

921 地震災區街屋補強現況之調查分析與建議

*許茂雄 **藍百圻

* 國立成功大學建築系教授

** 國立成功大學建築研究所研究生

中華民國九十一年四月

April 2002

本文之完成承蒙行政院國家科學委員會第 NSC89-2625-Z006-021 專題計劃之補助，特此致謝。又 921 地震災區街屋之調查分析，承蒙國家地震工程研究中心之贊助，在此一并感激。

目 錄

| | |
|-------------------------------------|------|
| 表目錄..... | V |
| 圖目錄..... | VII |
| 照片目錄..... | X II |
| 符號說明..... | XIV |
| 第一章 緒論 | |
| 1.1 研究動機與目的..... | 1 |
| 1.1.1 研究動機..... | 1 |
| 1.1.2 研究目的..... | 1 |
| 1.2 文獻回顧..... | 2 |
| 1.2.1 耐震診斷方面..... | 2 |
| 1.2.2 功能設計方面..... | 3 |
| 1.2.3 耐震補強與耐震行為方面..... | 3 |
| 1.3 研究方法..... | 4 |
| 1.3.1 耐震診斷方法..... | 4 |
| 1.3.2 找尋案例的方法..... | 4 |
| 1.3.3 補強案例的演算方法..... | 5 |
| 1.4 本文適用範圍..... | 5 |
| 第二章 低層沿街店鋪住宅耐震診斷方法選用 | |
| 2.1 921 集集大地震震害特徵..... | 7 |
| 2.2 承受單次大地震之診斷方法..... | 9 |
| 2.2.1 靜態推垮曲線法的概念..... | 9 |
| 2.2.2 靜態推垮曲線法的基本假設..... | 9 |
| 2.2.3 靜態推垮曲線法診斷流程..... | 10 |
| 2.2.4 結構系統等值二折線與地震力折減係數 F_u | 11 |
| 2.2.5 尋求等值二折線時水平線段縱座標的取法..... | 11 |
| 2.3 本文案例考慮之地震次數..... | 12 |
| 2.4 RC 柱之側向載重與側向位移非線性曲線..... | 13 |
| 2.4.1 RC 柱各階段載重..... | 14 |
| 2.4.2 RC 柱各階段剛度與位移..... | 16 |

| | |
|---------------------------------|----|
| 2.5 RC 牆之側向載重與側向位移非線性曲線 | 18 |
| 2.5.1 RC 牆各階段載重 | 18 |
| 2.5.2 RC 牆各階段剛度與位移 | 20 |
| 2.6 磚牆之側向載重與側向位移非線性曲線 | 22 |
| 2.7 鋼骨斜撐之側向載重與側向位移非線性曲線 | 26 |
| 2.7.1 鋼骨斜撐形式的選用 | 26 |
| 2.7.2 X 形鋼骨斜撐之分析模型 | 26 |
| 2.7.3 鋼骨斜撐側向載重與側向位移非線性曲線之計算 ... | 26 |
| 2.7.4 實例計算 | 28 |
| 2.8 耐震診斷分析模式之探討 | 29 |

第三章 震前補強案例演算

| | |
|-------------------------------------|----|
| 3.1 案例介紹 | 31 |
| 3.1.1 台灣沿街店鋪住宅概說 | 31 |
| 3.1.2 本文選用的案例 | 31 |
| 3.1.3 案例說明 | 32 |
| 3.2 補強要求標準 | 34 |
| 3.2.1 美國 Vision2000 委員會功能設計草案 | 34 |
| 3.2.2 本文採用補強標準 | 35 |
| 3.3 補強原則 | 38 |
| 3.4 施工步驟 | 39 |
| 3.5 以 RC 牆補強之案例演算 | 40 |
| 3.5.1 案例一演算 | 40 |
| 3.5.2 案例二演算 | 43 |
| 3.5.3 案例三演算 | 45 |
| 3.5.4 案例四演算 | 47 |
| 3.5.5 案例五演算 | 49 |
| 3.5.6 案例六演算 | 51 |
| 3.6 以鋼骨斜撐補強之案例演算 | 53 |
| 3.6.1 案例一演算 | 53 |
| 3.6.2 案例二演算 | 55 |
| 3.6.3 案例三演算 | 57 |
| 3.6.4 案例四演算 | 59 |

| | |
|--------------------------------|-----|
| 3.6.5 案例五演算 | 61 |
| 3.6.6 案例六演算 | 63 |
| 3.7 討論 | 65 |
| 第四章 震後才補強之耐震診斷 | |
| 4.1 垂直構材震害修復後之行為 | 67 |
| 4.2 震後以 RC 牆補強之案例演算 | 68 |
| 4.2.1 案例一演算 | 68 |
| 4.2.2 案例二演算 | 70 |
| 4.3 震後以鋼骨斜撐補強之案例演算 | 72 |
| 4.3.1 案例一演算 | 72 |
| 4.3.2 案例二演算 | 74 |
| 4.4 討論 | 76 |
| 第五章 建築物補強後承受多次地震之耐震診斷 | |
| 5.1 受害建築物耐震能力降低係數 η | 77 |
| 5.2 受害建築物之永久變形 | 77 |
| 5.3 結構物承受多次地震後耐震能力的計算方法 | 78 |
| 5.4 承受多次地震之結構體耐震診斷 | 79 |
| 5.4.1 案例一—RC 牆補強後承受多次地震 | 79 |
| 5.4.2 案例二—鋼骨斜撐補強後承受多次地震 | 81 |
| 5.5 討論 | 83 |
| 第六章 921 地震災區街屋補強之耐震效果檢討 | |
| 6.1 前言 | 85 |
| 6.2 評估方法 | 86 |
| 6.3 增設 H 型鋼柱或鋼構架之補強效果檢討 | 86 |
| 6.4 柱包覆鋼板工法檢討 | 88 |
| 6.5 擴大柱斷面工法檢討 | 88 |
| 6.6 案例計算 | 89 |
| 6.7 小結 | 106 |
| 第七章 結論與建議 | |
| 7.1 結論 | 107 |
| 7.2 建議 | 110 |

| | |
|-----------|-----|
| 參考文獻..... | 111 |
| 圖..... | 113 |
| 照片..... | 167 |
| 附錄..... | 176 |

表目錄

| | |
|---|----|
| 表 2-1 使用本文鋼骨斜撐公式實例演算結果..... | 28 |
| 表 3-1 本文選用案例..... | 32 |
| 表 3-2 Vision 2000 委員會功能設計草案..... | 34 |
| 表 3-3 洪李陵教授建議 921 地震前後台灣各主要都市設計地表 加速度..... | 35 |
| 表 3-4 由 Vision 2000 委員會之要求檢討建築物使用功能..... | 36 |
| 表 3-5a 本文強震區補強標準（以台南市為例）..... | 37 |
| 表 3-5b 本文中震區補強標準（以台北市為例）..... | 37 |
| 表 3-6 各層補強措施..... | 42 |
| 表 3-7 各層樓補強後之層間變位角耐震診斷..... | 42 |
| 表 3-8 各層補強措施..... | 43 |
| 表 3-9 各層樓補強後之層間變位角耐震診斷..... | 44 |
| 表 3-10 各層補強措施..... | 45 |
| 表 3-11 各層樓補強後之層間變位角耐震診斷..... | 46 |
| 表 3-12 各層補強措施..... | 47 |
| 表 3-13 各層樓補強後之層間變位角耐震診斷..... | 48 |
| 表 3-14 各層補強措施..... | 49 |
| 表 3-15 各層樓補強後之層間變位角耐震診斷..... | 50 |
| 表 3-16 各層補強措施..... | 51 |
| 表 3-17 各層樓補強後之層間變位角耐震診斷..... | 52 |
| 表 3-18 各層補強措施..... | 53 |
| 表 3-19 各層樓補強後之層間變位角耐震診斷..... | 54 |
| 表 3-20 各層補強措施..... | 55 |
| 表 3-21 各層樓補強後之層間變位角耐震診斷..... | 56 |
| 表 3-22 各層補強措施..... | 57 |
| 表 3-23 各層樓補強後之層間變位角耐震診斷..... | 58 |
| 表 3-24 各層補強措施..... | 59 |

| | |
|--------------------------------|----|
| 表 3-25 各層樓補強後之層間變位角耐震診斷..... | 60 |
| 表 3-26 各層補強措施..... | 61 |
| 表 3-27 各層樓補強後之層間變位角耐震診斷..... | 62 |
| 表 3-28 各層補強措施..... | 63 |
| 表 3-29 各層樓補強後之層間變位角耐震診斷..... | 64 |
| 表 3-30 各案例一樓震前補強的補強措施及補強量..... | 65 |
| 表 4-1 各層補強措施..... | 68 |
| 表 4-2 各層樓補強後之層間變位角耐震診斷..... | 69 |
| 表 4-3 各層補強措施..... | 70 |
| 表 4-4 各層樓補強後之層間變位角耐震診斷..... | 71 |
| 表 4-5 各層補強措施..... | 72 |
| 表 4-6 各層樓補強後之層間變位角耐震診斷..... | 73 |
| 表 4-7 各層補強措施..... | 74 |
| 表 4-8 各層樓補強後之層間變位角耐震診斷..... | 75 |
| 表 5-1 以 RC 牆補強措施..... | 79 |
| 表 5-2 建築物承受不同大小地震之層間變位角..... | 79 |
| 表 5-3 建築物承受不同大小地震之層間變位角..... | 80 |
| 表 5-4 建築物承受不同大小地震之層間變位角..... | 80 |
| 表 5-5 以鋼骨斜撐補強措施..... | 81 |
| 表 5-6 建築物承受不同大小地震之層間變位角..... | 81 |
| 表 5-7 建築物承受不同大小地震之層間變位角..... | 82 |
| 表 5-8 建築物承受不同大小地震之層間變位角..... | 82 |

圖目錄

| | |
|---|-----|
| 圖 2-1 單自由度結構模型 | 113 |
| 圖 2-2 剪力房屋變形模式 | 113 |
| 圖 2-3 將水平載重與水平位移非線性曲線轉換成等值二折線 (Q 突降前) | 114 |
| 圖 2-4 將水平載重與水平位移非線性曲線轉換成等值二折線 (Q 突降後) | 114 |
| 圖 2-5 將水平載重與水平位移非線性曲線轉換成等值二折線 (過峰值之後) | 115 |
| 圖 2-6 箍筋間距與剪力裂縫關係示意圖 | 116 |
| 圖 2-7 箍筋抗剪強度與箍筋間距示意圖 | 116 |
| 圖 2-8 X 形鋼骨斜撐 | 117 |
| 圖 2-9 鋼骨斜撐分析模型 | 117 |
| 圖 2-10 X 形鋼骨斜撐側向載重與側向位移非線性曲線實例演算 | 118 |
| 圖 3-1 一樓樓梯方向垂直騎樓之沿街店舖住宅平面圖 | 120 |
| 圖 3-2 一樓樓梯方向平行騎樓之沿街店舖住宅平面圖 | 122 |
| 圖 3-3 一樓樓梯方向垂直騎樓各案例之結構平面圖 | 124 |
| 圖 3-4 一樓樓梯方向垂直騎樓各案例之 RC 柱配筋圖 | 124 |
| 圖 3-5 一樓樓梯方向平行騎樓各案例之結構平面圖 | 125 |
| 圖 3-6 一樓樓梯方向平行騎樓各案例之 RC 柱配筋圖 | 125 |
| 圖 3-7 E 構架 RC 牆補強後結構立面圖 | 126 |
| 圖 3-8 RC 牆補強後平面圖 | 126 |
| 圖 3-9 E 構架鋼骨斜撐補強後結構立面圖 | 127 |
| 圖 3-10 鋼骨斜撐補強後平面圖 | 127 |
| 圖 3-11 現場增設 RC 牆施工圖 | 128 |
| 圖 3-12 增設鋼骨斜撐施工圖 | 129 |
| 圖 3-13 H3-007 一樓補強前各垂直構材組之 Q- Δ 曲線 | 130 |
| 圖 3-14 H3-007 一樓補強前之 Q- Δ 曲線 | 130 |

| | |
|---|-----|
| 圖 3-15 H3-007 一樓補強前之耐震診斷圖 | 130 |
| 圖 3-16 H3-007 一樓補強後各垂直構材組之 Q- Δ 曲線 | 131 |
| 圖 3-17 H3-007 一樓補強後之 Q- Δ 曲線 | 131 |
| 圖 3-18 H3-007 一樓補強後之耐震診斷圖 | 131 |
| 圖 3-19 H3-007 一樓補強耐震診斷圖(N.G) | 132 |
| 圖 3-20 H3-007 一樓補強耐震診斷圖(太過) | 132 |
| 圖 3-21 H3-007 一樓補強耐震診斷圖(OK) | 132 |
| 圖 3-22 H3-007 三樓震前補強前後耐震診斷圖 | 133 |
| 圖 3-23 H3-007 二樓震前補強前後耐震診斷圖 | 133 |
| 圖 3-24 H3-007 一樓震前補強前後耐震診斷圖 | 133 |
| 圖 3-25 H3-011 三樓震前補強前後耐震診斷圖..... | 134 |
| 圖 3-26 H3-011 二樓震前補強前後耐震診斷圖..... | 134 |
| 圖 3-27 H3-011 一樓震前補強前後耐震診斷圖..... | 134 |
| 圖 3-28 H5-011 五樓震前補強前後耐震診斷圖..... | 135 |
| 圖 3-29 H5-011 四樓震前補強前後耐震診斷圖..... | 135 |
| 圖 3-30 H5-011 三樓震前補強前後耐震診斷圖..... | 136 |
| 圖 3-31 H5-011 二樓震前補強前後耐震診斷圖..... | 136 |
| 圖 3-32 H5-011 一樓震前補強前後耐震診斷圖..... | 136 |
| 圖 3-33 V3-007 三樓震前補強前後耐震診斷圖 | 137 |
| 圖 3-34 V3-007 二樓震前補強前後耐震診斷圖 | 137 |
| 圖 3-35 V3-007 一樓震前補強前後耐震診斷圖 | 137 |
| 圖 3-36 V3-011 三樓震前補強前後耐震診斷圖..... | 138 |
| 圖 3-37 V3-011 二樓震前補強前後耐震診斷圖..... | 138 |
| 圖 3-38 V3-011 一樓震前補強前後耐震診斷圖..... | 138 |
| 圖 3-39 V5-011 五樓震前補強前後耐震診斷圖..... | 139 |
| 圖 3-40 V5-011 四樓震前補強前後耐震診斷圖..... | 139 |
| 圖 3-41 V5-011 三樓震前補強前後耐震診斷圖..... | 140 |
| 圖 3-42 V5-011 二樓震前補強前後耐震診斷圖..... | 140 |

| | |
|---|-----|
| 圖 3-43 V5-011 一樓震前補強前後耐震診斷圖..... | 140 |
| 圖 3-44 H3-007 三樓震前補強前後耐震診斷圖 (補鋼骨斜撐) ... | 141 |
| 圖 3-45 H3-007 二樓震前補強前後耐震診斷圖 (補鋼骨斜撐) ... | 141 |
| 圖 3-46 H3-007 一樓震前補強前後耐震診斷圖 (補鋼骨斜撐) ... | 141 |
| 圖 3-47 H3-011 三樓震前補強前後耐震診斷圖 (補鋼骨斜撐) ... | 142 |
| 圖 3-48 H3-011 二樓震前補強前後耐震診斷圖 (補鋼骨斜撐) ... | 142 |
| 圖 3-49 H3-011 一樓震前補強前後耐震診斷圖 (補鋼骨斜撐) ... | 142 |
| 圖 3-50 H5-011 五樓震前補強前後耐震診斷圖 (補鋼骨斜撐) ... | 143 |
| 圖 3-51 H5-011 四樓震前補強前後耐震診斷圖 (補鋼骨斜撐) ... | 143 |
| 圖 3-52 H5-011 三樓震前補強前後耐震診斷圖 (補鋼骨斜撐) ... | 144 |
| 圖 3-53 H5-011 二樓震前補強前後耐震診斷圖 (補鋼骨斜撐) ... | 144 |
| 圖 3-54 H5-011 一樓震前補強前後耐震診斷圖 (補鋼骨斜撐) ... | 144 |
| 圖 3-55 V3-007 三樓震前補強前後耐震診斷圖 (補鋼骨斜撐) ... | 145 |
| 圖 3-56 V3-007 二樓震前補強前後耐震診斷圖 (補鋼骨斜撐) ... | 145 |
| 圖 3-57 V3-007 一樓震前補強前後耐震診斷圖 (補鋼骨斜撐) ... | 145 |
| 圖 3-58 V3-011 三樓震前補強前後耐震診斷圖 (補鋼骨斜撐) ... | 146 |
| 圖 3-59 V3-011 二樓震前補強前後耐震診斷圖 (補鋼骨斜撐) ... | 146 |
| 圖 3-60 V3-011 一樓震前補強前後耐震診斷圖 (補鋼骨斜撐) ... | 146 |
| 圖 3-61 V5-011 五樓震前補強前後耐震診斷圖 (補鋼骨斜撐) ... | 147 |
| 圖 3-62 V5-011 四樓震前補強前後耐震診斷圖 (補鋼骨斜撐) ... | 147 |
| 圖 3-63 V5-011 三樓震前補強前後耐震診斷圖 (補鋼骨斜撐) ... | 148 |
| 圖 3-64 V5-011 二樓震前補強前後耐震診斷圖 (補鋼骨斜撐) ... | 148 |
| 圖 3-65 V5-011 一樓震前補強前後耐震診斷圖 (補鋼骨斜撐) ... | 148 |
| 圖 4-1 震害修復後之 Q-θ 圖 | 149 |
| 圖 4-2 震害修復後之 Q-θ 圖 | 149 |
| 圖 4-3 V3-011 三樓震後補強前後耐震診斷圖..... | 150 |
| 圖 4-4 V3-011 二樓震後補強前後耐震診斷圖..... | 150 |
| 圖 4-5 V3-011 一樓震後補強前後耐震診斷圖..... | 150 |

| | |
|---|-----|
| 圖 4-6 H5-011 五樓震後補強前後耐震診斷..... | 151 |
| 圖 4-7 H5-011 四樓震後補強前後耐震診斷圖..... | 151 |
| 圖 4-8 H5-011 三樓震後補強前後耐震診斷圖..... | 152 |
| 圖 4-9 H5-011 二樓震後補強前後耐震診斷圖..... | 152 |
| 圖 4-10 H5-011 一樓震後補強前後耐震診斷圖..... | 152 |
| 圖 4-11 V3-011 三樓震後補強前後耐震診斷圖 (補鋼骨斜撐) .. | 153 |
| 圖 4-12 V3-011 二樓震後補強前後耐震診斷圖 (補鋼骨斜撐) .. | 153 |
| 圖 4-13 V3-011 一樓震後補強前後耐震診斷圖 (補鋼骨斜撐) .. | 153 |
| 圖 4-14 H5-011 五樓震後補強前後耐震診斷圖 (補鋼骨斜撐) .. | 154 |
| 圖 4-15 H5-011 四樓震後補強前後耐震診斷圖 (補鋼骨斜撐) .. | 154 |
| 圖 4-16 H5-011 三樓震後補強前後耐震診斷圖 (補鋼骨斜撐) .. | 155 |
| 圖 4-17 H5-011 二樓震後補強前後耐震診斷圖 (補鋼骨斜撐) .. | 155 |
| 圖 4-18 H5-011 一樓震後補強前後耐震診斷圖 (補鋼骨斜撐) .. | 155 |
| 圖 5-1 殘餘耐震性能之損傷概念 | 156 |
| 圖 5-2 重複加載力與變形的關係 | 157 |
| 圖 5-3 承受多次地震結構物之理想化 Q- Δ 關係..... | 157 |
| 圖 5-4 受過 a_1 的地震之後之殘餘耐震性能..... | 158 |
| 圖 5-5 同時考慮耐震能力降低係數與永久變形之 a- Δ 曲線 | 158 |
| 圖 5-6 以 RC 牆補強後承受二次地震之殘餘耐震性能 | 159 |
| 圖 5-7 同時考慮耐震能力降低係數與永久變形之 a- θ 曲線..... | 159 |
| 圖 5-8 以鋼骨斜撐補強後承受二次地震之殘餘耐震性能 | 160 |
| 圖 5-9 同時考慮耐震能力降低係數與永久變形之 a- θ 曲線..... | 160 |
| 圖 6-1 計算例之一樓結構平面圖與柱配筋圖 | 161 |
| 圖 6-2 頂端束制較差的補強 H 型鋼骨柱..... | 162 |
| 圖 6-3 頂端束制較佳的補強 H 型鋼骨柱..... | 162 |
| 圖 6-4 門型鋼構架補強措施 | 163 |
| 圖 6-5 門型鋼構架加牛腿補強措施 | 163 |
| 圖 6-6 鋼骨柱承受 Q_p 時桿件各斷面的曲率圖與彎矩圖 | 164 |

| | |
|--|-----|
| 圖 6-7 鋼骨柱之側向力與側向位移非線性曲線 | 164 |
| 圖 6-8 不同條件下單支 H300×150×6.5×9 鋼骨柱之 Q-Δ 曲線 | 165 |
| 圖 6-9 柱包覆鋼板加牛腿擴座 | 166 |
| 圖 6-10 以鋼筋混凝土擴大柱斷面 | 166 |

照片目錄

| | | |
|---------|--------------------------------|-----|
| 照片 2-1 | 一樓柱頭、柱底撓曲破壞 | 167 |
| 照片 2-2 | 一樓柱頭撓曲破壞 | 167 |
| 照片 2-3 | 一樓整層壓潰之沿街店鋪住宅（一） | 168 |
| 照片 2-4 | 一樓整層壓潰之沿街店鋪住宅（二） | 168 |
| 照片 2-5 | 一樓整層壓潰之沿街店鋪住宅（三） | 169 |
| 照片 2-6 | 一樓整層壓潰之沿街店鋪住宅（四） | 169 |
| 照片 2-7 | 具有平行騎樓方向牆壁之沿街店鋪住宅受害輕微（一） | 170 |
| 照片 2-8 | 具有平行騎樓方向牆壁之沿街店鋪住宅受害輕微（一） | 170 |
| 照片 2-9 | 具有平行騎樓方向牆壁之沿街店鋪住宅受害輕微（一） | 171 |
| 照片 2-10 | 二方向皆有牆壁之沿街店鋪住宅，受害輕微 | 171 |
| 照片 2-11 | 玻璃鋁窗破壞情形 | 172 |
| 照片 2-12 | 磁磚掉落情形 | 172 |
| 照片 6-1 | 騎樓增設 H 型鋼骨柱 | 173 |
| 照片 6-2 | 頂端束制較佳的 H 型鋼骨柱 | 173 |
| 照片 6-3 | 騎樓增設門型鋼構架 | 174 |
| 照片 6-4 | 門型鋼構架加牛腿 | 174 |
| 照片 6-5 | 以鋼板包覆騎樓柱 | 175 |
| 照片 6-6 | 以 RC 擴大柱斷面 | 175 |

符號說明

| | |
|---------------------|---|
| a | 地表加速度係數 |
| A | 鋼骨斜撐斷面積 (mm^2) |
| A_b' | 邊界柱突出肢的總面積 (mm^2) |
| a_c | 崩塌地表加速度 (g) |
| A_{ch} | 邊界柱在 45 度破壞路徑被切過的水平箍筋剖面積 (mm^2) |
| A_g | 未發生開裂前 RC 柱或 RC 牆的斷面積 (mm^2) |
| A_g' | 邊界柱的全斷面積 (mm^2) |
| A_{gt} | 鋼筋轉換成等值混凝土支柱全斷面積 (mm^2) |
| A_h | 箍筋剖面積 (mm^2) |
| a_i | 層間位移量為 i 時所對應的地表加速度 (g) |
| A_{v1} | RC 牆與邊界柱在 45 度破壞路徑被切過的垂直牆筋與柱主筋剖面積 (mm^2) |
| A_{v2} | RC 牆與邊界柱在水平破壞路徑被切過的垂直鋼筋剖面積 (mm^2) |
| A_{wh} | RC 牆在 45 度破壞路徑被切過的水平牆筋剖面積 (mm^2) |
| B | 撓曲切線剛度的折減係數 |
| b | 柱寬 (mm) |
| C | 工址正規化反應譜係數 |
| c | 極限點割線彈性模數的修正係數 |
| C_b | 撓曲切線剛度的折減係數 |
| C_c | |
| d | 有效柱深 (mm) |
| D | 實際柱深 (mm) |
| E | 彈性模數(MPa) |
| E_c | 混凝土的彈性模數(MPa) |
| E_d | 地震時垂直構材所消耗的能量 |
| $(EI)_{\text{eff}}$ | 有效撓曲剛度 |
| E_r | 震後垂直構材所能吸收的殘餘能量 |
| E_u | 極限點割線彈性模數(MPa) |
| F | 地震力折減係數 |
| F_i | 水平位移量為 i 時之地震力折減係數 |
| F_u | 極限點之地震力折減係數 |
| f_b' | 紅磚的單軸抗壓強度(MPa) |
| f_c' | 混凝土標稱抗壓強度(MPa) |
| f_{mb} | 紅磚與砂漿介面的抗張強度(MPa) |
| f_r | 混凝土破裂模數 |
| f_t | 磚牆達極限點時的抗張強度(MPa) |
| f_{tb} | 紅磚的抗張強度(MPa) |
| f_{tm} | 砂漿的抗張(MPa)強度 |
| f_y | 鋼筋降伏強度(MPa) |
| f_{yh} | 箍筋降伏強度(MPa) |
| G | 剪力模數 |

| | |
|---------------------|--|
| $(GA)_{\text{eff}}$ | 有效剪力剛度 |
| H | 垂直構材或樓層的淨高 (mm) |
| I | 轉動慣量 (mm^4) |
| I_b' | 邊界柱突出肢對中央軸的轉動慣量 (mm^4) |
| I_g | RC 柱或牆未發生開裂前忽略鋼筋之全剖面轉動慣量 (mm^4) |
| I_{gt} | 鋼筋轉換成等值混凝土之後之斷面轉動慣量 (mm^4) |
| I_s | 結構耐震指標 |
| kl | 鋼骨有效支撐強度 (mm) |
| kl/r | 鋼骨有效細長比 |
| M_{cr} | 開裂彎矩(N-mm) |
| PGA | 地表加速度 (g) |
| Q | 水平載重(N) |
| Q_{dc} | 剪力開裂載重(N) |
| Q_e | 結構系統彈性反應地震力(N) |
| Q_{ei} | 水平位移量為 i 時之彈性反應地震力(N) |
| Q_{eu} | 極限彈性反應地震力(N) |
| Q_s | 箍筋提供的剪力強度(N) |
| Q_u | 水平極限強度(N) |
| r | 迴轉半徑 (mm) |
| S | 矩形剖面形狀因子取 1.2 |
| S_h | 箍筋間距 (mm) |
| t | 牆厚 (mm) |
| T | 建築物基本振動週期 (sec) |
| t_c | 牆邊界柱的厚度 (mm) |
| t_w | RC 牆的厚度 (mm) |
| w | RC 牆淨寬度 (mm) |
| W | 建築物總重量 (N) |
| W_{eff} | 磚牆有效寬度 (mm) |
| W_T | RC 牆總寬度，包含邊界柱 (mm) |
| y | RC 柱斷面深 RC |
| η | 耐震能力降低係數 |
| Δ | 水平位移量 (mm) |
| Δ_B | ΔQ 所造成的撓曲水平位移 (mm) |
| Δ_{Bcr} | 撓曲開裂位移 (mm) |
| Δ_{Bu} | 撓曲極限位移 (mm) |
| Δ_S | ΔQ 所造成的剪力水平位移 (mm) |
| Δ_{Scr} | 剪力開裂位移 (mm) |
| Δ_{Su} | 剪力極限位移 (mm) |
| Δ_T | 總位移 (mm) |
| Δ_{Tcr} | 總開裂位移 (mm) |
| Δ_{Tu} | 總極限位移 (mm) |
| Δ_u | 磚牆水平極限位移 (mm) |
| μ | 剪力破壞的摩擦係數， $\mu=0.48$ |

| | |
|-------------|----------------------|
| ν | 波松比 |
| ρ | 主筋配筋比 |
| ρ_s | 橫向剪力筋之體積比筋 |
| σ_x | 磚牆中央點 X 向的正向應力 (MPa) |
| σ_y | 磚牆中央點 Y 向的正向應力 (MPa) |
| τ_{xy} | 磚牆中央點所受的剪應力 (MPa) |
| θ | 層間變位角 |

摘要

低層 RC 造沿街店鋪住宅在 1999 年 921 集集大地震中毀損嚴重，其破壞模式具有一致性，大多數是建築結構系統不良所造成。本文針對災區外未受損與災區內震後受損的既有沿街店鋪住宅，提出有效的補強對策，使之能夠符合功能設計標準(performance-based design code)；並且探討以 RC 牆與鋼骨斜撐補強後的結構行為。

本文考慮災區沿街店鋪住宅的震害特徵，選用靜態推垮曲線法(static pushover method)為本文耐震診斷方法。利用此方法診斷本文自行設計的六個不同樓層、不同結構系統、具代表性的沿街店鋪住宅案例，找出有效的震前、震後補強方法與補強量。並且根據受害建築物耐震能力降低係數與永久變形，探討結構物經 RC 牆與鋼骨斜撐補強後承受多次地震的結構行為。

另外，筆者調查中部災區街屋於地震後最普遍採用的四類八種補強措施，並對各種補強措施進行分析，判斷其補強成效。

綜合本文對設計案例及災區實例之補強措施分析整理後，獲得結論如下：

1. 在沿街店鋪住宅平行騎樓方向最後面構架增設 RC 牆或鋼骨斜撐能有效提升騎樓方向的耐震能力而不妨礙使用機能。
2. 結構應在震前未受損時進行補強，不應留待震後受損才補強。
3. 鋼骨斜撐補強的效果優於 RC 牆補強的效果。
4. 本文採用的功能設計標準，關鍵控制點在 475 年回歸期大震。
5. 中部災區街屋震後最普遍採用的補強措施係在騎樓處增設鋼柱、以鋼板包覆既有騎樓柱及以 RC 擴大既有騎樓柱。這些補強措施均無法有效提昇整體結構之耐震能力。

關鍵詞：沿街店鋪住宅、街屋、功能設計、剪力房屋、靜態推垮曲線法、RC 牆、鋼骨斜撐、震前補強、震後補強

ABSTRACT

Low-rise RC street buildings in disaster area of the Taiwan Chi-Chi Earthquake were seriously damaged. The failure modes of these street buildings were very unique. The main reason for the damages is due to poor structural system. The purpose of this paper is to find out the effective strengthening strategy of existing street buildings to meet the requirements of the tentative performance-based design code.

After considering the failure characteristics of the street building in disaster area, which are weak-column and strong-beam structures, this thesis adopts static push-over method as analytical calculation. Six typical street buildings with different structural systems, seismic zones and soil conditions are under designed and then used as analysis examples.

Moreover, after surveying the most popular strengthening measures of street buildings in disaster area of the Taiwan Chi-Chi Earthquake, this thesis evaluates the effectiveness of these measures. The results show that most of the measures are ineffective.

The conclusions of this paper are:

- 1.The most effective measures to strengthen existing street buildings are to add RC shear walls or steel braces in the direction parallel to corridor.
- 2.For safety and economy, it is suggested that strengthening of street building should be done before earthquake.
- 3.From structural behavior point of view, steel brace performs better than RC wall for strengthening of existing street buildings.
- 4.From tentative performance-based criteria point of view, the critical review check point is to meet the requirement of drift ratio ($<1.1\%$) under 475-year return period of earthquake.
- 5.Most strengthening measures for damaged street buildings in disaster area, aimed only at columns in the corridor, are ineffective for improving the aseismic ability.

Key words: street building, performance-based design, shear building, static push-over method, RC wall, steel brace, strengthening before earthquake, strengthening after earthquake.

第一章 緒論

1.1 研究動機與目的

1.1.1 研究動機

低層 RC 造沿街店鋪住宅，又稱為街屋，是台灣特有的建築類型，卻也是 1999 年 921 集集大地震中毀損最嚴重的建築類型之一。其破壞模式具有一致性，幾乎都在一樓店鋪部分沿著騎樓方向整層崩塌，並造成重大的傷亡。除了施工品質的問題之外，此類建築的結構系統不良，是破壞如此嚴重的主因。然而，這種結構系統嚴重缺陷的建築在台灣隨處可見，當下一次地震來臨時，住在街屋的社會大眾生命財產安全又將受到嚴重的威脅。

因此，有必要提升這些既有沿街店鋪住宅的耐震性能。但方法為何？補強是否可行？要補多少？是否可以利用其破壞模式的共同性找出最經濟有效的補強方法？而且補強後不僅能達到現有的法規要求的標準，是否可以符合未來更嚴格的功能設計的標準？補強後的結構行為又是如何？又災區受損的沿街店鋪住宅是否可以補強而不必拆除？震後災區住戶自行請營造廠施做的補強措施其成效如何？這些都是本文所要探討的課題。

1.1.2 研究目的

1. 選用適當的耐震診斷方法與具代表性的沿街店鋪住宅案例，做補強前後耐震診斷的演算示範。
2. 探討以 RC 牆與鋼骨斜撐補強後的結構行為。
3. 針對災區外未受損的沿街店鋪住宅提出有效的補強對策，使之能符合功能設計要求。
4. 針對災區內震後受損卻未崩塌的沿街店鋪住宅提出補強對策，使之能符合功能設計要求。
5. 調查 921 集集地震後中部災區街屋常見的補強措施，並判斷各補強措施的成效。

1.2 文獻回顧

1.2.1 耐震診斷方面

1. 1990 年，日本建築防災協會出版《現有鋼筋混凝土造建築物的耐震診斷基準 同解說》(*1)，以結構耐震指標 I_S ，評估既有建築物的耐震性能。此診斷法依照計算的詳細程度分為一次診斷、二次診斷與三次診斷； I_S 值愈高表示結構物的耐震性能愈佳，反之則愈差；而 I_S 與下列因素相關：構材的極限強度、破壞形式與韌性、結構系統幾何形狀、結構體經年老化等。
2. 1991 年，日本建築防災協會出版《震害建築物之受害度判定基準與修復技術指針—鋼筋混凝土造編》(*2)，其目的是根據主結構體受災後的殘餘耐震性能調查結果，迅速地判定建築物耐震等級屬於安全、需注意或危險，並決定是否需進行結構體的補修與補強。其方法是先判斷各垂直構材的損傷度及整體沈陷與傾斜程度，再計算整棟建築物的震害程度。
3. 1996 年，Applied Technology Council 出版 Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings，即 ATC-40 (*3) 提出藉由需求曲線圖 (Demand Diagram) 與建築物容量曲線圖 (Capacity Diagram)，求得崩塌時的需求點 (Demand Point)，以判定建築物的韌性容量是否足夠。需求曲線由設計反應譜與阻尼比求得，建築物容量曲線則由非線性推垮曲線法求得，此兩曲線若交會，表示建築物在該加速度時不會崩塌。若無交點表示會崩塌。
4. 1998 年，張嘉祥教授 (*4) 提出單位柱載重與平行地震力方向壁量比與破壞狀況關係圖，建議嘉義與南投地區單位柱載重小於 13.7 mPa 與平行地震力方向壁量比大於 0.25% 時，才能在梅山鄉與南投縣工址抵抗像瑞里地震那麼大的地震力。
5. 1998 年，許茂雄教授 (*5) 之耐震診斷法為非線性增量震譜分析法，其基本概念是利用某地區的工址加速度反應譜，逐次施加地表加速度一增量，使其作用在建築結構上，地表加速度逐漸累加，直至結構物因變位過大超過法規要求或結構物不穩定而崩塌；而為了模擬構材因開裂或屈服而造成的非線性反應，在每一增量分析結束時，必須評估構材的受力與破壞狀況，並且做相對應的剛度修正，再進行下一階段的增量分析。
6. 1999 年，蔡益超教授 (*6) 提出鋼筋混凝土造建築物耐震能力評估法，此方法分為初步評估與詳細評估兩種：初步評估包括耐震能

力初步評估表與簡單計算耐震能力評估法，供快速篩選之用；詳細評估是根據建築物實際構材尺寸與配筋，計算其強度與韌性，並配合建築物彈性地震分析，計算建築物各樓層上半層與下半層之崩塌地表加速度。

7. 2000 年，郭心怡 (*7) 針對基本振動週期 0.7 秒以下低層鋼筋混凝土建築物，假設建築物支柱為剪力房屋的變形模式，提出三種不同層次耐震診斷法：1. 一次診斷法為壁量比與柱量比的計算。2. 二次診斷法提出實用耐震診斷公式。3. 三次診斷法為靜態推垮曲線法，根據垂直構材實際尺寸與配筋可推算得建築物診斷樓層的層剪力與水平位移之非線性曲線，再計算工址正規化水平加速度反應譜係數 C ，依等能量原則計算結構系統地震力折減係數 F_u 與建築物總重量 W 後，可求得建築物該樓層崩塌地表加速度。

1.2.2 功能設計方面

1. 1995 年，SEAOC Vision 2000 Committee (*8)，為保障建築物使用者之生命安全，建議以功能目標來規範建築物之耐震性能，此為耐震設計重要改革，不只注重強度設計，亦將施工品質和使用維修包括在內。
2. 1999 年，吳清楓 (*9) 從外牆壁磚的耐震試驗、理論分析及檢討美日兩國功能設計草案三方面著手，擬定出適合台灣的功能設計標準。
3. 2000 年，陳建發 (*10) 透過石膏板輕隔間牆之耐震試驗及震害調查來瞭解其破壞現象以及與層間變位角之對應關係。
4. 2001 年，吳宗憲 (*11) 由過去逃生門與固定鋁窗玻璃之震害，規劃試體並探討建築物從門窗震害來考慮功能設計時，結構變形所應控制的標準，以做為建築物規劃設計上之參考。

1.2.3 耐震補強與耐震行為方面

1. 1996 年，劉文欽 (*12) 將受中度或重度破壞之構架，進行純環氧樹脂注射、支柱敲除重塑、增設鋼骨斜撐以及增設牆等補強工作，而後再加以試驗，以求得各種補強法的破壞行為以及其效果。並以非線性增量剛度法進行分析，與試驗值比較，以求得補強後剛度及極限彎矩的折減係數。
2. 1996 年，康繼仁 (*13) 針對已遭受破壞的鋼筋混凝土構架，進行各式包覆補強工法的修補後，再做試驗，以比較各種工法之補強效

益。同時預測出所能增加的強度與剛度。

3. 1997 年，許茂雄等 (*14)，針對過去震害之經驗，提出校舍新建時於於規畫設計過程中應考量之事項；並將台灣地區之學校依不同結構系統、不同地盤分成八類，進行動態耐震診斷分析與補強，以作為日後耐震設計上之參考。
4. 1999 年，詹景超 (*15) 以住宅建築耐震行為檢討美國 Vision 2000 委員會之設計目標，其中對沿街店鋪住宅的結構行為及特性有較深入的探討，可供以後設計此類型建築時的結構系統規劃及設計參考。
5. 2000 年，鄧世雄 (*16) 由結構系統、施工品質、耐震規範三個角度去分析 921 集集地震沿街店鋪住宅主要的震害原因，並提出爾後新建店鋪住宅建築時的對策及建議。
6. 2000 年，蔣敬三 (*17) 蒐集角間街屋建築震害資料，透過震害之分析、診斷及結構補強探討，提出新建角間街屋系統規劃及既有角間街屋之補強，做合理之建議。

1.3 研究方法

1.3.1 耐震診斷方法

本文根據 921 集集大地震中，沿街店鋪住宅的震害模式，選用郭心怡 (*7) 所發展的靜態推垮曲線法 (Static Pushover Method) 為耐震診斷的方法；假設建築物的支柱為剪力房屋 (Shear Building) 之變形模式，即弱柱強樑的變形模式，根據垂直構材的實際尺寸、配筋與材料強度，畫出診斷樓層各單一垂直構材的水平載重與水平位移之非線性曲線 (簡稱 Q- Δ 曲線)；乘上各自的桿件數後，得到各垂直構材組的 Q- Δ 曲線；最後以位移控制，累加各垂直構材組的 Q- Δ 曲線，得到整棟建築物診斷樓層的 Q- Δ 曲線。再計算工址正規化水平加速度反應譜係數 C，依等能量原則計算結構系統地震力折減係數 F_u 與建築物總重量 W 後，可計算各水平位移點所對應的地表加速度，取其最大值為建築物診斷樓層的崩塌地表加速度。

1.3.2 找尋案例的方法

本文根據沿街店鋪住宅的結構系統、震區及地盤形式規劃出六種具代表性的案例，並參考鄧世雄 (*16) 所設計的 I 字形沿街店鋪住宅的平面、柱子尺寸與配筋，再予以調整，利用前述耐震診斷方法，不斷試誤，找出其耐震能力僅為我國現行建築技術規則 (*18) 規定

的三分之一者為補強案例。

1.3.3 補強案例的演算方法

先計算出各種補強構件(RC 牆及鋼骨斜撐)的非線性 Q- Δ 曲線，再以位移控制，疊加或置換至補強前案例的非線性 Q- Δ 曲線之中，即得結構補強後之非線性 Q- Δ 曲線，可計算得結構補強後之崩塌地表加速度。而後檢核各階段之層間變位角是否符合功能設計標準，若否，則增加補強構件尺寸或配筋重新計算，直到符合功能設計標準為止。

1.4 本文適用範圍

本文研究目標與補強措施是針對基本週期 0.7 秒以下之低層 (low-rise) 鋼筋混凝土造連棟式沿街店鋪住宅。

而中高樓層的店鋪住宅其破壞模式不一定是弱柱強樑的剪力房屋破壞模式，可能破壞在樑，也可能是傾覆力矩過大造成支柱壓碎等原因，其補強方式將不同於本文所述。

第二章 低層沿街店鋪住宅耐震診斷方法選用

本章將介紹本文所採用的耐震診斷方法。經由觀察 921 集集大地震低層 RC 沿街店鋪住宅的震害特徵，選用適合於此類建築物的診斷方法。並將說明建築物承受單次地震時其耐震能力計算流程與各種垂直構材之非線性 Q- Δ 曲線的計算方法。

2.1 921 集集大地震震害特徵

九二一集集大地震中受害的低層 RC 沿街店鋪住宅，其破壞模式主要有下列四項：

1. 強梁弱柱

主要震害特徵是支柱或壁體等垂直構材彎斷或剪斷；如照片 2-1, 2-2 所顯示，沿街店鋪住宅在一樓柱頭與柱底產生塑性鉸(plastic hinge)，屬撓曲破壞；更嚴重的甚至整層崩塌，如照片 2-3、2-4、2-5、2-6。而梁相對於柱看來，受害非常輕微。此類垂直構材破壞嚴重、水平構材受害輕微的破壞模式係因為水平構材的強度與剛度較垂直構材大很多所致，故也可稱為剪力房屋(shear building)的破壞模式。

2. 沿著騎樓方向破壞

一般沿街店鋪住宅每戶的平面都較為深長，在垂直騎樓方向有許多堅硬的隔戶牆，屬牆體結構系統，無形中提升了此一方向的耐震能力；但是在一樓平行騎樓方向，為了使店面開闊，幾乎沒有任何牆壁，只有柱子為此方向唯一的抗震結構體，屬柱梁框架結構系統，因此平行騎樓方向較垂直騎樓方向弱了許多，所以都是沿著騎樓方向破壞。觀察災區受害較輕微的沿街店鋪住宅，大多在梯間多了一道平行騎樓方向的牆壁，如照片 2-7、2-8、2-9。另外平面成 L 形之沿街店鋪住宅，如照片 2-10，在兩個方向均有隔戶牆來抗震，故受損較輕。由此可知，在平行騎樓方向假如沒有剪力牆，其抗震能力最多僅達規範要求而已，相反地若加設剪力牆，能有效提升建築物的耐震能力。

3. 軟層效應

沿街店鋪住宅一樓做為店鋪使用，為了追求店面的開闊，在平行騎樓方向幾乎沒有牆壁；二樓以上做為住家使用，在平行騎樓方向增加很多的隔間牆，形成一、二樓之間懸殊的剛度差異，加上一樓通常會有挑高，高度在 3.5 米以上，與二樓以上作為起居用途之 2.9 米的樓高，再次增加了一、二樓之間的剛度差異，造成應力集中在一樓形成軟層效應，故可發現沿街店鋪住宅多破壞在一樓，甚至崩塌。

4. 非結構體之破壞

除了結構體本身的破壞，非結構體如磁磚、天花板、門窗的破壞掉落也可能造成傷亡與逃生的阻礙，如照片 2-11、2-12，故在補強時有必要考慮非結構物之使用功能。

2.2 承受單次大地震之診斷方法

本章所述承受單次地震之耐震診斷方法，是由成大建築系郭心怡碩士論文《RC 學校建築快速診斷》(*7) 所提出的靜態推垮曲線法所發展出來的，此法原本就只考慮承受單次地震。故本節將由靜態推垮曲線法開始介紹，至於承受多次地震之診斷方法留待第五章說明。

2.2.1 靜態推垮曲線法的概念

如圖 2-1，假設有一質量為 W 的單自由度結構模型，當地表有一加速度 a_g ，此模型的彈性反應 $Q_e = aC W$ (C 為正規化反應譜係數)， Q_e 為此結構所受的剪力。當地表加速度 a_g 不斷增加，使得 Q_e 達到結構所能承受的極限彈性反應 Q_{eu} 時，此結構物將會破壞，此時的地表加速度稱為此結構的崩塌地表加速度 a_c 。

當我們欲得知一棟建築第一層垂直構材的崩塌地表加速度時，可將建築的外力與變形的關係模擬成如圖 2-2 (稱為剪力房屋，詳下節)，再根據垂直構件的實際尺寸、配筋等資料，計算出結構物所能承受的最大水平外力，稱為保有耐力 Q_u ；但一般結構物為彈塑性系統，需根據結構物的保有耐力 Q_u 、變形量或所吸收的能量才能推得此結構的極限彈性反應 Q_{eu} (Q_{eu} 與 Q_u 的比值稱為地震力折減係數 F_u)，最後再反推得崩塌地表加速度 $a_c = Q_{eu}/C W$ 。

靜態推垮曲線法對建築模型做了許多假設，故有其適用範圍的限制。基本假設如下節所述。

2.2.2 靜態推垮曲線法的基本假設

成大建築系郭心怡碩士論文《RC 學校建築快速診斷》(*7) 提出以靜態推垮曲線法來做耐震診斷，此法之基本假設為：

1. 質量堆積於樓版

系統的全部質量分別集中堆積於各層樓版處，故水平地震力只作用在各層樓版處。各堆積質量包括該樓版的上半層與下半層範圍內的結構與非結構材的總質量。就沿街店鋪住宅來說，平均以樓地板 $1.1t/m^2$ 計算之。

2. 剪力房屋

假設建築構架支柱的振動行為為剪力房屋(shear building)的理想化模型，視梁版為無窮剛，即弱柱強梁，不計支柱軸向變形，因此構

架系統作橫向振動時，每一樓層將保持水平，不產生旋轉，房屋變位的形狀為剪力變形模式。(如圖 2-2)

3. 局部破壞不會造成整體崩塌

局部垂直構材破壞時，應力可以重新分配至別的桿件，不會造成整棟建築物的崩塌，也就是說當少數的脆性垂直構材剪壞時不會造成整體建築物的崩塌。

由以上假設得知靜態推垮曲線法適用於沿街店鋪住宅建築的耐震診斷。

2.2.3 靜態推垮曲線法診斷流程

靜態推垮曲線法適用範圍為基本振動週期 0.7 秒以下低層鋼筋混凝土建築物，尤其適用於國內標準中小學建築、標準鄉鎮公所建築以及沿街店鋪住宅建築等。其耐震診斷流程如下：

1. 將診斷樓層的垂直構材分組，先依照種類分類 (RC 柱、RC 牆、磚牆及鋼骨斜撐等)，再依照斷面尺寸及配筋而分，最後依照高度再細分。
2. 計算各垂直構件組的桿件數。
3. 畫出各單支垂直構件的水平載重與水平位移之非線性 $Q-\Delta$ 曲線。(詳 2.4)
4. 將各單支垂直構件的非線性 $Q-\Delta$ 曲線，乘上各組的桿件數得到各垂直構材組的非線性 $Q-\Delta$ 曲線。
5. 以位移控制，將各垂直構材組的非線性 $Q-\Delta$ 曲線疊加，即得建築物該診斷樓層的層剪力與水平層間位移之非線性曲線。
6. 若建築物共有 n 層，診斷的樓層為第 x 層，依據逆三角形豎向分配，將診斷樓層的層剪力乘上 $n(n+1)/((n+x)(n-x+1))$ (假設每一層樓高、重量相同)，即得基層剪力(Q_i)與該樓層水平層間位移的非線性曲線。(Q_i 代表該樓層水平層間位移量為 i 時所對應之基層剪力)
7. 依等能量原則，計算該層各水平位移所相對應之地震力折減係數 F_i (詳 2.2.4)。
8. 計算建築物的總重量 W 。
9. 依照《建築物耐震設計規範與解說》(*19) 計算工址正規化水平加速度反應譜係數 C ；若要檢討特定地震事件，則可採用該事件實際之反應譜。

10. 計算該層各水平位移相對應之加速度 $a_i = Q_i F_i / CW = Q_{ei} / CW$ 。
11. 取 a 之最大值為診斷樓層之崩塌地表加速度 a_c ，此位移點所對應的層剪力 Q_i 為診斷樓層的保有耐力 Q_u 。
12. 比較各層之崩塌地表加速度，取最小值為此建築之崩塌地表加速度。

2.2.4 結構系統等值二折線與地震力折減係數 F

由 2.2.3 節的前六個步驟，已經得到建築物診斷樓層非線性 $Q-\Delta$ 曲線，如圖 2-3，要利用此非線性 $Q-\Delta$ 曲線求得結構系統每個位移點的地震力折減係數 F_i 以及彈性反應地震力 Q_{ei} ；一般將結構之彈塑性反應換算成彈性反應，依據結構型態的不同而有不同的方法；對於極短週期和長週期的建築物來說，應採用等位移法(equal-displacement criterion)，也就是利用彈塑性反應的極限位移量與彈性反應的位移量相等，求得其彈性反應。對於中短週期的建築物來說，應採用等能量法(equal-energy criterion)，也就是利用彈塑性反應所包圍的面積與彈性反應所包圍的面積相等，求其彈性反應。而本文討論低層 RC 沿街店鋪住宅，屬中短週期的結構，故採用等能量法，先將此非線性曲線簡化成包圍等面積的二折線，前為斜線段，後接水平線段；水平線段終點為所求位移點 B，縱座標為此位移所對應的 Q_B (詳 2.2.5)，此二折線所包圍的面積等於非線性曲線所包圍的面積；如圖 2-3，利用梯形 OABC 面積 = 曲線 OBC 面積，求出 OA 斜率。

等值二折線的斜線段視為完全彈性反應階段，水平線段為完全塑性階段，就基本振動週期 0.7 秒以下的低層建築物而言，彈性系統與彈塑性系統吸收的能量約略相等，因此利用等能量原則，求得彈性反應力 Q_{eB} ；如圖 2-3，利用三角形 ODE 面積 = 梯形 OABC 面積，求 Q_{eB} 。故 B 點地震力折減係數 F_B ，即為 Q_{eB} 與 Q_B 的比值。

2.2.5 尋求等值二折線時水平線段縱座標的取法

承受單次地震之診斷方法，就是不考慮以前發生過多少次地震，不考慮結構體以前損失多少能量，在一次大地震來臨時，將結構體由最原始的狀態，單方向推到崩塌為止，看看此結構物能承受多大的崩塌地表加速度。也就是在 $Q-\Delta$ 圖上，控制結構物的水平位移，由小到大算出每個位移點所對應的地表加速度，比較各地表加速度，取最大者為該結構物的崩塌地表加速度。

在非線性 $Q-\Delta$ 曲線上，當有較脆性構材（如磚牆、短柱）剪斷

或彎斷時，此位移點所對應的 Q 會突然減少，如圖 2-4 之 ABC 段；在尋求 C 點的等值二折線時，水平線段的縱座標並不取實際 $Q-\Delta$ 曲線的 Q_C ，而是取 C 點以前 $Q-\Delta$ 曲線所經歷過最大的 Q ，如圖 2-4，ABC 段之 Q 皆取 Q_A ；這是因為所考慮的是承受單次地震，要讓變位繼續增加就必須使水平剪力越過之前經歷過的最大值，故要取 $Q-\Delta$ 曲線上所經歷過最大的 Q_A 為二折線水平段的縱座標；又如圖 2-5，A 點為 Q 之極大值，計算 A 點以後各點 Q 皆為 Q_A 。

另外，本節所考慮的是一次推垮，若之前已有部分桿件破壞，這些桿件也已吸收了部分的能量，對整體結構的耐震行為已經有所貢獻，所以計算後面各點時不必將已破壞桿件的能量去除。

2.3 本文案例考慮之地震次數

本文第三章大部分的補強案例演算將不考慮結構體的歷史，假設建築物並未經歷過任何地震，也就是選用承受單次地震之診斷方法。但將會在第五章檢討結構物補強後承受多次地震的後果。

2.4 RC 柱之側向載重與側向位移非線性曲線

本節關於 RC 柱的非線性 $Q-\Delta$ 曲線計算公式及參數，主要引用張旭福碩士論文 (*20) 及郭心怡碩士論文 (*7) 建議。RC 柱受外力時為剪力房屋變形，即 RC 柱的上下兩端是為不轉動端，將 RC 柱受水平力後的水平總位移 Δ_T 視為撓曲位移 Δ_B 加上剪力位移 Δ_S 。若假設 RC 柱的淨高度為 H ，上下兩端可以側向移動不轉動，承受水平載重 Q 時，由結構學可得知上下節點

相對撓曲移 Δ_B

$$\Delta_B = \frac{Q \cdot H^3}{12(EI)_{\text{eff}}} \quad (2-1)$$

相對剪力位移 Δ_S

$$\Delta_S = \frac{SQH}{(GA)_{\text{eff}}} \quad (2-2)$$

總位移 Δ_T

$$\Delta_T = \Delta_B + \Delta_S \quad (2-3)$$

式中 $(EI)_{\text{eff}}$ ：有效撓曲剛度

$(GA)_{\text{eff}}$ ：有效剪力剛度

E ：彈性模數

I ：轉動慣量

G ：剪力模數

A ：RC 柱斷面積

Q ：水平載重

S ：矩形剖面形狀因子取 1.2。

水平外力由零逐漸增加至開裂載重 (Q_{cr})、降伏載重 (Q_y)、極限載重 (Q_u)、破壞載重 (Q_f)，RC 柱受力行為即由彈性階段、開裂階段、降伏階段至最後的破壞階段。假如能明確訂定各階段，撓曲剛度及剪力剛度，即可計算各階段的撓曲位移 Δ_B 與剪力位移 Δ_S ，累加即為總位移 Δ_T ，但柱的總位移以 $0.025H$ 為限。

各階段的外力及位移說明如下：

2.4.1 RC 柱各階段載重

1. 開裂載重 $Q_{cr} = \min(Q_{fc}, Q_{dc})$

1) 撓曲開裂載重 (Q_{fc})

$$Q_{fc} = \frac{2M_{cr}}{H} \quad (2-4)$$

$$M_{cr} = \frac{2I_g(f_r + N/A_g)}{y} \quad (2-5)$$

式中 M_{cr} : 開裂彎矩 (N-mm) ;
 H : RC 柱的淨高 (mm) ;
 N : 軸壓力 (N) ;
 A_g : RC 柱的斷面積 (mm^2) ;
 I_g : 轉動慣量, 為開裂前 RC 柱忽略主筋的轉動慣量 (mm^4) ;
 y : RC 柱斷面積 (mm) ;
 f_r : 混凝土破裂模數, $f_r = 0.623\sqrt{f_c'}$, f_c' 為標稱抗壓強度 (MPa);

2) 剪力開裂強度 (Q_{dc})

$$Q_{dc} = 0.2\sqrt[3]{f_c'}(0.75 + 1.4d/(H/2))(1 + \beta_a + \beta_d).b.d.m \quad (2-6)$$

$$\beta_a = \sqrt{100\rho - 1} \quad (2-7)$$

$$\beta_d = \sqrt[4]{1000/d} - 1 \quad (2-8)$$

$$m = 0.748\sqrt[3]{1 + \frac{N}{3.43A_g}}, m \text{ 為軸壓力修正係數} \quad (2-9)$$

式中 b : 柱寬 (mm)
 d : 有效柱深 (mm)
 ρ : 主筋配筋比
 N : 軸壓力 (N)

2. 極限載重 $Q_u = \min(Q_{fu}, Q_{su})$

定義破壞模式:

剪力破壞: $Q_{su} - Q_{fu} < -10\text{kN}$

撓剪破壞: $-10\text{kN} \leq Q_{su} - Q_{fu} \leq 10\text{kN}$

撓曲破壞: $Q_{su} - Q_{fu} > 10\text{kN}$

1) 撓曲極限載重 (Q_{fu})

按 ACI 規範計算，假設

- a. 應變為一直線，即與中立軸距離成正比。
- b. 混凝土破壞時最大應變為 0.003。
- c. 鋼筋應力應變關係假設為二折線，即降伏後不考慮應變硬化曲線。
- d. 受張力邊混凝土忽略不計。
- e. 破壞時混凝土的應力為等值矩形分佈。

藉由內力平衡求出中立軸位置，再由彎矩平衡解出極限彎矩 M_u ，求得剪力房屋變形 RC 柱撓曲彎斷時之水平力：

$$Q_{fu} = \frac{2M_u}{H} \quad (2-10)$$

2). 剪力極限載重 (Q_{su})

$$Q_{su} = Q_{dc} + Q_s \quad (2-11)$$

$$Q_s = \frac{A_h \cdot f_{yh} \cdot d}{S_h} \quad (2-12)$$

箍筋間距 S_h 若超過有效柱深 d ，斜向裂縫可能會從箍筋中間穿過，此時箍筋毫無抗剪能力可言。如圖 2-6。

$S_h < d$ 時 $Q_s = A_h \cdot f_{yh} \cdot d / S_h$ ； $S_h \geq d$ 時 $Q_s = 0$ ，變化又太大。 Q_s 與 S_h 的關係圖如圖 2-7，郭心怡論文(*7)取 a 曲線，曲線 b 又過於保守，故本文修正為曲線 c，亦即 $S_h \geq d$ 時，讓 Q_s 慢慢沿著曲線 c 變小至 $S_h \geq 1.5d$ 後 Q_s 就變成零。

若 $S_h < d$

$$Q_s = \frac{A_h \cdot f_{yh} \cdot d}{S_h} \quad (2-13)$$

若 $1.5d > S_h \geq d$

$$Q_s = \frac{3 \cdot A_h \cdot f_{yh} \cdot d}{S_h} - 2 \cdot A_h \cdot f_{yh} \quad (2-14)$$

若 $S_h \geq 1.5d$

$$Q_s = 0 \quad (2-15)$$

式中 Q_{dc} ：剪力開裂載重 (N)，按 (2-6) 式計算

Q_s : 箍筋提供的剪力強度 (N)
 A_h : 箍筋剖面積 (mm²)
 S_h : 箍筋間距 (mm)
 f_{yh} : 箍筋降伏強度 (MPa)
 d : 有效柱深 (mm)

3.降伏載重 (Q_y)

$$Q_y = 0.85 \min(Q_{fu}, Q_{su}) \quad (2-16)$$

4.破壞載重 (Q_f)

$$Q_f = (Q_{cr} + Q_y) / 2 \quad (2-17)$$

2.4.2 RC 柱各階段剛度與位移

1.撓曲剛度與撓曲位移

$$\Delta_B = \frac{\Delta Q \cdot H^3}{12(C_b E_c I_{gt})} \quad (2-18)$$

式中 Δ_B : ΔQ 所造成的撓曲水平位移 (mm)

E_c : 混凝土的彈性模數以 $4696\sqrt{f_c'}$ 計算 (MPa)

I_{gt} : 鋼筋等值轉換後的混凝土斷面轉動慣量 (mm⁴)

C_b : 撓曲切線剛度的折減係數

1) $0 \sim Q_{cr}$ 階段

$$C_b = 0.78 \quad (2-19)$$

2) $Q_{cr} \sim Q_y$ 階段

$$C_b = 0.00681 \times f_c' \times \sqrt{1 + \frac{N}{3.43A_g}}, \quad 0.15 \leq C_b \leq 0.78 \quad (2-20)$$

3) $Q_y \sim Q_u$ 階段

$$C_b = 0.0006941 \times \frac{N}{f_c' \times \rho_s \times A_g}, \quad 0.03 \leq C_b \leq 0.15 \quad (2-21)$$

$$\rho_s = \frac{2A_h(b - 2t + d - t)}{(b - 2t)(d - t)S_h} \quad (2-22)$$

4) $Q_u \sim Q_f$ 階段

撓曲破壞, $C_b = -0.0026$

撓剪破壞, $C_b = -0.0300$

剪力破壞, $C_b = -0.1300$

式中 N : 軸壓力 (N)

A_g ：RC 柱不計主筋的斷面積 (mm^2)

ρ_s ：橫向剪力筋之體積比

A_h ：箍筋剖面積 (mm^2)

S_h ：箍筋間距 (mm)

b ：柱寬 (mm)

d ：有效柱深 (mm)

t ：保護層厚度，算至鋼筋中心 (mm)

2. 剪力剛度與剪力位移

$$\Delta_s = \frac{1.2\Delta Q \cdot H}{C_s G A_{gt}} \quad (2-23)$$

$$G = \frac{E_c}{2(1+\nu)} \quad (2-24)$$

1) $0 \sim Q_{cr}$ 階段 ($\nu = 0.2$)

$$C_s = 0.4 \quad (2-25)$$

2) $Q_{cr} \sim Q_y$ 階段 ($\nu = 0.3$)

$$C_s = 35 \frac{N \rho_s}{f_c' A_g} \quad , \text{但 } C_s \geq 0.07 \quad (2-26)$$

3) $Q_y \sim Q_u$ 階段 ($\nu = 0.4$)

$$C_s = 4.5 \frac{N \rho_s}{f_c' A_g} \quad , \text{但 } C_s \geq 0.01 \quad (2-27)$$

4) $Q_u \sim Q_f$ 階段 ($\nu = 0.5$)

撓曲破壞， $C_s = -1/2500$

撓剪破壞， $C_s = -1/280$

剪力破壞， $C_s = -1/150$

式中 Δ_s ： ΔQ 所造成的剪力水平位移 (mm)

ν ：波松比

A_{gt} ：鋼筋轉換成等值混凝土支柱全斷面積 (mm^2)

A_g ：柱斷面積 (mm^2)

2.5 RC 牆之側向載重與側向位移非線性曲線

本文有關 RC 牆的非線性 $Q-\Delta$ 曲線計算公式及參數，主要引用賴慶鴻碩士論文 (*22) 及郭心怡碩士論文 (*7) 建議，及本文自行修正，將 RC 牆受水平力後的水平總位移 Δ_T 視為撓曲位移 Δ_B 加上剪力位移 Δ_S 。

RC 牆所受水平外力由零逐漸增加至開裂載重 (Q_{cr}) 及極限載重 (Q_u)，RC 牆受力行為即由彈性階段進入開裂階段與破壞階段。若能明確訂定各階段撓曲剛度及剪力剛度，即可計算各階段的撓曲位移 Δ_B 與剪力位移 Δ_S ，累加即為總位移 Δ_T ，但牆的總位移以 $0.025H$ 為限， H 為牆高。各階段的外力及位移說明如下：

2.5.1 RC 牆各階段的載重

本文假設牆體受水平力後其變形模式不是懸臂式也不是上下拘束不轉動的剪力房屋形式，而是介於兩者之間。換言之，牆底彎矩 M 與所受剪力 Q 之關係，懸臂式： $Q = M / H$ ；剪力房屋式： $Q = 2M / H$ ，故本文取中間值： $Q = 1.5M / H$ 。而 $\Delta_B = QH^3 / (7.5EI)$

式中 Q ：水平載重 (kN)

Δ_B ：撓曲位移 (mm)

E ：彈性模數 (MPa)

I ：轉動慣量 (mm^4)

1. 開裂載重 $Q_{cr} = \min(Q_{fc}, Q_{dc})$

1) 撓曲開裂載重 (Q_{fc})

$$Q_{fc} = \frac{1.5M_{cr}}{H} \quad (2-28)$$

$$M_{cr} = \frac{I_g(f_r + N/A_g)}{y} \quad (2-29)$$

式中 M_{cr} ：開裂彎矩 (N-mm)；

H ：RC 牆的淨高 (mm)；

N ：軸壓力 (N)；

A_g ：RC 牆的全斷面積 (mm^2)；

I_g ：牆剖面轉動慣量，為開裂前 RC 牆忽略鋼筋的轉動慣量 (mm^4)；

$$I_g = \frac{1}{12} t_c W_T^3 - \frac{1}{12} (t_c - t_w) W^3 \quad (2-30)$$

式中 y : RC 牆斷面中立軸至張力邊最外緣的距離 (mm)

f_t : 混凝土破裂模數, $f_t = 0.623\sqrt{f_c'}$, f_c' 為抗壓強度 (MPa);

W_T : RC 牆總寬度, 包含邊界柱 (mm)

W : RC 牆淨寬度 (mm)

t_w : RC 牆的厚度 (mm)

t_c : 牆邊界柱的厚度 (mm)

2) 剪力開裂強度 (Q_{dc})

由賴慶鴻 (*22) 知 RC 牆剪力開裂強度為:

$$Q_{dc} = \frac{1}{6} \sqrt{f_c'} A_g \left(1 + \frac{N}{14A_g}\right) \left\{1 - 0.1 \left[3.8 \left(\frac{H}{2W_T}\right) - 2.6\right] \left(1 + 2 \frac{A_g'}{A_g}\right)\right\} \quad (2-31)$$

