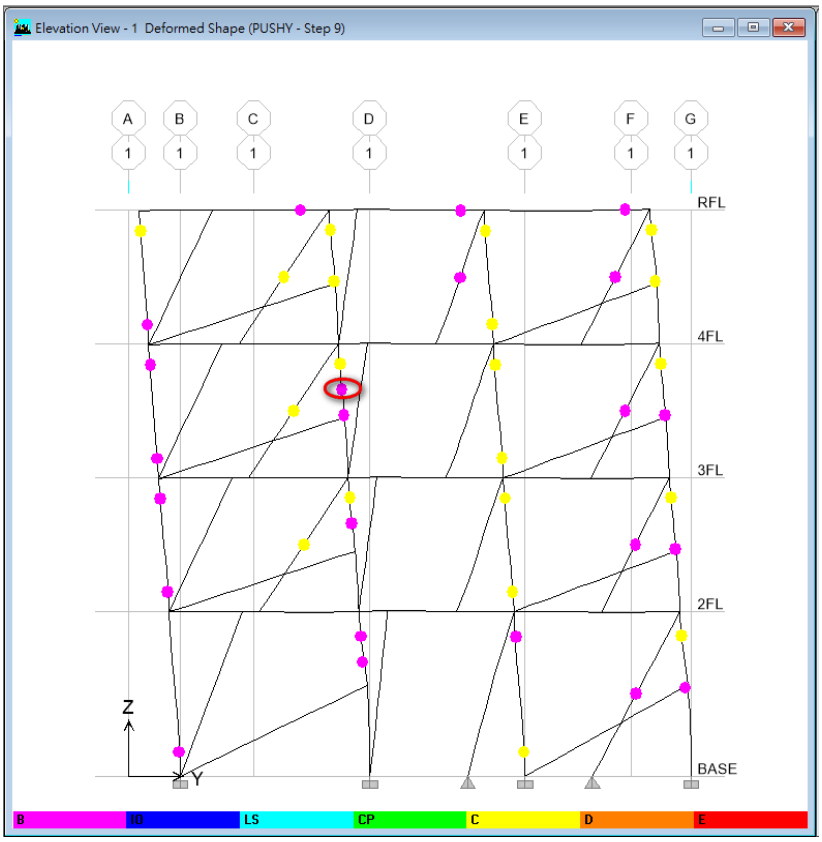


圖 7.241　案例B階段性補強B後負Y向YNSWM3T2 短柱剪力破壞(4FC9)

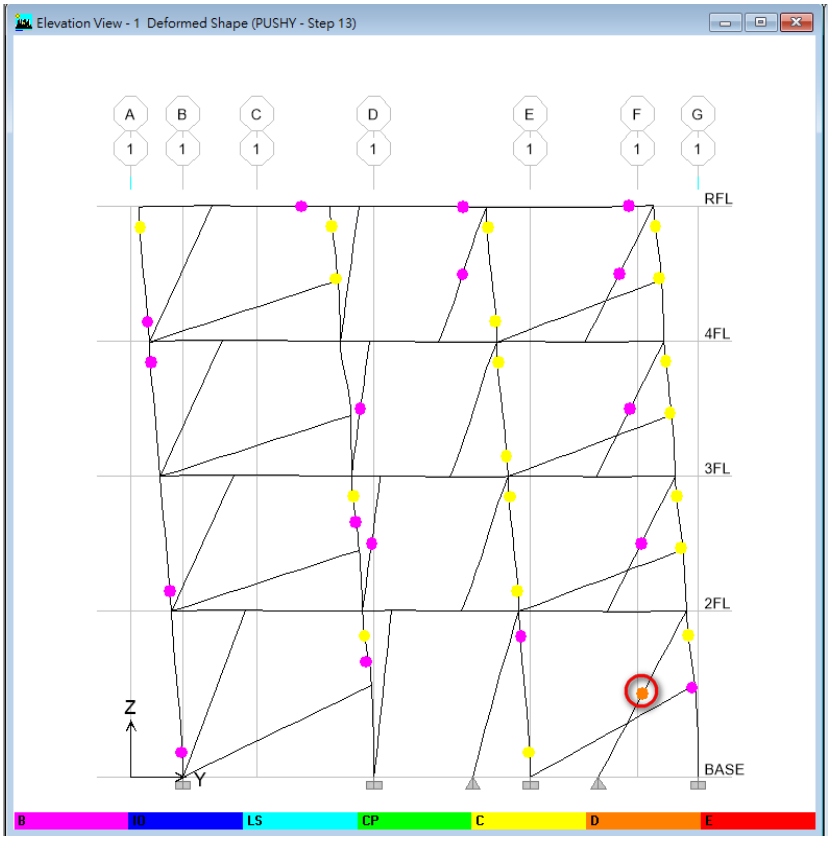


圖 7.242　案例B階段性補強B後負Y向YNSWM2T3 磚斜撐破壞

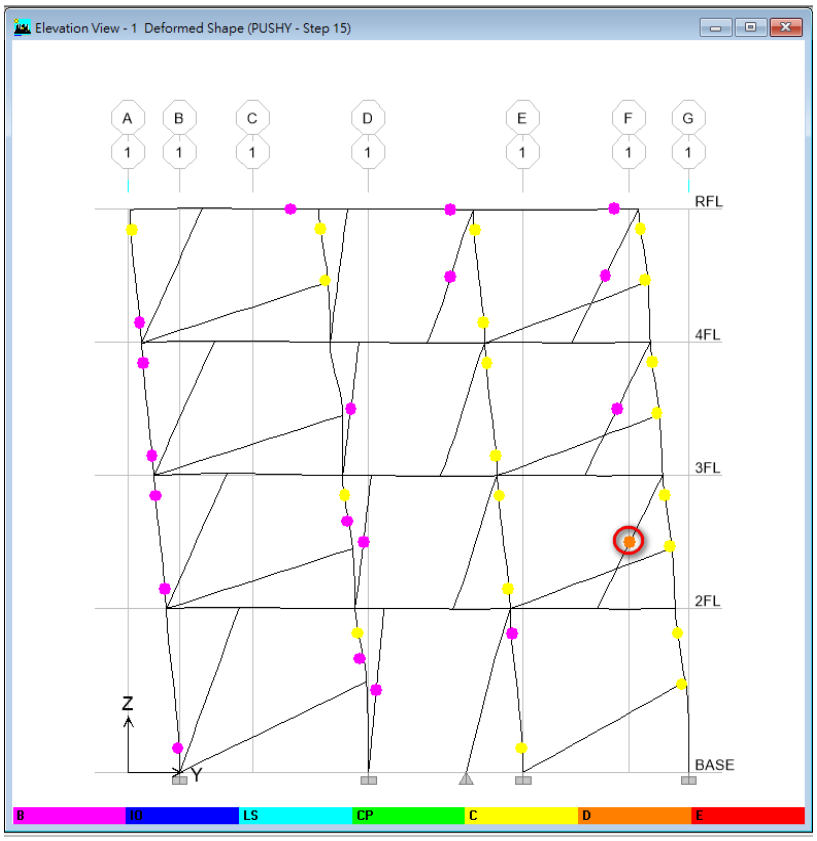


圖 7.243　案例B階段性補強B後負Y向YNSWM2T4 極短柱C9

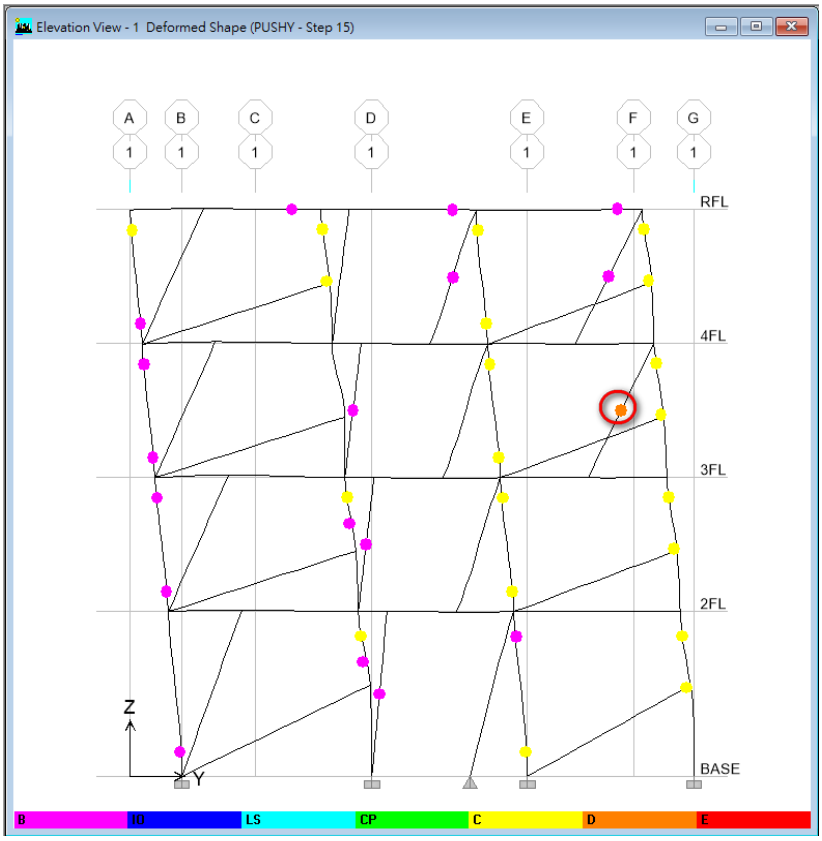


圖 7.244　案例B階段性補強B後負Y向YNSWM2T5 磚斜撐破壞

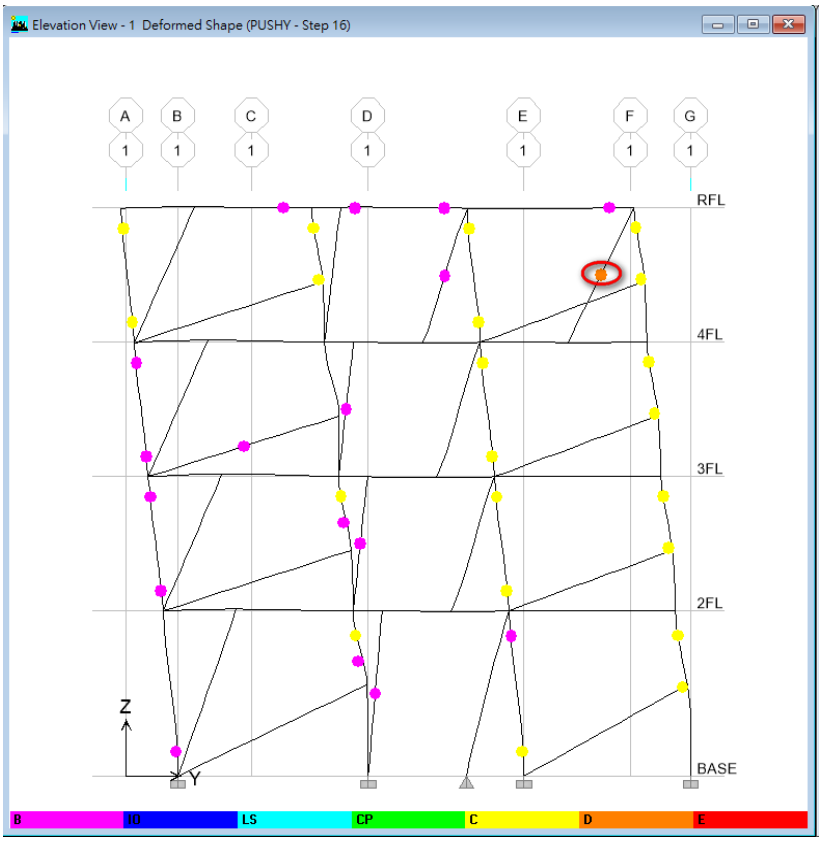


圖 7.245　案例B階段性補強B後負Y向YNSWM2T6 磚斜撐破壞

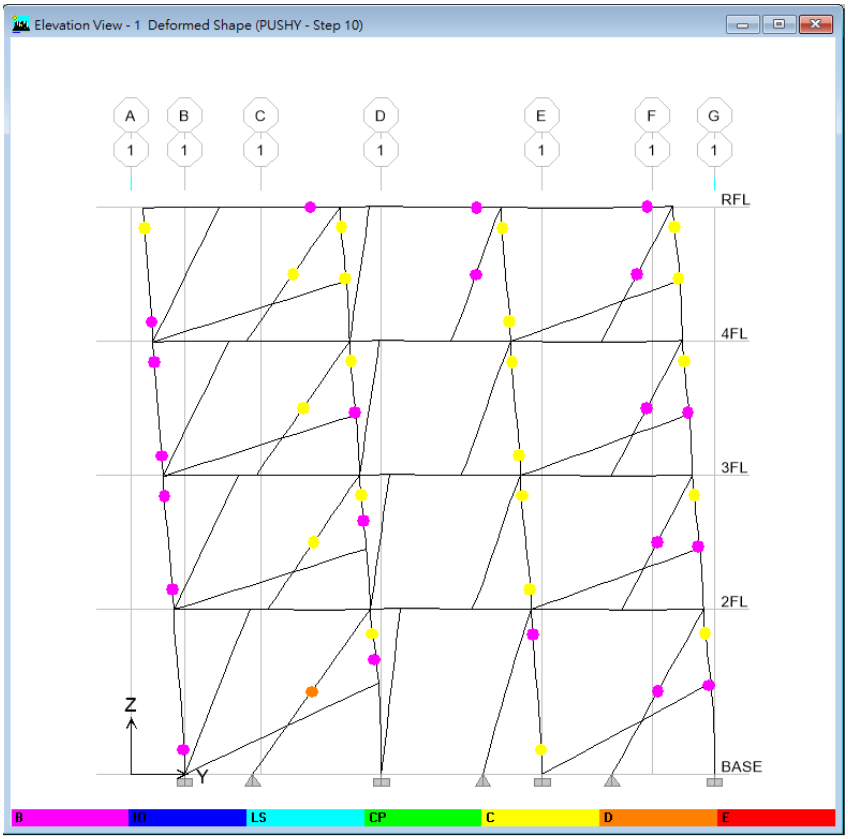


圖 7.246　案例B階段性補強B後負Y向側推分析非線性鉸圖(line 1)

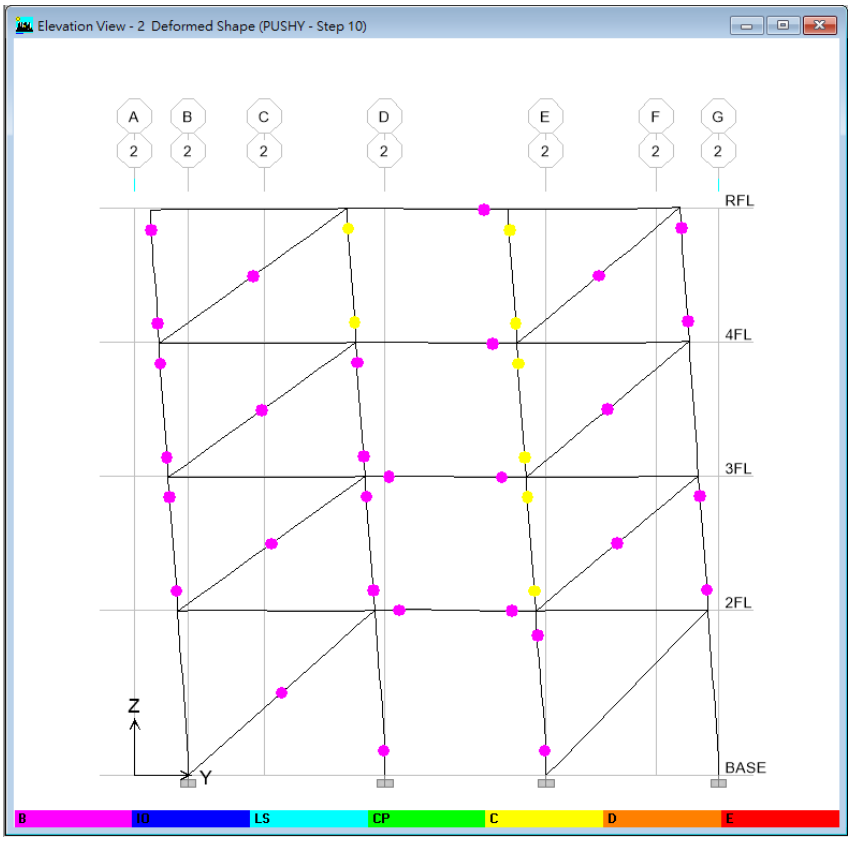


圖 7.247　案例B階段性補強B後負Y向側推分析非線性鉸圖(line 2)

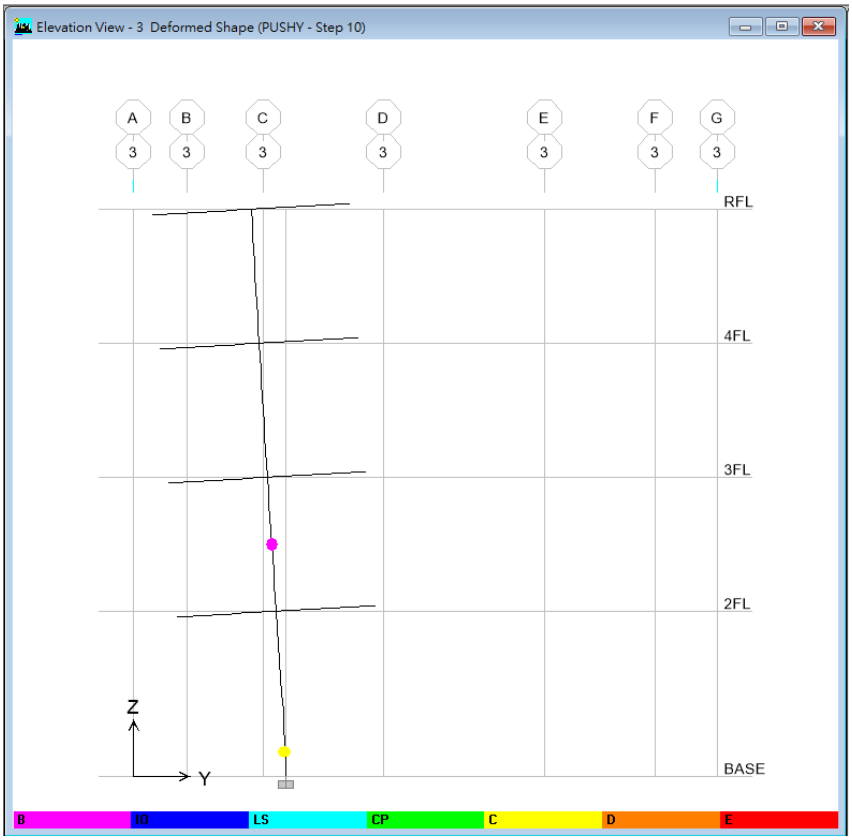


圖 7.248　案例B階段性補強B後負Y向側推分析非線性鉸圖(line 3)

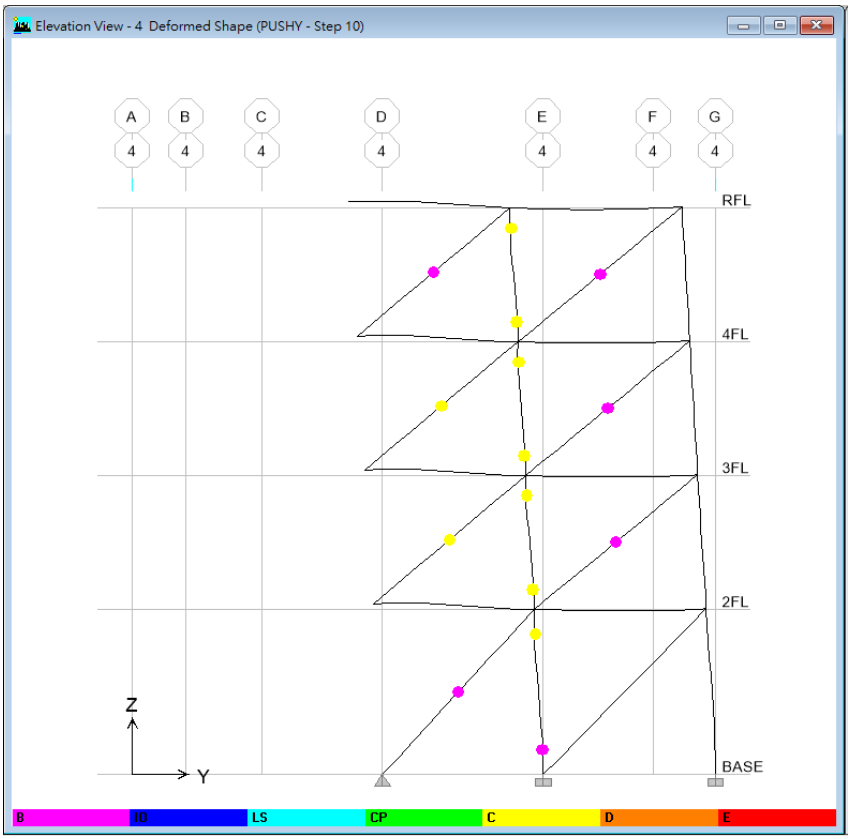


圖 7.249　案例B階段性補強B後負Y向側推分析非線性鉸圖(line 4)

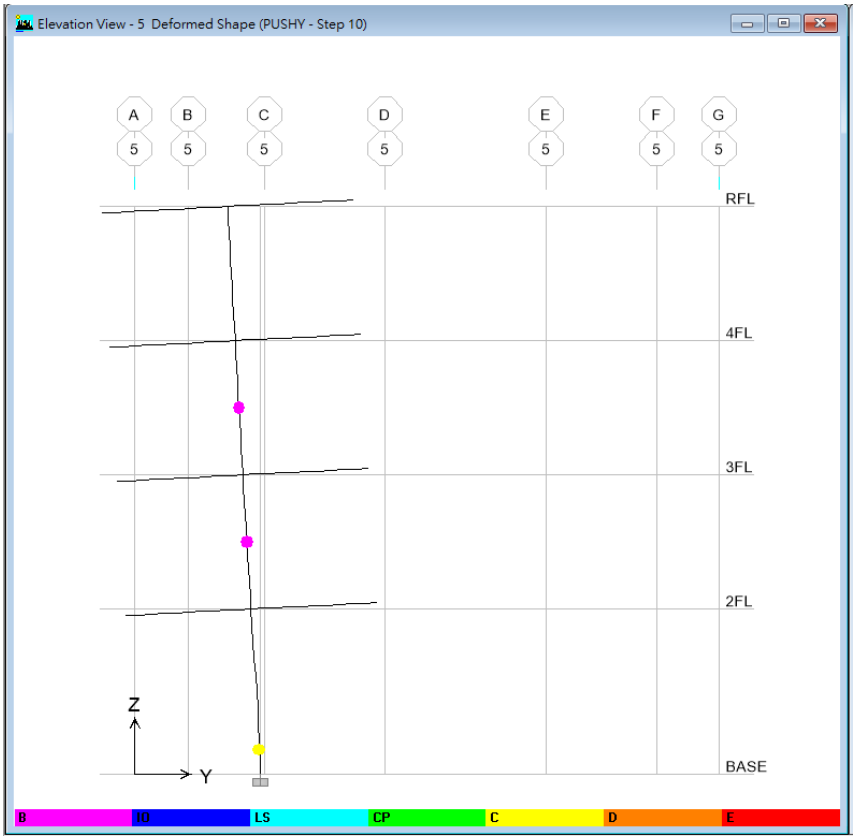


圖 7.250　案例B階段性補強B後負Y向側推分析非線性鉸圖(line 5)

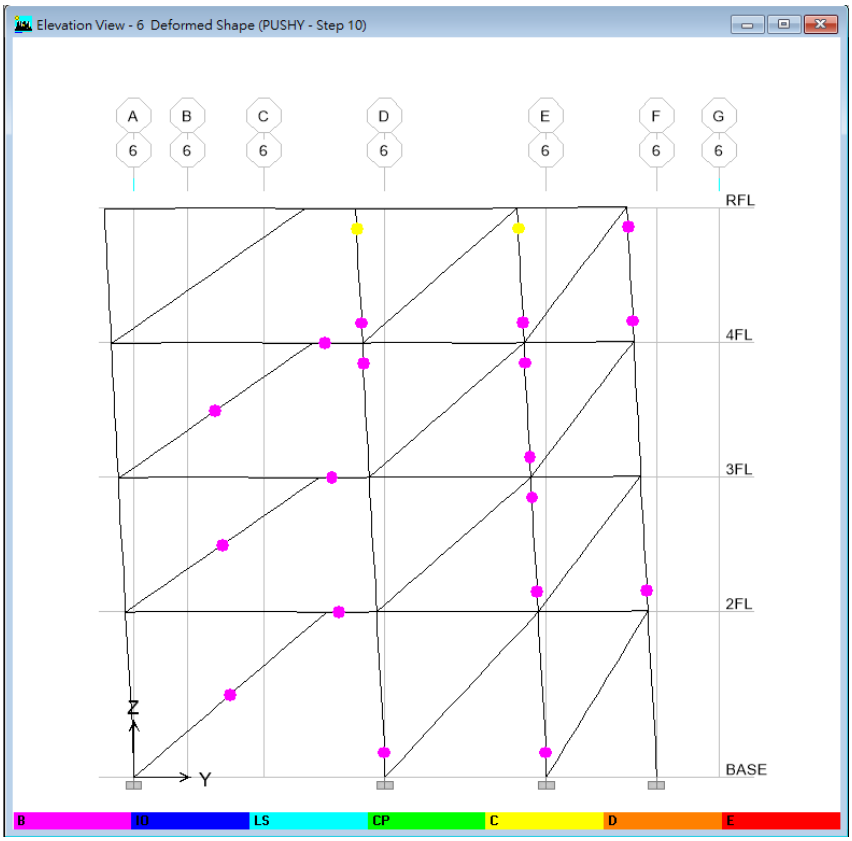


圖 7.251　案例B階段性補強B後負Y向側推分析非線性鉸圖(line 6)

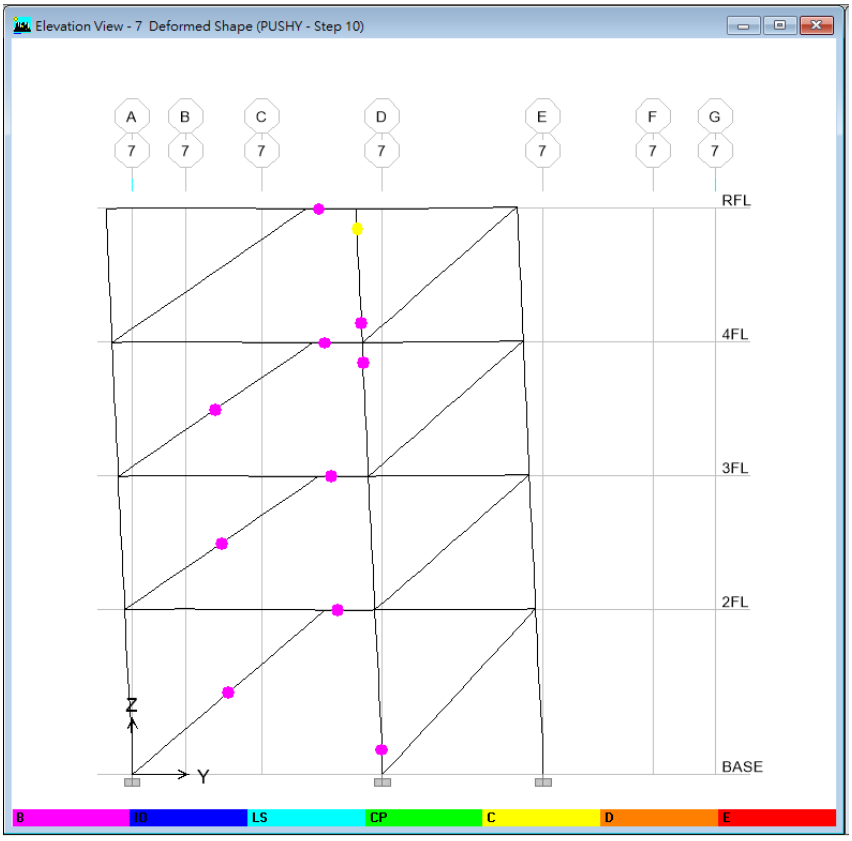


圖 7.252　案例B階段性補強B後負Y向側推分析非線性鉸圖(line 7)

