鋼筋混凝土建築結構耐震補強技術與示範例之研擬

內政部建築研究所協同研究報告

中華民國 105 年 12 月

鋼筋混凝土建築結構耐震補強技術與示範例之研擬

研究主持人：鄭元良

協同主持人：廖文義

研 究 員: 李台光、黃國倫、周楷峻、蕭輔沛

研究助理：婁光銘、邱智佑

研究期程：中華民國 105 年 2 月至 105 年 12 月

內政部建築研究所協同研究報告

中華民國 105 年 12 月

目　次

表次 VI
圖次 VII
摘要 X
第一章 前言 1-1
第一節 範圍與定義 1-1
第二節 耐震補強之基本要求 1-1
第三節 現況檢視與調查項目 1-2
第四節 設計程序 1-3
第五節 施工 1-3
第二章 規劃與結構設計 2-1
第一節 2.1 補強規劃 2-1
一、一般通則 2-1
二、補強設計策略 2-1
第二節 結構設計 2-5
一、通則 2-5
二、材料強度 2-5
第三章　構材補強 3-1
第一節 鋼筋混凝土(RC)剪力牆 3-1
一、一般原則 3-1
二、規劃 3-1
三、設計程序 3-3
四、施作方式與結構細節 3-3
五、施工步驟說明與施工照片 3-9
第二節 增設翼牆補強 3-12
一、一般原則 3-12
二、規劃 3-13

三、設計程序 3-13
四、施作方式與結構細節 3-14
五、施工步驟說明與施工照片 3-16
第三節 RC 包覆韌性補強 3-18
第四節 柱包覆鋼板補強 3-20
第五節碳纖維(CFRP)包覆補強 3-22
第六節 加強磚造結構之補強 3-25
一、概要 3-25
二、耐震性能需求 3-25
三、磚牆內增設加強 RC 柱 3-25
四、鋼筋網水泥砂漿補強牆體 3-26
五、碳纖維貼覆補強 3-27
第四章 結構系統補強 4-1
第一節 鋼筋混凝土(RC)剪力牆 4-1
一、一般原則 4-1
二、規劃 4-1
三、設計程序 4-3
四、施作方式與結構細節 4-5
五、施工步驟說明與施工照片 4-9
六、RC 開口剪力牆補強 4-13
七、設計概要說明 4-13
八、開口牆施工概要說明 4-15
第二節 鋼造斜撐或鋼板剪力牆 4-17
一、一般原則 4-17
二、規劃 4-19
三、設計程序 4-20
四、施作方式與結構細節 4-24

五、施工步驟說明與施工照片 4-29
第三節 挫屈束制支撐 4-32
一、補強設計規劃 4-33
二、設計程序 4-34
三、施工步驟與結構細節 4-36
第四節 消能補強 4-37
一、一般原則 4-37
二、液態黏性阻尼器之消能補強 4-39
三、黏彈性阻尼器之消能補強 4-41
四、其他遲滯消能系統 4-43
第五節 其他補強技術 4-43
一、一般原則 4-43
二、增加扶壁 4-43
三、增加空間構架 4-44
四、其他補強技術 4-47
第六節 非結構構材 4-47
一、一般原則 4-47
二、耐震目標 4-47
三、規劃 4-47
第五章 基礎補強 5-1
第一節 基礎補強需求 5-1
第二節 補強設計原則 5-2
第三節 補強工法與措施 5-3
第四節 結構細節及其他注意事項 5-6
第六章 補強設計範例(一): 醫院結構 6-1
第一節 建築物基本資料與結構現況 6-1
第二節 耐震能力詳細評估分析 6-3

第三節 耐震補強方案 6-7
一、補強方案一：增設外部構架與位移型消能斜撐 6-7
二、補強方案二：增設外部構架與速度型消能元件 6-15
三、補強方案三：增設鋼斜撐補強 6-22
四、補強方案四：增設開口 RC 牆 6-31
第七章 補強設計範例(二): 住商混合大樓 7-1
第一節 建築物基本資料與結構現況 7-1
第二節 耐震能力詳細評估分析 7-3
第三節 耐震補強方案 7-8
一、補強方案一：增設位移型消能斜撐 7-8
二、補強方案二：增設 RC 剪力牆 7-12
第八章 結論與建議 8-1
參考書目 R-1
附錄 A 化學植筋在低強度混凝土中剪力行為之研究 A-1
A.1 研究目的 A-1
A.1.1 錨錠錨栓 A-2
A.1.2 ACI 318-14 規範之錨栓計算剪力強度 A-4
A.2 試驗參數設定 A-5
A.3 試體與夾具規劃 A-6
A.4 材料試驗 A-8
A.5 試驗結果與討論 A-9
附錄 B 構件非線性行為模擬 B-1
B.1 雙曲率 RC 柱之模擬 B-1
B.2 RC 牆之模擬 B-3
B.3 磚牆之水平極限強度 B-8
期中審查意見回覆 B-10
期末審查意見回覆 B-12

附錄 C 醫院設計範例圖說 C-1
附錄 D 住商混合住宅設計範例圖說 D-1
附錄 E 鋼筋混凝土建築結構耐震補強技術手冊 E-1

表 次

表 3.1 碳纖維貼片之規格 3-23
表 3.2 裂縫填縫材料適用範圍 3-28
表 4.2-1 鋼構架補強結構之損壞機制 4-20
表 4.2-2 補強鋼構架之塑性轉角容量 4-23
表 4.2-3 鋼斜撐非線性分析之模擬參數 4-24
表 6.1 建築物現況調查結果彙整表 6-1
表 6.2 耐震性能目標 6-4
表 6.3 現況耐震能力評估結果 6-5
表 6.4 X 向阻尼器等效阻尼比計算表 6-15
表 6.5 Y 向阻尼器等效阻尼比計算表 6-20
表 6.6 鋼斜撐軸力非線性鉸參數 6-27
表 6.7 鋼斜撐軸力非線性鉸參數 6-28
表 6.8 鋼框架斜撐補強之耐震能力評估結果 6-31
表 6.9 開口 RC 牆剪力非線性鉸參數 6-36
表 6.10 開口剪力牆補強之耐震能力評估結果 6-39
表 7.1：建築物現況調查結果彙整表 7-1
表 7.2： 非線性分析之模擬參數-RC 梁 7-4
表 7.3： 非線性分析之模擬參數—RC 柱 7-4
表 7.4： 非線性分析之模擬參數—RC 牆 7-5
表 7.5 耐震性能目標 7-5
表 7.6 現況耐震能力評估結果 7-6

圖 次

圖 3.1 擴柱立面詳圖、斷面詳圖、施工步驟說明 3-4
圖 3.2 擴柱主筋續接範圍 3-4
圖 3.3 擴柱柱頂處理 3-4
圖 3.4 擴柱斷面詳圖 3-6
圖 3.5a 直接基礎基礎詳圖 3-7
圖 3.5b 有地下室(非外牆處)基礎詳圖 3-8
圖 3.6 翼牆補強設計參考圖 3-15
圖 3.7 柱與矮牆或眉牆連接時之補強 3-18
圖 3.9 鋼板包覆補強斷面圖 3-19
圖 3.10 柱與牆體連接之補強 3-20
圖 3.11 柱與矮牆連接之補強 3-20
圖 3.12 柱包覆鋼板補強之間隙位置 3-21
圖 3.13 磚造牆體內增設加強 RC 柱 3-25
圖 3.14 鋼筋網水泥砂漿補強磚牆 3-27
圖 4.1 RC 構架中填充 RC 牆與配筋示意圖 4-2
圖 4.2 RC 剪力牆補強平剖面示意圖，(a)新設牆(b)加厚原牆 4-5
圖 4.3 RC 剪力牆補強立剖面示意圖，(a)新設牆(b)加厚原牆 4-6
圖 4.4 填充 RC 牆與既有結構以植筋方式連接 4-7
圖 4.5 錨錠位置間距示意圖 4-7
圖 4.6a 填充 RC 牆與既有結構以將混凝土切成槽狀連結 4-8
圖 4.6b 填充 RC 牆與既有結構以槽狀混凝土塊連接方式 4-8
圖 4.7a 典型開口 RC 牆鋼筋配置圖 4-14
圖 4.7b RC 牆開口處補強筋配置圖 4-14
圖 4.8 增設鋼構材補強示意圖 4-18
圖 4.9 常見之鋼構架型式示意圖 4-19

圖 4.10 鋼造構材之載重-變形曲線示意圖 4-23
圖 4.11 鋼斜撐及鋼構與 RC 構架接合配置示意圖 4-25
圖 4.12 鋼板牆及鋼構與 RC 構架接合配置示意圖 4-26
圖 4.13a 鋼構架與既存 RC 構架之間接結合方式圖 4-26
圖 4.13b 各種不同鋼構與 RC 結合型式圖 4-26
圖 4.14 接合灌漿部位示意圖 4-28
圖 4.15 梁柱角隅接合板受斜撐軸力與梁柱開合效應受力示意圖 4-35
圖 4.16 中間接合板受力示意圖 4-35
圖 4.17 新外部構架與既有結構力傳遞 4-44
圖 4.18 新設外部構架與既有梁連接圖 4-45
圖 5.1 基礎之補強工法 5-6
圖 6.1 現況平立面圖 6-2
圖 6.2 結構分析模型圖 6-4
圖 6.3a X 向於性能點下之塑鉸圖 6-6
圖 6.3b Y 向於性能點下之塑鉸圖 6-6
圖 6.4 BRB 的立面配置型式 6-7
圖 6.5a 補強後結構 X 向之塑鉸圖 6-8
圖 6.5b 補強前後結構 X 向之容量曲線 6-8
圖 6.6 隅板與梁柱接面之分力圖 6-9
圖 6.7 下角隅板與預埋構件錨錠圖 6-9
圖 6.8 中央隅板與預埋構件錨錠圖 6-11
圖 6.9 新增梁與既有梁連接方式圖 6-12
圖 6.10a X 向基礎補強圖(斷面圖) 6-12
圖 6.10b X 向基礎補強圖(正視圖) 6-13
圖 6.11 Y 向基礎補強圖 6-13
圖 6.12: 補強後結構 Y 向之塑鉸圖 6-14
圖 6.13 補強前後結構 Y 向之容量曲線 6-14

圖 6.14　阻尼器立面配置型式 6-16
圖 6.15(a) 記錄 TCU052 之調整前後正規化反應譜圖 6-18
圖 6.15(b)　X 向補強前後歷時分析之基底剪力與屋頂位移比較圖 6-18
圖 6.16　X 向補強前後歷時分析基底剪力比較圖 6-19
圖 6.17　X 向補強前後歷時分析基底剪力比較圖 6-19
圖 6.18(a)　X 向阻尼器配置大樣圖 6-21
圖 6.18(b)　Y 向阻尼器配置大樣圖 6-21
圖 6.19 補強後立面圖 6-22
圖 7.1 分析建物結構平面圖 7-2
圖 7.2 混凝土構材側向力與變形之關係圖 7-3
圖 7.3 結構物分析模型 7-7
圖 7.4 現況結構塑鉸圖 7-7
圖 7.5a 現況結構 X 向之容量曲線及 PGA-Displacement 圖 7-7
圖 7.5b 現況結構 Y 向之容量曲線及 PGA-Displacement 圖 7-8
圖 7.6 現況結構第一振態變位圖 7-8
圖 7.7 BRB 補強立面配置圖 7-10
圖 7.8 地下室(Line-1)新增單向擴柱圖 7-10
圖 7.9 補強前後結構 X 向之容量曲線比較圖 7-11
圖 7.10　X 向補強後結構塑鉸圖 7-11
圖 7.11 補強後結構 X 向之容量曲線及 PGA-Displacement 圖 7-11
圖 7.12 BRB 補強立面配置圖 7-13
圖 7.13 原 RC 牆加厚與增設端構材剖面圖 7-13

摘　要

關鍵詞：建築物、耐震補強、鋼筋混凝土

一、研究緣起

國內一般民間建築物以 RC 構架內填充磚牆或 RC 牆之建築物佔大多數，近年來由於校舍補強計畫之推動，使 RC 結構之評估與補強技術開始受到全面的重視，也逐漸累積工程實務之經驗，但其主要為針對一般典型校舍建築，而非私有民間建築，且國震中心研究內容仍以校舍結構濕式補強工法為主，並未考量其應用於建築補強上之限制性與對應工法之變通性，及未提供更多元且能適用於多樣化私有建築，如乾式補強與消能補強工法供參考，除此之外，其對結構既有缺陷補強時之處置方式與施工經濟性、施作空間考量等細節上仍有改進空間。本所 921 地震後，於耐震補強技術方面研究雖已有 86 年「鋼筋混凝土建築物之修復與補強技術彙編」及 95 年「低層含磚牆建築物耐震補強手冊研究」之完成，但隨十多年來之新工法引進、補強技術改進、工程實務經驗累積及研究目標之不同，前述研究內容若要廣泛落實於私有建築補強上，仍尚有不足。故在內政部推動私有建築物補強之際，配合部訂頒「私有建築物耐震性能評估補強推動先行計畫」權責分工之具體措施項目，在國震中心以校舍建築為主，本所以私有建築為主之分工下，本所於既有研究基礎下，彙集近年補強技術研究資訊與實務案例探討，持續研究與彙編一適用民間建築之多元化耐震補強技術手冊，與提供具代表性建築補強示範例。

二、研究方法及過程

(1) 國內外補強試驗與實務施工資料收集整理與分析: 國內對於單一非韌性構材、含牆構架、單一與整體構架補強等已經有許多研究單位進行相當多之耐震結構試驗，已經有針對各類型單一構材、純構架或含牆構架、開口或開門剪力牆、磚造建築進行一系列之耐震試驗研究與補強效率之探討。故本研究計畫主要為以此些研究試驗資料及實務施工案例與問題為主，進行資料之收集與匯整比較，提供相關施作參考，及參考國內外研究成果與設計準則，提供建築結構之補強設計步驟與不同

情況下施工細節之建議。

(2) 乾式施工補強工法與模擬研究: 國家地震工程研究中心之「校舍結構耐震評估與補強技術手冊」,及地震工程學會之「鋼筋混凝土建築物補強及修復參考圖說與解說」除主要為針對一般典型校舍建築而非私有建築物外，內容仍以傳統濕式補強工法如擴柱翼牆為主，對私有建築物可能常被採用之乾式施工補強工法並無詳細說明，僅皆為直接引用日本之相關資料，所以針對現有國內補強相關手冊較缺乏之乾式施工補強工法，如鋼斜撐補強工法、外部增築梁或柱之鋼構材補強與消能補強工法等進行資料收集與提出設計施工方法與注意要點。另結構進行乾式補強後，需重新進行評估以確定其補強效果，例如鋼斜撐補強與預鑄構材填充補強後之勁度與強度如何模擬等在現有 TEASPA 與 SERCB 內並無明確規定，所以對於補強結構或補強構材之行為與相對應之模擬原則進行資料收集與及其連結構材之行為等來確立模擬原則；另對於採消能補強之高層建物的補強工法、細部施工與效果評估亦提供參考原則。

(3) 開口剪力牆補強工法與模擬研究: 現有私有民間建築物之補強因常會牽涉到對鄰房之影響，故常用於校舍之擴柱、翼牆與剪力牆等需進行較大規模基礎補強之工法可能應用上常會難以執行，故將原開窗磚外牆或開門隔間磚牆置換為開口剪力牆並配合小範圍基礎改良之補強工法，應為將來常被使用於民間建築物工法之一。本研究彙整此些資料並依據試驗結果進行其耐震行為探討及提出其為耐震補強工法之設計、施工、注意事項等建議，並對其於分析上之強度與韌性容量模擬提出建議。

(4) 補強策略研究: 建築物之補強策略主要以提昇建築物本身耐震能力及降低建築物之耐震需求兩個策略為主(或兩者併用)，在提昇建築物本身耐震能力方面一般以構材強度韌性補強、結構不規則性之改善、增設 RC 牆等方式來進行，降低建築物之耐震需求則以降低建物重量、增設消能裝置等方式來進行，補強方式之選擇可能因為建物補強需求或現況條件之限制而有不同，雖難以用一單一標準來選擇補強策略，但各種方式之選用基本原則與可能優缺點、限制條件等還是需要建立基本

之選用原則來供設計者參考，本計畫初步提出補強策略基本建議原則並以示範例之進行來解說施作流程。

(5) 低強度混凝土植筋剪力強度試驗: 剪力牆補強常因為後澆置混凝土之縮而造成牆頂與梁底摩擦力不足而造成後續之破壞，但一般補強工程設計常以 RC 規範之摩擦剪力公式來計算力量傳遞能力，其公式為將混凝土摩擦力與鋼筋剪力強度總算而得，若用於有乾縮大間隙情況可能高估此處之摩擦力甚多，而植筋工程又為補強不可避免之項目，且無收縮砂漿之填補有工期與使用性困擾，所以有必要了解單純鋼筋於低強度混凝土下之能傳遞的剪力能力，故本研究進行低強度混凝土植筋剪力強度試驗，了解其破壞機制與確實容量，使用於補強設計時能有效計算與提供足夠摩擦力。

(6) RC 建築結構之補強設計示範例: 本研究以中部某醫院結構及 921 地震中之一倒塌住商混合底層挑高實際建築物為補強設計範例，配合所研擬之補強手冊與補強策略基本原則來進行補強設計示範例研究，於考量經濟性、空間限制及不妨害現有功能等條件下，進行補強策略制定與補強設計，並進行相關施工細節探討，最後並評估補強前後建物整體耐震能力供參考。

本研究經由進行相關研究資料之蒐集、整理與研究探討後，將研究報告主要章節內容編修如下:

第一章 通則: 基本原則、適用範圍及補強設計與施工等基本要求之說明與定義。

第二章 補強規劃與結構設計: 提供耐震補強規劃時，補強基本策略之選擇參考方向，內容包括結構配置和其連接構造選擇。

第三章 構材補強: 包括擴柱補強、增設翼牆補強、構材包覆補強、加強磚造結構之補強等各種方法之設計、結構細節、補強耐震性能規定。

第四章 結構系統補強: 包括增設 RC 剪力牆補強、增設鋼造斜撐或鋼板剪力牆補強、消能補強及其他補強技術等各種方法之設計、結構細節、耐震性能方面之規定。

第五章 基礎補強設計: 基礎之補強基本原則、耐震需求、設計成序與補強成效評

估等。

第六章 補強設計例(醫院結構): 提供醫院結構採位移型消能斜撐補強、速度型消能補強、開口 RC 牆及鋼斜撐補強四種補強範例及其錨錠設計與基礎補強方式。

第七章 補強設計例(住商混合大樓): 提供住宿混合大樓結構採位移型消能斜撐補強、RC 牆補強二種補強範例及其錨錠設計。

三、重要發現

(1) 於以 921 地震中損壞之住商混合建築物補強設計例過程與結果，發現 921 地震或美濃地震中常見受損之具軟弱底層建築物，只要進行底部少數樓層之適當與正確補強，在相當經濟之補強費用下，即可顯著提昇此類建築物之耐震能力，故本報告此範例之分析與補強設計可為實務工程之重要參考。

(2) 另本研究以中部某醫院結構之補強設計範例，採用外加構架配合使用位移型消能斜撐及速度型消能元件之補強方式，由設計結果顯示此補強策略除能有效解決補強空間限制問題及不妨害現有功能外，亦具有較佳之經濟性，故此範例之分析與補強設計可為醫院、科技廠房等內部補強空間不足結構之設計參考。

(3) 在低強度混凝土中植筋剪力行為之研究上，根據混凝土設計規範建議的最小邊距及深度進行一系列的植筋及單向剪力測試。試驗結果與依混凝土設計規範計算值比較後，發現規範計算值在強度 10MPa 和 15MPa 之試體仍偏保守，但在 5MPa 試體之試驗值則與計算值相當接近，故規範中的錨錠計算公式應用在極低強度混凝土中可能會有不保守情況。另本部份實驗發現另一種破壞模式為鋼筋彎曲破壞，其強度介於邊距破壞與鋼筋剪斷之間，有別於規範中所考慮之邊距、撬破和鋼筋剪斷三種破壞模式。

(4) 本研究經蒐集國內外相關補強設計研究與試驗資料等，發現國內從 921 地震過後至今已有相當之研究與實務成果，不論在學理或實際補強工程技術上都有相當大的進展。所以應可依據既有之國內研究成果開始研擬類似日本「建築物耐震評估與補強規範」

四、主要建議事項

建議一

立即可行之建議: 舉辦審查會議，期於兩年內將本報告改編為「鋼筋混凝土建築結構耐震補強技術手冊」供實務設計使用。

主辦機關：內政部營建署

協辦機關：內政部建築研究所

為配合部訂頒「私有建築物耐震性能評估補強推動先行計畫」及國內至今仍無完全適合於一般建物之耐震補強手冊與示範案例，亟待訂定以供補強設計施工之依循，藉此機會應由主辦單位針對本計畫所提之「鋼筋混凝土建築結構耐震補強技術與示範例之研擬」，邀集學者專家及工程實務人士，進行本報告相關規定之討論修正與適用建築物之規定，及另外委由工程界實務人士進行試用比較提供再精進建議，期能於二年內正式改版為「鋼筋混凝土建築結構耐震補強技術手冊」政府出版品供實務設計使用。

建議二

中長期建議: 訂定更完善及含鋼造與混凝土造之「建築物耐震評估與補強規範」

主辦機關：內政部營建署

協辦機關：內政部建築研究所

針對本研究所提出之「鋼筋混凝土建築結構耐震補強技術與示範例之研擬」研究案持續進行研擬與內容修訂；有鑑於國內耐震設計規範、混凝土工程設計規範、鋼結構設計規範及基礎設計規範等大都依美國規範修改而來，故於未來訂定更完善可行之包括鋼構造與混凝土構造之「建築物耐震評估與補強規範」，應採與現行規範相符之評估與設計方式進行以確保一致性，並使設計者有所依據而避免現有困擾。在補強設計技術方面則應持續辦理相關人才之訓練與技術手冊之制定，委託學術機構配合相關公會持續進行民間建築物耐震補強之推動，將對象由公有建築物進一步推廣到一般建築物之耐震補強，據此提昇國內耐震補強設計之技術水準。

ABSTRACT

Keywords: building structure, seismic evaluation, seismic retrofit

The major research contents included in this project are as follow:

1. To collect the relative test and theoretical analysis data for general reinforced concrete structures before retrofit and after retrofit, to study and find the important factors that will affect the retrofit performance, and provide the criteria for evaluate the seismic performance of various retrofit method of the RC structures.

2. To collect and analyze the relative technology reports for seismic rehabilitation of RC building structures, and to provide the modeling rules for seismic evaluation, seismic retrofit design and retrofitted components of structures.

3. The written of the referenced design manual “Recommended Seismic Retrofit Criteria for Reinforced Concrete Buildings”.

The major objectives of this project are as follow:

1. Establishment of the basic rules for seismic retrofit strategy and design method of the general reinforced concrete building structures.

2. Establishment of the quantified index for seismic retrofit of the RC building structures.

3. The publish of the referenced design manual “Recommended Seismic Retrofit Criteria for Reinforced Concrete Buildings”.

第一章 前言

第一節 範圍與定義

本報告為既存鋼筋混凝土建築物或加強磚造建物之耐震補強設計與施工之參考手冊，本報告所述之分析方法與工法、圖說不適用特殊建築物之補強設計與施工。對於本報告未規定之事項，則可基於相關現行規範與準則來進行補強設計。

一般而言，進行補強設計可以考慮強度補強、韌性補強或強度及韌性二者綜合補強之原則，需視原始建築物耐震需求而定，並配合使用性、經濟性與施工性之綜合考量，來選擇補強工法。

第二節 耐震補強之基本要求

現有建築結構物進行耐震補強設計與施工前，應按現行主管機關核定之方式進行結構物耐震評估。建築物補強設計應符合下列之基本要求:

(1) 補強策略與方案應根據耐震評估與現場檢測調查結果綜合確定，可採用整體建物結構補強、部份結構補強或個別構件補強來進行，並宜結合維修方便性、使用功能性及美觀等考量。

(2) 耐震補強設計方法應便於施工，並應減少對居民日常生活或生產之影響。

(3) 建築物進行耐震補強時，其耐震性能需求應詳定於補強設計中。

一般結構物之耐震補強工法眾多，大致可分為下列方法：

(1) 結構構材或元件補強：如 RC 擴梁擴柱斷面補強、RC 梁貼片包覆補強、既有柱包覆型補強、既有柱增設翼牆、既有 RC 牆碳纖維貼覆、改善短柱之隔離縫切割等。

(2) 結構系統補牆：如增設外部構架、增設 RC 剪力牆或加厚原有 RC 剪力牆、增設 PC 版或鋼板補強壁體、增設鋼骨斜撐框架、基礎或地盤改良、增設連續壁或群樁、基樁本身之補強等。

(3) 降低建築物地震需求：如減輕重量、增設制震裝置、增設隔震裝置等。

然而，並非所有補強工法均適用於現有 RC 建築，設計者應考量實際情況，選

擇合適的工法。本報告主要包含之結構耐震補強之工法有擴柱補強、增設 RC 翼牆補強、梁柱包覆補強、增設 RC 填充(開口)剪力牆補強、增設鋼斜撐補強、位移型消能斜撐與速度型消能補強、以及其他如扶壁與基礎補強之原則性建議，此些工法皆有相當多之國內外實驗測試與實際案例，為適用 RC 結構之耐震補強可行工法。

第三節 現況檢視與調查項目

進行補強設計與施工計畫前，應進行完整之現地勘查，確實確認建築物現況與設計情況相符。另應與建物所有人進行會商以確認補強工程中可能發生的各種狀況。

建築物耐震評估是耐震補強設計的主要依據，但在耐震評估與補強設計之前，仍應對建築的現狀進行深入調查，特別應查明建築是否存在局部損壞等狀況，對已存在的損壞應在耐震補強前進行調查與分析原因，在耐震補強時一並加以考慮，以便達到最佳之補強效果。

即使蒐集到原結構之完整的設計圖說與計算書，為驗證文件資訊之可靠性，並整合設計圖說與結構物現況，故進行現場檢測作業仍有其必要性；於實際環境條件中所造成之老劣化、火害、沉陷、變位等損傷，以及材料特性，日後補強可能發生問題點等，須以現場檢測作為設計施工之依據。現況調查不僅確認結構物現況之幾何尺寸及材料施工等資訊，同時也表達出結構物的狀態、荷載情形。

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

1. 建築物現況目視調查

現況目視調查應包含下列要項：

(1) 基地概要

(2) 結構類型、樓地版面積、樓層數等

(2) 材料強度: 混凝土抗壓強度、鋼筋降伏強度等

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

(4) 現有缺陷損壞之情況(含龜裂、缺損、滲漏、變位等)

2. 訪談調查

除收集文件資料及進行現況調查外，仍有可能會有資料不足或調查遺漏的項目，此可由對業主、原設計者進行訪談調查來補足相關之資訊。

第四節 設計程序

補強設計之程序為初步規劃、結構設計、細部設計與補強效果評估。當建築物之耐震性能無法達到所要求之性能需求時，則此程序應重覆進行。

第五節 施工

建築物補強工程之結構細節與施工方法並應盡量符合下列要求:

(1) 施工時應盡量採取避免或減少損壞原結構的施工法。

(2) 施工中發現原結構或相關工程隱蔽部位的構造有嚴重未發現之缺陷時，應暫停施工，於會同補強設計單位採取有效措施處理後方可繼續施工。

(3) 對於可能出現建築物傾斜、構材嚴重開裂或倒塌等不安全因素時，施工前應採取合格之安全防護措施。

以下為施工說明總則可能需要項目之建議範例:

1. 本工程所使用之材料及施工，除應遵照本圖說之規定外，並應依據 CNS、內政部公佈實施之最新建築技術規則與契約文件及其附件之規定。

2. 若使用國外材料及機具，應依照其規格及說明事項辦理，而特殊試驗得依國際通行之試驗規格辦理。

3. 如結構圖說與現地不符之處，應依「監造單位」之解釋施工，承包廠商不得提出異議。

4. 承包商應核對設計圖中所有各部位尺寸，如發現有不合之處，應於施工前通知工地工程師解釋或修正，不得擅自解釋而曲解設計原意。

5. 承包商應於施工前詳細調查既有之鋼筋混凝土梁、柱是否有埋設自來水管等管線，為避免化學錨栓或植筋破壞原有之管線系統，承包商應立即反應給工地工程師重新檢討化學錨栓之貫入深度及間距。

6. 承包商在施工前應向甲方提出本工程之詳細施工計畫 (包括施工方法、施工機具、施工步驟等) 及預定進度網圖，經核定後應嚴格遵照計畫實施，不得以工程尚

有餘裕或計畫尚有寬容時間為由，而將計畫中任一工作項目之開始施工日期予以延後。

7. 承包商於施工前應確實核對材料之數量與所有圖示尺寸及位置，並與相關之承包人員配合施工。

8. 承包商於施工前應事先將支撐架之詳圖及施工步驟交由承包商所聘主任技師審查簽署後方可施工，一切因施工安全措施不良所造成之財產，人員損害，概由承包商負責。

9.承包商應注意施工期間內可能發生之颱風、豪雨、洪水、地震及其他可能發生之特殊情況，並對工地內之安全措施負起全部責任。

10.承包商於本工程施作前，需先與甲方充份協調溝通，對施工場所、運輸動線等均須有詳盡的調查與規劃，而後製定本工程之施工進度表以供甲方審核，而承包商亦須依照經核定後之施工進度表確實執行，不得以場地限制或施工不便等為由而要求延展工期。

11.包商需依照工程合約中監造計劃書之要求，配合甲方執行監造。

12.工期進度落後承包商所擬定施工進度表之進度 10%以上時，甲方得要求承包商即刻編製趕工計畫。

13.承包商於各項補強工程施作前，對各項甲方所屬之既有設備或器材須盡到妥善維護之責任，若於施工時不慎損壞，承包商必須負完全賠償之責任。

14.承包商於施作期間，甲方得視施工情形要求承包商進行相關材質之現場取樣試驗，承包商必須遵照辦理。

15.承包商應於發包前詳讀發包文件如細部設計圖、施工規範與估價單等，並應親自至現場詳盡調查且統計工程數量，日後不得因現場與圖示有異為由而要求變更設計或追加預算與工期。

16.承包商於施工期間必須確實做好自主檢查的動作，並請工地工程師覆核無誤後，方得繼續施作。

17.若承包商對設計圖面或施作方法有任何疑議，則需於投標前提請甲方解釋或修正，否則一經決標後，承包商不得有任何變更或追加的要求。

18.承包商於各層樓施工時，須備妥至少 2 只滅火器放置現場，以備不時之需。

19.部份舊品如門、窗、櫥櫃、窗台櫃等拆除與運棄前、均須先徵得甲方確認可以運棄後方得載離現場。

20.承商應配合現場及高程調整施作，承商不得因故而追加工程款。

21.承包廠商須每日確實填寫施工日報表，並於當日送達工地工程師審核，以利工地工程師於每週五將日報表函送甲方。

22.施工範圍內所有教具、傢俱、設備及設施管線等必要之臨時搬遷須做適當保護措施，如因承商施作前未予做保護措施，造成甲方設備、及設施管 線之損壞，承商應負完全責任。

23.承商於工程施工過程中，基於工作性需求，須將阻礙物遷移，應擬妥遷 移與復原計劃，經甲方委託之工地工程師審查核可後，方可施作。

24.承包商應於施工前，會同甲方及設計監造單位至工地現場清點甲方既有設備及物品等並造冊(須備註設備是否正常可使用)，倘若因承商施工不慎造成甲方損失，承商因無條件復原。

25.承商施工前須與甲方確認施工位置是否有光纖網路線、通訊線路、監視系統線路等，應作適當防護措施避免因施工造成損壞，倘若因承商施工不慎造成損壞，承商因無條件更換線路。

26.既有設施因施工造成損壞，承攬廠商應無條件配合修復，並經甲方及設計監造單位驗收核可。

27.水電工程修繕新配管線所使用之管線直徑及規格均須符合 CNS 相關規定。

28.本案所有五金鐵件使用不銹鋼品或熱浸鍍鋅結合品。

29.水電施工前，承包商需先繪製水電施工圖，送設計監造單位審核後，方可進行施工。

30.承商於施作前，應先行提送契約文件中所要求的材料品質證明書與材料樣品，經甲方審查核可後，方可施作。

31.承商於施作各工種前，須先提送詳細施工圖說予設計監造單位審查，經審查核可後方可依核可圖說施作。此外，承商不得因本圖說說明或標示不明，未經審查核可而逕自施作。倘逕行施作，設計監造單位得要求承商拆除。

32.在總價承攬範圍內，承商需依甲方指示，完成圖說或單價表中未明示的作項目。

33.木作構材須作防腐防蛀處理，承商施作前須提送相關資料予監造單位審查核可。

34.基礎補強依現況情形調整惟需經設計監造單位審查核可後，方可施作。

35.現況既有設施設備及裝修飾面因補強造成損壞，承商須依照原樣更新。惟須提送設計圖說及材料規格經監造單位審查核可後，方可施作。

36.須依監造單位指示繪製重要設施製造圖。

37.承包廠商應於施工前於補強區室內以木隔間區隔內部財務，並加以封頂， 以避

免工區內之財務及物品損壞。

第二章 規劃與結構設計

第一節 補強規劃

一、一般通則

進行耐震補強規劃時，補強之基本策略，是基於強度增加方式或(及)韌性增加方式來達到耐震性能需求應先初步確認，設計者應選用能達到耐震性能需求之最經濟及影響性最小的補強方式，本報告對於老舊之低矮建築物或用途係數高之建物，建議以強度補強為補強設計之基本策略；對於高層建築或規範規定之第四類建築則建議以強度搭配部份構材韌性補強為策略，另消能補強建議使用於高層建築或建物既有韌性佳之結構而較不宜用於耐震能力極低、剛性大或韌性甚差之結構。於補強設計規劃階段，補強後建物之使用功能性及補強工程之施工性應與結構耐震性能提昇一併加以完整考量。

二、補強設計策略

耐震補強應採用補強效果經結構試驗或其他研究確認之可信技術，基於性能需求與施工條件之最佳方案如強度提升、韌性提升、減少偏心量、勁度分佈改善或缺陷改善等應優先採用，為使能選用到最佳補強方案，對既有建築物之耐震性能應經由耐震評估充分加以了解。補強構材之配置應以建築物使用功能上之需求為考量詳加規畫，盡量不要過度影響到建築物之使用功能性，且補強構材之配置位置應能有效提昇整體建築物之耐震性能。

耐震補強的結構配置和其連接構造應盡量符合下列要求:

(1) 補強的整體配置佈局，應優先採用增強結構整體耐震性能的方案，及消除不利於耐震的因素，改善構件的受力狀況；並宜盡量減少地盤或基礎的補強工程量，並多家考慮採用提高上部結構抵抗不均勻沉陷能力的措施，另對工址地盤效應的影響亦需一併多加考量。

(2) 補強構材或新設置構材的配置，應使補強後結構平立面的質量和剛度分佈盡量均勻與對稱，並應避免局部補強所導致之結構剛度或強度的不連續性或不均勻性。

(3) 對於結構耐震能力較不足、或易損壞之構造，或構造為和不同類型結構的連接

部位，其要求之承載力或變形能力應較一般部位為高。

(4) 增設的構材與原有構材之間應有可靠連接材相連接，新增設的剪力牆、構架、柱等豎向構件應檢核其基礎與地盤是否具有足夠之承載能力。

(5) 對於女兒牆、帷幕牆、屋頂及其他懸掛物等易倒塌、掉落傷人的非結構構件，當不符合耐震要求時，宜加以拆除，當需要保留時，應進行必要之補強。

由歷年震害及試驗、理論分析都顯示，建築的結構型式、地盤情況以及構件受力狀況，對建築結構的耐震性能都有明顯影響。耐震補強設計時，應根據結構實際情況，正確處理好以下所列項目是改善結構整體耐震能力，為使補強設計達到合理有效的重要途徑。

(1) 減小扭轉效應: 新增構件的設置或原有構件的勁度強度補強，都應考慮對整個建築物扭轉效應的影響，宜盡可能使補強後結構的重量和剛度分布比較均勻對稱，因為研究分析發現，扭轉效應會明顯的降低建築物之耐震能力。雖然既有建築的結構型式是難以改變的，但結合建築物的整體維修改造，或許可將不利於耐震的建築平面形狀分割成規則的單元。

(2) 減小工址地盤反應: 補強方案宜考慮建築地盤情況和現有建築的類型，盡可能選擇能減小地震反應的補強策略，避免補強後結構的振動周期與地盤顯著周期過於接近。

(3) 改善受力狀況:雖然對於低矮建築物，強度補強為經濟有效之方式，但耐震補強設計時，應注意防止結構的極脆性破壞，及避免結構的局部加強造使結構強度和剛度發生突然變化之情況;結構經補強後宜盡量消除極短柱等不利於耐震的受力狀態。

(4) 加強薄弱部位的耐震構造措施:歷年震害顯示，不同類型結構相接處，由於兩種不同結構地震反應的不同步及交互作用，其損壞情況可能較嚴重；建築物的局部凸出部分易產生額外之地震損壞;對於這些耐震的脆弱部位，在補強設計時，應要適當的加強結構。

耐震補強時，新、舊構材間的可靠連接是保證補強後結構能整體共同抗震的關鍵，對於一些主要構件的連接，本報告提出了具體之建議要求，對於某些部位的連接，本報告僅提出一般要求，未具體呈現設計施工方法，設計者可根據實際情況參照相關規定自行設計(日本建築防災協會，2001)。新增的剪力牆、構架、柱等豎向

構材，不僅要傳遞垂直荷重，且也是直接抵抗水平地震力作用的主要構件，因此，此類構件應盡量由上至下連續並座落於穩固之基礎上，不應該直接支承在樓層之梁或板上。

建築物耐震補強方法可由下述方法為之，以提供適當的耐震能力達到設定的耐震需求目標，補強設計者對於所採用之策略須加以明確說明。

- 部份構材補強
- 移除或減少既有的不規則性與不連續性
- 整體結構物強度提昇
- 隔震或消能元件

補強必須增加結構容量及抵抗外力與變形桿件之容量，或減少結構受力與變形需求，而藉由充分掌握結構物施工細節並進行結構物對地表震動反應之分析，提升耐震能力，下面提供一些參考建議來修改結構物以增加結構物容量或降低需求。

部份構材補強的目的在使部分耐震能力不足構材及接頭處具有足夠能力來承受預期的轉角變形或強度需求。補強後的構材及構架應避免形成短柱、短梁。構材補強是增加容量使能承受非彈性變形需求的方法，補強方法基本上無法降低結構物在地震力作用下產生的需求，因此當結構物因勁度、強度等不規則導致的額外需求並無法僅由構材補強來有效降低需求，對許多結構物而言，利用其他方式來分擔既有構材之地震力可能是必須的，因此構材補強常常需配合其他補強策略。

對於低矮建築物，全面性之整體構材補強可能較不經濟，短柱短梁之剪力破壞可能為 RC 結構物最脆弱之處，所以構材補強應以此些部份為優先，提昇其韌性容量，再配合其他強度補強方式來達到最佳之效果。

許多現存之建築物具有結構上之不規則性，有些不規則性會造成結構行為不佳，如軟層、弱層、扭轉不規則及結構系統不連續等，一般而言，這些不良的結構行為起因於力量與非彈性變形需求集中於不規則處，而在不規則處結構元件往往無法承受局部之地震需求的增加，所以可消除或減少不規則性的結構補強，具有減少需求集中的效果，而使得結構物的變形需求與能量消散更為均勻。在不規則處，通常可藉由採用新增較大強度補強元件、或加勁既有構件調整平立面勁度、強度之均勻性來達到消除或減低不規則性，但需對整體結構進行重新評估以確保結構物具有適當的耐震能力，且不會有新的不規則處或易損壞的部位發生。

結構與非結構構材(如非結構牆)的破壞與建築物對地震反應所產生的變形有密切關係，整體結構加勁，旨在採用增設構材或提高原構材強度直接減少側向變形量，但須注意既有梁、柱應具適當強度得以應付變化後的外力，一般而言最有效的加勁方式便是在其抗側向力系統中加入斜撐構架或剪力牆。雖然整體結構強度勁度提昇可有效降低結構物對地震反應的變形量，但一般而言亦會對結構物及其非結構構材的外力造成提升現象，在對補強結構物進行評估時，須對所有構件評估，因為在補強前由評估指出適當的桿件，可能因外力的提升而變得不合適。

若評估出結構因抗側力之能力不足而具有不良之耐震表現時，則結構加勁方式亦可達到增加強度的作用，此外，對整體結構之強化，亦可將抗側力系統的桿件包覆鋼板或碳纖維貼布以提供額外的強度，當整體強化時，結構與非結構元件可能需承受較大的力量，因此當評估補強結構時，需考慮所有桿件，包含未補強前可能適用的桿件。對於鋼斜撐與剪力牆等增加構架勁度與強度之元件，第四章提供數值模擬的準則，使用這種方式補強須根據適當的準則或規範設計補強之元件。