式中 A_g' : 邊界柱的全斷面積 (mm^2)

f_c' 之單位為 MPa, 軸力 N 與 Q_{dc} 之單位牛頓 (N)

2. 降伏載重 $Q_{cr} = \min(Q_{fu}, Q_{su})$

1) 撓曲極限載重 (Q_{fu})

將 RC 牆視同樑按 ACI 規範計算其極限彎矩 M_u , 假設

a. 應變為一直線, 即與中立軸距離成正比。

b. 混凝土破壞時最大應變為 0.003。

c. 鋼筋應力應變曲線假設為二折線。

d. 張力邊混凝土之張應力忽略不計。

e. 破壞時混凝土的應力為等值矩形分佈。

f. 藉由內力平衡求出中立軸位置, 再由彎矩平衡解出極限彎矩 M_u , 再以計算撓曲開裂載重相似的理由求得:

$$Q_{fu} = \frac{1.5M_u}{H} \quad (2-32)$$

2) 剪力極限載重 (Q_{su})

假定含邊界柱 RC 牆的剪斷路徑為 45 度斜坡, 碰到底座樑時, 在沿樑頂水平路徑剪斷之。

$$Q_{su} = Q_{dc} + Q_s \quad (2-33)$$

$$Q_s = \frac{\mu}{1+\mu} (A_{ch} + A_{wh} + A_{v1}) f_y + \mu (A_{v2} f_y + N) \quad (2-34)$$

式中 Q_{dc} ：剪力開裂載重 (N)

Q_s ：鋼筋提供的剪力強度 (N)

μ ：剪力破壞的摩擦係數， $\mu = 0.48$

A_{ch} ：邊界柱在 45 度破壞路徑被切過的水平箍筋剖面面積 (mm^2)

A_{wh} ：RC 牆在 45 度破壞路徑被切過的水平牆筋剖面面積 (mm^2)

A_{v1} ：RC 牆與邊界柱在 45 度破壞路徑被切過的垂直牆筋與柱主筋剖面面積和 (mm^2)

A_{v2} ：RC 牆與邊界柱在水平破壞路徑被切過的垂直鋼筋剖面面積 (mm^2)

N ：軸壓力 (N)

f_y ：鋼筋降伏強度 (MPa)

2.5.2 RC 牆各階段的剛度與位移

1.0 ~ Q_{cr} 階段之位移

1) 撓曲剛度與撓曲位移

$$\Delta_B = \frac{\Delta Q \cdot H^3}{7.5(BE_C I_g)} \quad (2-35)$$

式中 Δ_B ： ΔQ 所造成的撓曲水平位移 (mm)

E_c ：混凝土的彈性模數以 $4696\sqrt{f_c'}$ 計算 (MPa)

I_g ：未發生撓曲開裂前之全剖面轉動慣量 (mm^4)

B ：撓曲切線剛度的折剪係數， $B = 0.3$

2) 剪力剛度與剪力位移

$$\Delta_s = \frac{\Delta Q \cdot H}{(GA_g)_{\text{eff}}} \quad (2-36)$$

式中考慮形狀因子後的等值 $(GA_g)_{\text{eff}}$ 取為 $\frac{GA_g}{3}$

Δ_s ： ΔQ 所造成的剪力水平位移 (mm)

G ：剪力模數， $G = \frac{E_c}{2(1+\nu)}$ ， $\nu = 0.2$

A_g ：未發生開裂前牆體之剖面面積 (mm^2)

Δ_{Bcr} ：撓曲開裂位移 (mm)

$$\begin{aligned}
\Delta_{Scr} &: \text{剪力開裂位移 (mm)} \\
\Delta_{Tcr} &: \text{總開裂位移 (mm)} \\
\Delta_{Tcr} &= \Delta_{Bcr} + \Delta_{Scr} \tag{2-37}
\end{aligned}$$

2. 本文 $Q_{cr} \sim Q_u$ 階段之位移

本節採用郭心怡碩士論文(*7)的計算公式，介紹如下：

$$Q = A_T(\ln \Delta_T) + B_T \tag{2-38}$$

$$A_T = \frac{Q_u - Q_{cr}}{\ln \Delta_{Tu} - \ln \Delta_{Tcr}} \tag{2-39}$$

$$B_T = \frac{Q_{cr} \ln \Delta_{Tu} - Q_u \ln \Delta_{Tcr}}{\ln \Delta_{Tu} - \ln \Delta_{Tcr}} \tag{2-40}$$

$$\Delta_{Bu} = 0.0038 \left(8.5 \frac{H}{W_T} - 1 \right) \left(1 - 0.72 \frac{I_b'}{I_g} \right) H \tag{2-41}$$

$$\Delta_{Su} = 0.011 \left(1 - 0.37 \frac{H}{W_T} \right) \left(1 - 0.5 \frac{A_b'}{A_g} \right) H \tag{2-42}$$

- 式中
- Δ_T : 總位移 (mm)
 - Δ_{Tu} : 總極限位移 $\Delta_{Tu} = \Delta_{Bu} + \Delta_{Su}$ (mm)
 - Δ_{Tcr} : 總開裂位移 (mm)
 - Δ_{Bu} : 撓曲極限位移 (mm)
 - I_b' : 邊界柱突出肢對中央軸的轉動慣量 (mm^4)
 - Δ_{Su} : 剪力極限位移 (mm)
 - I_a' : 邊界柱突出肢的總面積 (mm^2)

2.6 磚牆之側向載重與側向位移非線性曲線

郭心怡 (*7) 將構架內磚牆視為二維等值牆版，即將非等向性的磚牆視為一等向性面內版，經實驗及理論的方式，透過磚牆主應力與變形計算公式，以求得構架內填充磚牆的極限強度及極限點割線彈性模數，再求得構架內磚牆的水平載重與水平位移之非線性曲線。

等值牆版的分析模式，是將構架以及構架內磚牆受側力作用的行為，視為鋼筋混凝土構架、磚牆、磚牆與構架的互制作用三項的總和。分析時將含磚牆的鋼筋混凝土構架分解成鋼筋混凝土構架及構架內受圍束磚牆兩部分，亦即將磚牆強度及磚牆與構架的互制作用歸屬於受圍束磚牆的部分。理論分析時將磚牆視為一等向性面內版，利用彈性力學理論，分析磚牆中央點主應力與變形，再由實驗求得磚牆的抗張強度。當磚牆中央點的理论主應力等於磚牆的實驗抗張強度時，磚牆就會開裂破壞。但將之與實驗比較，因磚牆係複合材料，非等向性材料，須藉由修正係數 a ，兩者才會相等。最後求得構架內磚牆的水平極限強度與極限點割線彈性模數回歸公式。

另外，在計算構架內磚牆的極限強度的時候，由於考慮磚牆的剪力破壞傳遞路徑會傳遞至柱子，磚牆剪壞，柱子也跟著剪壞，故將門邊柱與磚牆視為一體，其變形主要由磚牆主導，惟在計算磚牆極限強度 Q_u 時，需加上柱子的剪力極限載重 Q_{su} 。

1. 磚牆的抗張強度

本文採用郭心怡 (*7) 的建議，砂漿平均抗張強度 $f_{tm} = 2 \text{ MPa}$ ，紅磚平均抗張強度 $f_{tb} = 2.86 \text{ MPa}$ ，紅磚與砂漿介面平均抗張強度 $f_{mb} = 0.2 \text{ MPa}$ ，紅磚平均單軸抗壓強度 $f'_b = 13 \text{ MPa}$ 。

黃國彰 (*21) 觀察曾凱瀚 (*23) 的磚墩試體中，砂漿與紅磚所佔的比例關係，以及磚牆產生裂縫時，裂縫必須經過一層砂漿橫縫，然後再垂直撥開一條紅磚與砂漿介面，再往下切斷一層紅磚；因此若以均質等向性材料理論估算磚牆產生裂縫時，砂漿的貢獻比例以體積比例計算之為 13%，紅磚與紅磚與砂漿介面兩者平均貢獻約佔 87%。所以若將磚牆視為等向性材料，磚牆能忍受極限抗張強度假定為：

$$f_t = 0.13f_{tm} + 0.87\left(\frac{f_{tb} + f_{mb}}{2}\right) \quad (2-43)$$

f_t ：磚牆達極限破壞時的抗張強度 (MPa)

f_{tm} ：砂漿的抗張強度 (MPa)

f_{tb} ：紅磚的抗張強度 (MPa)

f_{mb} ：紅磚與砂漿介面的抗張強度 (MPa)

2.有效寬度

從黃國彰 (*21) 的試體中，劉白梅 (*5) 觀察到：當磚牆的高寬比小於 1 時，在形成裂縫的過程中僅在兩受壓處產生 45° 斜向裂縫，其間則由水平介面裂縫聯繫兩角隅的斜向裂縫。因水平砂漿與紅磚介面的抗張強度不高，若略去不計，則抵抗水平外力的牆體寬僅有斜向裂縫形成的區域，因此對牆寬的認定，劉白梅 (*5) 做了修正，即 $W_{eff} = \min(H, W)$ ，其中為 H 磚牆高， W 為磚牆寬。

3.磚牆中央點主應力

由黃國彰碩士論文 (*21) 推導，求得當寬 W_{eff} 高 H 的磚牆，於對角承受水平力 Q_u 時，有效牆寬中心點 ($W_{eff}/2, H/2$) 的正向應力與剪應力為：

$$\sigma_x = \left(-\frac{5Q_u}{8Ht}\right) \quad (2-44)$$

$$\sigma_y = \left(-\frac{5HQ_u}{8W_{eff}^2 t}\right) \quad (2-45)$$

$$\tau_{xy} = \left(-\frac{5Q_u}{4W_{eff} t}\right) \quad (2-46)$$

σ_x ：磚牆中央點 X 向的正向應力 (MPa)

σ_y ：磚牆中央點 Y 向的正向應力 (MPa)

τ_{xy} ：磚牆中央點所受的剪應力 (MPa)

W_{eff} ：磚牆有效寬度 (mm)，取 $\min(H, W)$

Q_u ：磚牆水平極限強度 (N)

H ：磚牆高 (mm)

t ：磚牆厚 (mm)

磚牆中點主張應力為：

$$\sigma_{pp} = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau_{xy}^2} \quad (2-47)$$

4. 磚牆水平極限剪力

由於磚牆極限強度 (2-43) 式，是在紅磚、砂漿等材料在理想狀況下求得；(2-47) 式是等向性平版理論推導出來，故需乘上一修正係數 a 才能使這兩條公式相等，即 $\sigma_{pp} = a \cdot f_t$ ，此為 Q_u 的一元二次方程式，解 Q_u ，得

$$Q_u = \frac{4t}{15H} \left(W_{\text{eff}}^2 + H^2 + \sqrt{W_{\text{eff}}^4 + 14W_{\text{eff}}^2 H^2 + H^4} \right) \cdot a \cdot f_t \quad (2-48)$$

其中 a ，黃國彰 (*21) 認為與高寬比有關，由回歸得到：

$$\text{三邊圍束： } a = 0.0884 + 0.0313 \left(\frac{H}{W} \right) \quad (2-49)$$

$$\text{四邊圍束： } a = 0.00251 + 0.314 \left(\frac{H}{W} \right) \quad (2-50)$$

劉白梅 (*5) 對有效牆寬做了修正後，認為：

$$\text{三邊圍束： } a = 0.0884 + 0.0313 \left(\frac{H}{W_{\text{eff}}} \right) \quad (2-51)$$

$$\text{四邊圍束： } a = 0.00251 + 0.314 \left(\frac{H}{W_{\text{eff}}} \right) \quad (2-52)$$

郭心怡 (*7) 再次修正，得到：

$$\text{三邊圍束： } a = 0.1108 \left(\frac{W_{\text{eff}}}{H} \right) \quad (2-53)$$

$$\text{四邊圍束： } a = 0.2591 \left(\frac{W_{\text{eff}}}{H} \right) \quad (2-54)$$

5. 磚牆水平極限位移

由黃國彰碩士論文 (*21) 推導，求得水平極限位移為：

$$\Delta_u = \frac{Q_u}{E_u t} \left[\frac{H}{W_{\text{eff}}} \left(2.375 + \frac{2H^2}{W_{\text{eff}}^2} \right) + \frac{3W_{\text{eff}}}{H} \right] \quad (2-55)$$

式中 $E_u = 582c\sqrt{f'_b}$

Δ_u ：磚牆水平極限位移 (mm)， $\frac{\Delta_u}{H} \leq 0.01$

E_u ：極限點割線彈性模數(MPa)

c：極限點割線彈性模數的修正係數

f_b' ：紅磚的單軸抗壓強度(mPa)

其中 c，黃國彰 (*21) 認為與高寬比有關，由回歸得到：

$$\text{三邊圍束： } c = 0.161 \left(\frac{H}{W} \right)^{-0.99} \quad (2-56)$$

$$\text{四邊圍束： } c = 0.269 \left(\frac{H}{W} \right)^{-1.82} \quad (2-57)$$

劉白梅 (*5) 對有效牆寬做了修正後，認為：

$$\text{三邊圍束： } c = 0.161 \left(\frac{H}{W_{\text{eff}}} \right)^{-0.99} \quad (2-58)$$

$$\text{四邊圍束： } c = 0.269 \left(\frac{H}{W_{\text{eff}}} \right)^{-1.82} \quad (2-59)$$

郭心怡 (*7) 利用黃國彰 (*21)、林正偉 (*25) 試驗結果，重新回歸，得到：

$$\text{三邊圍束： } c = 0.2528 \frac{W_{\text{eff}}}{H} \quad (2-60)$$

$$\text{四邊圍束： } c = 0.5095 \frac{W_{\text{eff}}}{H} \quad (2-61)$$

6. 磚牆的全程水平載重與水平位移關係方程式

郭心怡 (*7) 採用黃國彰 (*21) 的方法，亦即仿照混凝土應力應變曲線的原則，由最高點資料 (Δ_u, Q_u)，訂定全程曲線方程式。假定全程水平載重 Q 為水平位移 Δ 的三次方程式，並且通過最高 (Δ_u, Q_u) 點，即

$$Q = Q_u \left[3 \frac{\Delta}{\Delta_u} - 3 \left(\frac{\Delta}{\Delta_u} \right)^2 + \left(\frac{\Delta}{\Delta_u} \right)^3 \right] \quad (2-62)$$

Q：磚牆得水平載重(N)

Q_u ：磚牆的水平極限載重(N)

Δ ：磚牆的水平位移(mm)

Δ_u ：磚牆的極限水平位移(mm)

2.7 鋼骨斜撐之側向載重與側向位移非線性曲線

2.7.1 鋼骨斜撐形式的選用

沿街店鋪住宅每戶面寬約 4.5 米，為兼顧補強後店鋪的營業機能，不宜在騎樓內外增設 RC 牆或鋼骨斜撐；若補強在梯間，扣掉走廊寬約 1 米，可供補強的空間寬度大約只剩 3 米；若補強在最後一跨，需扣掉門寬與窗寬，可供補強的空間寬度大約只剩 2.5 米，也就是說可供補強的寬度很窄；再者，沿街店鋪住宅不似學校建築般需要大面積開窗，故應選用最經濟的鋼骨斜撐形式，也就是 X 形的鋼骨斜撐，如圖 2-8。外圍四周框架與斜撐皆採用同樣尺寸的 H 型鋼，弱軸垂直於紙面的方向。

2.7.2 X 形鋼骨斜撐之分析模型

由於本文採用的靜態推垮曲線法已假設結構呈剪力房屋的變形模式，即結構物只有水平變形而無垂直方向的變形；再者，將此斜撐構架視為桁架，也就是每根桿件皆為二力桿，框架四周的水平桿與垂直桿因不會伸縮，故不受力，故此桁架可簡化成圖 2-9，只剩一支簡支的壓力斜撐與另一支簡支的張力斜撐，之間再以一無軸向變形剛體連桿（Rigid Link）連接，以確保張力桿與壓力桿能同步水平位移。因此可分別計算出壓力桿與張力桿的側向載重與側向位移非線性曲線，再以位移控制方式予以疊加，即為二支鋼骨斜撐之側向載重與側向位移非線性曲線。

2.7.3 鋼骨斜撐側向載重與側向位移非線性曲線之計算

1. 基本假設

- 1) 鋼骨之應力應變曲線為二折線，即不考慮應變硬化效應。
- 2) 構材斷面為結實斷面，故無局部挫屈。
- 3) 當壓力桿件發生挫屈，即視此桿件破壞，不再有任何支撐能力。
- 4) 焊接與植筋錨定施工良好，不會在焊接或錨定處產生局部破壞。
- 5) 當張力桿件降服時，即可任意伸長直到層間變位角達 $0.025H$ 為止， H 為層高。

2. 壓力構材之極限抗壓強度

美國 AISC 規定，沒有局部挫屈的壓力構材極限抗壓強度 F_u

$$\text{設 } C_c = \sqrt{\frac{2\pi^2 E}{f_y}}$$

1) $kL/r \leq C_c$ 者為普通柱

$$F_u = f_y \left[1 - \frac{\left(\frac{kL}{r}\right)^2}{2C_c^2} \right] \quad (2-63)$$

2) $kL/r > C_c$ 者為長柱

$$F_u = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{kL}{r}\right)^2} \quad (2-64)$$

F_u ：極限抗壓強度 (MPa)

f_y ：降服應力 (MPa)

k ：有效長度係數

L ：無支撐長度 (mm)

r ：迴轉半徑 (mm)

1. 壓力斜撐挫屈前之側向載重與側向位移非線性曲線

如圖 2-9，假設側向載重為 Q ，壓力桿件軸力為 C ，張力桿件軸力為 T ，則 $Q = C \cos\theta + T \cos\theta$ ；設側向位移量為 Δ ，因張力桿與壓力桿同步右移，故其張力桿之軸向伸長量與壓力桿之軸向縮短量皆等於 $\Delta \cos\theta$ ，所以 $C = T = \Delta \cos\theta EA/L$ （假設斷面相同），最後可得到壓力構材挫屈前之側向載重與側向位移的關係：

$$Q = 2 \frac{EA}{L} \cos^2\theta \Delta \quad (2-65)$$

2. 壓力斜撐挫屈後、張力構材降服前之側向載重與側向位移非線性曲線

壓力構材挫屈後，即軸壓應力 C/A 達極限抗壓強度 F_u 後，不再具有任何支撐能力，只剩下張力桿件，故其側向載重與側向位移的關係為：

$$Q = \frac{EA}{L} \cos^2\theta \Delta \quad (2-66)$$

3.張力斜撐降伏後之側向載重與側向位移非線性曲線

張力構材降伏後，位移持續增加，其軸張力維持定值 $T = f_y A$ ，直到層間變位角達 0.025，其側向載重與側向位移的關係為：

$$Q = f_y A \cos\theta \quad (2-67)$$

2.7.4 本文鋼骨斜撐側向載重與側向位移非線性曲線實例演算

茲取五種不同斷面尺度，整體構架尺度相同的鋼骨斜撐，高度 $H=3500\text{mm}$ ，寬度 $W=2500\text{mm}$ ， $f_y=235.2\text{MPa}$ ，其側向載重與側向位移非線性曲線如圖 2-10，計算結果如下：

表 2-1 使用本文鋼骨斜稱公式實例演算結果

| 斜撐 斷面尺寸 (mm) | 壓力桿挫屈 載重 $Q_u(\text{N})$ | Δ_u (mm) | θ_u | 張力桿降服 載重 $Q_y(\text{N})$ | Δ_y (mm) | θ_y |
|--------------------|--------------------------------|--------------------|------------|--------------------------------|--------------------|------------|
| 250×250×9×14 | 2476003 | 8.3 | 0.0024 | 1297574 | 9.3 | 0.0027 |
| 200×200×8×12 | 1651739 | 8.0 | 0.0023 | 892404 | 9.3 | 0.0027 |
| 175×175×7.5×11 | 1292665 | 7.8 | 0.0022 | 720900 | 9.3 | 0.0027 |
| 250×125×6×9 | 882156 | 7.3 | 0.0021 | 532378 | 9.3 | 0.0027 |
| 200×100×5.5×8 | 555387 | 6.4 | 0.0018 | 384748 | 9.3 | 0.0027 |

2.8 耐震診斷分析模式之探討

本文根據 921 集集地震災區內沿街店舖住宅的破壞模式，選用郭心怡 (*7) 發展的靜態推垮曲線法為耐震診斷方法，假設房屋為強梁弱柱之變形模式，即假設梁與樓版為完全剛性，支柱上下兩端為不旋轉之剪力變形模式。但實際狀況下，梁與樓版不可能為完全剛性，垂直構材上下兩端會產生些許的轉動。

因為崩塌地表加速度 $a_c=Q_e/(CW)$ ，在本文診斷方法的假設下，地震之能量將完全由垂直構材消耗，而水平構材因無變形，無法消散能量。故單就水平構材與垂直構材能量消耗的觀點來看，靜態推垮曲線法的診斷結果因層間變位角偏小， Q_e 偏低，故 a_c 會較實際狀況保守。

若單考慮垂直構材的剛度，實際結構體垂直構材的剛度必小於剪力房屋上下兩端成固定端的垂直構材的剛度。剛度降低對結構物崩塌地表加速度的影響可分為兩種情形：

1. 原本韌性較佳的結構，因受最大層間變位角的限制，剛度降低， $Q-\Delta$ 曲線稍微下降，曲線下所包圍的面積變小。診斷的建築物崩塌地表加速度稍大於實際建築物的崩塌地表加速度，故對韌性較佳的結構物來說，靜態推垮曲線法的診斷結果有可能偏不保守。

2. 原本韌性較差的結構，剛度降低後，位移量增加， $Q-\Delta$ 曲線稍往右移，有可能使得 $Q-\Delta$ 曲線下所包圍的面積變大，故診斷的建築物崩塌地表加速度小於實際建築物的崩塌地表加速度，故對韌性較差的結構物來說，靜態推垮曲線法的診斷結果是偏保守的。

又本文靜態推垮曲線法中反應譜係數 C 固定取 2.5，但實際上反應譜係數 C 會隨著結構體之破壞慢慢降低，不可能保持 2.5。若將此因素列入考慮，則靜態推垮曲線法的診斷結果又較實際狀況保守。

總結以上所述，並無法明確比較出靜態推垮曲線法之診斷結果是偏保守或偏不保守，而需要經過與振動台試驗或與實際震害案例的比對之後才能得知。郭心怡 (*7) 利用此法診斷過數個 921 災區受害學校與街屋，其結果與實際震害狀況比較後，發現此法之假設尚屬合理。若欲求得更精確之診斷結果，宜進行非線性動態診斷。

第三章 震前補強案例演算

結構物未遭受地震的破壞，但其耐震能力因為本身結構系統不良或施工品質不佳等原因而未達規範標準，希望以補強的方式使其達到標準，謂之震前補強。

本章將先介紹本文採用的沿街店鋪住宅案例與補強標準，而後介紹補強方法與各案例震前補強後之耐震效益。

3.1 案例介紹

3.1.1 台灣沿街店鋪住宅概說

由於早期台灣都市計畫土地分割的方式，造成從早期地主自建的獨棟式店鋪住宅，到現今整體開發的連棟式沿街店鋪住宅，形式都具有共同的特點，就是每戶的平面呈細長型，店面寬度大約只有 4 至 5 米，深度大約在 14 到 25 米之間。通常一樓當作店鋪，二樓以上當作住家，總樓層數以 3 層到 5 層最常見。

根據鄧世雄碩士論文《集集地震低層店鋪住宅震害原因探討》(*16)，及本文第二章之震害調查，沿街店鋪住宅最主要的缺點為結構系統不良，其缺點有：

1. 沿騎樓方向缺乏足夠的耐震壁。
2. 一樓與二樓的剛度差異造成一樓軟層效應。

故應針對以上弱點，做出有效的補強措施。

3.1.2 本文選用的案例

本文參考鄧世雄碩士論文(*16)中所設計的沿街店鋪住宅，選用其中結構系統較差的懸臂式騎樓，作為補強的案例。其中再根據一樓樓梯方向、樓層數、所在位置的震區與地盤形式，細分成六類，如下頁表 3-1 所示。雖然只有台北盆地與中等地盤兩種地質，若遇軟弱地盤，可參考台北盆地者，若遇堅實地盤，則比照中等地盤補強例。

表中 V 代表一樓樓梯的方向為垂直騎樓方向，H 代表一樓樓梯的方向為平行騎樓方向，故編號帶有 H 的案例較編號帶有 V 的案例在一樓多出一片平行騎樓方向的梯間牆。其詳細的平面與結構系統將在 3.1.3 節說明。

表 3-1 本文選用案例

| 震區 | 樓梯方向 | 樓層數 | 地盤 | 補強前崩塌 PGA (g) | 編號 |
|-----|------|-----|------|-----------------|--------|
| 強震區 | V | 3 | 台北盆地 | 0.11±10% | V3-011 |
| | | 5 | 中等地盤 | 0.11±10% | V5-011 |
| | H | 3 | 台北盆地 | 0.11±10% | H3-011 |
| | | 5 | 中等地盤 | 0.11±10% | H5-011 |
| 中震區 | V | 3 | 台北盆地 | 0.07±10% | V3-007 |
| | H | 3 | 台北盆地 | 0.07±10% | H3-007 |

按我國現行建築技術規則 (*18) 規定，台灣地區分為強震區與中震區兩個震區，475 年回歸期的地震地表加速度分別為 0.33g 與 0.23g。根據日本建築防災協會 (*1) 及《新建學校建築耐震規劃設計與既有學校建築耐震補強指針研擬》(*14) 的建議，當建築物補強前之崩塌地表加速度已達當地建築物設計規範要求的三分之一，可補強，不必拆除。故本文所採用案例的補強前崩塌地表加速度，經故意設計後，強震區為 0.11g，中震區為 0.07g。

為了找出這六個案例，本文參考鄧世雄 (*16) 所設計 I 字形沿街店鋪住宅的柱子尺寸，予以縮減（如抽換鋼筋號數、減少斷面尺寸等方式），使用靜態推垮曲線法，以試誤的方式，直到崩塌地表加速度為 0.11g 及 0.07g 為止，容許的誤差範圍為 ±10%。故案例編號 H3-011 的 011 代表建築物位於強震區，其未補強前之崩塌地表加速度約 0.11g；H3 代表一樓樓梯方向平行騎樓方向的三層樓沿街店鋪住宅。

3.1.3 案例說明

1. 一樓樓梯方向垂直騎樓的店鋪住宅 (V3-007, V3-011, V5-011)

1) 建築平面 (如圖 3-1)

建築物總平面尺度 54m×23m，沿騎樓方向各戶跨度均為 4.5m 共 12 戶，垂直騎樓方向跨度分別為 5.75m、5m、4.5m、4.5m 共四跨。最後 2 跨為增建部分，前面 3m 寬之騎樓上部則是懸臂結構。四樓以上之平面與三樓相同。

2) 建築立面

由於一樓做為店鋪使用，樓高挑高為 4m，二樓以上均為住家使用，高度略微下降為 2.9m，塔屋高度為 2.9m。

3) 結構系統

柱子：結構平面如圖 3-3，柱配筋如圖 3-4，各層配筋相同，樑都假設為 50cm 深，故柱子的淨高度一樓為 3.5m，二樓以上為 2.4m。

牆壁：隔戶牆採用 15cm 之 RC 牆。室內構架內隔間牆採用 1B 的磚牆，平行騎樓方向構架內的磚牆一樓沒有，二樓有 1 片，三樓以上每層每戶有 2 片。

樓版：樓版厚 15cm。

2. 一樓樓梯方向平行騎樓的店鋪住宅 (H3-007, H3-011, H5-011)

1) 建築平面 (如圖 3-2)

建築物總平面尺度 54m×23m，沿騎樓方向每戶跨度均為 4.5m 共 12 戶，垂直騎樓方向跨度分別為 5m、6m、4.5m、4.5m 共四跨。最後 2 跨為增建部分，前面 3m 寬之騎樓上部則是懸臂結構。四樓以上之平面與三樓相同。

2) 建築立面

由於一樓做為店鋪使用，樓高挑高為 4m，二樓以上均為住家使用，高度略微下降為 2.9m，塔屋高度為 2.9m。

3) 結構系統

柱子：結構平面如圖 3-5，柱配筋如圖 3-6，各層配筋相同，樑都假設為 50cm 深，故柱子的淨高度一樓為 3.5m，二樓以上為 2.4m。

牆壁：隔戶牆採用 15cm 之 RC 牆。室內構架內隔間牆採用 1B 的磚牆，平行騎樓方向構架內的磚牆一樓有 1 片，二樓有 1 片，三樓以上每層每戶有 3 片。

樓版：樓版厚 15cm。

3.2 補強要求標準

本文採用補強標準為功能設計要求標準，故本節將介紹功能設計的概念，而後說明本文所採用適用於台灣地區的功能設計標準。

3.2.1 美國 Vision2000 委員會功能設計草案

台灣目前的建築物耐震設計，是單純的強度與韌性設計，也就是只考慮結構物本身在遭受再現期 475 年大震的襲擊之下，能夠不倒塌就可以。但在 1994 年美國加州北嶺大地震和 1995 年阪神大地震後，發現非結構材（如門窗、磁磚等）與設備（如醫療設備、機電設備等）損壞所造成的損失甚至比結構體本身受損所造成的損失還要嚴重。有鑑於此，美國加州結構工程師協會（SEAOC）組成 Vision2000 委員會建議以使用功能目標來規範建築物之耐震性能（如表 3-2）。就是以層間變位角 θ 來界定結構物與非結構物的受害程度與使用功能，在不同大小的地震下，要求結構物的層間變位角不得超過規定值，以確保結構物與非結構物的使用功能。

但各國的構造施工方法有很大的差異，因此在訂定台灣地區建築物功能設計規範時，應針對本土之營建方式來探討各種非結構物的損壞情形。同樣的，對於台灣各地區之地震危害度，在 921 地震過後，也重新修訂。

表 3-2 Vision2000 委員會功能設計草案

| | | 無害 | 小害 | 中害 | 大害 |
|-------------------|----------|------------------|------------------|------------------|------------------|
| | | 全部機能保證 | 無礙使用 | 人命安全 | 不得崩塌 |
| | | $\theta < 0.2\%$ | $\theta < 0.5\%$ | $\theta < 1.5\%$ | $\theta < 2.5\%$ |
| 地震 再 現 期 | 小震 43 年 | ● | | | |
| | 中震 72 年 | ● | ● | | |
| | 大震 475 年 | ● | ● | ● | |
| | 烈震 970 年 | | ● | ● | ● |

圖中標註：安全緊要、重要建築、一般建築、不准設計

3.2.2 本文採用補強標準

1.設計地表加速度

由前節所述，要訂定某地區的功能設計標準，首先要訂出該地區的設計地表加速度 PGA，也就是訂出該地區小震、中震、大震及烈震的地表加速度有多大。本文參考成功大學土木系洪李陵教授於 921 集集地震之後，根據 921 地震測站記錄，重新訂定地震回歸期及地震危害度曲線，而提出台灣各主要都市設計地表加速度的修正建議（修正前後比較如表 3-3）。本文以台北市修正後設計 PGA 代表中震區之設計 PGA，強震區則以台南市為代表。

表 3-3 洪李陵教授建議 921 地震前後台灣各主要都市設計地表加速度

| 回 歸 期 | 城 市 | 台北市 | 台中市 | 台南市 | 花蓮市 |
|-------------|--------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|
| | | 22 年 | 前 後 | 0.12g 0.12g | 0.12g 0.12g |
| 72 年 | 前 後 | 0.17g 0.17g | 0.16g 0.18g | 0.20g 0.23g | 0.29g 0.37g |
| | 475 年 | 前 後 | 0.26g 0.28g | 0.26g 0.30g | 0.33g 0.41g |
| 950 年 | 前 後 | 0.30g 0.33g | 0.30g 0.36g | 0.38g 0.50g | 0.56g 0.83g |

2.建築物使用功能

成功大學建築系吳清楓 (*9)、陳建發 (*10)、及吳宗憲 (*11)，利用台灣本土的材料與施工方法，對外牆壁磚、輕隔間牆、逃生門及鋁窗做實驗，檢討建築物的使用功能，希望訂出各受害程度的層間位移角；綜合比較如表 3-4。本文採用其保守值，無害 $\theta < 0.2\%$ ，小害 $\theta < 0.5\%$ ，惟大害階段所對應之層間變位角控制於逃生門，為 0.5% ，相較之下，遠小於其他非結構物，吳宗憲 (*11) 建議，為保有逃生門之使用性，應改善逃生門構造如改良門鎖。若直接採用此值會過於保守而不可行，故本文決定採用中害 $\theta < 1.1\%$ ，大害 $\theta < 2.5\%$ 。

3.本文採用之功能設計標準

綜合以上兩點，可定出台灣地區之功能設計標準，如表 3-5，本文將採用此標準為案例補強的目標；也就是將崩塌地表加速度僅達目前建築技術規則 1/3 之案例，提升其崩塌地表加速度至修正後的設計地表加速度，並檢核各階段地震的層間位移角，使之符合建築物使用功能。

表 3-4 由 Vision2000 委員會之要求檢討建築物使用功能

| 建築物層間變位角 | | 0 | 0.2 | 0.5 | 1.5 | 2.5 (%) |
|---------------------|---------------------------------|-----------------|--------------------|-----------------------|-----------------------|------------|
| Vision2000 要求定性功能 | | 無害 | 小害 | 中害 | 大害 | 崩塌 |
| | Fully Operational | Operational | Life Safe | | Near Collapse | Collapse |
| Vision2000 所定地震超越概率 | | 50%/30yr | 50%/50yr | 10%/50yr | 5%/50yr | |
| 建築物保有使用功能情況 | 全部機能安全可以使用 | 只需小修，主要機能仍可保持使用 | 需要大維修，使用受困擾，但無人命顧慮 | | 可能造成人命威脅，但不會崩塌，無法補修再用 | 建物可能崩塌人命不保 |
| 非結構物種類 | 外牆壁磚 | 無害 | 小害 | 中害 | 大害 | 崩塌 |
| | | 0.2 | 0.8 | 1.5 (%) | | |
| | 輕隔間牆 | 無害 | 小害 | 中害 | 大害 | |
| | | 0.5 | 1.0 | 1.5 (%) | | |
| | 逃生門損壞 | 無害 | 小害 | 大害 | | |
| | | 0.4 | 0.5 | 0.7 | 1.1 (%) | |
| | 損壞情況 | 逃生門可順暢開啟 | 大鎖輕微卡住使門開啟不順 | 大鎖卡死門無法開啟 | 大鎖及門把鎖卡死，使門無法開啟 | |
| 固定鋁窗玻璃損壞 | 無害 | | 小害 | 大害 | | |
| | 1.0 | | 1.7 (%) | | | |
| 損壞情況 | ◎玻璃在此階段沒有破碎或產生任何裂縫，沒有其他明顯的破壞行為。 | | | ◎固定窗玻璃角隅磨碎，封邊膠產生脫落的情況 | ◎固定窗玻璃破碎，碎片飛散 | |

表 3-5a 本文強震區補強標準 (以台南市為例)

| | 無害 | 小害 | 中害 | 大害 |
|---------------------|------------------|------------------|------------------|------------------|
| | 全部機能保證 | 無礙使用 | 人命安全 | 不得崩塌 |
| | $\theta < 0.2\%$ | $\theta < 0.5\%$ | $\theta < 1.1\%$ | $\theta < 2.5\%$ |
| 小震 22 年 (0.15g) | ● | | | |
| 中震 72 年 (0.23g) | ● | ● | | |
| 大震 475 年 (0.41g) | ● | ● | ● | |
| 烈震 970 年 (0.50g) | | ● | ● | ● |

圖表說明：此圖表展示了台南市強震區補強標準。表格上方列出了四種損害等級及其對應的位移角標準： $\theta < 0.2\%$ (無害, 全部機能保證), $\theta < 0.5\%$ (小害, 無礙使用), $\theta < 1.1\%$ (中害, 人命安全), 和 $\theta < 2.5\%$ (大害, 不得崩塌)。表格下方列出了四種地震強度及其對應的補強標準： $0.15g$ (小震, 22年), $0.23g$ (中震, 72年), $0.41g$ (大震, 475年), 和 $0.50g$ (烈震, 970年)。圖中有一條對角線，標註了「不准設計」(位於中震72年與大震475年之間)、「一般建築」(位於大震475年與烈震970年之間)、「重要建築」(位於烈震970年與大震475年之間)以及「安全緊要」(位於大震475年與中震72年之間)。

表 3-5b 本文中震區補強標準 (以台北市為例)

| | 無害 | 小害 | 中害 | 大害 |
|---------------------|------------------|------------------|------------------|------------------|
| | 全部機能保證 | 無礙使用 | 人命安全 | 不得崩塌 |
| | $\theta < 0.2\%$ | $\theta < 0.5\%$ | $\theta < 1.1\%$ | $\theta < 2.5\%$ |
| 小震 22 年 (0.12g) | ● | | | |
| 中震 72 年 (0.17g) | ● | ● | | |
| 大震 475 年 (0.28g) | ● | ● | ● | |
| 烈震 970 年 (0.33g) | | ● | ● | ● |

圖表說明：此圖表展示了台北市中震區補強標準。表格上方列出了四種損害等級及其對應的位移角標準： $\theta < 0.2\%$ (無害, 全部機能保證), $\theta < 0.5\%$ (小害, 無礙使用), $\theta < 1.1\%$ (中害, 人命安全), 和 $\theta < 2.5\%$ (大害, 不得崩塌)。表格下方列出了四種地震強度及其對應的補強標準： $0.12g$ (小震, 22年), $0.17g$ (中震, 72年), $0.28g$ (大震, 475年), 和 $0.33g$ (烈震, 970年)。圖中有一條對角線，標註了「不准設計」(位於中震72年與大震475年之間)、「一般建築」(位於大震475年與烈震970年之間)、「重要建築」(位於烈震970年與大震475年之間)以及「安全緊要」(位於大震475年與中震72年之間)。

3.3 補強原則

1. 尋求成本最低而有效的方法

根據本文第二章所述低層 RC 沿街店鋪住宅之震害特徵以及鄧世雄 (*16) 建議，要提升此類建築物沿騎樓方向的耐震能力，在此方向增設 RC 剪力牆為最有效的方法。本文在騎樓方向除增設 RC 剪力牆之外，還將探討增設鋼骨斜撐的效果。

2. 不改變原有使用機能

沿街店鋪住宅一樓仍做店鋪使用，故希望補強後仍能維持店面的開闊；鄧世雄 (*16) 建議，可在最後面構架（如圖 3-8 及 3-10 之構架 E）增設寬約 2m 之 RC 翼牆，能有效提升耐震能力而不妨礙使用機能，而且由於沿街店鋪住宅在垂直騎樓方向有很多隔戶牆的束制，整棟結構抗扭剛度極大，整體結構不易扭轉，不會因為在最後面增設 RC 翼牆而造成太多扭轉變形。換言之，當東西方向地震時，構架 A 至構架 E 幾乎都作平移變形。

如果原本就有構架內梯間牆（如圖 3-8 及 3-10 之構架 C）那就更加理想，可將原有磚牆替換成 RC 牆，而不影響原有隔間。

3. 每戶補強方式相同

基於公平原則，每戶補強方式相同，惟邊間可補得較強，以防邊間效應。

4. 增設 RC 牆或鋼骨斜撐應連通到底

例如在三樓補有 RC 牆，則二樓及一樓的平面相同位置也要補，才能將力量有效地傳遞至基礎；且沿街店鋪住宅一樓為最弱層，故 RC 牆的尺寸、配筋或鋼骨斜撐的斷面尺寸在一樓應補得最強，二樓以上可按實際情形逐層遞減。但不可避免的，原有磚牆的上下位置會有不對齊或沒有連通的情形，本文參考日本建築防災協會《現有鋼筋混凝土造建築物的耐震診斷基準》(*1)，對於高度方向勁度不規則者，在計算建築物各層之崩塌地表加速度時，將乘以折減係數 0.9。

5. 在增設 RC 牆或鋼骨斜撐底下做基礎改良

由於沿街店鋪住宅未補強前在沿著騎樓方向的耐震能力很弱，一旦增設 RC 牆或鋼骨斜撐，大部分的地震力將由增設的 RC 牆或鋼骨斜撐承擔，而各層樓連通之 RC 牆或鋼骨斜撐又將力量傳遞至基礎，

因此有必要請大地工程師做基礎改良，本文暫不討論此部分。

3.4 施工步驟

1. 增設 RC 牆施工步驟（如圖 3-11）

- a. 四周柱梁混凝土打毛。
- b. 四周柱梁以環氧樹脂藥包植入化學錨栓與錨定筋。
- c. 綁鋼筋，四周另以 6 ϕ 螺旋箍筋及補強筋補強之。
- d. 架設牆壁模版。
- e. 澆灌一般混凝土至梁下 200mm 處，待 30 天後拆一面牆模版，再以無收縮性水泥砂漿填滿牆頂空隙。或全部以無收縮性水泥砂漿由下往上壓力擠壓，至飽滿溢出為止。

2. 增設鋼骨斜撐施工步驟（如圖 3-12）

- a. 四周柱樑混凝土表面打毛。
- b. 四周柱樑以環氧樹脂藥包植入化學錨栓。
- c. 組合鋼骨斜撐，焊接部分由工廠施工，螺栓接合部分由現場組裝，四周另以 6 ϕ 螺旋箍筋補強。
- d. 將鋼骨斜撐移入構架內並以植筋固定，為施工方便鋼骨斜撐在移入前應先將移入側外圍翼板部分切除，方便施工。
- e. 以無收縮性水泥沙漿填滿 RC 構架與鋼骨斜撐間空隙。

3.5 以 RC 牆補強之案例演算

本文將以案例一為例說明補強演算過程，其他案例將循同樣的步驟演算，不再贅述過程。

3.5.1 案例一演算

1. 案例簡介

案例編號：H3-007

建築物樓層：地上三層

建築物總高度： $h = 9.8 \text{ m}$

建築物總重量： $W = 40166 \text{ kN}$

建築物一樓樓梯方向：平行騎樓方向（如圖 3-2 之 X 向）

建築物基本振動週期： $T = 0.07h^{3/4} = 0.07(9.8)^{3/4} = 0.39 \text{ 秒}$

地盤種類：第四類地盤（台北盆地）

工址正規化水平加速度反應譜係數： $C = 2.5$

震區：中震區

2. 補強前耐震能力診斷流程

- 1) 計算各單支桿件之 $Q-\Delta$ 曲線
- 2) 將各單支桿件之 $Q-\Delta$ 曲線乘上各組的桿件數得到各垂直構材組之 $Q-\Delta$ 曲線。（如圖 3-13，為一樓各垂直構材組之 $Q-\Delta$ 曲線）
- 3) 以位移控制，將各垂直構材組的 $Q-\Delta$ 曲線疊加，即得建築物該診斷樓層的層剪力與水平層間位移之非線性曲線。（如圖 3-14，為一樓 $Q-\Delta$ 曲線）
- 4) 依等能量原則求出各位移點的等值二折線，再求出各位移點之 Q_e 與 PGA。
- 5) 再根據以上所算得的結果，畫出最後之二向耐震診斷圖。（如圖 3-15，為一樓補強前之耐震診斷圖）
- 6) 再依循以上步驟計算其他樓層。最後得補強前各樓層崩塌地表加速度 a_c ：

第三層：0.317g (如圖 3-22)

第二層：0.090g (如圖 3-23)

第一層：0.069g (如圖 3-24)

3. 補強後耐震能力診斷流程

- 1) 計算各單支桿件之 Q- Δ 曲線 (增加 RC 牆或鋼骨斜撐)
- 2) 將各單支桿件之 Q- Δ 曲線乘上各組的桿件數得到各垂直構材組之 Q- Δ 曲線。(如圖 3-16, 為一樓補強後各垂直構材組之 Q- Δ 曲線)
- 3) 以位移控制, 將各垂直構材組的 Q- Δ 曲線疊加, 即得建築物該診斷樓層的層剪力與水平層間位移之非線性曲線。(如圖 3-17, 為一樓補強後 Q- Δ 曲線)
- 4) 依等能量原則求出各位移點的等值二折線, 再求出各位移點之 Q_e 與 PGA。
- 5) 再根據以上所算得的結果, 畫出補強後之二向耐震診斷圖。(如圖 3-18, 為一樓補強後之耐震診斷圖, 可以看出各級地震來時之層間位移角, 並檢核是否超出功能設計規範。)
- 6) 若不符合要求, 則再增加補強量或嘗試其他補強措施。
- 7) 依循以上步驟計算其他樓層。

4. 補強過程

本案位於中震區, 屬一般建築, 由表 3-5 查得補強標準為: 小震 (0.12g), $\theta < 0.2\%$ 。中震 (0.17g), $\theta < 0.5\%$ 。大震 (0.28g), $\theta < 1.1\%$ 。烈震 (0.33g), $\theta < 2.5\%$ 。

先從一樓開始, 計畫將原有梯間磚牆改換成 RC 牆。

1) 第一次嘗試

增設寬 307cm, 厚 20cm, 配單層 5 號筋之 RC 牆, 結果如圖 3-19。承受小震及中震時, 層間變位角符合標準; 大震時 $\theta = 1.91\% > 1.1\%$, 且崩塌地表加速度只有 0.314g, 故補強失敗。

2) 第二次嘗試

增設寬 307cm, 厚 20cm, 配雙層 5 號筋之 RC 牆, 結果如圖 3-20。承受各級地震時, 層間變位角皆符合標準, 但超出太多。因本文以經濟為原則, 故將減少補強牆筋, 重新嘗試。

3) 第三次嘗試

增設寬 307cm, 厚 20cm, 配單層 6 號筋之 RC 牆, 結果如圖 3-21。承受各級地震時, 層間變位角均符合標準, 崩塌地表加速度 0.374g。至此第一層補強完成, 第二層補強以此類推。

5. 本案例各層最終補強方法

本案例將梯間 (Frame C) 原有 1B 磚牆改換成 RC 牆，最後面外牆 (Frame E) 不做更動。各層補強措施說明如下表：

表 3-6 各層補強措施

| | Frame C | Frame E |
|----|--|---------|
| 三樓 | RC 牆：w=307cm , t=12cm 配筋：單層#3@15cm | 不做更動 |
| 二樓 | RC 牆：w=307cm , t=15cm 配筋：單層#5@15cm | 不做更動 |
| 一樓 | RC 牆：w=307cm , t=20cm 配筋：單層#6@15cm | 不做更動 |
| 基礎 | 於新增 RC 牆下擴大為聯合基礎 並做地耐力改良至 20t/m ² 以上 | 不做更動 |

6. 補強後耐震診斷

補強後各樓層崩塌地表加速度 a_c ：

第三層：0.413g (如圖 3-22)

第二層：0.501g (如圖 3-23)

第一層：0.374g (如圖 3-24)

補強後建築物承受不同大小的地震時，各樓層層間變位角 (θ) 如下表：

表 3-7 各層樓補強後之層間變位角耐震診斷

| 中震區 補強 標準 | 小震 (0.12g) | 中震 (0.17g) | 大震 (0.28g) | 烈震 (0.33g) | 耐震診斷 圖示 |
|----------------------|----------------------------|----------------------------|----------------------------|----------------------------|------------|
| | 無害 ($\theta < 0.2\%$) | 小害 ($\theta < 0.5\%$) | 中害 ($\theta < 1.1\%$) | 大害 ($\theta < 2.5\%$) | |
| 三樓 ($\theta\%$) | 0.05 | 0.08 | 0.18 | 0.25 | 3-22 |
| 二樓 ($\theta\%$) | 0.10 | 0.18 | 0.51 | 0.78 | 3-23 |
| 一樓 ($\theta\%$) | 0.17 | 0.33 | 1.09 | 1.80 | 3-24 |

3.5.2 案例二演算

1. 案例簡介

案例編號：H3-011

建築物樓層：地上三層

建築物總高度：h = 9.8 m

建築物總重量：W = 40166 kN

建築物一樓樓梯方向：平行騎樓方向（如圖 3-2 之 X 向）

建築物基本振動週期： $T = 0.07h^{3/4} = 0.07(9.8)^{3/4} = 0.39$ 秒

地盤種類：第四類地盤（台北盆地）

工址正規化水平加速度反應譜係數：C = 2.5

震區：強震區

補強前各樓層崩塌地表加速度 a_c ：

第三層：0.413g (如圖 3-25)

第二層：0.142g (如圖 3-26)

第一層：0.106g (如圖 3-27)

2. 補強方法

本案例將梯間（Frame C）原有 1B 磚牆改換成 RC 牆，最後面外牆（Frame E）加設 RC 牆。各層補強措施詳細說明如下表：

表 3-8 各層補強措施

| | Frame C | Frame E |
|----|--|--|
| 三樓 | 不做更動 | RC 牆：w=200cm, t=15cm 配筋：單層#4@15cm |
| 二樓 | RC 牆：w=307cm, t=15cm 配筋：單層#4@15cm | RC 牆：w=200cm, t=15cm 配筋：單層#4@15cm |
| 一樓 | RC 牆：w=307cm, t=20cm 配筋：雙層#4@13cm | RC 牆：w=250cm, t=20cm 配筋：雙層#4@15cm |
| 基礎 | 於新增 RC 牆下擴大為聯合基礎並 做地耐力改良至 20t/m ² 以上 | 於新增 RC 牆下擴大為聯合基礎並做 地耐力改良至 20t/m ² 以上 |

3.補強後耐震診斷

補強後各樓層崩塌地表加速度 a_c :

第三層：0.507g (如圖 3-25)

第二層：0.573g (如圖 3-26)

第一層：0.577g (如圖 3-27)

補強後建築物承受不同大小的地震時，各樓層層間變位角 (θ) 如下表：

表 3-9 各層樓補強後之層間變位角耐震診斷

| 強震區 補強 標準 | 小震 (0.15g) | 中震 (0.23g) | 大震 (0.41g) | 烈震 (0.50g) | 耐震診斷 圖示 |
|----------------------|----------------------------|----------------------------|----------------------------|----------------------------|------------|
| | 無害 ($\theta < 0.2\%$) | 小害 ($\theta < 0.5\%$) | 中害 ($\theta < 1.1\%$) | 大害 ($\theta < 2.5\%$) | |
| 三樓 ($\theta\%$) | 0.06 | 0.10 | 0.27 | 0.39 | 3-25 |
| 二樓 ($\theta\%$) | 0.08 | 0.16 | 0.94 | 1.75 | 3-26 |
| 一樓 ($\theta\%$) | 0.10 | 0.21 | 0.90 | 1.63 | 3-27 |

3.5.3 案例三演算

1. 案例簡介

案例編號：H5-011

建築物樓層：地上五層

建築物總高度： $h = 15.6 \text{ m}$

建築物總重量： $W = 66944 \text{ kN}$

建築物一樓樓梯方向：平行騎樓方向（如圖 3-2 之 X 向）

建築物基本振動週期： $T = 0.07h^{3/4} = 0.07(15.6)^{3/4} = 0.549 \text{ 秒}$

地盤種類：第二類地盤（中等地盤）

工址正規化水平加速度反應譜係數： $C = 2.23$

震區：強震區

補強前各樓層崩塌地表加速度 a_c ：

第五層：0.557g（如圖 3-28）

第四層：0.322g（如圖 3-29）

第三層：0.250g（如圖 3-30）

第二層：0.134g（如圖 3-31）

第一層：0.102g（如圖 3-32）

2. 補強方法

本案例將梯間（Frame C）原有 1B 磚牆改換成 RC 牆，最後面外牆（Frame E）加設 RC 牆。各層補強措施詳細說明如下表：

表 3-10 各層補強措施

| | Frame C | Frame E |
|----|--|--|
| 五樓 | 不做更動 | 不做更動 |
| 四樓 | RC 牆： $w=307\text{cm}$ ， $t=15\text{cm}$ 配筋：單層#4@15cm | RC 牆： $w=250\text{cm}$ ， $t=15\text{cm}$ 配筋：單層#4@15cm |
| 三樓 | RC 牆： $w=307\text{cm}$ ， $t=15\text{cm}$ 配筋：單層#4@15cm | RC 牆： $w=250\text{cm}$ ， $t=15\text{cm}$ 配筋：單層#5@20cm |
| 二樓 | RC 牆： $w=307\text{cm}$ ， $t=15\text{cm}$ 配筋：單層#4@15cm | RC 牆： $w=250\text{cm}$ ， $t=20\text{cm}$ 配筋：單層#5@15cm |
| 一樓 | RC 牆： $w=307\text{cm}$ ， $t=20\text{cm}$ 配筋：雙層#5@15cm | RC 牆： $w=250\text{cm}$ ， $t=20\text{cm}$ 配筋：雙層#4@15cm |
| 基礎 | 於新增 RC 牆下擴大為聯合基礎並 做地耐力改良至 20t/m^2 以上 | 於新增 RC 牆下擴大為聯合基礎並做 地耐力改良至 20t/m^2 以上 |

3.補強後耐震診斷

補強後各樓層崩塌地表加速度 a_c :

第五層：0.557g (如圖 3-28)

第四層：0.544g (如圖 3-29)

第三層：0.529g (如圖 3-30)

第二層：0.609g (如圖 3-31)

第一層：0.578g (如圖 3-32)

補強後建築物承受不同大小的地震時，各樓層層間變位角 (θ) 如下表：

表 3-11 各層樓補強後之層間變位角

| 強震區 補強 標準 | 小震 (0.15g) | 中震 (0.23g) | 大震 (0.41g) | 烈震 (0.50g) | 耐震診斷 圖示 |
|----------------------|----------------------------|----------------------------|----------------------------|----------------------------|------------|
| | 無害 ($\theta < 0.2\%$) | 小害 ($\theta < 0.5\%$) | 中害 ($\theta < 1.1\%$) | 大害 ($\theta < 2.5\%$) | |
| 五樓 ($\theta\%$) | 0.06 | 0.11 | 0.24 | 0.33 | 3-28 |
| 四樓 ($\theta\%$) | 0.04 | 0.07 | 0.20 | 0.32 | 3-29 |
| 三樓 ($\theta\%$) | 0.06 | 0.11 | 0.34 | 2.04 | 3-30 |
| 二樓 ($\theta\%$) | 0.08 | 0.17 | 0.76 | 1.45 | 3-31 |
| 一樓 ($\theta\%$) | 0.12 | 0.25 | 0.95 | 1.62 | 3-32 |

3.5.4 案例四演算

1. 案例簡介

案例編號：V3-007

建築物樓層：地上三層

建築物總高度： $h = 9.8 \text{ m}$

建築物總重量： $W = 40166 \text{ kN}$

建築物一樓樓梯方向：垂直騎樓方向（如圖 3-1 之 Y 向）

建築物基本振動週期： $T = 0.07h^{3/4} = 0.07(9.8)^{3/4} = 0.39 \text{ 秒}$

地盤種類：第四類地盤（台北盆地）

工址正規化水平加速度反應譜係數： $C = 2.5$

震區：中震區

補強前各樓層崩塌地表加速度 a_c ：

第三層：0.281g (如圖 3-33)

第二層：0.123g (如圖 3-34)

第一層：0.068g (如圖 3-35)

2. 補強方法

本案例在一樓梯間原本並無平行走廊的梯間牆，在不改變原有使用機能的前提下，只在最後面外牆（Frame E）加設 RC 牆。各層補強措施詳細說明如下表：

表 3-12 各層補強措施

| | Frame C | Frame E |
|----|----------------|--|
| 三樓 | 不做更動 | RC 牆： $w=250\text{cm}$ ， $t=12\text{cm}$ 配筋：單層#3@15cm |
| 二樓 | 不做更動 | RC 牆： $w=250\text{cm}$ ， $t=15\text{cm}$ 配筋：單層#5@20cm |
| 一樓 | 不做更動 | RC 牆： $w=250\text{cm}$ ， $t=23\text{cm}$ 配筋：雙層#5@15cm |
| 基礎 | 不做更動 | 於新增 RC 牆下擴大為聯合基礎並做 地耐力改良至 20t/m^2 以上 |

3.補強後耐震診斷

補強後各樓層崩塌地表加速度 a_c :

第三層：0.400g (如圖 3-33)

第二層：0.397g (如圖 3-34)

第一層：0.380g (如圖 3-35)

補強後建築物承受不同大小的地震時，各樓層層間變位角 (θ) 如下表：

表 3-13 各層樓補強後之層間變位角

| 中震區 補強 標準 | 小震 (0.12g) | 中震 (0.17g) | 大震 (0.28g) | 烈震 (0.33g) | 耐震診斷 圖示 |
|----------------------|----------------------------|----------------------------|----------------------------|----------------------------|------------|
| | 無害 ($\theta < 0.2\%$) | 小害 ($\theta < 0.5\%$) | 中害 ($\theta < 1.1\%$) | 大害 ($\theta < 2.5\%$) | |
| 三樓 ($\theta\%$) | 0.05 | 0.08 | 0.14 | 0.28 | 3-33 |
| 二樓 ($\theta\%$) | 0.11 | 0.20 | 0.35 | 1.56 | 3-34 |
| 一樓 ($\theta\%$) | 0.19 | 0.35 | 1.05 | 1.65 | 3-35 |

3.5.5 案例五演算

1. 案例簡介

案例編號：V3-011

建築物樓層：地上三層

建築物總高度：h = 9.8 m

建築物總重量：W = 40166 kN

建築物一樓樓梯方向：垂直騎樓方向（如圖 3-1 之 Y 向）

建築物基本振動週期： $T = 0.07h^{3/4} = 0.07(9.8)^{3/4} = 0.39$ 秒

地盤種類：第四類地盤（台北盆地）

工址正規化水平加速度反應譜係數：C = 2.5

震區：強震區

補強前各樓層崩塌地表加速度 a_c ：

第三層：0.337g (如圖 3-36)

第二層：0.158g (如圖 3-37)

第一層：0.106g (如圖 3-38)

2. 補強方法

本案例在一樓梯間原本並無平行走廊的梯間牆，在不改變原有使用機能的前提下，只在最後面外牆（Frame E）加設 RC 牆。各層補強措施詳細說明如下表：

表 3-14 各層補強措施

| | Frame C | Frame E |
|----|---------|--|
| 三樓 | 不做更動 | RC 牆：w=250cm, t=15cm 配筋：單層#5@20cm |
| 二樓 | 不做更動 | RC 牆：w=250cm, t=20cm 配筋：單層#5@15cm |
| 一樓 | 不做更動 | RC 牆：w=250cm, t=24cm 配筋：雙層#6@10cm |
| 基礎 | 不做更動 | 於新增 RC 牆下擴大為聯合基礎並做地耐力改良至 20t/m ² 以上 |

3.補強後耐震診斷

補強後各樓層崩塌地表加速度 a_c :

第三層：0.536g (如圖 3-36)

第二層：0.544g (如圖 3-37)

第一層：0.584g (如圖 3-38)

補強後建築物承受不同大小的地震時，各樓層層間變位角 (θ) 如下表：

表 3-15 各層樓補強後之層間變位角

| 強震區 補強 標準 | 小震 (0.15g) | 中震 (0.23g) | 大震 (0.41g) | 烈震 (0.50g) | 耐震診斷 圖示 |
|----------------------|----------------------------|----------------------------|----------------------------|----------------------------|------------|
| | 無害 ($\theta < 0.2\%$) | 小害 ($\theta < 0.5\%$) | 中害 ($\theta < 1.1\%$) | 大害 ($\theta < 2.5\%$) | |
| 三樓 ($\theta\%$) | 0.05 | 0.09 | 0.24 | 0.35 | 3-36 |
| 二樓 ($\theta\%$) | 0.10 | 0.20 | 1.03 | 1.80 | 3-37 |
| 一樓 ($\theta\%$) | 0.17 | 0.31 | 1.02 | 1.67 | 3-38 |

3.5.6 案例六演算

1. 案例簡介

案例編號：V5-011

建築物樓層：地上五層

建築物總高度： $h = 15.6 \text{ m}$

建築物總重量： $W = 66944 \text{ kN}$

建築物一樓樓梯方向：垂直騎樓方向（如圖 3-1 之 Y 向）

建築物基本振動週期： $T = 0.07h^{3/4} = 0.07(15.6)^{3/4} = 0.549 \text{ 秒}$

地盤種類：第二類地盤（中等地盤）

工址正規化水平加速度反應譜係數： $C = 2.23$

震區：強震區

補強前各樓層崩塌地表加速度 a_c ：

第五層：0.435g（如圖 3-39）

第四層：0.255g（如圖 3-40）

第三層：0.200g（如圖 3-41）

第二層：0.136g（如圖 3-42）

第一層：0.104g（如圖 3-43）

2. 補強方法

本案例在一樓梯間原本並無平行走廊的梯間牆，在不改變原有使用機能的前提下，只在最後面外牆（Frame E）加設 RC 牆。各層補強措施詳細說明如下表：

表 3-16 各層補強措施

| | Frame C | Frame E |
|----|---------|--|
| 五樓 | 不做更動 | RC 牆： $w=250\text{cm}$ ， $t=12\text{cm}$ 配筋：單層#3@15cm |
| 四樓 | 不做更動 | RC 牆： $w=250\text{cm}$ ， $t=24\text{cm}$ 配筋：單層#5@10cm |
| 三樓 | 不做更動 | RC 牆： $w=250\text{cm}$ ， $t=24\text{cm}$ 配筋：單層#6@10cm |
| 二樓 | 不做更動 | RC 牆： $w=250\text{cm}$ ， $t=24\text{cm}$ 配筋：單層#5@10cm |
| 一樓 | 不做更動 | RC 牆： $w=250\text{cm}$ ， $t=26\text{cm}$ 配筋：雙層#7@10cm |
| 基礎 | 不做更動 | 於新增 RC 牆下擴大為聯合基礎並做地耐力改良至 20t/m^2 以上 |

3.補強後耐震診斷

補強後各樓層崩塌地表加速度 a_c :

第五層：0.549g (如圖 3-39)

第四層：0.709g (如圖 3-40)

第三層：0.666g (如圖 3-41)

第二層：0.502g (如圖 3-42)

第一層：0.565g (如圖 3-43)

補強後建築物承受不同大小的地震時，各樓層層間變位角 (θ) 如下表：

表 3-17 各層樓補強後之層間變位角

| 強震區 補強 標準 | 小震 (0.15g) | 中震 (0.23g) | 大震 (0.41g) | 烈震 (0.50g) | 耐震診斷 圖示 |
|----------------------|----------------------------|----------------------------|----------------------------|----------------------------|------------|
| | 無害 ($\theta < 0.2\%$) | 小害 ($\theta < 0.5\%$) | 中害 ($\theta < 1.1\%$) | 大害 ($\theta < 2.5\%$) | |
| 五樓 ($\theta\%$) | 0.05 | 0.08 | 0.21 | 0.31 | 3-39 |
| 四樓 ($\theta\%$) | 0.06 | 0.10 | 0.27 | 0.83 | 3-40 |
| 三樓 ($\theta\%$) | 0.08 | 0.14 | 0.39 | 1.06 | 3-41 |
| 二樓 ($\theta\%$) | 0.12 | 0.25 | 1.08 | 2.46 | 3-42 |
| 一樓 ($\theta\%$) | 0.18 | 0.34 | 1.09 | 1.79 | 3-43 |

3.6 以鋼骨斜撐補強之案例演算

3.6.1 案例一演算

1. 案例簡介

案例編號：H3-007

建築物樓層：地上三層

建築物總高度： $h = 9.8 \text{ m}$

建築物總重量： $W = 40166 \text{ kN}$

建築物一樓樓梯方向：平行騎樓方向（如圖 3-2 之 X 向）

建築物基本振動週期： $T = 0.07h^{3/4} = 0.07(9.8)^{3/4} = 0.39 \text{ 秒}$

地盤種類：第四類地盤（台北盆地）

工址正規化水平加速度反應譜係數： $C = 2.5$

震區：中震區

補強前各樓層崩塌地表加速度 a_c ：

第三層：0.317g (如圖 3-44)

第二層：0.090g (如圖 3-45)

第一層：0.069g (如圖 3-46)

2. 補強方法

本案例將梯間（Frame C）原有 1B 磚牆改換成鋼骨斜撐，最後面外牆（Frame E）不做更動。各層補強措施說明如下表：

表 3-18 各層補強措施

| | Frame C | Frame E |
|----|---|----------------|
| 三樓 | 鋼骨桁架尺度(H×W)：2400×3070 (mm) 鋼骨斷面型號：H100×100×6×8 | 不做更動 |
| 二樓 | 鋼骨桁架尺度(H×W)：2400×3070 (mm) 鋼骨斷面型號：H200×200×8×12 | 不做更動 |
| 一樓 | 鋼骨桁架尺度(H×W)：3500×3070 (mm) 鋼骨斷面型號：H300×300×10×15 | 不做更動 |
| 基礎 | 於新增 RC 牆下擴大為聯合基礎 並做地耐力改良至 20t/m^2 以上 | 不做更動 |

3.補強後耐震診斷

補強後各樓層崩塌地表加速度 a_c :

第三層：0.389g (如圖 3-44)

第二層：0.387g (如圖 3-45)

第一層：0.445g (如圖 3-46)

補強後建築物承受不同大小的地震時，各樓層層間變位角 (θ) 如下表：

表 3-19 各層樓補強後之層間變位角

| 中震區 補強 標準 | 小震 (0.12g) | 中震 (0.17g) | 大震 (0.28g) | 烈震 (0.33g) | 耐震診斷 圖示 |
|----------------------|----------------------------|----------------------------|----------------------------|----------------------------|------------|
| | 無害 ($\theta < 0.2\%$) | 小害 ($\theta < 0.5\%$) | 中害 ($\theta < 1.1\%$) | 大害 ($\theta < 2.5\%$) | |
| 三樓 ($\theta\%$) | 0.08 | 0.11 | 0.20 | 0.28 | 3-44 |
| 二樓 ($\theta\%$) | 0.08 | 0.11 | 0.18 | 0.22 | 3-45 |
| 一樓 ($\theta\%$) | 0.07 | 0.09 | 0.15 | 0.18 | 3-46 |