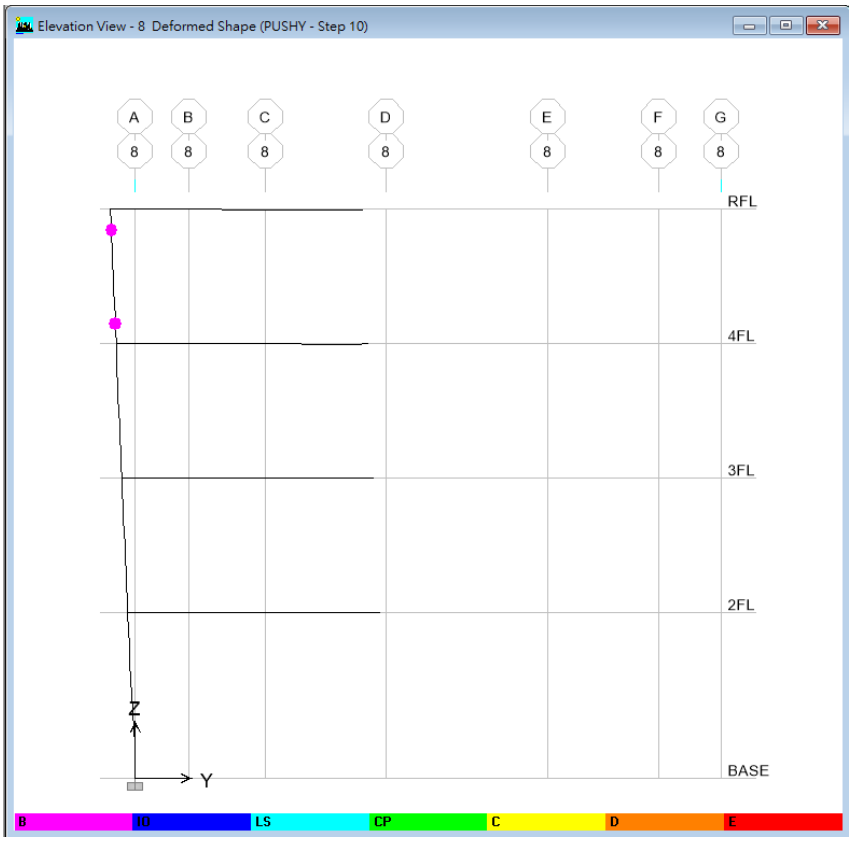


圖 7.253　案例B階段性補強B後負Y向側推分析非線性鉸圖(line 8)

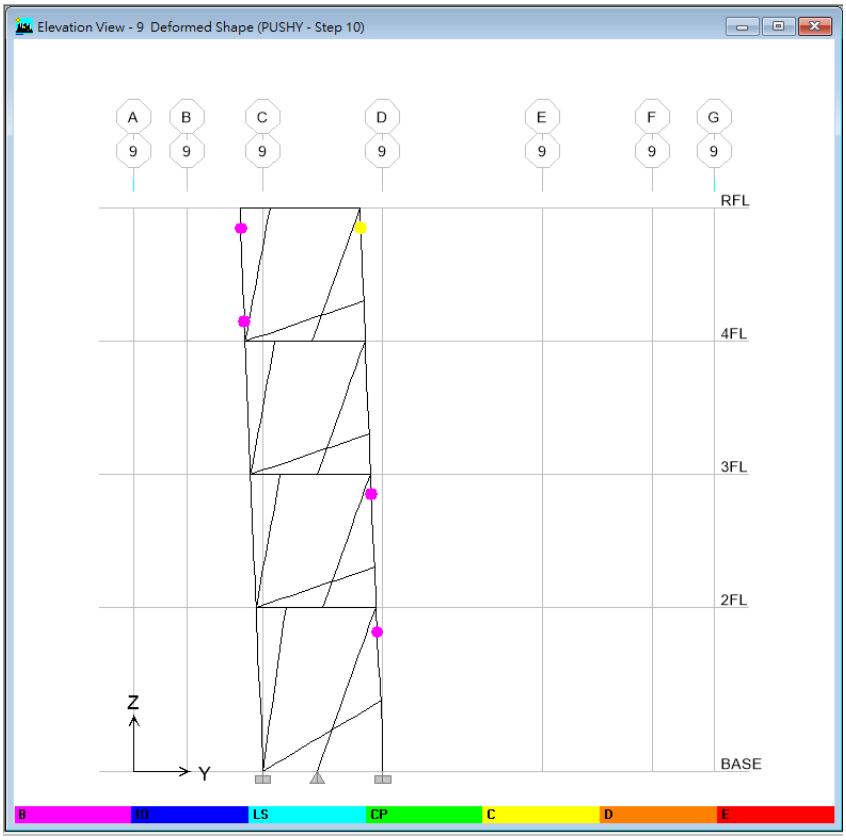


圖 7.254　案例B階段性補強B後負Y向側推分析非線性鉸圖(line 9)

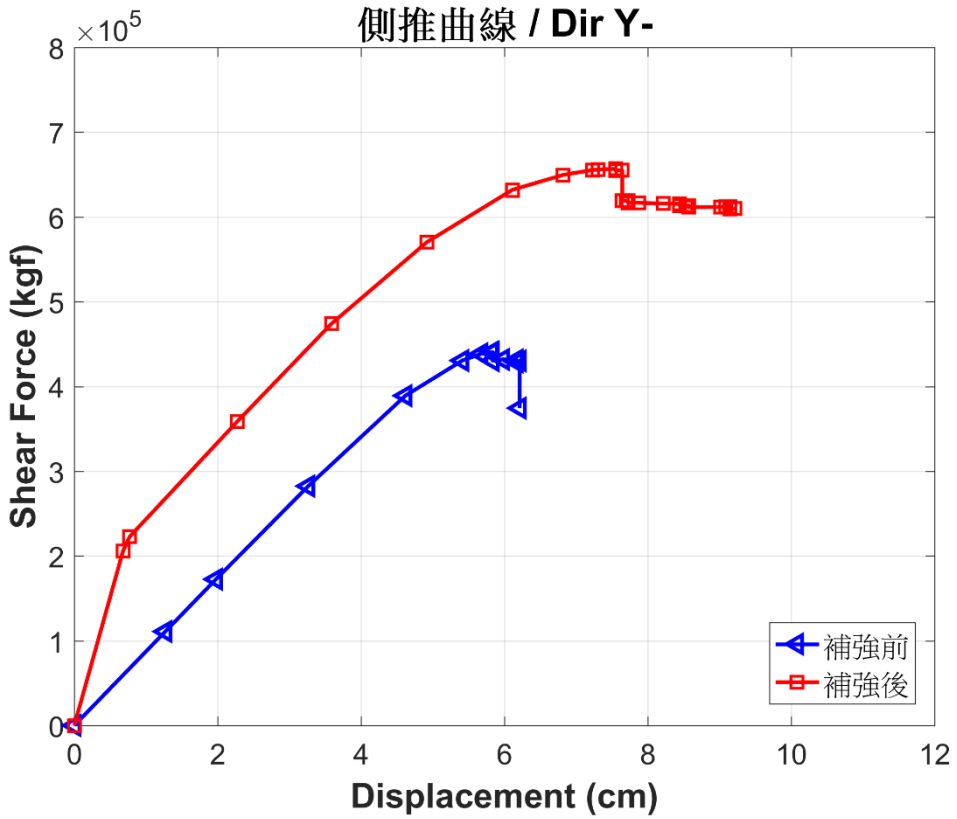


圖 7.255　案例B負Y向階段性補強B前/補強後側推曲線比較

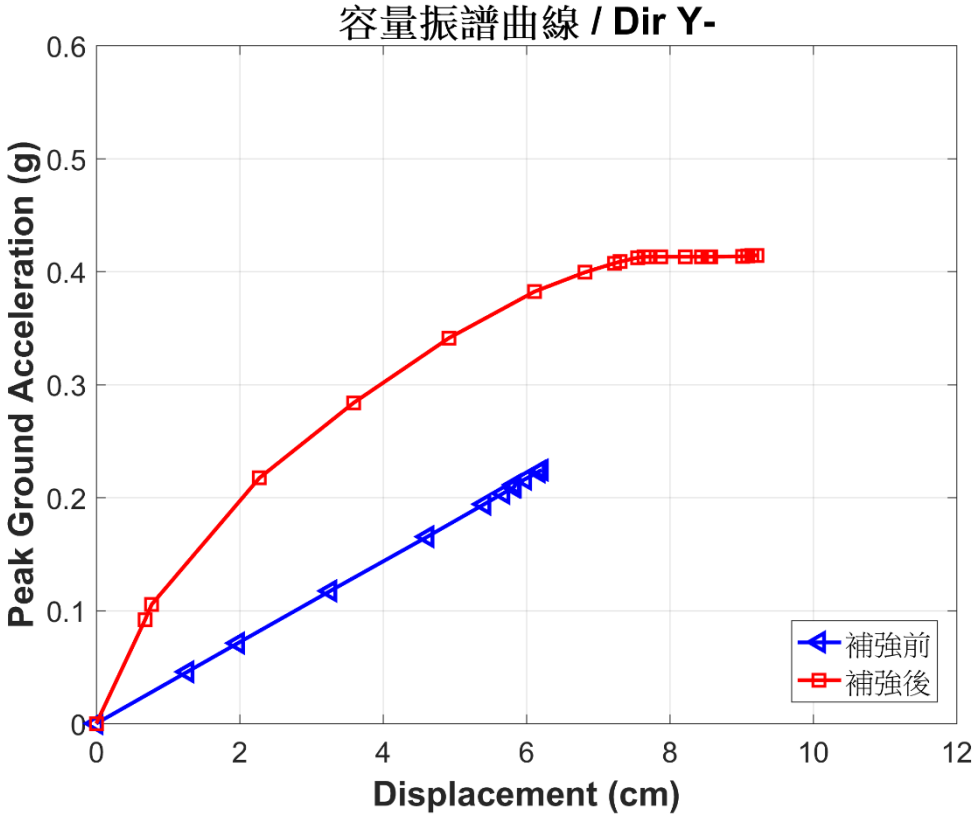


圖 7.256　案例B負Y向階段性補強B前/補強後容量振譜曲線比較

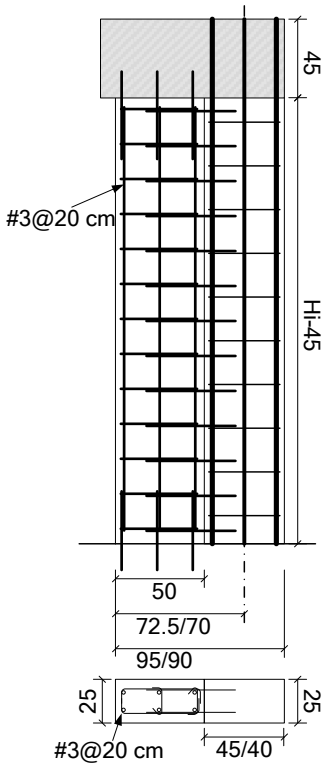


圖 7.257　案例B翼牆斷面細節(WW)

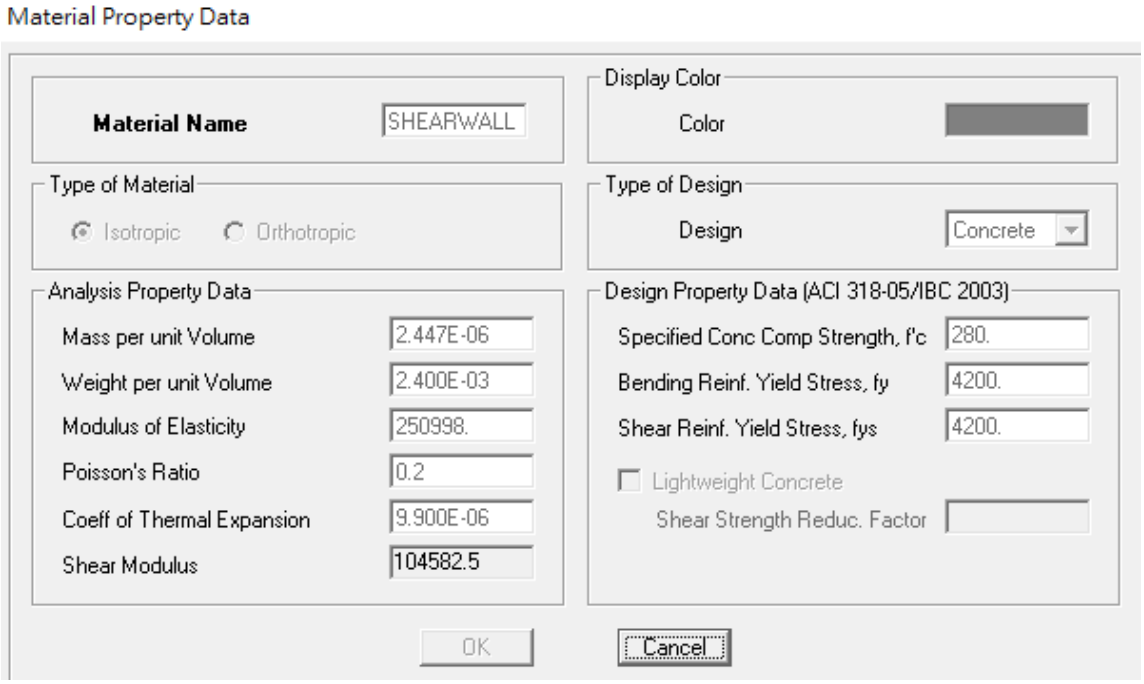


圖 7.258　案例B補強材料性質設定

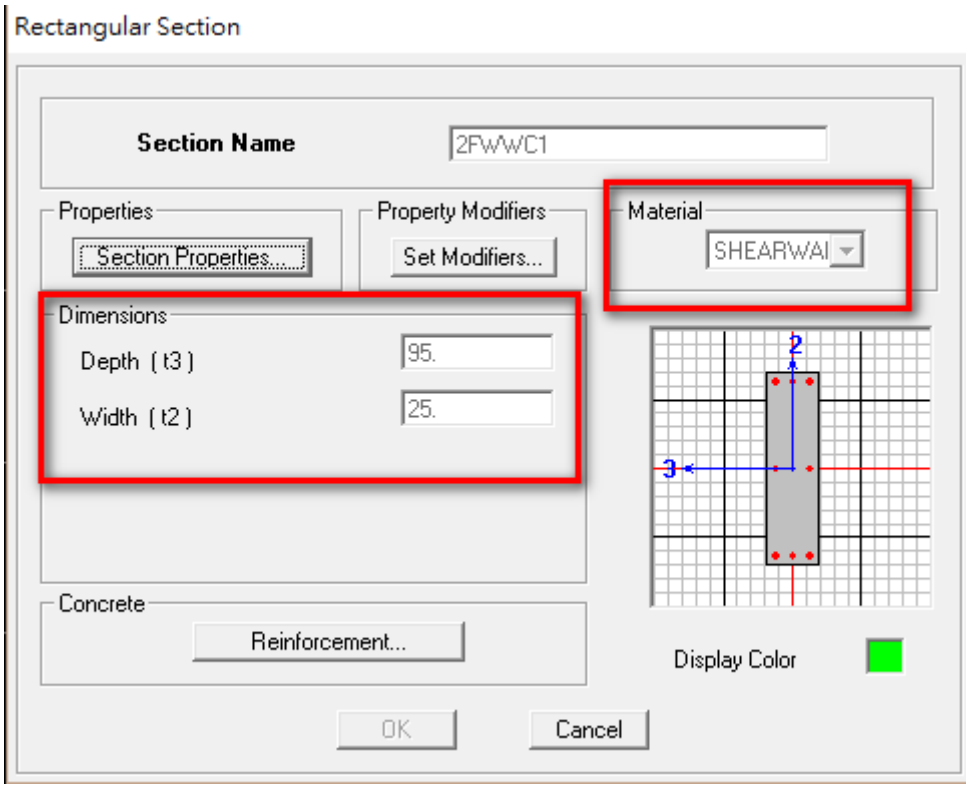


圖 7.259　案例B翼牆補強斷面設定(1~2 層)

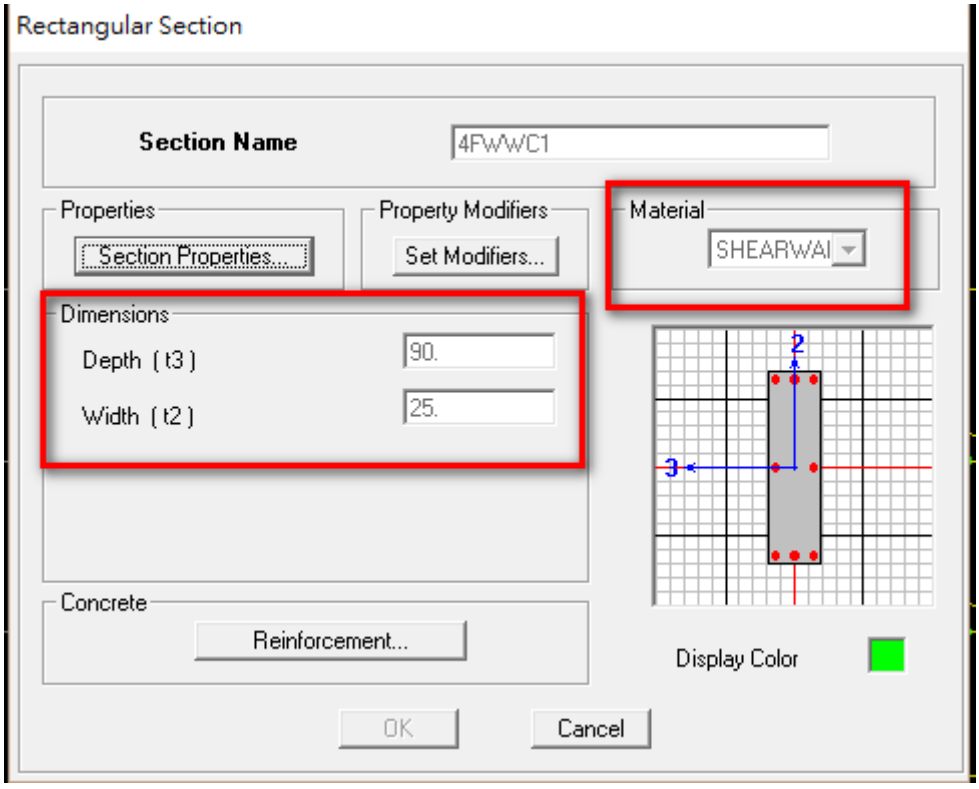


圖 7.260　案例B翼牆補強斷面設定(3 層)

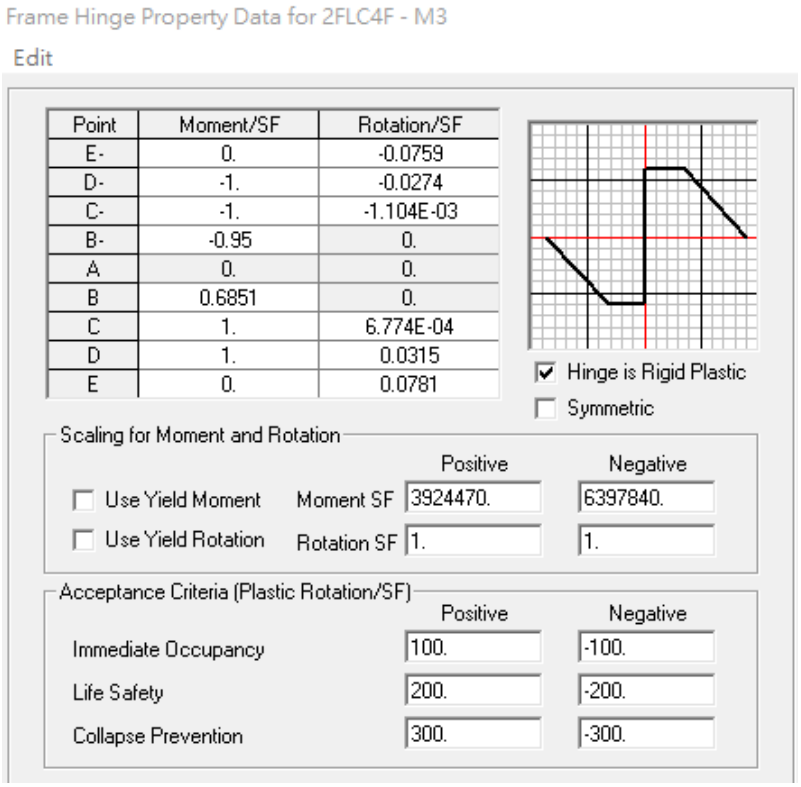


圖 7.261　案例B翼牆補強不對稱撓曲非線性鉸參數設定(1~2 層)

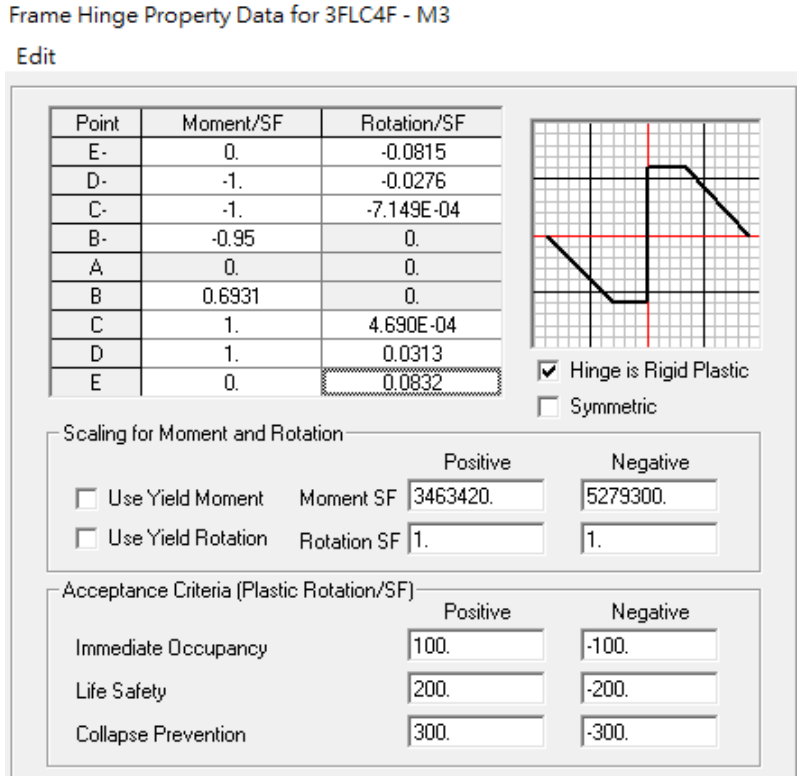


圖 7.262　案例B翼牆補強不對稱撓曲非線性鉸參數設定(3 層)

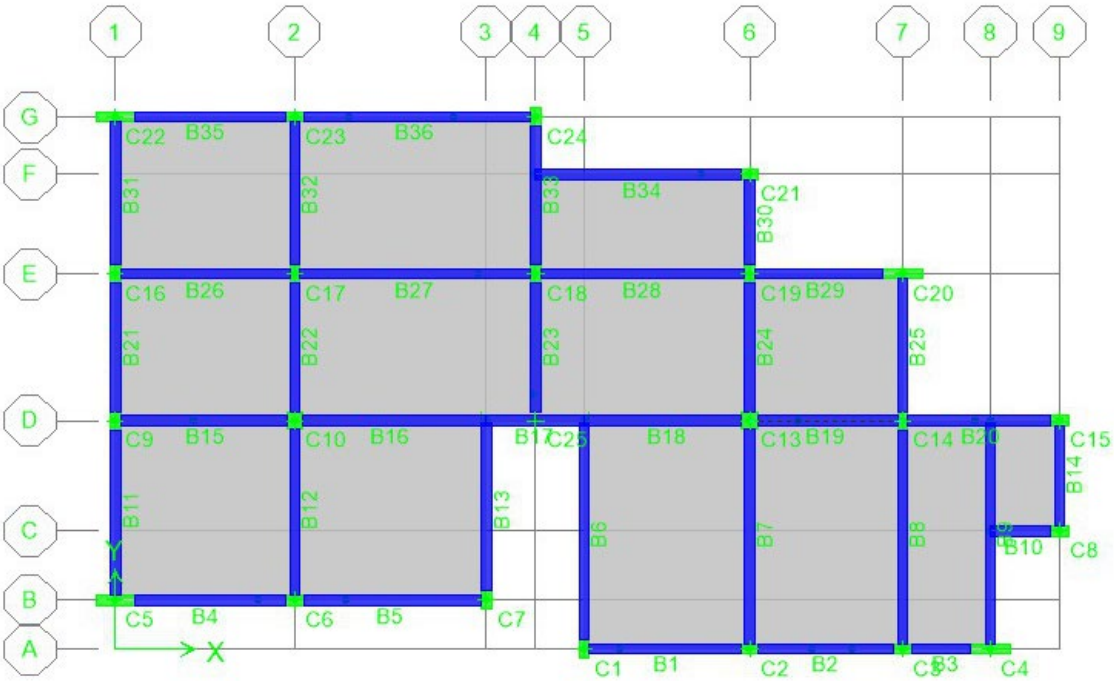


圖 7.263　案例B完整補強之模型結構平面圖

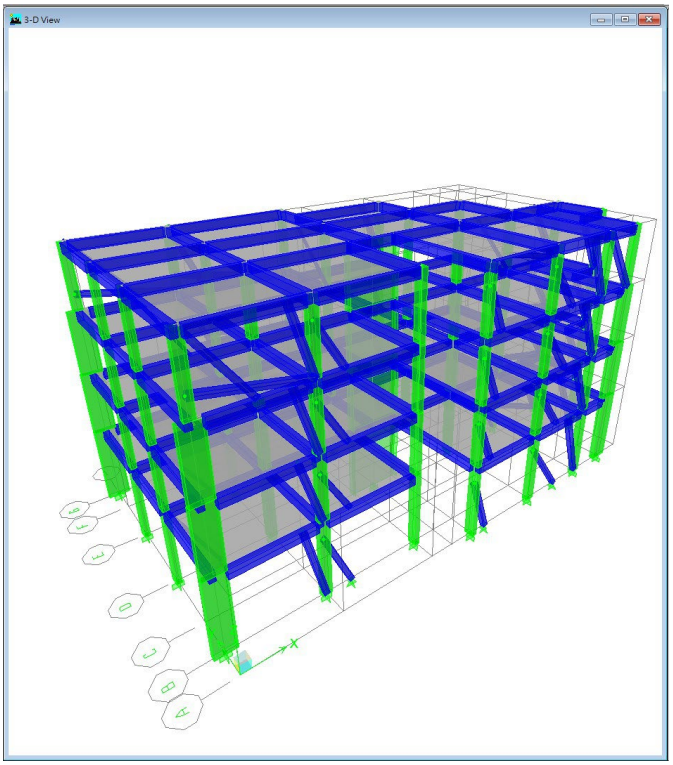
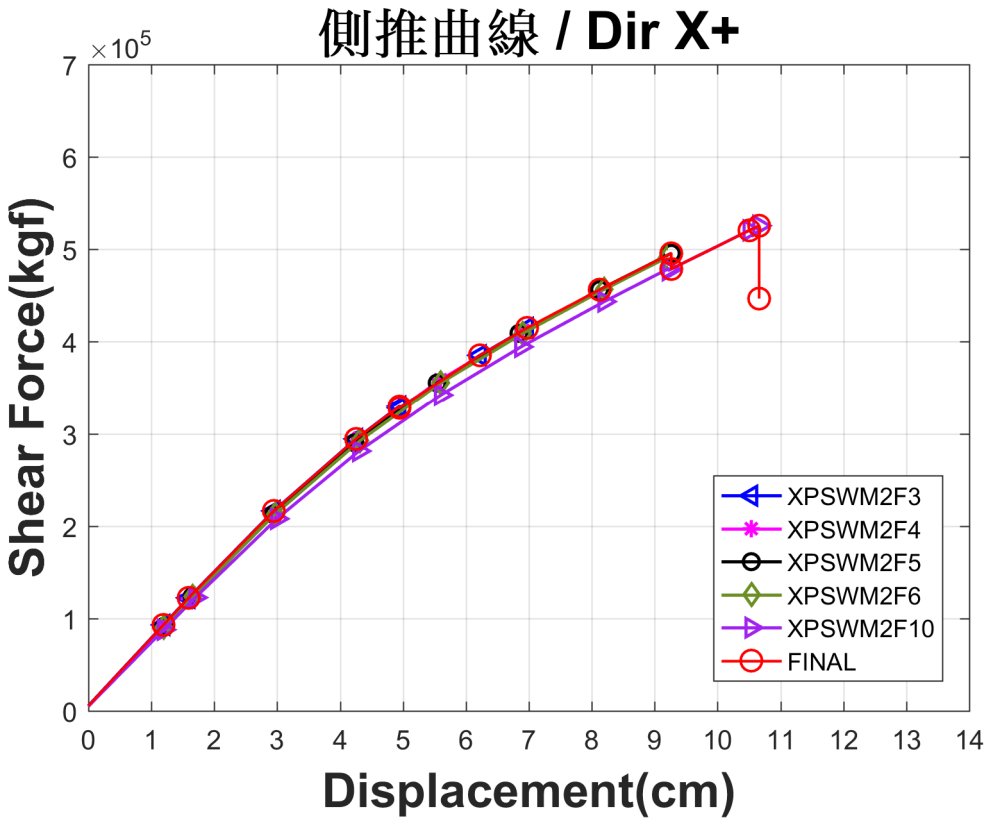
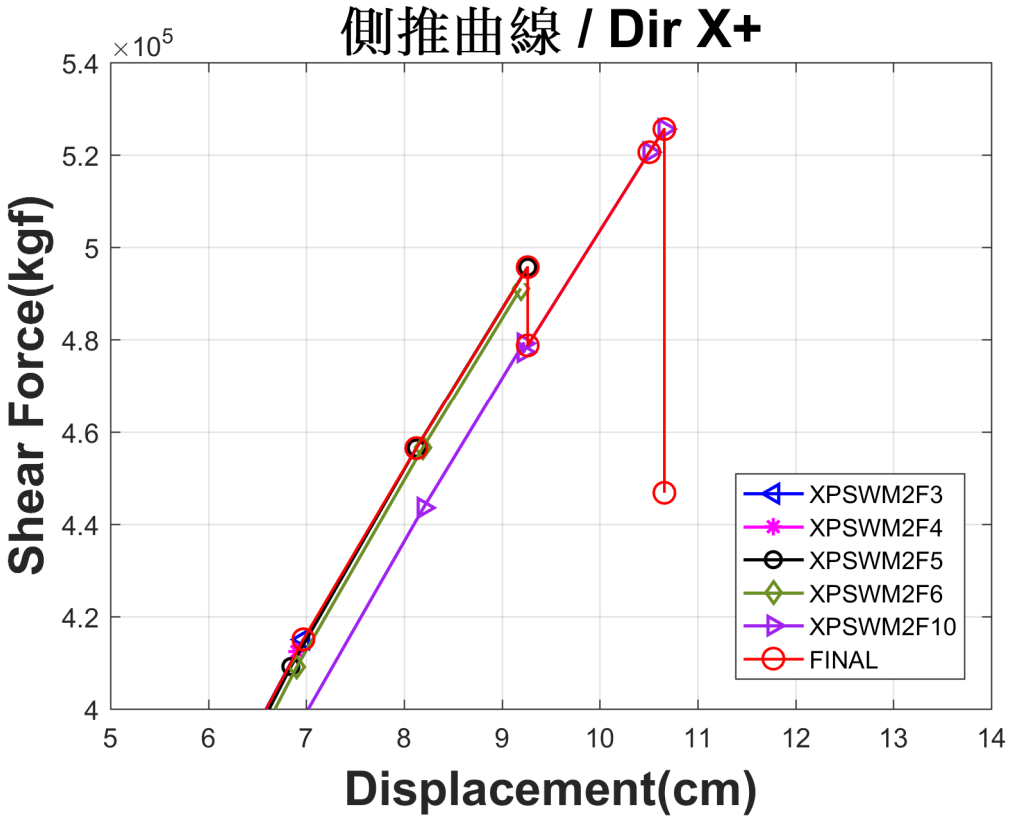