由於低矮建築物之週期較低，所以隔震是改善既有 RC 結構物耐震行為之有效方式，但其補強費用可能較昂貴，另其施工難度也可能較高。隔震系統藉由兩項基本因素改善結構物耐震行為，一為延長結構物的週期，及明顯的阻尼作用，兩者合併的效果可大大降低建築物之慣性力，隔震系統常被設計為具有較大之柔度，因此地震力引致之變形與能量消散便在隔震系統發生，而不會傳遞至結構物，其結果便是隔震系統需承受很大的變形與消能需求，使其上的主結構承受較低的側向力與變形需求來降低破壞程度。

消能元件其目的在減少結構物對地表震動的位移反應，因此與結構加勁十分類似，但此補強方式著重在消能而非加勁，以一些消能裝置作為補強的工具，可增加結構的阻尼並減少其側向位移反應。有許多型式的消能裝置市場上已經相當成熟，包括液體黏性阻尼器（fluid-viscous dampers）、黏彈性阻尼器（visco-elastic dampers)、摩擦式阻尼器（friction dampers)、位移型鋼斜撐消能器等，由於各種不同的消能裝置有不同的力量、位移、速度關係，因此對結構物反應的影響也會不同。消能裝置通常以斜撐構架的形式設置在結構中，採用此種方式補強須根據相關規範的原則來設計補強元件。

對於純構架系統或高層建物可能是消能元件補強的理想對象，因為其柔度較

高，在較小的力量時阻尼裝置便已可消散大量的能量，但對於低矮含牆或韌性甚差結構，採用消能元件補強則要考慮其補強效益，一般而言，可同時增加勁度與阻尼之摩擦式、位移型消能器較適用於低矮含牆結構。

第二節 結構設計

一、通則

建築物所需要之耐震性能的提昇定義為需求性能與建築物既有耐震性能間之差值，補強構材之配置應基於所使用補強方式及預期耐震性能下所推估之補強構材量來加以規劃，且應考量補強構材配置之均勻性及其對建築物一般使用功能性上之影響。

二、材料強度

於補強設計中，既存結構部份之材料應經由現地調查及相關試驗確認其材料強度，用於補強桿件或構架之補強材料，其材料強度應依相關章節之規定取值，惟補強所用材料的強度等級不宜低於原結構材料的強度等級，及依其他相關規範或準則之規定來決定材料強度。

以下為一些耐震補強設計常用材料之規格建議範例:

混凝土規格

1. 除另有規定者外，水泥採用卜特蘭第 I 型水泥，並符合中國國家標準 CNS 61 R2001。
2. 混凝土粒料須符合 CNS 1240 A2029 規範標準。
3. 除另有規定者外，混凝土抗壓強度(標準圓柱試體 28 天齡期)依用途分類如下：
   A. 結構體補強用(自充填混凝土) $fc'=280\ kgf/cm^2$
   B. 一般結構用(自充填混凝土) $fc'=210\ kgf/cm^2$
   C. 打底用混凝土 $fc'=140\ kgf/cm^2$
4. 混凝土坍度及水膠比應符合結構混凝土施工規範。
5. 未經業主及監造人認可之混凝土不得進入工地。
6. 新拌混凝土最大水溶性氯離子含量不得超過規定，現場應依規定抽測含氯量。

鋼筋規格

1. 有焊接需求之鋼筋，應符合 CNS 560 中 SD280W 與 SD420W 之規定。

2. 鋼筋降伏強度為

D10(#3) 至 D13(#4) SD280(W)

D16(#5) 至 D36(#11) SD420(W)

3. 鋼筋之加工彎曲均需在常溫下進行，但經監造人同意不在此限，若需預熱，應符合結構混凝土施工規範第 5.6.8 節之規定，並經監造人同意。

4. 如有特殊情況須使用鋼筋銲接時，應符合結構混凝土施工規範之規定，並須經業主及監造人同意，且其接合強度至少達鋼筋規定降伏強度之 1.25 倍。

5. 鋼筋標準尺寸及質量如下：

鋼筋稱號	D10 #3	D13 #4	D16 #5	D19 #6	D22 #7	D25 #8	D29 #9	D32 #10	D36 #11
標稱直徑(mm)	9.53	12.7	15.9	19.1	22.2	25.4	28.7	32.2	35.8
單位質量(kgf/m)	0.56	0.994	1.56	2.25	3.04	3.98	5.08	6.39	7.90

6. 承造人應提供使用之鋼筋等建材無輻射污染證明，保證所用之建材無輻射污染。

7. 禁止使用水淬鋼筋。

8. 圖面上未標明之鋼筋續接方式及位置須經業主及監造人同意後施作。

植筋工程規定

1. 承包廠商應在施工前提送施工計畫書，內容應詳述植筋材料、植筋尺寸、埋設深度、設計力量、材料存放方式與材料測試報告，並附上植筋藥劑技術資料，以及相關工程性質之試驗合格證明及採購證明(原廠出廠證明或進口證明)等，經設計監造單位審查核可後，方可進料施工。

2. 植筋鋼筋須符合鋼筋混凝土施工規範及 CNS560 之規定，其降伏強度應依設計圖上之規定，鋼筋上應無銹蝕、浮銹、污物、油脂 或任何有損其強度之耐久物質。

3. 植筋劑說明：

(1)為確保以化學藥劑代替混凝土或鋼筋黏著不會提高鋼筋的腐蝕速率，廠商需提送化學藥劑不會加速鋼筋腐蝕的測試報告。該實驗必須考量氯離子與碳酸鹽對受植筋劑包覆後之鋼筋腐蝕影響。

(2)為確保工程品質於材料進場時應分批抽驗藥劑有效期限。

(3)植筋藥劑需按照製造商建議之存放方式保管，如因儲存不當而致失效或已超過規定有效期限，均不得使用；必要時設計監造 單位或業主可要求查驗存放場所

及藥劑是否符合規定。

4. 鑽孔：

(1)鑽孔位置需依照設計圖位置施作；為避免鑽到原有鋼筋，植筋鑽孔前應使用鋼筋探測器確認原結構鋼筋之位置，並繪製預定 鑽孔位置於混凝土表面，經監造單位會勘後，方可鑽孔。

(2)鑽孔過程若遇既有鋼筋，不可破壞或鑽斷，則此鑽孔應予以廢棄，另行鑽孔，廢孔應以無收縮水泥砂漿(350kgf/cm^2)或植筋劑填實。

(3)鑽孔完畢後應徹底依規定清孔。

5. 植筋過程中應避免鋼筋與孔壁間殘留空隙，植筋完成面需可目視藥劑溢出。

6. 植筋施作後之硬化過程中，應避免碰觸且不得矯正鋼筋。

7. 施工完成後，需會同設計監造單位進行可行性現場拉拔試驗。

植筋拉拔試驗:

1. 試驗單位：現場拉拔實驗單位應由 SGS 或 ISO 認證之公司擔任，並於每次試驗完畢由該單位出具試驗結果報告證明，提送設計監造單位查核。

2. 拉拔試驗所用之油壓千斤頂及手動幫浦，需提供財團法人全國認證基金會(TAF)認可之實驗單位或經濟部標準檢驗局認證通過之 校正期限為一年內之校正報告。

3. 施工前現場拉拔試驗:依設計之埋設深度以同尺寸鋼筋材料，鋼筋以 1.25Fy 拉力在工地試作 3 支，並記錄孔深、使用藥劑廠牌、型號做為日後施作品管之依據。

4. 施工後拉拔抽驗比例:各批號植筋工項每 100 支抽驗 1 支，未滿 100 算 1 支，以 1.25Fy 拉力經監造單位隨機抽驗，每支抽驗不合格品，須再增加抽驗 2 支，依此原則類推倍數抽驗直至完全合格止。

5. 抽驗不合格之廢孔須以無縮水泥砂漿填實，並另行鑽孔補植。

鋼筋續接器規定

一、使用範圍

用於鋼筋與柱鈑或鋼筋與鋼筋或預埋插接筋(dowel)之鋼筋續接之機械式對接接頭或機械式錨定接頭。

二、一般規定

(一) 材質說明

(1) 承包商應於施工前提送廠牌、二年內施作之性能等級檢測報告及施工計劃。所

檢送之性能等級檢測報告應為符合中國土木水利工程學會出版[混凝土工程設計規範與解說(土木 401-86)]附錄乙[機械式續接器續接]中之 SA 及標準。

(2) 續接器之直徑及螺紋長度由承包商提出詳細製造圖尺寸，且該續接器之強度需經計算必須大於螺紋強度、鋼筋強度。

(3) 鋼筋與鋼筋之對接固定式及對接萬向式之螺紋續接器其材質需合於 ASTM A576 或同等品之規定。

(4) 鋼筋與鋼鈑之電銲固定式或電銲多功能式之螺紋續接器其材質需合於 ASTM A706(電銲部分)或 ASTM A576(非電銲部分)之規定。

(5) 直接於鋼筋續接端製作螺牙(即車牙或滾牙)之螺紋式續接器不得列為 SA 或 A 級。

(二) 鋼筋間之接合或鋼鈑與鋼筋之接合應合於 ACI-318-95 及 AWS 之規範。

(三) 試驗項目與相關規定

(1) SA 級機械式續接器須進行通過下列所示之試驗項目。

(A) 鋼筋母材拉力試驗。

(B) 機械式續接器接合試體拉力試驗。

(C) 機械式續接器接合試體高塑性反復載重試驗。

施工前所提送之性能等級檢驗報告須包含上述所有項目，施工中進行之檢驗須包含(A)、(B)之試驗。

(2) 施工前所提送之性能等級試驗報告內各式驗項目試體之數目須能代表該行機械式續接器實際之平均續接性能，且每項至少三個試體。

(3) 鋼筋母材拉力試驗之量測長度依 CNS 2112[金屬材料拉伸試驗試片]之規定辦理。

(4) 鋼筋母材拉力試驗應依 CNS 2111[金屬材料拉伸試驗法]之規定辦理。

(5) 試驗步驟級合格判別基準依前述土木 401-86 附錄乙[機械式續接器續接]中之規定辦理。

(四) 檢驗及試驗頻率

(1) 檢驗方法

(A) 續接器廠商在施工過程中應詳細查驗、剔除、更換不合格部分，並會同設計監造單位同查驗。

(B) 續接器續接部位，外觀檢驗應包括位置、外觀、型式、接合長度、密合情形

及是否使用保護蓋，由續接器廠商進行 100%之檢驗。

(C) 銲接型續接器之焊道需進行焊道磁粒檢驗(MT)，磁力檢驗需依照 CNS 13341 [鋼結構焊道磁粒檢測法]之規定進行，其抽驗頻率為：

(a) 梁柱接頭及臨界區之焊道進行 100%之檢驗。

(b) 經監造人認可之非臨界區之焊道進行至少 50%之檢驗。

如磁粒檢驗法無法施行時可以焊道液滲檢測法(PT)進行檢驗。液滲檢測法需依照 CNS 13464[鋼結構焊道液滲檢測法]之規定進行，其抽驗頻率與磁粒檢驗相同。

(2) 抽驗頻率

(A) 續接器交至工地或鋼構廠後,應對續接器進行取樣與續接器接合試體拉力 試驗等抽驗工作，並於混凝土澆置前完成之。

(B) 試驗項目依本規範(三)項之規定辦理。

(C) 續接器接合試驗個體試驗取樣頻率分為二個階段：

第一階段：第 1 至 1000 個續接接頭，每 200 個取樣 1 個未組裝試體以及 1 個已組裝試體，且至少須各取樣 3 個。

第二階段：第 1001 個續接接頭起，每 300 個取樣 1 個未組裝試體以及 1 個已組裝試體。

(D) 同一標工程每一型式每一號數之鋼筋續接器續接接頭取樣頻率應自第一階段開始。

(E) 若檢驗結果有任一試體不合格，則須重新加倍取樣進行複檢，其後之續接接頭抽樣頻率應回至第一階段。

(F) 若複驗結果尚有任一試體不合格，則應立即停止施工，並將該批產品退回；續接器廠商應檢討其施工品質及品管作業，並以書面提出改進方法經監造單位認可後，方可繼續施工，且抽樣頻率回至第一階段。

第三章　構材補強

第一節 擴柱補強

一、 一般原則

本節內容為柱構材採用擴柱補強(包覆 RC)來增加柱之韌性、側向承載能力或軸向承載能力，達到提昇建築耐震性能之目的。當鋼筋混凝土柱斷面之強度不足，而欲提升其軸力及彎矩強度時，可採用 RC 包覆補強的方式，以擴大柱斷面積來達到補強作用。此方法係將擴大柱斷面的主筋貫穿上下樓層，且於柱頂與柱底之間不留間隙，如此將使得力量傳遞不被間斷，以提高補強後構件抵抗彎矩與軸力之能力，同時因加大柱斷面時均會加設箍筋，故亦能提供圍束作用及剪力強度。

不管在進行結構系統補強或構件補強，在補強後由於勁度的改變，建築物的重量與傳力行為亦有所變化，因此皆需進一步檢核基礎之承載力是否足夠，如果有不足的情況，則需針對各補強方案進行基礎補強規劃，詳細基礎補強細節需搭配不同補強型式進行探討。

因為不同補強目標下所對應之施作方法與細節並不相同，所以補強設計時須先定義補強目標及採用之適當施作方法與細節。

二、 規劃

擴柱補強工法係增加結構構件面積之補強方式，可提高補強構件的承載能力與構件剛度，改善其耐震性能，該方法可增加柱剪力強度，同時又可提升撓曲強度、軸向強度，因而對韌性亦有補強，係屬強度及韌性同時補強的工法。雖然擴柱補強可同時提升強度及韌性，但是進行設計時，可單純以提升強度為考量，視提升韌性為額外貢獻。

柱構材補強須根據既有結構耐震評估所得之破壞模式來判斷，若某些柱構材之破壞將會明顯降低整體建築物之耐震性能，則須針對該柱進行適當之補強。但若柱補強後會造成破壞機制由柱破壞轉為梁破壞時，則應加以注意是否會造成短梁現象及梁之強度與韌性是否與補強柱能相匹配。

以下所列為建築物可利用擴柱補強來有效提昇其耐震性能的情形(中華民國地震工程學會，2015)。

(1) 柱之破壞模式為剪力破壞模式，且該柱之破壞將明顯降低建築物之耐震性能。

(2) 建築物具有勁度與強度相對較強之構架，且僅具有少量牆体與剪力破壞模式之柱構材。

(3) 該建築物具有軟弱層，且該軟弱層不宜增設新的構架、構材。

(4) 補強方向需求：雙向均需提高建築物耐震強度。

(5) 材料特性需求：柱混凝土品質不佳(抗壓強度低於 120kgf/cm²、高氯離子或混凝土品質差，參見照片 3.1)，不適合植筋工法時適合採用。

(6) 構材特性：柱上下錯位，斷面太小或柱內埋設落水管等不適合植筋工法時適合採用。

使用特性

擴柱補強工法相對於翼牆及剪力牆工法之特性為：

(1) 對採光、通風影響較小。

(2) 補強後具凸出面、對通行空間及視覺壓力造成影響。



照片 3.1 混凝土品質差，植筋工法不適合

【資料來源：本研究製作】

三、 設計程序

當利用 RC 包覆補強來達到提昇柱之撓曲強度與韌性時，其撓曲強度建議先依

照(3.1a)式簡單計算並取側推分析之塑性轉角值為 0.02(七層以下建物)及 0.015(八層以上)，於側推分析評估程式中以此簡易塑鉸性質先行初步分析評估所需之擴柱數量，後再使用國震 TEASPA、SERCB 或 FEMA 建議方式詳細計算確認，如此可省略許多試算時煩瑣之重覆輸入工作。

$$M_n = 0.9A_t f_y d + 0.8A_{t2} f_{y2} d_2 + 0.5Nd_2\left(1 - \frac{N}{A_{g2} f_c^{'}}\right) \quad \text{(kg-cm)} \qquad (3.1a)$$

其中

A_{t2} = 補強受拉鋼筋的斷面積(cm^2)，可取為補強垂直鋼筋總斷面積之 1/2。

d_2 = 補強後柱之有效深度(cm)，可取為 $0.8D_2$，D_2 為補強後柱之淨深度。

A_{g2} = 補強後柱之總斷面積(cm^2)。

f_{y2} = 補強垂直鋼筋的降伏強度(kg/ cm^2)。

$f_c^{'}$ = 平均混凝土強度(kg/ cm^2)。

四、 施作方式與結構細節

擴柱補強設計圖之組成應至少包含四部份：(1)立面詳圖；(2)斷面詳圖；(3)基礎詳圖；(4)施工步驟說明。建議之參考圖說見圖 3.1-3.5。

立面詳圖 (中華民國地震工程學會，2015)

1. 擴柱主筋續接範圍設定為樓層淨高 Hn 中段(Hn/2)，主筋續接可採用搭接或續接器，相鄰鋼筋採用續接器須錯開 60 cm(見圖 3.6)。

2. 因擴柱工法經常應用於混凝土品質不佳建築物，為避免打除振動而損壞既有結構體，擴柱與窗台及樓版界面之打除工作，建議先施作部份或全部切割後再進行打除。

3. 擴柱工法補強主筋置於四個角隅直通上下樓層，其餘柱面防裂鋼筋不直通上下樓層，並無受力需求，遇梁或版端部可做標準彎鉤錨定。

4. 擴柱工法採用不貫穿樓版設計時，分析塑鉸參數須配合修正為原有柱斷面條件。

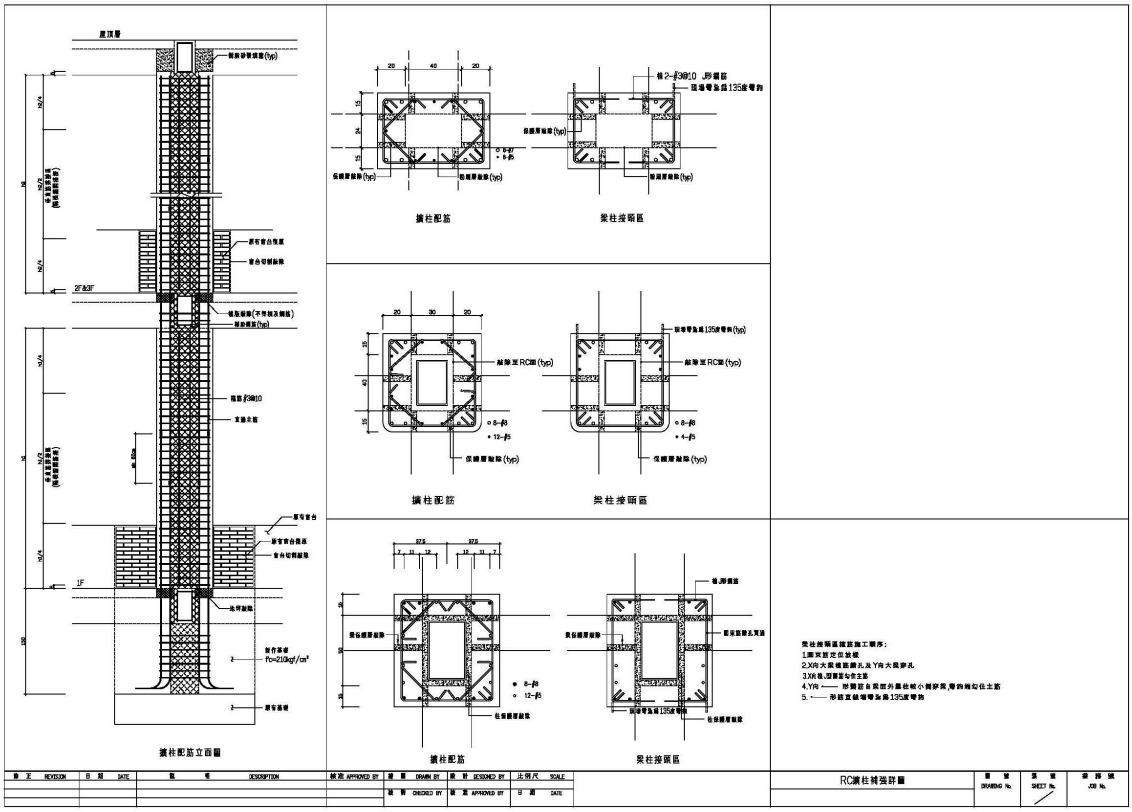


圖 3.1 擴柱立面詳圖、斷面詳圖、施工步驟說明 【資料來源：本研究製作】

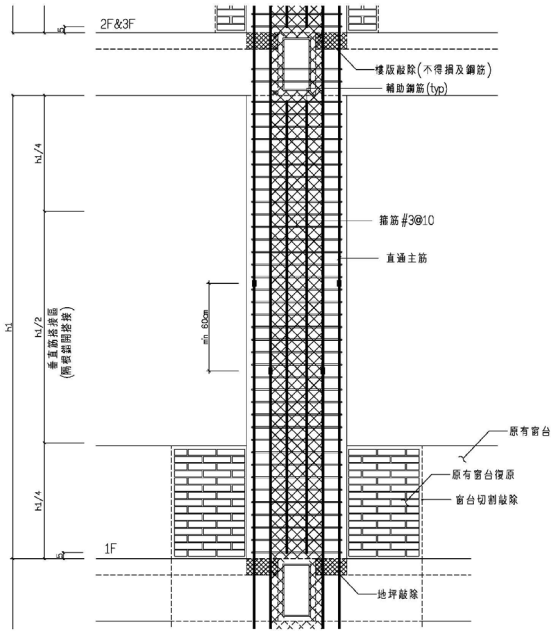


圖 3.2 擴柱主筋續接範圍

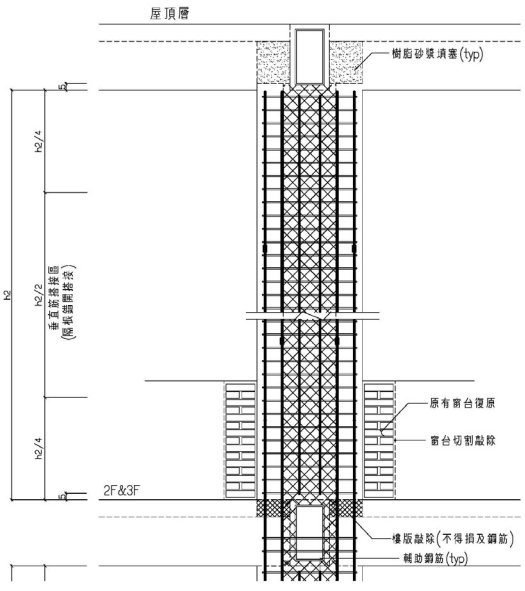


圖 3.3 擴柱柱頂處理

【資料來源：本研究製作】

5. 若屋頂防水層不易處理，補強柱頂可採不貫穿屋頂層樓版處理，但柱頂分析塑鉸參數須配合修正為原有柱斷面條件。

6. 若採貫穿樓版設計，則需使柱主筋具足夠錨定長度。

7. 擴柱工法頂部混凝土澆置後，劣質混凝土應打除，並以無收縮水泥砂漿或樹脂砂漿填補(見圖 3.3)。

8. 擴柱工法柱主筋頂部及混凝土澆築頂面亦可設置於梁底，版下空隙可採裝修方式自行設計，惟應注意避免裝修材墜落。

斷面詳圖

1. 每一個案柱、梁、牆相對關係均可能不同，設計者應依現場實際相對關係繪製柱、梁、牆相對關係立面詳圖，梁、柱接頭鋼筋細節及窗台牆面位置之影響方能清楚表達。
2. 原有柱每側擴大15-20 *cm*乃僅供參考，設計者應考慮設計應力需求、鋼筋施工條件、通道寬度等條件綜合評估後決定。
3. 擴柱部分柱四角落之垂直直通主筋為分析輸入主筋，柱面配置垂直向防裂筋因非設計應力需求，遇梁可以標準彎鉤錨定，建議配置#4@15~20 *cm*。
4. 斷面詳圖三種方案主要差異為繫筋形式之不同。
5. 柱外箍筋由兩L型箍筋組成，L型箍筋末端均為135度彎鉤，綁紮時箍筋彎鉤應交錯配置。
6. 斷面詳圖方案一之角隅繫筋兩端均可為90度彎鉤；斷面詳圖方案二及方案三之柱內繫筋一端為90度彎鉤，另一端為135度彎鉤，綁紮時彎鉤於平面及立面應交錯配置。
7. 擴柱補強處原有柱面保護層或面層飾材須敲除打毛，以利新舊混凝土界面應力傳遞，若界面剪應力強度不足時再考慮界面植筋。
8. 本圖所提三方案(參見圖3.4)僅供參考，實際配筋應由設計者視需求決定。
9. 接觸雨水面窗台外牆應考量防水設計。

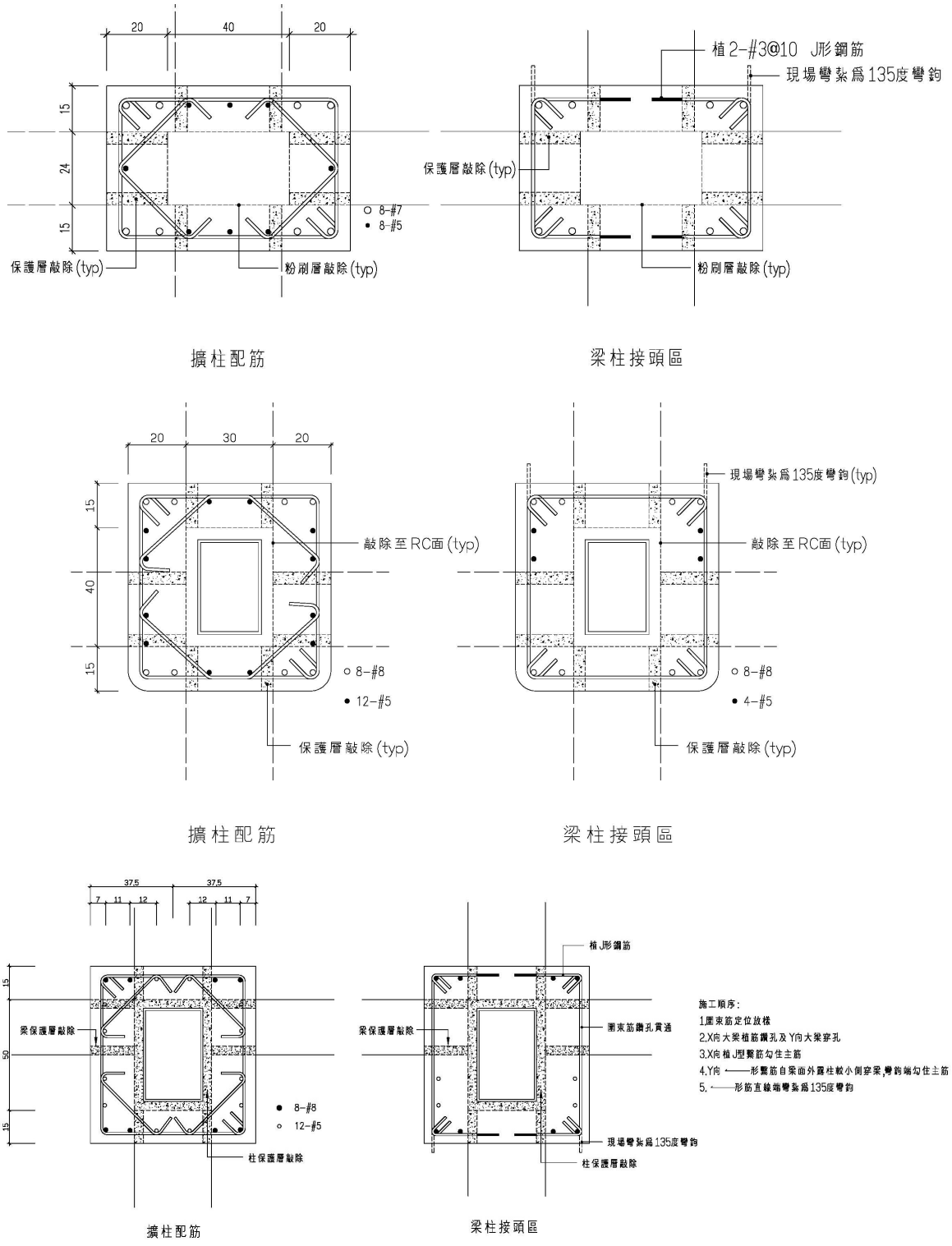


圖3.4　擴柱斷面詳圖

【資料來源：本研究製作】

直接基礎詳圖

1. 新設補強基礎可直接置放於原有基礎上方，參見圖 3.5a。

2. 補強柱主筋應向下錨定於新設補強基礎內。

3. 原基礎小於新設補強基腳尺寸時，以與補強基腳同強度之混凝土填充整平至新設補強基礎底面。

4. 新設補強基礎配筋應依個案特性分析設計。

5. 擴柱新設補強基礎若無設計應力需求，頂層鋼筋無需過度配筋，可採溫度筋配置。

6. 原有柱邊新設基礎主筋無法直通，應於原有柱兩側底層增設補強筋(基礎頂部視設計需要配置)。

7. 基礎開挖後之回填材料及地坪作法，設計者應依個案特性繪製相關圖說。

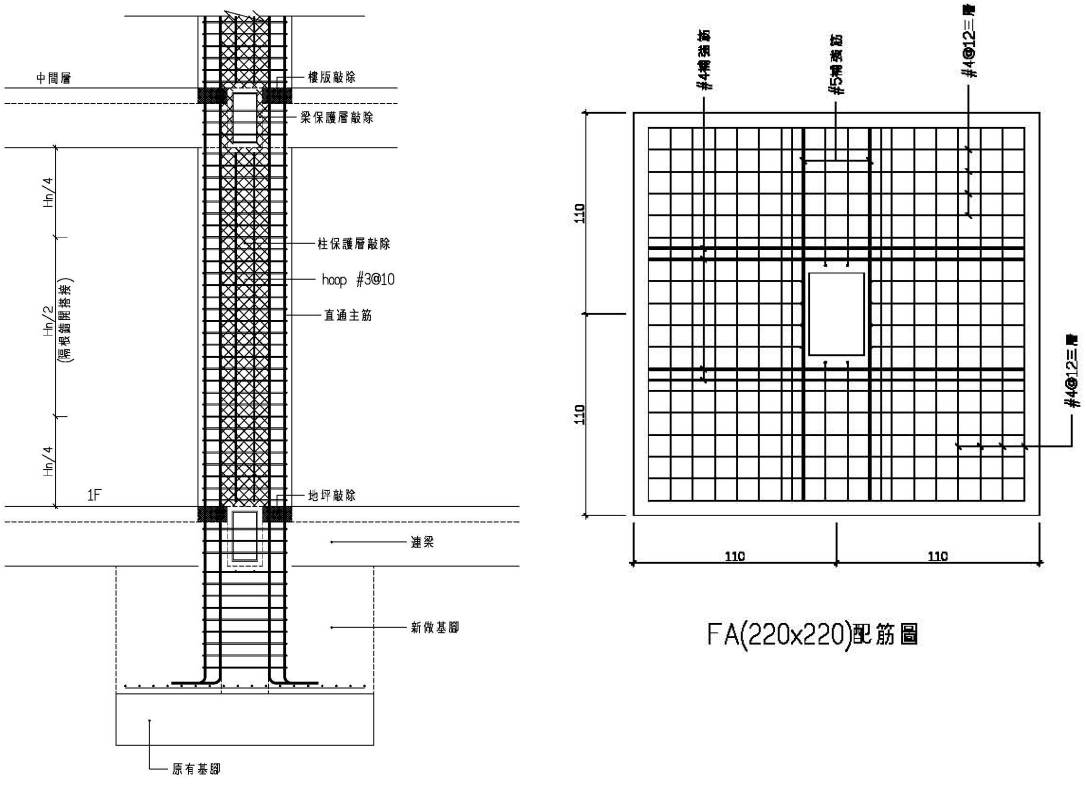


圖 3.5a 直接基礎基礎詳圖

【資料來源：本研究製作】

有地下室(非外牆處)基礎詳圖

1. 振動基面位於 1FL 樓版面時，且 1FL 橫隔版可以將地震力傳遞至四周外牆情況下，地下室柱底柱筋可無須錨定，分析塑鉸參數須配合修正為原有柱斷面條件，否則需使柱主筋具足夠錨定。設計者應依實際條件研判設計。

2. 典型一字型校舍若長向長度過大，1FL 橫隔版可能無法將地面以上地震力傳遞至四周外牆，設計者應考慮分析基面之適當性，並考慮增設 RC 牆體傳遞 1FL 橫隔版地震力或採降低一層樓層之分析模式，地下室柱底柱筋是否需要錨定應視實際行為決定。

3. 立面與斷面詳圖與地面上立面與斷面詳圖相同，參見圖 3.5b。

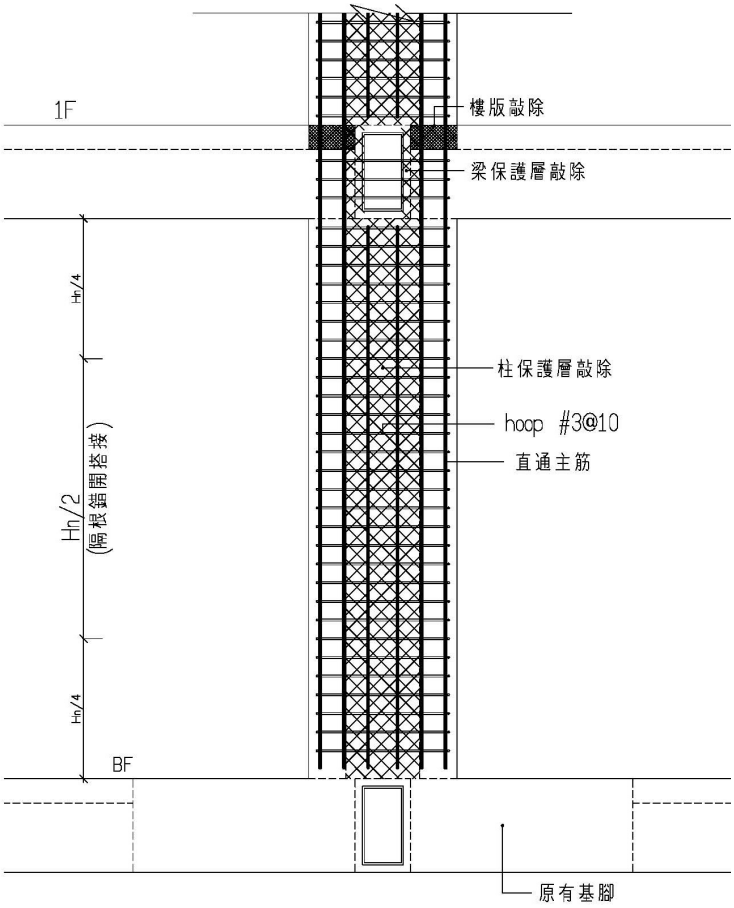


圖 3.5b 有地下室(非外牆處)基礎詳圖

【資料來源：本研究製作】

五、施工步驟說明與施工照片(照片 3.2-3.4)

1.擴柱位置周邊管路及設施先行遷移。

2.擴柱及基礎放樣。

3.原有柱保護層敲除&粉刷層敲除至 6mm 粗糙度。

4.擴柱範圍之樓版及基礎範圍之地坪敲除。

5.以人工&機械進行基礎土方開挖，至原有基礎頂面深度。

6.基礎繫梁保護層敲除，原有柱保護層敲除及&粉刷層敲除至 6mm 粗糙度。

7.敲除時不可損傷鋼筋，敲除完後以高壓空氣清理粉塵及鬆散混凝土塊，如有夾雜木塊亦應予清除。

8.柱敲除面如有大於 0.3mm 之裂縫，須以環氧樹脂灌注；柱面如有較大之缺損，須以環氧樹脂砂漿填補。

9.擴柱箍筋進行植筋可行性評估。

10.基礎繫、梁原有柱及基礎面以高壓水柱清洗表面污泥。

11.基礎鋼筋綁紮、擴柱鋼筋預埋及水電管路配置。

12.基礎混凝土澆置及試體取樣。

13.底層原有柱及周邊構材面以高壓水柱清洗。

14.底層擴柱鋼筋綁紮(含續接器扭力測試)及梁柱接頭區植筋。

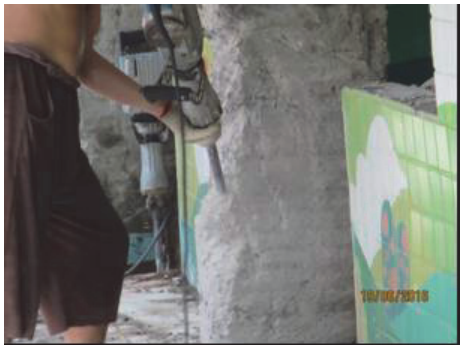
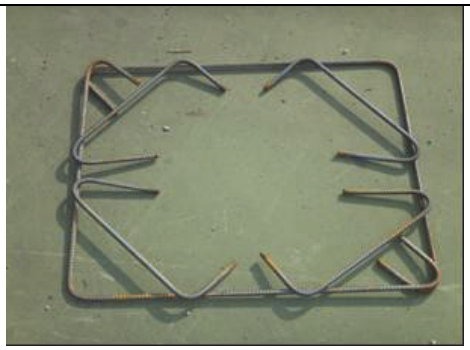
15.水電管路配置及模版組立（上方預留開孔或喇叭口以利灌漿，下方預留清潔孔以利混凝土澆置前清洗底面）。

16.底層擴柱混凝土澆置及試體取樣（混凝土澆置前潤濕原結構體表面，澆置時需以模外振動器配合施工；澆置完成後清除頂面混凝土殘渣，喇叭口附近混凝土敲除，以無收縮水泥砂漿填實空隙）。

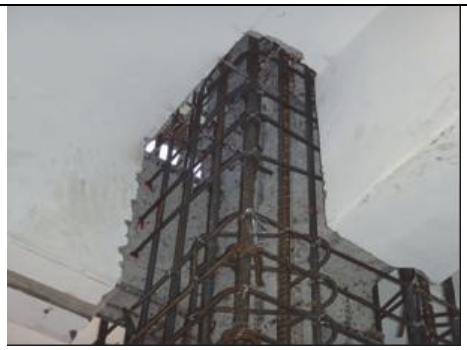
17.依序重複 13~16 步驟至頂層擴柱完成。

18.補強範圍。柱牆面飾材依設計圖施作。

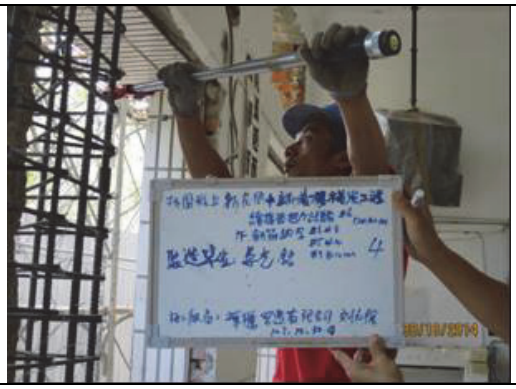
19.若有移除或改道之管線或設施，需復原並恢復原有功能。

	
窗台地坪敲除	保護層敲除
	
基礎開挖	基礎鋼筋綁紮
	
樓版敲除	梁保護層敲除
	
鋼筋加工	鋼筋加工（梁柱接頭區）

照片 3.2 【資料來源：本研究製作】

	
混凝土澆置	箍筋&繫筋綁紮
	
梁柱接頭箍筋植筋	擴柱封模側撐
	
混凝土澆置	拆模後混凝土面
	
窗台復原	窗框嵌縫

照片 3.3 【資料來源：本研究製作】

	
磨石子地磚復原	擴柱飾材
	
續接器扭力測試	可行性評估試驗

照片 3.4 【資料來源：本研究製作】

第二節 增設翼牆補強

一、 一般原則

此補強方法為藉由增設 RC 翼牆之方式達到增加既有建築耐震性能之目標，增設之翼牆與具有邊界柱之 RC 剪力牆行為並不完全同。此補強方法為將既有獨立柱改變為附加 RC 翼牆之柱以增加其強度與勁度。增設之翼牆亦可以設計為承載柱之軸向力，以避免因主要垂直構件破壞而導致建築倒塌之情況。當增設之翼牆主要設計為柱之軸力補強時，翼牆之面內方向通常與欲抵抗側向力之方向垂直。

然而，即使柱之耐震性能可藉由增設翼牆的方式提昇，但建築耐震能力可能由原始強梁弱柱形式轉換為由既有梁之破壞所控制，因此設計時須注意此一現象並選擇合適之補強性能評估方法。尤其當建築之梁跨度較短時，必須避免因增設翼牆降低梁之有效長度，而導致梁產生脆性剪力破壞，因此柱增設翼牆補強常需要配合梁補強進行。