3.6.2 案例二演算

1. 案例簡介

案例編號：H3-011

建築物樓層：地上三層

建築物總高度： $h = 9.8 \text{ m}$

建築物總重量： $W = 40166 \text{ kN}$

建築物一樓樓梯方向：平行騎樓方向（如圖 3-2 之 X 向）

建築物基本振動週期： $T = 0.07h^{3/4} = 0.07(9.8)^{3/4} = 0.39 \text{ 秒}$

地盤種類：第四類地盤（台北盆地）

工址正規化水平加速度反應譜係數： $C = 2.5$

震區：強震區

補強前各樓層崩塌地表加速度 a_c ：

第三層：0.413g（如圖 3-47）

第二層：0.142g（如圖 3-48）

第一層：0.106g（如圖 3-49）

2. 補強方法

本案例將梯間（Frame C）原有 1B 磚牆改換成鋼骨斜撐，最後面外牆（Frame E）加設鋼骨斜撐。各層補強措施詳細說明如下表：

表 3-20 各層補強措施

| | Frame C | Frame E |
|----|--|---|
| 三樓 | 不做更動 | 鋼骨桁架尺度(H×W): 2400×2500(mm) 鋼骨斷面型號: H125×60×6×8 |
| 二樓 | 鋼骨桁架尺度(H×W): 2400×3070 (mm) 鋼骨斷面型號: H200×200×8×12 | 鋼骨桁架尺度(H×W): 2400×2500(mm) 鋼骨斷面型號: H150×150×7×10 |
| 一樓 | 鋼骨桁架尺度(H×W): 3500×3070 (mm) 鋼骨斷面型號: H250×250×9×14 | 鋼骨桁架尺度(H×W): 3500×2500(mm) 鋼骨斷面型號: H200×200×8×12 |
| 基礎 | 於新增 RC 牆下擴大為聯合基礎並做地耐力改良至 20t/m ² 以上 | 於新增 RC 牆下擴大為聯合基礎並做地耐力改良至 20t/m ² 以上 |

3.補強後耐震診斷

補強後各樓層崩塌地表加速度 a_c :

第三層：0.508g (如圖 3-47)

第二層：0.665g (如圖 3-48)

第一層：0.594g (如圖 3-49)

補強後建築物承受不同大小的地震時，各樓層層間變位角 (θ) 如下表：

表 3-21 各層樓補強後之層間變位角

| 強震區 補強 標準 | 小震 (0.15g) | 中震 (0.23g) | 大震 (0.41g) | 烈震 (0.50g) | 耐震診斷 圖示 |
|----------------------|----------------------------|----------------------------|----------------------------|----------------------------|------------|
| | 無害 ($\theta < 0.2\%$) | 小害 ($\theta < 0.5\%$) | 中害 ($\theta < 1.1\%$) | 大害 ($\theta < 2.5\%$) | |
| 三樓 ($\theta\%$) | 0.07 | 0.11 | 0.28 | 0.39 | 3-47 |
| 二樓 ($\theta\%$) | 0.06 | 0.09 | 0.16 | 0.20 | 3-48 |
| 一樓 ($\theta\%$) | 0.07 | 0.10 | 0.18 | 0.22 | 3-49 |

3.6.3 案例三演算

1. 案例簡介

案例編號：H5-011

建築物樓層：地上五層

建築物總高度：h = 15.6 m

建築物總重量：W = 66944 kN

建築物一樓樓梯方向：平行騎樓方向（如圖 3-2 之 X 向）

建築物基本振動週期：T = 0.07h^{3/4} = 0.07(15.6)^{3/4} = 0.549 秒

地盤種類：第二類地盤（中等地盤）

工址正規化水平加速度反應譜係數：C = 2.23

震區：強震區

補強前各樓層崩塌地表加速度 a_c：

第五層：0.557g (如圖 3-50)

第四層：0.322g (如圖 3-51)

第三層：0.250g (如圖 3-52)

第二層：0.134g (如圖 3-53)

第一層：0.102g (如圖 3-54)

2. 補強方法

本案例將梯間（Frame C）原有 1B 磚牆改換成鋼骨斜撐，最後面外牆（Frame E）加設鋼骨斜撐。各層補強措施詳細說明如下表：

表 3-22 各層補強措施

| | Frame C | Frame E |
|----|---|--|
| 五樓 | 不做更動 | 不做更動 |
| 四樓 | 鋼骨桁架尺度(H×W)： 2400×3070 (mm) 鋼骨斷面型號： H150×150×7×10 | 鋼骨桁架尺度(H×W)： 2400×2500(mm) 鋼骨斷面型號： H100×100×6×8 |
| 三樓 | 鋼骨桁架尺度(H×W)： 2400×3070 (mm) 鋼骨斷面型號： H175×175×11×12 | 鋼骨桁架尺度(H×W)： 2400×2500(mm) 鋼骨斷面型號： H175×175×11×12 |
| 二樓 | 鋼骨桁架尺度(H×W)： 2400×3070 (mm) 鋼骨斷面型號： H200×200×8×12 | 鋼骨桁架尺度(H×W)： 2400×2500(mm) 鋼骨斷面型號： H200×200×8×12 |
| 一樓 | 鋼骨桁架尺度(H×W)： 3500×3070 (mm) 鋼骨斷面型號： H250×250×9×14 | 鋼骨桁架尺度(H×W)： 3500×2500(mm) 鋼骨斷面型號： H250×250×9×14 |
| 基礎 | 於新增 RC 牆下擴大為聯合基礎並做 地耐力改良至 20t/m ² 以上 | 於新增 RC 牆下擴大為聯合基礎並做 地耐力改良至 20t/m ² 以上 |

3.補強後耐震診斷

補強後各樓層崩塌地表加速度 a_c :

第五層：0.557g (如圖 3-50)

第四層：0.582g (如圖 3-51)

第三層：0.599g (如圖 3-52)

第二層：0.607g (如圖 3-53)

第一層：0.592g (如圖 3-54)

補強後建築物承受不同大小的地震時，各樓層層間變位角 (θ) 如下表：

表 3-23 各層樓補強後之層間變位角

| 強震區 補強 標準 | 小震 (0.15g) | 中震 (0.23g) | 大震 (0.41g) | 烈震 (0.50g) | 耐震診斷 圖示 |
|----------------------|----------------------------|----------------------------|----------------------------|----------------------------|------------|
| | 無害 ($\theta < 0.2\%$) | 小害 ($\theta < 0.5\%$) | 中害 ($\theta < 1.1\%$) | 大害 ($\theta < 2.5\%$) | |
| 五樓 ($\theta\%$) | 0.06 | 0.11 | 0.24 | 0.33 | 3-50 |
| 四樓 ($\theta\%$) | 0.06 | 0.09 | 0.18 | 0.24 | 3-51 |
| 三樓 ($\theta\%$) | 0.05 | 0.09 | 0.16 | 0.20 | 3-52 |
| 二樓 ($\theta\%$) | 0.06 | 0.10 | 0.18 | 0.23 | 3-53 |
| 一樓 ($\theta\%$) | 0.07 | 0.10 | 0.18 | 0.23 | 3-54 |

3.6.4 案例四演算

1. 案例簡介

案例編號：V3-007

建築物樓層：地上三層

建築物總高度： $h = 9.8 \text{ m}$

建築物總重量： $W = 40166 \text{ kN}$

建築物一樓樓梯方向：垂直騎樓方向（如圖 3-1 之 Y 向）

建築物基本振動週期： $T = 0.07h^{3/4} = 0.07(9.8)^{3/4} = 0.39 \text{ 秒}$

地盤種類：第四類地盤（台北盆地）

工址正規化水平加速度反應譜係數： $C = 2.5$

震區：中震區

補強前各樓層崩塌地表加速度 a_c ：

第三層：0.281g (如圖 3-55)

第二層：0.123g (如圖 3-56)

第一層：0.068g (如圖 3-57)

2. 補強方法

本案例在一樓梯間原本並無平行走廊的梯間牆，在不改變原有使用機能的前提下，Frame C 不做更動，只在最後面外牆（Frame E）加設鋼骨斜撐。各層補強措施詳細說明如下表：

表 3-24 各層補強措施

| | Frame C | Frame E |
|----|----------------|--|
| 三樓 | 不做更動 | 鋼骨桁架尺度(H×W): 2400×2500(mm) 鋼骨斷面型號: H125×60×6×8 |
| 二樓 | 不做更動 | 鋼骨桁架尺度(H×W): 2400×2500(mm) 鋼骨斷面型號: H200×200×8×12 |
| 一樓 | 不做更動 | 鋼骨桁架尺度(H×W): 3500×2500(mm) 鋼骨斷面型號: H300×300×10×15 |
| 基礎 | 不做更動 | 於新增 RC 牆下擴大為聯合基礎並做 地耐力改良至 20t/m ² 以上 |

3.補強後耐震診斷

補強後各樓層崩塌地表加速度 a_c :

第三層：0.382g (如圖 3-55)

第二層：0.394g (如圖 3-56)

第一層：0.376g (如圖 3-57)

補強後建築物承受不同大小的地震時，各樓層層間變位角 (θ) 如下表：

表 3-25 各層樓補強後之層間變位角

| 中震區 補強 標準 | 小震 (0.12g) | 中震 (0.17g) | 大震 (0.28g) | 烈震 (0.33g) | 耐震診斷 圖示 |
|----------------------|----------------------------|----------------------------|----------------------------|----------------------------|------------|
| | 無害 ($\theta < 0.2\%$) | 小害 ($\theta < 0.5\%$) | 中害 ($\theta < 1.1\%$) | 大害 ($\theta < 2.5\%$) | |
| 三樓 ($\theta\%$) | 0.08 | 0.11 | 0.25 | 0.31 | 3-55 |
| 二樓 ($\theta\%$) | 0.07 | 0.10 | 0.16 | 0.20 | 3-56 |
| 一樓 ($\theta\%$) | 0.08 | 0.11 | 0.19 | 0.22 | 3-57 |

3.6.5 案例五演算

1. 案例簡介

案例編號：V3-011

建築物樓層：地上三層

建築物總高度： $h = 9.8 \text{ m}$

建築物總重量： $W = 40166 \text{ kN}$

建築物一樓樓梯方向：垂直騎樓方向（如圖 3-1 之 Y 向）

建築物基本振動週期： $T = 0.07h^{3/4} = 0.07(9.8)^{3/4} = 0.39 \text{ 秒}$

地盤種類：第四類地盤（台北盆地）

工址正規化水平加速度反應譜係數： $C = 2.5$

震區：強震區

補強前各樓層崩塌地表加速度 a_c ：

第三層：0.337g（如圖 3-58）

第二層：0.158g（如圖 3-59）

第一層：0.106g（如圖 3-60）

2. 補強方法

本案例在一樓梯間原本並無平行走廊的梯間牆，在不改變原有使用機能的前提下，Frame C 不做更動，只在最後面外牆（Frame E）加設鋼骨斜撐。各層補強措施詳細說明如下表：

表 3-26 各層補強措施

| | Frame C | Frame E |
|----|----------------|--|
| 三樓 | 不做更動 | 鋼骨桁架尺度(H×W)：2400×2500(mm) 鋼骨斷面型號：H200×100×5.5×8 |
| 二樓 | 不做更動 | 鋼骨桁架尺度(H×W)：2400×2500(mm) 鋼骨斷面型號：H250×250×9×14 |
| 一樓 | 不做更動 | 鋼骨桁架尺度(H×W)：3500×2500(mm) 鋼骨斷面型號：H350×350×12×19 |
| 基礎 | 不做更動 | 於新增 RC 牆下擴大為聯合基礎並做 地耐力改良至 20t/m^2 以上 |

3.補強後耐震診斷

補強後各樓層崩塌地表加速度 a_c :

第三層：0.524g (如圖 3-58)

第二層：0.561g (如圖 3-59)

第一層：0.607g (如圖 3-60)

補強後建築物承受不同大小的地震時，各樓層層間變位角 (θ) 如下表：

表 3-27 各層樓補強後之層間變位角

| 強震區 補強 標準 | 小震 (0.15g) | 中震 (0.23g) | 大震 (0.41g) | 烈震 (0.50g) | 耐震診斷 圖示 |
|----------------------|----------------------------|----------------------------|----------------------------|----------------------------|------------|
| | 無害 ($\theta < 0.2\%$) | 小害 ($\theta < 0.5\%$) | 中害 ($\theta < 1.1\%$) | 大害 ($\theta < 2.5\%$) | |
| 三樓 ($\theta\%$) | 0.07 | 0.11 | 0.24 | 0.36 | 3-58 |
| 二樓 ($\theta\%$) | 0.06 | 0.09 | 0.17 | 0.20 | 3-59 |
| 一樓 ($\theta\%$) | 0.06 | 0.10 | 0.17 | 0.21 | 3-60 |

3.6.6 案例六演算

1. 案例簡介

案例編號：V5-011

建築物樓層：地上五層

建築物總高度： $h = 15.6 \text{ m}$

建築物總重量： $W = 66944 \text{ kN}$

建築物一樓樓梯方向：垂直騎樓方向（如圖 3-1 之 Y 向）

建築物基本振動週期： $T = 0.07h^{3/4} = 0.07(15.6)^{3/4} = 0.549 \text{ 秒}$

地盤種類：第二類地盤（中等地盤）

工址正規化水平加速度反應譜係數： $C = 2.23$

震區：強震區

補強前各樓層崩塌地表加速度 a_c ：

第五層：0.435g（如圖 3-61）

第四層：0.255g（如圖 3-62）

第三層：0.200g（如圖 3-63）

第二層：0.136g（如圖 3-64）

第一層：0.104g（如圖 3-65）

2. 補強方法

本案例在一樓梯間原本並無平行走廊的梯間牆，在不改變原有使用機能的前提下，Frame C 不做更動，只在最後面外牆（Frame E）加設鋼骨斜撐。各層補強措施詳細說明如下表：

表 3-28 各層補強措施

| | Frame C | Frame E |
|----|---------|--|
| 五樓 | 不做更動 | 鋼骨桁架尺度(H×W): 2400×2500(mm) 鋼骨斷面型號: H125×60×6×8 |
| 四樓 | 不做更動 | 鋼骨桁架尺度(H×W): 2400×2500(mm) 鋼骨斷面型號: H200×200×8×12 |
| 三樓 | 不做更動 | 鋼骨桁架尺度(H×W): 2400×2500(mm) 鋼骨斷面型號: H250×250×9×14 |
| 二樓 | 不做更動 | 鋼骨桁架尺度(H×W): 2400×2500(mm) 鋼骨斷面型號: H300×300×10×15 |
| 一樓 | 不做更動 | 鋼骨桁架尺度(H×W): 3500×2500(mm) 鋼骨斷面型號: H350×350×12×19 |
| 基礎 | 不做更動 | 於新增 RC 牆下擴大為聯合基礎並做地耐力改良至 20t/m^2 以上 |

3.補強後耐震診斷

補強後各樓層崩塌地表加速度 a_c :

第五層：0.546g (如圖 3-61)

第四層：0.561g (如圖 3-62)

第三層：0.545g (如圖 3-63)

第二層：0.526g (如圖 3-64)

第一層：0.520g (如圖 3-65)

補強後建築物承受不同大小的地震時，各樓層層間變位角 (θ) 如下表：

表 3-29 各層樓補強後之層間變位角

| 強震區 補強 標準 | 小震 (0.15g) | 中震 (0.23g) | 大震 (0.41g) | 烈震 (0.50g) | 耐震診斷 圖示 |
|----------------------|----------------------------|----------------------------|----------------------------|----------------------------|------------|
| | 無害 ($\theta < 0.2\%$) | 小害 ($\theta < 0.5\%$) | 中害 ($\theta < 1.1\%$) | 大害 ($\theta < 2.5\%$) | |
| 五樓 ($\theta\%$) | 0.06 | 0.10 | 0.25 | 0.34 | 3-61 |
| 四樓 ($\theta\%$) | 0.06 | 0.09 | 0.18 | 0.23 | 3-62 |
| 三樓 ($\theta\%$) | 0.06 | 0.10 | 0.18 | 0.23 | 3-63 |
| 二樓 ($\theta\%$) | 0.06 | 0.10 | 0.18 | 0.24 | 3-64 |
| 一樓 ($\theta\%$) | 0.08 | 0.12 | 0.21 | 1.01 | 3-65 |

3.7 討論

各案例一樓的補強措施及補強量綜合如下表：

表 3-30 各案例一樓震前補強的補強措施及補強量

| | | 增設 RC 牆 | | | 增設鋼骨斜撐 | | |
|--------|---------|------------|------------|------------|-------------|-------------|-------------|
| | | 寬度 (cm) | 厚度 (cm) | 配筋 (cm) | 框架寬 (cm) | 斷面高 (cm) | 斷面寬 (cm) |
| H3-007 | Frame C | 307 | 20 | 單層 #6@15 | 307 | 30 | 30 |
| | Frame E | | | | | | |
| H3-011 | Frame C | 307 | 20 | 單層 #6@15 | 307 | 25 | 25 |
| | Frame E | 250 | 20 | 雙層 #4@15 | 250 | 20 | 20 |
| H5-011 | Frame C | 307 | 20 | 雙層 #5@15 | 307 | 25 | 25 |
| | Frame E | 250 | 20 | 雙層 #4@15 | 250 | 25 | 25 |
| V3-007 | Frame C | | | | | | |
| | Frame E | 250 | 23 | 雙層 #5@15 | 250 | 30 | 30 |
| V3-011 | Frame C | | | | | | |
| | Frame E | 250 | 24 | 雙層 #6@10 | 250 | 35 | 35 |
| V5-011 | Frame C | | | | | | |
| | Frame E | 250 | 26 | 雙層 #7@10 | 250 | 35 | 35 |

1. 一樓樓梯方向平行走廊的案例 (H) 較樓梯方向垂直走廊的案例 (V) 多出一個梯間位置 (Frame C) 可供補強，因此每面牆可補得較薄、配筋較少，鋼骨號數可較小；且地震力可由兩面牆承擔，不會集中在一處，對力的傳遞及基礎的改良是較有利的。
2. 比較相同震區、相同平面但不同總樓層數的案例的補強量 (H3-011 與 H5-011；V3-011 與 V5-011)，以鋼骨補強的案例，五層樓的補強量與三層樓的補強量相差不多；但是以 RC 牆補強的案例，補強五層樓的鋼筋量高於補強三層樓的鋼筋量。
3. 以鋼骨斜撐補強後的結構行為，在壓力斜撐挫屈前，強度與剛度都較高，在各級的地震之下，層間變位角都很小，較 RC 牆補強容易符合功能要求；但是壓力斜撐挫屈後，張力斜撐很快會跟著屈服，整體結構之變形量會增加，故建議如以鋼骨斜撐補強，儘量補到不會使壓力斜撐挫屈最為理想。
4. 相同的案例以鋼骨斜撐補強其框架厚度 (=鋼骨斷面高) 普遍大於 RC 牆補強的厚度 (鋼骨最厚 35cm，RC 牆最厚 26cm)。

第四章 震後才補強之耐震診斷

建築物震後受損，但未達建議拆除的程度，而以修復及補強的手段，使受損建築物符合規範所要求標準，稱之為震後補強。所謂修復，是震後補強的首要步驟，利用如注射環氧樹脂等方式，將裂縫黏合，儘量使結構物恢復震前的行為，不再繼續惡化。所謂補強，是在原結構增設如 RC 牆與鋼骨斜撐或將原結構柱梁包覆補強材料等方式，提升結構的耐震能力，使其達到要求標準。

本章將說明震後補強的耐震診斷計算方法與利用 RC 牆與鋼骨斜撐做震後補強的結果。

4.1 垂直構材震害修復後之行為

成大建築系劉文欽碩士論文《鋼筋混凝土構架震後之補強試驗及其效果分析—重塑支柱、增設斜撐與增設 RC 牆等工法》(*12)，將中、重度受害的柱梁構架，進行環氧樹脂注射修復，結果發現若是注射得非常細心，則強度可回復至原來的程度，但是修復後剛度則大約只能達到原來剛度的七成左右；但若有漏漿的情形發生，則強度與剛度還要繼續打折。

本文為模擬沿街店鋪住宅震害修復後行為，假設環氧樹脂注射良好，受害最嚴重的一樓修復後剛度乘以 0.7，受害程度次之的二樓修復後剛度乘以 0.8，三樓以上剛度乘以 0.9。也就是將結構物補強前 $Q-\Delta$ 曲線每一點的位移量(水平座標)，一樓乘以 1.43，二樓乘以 1.25，三樓以上乘以 1.11，垂直座標不變。所得之曲線為結構物震害修復後之 $Q-\Delta$ 曲線(如圖 4-1, 4-2)。其後再以如同震前補強的方式一般，增設 RC 牆或鋼骨斜撐於構架內，即為建築物震後補強的計算原則。

4.2 震後以 RC 牆補強之案例演算

4.2.1 案例一演算

1. 案例簡介

案例編號：V3-011

建築物樓層：地上三層

建築物總高度： $h = 9.8 \text{ m}$

建築物總重量： $W = 40166 \text{ kN}$

建築物一樓樓梯方向：垂直騎樓方向（如圖 3-1 之 Y 向）

建築物基本振動週期： $T = 0.07h^{3/4} = 0.07(9.8)^{3/4} = 0.39 \text{ 秒}$

地盤種類：第四類地盤（台北盆地）

工址正規化水平加速度反應譜係數： $C = 2.5$

震區：強震區

修復後補強前各樓層崩塌地表加速度 a_c ：

第三層：0.341g (如圖 4-3)

第二層：0.158g (如圖 4-4)

第一層：0.102g (如圖 4-5)

2. 補強方法

本案例在一樓梯間原本並無平行走廊的梯間牆，在不改變原有使用機能的前提下，只在最後面外牆（Frame E）加設 RC 牆。各層於環氧樹脂注射修復後，補強措施詳細說明如下表：

表 4-1 各層樓補強措施

| | Frame C | Frame E |
|----|---------|--|
| 三樓 | 不做更動 | RC 牆： $w=250\text{cm}$ ， $t=15\text{cm}$ 配筋：單層#5@15cm |
| 二樓 | 不做更動 | RC 牆： $w=250\text{cm}$ ， $t=20\text{cm}$ 配筋：單層#6@15cm |
| 一樓 | 不做更動 | RC 牆： $w=250\text{cm}$ ， $t=26\text{cm}$ 配筋：雙層#7@10cm |
| 基礎 | 不做更動 | 於新增 RC 牆下擴大為聯合基礎並做 地耐力改良至 20t/m^2 以上 |

3.補強後耐震診斷

補強後各樓層崩塌地表加速度 a_c :

第三層：0.594g (如圖 4-3)

第二層：0.567g (如圖 4-4)

第一層：0.681g (如圖 4-5)

補強後建築物承受不同大小的地震時，各樓層層間變位角 (θ) 均已符合本文訂定之功能設計要求如下表：

表 4-2 各層樓補強後之層間變位角耐震診斷

| 強震區 補強 標準 | 小震 (0.15g) | 中震 (0.23g) | 大震 (0.41g) | 烈震 (0.50g) | 耐震診斷 圖示 |
|----------------------|----------------------------|----------------------------|----------------------------|----------------------------|------------|
| | 無害 ($\theta < 0.2\%$) | 小害 ($\theta < 0.5\%$) | 中害 ($\theta < 1.1\%$) | 大害 ($\theta < 2.5\%$) | |
| 三樓 ($\theta\%$) | 0.05 | 0.09 | 0.24 | 0.34 | 4-3 |
| 二樓 ($\theta\%$) | 0.13 | 0.23 | 0.86 | 1.625 | 4-4 |
| 一樓 ($\theta\%$) | 0.15 | 0.26 | 0.74 | 1.15 | 4-5 |

4.2.2 案例二演算

1. 案例簡介

案例編號：H5-011

建築物樓層：地上五層

建築物總高度： $h = 15.6 \text{ m}$

建築物總重量： $W = 66944 \text{ kN}$

建築物一樓樓梯方向：平行騎樓方向（如圖 3-2 之 X 向）

建築物基本振動週期： $T = 0.07h^{3/4} = 0.07(15.6)^{3/4} = 0.549 \text{ 秒}$

地盤種類：第二類地盤（中等地盤）

工址正規化水平加速度反應譜係數： $C = 2.23$

震區：強震區

修復後補強前各樓層崩塌地表加速度 a_c ：

第五層：0.557g（如圖 4-6）

第四層：0.322g（如圖 4-7）

第三層：0.250g（如圖 4-8）

第二層：0.136g（如圖 4-9）

第一層：0.079g（如圖 4-10）

2. 補強方法

本案例除了柱梁環氧樹脂注射修復外，將梯間（Frame C）原有 1B 磚牆改換成 RC 牆，最後面外牆（Frame E）加設 RC 牆。各層補強措施詳細說明如下表：

表 4-3 各層樓補強措施

| | Frame C | Frame E |
|----|--|--|
| 五樓 | 不必更動 | 不必更動 |
| 四樓 | RC 牆： $w=307\text{cm}$ ， $t=15\text{cm}$ 配筋：單層#4@15cm | RC 牆： $w=250\text{cm}$ ， $t=15\text{cm}$ 配筋：單層#4@15cm |
| 三樓 | RC 牆： $w=307\text{cm}$ ， $t=15\text{cm}$ 配筋：單層#4@15cm | RC 牆： $w=250\text{cm}$ ， $t=15\text{cm}$ 配筋：單層#5@20cm |
| 二樓 | RC 牆： $w=307\text{cm}$ ， $t=15\text{cm}$ 配筋：單層#4@15cm | RC 牆： $w=250\text{cm}$ ， $t=20\text{cm}$ 配筋：單層#5@15cm |
| 一樓 | RC 牆： $w=307\text{cm}$ ， $t=20\text{cm}$ 配筋：雙層#5@15cm | RC 牆： $w=250\text{cm}$ ， $t=20\text{cm}$ 配筋：雙層#4@15cm |
| 基礎 | 於新增 RC 牆下擴大為聯合基礎並 做地耐力改良至 20t/m^2 以上 | 於新增 RC 牆下擴大為聯合基礎並做 地耐力改良至 20t/m^2 以上 |

3.補強後耐震診斷

補強後各樓層崩塌地表加速度 a_c :

- 第五層：0.557g (如圖 4-6)
- 第四層：0.562g (如圖 4-7)
- 第三層：0.521g (如圖 4-8)
- 第二層：0.584g (如圖 4-9)
- 第一層：0.560g (如圖 4-10)

補強後建築物承受不同大小的地震時，各樓層層間變位角 (θ) 均已符合本文訂定之功能設計標準，如下表：

表 4-4 各層樓補強後之層間變位角耐震診斷

| 強震區 補強 標準 | 小震 (0.15g) | 中震 (0.23g) | 大震 (0.41g) | 烈震 (0.50g) | 耐震診斷 圖示 |
|----------------------|----------------------------|----------------------------|----------------------------|----------------------------|------------|
| | 無害 ($\theta < 0.2\%$) | 小害 ($\theta < 0.5\%$) | 中害 ($\theta < 1.1\%$) | 大害 ($\theta < 2.5\%$) | |
| 五樓 ($\theta\%$) | 0.07 | 0.12 | 0.27 | 0.37 | 4-6 |
| 四樓 ($\theta\%$) | 0.04 | 0.07 | 0.22 | 0.34 | 4-7 |
| 三樓 ($\theta\%$) | 0.06 | 0.12 | 0.37 | 2.41 | 4-8 |
| 二樓 ($\theta\%$) | 0.08 | 0.19 | 0.85 | 1.61 | 4-9 |
| 一樓 ($\theta\%$) | 0.13 | 0.28 | 1.03 | 1.80 | 4-10 |

4.3 震後以鋼骨斜撐補強之案例演算

4.3.1 案例一演算

1. 案例簡介

案例編號：V3-011

建築物樓層：地上三層

建築物總高度： $h = 9.8 \text{ m}$

建築物總重量： $W = 40166 \text{ kN}$

建築物一樓樓梯方向：垂直騎樓方向（如圖 3-1 之 Y 向）

建築物基本振動週期： $T = 0.07h^{3/4} = 0.07(9.8)^{3/4} = 0.39 \text{ 秒}$

地盤種類：第四類地盤（台北盆地）

工址正規化水平加速度反應譜係數： $C = 2.5$

震區：強震區

修復後補強前各樓層崩塌地表加速度 a_c ：

第三層：0.341g (如圖 4-11)

第二層：0.158g (如圖 4-12)

第一層：0.102g (如圖 4-13)

2. 補強方法

本案例在一樓梯間原本並無平行走廊的梯間牆，在不改變原有使用機能的前提下，Frame C 不做更動，只在最後面外牆（Frame E）加設鋼骨斜撐。各層柱梁以環氧樹脂注射修復後，補強措施詳細說明如下表：

表 4-5 各層樓補強措施

| | Frame C | Frame E |
|----|---------|--|
| 三樓 | 不做更動 | 鋼骨桁架尺度(H×W): 2400×2500(mm) 鋼骨斷面型號: H200×100×5.5×8 |
| 二樓 | 不做更動 | 鋼骨桁架尺度(H×W): 2400×2500(mm) 鋼骨斷面型號: H250×250×9×14 |
| 一樓 | 不做更動 | 鋼骨桁架尺度(H×W): 3500×2500(mm) 鋼骨斷面型號: H350×350×12×19 |
| 基礎 | 不做更動 | 於新增 RC 牆下擴大為聯合基礎並做地耐力改良至 20t/m ² 以上 |

3.補強後耐震診斷

補強後各樓層崩塌地表加速度 a_c :

第三層：0.529g (如圖 4-11)

第二層：0.566g (如圖 4-12)

第一層：0.604g (如圖 4-13)

補強後建築物承受不同大小的地震時，各樓層層間變位角 (θ) 均已符合功能設計要求，如下表：

表 4-6 各層樓補強後之層間變位角耐震診斷

| 強震區 補強 標準 | 小震 (0.15g) | 中震 (0.23g) | 大震 (0.41g) | 烈震 (0.50g) | 耐震診斷 圖示 |
|----------------------|----------------------------|----------------------------|----------------------------|----------------------------|------------|
| | 無害 ($\theta < 0.2\%$) | 小害 ($\theta < 0.5\%$) | 中害 ($\theta < 1.1\%$) | 大害 ($\theta < 2.5\%$) | |
| 三樓 ($\theta\%$) | 0.07 | 0.11 | 0.25 | 0.37 | 4-11 |
| 二樓 ($\theta\%$) | 0.06 | 0.09 | 0.17 | 0.21 | 4-12 |
| 一樓 ($\theta\%$) | 0.07 | 0.10 | 0.18 | 0.22 | 4-13 |

4.3.2 案例二演算

1. 案例簡介

案例編號：H5-011

建築物樓層：地上五層

建築物總高度： $h = 15.6 \text{ m}$

建築物總重量： $W = 66944 \text{ kN}$

建築物一樓樓梯方向：平行騎樓方向（如圖 3-2 之 X 向）

建築物基本振動週期： $T = 0.07h^{3/4} = 0.07(15.6)^{3/4} = 0.549 \text{ 秒}$

地盤種類：第二類地盤（普通地盤）

工址正規化水平加速度反應譜係數： $C = 2.23$

震區：強震區

修復後補強前各樓層崩塌地表加速度 a_c ：

第五層：0.557g（如圖 4-14）

第四層：0.322g（如圖 4-15）

第三層：0.250g（如圖 4-16）

第二層：0.136g（如圖 4-17）

第一層：0.079g（如圖 4-18）

2. 補強方法

本案例將梯間（Frame C）原有 1B 磚牆改換成鋼骨斜撐，最後面外牆（Frame E）加設鋼骨斜撐。各層柱梁除環氧樹脂注射修復外，鋼骨補強措施詳細說明如下表：

表 4-7 各層樓補強措施

| | Frame C | Frame E |
|----|---|--|
| 五樓 | 不必更動 | 不必更動 |
| 四樓 | 鋼骨桁架尺度(H×W)：2400×3070 (mm) 鋼骨斷面型號：H150×150×7×10 | 鋼骨桁架尺度(H×W)：2400×2500(mm) 鋼骨斷面型號：H100×100×6×8 |
| 三樓 | 鋼骨桁架尺度(H×W)：2400×3070 (mm) 鋼骨斷面型號：H175×175×11×12 | 鋼骨桁架尺度(H×W)：2400×2500(mm) 鋼骨斷面型號：H175×175×11×12 |
| 二樓 | 鋼骨桁架尺度(H×W)：2400×3070 (mm) 鋼骨斷面型號：H200×200×8×12 | 鋼骨桁架尺度(H×W)：2400×2500(mm) 鋼骨斷面型號：H200×200×8×12 |
| 一樓 | 鋼骨桁架尺度(H×W)：3500×3070 (mm) 鋼骨斷面型號：H250×250×9×14 | 鋼骨桁架尺度(H×W)：3500×2500(mm) 鋼骨斷面型號：H250×250×9×14 |
| 基礎 | 於新增 RC 牆下擴大為聯合基礎並做地耐力改良至 20t/m ² 以上 | 於新增 RC 牆下擴大為聯合基礎並做地耐力改良至 20t/m ² 以上 |

3.補強後耐震診斷

補強後各樓層崩塌地表加速度 a_c :

第五層：0.557g (如圖 4-14)

第四層：0.595g (如圖 4-15)

第三層：0.602g (如圖 4-16)

第二層：0.604g (如圖 4-17)

第一層：0.586g (如圖 4-18)

補強後建築物承受不同大小的地震時，各樓層層間變位角 (θ) 均已符合功能設計要求，如下表：

表 4-8 各層樓補強後之層間變位角耐震診斷

| 強震區 補強 標準 | 小震 (0.15g) | 中震 (0.23g) | 大震 (0.41g) | 烈震 (0.50g) | 耐震診斷 圖示 |
|----------------------|----------------------------|----------------------------|----------------------------|----------------------------|------------|
| | 無害 ($\theta < 0.2\%$) | 小害 ($\theta < 0.5\%$) | 中害 ($\theta < 1.1\%$) | 大害 ($\theta < 2.5\%$) | |
| 五樓 ($\theta\%$) | 0.07 | 0.12 | 0.27 | 0.37 | 4-14 |
| 四樓 ($\theta\%$) | 0.06 | 0.10 | 0.18 | 0.25 | 4-15 |
| 三樓 ($\theta\%$) | 0.06 | 0.09 | 0.17 | 0.20 | 4-16 |
| 二樓 ($\theta\%$) | 0.07 | 0.10 | 0.18 | 0.23 | 4-17 |
| 一樓 ($\theta\%$) | 0.07 | 0.10 | 0.18 | 0.23 | 4-18 |

4.4 討論

1. 受損建築物經注射環氧樹脂修復後，強度可恢復原來的程度，剛度以原來的 70% 至 90% 計算，經耐震診斷後，發現部分案例的崩塌地表加速度反而大於其未受損時的崩塌地表加速度。究其原因，為原本韌性較差的結構系統，經注射環氧樹脂後，強度不變，但位移量增加，能吸收的能量反而增加。如圖 4-1，實線 OAB 為建築物未受損時的 Q- θ 曲線，虛線 OA'B' 為震害修復後之 Q- θ 曲線。計算結構物的崩塌地表加速度時，未受損之 Q- θ 曲線的 A 點為破壞點，故所能吸收的能量為曲線 OA 下所包圍的面積；震害修復後之 Q- θ 曲線，破壞點平移至 A' 點，其吸收的能量為曲線 OA' 下所包圍的面積，若此面積大於原有曲線 OA 下所包圍的面積，則其崩塌地表加速度有可能大於未受損時的崩塌地表加速度。

另一種情況，如圖 4-2，為韌性較佳的結構物，未受損時的破壞點為 C 點，震害修復後的破壞點平移至 C' 點，已超出定義破壞的層間變位角 2.5%，虛線只能畫到 D 點為止。故震害修復後所能吸收的能量必小於未受損時結構所能吸收的能量，其崩塌地表加速度必小於未受損時的崩塌地表加速度。

2. 雖然結構震害修復後其耐震能力可能有機會稍微提升，但其變形量卻一定會增加，故由功能設計的觀點來看，震後補強較震前補強不利。

3. 由本文所舉案例看來，震後補強除了需增加注射環氧樹脂的修復成本外，其補強量只略多於震前補強的補強量。故建議災區受損的沿街店鋪住宅，仍然可以補強的手段使其達到功能設計的標準，而不必拆除。

第五章 建築物補強後承受多次地震之耐震診斷

第二章所述承受單次地震的診斷方法，係假設結構體為新建者，並不考慮結構體過去遭受地震的歷史，即假設在建築物未經歷過地震的狀態下，求其耐震能力。但一次大地震通常伴隨著許多餘震，許多案例顯示，在主震中受損而未崩塌的建築物，在還來不及補強的狀況下，就在下一次餘震中崩塌了，故有必要檢討遭受多次地震建築物的耐震行為。

本章將先說明結構物承受多次地震後耐震能力的計算方法，而後將 RC 牆與鋼骨斜撐補強後的案例，各取出一例來做承受多次地震的案例演算。

5.1 受害建築物耐震能力降低係數 η

根據日本建築防災協會的「現有鋼筋混凝土造建築物的耐震診斷基準」(*1)，構材的殘餘耐震性能的評估方法其概念如圖 5-1。當結構發生開裂、降服等損傷時，會消耗一部分能量 E_d ，並產生殘餘變形，結構之耐震能力比損傷前低。耐震能力降低係數 η 以殘餘能量吸收能力 E_r 與受災前之能量吸收能力 (E_d+E_r) 之比值定義之，

$$\eta = E_r / (E_d + E_r)。$$

本文採納此概念的精神，先調查結構物經歷過的地震大小、次數，計算出耐震能力降低係數 η ，將未受害建築物之崩塌地表加速度乘上此係數，再考慮永久變形後（詳 5.2），即得受害建築物之殘餘崩塌地表加速度。

5.2 受害建築物之永久變形

檢討受害建築物的殘餘耐震能力，除了考慮耐震能力降低係數之外，尚須考慮建築物地震後之永久變形。一般 RC 結構物為彈塑性系統，當加載超過彈性範圍，卸載後會產生永久變形；第二次加載的路徑，會依循接近於第一次卸載的路徑，直到超過第一次加載的峰值，結構行為會回復到從未卸載的原始路徑；第二次卸載也會產生新的永久變形。如圖 5-2。如此反覆加載、卸載，在未達極限破壞點之前，其載重與位移相關曲線的外包絡線會近似於從未卸載的原始載重與位移相關曲線。

本文根據上述之行為，將建築物承受多次地震的行為簡化成如圖

5-3。先畫出未受害建築物之非線性 $Q-\Delta$ 曲線，當第一個地表加速度為 a_1 的地震來臨時，可在 $Q-\Delta$ 曲線上推算建築物所受的最大基層剪力 Q_A ，對應的層間位移為 Δ_A ；第一次卸載曲線假設為直線 AB ，其斜率取位移量為 Δ_A 之等值二折線斜線段的斜率，可推得第一次地震後結構物的殘餘變形 Δ_B 。當第二個地表加速度為 a_2 的地震來臨時，結構行為再由 B 點開始沿卸載直線回到 A 點，在沿包絡線到達 C 點，基層剪力到達 Q_C ，對應的層間位移為 Δ_C ；第二次卸載曲線 CD ，其斜率取位移量為 Δ_C 之等值二折線斜線段的斜率，可推得第二次地震卸載後結構物的殘餘變形 Δ_D ，依此類推。

5.3 結構物承受多次地震後耐震能力的計算方法

綜合前兩節所述，考慮受害建築物耐震能力降低係數與永久變形，可求得結構物承受多次地震後的耐震能力。

如圖 5-4，先畫出未受害建築物之非線性 $Q-\Delta$ 曲線 OC ，可對應出圖 5-5 未受害建築物之地表加速度與層間位移的曲線（簡稱 $a-\Delta$ 曲線） of 。當一個地表加速度為 a_1 的地震來臨時，基層剪力為 Q_1 ，永久變形為 Δ_1 ，耐震能力降低係數 η 為面積 $BACD$ 與面積 OCD 的比值；將 $a-\Delta$ 圖上 of 曲線乘以 η 可得曲線 oh 。在 $a-\Delta$ 圖上由縱座標 a_1 畫水平線，交 of 於 e 、交 oh 於 g ，可知當下一次有小於 a_1 的地震來臨時，因已經產生永久變形 Δ_1 的關係，水平位移會增加，不可能沿圖 5-5 的 og 移動。

接下來考慮永久變形 Δ_1 ；令為水平軸等於 Δ_1 之點，在 $a-\Delta$ 圖上震後結構行為應從 k 點開始，故 oh 曲線的起點應水平移至 k ，超過 g 點之後回復沒有永久變形的行為，故 g 以上各點不動。將 g 以下 og 曲線轉換成 kg 曲線，也就是將 og 各點的位移量按比例增加 $((a_1 - a)/a_1)\Delta_1$ 。增加位移之後得出的曲線 kg ，就是受過第一次地震 $PGA=a_1$ 後的 $a-\Delta$ 曲線，也就是震後結構物的耐震行為。

5.4 承受多次地震之結構體耐震診斷

本節選用案例 H3-011 的一樓為診斷樓層，分別計算以 RC 牆補強後以及以鋼骨斜撐補強後，承受多次地震的耐震診斷。

5.4.1 案例一—RC 牆補強後承受多次地震之耐震診斷

1. 案例簡介

- 1) 案例編號：H3-011
- 2) 建築物樓層：共地上三層
- 3) 診斷樓層：一樓
- 4) 建築物總高度：h = 9.8 m
- 5) 建築物總重量：W = 40166 kN
- 6) 建築物一樓樓梯方向：平行騎樓方向（如圖 3-2 之 X 向）
- 7) 建築物基本振動週期： $T = 0.07h^{3/4} = 0.07(9.8)^{3/4} = 0.39$ 秒
- 8) 地盤種類：第四類地盤（台北盆地）
- 9) 工址正規化水平加速度反應譜係數：C = 2.5
- 10) 震區：強震區
- 11) 補強措施：

表 5-1 以 RC 牆補強措施

| | Frame C | Frame E |
|----|--------------------------------------|--------------------------------------|
| 一樓 | RC 牆：w=307cm, t=20cm 配筋：單層#6@15cm | RC 牆：w=250cm, t=20cm 配筋：雙層#4@15cm |

- 12) 補強後崩塌地表加速度 a_c ：0.577g (如圖 5-7 之 a 曲線)

- 13) 補強後建築物承受不同大小的地震時，層間變位角 (θ) 如下表：

表 5-2 建築物承受不同大小地震之層間變位角

| 強震區 補強 標準 | 小震 (0.15g) | 中震 (0.23g) | 大震 (0.41g) | 烈震 (0.50g) |
|----------------------|----------------------------|----------------------------|----------------------------|----------------------------|
| | 無害 ($\theta < 0.2\%$) | 小害 ($\theta < 0.5\%$) | 中害 ($\theta < 1.1\%$) | 大害 ($\theta < 2.5\%$) |
| 一樓 ($\theta\%$) | 0.10 | 0.21 | 0.90 | 1.63 |

2.補強後承受第一次地震

- 1)假設地震之最大地表加速度 (PGA) : 0.330g
- 2)耐震能力降低係數 : $\eta = 0.91$
(如圖 5-6 , $\eta = \text{面積 BAEF} \div \text{面積 OEF}$)
- 3)永久變形 : 9.17mm ($\theta = 0.26\%$) (如圖 5-6 之 OB 段)
- 4)崩塌地表加速度 : $a_c = 0.525g$ (如圖 5-7 之 b 曲線)
- 5)第一次地震後建築物再承受不同大小的地震時,層間變位角 (θ) 如下表 :

表 5-3 建築物承受不同大小地震之層間變位角

| 強震區 補強 標準 | 小震 (0.15g) | 中震 (0.23g) | 大震 (0.41g) | 烈震 (0.50g) |
|----------------------|----------------------------|----------------------------|----------------------------|----------------------------|
| | 無害 ($\theta < 0.2\%$) | 小害 ($\theta < 0.5\%$) | 中害 ($\theta < 1.1\%$) | 大害 ($\theta < 2.5\%$) |
| 一樓 ($\theta\%$) | 0.33 (N.G) | 0.42 (OK) | 1.12 (N.G) | 2.15 (OK) |

3.補強後承受第二次地震

- 1)假設地震之最大地表加速度 (PGA) : 0.330g
- 2)耐震能力降低係數 : $\eta = 0.87$
(如圖 5-6 , $\eta = \text{面積 DCEF} \div \text{面積 OEF}$)
- 3)永久變形 : 12.35mm ($\theta = 0.35\%$) (如圖 5-6 之 OD 段)
- 4)崩塌地表加速度 : $a_c = 0.502g$ (如圖 5-7 之 c 曲線)
- 5)第二次地震後建築物再承受不同大小的地震時,層間變位角 (θ) 如下表 :

表 5-4 建築物承受不同大小地震之層間變位角

| 強震區 補強 標準 | 小震 (0.15g) | 中震 (0.23g) | 大震 (0.41g) | 烈震 (0.50g) |
|----------------------|----------------------------|----------------------------|----------------------------|----------------------------|
| | 無害 ($\theta < 0.2\%$) | 小害 ($\theta < 0.5\%$) | 中害 ($\theta < 1.1\%$) | 大害 ($\theta < 2.5\%$) |
| 一樓 ($\theta\%$) | 0.41 (N.G) | 0.50 (N.G) | 1.38 (N.G) | 2.49 (OK) |

5.4.2 案例二—鋼骨斜撐補強後承受多次地震之耐震診斷

1. 案例簡介

- 1) 案例編號：H3-011
- 2) 建築物樓層：共地上三層
- 3) 診斷樓層：一樓
- 4) 建築物總高度： $h = 9.8 \text{ m}$
- 5) 建築物總重量： $W = 40166 \text{ kN}$
- 6) 建築物一樓樓梯方向：平行騎樓方向（如圖 3-2 之 X 向）
- 7) 建築物基本振動週期： $T = 0.07h^{3/4} = 0.07(9.8)^{3/4} = 0.39 \text{ 秒}$
- 8) 地盤種類：第四類地盤（台北盆地）
- 9) 工址正規化水平加速度反應譜係數： $C = 2.5$
- 10) 震區：強震區
- 11) 補強措施：

表 5-5 以鋼骨斜撐補強措施

| | Frame C | Frame E |
|----|--|---|
| 一樓 | 鋼骨桁架尺度(H×W)：3500×3070 (mm) 鋼骨斷面型號：H250×250×9×14 | 鋼骨桁架尺度(H×W)：3500×2500(mm) 鋼骨斷面型號：H200×200×8×12 |

- 12) 補強後崩塌地表加速度 a_c ：0.594g（如圖 5-9 之 a 曲線）

- 13) 補強後建築物承受不同大小的地震時，層間變位角 (θ) 如下表：

表 5-6 建築物承受不同大小地震之層間變位角

| 強震區 補強 標準 | 小震 (0.15g) | 中震 (0.23g) | 大震 (0.41g) | 烈震 (0.50g) |
|----------------------|----------------------------|----------------------------|----------------------------|----------------------------|
| | 無害 ($\theta < 0.2\%$) | 小害 ($\theta < 0.5\%$) | 中害 ($\theta < 1.1\%$) | 大害 ($\theta < 2.5\%$) |
| 一樓 ($\theta\%$) | 0.07 | 0.10 | 0.18 | 0.22 |

2.補強後承受第一次地震

- 1)假設地震之最大地表加速度 (PGA) : 0.330g
- 2)耐震能力降低係數 : $\eta = 0.99$
(如圖 5-8 , $\eta = \text{面積 BAEF} \div \text{面積 OEF}$)
- 3)永久變形 : 0.12mm($\theta = 0.003\%$) (如圖 5-8 之 OB 段)
- 4)崩塌地表加速度 : $a_c = 0.587g$ (如圖 5-9 之 b 曲線)
- 5)第一次地震後建築物再承受不同大小的地震時,層間變位角(θ)如下表:

表 5-7 建築物承受不同大小地震之層間變位角

| 強震區 補強 標準 | 小震 (0.15g) | 中震 (0.23g) | 大震 (0.41g) | 烈震 (0.50g) |
|----------------------|----------------------------|----------------------------|----------------------------|----------------------------|
| | 無害 ($\theta < 0.2\%$) | 小害 ($\theta < 0.5\%$) | 中害 ($\theta < 1.1\%$) | 大害 ($\theta < 2.5\%$) |
| 一樓 ($\theta\%$) | 0.068 (OK) | 0.10 (OK) | 0.18 (OK) | 0.22 (OK) |

3.補強後承受第二次地震

第一次地震後,結構物的永久變形極小,可視為仍處於彈性階段;也就是說地震力若不能使壓力斜撐挫屈(越過 Q- θ 曲線的峰值),則結構還是在彈性階段。為了讓結構的永久變形更加明顯,故第二次地震之最大地表加速度取 0.52g。

- 1)假設地震之最大地表加速度 (PGA) : 0.520g
- 2)耐震能力降低係數 : $\eta = 0.91$
(如圖 5-8 , $\eta = \text{面積 DCEF} \div \text{面積 OEF}$)
- 3)永久變形 : 5.25mm($\theta = 0.15\%$) (如圖 5-8 之 OD 段)
- 4)崩塌地表加速度 : $a_c = 0.540g$ (如圖 5-9 之 c 曲線)
- 5)第二次地震後建築物再承受不同大小的地震時,層間變位角(θ)如下表:

表 5-8 建築物承受不同大小地震之層間變位角

| 強震區 補強 標準 | 小震 (0.15g) | 中震 (0.23g) | 大震 (0.41g) | 烈震 (0.50g) |
|----------------------|----------------------------|----------------------------|----------------------------|----------------------------|
| | 無害 ($\theta < 0.2\%$) | 小害 ($\theta < 0.5\%$) | 中害 ($\theta < 1.1\%$) | 大害 ($\theta < 2.5\%$) |
| 一樓 ($\theta\%$) | 0.21 (N.G) | 0.24 (OK) | 0.32 (OK) | 0.65 (OK) |

5.5 討論

1.以鋼骨斜撐補強的案例，在壓力斜撐尚未挫屈之前，處於接近彈性的階段，在這階段中，不管承受多少次小震與中震，耐震能力都幾乎沒有降低。但是壓力斜撐挫屈後，張力斜撐很快會進入降服階段，在此階段，一旦遭受到地震，整體的耐震能力會很快的降低，並產生大量的永久變形。

2.以 RC 牆補強的案例，因為混凝土會開裂，承受多次小震與中震時，其耐震能力降低得較鋼骨斜撐補強的案例快，產生的永久變形較多。

3.以鋼骨斜撐補強，在壓力斜撐挫屈前，整體的結構較剛，就考慮承受多次地震來說，對建築物的使用功能較 RC 牆補強有利；但是壓力斜撐挫屈後，整體結構會很快降服。故建議補鋼骨斜撐時，盡量補到補強標準中最大地震（烈震）來時，壓力斜撐不會挫屈最為理想。

第六章 921 地震災區街屋補強之耐震效果檢討

6.1 前言

921 地震之後，中部災區之街屋受到不同程度的損壞，嚴重者已拆除重建，較輕微者需進行修復與補強。筆者於 2001 年 10 月至中部災區進行街屋耐震補強之現場調查，發現常見的補強方式可分為四類八種，本章將探討這八種最普遍採用補強方式的耐震效果。茲先介紹這四類補強措施如下：

1. 增設 H 型鋼柱或鋼構架

多設置於既有騎樓柱旁，並根據其與原結構之束制狀況、鋼骨型號、構架型態等再細分成四種，其分析模式與補強效果詳見 6.3 節。

2. 柱包覆鋼板

係利用鋼板之材料強度與圍束力，增加柱子之抗剪能力與韌性，柱頭柱腳之鋼板若沒有足夠錨定，則無法提昇柱頭柱腳剖面之抗彎能力。鋼板與舊有柱之間留設 5 至 10mm 之空隙，先以螺栓加以臨時固定，再以環氧樹脂填充。

3. 擴大騎樓柱

可分為以 RC 包覆及以 SRC 包覆兩種。前者係於舊有騎樓柱桿件外配以鋼筋，再澆置混凝土，以擴大柱斷面，增加桿件強度。後者在騎樓柱旁增設型鋼柱之後，再包覆以鋼筋混凝土使之與原有騎樓柱連結。柱頭柱腳增設之主筋與型鋼若沒有足夠錨定，在彎矩作用下，柱頭柱腳增加之型鋼與主筋無法發揮屈服強度，這種補助方式只能增加抗剪強度而已。

4. 增設 RC 牆或磚牆

將原有平行騎樓方向的 0.5B 梯間牆或最後面外牆改換成 1B 磚牆或 RC 牆，這種補強工法最為有效。

在災區另外還可發現同時採用兩種不同補強方法的案例，如在騎樓柱旁增設鋼骨或包覆以鋼板，同時在室內梯間再增設 RC 牆。

6.2 評估方法

本章以郭心怡之靜態推垮曲線法 (Static Pushover Curve) 為耐震診斷方法 (詳本文第二章)。

因為在災區向住戶索取建築結構圖時，有一半以上住戶無法提供，故本文只好選用本文第三章三層樓之案例 H3-011，加以重新設計增加騎樓柱後，成為計算例 (結構平面與柱配筋如圖 6-1)，再將這棟崩塌地表加速度約為 0.11g 之街屋案例，利用在災區所調查到的八種補強措施加以補強，診斷其補強後之耐震能力。但不考慮結構經歷多次地震後耐震能力的衰減損耗，即假設建築物為新建。因為本文主要目的在比較八種災區補強措施對於街屋建築耐震能力提昇的效果，並評判出各措施的優劣。故診斷案例雖非與災區實際建築物的柱樑剖面尺寸及配筋完全一致 (仍頗為相近)，但所獲結論應該是可靠的。亦即對八種補強措施之耐震能力提昇率，應該是可靠的。若想得知實際街屋補強後之崩塌地表加速度，必先獲得診斷建物之平面、立面、桿件尺寸、配筋等資訊，才能加以分析得知。

6.3 增設 H 型鋼柱或鋼構架之補強效果檢討

調查中部災區之後發現，在騎樓柱旁或懸臂樑末端增設 H 型鋼柱或柱樑鋼構架是最常見的耐震補強措施，其型式可再細分為下述四種：

1. 頂端束制較差的 H 型鋼骨柱 (鋼骨柱呈懸臂變形)

如照片 6-1，圖 6-2，在國姓鄉中興路、南投市、埔里鎮都可發現此種案例，騎樓柱旁設置 H 型鋼，頂端外側以 2 至 3 支 4 號膨脹螺栓與樑接合，底部埋入地下並灌以混凝土，較講究的以錨定鋼筋與柱墩接合。H 型鋼之弱軸多垂直於騎樓方向，是基於使用機能的考量，讓店舖視野更為寬闊，這樣佈置的鋼骨並不利於沿街方向耐震能力的提昇。

鋼骨頂端以少數幾支膨脹螺栓與原結構接合，當地震來時，螺栓會很快的鬆動，並隨著混凝土的開裂而分離，失去束制的能力；故分析時將鋼骨頂端視為輻支。鋼骨底部埋入地底並灌入混凝土或加以錨定鋼筋，可勉強視為固接。分析模型如圖 6-2。當此桿件受到水平地震力作用時，其結構行為如同懸臂樑在懸臂端受到集中載重一般，當載重增加直到彎矩最大的底部形成塑性鉸後，桿件視為破壞，不再承受任何力量。

萬一草率放在地上不做任何束制處理的鋼骨，上下兩端皆為輓支，理論上是二力桿件(Two-Force Member)，只能承受垂直載重，無法承受水平力，沒有任何抗震能力。

以靜態推垮曲線法進行耐震診斷需先求得各單支桿件的 $Q-\Delta$ 曲線。本文假設 H 型鋼骨柱的 $Q-\Delta$ 曲線為二折線，如圖 6-7，AB 段為彈性階段， Q_y 代表鋼骨底部斷面最外緣降伏時懸臂端所受的的水平力， $Q_y = M_y/L$ ， L 為鋼骨柱淨高； Δ_y 代表 Q_y 之相對應水平位移量。 $\Delta_y = Q_y L^3 / (3EI)$ ，可輕易求得。

BC 段為塑性階段， Q_p 代表鋼骨底部形成塑性鉸時懸臂端所受的的水平力， $Q_p = M_p/L$ 。 Δ_p 代表 Q_p 之相對應水平位移量，可利用材料力學之力矩-面積法，先求得桿件受到 Q_p 作用時的曲率-長度($\phi-x$)曲線，如圖 6-6，再求此圖面積的一次矩，即為 Δ_p 。

2. 頂端束制較佳的 H 型鋼骨柱（鋼骨柱呈剪力變形）

如照片 6-2，圖 6-3，為公賣局台中分局國姓配銷處之補強案例，鋼骨柱頭以 12 支 20ϕ 膨脹螺栓與樑接合，底部以 8 支 16ϕ 錨定螺栓與地面混凝土接合，兩端皆可視為剛接，分析模型如圖 6-3，為剪力變形模式。

此桿件可視為二支懸臂樑的組合，懸臂樑長度為桿件長度的一半（假設反曲點在柱半高），桿件水平變形量 Δ 為兩支懸臂樑變形量的總合。每支懸臂鋼骨柱 $Q-\Delta$ 曲線的求法如前段所述，只是懸臂長度為 $L/2$ 。

3. 門型鋼構架

除了增設 H 型鋼骨柱之外，也可發現在騎樓外既有 RC 構架下增設門型鋼構架，在南投市民族路可發現此類案例，如照片 6-3，圖 6-4。

當整棟建築結構發生剪力變形時，計算鋼構架的 $Q-\Delta$ 曲線可不考慮鋼樑的影響，而直接將一個門型構架簡化為二支鋼骨柱分析之。這是因為街屋建築呈現強樑弱柱的破壞模式，樑端甚少發生破壞，水平構材的剛度相對於垂直構材來說，可視為無窮大，再增加鋼樑並無助於耐震能力的提昇。

鋼構架柱樑相接的方式關係到鋼骨柱的分析模式，大部分發現的接頭都十分簡單，僅以少數幾支 20ϕ 螺栓接合，如圖 6-4，僅能視為鉸接，故以懸臂式鋼骨柱分析其 $Q-\Delta$ 曲線。柱之高度 L 取鋼樑以下淨高。

4. 門型鋼構架加牛腿或斜撐

如果在鋼構架柱樑接頭處增加鋼板牛腿或斜撐，可增加該節點的剛度，如照片 6-4，圖 6-5，南投市中山路可發現此類案例。在焊接良好的前提下，柱樑接頭可視為剛接，構架可簡化成兩支剪力變形式鋼骨柱。鋼柱的有效長度 L 取牛腿或斜撐以下淨高計算之。

在中部災區最常見的補強型鋼是 $H 300 \times 150 \times 6.5 \times 9$ ，圖 6-8 係單支該型鋼柱於不同軸向、不同接頭工法、不同柱淨高之 $Q-\Delta$ 曲線比較。圖中最終水平位移量取該柱淨高度 L 之 0.025。

6.4 柱包覆鋼板工法檢討

在中部災區的街屋也發現柱包覆鋼板補強的案例，如在南投市民族路與中山路皆可發現；大多是包覆補強騎樓柱，如照片 6-5，圖 6-9。騎樓柱四周以兩片約 6~9mm 厚的 L 型鋼板包覆，接合處再加以焊接；鋼板與舊有柱之間隙，先以螺栓加以固定，再以環氧樹脂填充。鋼板由樑底包覆至地面止，有些案例在柱頭以鋼板牛腿擴座。

柱包覆鋼板可以提昇既有 RC 柱的抗剪強度與韌性，對於屬脆性破壞的構件，如短柱，是有效的補強方式。但街屋的騎樓柱大多破壞在柱頭與柱腳，屬撓曲破壞，鋼板在最需要補強的柱頭與柱腳即中斷沒有足夠錨定，無法增加柱頭柱腳剖面的抗彎能力。

若在柱頭以牛腿擴座，可增加柱頭的抗彎強度，但前提是當作牛腿的鋼板要夠厚，焊接要確實，以防鋼板受壓挫曲或受張脫開。倘若如此，柱子的有效長度可由牛腿下緣（圖 6-9，F-F 斷面）算至柱腳。在計算 F-F 斷面的抗彎強度時，外包覆的鋼板可視為一排連續的主筋，提供柱子受張或受壓的能力。而柱腳斷面的抗彎強度只能以既有 RC 柱的斷面計算之，鋼板在此處無法提供抗彎的能力。

總而言之，鋼板包覆工法主要是提昇柱子的抗剪強度與韌性，對於撓曲破壞的柱子來說，並非是對症下藥的補強方法。

6.5 擴大柱斷面工法檢討

以 RC 包覆擴大柱斷面工法是將既有柱表面打毛後配以主筋與箍筋，再澆置混凝土，以加大柱斷面，期能增加桿件抗彎、抗剪等各方面的強度。

觀察中部災區的補強案例，如南投市民族路與中興路的案例，如照片 6-6，多選擇騎樓柱擴大斷面補強之，是考慮施工的便利性。柱腳主筋埋入地底至基礎頂後再澆置混凝土，可算是有足夠的錨定；但柱頭的主筋為了施工方便或怕影響使用機能，往往至樑底即告終止，沒有良好錨定，此處鋼筋拉力強度將無法發揮，因此計算柱頭的抗彎強度 M_u 時只能計算舊有斷面加上新增斷面抗壓區域混凝土的強度，受張鋼筋的強度不予計算。

另外還可發現以 SRC 包覆擴大騎樓柱斷面的案例，如圖 6-10。同樣的問題是柱頭鋼骨至樑底即終止，沒有良好的錨定。柱腳鋼骨則埋入新做基腳內。計算柱腳處的補強效果可將鋼骨視為主筋一般，假設鋼骨與周圍鋼筋混凝土黏結為一體沒有相對滑移，鋼骨力量集中作用在斷面形心。但柱頭處鋼骨與鋼筋抗張強度不予計算。

6.6 案例計算

本節將在災區所調查的八種主要補強措施，運用至所選用同一個街屋(圖 6-1)，並計算八種補強措施所提昇的耐震能力。主要目的在比較各種常見補強方法對於街屋建築耐震能力提昇的效果，並評判出各方法的優劣。若想得知實際案例補強後之崩塌地表加速度，必先獲得診斷建物之平面、立面、桿件尺寸、配筋等資訊，以同樣方法分析得知。

本章分析案例分別為：

案例一：增設 H 型鋼柱（柱頭束制不佳，型鋼轉動慣量弱軸垂直騎樓方向）。

案例二：增設 H 型鋼柱（柱頭束制佳，型鋼轉動慣量弱軸垂直騎樓方向）。

案例三：增設 H 型鋼柱（柱頭束制佳，型鋼轉動慣量強軸垂直騎樓方向）。

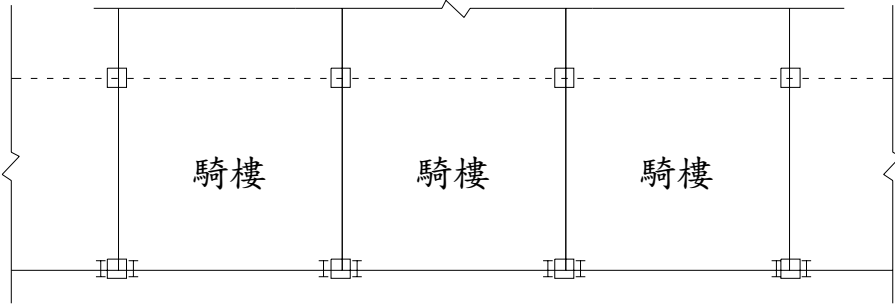
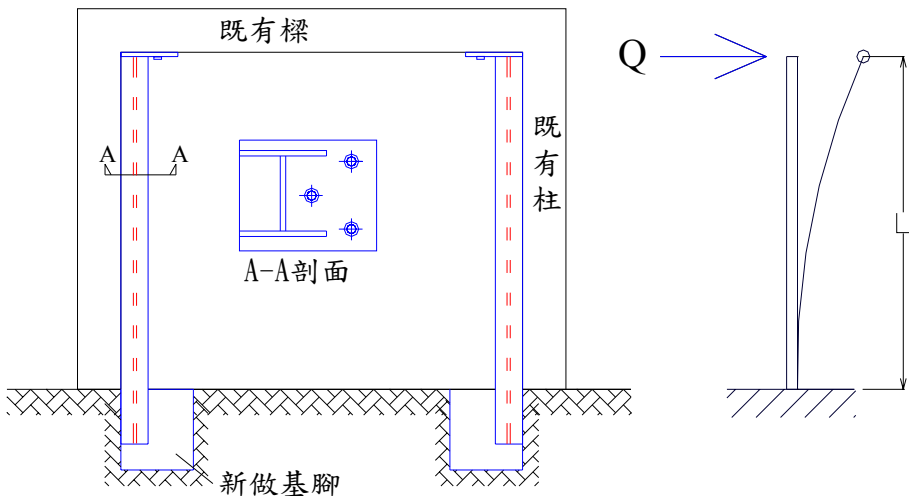
案例四：增設門型鋼構架及牛腿（型鋼轉動慣量強軸垂直騎樓方向）。