圖 7.264　案例B完整補強結構模擬 3D模型圖



(a)原圖



(b)細部放大

圖 7.265　案例B完整補強之正X側推曲線圖

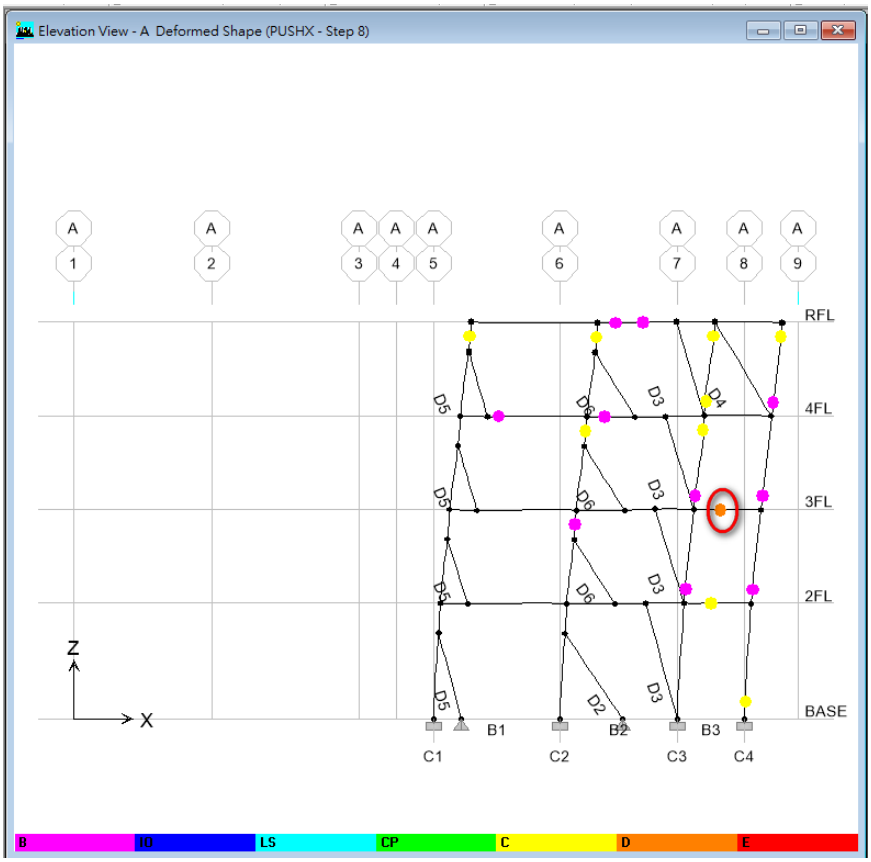


圖 7.266　案例B完整補強後正X向XPSWM2F3 短梁剪力破壞

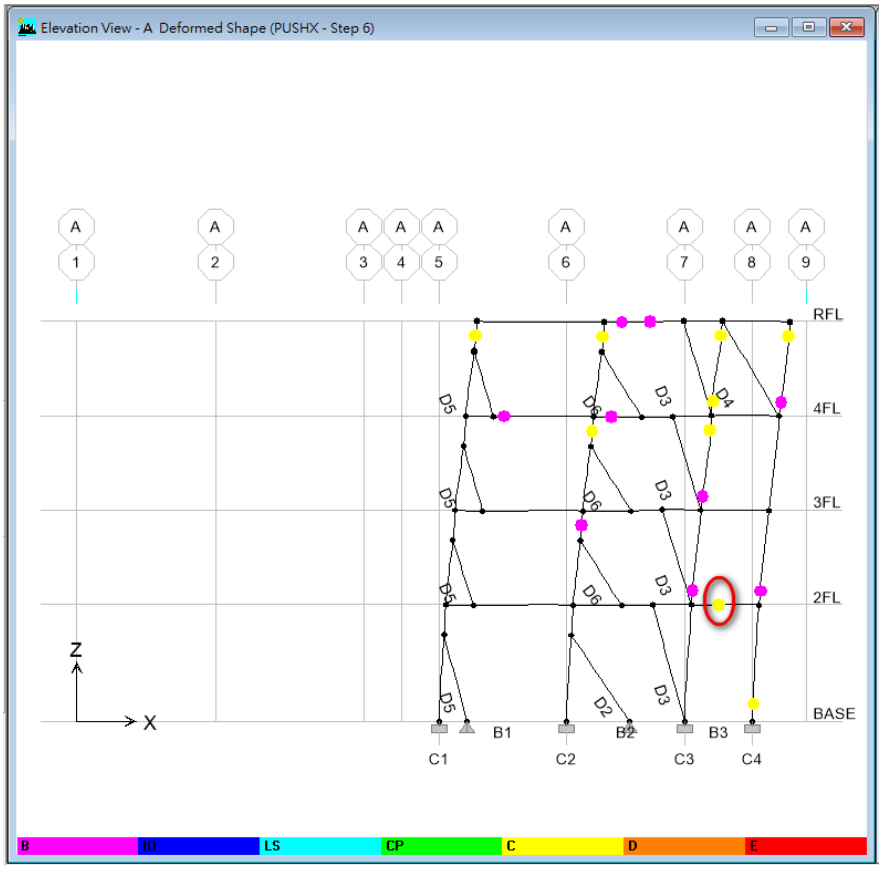


圖 7.267　案例B完整補強後正X向XPSWM2F4 短梁破壞

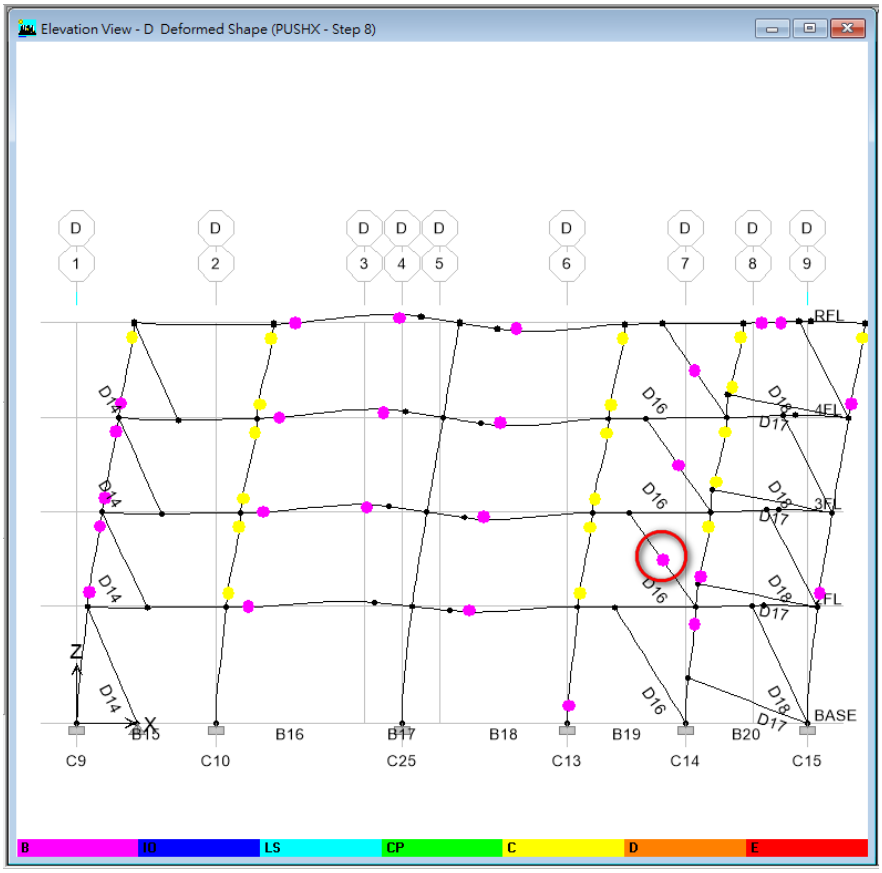


圖 7.268　案例B完整補強後正X向XPSWM2F5 磚斜撐破壞

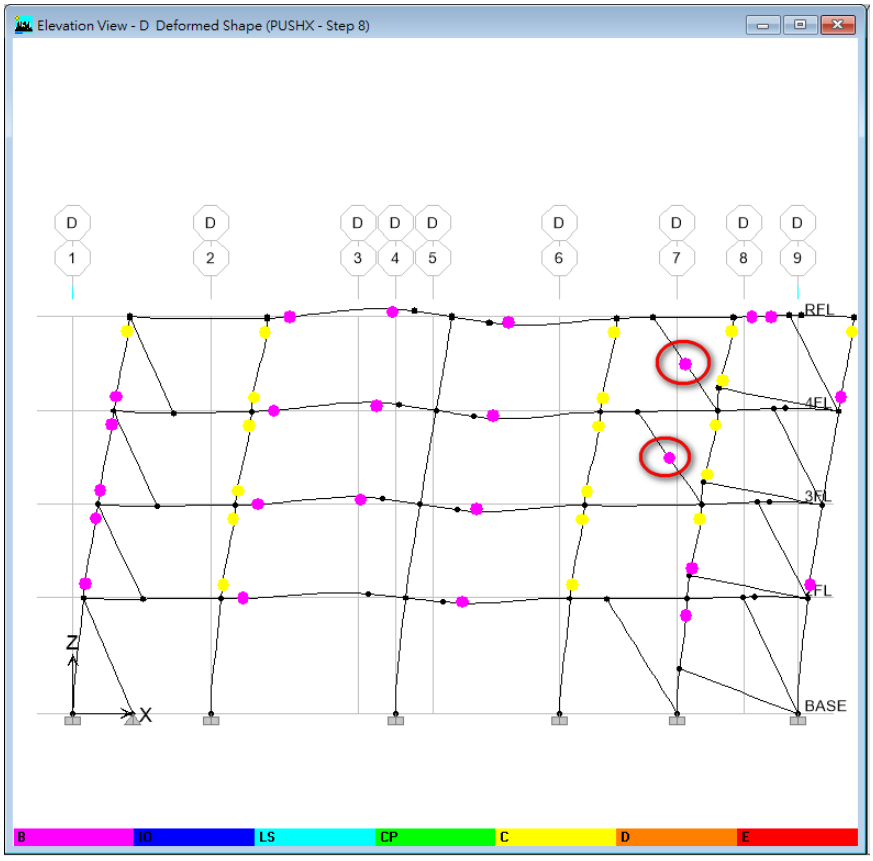


圖 7.269　案例B完整補強後正X向XPSWM2F6 磚斜撐破壞

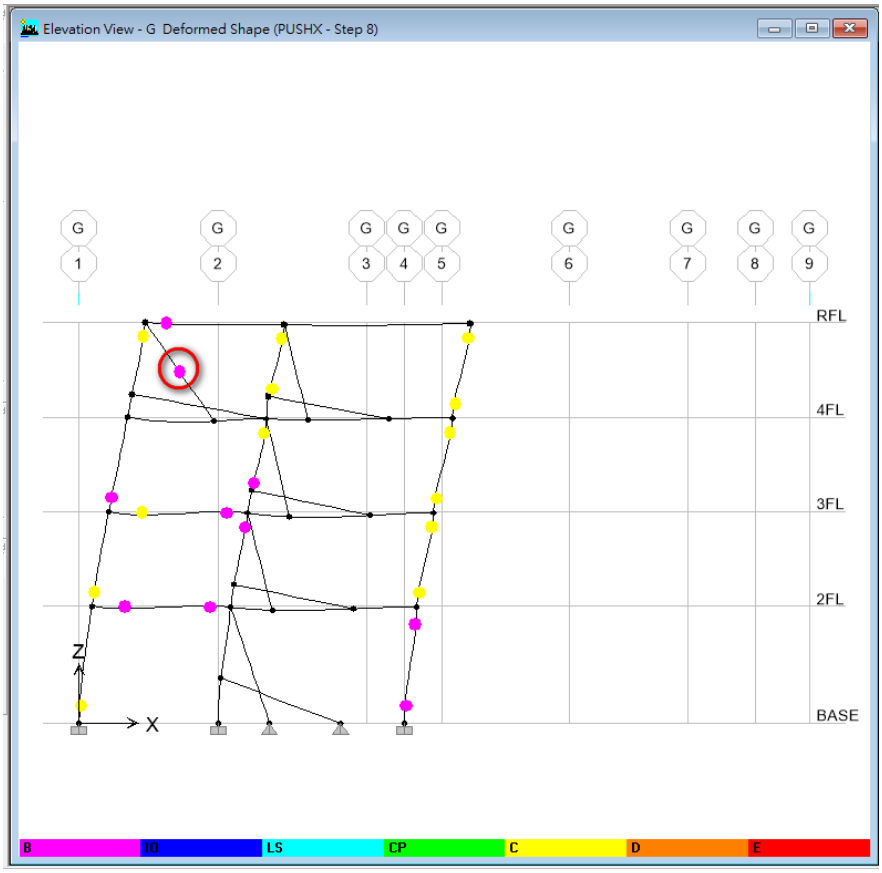


圖 7.270　案例B完整補強後正X向XPSWM2F6 磚斜撐破壞

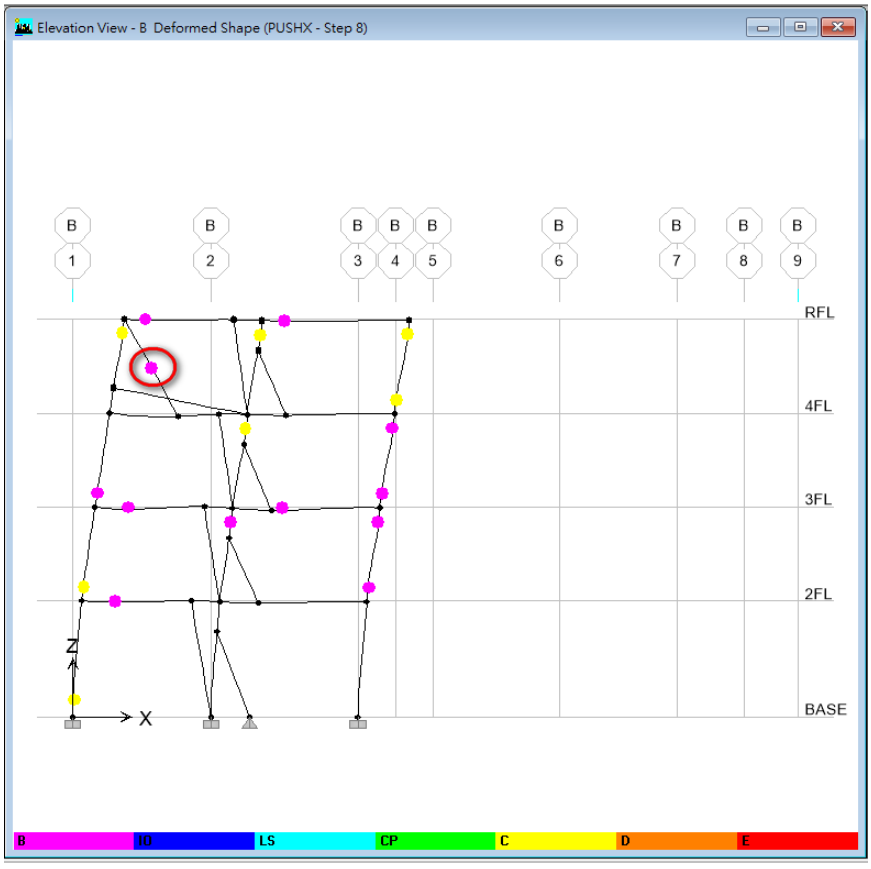


圖 7.271　案例B完整補強後正X向XPSWM2F6 磚斜撐破壞

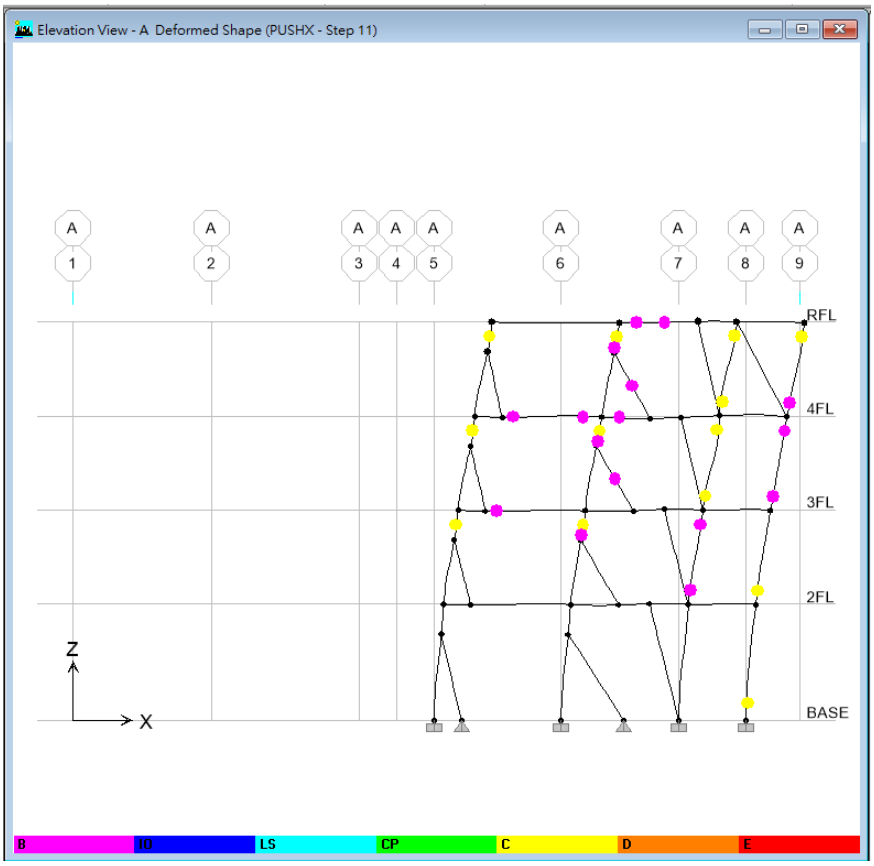


圖 7.272　案例B完整補強後正X向側推分析非線性鉸圖(line A)

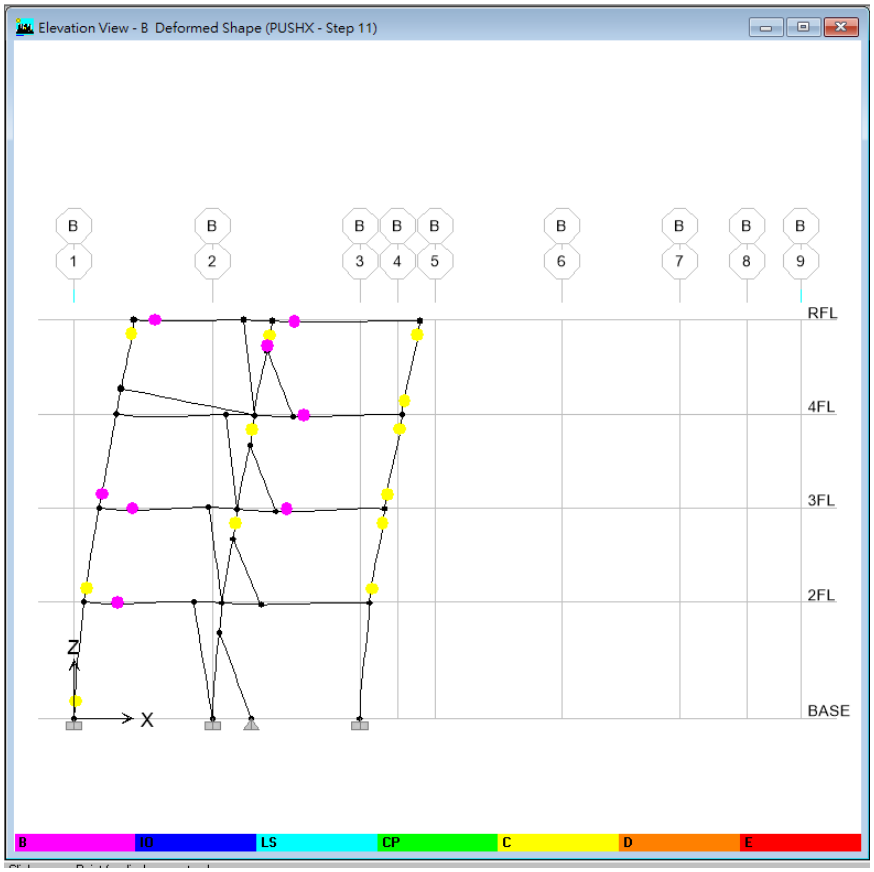


圖 7.273　案例B完整補強後正X向側推分析非線性鉸圖(line B)

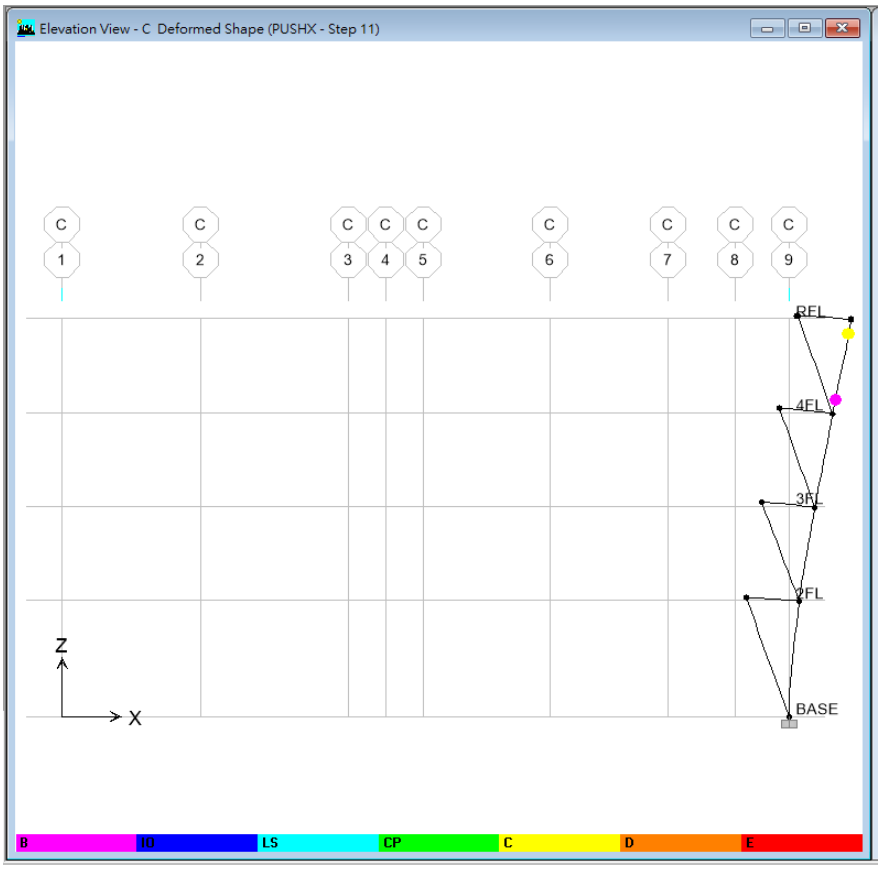


圖 7.274　案例B完整補強後正X向側推分析非線性鉸圖(line C)