二、規劃

(1) 適合此補強方法之建築物

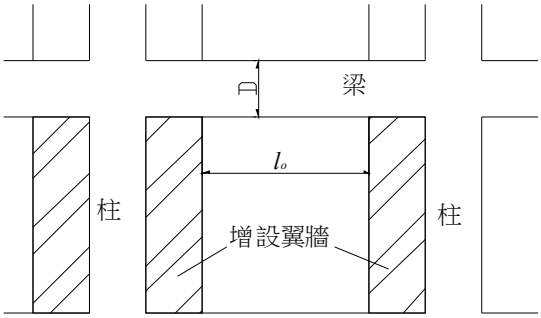
當梁具有足夠之強度，且以剪力破壞模式之柱抵抗側向力時，此補強方法可藉由柱強度之增強來提供足夠側向承載力。當破壞機制為由撓剪破壞柱控制且其韌性不足時，或柱韌性之提高並無助於耐震性能之提昇時，此補強方法亦適用於藉由將破壞機制由柱破壞改變為梁破壞來提其耐震性能之建築。

增設 RC 翼牆補強將降低梁之淨跨度。當梁之淨跨度降低後，梁之撓曲降服應能發揮以確保其韌性，故此補強方法通常適用於跨距較長之或梁強度甚大之構架。

(2) 需進行補強之構件。

(a) 因此法主要為增加柱之強度，故大部分之柱應予以補強。翼牆之增設應在結構平面及立面上保持良好之配置，使勁度與側向力分佈平衡，應避免因增設翼牆而導致結構補強後之勁度或強度不規則。

(b) 當翼牆補強設計為使梁產生降伏之破壞模式時，翼牆補強後梁淨跨度 l_0 與梁深 D 之比值應大於等於 4，並應計算確認梁之破壞模式非剪力破壞或撓剪破壞。



(c) 當柱淨高因窗台矮牆或眉牆而減少時，此短柱效應可利用增設翼牆之方式獲得改善，然而，因增設翼牆補強對於梁強度之影響應加以考慮。

三、設計程序

(1) 補強程序

翼牆補強之程序應如下：

(a) 補強之需求量應根據耐震評估之結果。

(b) 翼牆補強之施工方式及其細節應預先決定。

(c) 應計算與翼牆補強連接之柱及梁之強度。

(d) 翼牆補強後之柱與梁之破壞順序與機制應予以考慮，翼牆補強後對基礎耐震能力之影響應加以計算。

(e) 須判斷耐震性能是否達到補強之性能需求，當性能需求尚未被滿足，應增加強度或改變細部設計，並且補強之計算應從步驟(c)重新計算。

(2) 補強構件之強度

在翼牆為場鑄與既有結構結合之情況下，其撓曲強度建議先依照(3.1b)式簡單計算並取側推分析之塑性轉角值為 0.015，於側推分析評估程式中以此簡易塑鉸性質先行初步分析評估所需之擴柱數量，後再使用國震 TEASPA、SERCB 或 FEMA 建議方式詳細計算確認，如此可省略許多試算時煩瑣之重覆輸入工作。翼牆補強柱之極限側向強度為達到撓曲強度 M_u 時所對應之剪力 V_{mu} 及其剪力強度 V_u 之較小者，依下列各式計算。

$$M_n = (0.8+\beta)A_t f_y d + 0.5Nd\left(1+\beta-\frac{N}{\sum Af_c^{'}}\right) \text{ (kgf-cm)} \qquad (3.1b)$$

其中

β = 受壓側牆之長度除以柱深度(=L/D)

$d = 0.8D$

$\sum A$ = 柱與翼牆之斷面積和。

A_t = 受拉鋼筋之斷面積(cm^2)，單側有翼牆時，取柱縱向鋼筋斷面積之 1/2 與牆縱向鋼筋斷面積之較小；兩側有翼牆時，取柱縱向鋼筋斷面積與牆縱向鋼筋斷面積之較小者。

四、施工方式與結構細節

翼牆補強設計圖之組成應至少包含四部份：

(1)立面詳圖；(2)斷面詳圖；(3)基礎詳圖；(4)施工步驟說明。

參考圖說見圖 3.6。

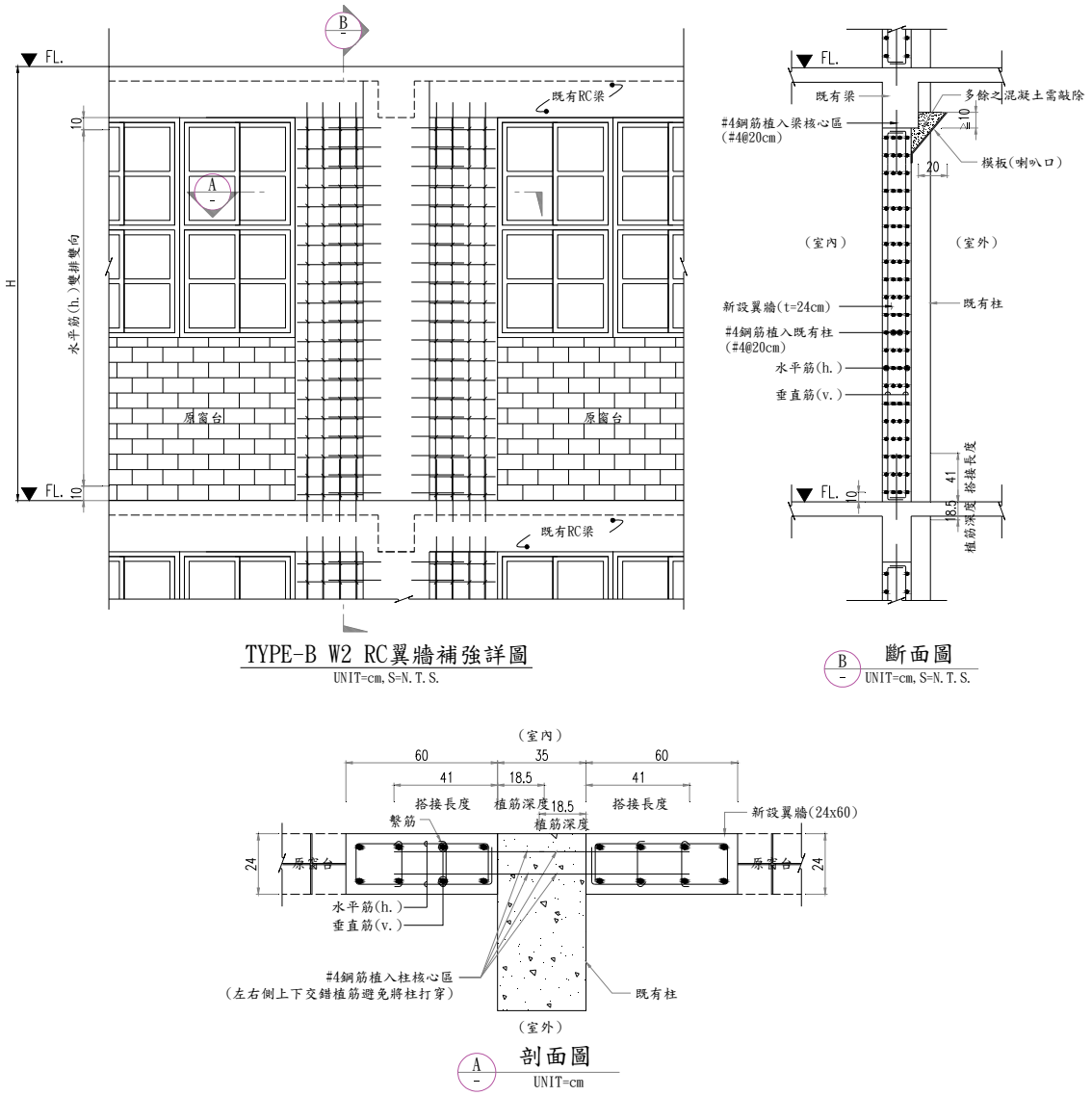


圖 3.6 翼牆補強設計參考圖

【資料來源：本研究製作】

結構細部

翼牆補強時建議依以下規定：

(a) 翼牆應以對稱設置於柱之兩側為原則。

(b) 場鑄翼牆，翼牆之寬度 L 應大於 1/2 倍之柱深 D 或 30cm，L 之最大寬度應小於柱深 D 之兩倍。翼牆厚度 t 應大於 1/3 倍之柱寬度 b 或 20 cm。

(c) 預鑄翼牆於現場與柱連接時，翼牆之寬度 L 與高度 h_0 之比值 L/h_0 應大於 1/3，翼牆厚度 t 應大於 15 cm。

(d) 翼牆垂直鋼筋比ρ_{sv}與側向鋼筋比及ρ_{sh}應大於 0.25%。

(e) 後加錨錠之配置與施工應根據規定施作。錨錠數量之決定應使其可傳遞翼牆縱向鋼筋之軸力，且須鋪設補強筋以避免劈裂破壞。翼牆補強柱受拉面鋼筋之貢獻於計算撓曲強度雖不考慮，但因翼牆端部應力較高，故翼牆端部之鋼筋應注意細部設計以傳遞既有梁之應力。

(f) 鋼筋外側之混凝土保護層應足夠，且當翼牆現場施工時，建議將既有柱打除混凝土部份處澆灌混凝土以增加翼牆之厚度。

五、施工步驟說明與施工照片（照片 3.5）

1. 妨礙施工之管線、構造及設備先行遷移。
2. 若為直接基礎，則基礎施工需先敲除地面層樓版，再開挖至柱基腳結構體頂面位置。
3. 翼牆補強施工範圍內原有結構體(補強柱、補強範圍內之梁、直通主筋位置之樓版及梁側、補強範圍之混凝土牆面)接觸表面打毛至 6 *mm* 粗糙度。
4. 敲除混凝土時盡量不損傷鋼筋，若不慎有損傷時應適當補強，敲除完後以高壓空氣清理粉塵及鬆動混凝土塊。
5. 敲除面若有寬度大於 0.3 *mm* 之裂縫需以環氧樹脂灌注，較大之缺損處以環氧樹脂砂漿或無收縮高強度砂漿修補。
6. 探測並標示植筋位置及周邊原結構鋼筋位置。
7. 盡量避開結構鋼筋位置，依規定進行植筋，若有損壞原結構鋼筋應進行適當補強。
8. 翼牆鋼筋綁紮與固定。
9. 模版組立。
10. 混凝土澆置，骨材最大粒徑以不超過 13 *mm* 為原則，混凝土澆置前潤濕原結構體表面，澆置時需以模外振動器配合施工。
11. 澆置完成後敲除多餘混凝土，並以無收縮水泥砂漿填實空隙或環氧樹脂灌注細縫。
12. 補強範圍之外觀裝修。若有移除或改道之管線或設施，需復原並恢復原有功能。

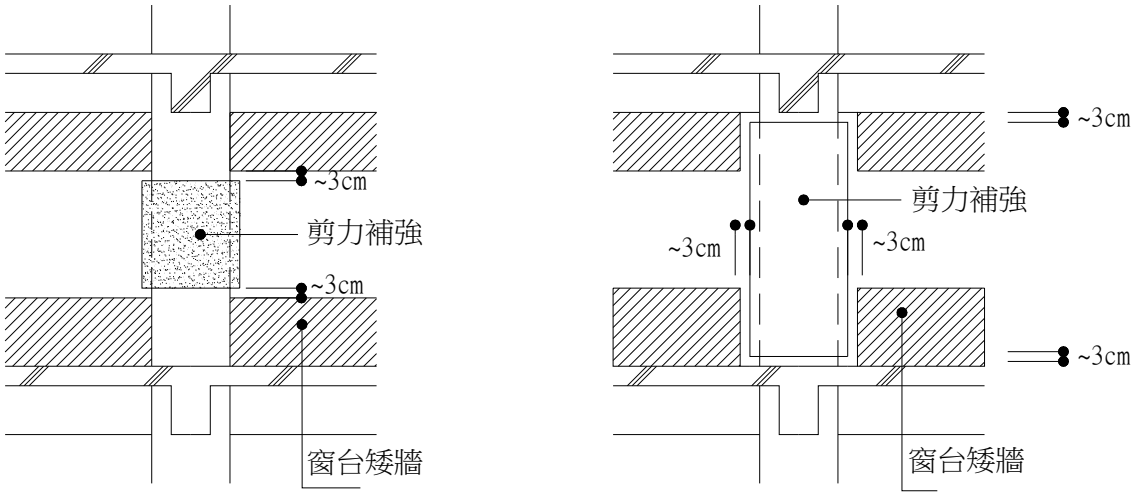
	
窗台地坪敲除	基礎開挖
	
植筋	鋼筋綁紮
	
封模	封模
	
拆模完成面	裝修完成面
照片 3.5 【資料來源：本研究製作】	

第三節　RC 包覆韌性補強

RC 包覆補強為利用 10 cm 厚左右之鋼筋混凝土或(鋼絲網、鋼索)水泥砂漿包覆於柱外圍之補強方法，該方法可增加柱剪力強度而達到柱韌性補強之效果。補強設計時需根據補強目標及本節相關說明之規定來進行。當補強目標為提昇柱之韌性時，原則上包覆材料須於柱頂與柱底預留 3 至 5 cm 寬之縫隙。

如圖 3.7 所示，當柱與窗台矮牆及眉牆相連接，且包覆補強可能造成該牆体之損壞，原則上必須將柱体與牆体切離，且包覆補強範圍須包含柱底部至柱頂部分，以避免牆損壞後，柱與牆相接處產生剪力破壞(圖 3.7b)。但若牆體之強度甚強(如 15 cm 以上之 RC 牆)且補強目標為以韌性補強為主，則可依圖 3.7(a)所示僅對未與牆連接部分或如圖 3.8 連牆體整體來進行補強。

原則上包覆補強時須對柱的每個受力方向皆進行補強，故當牆体與柱連接時，原則上應將牆体與柱体連接之部分移除，或利用其他方式補強，但須能達到同等之效果。



(a)牆較厚之情況　　(b)牆較弱之情況(如1/2B磚)

圖 3.7　柱與矮牆或眉牆連接時之補強

【資料來源：本研究製作】

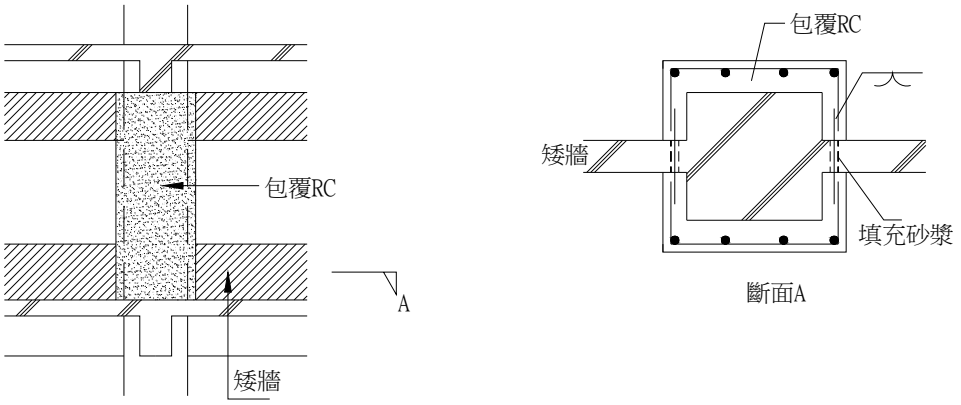


圖 3.8 柱與矮牆一併補強示意圖

【資料來源：本研究製作】

柱剪力強度: 柱包覆補強後之極限剪力強度 V_n 依照下式計算。

$$V_n = \left[0.53\sqrt{f_c'} A_{e2} + A_{sh} f_{yh} \frac{d}{a} + A_{sh2} f_{yh2} \frac{d_2}{a_2} \right] \tag{3.2}$$

其中

A_{sh2}：補強部份剪力鋼筋於垂直間距 a_2 內之斷面積(cm^2)。

a_2：補強部份剪力鋼筋之垂直間距(cm)。

f_{yh2}：補強部份剪力鋼筋之降伏強度(kg/cm^2)。

A_{e2}= 補強後柱之有效斷面積(cm^2)，可取為 $0.8A_{g2}$。

當柱利用 RC 包覆補強使其破壞模式改為撓曲破壞時，其容許韌性容量之計算可參考附錄 B 方式計算。

結構細節

(a) 原則上柱之四面均須由 RC 包覆材料緊密包覆。

(b) RC 包覆材之最小厚度，若使用混凝土則應大於 10 cm，若為水泥砂漿則應大於 6 cm。

(c) 包覆材無論為混凝土或水泥砂漿，其抗壓強度皆不得低於 210 kg/cm^2，或低於既有柱構材之混凝土抗壓強度。

(d) 若使用點銲鋼絲網時，每一鋼絲網須有足夠之搭接長度。

(e) 若使用箍筋補強，其號數不得小於 3 號，且其箍筋間距不得大於 10 cm，箍筋須對既有柱提供良好之圍束效應，箍筋之尾端須採銲接或搭接，但搭接須能提供與銲

接同等效應之圍束作用，縱向鋼筋須安置於 RC 包覆材之箍筋範圍內。

(f) 當補強目標僅為提昇柱之韌性時，包覆材料須於柱頂與柱底預留 3 至 5 cm 寬之縫隙。

第四節 柱包覆鋼板補強

鋼板包覆補強為利用鋼板包覆既有柱周圍，並在鋼板與既有柱之間縫隙灌入無收縮水泥砂漿(及以化學錨栓固定)，此法在利用增強剪力強度的方式而達到增加韌性之目的，同時因為圍束效應而增加其軸向強度，另以常以增設柱兩端固定板(或錨錠)來達到增加彎曲強度之目的。鋼板包覆補強的方式包括矩形鋼板包覆補強、圓形鋼板包覆補強、橢圓或八角形鋼板包覆補強及帶狀鋼板包覆補強等，其示意圖如圖 3.9 中所示。

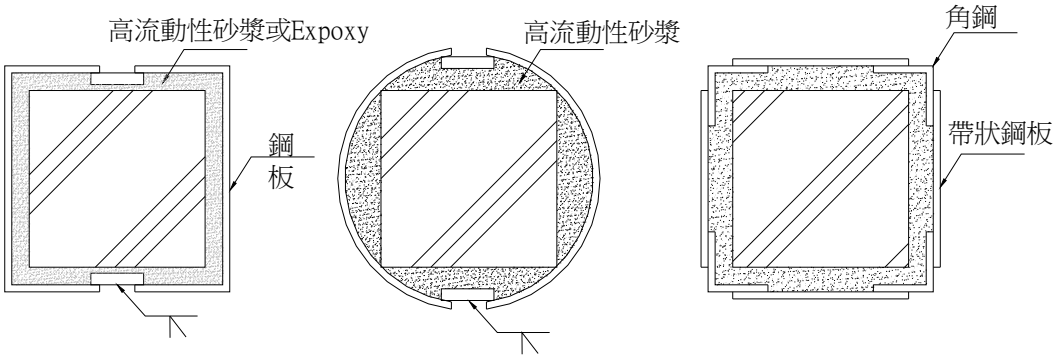


圖 3.9 鋼板包覆補強斷面圖

【資料來源：本研究製作】

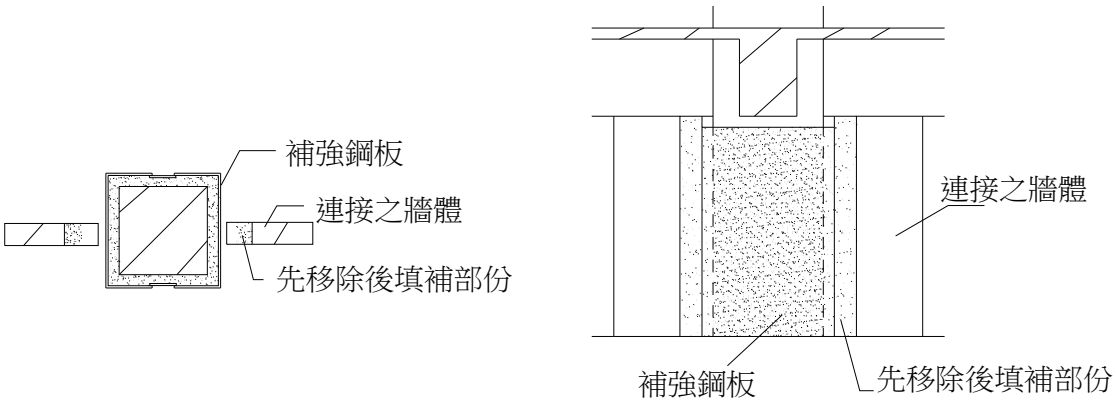


圖 3.10 柱與牆體連接之補強

【資料來源：本研究製作】

此補強方法較適用於柱四邊可補強之獨立柱，若柱有牆体連接，原則上須依圖

3.10-3.11 所示方式移除部分之牆体後再進行包覆補強。

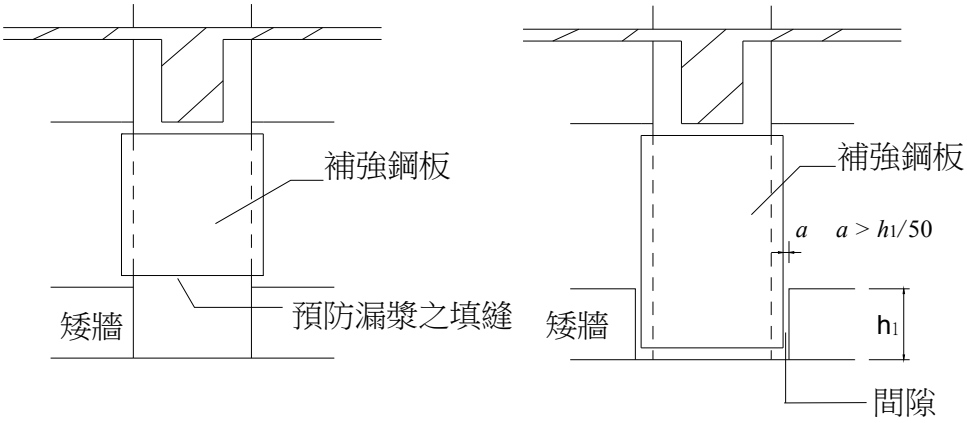
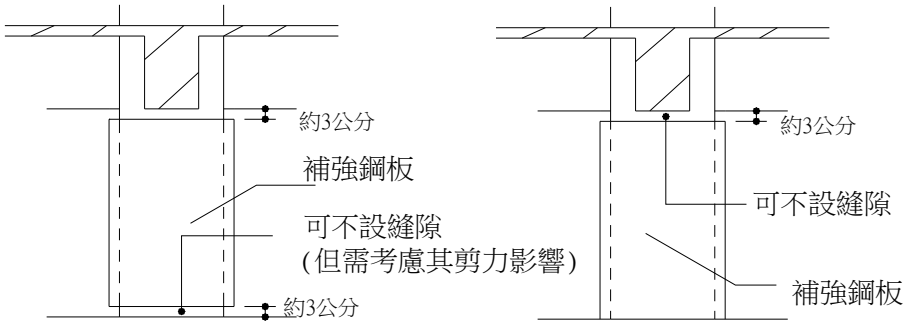


圖 3.11 柱與矮牆連接之補強

【資料來源：本研究製作】

矩形鋼板包覆補強、圓形鋼板包覆補強及帶狀鋼板包覆補強等方法均可用於增加韌性，原則上此時包覆之鋼板須於柱頂與柱底預留約 3 cm-5 cm 寬之縫隙(圖 3.12)，若不預留縫隙，則韌性須考慮因無縫隙而造成撓曲強度增加之影響並重新計算。



(a) 韌性補強　　(b) 軸向強度補強

圖 3.12 柱包覆鋼板補強之間隙位置

【資料來源：本研究製作】

柱剪力強度: 計算鋼板包覆補強後之柱剪力強度時，須將鋼板利用式 3.3 轉換成等值箍筋量後，代入相關公式計算。若為圓形鋼板包覆補強時，仍可利用式 3.3 計算，此時其圓形斷面須先轉換為等值之矩形斷面。

$$\rho_{w2} = 2t / b_2 \qquad \text{(矩形鋼板包覆)} \qquad (3.3a)$$

$$\rho_{w2} = 2tb_s /(x_s b_2) \quad \text{(帶狀鋼板包覆)} \tag{3.3b}$$

其中

ρ_{w2}= 鋼板包覆之等值箍筋比

t= 鋼板厚度

b_2 = 補強後柱寬度

b_s, x_s= 帶狀鋼板之寬度與間距

鋼板包覆補強後柱之韌性容量應根據其等值箍筋量依相關評估方法之規定計算。

結構細節

(a) 原則上柱之四面均須由與鋼板緊密包覆。

(b) 鋼板與既有柱之間縫隙須灌入無收縮水泥砂漿，且鋼板與既有柱之縫隙須妥善預留，以使得水泥砂漿可完全灌入填滿，且水泥砂漿之抗壓強度不得低於 280 kg/cm^2，或低於既有柱之混凝土抗壓強度。

(c) 矩形包覆鋼板及圓形包覆鋼板之厚度不得小於 4.5 mm，且工廠預鑄之構件均須於現場組裝與銲接。矩形包覆鋼板斷面之四角應修為圓弧狀，且其半徑應大於 3 倍之鋼板厚度。矩形包覆鋼板之細部須適當處理，以避免因灌漿造成面外之變形。

(d) 帶狀鋼板包覆補強之帶狀鋼板一般約 10 cm 寬，並以約 30cm 之間隔銲接於柱四角之固定角鋼。

(e)當柱底預留縫隙時，須加上特別措施以避免灌入之砂漿於地震下嚴重剝落。

第五節 碳纖維包覆補強

(1) 補強方式通則

(a) 基本說明

碳纖維包覆補強為利用環氧樹脂將碳纖維片纏繞於既有柱周圍，以增強剪力強度的方式而達到增加韌性的目的，同時因為圍束效應而增加其軸向強度。對於低矮建築物，碳纖維包覆補強適用於高強度但韌性不足之結構，或是補強部份極脆性柱之韌性。

(b) 材料

補強所使用之碳纖維片必須符合表 3.1 中之規格，對於碳纖維片之施工參考規定則參見相關施工規範。

(c) 當柱側向有牆体連接時

不論在縱向或側向有翼牆或其他類型之牆体時，原則上須將牆体連接柱体之部分移除後，於矩形斷面四周纏繞碳纖維片，若柱体斷面有凹角時，須將凹角部分之柱体澆置混凝土後纏繞碳纖維片。

(d) 當窗台與懸吊牆與柱連接時

當窗台矮牆與眉牆與柱連接時，且包覆補強可能造成該牆体損壞時，必須將柱体與牆体切離，且包覆補強須包含柱体與牆体切離之部分。

(e) 其他

因此法之補強成效與施工優劣高度相關，故施工程序應經過詳細討論與確認，且須由訓練有素之工人施作。

表3.1 碳纖維貼片之規格

項目				測試規範
單位面積重量 g/m^2	200	250	300	CNS13062
貼片抗張強度 kg/cm.ply	460	575	690	CNS13555
貼片抗張係數 kg/cm.ply	25800	32300	38700	CNS13555
纖維抗張強度 kg/mm^2	420	420	420	
纖維抗張係數 kg/mm^2	23500	23500	23500	

【資料來源：本研究製作】

(2) 強度計算方式

(a) 柱撓曲強度

碳纖維包覆補強後柱之撓曲強度可由式 3.4 計算，且多層縱向鋼筋之影響應予以考慮。

(b) 柱剪力強度

碳纖維包覆補強後柱之剪力強度須利用下式計算。

$$V_u = 0.53\sqrt{f_c^{'}}A_g\left(1+\frac{N}{140A_g}\right)+A_{sh}f_{yh}\frac{D}{a}+V_{FRP} \tag{3.4a}$$

$$V_{FRP} = 0.9\times\frac{\rho_{FRP}}{\gamma_{FRP}}(E_{FRP}\cdot\varepsilon_{FRP})\cdot bd \tag{3.4b}$$

其中

V_{FRP}：FRP 提供之剪力強度

$\rho_{FRP} = 2t/b$

t = FRP 厚度

γ_{FRP} = 安全係數 (取 1.15 對 CFRP 或取 1.25 對 GFRP)

ε_{FRP} = FRP 有效應變量

當 $0 \le E_{FRP}\rho_{FRP} \le 1$；單位 GPa

$$\varepsilon_{FRP} = 0.0119 - 0.0205(E_{FRP}\rho_{FRP}) + 0.0104(E_{FRP}\rho_{FRP})^2$$

當 $E_{FRP}\rho_{FRP} > 1$

$$\varepsilon_{FRP} = -0.00065(E_{FRP}\rho_{FRP}) + 0.00245$$

(c) 韌性容量與側向強度

碳纖維包覆補強後柱之韌性容量應根據其撓曲強度與剪力強度依附錄 B 之方式計算或依其他可信學理方式計算。

(3)結構細節

(a) 柱表面須經適當處理後始得纏繞碳纖維片。

(b) 柱斷面之四角應為圓弧角，且其半徑應大於等於 2 cm。圓弧的部分沿著柱高須為直線，不能有彎角。

(c) 碳纖維片必須緊密且妥善纏繞於柱，且碳纖維的方向必須垂直柱主軸。

(d) 碳纖維片之搭接長度需足夠，以確保破壞為於材料本身。

(e) 碳纖維片須緊密纏繞於柱，重疊部分的位置必須交錯。

(f) 黏著劑之材質須能滿足施工性及強度，以使碳纖維發揮其應有之強度。

(g) 黏著劑浸透完成初始硬度程序後，必須施加水泥砂漿、保護版或塗料以達到防火、表面保護或美觀之目的。

第六節 加強磚造結構之補強

一、 概要

加強磚造結構之補強方式除可採用增設 RC 剪力牆、鋼造構架、外加構架或扶壁等外加構材方式補強外，亦可採用本節所述之針對磚構造本身之補強方式。當加強磚構造本身有垂直承載力不足之問題而進行補強時，通常於補強施工前應卸除現有載重以避免補強構材之應力落後情況，對側向強度之補強則不需卸除現有載重補強，但需注意補強構材與既有構材軸向應力之分配。本節所述之加強磚構造補強方式有(1) 磚牆內增設加強 RC 柱(或擴大原加強 RC 柱)，(2)鋼絲網水泥砂漿補強牆體，(3) 碳纖維貼覆補強三種。(內政部建研所，2003)

二、 耐震性能需求

加強磚造結構皆為強度型之結構物，其以建物本身之強度來抵抗地震，所以補強應以強度為主來滿足地震需求性能。於某些特殊情況下，若無法僅以強度來達到耐震需求，則磚牆之加強柱則應被設計為撓曲破壞控制之型式，及適度提高磚牆體之韌性，並要求其強度與韌性能滿足耐震需求。

加強磚造結構補強後應注意基礎是否有足夠之支承強度，因為側向強度增加同時會使基礎受力狀況明顯改變。

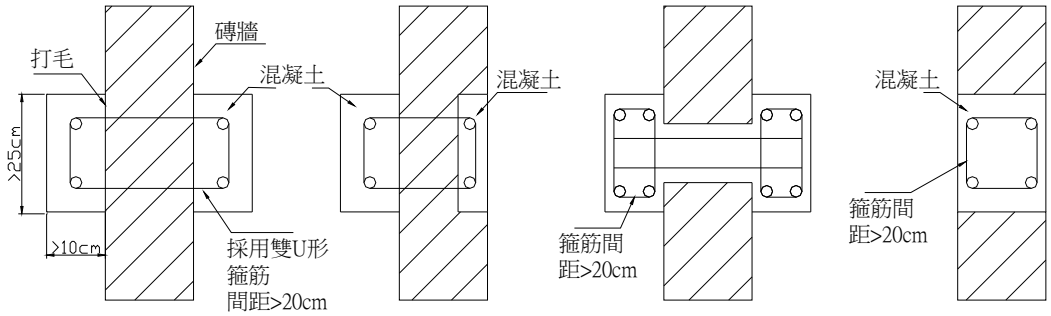


圖 3.13 磚造牆體內增設加強 RC 柱

【資料來源：本研究製作】

三、磚牆內增設加強 RC 柱(或擴大原牆內 RC 柱)

磚造牆體內新增設加強 RC 柱之施作方式如圖 3.13 所示，對於原磚牆帶有加強 RC 柱之情況，原則上與新增設加強 RC 柱之方式相同，但兩者皆需確認基礎之承載能力是否足夠。

(a) 結構細節

(1) 增設之加強 RC 柱其混凝土強度不得小於 210 kg/cm2，若採用填充水泥砂漿則強度不小於 280 kg/cm^2。柱沿牆面寬度不小於 25cm，箍筋間距不大於 20cm。

(2) 既存磚牆與混凝土接合表面粉刷需先去除後適度打毛。

(3) 柱之縱向鋼筋需錨錠於磚牆之過梁、樓板或基礎上，鋼筋未錨錠者，柱僅視為增加穩定性與軸向強度，柱之側向強度不計入樓層強度，但計算磚牆有效寬度(圍束)時可視為有效之圍束。

(4) 對於採原磚牆加強 RC 柱擴柱補強時，原柱與新澆置混凝土接合部位需妥加錨錠；錨錠螺栓之設置應沿柱高方向均勻的配置，既存加強 RC 柱之混凝土表面需打毛。

(b) 補強柱撓曲與剪力強度

新增之加強柱或原磚牆加強 RC 柱擴柱補強的撓曲強度可由附錄 B 或其他可信學理方式計算，計算撓曲強度時，斷面積及深度皆需以包覆後柱之斷面積及深度來取代。

(c) 韌性容量與側向強度

補強柱之韌性容量應根據其撓曲強度與剪力強度依附錄 B 或其他可信學理之方式計算。

四、 鋼筋網水泥砂漿補強牆體

鋼筋網水泥砂漿補強牆體為於磚牆表面去除粉刷層，一般於兩面加設鋼筋網或鋼絲網，再以噴凝土或灌置水泥砂漿之方式補強，以增加既有磚造之側向強度與韌性。補強之施作方式如圖 3.14 所示。

(a) 結構細節

(1) 採用鋼筋網水泥砂漿補強，補強厚度宜為 4cm~8cm，鋼筋保護層厚度不小於 1.5 cm。

(2) 鋼筋網以 4mm~#3 之鋼筋為宜，網格需為方格或菱形，鋼筋間距不小於 50cm 及不大於 10cm。

(3) 水泥砂漿強度不小於 210 kg/cm^2。

(4) 鋼筋網需以#2~#3 號穿牆拉接鋼筋固定，或於兩端設置端柱錨錠， 穿牆拉接鋼筋之間距不小於 80cm。

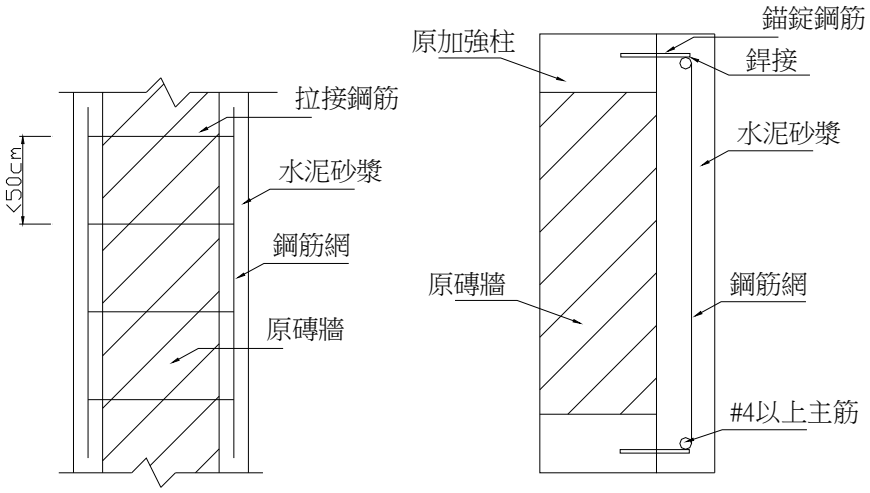


圖 3.14 鋼筋網水泥砂漿補強磚牆

【資料來源：本研究製作】

(b) 補強後整體磚牆之側向強度與韌性容量

採用鋼筋網水泥砂漿補強牆體之側向強度為原磚造結構強度與補強鋼筋網牆強度 1/2 之和，若符合本手冊施工細節及鋼筋網牆提供強度高於原牆體者，其容許韌性容量或容許側向位移變形量可比原磚造結構增加 50%。

五、碳纖維貼覆補強

(a) 結構細節

(i) 表面處理：為確保碳纖維貼片與牆面間有良好之黏著性，必須進行表面處理。表面若有凸出物則以砂輪機磨平，若有凹洞則以環氧樹脂補土填補，達到表面真正平整。上底漆時，應讓底漆滲入細縫中，待底漆乾後（大於 24 小時）再進行貼片貼佈。

(ii) 碳纖維貼片貼佈：需於牆面先塗抹一層環氧樹脂積層樹脂，再將 CFRP 貼片依設計方向貼上。採多層碳纖維貼片時，應先貼完一層貼片後，再於貼片表面刷上一層積層樹脂，待樹脂略乾後，再貼上另一層貼片，最後須再刷一層積層樹脂作為保護膜。

(iii) 端部錨定設計:使用 CFRP 貼片補強是需要足夠的端部錨定才能提供有效之補

強效果，端部錨定位置需位於不會產生明顯結構破壞處，端部錨定所需提供之正向力錨錠力 N 依下式計算

$$N = 1.67T = 0.0034E_f ts \tag{3.5}$$

式中 s 為貼片寬度，若為兩層貼片則 s 需加倍計算，t 為單層設計厚度，E_f 為 CFRP 之彈性模數。端部錨定可使用化學錨栓或以螺桿對鎖施加預力來補足。

(b) 補強後整體磚牆之側向強度與韌性容量

磚造結構補強採用碳纖維貼片方式補強後，其整體側向強度為原磚造結構強度與碳纖維貼片提供強度 1/2 的總和，若符合本手冊施工細節及貼片提供強度高於原牆體者，，其容許韌性容量或容許側向位移變形量可比原磚造結構增加 50%。

相關說明

磚牆本身重量大，韌性低，修復補強重點在維持其整體性並適度提高其面內、面外強度以及韌性。目前磚牆常用之修復補強方法可分成下列三大類:

(1). 注射修復補強

對於老舊磚牆遭到地震力破壞所產生的裂縫或是原先施工缺失所造成的空隙，注射適當材料進入牆體內部，使牆體達到適當強度是相當常見的方式。但這些材料必須符合下列三項條件：

(1). 流動性佳且顆粒必須相當小。

(2). 乾縮程度相當小，若是注射砂漿，則應避免其料粒分離。

(3). 與舊有磚牆交界面有良好的握裹效果。

注射補強的材料大致可分為兩種，即注射水泥膠補強及注射環氧樹脂補強。這兩種材料中，環氧樹脂強度較一般砂漿強度高，但砂漿材料之力學性質與舊有磚強的力學性質相容性較佳。兩種材料適用範圍如表 3.2 所示。

表 3.2 裂縫填縫材料適用範圍

使用材料		裂縫寬度(㎜)
環氧樹脂	低黏度	0.1～0.5
	中黏度	0.3～1.5
	高黏度	0.5～2.0(5.0)
水泥膠	超微粒子	0.1～0.2
	一般	1.0～30.0

【資料來源：本研究製作】

對於牆體發生微小裂縫時，可用高壓灌注環氧樹脂，但此時應特別注意環氧樹脂的濃稠度，一般而言環氧樹脂濃稠度須隨裂縫寬度提高，裂縫寬度在 5㎜ 以上者不適用環氧樹脂，裂縫需改以水泥膠來修復。在修補裂縫時，除了灌注填縫材，亦可加鐵件、RC 等，針對裂縫位置來做補強。

(2). 披覆補強

當磚牆極限強度小於外力作用或地震引起的應力時，可在磚牆外部披覆一層補強材料是相當常見的作法。這些披覆補強材料大致可分為混凝土、含鐵水泥（Ferrocement）與 FRP 三種。三種材料中，混凝土已被廣泛使用，但在修復後會增加建築物本身的重量，且增加牆體厚度。利用含鐵水泥與 FRP 則在修復後對於原建築物的室內空間、建築物重量較不會發生影響。上述三者經過實驗後證實，對於磚造建築物的補強與修復效果皆相當明顯。

就含鐵水泥而言，自 1986 年來 Prawel 便針對磚牆在使用含鐵水泥補強後受到週次載重與動態載重下的行為進行一系列的研究，結果顯示含鐵水泥為一有效的補強方式。對於利用噴漿混凝土做為修復磚牆的方法，相關研究結果建議如下：

使用噴漿混凝土可大幅提昇牆體面內強度以及承受返復地震力的能力，此外並提高了非彈性變形的能力。雖然噴漿前磚牆表面不論是乾燥或是潮濕都不影響磚牆的極限強度，但是仍建議在進行噴漿前應將磚牆充分潤濕。至於預埋的鋼筋方面，雖然不影響磚牆的極限強度，但是為了避免新的混凝土層與舊有磚牆分離，仍建議在磚牆內埋設鋼筋，以便與新的混凝土層能有較佳的結合作用。磚牆經過噴漿處理後，其所承受的地震力將大部份由新的噴漿混凝土承擔。