案例五：以鋼板包覆騎樓柱。

案例六：以 RC 擴大騎樓柱。

案例七：以 SRC 擴大騎樓柱。

案例八：增設平行騎樓方向 RC 牆與 RC 牆下基腳。

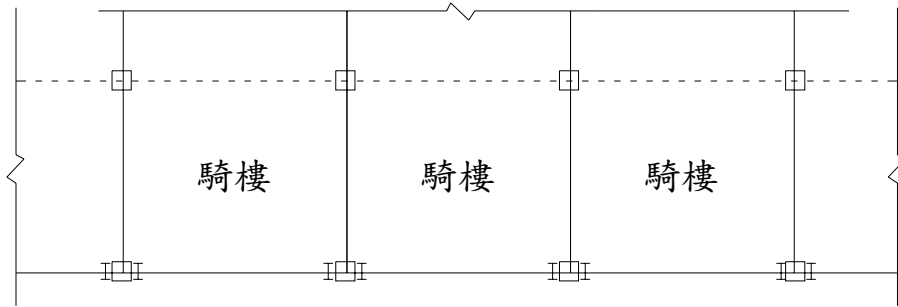
| 案例一 | |
|--------|---|
| 補強方式： | 增設 H 型鋼柱（柱頭束制不佳，型鋼轉動慣量弱軸垂直騎樓方向）如圖 6-2 |
| 補強位置： | 一樓騎樓柱旁，每戶二支，共 24 支。 |
| |  |
| 補強材說明： | <p>1. 使用 H300×150×6.5×9 之型鋼，型鋼 $F_y=2500 \text{ kg/cm}^2$。</p> <p>2. 柱頭鋼板以三支 #4 膨脹錨栓與原有 RC 樑連結；柱底埋入 RC 基腳。</p> <p>3. 型鋼轉動慣量弱軸垂直騎樓方向。</p> |
| 分析模式： | 柱頭以三支錨栓與 RC 樑連結，在受到強大側向力作用時，膨脹錨栓會鬆脫，故鋼柱頭可視為鉸支。柱底埋入 RC 基腳，可視為固定端，鋼柱呈現懸臂變形模式。柱淨高 $L=3500\text{mm}$ 。單支型鋼之 $Q-\Delta$ 曲線如圖 6-8 之 a 曲線所示。 |
| 圖示說明： |  |

| | |
|--------------------------|---|
| 計算例 補強前 崩塌 PGA： | 0.1134g |
| 計算例 補強後 崩塌 PGA： | 0.1137g |
| 耐震診 斷圖： | <p>The graph plots Force Q (MN) on the vertical axis against PGA (g) and displacement Δ (mm) on the horizontal axis. The horizontal axis is divided into two sections: PGA (g) from 0 to 0.12 on the left, and displacement Δ (mm) from 0 to 100 on the right. Two curves are shown: a solid line for 'After retrofit' and a dashed line for 'Before retrofit'. The 'Before retrofit' curve rises to a peak Q of about 7.8 MN at Δ ≈ 15 mm, then drops to a residual Q of about 3.8 MN. The 'After retrofit' curve rises to a peak Q of about 5.3 MN at Δ ≈ 60 mm, then drops to a residual Q of about 4.2 MN. A legend in the top right identifies the curves.</p> |
| 備註： | 補強效果只有 0.3% ，屬八種補強措施最差者。 |

案例二

補強方式： 增設 H 型鋼柱（柱頭束制佳，型鋼轉動慣量弱軸垂直騎樓方向）如圖 6-3 但不做牛腿。

補強位置： 一樓騎樓柱旁，每戶二支，共 24 支。

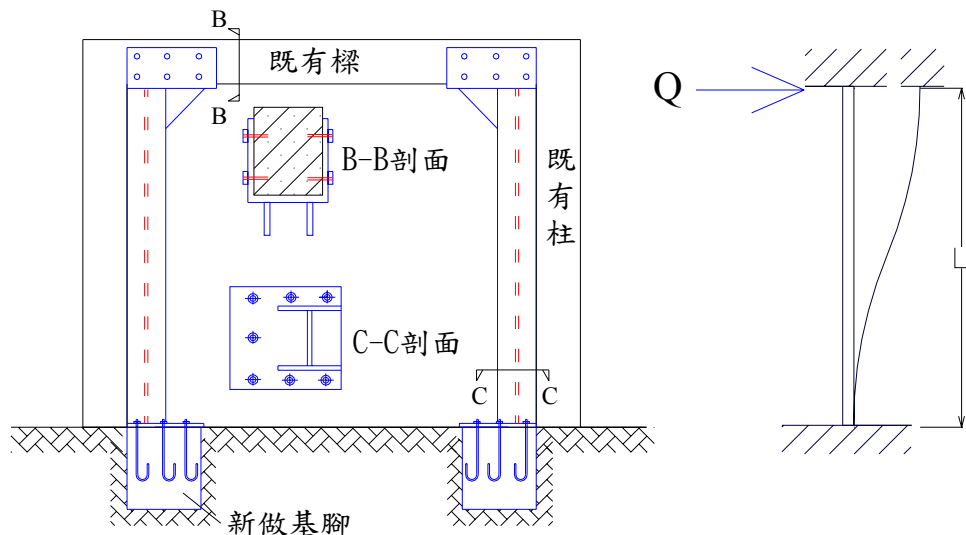


補強材說明：

1. 使用 H300×150×6.5×9 之型鋼，型鋼 $F_y=2500 \text{ kg/cm}^2$ 。
2. 鋼骨柱頭以 12 支 20ϕ 膨脹螺栓與樑接合，底部以 7 支 20ϕ 錨定螺栓與 RC 基腳結合。
3. 型鋼轉動慣量弱軸垂直騎樓方向。

分析模式： 柱頭與柱腳皆可視為固接，鋼柱呈現剪力變形模式。柱淨高 $L=3500\text{mm}$ 。單支型鋼之 $Q-\Delta$ 曲線如圖 6-8 之 b 曲線所示。

圖示說明：

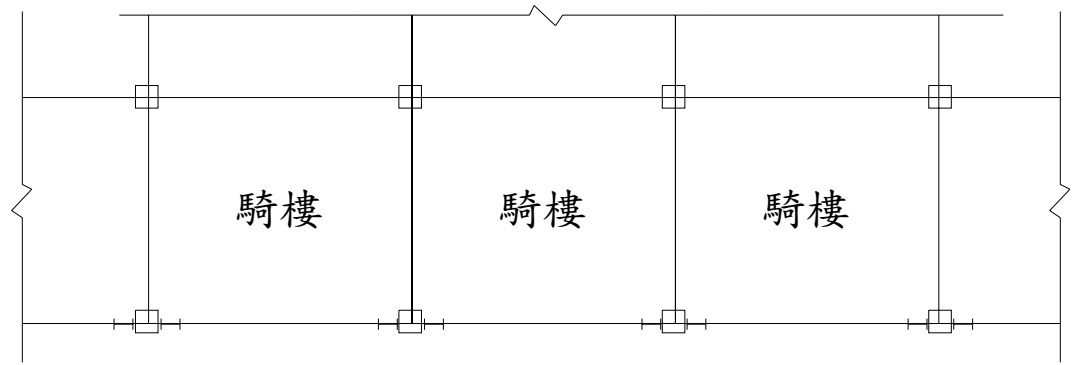


| | |
|--------------------------|---|
| 計算例 補強前 崩塌 PGA： | 0.1134g |
| 計算例 補強後 崩塌 PGA： | 0.1144g |
| 耐震診 斷圖： | <p>The graph plots Load (Q) in MN against Displacement (Δ) in mm and Peak Ground Acceleration (PGA) in g. The 'After retrofit' curve (solid line) shows a peak load of approximately 8 MN at a displacement of about 15 mm. The 'Before retrofit' curve (dashed line) shows a peak load of approximately 8 MN at a displacement of about 15 mm. Both curves show a significant drop in load capacity after the peak, with the 'After retrofit' curve maintaining a higher residual load capacity (around 4.5 MN) compared to the 'Before retrofit' curve (around 4.2 MN) at larger displacements.</p> |
| 備註： | 錐型鋼柱上下端錨定良好，但由弱軸抗震，補強效果只有 0.9% ，屬八種補強措施次差者。 |

案例三

補強方式： 增設 H 型鋼柱（柱頭束制佳，型鋼轉動慣量強軸垂直騎樓方向）如圖 6-5 但不做鋼樑與牛腿。

補強位置： 一樓騎樓柱旁，每戶二支，共 24 支。

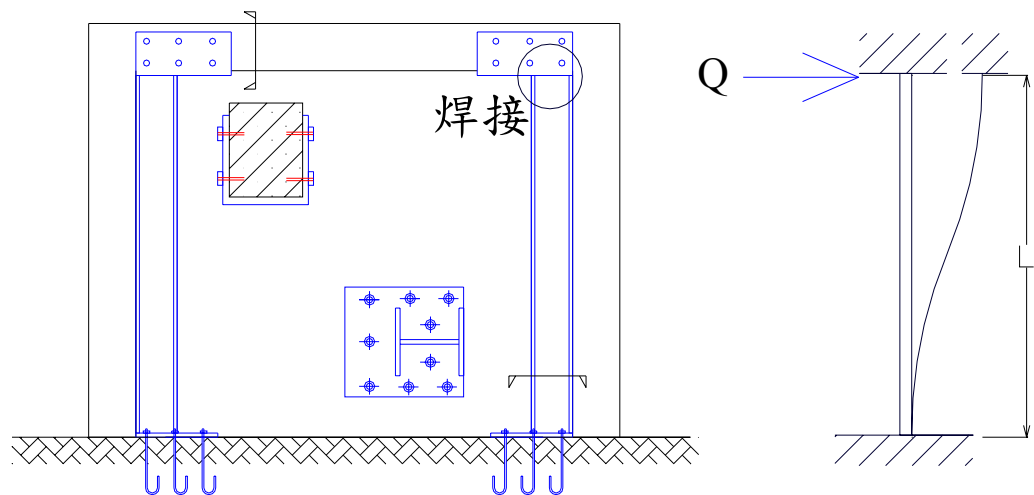


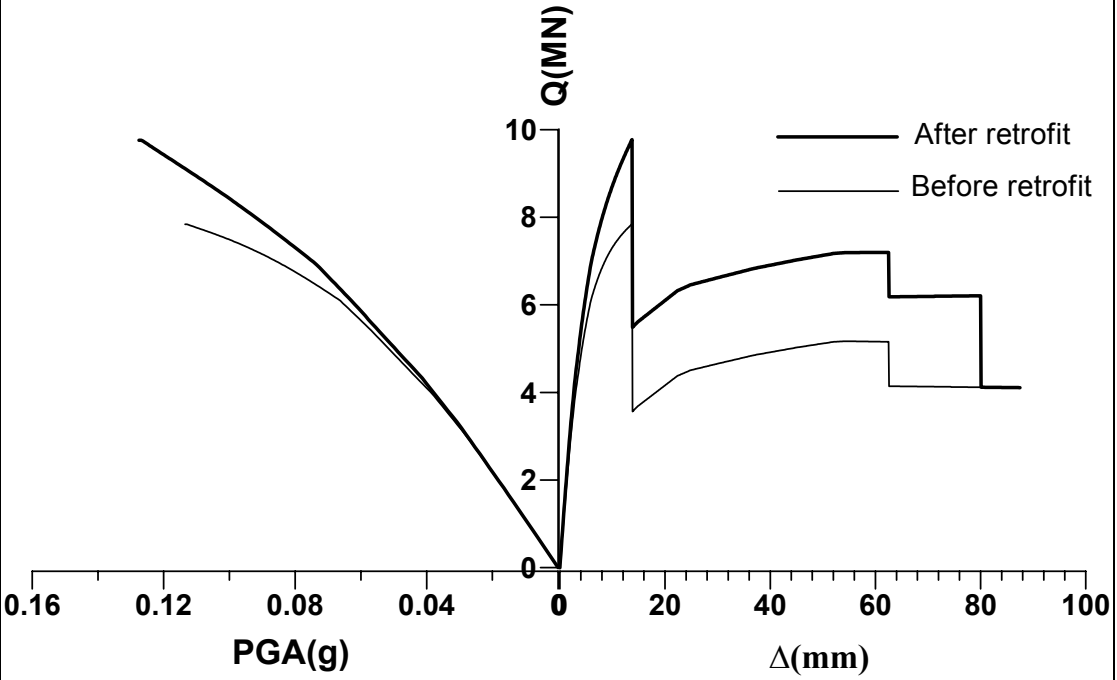
補強材說明：

1. 使用 H300×150×6.5×9 之型鋼，型鋼 $F_y=2500 \text{ kg/cm}^2$ 。
2. 鋼骨柱頭以 12 支 20ϕ 膨脹螺栓與樑接合，底部以 7 支 20ϕ 錨定螺栓與地面接合。
3. 型鋼轉動慣量強軸垂直騎樓方向。

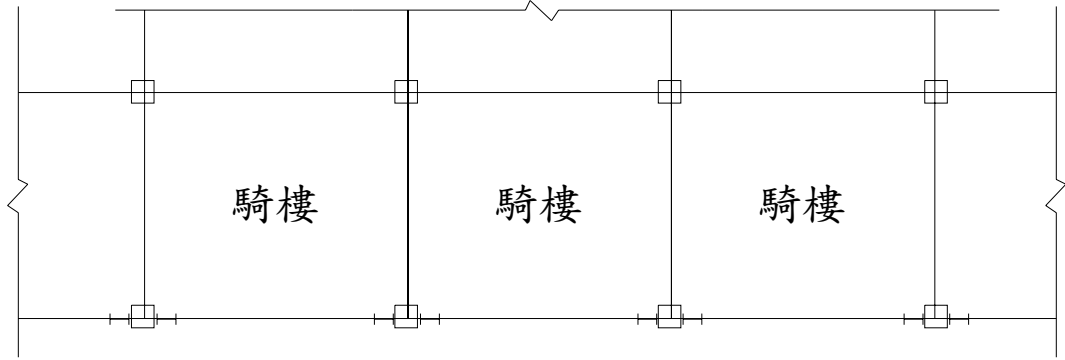
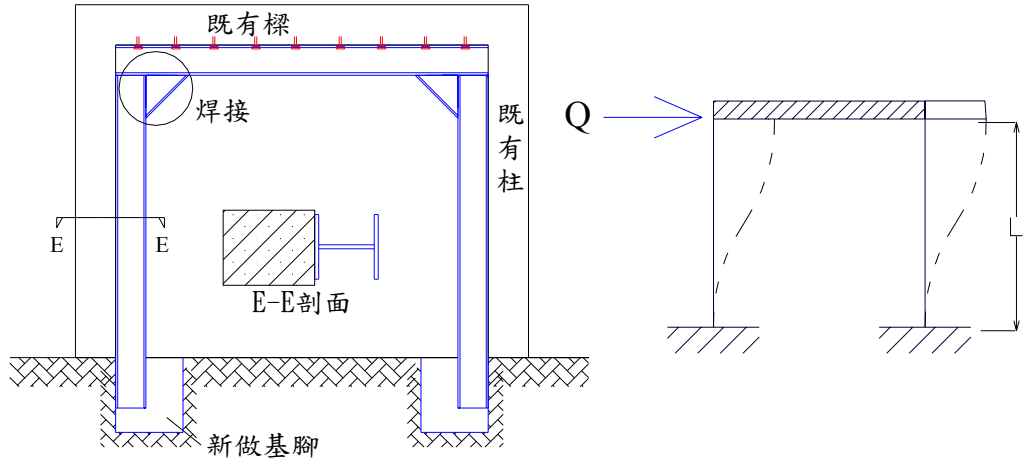
分析模式： 柱頭與柱腳皆可視為固接，鋼柱呈現剪力變形模式。柱淨高 $L=3500\text{mm}$ 。單支型鋼之 Q- Δ 曲線如圖 6-8 之 c 曲線所示。

圖示說明：



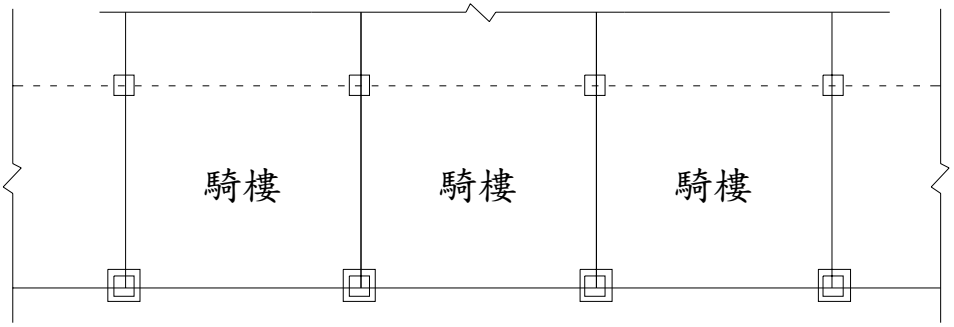
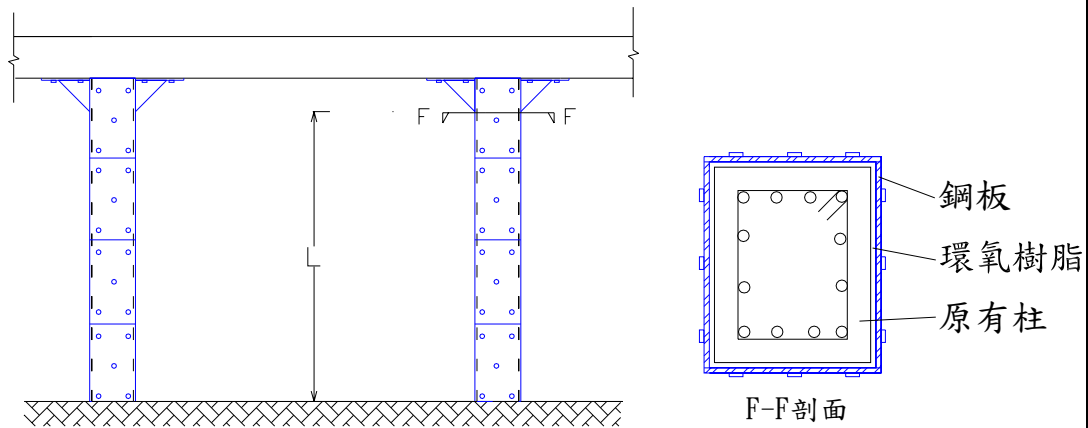
| | |
|--------------------------|---|
| 計算例 補強前 崩塌 PGA： | 0.1134g |
| 計算例 補強後 崩塌 PGA： | 0.1275g |
| 耐震診 斷圖： |  |
| 備註： | 補強後崩塌地表加速度大約提昇 12% |

案例四

| | |
|---------------|--|
| 補強方式： | 增設門型鋼構架加牛腿（型鋼轉動慣量強軸垂直騎樓方向）如圖 6-5 |
| 補強位置： | 一樓騎樓外構架，每戶一組，共 12 組。 |
| |  |
| 補強材說明： | <ol style="list-style-type: none"> 1. 使用 H300×150×6.5×9 之型鋼，型鋼 $F_y=2500 \text{ kg/cm}^2$。 2. 鋼構架柱樑接頭處增加牛腿，牛腿高度 300 mm。 3. 型鋼轉動慣量強軸垂直騎樓方向。 |
| 分析模式： | 在焊接良好的前提下，柱樑接頭可視為剛接，構架可簡化成兩支剪力變形式鋼骨柱。鋼柱的有效長度需扣除牛腿的高度，故柱淨高 $L=2900\text{mm}$ 。單支型鋼之 Q- Δ 曲線如圖 6-8 之 d 曲線所示。 |
| 圖示說明： |  |

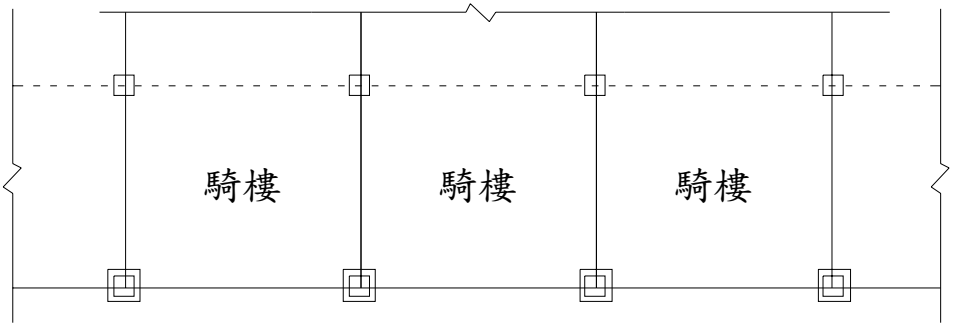
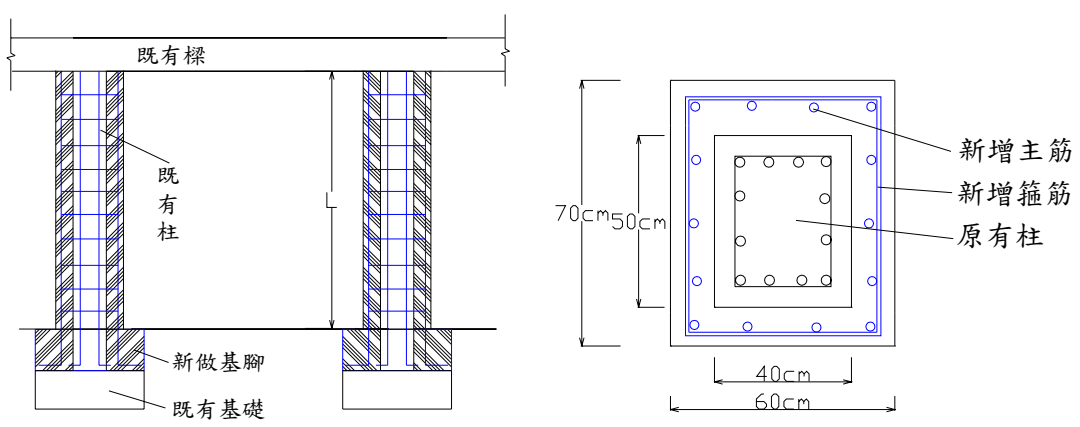
| | |
|--------------------------|--|
| 計算例 補強前 崩塌 PGA： | 0.1134g |
| 計算例 補強後 崩塌 PGA： | 0.1348g |
| 耐震診 斷圖： | <p>The graph plots Load (Q) in MN on the y-axis (0 to 10) against PGA (g) on the left x-axis (0.16 to 0) and Displacement (Δ) in mm on the right x-axis (0 to 100). Two curves are shown: 'After retrofit' (thick line) and 'Before retrofit' (thin line). Both curves show a peak load of approximately 10 MN at a displacement of about 15 mm. The 'After retrofit' curve maintains a higher residual strength (around 7 MN) compared to the 'Before retrofit' curve (around 4 MN) after the peak.</p> |
| 備註： | 補強後崩塌地表加速度大約提昇 19% |

案例五

| | |
|---------------|---|
| 補強方式： | 以鋼板包覆騎樓柱，如圖 6-9。 |
| 補強位置： | 一樓騎樓柱，12 戶，共 13 支。 |
| |  |
| 補強材說明： | <ol style="list-style-type: none"> 1. 騎樓柱四周以兩片 10mm 厚的 L 型鋼板包覆，再加以焊接；鋼板與舊有柱之間隙，先以螺栓固定，再以環氧樹脂填充。 2. 鋼板由樑底包覆至地面止，柱頭以牛腿擴座。 3. 型鋼 $F_y=2500 \text{ kg/cm}^2$。 |
| 分析模式： | <p>包覆鋼板可視同箍筋提昇柱子抗剪強度與圍束效果外，在牛腿的鋼板夠厚、焊接確實的前提下，柱頭以牛腿擴座，可增加柱頭的抗彎強度，外包覆的鋼板可視為一排連續的主筋，提供柱子受張或受壓的能力。而柱腳斷面的抗彎強度因包覆鋼板錨定不良，只能以原柱的斷面計算之，鋼板在此處無法提供抗彎的能力。</p> <p>柱淨高 $L=3200\text{mm}$，單支補強柱之 $Q-\Delta$ 曲線可比照一般 RC 柱計算之。</p> |
| 圖示說明： |  <p style="text-align: right;">鋼板 環氧樹脂 原有柱</p> <p style="text-align: center;">F-F剖面</p> |

| | |
|--------------------------|------------------------------|
| 計算例 補強前 崩塌 PGA： | 0.1134g |
| 計算例 補強後 崩塌 PGA： | 0.1196g |
| 耐震診斷圖： | |
| 備註： | 因為騎樓柱較長，是撓曲破壞，包覆鋼板後幾乎沒有補強效果。 |

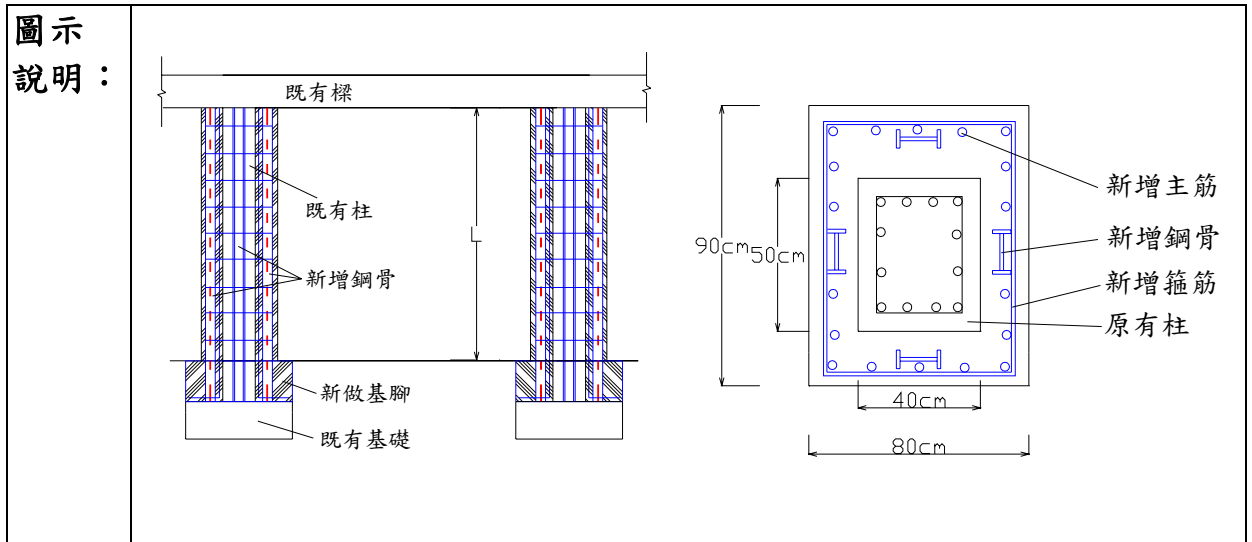
案例六

| | |
|---------------|---|
| 補強方式： | 以 RC 擴大騎樓柱 |
| 補強位置： | 一樓騎樓柱，共 13 支。 |
| |  |
| 補強材說明： | <p>1. 舊有柱尺寸為 40 cm×50cm，擴大為 60 cm×70cm。</p> <p>2. 增加 14-#5 主筋及#3@25cm 箍筋。</p> <p>3. 鋼筋 $F_y=2800 \text{ kg/cm}^2$。</p> |
| 分析模式： | <p>觀察災區實際施工狀況，柱腳主筋埋入地底至基礎頂後再澆置混凝土，可算是有足夠的錨定；但柱頭的主筋為了施工方便或怕影響使用機能，往往至樑底即告終止，沒有良好錨定，此處新增主筋拉力強度無法發揮。因此計算柱頭的抗彎強度 M_u 時只能計算舊有斷面加上新增斷面抗壓區域的強度，受張鋼筋的強度不予計算。柱淨高 $L=3500\text{mm}$，單支補強柱之 $Q-\Delta$ 曲線可比照一般 RC 柱計算之。</p> |
| 圖示說明： |  |

| | |
|--------------------------|--------------------|
| 計算例 補強前 崩塌 PGA： | 0.1134g |
| 計算例 補強後 崩塌 PGA： | 0.1354g |
| 耐震診 斷圖： | |
| 備註： | 補強後崩塌地表加速度大約提昇 19% |

案例七

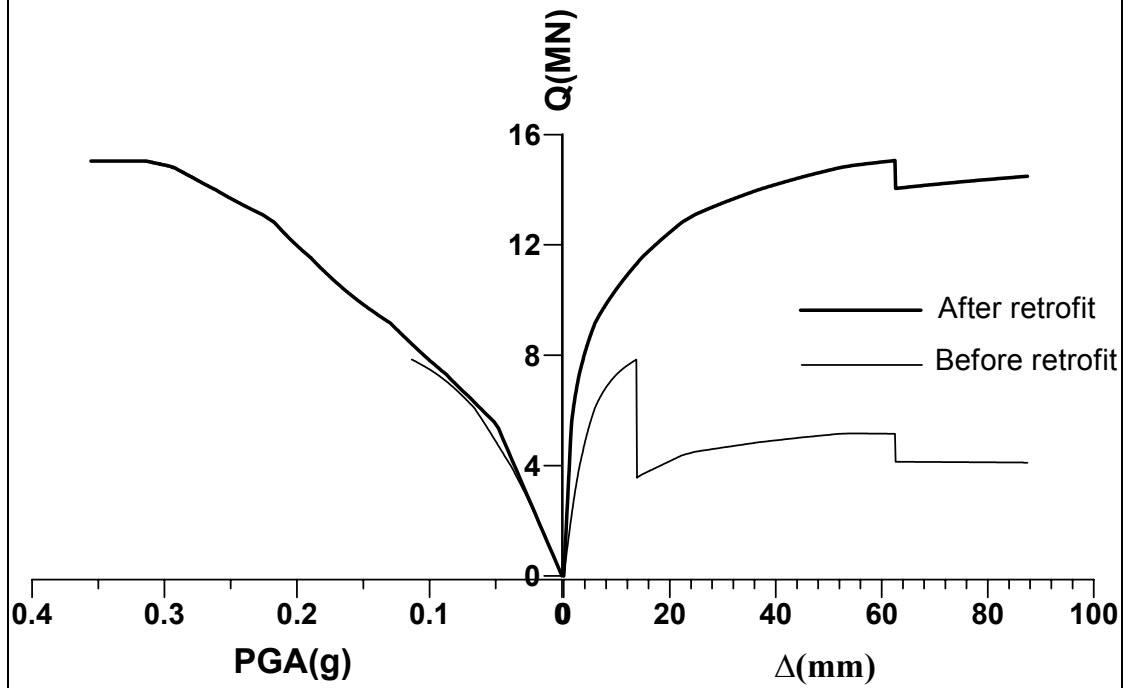
| | |
|---------------|--|
| 補強方式： | 以 SRC 擴大騎樓柱 |
| 補強位置： | 一樓騎樓柱，共 13 支。 |
| | |
| 補強材說明： | <ol style="list-style-type: none"> 1. 舊有柱尺寸為 40 cm×50cm，擴大為 80 cm×90cm。 2. 增加 18-#5 主筋、#3@25cm 箍筋，及四支 H200×100×5.5×8 型鋼。 3. 鋼筋 $F_y=2800 \text{ kg/cm}^2$，型鋼 $F_y=2500 \text{ kg/cm}^2$。 |
| 分析模式： | <ol style="list-style-type: none"> 1. 計算此柱的補強效果可將鋼骨視為主筋，假設鋼骨與周圍鋼筋混凝土合為一體沒有相對滑移，鋼骨力量集中在型鋼斷面形心。 2. 觀察災區實際施工狀況，柱腳主筋及型鋼埋入地底至基礎頂後再澆置混凝土，可算是有足夠的錨定；但柱頭的主筋及型鋼為了施工方便或怕影響使用機能，往往至樑底即告終止，沒有良好錨定，此處新增鋼骨與鋼筋拉力強度無法發揮。因此計算柱頭的抗彎強度 M_u 時只能計算舊有斷面加上新增斷面抗壓區域的強度，受張鋼筋的強度不予計算。 |



| | |
|------------------------------------|---|
| <p>計算例 補強前 崩塌 PGA：</p> | <p>0.1134g</p> |
| <p>計算例 補強後 崩塌 PGA：</p> | <p>0.1720g</p> |
| <p>耐震診斷圖：</p> | <p>Q(MN)</p> <p>12 8 4 0</p> <p>0.2 0.16 0.12 0.08 0.04 0 20 40 60 80 100</p> <p>PGA(g) Δ(mm)</p> <p>After retrofit Before retrofit</p> |
| <p>備註：</p> | <p>補強後崩塌地表加速度大約提昇 52% ，屬八種補強措施次優者。</p> |

| 案例八 | |
|--------------------------|--|
| 補強方式： | 增設平行騎樓方向 RC 牆與 RC 牆下基腳。 |
| 補強位置： | 一樓與二樓梯間 (Frame D) 0.5B 磚牆改為 20cm 厚 RC 牆，共 12 面。 |
| | |
| 補強材說明： | RC 牆：高 350cm，寬 307cm，厚 20cm， $F_c' = 210 \text{ kg/cm}^2$ 牆筋：#4@15cm 雙層雙向， $F_y = 2800 \text{ kg/cm}^2$ |
| 計算例 補強前 崩塌 PGA： | 0.1134g |
| 計算例 補強後 崩塌 PGA： | 0.3554g ($> 0.33g$ 達到現有規範要求標準) |

耐震診斷圖：



備註：補強後崩塌地表加速度大約提昇 213% ，屬八種補強措施之最優者。

6.7 小結

1. 大部分在災區調查到只在騎樓柱旁增設 H 型鋼柱及門型鋼構架的案例，因型鋼弱軸垂直道路或騎樓方向，故幾乎沒有補強成效。若加強 H 型鋼柱上下兩端之束制、加大型鋼尺寸、型鋼轉動慣量之強軸轉成垂直騎樓方向之後，約可提昇 10 至 20% 的補強效果，但補強後會對店舖視野寬度造成影響。
2. 柱包覆鋼板因在柱頭柱腳處難獲充分錨定，僅能提昇柱子的抗剪能力，對於大部分屬於撓曲破壞的騎樓柱來說，並無明顯補強效果。故鋼板包覆工法並不適於街屋騎樓柱的補強，而應該運用於短柱的補強，俾提昇抗剪強度。
3. 擴大柱斷面工法相較於增設鋼骨柱及包覆鋼板工法來說，成效較為明顯，但仍難達到現行建築技術規則要求的標準。要達到目標需增加補強柱子的數量，只補強騎樓柱是不夠的。另外，補強時需注意柱頭與柱腳之鋼筋及鋼骨需要有足夠的錨定。
4. 在每戶梯間補一面厚約 20 公分平行騎樓方向的 RC 牆及其基腳，可有效提昇結構的耐震能力至現行規範的要求標準。欲滿足更嚴格的功能設計標準可參考本文第三章所提出的方法，在最後構架另增一片 RC 牆及其基腳。
5. 經比較中部災區最普遍採用的八種補強措施後得知，在騎樓柱旁邊加型鋼，型鋼斷面弱軸垂直騎樓，柱頭又沒有充分錨定者，補強效果最差，崩塌地表加速度只提昇 0.3%。加強柱頭錨定後也只提昇 0.9%。在梯間增加 20cm 厚 RC 牆，補強效果最優，崩塌地表加速度可提升 213%。
6. 對街屋型態的建築來說，針對騎樓柱補強，並不是經濟有效的方法，而且不美觀。在適當的地方增設平行騎樓方向（即道路方向）RC 牆或鋼骨斜撐，改善整體結構的耐震機制，才是較佳的對策。

第七章 結論與建議

7.1 結論

本文探討既有 RC 沿街店鋪住宅滿足功能要求之耐震補強，所得結論整理如下：

1. 就本文案例而言，耐震能力僅達我國現行建築技術規則規定三分之一的沿街店鋪住宅，經過適當的補強之後，可以符合功能設計要求。

2. 災區震後受損的沿街店鋪住宅，可以補強的手段使其達到功能設計的標準。

由本文所舉案例看來，震後補強除了需增加注射環氧樹脂的修復成本外，其震後補強的補強量只略多於震前補強的補強量，故建議災區受損的沿街店鋪住宅，可以補強的手段使其達到功能設計的標準，而不必拆除。

3. 對整體結構系統進行補強才有用。

本文之補強案例原來具有之耐震能力僅達現行建築技術規則規定之三分之一，卻能將之補強至符合功能設計要求。假如只有針對個別結構桿件加以補強並不容易成功，且不符合經濟效益。故本文採用改善結構系統的補強方式，如增設 RC 牆或鋼骨斜撐，改變整體結構系統的耐震機構，才能達到補強效果。

4. 在沿街店鋪住宅平行騎樓方向最後面構架增設 RC 牆或鋼骨斜撐能有效提升耐震能力且不妨礙使用機能。

在最後面構架增設 RC 牆或鋼骨斜撐，對使用機能的妨害最少，雖然會造成偏心，但由於沿街店鋪住宅在垂直騎樓方向有很多隔戶牆的束制，造成整棟建築抗扭剛度極大，不會造成太多的扭轉變形，平行騎樓各構架，在平行騎樓方向地震力作用下，仍然大致呈平移變形，不會影響結構的耐震能力。

5. 為達功能設計要求，除了一樓需要補強之外，二樓以上也需視狀況補強。

沿街店鋪住宅耐震能力最差的是一樓，軟層效應也發生在一

樓；但就本文的案例，二樓補強前的崩塌地表加速度也大約只有一樓的 1.3~1.8 倍。若只有補強一樓，則下次地震來臨時，弱層將會發生在二樓。故二樓以上也需依照同樣方式延續補強。

6. 原有構架中 1B 以上之磚牆，具有一定之抗震能力，除非改換 RC 牆，否則不要任意拆除。

沿街店鋪住宅二樓以上具有很多隔間磚牆，會造成一、二樓之間的剛度差異，形成一樓的軟層效應。但這些磚牆對該層樓的耐震能力是有幫助的，尤其對功能設計目標來說，1B 以上磚牆初期剛度大，能有效控制層間變位角。因此要減緩一樓的軟層效應，不該將二樓以上構架內磚牆拆除，減低二樓以上的剛度，而是應該在一樓增加 RC 牆或鋼骨斜撐，以便增加一樓的剛度。

7. 結構應在震前未受損時進行補強，不應留待震後受損才補強。

雖然韌性較差的結構在震後經注射環氧樹脂修復後，其耐震能力可能有機會復原，但因其剛度受損，變形量一定會增加，由功能設計的觀點來看，震後補強較震前補強不利。況且震前補強可以保證建築物的安全，對生命財產多了一份保障。

8. 鋼骨斜撐補強的效果優於 RC 牆補強的效果。

1) 就補強後之結構行為：鋼骨斜撐優於 RC 牆。

本文考慮受害建築物耐震能力降低係數與永久變形，探討建築物補強後承受多次地震的結構行為發現，以鋼骨斜撐補強的案例，在壓力斜撐尚未挫屈之前，處於接近彈性的階段，在這階段中，不管承受多少次小震與中震，耐震能力都幾乎沒有降低。直到壓力斜撐挫屈後，張力斜撐很快進入降服階段，事後若再遭受到地震，整體的耐震能力會很快的降低，並產生大量的永久變形。

以 RC 牆補強的案例，因為混凝土會開裂，承受多次小震與中震時，其耐震能力降低得較鋼骨斜撐補強的案例快，產生的永久變形較多。

經考慮結構物使用功能與結構承受多次地震，以鋼骨斜撐補強，在壓力斜撐挫屈前，整體的結構較剛，層間變位角很小且耐震能力不易降低，補強效果優於 RC 牆補強的效果；但是要建議補鋼骨斜撐時，盡量補到烈震來臨時，壓力斜撐不會挫屈最為理想，亦即採用防挫曲斜撐(BIB)最好。

2) 就施工性：鋼骨斜撐優於 RC 牆。

由於本文所補的鋼骨斜撐與外圍框架體積並不大，可在工廠焊接組裝後，直接運至現場架設，且大部分為乾式施工，不必像增設 RC 牆一樣，需要組模、配筋、灌漿、等約 10 天之後再拆模，嚴重影響住戶的生活。

3) 就使用性：鋼骨斜撐優於 RC 牆。

雖然本文所補的鋼骨斜撐，框架的厚度普遍略大於 RC 牆的厚度，且為 X 形，不能開大窗，但仍可以開小窗增加通風採光。RC 牆則無法開窗，否則會影響其耐震性能。

綜合以上三點，雖然鋼骨斜撐的成本較高，但仍建議以鋼骨斜撐補強較佳。

9. 本文採用的功能設計標準，關鍵層間變位角的控制點在 475 年回歸期大震。

計算本文所有案例後發現，對三層至五層的沿街店鋪住宅來說，只要補強後能符合 475 年回歸期大震時，層間相對變位角不超過 1.1% 的標準，其餘各級地震的功能要求均不難達成。

10. 一樓樓梯方向平行走廊方向的沿街店鋪住宅，對補強較有利。

一樓樓梯方向平行走廊的案例（代號 H）除了最後面構架可增設 RC 牆或鋼骨斜撐外，在梯間位置也可供補強；而樓梯方向垂直走廊的案例（代號 V），因考慮到不影響原有使用機能，故只有最後面構架可以補強。因此 H 案例每戶可補兩面 RC 牆或鋼骨斜撐，V 案例每戶只可補一面 RC 牆或鋼骨斜撐。故 H 案例每面 RC 牆可補得較薄、配筋較少，鋼骨號數可較小；且地震力可由兩面牆分散承擔，不會集中在一處，對力的傳遞及基礎的改良是較有利的。

11. 只在騎樓柱旁增設 H 型鋼柱及門型鋼構架幾乎沒有補強成效。

大部分在災區調查到只在騎樓柱旁增設 H 型鋼柱及門型鋼構架的案例，因型鋼弱軸垂直道路或騎樓方向，故幾乎沒有補強成效。若加強 H 型鋼柱上下兩端之束制、加大型鋼尺寸、型鋼轉動慣量之強軸轉成垂直騎樓方向之後，約可提昇 10 至 20% 的補強效果，但補強

後會對店鋪視野寬度造成影響。

12. 鋼板包覆工法並不適於街屋騎樓柱的補強。

柱包覆鋼板因在柱頭柱腳處難獲充分錨定，僅能提昇柱子的抗剪能力，對於大部分屬於撓曲破壞的騎樓柱來說，並無明顯補強效果。故鋼板包覆工法並不適於街屋騎樓柱的補強，而應該運用於短柱的補強，俾提昇抗剪強度。

13. 擴大柱斷面工法補強時需注意柱頭與柱腳的補強鋼骨與補強鋼筋需要有足夠的錨定。

擴大柱斷面工法相較於增設鋼骨柱及包覆鋼板工法來說，成效較為明顯，但仍難達到現行建築技術規則要求的標準。要達到目標需增加補強柱子的數量，只補強騎樓柱是不夠的。另外，補強時需注意柱頭與柱腳之鋼筋及鋼骨需要有足夠的錨定。

14. 對街屋型態的建築來說，針對騎樓柱補強，並不是經濟有效的方法，而且不美觀。在適當的地方增設平行騎樓方向（即道路方向）RC 牆或鋼骨斜撐，改善整體結構的耐震機制，才是較佳的對策。

7.2 建議

1. 本文採用的耐震診斷法是假設地震力為靜態，單方向一次將建築物推垮，求其崩塌地表加速度。但是實際上地震力是動態來回重複性的載重，假設與實際狀況之間到底差異為何？建議未來利用各垂直構材的動態實驗結果，修正本文公式，甚至進行震動台實驗，使更準確診斷結構物的耐震能力。
2. 本文研究對象為五樓以下低層 RC 造沿街店鋪住宅，依其震害模式假設為剪力房屋，故只針對垂直構材進行診斷與補強。至於樑或樓版等水平構材的補強，還需要更進一步的研究。
3. 本文補強的方式是增加 RC 牆或鋼骨斜撐，大部分的地震力將由增設的 RC 牆或鋼骨斜撐承擔，而各層樓連通之 RC 牆或鋼骨斜撐又將力量傳遞至基礎，因此基礎的改良十分重要，其補強方法可再進一步研究。

參考文獻

1. 日本建築防災協會，《既有鋼筋混凝土造建築物之耐震診斷基準同解說》，日本建築防災協會，1990。
2. 日本建築防災協會，《震害建築物之受害度判定基準與修復技術指針—鋼筋混凝土造編》，日本建築防災協會，1991。
3. ATC, “Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings”, ATC-40 Report, Applied Technology Council, Redwood City, California. 1996.
4. 張嘉祥、陳嘉基、王貞富，〈嘉義瑞里地震學校建築震害〉，《結構工程》，13 卷 3 期，頁 61-80，1998.9。
5. 劉白梅，《中高層鋼筋混凝土建築結構火害前後之地震保險費率》，國立成功大學建築系博士論文，1998。
6. 蔡益超、陳清泉，《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，1999。
7. 郭心怡，《RC 學校建築快速耐震診斷》，國立成功大學建築系碩士論文，2000。
8. Structure Engineers Association of California Vision 2000 Committee, “Performance Based Seismic Engineering of Buildings”, SEAOC Vision 2000 Committee, Final Report, 1995.
9. 吳清楓，《由外牆壁磚震害檢討功能設計標準—以低層商業大樓為例》，國立成功大學建築系碩士論文，1999。
10. 陳建發，《石膏板輕隔間牆在水平地震力作用下之變形與破壞行為》，國立成功大學建築系碩士論文，2000。
11. 吳宗憲，《從逃生門及外牆窗戶玻璃震害探討建築物功能設計》，國立成功大學建築系碩士論文，2001。
12. 劉文欽，《鋼筋混凝土構架震後之補強試驗及其效果分析—重塑支柱、增設斜撐與增設 RC 牆等工法》，國立成功大學建築系碩士論文，1996。
13. 康繼仁，《鋼筋混凝土構架震後之補強試驗及其效果分析—包覆工法》，國立成功大學建築系碩士論文，1996。
14. 許茂雄、張嘉祥、蔡瑞河，《新建學校建築耐震規畫設計與既有學校建築耐震補強指針研擬》，內政部建築研究所專題研究計畫期末報告 (MOIS-860010)，1997。
15. 詹景超，《以 RC 住宅建築耐震行為檢討 VISION 2000 設計目標》，國立成功大學建築系碩士論文，1999。
16. 鄧世雄，《集集地震低層 RC 店鋪住宅震害原因探討》，國立成功大

- 學建築系碩士論文，2000。
17. 蔣敬三，《鋼筋混凝土造角間街屋之震害診斷與補強》，國立成功大學建築系碩士論文，2000。
 18. 內政部營建署，《建築技術規則》，營建雜誌社，民國 87 年元月。
 19. 內政部營建署，《建築物耐震設計規範及解說》，內政部營建署，1997。
 20. 張旭福，《鋼筋混凝土短柱補強措施之定量研究》，國立成功大學建築系碩士論文，1993。
 21. 黃國彰，《有邊界柱梁之磚牆耐震試驗與等值牆版分析》，國立成功大學建築系碩士論文，1995。
 22. 賴慶鴻，《鋼筋混凝土剪力牆強度與剛度之試驗與分析》，國立成功大學建築系碩士論文，1999。
 23. 曾凱瀚，《磚墩與磚牆基本力學性質試驗研究》，國立成功大學建築系碩士論文，1994。
 24. 張文德，《磚牆及含磚牆 RC 構架之耐震試驗分析與應用》，國立成功大學建築系碩士論文，1997。
 25. 林正偉，《有邊界柱梁之磚牆耐震試驗與等值桁架分析》，國立成功大學建築系碩士論文，1995。

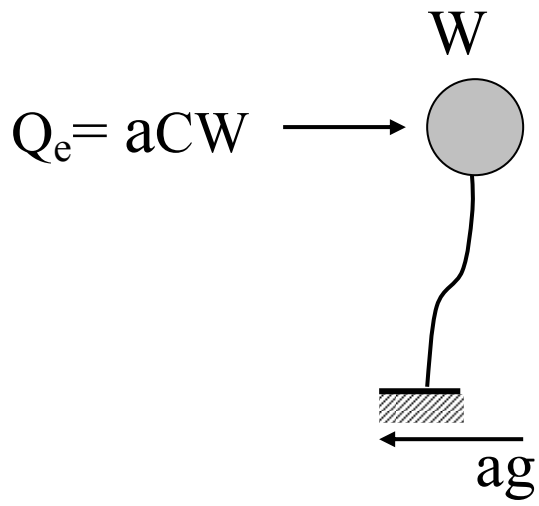


圖 2-1 單自由度結構模型

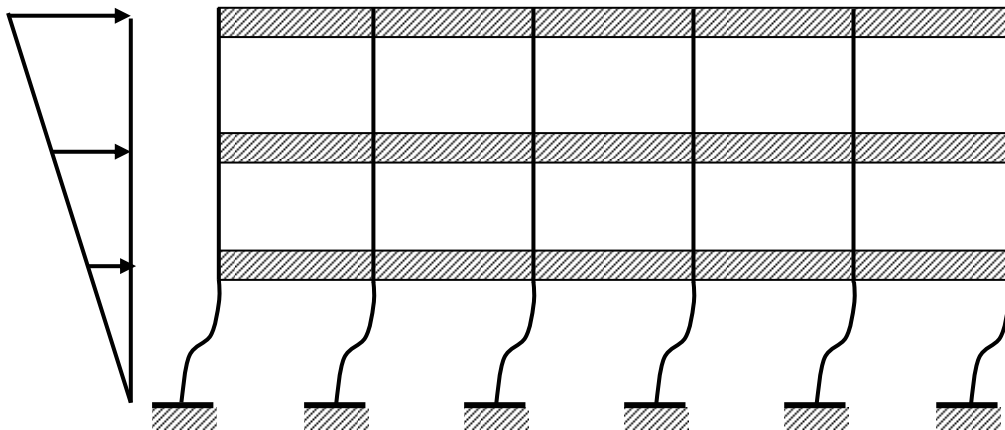


圖 2-2 剪力房屋變形模式

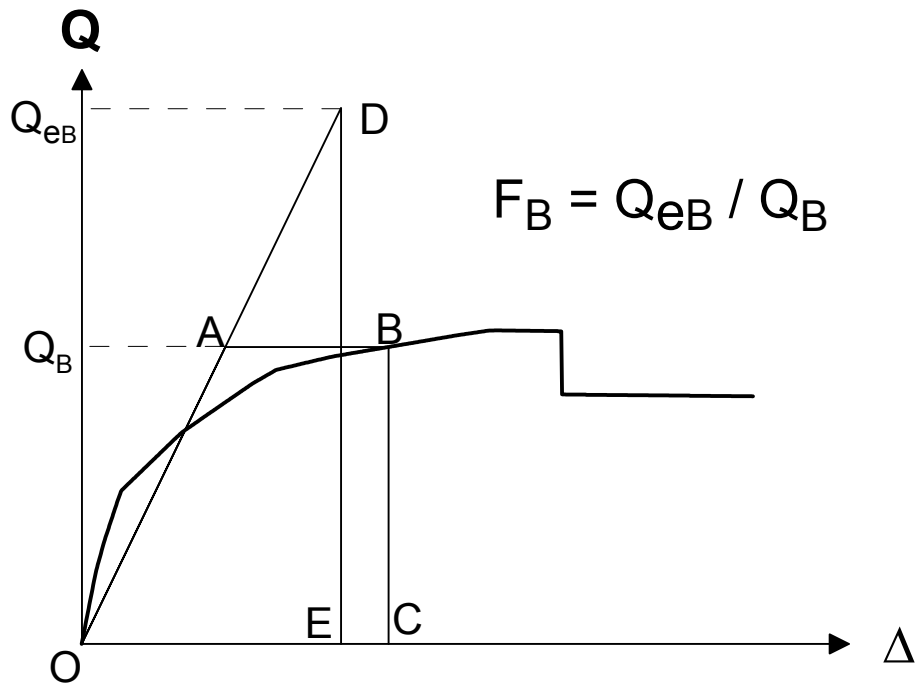


圖 2-3 利用等能量原則將水平載重與水平位移非線性曲線轉
換成等值二折線 (Q 突降前)

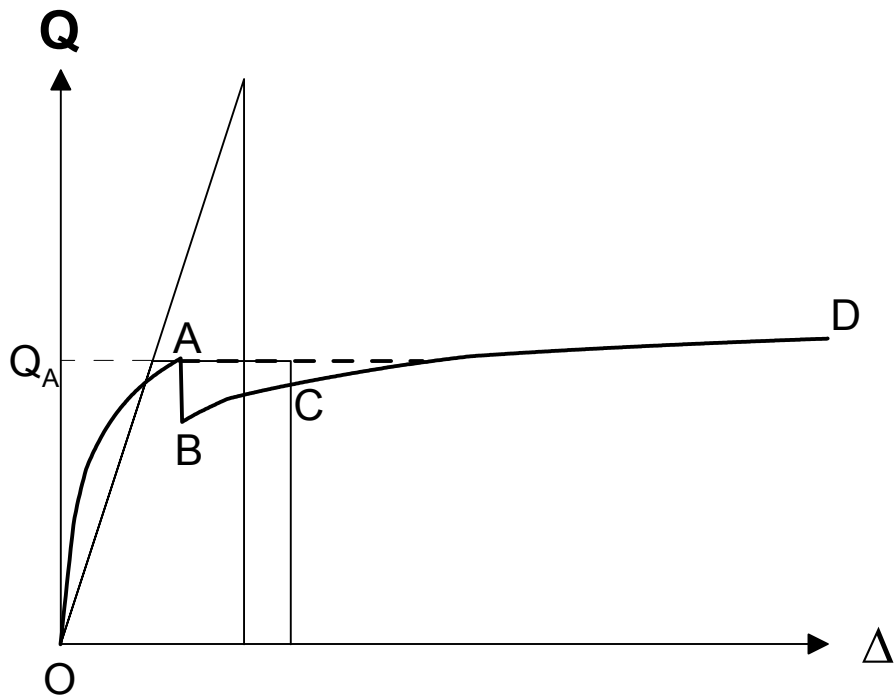


圖 2-4 利用等能量原則將水平載重與水平位移非線性曲線轉
換成等值二折線 (Q 突降後)

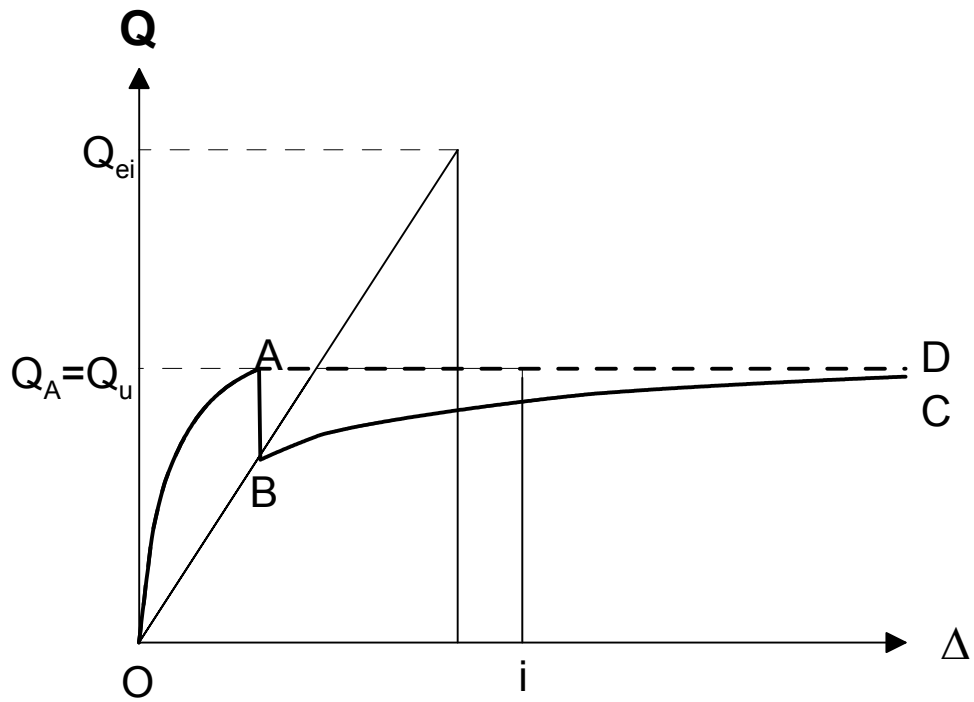


圖 2-5 利用等能量原則將水平載重與水平位移非線性曲線轉
換成等值二折線（過峰值之後）

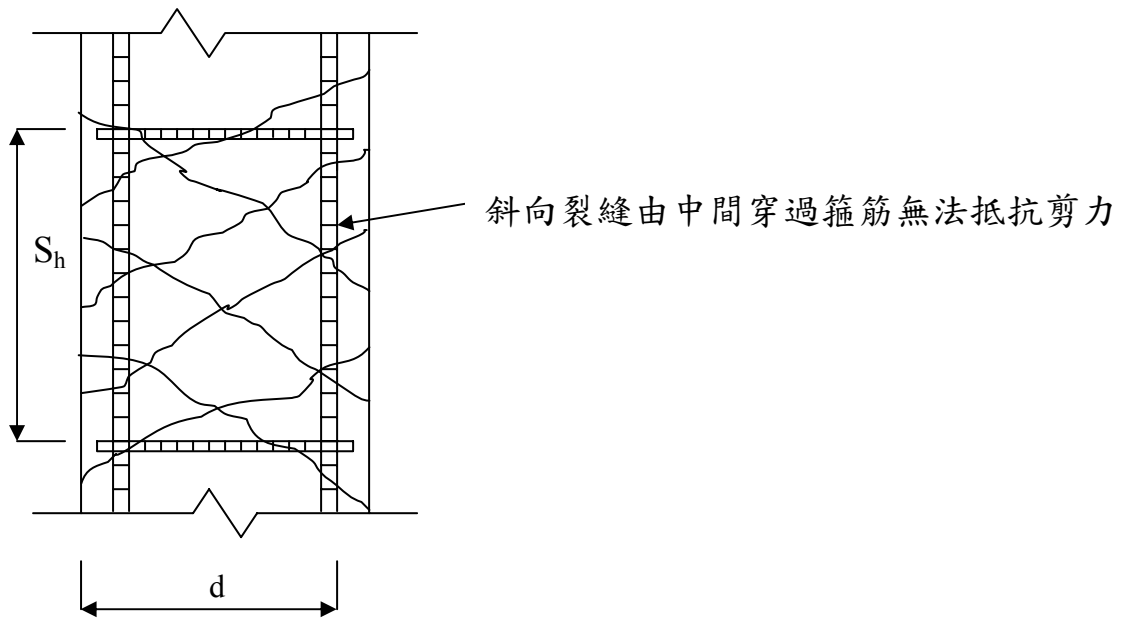


圖 2-6 箍筋間距與剪力裂縫關係示意圖

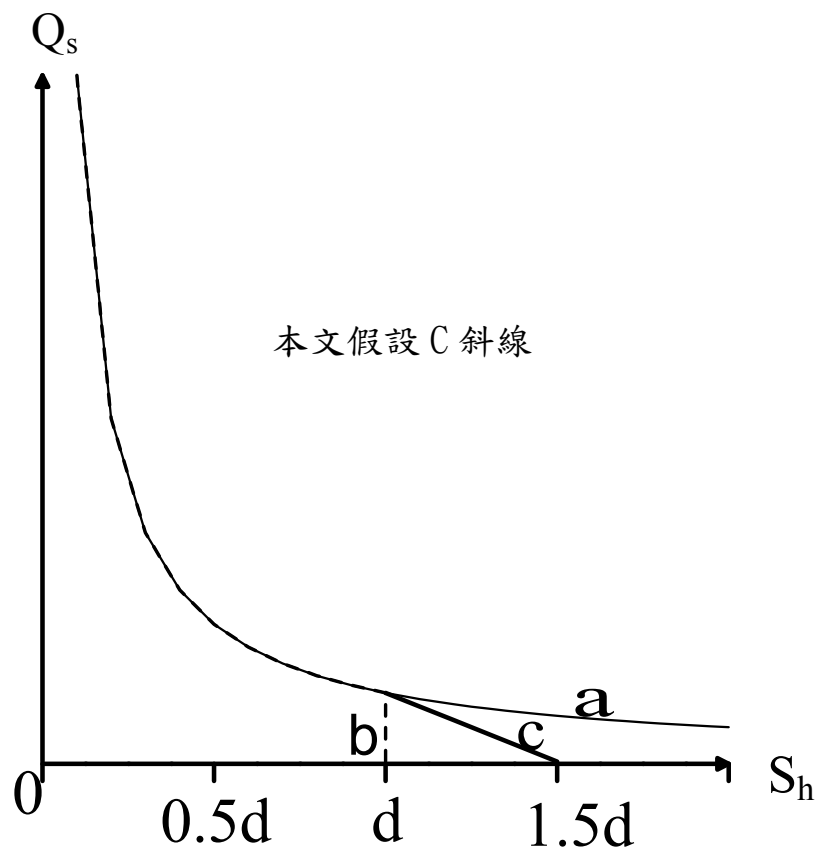


圖 2-7 箍筋抗剪強度 (Q_s) 與箍筋間距 (S_h) 關係圖

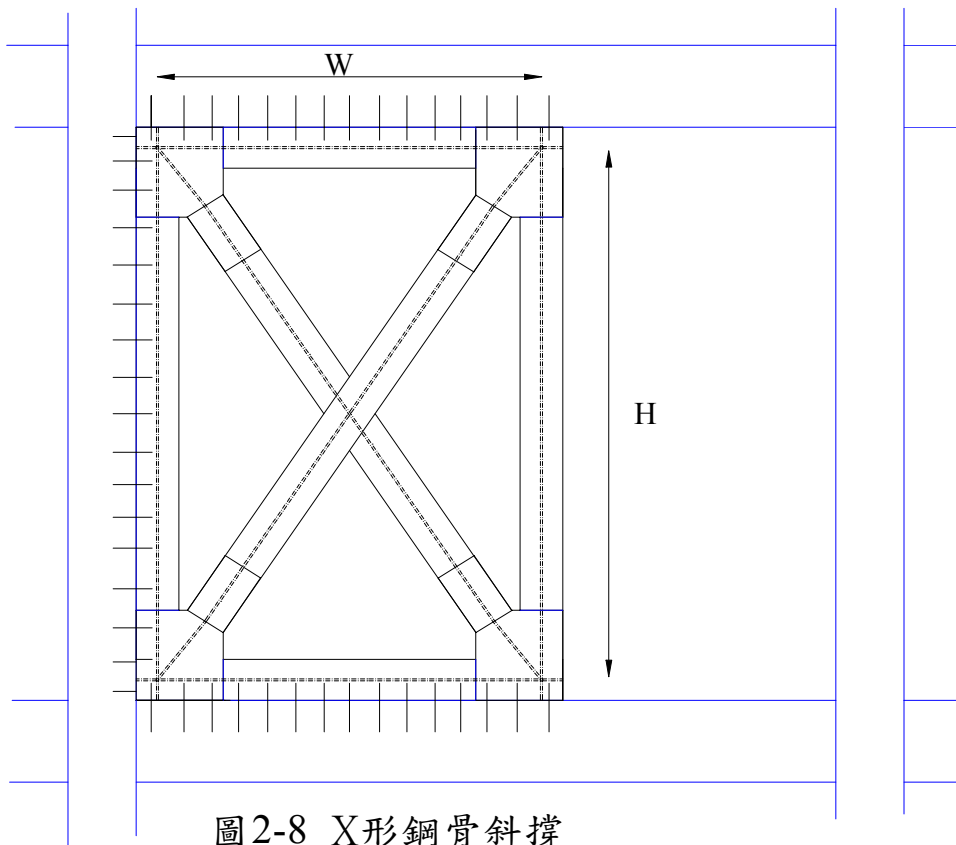


圖2-8 X形鋼骨斜撐

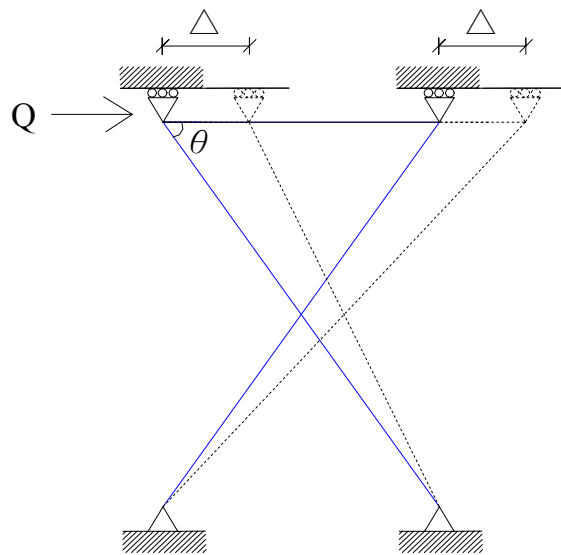


圖2-9 鋼骨斜撐分析模型

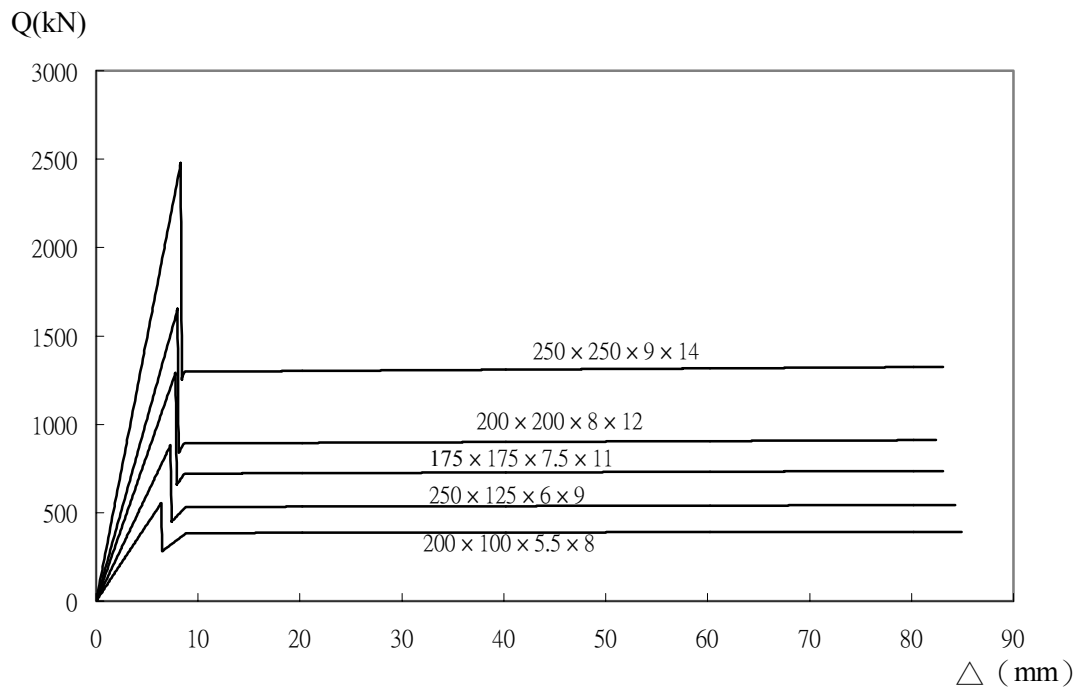


圖 2-10 X 形鋼骨斜撐側向載重與側向位移非線性曲線實例演算

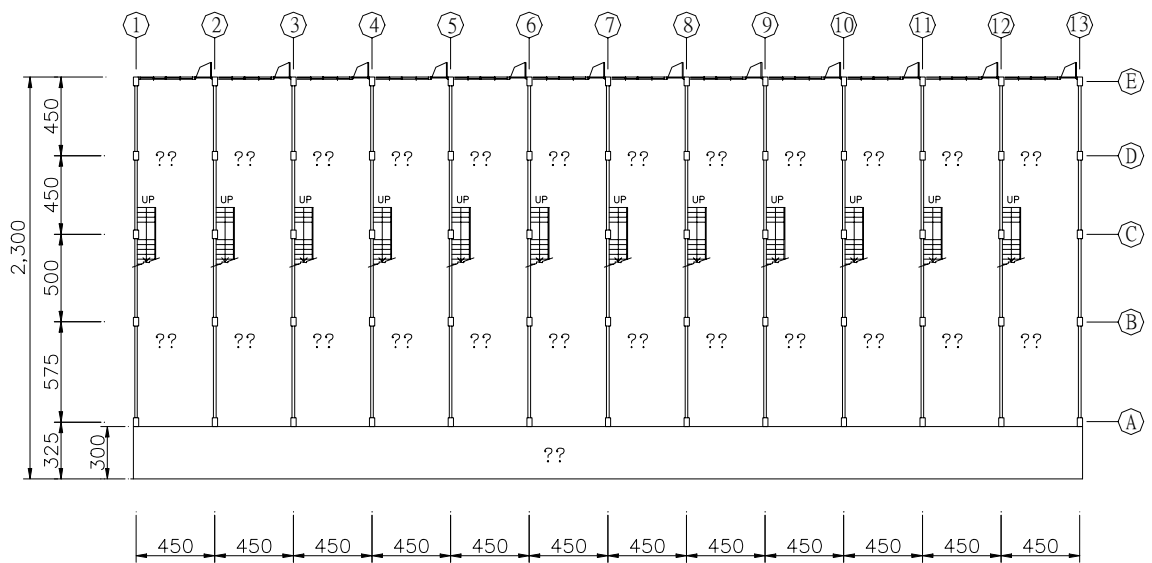
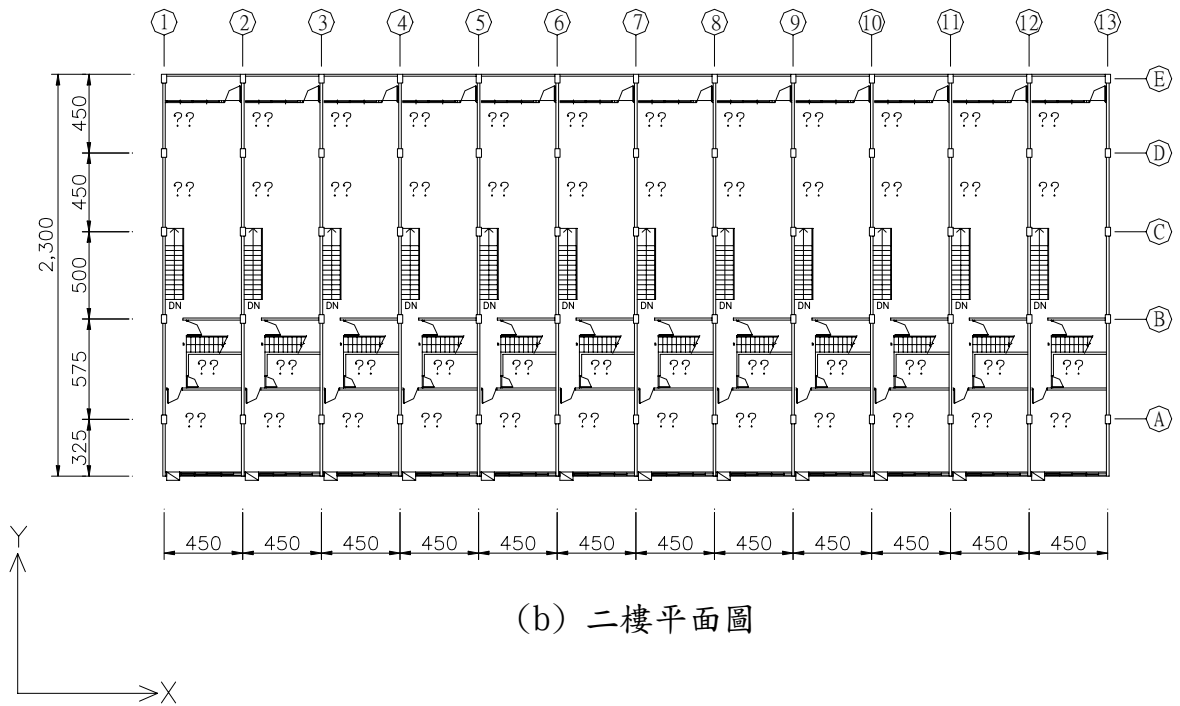