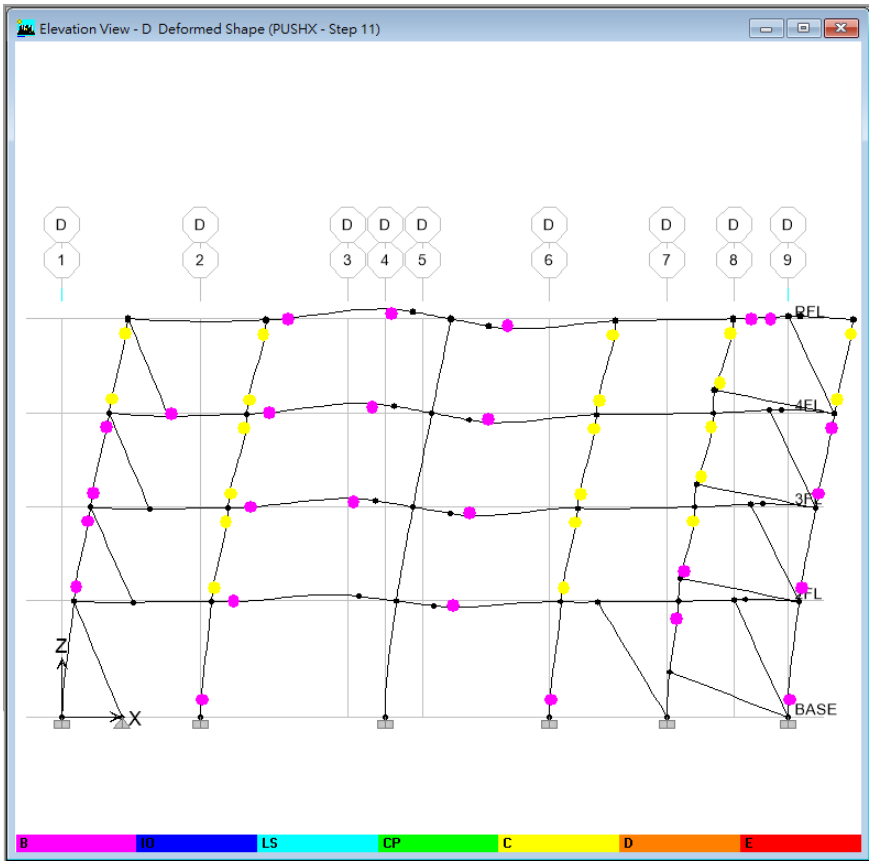


圖 7.275　案例B完整補強後正X向側推分析非線性鉸圖(line D)

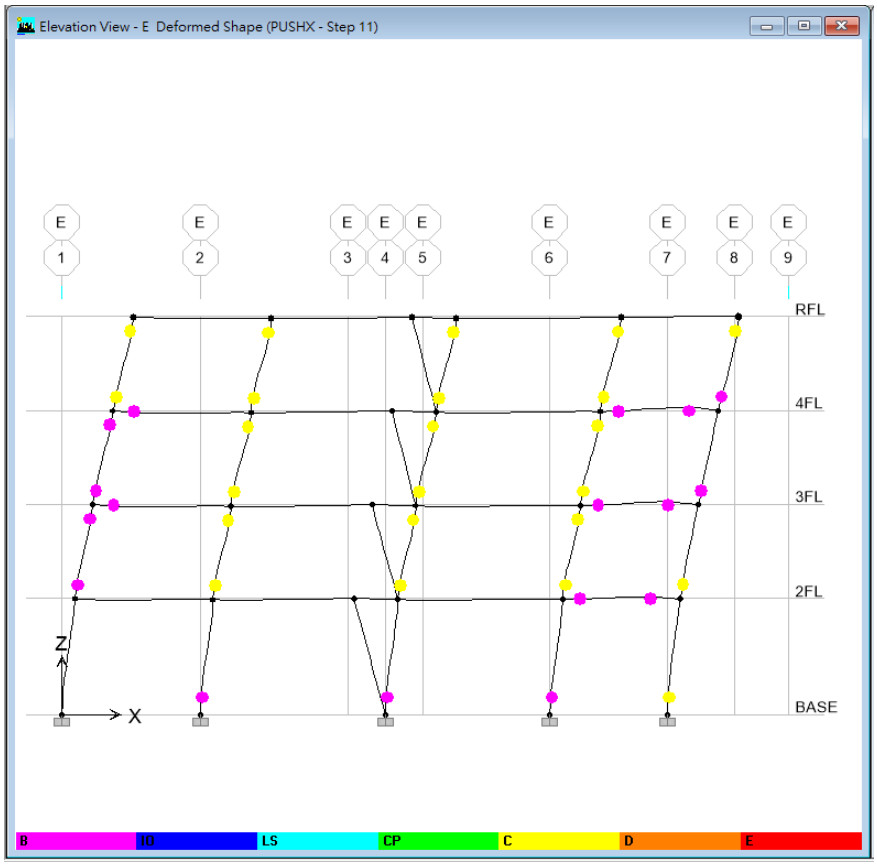


圖 7.276　案例B完整補強後正X向側推分析非線性鉸圖(line E)

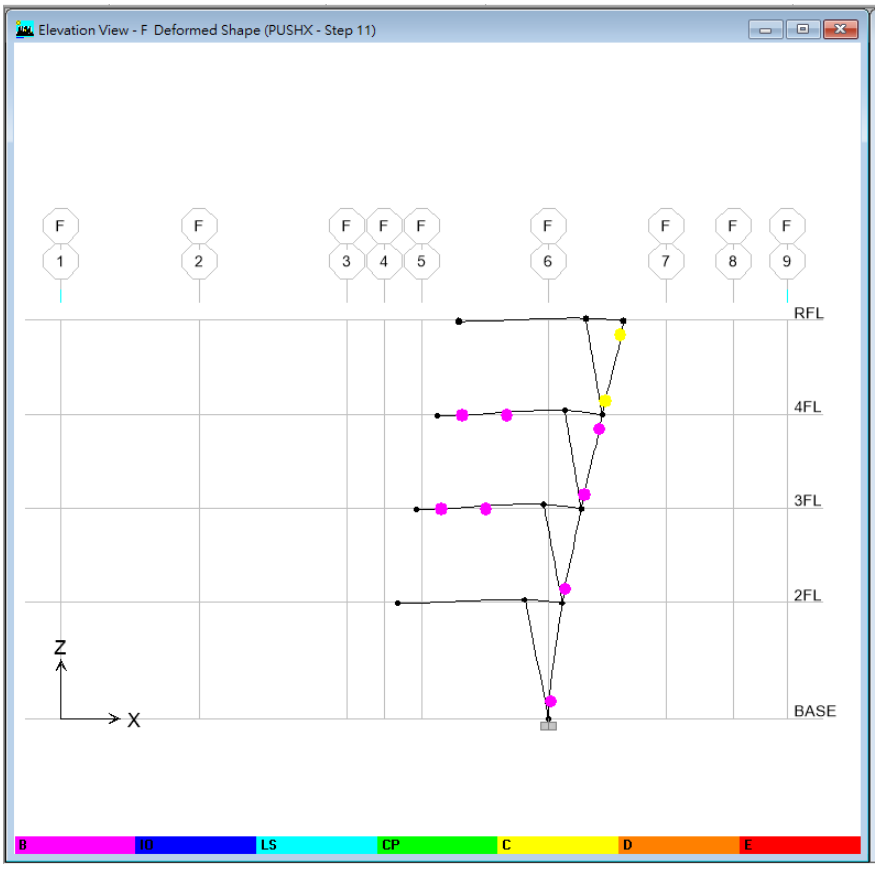


圖 7.277　案例B完整補強後正X向側推分析非線性鉸圖(line F)

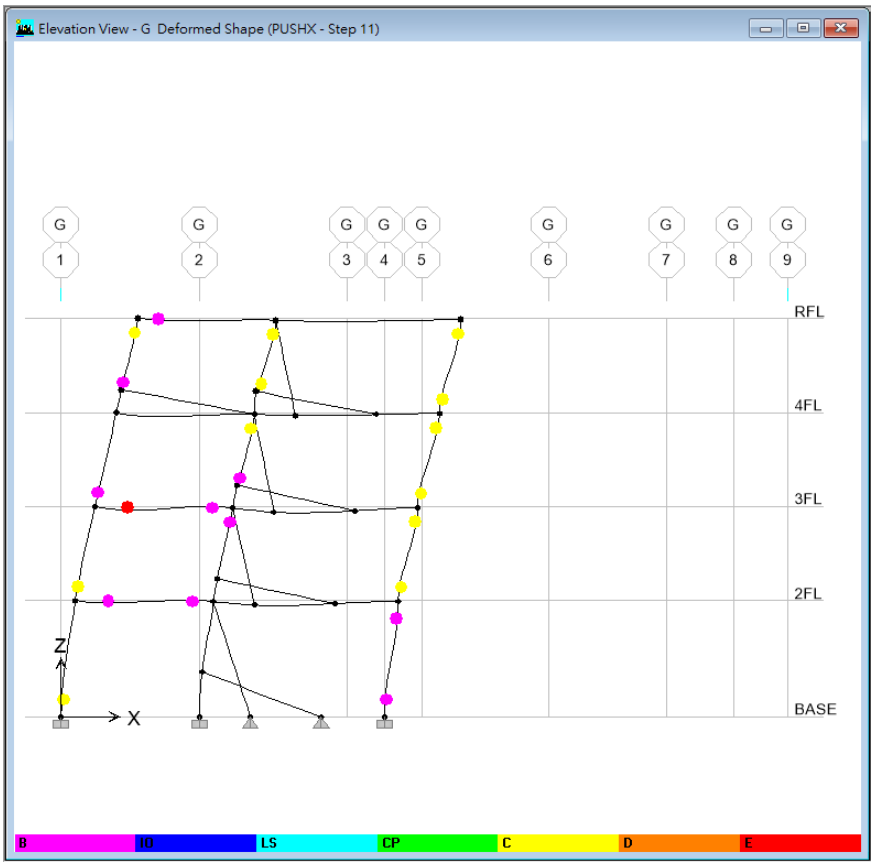


圖 7.278　案例B完整補強後正X向側推分析非線性鉸圖(line G)

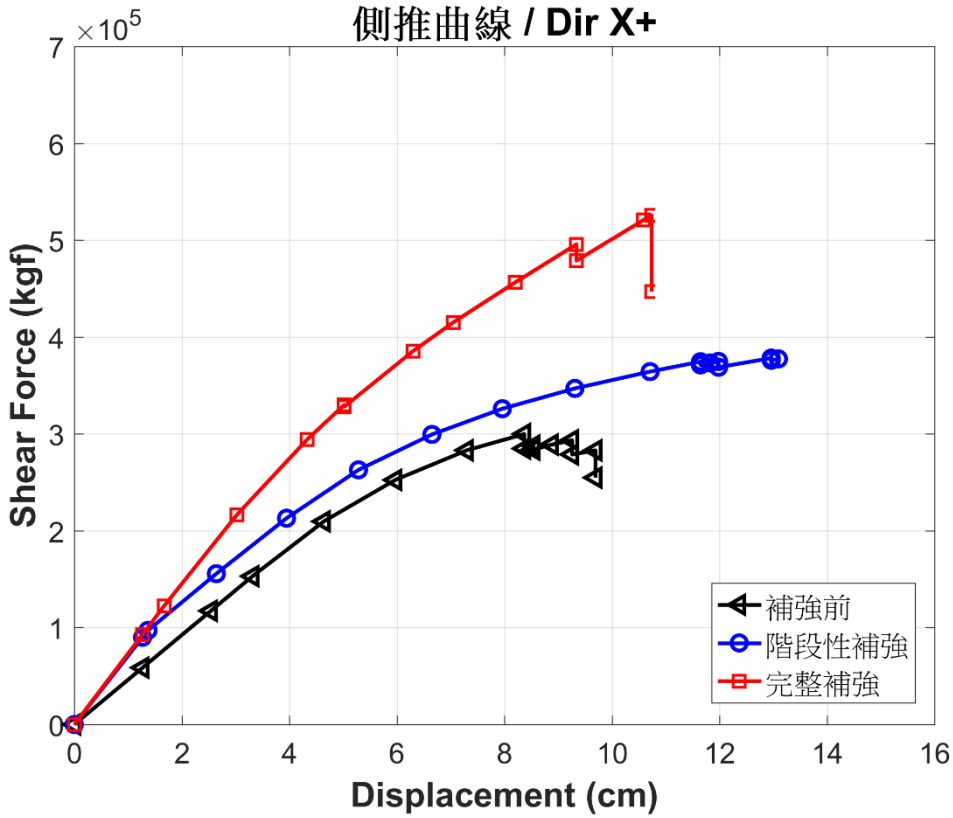


圖 7.279　案例B正X向完整補強前/補強後側推曲線比較

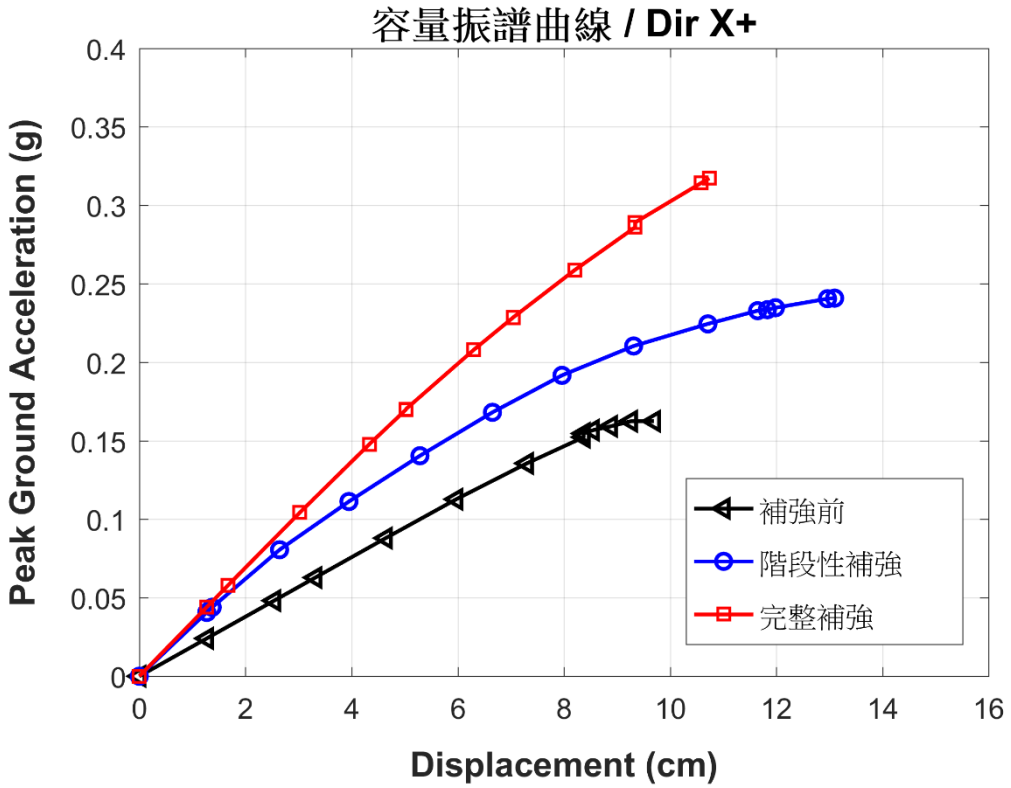


圖 7.280　案例B正X向完整補強前/補強後容量振譜曲線比較

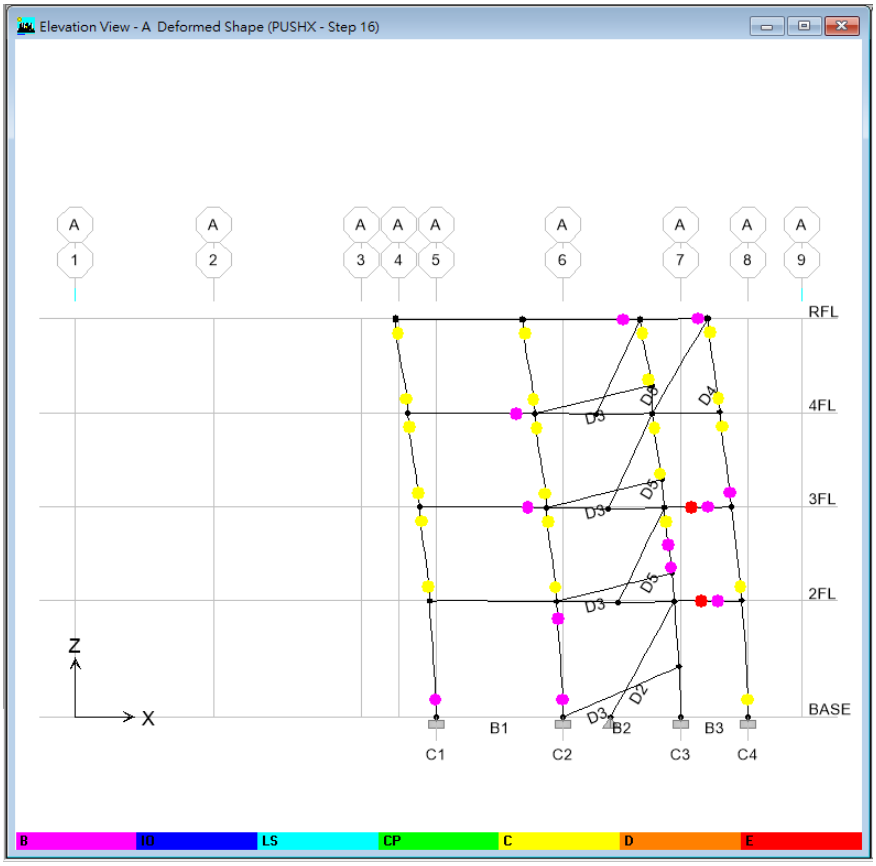


圖 7.281　案例B完整補強後負X向側推分析非線性鉸圖(line A)

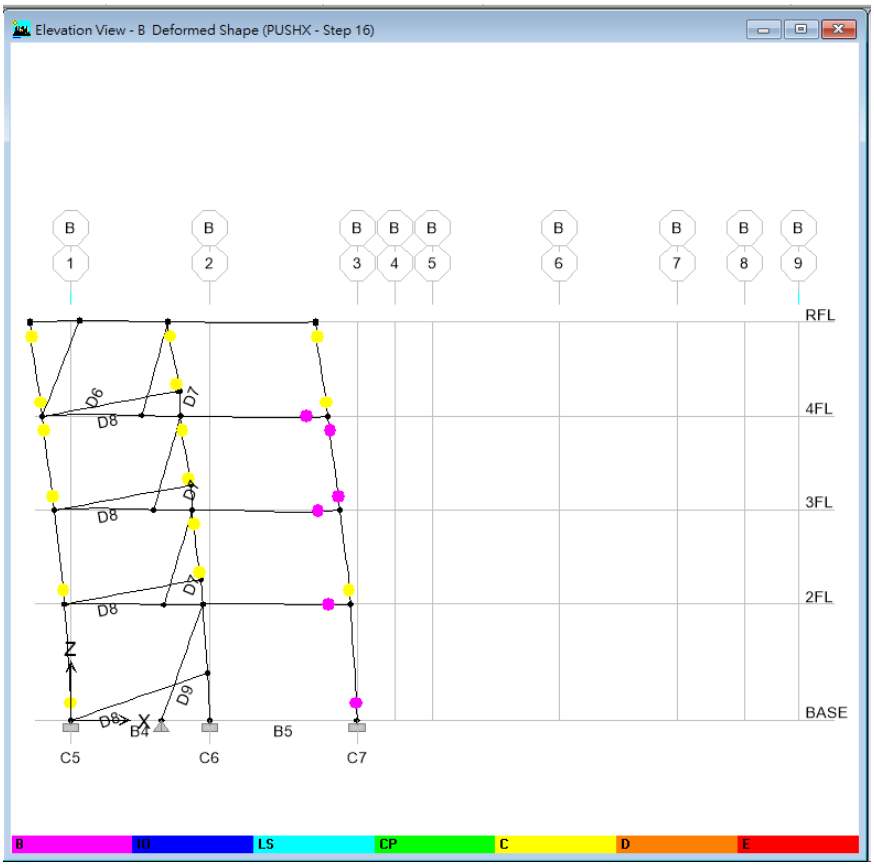


圖 7.282　案例B完整補強後負X向側推分析非線性鉸圖(line B)

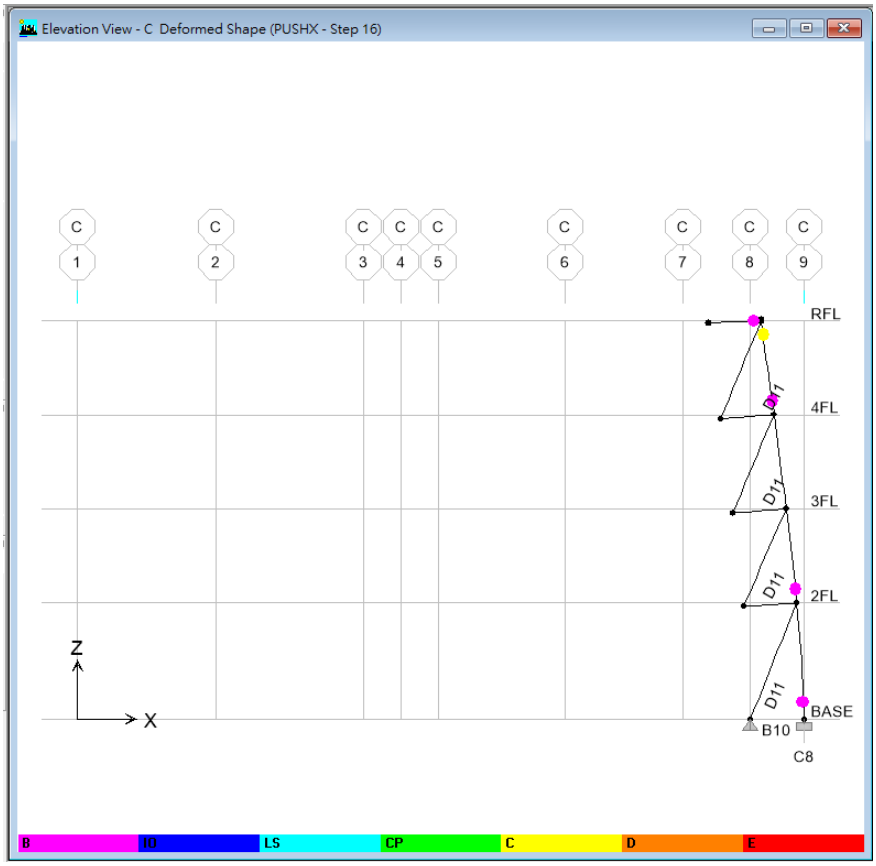


圖 7.283　案例B完整補強後負X向側推分析非線性鉸圖(line C)

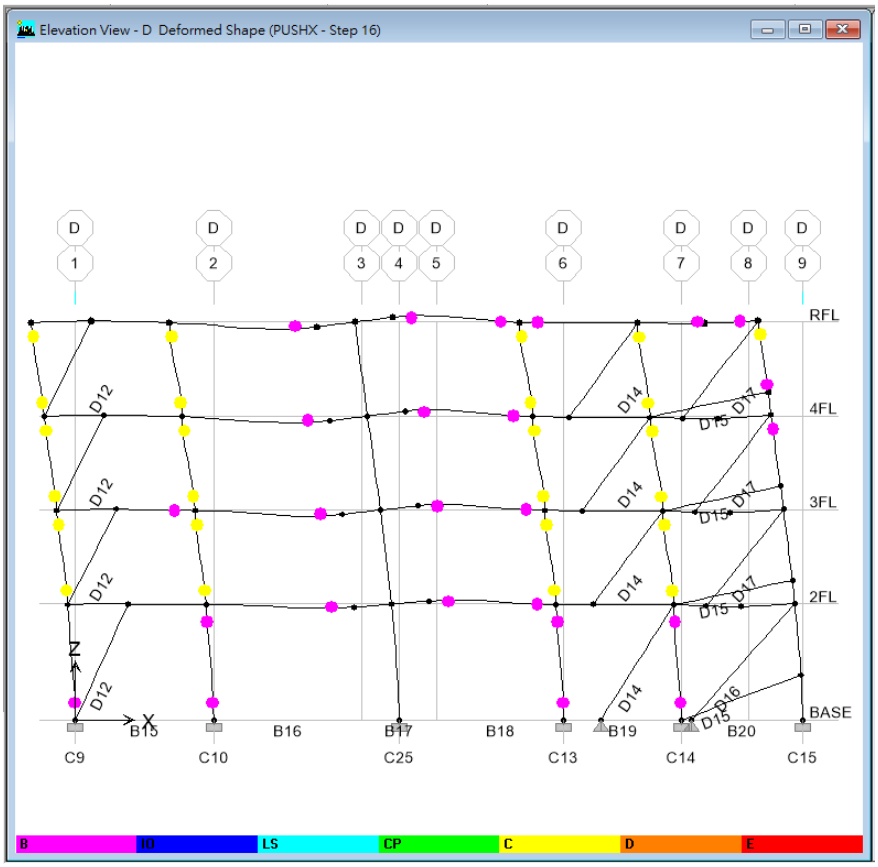


圖 7.284　案例B完整補強後負X向側推分析非線性鉸圖(line D)

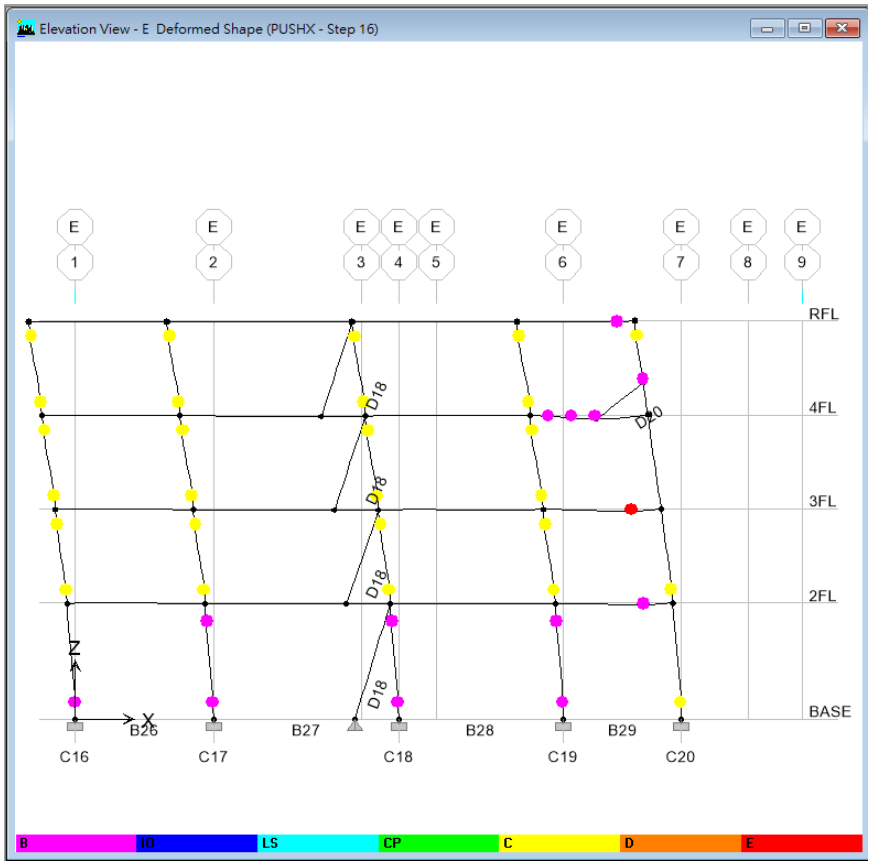


圖 7.285　案例B完整補強後負X向側推分析非線性鉸圖(line E)

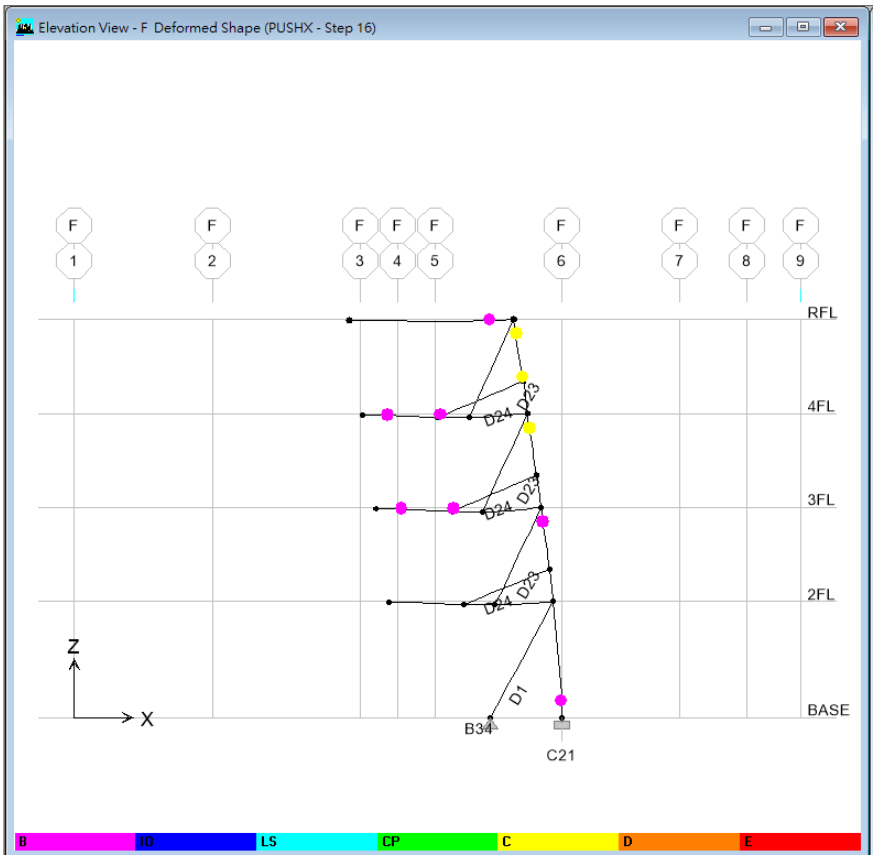


圖 7.286　案例B完整補強後負X向側推分析非線性鉸圖(line F)