(3).增設構件或構架

除了上述兩種方法外，在建築物本體增設構件或構架亦是相當常用的補強方式，這些構件或構架依其所用材料，大致可分為鋼筋混凝土與鋼構兩種；就所增設的構件形式來分，則有斜撐、框架、扶壁、牆體、繫樑、擴大柱子與桁架等。另外，針對磚造結構之韌性改善以及強度改善，也常在既有牆體上包覆鋼鈑、鋼絲網、碳纖布，其中包覆鋼鈑及鋼絲網時，須配合無收縮水泥砂漿來施工。

磚造建築物開口部大小會影響牆體的水平抵抗力，因此在修復設計中，如果情況允許，可在建築物內部增設剪力牆或是在不影響使用狀況的前提下將開窗部位砌滿

磚牆。若是內部機能不允許，則可在建築物外部增設鋼筋混凝土扶壁。上述三種方式皆可提高建築物剛度，增加建築物水平抵抗力。除此之外，尚可在磚柱外圍增設一層混凝土，使柱子的面積擴大。上述幾種補強方式在設計時必須特別注意建築物原有基礎之承載能力，必要時應將基礎之基腳擴大，或以適當方式同時補強基礎。

上述方式雖然提高的建築物的剛度，但相對的也增加了建築物的重量，使建築物在地震下所承受的地震力相對提高。因此，除了上述方式外，尚可在既有建築物內部增設鋼斜撐。鋼斜撐補強乃利用鋼材本身的高強度/重量比的材料特性，因此補強後對空間及建築物重量影響較 RC 小，另外，考慮開口部通風採光及人員進出動線時，將鋼製斜撐做適當的安排，因此不論牆體是否有開口，均能有效的予以利用與補強。

第四章 結構系統補強

第一節 鋼筋混凝土(RC)剪力牆

一、 一般原則

對於側向強度差或是結構構材大都屬於脆性剪力破壞之建築物，可採用增設 RC 剪力牆補強方式來提昇建築物之整體強度，藉著增設剪力牆本身之抗剪強度及側向勁度，以改善整個結構系統，並減輕梁、柱構件之負擔。其方式可為空構架中填充新的剪力牆、填充既存 RC 牆之開孔、增加現有 RC 牆體厚度或於現有磚牆增設平行結合 RC 牆等方式來進行補強。採用增設剪力牆之補強，必須確保填充剪力牆與邊界構架間之應力傳遞機制，一般可採用設置化學錨栓、植筋、剪力釘、將牆筋錨錠或銲接於邊界構架梁柱之既有鋼筋上等方法(內政部建研所，2005;黃世建，2003; 張國鎮等，2002)。

因增設之 RC 剪力牆強度頗大，設計時應注意與四周梁、柱、版及基礎間力量傳遞檢討。另 RC 剪力牆之破壞機制與強度受施工時混凝土澆置方式之影響極大，所以於設計及施工階段需要特別注意此事項。

剪力牆補強需盡量由底層補強至所需樓層，使垂直力與側向力能傳遞至基礎，盡量不採跨樓層方式補強。若補強樓層之下層無法進行 RC 牆補強時，則應對側向力傳遞進行詳細之計算並採取其他合適之補強措施。採用剪力牆補強時，當牆(包括端構材)之彎矩破壞強度或支承基礎強度小於剪力破壞強度時，需注意此時牆之剪力強度並無法完全發揮；另外由增設剪力牆後會造成靜載重增加、地震時垂直構材軸力改變及破壞機制改變等效果，此些效果對基礎與地盤之安全性的影響應於設計階段加以考量。

當建築物具有軟弱底層(soft-first story)或是質心剛心具有較大之偏心量時，由於剪力牆之勁度相當高，所以應盡量運用剪力牆來改善結構抗側力系統平立面分佈之均勻性。

二、規劃

(1) 適用之建築物

採用填充 RC 剪力牆補強之建築物，一般為側向強度極差或是結構構材大都屬於脆性剪力破壞之建築物。對於結構構材大都屬於撓曲破壞但強度不足之建築物，

若增設強度為由撓曲強度或基礎旋轉強度控制之剪力牆，利用其韌性消能之效果，亦為有效之補強方式。

建築物中增設之牆體應盡可能減少其對建物內部空間利用、使用功能或照明之阻礙。建築物增設剪力牆時基礎本身應有足夠之支持強度，因為填充牆會引起靜載重的增加，及因為側力抵抗機制之改變所引致之地震中垂直構材軸力的明顯改變。另需注意的是，若補強後會造成連結於既有 RC 構架大梁之破壞而使剪力牆產生旋轉模態時，則應加以注意連接梁之強度與韌性是否與補強構架能相匹配。

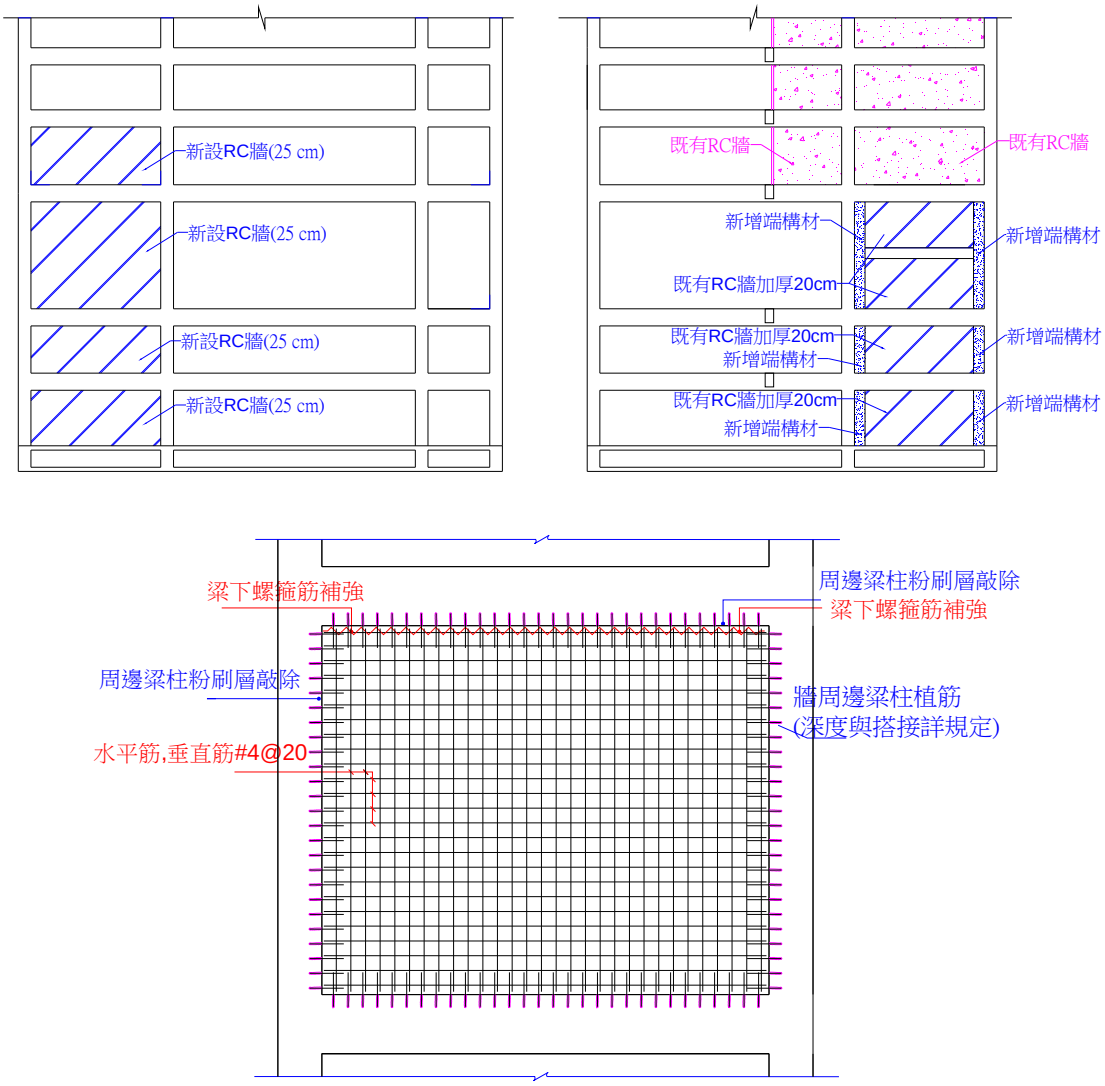


圖 4.1　RC 構架中填充 RC 牆與配筋示意圖

【資料來源：本研究製作】

(2)配置位置

剪力牆之位置應該根據建築物使用上之限制及考慮平面與立面之結構勁度與

強度平衡性等因素，將牆設置於適當之位置，圖 4.1 為新設與加厚 RC 牆之示意圖。

三、設計程序

(1) 補強設計程序

填充 RC 剪力牆的補強程序應該依下列程序：

(a) 評估建築物既有的耐震容量。

(b) 決定以強度補強或以韌性補強之補強策略。

(c) 由補強策略決定補強需求。

(d) 評估牆體的設計應力大小與選取補強材料之強度。

(e) 依據所需要牆的長度需求決定牆體的配置位置與方式。

(f) 計算所有 RC 牆之所需鋼筋量並設計錨錠所需的強度。

(g) 計算 RC 牆的強度及其韌性容量。

(h) 再評估是否滿足補強需求。

當設計能滿足補強性能需求且不過於保守，則完成補強計算。但若無法滿足補強需求或是補強設計過於保守，則重新由步驟(e)或(f)重新計算。

(2) RC 剪力牆斷面設計

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

(3) RC 剪力牆斷面分析

剪力牆斷面分析應包括邊構材及增設牆體，類似 I 型斷面進行分析，假設反曲點位在牆高 1/2 處，因此剪力牆斷面撓曲強度可由式(4.1)計算之

$$V_{bSW} = \frac{2M_n}{H} \tag{4.1}$$

其中 V_{bSW} 表示剪力牆斷面撓曲強度，H 為牆淨高度，M_n 為牆標稱彎矩強度。計算時牆垂直鋼筋所提供之強度不得大於拉拔強度。另 M_n 不大於牆基礎之抗翻轉強度(非底層牆不需考慮)。

剪力牆斷面之剪力極限強度，可由附錄 B 中求得(國震中心，2014)

$$V_{su} = (K_h + K_v - 1)\zeta f_c^{'} A_{str} \cos\theta \tag{4.2}$$

剪力牆與原梁連接界面之摩擦極限剪力強度V_{fu}，可由式(4.3)計算之

$$V_{fu} = V_j + V_{cd} \tag{4.3}$$

其中V_j為梁底所有錨錠材的剪力強度和，可採下式計算

$$V_j = \alpha A_v f_{yv} \ < \ 0.2 f_c^{'} A_w \tag{4.4}$$

f_{yv}= 錨錠材之降伏強度(但不大於錨錠材之拉拔強度)，A_v= 垂直錨錠材之斷面積，A_w= 新設 RC 牆之斷面積；α = 界面摩擦剪力之折減係數，若依本章 4.1.4 節規定細節施作時取 1.0；其他則取為 0.7。

端柱頂部之摩擦剪力強度V_{cd}依下式計算

$$V_{cd} = 1.4 A_s f_y \ < \ 0.2 f_c^{'} A_g \tag{4.5}$$

f_y= 柱縱向鋼筋之降伏強度，A_s= 柱縱向鋼筋之斷面積，$f_c^{'}$= 既有結構之混凝土強度，A_g= 柱之斷面積。

RC 剪力牆上方梁水平剖面之摩擦極限剪力強度V_{bfu}，可由式(4.6)計算之

$$V_{bfu} = V_{cd} + 1.4 A_{vb} f_{yt} \tag{4.6}$$

f_{yt}= 梁箍筋之降伏強度(但不大於錨錠材之拉拔強度)，A_{vb}= 梁之所有箍筋的斷面積和。

填充 RC 剪力牆的側向強度為依以上 4 項計算所得之最小值，亦即

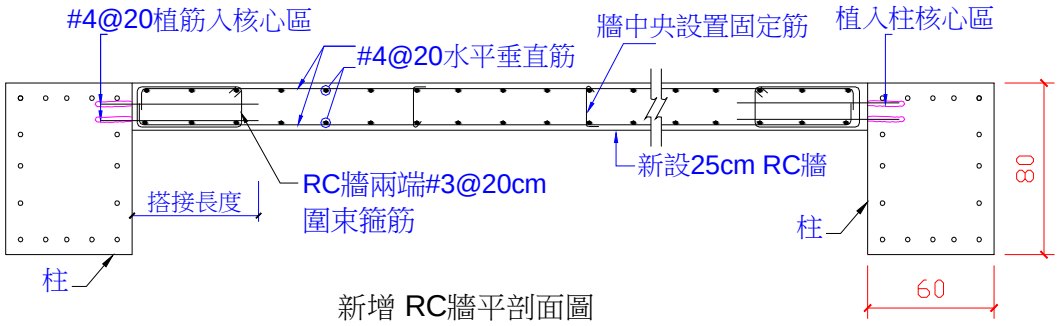
$$V_{SW} = \min(V_{bSW}, V_{su}, V_{fu}, V_{bfu}) \tag{4.7}$$

四、施作方式與結構細節

(1) 施作方式

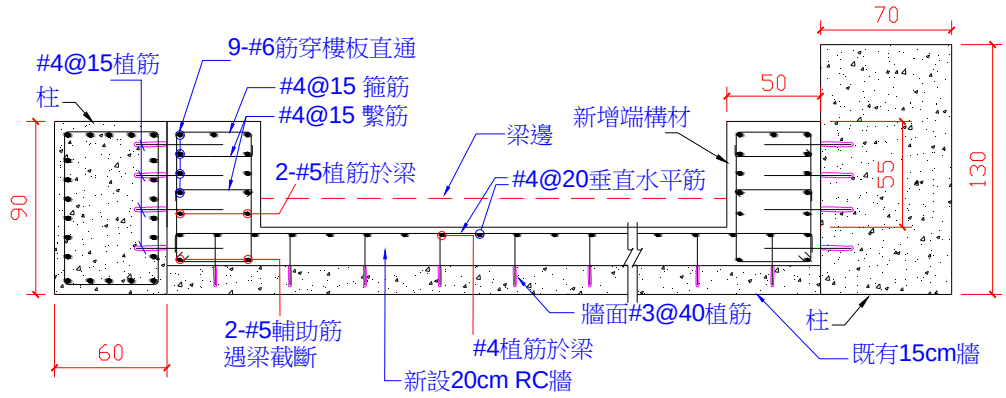
(a) 新設 RC 剪力牆補強

此補強方式為於空構架中填充一不小於 15 cm 之 RC 剪力牆，補強目的主要在增加建築物的強度。因為填充剪力牆之強度與回復力特性會因為連接構材之撓曲降伏或基礎旋轉而有所變化，所以於補強設計中需要特別注意的是補強後建築之整體結構特性，圖 4.2(a)與 4.3(a)中為新設 RC 剪力牆補強示意圖。



新增 RC牆平剖面圖

(a)



加厚原RC牆與增加端構材平剖面圖

(b)

圖 4.2　RC 剪力牆補強平剖面示意圖，(a)新設牆(b)加厚原牆

【資料來源：本研究製作】

(b) 加厚既存 RC 牆補強

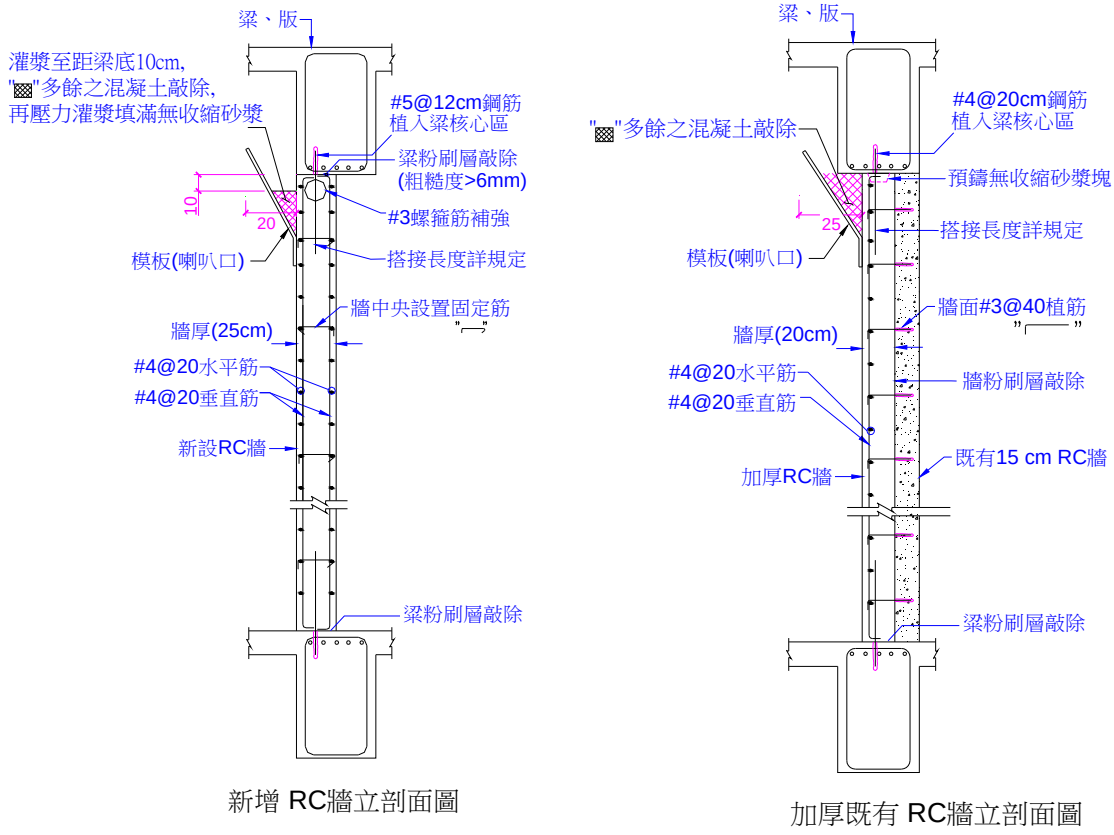
採增加既有 RC 牆之厚度的補強方式時，可採用新設填充剪力牆的設計理念來進行補強設計，因為加厚的 RC 牆，其結構行為類似於新設填充剪力牆，但新澆置之混凝土要確保與既有牆、梁及柱有足夠之錨錠結合能力，圖 4.2(b)與 4.3(b)中為加厚原 RC 牆與增加端構材之補強示意圖。

(c) 填充既存 RC 牆開孔的補強

當一具有翼牆、窗台且開孔甚小之 RC 牆體，若原 RC 牆之厚度大於(含)15cm 且其既有混凝土強度高於 150 kgf/cm^2 時，可採用於開孔增設鋼筋及填充混凝土的方式來補強，補強後之牆體可視為一完整之填充剪力牆。對於厚度小於 15 cm 之既有開孔牆體，則可結合加厚 RC 牆之方式來補強。

(d) 現有磚牆增設平行結合 RC 牆補強

當一具有填充磚牆之 RC 構架，基於施工便利性之考量，在不拆除原磚牆情況下，可於現有磚牆旁增設與之平行結合之 RC 牆，雖然新設之 RC 牆與既有梁柱錨錠結合方式同(a)小項相同，但由於磚牆與 RC 牆在破壞機制、強度、勁度及與既有構架結合處可能有明顯之不同，所以於評估其強度與韌性時需要有所折減。



(a) (b)

圖 4.3 RC 剪力牆補強立剖面示意圖，(a)新設牆(b)加厚原牆

【資料來源：本研究製作】

(2) 結構細節

(a) 與既有結構的連接方式

(i) 使用錨錠的連接法

本連結方法是指新增錨錠鋼材或化學植筋在既有結構中，以傳遞既有結構與填充 RC 牆間的剪力(圖 4.4)。

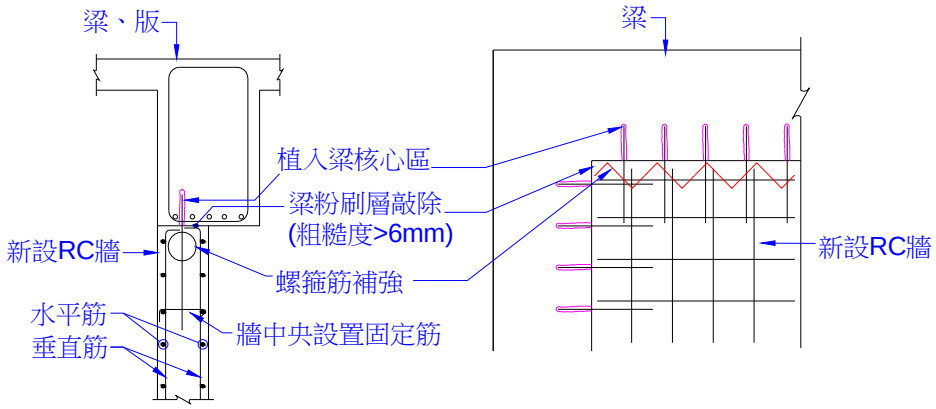


圖 4.4 填充 RC 牆與既有結構以植筋方式連接【資料來源：本研究製作】

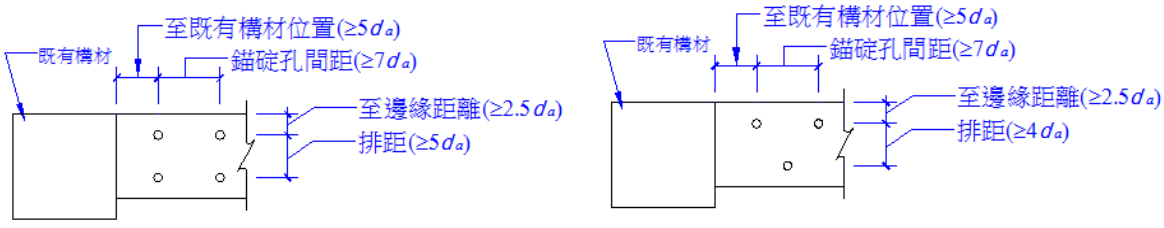
1. 新增錨錠的細節應遵循以下之規定。

- 既有結構體與牆體連接之表面打毛至粗糙度大於 6mm
- 錨錠材植入有效深度自植入孔表面起最少 $10d_a$ 以上，且拉拔試驗可達錨錠材之降伏強度以上。
- 錨錠材之直徑以介於 13mm~22mm 間為宜。
- 植入錨錠材之鑽孔孔徑不得大於錨錠材直徑 3mm 以上。
- 每一排中各錨錠孔之間距不小於 $7.0d_a$，及不大於 30cm；雙排錨錠孔之排距，不小於 $5.0d_a$，交錯型式之雙排錨錠孔，其排距不小於 $4.0d_a$；錨錠孔至既有結構之距離不小於 $5.0d_a$，錨錠孔至新增構材邊緣不小於 $2.5d_a$（如圖 4.5）。

2. 一般新增的錨錠需同時沿著端柱與牆上下的梁設置，若僅沿著梁設置，則需考慮強度之折低。

3. 需使用足夠的螺箍筋或閉合箍筋來防止混凝土之劈裂。

4. 若為增加既存牆的厚度方式補強，應將既有牆面打毛至粗糙度大於 6mm 並適當植筋(圖 4.2b、4.3b)以連結新增 RC 填充牆。



(a)並排形式　　(b)交錯排列形式

圖 4.5　錨錠位置間距示意圖【資料來源：本研究製作】

(ii) 其他的連結法

除了上述的以螺箍筋或閉合箍筋方式補強界面外，亦可採下列之連接法(參見示意圖 4.6a 及 4.6b)。

1. 混凝土梁切割成具凹凸槽狀的連接法
2. 連貼槽狀高強度混凝土塊的連接法
3. 銲接鋼筋連接或以彎鉤箍筋連接。

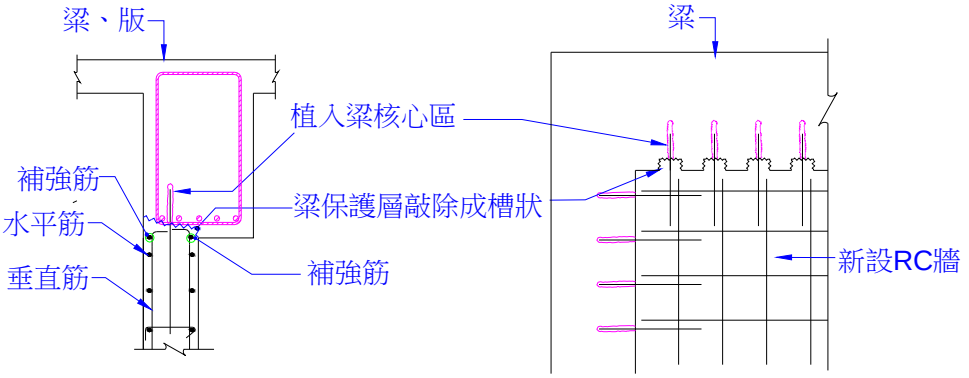


圖 4.6a 填充 RC 牆與既有結構以將混凝土切成槽狀連結

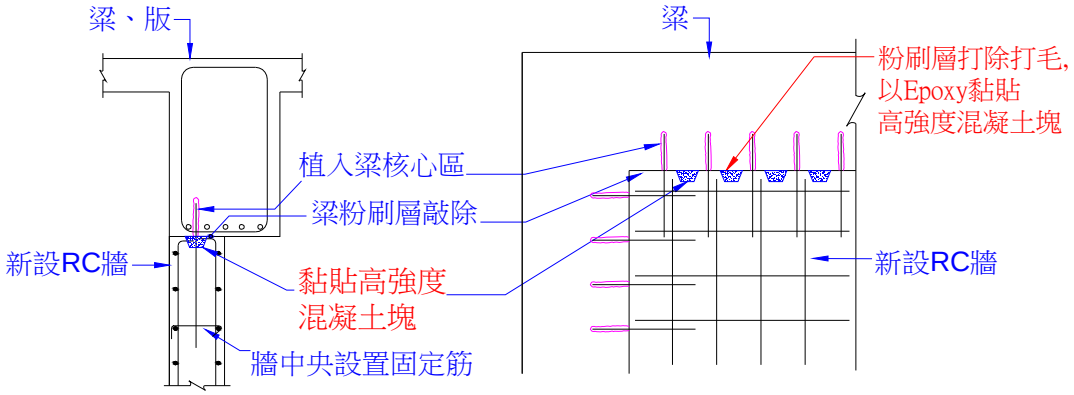


圖 4.6b 填充 RC 牆與既有結構以槽狀混凝土塊連接方式

【資料來源：本研究製作】

(b) 防止劈裂的施作方式

錨定之鋼筋附近需配置足夠之箍筋(螺箍筋)、或以梁切割成凹凸槽狀、或連貼高強度混凝土塊的連接法來防止混凝土的劈裂。

(c) 其他結構細節

下列是常見連結的結構細節

(i) RC 牆的厚度應大於 1/4 的柱寬及 15cm，但小於梁之寬度。

(ii) RC 牆的剪力鋼筋比建議應大於 0.25%及小於 1.2%。

(iii) RC 牆的混凝土強度不能小於既存結構物混凝土的強度。

(iv) RC 牆具有開孔時，需設置足夠之開孔補強筋。

(v) 以增加既有牆之厚度方式進行補強時，新增部份之牆厚應大於 12 cm 或既有牆之厚度，且採用以下之方式施作:

1. 混凝土以壓力灌漿，
2. 混凝土灌漿至梁底約 10-15cm，然後以無收縮水泥砂漿壓力灌漿其他部份。

五、施工步驟說明與施工照片

施工步驟：

(1) 妨礙施工之管線及設施先行遷移。

(2) 基礎施工需先敲除底層樓版，再開挖至柱基礎結構體頂面位置。

(3) RC 牆補強施工範圍內原有結構體表面打毛至 6mm 粗糙度以上。

(a) 原有柱

(b) 補強範圍內梁

(c) 直通主筋位置樓版及梁側混凝土

(4) 敲除時不可損傷鋼筋，後以高壓空氣清理敲除粉塵及鬆動混凝土塊。

(5) 敲除面寬度大於 0.3mm 之裂縫需以 EPOXY 灌注，較大之缺損以 EPOXY 砂漿修補。

(6) 探測並標示植筋位置周邊原結構鋼筋位置。

(7) 避開周邊結構鋼筋位置，依規定進行植筋及設置錨錠材(或梁打成槽狀)。

(8) RC 牆鋼筋綁紮。

(9) 模版組立。

(10) 混凝土澆置，最大粒徑建議不超過 13mm，混凝土澆置前潤濕原結構體表面，澆置時需以模外振動器配合施工。

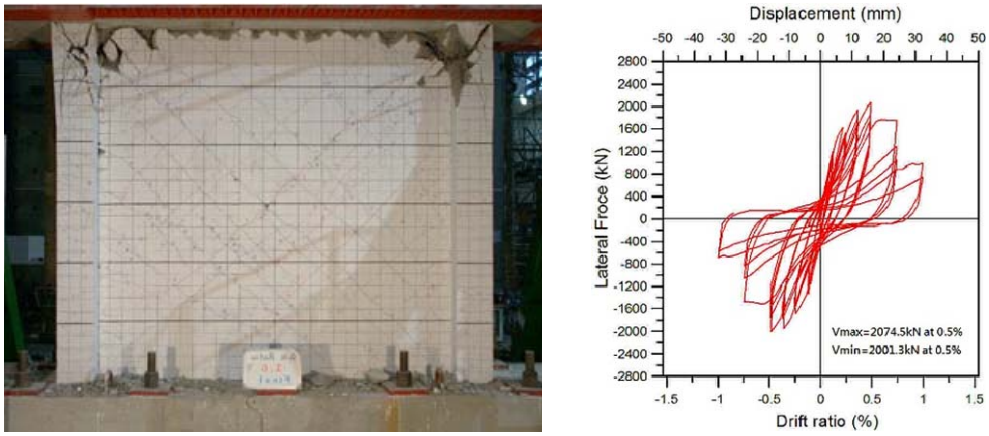
(11) 澆置完成後敲除喇叭口附近混凝土，以無收縮水泥砂漿填實空隙。

(12) 補強範圍 1:3 水泥粉刷並恢復原有外觀。

施工照片參見照片 4.2。

Note: 4.1.4 節中之結構細節對剪力強補強來說明相當要。照片 4.1a 所示為非韌性構

架以 RC 剪力牆補強試驗之破壞照片，為依據一般建議之喇叭口灌混凝土後打除方式施工，其破壞順序為(1)牆頂部與梁底因摩擦剪力不足而先產生滑動，(2)使牆頂無法傳力而使力量集中牆頂角落而壓碎混凝土，(3)牆頂兩角落破壞後造成短柱而形成柱剪力破壞。此非預期之短柱剪力破壞使補強後結構之變形僅達如圖所示之 0.5%變位角即產生強度突然下降而無法達預期目標(一般模擬分析可達 1%變位)。此情況之實際案例為 311 地震受損之安和國小，該國小於 921 地震中因震害造成穿堂磚造隔間牆損壞，後改以 RC 牆補強，但因為 RC 牆與梁之錨定不確實，所以於 311 地震中又造成牆與梁柱交接處產生脫離破壞及形成兩端極短柱破壞行為(照片 4.1b)。



照片 4.1a 剪力牆補強破壞照片與變形容量圖

【資料來源：本研究製作】



照片 4.1b 安和國小補強之剪力牆於 311 地震中破壞照片

【資料來源：本研究製作】

剪力牆施工照片【資料來源：本研究製作】

編號	說明		編號	說明	
4.2a	擴柱補強前現況		4.2b	台度牆局部打除暨基礎地坪放樣	
4.2c	地坪開挖暨廢土清運		4.2d	基礎植筋拉拔試驗	
4.2e	基礎開挖尺寸及鋼筋查驗		4.2f	基礎鋼筋查驗	

剪力牆施工照片 【資料來源：本研究製作】

編號	說明		編號	說明	
4.2g			4.2h		
牆面植筋拉拔試驗			牆面鋼筋查驗		
編號	說明		編號	說明	
4.2i			4.2j		
牆面組模			既有台度牆及柱表面打毛		
編號	說明	台度牆、欄杆磁磚貼附工程。	編號	說明	完工後現況。
4.2k			4.2l		
					

六、RC 開口剪力牆補強

RC 開口剪力牆補強類似 RC 填充牆補強，但補強工法若為滿足既有建築之通風採光需求之同時，又期望補強構件能達到其補強效果，可規劃 RC 開口剪力牆補強（李有豐，2006; 黃世建，2003; 張庭瑜，2015）。

4.1.6.1 設計概要說明

(a) 開孔強度折減

對於具有開孔之 RC 剪力牆，依(4.2)式計算所得之牆體剪力強度V_{su}需乘以折減因數η調整，其中η與開孔之長度有關，依下式計算

$$\eta = 1 - \frac{\sum L_i}{L_w} \tag{4.8}$$

其中$\sum L_i$= 開孔位置之長度總和。

對於具端柱之 RC 牆，若其開孔位置之長度總和大於牆寬L_w之一半 (η<0.5) 或開孔之高度大於樓層高度 0.6 倍時，則不應將 RC 牆與端柱視為一體，而應視為具翼牆之柱構材或 RC 牆體僅單一端具有端構材之情況來計算相關強度。對於不具端柱之 RC 牆，若其開孔位置之長度總和大於牆寬L_w之一半時(η<0.5)，則應將原 RC 牆視情況分段計算其強度，不應視為一體之情況計算其強度。

開孔之 RC 牆體之強度折減公式，根據黃世建等人(2003)、建研所(2006)與國震中心(2002)之開口 RC 牆韌性、非韌性構架系列試驗結果，發現強度之折減與開孔之長度較有關，與面積較無關連。故主要依據此些研究成果提出開孔 RC 牆之相關分析折減方式。

(b) 角隅補強鋼筋設計

斜向角隅鋼筋配置依照混凝土設計規範及解說中第 7.4.7 節規定，牆內若有開窗開孔者，開口四周須加置不少於 2 根#5 以上之鋼筋，此等鋼筋須延伸至孔角外至少 60 *cm*，並不得小於伸展長度。然而此一規範於業界施作時，並不廣泛被遵守，因此角隅鋼筋採用目前業界慣用「牆筋大一號數鋼筋」之配置邏輯，經預估計算全部極限側力強度之後，取單邊構材自由體圖，先以混凝土開裂公式 $V_c = 0.53\sqrt{f'_c}\left(1+\frac{N}{140A_g}\right)bd$ 計算開裂強度，其中 N 為軸力，b 為構件寬度，d 為構件之有效深度；如側力強度大於牆體混凝土開裂強度，則假設改由牆體水平、垂直向鋼

筋及柱混凝土剪力強度抗剪，將各個方向的力轉換為角隅鋼筋方向(斜向 45 度角)之後，不足抵抗側力的量即由角隅鋼筋承受。

(c) 水平向拉力鋼筋設計

根據 ACI 318-11 第 21.9.8.2 節中之建議開口牆體於開口周圍需配置足夠水平向鋼筋，使開口兩側臨界斷面處對角剪力傳遞時，能在對角節點處有足夠的鋼筋能滿足其對角力量傳遞所需要的力平衡。

圖 4.7 為典型開口 RC 牆鋼筋配置與開口鋼筋補強之示意參考圖說，另工程上常見之開口角偶斜向鋼筋，若其不造成施工上之困難時，亦建議可額外增加此斜拉補強筋。

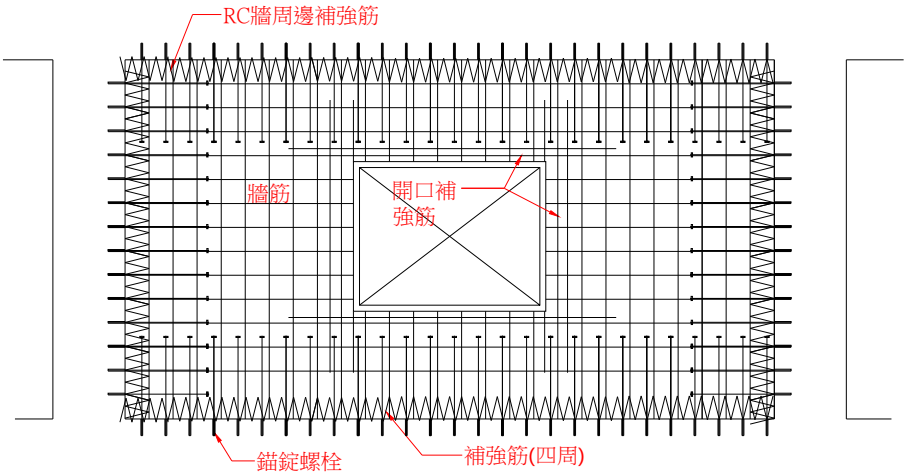


圖 4.7a 典型開口 RC 牆鋼筋配置圖

【資料來源：本研究製作】

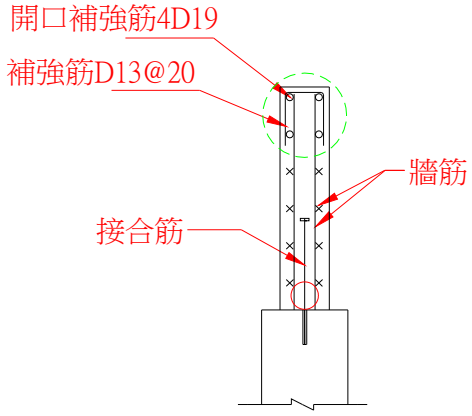


圖 4.7b RC 牆開口處補強筋配置圖【資料來源：本研究製作】

4.1.6.2 開口牆施工概要說明

1. 保護層混凝土塊打除

待切線完畢之後即可進行保護層打除的動作，須打除等牆寬之保護層厚度直至看到箍筋為止，意即梁、柱接觸牆體的部分需打除約 4 公分，基礎接觸牆體的部分需打除約 5 公分，此一動作可以確保植筋能確實植在混凝土圍束區內，可將植筋之效益發揮到最大，另透過打除保護層之動作，可以同時達到混凝土表面打毛處理之效果，透過對既有混凝土打毛可以增加混凝土表面粗糙度，使之與新澆置之混凝土接合更良好。（照片 4.3a）

2. 植筋鑽孔

鋼筋混凝土開口剪力牆補強工法採用植筋進行新舊混凝土界面連結，而對於補強工法，植筋品質的好壞將會深深影響界面力量傳達有效與否，繼而影響整體補強效果之優劣。植筋一般採用後置式化學錨栓進行錨固，選用注射式植筋藥劑，錨定材料常為#3 及#4 之竹節鋼筋。

於植筋前應依照設計圖先以墨斗標示欲鑽孔之位置，再進行鑽孔，在鑽孔過程中，若未達埋置深度即遇到既有鋼筋，不可將鋼筋鑽斷，應將此孔予以廢棄，並以植筋藥劑填滿廢孔，再調整鑽孔位置重新鑽孔。鑽孔完畢後依據所使用化學藥劑搭配之標準程序進行化學錨栓安裝，首先使用最低壓力高於 6 bar 之氣槍對孔洞吹淨規定次數後，再以等孔徑的刷具來回刷淨規定次數，確實清除孔內碎石，最後再吹淨規定次數清除刷具刮下的粉塵，徹底將孔內灰屑清除乾淨，接著將植筋藥劑注入孔內，依注射頭之刻度邊注入邊退出孔洞，約注入六分滿後，再將鋼筋緩慢旋入孔內直至底部，不可直接插入，此舉容易導致鋼筋竹節與孔壁間殘留空隙。待鋼筋完全旋入後，須見植筋藥劑溢出於表面，由此可確保孔洞內植筋藥劑確實填滿，接著將溢出來的植筋藥劑擦拭，保持平面清潔。植筋施作後之硬化過程中應避免碰觸，且不得矯正鋼筋，待硬化完成後，始可進行後續之施工，且需注意植筋完成後，不得再對植筋鋼筋進行彎折等加工程序。(照片 4.3b)

3. 牆鋼筋及角隅鋼筋綁紮

所有的鋼筋依照設計圖加工後再運送至施作場地進行綁紮，且需檢查是否符合

規範之彎轉半徑要求。並依據植筋位置，將牆鋼筋續接置至預定位置後固定。於開口周圍須放置 135 度彎鉤箍筋。待牆鋼筋及箍筋放置完畢後，於指示位置放置斜向角隅鋼筋並固定。(照片 4.3c)