圖3-1 樓梯方向垂直騎樓之沿街店鋪住宅平面圖

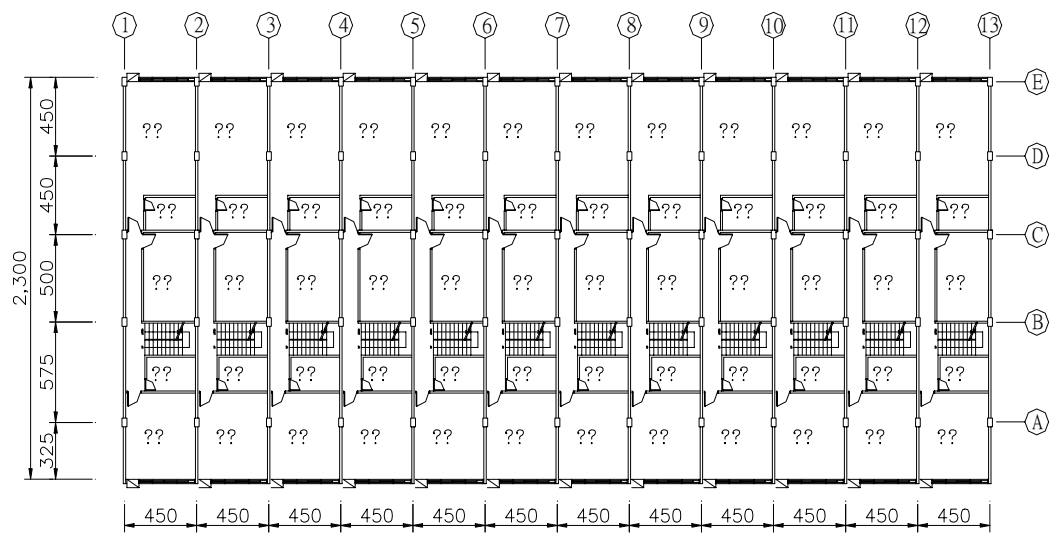
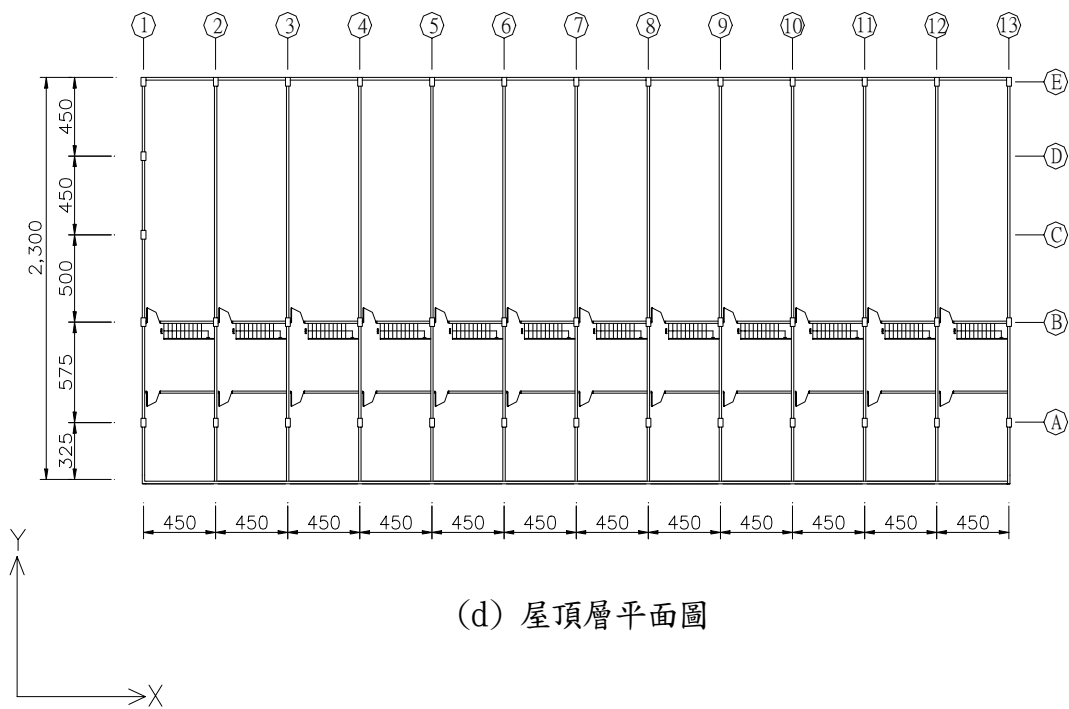
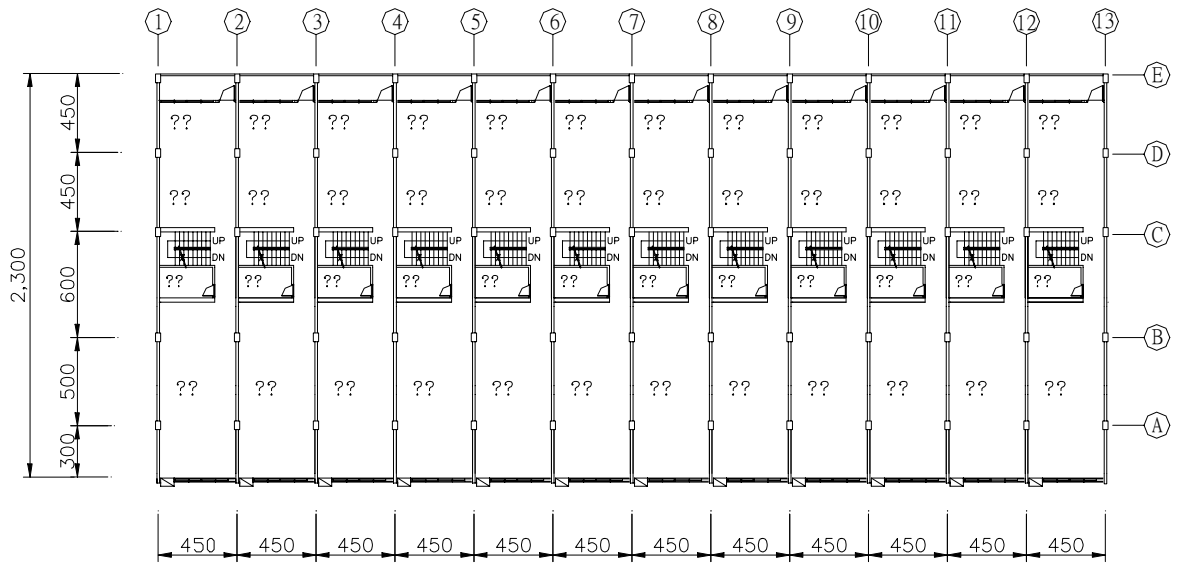
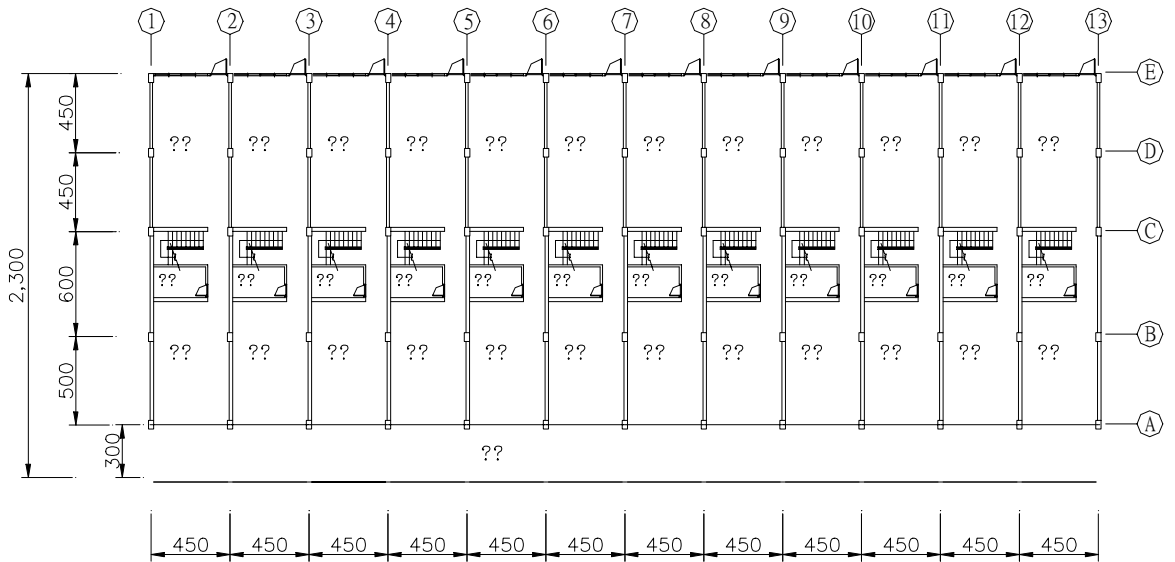
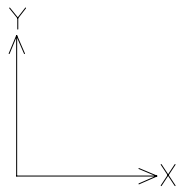


圖3-1 (續) 樓梯方向垂直騎樓之沿街店鋪住宅平面圖

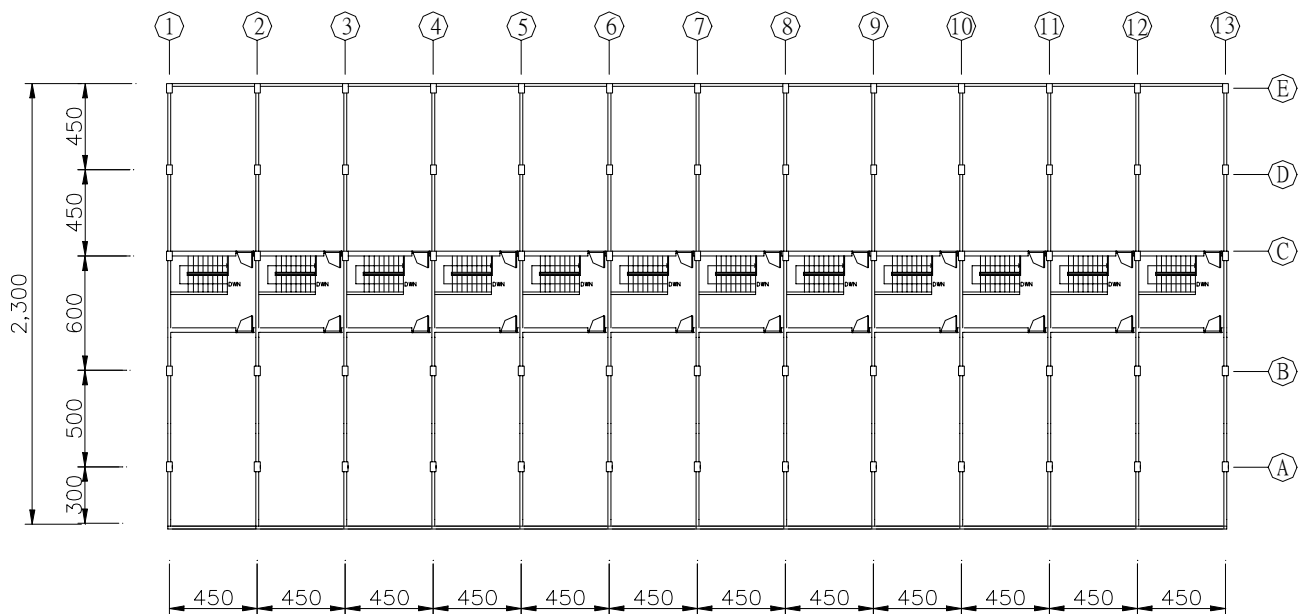


(b) 二樓平面圖

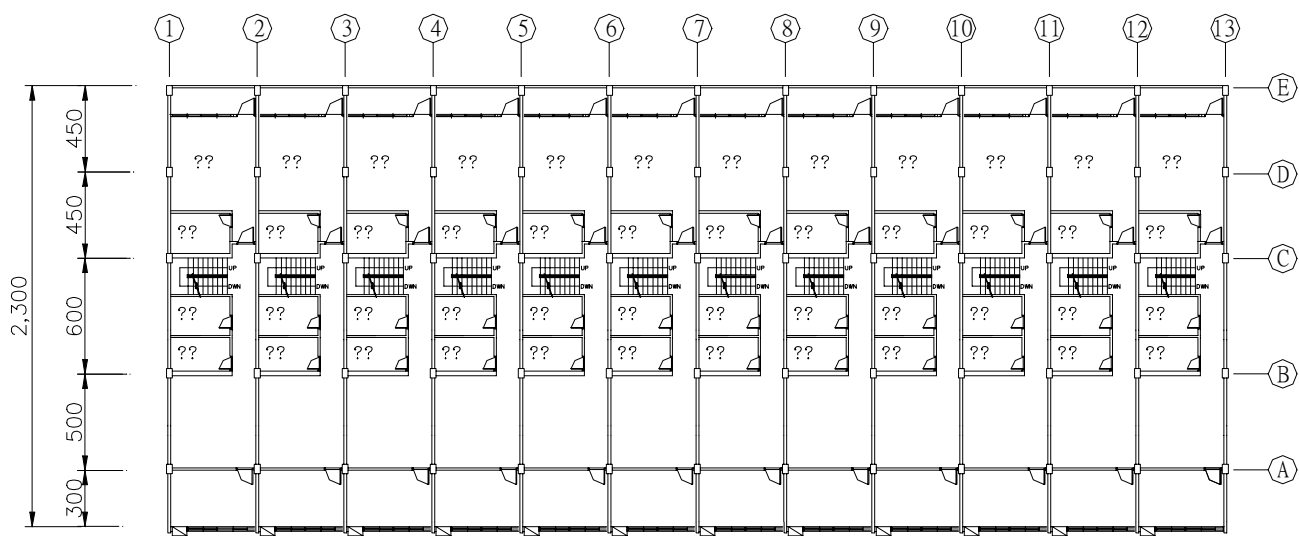
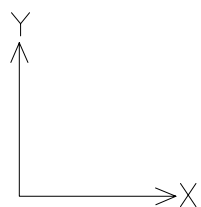


一樓補強前平面圖

圖3-2a 一樓樓梯平行騎樓沿街店鋪住宅平面圖



(d) 屋頂層平面圖



(c) 三樓平面圖

圖3-2b 一樓樓梯平行騎樓沿街店鋪住宅平面圖

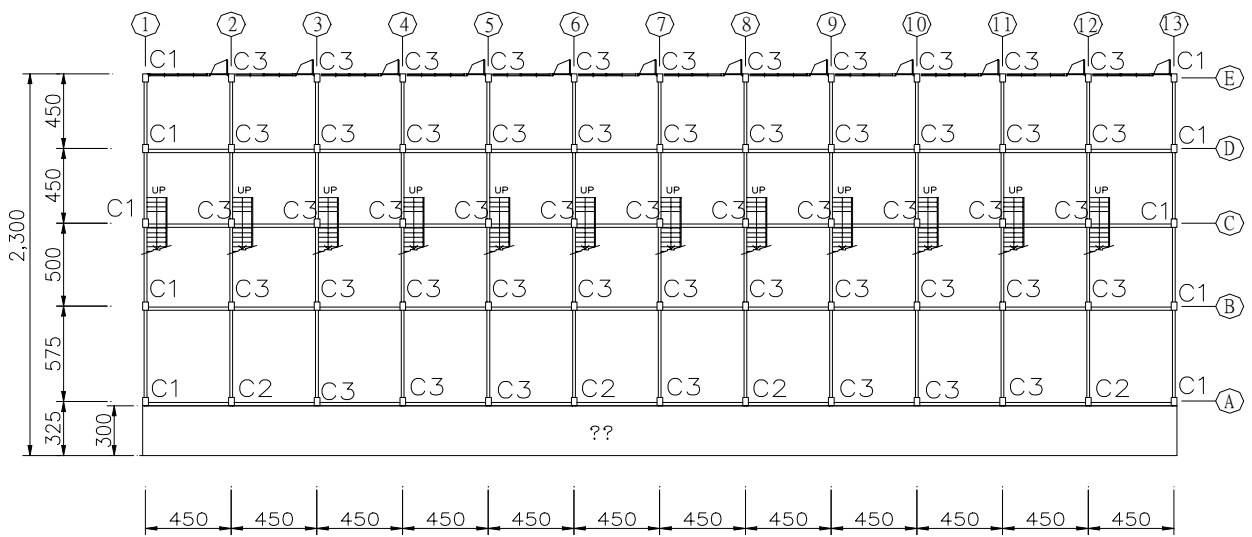


圖3-3 一樓樓梯方向垂直騎樓各案例之結構平面圖

| | V3-007 | V3-011 | V5-011 |
|----|--------|--------|--------|
| C1 | | | |
| | ○8-#5 | ○12-#5 | ×12-#6 |
| | #3@25 | #3@25 | #3@25 |
| | 30×50 | 40×50 | 40×50 |
| C2 | | | |
| | ○8-#5 | ○14-#5 | ×14-#6 |
| | #3@25 | #3@25 | #3@25 |
| | 30×50 | 40×50 | 40×50 |
| C3 | | | |
| | ○8-#5 | ○10-#5 | ×10-#6 |
| | #3@25 | #3@25 | #3@25 |
| | 30×50 | 35×50 | 35×50 |

圖3-4 一樓樓梯方向垂直騎樓各案例之RC柱配筋圖

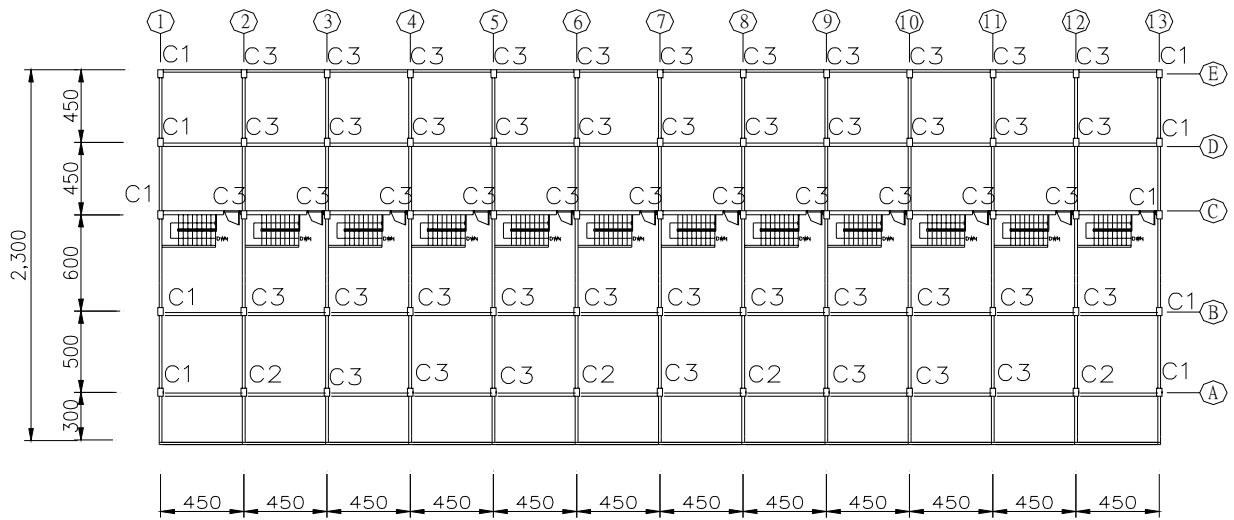


圖 3-5 一樓樓梯方向平行騎樓各案例之結構平面圖

| | H3-007 | H3-011 | H5-011 |
|----|--------|-------------|--------|
| C1 | | | |
| | ○8-#5 | ○12-#5 | ×12-#6 |
| | #3@25 | #3@25 | #3@25 |
| | 25×30 | 40×50 | 40×50 |
| C2 | | | |
| | ○8-#5 | ○12-#5 | ×14-#6 |
| | #3@25 | #3@25 | #3@25 |
| | 30×30 | 40×50 | 40×50 |
| C3 | | | |
| | ○8-#5 | ○6-#5 ×2-#6 | ×10-#6 |
| | #3@25 | #3@25 | #3@25 |
| | 25×30 | 35×40 | 35×50 |

圖 3-6 一樓樓梯方向平行騎樓各案例之 RC 柱配筋圖

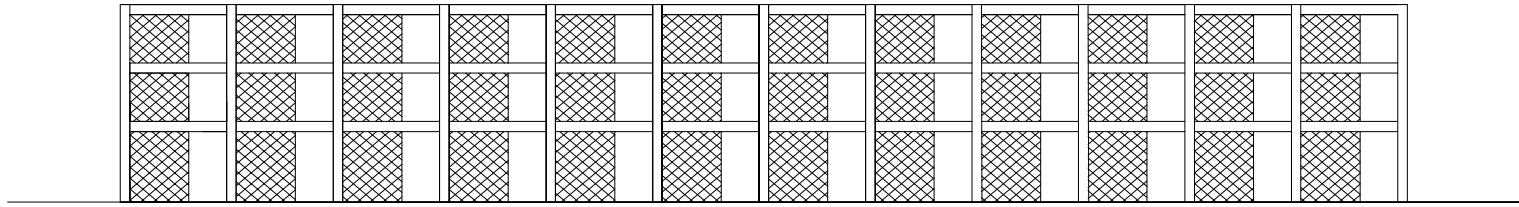


圖 3-7 E構架 RC牆補強後結構立面圖

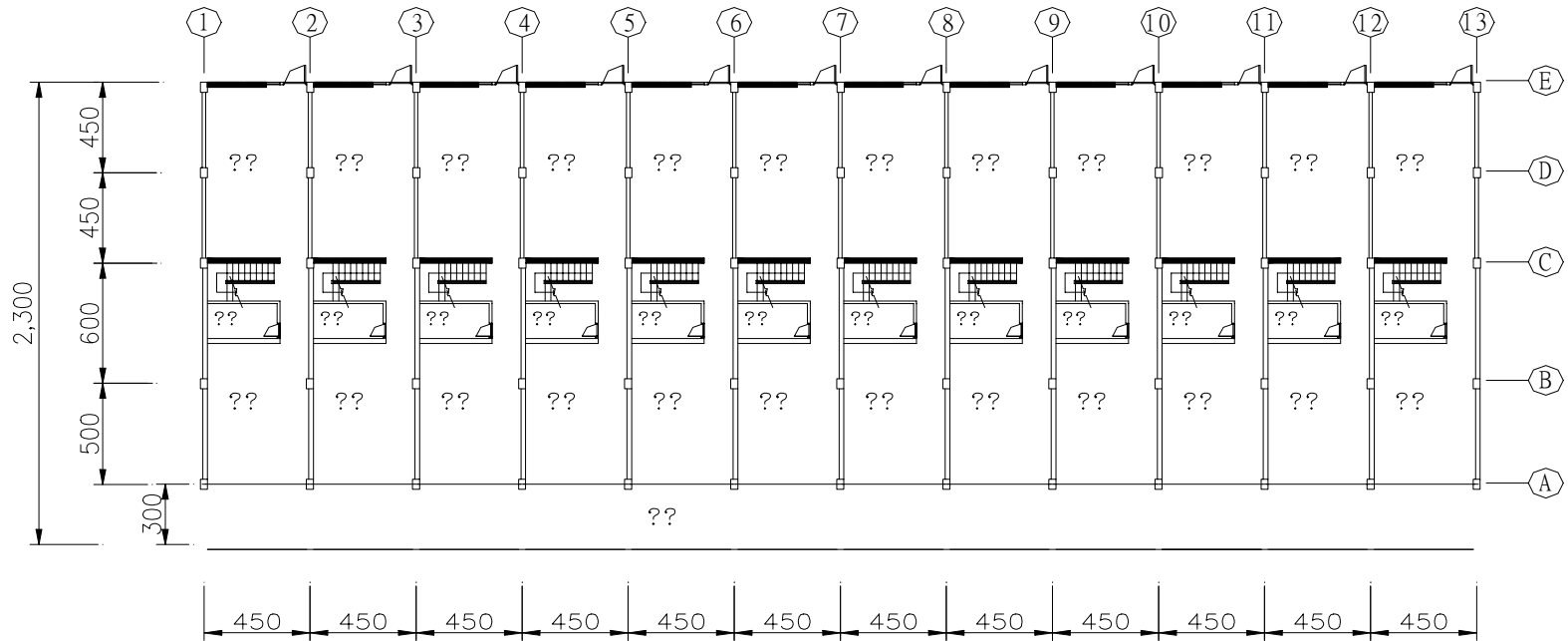


圖 3-8 RC牆補強後平面圖

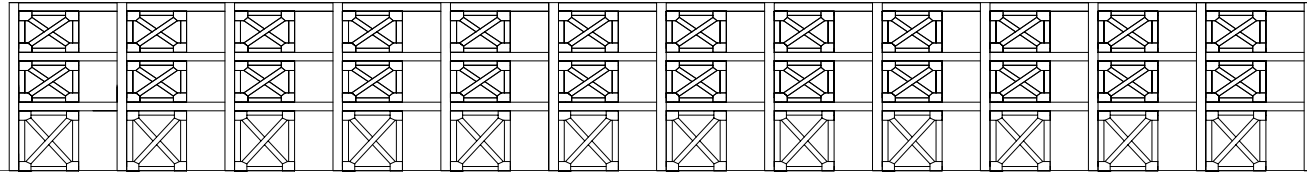


圖 3-9 E構架鋼骨斜撐補強後結構立面

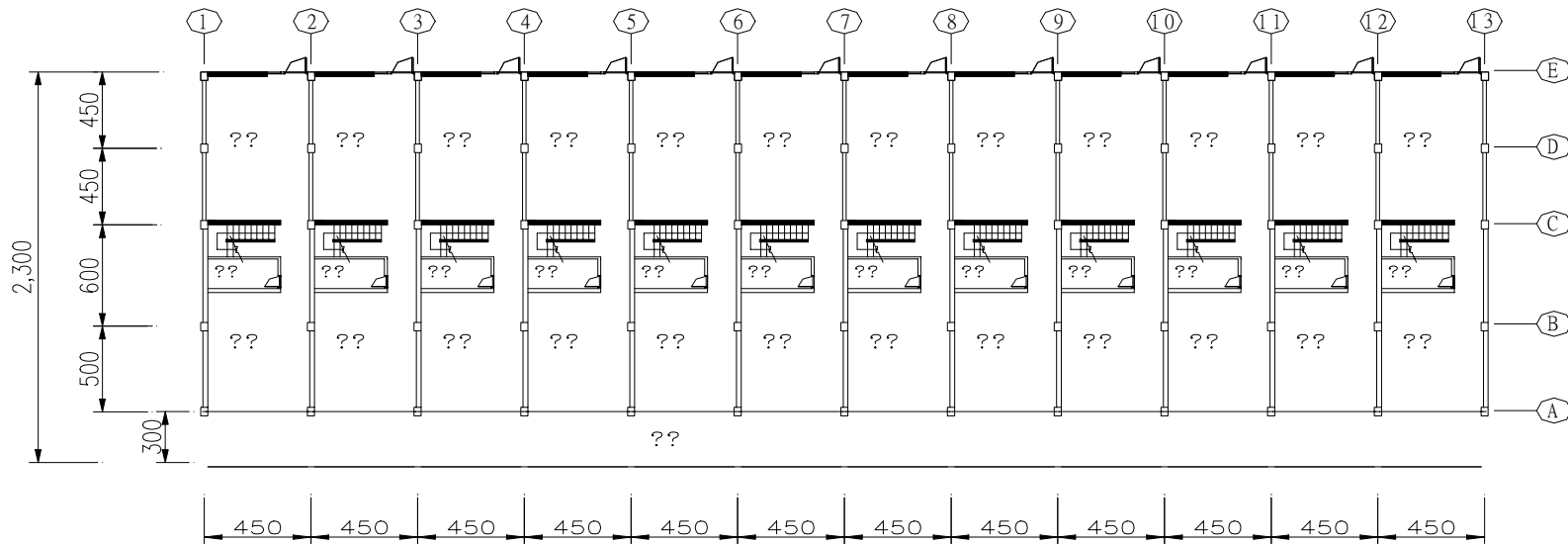


圖 3-10 鋼骨斜撐補強後平面圖

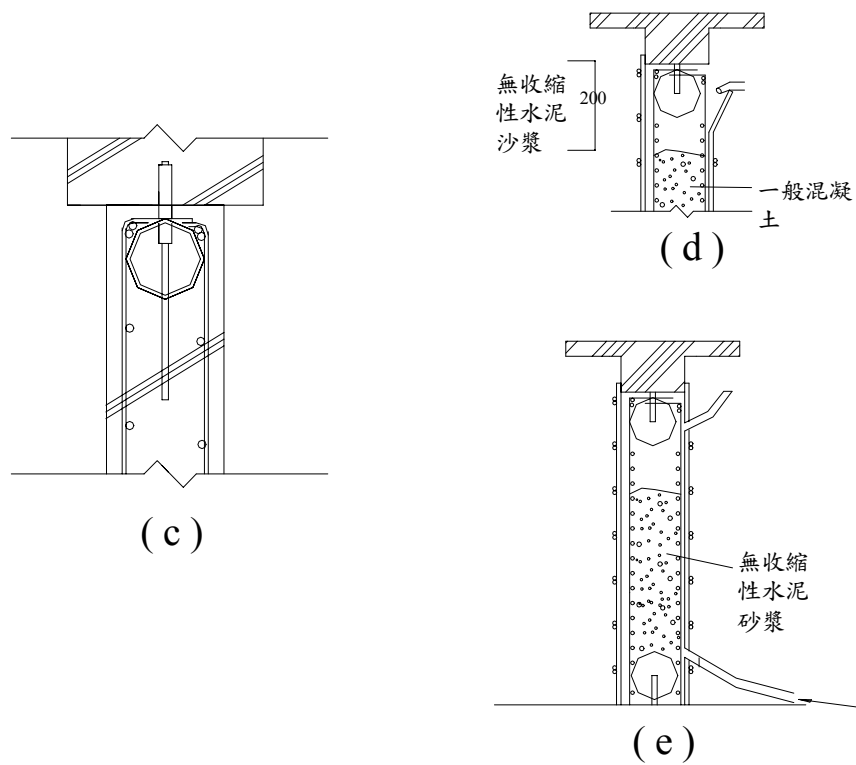
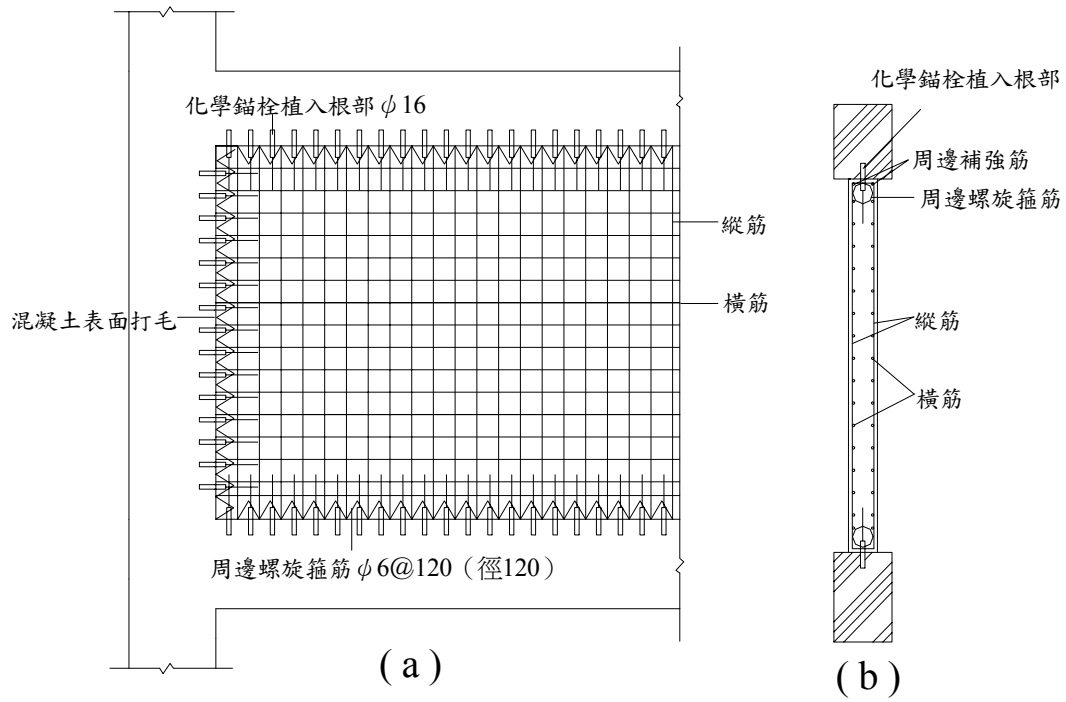


圖3-11 現場增設RC牆施工圖

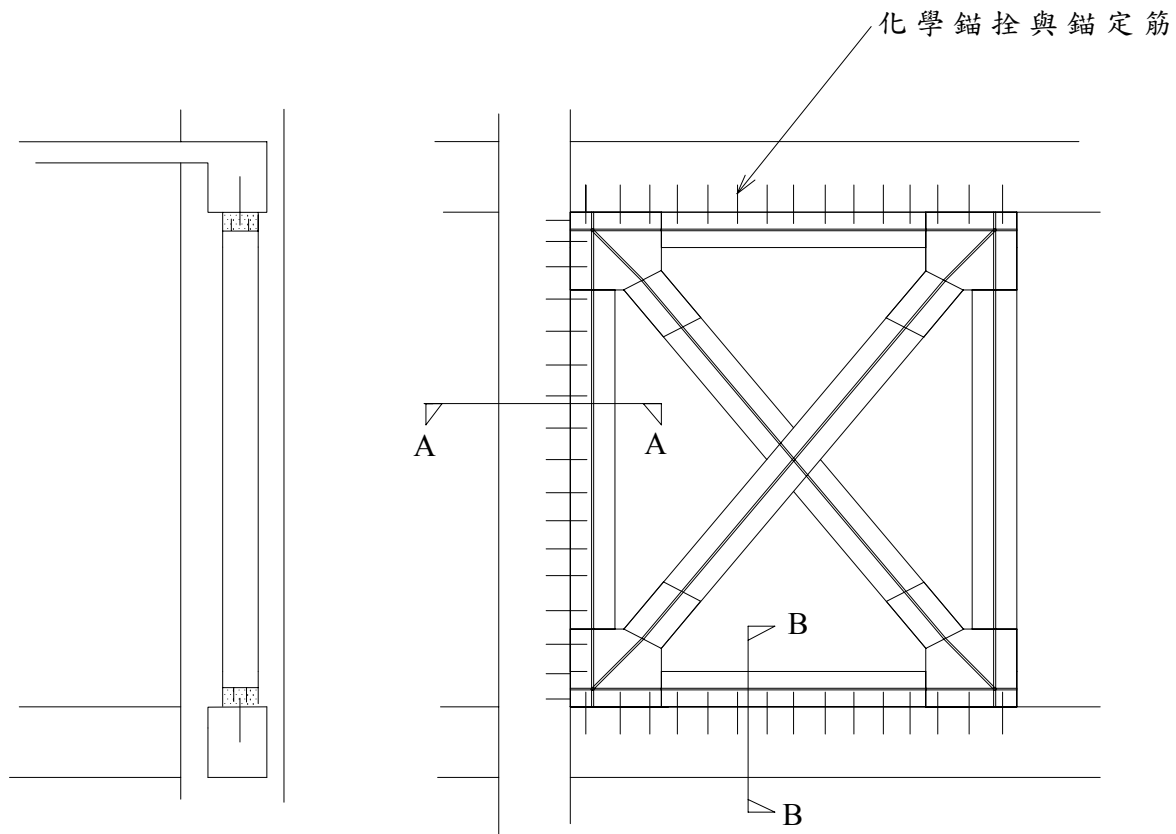
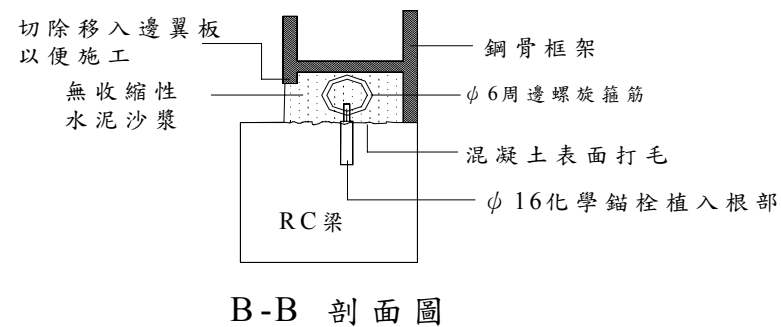
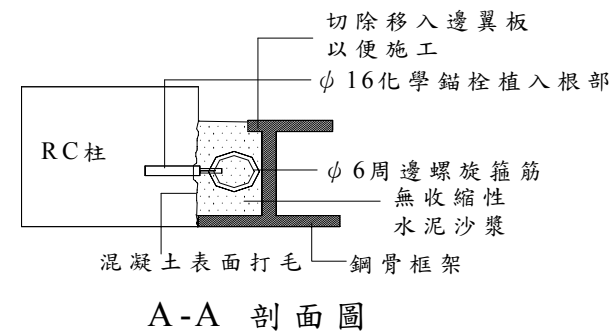


圖 3-12 增設鋼骨斜撐施工圖



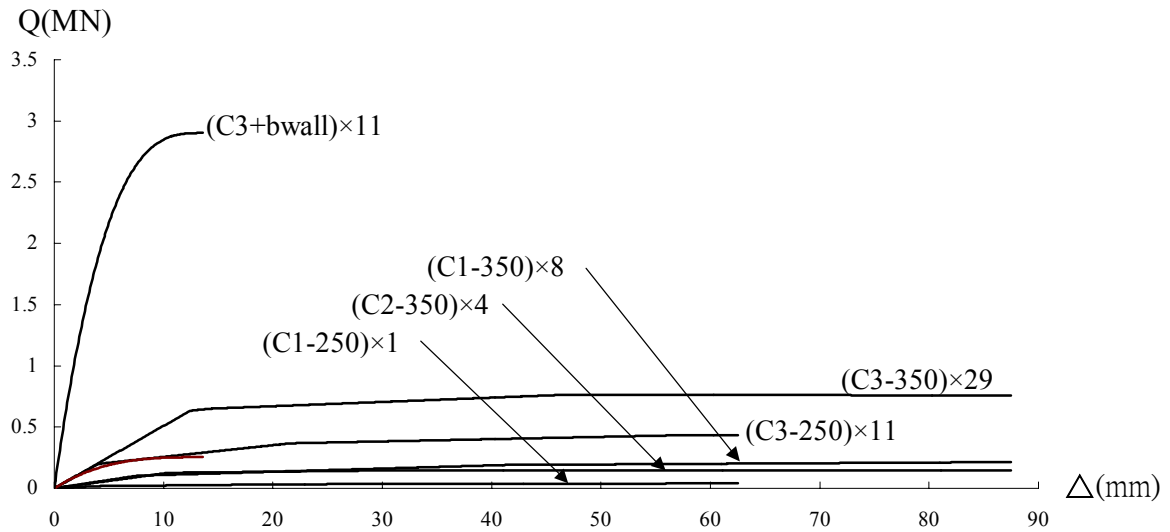


圖 3-13 H3-007 一樓補強前各垂直構材組之 Q- Δ 曲線

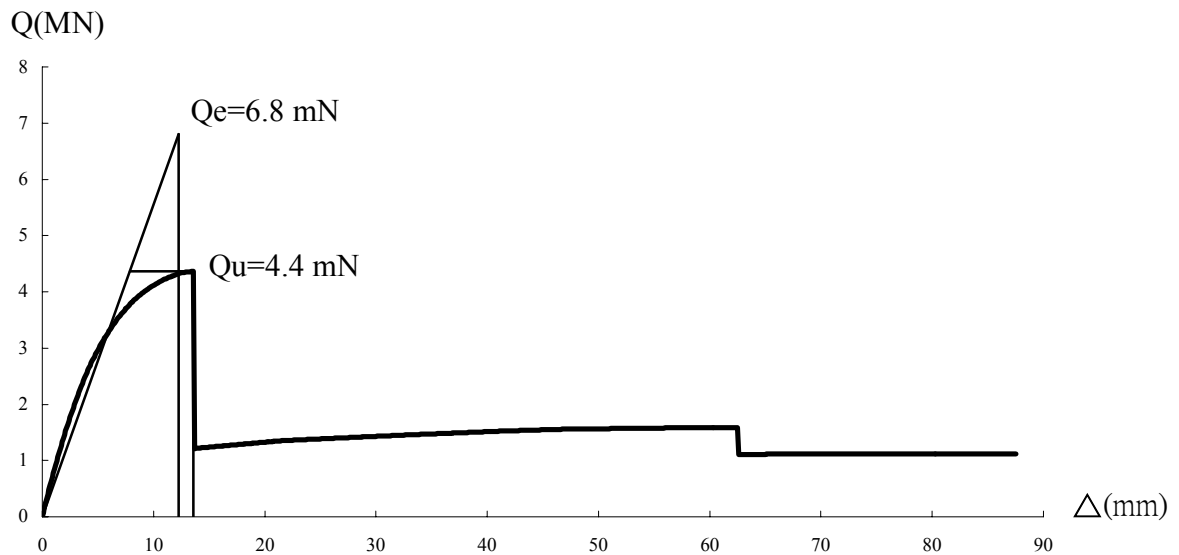


圖 3-14 H3-007 一樓補強前之 Q- Δ 曲線

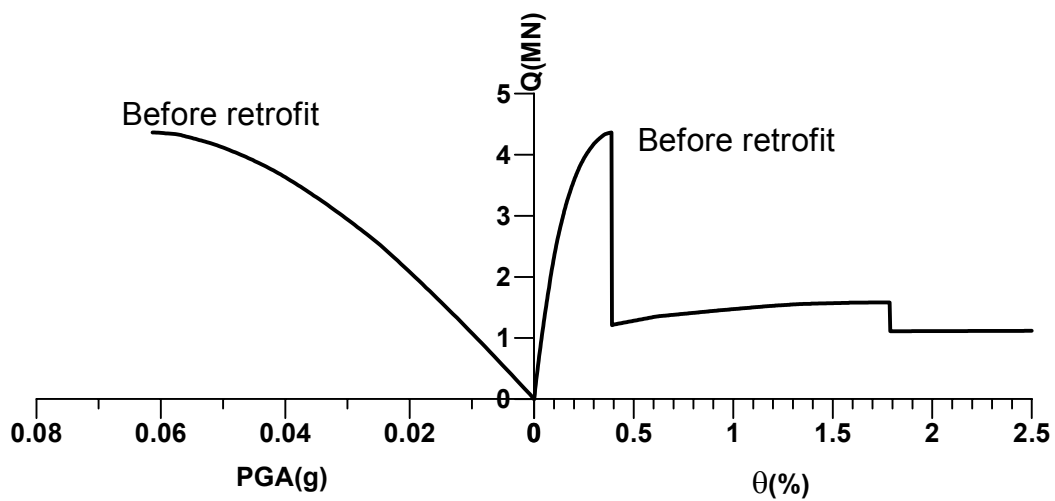


圖 3-15 H3-007 一樓補強前耐震診斷圖

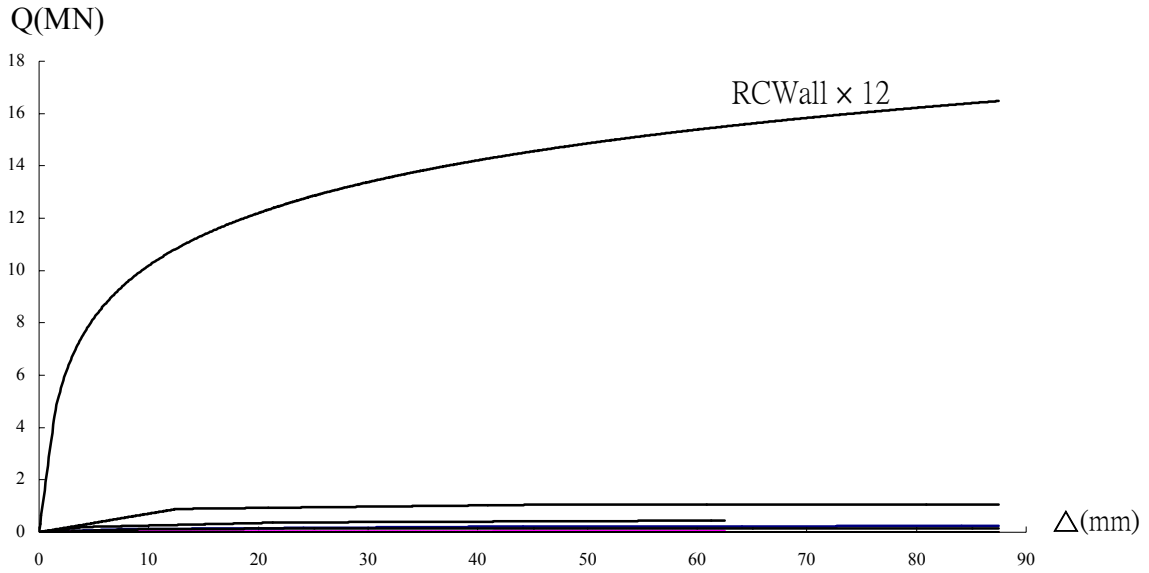


圖 3-16 H3-007 一樓補強後各垂直構材組之 Q- Δ 曲線

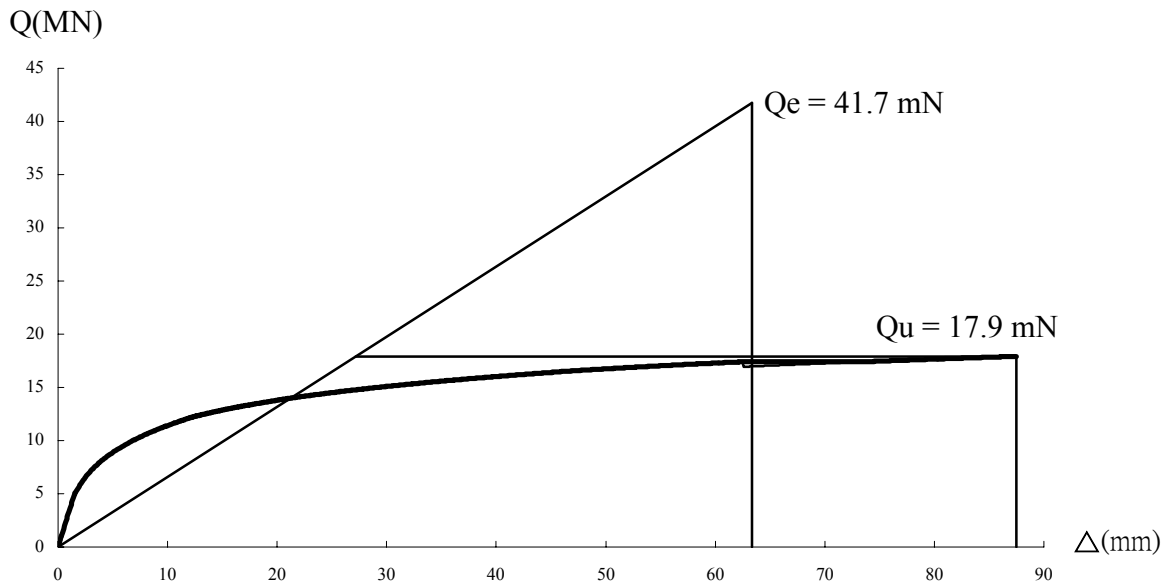


圖 3-17 H3-007 一樓補強後之 Q- Δ 曲線

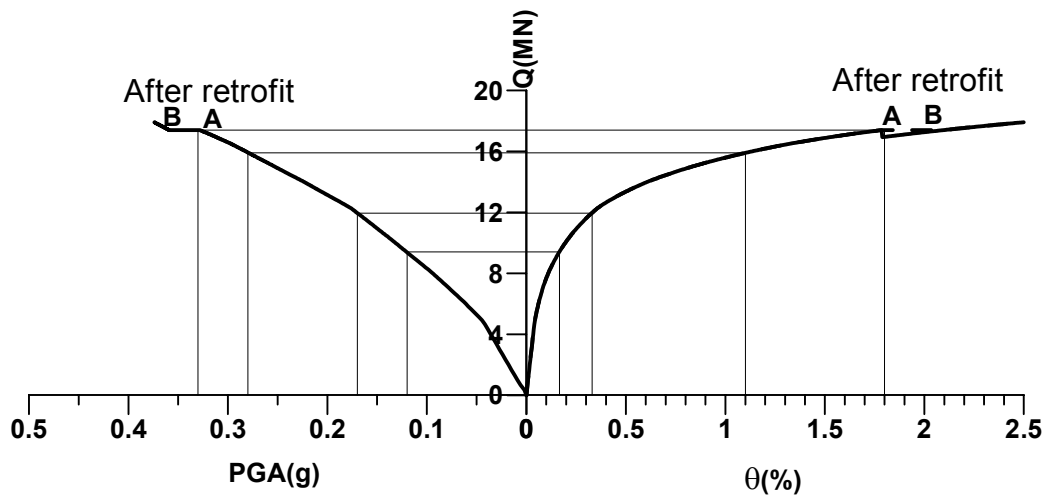


圖 3-18 H3-007 一樓補強後耐震診斷圖

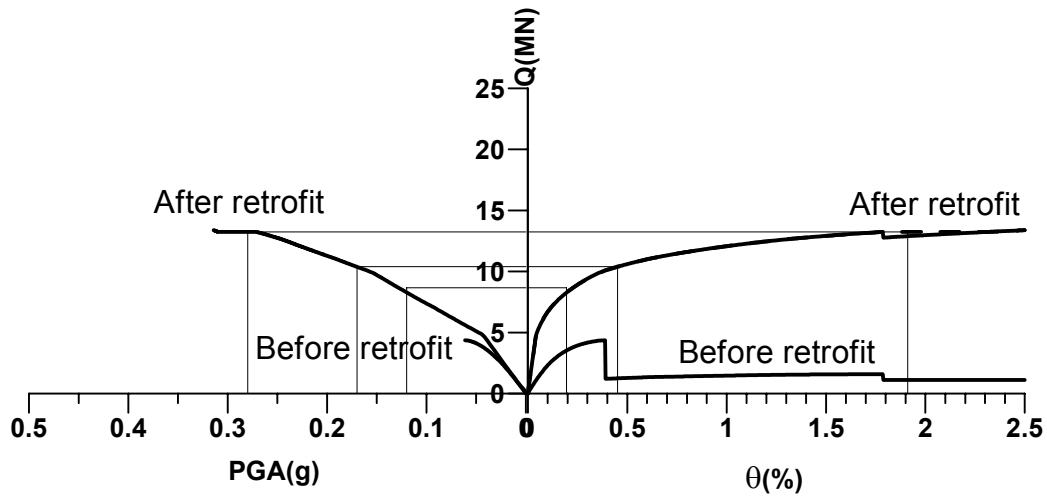


圖 3-19 H3-007 一樓補強耐震診斷圖 (N.G.)