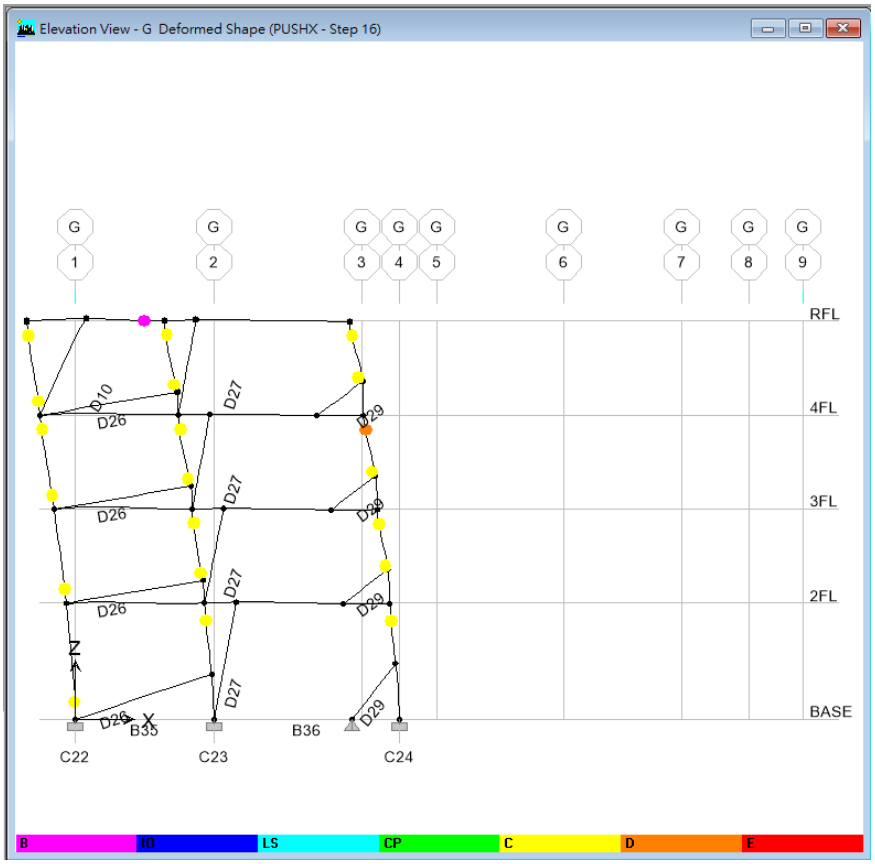


圖 7.287　案例B完整補強後負X向側推分析非線性鉸圖(line G)

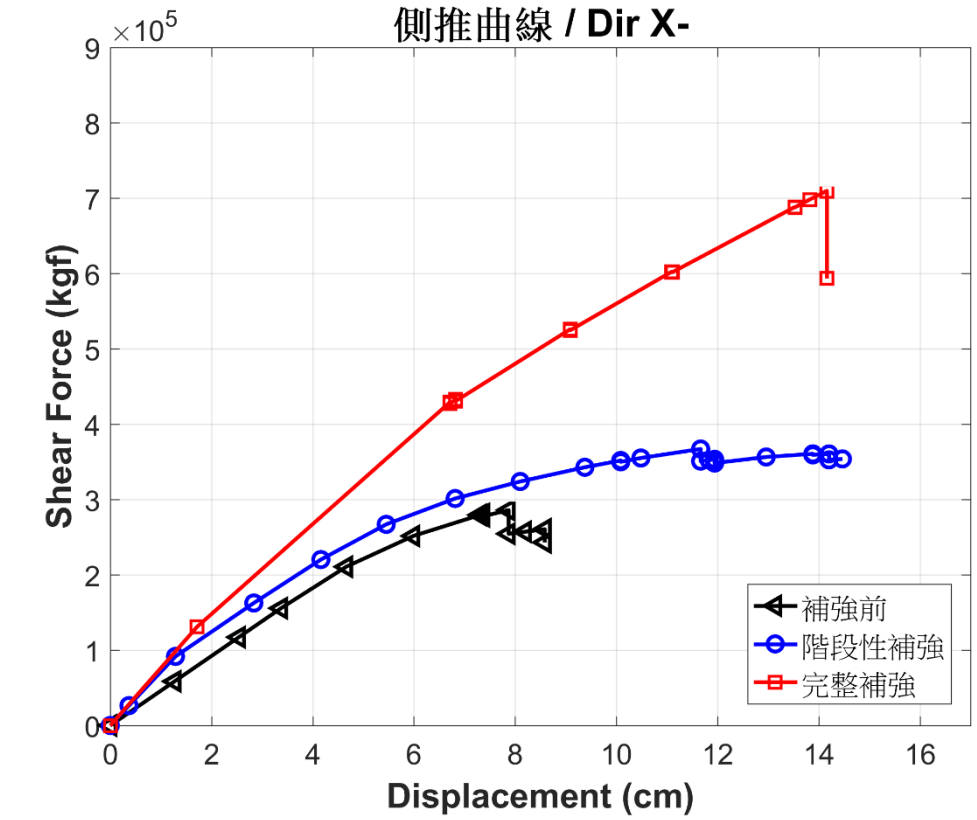


圖 7.288　案例B負X向完整補強前/補強後側推曲線比較

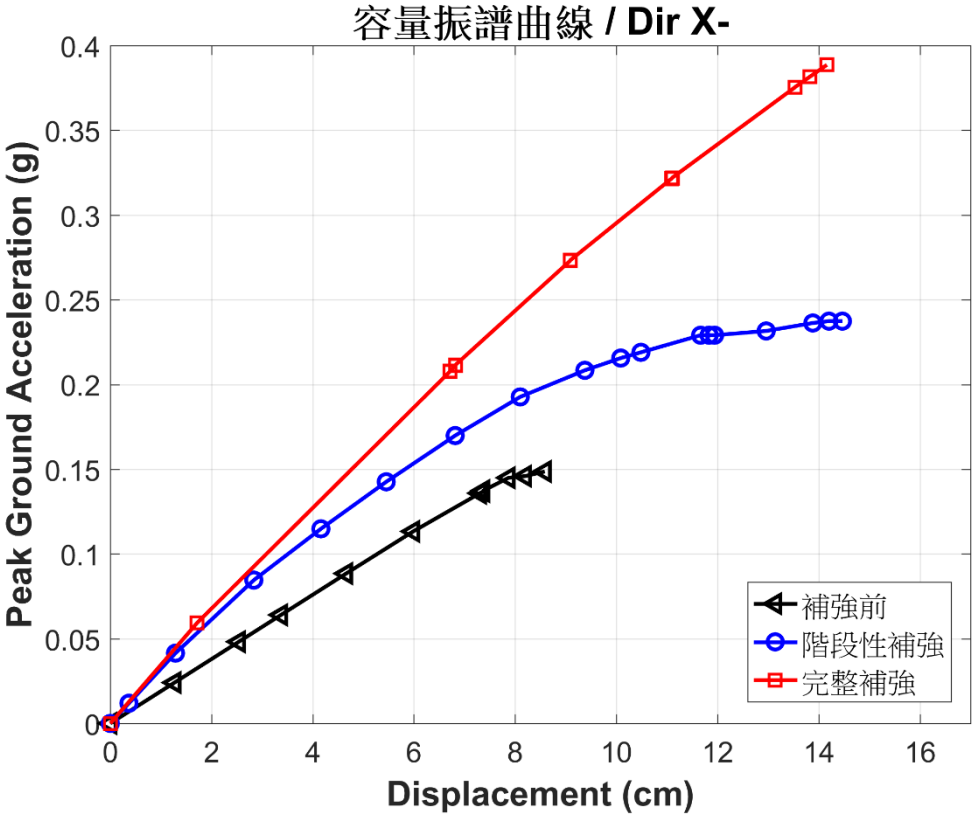


圖 7.289　案例B負X向完整補強前/補強後容量振譜曲線比較

附錄 A、專家學者研討座談會

8.1 A.1 第一次專家學者研討座談會

一、 時間：107 年 1 月 22 日 (星期一) 下午 2 時 00 分

二、 地點：國家地震工程研究中心四樓 R410 會議室

三、 主持人：國家地震工程研究中心　黃世建主任

四、 出列席單位及人員：(詳會議簽到表)

五、 報告事項：(略)

六、 討論事項：

案由一、建築物耐震能力階段性補強之技術性問題

委員	意見提供	意見回覆
張荻薇理事長	1. 日本東日本大地震及熊本地震的勘災報告中，有提到名詞「獨立柱（PILOTI 來源為法語)」，表示柱跟柱之間沒有任何的幫忙，沒有回復的能力，即為弱底層，與弱層不同。弱層的破壞可能在底層或中間層，故建議名詞上應區隔「弱層」及「弱底層」。 2. 獨立柱經日本研究統計，補強效益不高，地震來時壞的比例很高，建議要思考這種補強類型。 3. 性能目標「開放空間及供公眾使用樓層，其剪力容量需求比至少應達其上一層之樓層剪力容量需求比之 80%。」會被誤解只要底層不是上一層的 80%即可，會變成(n-1)層為 80%，(n-2)層為 80%再乘以 80%，故應規定是底層。	1. 感謝委員建議，本案會依方法定義出適用的名詞，以勁度區分軟層，以強度區分弱層，而弱底層則是指底層的弱層。 2. 感謝委員提醒，本案挑選示範案例時會注意高腳屋(PILOTI)類型建築的結構特性，慎選補強工法。 3. 本案會依照上述方法定義開放空間及供公眾使用樓層所指樓層。經補強之樓層及其下之樓層 (包括底層)，均須消除弱層之特性，即某一樓層 (包括底層) 剪力強度至少應達其上一層之樓層剪力強度需求比。
陳啓中建築師	1. 判斷是否進入階段性補強是用 PSERCB 是否大於 50 分做篩選，階段性補強後，是否要對應回原來的 PSERCB 分數？ 2. 老舊建物補強後是否須符合現行規範之要求？或是達到舊有規範	1. 感謝委員意見，階段性補強，於補強前後，可採初步評估，確認達預期之效果。本案可使用 PSERCB 做為評估工具，並會提供 PSERCB 前後分數作參考，則其評估前、後將有 PSERCB 的分數。

委員	意見提供	意見回覆
	之要求？ 3. 示範案例之總樓地板面積限制在限制 10000m2，中高樓層很容易達標，但最急迫需要補強的應屬中高樓層，此限制需要再考量。	2. 目前本案提出的「排除軟弱層」目標為消除容易倒塌之原因，與設計標準無關。 3. 建議參考美國耐震補強之做法，住戶及專業人員都要受到保護，事先講清楚合約標準，明定階段性補強之程度。本計畫對每一案之補助有其上限，示範案例規劃設計監造費用僅供總樓地板面積計 10,000 平方公尺之規模，但只要房屋所有權人有意願，案件規模會再與營建署協調，不排除以較高總樓地板面積之建築物作示範例，但超出補助額度的部分，仍要由民眾自行負擔。
婁光銘理事長	1. 關於定量的部分如何取捨，未來這個計畫執行時，是否有必要做取樣的試驗？PSERCB 執行時很大一部分的權重在於定量，關於鋼筋量用多少、混凝土強度用多少，本計畫是否有要做相關的試驗？	1. 感謝委員意見，第一階段補強之目標為排除軟弱層，係以消除防止倒塌之重大缺陷，透過比較樓層之剪力強度來檢核。剪力強度可輔以初評之方法求得，初步評估法既要快速，亦要求有鑑別度，因此，不作材料試驗，其強度由統計分析，設定之。第二階段及整幢補強則需使用詳細評估作為檢核依據，詳細評估則求精確度，須取混凝土之樣本，並作材料試驗，配筋圖則會盡量找到原始圖說。
蔡益超教授	1. 主席有提到會用 PSERCB 做評估，這樣性能目標準則應訂為：I=1.5 訂 40 分為標準，I=1.25 訂 45 分，I=1.0 訂 50 分。 2. 階段性補強最初概念是補強一樓屬軟弱底層的類維冠大樓，故階段性補強尋求的案例應為：一樓屬弱層的類維冠大樓。進行補強時，若只補供公共使用之一樓，較易作業且花費較低，其效益較好；若案例不屬於一樓弱層結構，須對整棟建物補強，較麻煩且花費較高。 3. 關於補強性能目標，一般經側推以後，capacity curve 會變成雙線性，可能會上升或下降，表 1 中 Vmax 有正有負，有 0.85、0.8，但需依 Case 不同有所不同，可能是上升、下降	1. 感謝委員建議，用 PSERCB 做評估的性能目標準則，會參考委員建議方式，並於後續專家座談會提出討論。若為整體性補強，初步評估之分數係進入詳細評估之依據，不同用途係數之建築物，可採不同之門檻，同蔡老師所提。若為階段性補強，補強之效果，可輔以初步評估，確認之。第一階段補強之目標為排除軟弱層，係以消除防止倒塌之重大缺陷，透過比較樓層之剪力強度來檢核。剪力強度可輔以初評之方法求得，由於初評方法較為簡易，故不需要鑽心取樣，鋼筋使用標稱強度。第二階段及整幢補強則需使用詳細評估作為檢核依據。 2. 感謝委員建議，本案示範案例會包

委員	意見提供	意見回覆
	或持平。假設有一結構韌性不好，到降伏以後可能有一點下降，最高的點會是 Vmax，在彈性範圍，當 I=1.5 為 0.8Vmax-，I=1.25 為 Vmax，等於在 475 年地震之下還維持彈性，此標準太嚴格了，表示要求結構物性能要非常好才有辦法達到；但是在 I=1.0 要用 0.85Vmax+，已經到 Capacity Curve 的後端，韌性都已發揮，此時對應的地表加速度應該要非常大，此標準太鬆，大部分的結構只要是 I=1.0 都會過。建議 Capacity Curve 變成雙線性以後，應該要看 I=1.5 結構物在 475 年地震之下，塑性發生的比例是多少？比如說 I=1.5 時 1/4，I=1.25 就是 1/3，I=1.0 不到 1/2。 4. 表 1 中，Story Drift 從 1%到 2%增加一倍但是 I 是從 1.5 到 1.25，並沒有變化那麼大；I 從 1.25 到 1.0 時，Story Drift 只保持 2%，區分不出差異性。	含軟弱底層的住商混合大樓。另為求手冊應用層面廣泛，也將探討公寓建築及連棟透天厝等住宅類型。 3. 感謝委員建議，關於性能目標的訂定本案會視為研究議題，進行案例研究探討，並於後續專家座談會提出。對於 I=1.5 之建築物，震後仍須維持機能，以強度上升段之 0.8Vmax-，在設計地震下，結構於降伏點左右，在輕度損壞以內，無論結構之韌性良好與否，皆應可保持機能。對於 I=1.0 之建築物，若其韌性良好，性能點受位移控制，在設計地震下，尚未到達強度下降段之 0.85Vmax+，即達位移控制值，故韌性尚未用盡；若結構之韌性不良，性能點由其中一垂直構件喪失垂直承載能力所控制，在設計地震下，尚未到達強度下降段之 0.85Vmax+，一垂直構件即喪失垂直承載能力，故韌性尚未用盡，不致於倒塌，且有餘裕。對於 I=1.5 之建築物，應由強度控制，若結構非常柔軟，則由位移控制，結構尚未達強度上升段之 0.8Vmax-，即達位移之控制點，兩者皆可保持彈性，維持機能。對於 I=1.0 之建築物，若其韌性良好，性能點受位移控制；若韌性不良，則受垂直承載能力之一垂直構件所控制；若韌性普通，則受強度所控制。雖然 I=1.0 及 I=1.25 之位移控制點相若，但強度控制點不同，兩者仍有差異。 4. 感謝委員建議，關於性能目標的訂定本案會視為研究議題，進行案例研究探討，並於後續專家座談會提出。
宋裕祺教授	1. 若要使用 PM，建議還要再考慮一下，SAP 與 ETABS 都有塑鉸的設定，當初無論是 NCREE 還是 PSERCB 都做過比對，發覺有問題所以不敢用，現在要用 PM 塑鉸的話，雖然程式有這樣的功能，但建	1. 感謝委員建議，本案會再進行案例研究探討，會考慮中高樓層軸力的變化，並與實驗結果做比對。若 ETABS 內建之 PM 非線性鉸參數有不足之處，可自行設定，予以修正。

委員	意見提供	意見回覆
	議還是要再多比對一下。 2. 高樓層可能會有 Tension 的問題，簡報 23 頁中，不同軸力的 Moment 及 Rotation 的塑鉸特性需要再比對、再確認。 3. 目前 PM 這樣設定只能考慮撓曲，但 Shear 的部分怎麼辦？一旦 Shear force 降低，Concrete 的剪力強度會降低，怎麼辦？	2. 本研究會在 ETABS 2016 中各別輸入撓曲與剪力的塑鉸，目前已確認 ETABS 2016 會對撓曲塑鉸做內插，其塑鉸性質會在報告中陳列。在地震力之作用下，軸力改變，如宋老師所言，若結構之高寬比甚大者，柱子可能出現 Tension，PM 非線性鉸包括 Tension 之情況，其功能自當嚴謹確認。 3. PM 非線性鉸考慮了軸力變化下的撓曲行為。剪力的部分目前受限於分析軟體尚無 PV 非線性鉸。本研究將另研議解決方式，並於後續研究成果提出討論。
楊培堅技師	1. 簡報 17 頁中，提到須屬於規則性建築物才能進行非線性靜力側推分析，然而，實際建築物要達到「規則性」很難，也很難訂定怎樣算是規則性建築，這樣的適用範圍會讓限制使用受限。 2. 如上述，若考慮非結構牆會更不規則，可能會讓條件無法設限。且非結構牆在施工時，對施工細節不被重視，現在研究的成果怎麼運用在舊有的建築物上，需再思考	1. 感謝委員建議，參考 ATC 40，非線性側推分析的應用範圍原先設定為第一模態質量參與係數達到 75%以上方可適用，目前側推分析範圍沒明確寫出上述規定，主因是要達到上述狀況不易，有其難度，會參考耐震設計規範對「規則性」的定義，並在本案例中清楚提供。長遠來講，中高樓建築應做非線性歷時分析較為合適，中心已進行相關研究。 2. 目前研究成果皆有保守考慮舊有建物之施工細節，依據實驗研究結果，非結構牆在抵抗側力時，確實有所貢獻，不應忽略，補強若不考慮非結構牆，其結果將過於保守。
許庭偉技師	1. 提案中，提到軟弱層，但目前都只講到弱層，沒有講到勁度上的軟層，兩者需如何檢討，請再定義。 2. 軟弱層檢討方法是靜力分析還是側推分析？若用側推分析，軟弱層要怎麼選取？就弱層而言，有鋼筋量及柱、牆的尺寸，即可決定極限層剪力。 3. 有的高樓也許無圖說及配筋量，這樣情況下能不能檢討的出來？可能變成牆壁越多比較好。弱層的勁度部份也是由柱、牆尺寸來決定，分析方法國震中心後續會再有建	1. 感謝委員建議，軟層是依勁度區分，弱層是依強度區分，兩者的檢討方法本案會在後續提供。 2. 目前第一階段補強將以排除軟弱層為主要目標，弱層的檢討會依柱壁量為主，軟層的檢討會以構件高度為主。第二階段補強以破壞控制為主，需以側推分析才能操作；第三階段補強以滿足設計地震的性能水準，仍以側推分析為主。 3. 本案示範案例會盡量蒐集原始圖說，以作為評估的參考，弱層的檢討，勁度部分會如前述方法進行，

委員	意見提供	意見回覆
	議？	提供示範案例的檢討供參。

案由二、住宅建築階段性補強示範案例之建管法令相關議題

委員	意見提供	意見回覆
李威儀教授	1. 建立確立補強技術、驗證補強是否有效，是否要納入法規？ 2. 挑選示範案例須涵蓋既有老舊建築類型，建議整理出哪些屬高危險性，必須要補強，或是補強沒用應該直接進入重建的，作為行政勸告的依據。 3. 除非高風險比例夠高，且必須有技術上強烈的支持，建議確立風險後再放寬許可門檻，示範案例別想那麼多，先別放寬條件，專業程序不可少，回歸技術面。	1. 感謝委員建議。將建請營建署研議是否要制定補強技術規範。 2. 謝謝委員的建議，本案示範案例將挑選足以代表既有老舊住宅類型，如公寓、透天厝及大樓。本研究可研議出確實需要進行耐震補強或直接進入拆除重建的建築物類型。 3. 感謝委員建議，本計畫示範案例將依照現行法令規定去進行，法規之修訂將建請營建署研議。
張荻薇理事長	1. 鄰近國家日本的相關法規已建立20、30年，目標全日本2020年耐震化率 95%，至今比例逐年增加中，耐震化率比例上升10%死亡率降低65%，耐震補強可以降低生命的損失。 2. 日本對於補強費用，有兩種：國家補助及減稅，藉此增加民眾意願。 3. 建議推廣耐震補強之方式，不應該是告知住戶其住宅之危險性高須要立即補強，而是告知住戶，若其住宅做過耐震補強，會讓生命價值更有保障。 4. 耐震補強之推動需要立法，保障施作耐震補強之專業技術團隊。補強後，地震來時仍倒塌，責任歸何方？除罪化很重要。臺灣之老舊建築物多數不符合耐火要求，法令需要突破，否則本案無法繼續。	1. 感謝委員補充說明。 2. 感謝委員建議。全民地震防災共識的教育推廣很重要，本案將會編撰推廣文宣小冊，加強民眾耐震補強科普常識，提高全民地震防災意識。 3. 本中心多年來持續推動耐震補強之法制化，保障民眾與專業人員的權益。將再建請營建署研議推動「既有建築物耐震評估及補強促進條例」立法。
漆志剛教授	1. 老屋更新計畫當時只考量都市景觀、建物老舊及民眾使用性，並無考量耐震。 2. 取得全數人同意很困難，例如電梯核心牆補強，會外推樓梯、移動到外牆，民眾意願度低（變更入口位	1. 感謝委員補充說明。 2. 感謝委員建議，認證系統待日後確立，本案於結案報告會納入此項建議。 3. 公有建築已在營建署他案推動，本案主要目標為私有建築，且目前設

委員	意見提供	意見回覆
	置、變動新裝潢、風水等各式各樣原因)，若建立好的示範案例供民眾參考，正面的讓其他民眾想參與，且要用同樣的建築類型去說服民眾。建議成立補強認證系統。 3. 臺北市政府推動老屋補強失敗，其中原因有：無法補助單一所有權人，是否可用公有建築物做為示範案例，例如臺大宿舍，同時是公有建物且單一所有權人。 4. 日本房屋稅高，房子壽命約 26 年，且獨棟小房子比例高，故房屋新陳代謝高、法規較好訂定。 5. 建議蒐集過去 18 年公有建築物補強案例，住宅類型的案件比例、建築類型、費用及期程，若已有好的例子，可供民眾參考。	定目標為非單一所有權人。 4. 感謝委員補充說明，日本與臺灣情形不同，將會此情形放入本手冊引言。 5. 現有補強案例絕大部分是校舍及消防警政、區公所、活動中心等公有建築物，私有建築物之補強案例則會在能力範圍內蒐集到。
江世雄理事長	1. 即使全數人同意補強，若建管法令無放寬，專業技師團隊不受保障，參與的機率將偏低，無法推動。 2. 本案合約有時間性，是否有預留申請變使需要的時間？變使費用及室內裝修費用是否有補助？消防法規、室內裝修本身也要檢討，既有建物如何適用現行法規？	1. 感謝委員建議，建請營建署參考。 2. 本案有考量各行政階段之流程及費用，包含變使申辦時間及費用，但室內裝修及消防檢討則不包含在本案工作範圍中。
劉田財組長	1. 本案是106年安家固園計畫推動的委託案，在此重申本案當初推動之用意，本案所提階段性補強之「階段」有兩個用意/目的： 2. 在整幢補強與未補強之間，有一個階段性的補強，地震來臨時，建築物不會瞬間倒塌，不要造成人命傷亡。 3. 進入危老條例需全數人同意才能重建，在取得全數人同意之前，於協商這段時間內，能先做階段性的補強，防止大地震來時瞬間倒塌。 4. 建築物若處於高危險狀態，若經全數人同意，可以直接進入危老條例，拆除重建；若非全數人同意，無論是都市更新的整建或重建，皆須有長時間的協調。然而，台灣地震發生頻繁，在協調的過程中，不	1. 感謝主管機關對本案成立的緣由及目的補充說明。 2. 研究團隊將盡量朝向降低簽證責任、簡化設計程序、降低單價、提高民眾參與意願的方向進行。 3. 針對補強設計的方法與合格標準，將研議如下： 4. 第一階段補強以排除軟弱層為主，可採用初評的概念，檢討軟弱層的樓層剪力強度與勁度。 5. 第二階段補強則以破壞控制、防止倒塌為主，須以非線性靜力側推分析才能達成，只是補強的數量相對整棟完整補強來得低。 6. 第三階段補強為整幢完整補強，仍須以非線性靜力側推分析為主。 7. 採用第一階段補強民眾負擔較輕，但是僅能獲得排除軟弱層的保證，

委員	意見提供	意見回覆
	希望建築物發生瞬間的倒塌，故進行階段性補強，爭取住戶協商之時間，同時，提供補強工法、手冊單價表及相關資訊，讓住戶可以進行正向的溝通，作為後續都市更新的參考。 5. 本署陸續推動安家固園及危老計畫，累積了一些經驗，發現即便取得專業單位的支持、取得財主單位的支持，但民眾不支持也難推動。就像安家固園在推動時，即便獲得技師及建築師充分的支持，財主單位（主計處）也全力支持，當初認為可以去推動全國79萬件的評估，事實上只做了6,000多件，原因是民眾不買單，不買單的原因有民眾自己的考量。 6. 若以今天會議來講，若只考慮案由一技術面的問題，假使技師簽證及後續問題等都考慮得很周全，但沒有考量民眾端的需求時，其實這個市場不會存在，會發生與安家固園一樣的問題，故案由二與案由一有相對的關係。 7. 當然一定要有技師簽證，因為要對專業技師有保障，有簽證的保障以後，還需面臨使照問題，是否可以建立有不用申請使照也不用簽證的機制，對民眾端來講，只希望程序簡便、費用低，但若要技師簽證而需要做詳細評估，民眾恐怕不買單，本案示範案例由政府全額補助無此問題，但後續要推動就有困難。 8. 目前示範案例之程序為：第一階段篩選初評50分以上之案例，設計時要先做詳細評估(確認補強需求)，設計完又要再做一次詳細評估(確認補強後效果)，最後有認證的簽證(費用)，民眾不會願意做兩次詳細評估及一次施工，可能兩次詳細評估的費用會高於施工費用，本計畫目的是希望幫民眾端省錢，	並無法保證耐震能力到何種水準。