4. 剪力牆模板組立

在組立模板之前須將先前打除之溝槽內部雜物清理乾淨，於打除混凝土塊邊緣斷面處，以鐵釘固定模板，再以角鋼及螺桿將模板加以固定，以防止模板撐開導致灌漿失敗。於牆體頂部處，同樣以 2 公分厚之清水模板製作一突出牆體 20 公分、往上延伸至梁頂之模板喇叭口。整體模板施作完畢後，於梁中央底部打一條直徑約 2 公分之小溝槽，並在牆體模板上每 50 公分高處鑽若干個直徑 1 公分的小孔，確保混凝土澆置時每個高層能確時觀察到漿體填充狀況。(照片 4.3d)

5. 剪力牆混凝土澆置

剪力牆澆置由梁側面喇叭口處為澆置口，澆置混凝土，模板外側需以手提式外模振動機振動，並同時利用橡膠槌敲打，使混凝土能均勻分布至各角落，避免產生蜂窩。灌漿時施作時，須同時觀察先前於模板外側鑽的小孔漿體之露出情況，確保漿體在各個高程有確實填充，最後澆置置喇叭口頂時，須透過振動確保漿體由梁中央預先打除的 2 公分小溝槽中流出，此能確保梁底漿體能確實填滿溝槽。同時，根據不同預拌混凝土車分別取樣，製作標準混凝土圓柱試體，以供混凝土強度驗收之用，並在一樣的情況下進行養護。

待混凝土達到 7 天齡期，確實硬化後，即可進行模板拆除的動作。模板拆除後，需對先前預留喇叭口突出之混凝土塊進行打除至與牆等平面為止，使牆體整體美觀及避免遭逢地震時額外突出的混凝土塊掉落。(照片 4.3e-4.3f)。

開口 RC 牆照片[資料來源: 參考書目 3]:

	
4.3(a) 剪力牆等牆寬混凝土保護層打除	4.3(b) 化學植筋施作
	
4.3(c) 開口剪力牆鋼筋綁紮	4.4(d) 模板組立
	
4.5(e) 混凝土澆置	4.6(f) 開口剪力牆補強完成

第二節 鋼造斜撐或鋼板剪力牆

一、一般原則

當結構系統的整體側向抗剪強度或側向勁度不足時，可考慮本補強方法進行補強，以提升結構系統之強度、韌性。但在設計時需考量其梁柱接頭是否尚有足夠之強度，且是否有適當之位置或空間配置鋼斜撐構架。此工法主要是藉著新設置之構材承擔系統額外之側向力，以提高結構系統橫向之抗剪能力，並增加側向勁度。適

當的設計，不影響原有內部空間動線、採光及通風之機能。鋼斜撐之勁度較剪力牆低，因此其對基礎產生之傾倒力矩較小，對基礎上舉、下壓力之檢核較容易設計。

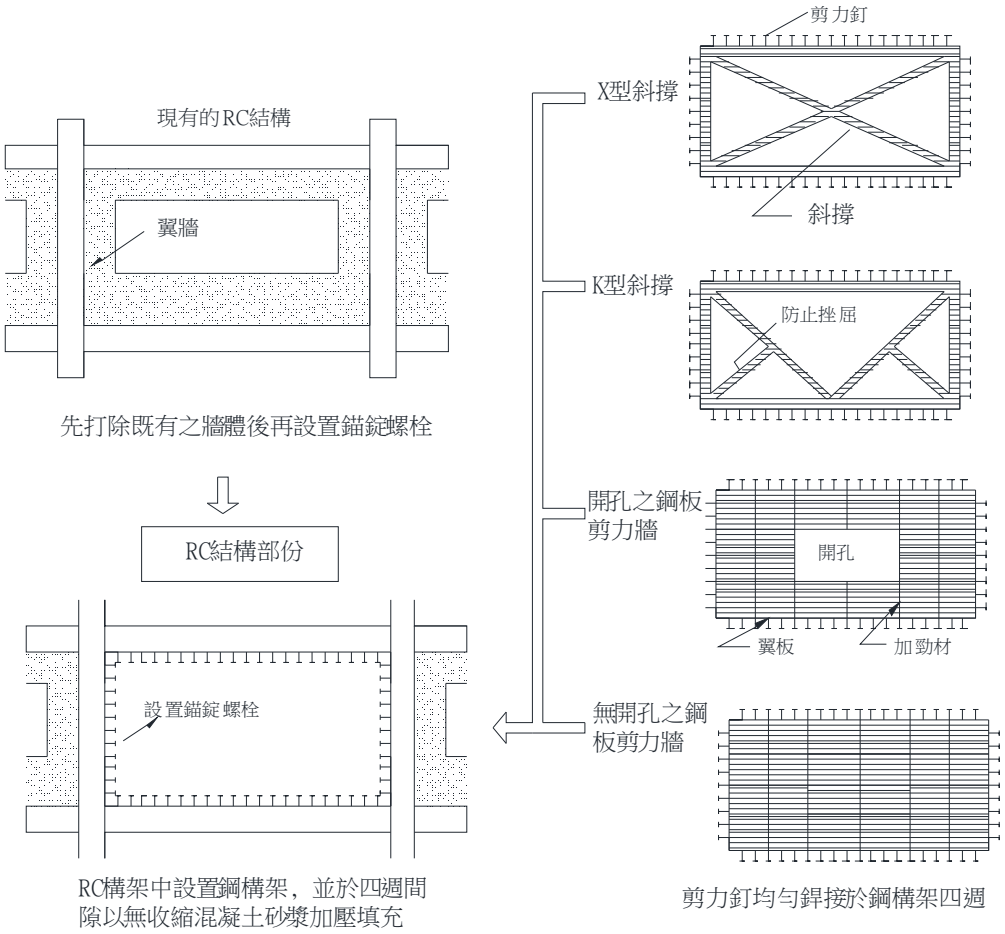


圖 4.8 增設鋼構材補強示意圖

【資料來源：本研究製作】

採用鋼構材補強方式區分為構架式斜撐(鋼板剪力牆)及直接式斜撐(鋼板剪力牆)兩種，圖 4.8-4.9 為幾種補強形式示意圖。鋼構材與既有 RC 結構之連接方式則分為直接式與間接式兩種，直接式為指藉由錨錠螺栓、銲接等方式直接將鋼構材連接於既有 RC 結構上，間接式為指於 RC 結構與鋼構架上預設螺栓，後再填充砂漿接合，本報告對於鋼構材補強方面，主要適用於鋼構架四邊皆與既有 RC 結構採間接緊密結合之補強方式。

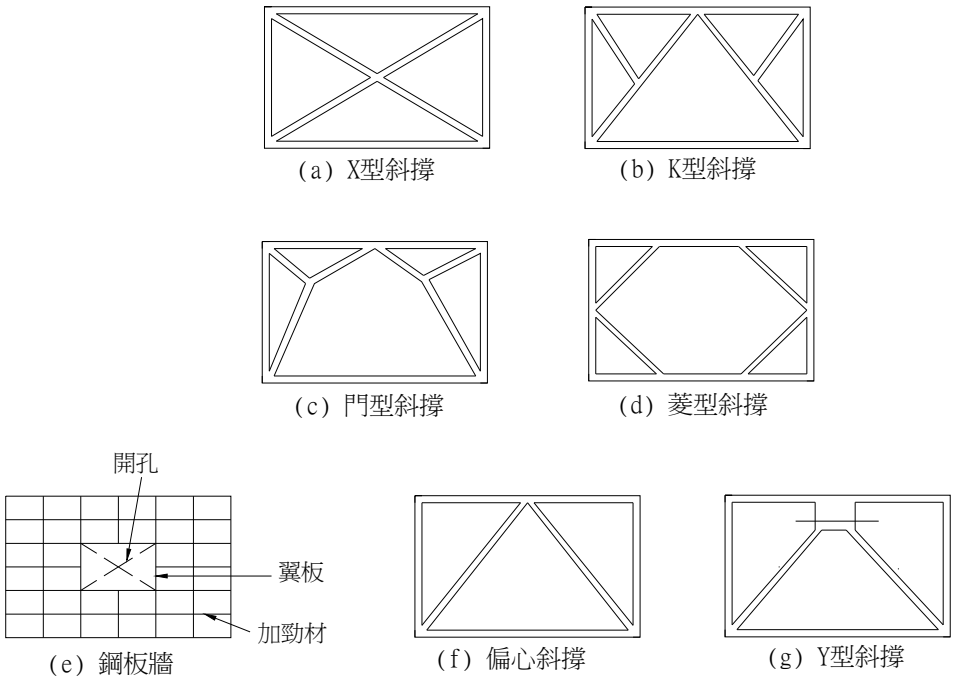


圖 4.9 常見之鋼構架型式示意圖

【資料來源：本研究製作】

二、規劃

一般鋼框斜撐構架依其附掛方式又可分成兩種型式，一種為外附式之鋼框斜撐構架，此種型式之鋼框架係直接附掛於既有結構物外圍梁、柱結構之外側上，所以對於既有結構之空間與動線響影不大，且施工快速亦不影響內部空間之運作，非常適用於醫院、學校或百貨公司等建築物；另一種型式為內嵌式鋼框斜撐構架，此構架是直接內嵌於既有梁、柱構架之內側，相對於外附式鋼框構架，其與原結構之結合界面比較容易處理，但由於鋼框構架內嵌於原結構梁、柱構架中，會對原結構物的空間與動線造成影響，因此在配置上會有較多的限制。

在考量施工性之情況下，於既存 RC 結構之構架增設鋼構架補強為使施工較簡速之方式；若補強 RC 構架發生整體之撓曲破壞時，補強效果可能無法達到預期，所以於配置鋼構架時需考慮此因素來達到最佳之補強效果；另由於補強鋼構架與既存 RC 結構間之接合會嚴重影響補強效果，所以此些部位需設計成使內力可均勻之傳遞。同其他補強方式，補強鋼構架對平面偏心、立面強度勁度分佈之影響亦需考量於設計規劃中。

表 4.2-1 鋼構架補強結構之損壞機制

損壞機制	既有 RC 構架	鋼構架	連接構件
第一類:強度與韌性共同控制(破壞於鋼斜撐或鋼造剪力牆)	-梁柱之撓曲破壞 -梁柱之撓剪破壞	鋼斜撐:斜撐之降伏或挫屈 鋼造剪力牆:牆之剪力降伏或翼板之撓曲降伏	無損壞
第二類:強度控制(破壞於連接構件)	梁柱之剪力破壞	無損壞	摩擦剪力破壞
第三類:韌性控制	RC 構架整體之撓曲破壞為主(柱之承壓或承拉控制)	無損壞	無損壞
第四類:強度控制	短柱之剪力破壞	鋼斜撐:斜撐之降伏或挫屈 鋼造剪力牆:牆之剪力降伏或翼板之撓曲降伏	無損壞
第五類:基礎控制	地梁、連接既有構架大梁的剪力或撓曲破壞	無損壞	無損壞

【資料來源：本研究製作】

三、設計程序

(1) 構架式鋼斜撐補強

採用構架式鋼斜撐(鋼板剪力牆)補強之結構，主要包括既有 RC 構架、鋼構架及連接構件三部份元素，補強形式可為強度補強、韌性補強及強度與韌性共同提昇之補強，補強形式主要依據補強構材之強度-韌性關係及補強後結構整體之損壞機制來決定，其主要可區分為如表 4.2-1 中所示之 5 種形態。對於一般老舊建築物若採用構架式鋼斜撐補強時，建議採用強度補強為主，韌性補強為輔之補強方式。

設計原則

(a) 結構以鋼構架補強時其側向強度之計算，應考慮 RC 構架極限強度、補強鋼構架極限強度及接合部位強度三項目後取可能之較小值為整體之強度。

(b) RC 構架之柱的極限強度計算以原 RC 斷面為主，除特別考量外，補強砂漿及鋼構材強度不計入 RC 柱之強度。

(c) 補強鋼構之極限強度計算，一般可假設所有受拉與受壓鋼構材之強度同時達其極限強度情況下來計算。

(d) 採用鋼板剪力牆補強且補強機制為剪力降伏消能時，需採用適當之加勁材來避免翼板之撓曲降伏及鋼板之剪力挫屈情況。

(e) 對於次要構架採用鋼構架補強時，鋼構架之抗撓曲降伏強度需小於 RC 構架柱軸向降伏時對應之強度。

(f) 連接補強構架之連接梁、正交梁及基礎之重量，由於構架旋轉效應，其於計算強度時應考慮此效應。

(g) 接合部位之極限強度應妥加計算。

補強設計步驟

(a) 斜撐構架設計步驟

(i) 決定斜撐鋼構架承擔之側向力。

(ii) 決定鋼構架與協撐之尺寸與斷面積。

(iii) 決定錨錠螺栓位置與數量、大小，接合部位之剪力強度不宜小於斜撐鋼構架之側向強度，即控制破壞發生於斜撐鋼構架。

(iv) 設計斜撐與鋼構架之接頭。

(b) 鋼板剪力牆構架之設計步驟

(i) 先設計鋼板剪力牆構架四周之錨錠。

(ii) 決定鋼板剪力牆之開孔大小與位置。

(iii) 決定鋼板剪力牆構架承擔之側向力。

(iv) 於假設鋼板剪力牆開孔附近為剪力降伏情況下，決定其鋼板厚度。

(v) 設計翼板斷面使於剪力牆開孔附近不產生撓曲降伏、局部挫屈及側向挫屈。

(vi) 設置加勁材來預防鋼板剪力牆之剪力挫屈。

(2) 斜撐有效強度

對於採用構架式鋼斜撐補強，斜撐構材於補強設計分析時之標稱壓力強度 P_n 與拉力強度 T_n 依下式計算

$$P_n = A_g F_{cr} \tag{4.8a}$$

當($\lambda_c \le 1.5$)

$$F_{cr} = \exp(-0.419\lambda_c^2) F_y \tag{4.8b}$$

或

$$F_{cr} = (0.211\lambda_c^3 - 0.57\lambda_c^2 - 0.06\lambda_c + 1.0) F_y \quad ；銲接箱形構材 \tag{4.8c}$$

當($\lambda_c > 1.5$)

$$F_{cr} = \left[\frac{0.877}{\lambda_c^2}\right] F_y \tag{4.8d}$$

或

$$F_{cr} = \left[\frac{0.764}{\lambda_c^2}\right] F_y \quad ；銲接箱形構材 \tag{4.8e}$$

$$\lambda_c = \frac{kL}{\pi r}\sqrt{\frac{F_y}{E}} \tag{4.8f}$$

及

$$T_n = A_g F_y \tag{4.9}$$

A_g = 構材之全斷面積(cm^2)

F_y = 標稱降伏應力(t/cm^2)

E = 彈性模數(t/cm^2)

L = 構材無側撐長度(cm^2)

r = 對挫屈平面之最小迴轉半徑(cm^2)

k = 有效長度係數，可取為 2.0。

Note: 斜撐構材之拉力強度 T_n 不大於連接偶板降伏強度或鋼框錨錠抗拉拔強度。

(3) 補強構架塑性轉角容量

採用構架式鋼斜撐(鋼板剪力牆)補強之結構，其塑性轉角容量根據破壞模式依表 4.2-2 取值。對於一般 RC 構架內設置構架式鋼斜撐，雖然對於配置設計良好之鋼斜撐或鋼板剪力牆其本身其韌性容量可遠高於既有之 RC 結構，但當支撐鋼構架之 RC 構架或週遭連接構材發生嚴重破壞時，鋼構架之韌性亦會因無穩定之支撐而受限無法完全發揮，所以於決定構架式鋼斜撐之韌性容量時，宜將鋼構架本身及其周遭 RC 構架、構材互制之情況一併加以考量。

表 4.2-2 補強鋼構架之塑性轉角容量

破壞形式	塑性轉角容量θ_u
梁柱之撓剪破壞 梁柱之剪力破壞	依附錄 B 計算其塑性轉角
摩擦剪力破壞 偶板破壞	θ_u=0.5% rad.
RC 構架整體之撓曲破壞(柱之承壓或承拉控制)	補強鋼構架之 R_a 值= 既有 RC 構架之 R_a 值
鋼斜撐之破壞	依圖 4.10 與表 4.2-3 取值模擬
極短柱之剪力破壞	補強鋼構架之 R_a 值=1.5
連結地梁破壞	土壤承載力控制:θ_u=1.5% rad. 地梁剪力或撓曲破壞:依附錄 B 計算塑性轉角

【資料來源：本研究製作】

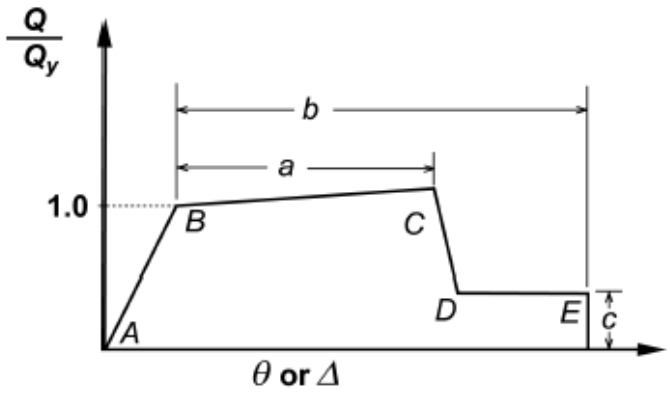


圖 4.10 鋼造構材之載重-變形曲線示意圖
【資料來源：本研究製作】

四、施作方式與結構細節

(1) 施作方式

鋼構架補強時需注意以下所述各項之建議:

(a) 採用斜撐鋼構架補強時，對於 K 型或 X 型之鋼斜撐，需注意其寬厚比，鋼斜撐亦需具有正向與反向載重下對稱之耐震容量。

(b) 採用鋼板剪力牆構架補強時，鋼板剪力牆開孔位置對剪力降伏強度之影響需要進行考量，另需適當配置橫向加勁材以防止嚴重之剪力挫屈，當牆開孔甚大時，則

需注意鋼板剪力牆構架整體之撓曲強度是否會高於剪力強度。

(c) 鋼構架與既存 RC 構架間之接合部位的強度需滿足需求，圖 4.11 及圖 4.12 為典型配置之示意圖。

表 4.2-3： 鋼斜撐非線性分析之模擬參數

桿件 / 荷載	模擬參數		
	塑性變形		殘餘強度比
	a	b	c
受 壓 斜 撐			
a. 雙角鋼面內外挫屈	$0.5\Delta_C$	$8\Delta_C$	0.2
b. W 或 I 型	$0.5\Delta_C$	$8\Delta_C$	0.2
c. 雙槽型鋼面內外挫屈	$0.5\Delta_C$	$8\Delta_C$	0.2
d. 鋼管混凝土	$0.5\Delta_C$	$7\Delta_C$	0.2
e. 矩形冷軋鋼管			
1. $\frac{d}{t} \le \frac{90}{\sqrt{F_y}}$	$0.5\Delta_C$	$7\Delta_C$	0.4
2. $\frac{d}{t} \ge \frac{190}{\sqrt{F_y}}$	$0.5\Delta_C$	$3\Delta_C$	0.2
3. $\frac{90}{\sqrt{F_y}} \le \frac{d}{t} \le \frac{190}{\sqrt{F_y}}$	線性內插求值		
f. 圓型中空鋼管			
1. $\frac{d}{t} \le \frac{1500}{F_y}$	$0.5\Delta_C$	$9\Delta_C$	0.4
2. $\frac{d}{t} \ge \frac{6000}{F_y}$	$0.5\Delta_C$	$3\Delta_C$	0.2
3. $\frac{1500}{F_y} \le \frac{d}{t} \le \frac{6000}{F_y}$	採線性內插求值		
g. 挫屈束制斜撐	$6\Delta_Y$	$10\Delta_Y$	0.5
h. 鋼板剪力牆(具適當加勁材)	$4\Delta_Y$	$6\Delta_Y$	0.4
受拉斜撐	$11\Delta_T$	$14\Delta_T$	0.8

註：Δ_C 為挫屈強度下之軸向變形

註：Δ_T 為降伏拉力下之軸向變形

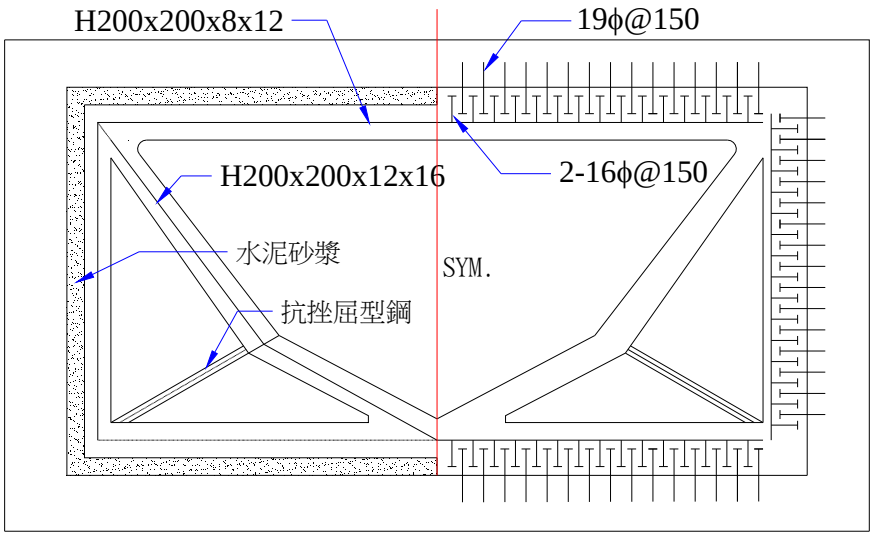


圖 4.11 鋼斜撐及鋼構與 RC 構架接合配置示意圖。

【資料來源：本研究製作】

(2)結構細節

(a) 斜撐鋼構架之各別鋼桿件的斷面選擇以不產生局部挫屈為原則。

(b) 鋼構架與既存 RC 構架間之接合部位不可有應力集中現象。

(c) 接合部位的錨錠需使用化學螺栓、膨脹螺栓或植筋，且不宜混用；錨錠螺栓之設置應均勻的配置於構架之梁及柱週圍，既存 RC 構架之混凝土表面需打毛至粗糙度大於 6mm。

(d) 接合部位之錨錠螺栓設置需使應力能均勻傳遞，接合部位應採用加壓之無收縮水泥砂漿填充，並以箍筋、螺旋筋為補強筋增加其圍束能力。

(e) 斜撐鋼構架之斜撐的斷面需大於 H150x150x7x10 (mm)。

(f) 鋼板剪力牆構架之鋼板厚度需大於 4.5 mm，橫向加勁材之間距需小於 100 cm。

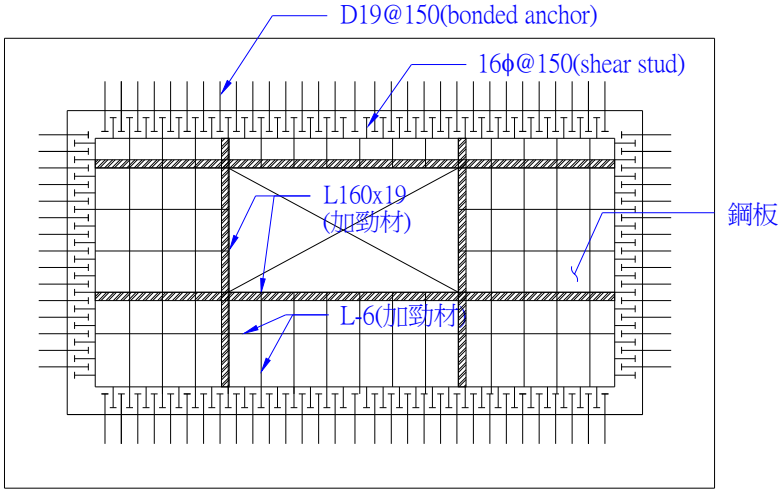


圖 4.12 鋼板牆及鋼構與 RC 構架接合配置示意圖。【資料來源：本研究製作】

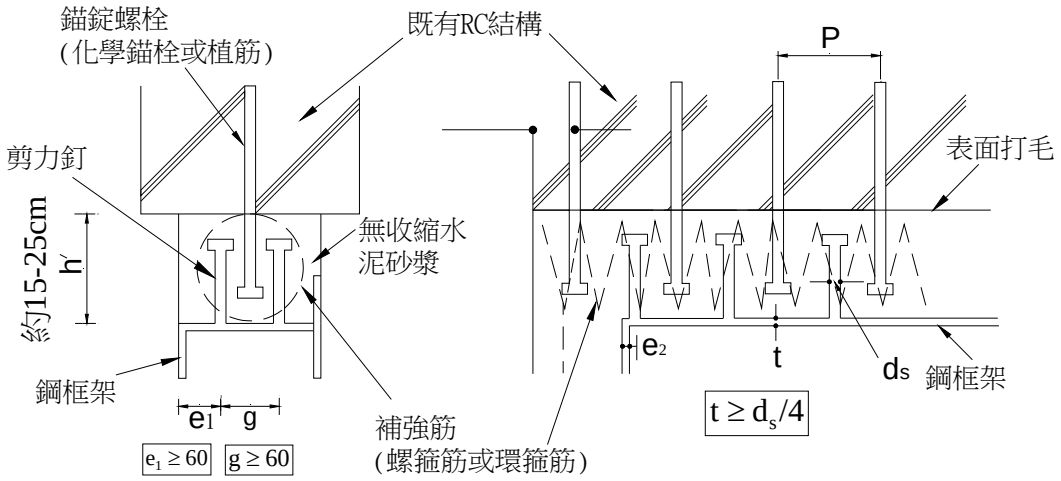


圖 4.13a 鋼構架與既存 RC 構架之間接結合方式圖【資料來源：本研究製作】

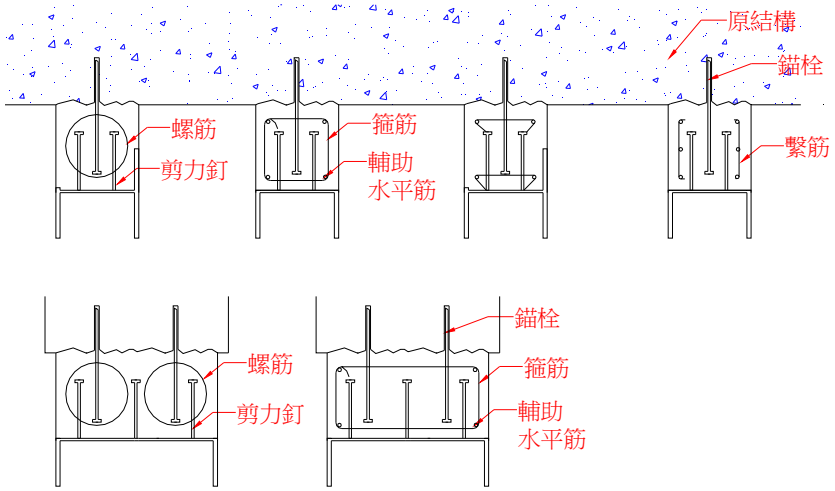


圖 4.13b 各種不同鋼構與 RC 結合型式圖【資料來源：本研究製作】

(g) 錨錠螺栓之設置符合以下要求(圖 4.13)

(i) 錨錠螺栓之直徑不小於 16mm，且錨錠螺栓之間距不大於 25 cm。

為了使錨栓應力分散，原則上於鋼筋混凝土梁、柱全範圍配置，且在設計時須檢核錨栓之拉力強度。但經由實驗可發現，在具有鋼框架且全範圍配置錨栓的情況下，錨栓主要受剪斷力作用。在具有鋼框架情況下，未有使用金屬型錨栓之實例，若使用接著型錨栓，對於錨栓尺寸、配置及長度，有以下規定：

（a）接著型錨栓使用尺寸同樣為 D16 以上。

（b）錨栓配置間距須 250 *mm* 以下。

(c) 錨栓於混凝土打毛後表面算起，在砂漿中之伸展長度 ℓ_n 應確保在 $6d_a$ 以上 (d_a：錨栓直徑)，且錨栓端部應搭配螺帽；對於錨栓之有效埋深 ℓ 則確保 $7d_a$ 以上。

(ii) 鋼框架與既有鋼筋混凝土構架打毛後之間距 h' 建議為 150~250 mm 之間，以保持良好施工性，並在其間灌入無收縮砂漿。而對於配置於鋼框架上之剪力釘間距限制可參考圖 4.13，圖中 e_1 表斷面配置中剪力釘中心與鋼框架外側之邊距，e_2 則為長向配置中，第一根剪力釘中心與鋼框架之邊距，g 為剪力釘斷面配置中之雙跟剪力釘中心距，並有以下限制：

$$e_1 \geq 60mm \ ； \ 60mm \geq e_2 \geq 30mm \ ； \ g \geq 60mm$$

此外，鋼框架與剪力釘相連之板厚 t 須滿足：

$$t \geq d_s/4$$

以確保剪力釘和鋼板有良好接合，而式中 ds 表剪力釘軸部之直徑。

(iii) 設計時應皆採用 16ϕ 或 19ϕ 之剪力釘。若須採用其他規格或尺寸之剪力釘，則須再透過實驗確認其性能及強度。對於剪力釘之配置及長度，有以下規定：

(a) 間距限制和錨栓相同，須 250 *mm* 以下，而在設計時，將剪力釘與錨栓配置相同間距為佳。

(b) 對於剪力釘之長度 ℓ_s，由鋼框架表面算起至剪力釘頭部下端，應確保 $6d_a$ 以上，同樣與錨栓規定相同。

(c) 剪力釘尺寸若採用 16ϕ，建議為雙排配置；若採用 19ϕ，則可雙排或單排配置。

(iv) 剪力釘與錨栓搭疊長度及間隔:　對於剪力釘與錨栓在砂漿中搭疊長度 L，

則有以下限制：

$$L = \ell_n + \ell_s - h',\ L \geq \max(\ell_n/2, \ell_s/2)$$

而一般將剪力釘與錨栓長度設計相同，即$\ell_s \approx \ell_n$，而補強接合部深度h'一般採用150~250 *mm*。

(v) 鋼框架與既有鋼筋混凝土構架之間隙，原則上灌入無收縮水泥砂漿，以防止既有與鋼筋混凝土梁有間隙產生，並確保補強接合部剪力強度。為了確保灌入之砂漿能使鋼架與既有構架緊密接合及施工更加容易，期望能確保以下性質：

(a) 砂漿之壓縮強度需要高(建議 300 kgf/cm^2 以上)。

(b) 既有混凝土表面及鋼框架表面接著力良好。

(c) 可具有膨脹性，且硬化後體積不可變化(無收縮)。

(d) 流動性良好、施工性良好。

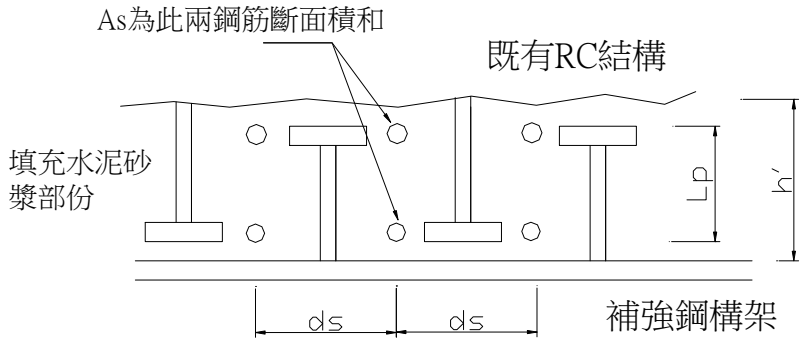


圖 4.14 接合灌漿部位示意圖

【資料來源：本研究製作】

(vi) 對於補強接合部之箍筋型式，有螺旋箍筋、閉合箍筋、階梯式箍筋等型式。其中螺旋箍筋及閉合箍筋具有較高之應力且對於砂漿之圍束效果較佳，並可幫助剪力釘及錨栓能有更佳之應力傳達效果，因此建議採用螺旋箍筋或閉合箍筋。

對於螺旋箍筋，採用直徑 6 *mm* 以上之鋼線，間距範圍為 40~60 *mm*，或者以剪力釘間距之 1/3~1/6 倍為佳。對於閉合箍筋，採用 D10 以上鋼筋作為箍筋，並在四角配置 D13 以上鋼筋，而間距原則上採用剪力釘間距之 1/2~1/3 倍為佳。考量施工性及實驗結果顯示，螺旋箍筋、方箍筋及階梯式箍筋於水泥砂漿中之箍筋比ρ_s不得小於 0.4%，其計算公式如下(如圖 4.14 所示)

$$\rho_s = \frac{A_s}{h' d_s} \tag{4.10}$$

其中

A_s = d_s 間距內補強鋼筋之斷面積和

h' = 接合灌漿部位之寬度

d_s = 補強鋼筋之間距

(vii) 錨錠螺栓與剪力釘提供之剪力強度依鋼結構設計規範計算如下:

$$q=0.5Q_n \tag{4.11}$$

$$Q_n=0.5A_{sc}\sqrt{f_c'E_c}\le A_{sc}F_u \tag{4.12}$$

其中 A_{sc}:螺栓(剪力釘)斷面積，cm^2； f_c':混凝土之抗壓強度，tf/cm^2； F_u:剪力釘之標稱抗拉強度，tf/cm^2； E_c:混凝土之彈性模數，tf/cm^2

五、施工步驟說明與施工照片

施工步驟

1. 遷移相關管線及附掛物。
2. 與鋼框架交界之梁及柱面粉刷層打除，並保有 6 *mm* 以上粗糙度。
3. 以鋼筋探測器避開鋼筋位置鑽孔。
4. 梁、柱鑽孔內以鋼刷刷淨，並以高壓空氣吹淨。
5. 灌注植筋劑，再植入全牙錨栓。
6. 鋼框架斜撐外周植銲剪力釘。
7. 組立鋼框架斜撐。
8. 組立鋼框架四周螺箍筋，並灌注無收縮水泥砂漿。

注意事項

1. 增設之斜撐系統建議自增設之樓層起，連續向下設置，以確保剪力能夠順利傳遞至基礎。
2. 斜撐勁度較大，會導致應力集中於此處，因此與斜撐相連接之梁，必須檢核軸力、彎矩及剪力。另外，亦必須檢核斜撐構架產生之上舉力及下壓力對基礎之影響。
3. 配置鋼框架斜撐系統，宜符合對稱均佈原則，且上下連貫。
4. 增設鋼框架斜撐後，集力構材與鄰接樓版間剪力傳遞能力檢核。
5. 施工過程須避免損害梁、柱構件內部既有鋼筋及管線。

施工照片參見照片 4.4［資料來源：參考書目 2］。

<table>
<tr><td>  </td><td>  </td></tr>
<tr><td>照片 4.4a：化學錨栓安裝</td><td>照片 4.4b：混凝土表面打毛</td></tr>
<tr><td>  </td><td>  </td></tr>
<tr><td>照片 4.4c：鋼框架斜撐吊裝</td><td>照片 4.4d：螺旋箍筋組裝</td></tr>
<tr><td>  </td><td>  </td></tr>
<tr><td>照片 4.4e：角隅補強鋼筋</td><td>照片 4.4f：模板組立</td></tr>
<tr><td>  </td><td>  </td></tr>
<tr><td>照片 4.4g：無收縮水泥砂漿澆置</td><td>照片 4.4h：補強完成</td></tr>
</table>

【施工照片概要說明】

1. 化學錨栓

間接接合鋼框架斜撐補強工法採用化學錨栓進行新舊混凝土界面連結，而化學錨栓品質的好壞將會深深影響界面力量傳達有效與否及補強效果之優劣。

補強構材在澆置 28 天發展出混凝土設計強度後，方可施作鑽孔。為避免鑽到原有鋼筋，鑽孔前應使用鋼筋探測器或可行之方法確認原結構之鋼筋位置，再依照設計圖以墨斗標示欲鑽孔之位置進行鑽孔，在鑽孔過程中，若未達埋植深度遇到既有鋼筋時，不可強行鑽孔使鋼筋斷裂，且此鑽孔應予以廢棄，並以化學藥劑填滿廢孔，再調整鑽孔位置重新鑽孔；鑽孔完畢後依據所使用化學藥劑搭配之標準程序進行化學錨栓安裝，首先，使用空氣槍對孔洞吹淨規定次數後，再以刷具刷淨規定次數，最後再吹淨規定次數，徹底將孔內灰屑清除乾淨，接著將化學藥劑注入孔內，依注射頭之刻度邊注入邊退出鑽孔，約注入至六分滿，再將錨栓緩慢旋入孔內至底部，不可以直接插入，容易導致錨栓與孔壁間殘留空隙，接著將溢出來的化學藥劑擦拭掉，保持平面。(照片 4.4a)

2. 表面打毛

化學錨栓施作完成後，接著在邊界構材與鋼框架接合交界面、欲澆置水泥砂漿之範圍內，將混凝土表面打毛處理成凹凸總深約 6㎜之粗糙面，此為了增加混凝土表面粗糙度，使之與新澆置之水泥砂漿接合的更好。但在正確的工序上而言，打毛順序應該在鑽孔之前，以避免化學錨栓深度及效果受到擾動。(照片 4.4b)

3. 鋼框架斜撐吊裝

吊裝鋼框架斜撐前，先用墨斗將補強接合部灌漿範圍放樣於混凝土構架交界面，再利用堆高機將鋼框架斜撐移入混凝土構架中，保持在所規畫之位置，使鋼框架與鋼筋混凝土構架間隙平均分配，並以角材與螺桿假固定於施力梁上。(照片 4.4c)

4. 螺旋箍筋及角落補強鋼筋組裝

補強接合部箍筋型式係為螺箍筋且設計，使用#3 鋼筋、螺旋內徑 10 公分、螺旋心到心間距 5 公分。而螺旋箍筋及角落補強鋼筋支組裝順序調整為先擺放 2 支末端 90°彎鉤錨定之#3 鋼筋於剪力釘內側，並假固定於鋼框架上，再裝入角落端之螺旋箍筋，再將兩支無錨定之#3 鋼筋塞入螺旋箍筋內側、剪力釘外側兩側，最後再將

螺帽銲接於無錨定鋼筋之末端，待角落之補強鋼筋及螺旋箍筋接組裝完畢後，再組裝剩餘之螺旋箍筋。(照片 4.4d 及圖 4.4e)

模板組立及界面水泥砂漿澆置

澆置之順序為先由下部開口以幫浦車壓力打入水泥砂漿，確認其澆置高度已達二分之一柱高以上後，再由上部開口澆置使補強接合部充分填滿砂漿，完成灌漿之動作，而模板外部利用模板振動器或橡膠槌敲打，避免水泥砂漿分布不均勻產生蜂窩現象，並可在清水模板上開小孔，作為觀察水泥砂漿灌入之情況。同時，製作標準水泥砂漿立方試體(5x5x5 *cm*)，以供強度驗收之用。(照片 4.4f-4.4h)

第三節 挫屈束制支撐

挫屈束制支撐(buckling-restrained brace,BRB)的概念最早源自於日本，1973 年由Wakabayashi 等學者提出並進行了一系列的試驗與研究分析；該創新的概念利用預鑄的鋼筋混凝土板圍束斷面為平板狀的鋼斜撐，同時在預鑄的RC 板與平板狀的鋼斜撐間鋪設脫層材料，使得鋼斜撐受拉可達降伏，受壓時藉由RC 板的圍束避免鋼斜撐發生挫屈且亦可達降伏。這項開創性的研發解決了傳統鋼斜撐受壓時會發生挫屈的缺點，從此改變結構工程耐震系統的發展。1980 年代開始，先後由日本、印度、美國與台灣的學者延續這項開創性的概念，提出各種組成型式的BRB 並進行大量的試驗研究與受力行為分析；研究結果證實， BRB 除了在受拉或受壓的狀態下均可達降伏外，其受力變形反應的遲滯行為相當飽滿，沒有勁度束縮或強度折減的現象，具高勁度、高韌性與高消能容量的特性。此外，試驗結果亦顯示，BRB 即使經歷數次地震仍可不發生破壞，且在疲勞斷裂前的遲滯消能行為相當穩定，適合做為結構減震的消能元件。將BRB 設計為主要的抗側力系統或利用BRB 為主要的消能元件已經相當普遍，不論是建築、橋梁、新建或補強結構均常見應用BRB 的工程案例；至2015止，BRB應用在全國各地已超過200棟新建或補強建築中(吳安傑等，2015)。

一、補強設計規劃

一般 BRB 斜撐構架依其附掛方式又可分成兩種型式，一種為外附式之 BRB 鋼框斜撐構架，此種型式之鋼框架係直接附掛於既有結構物外圍梁、柱結構之外側上，所以對於既有結構之空間與動線響影不大，且施工快速亦不影響內部空間之運作，

非常適用於醫院、學校或百貨公司等建築物；另一種型式為內嵌式 BRB 斜撐構架，此構架是直接內嵌於既有梁、柱構架之內側，相對於外附式鋼框構架，其與原結構之結合界面比較容易處理，但由於鋼框構架內嵌於原結構梁、柱構架中，會對原結構物的空間與動線造成影響，因此在配置上會有較多的限制。