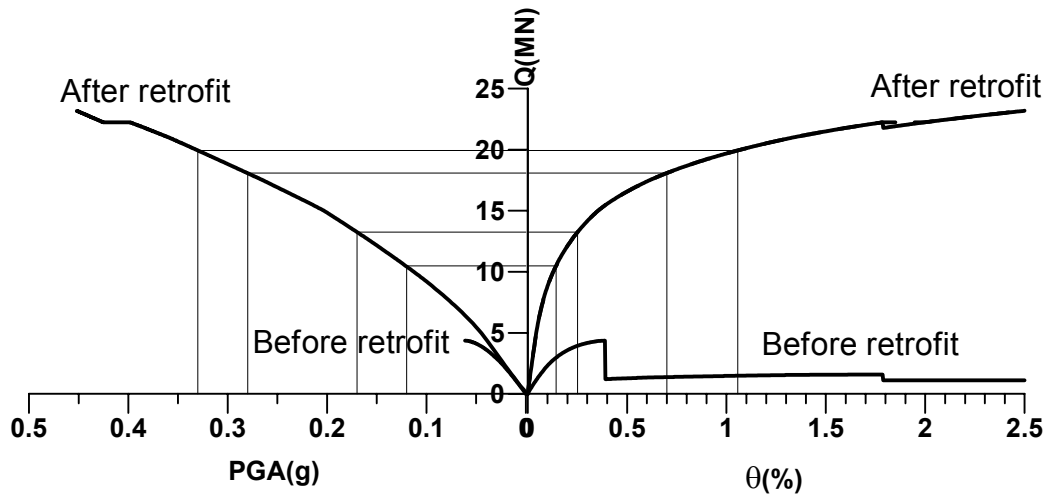


圖 3-20 H3-007 一樓補強耐震診斷圖 (太過)

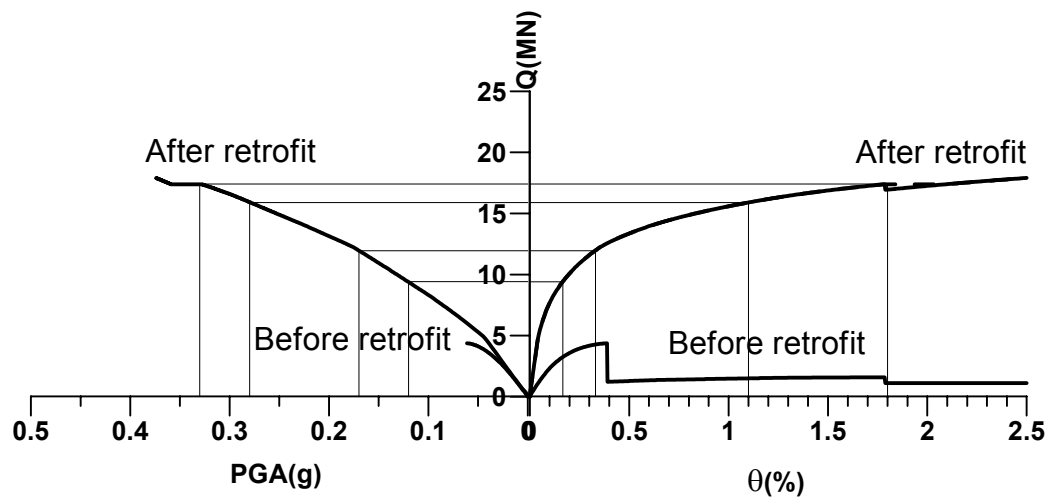


圖 3-21 H3-007 一樓補強耐震診斷圖 (OK)

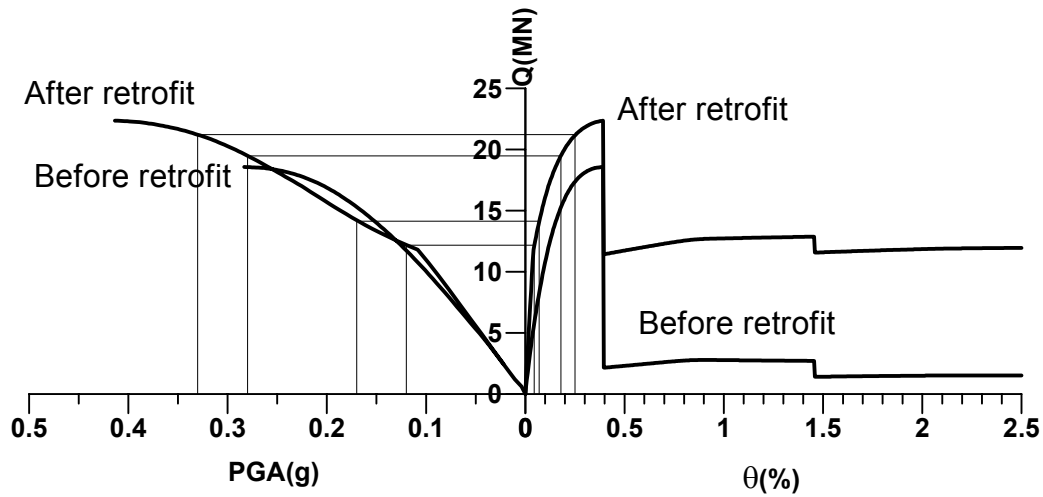


圖 3-22 H3-007 三樓震前補強前後耐震診斷圖

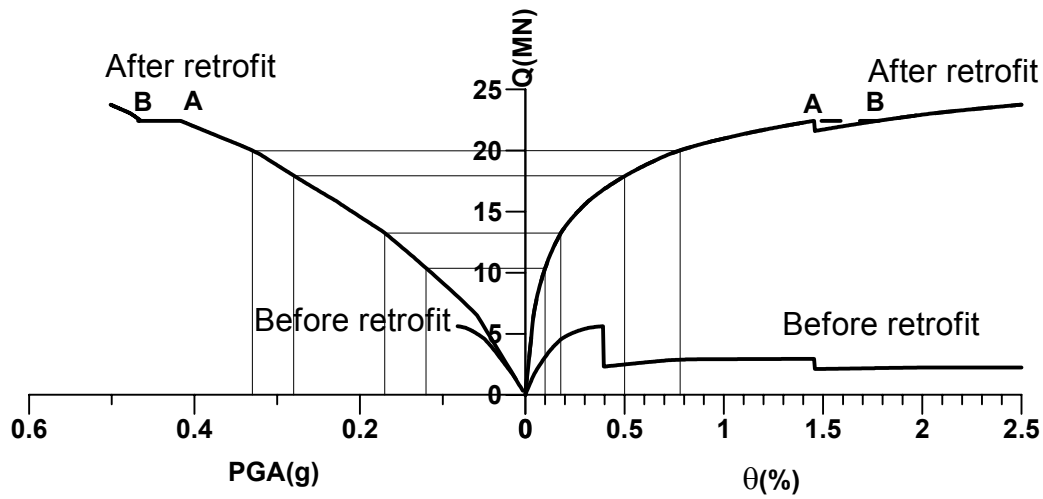


圖 3-23 H3-007 二樓震前補強前後耐震診斷圖

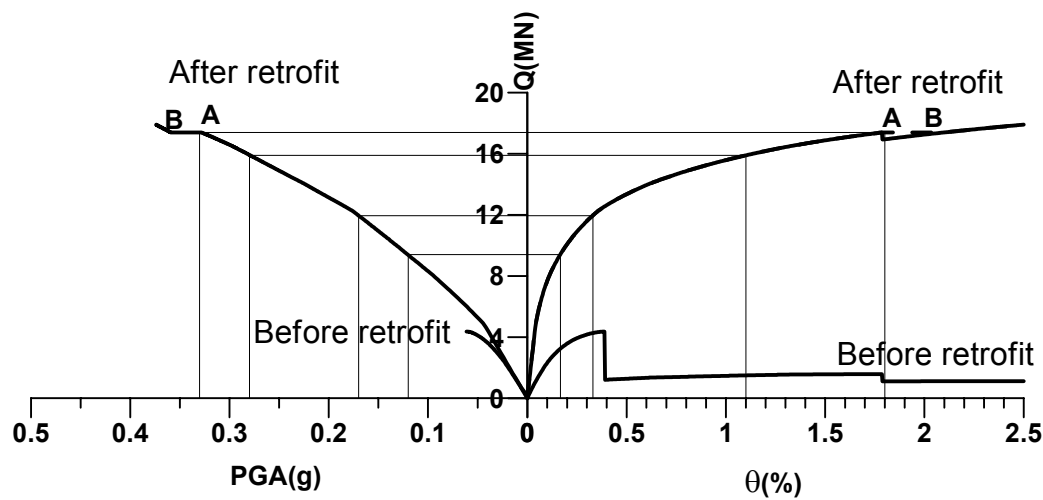


圖 3-24 H3-007 一樓震前補強前後耐震診斷圖

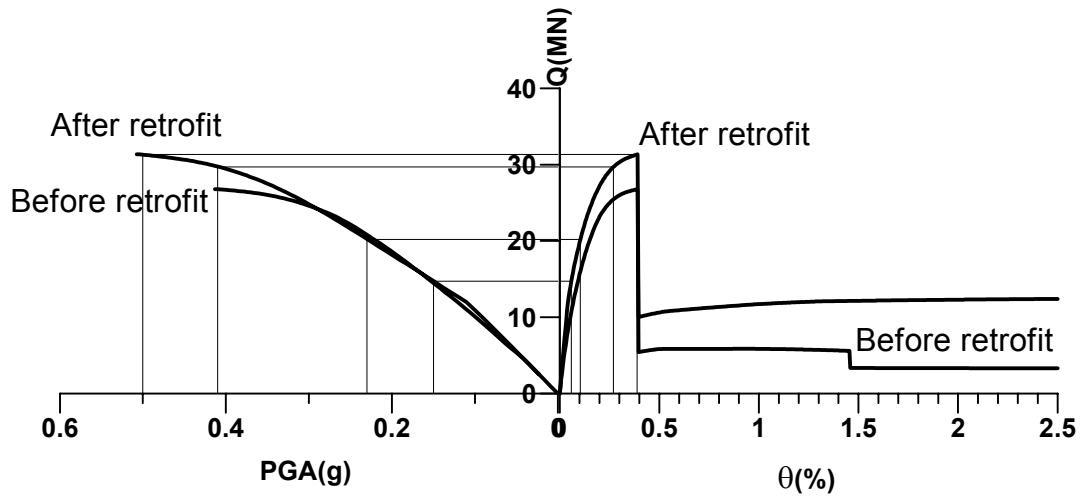


圖 3-25 H3-011 三樓震前補強前後耐震診斷圖

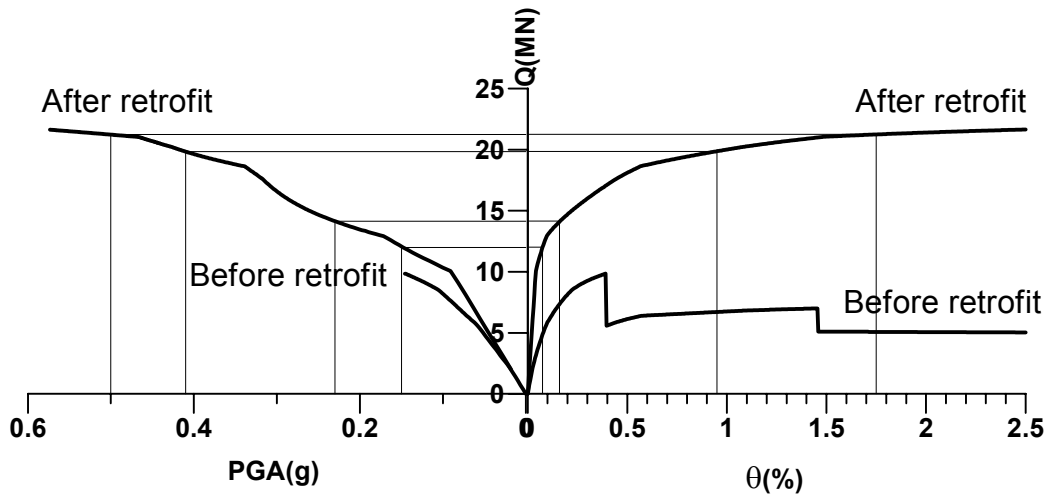


圖 3-26 H3-011 二樓震前補強前後耐震診斷圖

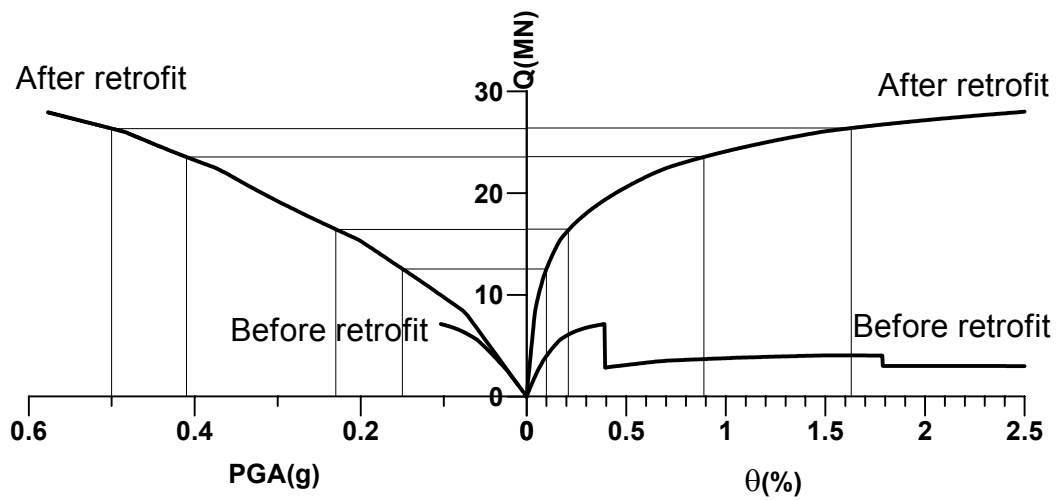


圖 3-27 H3-011 一樓震前補強前後耐震診斷圖

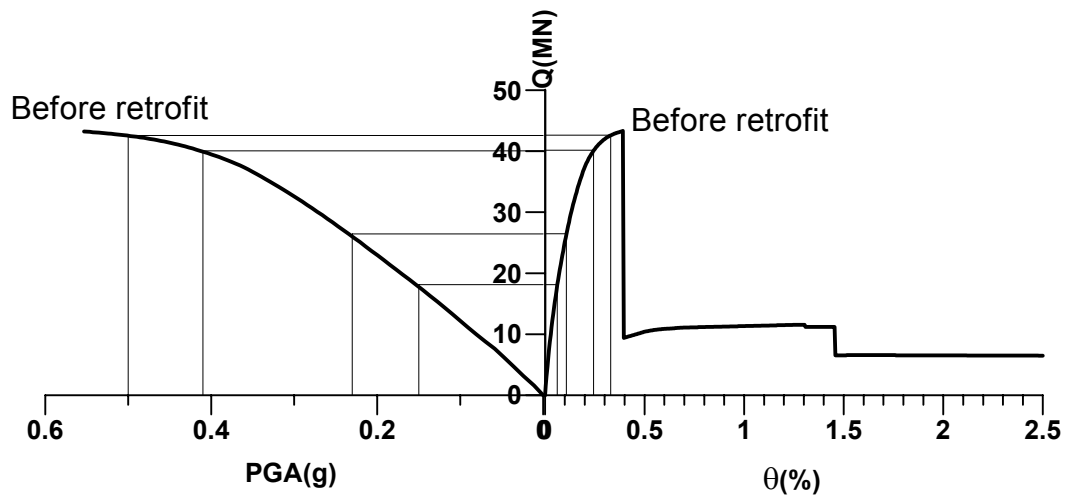


圖 3-28 H5-011 五樓耐震診斷圖

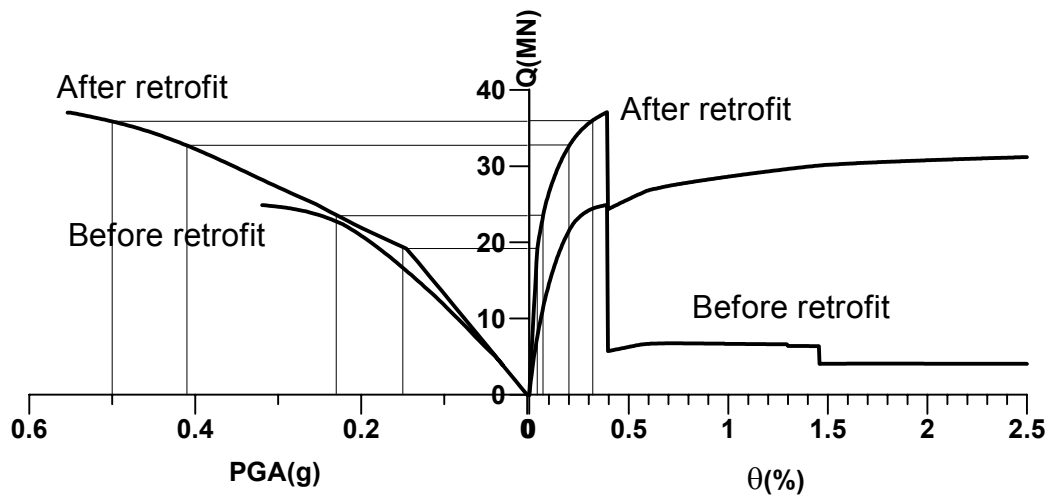


圖 3-29 H5-011 四樓震前補強前後耐震診斷圖

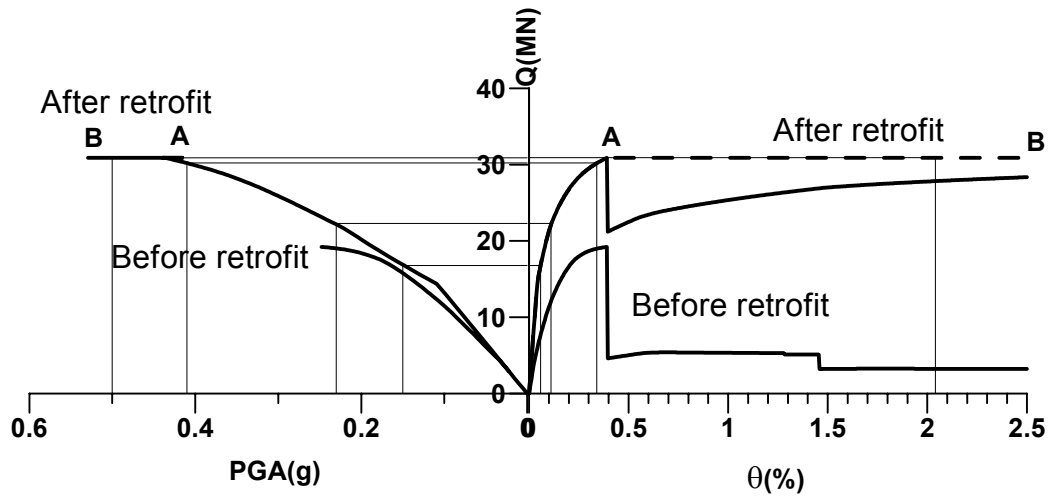


圖 3-30 H5-011 三樓震前補強前後耐震診斷圖

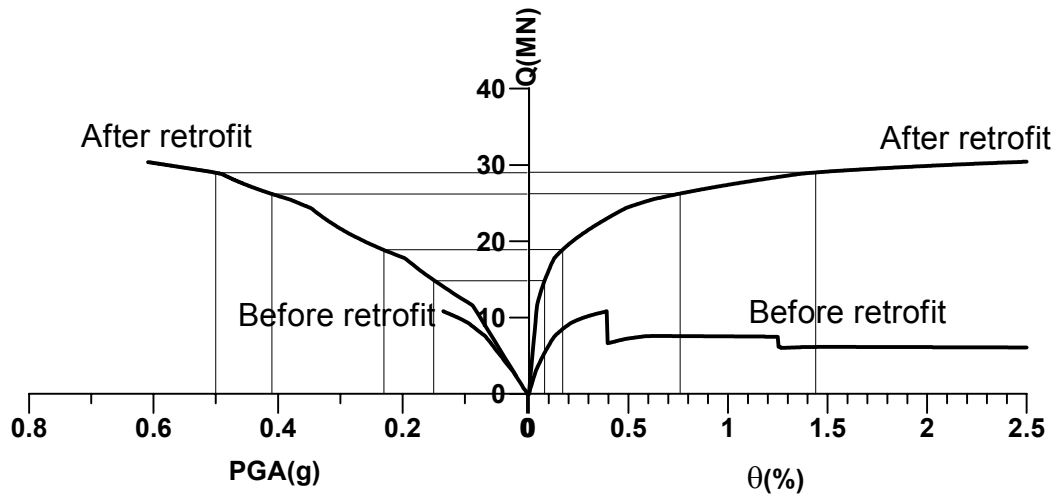


圖 3-31 H5-011 二樓震前補強前後耐震診斷圖

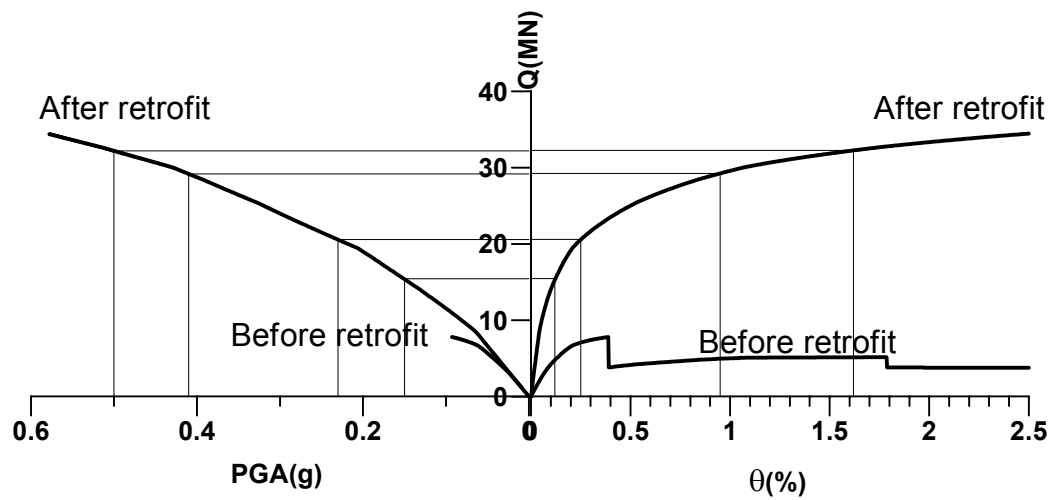


圖 3-32 H5-011 一樓震前補強前後耐震診斷圖

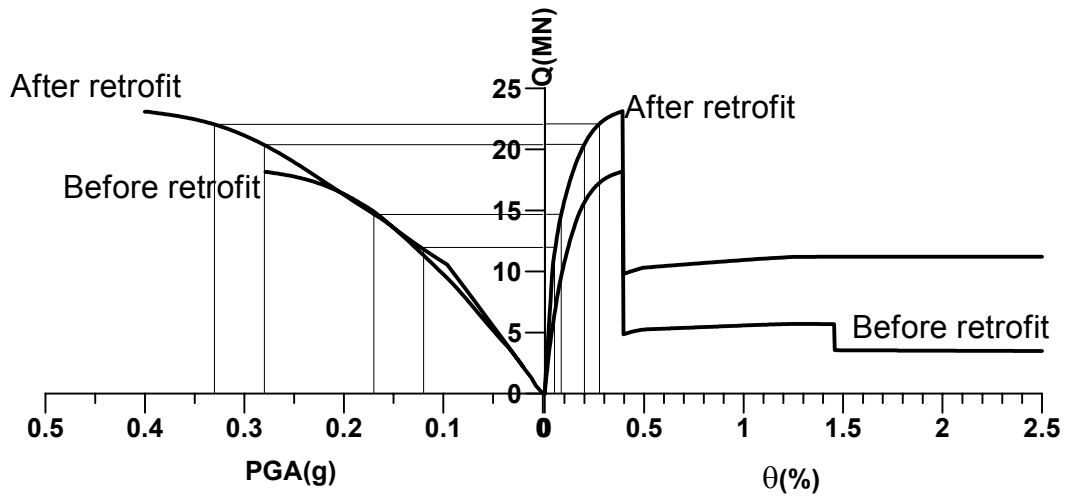


圖 3-33 V3-007 三樓震前補強前後耐震診斷圖

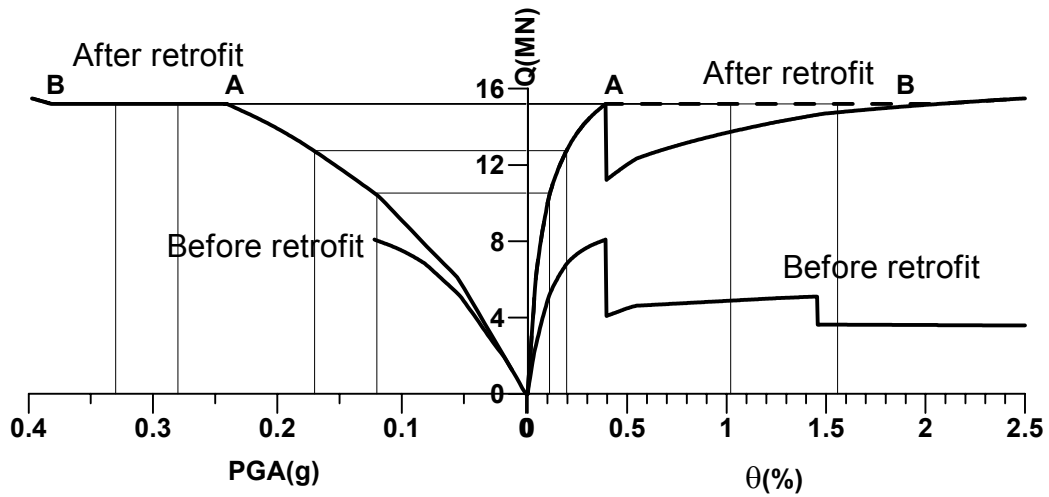


圖 3-34 V3-007 二樓震前補強前後耐震診斷圖

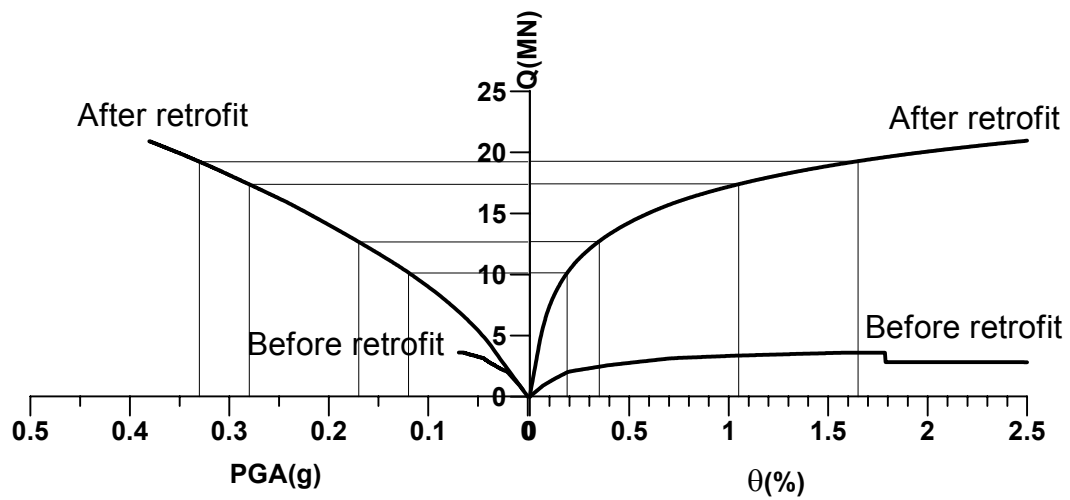


圖 3-35 V3-007 一樓震前補強前後耐震診斷圖

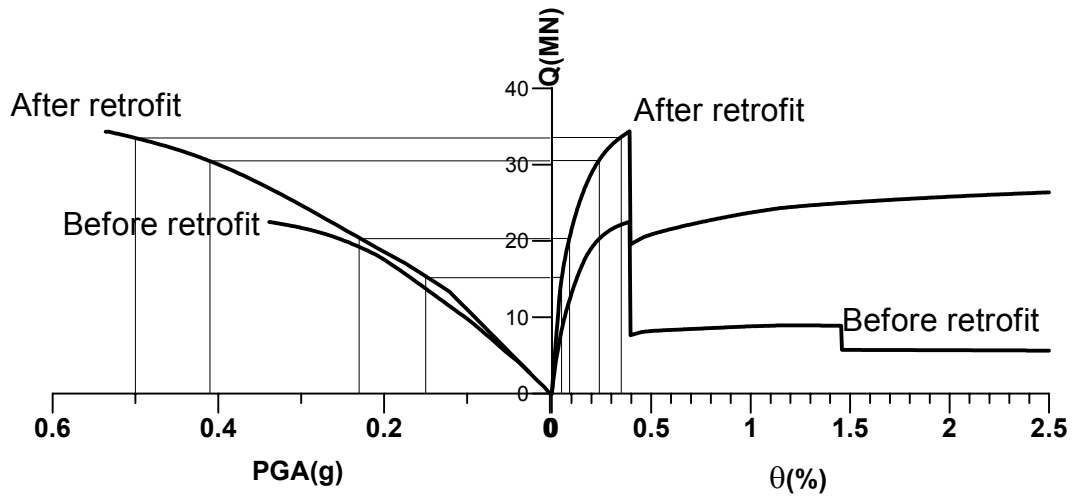


圖 3-36 V3-011 三樓震前補強前後耐震診斷圖

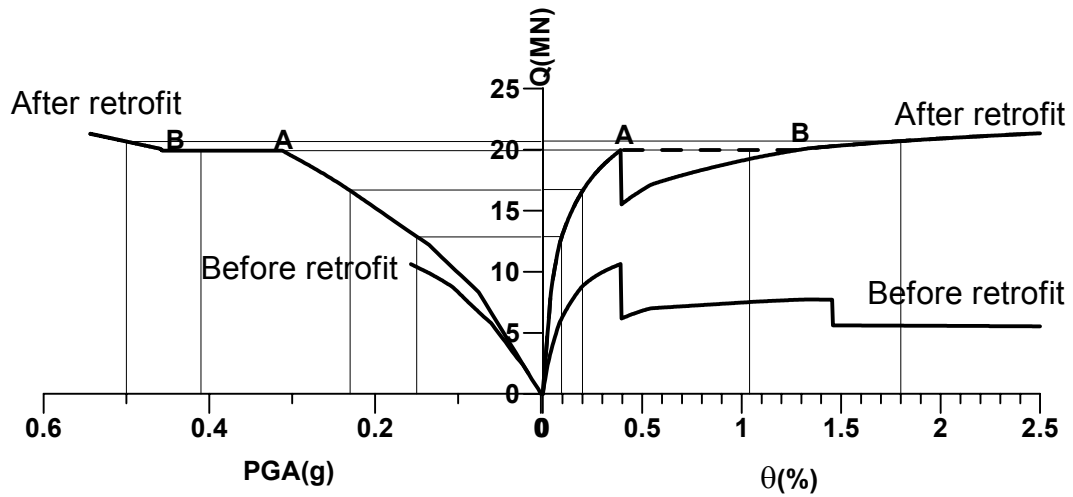


圖 3-37 V3-011 二樓震前補強前後耐震診斷圖

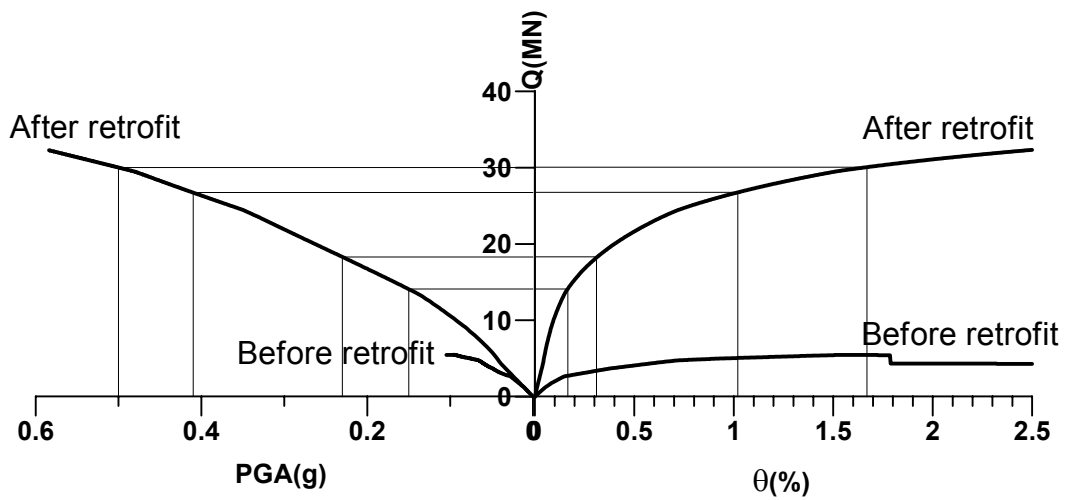


圖 3-38 V3-011 一樓震前補強前後耐震診斷圖

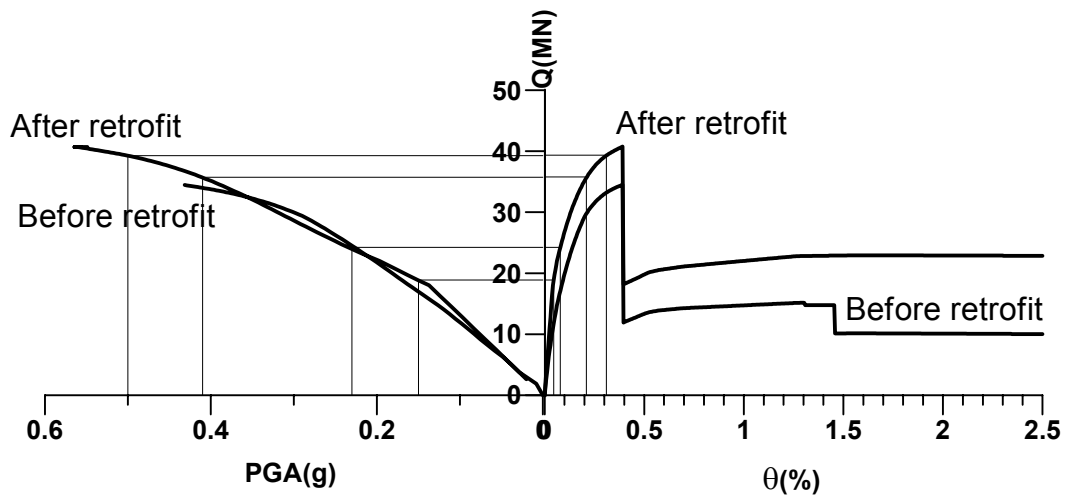


圖 3-39 V5-011 五樓震前補強前後耐震診斷圖

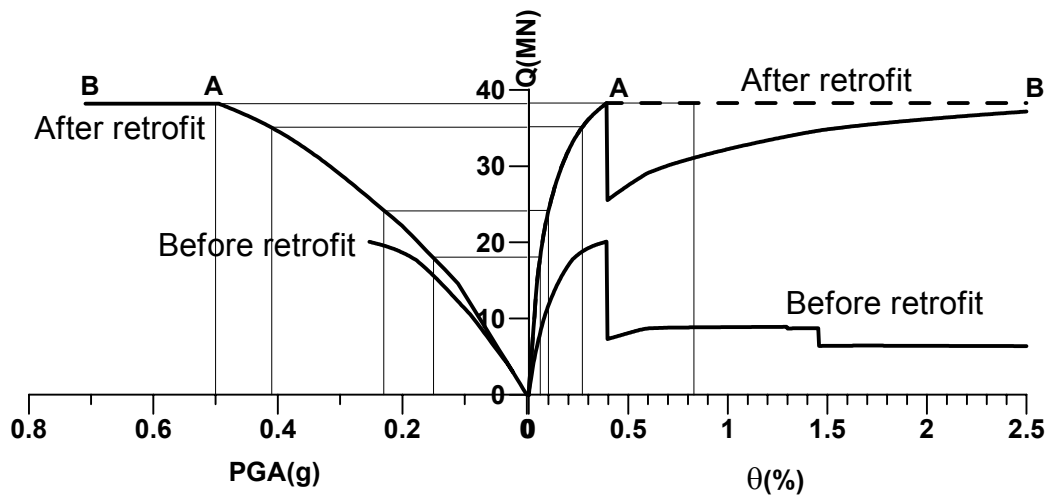


圖 3-40 V5-011 四樓震前補強前後耐震診斷圖

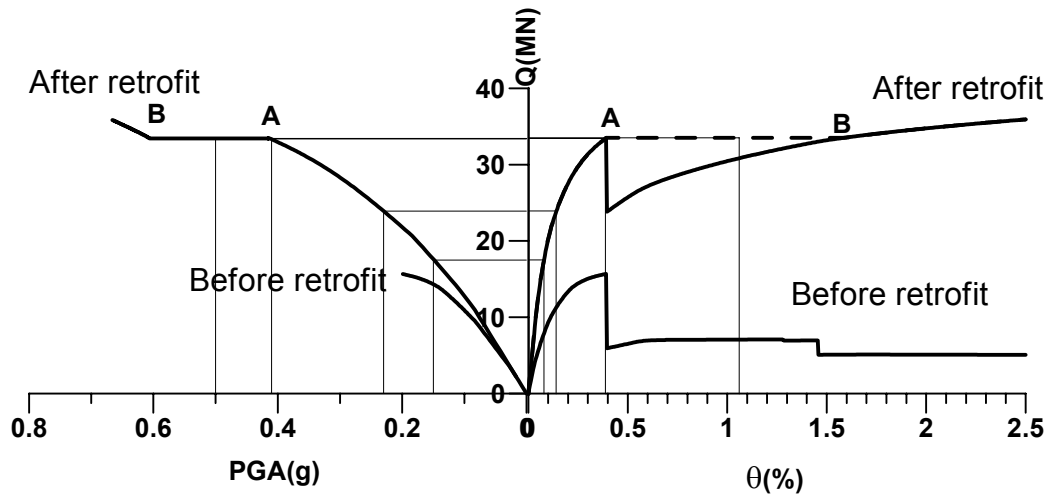


圖 3-41 V5-011 三樓震前補強前後耐震診斷圖

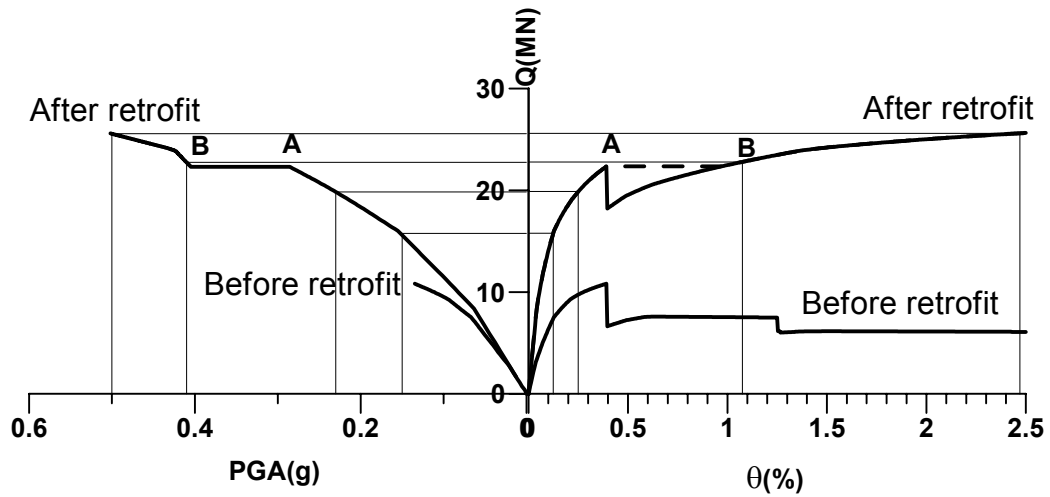


圖 3-42 V5-011 二樓震前補強前後耐震診斷圖

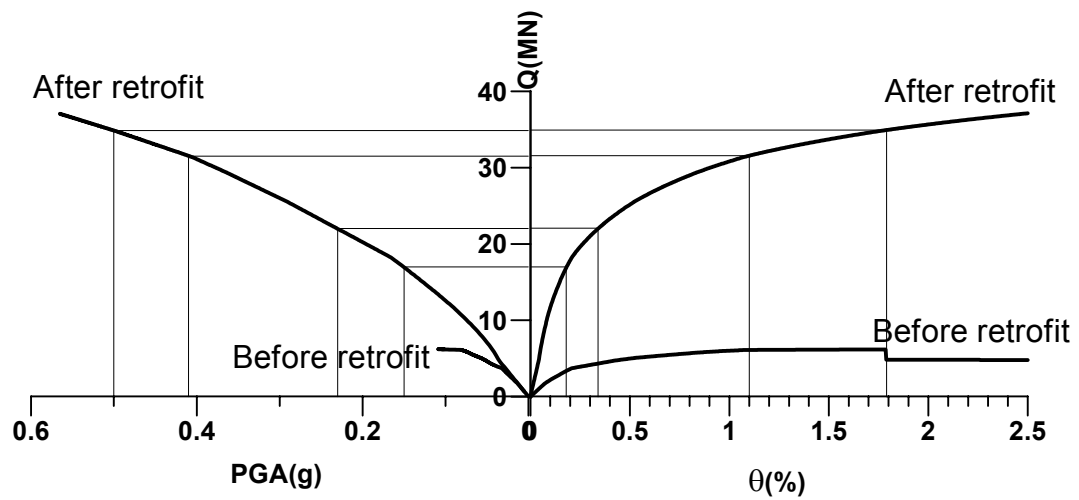


圖 3-43 V5-011 一樓震前補強前後耐震診斷圖

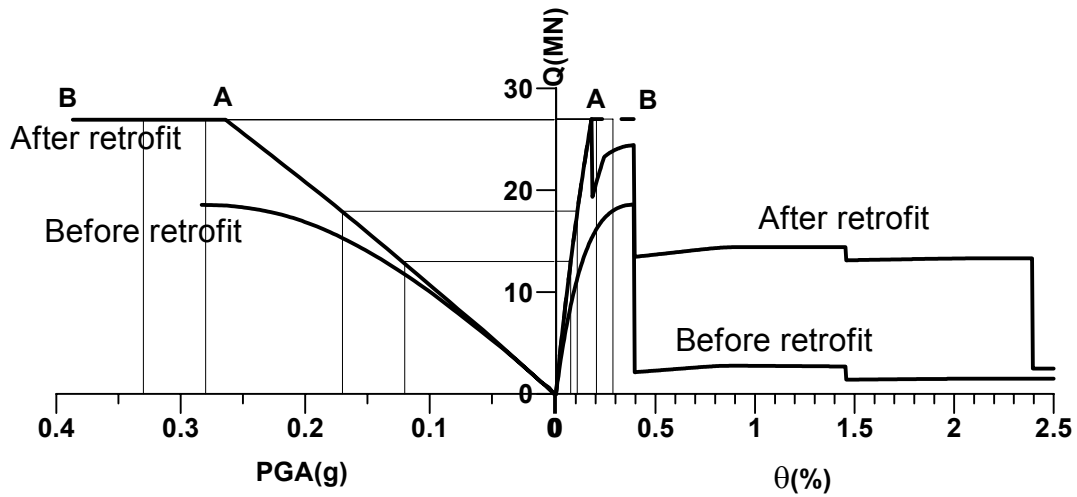


圖 3-44 H3-007 三樓震前補強前後耐震診斷圖 (補鋼骨斜撐)

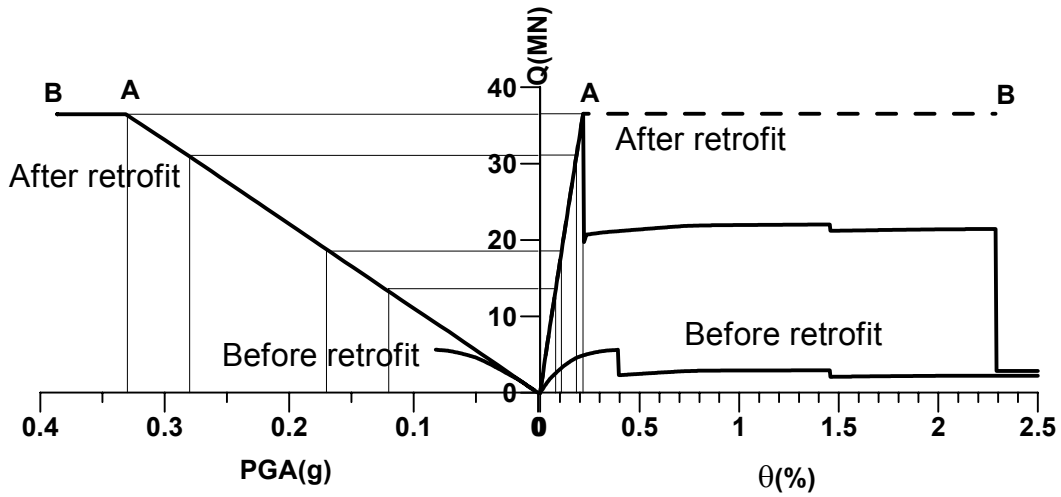


圖 3-45 H3-007 二樓震前補強前後耐震診斷圖 (補鋼骨斜撐)

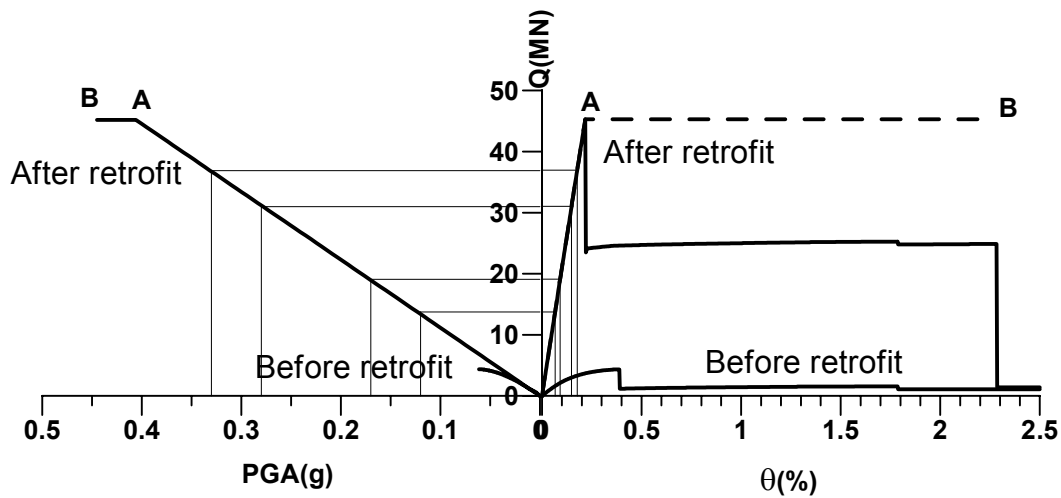


圖 3-46 H3-007 一樓震前補強前後耐震診斷圖 (補鋼骨斜撐)

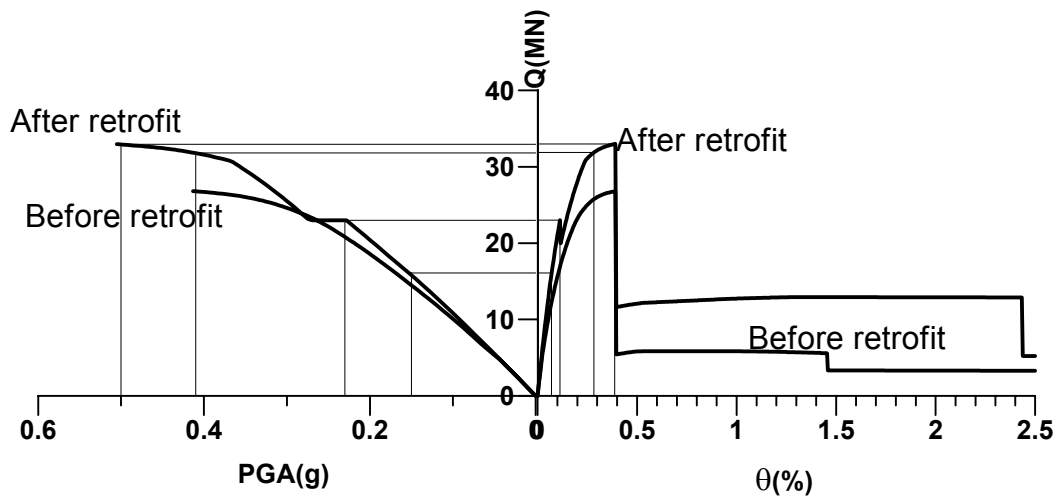


圖 3-47 H3-011 三樓震前補強前後耐震診斷圖 (補鋼骨斜撐)

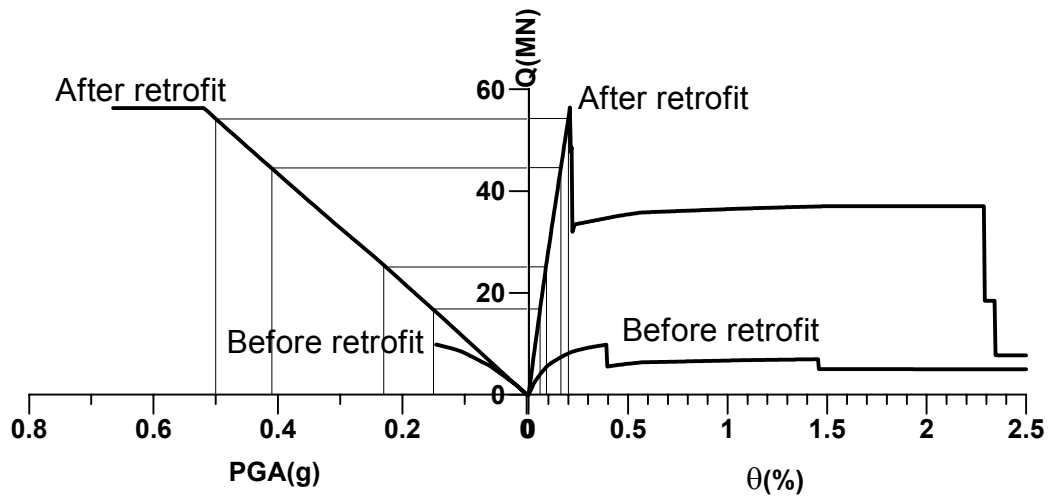


圖 3-48 H3-011 二樓震前補強前後耐震診斷圖 (補鋼骨斜撐)

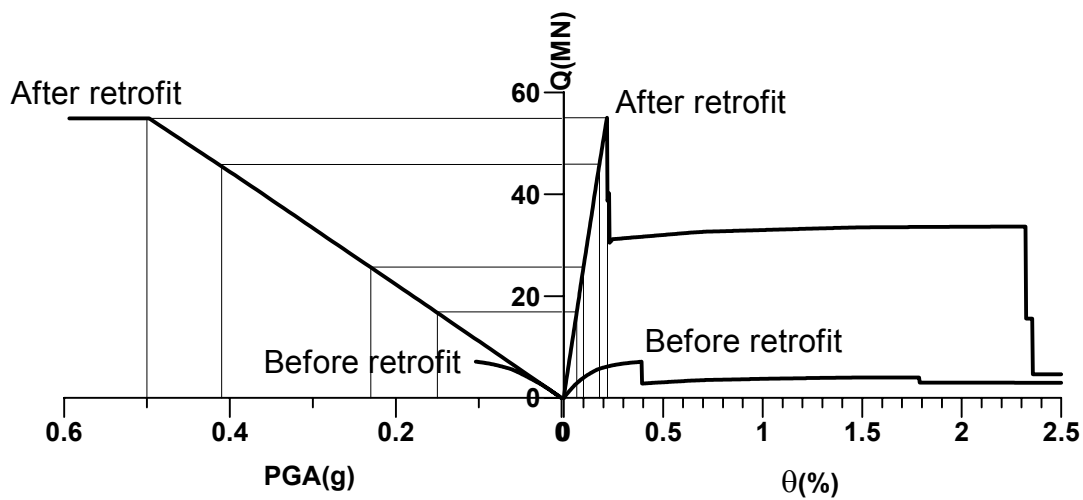


圖 3-49 H3-011 一樓震前補強前後耐震診斷圖 (補鋼骨斜撐)

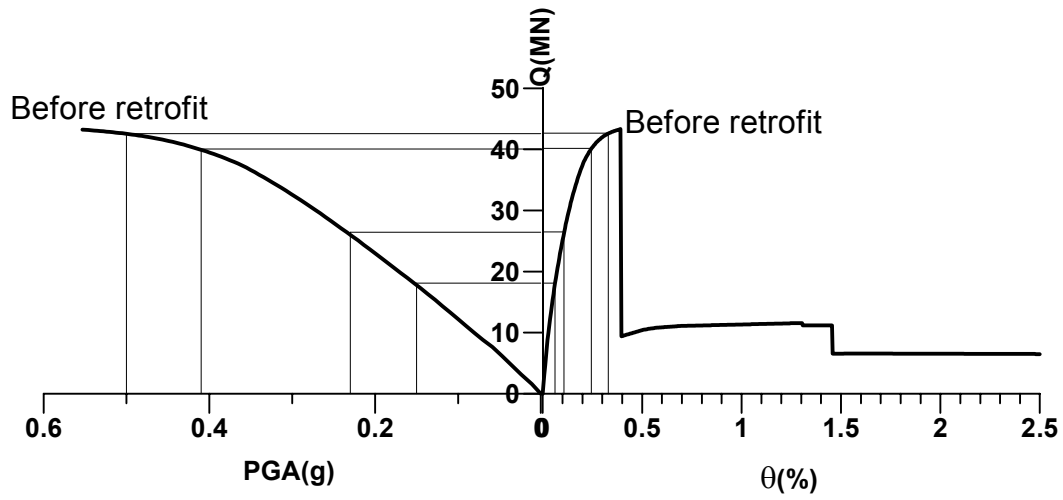


圖 3-50 H5-011 五樓震前耐震診斷圖

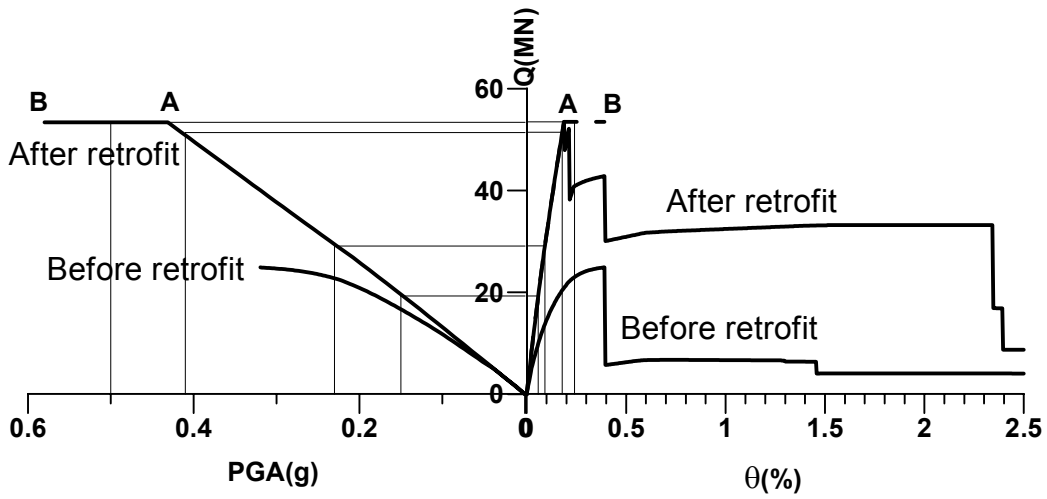


圖 3-51 H5-011 四樓震前補強前後耐震診斷圖 (補鋼骨斜撐)

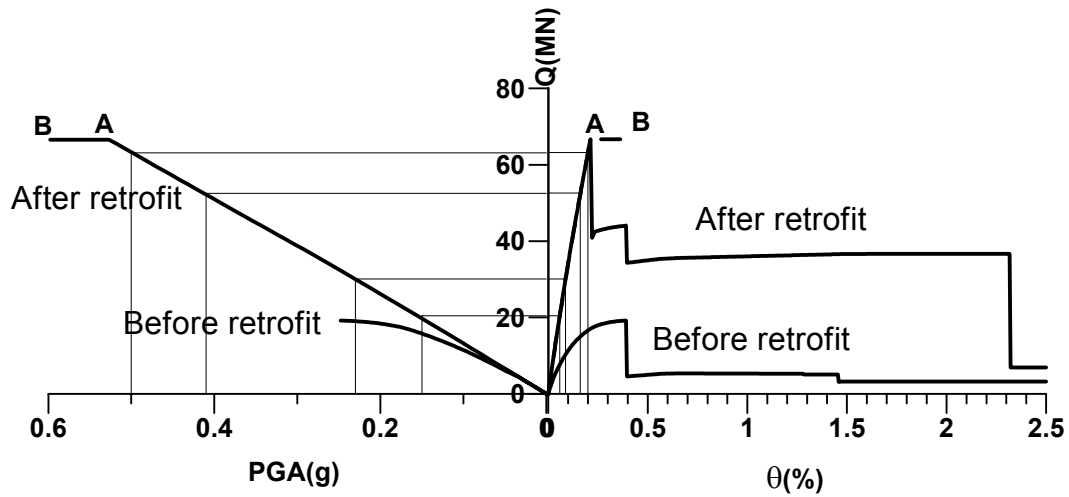


圖 3-52 H5-011 三樓震前補強前後耐震診斷圖 (補鋼骨斜撐)

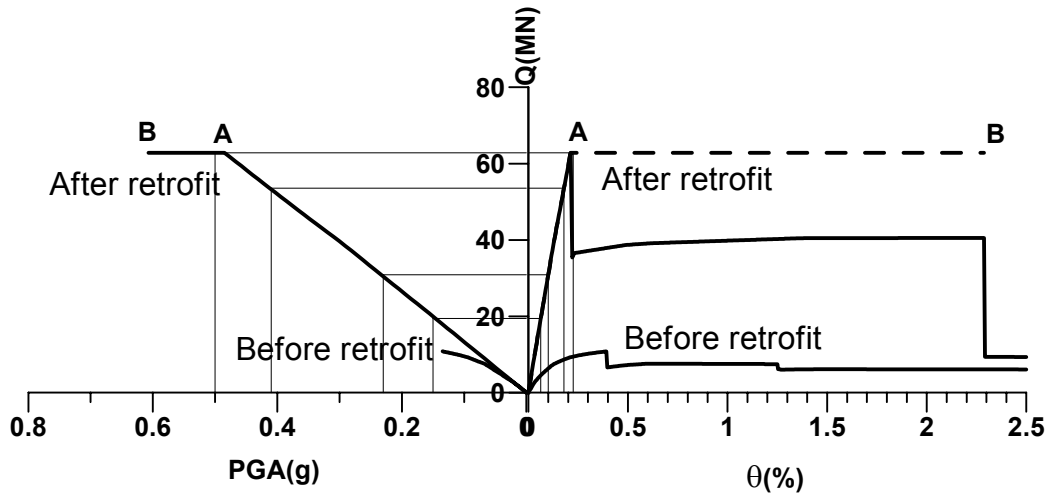


圖 3-53 H5-011 二樓震前補強前後耐震診斷圖 (補鋼骨斜撐)

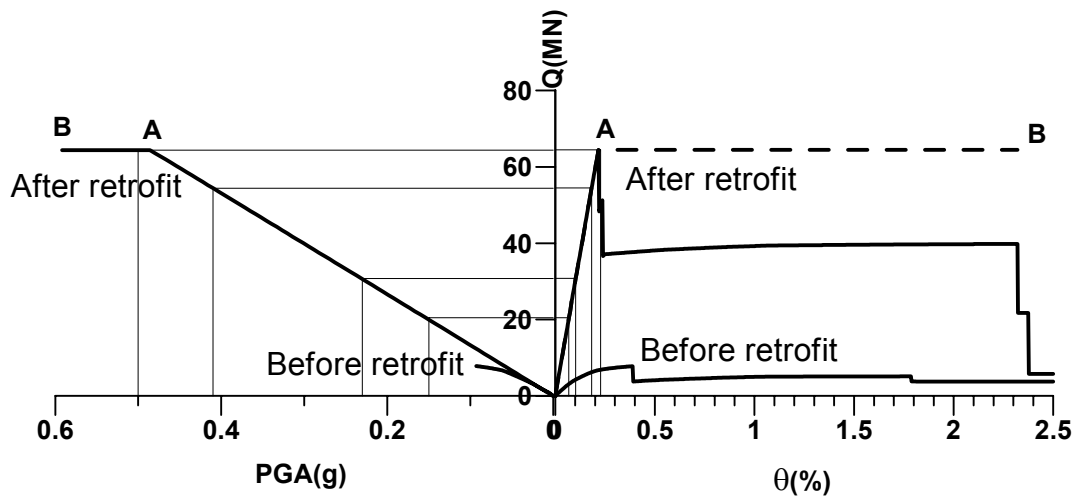


圖 3-54 H5-011 一樓震前補強前後耐震診斷圖 (補鋼骨斜撐)

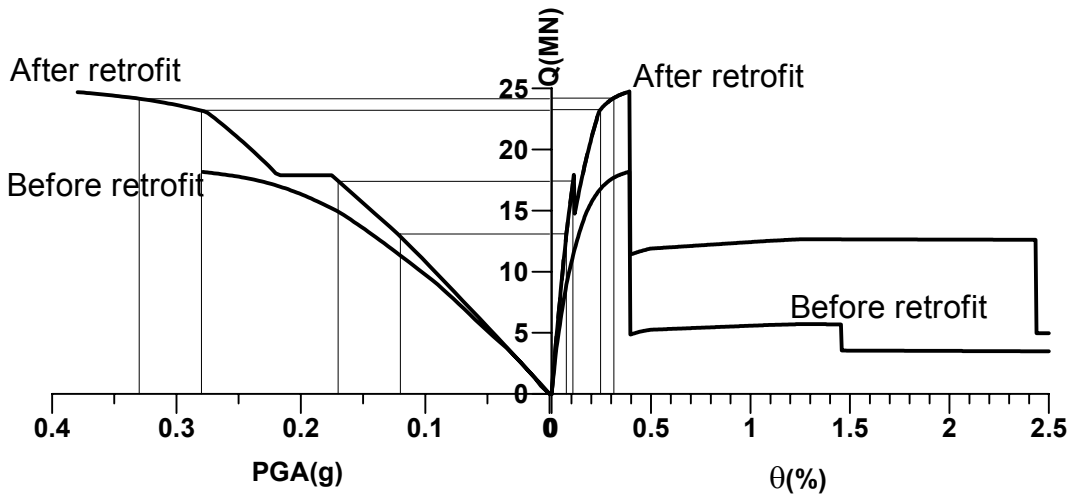


圖 3-55 V3-007 三樓震前補強前後耐震診斷圖 (補鋼骨斜撐)

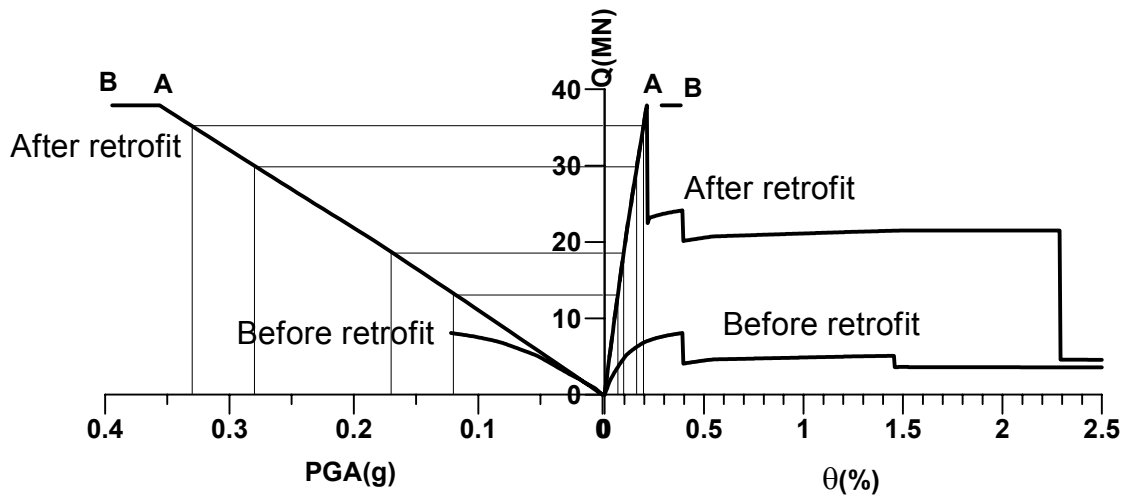


圖 3-56 V3-007 二樓震前補強前後耐震診斷圖 (補鋼骨斜撐)

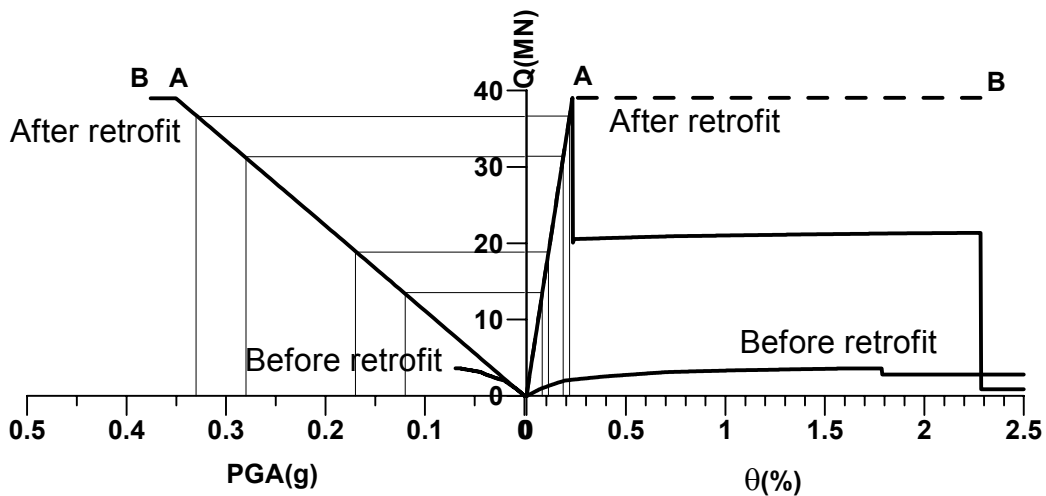


圖 3-57 V3-007 一樓震前補強前後耐震診斷圖 (補鋼骨斜撐)

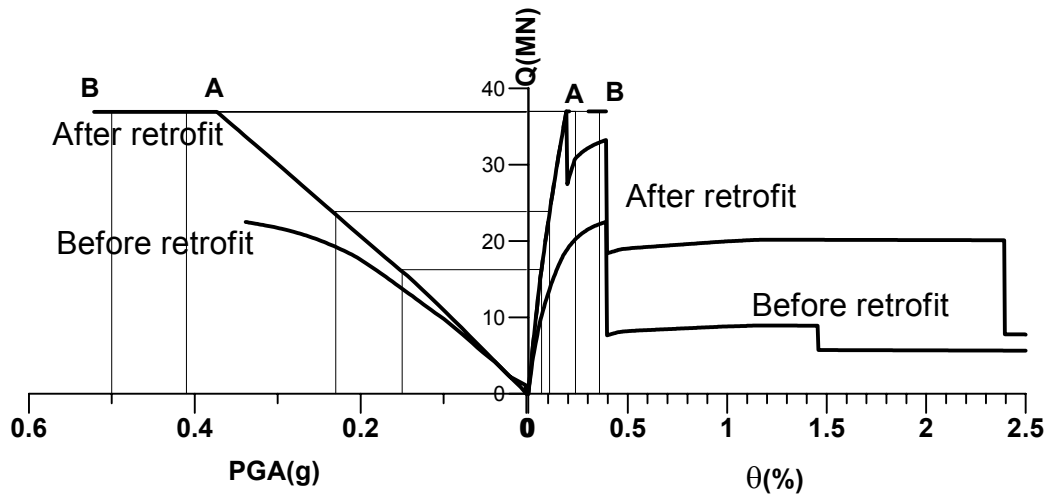


圖 3-58 V3-011 三樓震前補強前後耐震診斷圖 (補鋼骨斜撐)

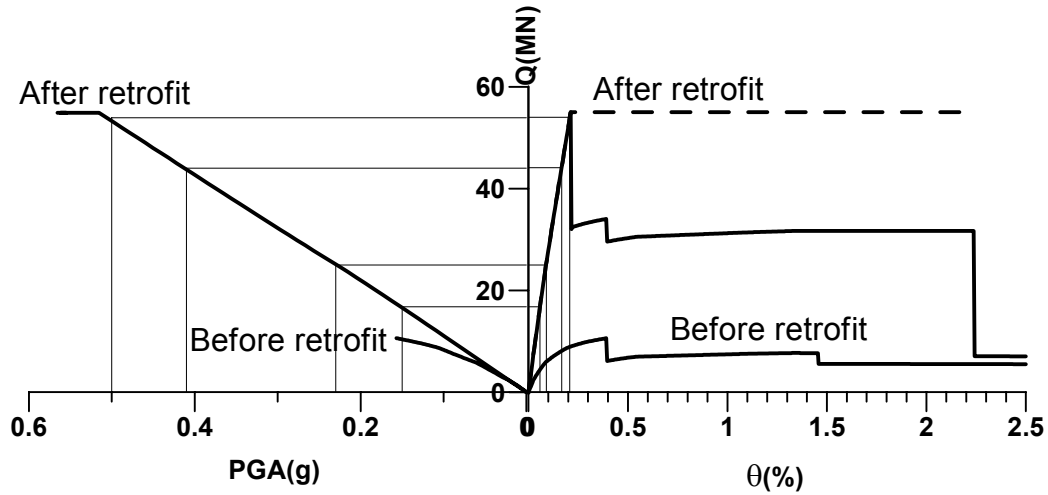


圖 3-59 V3-011 二樓震前補強前後耐震診斷圖 (補鋼骨斜撐)

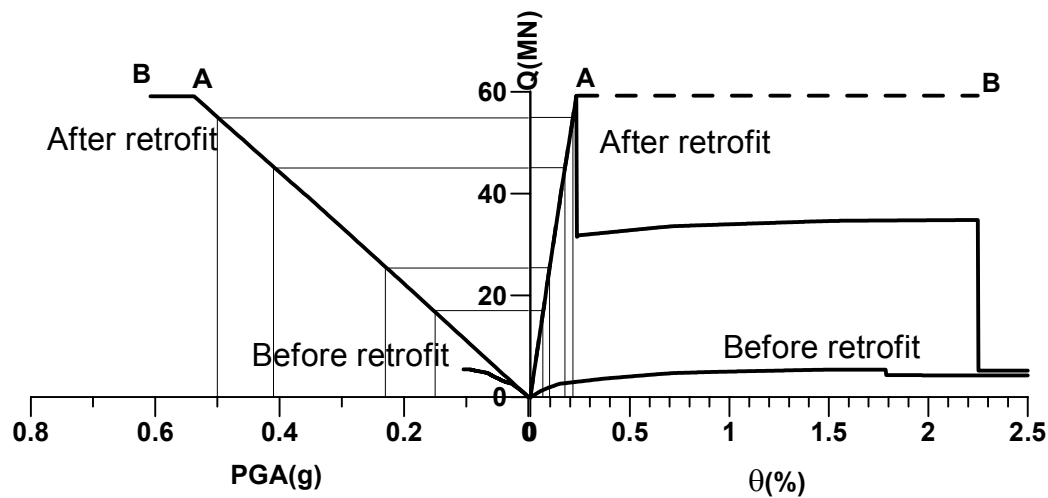


圖 3-60 V3-011 一樓震前補強前後耐震診斷圖 (補鋼骨斜撐)

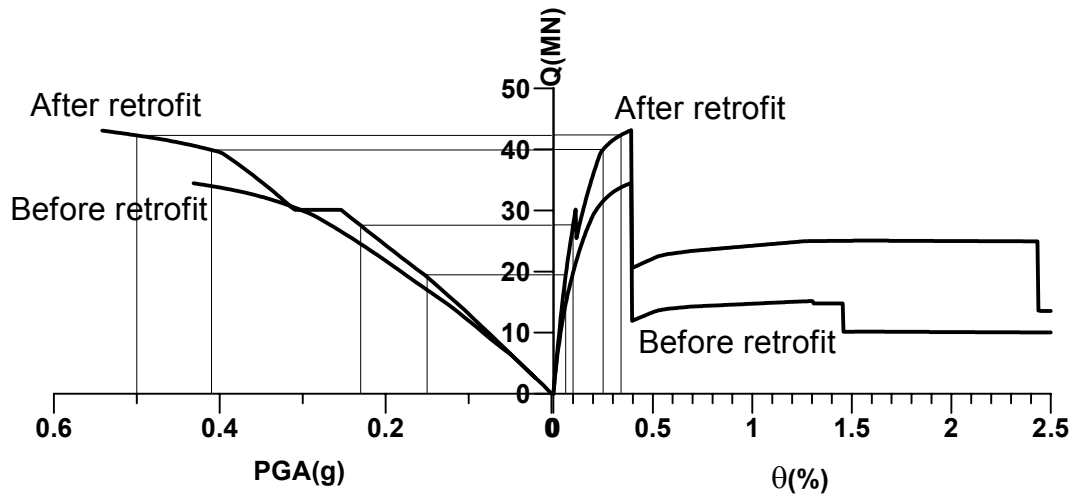


圖 3-61 V5-011 五樓震前補強前後耐震診斷圖 (補鋼骨斜撐)

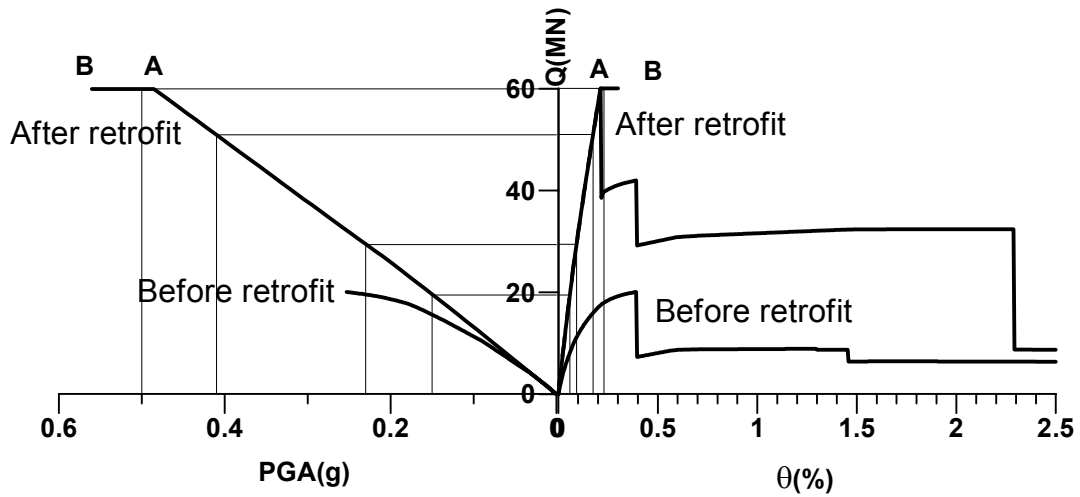


圖 3-62 V5-011 四樓震前補強前後耐震診斷圖 (補鋼骨斜撐)