委員	意見提供	意見回覆
	民眾才會有意願。 9. 案由二的目的是不要變使、不要簽證，簡化程序讓民眾端能夠接受，參與度才會高。當然相對的，若不用簽證，如何界定技師的責任問題、施工部分的責任會不會有不對等的問題，雖然案由二是行政面，但仍會回歸到案由一，如何把民眾端與專業單位的權利與義務做一些平衡，讓這個市場可行。 10. 現在危老計畫估計出來老舊建築物有 380 幾戶，若這個費用是民眾端及專業端都可以接受的，那這個市場其實是非常大的，但若只考慮專業端但沒考慮民眾端，是做不出來的，但若只考慮民眾端，專業端也會不配合，所以這兩個議題看似完全獨立，但是有關連的。 11. 我個人是希望不用申請建照，但不是所有的都不用申請建照，只是若連很小的案子都要申請簽證、申請使用執照，這個部分怎麼平衡，今日召開此會議就希望能解決。 12. 有委員提到建議從公有建築物推動，但目前是公有建築物做到一個階段了，才來推廣來私部門補強，公有建築物推動成功是因為公部門的評估及補強全部都由政府部門負擔預算，所以不會有爭議；但是到私部門卻很複雜，本署為了推廣到私部門，甚至把初步評估表作修改，公部門的評估表很主觀，在修改讓私部門的初評表相對量化、客觀，因為在公部門推得動的，在私部門不一定推不動。當我們要推廣到私部門時，考慮的因素一定比私部門還要多。 13. 階段性補強是延續公有建築物的補強方案來的，依公有建築物補強十幾年的經驗可知，當地震來臨時，可有效避免建築物倒塌，很值得去推廣，所以現在才延伸來推動私有建築物補強。但是公有建築物	

委員	意見提供	意見回覆
	全部補強的費用是一個天價，對民眾來講負擔不起，故希望藉由階段性補強，讓費用對民眾越低越好，這個市場才會出來。 14. 無法達到陳建築師提到的完全不需要簽證，但有沒有可能簽證的費用可以相對減少，讓推動政策可以繼續走下去，這是我們目前為止與委託單位討論的一個階段性的課題，因此才會提出今天這兩個議題，這兩個議題看似獨立卻是互相影響的。	
高文婷組長	1. 補充說明： (1) 現階段是公有建築物補強做到一個階段後，才來做私有建築物補強，民國 88 年 921 之後，內政部訂定像日本一樣的耐震促進法，要強制全國的建築物實行耐震補強，但最後到行政院時踩剎車，原因是認為規模太大，尚未擬訂完善，風險太大，所以政策轉為先做公有建築物，做完再做私有更廣大的建築物，故當時把法規的修正除掉，改成立專案。 (2) 民國 89 年行政院公布公有建築物評估耐震補強的方案，公有建築物之補強從民國 89 年至今已實施 18 年，全國有列管的建築物共有 2 萬 7 千多棟，幾乎已完成初評及詳評，最後確定要補強大約佔有 34%，目前已補強比例達 55~60%，前瞻基礎計畫有編列預算，仍持續進行中。 (3) 公有建築物之補強在這 18 年內已經將制度、人力、表單、技術都已經訓練到一個程度，所以在兩三年前，維冠大樓倒塌之前，營建署署長已決定要開始做私有建築物的補強，才把方案剛擬好，維冠大樓就發生了，所以順接到安家固園計畫。 (4) 接下來要談的是住宅方面的補強，剛剛有提到要不要變使？同	1. 感謝委員補充說明。

委員	意見提供	意見回覆
	意書怎麼算？法規要不要做調整？有沒有認證機制？碰到違建怎麼辦？消防又如何？我將一一做說明，把它釐清清楚。 (5) 民國 85 年以前還沒有公寓大廈管理條例，同意書依建築法規定須取得全數人同意。 (6) 與本案相關之建築法為第 73 條、第 74 條及第 77 條。關於是否須辦理變更使用執照？建築法第 73 條列出變更使用執照的程序及程序的規定，民國 92 年修法之前，只管用途變更，民國 92 年大修以後，擴大為與原使照不合都廣泛的稱為變更使用執照。這樣的架構下，中央制定了建築物使用類組及變更使用辦法。	
	2. 變更使用執照： (1) 建築物使用類組及變更使用辦法第 8 條正面列舉了哪一些項目就是建築法 73 條所稱應辦變使的項目，第 8 條有列出按建築法法第七十三條應辦變使的項目，其中第一項即是建築物之基礎、梁柱、承重牆壁、樓地板等。但是在建築法 73 條條文後有但書，一定規模以下之免辦理變更使用執照相關規定，由直轄市、縣(市)，主管建築機關定之。第 8 條中央法規無法定太細，因為所謂變更的範圍包羅萬象，對於如何的程度可以免辦變使，這部分由中央訂大架構，細節由地方政府自定，目前為止，有很多縣市政府有訂一定規模以下免辦變使辦法。 (2) 從民國 89 年至今，有很多建築師有詢問到，難道耐震都不用辦變使嗎？在 96 年、102 年及 105 年的答覆皆一致，依照變使辦法第 8 條，有關建築物之基礎、樑柱、承重牆壁、樓地板等變更需要辦變使，但是一定規模以下，由地	2. 有關因耐震補強所需而變更到建築物之基礎、梁、柱、承重牆、樓地板等，其變更在一定規模以下免辦變使之細節辦法，將協助營建署召集直轄市、縣(市)主管建築機關研商納入免辦變使作業。

委員	意見提供	意見回覆
	方政府做簡化，且只要涉及建築法應申請建築許可的就要遵循建築法。	
	3. 同意書須達多少人同意？ (1) 建築法第 74 條指出：申請變更使用執照，應備具申請書並檢附左列各件，其中有三款：一、建築物之原使用執照或謄本。二、變更用途之說明書。三、變更供公眾使用者，其結構計算書及建築物室內裝修及設備圖說。不像建築法 30 條申請建造及雜造需檢附土地權利證明文件，故在第 74 條申請變使時，中央法規並沒有提到土地同意書及建築同意書，目前為止在各地方辦理變更使用執照，應該檢附的房屋所有權人的同意書，要參考各地方政府自治條例之規定。 (2) 去年浮州合宜宅進行大規模補強，新北市政府有要求辦變使，但是沒有要求全數人同意卻被核准，是因為建築法是土地法的特別法，所以如果建築法沒有特別明定，可回歸適用土地法。幾十年來對於建築執照的做法都一樣，如果沒有辦法拿到全數人同意，須符合土地法第 34-1 條過半數人同意而辦妥使用執照。 (3) 民國 89 年後有公寓大廈管理條例，大家有疑問：若公寓大廈管理條例有多數人同意，是否就可以繼續辦執造？事實上這兩個法系非常不一樣，建築法是公法的性質，公寓大廈管理條例只是社區自治，並不是正式的管理社區。公寓大廈管理條例可以兩句話來說明「多數人決定共同事務，少數人服從多數人共同辦理公法上要求的執照行為」。公寓大廈管理條例無所謂同意書，也沒有提到執照許可，因為只是一個凝聚共識的過程，開會決定的只	3. 感謝委員釋疑。未來本研究在徵求補強案例時，原則將先請建物所有權人依據公寓大廈管理條例召開區權人會議，取得共識，若結構耐震補強規模適用變使作業規定，建築法第 74 條申請變使須檢附文件只提到「申請變更使用執照，應備具申請書並檢附左列各件，其中有三款：一、建築物之原使用執照或謄本。二、變更用途之說明書。三、變更供公眾使用者，其結構計算書及建築物室內裝修及設備圖說。」中央法規並沒有提到土地同意書及建築同意書，目前各地方政府辦理變更使用執照，應檢附的房屋所有權人的同意書，要參考各地方政府自治條例之規定。 若地方政府規定要求提出房屋所有權人的同意書，此時須全數人同意，若無法取得全數人同意，而建築法是土地法的特別法，所以如果建築法沒有特別明定，可回歸適用土地法，土地法第 34-1 條「共有土地或建築改良物，其處分、變更及設定地上權、農育權、不動產役權或典權，應以共有人過半數及其應有部分合計過半數之同意行之。」故若無法取得全數人同意，可則依土地法取得半數人同意。

委員	意見提供	意見回覆
	是會議記錄，並不是建築法所稱的同意書，一旦涉及許可，要回歸母法。以本案為例，社區會議決議是否辦理耐震補強，若會議中多數人同意要進行耐震補強，當要辦使照時就要回歸建築法體系，就要依建築法開同意書，要全數人同意，若無法取得全數人同意，可依土地法取得半數人同意。	
	4. 公寓大廈管理條例第 7 條：公寓大廈共用部分不得獨立使用供做專有部分，並不得為約定專用部分。第三項、共用部分：公寓大廈基礎、主要樑柱、承重牆壁、樓地板及屋頂之構造。本法指出共有部份(基礎、梁、柱、樓地板)不得供專有，即便外牆的界定內該住宅空間是屬於某區分所有權人，但是樓地板非專有產權，屬於共用部分，其界定為整棟大樓的生命共同體，任何人不得任意變更，若要變更需要區權人同意。補強涉及的主要梁柱及樓地板，皆屬於公寓大廈管理條例中共用部分的定義，所以是否要做補強，須經過區權人會議同意，但是要申請建照仍要依建築法。除非法規有修正不然就是依現行法規處理，一旦補強行為被認定為需要變更使用執照，就必須依建築法來申請；若不涉及，即可免辦。	4. 感謝委員補充說明。
	5. 關於甚麼樣類型建築物須強制補強？建築法第 77 條：建築物所有權人、使用人應維護建築物合法使用與其構造及設備安全。民國 88 年 921 之後曾經以第 77 條來申請強迫建築物要進行補強，因為使用人應維護建築物合法使用，但法務部駁回，認為建築法的條文沒有權力及效力要求 30 年前的既有建築用現行法規來補強，便成立專法，最後退而求其次先補強公有建築物，故第 77 條無法強制建築物應做補	5. 感謝委員補充說明。

委員	意見提供	意見回覆
	強，就是現在還有紅黃單還沒解的原因。第 77 條之一有溯及既往的只有提到消防設備及防火避難設備，這兩個可以用原有房屋的法規做改善，但是並沒有提到結構的部分。	
	6. 若涉及違章、頂加、陽台外推時要辦變使，須於圖面顯示違建部分，圈選出來交由違建查處單位處理，會再依權責酌處，違章建築有違章處理的辦法。目前各地方政府處理違建的方法大致上為：若違章影響逃生避難路徑，變使需要討論，例如頂加影響到逃生；若不影響逃生避難路徑如陽台外推或廚房增建，避難路徑暢通無阻，則會分別處理，按照既存違建或新違建的邏輯處理。本案之目的為希望大家多來參與補強，管理組原先在設想本計畫時並沒有包含要處理違建，假使面臨違建，就依據現行規定辦理就好。	6. 感謝委員補充說明，階段性補強若遇違章問題，本案將依據現行規定辦理。
陳啓中建築師	1. 責任分界點如何劃分？補強後倒塌，責任歸給原設計建築師還是新設計建築師？需明訂在合約，建議找原設計者回來共同參與，做到告知的動作。 2. 全數人同意在執行上有困難，建議案例找： (1) 一樓挑高、沒店鋪的住宅或車庫，不會影響沒開店的損失，好施工。 (2) 若涉及店鋪，無營業的損失需由管委會補助。 3. 補強目的是增加價值，是否能無責，希望可以排除不必要的行政程序。房屋所有權人有使用及維護的責任，責任判決書指出違建案例屬建商、建築師的責任。 若住戶不繳管理費，管委會不需要全數人同意即可提起訴訟(視為法人)，建議可朝這個方向前進，希望管委會就可以決議事項。	1. 目前本案補強目標分為三個階段，第三階段整幢補強須完全補到現行耐震規範，其責任是移轉的，第一及第二階段性補強則未訂規定。 2. 感謝委員建議，本案示範案例會涵蓋住商混合及純住宅類型。 3. 感謝委員建議，建請營建署參考。

委員	意見提供	意見回覆
婁光銘理事長	1. 技師的責任與有無簽證無關、與收費分割無關，與是否參與有關，在工程會是否受懲戒也與簽證無關。 2. 法律責任釐清，牽扯到技師要不要參與，如何界定技師該負責任的程度？需要認定責任程度。 3. 是否須辦理建造申請程序的決定權仍在地方政府，各地方政府意見不同會很麻煩，行政鬆綁部分還是需要中央與地方政府的協調。	感謝委員建議，建請營建署參考。
黃森田建築師	1. 新北市願意詳評（全額補助）但不願意施作補強的案例很多，成功案例個位數。因為新北市須全數人同意才能取得一半補強工程補助。 2. 以經驗來講，民眾只考量費用及是否須拆除違建，認為違建問題及全數人同意才是關卡所在。	1. 謝謝委員的建議，本案示範案例沒有強制全數人同意才提供工程補助款，會依循法規辦理。 2. 感謝委員的建議，本案執行時會多著重於此方面的問題
許庭偉技師	1. 我曾遇過變使問題，臺中市都發局表示只要有補強就要變使，有提建築法第 73 條解釋過，但一定規模如何定義？希望訂定所謂「一定規模」有多大的規模，規模的規定及建議，提供各縣市政府參考。 2. 只要涉及請照的部分，要由設計單位負責，仍希望要補助變使的錢，否則沒有建築師願意做。 3. 第一階段補強做完變使，若再做第二階段補強，需要再變使嗎？是否有費用重複的問題？	1. 感謝委員建議，建請營建署參考。決定權仍在地方政府，要不要採納將由地方政府決定。 2. 本案有考量各行政階段之流程及費用，包含變使申辦時間及費用，但室內裝修及消防檢討則不包含在本案工作期程中。 3. 感謝委員建議，建請營建署參考。

一、 決議：

（一） 性能目標目前訂定三種等級，合格標準需要再詳細討論

(1) 第一階段補強：排除軟弱層。

第一階段補強將以排除軟弱層為主要目標，弱層的檢討會以樓層剪力強度為主，軟層的檢討會以樓層勁度為主，軟弱層的檢核可輔以初步評估方法為之。

(2) 第二階段補強：防止倒塌。

第二階段補強以破壞控制為主，需以側推分析結果檢視是否有任一垂直構件喪失軸向承載能力，以達到防止倒塌為目的。

(3) 第三階段補強：整幢補強。

第三階段補強以滿足設計地震的性能水準，仍需進行非線性靜力側推分析或更高階的動力分析。

（二） 研究將針對軟層及弱層做有效的整理，再針對該特性，提出有效的檢核方式。

（三） 本案選擇示範案例時會包含補強弱底層建築，並朝向示範案例只補一樓底層，並將案例整理完整，提供外界參考。

（四） 委員的意見會詳加考慮做後續的辦理，其餘答覆詳討論事項之意見回覆欄位。

二、 散會：下午 5 時 00 分

三、 會議照片：

四、 會議簽到表：

簽 到 單

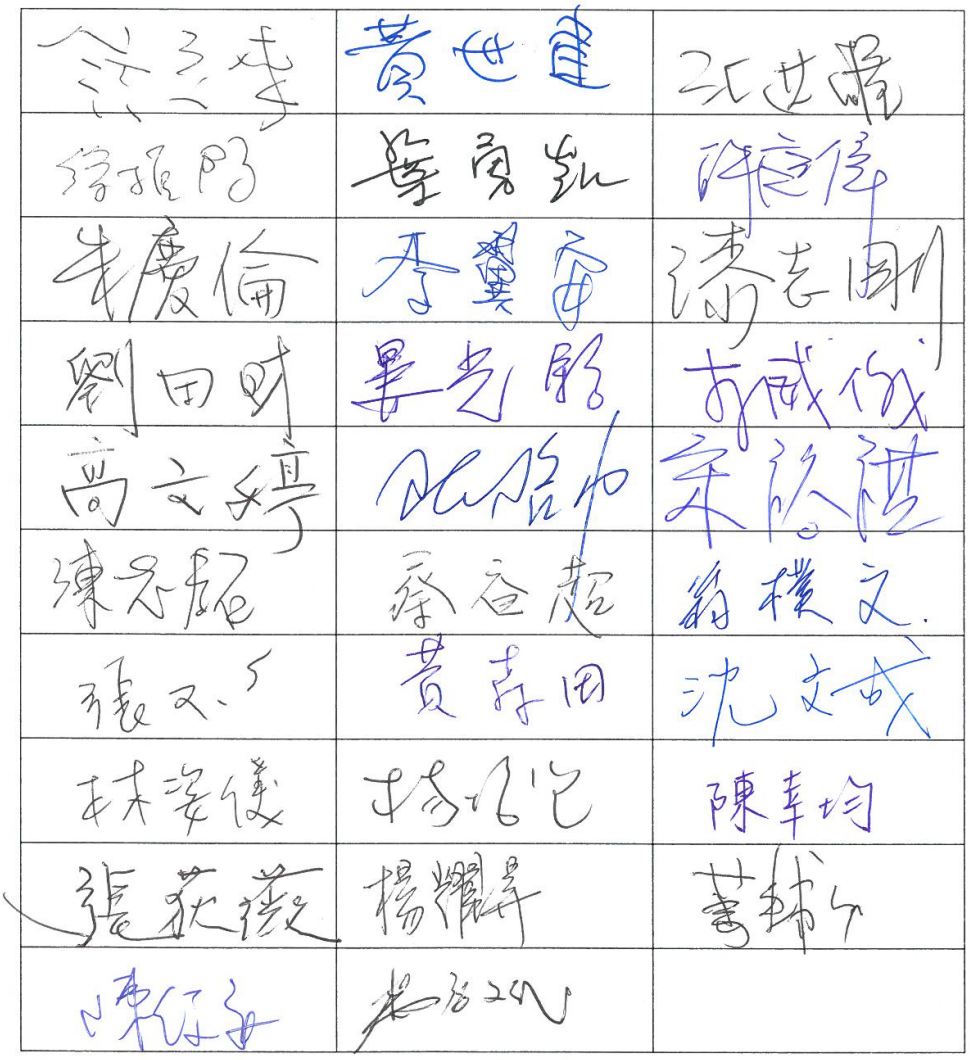
一、會議名稱：

106 年度『單棟大樓階段性補強技術手冊及示範案例規劃設計監造』委託技術服務案－第 1 次專家諮詢會議

二、會議時間：2018 年 1 月 22 日星期一 2:00 P.M. ~5:00 P.M.

三、會議地點：國家地震工程研究中心 410 會議室

四、出席人員：



8.2 A.2 第二次專家學者研討座談會

一、 時間：107 年 5 月 30 日 (星期三) 上午 9 時 00 分

二、 地點：國家地震工程研究中心四樓 R410 會議室

三、 主持人：國家地震工程研究中心　鍾立來主任

四、 出列席單位及人員：(詳會議簽到表)

五、 報告事項：(略)

六、 討論事項

案由一、建築物耐震評估與補強之性能目標(階段性補強合格標準)，提案如說明，提請討論。

委員	意見提供	意見回覆
婁光銘理事長	1. 建議提供第一階段補強後耐震能力提升多少的數據及每提升 0.01g 成本為多少的數據，未來執行時較能向業主談補強標準及預算。 2. 階段性補強須說明前提，例如在 EPA 多少的前提下不會產生破壞機制，否則當 EPA 很大時產生破壞機制，還是設計者的責任。另外，使它不會產生崩塌性破壞行為的前提為何？應該是只負責階段性補強後，針對該補強樓層不再產生這個破壞機制，這部分要釐清清楚。 3. 建議階段性補強要立專法，法律專業者不會去看行政規範的解釋，只看法條，將來法院上講究也是法律，不會參考規範與行政命令，也是張理事長為何強調階段性補強的法律位階要更高些。 4. 過去這幾年做的校舍、公有建築物，在請照的部分，各方主管機關一般都照新建建築物的程序要求，所以說一般先上簽證報告，但這邊稍有難處，因為簽證報告的制定在當時是因為要執行建築法第 13 條，但整個建築法令的架構，是制定在新建建築物上，由	1. 第一階段補強後性能目標僅能保證排除發生軟弱層集中式破壞（如簡報 P9 左圖的倒塌情況），技師的簽證責任也僅此而已，無法去檢討與設計地震之關係，純粹用排除較弱層集中式破壞機制的方式來當出發點。而第二種階段性補強及整幢完整補強會做側推分析、有詳細的補強設計，故可「定量」的跟設計地震做比較。 2. 感謝委員建議，此部份我們會再研議，此處建議要保證在 475 年設計地震等效 EPA 作用之下，結構物施作補強的樓層不會產生軟弱層破壞的機制。 3. 感謝委員建議將建請營建署參考。 4. 感謝委員建議，有關使用執照問題將在案由三做討論。

委員	意見提供	意見回覆
	建築法先訂規則再訂規範，但對於補強這個部分目前沒有規範，這對於此簽證報告無從著手，整個補強請照的部分與程序應該要有專法去規範，將來階段性補強也並非補強到設計規範的標準，地方政府要如何判定檢附資料與是否合格都會是個問題。	
張荻薇理事長	1. 第一階段補強，採用樓層剪力勁度檢討時，字面上易被誤解。若軟層發生在中間層，而檢核標準為勁度不得低於其上一層之80%，當樓層越降低、勁度一直往下折減，此時底層之勁度會變很低即可滿足。 2. 補強在學理上評定是有幫助的，但除罪化仍需要經中央主管機關立法認可，共同來承擔責任。階段性補強推動之關鍵為：要立法以明確責任，唯有高位階的法律條文，才能保障執行補強之設計者；也要具有強制性，才能約束民眾配合（規範之位階在法律、規則之下）。 3. 任何的論述都要有依據，包括參考其他國家或先前的案例皆可，但不宜存在太多的假設。 4. 日本政府對於改修設計費及詳細診斷費得補助 1/3，補強工程費則補助 15%的為原則。 5. 有些情況之詳評費用，大於工程費用也是合理的。因為唯有周延的詳評，補強才能經濟有效。補強設計必須配合環境與現況，並考量施工可行性，否則設計與施工配合不上，成效會打折。 6. 階段性補強在臺灣是有必要的。階段性補強除了剛剛提到弱層外，是否對於一些開放空間的建築、騎樓、以及面臨重要幹道的建築物，來優先實施評估補強。類似這一類的階段性補強，政府宜給予一些補助，或許在執行上	1. 感謝委員建議，手冊將研議修改耐震性能目標之檢核文字，以免造成誤會。目前參考規範定義門檻之最小值 70%或 80%，可以依照設計考量作調整。 2. 耐震設計規範第八章將會納入階段性補強相關規定，配合技術手冊之出版，後續政策推動上將同時有法源依據及技術手冊之輔助，由於無法預測下一次大地震來臨，僅能透過多個管道同時進行，降低災害發生的嚴重性。 3. 感謝委員建議。 4. 感謝委員補充說明。 5. 前面有提到有三種標的物，第一種特定用途具規模(商業、賣場、電影院)、被判定高危險的建築物，這類建築物當然必須整幢補強，但其他私有的建築物無法強制，本手冊希望推動完整的結構補強，但仍存在許多工程上或非工程上的因素，部分民眾確實無法負擔完整補強之經費，故認為各種方案應該都要提出來讓民眾選擇，費用交給市場機制，讓民眾端與技師端能共同決定這樣的市場，因此較經濟的階段性補強措施是選項之一。 6. 非常贊成理事長作法，如果說每一棟都有問題，一棟都不能做，我們必須要篩選一些相對問題比較大、或者容易施行的，像案例 a 一樓是停車場沒有住戶，可以施行的，然後我們的政府按照財力補助，如果政府一年只能給予補

委員	意見提供	意見回覆
	比較容易。如果今天有太多建築物要做耐震補強，可能也沒有那麼多廠商可以做。所以排定優先順序是必要的。針對這些選定的建築物優先實施，它的數量不多，效果會比較顯著。 7. 階段性補強案，經審核通過後，應不必負擔原設計及其他樓層的設計責任。因階段性補強設計，僅針對最可能遭受震害的弱層實施，該階段對於其他樓層以前的設計、施工、材料的問題，或者前段時間是否曾經裝修改建等，並非他設計考量之範圍。因此，在這些情況不清楚之下，要技師去負責保證全部的安全，責任實在太大。事實上，補強後我們只能說最弱層的耐震性能已經改善，但是不能保證其他樓層的問題。至於要講 EPA 多少，也有些困難，因為不能保證其他樓層能夠承受多少地震力，在此的用詞與話語皆須特別注意。	助 10 棟，針對評估結果為容易倒塌且較易施行的建築物進行施作，對於未來災害可以減少。 7. 感謝委員建議，字句的表達會再斟酌修改，修改後再給大家參閱。
陳志銘課長	1. 張理事長提到之優先推動，其實有包含在未來三年計畫的研擬階段，之前鍾副主任其實也有在開會中提出建議、只是計畫目前尚未通過，未來如果計畫通過，將會邀集相關的專業學者開會討論。 2. 關於階段性補強的做審查機制，也有納在三年的計畫內，未來會再請專家學者來協助研擬。	1. 感謝委員補充說明。
蔡益超教授	1. 關於建築物補強後的標準需達多少才算合格，應該要回歸到建築物耐震設計規範第八章性能目標之表格，顯然與本次會議提出的表格不一致。建議補強後的結構物在 475 年回歸期地表加速度的作用下，容許韌性容量性能點對應的 EPA 應該要大於等於 $0.4S_{DS}$ 乘以用途係數 I。 2. 關於第二階段補強，主要是要了	1. 感謝委員建議，已將性能目標訂定如下，已有採納規範精神。 (1) 建築物之耐震能力以其能抵抗之最大地表加速度表示，其耐震能力應達現行實施之「建築物耐震設計規範及解說」中所規定工址回歸期 475 年之設計地震地表加速度乘以用途係數 I。其性能目標準則為當結構物韌性發展到容許韌性 R_a 時對應的性能地表

委員	意見提供	意見回覆
	解柱是否會產生軸力破壞，需透過詳評才能得知，而其實做第三階段也需要進行詳評，便可知柱有無發生破壞，建議考量第二階段是否有存在之必要。	加速度 A_P，需達目標地震地表加速度 $0.4S_{DS}*I$。 (2) 滿足工址回歸期 475 年之設計地震作用下應有的性能水準，即結構物不會產生嚴重損壞，對生命及財產有所保障。 2. 感謝委員建議，手冊研議後仍保留第二階段補強。因為並非所有建築物都僅有軟弱層問題，也許存在整體補強的需求，然而因非工程技術無法克服的因素，導致所有權人只能挑較精簡的工法，因此第二階段補強仍有必要保留。
薛強博士	1. 依經驗來講，「軟弱層機制之現象」與「規範軟弱層之定義」在某種程度上有差別。做耐震評估側推分析完，可看出破壞機制集中在某一層(強度較弱或勁度較軟之樓層)；反觀，用規範中對軟弱層定義去檢核時，會發現有兩種狀況，第一種不符合原來的定義，第二種是符合原來的定義，但是當作側推分析後，會推到很後面的 step 才發現確實是某一層的耐震能力不太好。針對這種 case，我們的做法是算出每一層的極限層剪力強度與地震力需求，比較後會發現有該層的極限層剪力強度比較低，此時就會推斷破壞可能很早就發生。也就是說當我們有符合規範定義的軟弱層之後，可以看到耐震能力比預期的差很多，所以這種情況我覺得非常適合用結構階段性補強之概念，把此種破壞機制避掉，也就是說當規範的軟弱層定義不存在的時候，耐震能力就會上來。 2. 關於階段性補強後可以提升多少強度，其實可以研究探討的，如剛才所說，即使符合規範軟弱層定義，但破壞機制可能還是軟弱層機制，說明它的強度比可能不	1. 感謝委員的補充，可以另外召開技術性的會議討論，對於軟弱層破壞定義的用語再做調整。 2. 感謝委員建議，手冊會強調軟弱層的破壞機制與規範的軟弱層定義不同。 3. 目前受限於分析工具，故下降段容易不收斂、直接掉下來，但不代表此結構物沒有下降到 0.85，它實際上是存在的，故以現有評估工具而言，選擇 V_{max} 和 $0.85V_{max}$ 的 A_P 值有可能是一樣的。建築物耐震規範第八章的評估補強的基準寫：475 年 EPA 的作用下應達到其應有的性能水準，此性能水準是採定性方式描述，故分別有 I=1.5、I=1.25、I=1.0。對技術手冊而言，則把定性用量化的方式呈現出來，故定義出強度、位移、Δa，當然也不排除將韌性定義的方式制定出來，畢竟工程師選擇評估的方法有多種，目標是讓每種方法都可使用達到相同的目標，最終的目的都是要符合耐震設計規範的性能等級。此兩種方式我們將再研議。 4. 國震中心對於校舍補強安置有類似的案例可供參考與實施，會再