在考量施工性之情況下，於既存 RC 結構之構架增設鋼構架補強為使施工較簡速之方式；若補強 RC 構架發生整體之撓曲破壞時，補強效果可能無法達到預期，所以於配置鋼構架時需考慮此因素來達到最佳之補強效果；另由於補強鋼構架與既存 RC 結構間之接合會嚴重影響補強效果，所以此些部位需設計成使內力可均勻之傳遞。同其他補強方式，補強 BRB 斜撐構架對平面偏心、立面強度勁度分佈、梁柱軸力穩定性及基礎承載力之影響亦需考量於設計規劃中。

設計原則

(a) 結構以 BRB 斜撐補強時其側向強度之計算，應考慮原 RC 構架極限強度(或外加構架強度)、補強 BRB 極限強度及接合部位強度三項目後取較小值為整體之強度。

(b) RC 構架之柱的極限強度計算以原 RC 斷面為主，除特別考量外，補強材及鋼構材強度不計入 RC 柱之強度。

(c) 補強 BRB 之極限強度計算，一般可假設受拉與受壓構材之強度同時達其極限強度情況下來計算。

(d) 採用鋼框式 BRB 斜撐補強時，需採用適當之加勁材來避免鋼框與 BRB 接合部位之降伏及局部挫屈情況。

(e) 連接補強構架之連接梁、正交梁及基礎之重量，由於構架旋轉效應，其於計算強度時應考慮此效應。

(f) 接合版及接合部位錨碇或連接材之極限強度應妥加計算。

鋼框式 BRB 斜撐補強設計步驟

(1) 由原結構側推分析初步決定 BRB 斜撐鋼構架所需承擔之側向力。

(2) 決定鋼構架與 BRB 斜撐之尺寸與斷面積。

(3) 決定錨錠螺栓位置與數量、大小，接合部位之剪力強度不宜小於斜撐構架之側向強度，即控制降伏發生於 BRB 斜撐。

(4) 設計 BRB 斜撐與鋼構架之接合板尺寸。

(5) 由側推分析再檢討耐震性能及基礎承載力、連接構材強度與柱之軸向強度是否合於要求。

二、設計程序

為協助工程師進行 BRB 的構件與接合設計，降低人為經驗判斷需求、減少錯誤發生機會，以確保 BRB 可被正確應用並發揮抗震功能，國震中心除了提供 WES-BRB 構件、接合設計與製造技術論文外，同時完成開發名為 Brace on Demand（BOD）的雲端設計軟體（林保均等，2014）。使用者可透過專屬 BOD 瀏覽器，遠端連線國震中心所架設的伺服器，執行雲端設計運算並快速取得設計結果。BOD 系統根據使用者所輸入的構架高寬幾何條件、梁柱尺寸、BRB 構件降伏強度與等效勁度等設計需求，進行 BRB 構件及接合板之完全自動化調整、設計與檢核等運算工作，並可動態產生該專案之結構計算書與對應之試算表。

BRB 與既有 RC 結構(或新增外部構架)之連接方式同樣可分為直接式與間接式兩種，直接式為指藉由錨錠螺栓、銲接等方式直接將鋼構材連接於既有 RC 結構上，間接式可參考鋼斜撐構材補強章節之相關說明與施作方式。以下說明接合板設計及直接式補強之錨錠設計考量。

接合板設計

內嵌式BRB斜撐構架須藉由接合板與原RC構架直接連接或透過外加鋼框傳力連接，並透過接合板傳遞BRB 所發展出的最大強度，亦視其為力量控制元件。梁柱角隅接合板設計一般採用均力法（uniform force method）或泛均力法（generalized uniform force method），計算BRB 軸力作用於接合板與梁柱接合界面上之分力H_{ub}、V_{ub}、H_{uc} 及V_{uc}（圖4.15）。過去研究指出(Thornton, 1991; Muir, 2008)，梁柱角隅接合板除須承受BRB 軸力外，亦應考慮構架側位移造成梁柱角隅開合效應（frame action effect）對角隅接合板產生之額外力量，利用構架於極限狀態時所產生之梁剪力V_b可得角隅接合板於梁柱開合效應下之設計力量需求H_{FA} 及V_{FA}（圖4.15）。當BRB 受壓時梁柱接合處張開，則角隅接合板與梁柱接合界面因BRB 軸力與梁柱角隅開合效應所引致之正向力與剪力分量為$H_{b,c}$、Vb,c、$H_{c,c}$ 及$V_{c,c}$。相較於僅考慮BRB 軸力作用的設計情況，應用兩者合效應進行角隅接合板設計時，會降低接合板與梁柱接合界面之正向力，但會增加接合界面之剪力。設計梁柱角隅接合板時，除應以合

效應所造成之正向力及剪力進行與梁柱界面之銲道強度與錨錠材強度設計外，亦應分別檢核接合板母材不發生拉力斷裂破壞、剪力斷裂破壞及vonMises 降伏情況。此外，雙斜BRB 配置構架中間接合板與梁接合界面之正向力$V_{b,m}$ 及剪力$H_{b,m}$（圖4.16），僅受BRB 軸力影響而無梁柱開合效應；但由於BRB 作用力中心與梁接合界面存在一偏心矩，因此在進行其界面銲道設計及接合板母材破壞檢核時，均應額外考量該偏心矩所造成之彎矩作用$M_{b,m}$。另一方面，為避免接合板受拉降伏破壞，Whitmore 建議採有效寬度B_e與接合板厚度t_g為等效斷面積進行破壞檢核，以確保接合板可承受BRB 最大可能發展之軸向拉力$P_{T,max}$。當BRB受壓時，則應採有效寬度B_e與厚度t_g之等效承壓斷面積，並以L1、L2 及L3 三組臨界長度之平均值作為有效長度進行接合板挫屈破壞檢核，確保其挫屈強度大於BRB 最大可能發展之軸向壓力$P_{C,max}$。完整的設計與檢核細節可參考國震中心所發表之BRB 構件及其接合設計流程與檢核方法(林保均等，2014)。

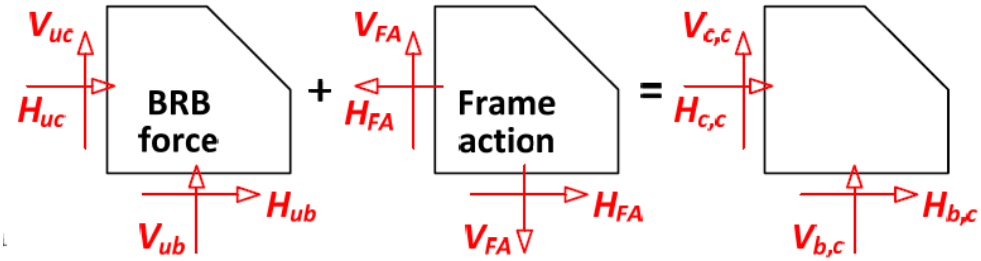


圖4.15: 梁柱角隅接合板受斜撐軸力與梁柱開合效應受力示意圖
［資料來源: 參考書目13］

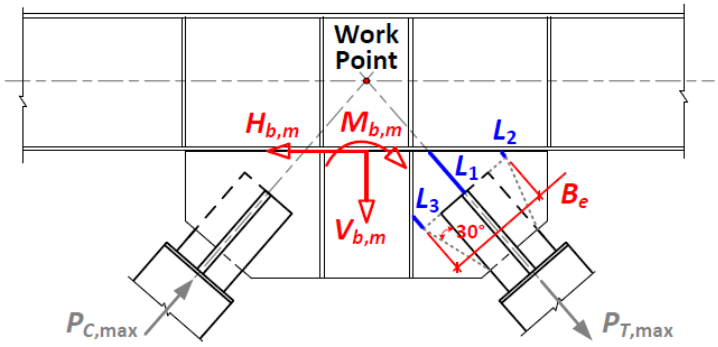


圖4.16: 中間接合板受力示意圖［資料來源: 參考書目13］

三、施工步驟與結構細節

鋼框間接式施工步驟

1. 遷移相關管線及附掛物。
2. 與鋼框架交界之梁及柱面粉刷層打除，並保有 6 ㎜ 以上粗糙度。
3. 以鋼筋探測器避開鋼筋位置鑽孔。
4. 梁、柱鑽孔內以鋼刷刷淨，並以高壓空氣吹淨。
5. 灌注植筋劑，再植入全牙錨栓。
6. 鋼框架斜撐外周植銲剪力釘。
7. 組立鋼框架與 BRB 斜撐。
8. 組立鋼框架四周螺箍筋，並灌注無收縮水泥砂漿。

注意事項

1. 增設之 BRB 斜撐系統建議自增設之樓層起，連續向下設置，以確保剪力能夠順利傳遞至基礎。
2. BRB 斜撐勁度較大，會導致應力集中於此處，因此與斜撐相連接之梁，必須檢核軸力、彎矩及剪力。另外，亦必須檢核斜撐構架產生之上舉力及下壓力對基礎之影響。
3. 配置 BRB 鋼框架斜撐系統，宜符合對稱均佈原則，且上下連貫。
4. 增設鋼框架斜撐後，集力構材與鄰接樓版間剪力傳遞能力檢核。
5. 施工過程須避免損害梁、柱構件內部既有鋼筋及管線。

第四節 消能補強

一、一般原則

消能補強為進行地震輸入能量之分配，以消釋地震輸入結構物能量的方式，避免結構構材受損。透過適當的構材配置，使地震能量獲得合理的分配，以避免結構主體受損，是此結構耐震補強的目標。消能補強設計時應先確認以下之設計規劃原則:

(1) 確認既有上部結構與基礎於耐震性能點下之性能水準(損壞狀態),並確保所選之性能水準可合乎要求。

(2) 耐震性能水準之驗證應根據消能補強元件之合理數值模型，採用非線性動力分析來確認其補強效果。

(3) 傳遞消能元件作用力之構材與接頭需保持在線彈性範圍，且既有結構之耐震性能水準需維持在所設定之範圍內。

(4) 施工之可行性確認，及對周遭環境影響之評估。

(5) 訂定建築物補強後其消能元件之檢查與維護管理計畫。設計時須考慮消能元件可進行定期檢查及必要之置換等維護工作。

(6) 若消能補強建築採用位移型消能元件，須在規範所規定之中小度地震作用下，主結構體及消能元件皆不得產生降伏。

(7) 消能補強建築須按其消能元件之有效阻尼比，計算出規範之中小度地震之設計地震力，並檢核其在中小度地震作用下，各樓層層間相對側向位移角不得超過0.005，計算位移時應計及平移與扭轉位移。

(8) 消能元件及其附件須經可信之研究並證實於使用年限內不得有疲勞損壞，元件若會因低週數疲勞而產生破壞，則其於設計風力下元件必須保持在彈性範圍之內。

(9) 消能系統須具有適當之防火保護，使其防火時效與建築物之柱、梁、牆、樓版或其它構材之防火時效一致。

消能補強元件之配置應滿足以下之規定:

(1) 補強建築物之某一樓層若提供超過 4 組以上之消能元件於其主軸方向，且至少有 2 組配置在樓層剛心之兩側時，則所有消能元件須能承受耐震評估性能點下所對應之力的 1.3 倍。

(2) 在建築物之某一樓層之主軸方向若只提供少於 4 組之消能元件或在樓層剛心之兩側配置少於 2 組時,則所有消能元件須能承受耐震評估性能點下所對應之力的 1.5 倍。

(3) 在上述(1)與(2)點之力量下，位於消能元件間傳遞作用力之構材與接頭須適當設計使其保持在彈性範圍內。

對依照線性靜力與非線性靜力分析規定設計之消能元件補強結構，可選擇以非線性動力分析進行檢核其耐震性能。消能補強設計之非線性動力分析規定建議如下:

(1) 補強建築物之動力分析若以非線性歷時分析法進行時，非線性歷時分析時須以消能元件之遲滯模式為之。所輸入之地震記錄，至少取三個與設計反應譜相符之水平地震記錄，其應能確切反映工址設計地震(或最大考量地震)之地震規模、斷層距離與震源效應。針對任一個水平地震紀錄，其5%阻尼反應譜於$0.2T_{eD}$(T_{eM})至$1.5T_{eD}$(T_{eM})週期範圍內任一點之譜加速度值不得低於設計(最大考量)譜加速度值之90%及於此週期範圍內之平均值不得低於設計(最大考量)譜加速度值之平均值，其中T_{eD} (T_{eM})為消能建物於設計地震(最大考量地震)下之有效振動週期。

(2) 若使用七組、或更多組的地震加速度歷時，所得反應的平均值可作為設計之用。

(3) 若消能元件之性質相依於運作頻率、操作溫度(含因運作所造成之溫度上升)、變形(或應變)、速度、支承載重及雙向載重等因素，則於非線性動力歷時分析時須計及此些因素之影響。由於影響因素眾多，所以須進行多次不同之分析以確定消能元件之可能反應值，建築物及消能元件須以多次不同分析之最大反應來加以設計。

(4) 構架本身若有產生阻尼力，分析及設計構架時須包含此一阻尼力；桿件之作用力歷時須以桿端位移及速度來推估。

(5) 含消能元件之建築物之許可反應，消能元件之穩定反應具有關鍵性，因此，消能元件用於設計地震及最大考量地震分析時，其力及位移性質須經由實體試驗資料來決定。

(6) 輸入之地震紀錄，以工址附近之紀錄為佳。地震紀錄在長周期（T_{eD}）範圍之反應譜，應考量土壤之長周期反應特性。

二、液態黏性阻尼器之消能補強

液態黏性阻尼器的週期反應與運動速度相關；也可能與運動的頻率與振幅相關；通常與運轉溫度(包括受激引致之溫度上升)有關。液態黏性阻尼器可能在高頻反覆載重時呈現些許勁度。當線性液態黏性阻尼器在 $0.5f_1$ 至 $2.0f_1$ 的頻率範圍內呈現勁度時(f_1 為補強結構之主要頻率)，則必須模擬為液態黏彈性元件。

當液態黏滯元件在 $0.5f_1$ 至 $2.0f_1$ 的頻率範圍內呈現無勁度時，其受力可表示為：

$$F = C_0 \left|\dot{D}\right|^{\alpha} \operatorname{sgn}\left(\dot{D}\right) \tag{4-13}$$

其中，C_0 為該元件之阻尼係數，α 為該元件的速度指數，$\dot{D}$ 為該元件兩端點的相對速度，而 sgn 為符號函數，在此用以定義相對速度的正負號。

補強建築物與阻尼器連接構材的設計力需考量下述三個不同變位情況來計算，並採用最大值進行設計。

(1) 最大變位情況: 由建築物性能點下各樓層最大變位下所對應之連接構材內力。

(2) 最大速度與零變位情況: 任一阻尼器之黏滯力分量必須由(4-13)式計算，其中相對速度 $\dot{D}$ 之值為 $2\pi f_1 D$，而 D 為該元件在最大變位情況下之端點相對變位。在數學模型中，必須於該元件之銜接點考慮此黏滯力，且其作用方向與結構在最大變位情況的變形形狀一致。

(3) 最大加速度情況: 將最大變位情況時之作用力乘上參數 CF_1，以及最大速度情況時之作用力乘上參數 CF_2，兩者之總和定義為建築結構在最大加速度情況的設計作用力。其中

$$CF_1 = \cos\left[\tan^{-1}\left(2\beta_{eff}\right)\right] \tag{4-14a}$$

$$CF_2 = \sin\left[\tan^{-1}\left(2\beta_{eff}\right)\right] \tag{4-14b}$$

其中 β_{eff} 為有效阻尼比。

液態黏性阻尼器補強設計之非線性靜力分析程序建議如下:

步驟 (1): 初步選定阻尼比、連接結構初步尺寸、各層樓阻尼器組數、指數 α。依據原結構耐震評估結果，計算使原結構能達耐震需求之折減需求震譜，並以此折減需求震譜計算所需之額外阻尼比，在此以結構整體阻尼比(β_{eff})需求為 15%為例。

步驟 (2): 進行側推分析，施加載重(100%靜載重+50%活載重)做為側推前之起始載重，以規範靜力分析之豎向分佈力形式或以結構第一振態為分佈力進行位移控制側推分析後繪成 ADRS 之格式。

步驟 (3): 以容量震譜法求得性能點，並將性能點下對應之各層層間變位求出

步驟 (4): 初步試誤法決定各層樓之阻尼器配置數量、位置及其使用之阻尼常數 C 值

步驟 (5): 在原結構性能點下，計算有效黏滯阻尼比如下

阻尼器出力 $F_V = CV^{\alpha}$ （$\alpha = 0.35$） (4-15a)

阻尼器之遲滯能 $\sum W_{Vj} = \left(\frac{2\pi}{T_S}\right)^{\alpha} \sum \lambda C_j \left|\Delta_{rj} \cos\theta_j\right|^{1+\alpha}$ (4-15b)

有效阻尼比 $\xi_{eff} = \eta \frac{\sum W_{Vj}}{4\pi W_K}$ (4-15c)

其中: C_j: 各層樓阻尼器之阻尼常數，Δ_{rj}:第 j 樓層相對變位，θ_j:阻尼器軸向與水平夾角，T_S:結構於性能點之等效週期，W_K:結構於性能點之應變能，$\lambda = 2^{2+\alpha}\frac{\Gamma^2(1+\alpha/2)}{\Gamma(2+\alpha)}$，$\eta$為阻尼比之折減係數，為計及阻尼器與與結構連接構材勁度對有效阻尼之折減效應，可依下式計算:

$$\eta = 1 - \left(\frac{K_a'}{K_b}\right)^{1-\alpha} \tag{4-16a}$$

$$K_a' = \frac{K_d''(K_d''/K_b)^{1+\alpha}}{1+(K_d''/K_b)^{1+\alpha}} \tag{4-16b}$$

$$K_d'' = C_j\omega^{\alpha}/(\Delta_{rj}^{1-\alpha}) \tag{4-16c}$$

其中K_b為斜撐系統之整體勁度，ω為結構之等效角頻率。

步驟 (6): 使用計算所得之有效阻尼比折減需求設計反應譜，及重新利用折減後震譜求性能點，決定於此新性能點下補強結構之耐震能力，若高於需求耐震目標且於容許範圍內則結束，反之則回到步驟 4 再計算。

步驟 (7): 檢討各阻尼器在性能點下之之容量，並依規範檢討因消能元件贅餘程度不同而所需承受最大位移及最大速度下之容量，並參考業界產品之合理出力值與容許衝程來決定使用之阻尼器規格。

步驟(10): 檢討消能元件與原構架間傳遞作用力之構材與接頭是否保持在線彈性範圍之內。

四、黏彈性阻尼器之消能補強

黏彈性阻尼器(Viscoelastic Damper)在結構控制上為一消能被動控制系統，可用於大幅提高結構之阻尼比，以降低在地震及強風下結構之動力反應，並可有效的降低結構之動力反應。當結構物受到振動時，阻尼器會藉由黏彈性材料產生剪力變形來吸收及消散振動能量，黏彈性材料會因此而昇高溫度，並經由空氣及阻尼器之鋼鈑來散熱。如此可明顯的降低結構物的韌性需求，減少結構物的側移量，且可使各樓層的側移比變得較均勻。黏彈性阻尼器是一種被動之設備，故使用時不須要外加其它能源，適合於補強之建築。

固態黏彈性元件的週期反應通常與運動的頻率、振幅以及運轉溫度(包括受激引致之溫度上升)有關。固態黏彈性元件可利用並聯之彈簧與阻尼(Kelvin 模型)加以模

擬。彈簧常數與阻尼係數之選取則應充分掌握該元件與頻率和溫度之相依性，使其與消能建築之基頻與運轉溫度範圍一致。若黏彈性元件之週期反應無法藉由單一彈簧常數與阻尼係數之估算充分掌握時，消能補強建築的反應則必須考慮多組可能的彈簧常數與阻尼係數的極限值，並藉由建築構架的多重分析予以估算。

黏彈性元件的受力可表示為：

$$F = k_{eff} D + C\dot{D} \tag{4-17}$$

其中，C 為黏彈性元件的阻尼係數，D 為該元件兩端點的相對位移，$\dot{D}$ 為兩端點的相對速度，而 k_{eff} 為該元件之有效勁度，可由下式計算：

$$k_{eff} = \frac{\left|F^{+}\right| + \left|F^{-}\right|}{\left|D^{+}\right| + \left|D^{-}\right|} = K' \tag{4-18a}$$

K' 則是所謂的儲藏勁度。

該元件的阻尼係數則須以下式計算：

$$C = \frac{W_D}{\pi \omega_1 D_{ave}^2} = \frac{K''}{\omega_1} \tag{4-18b}$$

其中，K'' 為耗散勁度，角頻率 ω_1 等於 $2\pi f_1$，D_{ave} 為位移 D^{+} 與 D^{-} 之絕對值的平均，而 W_D 為該元件一圈完整之力-位移遲滯曲線所包圍的面積。

液態黏彈性元件的週期反應通常與運動的頻率、振幅，以及運轉溫度(包括受激引致之溫度上升)有關。液態黏彈性元件可利用串聯之彈簧與阻尼(Maxwell 模型)加以模擬。彈簧常數與阻尼係數之選取則應充分掌握該元件與頻率和溫度之相依性，使其與消能建築之基頻與運轉溫度範圍一致。 液態黏彈性元件的受力可表示為：

$$\begin{cases} F = k_{eff} D_k = C\dot{D}_c^{cexp} \\ D = D_k + D_c \end{cases} \tag{4-19}$$

其中 k_{eff} 為該元件的有效勁度，C 為液態黏彈性元件的阻尼係數，Dk 為彈簧的相對位移，D_c 為阻尼的相對位移，$\dot{D}_c$ 為阻尼所承受的相對速度，cexp 為阻尼指數項，一般 cexp 在 0.2 到 2.0 之間，D 為該元件兩端點的相對位移。若液態黏彈性元件之週期反應無法藉由單一彈簧常數與阻尼係數之估算充分掌握時，消能建築的反應則必須考慮多組可能的彈簧常數與阻尼係數並藉由建築構架的多重分析予以估算。

黏彈性阻尼器補強設計之非線性靜力分析程序建議如下:

步驟(1): 選定阻尼比、結構初步尺寸、各層樓阻尼器組數、阻尼器性質、各層樓阻

尼器組數、裝設位置、設計溫度與剪力應變。

步驟(2): 進行 Pushover analysis

步驟(3): 假設在最大需求地震作用下，等效黏滯阻尼比之值

步驟(4): 以容量震譜法求得性能點

步驟(5): 將性能點對應之各層層間變位求出，及計算有效阻尼比

步驟(6): 檢核阻尼器最大變形須小於容許變形規格

步驟(7): 檢核黏彈性阻尼器之最大軸力

步驟(8) 檢討各阻尼器於考量地震下之容量及檢討消能元件間傳遞作用力之構材與接頭在線彈性範圍之內

四、其他遲滯消能系統

所有其他消能元件，應當利用公認的力學原理或直觀現象模型加以模擬與分析設計。此模型必須能夠充分地描述該元件在所有的作用源(如重力、地震力、熱源等)作用下的受力、速度及位移反應。

第五節 其他補強技術

一、一般原則

本節為利用增加扶壁、增加牆体、改善勁度分配或其他方式達到補強之目的(日本建築防災協會，2001)。

二、增加扶壁

(1) 通則

本法為利用於建築之外部構架增設扶壁的方式來增加建築之側向強度，藉以達到補強之目標。

(2) 性能目標

新增扶壁的主要目標為藉由增加建築之側向強度來增強建築之耐震性能。然而若扶壁具有韌性行為，則建築之強度及韌性皆能同時獲得提昇。

(3) 規劃

本補強方法適用於該建築內部因功能運作之考量而難於內部進行補強之情況，或

該建築有可能發生傾倒之嚴重損壞，且周圍有足夠之空間可增設扶壁。通常扶壁須設於兩側，且與建築物所有樓層之既有結構體連結。

(4) 施工方式與結構細部說明

(a) 施工方式

(i) 扶壁須於建築耐震能力不足方向之兩側對稱設置。

(ii) 扶壁之兩端須有柱體，每樓層處須有主梁。

(iii) 當有兩面之上之扶壁設置於建築物同一側時，扶壁之間須設置如梁或版之側向連接構件。

(iv) 既有建築之角柱亦須為扶壁之柱。角柱與扶壁之連結或既有梁與扶壁梁之連結，須特別注意強度及細部，以使其能傳遞力量。

(b) 結構細部

(i) 增設扶壁時，須預壓或設置基礎以避免不均勻沈陷。

(ii) 扶壁下應設置地梁，該地梁須與既有基礎或地梁連接牢固。

(iii) 扶壁之梁與既有梁之連結細部須能抵抗設計之張力。

(iv) 扶壁與既有柱之連結細部須能抵抗設計之剪力。

(v) 扶壁牆体之厚度不得小於 15 cm，且牆体之鋼筋比不得小於 0.2%。

三、增加空間構架

(1) 通則

本法利用於建築之外部構架增設空間構架之方式來增加建築之側向強度，藉以達到補強之目標。

(2) 性能目標

新增空間構架的主要目標為藉由增加建築之側向強度來增強建築之耐震性能。若既有構架之韌性因此而獲得提昇，則此法亦可提昇建築之韌性。

(3) 規劃

本補強方法適用於該建築內部因功能運作上之考量而難於內部進行補強，或該建築僅有少量之結構桿件，如單跨構架。此法須於建築周圍有足夠之空間可增設空間

構架。空間構架須於平面上或立面上平衡設置，且與既有建築兩側之結構構架連結。除了空間構架各部分之結構細部外，新舊構架之間連結之結構細部以及增設空間構架所增加之重量皆須謹慎規劃。

(4) 施工方式與結構細部說明

(a) 注意事項

(i) 基礎施工方式須能降低增設空間構架造成之沈陷，以及因沈陷造成結構強度之降低。

(ii) 補強對既有構架之影響。

(iii) 新設空間構架每一部分之勁度、強度與韌性。

(iv) 連結部分之強度與細部，包括新增空間構架與既有構架之間的版連接。

(v) 新舊版間之面內剪力傳遞。

(b) 結構細部

(i) 新設空間構架之柱心與樓層高度須位於既有構架之同一線內。

(ii) 新設構架與既有構架之梁連結時，新設梁之角偶鋼筋須利用銲接或等效方式，妥善連接於既有梁。且於設計時須考慮能夠有效傳遞剪力，包括面外之剪力與偏心矩造成之平面彎矩，如圖 4.17。

圖 4.18 為各種不同新設構架與既有構架之梁連結施工方式供參考，圖中其預力螺桿、植筋數量及化學錨栓數量與施工標準則依相關規定設計與施作。

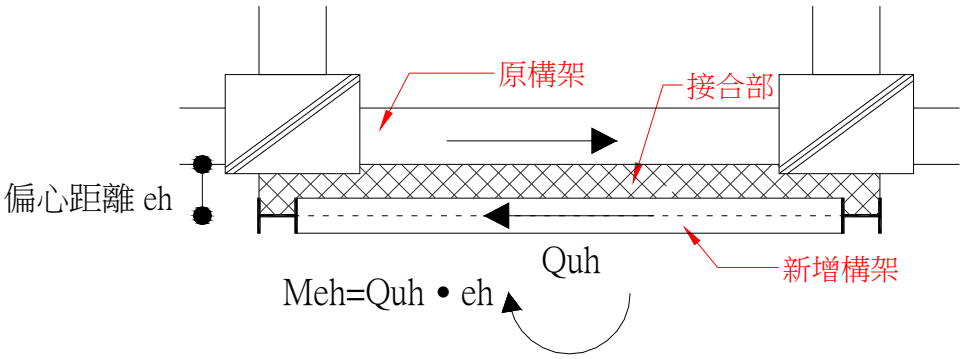


圖 4.17 新外部構架與既有結構力傳遞

【資料來源：本研究製作】

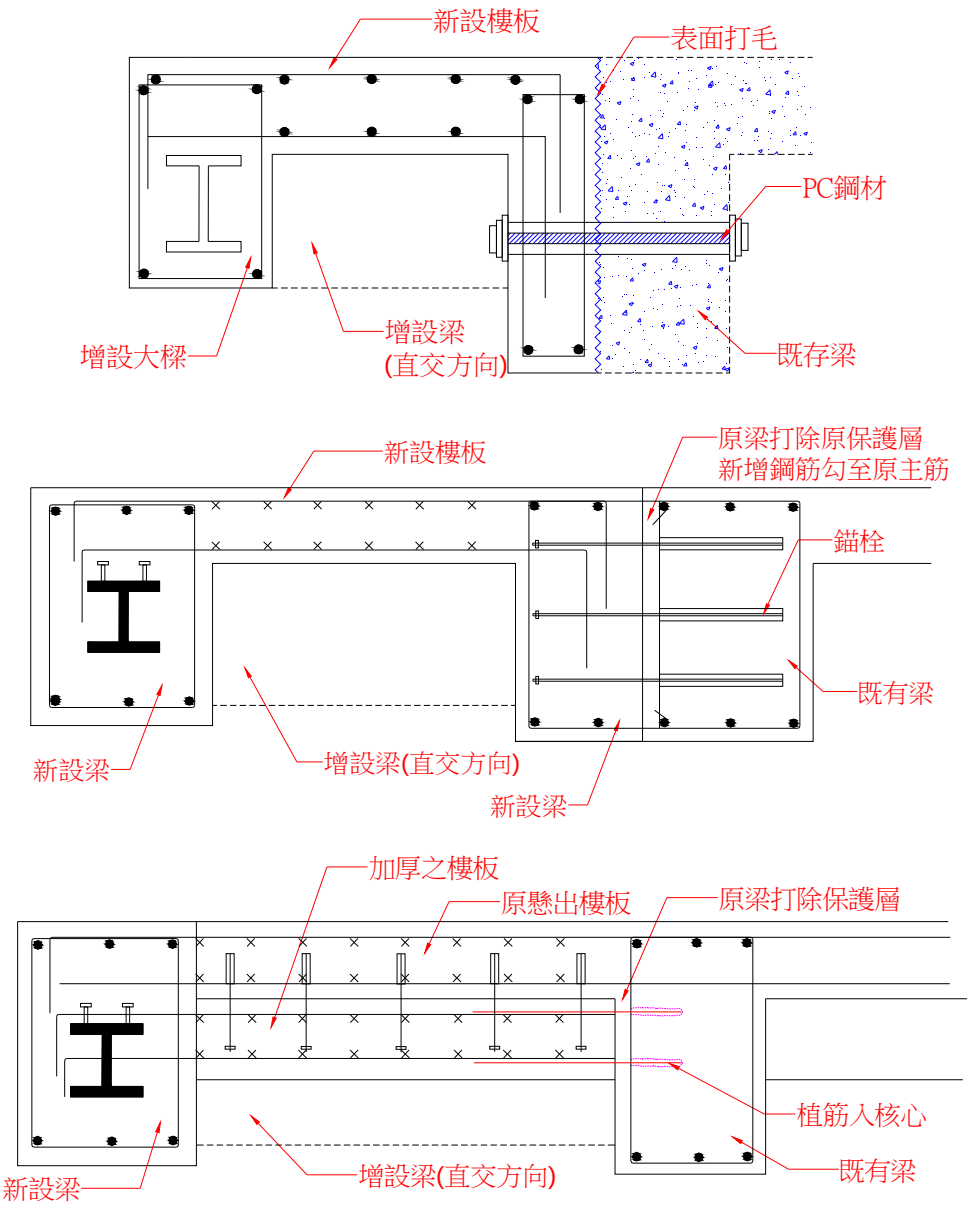


圖 4.18 新設外部構架與既有梁連接圖【資料來源：本研究製作】

四、其他補強技術

其他未於本手冊之補強方式，例如增加柱量與改善勁度分配等方法，除非該技術之資訊已相當完備，否則須基於實驗之結果，始得將該技術應用於補強設計。

第六節 非結構構材

一、一般原則

補強方法之目的在於避免非結構構件如外部鋪面於地震時剝落或掉落，此法僅應用於可能因掉落造成危害生命或堵塞疏散動線之外部構件。

二、耐震目標

(1) 構件性能

修復或補強之主要目的為避免外部非結構構件之剝落或脫落以確保生命安全。非結構構件之補強目標隨著建築位置、非結構構件之結構形式以及材料而不同。

(2) 建築性能

非結構之補強不應影響結構性能。若非結構之補強有可能影響結構性能，則須進行詳細之探討並判斷其影響度。

三、規劃

需進行補強之非結構構件如下：

(a) 外牆，例如帷幕牆、女兒牆、玻璃磚等。

(b) 外牆上之玻璃窗及窗框。

(c) 外牆鋪面，如磁磚或大理石鋪面。

第五章 基礎補強

第一節 基礎補強需求

基礎構造之補強，應先行調查建築物地上及地下部份之現況(部份基礎構造之損害係藉由上部結構之破壞，如牆體裂縫來呈現)，分析已有之地質資料，若有需要應進行補充工址調查或實地挖掘查看基礎現況。建築物除考慮本身之耐震性能外，亦應特別注意場址之受震穩定性，對可能產生土壤液化、地陷、坡地崩塌等災害的危險性應進行評估，並採取必要的防護措施。當鑑定結果顯示出建築弱點為地盤承載力不足，或地基及基礎處理、設計不當，致使建築物會發生嚴重損壞時，即應考慮對地盤進行改良或對基礎進行修復及補強。

一般而言，基礎補強工法之考量，至少應充分掌握及符合下列三項目標：

(1) 配合上部結構之補強，使其修補之全面性成效得以發揮，除滿足上部結構之安全與性能要求外，整體構造亦合乎使用機能需求。

(2) 基礎補強(含地盤改良)後必須能安全承受補強後結構物之總荷重及常時、地震時荷重。

(3) 當再度發生地震時，經修補後之基礎耐震特性及行為，應使建築物之安全性及結構性能不致產生過大之不利影響。

在一般基礎損壞原因中，由地震直接產生之機率雖然較低，但若一旦發生，災損往往相當嚴重。因此，針對基礎耐震之補強而言，為防止日後受到損害，在補強之初，首須確定修補之安全目標為何，雖然不同之耐震要求應依建築物所處之地理位置、結構類別、基礎型式、建築物現況、重要程度、補強的可能性、以及使用價值和經濟上的合理性作綜合考量，但最起碼之要求，經耐震評估和補強後之基礎，在遭到補強時所採用設計地震作用時，應不致產生嚴重破壞，經修補後應仍可繼續使用。

另外，耐震補強方案的制定應建立在上部結構及地基基礎鑑定的基礎上，從房屋整體的抗震能力和特性出發，所採用的各項補強措施均應與原有結構有可靠聯結，基礎之增設應避免偏心、避免補強後反而使某部位產生弱點，或勁度變化過大，而使受震時引致局部破壞。亦即，各部位修復補強後之耐震能力應與整體構造之安全

標準一致；而為了適當提高震後補強建物之耐震能力，補強時之耐震標準宜符合最新耐震要求，尤其是針對醫院、學校、消防設施、通訊單位等地震時需提供緊急醫療、避難、救難及通訊服務的重要場所。此外，補強後建物之耐震性能標準高低，亦可依建物之預期使用年限予以彈性考量，若結構僅要求 3~5 年之短期使用後即拆除之，則可按最新規範在合理範圍內予以放寬，或採用舊標準；而若結構要繼續長期使用，則最好以最新之耐震標準處理。

第二節 補強設計原則

既有建築物之基礎進行補強前，應先對地盤和基礎進行評估，方可進行補強設計和施工。既有地盤和基礎的耐震評估、補強設計和施工，應由大地工程相關專業人員擔任。在選擇既有建築基礎補強方案時，應根據補強目的，結合土壤、基礎和上部結構的現狀，並考慮上部結構、基礎和地盤的共同作用，可初步選擇採用補強地盤、補強基礎或加強上部結構剛度和補強基礎相結合的方案。一般而言，基礎之補強應使為一補強計畫簡單、實際與經濟，且可大幅提昇建築耐震性能之補強方式。

初步選定的各種補強方案，應分別以預期效果、施工難易程度、材料來源和運輸條件、施工安全性、對鄰近建築物及環境的影響、機具使用條件、施工工期和造價等方面進行技術經濟方面分析和比較，選定最佳的補強方法。對進行基礎補強中的建築，應在施工期間進行觀測，對重要建築物或對沉陷有嚴格限制的建築物，尚應在補強後繼續進行沉陷觀測，直至沉陷達穩定狀態為止。對鄰近建築物和地下管線應同時進行相關監測。

進行耐震補強時，必需考慮補強後建築物因整體剪力與位移容量提高，或者只針對某一柱構材補強，而造成施加於基礎或者基礎施加於地盤之作用力增加，所以必須檢討補強後建築物是否會導致原基礎變形或破壞，或者造成不均勻沉陷而影響上部結構安全，當檢討後發現上述問題時，應採用其他補強策略或者以地盤改良等方式來處理，不可忽略此一現象。

第三節　補強工法與措施

基礎補強之對策措施依處理對象(地盤本身或基礎結構)之不同或原理(提高抵抗

力或降低作用力)之差異，可概分為(1)地盤改良，(2)基礎結構補強，(3)改變結構受力機制等三大類，由於影響地基震害之因素眾多，若僅採單一方法修補有時常難以完備，因此實務上常須多種工法配套同時進行，方能達成修補目標。以下介紹三種不同對策措施之補強理念：

(1) 地盤改良

若基礎位於軟弱或軟硬不均之地盤上，壓縮性大，抗剪強度低，或有發生土壤液化之潛能，可透過壓密排水、夯實、化學固結及置換等方式改良土層性質，強化、固結地盤，提高地盤之承載力、降低壓縮性、增加耐震穩定性。此法一般較適用於結構物對場址地盤不符合力學性能之處理，對於震後受損結構物之基礎補強常是利用灌漿固結等方式搭配使用。常使用之工法有:

(a) 高壓噴射灌漿工法: 高壓噴射灌漿工法係將水泥與化學藥液(矽酸鈉)混合後，灌入土體內，藉其膠化凝固作用，以減少地盤之透水性，或增加地盤強度的工法。

(b) 化學攪拌樁工法: 化學攪拌樁工法係使用鑽掘機，先預定鑽掘至需要深度，再利用鑽桿下端之特殊噴射裝置，以壓力泵噴射「地盤硬化用」之化學藥劑，同時拔起鑽桿，使在鑽掘區造成圓柱狀的固結體，以達地盤之改良及強化的一種基礎土壤穩定施工法。

(c) 擠壓灌漿工法: 係將高稠度、低坍度之水泥砂漿材料以高壓噴射之方式注入土壤中。灌漿材料於高壓狀態下，不易滲入土壤孔隙中，故水泥砂漿灌入土體後便形成一球狀物，並在水泥砂漿與土壤間形成一界面。當灌漿球在壓力灌注下，將逐漸向外擴大，此時在灌漿球周圍之土壤將受到灌漿球之擠壓而達到更形緊密之改良效果。

(d) 鋼管樁壓入工法: 基礎下方採鋼管壓入承載層，藉鋼管樁支承、頂升基礎，軟弱地層造成差異沉陷之補強效果佳。

(e) 排水砂樁與礫石樁: 可有效改善抗土壤液化能力。

(2) 基礎結構補強

基礎結構之修補方式和基礎型式、建物規模等有密切關係，方法雖然很多，但其目的皆在提高修補後建物基礎之耐震能力及建物原有之使用機能。

(a) 差異沉陷、傾斜扶正: 扶正方式有利用千斤頂上抬之頂升工法，及以直接基礎

建物為對象，逕在地基中灌入材料，藉由地基的隆升將建物抬高的灌漿工法，前者透過機械式之操作因此準確性較高，而後者雖難達到信賴性及準確性之標準，但卻能符合復舊時簡便、迅速的要求。

(b) 基礎補強: 主要係將原基礎加深或加寬，或使用水泥漿體或環氧樹脂等補強材料，注入原基礎裂縫或扶正後之空隙使其結合，以提高原基礎之抗彎、抗剪及抗蝕能力，並提高其承載力。

(c) 重建、新設基礎: 若評估原基礎構造補強後仍不足以滿足耐震功能需求，或原基礎已經損害，無法再使用時，則需考慮重建或新設基礎。重設之基礎可能在原基礎下，或在原基礎外再以帽梁聯結；也可能配合地盤補強來進行，其型式視基礎情況及重設基礎之施工條件而定。

(3) 改變受力機制

(a) 隔震、消能: 於基礎採用隔震裝置及消能器，以延長結構周期及發揮遲滯消能效果，可有效降低結構所受之地震力及各項反應，基礎受損之機率自然降低，因此，隔震消能亦為基礎修補方式之一。惟採用隔震裝置時，所有基礎必須全面施作，工程浩大，且須考量結構之高寬比，以免傾覆力矩過大，使隔震性能失效，另外，管線設施亦須配合隔震建築的最大水平位移量，採取必要的變更設計，因此，除非必要，一般較少採用隔震、消能的方式來作基礎補強。

(b) 改變荷重傳遞: 改變荷重分布及傳遞機制、增設伸縮縫或加強上部結構剛度等，以改變基底應力分布狀態，使基礎受力均勻，減少結構物之差異沉陷，亦為另一種型式之基礎補強。