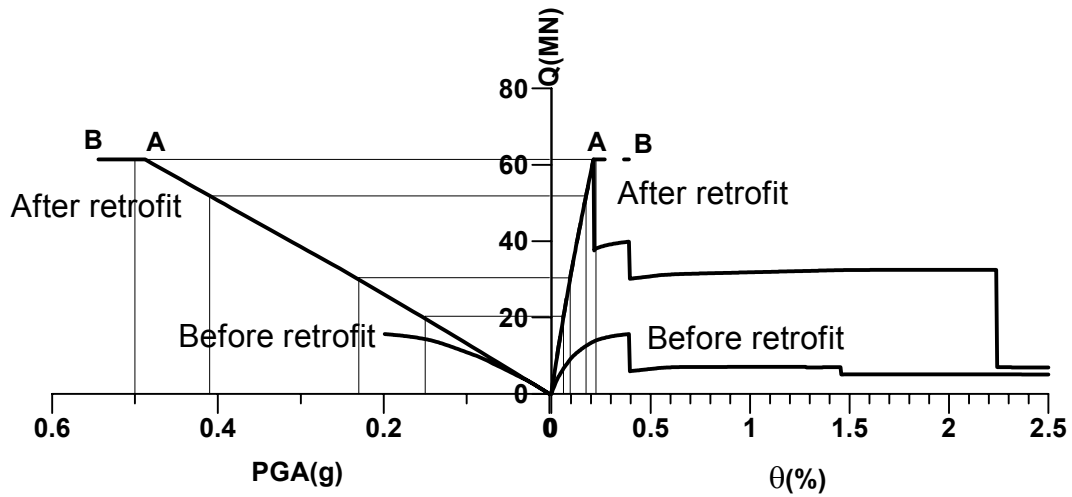


圖 3-63 V5-011 三樓震前補強前後耐震診斷圖 (補鋼骨斜撐)

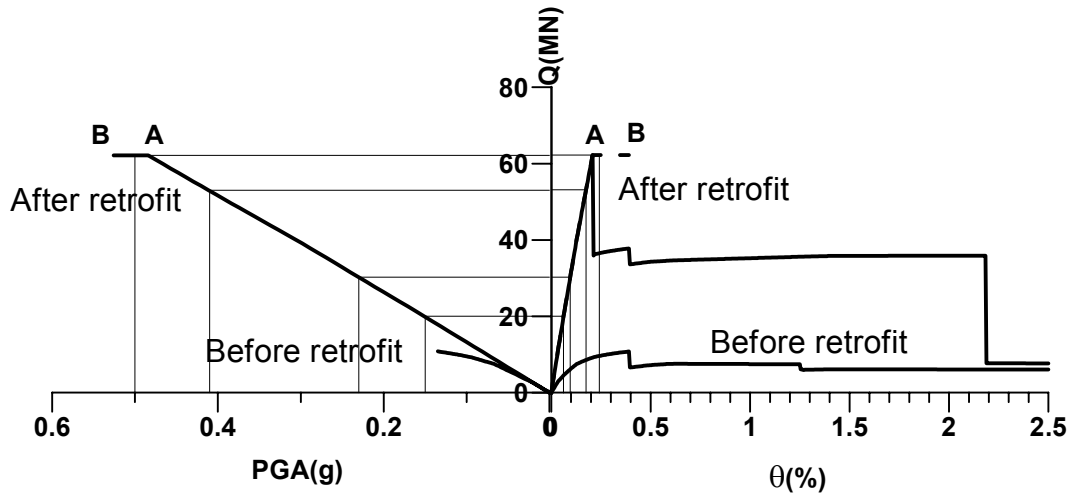


圖 3-64 V5-011 二樓震前補強前後耐震診斷圖 (補鋼骨斜撐)

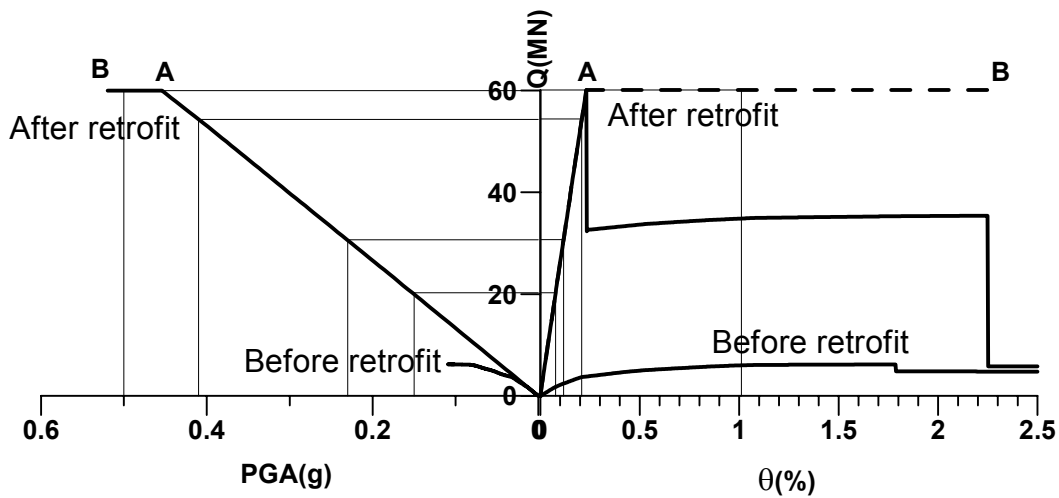


圖 3-65 V5-011 一樓震前補強前後耐震診斷圖 (補鋼骨斜撐)

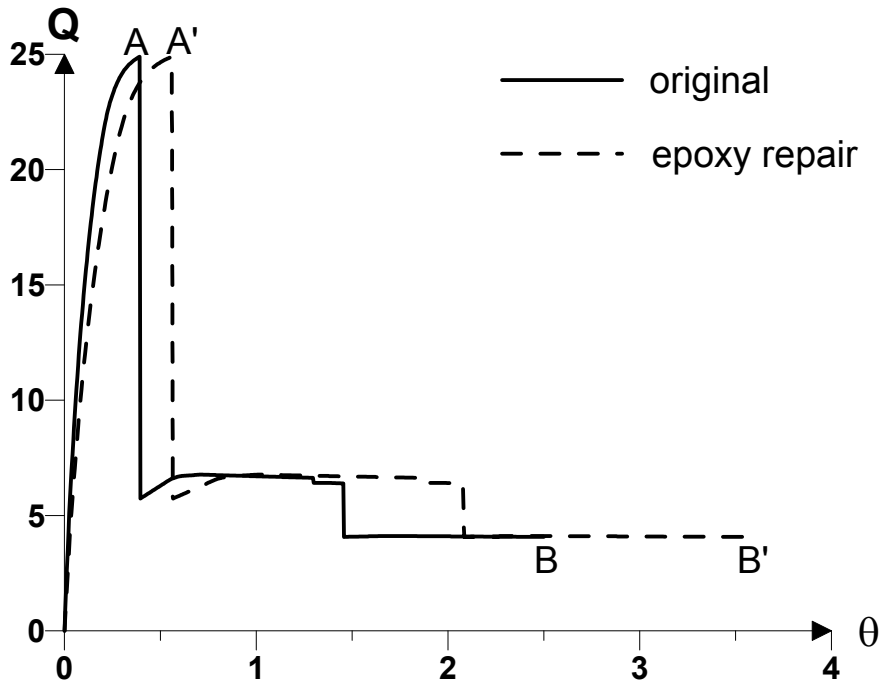


圖 4-1 震害修復後之 Q-θ 圖

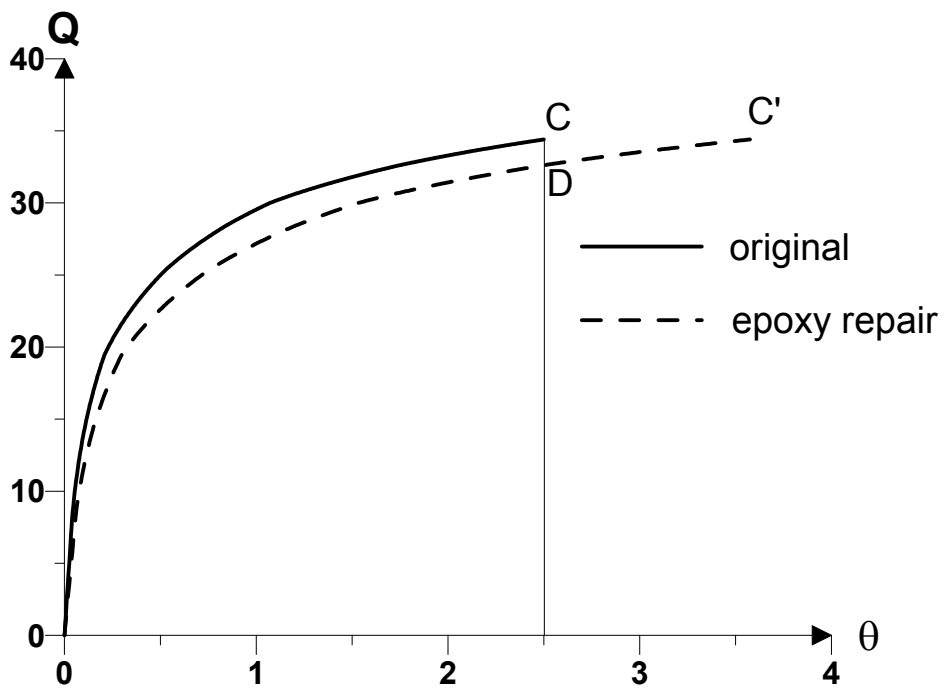


圖 4-2 震害修復後之 Q-θ 圖

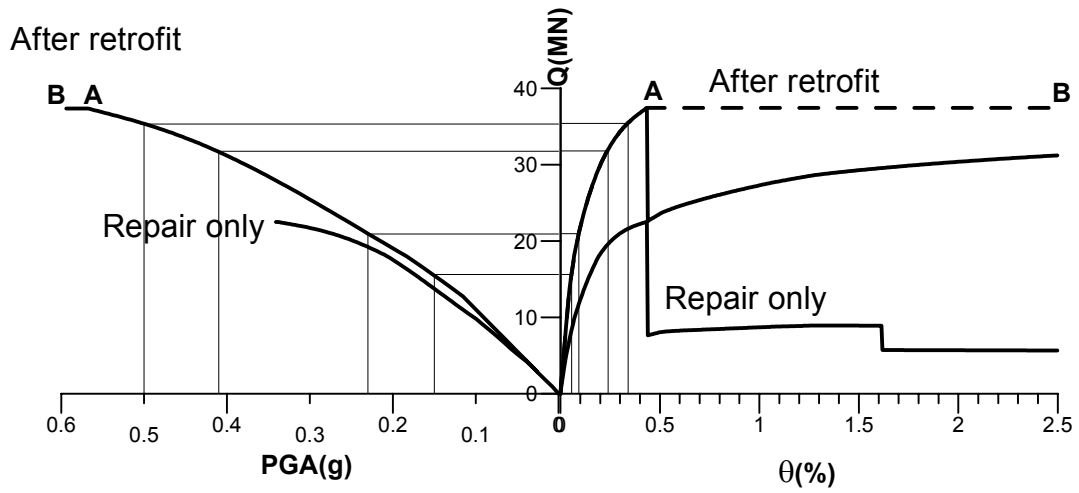


圖 4-3 V3-011 三樓震後補強前後耐震診斷圖

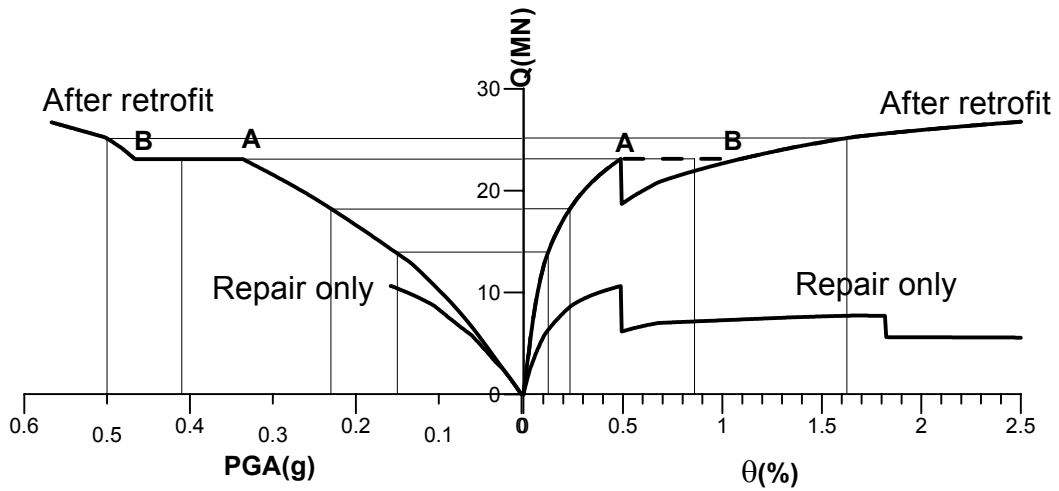


圖 4-4 V3-011 二樓震後補強前後耐震診斷圖

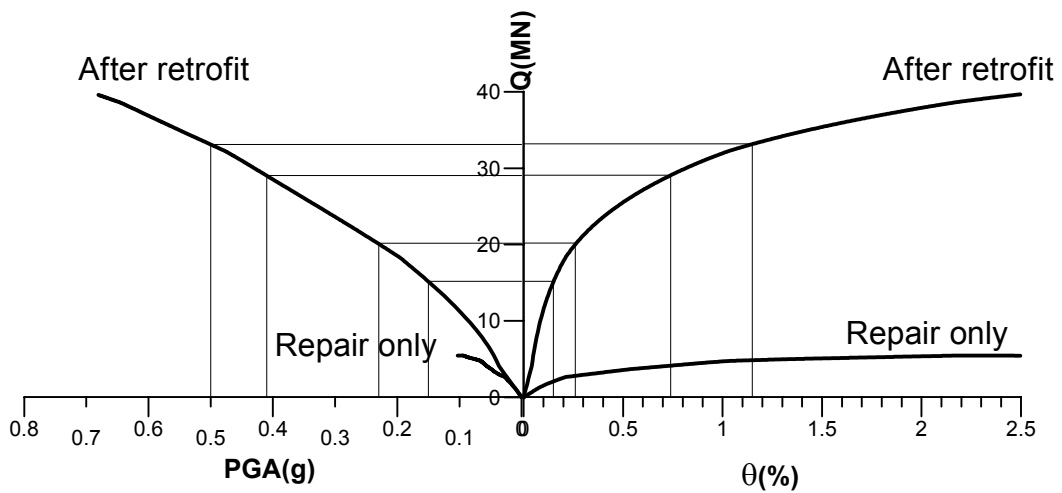


圖 4-5 V3-011 一樓震後補強前後耐震診斷圖

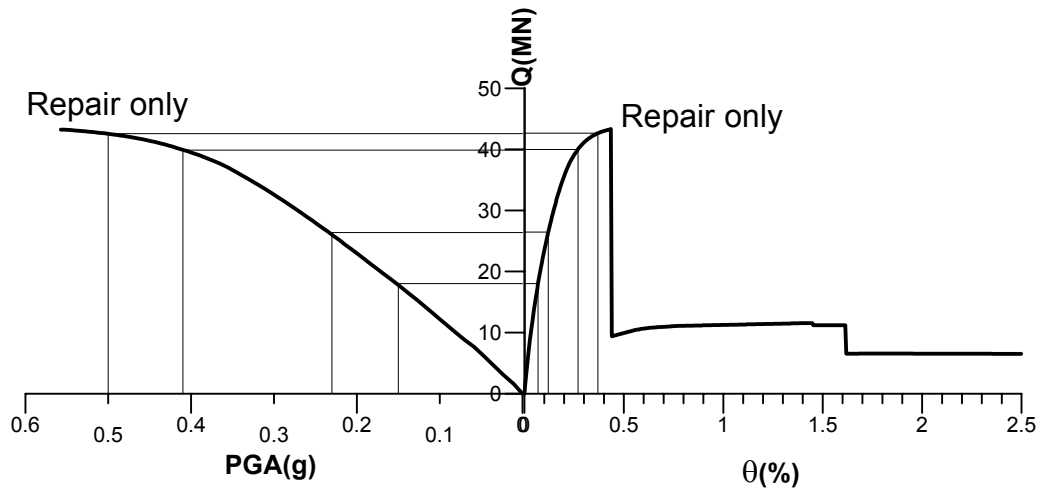


圖 4-6 H5-011 五樓震後補強前耐震診斷圖

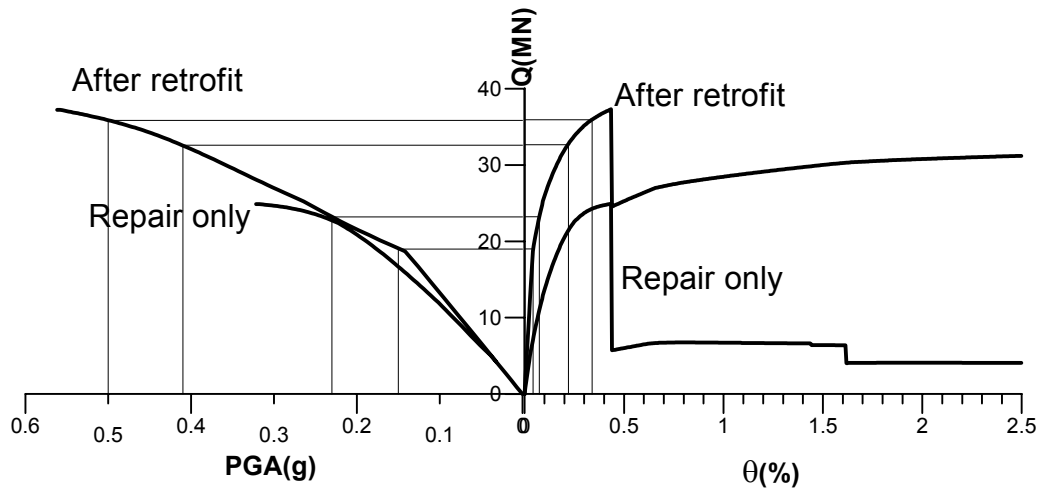


圖 4-7 H5-011 四樓震後補強前後耐震診斷圖

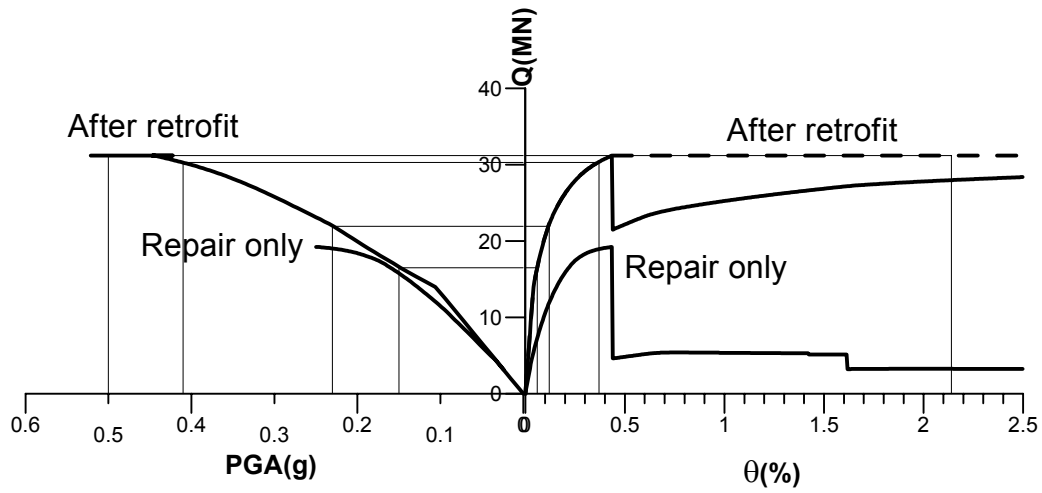


圖 4-8 H5-011 三樓震後補強前後耐震診斷圖

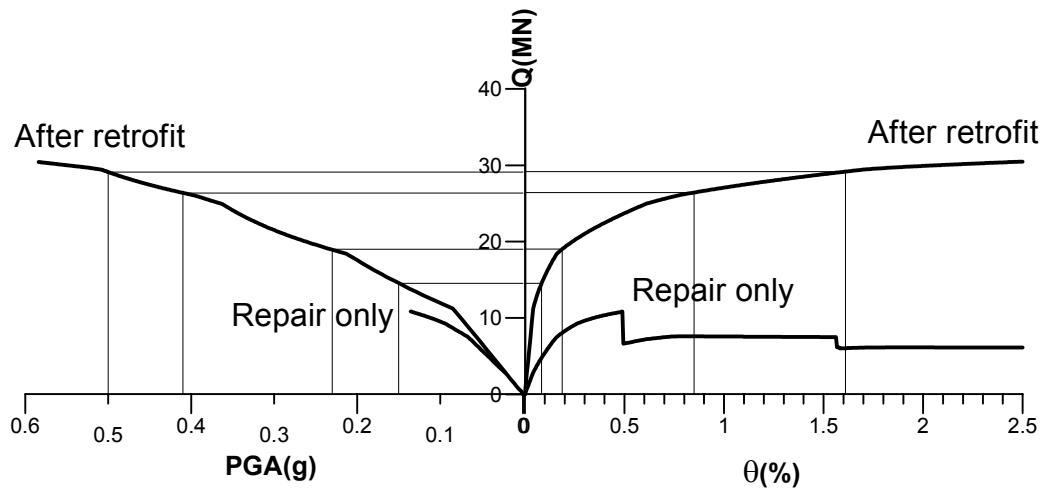


圖 4-9 H5-011 二樓震後補強前後耐震診斷圖

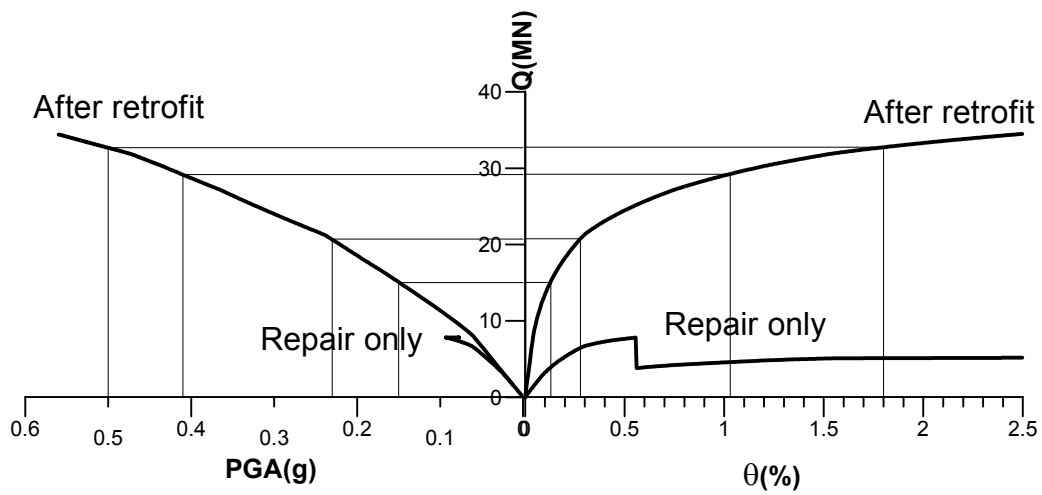


圖 4-10 H5-011 一樓震後補強前後耐震診斷圖

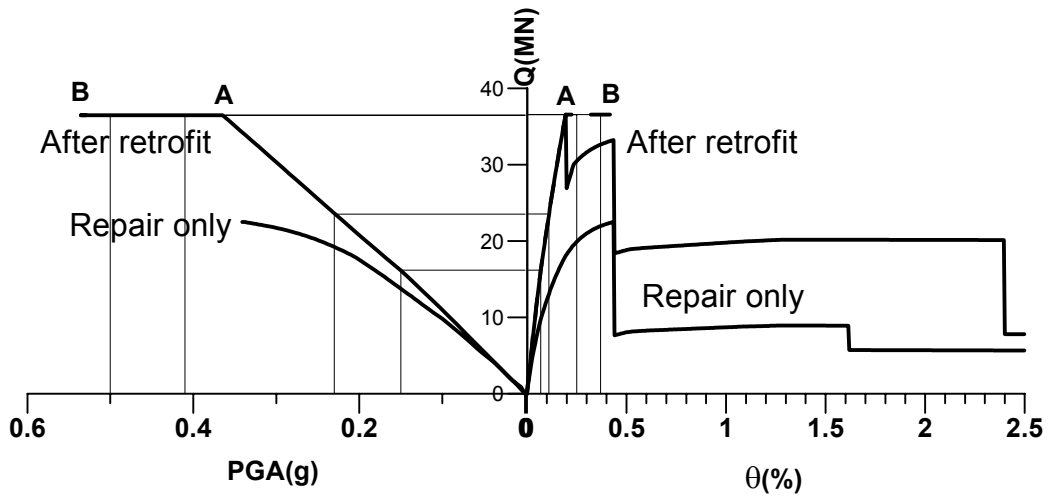


圖 4-11 V3-011 三樓震後補強前後耐震診斷圖 (補鋼骨斜撐)

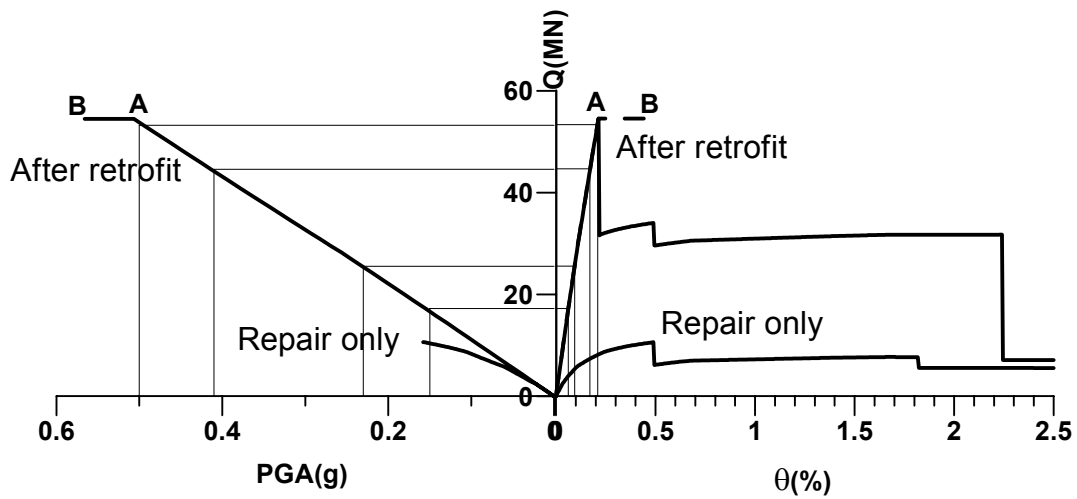


圖 4-12 V3-011 二樓震後補強前後耐震診斷圖 (補鋼骨斜撐)

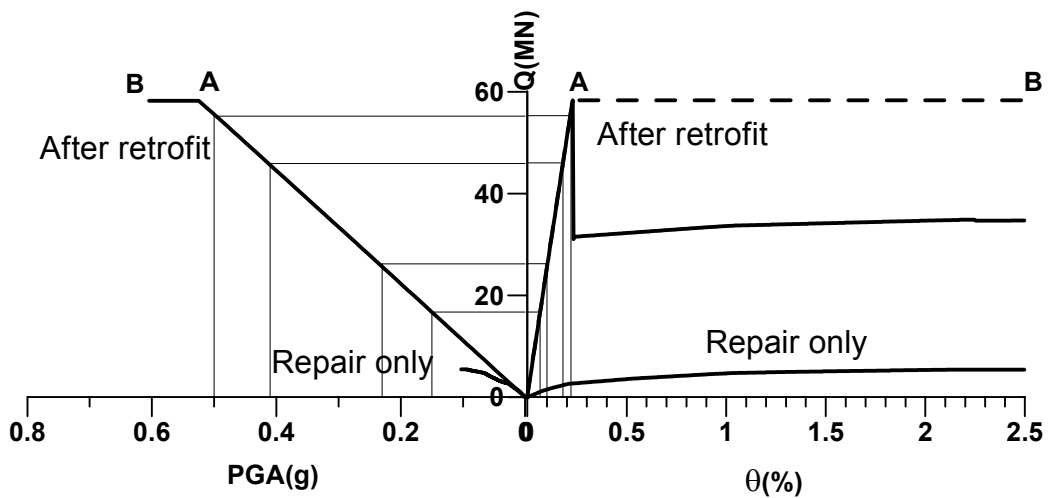


圖 4-13 V3-011 一樓震後補強前後耐震診斷圖 (補鋼骨斜撐)

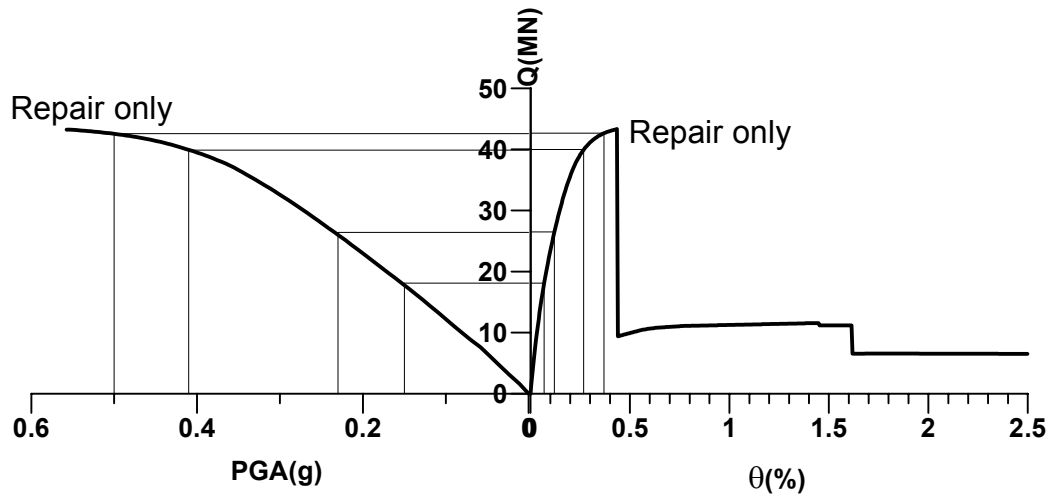


圖 4-14 H5-011 五樓震後補強前耐震診斷圖

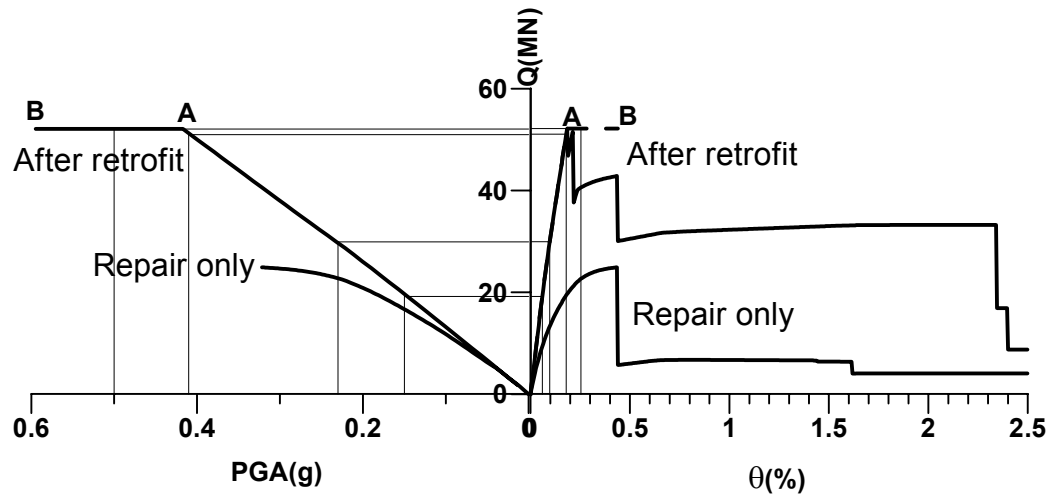


圖 4-15 H5-011 四樓震後補強前後耐震診斷圖 (補鋼骨斜撐)

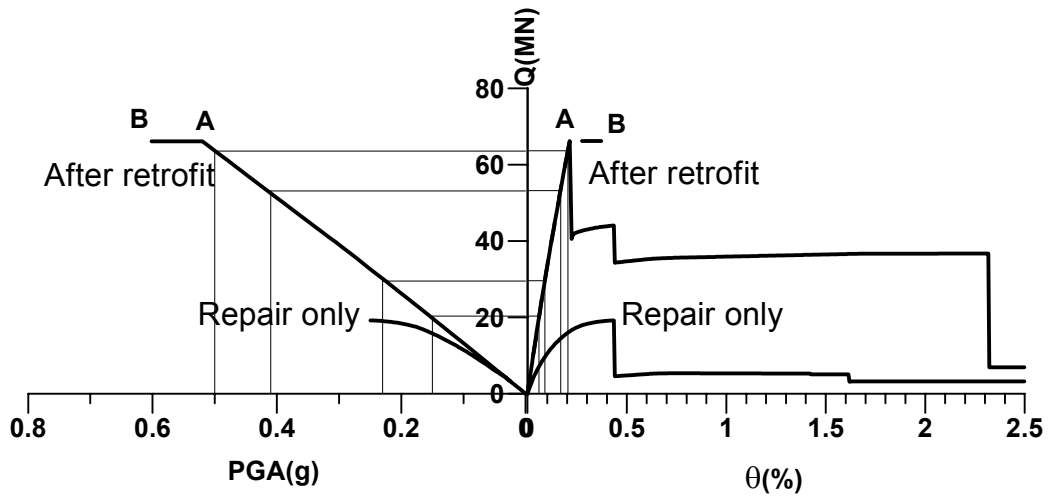


圖 4-16 H5-011 三樓震後補強前後耐震診斷圖 (補鋼骨斜撐)

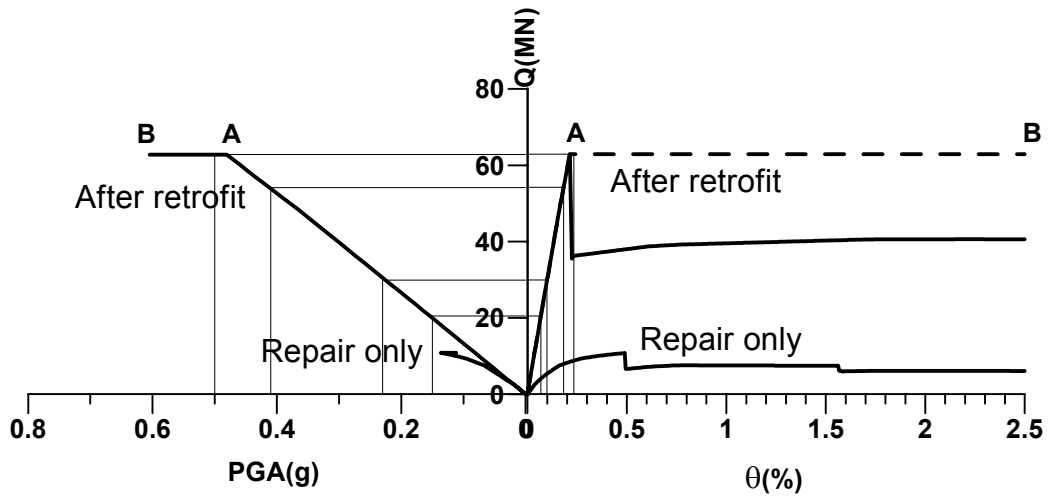


圖 4-17 H5-011 二樓震後補強前後耐震診斷圖 (補鋼骨斜撐)

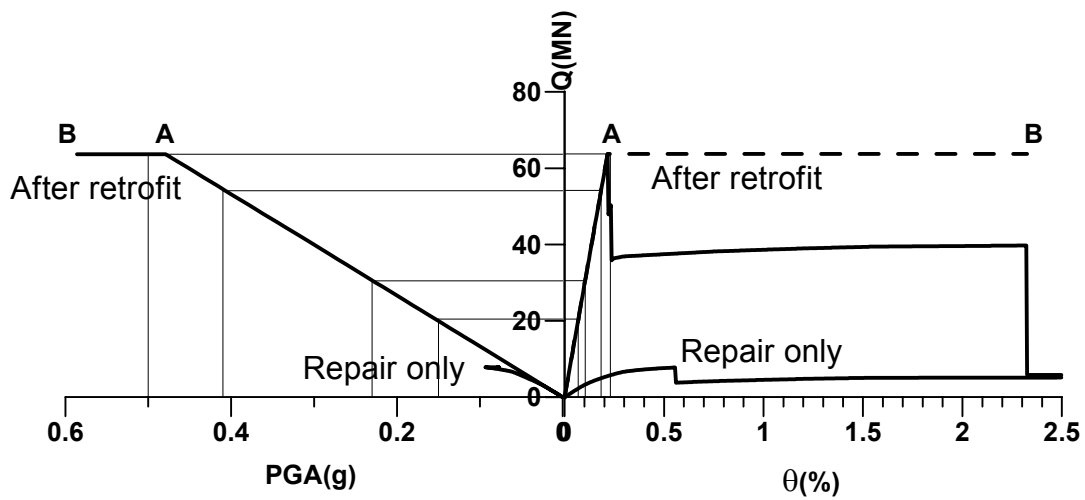


圖 4-18 H5-011 一樓震後補強前後耐震診斷圖 (補鋼骨斜撐)

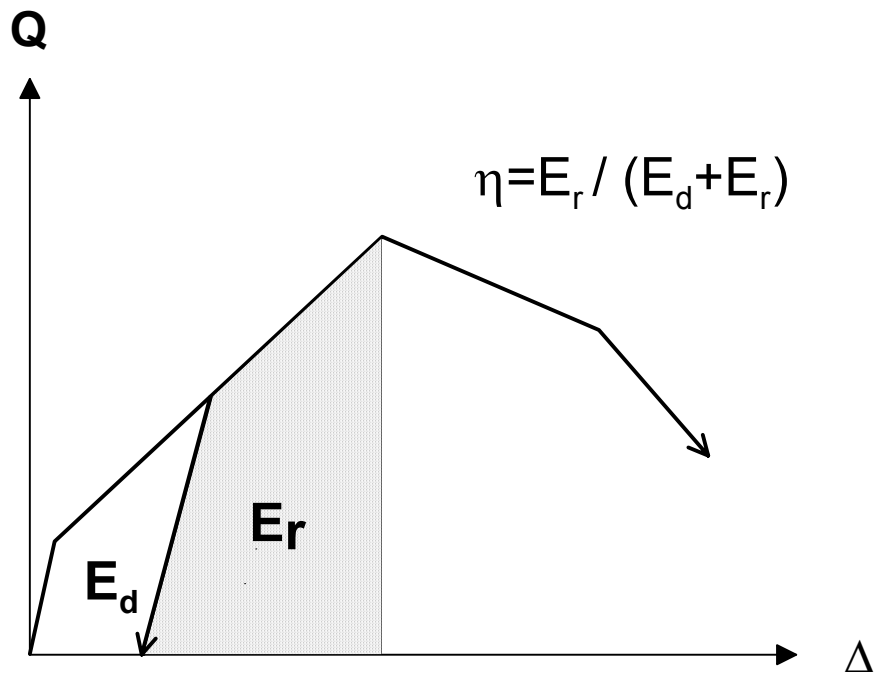


圖 5-1 殘餘耐震性能之損傷概念



圖 5-2 重複加載的力與變形的關係

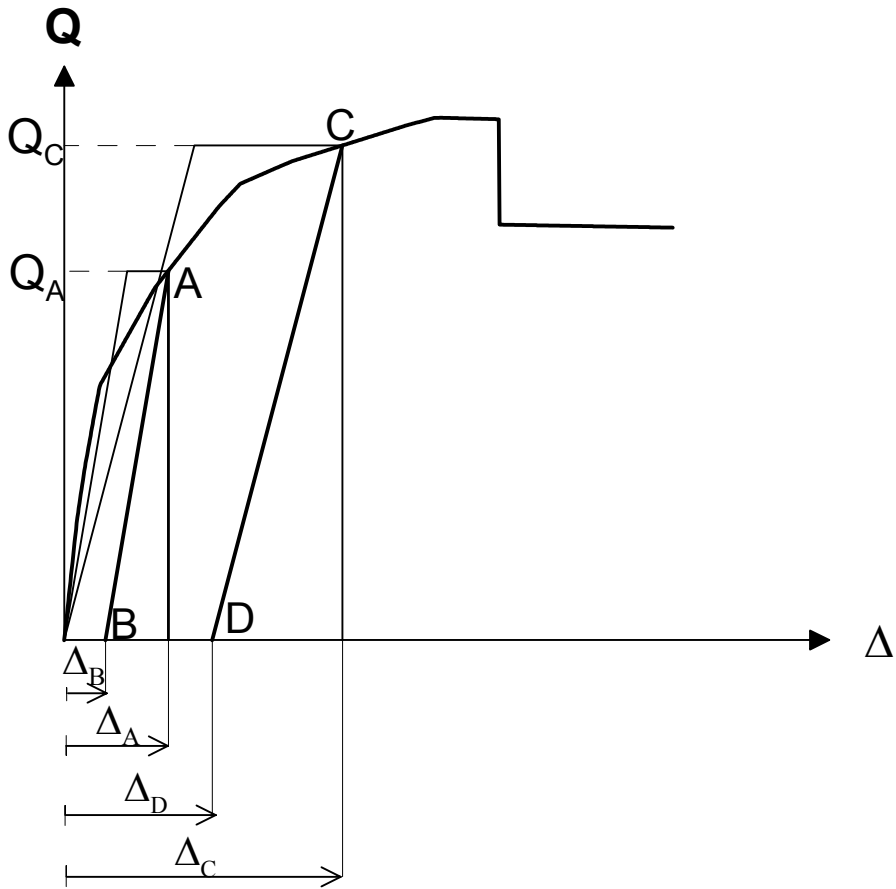


圖 5-3 承受多次地震結構物之理想化 Q- Δ 關係

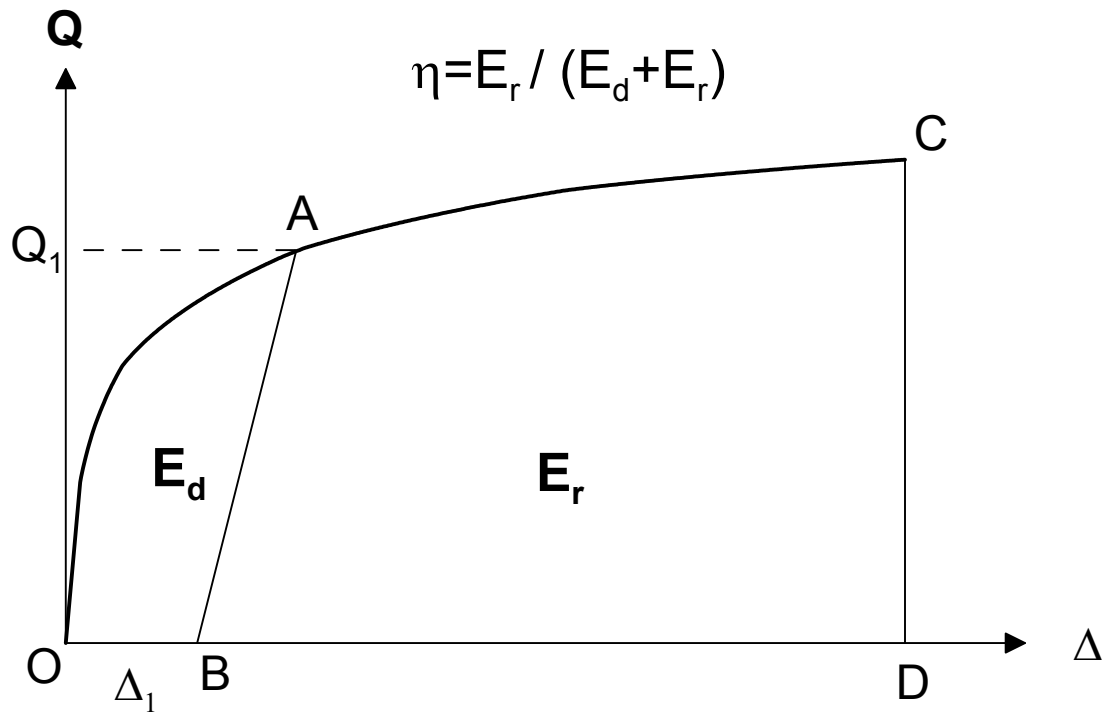


圖 5-4 受過 a_1 的地震之後之殘餘耐震性能

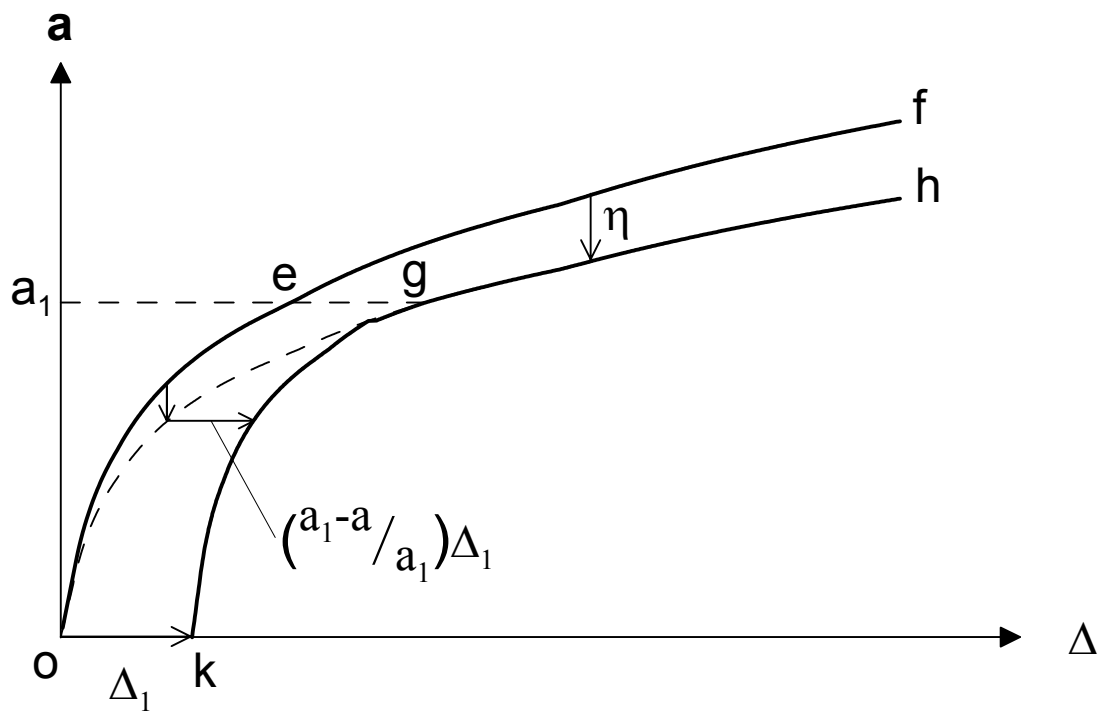


圖 5-5 同時考慮耐震能力降低係數與永久變形之 $a-\Delta$ 曲線

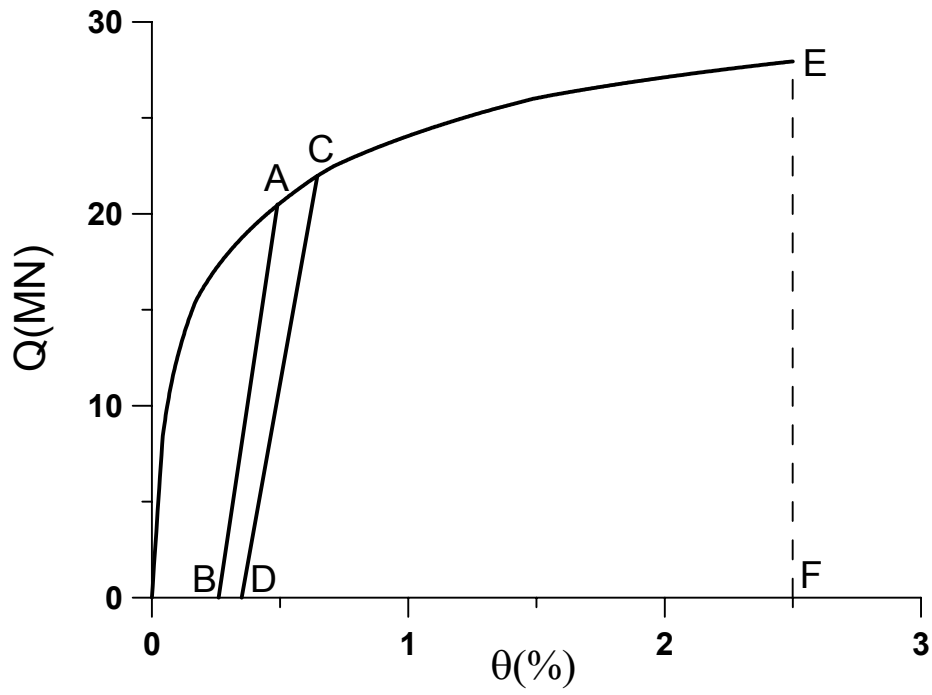


圖 5-6 以 RC 牆補強後承受二次地震之殘餘耐震性能

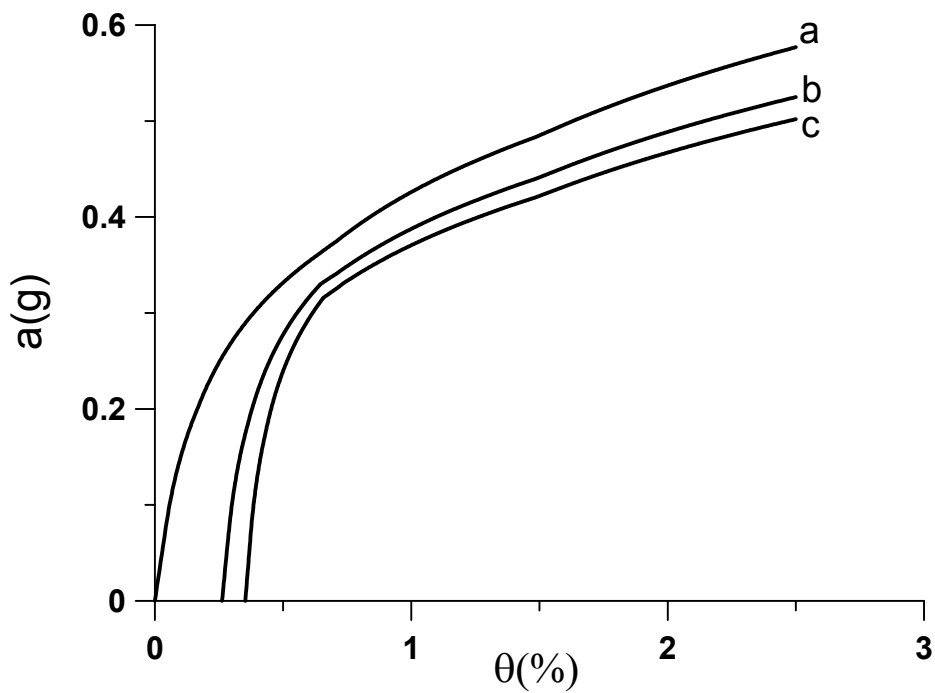


圖 5-7 同時考慮耐震能力降低係數與永久變形之 a-θ 曲線

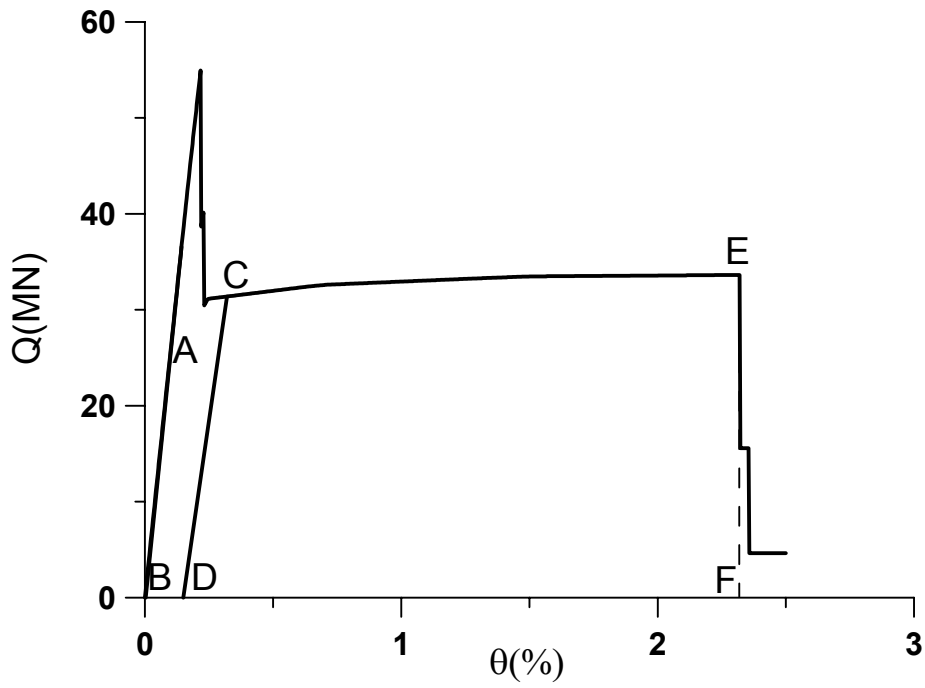


圖 5-8 以鋼骨斜撐補強後承受二次地震之殘餘耐震性能

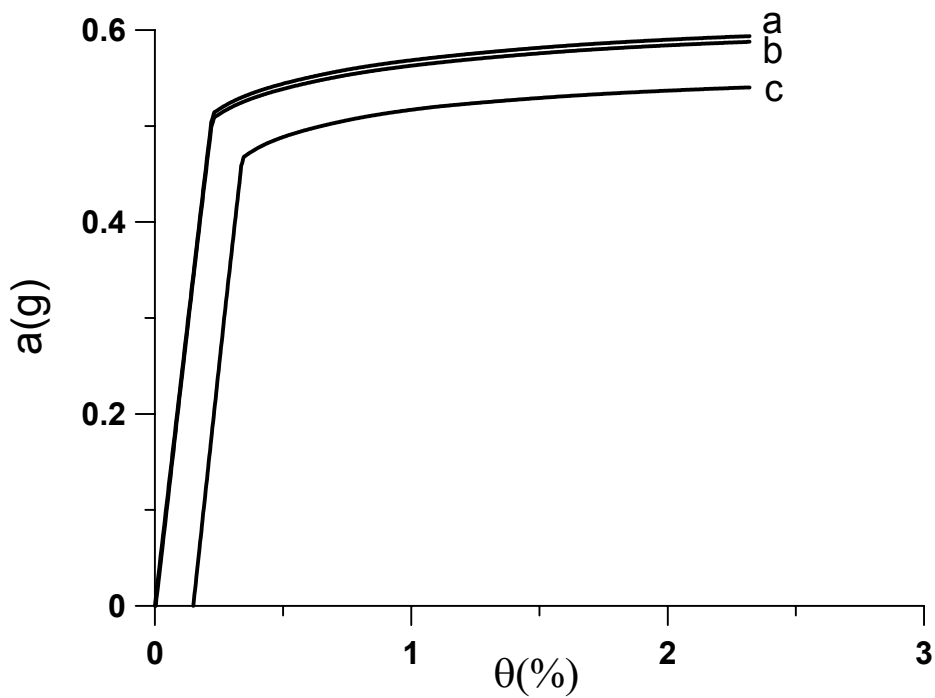


圖 5-9 同時考慮耐震能力降低係數與永久變形之 a-θ 曲線

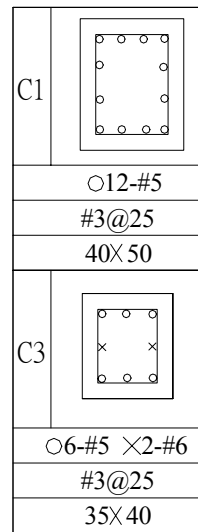
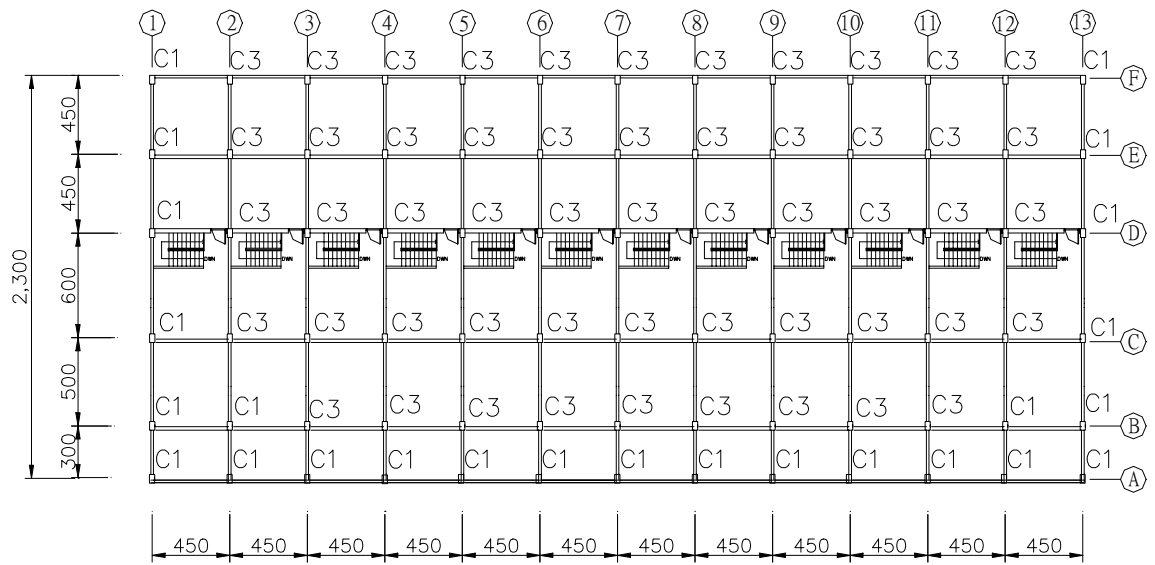