委員	意見提供	意見回覆
	是 70、80%數值上的問題，而是倒塌機制的問題，若是這種狀況，並不是剛剛所提到要優先篩選出來要去補強的，反而是未符合規範定義的建築物是最適合優先補強，實際案例就是剛剛張理事長所提到的，挑高或某層牆量明顯比其上一層少很多者，這些都是不太符合我們規範的定義的，總之要特別強調軟弱層的破壞機制跟規範定義是不一樣的。 3. 針對第四類建築物而言，採用強度下降至 85%，當建築物整體是脆性而無韌性，性能曲線可能直接下降，數值上較難解釋。若採用乘以用途係數 I 值，較易解釋，且與規範一致。 4. 依經驗來講，對私有供公眾使用建築物，所遭遇的不一定是經費問題，而是對時間、空間周轉之問題，建議政府針對此類建築物，給予一段彈性的期限，例如十年內要補強到合格目標，這段期間可分階段完成。	建議給營建署參採。
邱建國教授	1. 第八章修訂條文中補強水準說明：若是主管機關核可施作的階段性補強，至少必須達成排除軟弱層的破壞機制，以上對應的是本計畫第一階段補強，而第八章原本的補強水準，是在 475 年的水準之下要滿足的性能規定，以上較符合第二階段補強；反而規範沒有達完整符合耐震設計標準的第三階段性補強，這部分需要釐清說明一下。 2. 第一階段補強中提到「軟弱層破壞」，但沒有說明是在何種狀態以下而產生的，相較其他階段都有寫出一定明確的事件而造成破壞，故建議要說明軟弱層破壞是在哪種情況下產生。或是不要寫軟弱層破壞，只寫軟弱層，就代表只是排除軟弱層，而非排除軟	1. 本研究性能目標準則請參考簡報 P12，例如說 I=1.5，要符合三個條件，強度在上升段的 $0.8V_{max}$ 可能達到一點非線性，或者還在彈性範圍；再來層間位移不能超過 1%；再來沒有任何一根柱構件承載能力有喪失的，三個條件皆符合，如此定義的原因是，第一個是 I=1.5 需要在地震過後依然維持正常的機能，縱然進入非線性也是在彈性範圍輕微損傷內。再來 I=1.25，它可以到達最大強度，但須符合層間位移不能超過 2%且沒有任何一根垂直構件喪失乘載能力，所以說 I=1.25 的 Ap 會大於 I=1.5 的；再來 I=1.0 它可以達到 V_{max} 下降，但是距離崩塌還有些差距，可下降到 $0.85V_{max}$，層間變位不能超過 2.5%，而沒有任何

委員	意見提供	意見回覆
	弱層破壞。 3. 階段性補強用了很簡單的文字敘述(如 90%、80%)，但要應用到很多不同樣態的建築物，其實軟弱層還有很多不同的指標可以做配合，如強度與勁度的比值(日本稱剛重比)。而在規範中有限定的條件，首要先排除平面不規則情況後，才做檢核，故建議要說清楚前提、而非所有型態的建築物皆適用於階段性補強。	一根垂直構件喪失承載能力，此三個條件。至於補強經費，再來看 P13 如果不要讓它崩塌，垂直構件的承載能力不能喪失，此處也是可以調整，使其垂直構建的側向能力沒有喪失也可以，或者改成承載能力沒有喪失也可以，這個第二階段的補強應該是最便宜的，再來 I=1.0、I=1.25、I=1.5 依照補強等級而增加經費。制定這幾個方案希望是可以給老百姓有些選擇性，可以斟酌衡量與比較。 2. 感謝委員之建議，手冊可研議為在 475 年設計地震作用下，不會軟弱層破壞而倒塌。 3. 感謝委員之建議，確實不是所有的建築都適用排除軟弱層的補強方法，第一階段補強僅能適用於軟弱層結構，若為公寓式建築可能無顯著的軟弱層，但是要完整補強又不易達成共識的問題，因此可選擇第二階段補強。
高文婷組長	1. 對於私有建築物之管理分為以下三種，當災害發生時適用災防法非建築法，而建築法又分為一般使用管理及變更使用管理。 【一般使用管理】: (1) 從 85 年開始，建築法 77 條明定，供公眾使用建築物或經中央指定建築物，規定每 1~4 年，業主需委託專業人士檢查進行檢查並向地方政府申報公共安全的機制。但當時公共檢查強調的是防火避難設施與消防設備。建築法 77 條授權訂定申報公共安全檢查簽證及申報辦法，有規定何種建築物需申報、怎麼申報，如果申辦有不實或沒完成公安申報義務的話，會用建築法 91 條裁罰。 (2) 今年 2 月有將公安辦法進行修正與公布，過去僅針對消防設	感謝委員釋疑。

委員	意見提供	意見回覆
	備與防火避難設施進行申報，從今年 2 月 21 號開始法規已增列第三項申報內容－耐震能力的申報，實施日期約在明年的七月左右，對於私有建築物中特定用途與規模建築物、具有高危險的建築物及其他建築物，若符合規定之興建年代、建築物使用類型、權屬及規模，即為公安申報的對象。 (3) 經快篩後認定有疑慮之建築物，會透過本條文要求需申報公安的對象進行公安申報。故自從今年法規修正後，特定的、高危險群建築物已被納入公安必要申報的對象，如果不申報則有觸犯罰則，故必然需做到詳評完成，但是公安申報制度僅能強制評估完成，沒辦法要求進行補強。 (4) 故對於建築法 77-1 條進行修法，原條文是針對原有合法建築物之消防設備與防火避難設施的改善辦法。本次修法追加，當原有建築物之消防設備、防火設施與「構造」有不符現行法規者，可以依建築法第 77、77-1 條強制要求補強，其中關於防火、消防、構造會依據興建年代、用途...等訂定不同的標準。 (5) 故當啟動建築法第 77 條要求特定建築進行公安申報，若結果不符合標準，可以使用第 77-1 條要求執行補強，補強時就可以引用技術規則與規範採納入標準裡面，使其具有強制性。 【變更使用管理】: (1) 申請變更使用時須遵循建築物變更使用類組及變更使用辦法之相關規定。未來將針對耐震能力無達到法規要求之目標時，將不可變更成某些特定用	

委員	意見提供	意見回覆
	途(如供公眾使用建築物)。 2. 針對案由三，我們的立場是希望進行補強時，能夠簡化手續，希望納入免辦變使的範圍內。	

案由二、考慮軸力變化之詳細評估方法(軸力彎矩互制塑鉸 P-M) ，提請討論。

委員	意見提供	意見回覆
婁光銘理事長	建議考量高寬比的影響，定義高寬比可能到多少以上則判定是高危險群的結構物？因為對低矮建築物軸力比較沒有太大的變化幅度影響，但像高寬比大的建築物變化幅度就非常大。	感謝委員建議，我們會將高寬比影響列入考量。本案 12 層樓之 Y 方向為單垮，高寬比約 3.19，如婁理事長說基本上高寬比過高的話很可能拉力側的柱子會受到張力影響，因此用 PM 非線性鉸參數可適當反映真實結構行為。
邱建國教授	1. 請問在塑鉸設定是用內建的？還是 user defined？若是 user defined，以校舍的塑鉸定義可知，一個軸力所能對應一個塑鉸性質，無法直接從 PM curve 作定義去修正，因不太了解目前設計的方式如何操作，僅知是用 PM curve 去定義塑鉸，但是 PM curve 僅描述不同軸力下彎矩的強度，但是一般塑鉸還有考量其他的方面，那是要怎樣作對應的修正，還是說單純直接使用 user defined？ 2. 中高樓層的破壞模式除了軸力變化，還有可能是構架型的破壞，使得設定塑鉸時的數量會提升好幾倍，此情況下會影響工程師在使用時，收斂的機率可能不高，若機率很低，結果的可信度就會大幅的下降，那要怎麼樣去檢核？使用工具會進步，我們也嘗試許多的案例，發現用 ETABS 分析不出結果的機率是有的，反而用 SAP2000 分析出來的機率會比較高，但是這樣工程師就要花更多的力氣去 Try and Error，自由度	1. 關於 PM 塑鉸的定義，目前使用計算塑鉸版本是 TEASPA3.0，加入 PM 功能後，稱為 TEASPA3.1，此版本目前可以針對柱子的斷面算出 PM 塑鉸，從最大壓力到最大拉力值中間會算出 11 個點，每個點每個值代表一組 P、M，一組 P、M 可計算出一組塑性鉸 ABCDE，所以會有 11 個表，把 11 個表設定於 ETABS 或 SAP，再執行側推分析，當力量推到包絡線時，這個點如果不是我們給定的點，會取鄰近兩點內插，所以這是目前 ETABS 或 SAP 在計算塑鉸的方式。現在輔助程式已經開發出來，可以銜接這塊然後讓自動算出 PM 塑鉸，定出這 11 個表的值，再內插出塑鉸。 2. 檢核方面，既然已知這個機制，即可取目標位置的數值，選定兩個相鄰位置的塑性鉸的 TABLE 即可檢核。因為 PM 塑鉸性質較符合結構的行為，但計算複雜度也有所提升，而 TEASPA3.1 有提供這樣的功能，對工程師來說也是

委員	意見提供	意見回覆
	會提高 Ap 值的可靠度便會下降，導致結果因人而異，同個技師做出來的答案都差不多在這個範圍。以日本為例，側推分析針對高層結構時僅視為 references，仍須回歸簡單的評估分析去做 double check 的動作，工具的使用當然非常贊成，但後端的檢核措施必須要有，否則答案的控制不是在軟體而是在技師的手上。	在輸入的介面較多，背後的運算則交給輔助程式，所以其實負擔不會增加太多。另外，側推分析完成後會利用 11 大檢核來判斷計算數據是否正確或有疑慮，各位如果對檢核有進一步的疑慮或補充也可以提供給我們，使其繼續發展下去。
蔡益超教授	PM curve 其實是透過 Interaction Surface，側推時會慢慢接近那個 surface，如果碰到 Surface 你會放一個 M3 塑鉸，那個時候的 Moment 會把它計算成直線，那其實他的 P 就會沒有輸出，但此時新的 M3 塑鉸如果沒有用 User Defined 的話，自己寫的程式很難去改這個 M3 塑鉸，那目前看來詳細資料內你們並沒有更改 M3 塑鉸，所以現在說數值差異不到 10%完全是因碰到那個 Interaction Surface，跟你原來用靜載活載的那個 Moment Capacity 完全只差那 10%，並沒有因為碰到 Interaction Surface 那個軸力的改變而重新去定義你的 M3 塑鉸，這個缺失，特別指出來請教。	目前是有重新去定義，讓軸力隨變化計算塑鉸，使側推分析時 11 個點的軸力，可定出 11 個點的塑鉸，在側推時是會做內差計算，那這 11 個表的塑性鉸對應的是不同的軸力作用下的塑性鉸，所以其實是有做變化的。

案由三、結構耐震補強主要以提升結構安全為主，變更使用面積在一定比例以下，能否排除建築物使用類組及變更使用辦法第 8 條之規定？提請討論。

委員	意見提供	意見回覆
高文婷組長	1. 免辦變使提出具體草案後，營建署有寄給六都七個縣市表示意見，其中，台中市、台北、高雄三個市政府較保守，認為結構補強工法涉及結構變更、計算的問題，建議仍需委託建築師辦理變更使用執照。新北政府支持耐震	感謝委員補充說明。

委員	意見提供	意見回覆
	補強可免辦變使。桃園市已有在修正免辦變使辦法，因災害毀損主要構造之建築物，經通知限期補強基礎、屋架、屋頂、梁柱、承重牆壁、樓地板等，其任一項構造未有過半之修理、變更者得免辦變使。花蓮市政府表示無意見，台南市尚未回覆。 2. 關於變更議題本月召開會議討論，目標從政策上引導大家朝向免辦變使的方向處理，行政程序簡化，但相關結構計算書、結構相關技師簽證，即便免辦變使但還是希望相關文件進來以報備，省去建築師簽證這塊，但技師該有的簽證進來後我們會併到原建築執照去審查，我認為這樣是比較簡單的作法，是這個月開會的方向，希望半數的縣市政府能成功說服，其他再慢慢推動。	
陳啓中建築師	1. 關於免辦變使草案第二條，外推如果 60cm 以內的話，建議可以視為雨遮，則可不用算計入面積，也不用特別寫明是「帷幕、女兒牆、陽台、窗物等」，因為以視同雨遮行為。 2. 免辦變使的文件仍要送到建管單位存查，建議要規定哪些部分要做查核，避免都沒有看，未來發生問題。 3. 建築法「過半修理或變更」中的過半如何定義？建議要說明清楚，尤其是完整補強，較易涉及過半之變更。 4. 示範案例中預算為 184 萬及 990 萬，此費用是否包括評估費用？ 5. 示範案例中四層樓及十二層樓案例皆偏向較規則結構，建議考量轉角、騎樓等不規則結構之變化。 6. 模擬時是否有考慮牆量變化？ 7. 建議加入補強前、後 PSERCB 分數之改變。	1. 感謝委員建議，將會將把樓板外推 60cm 更改成 100cm，而在用字上改更說法，以增加雨遮並不得超過 100cm 且免計容積。 2. 感謝委員建議，將列入手冊供營建署參採。 3. 完整補強過半的提議，細節我們會再研議過半的定義如何描述，如果署內有需求要再提出細節的定義，我們也可以幫忙。 4. 僅為工程費用，不含評估費用 5. 未來實際工程案例中有可能有不規則結構，可供參考。 6. 已有考慮牆量變化。 7. 因為第一階段性補強不要求設計者保證到多少 EPA，故不以分數表示。

委員	意見提供	意見回覆
婁光銘理事長	1. 關於免辦變使之相關檢附文件，目前辦理公有建築物的補強，建管單位會求檢附簽證報告，在此要強調，補強設計檢附之資料稱為「補強設計成果報告書」而非計算書，因為補強設計是檢核既有耐震能力是否足夠，而非設計桿件，更何況原本建築物的設計也不一定符合設計規範的要求。 2. 增設牆體會涉及到室內裝修的問題，是否可避開建築物室內裝修管理辦法之規定？室內裝潢目前各縣市有的有簡章、有的沒有，室裝審查項目還包括消防檢討，程序繁瑣，所以這個部分是否可想辦法把免除室裝的行政程序？	1. (營建署高文婷組長回覆)檢附的文件把名稱更改成補強設計成果報告書應該是可行的。 2. (營建署高文婷組長回覆)感謝委員建議，署裡會再研議此部分。
江世雄理事長	1. 關於責任上的問題，補強技師與原設計技師的責任將來該如何區分？剛剛張理事一直在建議建立位階較高的法律與免責條款，這是必要的，否則可能很難推動，因為大家都想用最經濟的方式去做補強，將費用降低又要技師負責風險，這個責任與風險都跟費用非常不對等。所以責任的問題，要看看將來營建署長官如何解決，否則將來還是會面臨推不動、沒人敢做，整個費用也不及一年的保險費多，很難推動。 2. 如同邱教授在案由一所建議，第一階段補強否能涵蓋不規則結構之問題，或是會事先敘明排除不規則結構，這個部分需要進一步考慮。 3. 建議階段性補強進行審查機制。	1. 有關立法建議，將提供營建署參考研議。 2. 感謝委員建議，手冊會再加以研議。 3. 感謝委員建議，本手冊示範例會有審查，可供營建署參考。
許庭偉技師	簡報 p37 第二行文字，「基礎、梁、柱……」，建議回歸建築法寫法「基礎、梁柱……」，因此梁柱的數量才會是合併的。	感謝委員建議，將按照此建議修改。
薛強博士	快篩結果若為須補強，當不經詳細評估直接補強工程，風險會很大。	本手冊並非排除以詳評工具進行補強設計，而是另外提出階段性補強的設計方式，工程師仍可選擇精細的評估工具。

七、 決議：

感謝所有委員的建議，本手冊將擇要參採，有關立法建議，亦將提供營建署參考研議。

八、 會議照片：

九、 會議簽到表：

簽 到 單

一、會議名稱：

106 年度『單棟大樓階段性補強技術手冊及示範案例規劃設計監造』委託技術服務案－第二次專家諮詢會議

二、會議時間：2018 年 5 月 30 日星期三 上午 9 時 00 分

三、會議地點：國家地震工程研究中心四樓 R410 會議室

四、出席人員：

服務單位	姓名	職稱	簽到
內政部營建署	高文婷	組長	高文婷
	連偉耀	正工程司	連偉耀
	陳志銘	課長	陳志銘
	張又心	幫工程司	張又心
台灣大學土木工程系	蔡益超	教授	蔡益超
台灣科技大學營建工程系	邱建國	教授	邱
台灣科技大學建築系	李威儀	教授	
中華民國結構工程技師公會全國聯合會	張荻薇	理事長	張荻薇
台灣省結構工程技師公會	江世雄	理事長	江世雄
台北市結構工程工業技師公會	婁光銘	理事長	婁光銘

1

簽 到 單

服務單位	姓名	職稱	簽到
財團法人中興工程顧問社	薛強	博士	薛強
大匠工程顧問有限公司	許庭偉	技師	許庭偉
大彥工程顧問有限公司	楊培堅	技師	(請假)
翔威結構技師事務所	楊智斌	技師	楊智斌
永安土木技師事務所	楊耀昇	技師	楊耀昇
陳啓中建築師事務所	陳啓中	建築師	陳啓中
古亭聯合建築機構	陳俊安	建築師	
國家地震工程研究中心	黃世建	主任	
	鍾立來	副主任	鍾立來
	葉勇凱	研究員	葉勇凱
	蕭輔沛	研究員	蕭輔沛
	邱聰智	副研究員	邱聰智
	涂耀賢	兼任副研究員	(請假)
	翁樸文	助理研究員	翁樸文
	沈文成	助理研究員	沈文成
	李翼安	助理研究員	李翼安
	陳幸均	專案佐理研究員	陳幸均

十、 散會：下午 12 時 00 分

附錄 B、審查會議

8.1 B.1 期初報告審查會議

一、時間：107 年 3 月 6 日（星期二）上午 9 時 30 分

二、地點：內政部營建署 B1 第 2 會議室

三、主持人：朱組長慶倫

四、出席人員：詳後簽到簿　　記錄：張又心

五、委託研究單位報告：略

六、審查意見：審查委員與各單位發言重點及研究單位回應，詳后附件。

七、會議結論：

（一）本案審查後原則通過，與會專家及機關、公會代表意見請參酌修正。

（二）本案示範例執行作業流程及說明會等細節工作項目，將另案邀集相關單位召會研商。

八、會議結束：中午 12 時 00 分。

附件、會議討論事項

與會單位意見或建議	研究單位回應
朱慶倫組長： 1. 本案係為延續初步評估及詳細評估的後續作為，請國震中心加強說明評估結果 R 值與階段性補強的關係。 2. 建議國震中心估算階段性補強 3 個階段所需要的經費，俾利後續與重建費用做比較。 3. 階段性補強技術手冊建議採用較簡明的圖文說明，以利民眾閱讀。	1. 本計畫補強前採用 PSERCB 初評分數 R 值作為篩選依據，補強設計不限訂單一方法，若採第一階段補強，僅需排除軟弱層破壞機制即可，無需再用初評 R 值來解除列管，若採用第二或第三階段補強，則需以詳細評估工具確認補強後耐震能力，其合格基準為耐震容量大於需求，即比值(CDR>1.0)，前述排除軟或層破壞機制的評估工具，可以輔以初評方法為之。 2. 感謝委員建議，關於補強費用，以教育部校舍補強工程為例，工程預算為 4000 元/平方公尺，實際發包金額平均約為 2300 元/平方公尺，應用到私有住宅的費用計算上，會較為複雜，國震中心會對此再做詳細的評估。第二階段及第三階段的費用可以參考校舍的數據，但會有些變異，而第一階段只有涉及一到兩個樓層，預算會較 4000 元/平方公尺再高一些。日本的補強工程費用計算方法是：強度每增加 100 噸，花費新台幣 30 萬，本中心會依照此做法並將費用盡量壓在新台幣 30 萬以下，故階段性補強相關費用之編列本中心會再進行研議。 3. 感謝委員建議，本計畫第四階段工作項目為完成階段性補強技術手冊，屆時將包含民眾精簡版及專業技術版兩種版本。
張矩墉委員： 1. 依第一次專家學者座談會建管組高組長之發言可知原規劃分階段來施作補強是基於可能會需要申請變使後取得全體同意，有較大之困難，似乎都有解決之道，那分階段是否仍有必要請國震中心再思考，畢竟一次施工就是一次對生活的干擾與不便，建議工程施作上可以一次到位。 2. 即便無法申請變使，建議對補強的程序	1. 「階段性補強」字面上有兩種涵義，一種是時間性的分段，即「分階段的補強」，一階段完成後會有下個階段，最後才是完整的成果，這部分對私有供公眾使用建築物可以要求；另一種是空間上的區分，即「部分(局部)補強」，對私有建築物而言很可能做完第一階段即是最後的階段，也可能僅對部分樓層施做補強，故三個階段的補強作業可以獨

與會單位意見或建議	研究單位回應
審核仍宜有一定的管理，尤其對權利義務和責任的釐清與劃分要先有規劃。 3. 一棟老舊建築物可能容許改善或主客觀綜合考量只能做到第 1 階段補強，有些案例則可容許做到第 3 階段，應視其可能性給予不同程度的補強，所以不一定每個案例最後都能完成 3 階段的補強。 4. 示範案例的流程應考量初步規劃後和居民討論取得同意的階段，否則如何說服居民同意，因為補強後可能對其使用產生很大的改變，會使其喪失意願。 5. 報告書 P.183 的案例未來會有許多實務上的問題要面對，建議團隊中應有一定經驗的建築師協助，將有利後續推動。	立操作，並非三個階段都要執行，可以只選擇做第一階段、只做第二階段，或直接施作第三階段，住戶可依照經費、補強效益或住戶同意比例等因素決定實施哪一種階段的補強。第一階段補強之施工會盡量在公共空間處理，以不影響住戶生活為主。 2. 關於補強責任的歸屬，在行政院既有建築物耐震能力提升方案有明確訂定「若補強補到耐震安全標準且已施作工程，責任由補強設計的工程師承擔。」但第一階段補強很難要求第一階段的工程師承擔全部責任，應由承攬的專業者與原始的設計者共同承擔，屆時若出問題責任須再分辨。責任的歸屬並不好訂定，曾請教日本在私有住宅補強方面的專家，東京大學 Nakano 教授及東北大學 Maeda 教授，指出日本並無訂定權利義務與責任的關係，現階段採取案件發生後一件一件解決，大部分補強後效果都很好，沒有出現太多的案件，本研究會研議各階段補強性能目標作為工程師執行階段性補強之依據。 3. 三個階段的補強作業可以獨立操作，並非三個階段都要執行，可以只選擇做第一階段、只做第二階段，或直接施作第三階段，住戶可依照經費、補強效益或住戶同意比例等因素決定實施哪一階段的補強。 4. 感謝委員建議，補強造成使用上的改變在設計圖面完成後，會再召開說明會，住戶於同意書上簽核過後視為正式文件。 5. 感謝委員建議，報告書 P.183 之 RC 牆位置影響到客廳的使用空間，該構想有與本計畫合作建築師討論過，未善盡規劃之處會於報告中說明。本設計示範例僅供參考，實務規劃上仍應依據現況作妥善設計，並取得住戶之同意。
巫垂晃委員： 1. 以樓層剪力強度檢討結構弱層、樓層勁度檢討結構軟弱層係考慮柱量比、牆量比及高度比來定義，並未考量牆量分配	1. 第一階段補強在軟層與弱層的檢核，在此只是簡單提出柱壁量及樓層高度的關係，主要是希望這樣的方法會吸引專

與會單位意見或建議	研究單位回應
造成之扭轉效應及結構分析得出之極限層剪力檢核，請國震中心說明。 2. 1F 店面（如超商）已完成變使者，在法律上已經取得合法地位，然而以目前機制無法篩檢出來亦是階段補強的死角，建議政府應該建立第 2 套機制（由建管取得資料），否則問題還是會存在。 3. 階段性補強若涉及變更使用執照費用，建議可獨立拆出來，另第 2 階段及第 3 階段費用該如何編列？請國震中心考量。 4. 破壞形式（軟弱層）建議國震中心做必要的試驗為佐證。 5. 高軸力柱之行為採用 P-M 塑鉸（內定塑鉸）並未有 P-V 塑鉸，且 FEMA 定義塑鉸是否可用或需修正，請國震中心說明之。 6. 階段性補強若採用框架式或斜撐時，請於手冊上增加此項之計算及評估方式。 7. 對於單跨、懸臂等高危險群建築物，不一定為軟弱層，是否應納入階段性補強的優先順序。 8. 建議將街屋、開放空間（細長柱）等建築物納入示範案例。 9. 採階段性補強（尤其第 1 階段）是否與側推分析結果做比較，以確認第 1 階段補強之效果，不致造成倒塌的風險所採用簡易分析方法的正確性。 10. 階段性補強是否可採兩階段即可，以免造成太多擾民程序。 11. 階段性補強與地震保險、貸款二者掛勾時，請於報告書敘明其安全性及必要性，以免造成難度增加及產生困擾。	業者願意來操作，第一階段補強並不會限定方法，所有初評方法如 PSERCB 及 NCERR 方法皆可使用，讓第一階段補強具有專業者之工程判斷，並非由承包商直接施作。 2. 感謝委員建議，將建請營建署針對申請變使完成之業者，因改變結構導致軟弱底層之現象，研議相關篩選機制。 3. 感謝委員建議，若涉及申請變更使用執照，各階段之變更使用執照費用須各自獨立計算。 4. 感謝委員建議，關於各類型破壞實驗，國震中心今年有兩個七層樓的軟弱層實驗，6 月將在台南實驗室有補強案例實驗，10 月有軟弱層評估實驗，希望透過此方式提升評估及補強的技術。 5. PM 非線性鉸考慮了軸力變化下的撓曲行為。剪力的部分目前受限於分析軟體尚無 PV 非線性鉸。本研究將另研議解決方式，並於後續研究成果提出討論。 6. 目前國震中心有出版鋼結構物耐震能力初評報告，將參考該報告中鋼柱、鋼斜撐的抗側力強度、尺寸、斷面及接合型式等，研議後會放入本研究手冊供工程師參考。 7. 感謝委員建議，本計畫會再研議。 8. 感謝委員建議，本計畫會將細長柱類型之建築物納入示範案例。 9. 為了降低排除軟弱層的設計成本與簽證責任，第一階段不會與側推分析結果做比較，第二階段及第三階段會與側推分析結果做比較。 10. 三個階段的補強作業可以獨立操作，並非三個階段都要執行，可以只選擇做第一階段、只做第二階段，或直接施作第三階段，住戶可依照經費、補強效益或住戶同意比例等因素決定實施哪一階段的補強。 11. 感謝委員建議，房屋基金的構想很好，但社會共識要到相當的程度才能共同完成，將一起努力朝此方向前進，而補強是降低房屋的風險，銀行保險理賠的貸款觀念需要再進行推廣教育。