基礎之補強需講求效果及經濟效益，經費、工期與影響範圍是補強之考量要件，但由於工法種類很多，各具特色及適用性，因此在明確的要求補強的性能之前，工法的選定是很重要的。一般而言，工法的選擇應綜合考量下列各因素：

(1) 結構條件

包括建築物的規模、勁度、重要性、荷重分布、建築材料；基礎型式、配置、深度；穩定安全係數及變形容許值等。

(2) 地盤條件

是否為軟弱地盤？承載力及壓縮特性為何？是否有發生土壤液化之潛能？及地

下水位之高低等亦是關心的重點。若地下水位較高，除影響土壤之力學性質外，亦會影響修補之可施工性。

(3) 工法特性

在確定工法前，應對工法技術、經驗、能力、所需工期、費用，及補強後之可靠性及耐久性等作完整而周全之評估，以尋求最佳方案。

補強工法確定之後，接著即進行設計及施工，設計時之基本原則即：修補後之結構物(1)能滿足耐震要求(2)需能確保上部構造之安全及正常性能(3)需能維護整體構造之使用機能。而在施工過程中，監測是非常重要的。

對於低矮建築物，基礎因為埋深較淺且多為直接基礎，即使受到和樁基礎同程度使建物傾斜的地震力時，其基礎材質本身構造性能受損的機率較小，大部分是因地盤承載力不足而使基礎下陷、傾斜，為提昇其性能、居住性，有必要針對各別之情況作補強，圖 5.1 為一般直接基礎常用補強方式。

當既有建築物或補強後建築物的基礎不滿足耐震承載力設計要求時，可採用鋼筋混凝土來加大基礎底面積，以滿足地基承載力和變形的設計要求。當基礎承受偏心載重時，可採用不對稱加寬；當承受中心載重時，可採用對稱加寬，原則上應保持新舊基礎的結合，形成整體。對於加寬部分，應採用與原基礎底部材料及厚度相通之墊層，使加寬後的基礎與原基礎的底部標高和應力條件相同與使變形協調。沿基礎高度隔一定距離應設置錨錠鋼筋，使新澆混凝土與原有基礎混凝土緊密結合成整體。

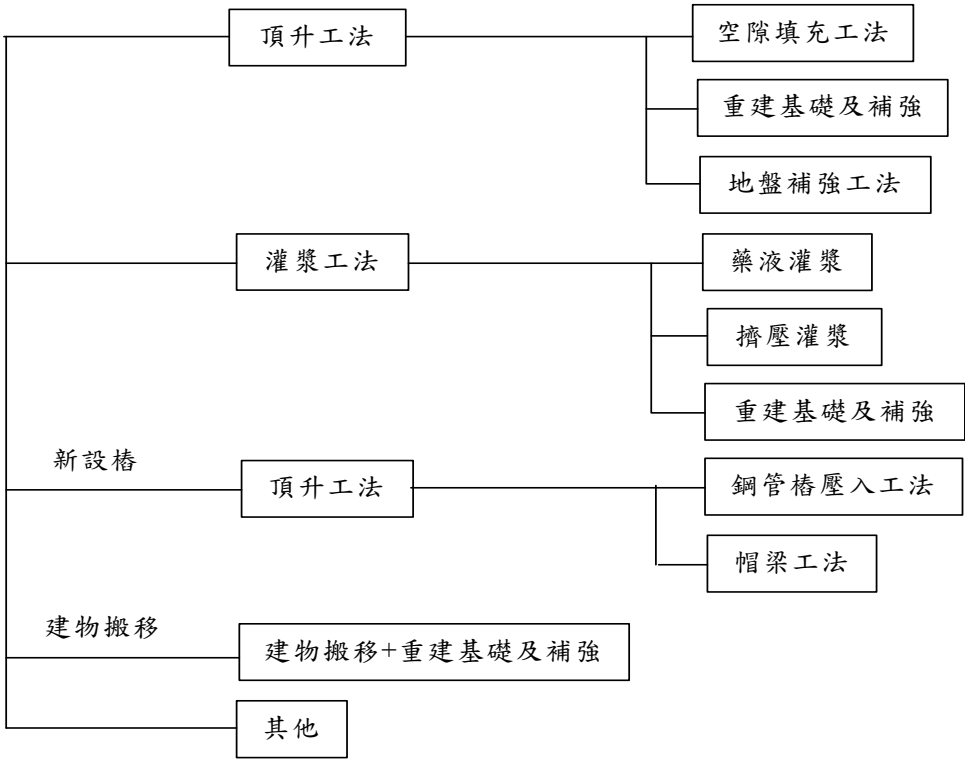


圖 5.1 基礎之補強工法

第四節 結構細節及其他注意事項

(1) 一般情況下，新增之基礎不得偏心配置。

(2) 不同種類之基礎不宜同時使用。

(3) 新基礎與既有基礎連結之勁度與強度應與整體基礎盡量接近。

(4) 建造新基礎時，應注意不得造成既有基礎之損傷。

(5) 決定基礎補強方式時應考慮施工安全與施工性。

第六章 補強設計例:醫院結構

第一節 建築物基本資料與結構現況

一、結構現況及用途

本補強設計例為中部某醫院(於本報告中取名為**肅朱醫院**)之病房大樓，病房大樓為地上四層、無地下室之鋼筋混凝土梁柱構架系統。本建築物最早於民國 81 年興建 1F～3F 之建築物，續於民國 83 年左右增建 4F，而成現今外觀，為一 RC 構架系統。依原結構設計圖說標示，基礎型式主要為連續基腳與獨立基腳。建築物平面上約呈 H 形；建築物平面尺寸之長度約 61.08 m，縱深長度約 41.08 m；1F、2F 樓層高均為 4.0 m，3F、4F 樓層高均為 3.8m，建築物地面以上總高度為 20.95 m(含屋突、水箱高)。建築物使用現況(含加蓋、違建、夾層、提高使用載重或更改結構主構件等)如表 6.1 所述，現況平立面圖如圖 6.1 中所示:

表 6.1: 建築物現況調查結果彙整表

建築物名稱	病房大樓			
構 造	鋼筋混凝土造			
屋 齡	21 年			
樓層數	地上四層，無地下室			
總樓地板面積	約 11032.6 m^2			
建築物地上高度	20.95 m(含屋突、水箱高)			
各樓層	1F	2F	3F	4F
樓地板面積	2758.15 m^2	2758.15 m^2	2758.15m^2	2758.15 m^2
樓層高	400 cm	400 cm	380 cm	380 cm
設計用途	辦公室、病房	病房	病房	病房
使用現況	復健室、病房	病房	病房	病房

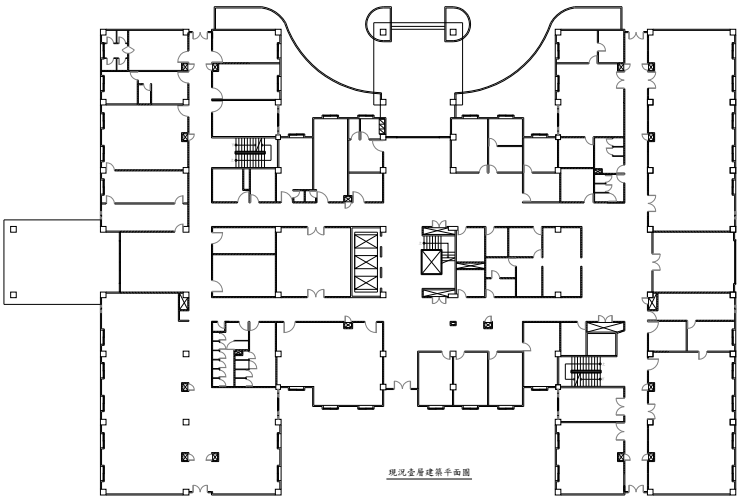
經現場勘查丈量，本建築物結構斷面尺寸（扣除粉刷層）說明如下：

1.主要柱尺寸：50x50cm、60x60cm、100x40cm；

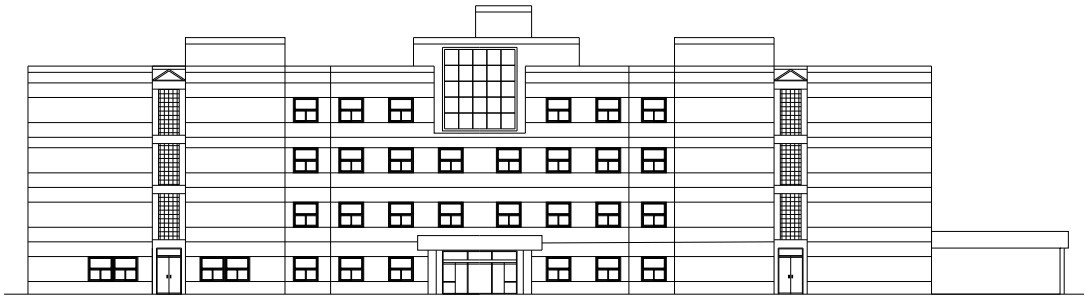
2.主要梁尺寸：40x60cm、35x60cm、30x60cm、25x50cm；

3.樓版尺寸：版厚12cm、15cm；

4.外牆為12cm RC牆、梯間為15cm RC牆、內隔間牆為1/2B磚牆及輕隔間牆。



(一樓建築平面)



(東北向立面圖)



(西北向立面圖)

圖 6.1 現況平立面圖

【資料來源：本研究製作】

二、分析採用材料強度

混凝土強度

本建築物現況耐震能力評估採用之各樓層混凝土抗壓強度如下：

1F（含 2F 梁） f'c= 210 kgf/cm^2；

2F（含 3F 梁） f'c= 173 kgf/cm^2；

3F（含 4F 梁） f'c= 210 kgf/cm^2；

4F（含 RF 梁） f'c= 176 kgf/cm^2；

鋼筋強度

鋼筋降伏強度依據設計圖說標示：

梁配筋：f_y = 4200 kgf/cm²（#6~#10 鋼筋），

f_y = 2800 kgf/cm²（#3~#5 鋼筋）；

柱、版、牆配筋：f_y = 2800 kgf/cm²（#3~#10 鋼筋）；

磚塊強度

耐震能力評估分析時，磚牆之強度將納入考慮，磚塊強度將依內政部民國 96 年 12 月 27 日台內營字第 0960807106 號令頒訂之「建築物磚構造設計及施工規範」附錄 A 『紅磚牆之抗剪能力計算法』第 7 頁所使用之結構材料強度為依據，如下說明：

紅磚長期抗壓強度 f_{bc}＝150 kgf/cm²；

砂漿長期抗壓強度 f_{mc}＝150 kgf/cm²。

基地地盤分類

根據附件四之附近地區地質鑽探資料，依「建築物耐震設計規範及解說」第 2.4 節，計算得工址地表面下 30.0 公尺內土層之平均剪力波速值為 206.23 m/sec，故依地盤分類表，本工址可歸類為第二類地盤，故分析時將以**第二類地盤（普通地盤）**進行分析。

第二節 耐震能力詳細評估分析

本評估之耐震能力分析理論，採用以非線性側推分析為基礎之方法，依據國家地震工程研究中心「校舍結構耐震評估與補強技術手冊(NCREE-09-023)」及相關修訂文件，以進行相關之評估分析，其依據之參考文獻如下：

(1)內政部頒布之「建築技術規則建築構造篇」。

(2)內政部頒布之「建築物耐震設計規範及解說」(民國 100 年 7 月 1 日修正版)。

(3)國家地震工程研究中心研發之「校舍結構耐震評估與補強技術手冊(NCREE-09-023)」及相關修訂文件。

結構分析之模型圖如圖 6.2 所示。

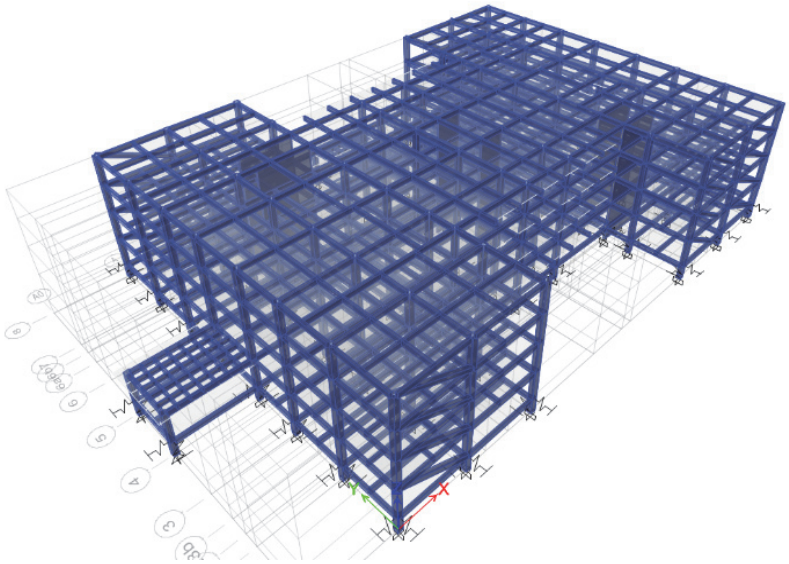


圖 6.2: 結構分析模型圖

【資料來源：本研究製作】

一、耐震能力標準

本棟建築物為第一類建築物，**故採 I=1.5 之性能目標標準。**參考國家地震工程研究中心-校舍結構耐震評估與補強技術手冊之所定義之補強性能目標標準，將補強性能目標標準定義如表 6.2:

表 6.2 耐震性能目標

用途分組	A_P			A_T
第一類建築物 (I=1.5)	V_{max}	D_r^T=1.0%	垂直承載構件發生軸向破壞	$0.4S_{DS}$

依據最新建築物耐震設計規範，新建建築物是採用回歸期 475 年(50 年超越機率為 10%)的地震做為設計標準：建築物其耐震能力 AT 需達到該震區水平加速度係數 $0.4xS_{DS}$。故其耐震能力標準(即前述性能目標地表加速度)應達 $AT = 0.4S_{DS}$。

本案標的物依據耐震設計規範說明，並經查詢"國立中央大學應用地質研究所工

程地質與防災科技研究室之數值化 GIS 之圖層套疊資料”,工址沒有須考量之斷層，經計算後，其計算式如下：

$S_S^D = 0.80$　　$N_a = 1.00$　　$F_a = 1.00$

$S_1^D = 0.40$　　$N_v = 1.00$　　$F_v = 1.30$

$S_{DS} = F_a \times (N_a \times S_S^D) = 0.80$

$S_{D1} = F_v \times (N_v \times S_1^D) = 0.585$

$$T_0^D = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} = \frac{0.585}{0.8} = 0.731$$

故本建築物之設計地表加速度目標值 $A_T = 0.4S_{DS} = 0.32$ g。

二、現況耐震能力評估

經側推分析後，建物現況之耐震能力評估結果彙整如下表 6.3：

表 6.3 現況耐震能力評估結果

地震力作用方向	+X	-X	+Y	-Y
控制準則	強度準則	強度準則	強度準則	強度準則
耐震能力(g)	0.255	0.263	0.185	0.192
層間變位角(%)	0.93	0.95	1.0	1.0
耐震能力 A_P(g)	0.255		0.185	
耐震能力標準 A_T(g)	0.32			
CDR 值(A_P/A_T)	0.80		0.58	
評估結果	不合格		不合格	

本案標的物其耐震需求 A_T=0.32g，側推分析要求之性能條件耐震能力則須符合下列三項所對應之性能目標地表加速度 A_P 應大於 475 年設計地震等效地表加速度 A_T 值。圖 6.3 分別為 X 及 Y 向性能點下之塑鉸分佈圖，X 及 Y 向控制耐震能力之破壞機制皆為 1F 柱之剪力破壞，Y 向之側推分析的層間變位角雖然可以超過 1%，但因 Y 向有效牆體較少及原構架之強度不足故仍無法滿足耐震需求。

病房大樓現況之耐震能力 X 向 A_{PX}=0.255g，Y 向 A_{PY}=0.185 g，X 向及 Y 向均未達到耐震能力標準值 A_T＝0.32 g，故本棟建築物 X 及 Y 向均須補強。另由表 3 可以得知於最大基底剪力下，X 向之層間變位角已接近位移準則之 1%限制，故知

增加韌性對本建築物整體耐震能力之提昇有限，而應以強度補強或消能補強為主。

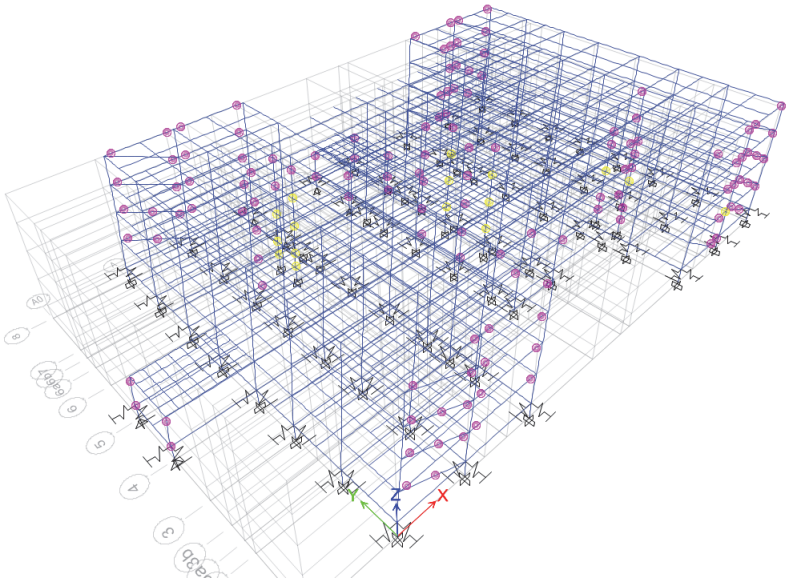


圖 6.3a: X 向於性能點下之塑鉸圖

【資料來源：本研究製作】

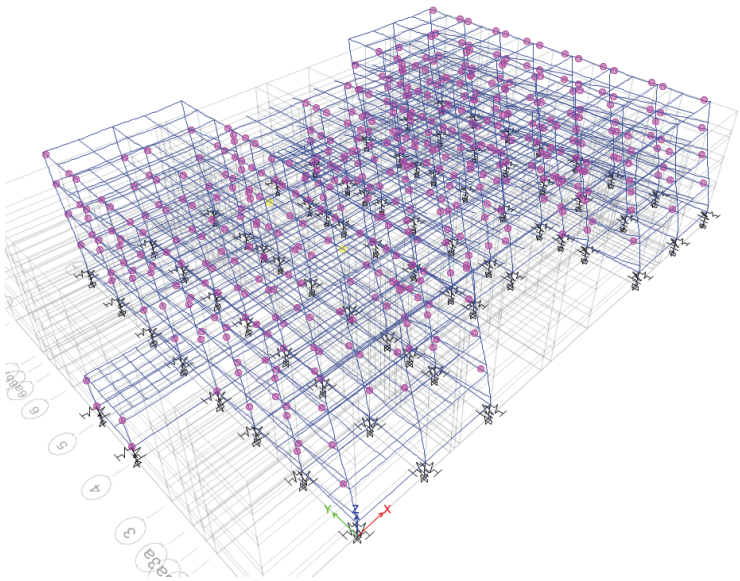


圖 6.3b: Y 向於性能點下之塑鉸圖

【資料來源：本研究製作】

第三節 耐震補強方案

一、 補強方案一：增設外部構架與位移型消能斜撐

【規劃概要說明】

X 方向補強

1. 本方案主要目標是採系統補強、提升結構元件強度方法，為不影響整體醫院之運作及使用單位之內部動線，研擬於 X 向外部增設四個單跨 RC 構架及加設位移型消能斜撐(挫屈束制斜撐,BRB)以提升整體耐震能力，消能斜撐採用倒 V 型設計，補強元件均從一樓施作至屋頂層，1F 之 BRB 的標稱降伏強度為 175 tf，2F 及 3F-4F 之 BRB 的標稱降伏強度則分別為 150 tf 與 100tf，整體補強位置規劃如附錄 C 圖 A2, S2 及 A7 所示，BRB 的立面配置型式如圖 6.4 所示，相關尺寸表與斷面圖如如附錄 C 圖 S9 所示。

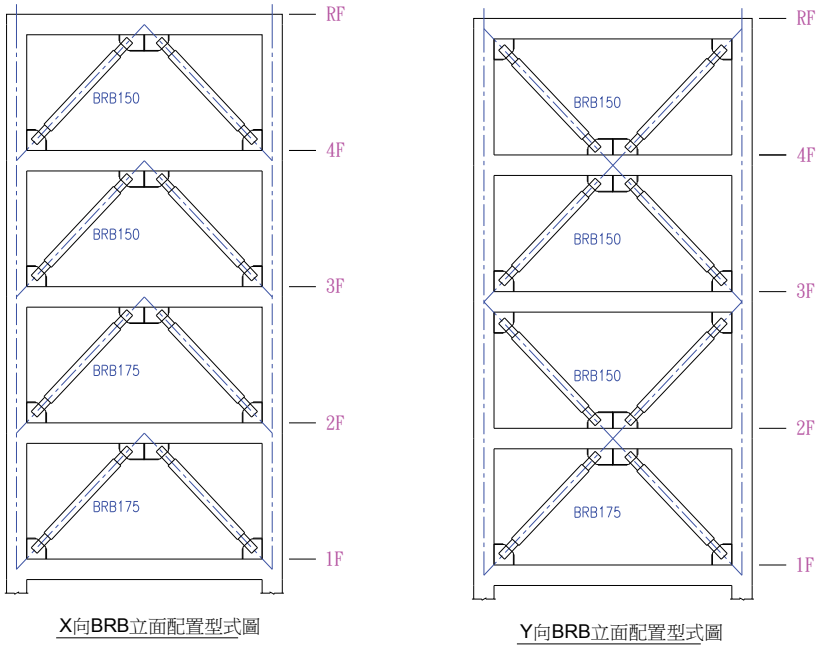


圖 6.4 BRB 的立面配置型式 【資料來源：本研究製作】

2. 配合現有結構尺寸及消能斜撐錨錠需求，外部增設四個 RC 單跨構架之柱尺寸同其旁邊原有柱尺寸為 60x60 cm，因增設倒 V 型消能斜撐會增加梁之軸力，考量此軸力增加因素、錨錠鋼構件施工性及原梁深為 60cm，故梁尺寸亦採用 60x60 cm。消能斜撐與增設構架之錨錠，外部增設構架之尺寸配筋圖及與既有結構連接方式如附錄 C 圖 S-5 所示。

3. 補強後結構經側推分析後所得容量曲線與原結構比較圖如圖 6.5 中所示(圖 6.4 為塑鉸圖)，由圖中知補強後結構之最大基底剪力為 5049 tf，原結構最大基底剪力則為 3812 tf，故兩者之差值為 1237 tf，此增加之基底剪力來自於外部增設 RC 構架及挫屈束制斜撐；因為新增設之韌性構架及挫屈束制斜撐皆具有較飽滿之遲滯迴圈，將其阻尼修正係數 k 取為 0.67，再以基底剪力為加權，計算補強後結構整體之阻尼修正係數 k 為:

$$\kappa = \frac{1237 \times 0.67 + 3812 \times 0.33}{5049} = 0.41$$

在經計算後補強後結構耐震能力於 X 向可達 0.326g，性能點下最大層間變位角為 0.94%，亦滿足位移性能準則。

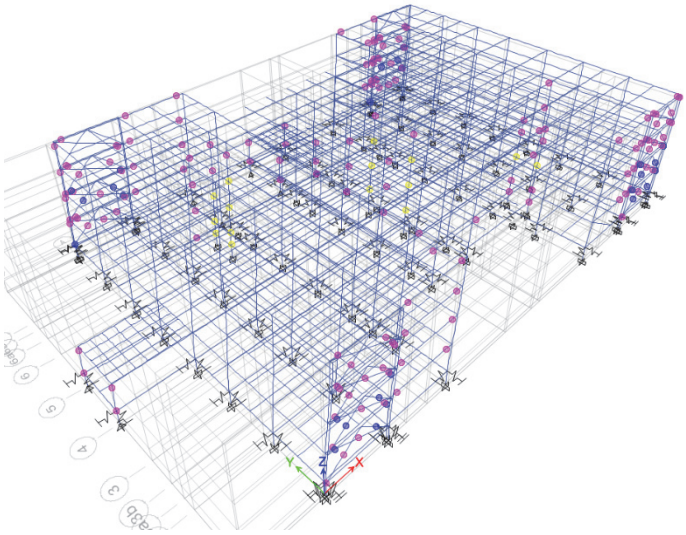


圖 6.5a 補強後結構 X 向之塑鉸圖 【資料來源：本研究製作】

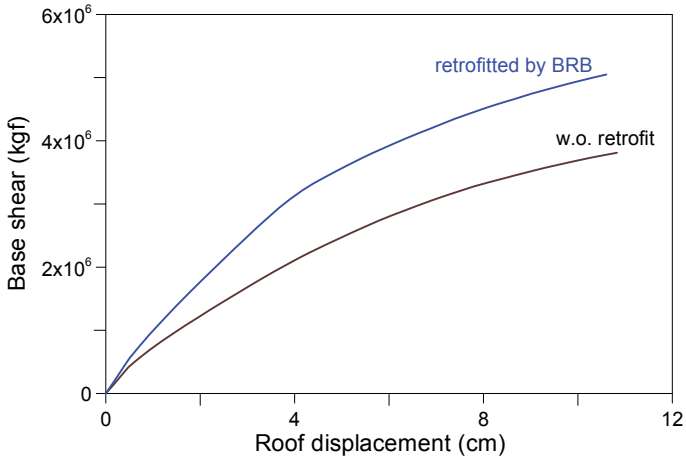


圖 6.5b 補強前後結構 X 向之容量曲線 【資料來源：本研究製作】

4. 梁柱下角隅板之錨錠設計

根據第四章計算式可列出隅板與梁柱接面之四組分力關係如下(圖 6.6)

$$H_{uc}=\frac{P_{max}e_c\sin\varphi}{e_b+0.5L_v}$$

$$V_{ub}=P_{max}\left[\frac{e_b\left[(e_b+0.5L_v)\cos\phi-e_c\sin\varphi\right]}{0.5L_h(e_b+0.5L_v)}\right]$$

$$H_{ub}=P_{max}\cos\varphi-H_{uc}$$

$$H_{ub}=P_{max}\sin\varphi-V_{ub}$$

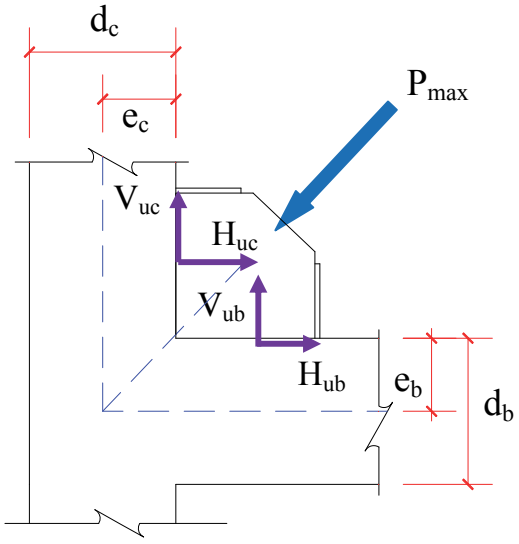


圖 6.6: 隅板與梁柱接面之分力圖 【資料來源：本研究製作】

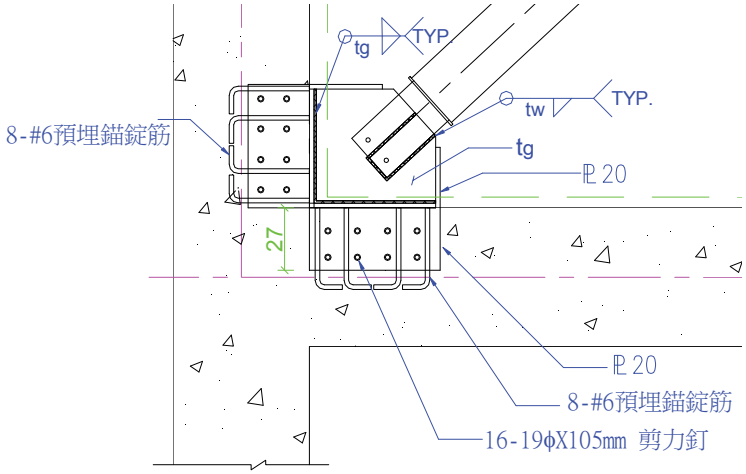


圖 6.7: 下角隅板與預埋構件錨錠圖 【資料來源：本研究製作】

V_{uc} 與 H_{uc} 分別為柱邊隅板垂直力與水平力，V_{ub} 與 H_{ub} 為梁邊隅板垂直力與水平力。經計算後其值為 H_{uc}=90.9 tf、V_{uc}=72.2 tf、H_{ub}=89.4 tf、V_{ub}=95.6 tf。保守假設梁邊隅板垂直力 V_{ub} 完全由圖 6.7 中錨錠之鋼筋承擔、而水平力 H_{ub} 則完全由埋入混凝土之連接板上的剪力釘(shear stud)承擔。故需求之垂直錨錠鋼筋斷面積需求為

$$A_s=\frac{V_{ub}}{f_y}=\frac{95.6}{4.2}=22.76 \quad cm^2$$

故使用 8#6 垂直錨錠鋼筋，提供斷面積為 22.8 cm^2。以上之計算 V_{ub} 為當 BRB 達 P_{max} (=1.65P_y)時之反力，而於側推分析中使用 BRB 之 P_y 為降伏強度及性能點下 BRB 之軸力僅約 1.25P_y，此力量僅為 P_{max} 之 75%，故於此進行錨錠設計時並不考慮強度折減因數。

另使用直徑 19 mm 長度為 105 mm 之剪力釘，每支剪力釘提供之剪力根據 4.11 與 4.12 式計算得每支剪力釘提供之水平力為 6.05 tf，故需要 Hub/6.05= 15 支，故於埋入混凝土連接板上兩側各設置 8 支剪力釘(2x8=16 支)，每側 8 支剪力釘則如圖 6.7 中以 4 支 x2 排形式排列，最外側剪力釘中心與板端距離取為 5 cm，則剪力釘之水平間距為(55.5 cm -10 cm)/3=15.2 cm < $6d_0$=6x1.9= 11.4 cm。上下排之剪力釘取與混凝土內鋼板上下緣端之距離分別為 10 cm 與 5 cm，故埋入混凝土內連接板之深度，實際設計上則取 27cm 需求為 10+ $6d_0$+5 =26.4 cm，實際設計上則取 27cm。

5. 梁跨中央隅板之錨錠設計

同樣根據第四章計算式可列出中間接合板與梁接面之正向壓力($V_{b,mid}$)、剪力 ($H_{b,mid}$)、彎矩($M_{b,mid}$)如下(圖 6.8)

$$V_{b,mid}=P_{max}\left(1-\frac{1}{\beta}\right)\sin\varphi$$

$$H_{b,mid}=P_{max}\left(1+\frac{1}{\beta}\right)\cos\varphi$$

$$M_{b,mid}=P_{max}e_b\left(1+\frac{1}{\beta}\right)$$

經計算後其值為 $V_{b,mid}$ =22 tf、$H_{b,mid}$ =337 tf、$M_{b,mid}$ =100.2 tf-m。梁跨中央隅板之寬度為 143 cm，取 105 cm 為垂直錨錠鋼筋之力臂，則中心線每側需求之錨錠鋼筋面積為

$$A_s=\frac{M_{b,mid}}{1.05\times f_y}=\frac{100.2}{1.05\times 4.2}=22.7\text{cm}^2$$

故每側採用 8#6 垂直錨錠鋼筋，共 16 支。同樣使用 19 mm 長度為 105 mm 之剪力釘來承擔水平力 $H_{b,mid}$，故梁中央處需要 $H_{b,mid}$/6.05= 56 支，故於埋入混凝土連接板上兩側各設置 24 支剪力釘(2x24=48 支)，及於隅板與梁連接之底板上設置 8 支剪力釘。垂直板上之剪力釘如圖 6.8 中以 12 支 x2 排形式排列，最外側剪力釘中心與板左右緣端距離取為 5 cm，則剪力釘之水平間距為(140 cm -10 cm)/11=11.8 cm < $6d_0$=6x1.9= 11.4 cm。同樣取上下排之剪力釘與混凝土內鋼板上下緣端之距離為 10 cm 與 5 cm，故埋入混凝土內連接板之深度需求為 26.4 cm，實際設計上則取 27cm。

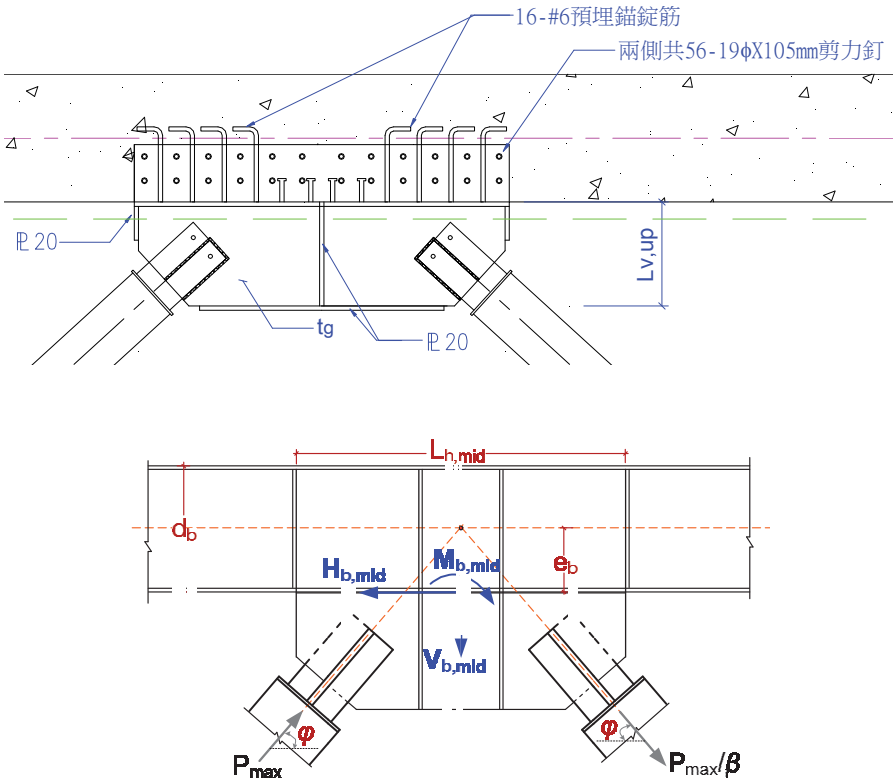


圖 6.8: 中央隅板與預埋構件錨錠圖 [資料來源: 參考書目 12]

新增梁與既有梁採植筋方式來傳遞需求之水平力，由分析模型知於性能點下新增構架與原結構之連接樓板需傳遞最大剪力為 237 tf (RF 層)，故將既有梁側面打毛後(粗糙度>6mm)後採用 2#4@20cm 植筋於既有梁側上提供摩擦剪力為 $V_n=A_{vf}f_{yt}$=305 tf 大於需求剪力，圖 6.9 為原結構與新增梁之連接剖面圖與配筋。除 RF 層連接樓板需傳遞較大之剪力外，其他樓層需傳遞之水平剪力甚小於 RF 層，故對其他樓層則採用 2#3@20cm 植筋於既有梁側上提供摩擦剪力 161 tf 遠大於其他樓層之需求剪

力。

(5). 基礎補強詳細圖如附錄 C 圖 S-8 所示。本結構原有之基礎為聯合基礎，故在 X 向新增構架之基礎補強為於兩聯合基礎上新增一基礎將兩基礎相連接來達到所需之承載力，其配置方式與細部如圖 6.10 所示。另因 Y 向之基礎若採獨立基礎會造成開挖面積與基礎過大影響過多，故於 Y 向之基礎補強採新增樁帽與微型樁之補強方式，其配置方式與細部如圖 6.11 所示。

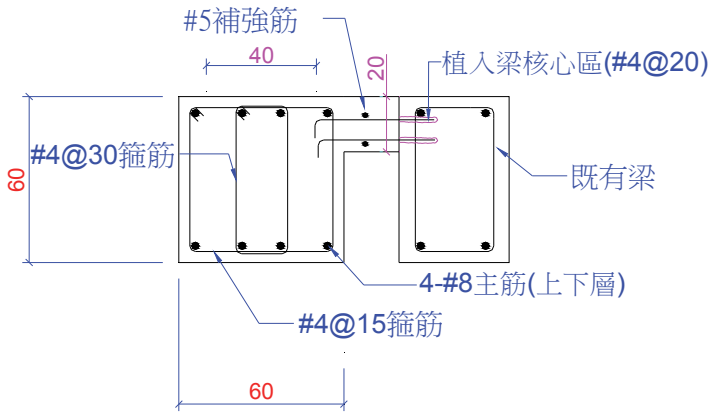


圖 6.9: 新增梁與既有梁連接方式圖

【資料來源：本研究製作】

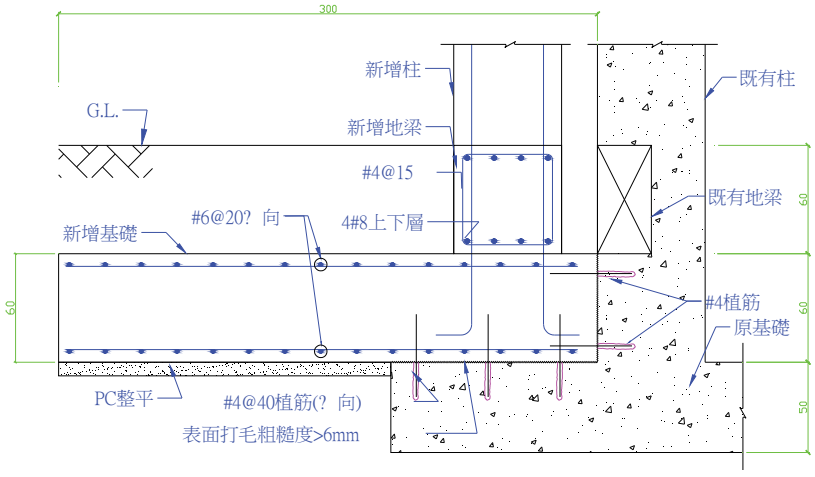


圖 6.10a X 向基礎補強圖(斷面圖)

【資料來源：本研究製作】

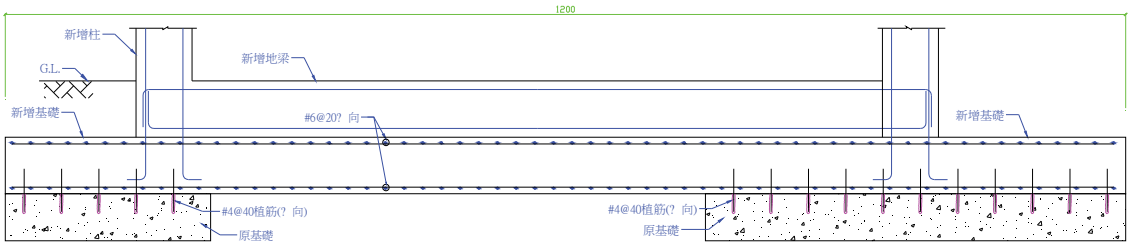


圖 6.10b　X 向基礎補強圖(正視圖)

【資料來源：本研究製作】

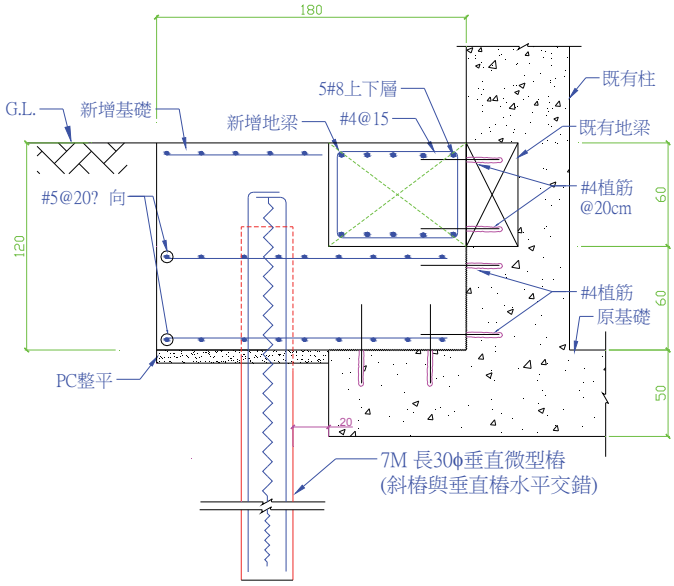


圖 6.11　Y 向基礎補強圖

【資料來源：本研究製作】

Y 方向補強

(1). Y 向補強方案同樣是採系統補強、提升結構元件強度方法，為不影響整體醫院之運作及使用單位之內部動線，研擬於 Y 向外部增設 6 個單跨 RC 構架及加設位移型消能斜撐(挫屈束制斜撐,BRB)以提升整體耐震能力，消能斜撐採用跨層 X 型設計，補強元件均從一樓施作至屋頂層，1F 及 2F 之 BRB 的標稱降伏強度為 175 tf，3F-4F 之 BRB 的標稱降伏強度則為 150 tf，整體補強位置規劃如附錄 C 圖 A2, S7, A5。