圖6-1 計算例之一樓結構平面圖與柱配筋圖

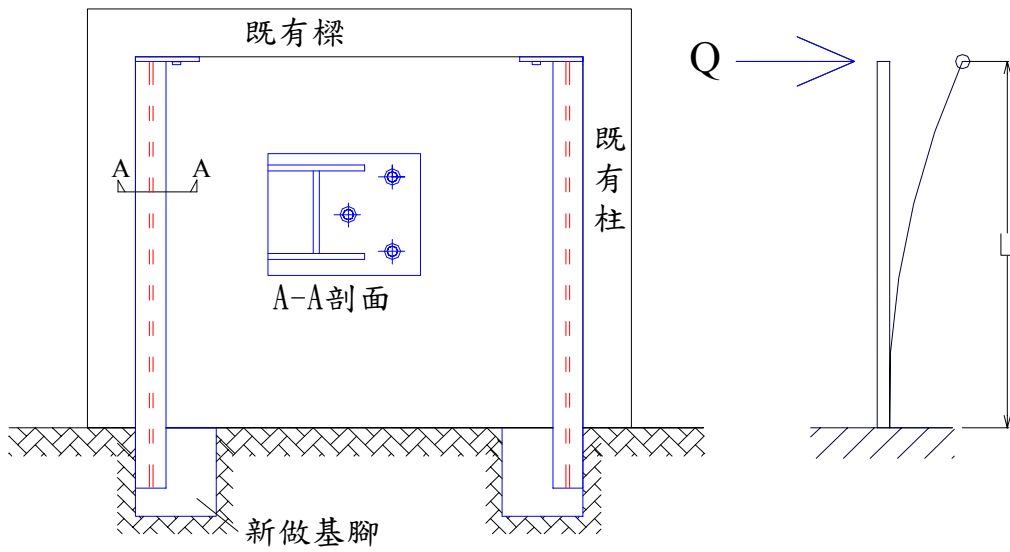


圖6-2 頂端束制較差的補強H型鋼骨柱

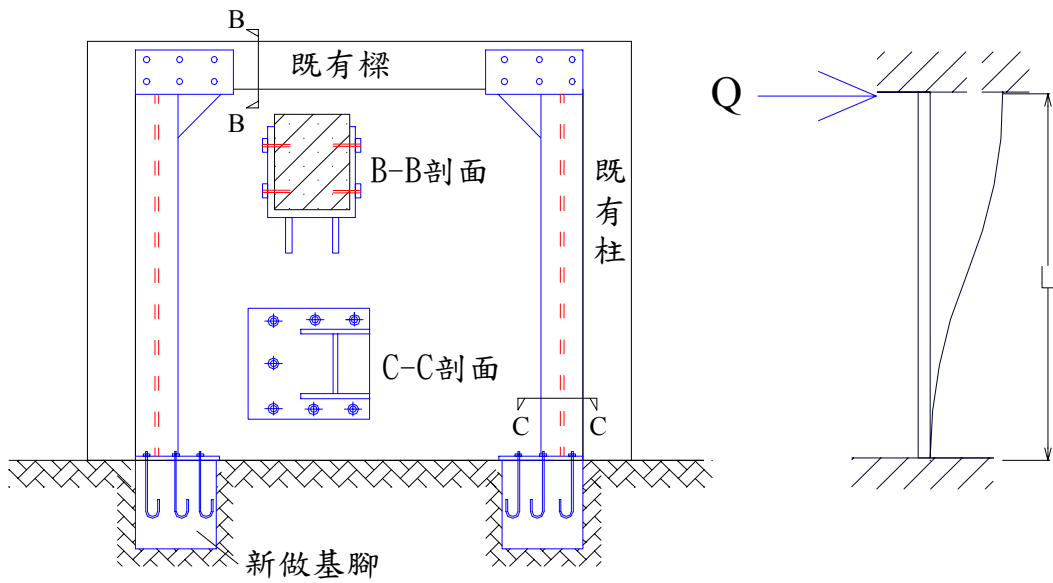


圖6-3 頂端束制較佳的補強H型鋼骨柱

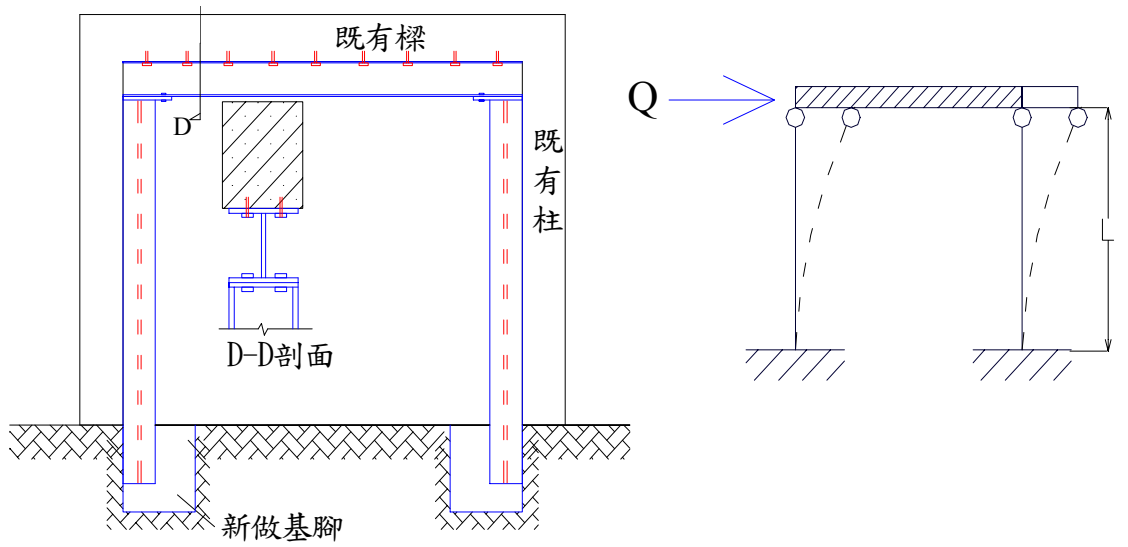


圖6-4 門型鋼構架補強措施

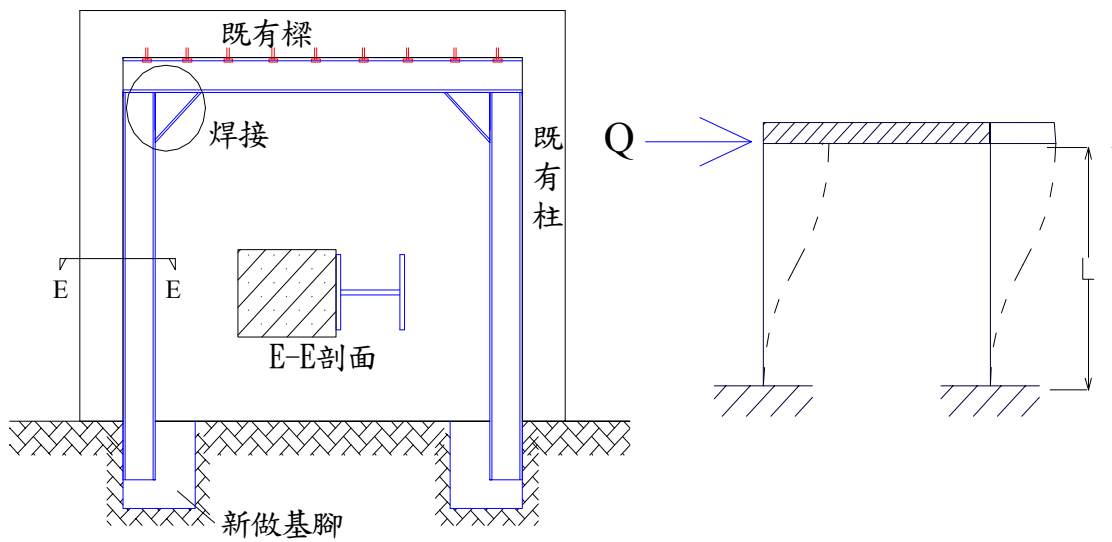


圖6-5 門型鋼構架加牛腿補強措施

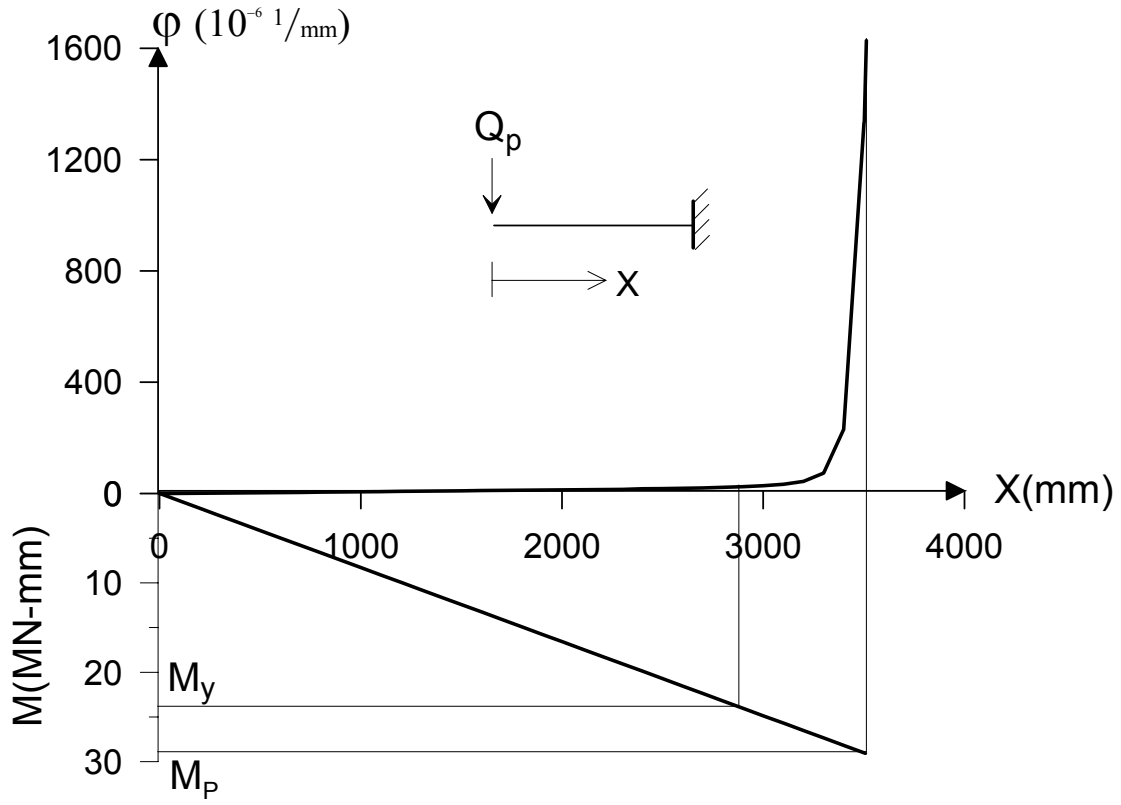


圖 6-6 鋼骨柱承受 Q_p 時桿件各斷面的曲率圖與彎矩圖

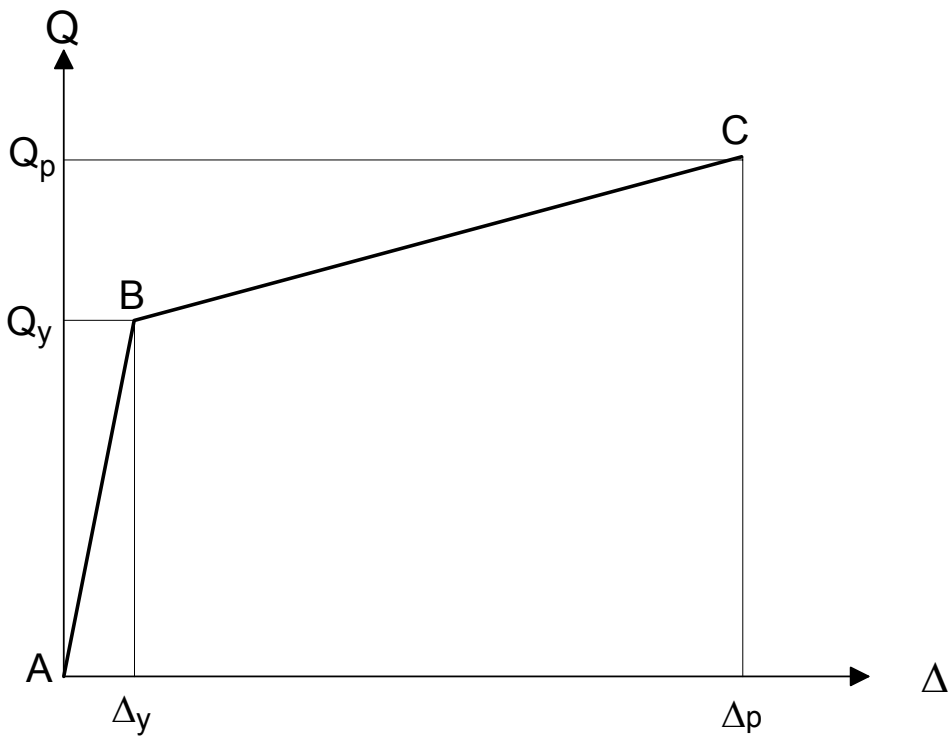


圖 6-7 鋼骨柱之側向力與側向位移非線性曲線

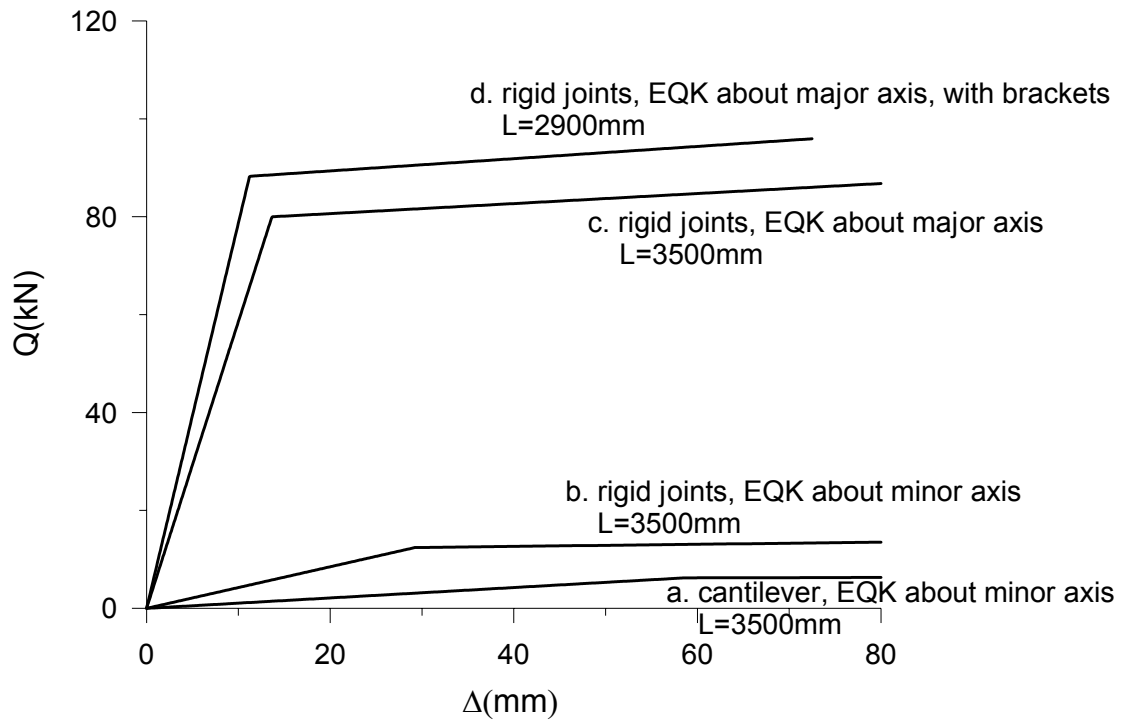


圖 6-8 不同條件下單支 H300×150×6.5×9 鋼骨柱之 Q- Δ 曲線

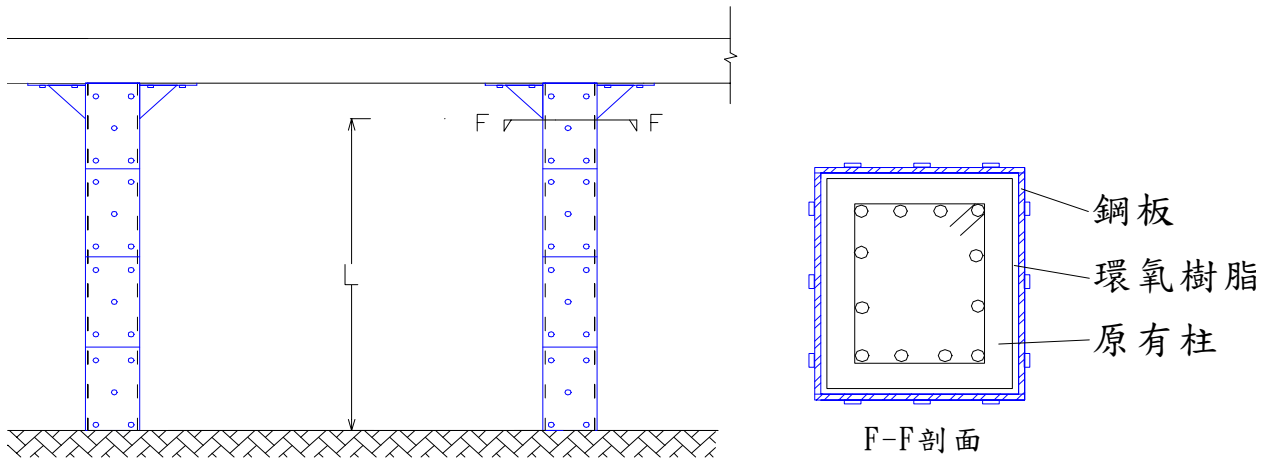


圖6-9 柱包覆鋼板加牛腿擴座

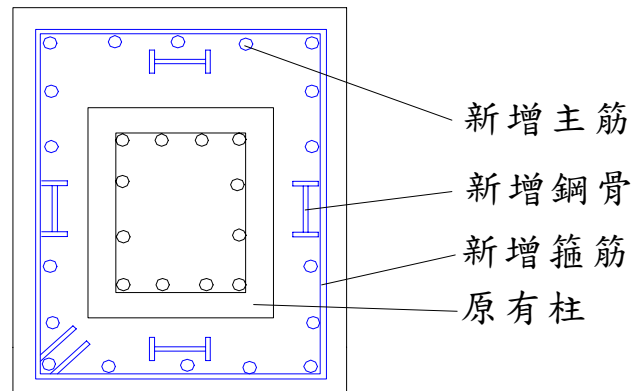


圖6-10 以鋼骨鋼筋混凝土擴大柱斷面



照片 2-1 一樓柱頭、柱底撓曲破壞



照片 2-2 一樓柱頭撓曲破壞



照片 2-3 一樓整層壓潰之沿街店鋪住宅（一）



照片 2-4 一樓整層壓潰之沿街店鋪住宅（二）



照片 2-5 一樓整層壓潰之沿街店鋪住宅（三）



照片 2-6 一樓整層壓潰之沿街店鋪住宅（四）



照片 2-7 具有平行騎樓方向牆壁之沿街店鋪住宅，受害輕微（一）



照片 2-8 具有平行騎樓方向牆壁之沿街店鋪住宅，受害輕微（二）



照片 2-9 具有平行騎樓方向牆壁之沿街店鋪住宅，受害輕微（三）



照片 2-10 二方向皆有牆壁之沿街店鋪住宅，受害輕微



照片 2-11 玻窗破壞情形



照片 2-12 磁磚掉落情形



照片 6-1 騎樓增設 H 型鋼骨柱（由鍾立來博士等提供）



照片 6-2 頂端束制較佳的 H 型鋼骨柱（由鍾立來博士等提供）



照片 6-3 騎樓增設門型鋼構架



照片 6-4 門型鋼構架加牛腿



照片 6-5 以鋼板包覆騎樓柱



照片 6-6 以 RC 擴大柱斷面

附錄：以案例 H3-011 第二層為例，說明補強前後耐震診斷之詳細計算過程。

1. 案例簡介

案例編號：H3-011

建築物樓層：地上三層

建築物總高度： $h = 9.8 \text{ m}$

建築物總重量： $W = 40166 \text{ kN}$

建築物二樓樓梯方向：平行騎樓方向（如圖 3-2 之 X 向），每戶各有一片梯間牆，共 12 片。

建築物基本振動週期： $T = 0.07h^{3/4} = 0.07(9.8)^{3/4} = 0.39 \text{ 秒}$

地盤種類：第四類地盤（台北盆地）

工址正規化水平加速度反應譜係數： $C = 2.5$

震區：強震區

2. 補強前二樓垂直構材分類

本案例二樓各垂直構材分類列表如下，高度為構材之淨高度，需扣去梁深；窗台柱需再扣掉窗台高。

| 種類 | 斷面 (cm) | 高度 (cm) | 數量 (根、片) | |
|------|-----------------|---------|----------|----|
| RC 柱 | C1 | 240 | 8 | |
| | | 140 | 1 | |
| | C2 | 240 | 4 | |
| | | C3 | 240 | 29 |
| | | | 140 | 11 |
| 磚牆 | BW1 307×23 + C1 | 240 | 1 | |
| | BW2 307×23 + C3 | 240 | 11 | |

3. 補強前各單支垂直桿件之 Q-Δ 曲線

根據本文 2.4、2.5、2.6、2.7 所述，計算出各單支垂直構材的水平載重與水平位移之 Q-Δ 曲線，如圖 1；再以位移控制，各單支垂直構材 Q-Δ 曲線之縱座標乘以該桿件的桿件數，得到各垂直構材組的 Q-Δ 曲線，如圖 2。各桿件的破壞模式與水平極限載重列表如下：

| 種類 | 斷面 (cm) | 高度 (cm) | 破壞模式 | 極限載重 $Q_u(N)$ |
|------|---------|---------|------|---------------|
| RC 柱 | C1 | 240 | 撓曲破壞 | 112479.1 |
| | | 140 | 剪力破壞 | 189219.6 |
| | C2 | 240 | 撓曲破壞 | 139820.2 |
| | C3 | 240 | 撓曲破壞 | 91273.4 |

| | | | | |
|----|-----------------|-----|------|----------|
| | | 140 | 剪力破壞 | 117453.4 |
| 磚牆 | BW1 307×23 + C1 | 240 | 剪力破壞 | 381506.5 |
| | BW2 307×23 + C3 | 240 | 剪力破壞 | 355283.5 |

4.二樓補強前耐震診斷

疊加各垂直構材組的 Q-Δ 曲線，得到二樓整層的 Q-Δ 曲線，先把二樓 Q₂ 按逆三角形分配，加成換算成一樓 Q₁ (如圖 3)，即 $Q_1 = Q_2 (4 \times 3 + 2.9 \times 3) / (4 \times 2 + 2.9 \times 3)$ ，(一樓樓高 4 米，二、三樓樓高 2.9 米)。再根據本文 2.2.4 與 2.2.5 所述，計算出各位移點之等值二折線，進而計算出各位移點之彈性反應 Q_{ei} 與地震力折減係數 F_i，再帶入公式 $a_i = Q_{ei} / CW$ ，求出各位移點之地表加速度 a_i。取最大值為二樓的崩塌地表加速度 a_c。茲取出四點說明補強前耐震診斷結果，如下表：

| 水平位移點 | 水平位移量 (mm) | Q _i (kN) | 等值二折線水平段之縱座標 | Q _{ei} (kN) | F _i | a _i (g) | 圖示 |
|-------|------------|---------------------|--------------|----------------------|----------------|--------------------|----|
| A | 4.2(峰值前) | 7657.7 | 7657.7 | 10170.0 | 1.33 | 0.091 | 4 |
| B, C | 9.4(峰、谷) | 9840.2 | 9840.2 | 16150.9 | 1.64 | 0.145 | 5 |
| D | 37.0(峰值後) | 5079.2 | 9840.2 | 14286.9 | 1.45 | 0.128 | 6 |

崩塌地表加速度 a_c=0.145g

5.補強方法

本案例將梯間 (Frame C) 原有 1B 磚牆改換成 RC 牆，最後面外牆 (Frame E) 加設 RC 牆。補強措施詳細說明如下表：

| | Frame C | Frame E |
|----|---|---|
| 一樓 | RC Wall(1)：寬 307cm，厚 15cm 配筋：單層#4@15cm | RC Wall(2)：寬 200cm，厚 15cm 配筋：單層#4@15cm |

6.補強後垂直構材分類

本案例二樓補強後各垂直構材分類列表如下，原有磚牆改換 RC 牆，Frame E 之窗台改換為 RC 牆，故原來 1.4 米柱淨高變為 2.4 米。

| 種類 | 斷面 (cm) | 高度 (cm) | 數量 (根、片) |
|----|---------|---------|----------|
| | C1 | 240 | 10 |
| | | 140 | 0 |
| | C2 | 240 | 4 |

| | | | |
|------|-------------------|-----|----|
| RC 柱 | C3 | 240 | 51 |
| | | 140 | 0 |
| RC 牆 | RC Wall(1) 307×15 | 240 | 12 |
| | RC Wall(2) 200×15 | 240 | 12 |

7.補強後各單支垂直桿件極限載重

根據本文 2.4、2.5、2.6、2.7 所述，計算出各單支垂直構材的水平載重與水平位移之 Q- Δ 曲線，如圖 7；再以位移控制，各單支垂直構材 Q- Δ 曲線之縱座標乘以該桿件的桿件數，得到各垂直構材組的 Q- Δ 曲線，如圖 8。各桿件的破壞模式與水平極限載重列表如下：

| 種類 | 斷面 (cm) | 高度 (cm) | 破壞模式 | 極限載重 Qu(N) |
|------|-------------------|---------|------|------------|
| RC 柱 | C1 | 240 | 撓曲破壞 | 112479.1 |
| | C2 | 240 | 撓曲破壞 | 139820.2 |
| | C3 | 240 | 撓曲破壞 | 91273.4 |
| RC 牆 | RC Wall(1) 307×20 | 240 | 撓曲破壞 | 650291.3 |
| | RC Wall(2) 250×20 | 240 | 撓曲破壞 | 282975.0 |

8.補強後耐震診斷

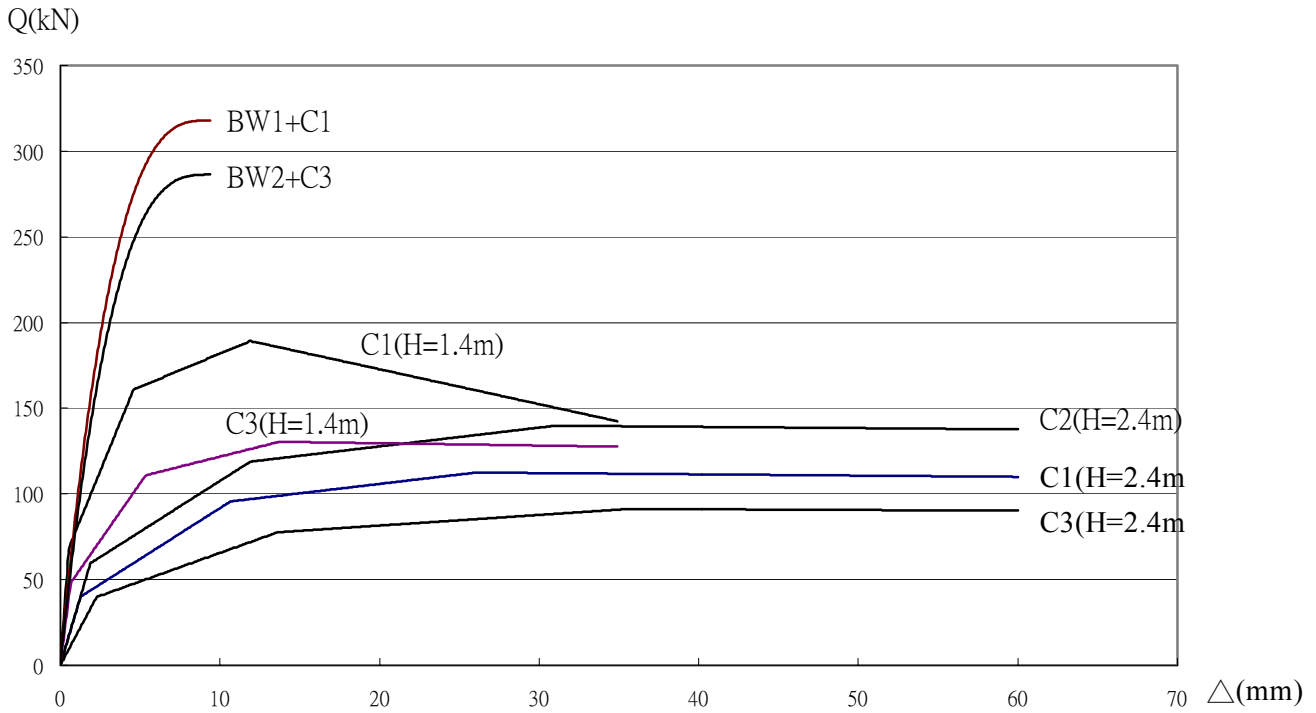
疊加各垂直構材組的 Q- Δ 曲線，得到二樓整層補強後的 Q- Δ 曲線，先把二樓 Q₂ 按逆三角形分配，加成換算成一樓 Q₁ (如圖 9)，即 $Q_1 = Q_2 (4*3 + 2.9*3) / (4*2 + 2.9*3)$ ，(一樓樓高 4 米，二、三樓樓高 2.9 米)。再根據本文 2.2.4 與 2.2.5 所述，計算出各位移點之等值二折線，進而計算出各位移點之彈性反應 Q_{ei} 與地震力折減係數 F_i，再帶入公式 $a_i = Q_{ei} / CW$ ，求出各位移點之地表加速度 a_i。取最大值為二樓補強後的崩塌地表加速度 a_c。茲取出四位移點說明補強後耐震診斷結果，如下表：

| 水平位移點 | 水平位移量 (mm) | Q _i (kN) | 等值二折線水平段之縱座標 | Q _{ei} (kN) | F _i | a _i (g) | 圖示 |
|-------|------------|---------------------|--------------|----------------------|----------------|--------------------|----|
| A | 5(峰值前) | 14808.0 | 14808.0 | 28404.7 | 1.92 | 0.255 | 10 |
| B | 17(峰值前) | 19125.8 | 19125.8 | 41408.5 | 2.17 | 0.371 | 11 |
| C | 40(峰值前) | 21176.1 | 21176.1 | 54646.1 | 2.58 | 0.490 | 12 |
| D | 60(峰值) | 21638.5 | 21638.5 | 63978.4 | 2.96 | 0.573 | 13 |

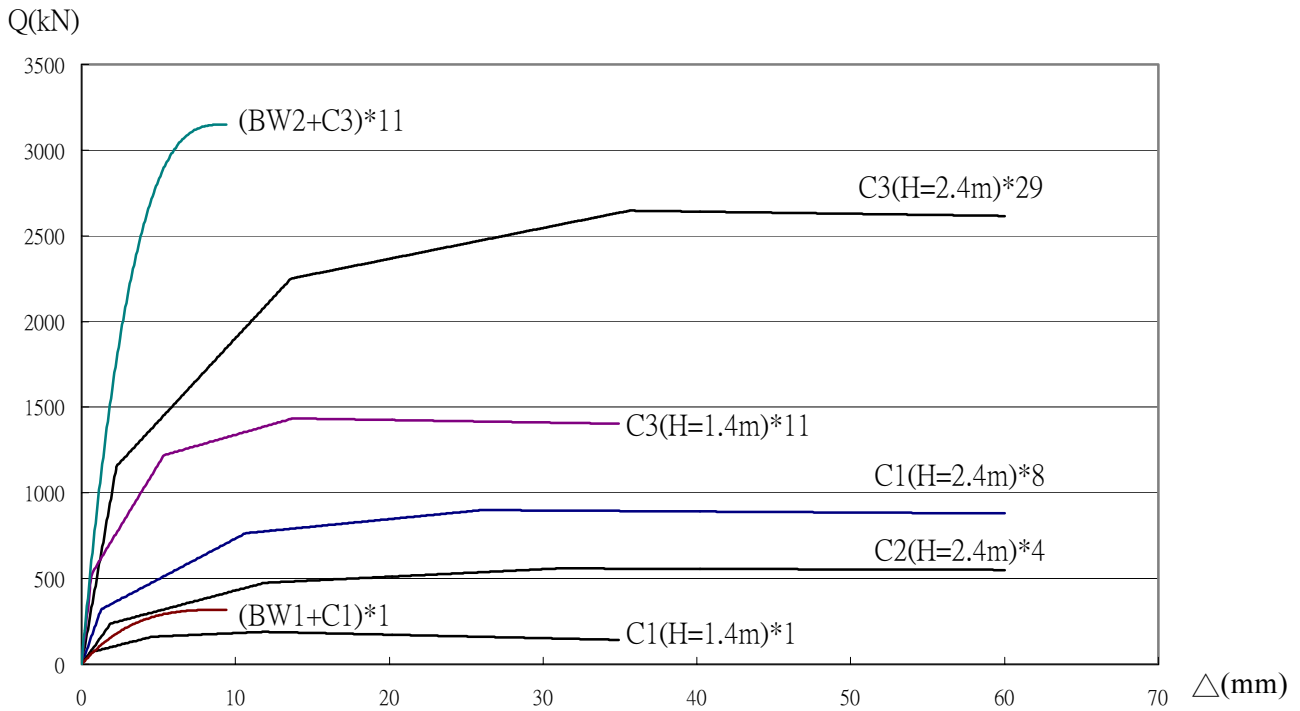
崩塌地表加速度 a_c=0.573g

9.繪製耐震診斷圖

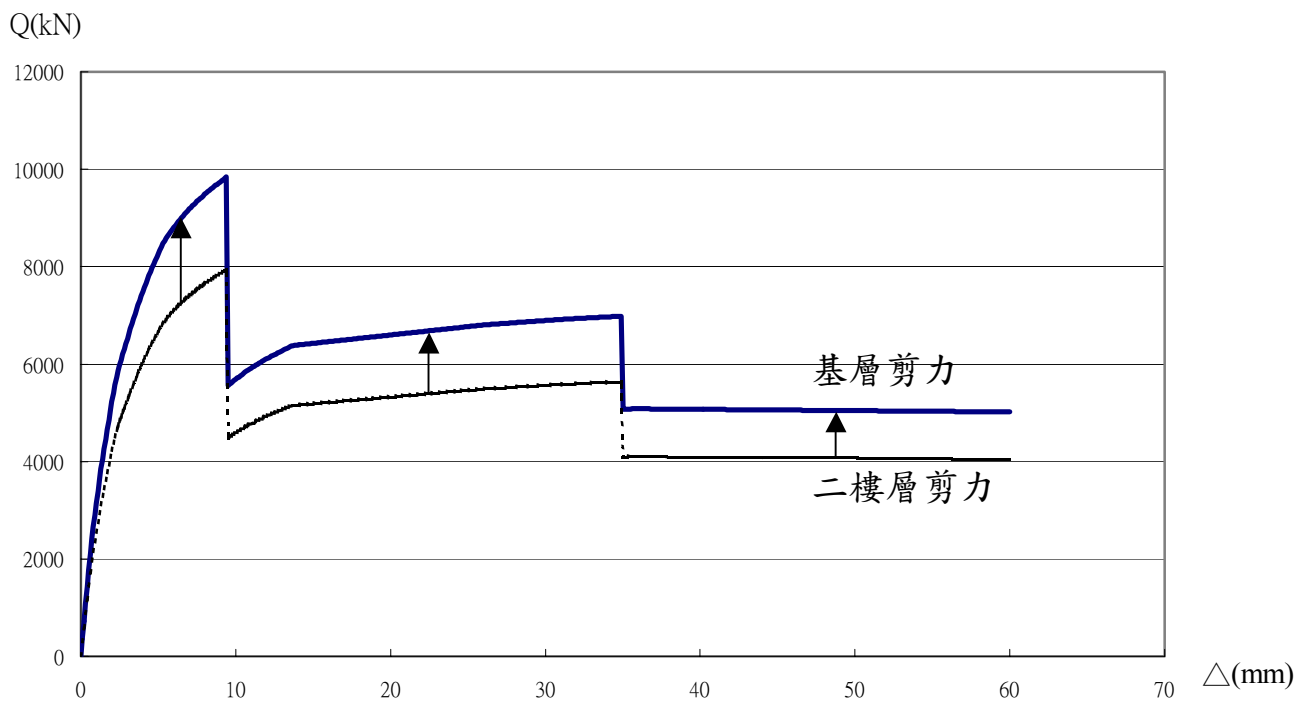
本文最終之耐震診斷圖係將 Q- θ 圖與 PGA- θ 圖合併為一個二向圖（ θ 為診斷樓層的層間變位角， $\theta = \Delta / H$ ，H 為診斷樓層的淨高度）。如圖 12，第一象限之橫軸為層間變位角 θ ，縱軸為基底水平剪力 Q；第二象限之縱軸為 Q，橫軸為 PGA。由此圖可看出結構物在承受不同大小的地表加速度時，所對應的層間變位角。此圖為檢核建築物是否滿足各級地震之功能設計要求之依據。



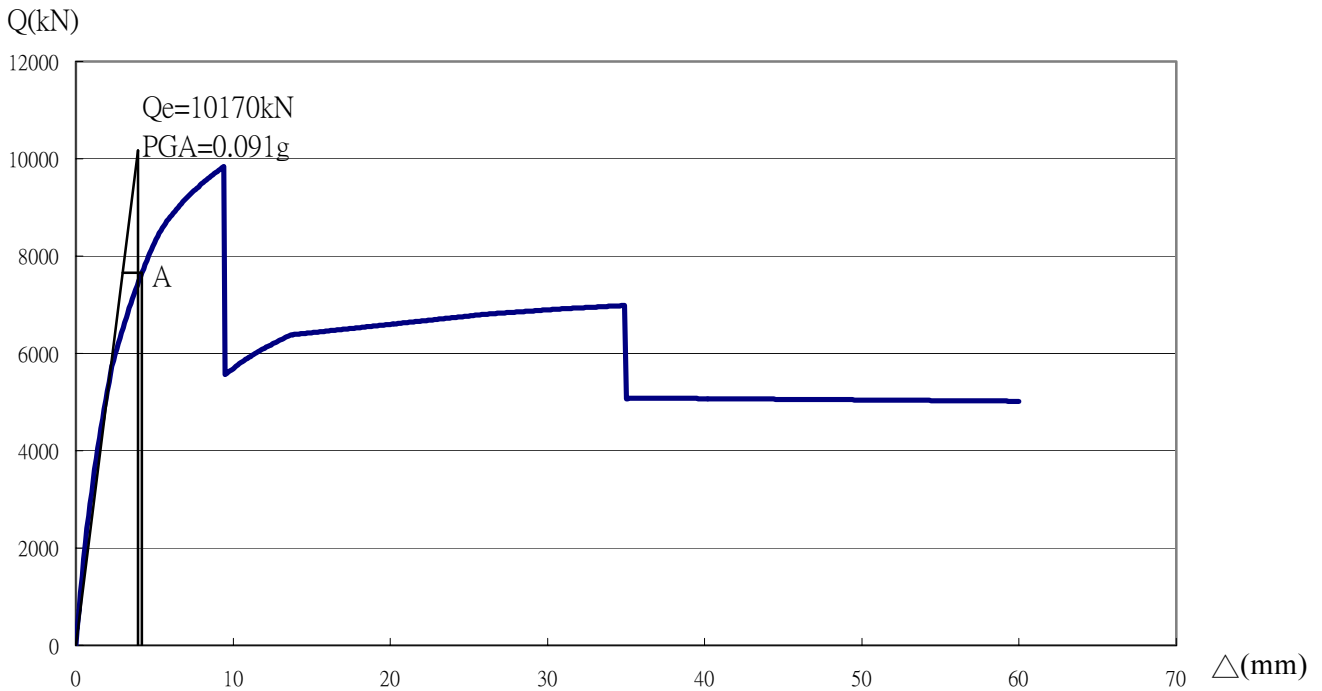
附圖 1 H3-011 補強前二樓各單支垂直構材側向位移與側向載重之非線性曲線



附圖 2 H3-011 補強前二樓各垂直構材組側向位移與側向載重之非線性曲線



附圖 3 將二樓層剪力轉換成同一瞬間基層剪力後之 Q- Δ 曲線



附圖 4 H3-011 補強前二樓層間位移與基層剪力之非線性曲線 (位移點 A)

$$\Delta = 4.2\text{mm}$$

$$Q = 7657.8\text{kN}$$

利用等能量二折線法計算梯形上底寬度，使曲線下包圍面積 = 梯形面積 = 三角形面積

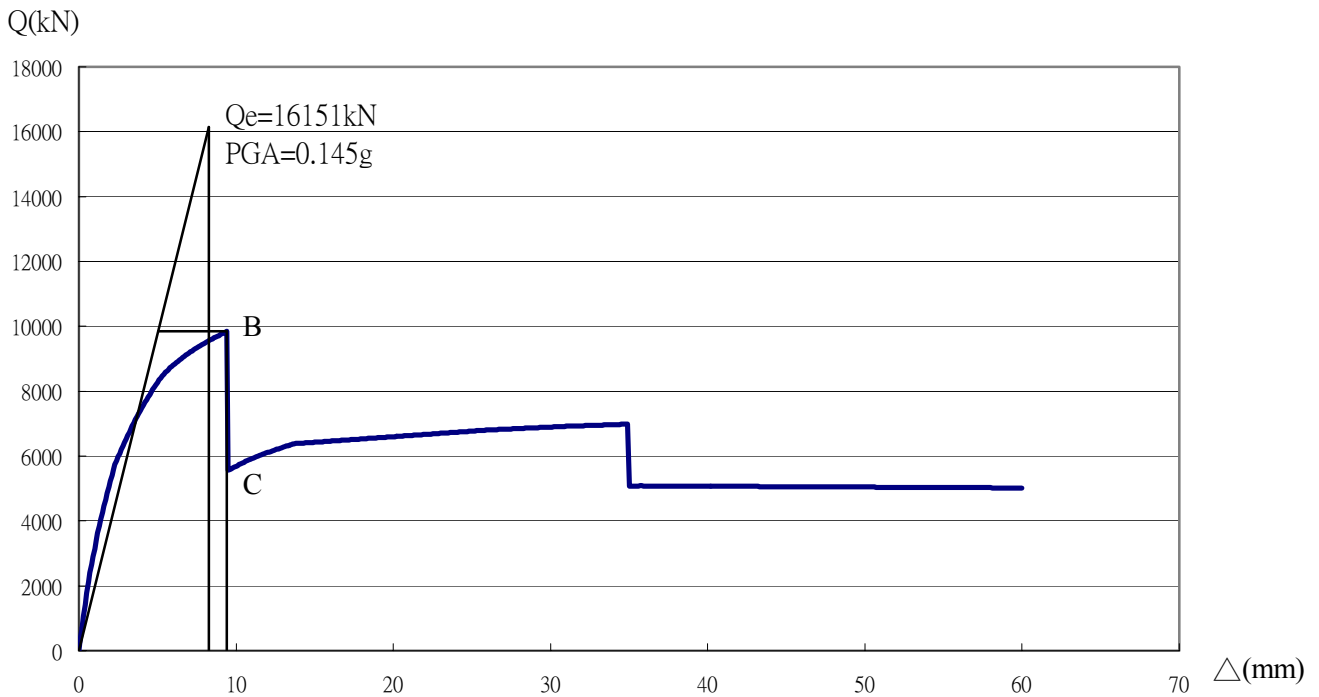
求得 $Q_e = 10170.0\text{kN}$

$$F = Q_e / Q = 10170 / 7657.8 = 1.33$$

三層建築物總重量 $W = 40166.3\text{ kN}$

技術規則正規化反應譜係數 $c = 2.5$

A 點之對應地表加速度 $a = Q_e / CW = 0.091g$



附圖 5 H3-011 補強前一樓層間位移與基層剪力之非線性曲線 (位移點 B)

$$\Delta = 9.4 \text{ mm}$$

$$Q = 9840.2 \text{ kN}$$

利用等能量二折線法計算梯形上底寬度，使曲線下包圍面積 = 梯形面積 = 三角形面積

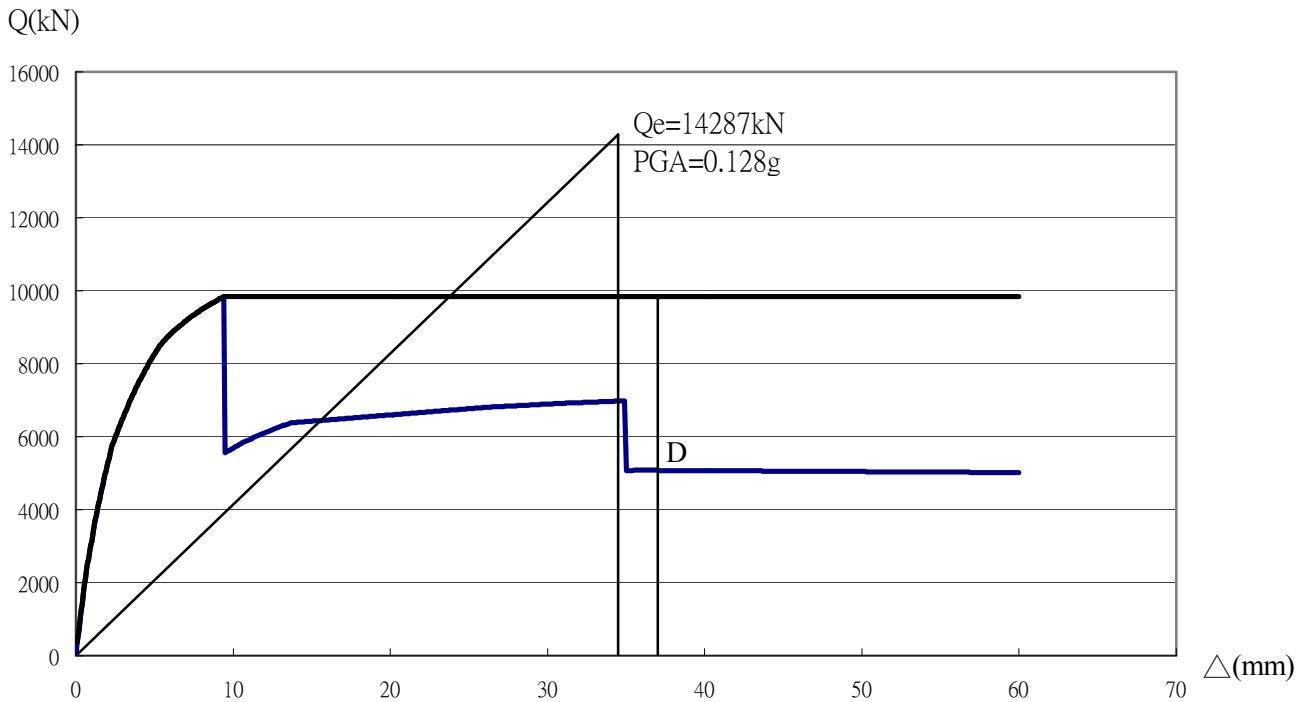
$$\text{求得 } Q_e = 16150.9 \text{ kN}$$

$$F = Q_e / Q = 16150.9 / 9840.2 = 1.64$$

三層建築物總重量 $W = 40166.3 \text{ kN}$

技術規則正規化反應譜係數 $C = 2.5$

B 及 C 點之對應地表加速度 $a = Q_e / CW = 0.145g$



附圖 6 H3-011 補強前一樓層間位移與基層剪力之非線性曲線 (位移點 C)

$$\Delta = 37\text{mm}$$

$$Q = 9840.2\text{kN}$$

利用等能量二折線法計算梯形上底寬度，使曲線下包圍面積 = 梯形面積 = 三角形面積

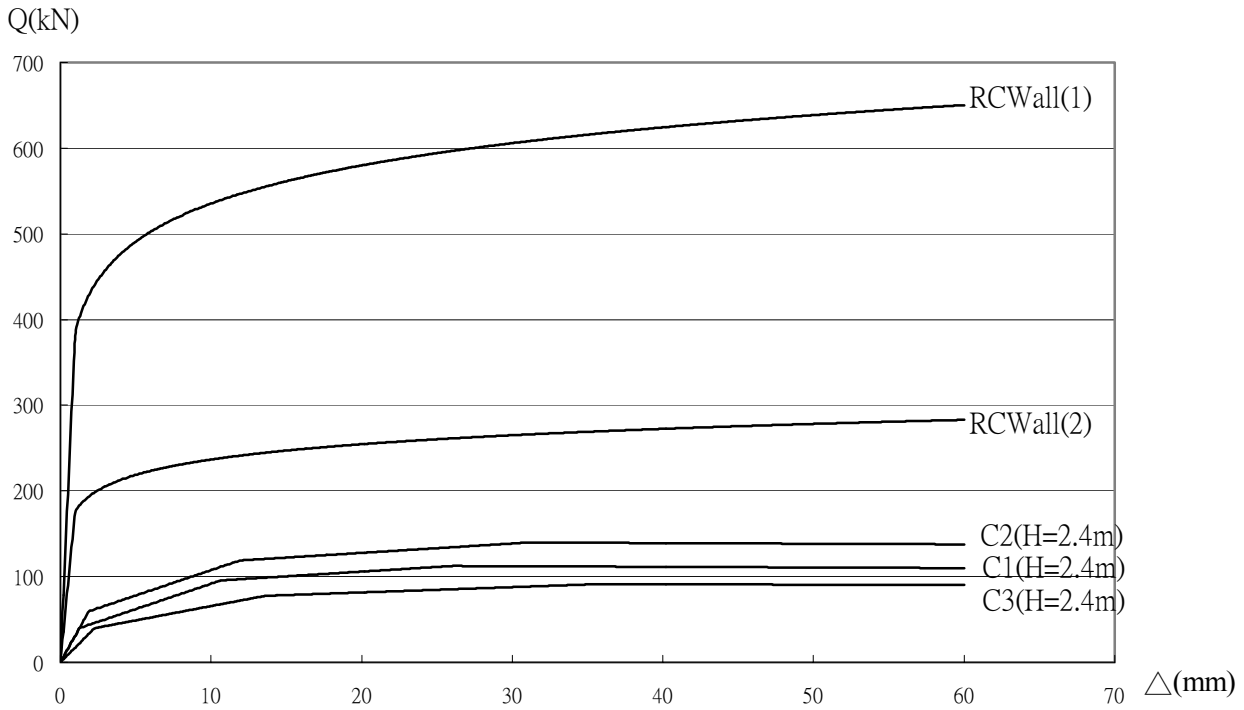
$$\text{求得 } Q_e = 14286.9\text{kN}$$

$$F = Q_e / Q = 14286.9 / 9840.2 = 1.45$$

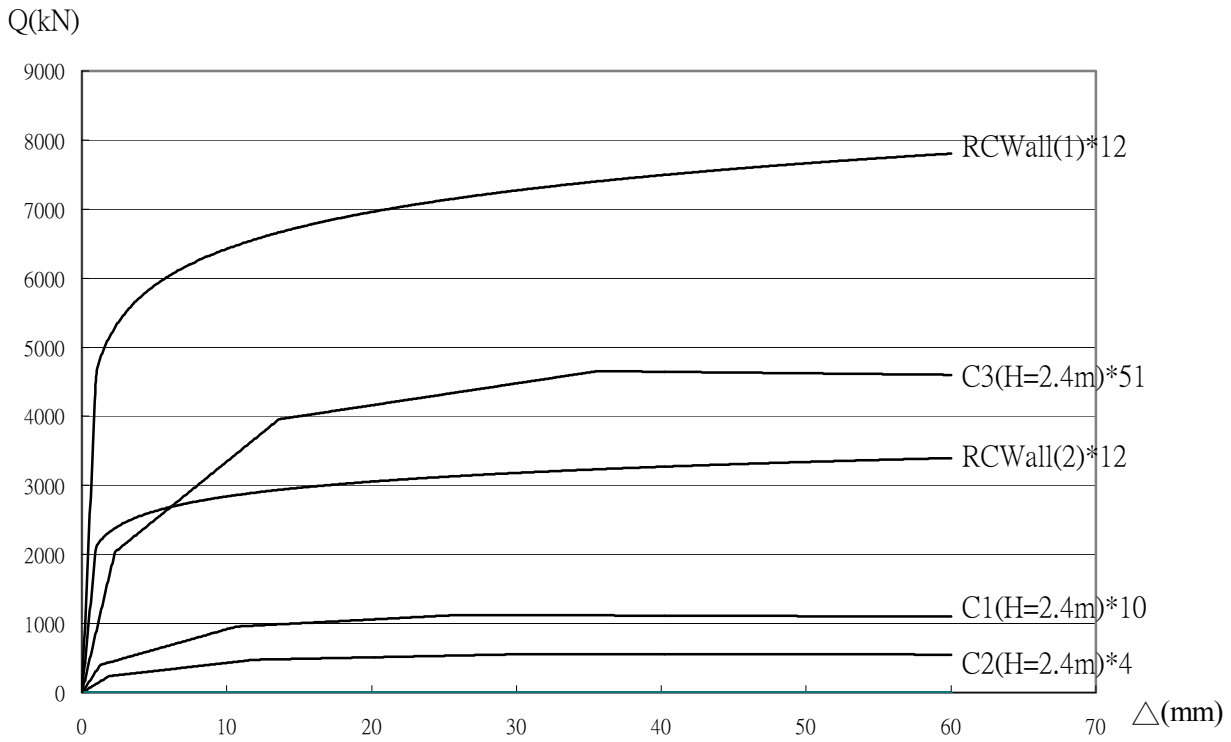
三層建築物總重量 $W = 40166.3\text{ kN}$

技術規則正規化反應譜係數 $C = 2.5$

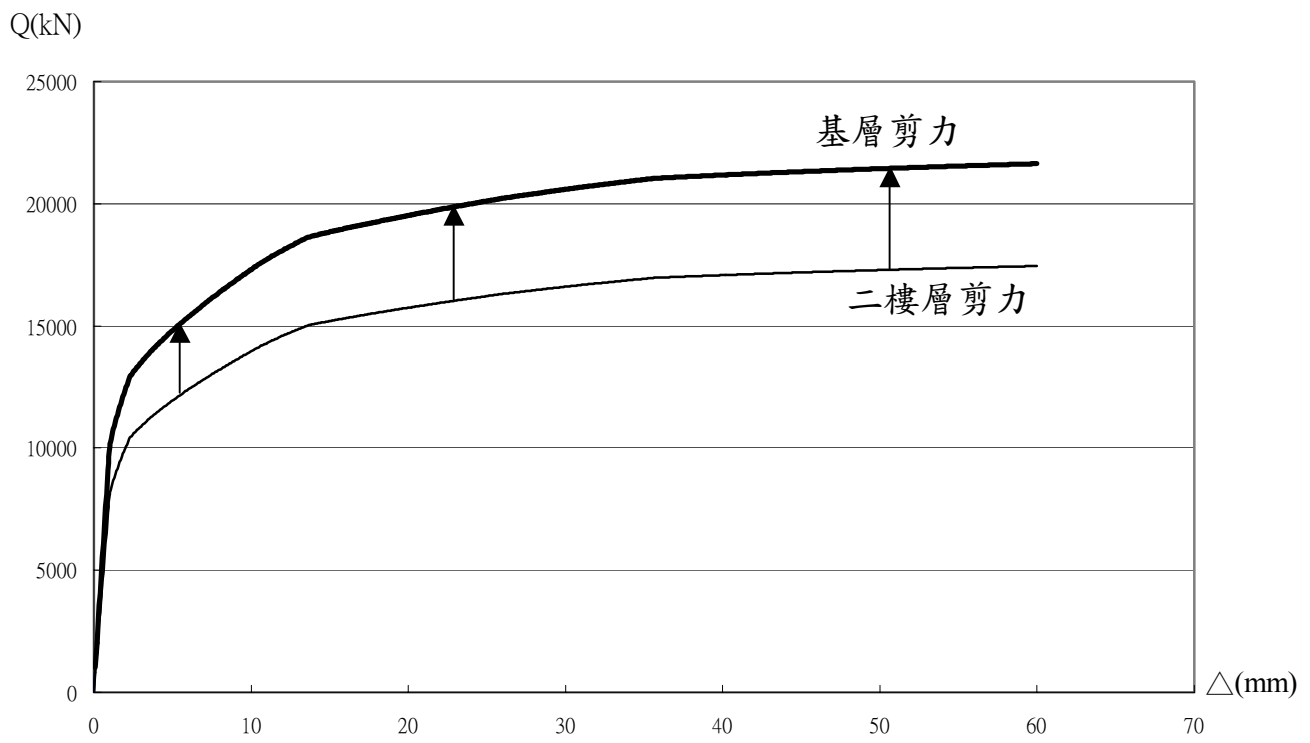
D 點之對應地表加速度 $a = Q_e / CW = 0.128g$



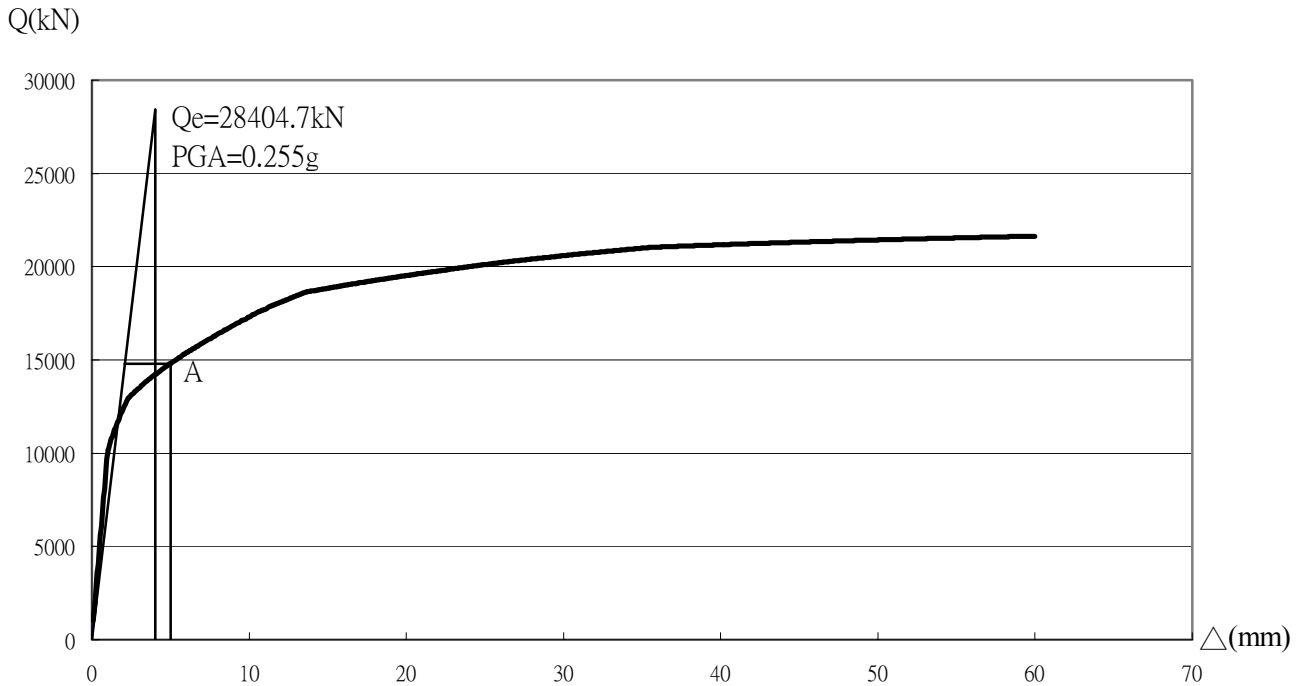
附圖 7 H3-011 補強後二樓各單支垂直構材側向位移與側向載重之非線性曲線



附圖 8 H3-011 補強後二樓各垂直構材組側向位移與側向載重之非線性曲線



附圖 9 將二樓層剪力轉換成同一瞬間基層剪力後之 $Q-\Delta$ 曲線



附圖 10 H3-011 補強後二樓層間位移與基層剪力之非線性曲線 (位移點 A)

$\Delta=5\text{mm}$
 $Q=14808\text{kN}$

利用等能量二折線法計算梯形上底寬度，使曲線下包圍面積 = 梯形面積 = 三角形面積

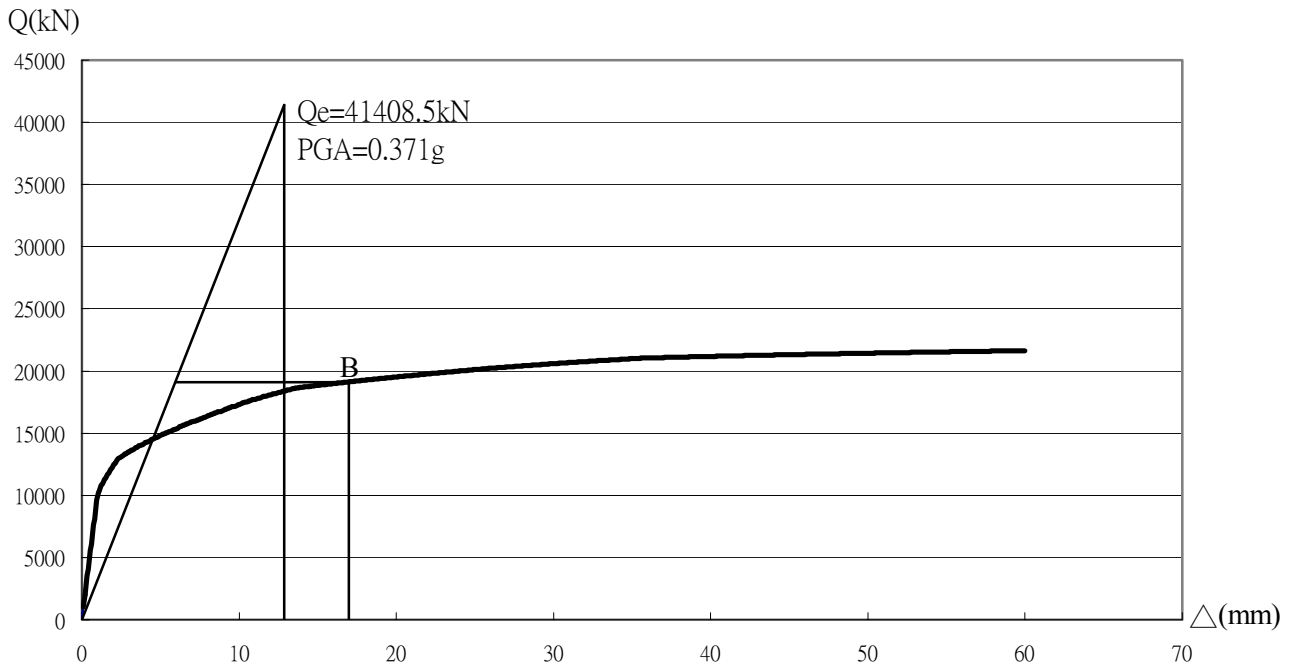
求得 $Q_e=28404.7\text{kN}$

$$F = Q_e / Q = 28404.7 / 14808 = 1.92$$

三層建築物總重量 $W=40166.3\text{ kN}$

技術規則正規化反應譜係數 $C=2.5$

A 點之對應地表加速度 $a = Q_e / CW = 0.255g$



附圖 11 H3-011 補強後二樓層間位移與基層剪力之非線性曲線（位移點 B）

$$\Delta = 17\text{mm}$$

$$Q = 19125.8\text{kN}$$

利用等能量二折線法計算梯形上底寬度，使曲線下包圍面積 = 梯形面積 = 三角形面積

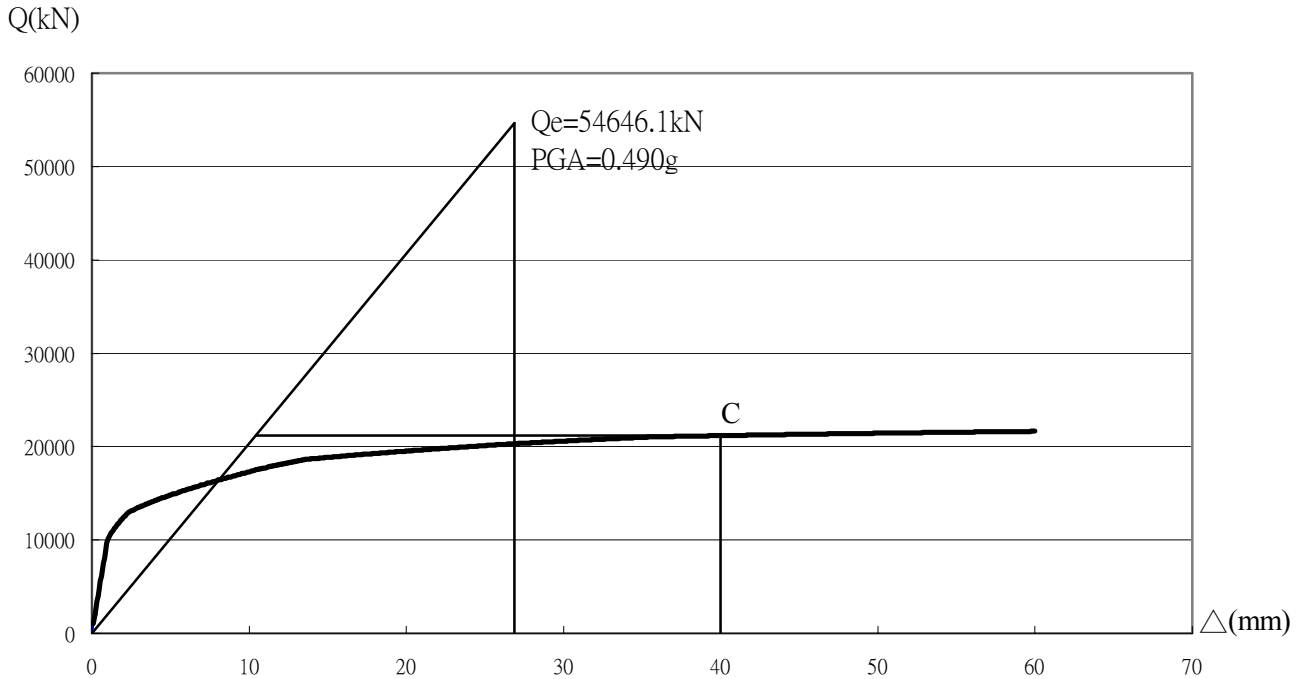
求得 $Q_e = 41408.5\text{kN}$

$$F = Q_e / Q = 41408.5 / 19125.8 = 2.17$$

三層建築物總重量 $W = 40166.3\text{ kN}$

技術規則正規化反應譜係數 $C = 2.5$

B 點之對應地表加速度 $a = Q_e / CW = 0.371g$



附圖 12 H3-011 補強後二樓層間位移與基層剪力之非線性曲線 (位移點 C)

$$\Delta = 40\text{mm}$$

$$Q = 21176.1\text{kN}$$

利用等能量二折線法計算梯形上底寬度，使曲線下包圍面積 = 梯形面積 = 三角形面積

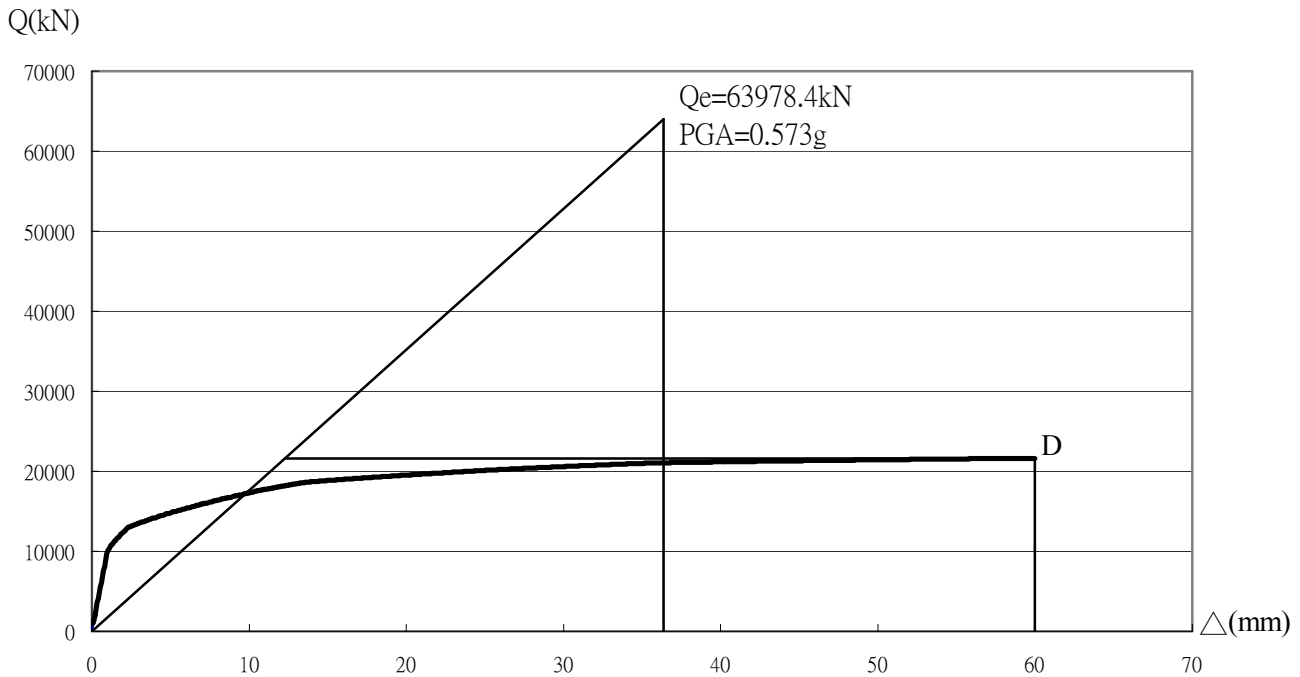
求得 $Q_e = 54646.1\text{kN}$

$$F = Q_e / Q = 54646.1 / 21176.1 = 2.58$$

三層建築物總重量 $W = 40166.3\text{ kN}$

技術規則正規化反應譜係數 $c = 2.5$

C 點之對應地表加速度 $a = Q_e / CW = 0.490g$



附圖 13 H3-011 補強後二樓層間位移與基層剪力之非線性曲線 (位移點 D)

$$\Delta = 60\text{mm}$$

$$Q = 21638.5\text{kN}$$

利用等能量二折線法計算梯形上底寬度，使曲線下包圍面積 = 梯形面積 = 三角形面積

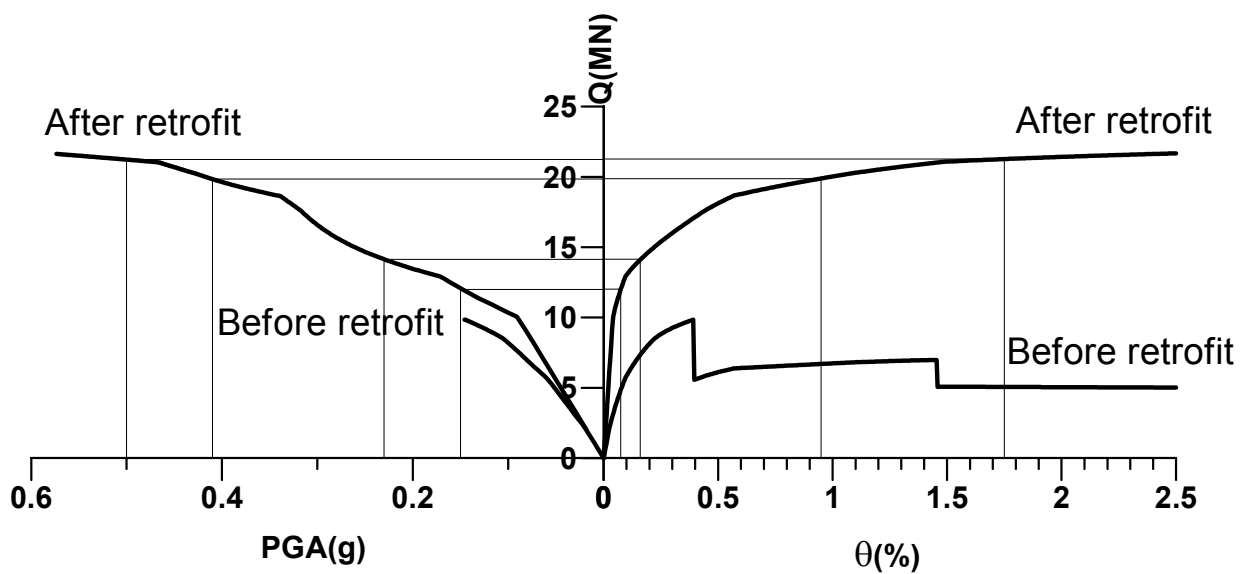
$$\text{求得 } Q_e = 63978.4\text{kN}$$

$$F = Q_e / Q = 63978.4 / 21638.5 = 2.9$$

$$\text{三層建築物總重量 } W = 40166.3 \text{ kN}$$

$$\text{技術規則正規化反應譜係數 } C = 2.5$$

$$D \text{ 點之對應地表加速度 } a = Q_e / CW = 0.573\text{g}$$



附圖 14 H3-011 二樓補強前後耐震診斷圖