與會單位意見或建議	研究單位回應
中華民國全國建築師公會謝國璋委員： 建築物平面及立面不規則的型式，如受外力易產生扭轉破壞，此應於結構設計時予以考量針對節點施作補強，但後續設計不夠周全，施工亦不嚴謹。建議於此研究案例，加強對顯著不規則建物之評估補強。	感謝委員建議，本計畫研議不規則建築物之評估補強技術。
中華民國結構工程技師公會全國聯合會賴宏嘉委員： 1. 階段性補強之第 1 階段軟弱層檢討涉及結構調整之詳實性，惟私有建物內有許多裝修與違建，若遇相關民眾不配合之情況，建議國震中心提供適度變通性作業之指引或流程。 2. 關於補強是否不具效益，其目前係以重建費用去比擬，卻完全不考量建物是否已達使用年限，造成補強後沒有多少年即可能都更重建，造成資源之浪費。 3. 目前階段性補強對於海砂屋之風險與效益似乎尚未提供，將使補強工程參與者之法務風險提高。 4. 階段性補強對於損害責任應為有限責任，不應過度擴大，所以建議於手冊中闡明於前言，減輕參與者之法務責任。畢竟參與階段性補強是在降低生命財產之損害風險，實不應負擔相關之事業責任。	1. 若遇到私人空間無法進入調查，面臨調查詳實性之問題，牽涉到權利義務時，合約的訂定就非常重要，在執行前便須說明清楚 475 年地震來襲時各階段補強可接受的損壞程度，當無法作詳實的調查須藉由工程師的判斷做適度假設時，也須在合約中明訂，並附上圖說，面對法律時才有依據。但公共空間為開放空間必定可以詳實調查。 2. 關於考量到耐用年限及海砂屋後，是否還有補強的價值，這部分所有權人會比設計者更加要求，設計者須照實告知，而決定權仍在所有權人。 3. 若需補強之建築物存在氯離子過高的問題，此部分須經工程師判斷，對桿件裂化程度作適當折減，目前國震中心尚無海砂屋做階段性補強之相關研究，此部分需再研議。 4. 感謝委員建議，本計畫會在手冊加以論述階段性補強相關注意事項，並且於同意書中明確列出僅能達到之效果，作為司法程序評判之參考。
中華民國土木技師公會全國聯合會林景棋委員： 1. 獨立挑高柱（高腳柱）勁度不佳，不管以擴柱、翼牆或其他補強工法效益有限，是否考慮增列中間層水平過梁之補強工法，主要在縮短長柱之無支撐長度，減少挫曲等破壞模式。 除花蓮地區 1F 弱層特性外，私有供公眾使用建築物亦多有底層局部 1F 挑高	1. 感謝委員建議，本計畫會將高腳柱類型之建築物納入示範案例，至於是否會有實際案例，會再與本團隊詳加討論。 2. 感謝委員建議，將建請營建署研議耐震補強法制化之相關內容。本計畫示範案例有全額補助補強設計費，但工程費僅為定額補助，不過全面推動時要全額補

與會單位意見或建議	研究單位回應
之情形，建議示範案例也增加挑高長柱軟層之補強設計及工程。 2. 就未來政策執行面部分，建議如下： (1) 考量階段性補強，無法一次補足耐震強度，建議推動耐震補強法制化，以保障民眾安全及專業人員執業之權益，階段性補強應立法為宜。 (2) 雖然第 1 階段補強費用負擔較輕，參考日本補助補強工費用和減稅，建議本案應有強制性，並建議政府補助階段性補強設計及工程費用。 3. 第 1 階段補強針對 R＞50 有高震損風險建築物（軟弱層）補強，立意良好。但第 2 階段及第 3 階段補強是否具效益有待評估。以危老宅已達補強不具效益重建之標準，建議優先推動執行第 1 階段補強，至於是否進入第 2 階段及第 3 階段，建議考量補強效益、經費或住戶同意比例等因素，則不一定需要推動。	助會涉及國家經費的使用，仍會有立法上的抗爭，此層面較為複雜。 3. 三個階段的補強作業可以獨立操作，並非三個階段都要執行，可以只選擇做第一階段、只做第二階段，或直接施作第三階段，住戶可依照經費、補強效益或住戶同意比例等因素決定實施哪一階段的補強。
本部建築研究所李台光副研究員： 1. 本案所建議之補強工法多為濕式施作方式，較不適合私有建築物採用，建議增列補充乾式補強工法供選擇。 2. 階段性補強第 2 階段及第 3 階段，需採用側推分析，對於高軸力 RC 柱塑性鉸參數，僅建議採用 ETABS 2016 之 P-M3 曲線，建議可提供其他選項參考。 3. 本案以耐震指標(Seismic Index)檢核 2016 臺南及 2018 花蓮地震後建築震害的相關性發現，有許多案例的耐震指標偏低(小於 1)，卻無發生明顯震害的情形，請國震中心說明原因。 4. 為避免 RC 底層柱承受過高之軸力，產生耐震性能不佳的情況，建議補強後之 RC 底層柱軸力比限制在 30%以下。	1. 感謝委員建議，有關濕式工法不適用於住宅，應盡量採用乾式工法，國震中心將朝此方向努力。 2. 感謝委員建議，側推分析的方法並非單一，在此只是建議 ETABS 2016 版本有此特性可以使用，本計畫並無限制評估方法及分析軟體，像是 SERCB 方法有考慮軸力的變化也可以使用。 3. 由於驗證的標準是以設計地震為基準，但建築物本身有兩個主軸方向，Is 考量是以弱軸為主，但當地震來襲是在強軸方向，雖然弱軸 Is 很低，但仍可能出現小害，故會出現此現象。 4. 感謝委員建議，補強後照理來講增加豎向構材，即可降低軸力比，但是降低的程度較難界定，此部分需再研議。
高文婷組長： 1. 有關變使相關規定，皆由地方政府自行訂定，中央無規定。	1. 感謝委員補充說明，將修改專家諮詢會議案由二、議題二之結論為：

與會單位意見或建議	研究單位回應
2. 中央僅明定應辦變使之規定，建議國震中心提出階段性補強工法之擴柱、增設翼牆或剪力牆等，並與地方政府協商納入免辦變使相關規定中。 3. 本案係為於重建或全面補強的整合、規劃期間，進行局部性補強措施，建議進行階段性補強後，可直接進入全面補強或重建。	依據公寓大廈管理條例第 11 條「共用部分及其相關設施之拆除、重大修繕或改良，應依區分所有權人會議之決議為之」，其中，區分所有權人會議之定義依公寓大廈管理條例第 31 條所示「區分所有權人會議之決議，應有區分所有權人及其區分所有權比例合計三分之二以上出席，以出席人數及其區分所有權比例占出席人數區分所有權四分之三以上同意行之」。若補強範圍涉及專有部分，應取得專有部分的區分所有權人同意。 以公寓大廈為例，若要辦理變更使用執照，對內可依區分所有權人會議之決議為主，但該會議決議所得文件為會議紀錄，其用途及性質與建築法第 30 條所定之土地權利證明文件不同，應不得互相取代。 建築法第 74 條申請變使時，只提到「申請變更使用執照，應備具申請書並檢附左列各件，其中有三款：一、建築物之原使用執照或謄本。二、變更用途之說明書。三、變更供公眾使用者，其結構計算書及建築物室內裝修及設備圖說。」中央法規並沒有提到土地同意書及建築同意書，目前各地方政府辦理變更使用執照，應檢附的房屋所有權人的同意書，要參考各地方政府自治條例之規定。 若地方政府規定要求提出房屋所有權人的同意書，此時須全數人同意，若無法取得全數人同意，而建築法是土地法的特別法，所以如果建築法沒有特別明定，可回歸適用土地法，土地法第 34-1 條「共有土地或建築改良物，其處分、變更及設定地上權、農育權、不動產役權或典權，應以共有人過半數及其應有部分合計過半數之同意行之。」故若無法取得全數人同意，可則依土地法取得半數人同意。 2. 本中心將彙整一定規模以下變更建築面積之補強工法，協助營建署及各地方政府研商納入免辦變使作業。

與會單位意見或建議	研究單位回應
	3. 本計畫提出之階段性補強分為三個階段，對私有住宅而言，很可能做完第一階段補強即完成，不一定會有下一階段補強，僅為局部之補強。會分成三個階段，是因為第一階段的目的為降低設計費用，僅透過柱量比來消除軟弱層，故無法保證不會倒塌，亦無法要求設計師負起責任，因為需做全面的分析以後才可確認是否會倒塌，故衍生出第二階段－防止倒塌，相對的費用也會提高。三個階段的補強作業可以獨立操作，並非三個階段都要執行，可以只選擇做第一階段、只做第二階段，或直接施作第三階段，住戶可依照經費、補強效益或住戶同意比例等因素決定實施哪一階段的補強。
陳威成科長： 1. 本研究成果將作為建築法第 77-1 條增訂結構改善辦法及耐震規範修正之參考，非常重要。 2. 階段性補強後，其耐震初評 PSERCB 或國震初評法 Is 對應之分數，其對應之詳評 SERCB 或 TEASPA 之耐震能力，建議能有相關分析。 3. 針對補強設計人員擔心之責任問題，建議就階段性補強可能避免之破壞、或僅能達到之效果、或可增加之剪力、或在地表加速度多少時可避免如何損壞等加以論述，以作為未來不幸進入司法程序評判之參考。	1. 若階段性補強能夠立法，將對後續推動很有幫助，本研究將盡全力配合。 2. 感謝委員建議，當階段性補強的案例件數足夠，便能夠將現況結果、NCREE 方法初評 Is 值與 TEASPA 結果作比對，後續將會朝此方向努力。 3. 感謝委員建議，本計畫會在手冊加以論述階段性補強相關注意事項，並且於同意書中明確列出僅能達到之效果，作為司法程序評判之參考。

附件、簽到簿

召開106年度「單棟大樓階段性補強技術手冊及示範案例規劃設計監造」委託專業服務案期初報告審查會議簽到簿

壹、 時間：107年3月6日（星期二）上午9時30分

貳、 地點:本署B1樓第二會議室

參、 主持人：朱組長慶倫 朱慶倫 紀錄：張又心

肆、 出席單位及人員：

機關名稱	職稱	姓名	聯絡方式
張委員矩墉		張矩墉	
藍委員朝卿		（請假）	
巫委員垂晃		巫垂晃	
中華民國全國建築師公會	委員	謝國隆	
中華民國結構工程技師公會全國聯合會	法政委	賴宗榮	
中華民國土木技師公會全國聯合會	常務理事	林景棋	
財團法人國家實驗研究院國家地震工程研究中心	主任 副研究員 專案經理 研究員	黃世建 沈聰鉉 陳幸好	

機關名稱	職稱	姓名	聯絡方式
本部建築研究所		李台光	
本署建築管理組	組長 科長	高文婷 陳威成	
本署都市更新組			
本署管理組		林美桂 張又一	

8.2 B.2 技術手冊審查會議

一、時間：107 年 9 月 12 日（星期三）下午 2 時 30 分

二、地點：內政部營建署 B1 第 3 會議室

三、主持人：朱組長慶倫

四、出席人員：詳後簽到簿　　記錄：張又心

五、委託研究單位報告：略

六、審查意見：審查委員與各單位發言重點及研究單位回應，詳后附件。

七、會議結論：

（一）本案階段性補強技術手冊（上冊）及花蓮縣 2 件示範案例審查後原則通過，與會專家學者及機關、公會代表意見請參酌修正（與會專家學者及機關、公會代表意見及回應對照表詳附件）。

（二）本案花蓮縣 2 件示範案例執行作業流程、建管相關法令等細節工作項目，本署訂於 107 年 9 月 17 日拜會花蓮縣政府研商討論，並加速辦理後續作業。

八、會議結束：下午 5 時 30 分。

附件、會議討論事項

與會單位意見或建議	研究單位回應
王亭復委員： 1. 文獻回顧相當完整，惟耐震評估及補強應始自 1974 美國標準局 NBA 及 ATC-2-1974 之 An Evaluation of Response Spectrum Approach to Seismic Design of Buildings，且有重大改變的 ASCE/SEI 41-13 未予列入。又美國 FEMA P-806 之附錄 A，更提供分析軟體（Open Source 含分析、補強、繪圖等）。	1. 感謝委員建議，文獻部分本中心會再加強。
2. 有關 2-2 節需要階段性補強之要求似嫌較歷年美國規範如 ATC-3-78,SEAOC-80,SEAOC-88(首度以表列出現), UBC,IBC, ASCE 7,ASCE 41 等各次版本之規定均較為嚴苛，且於初步評估時之層極限剪力要與設計層剪力比，較費時、費力。建議比照 ASCE 7 標準之判定為弱層及軟層即須進行詳細評估分析。	2. 有關階段性補強的目標是否用強度比來做就好，這是我們最原始的初衷。但在開過幾次專諮會議後，有些專家有不同的意見，認為單單只用強度比，似乎太過簡化。因此本手冊根據規範提出以極限層剪力強度與設計層剪力需求比做檢核，如階段性補強 A 的基準一。另外，本手冊也保留用檢討上下層之極限層剪力強度比的做法，如階段性補強 A 的基準二。
3. 有關第三章：無論 ATC-2、ASCE 31、FEMA 356、ASCE/SEI 41 之耐震詳細評估均容有:線性(靜、動力)分析，非線性(靜力、動力)分析，除非線性動力分析外，均對於結構系統有所限制要求，建議宜予說明，尤其本章所列之二種評估系統 TEASPA 及 SERCB 軟體均屬非線性靜力側推分析，僅取第 1 模態，若在多模態狀態下與非線性動力分析各層剪力及相對變位均顯相當	3. 感謝委員建議，TEASPA 4.0 可以考慮多模態 MPA 分析方式，但仍需要跟 IDA 結果多做驗證，目前仍處於研究階段，未來手冊改版會納入考量。至於哪些建築物須用動力分析，已在耐震設計規範第八章修訂草案提出建議，目前提送營建署另案審查中。

與會單位意見或建議	研究單位回應
差距，因此建議依 ASCE/SEI 41、FEMA 440 及 FEMA P440A 說明 TEASPA 適用範圍及如何補強或改進。	
4. 有關第四章柱之破壞模型請依剪力大小(如 V_{mn}、V_n)予說明何種情況時會是剪力破壞、撓剪破壞及撓曲破壞，並建議增列箍筋內柱混凝土壓碎破壞模型分析。	4. 圖 4.1、4.5、4.6 分別說明剪力破壞、撓剪破壞及撓曲破壞的發生條件。本手冊也建議柱上下兩端設定撓曲非線性鉸、中間設定剪力非線性鉸，若該柱屬於剪力破壞，則會由中間的剪力非線性鉸控制，柱行為參照圖 4.1；若該柱屬於撓剪破壞，則會先於柱中間發生剪力開裂，接著於柱上下兩端的撓曲非線性鉸達到撓曲強度，之後會延著撓曲平台延展，達撓剪破壞點後，強度就開始衰減，直到軸向承載力喪失，柱行為參照圖 4.5。若該柱屬於撓曲破壞(圖 4.6)，本手冊仍用撓剪非線性鉸模擬(圖 4.5)，為保守的模擬方式。 至於箍筋內柱混凝土壓碎破壞模型分析，目前本手冊對斷面全採用非圍束混凝土的強度，用於模擬箍筋內柱混凝土的行為，是保守的做法。
5. 除撓剪破壞之剪力破壞 Δ_s、軸向破壞 Δ_a 及撓曲破壞 Δ_f 外，是否增列柱外圍混凝剝落前之變位 Δ_{spall}、主筋挫曲變位 Δ_{bb}(U.W,Seattle)、及彎曲容量折低 20%時之變位 Δ_f 等計算公式及柱心混凝土壓碎前變位 Δ_u(NZSEE)。	5. 感謝委員建議，柱外圍混凝剝落前之變位 Δ_{spall}、主筋挫曲變位 Δ_{bb}(U.W,Seattle)、及彎曲容量折低 20%時之變位 Δ_f 等計算公式及柱心混凝土壓碎前變位 Δ_u(NZSEE)，這些變位本中心已另有研究持續進行實驗驗證與比對，尚未成熟到可以放入手冊供工程師使用，未來若有具體成果可研議列為下一版本內容。
6. 4.2.1 節之(4.1)及(4.2)式之柱混	6. 關於第 6 點回覆如下：

與會單位意見或建議	研究單位回應
凝土開裂強度 V_{cr} 僅適用於 RC 短柱及牆，且 f_c'要在 210 kgf/cm^2 才適用，一般混凝土柱並不適用。又(4.4)式中之計算柱保護層混凝土開裂變位 Δf_{cr} 之有效慣性矩 I_{eff} 是否適用依軸力大小折減有待商榷，且圖 4.1、4.7 若由原點至 (V_n,Δ_n) 或圖 4.5 之 (V_{mn},Δ_{mn})連線斜率隨軸力大小折減則較合宜。	(1) 式(4.1)及式(4.2)係觀察鋼筋混凝土剪力牆試驗之開裂行為而得，原用於評估核能電廠剪力牆此等以剪力主控結構桿件之開裂強度。考量非韌性配筋柱亦屬於剪力主控桿件，本手冊以此兩式評估其開裂強度，經與實驗曲線比較後，尚屬合理且準確，相關研究成果已發表於期刊論文。 (2) 同意委員所言。本手冊採用 ASCE/SEI 41-13 之建議，勁度折減係指原點與強度之連線。開裂點位於此直線段，以相同之勁度計算側向變形量，由實驗觀察可知，柱發生開裂後，會出現勁度軟化轉折之現象，須採計因剪力裂縫擴張引致之剪力變形，故有不同之斜率。
7. 公式(4.11)之後段混凝土剪力強度應限於柱心混凝土主張應力大於 $1.6(f_c')^{0.5}$ 才成立。	7. 式(4-11)為 ASCE/SEI 41-13 之剪力計算公式，本手冊用以評估強度點之剪力強度，此時，柱已發生開裂，其主張應力已超過 $1.6\sqrt{f_c'}$。
8. 4.3 節 TEASPA 之驗證案例分析，最好與非線性動力分析(NDP)結果相比較其差異大小以為參考基準。目前可用 NDP 軟體可選擇： SAP 2000 Advance Ultimate，STAAD ProNonLinear，PERFORM, ANSYS，IDARC，3D-BASIS，…。至少亦可採用 FEMA 440、FEMA P-440A 驗證過且使用並推薦之 SPO2IDA (Static Pushover 2 IDA，	8. 感謝委員寶貴建議。本中心同仁亦有研發新式非線性動力分析方法應用於耐震評估技術，囿於選取地震歷時合理性及分析耗時較久等技術門檻，目前尚未推展國內工程應用。待相關技術瓶頸獲得突破後，將會舉辦相關講習課程以推廣國內工程使用。鑑於目前 NDA 技術發展多屬於學術研討階段，眼下在尚未取得實務應用價值之前，建議暫不宜貿

與會單位意見或建議	研究單位回應
Vamvatsikos and Cornell，Stanford U.，開放軟體)做比較。	然突進。
9. 第五章可用於初評時之軟層及弱層分析，惟用於初評尚嫌複雜。補強後之詳評則至少採用 TEASPA 或 MPA、MMPA、SPO2IDA 評估法。初評之弱層剪力可僅考慮構材斷面剪力強度和與上層或上三層平均值比較，如 MIDAS 即有提供初評計算弱層軟體。軟層之相對側向剛度除柱及牆(含 RC、磚、空心磚)撓曲剛度外，仍應考慮剪力剛度(Design of Multistory RC Building for Earthquake Motion — PCA 1961, Blume,Newmark,Corning)，再與上層或上三層平均值相比較而決定。1960 年代的武滕清側向相對剛度「D」 method 亦即日本耐震規範-1963 以手算「D」值等均應亦可簡便應用。	9. 感謝委員建議，第五章簡易分析法僅是給工程師參考的方法之一，有很多初評的方法都可以來做，像 PSERCB 本身對於構件的強度發展係數、單位面積抗側力強度都有定義，只要扣緊第二章強度、勁度檢核即可，而 PCA 1961 及其他方法亦可，並不受限第五章建議之方法。
10. 花蓮富臨門社區及吉興華廈均已超過 5 樓或 20 公尺以上建築物，且經初評為軟、弱層建築物，須詳細評估，因此應依建築物耐震設計規範第三章(3.1.2)應進行動力反應譜分析求取各振態質量參與係數，並至少達 90%，以決定評估方法。	10. 花蓮富臨門及吉興華廈社區僅作階段性補強 A，並未進行詳細評估，故無需進行動力分析之問題。
張矩墉委員：	
1. 建議與住戶溝通清楚，把補強標準具體化，例如若再發生一次 0206 花蓮地震，房子會不會壞、有沒有時間逃生。	1. 感謝委員建議，和民眾溝通時將會將補強標準解釋清楚。
2. 階段性補強最好能夠銜接得上完整補強。	2. 日本的階段性補強是屬於時序上的階段性補強，先設計到完整

與會單位意見或建議	研究單位回應
	補強的程度，再分階段補強；另一種是空間上的局部補強，當有顯著的軟弱層現象時，可在允許的範圍內做空間上的補強，暫時解決極大的風險。本手冊建議的階段性補強包含時序上及空間上的階段性補強概念。
3. 報告書 312 頁、圖 7.41 頁案例 A，於騎樓處擴柱到 140cm *140cm，有超越建築線之虞，也意味著地下沒有基礎，且須維持騎樓法定寬度，須多加注意。	3. 感謝委員建議，本案例為虛擬設計示範例，僅供說明階段性補強程序。實務上，設計者仍應依現況及現行法令規定進行設計。
4. 報告書 383 頁所示電梯核心牆補強中的電梯，執行上可能會遇到法規問題，例如住宅內部小型電梯不能使用在公共場合，且昇降機並非尺寸可以就能施作，還有 OH、機房等問題須考量，建議若非必要，可將電梯取消。	4. 感謝委員建議，本案例為虛擬設計示範例，僅供說明階段性補強程序。實務上，設計者仍應依現況及現行法令規定進行設計。
5. 富臨門案補強位置有一處在樓梯，牆加厚可能會影響到樓梯的寬度，須多加注意。	5. 該位置現況存在既有磚牆，施作上為將既有磚牆視為模板再往外側澆置 RC 牆，並未影響到內部樓梯寬度。
6. 富臨門案單價分析中有編列 RC 牆之基礎補強工程費用，但圖面上並未標示。	6. 感謝委員建議，已於圖面上做修改。
7. 吉興華廈案之地梁是否有要補強？	7. 吉興華廈之基礎為筏式基礎，初步判斷為不需要基礎補強，植筋將會植到筏基地梁。
8. 吉興華廈案中新施作的 SWX2 牆，可能會有增加建築面積的問題，須和花蓮縣建管單位研議。	8. SWX2 並沒有增加樓板，僅增加梁做邊界條件的束制，故不會增加建築面積，會再和花蓮縣政府建管單位確認。
9. 富臨門、吉興華廈兩案之間的預算上有差距，以混凝土單價為例差距 500 元，請再確認。	9. 感謝委員建議，目前兩案單價已調整為一致。
10. 富臨門、吉興華廈兩案皆含震後	10. 感謝委員指教，裂縫修復是以樓

與會單位意見或建議	研究單位回應
復原費用，但僅寫一式之數量，建議寫詳細清楚。	層數編列，目前僅做一樓之裂縫修復。
巫垂晃委員： 1. 簡易分析法並未考量牆量分配造成之偏心、扭轉、不對稱效應，雖然能排除樓層剪力強度，但可能引致扭轉，請國震中心研議。 2. 建議比較簡易分析法及完整分析之差異，簡易分析可能為求保守造成付出更多補強工程成本，請考量是否符合使用需求。 3. 富臨門、吉興華廈兩案補強後，勁度大增，引入太大地震力，會造成基礎、地下室、相鄰構件破壞，須提醒設計者這部份轉嫁的風險。 4. 富臨門案有沒有考慮基礎檢核，應該要計算及補強，須追加費用。 5. 475 年地震不倒塌，可能引致其層倒塌，責任如何釐清？ 6. 許多高樓層建築物屬 Multiple Mode，主控模態可能是 High Frequency Mode，但現階段補強採用 First mode，First mode 是否能適用高模態建築物？請說明。	1. 感謝委員建議，不對稱效應會在手冊中提醒工程師，配置時要考慮對稱、扭轉問題。 2. 簡易分析可能會提高補強成本，但可適用於現況資料無法完整取得而採用的簡化作法，故仍提供此作法給工程師選擇。 3. 感謝委員建議，會提醒設計者這部分的問題。 4. 感謝委員提醒，富臨門案新增 RC 牆補強處皆有設計新作基礎，並已編列基礎補強費用。 5. 依據耐震設計規範第 8.5 節(草案)排除軟弱層破壞之補強，主要降低在地震下因軟弱層集中式破壞而崩塌的風險。但在等效最大地表加速度(EPA)為 $0.4S_{DS}$ 之震度作用下，結構仍有可能因垂直構件喪失承載力而崩塌，故目標建築物仍應儘速完成整體耐震評估及補強工作為宜。 6. 參照現行耐震設計規範關於靜力分析及動力分析之相關規定，若目標建築物屬耐震設計規範 3.1 節所規定，且其地面以上樓層之第一模態有效震態質量比小於 60%者，則應以非線性動力歷時分析或其他經認可之方法，其他類型的建築物得採非線性靜力分析方法。本中心建議之非

與會單位意見或建議	研究單位回應
	線性側推分析所使用之豎向力分配方式，以側推方向之主控模態進行側力之豎向分配，各樓層側力作用於該樓層之質心點，並非僅限於 First mode。
7. 補強後改為梁消能，如各層都放梁塑鉸，行為應該會顯著不一樣。	7. 階段性補強僅檢討目標樓層的行為，因此，僅放該層柱、梁構件的非線性鉸。若工程師有其他樓層的構件詳細參數，並設定非線性鉸，更能反映結構真實行為。
8. 不對稱結構存在扭轉效應，國震中心之方法(尤其簡易分析方法)並沒有完全考慮扭轉效應，不對稱結構不適用此方法，需要清楚告知評估者。	8. 感謝委員建議，本手冊中會註明指簡易分析法只適用於對稱規則之 RC 建築物。
9. 簡易設計法與 PSERCB 的關係，牽涉危老政策推動，建議提出差異性供參考。	9. 本手冊建議的簡易設計法依據耐震設計規範第 8.5 節(草案)排除軟弱層破壞之補強，僅檢討排除軟層及弱層的合格基準，不再以初評指標檢討。工程師若要以 PSERCB 再檢討補強後分數，樂觀其成。
10. 無材料強度，如何選用？若無圖面，如何分析？請說明。	10. 簡易分析可適用於現況資料無法完整取得而採用的簡化作法。
11. 日本的階段性補強是一次分析到位，但分階段執行補強，且會和住戶合約協商，經費及補強程度，並告知破壞程度。	11. 感謝委員建議。日本的階段性補強是屬於時序上的階段性補強，先設計到完整補強的程度，再分階段補強；另一種是空間上的局部補強，當有顯著的軟弱層現象時，可在允許的範圍內做空間上的補強，暫時解決極大的風險。本手冊建議的階段性補強包含時序上及空間上的階段性補強概念，仍會告知使用這補強後破壞程度。

與會單位意見或建議	研究單位回應
柯鎮洋委員： 1. 建議在報告書 29 頁針對民間建築寫定建議值，例如 f_c'=280 kg/cm^2；f_y=2800 kgf/cm^2。 2. 建議在報告書 29-39 頁把公約寫清楚鋼筋掃描及鑽心試驗三梁三柱之規定，並且量化，例如用 600 平方公尺為基準作說明。 3. 富臨門社區建議包商管理費須提高到 10%，及增加營業稅 5% 之項目。 4. 吉興華廈角柱承載力請再確認。 5. 吉興華廈圖說標記及文字說明請再修改。	1. 感謝委員建議，材料強度將參考校舍補強作業的慣例，寫進手冊，給工程師參考。 2. 感謝委員建議，鋼筋掃描及鑽心試驗規定將參考校舍補強作業的慣例，寫進手冊，給工程師參考。 3. 感謝委員指正，已修改預算書。 4. 感謝委員建議，所有一樓及二樓的梁、柱、牆非線性鉸皆已納入考慮，分析結果顯示樓層極限剪力強度由角柱及剪力牆之強度主控。 5. 感謝委員建議，已修正。

附件、簽到簿

106年度「單棟大樓階段性補強技術手冊及示範案例規劃設計監造」委託專業服務案期中報告書第一次審查會議簽到簿

壹、 時間：107 年 9 月 12 日（星期三）下午 2 時 30 分

貳、 地點:本署 B1 樓第三會議室

參、 主持人：朱組長慶倫 朱慶倫 紀錄：張又心

肆、 出席單位及人員：

機關名稱	職稱	姓名	聯絡方式
張矩墉委員			
藍朝卿委員			
巫垂晃委員		巫垂晃	
王亭復委員			
張國鎮委員		(請假)	

機關名稱	職稱	姓名	聯絡方式
詹穎雯委員			
中華民國全國建築師公會			
中華民國結構工程技師公會全國聯合會	常務理事	柯筱萍	
中華民國土木技師公會全國聯合會	常務理事	林景祺	
財團法人國家實驗研究院國家地震工程研究中心		邱垂昶 陳幸均 [illegible] [illegible]	
花蓮縣政府	科長 技士	林詩舜 黃之信	
內政部建築研究所	副研究員	李台光	

機關名稱	職稱	姓名	聯絡方式
內政部營建署建築管理組		謝佩玲	
內政部營建署管理組	簡任科員	陳志郎 張又心	