(2). 同 X 向補強，為配合現有結構尺寸、消能斜撐錨錠需求及保持 BRB 與原窗戶之空間，外部增設 6 個 RC 單跨構架之柱尺寸同其旁邊原有柱尺寸為 60x60 cm，因考量錨錠鋼構件施工性及原梁深為 60cm，故梁尺寸亦採用 60x60 cm。外部增設構架之尺寸配筋圖及與既有結構連接方式如附錄 C 之圖所示。

(3). 補強後結構經側推分析後所得塑鉸圖 6.12 及與原結構容量曲線比較圖如圖 6.13 中所示，由圖中知補強後結構於 1% drift 下之基底剪力為 4580 tf，原結構於 1% drift 下之基底剪力則為 2314 tf，增加之基底剪力來自於外部增設 RC 構架及挫屈束制斜撐；因為新增設之韌性構架及挫屈束制斜撐皆具有較飽滿之遲滯迴圈，將其阻尼修正係數 k 取為 0.67，再以基底剪力為加權，計算補強後結構整體之阻尼修正係數 κ 為:

$$\kappa=\frac{2266\times0.67+2314\times0.33}{4580}=0.50$$

在經計算後補強後結構 Y 向耐震能力於 1%層間變位角下為 0.324g，滿足位移性能與最大強度準則。

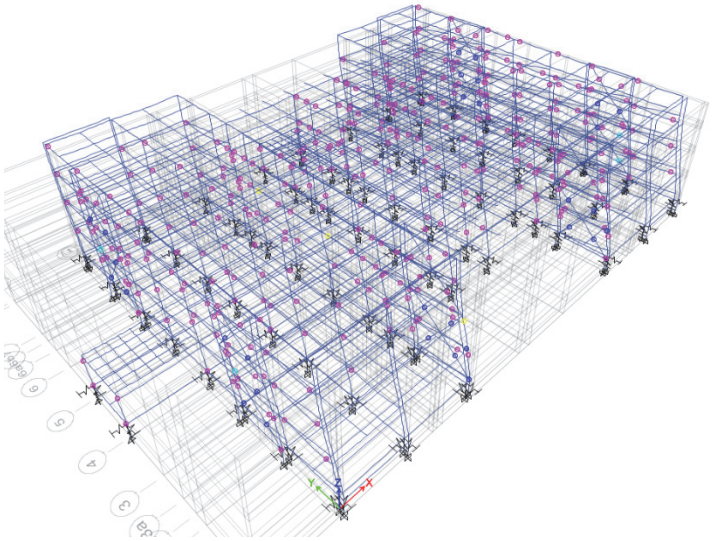


圖 6.12: 補強後結構 Y 向之塑鉸圖 【資料來源：本研究製作】

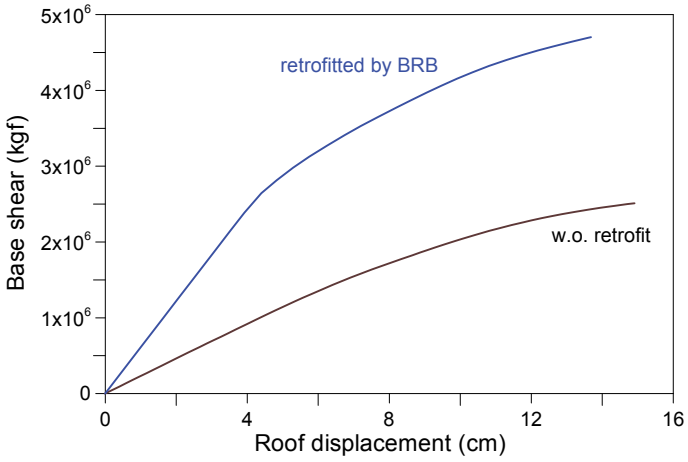


圖 6.13 補強前後結構 Y 向之容量曲線 【資料來源：本研究製作】

(4). 梁柱接頭角隅板與梁跨中央隅板之錨錠設計方法同 X 向，故不贅述。但因採跨層 X 斜撐，於 3F 之梁會造成較大之剪力需求，取 3F 梁之上下角隅板的兩垂直力 Vub 及皆為由梁來承擔，其需求剪力值與梁之剪力合於性能點下為 167 tf，梁配置有 8-#8 主筋可提供深梁之摩擦剪力 $\min(1.4A_{vf}f_{yt}, 0.2f'_cA_c)$= 202 tf 故滿足需求，設計後其配置圖如附錄 C 圖 S5 中所示。

新增梁與既有梁採植筋方式來傳遞需求之水平力，由分析模型知於性能點下新增構架與原結構之連接樓板需傳遞最大剪力為 223tf (RF 層)，故將既有梁側面打毛後(粗糙度>6mm)後採用 2#4@20cm 植筋於既有梁側上提供摩擦剪力為 $V_n=A_{vf}f_{yt}$=256 tf 大於需求剪力。除 RF 層連接樓板需傳遞較大之剪力外，其他樓層需傳遞之水平剪力甚小於 RF 層，故對其他樓層則採用 2#3@20cm 植筋於既有梁側上提供摩擦剪力 143 tf 遠大於其他樓層之需求剪力。

(5).基礎補強詳如附錄 C 圖 S8 說明。

二、補強方案二：增設外部構架與速度型消能元件

【規劃說明】

X 方向補強

1. 本方案主要目標是採系統補強、提升結構整體阻尼比方法，為不影響整體醫院之運作及使用單位之內部動線，研擬於 X 向外部增設 4 個單跨 RC 構架及加設速度型消能元件(液態黏滯阻尼器, damper)以提升整體阻尼比及耐震能力，消能斜撐採用倒 V 型設計，補強元件從 1F 施作至 4F，1F 至 4F 之阻尼器的最大出力皆為 50tf，整體補強位置規劃如附錄 C 圖說及圖 6.14 中所示。補強設計以設定原結構之最大強度點為性能點進行分析與計算等效阻尼比，所加裝之阻尼器等效阻尼比依第四章計算式計算及列於表 6.4 中。

阻尼器出力 $F_V = CV^{\alpha}$ （$\alpha = 0.35$）

阻尼器之遲滯能 $\sum W_{Vj} = \left(\frac{2\pi}{T_S}\right)^{\alpha} \sum \lambda C_j \left|\Delta_{rj}\cos\theta_j\right|^{1+\alpha}$ （j 為第 j 樓層）

有效阻尼比 $\xi_{eff} = \eta \frac{\sum W_{Vj}}{4\pi W_K}$

其中： C_j： 各層樓阻尼器之阻尼常數，Δ_{rj}:第 j 樓層相對變位，θ_j:阻尼器軸向與

水平夾角，T_S：結構於性能點之等效週期，W_K：結構於性能點之應變能，$\lambda = 2^{2+\alpha}\frac{\Gamma^2(1+\alpha/2)}{\Gamma(2+\alpha)}$，$\eta$為阻尼比之折減係數依下式計算:

$$\eta = 1 - \left(\frac{K_a'}{K_b}\right)^{1-\alpha}$$

$$K_a' = \frac{K_d''(K_d''/K_b)^{1+\alpha}}{1+(K_d''/K_b)^{1+\alpha}}$$

$$K_d'' = C_j\omega^{\alpha}/(\Delta_{rj}^{1-\alpha})$$

其中K_b為斜撐系統之整體勁度，ω為結構之等效角頻率。

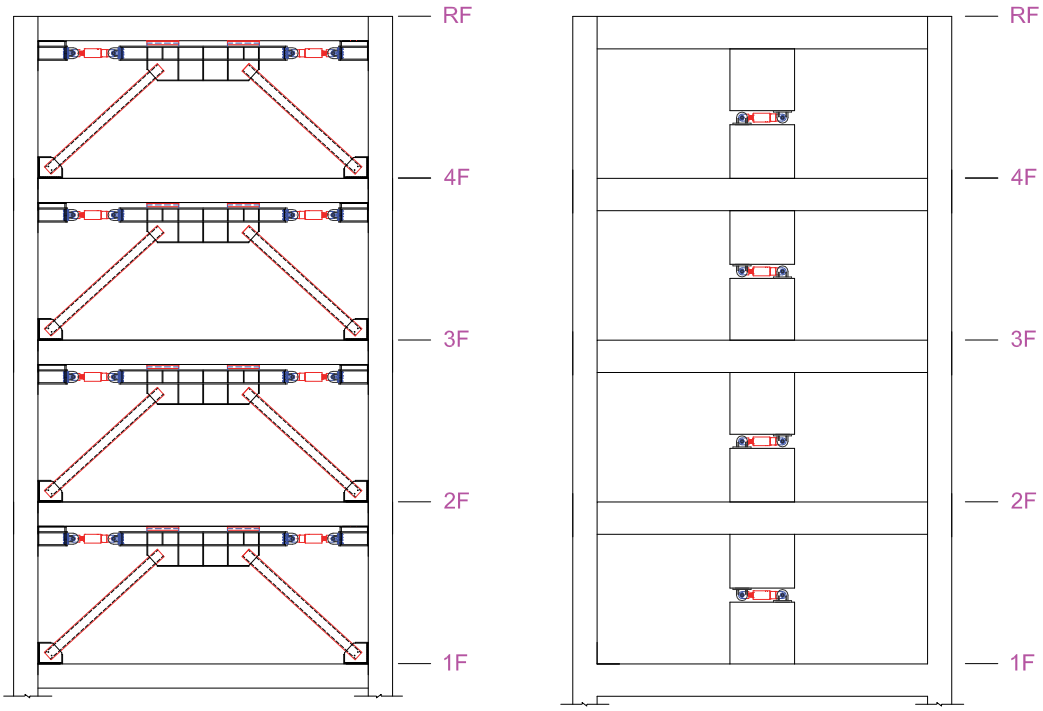


圖 6.14　阻尼器立面配置型式

【資料來源：本研究製作】

2. 配合現有結構尺寸及消能斜撐錨錠需求，外部增設 RC 單跨構架之柱尺寸同其旁邊原有柱尺寸為 60x60 cm，考量錨錠鋼構件施工性及原梁深為 60cm，故梁尺寸亦採用 60x60 cm。外部增設構架之尺寸配筋圖及與既有結構連接方式如附錄 C 詳圖所示。

表 6.4: X 向阻尼器等效阻尼比計算表 【資料來源：本研究製作】

story	Displ. (cm)	H(cm)	Drift/PF_1	damping coefficient, C	no. of damper	damping work, Wj
RF	10.644	380	1.170	24.90	8	1806.8
4F	9.099	380	1.768	24.90	8	3153.4
3F	6.765	400	2.886	24.90	8	6110.8
2F	2.955	400	2.238	24.90	8	4336.1
					Σ =	15407.1
					η=	0.912
					ξ_{eff}=	5.23%

3. 補強後結構側推分析容量曲線保守取與原結構相同(忽略新增 RC 構架提供之強度)，由表中可得知補強後結構整體之阻尼比為ξ= 5.23% (damper) + 5% (inherent damping)=10.23%，依現行耐震設計規範，短週期與長週期的阻尼修正係數 BS 與 B1 經查表後分別為 1.34 及 1.27,故可將需求之譜加速度 S_{DS} 折減為 0.32/1.34=0.238g，故原側推分析所得最大基底剪力下 X 向耐震能力 0.255g 高於 0.238g，故補強後結構滿足要求之耐震性能準則。

4. 基礎補強圖說同 BRB 之形式。

5.歷時分析驗證補強功效: 採用 921 地震中部地區之地震記錄 TCU052、 TCU060 及 TCU104 為輸入地震，依耐震設計規範之規定:

(i)至少三個與設計反應譜相符之水平地震紀錄，其應能確切反映工址設計地震之地震規模、斷層距離與震源效應。

(ii)針對任一個水平地震紀錄，計算其 5%阻尼之反應譜。同時，調整地震紀錄使得位於 0.2T 至 1.5T 週期範圍內任一點之譜加速度值不得低於設計譜加速度值之 90%及於此週期範圍內之平均值不得低於設計譜加速度值之平均值，其中 T 為建物基本模態之振動週期。

依上規定將原記錄調整為與正規化反應譜相符之記錄，如圖 6.15a 所示，再依耐震需求 AT 值 0.32g 調整記錄後輸入進行歷時分析,分析結果顯示於圖 6.15b-6.17 中，由圖中知阻尼器至少可將基底剪力需求降為原結構之 78%及將屋頂位移比降為至少原結構之 77%，故知補強效果答預期可有效降低結構之地震需求。

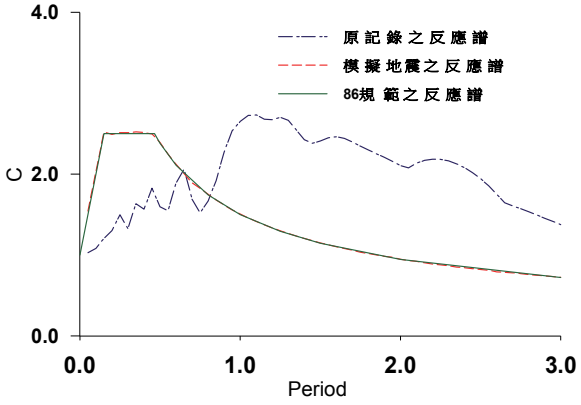


圖 6.15(a):記錄 TCU052 之調整前後正規化反應譜圖【資料來源：本研究製作】

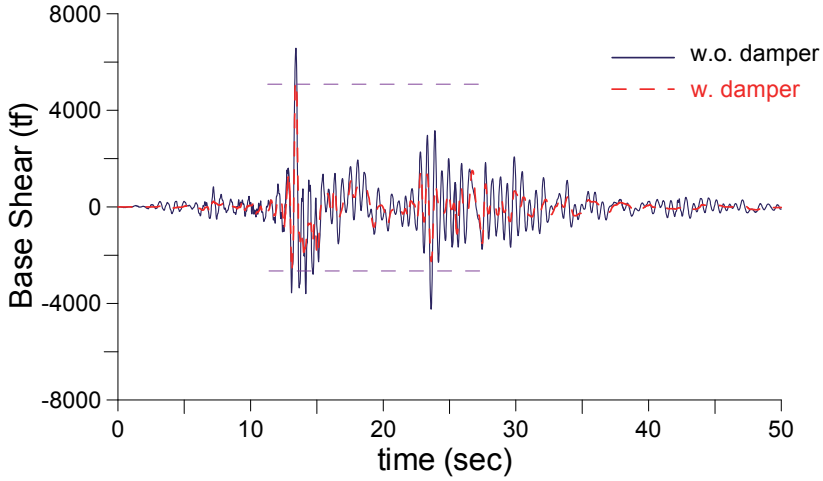


圖 6.15(b): X 向補強前後歷時分析之基底剪力與屋頂位移比較圖 (輸入 TCU052 反應譜相符地震, PGA=0.32g)，基底剪力比(5178 tf/6579 tf= 0.78)。

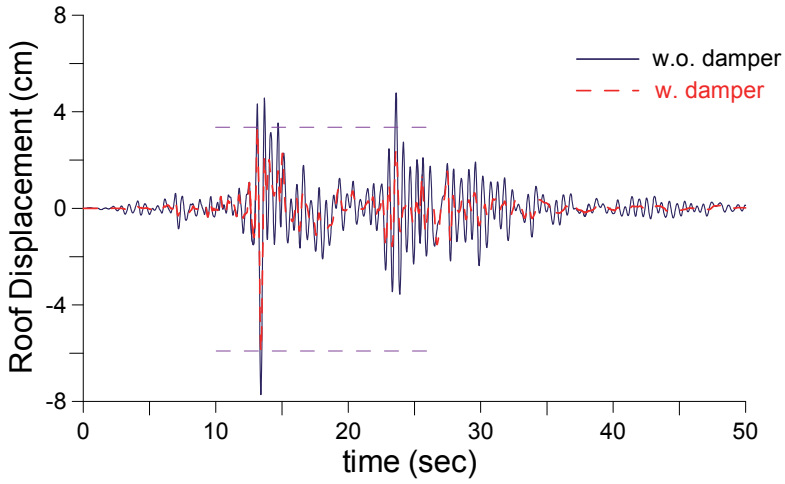


圖 6.15(c): X 向補強前後歷時分析之基底剪力與屋頂位移比較圖 (輸入 TCU052 反應譜相符地震, PGA=0.32g)，屋頂位移比(5.95 cm /7.71 cm=0.77)。

【資料來源：本研究製作】

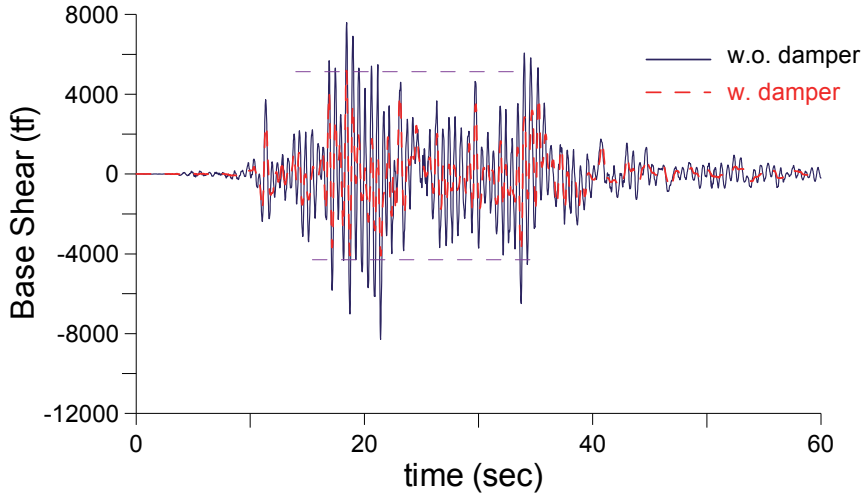


圖 6.16: X 向補強前後歷時分析基底剪力比較圖(輸入 TCU060 反應譜相符地震, PGA=0.32g)，基底剪力比(5186/7592=0.68)，屋頂位移比(5.46/9.03=0.61)。

【資料來源：本研究製作】

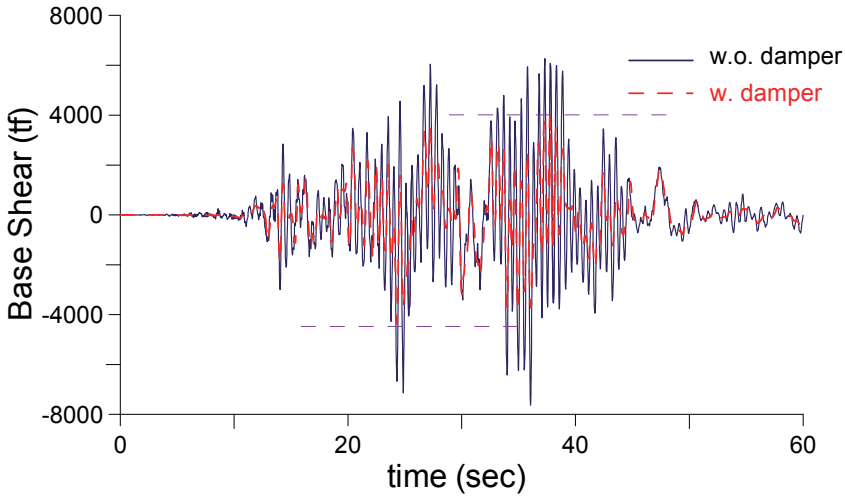


圖 6.17: X 向補強前後歷時分析基底剪力比較圖(輸入 TCU104 反應譜相符地震, PGA=0.32g)，基底剪力比 (4362/6268=0.69)，屋頂位移比(4.67/8.07=0.58)。

【資料來源：本研究製作】

Y 方向補強

1. Y 向原耐震能力 Ap 僅有 0.185 g，若單純使用加設阻尼器方式，將需提升結構整體阻尼比至約 30%左右，此並不經濟亦難以達到，故於 Y 向兩外側外部先增設 4 個單跨 RC 構架及加設鋼斜撐提昇整體強度及耐震能力至 0.228g 後再增設阻尼器來降低需求譜，鋼斜撐之側推分析塑鉸模擬準則如第 4 章中所述。

2. 考量 Y 向增加倒 V 型阻尼器斜撐支撐構架亦會影響原窗戶採光，故採用於外側增築梁柱構架後以 RC 懸牆及矮牆方式架設阻尼器，其配置型式如圖 6.18 所示，補強後 X 向與 Y 向之建築立面圖如圖 6.19 所示。補強元件均從一樓施作至屋頂層，1F-3F 之阻尼器的最大出力為 100 tf， 4F 之阻尼器的最大出力則為 75tf，整體補強位置規劃參見附錄 C，設定鋼斜撐補強後結構於 1%層間下變位點為性能點，所加裝之阻尼器等效阻尼比列於表 6.5 中。

表 6.5: Y 向阻尼器等效阻尼比計算表 【資料來源：本研究製作】

story	Displ(cm)	H(cm)	Drift/PF1	damping coefficient, C	no. of damper	damping work, Wj
RF	11.49	380	1.384	37.40	4	1701.4
4F	9.76	380	2.392	49.80	4	4741.9
3F	6.77	400	3.208	49.80	4	7047.6
2F	2.76	400	2.208	49.80	4	4256.2
					Σ =	17747.0
					η=	0.904
					ξ_{eff}=	8.07%

3. 同 X 向補強配合現有結構尺寸及消能元件錨錠需求，外部增築 RC 梁尺寸採用 60x80 cm，柱則為 60x60 cm；外部增築 RC 梁之尺寸配筋圖及與既有結構連接方式如附錄 C 之詳圖所示。

4. 補強後結構側推分析容量曲線取與鋼斜撐補強後結構相同，由表中可得知補強後結構整體之阻尼比為ξ= 8.07% (damper) + 5% (inherent damping)=13.07%，依現行耐震設計規範，短週期與長週期的阻尼修正係數 BS 與 B1 經查表後分別為 1.43 及 1.31，故可將需求之譜加速度 SDS 折減為 0.32/1.43=0.224g，故側推分析所得 1% drift 下 X 向耐震能力 0.228g 高於 0.224g，故補強後結構滿足要求之耐震性能準則。

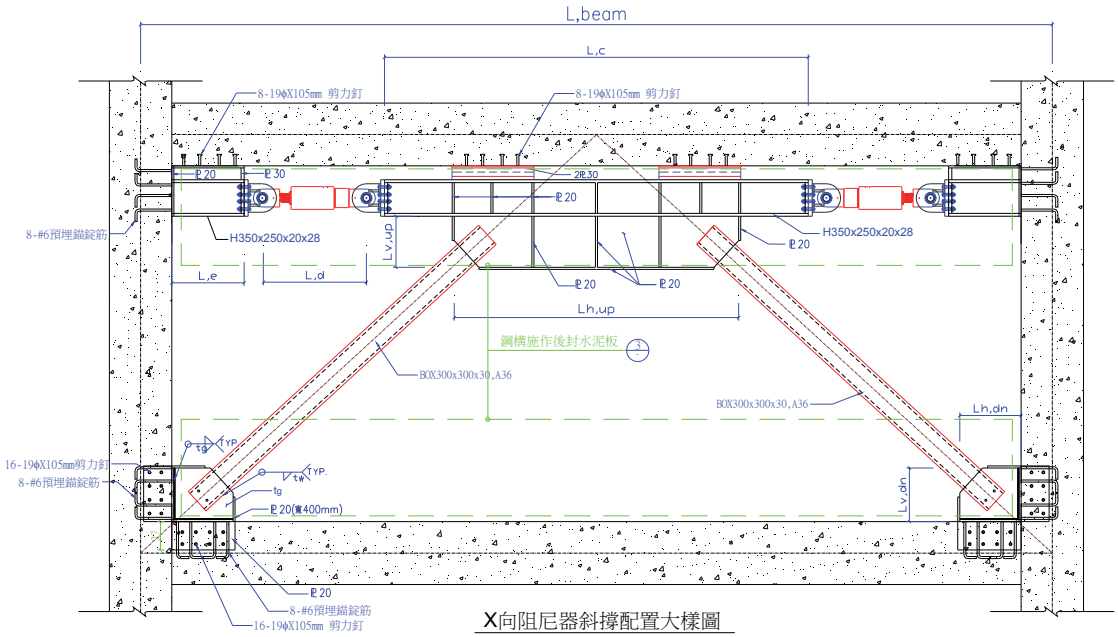


圖 6.18(a) X 向阻尼器配置大樣圖

【資料來源：本研究製作】

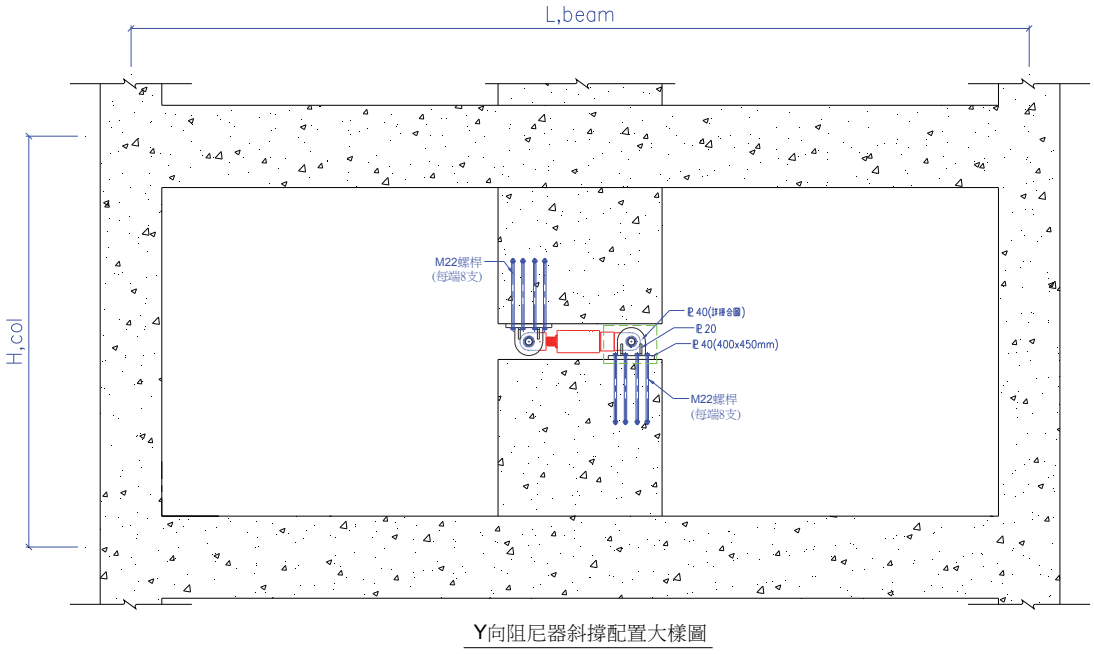
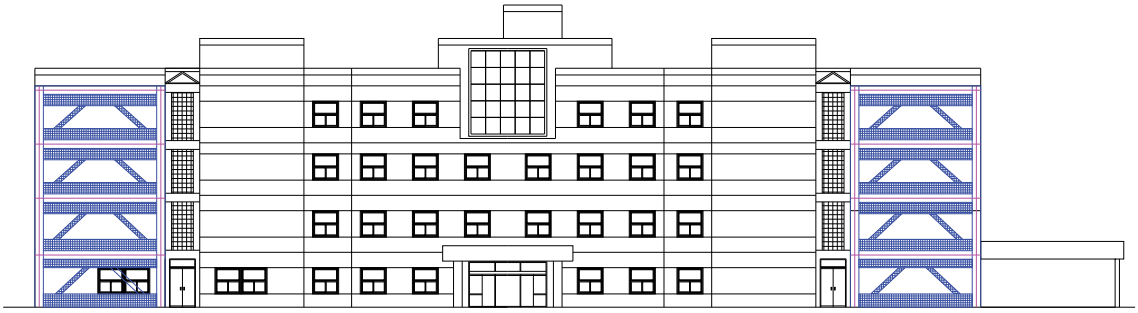


圖 6.18(b) Y 向阻尼器配置大樣圖

【資料來源：本研究製作】



(東北向立面圖)



(西北向立面圖)

圖 6.19 補強後立面圖

【資料來源：本研究製作】

三、補強方案三：增設間接接合型鋼框架斜撐補強

【補強案例規劃概要說明】

X 方向補強

1. 本方案主要目標是採系統補強、提升結構元件強度方法，研擬於既有構架內予以間接接合型鋼框架斜撐以提升整體耐震能力，鋼框架斜撐補強設計圖如圖 6.20 所示(圖 6.20-1 和圖 6.20-2 為鋼框架斜撐補強單層圖和鋼框架斜撐補強剖面圖)。考量將來使用單位之動線，X 向選定 8 處施做鋼框架斜撐以替換原有磚牆及外牆，補強元件均從基礎施作至屋頂層，如此即可增加整體結構之抗震能力，鋼框架斜撐補強位置示意圖如圖 6.21 所示。

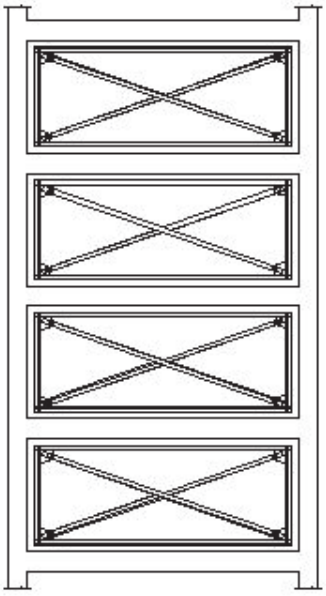


圖 6.20 鋼框架斜撐補強設計圖【資料來源：本研究製作】

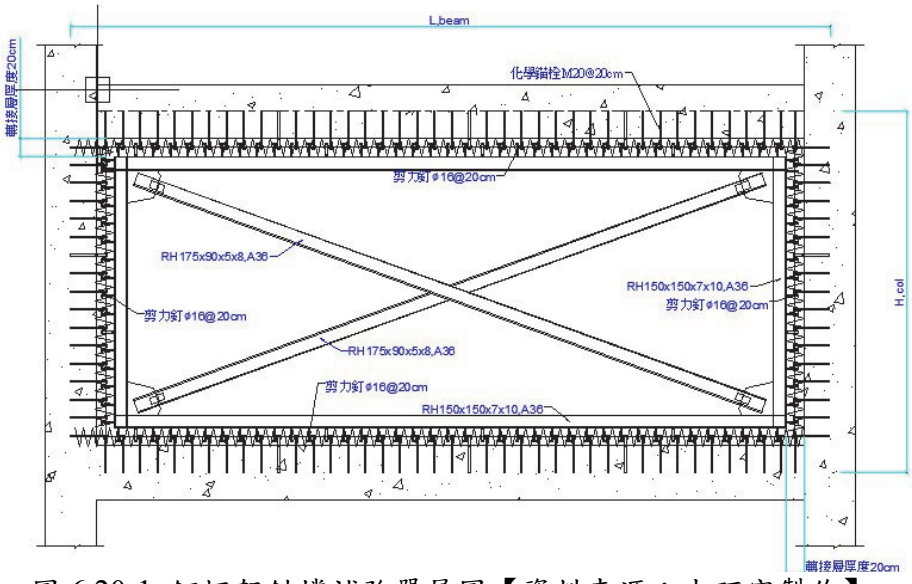


圖 6.20-1 鋼框架斜撐補強單層圖【資料來源：本研究製作】

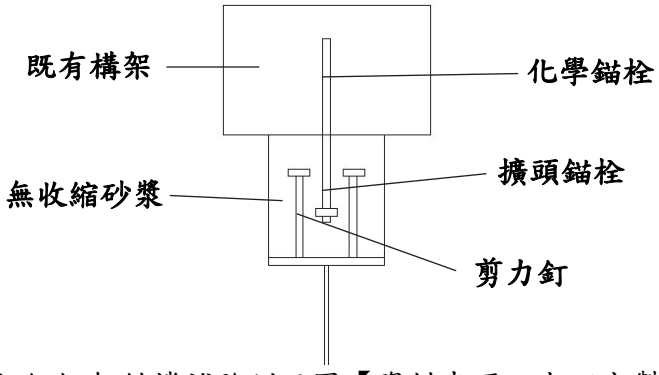


圖 6.20-2 鋼框架斜撐補強剖面圖【資料來源：本研究製作】

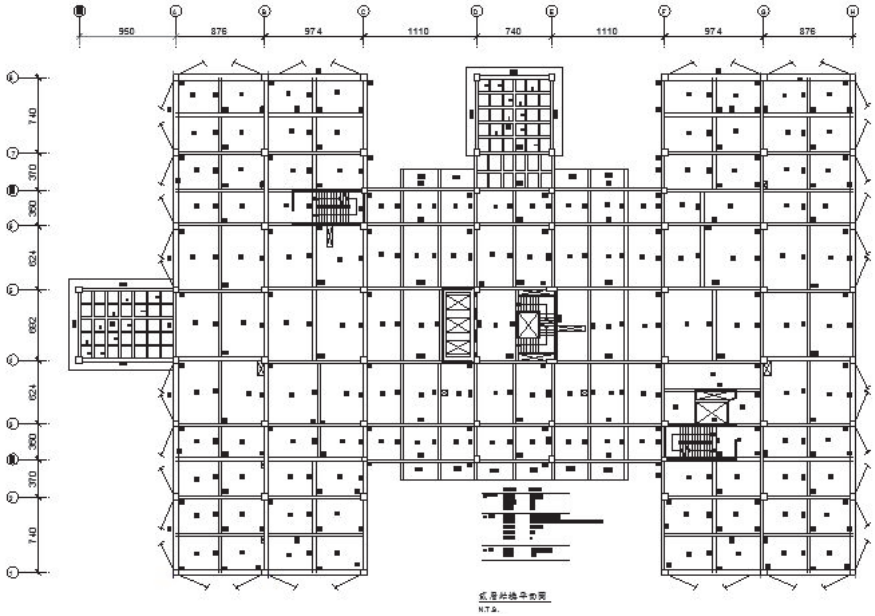


圖 6.21 鋼框架斜撐補強位置示意圖【資料來源：本研究製作】

2. 補強後結構經側推分析後所得容量曲線與原結構比較圖如圖 6.22 中所示，由圖中知補強後結構之最大基底剪力為 3894 tf，原結構最大基底剪力則為 3700 tf，故兩者之差值為 194 tf，補強後最大側力強度之性能目標地表加速度為 A_p=0.38 g，大於本案例醫院之耐震能力需求 A_t=0.32 g，耐震能力從原本 0.255 g 提升至 0.38 g，有明顯效果，性能點下最大層間變位角為 1%，亦滿足位移性能準則。

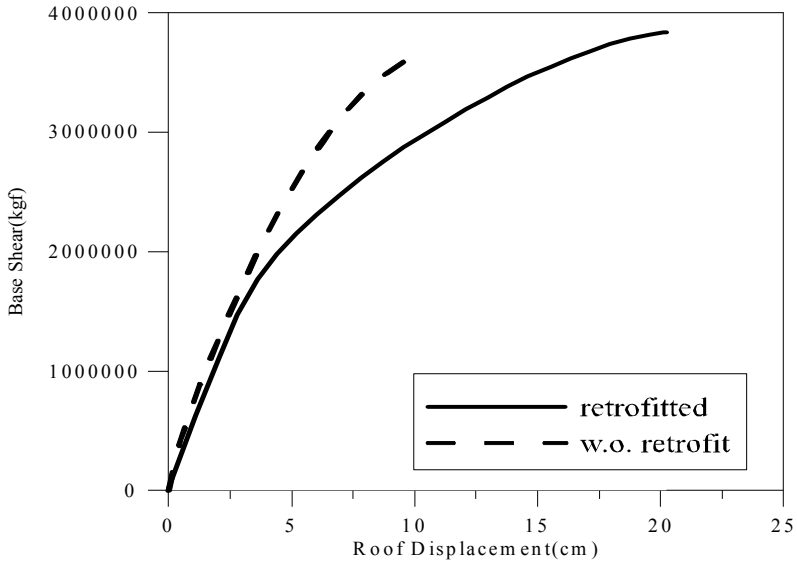


圖 6.22 X 向補強前後容量曲線比較圖【資料來源：本研究製作】

3.隅板設計及檢核

(1)隅板與鋼斜撐接合填角焊焊接長度 斜撐與隅板間銲材之剪力強度，需能夠使斜撐之力量傳遞至隅板，其焊接長度 L_w 須滿足下式：

$$\phi(0.6F_{exx})(0.707T_w)(8L_w) \geq P_u$$

其中，ϕ=0.75，F_{exx}：焊材張力強度，T_w：填角焊尺寸，P_u：鋼斜撐最大軸力。

(2)隅板塊狀剪力破壞檢核塊狀剪力強度為剪力撕裂強度與其垂直面上張力斷裂強度之和，其設計強度須滿足：

$$\phi P_n \geq P_u$$

$$P_n = 0.6F_{u,g}A_{nv} + F_{u,g}A_{nt} \leq 0.6F_{y,g}A_{gv} + F_{y,g}A_{nt}$$

其中，ϕ=0.75，$F_{y,g}$：隅板鋼材之降伏強度，$F_{u,g}$：隅板鋼材之極限強度，A_{gv}：受拉全斷面積，A_{nt}：受拉淨斷面積，A_{nv}：受剪淨斷面積。

(3)隅板拉力降伏檢核建議由斜撐與隅板接合銲道接合點開始，沿斜撐軸向呈 30 度角擴張，直至最後銲接點，如圖 6.23 拉力破壞斷面寬度 $W_{whitmore}$ 可表示為下式：

$$W_{whitmore} = 2L_w \tan 30° + H$$

其中，L_w：焊接長度，H：鋼斜撐斷面高度。有效斷面寬度 B_e 取 $W_{whitmore}$ 與 W_{actual} 之小值，則隅板設計須滿足下式：

$$\phi F_{y,g}B_eT_g \geq P_u$$

其中，ϕ=0.9，$F_{y,g}$：隅板鋼材之降伏強度，T_g：隅板厚度，P_u：鋼斜撐最大軸力。

(4)隅板與梁柱銲接尺寸

對於柱翼邊隅板填角銲腳長 T_c 與梁翼邊隅板填角銲腳長 T_b 可由下式求得：

$$\phi V_{an,c} \geq 1.25\sqrt{V_{uc}^2 + H_{uc}^2}$$

$$\phi V_{an,b} \geq 1.25\sqrt{V_{ub}^2 + H_{ub}^2}$$

$$V_{an,c} = 2(0.707T_c)(2\beta)(0.6F_{exx})\left[1 + 0.5\sin^{1.5}\left(\tan^{-1}\left|\frac{H_{uc}}{V_{uc}}\right|\right)\right]$$

$$V_{an,b} = 2(0.707T_b)(2\alpha)(0.6F_{exx})\left[1 + 0.5\sin^{1.5}\left(\tan^{-1}\left|\frac{H_{ub}}{V_{ub}}\right|\right)\right]$$

其中，ϕ=0.75，且需再檢核 $T_c \leq 0.8T_g$，$T_b \leq T_g$。

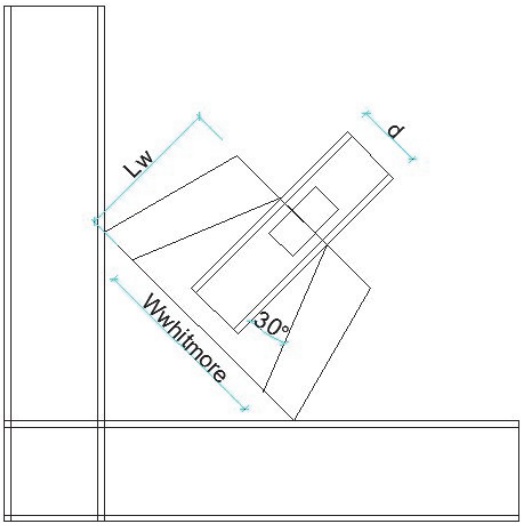


圖 6.23 拉力破壞斷面寬度 $W_{whitmore}$ 示意圖
【資料來源：本研究製作】

4.斷面的轉換

原有構架斷面和補強接合部砂漿界面之整體 I 值轉換為一長度相同矩形之 I 值，藉由此矩形模擬原有構架和補強接合部砂漿界面的整體斷面。

5.間接接合型鋼框架斜撐補強數值模型及立面圖如圖 6.24 及圖 6.25 所示(圖 6.26、圖 6.27 和表 6.6、表 6.7 為鋼斜撐非線性鉸參數結果和參數)。鋼框架斜撐補強之耐震能力評估結果如表 6.8 所示，本補強方案確可提昇本案例之耐震能力至合格標準。

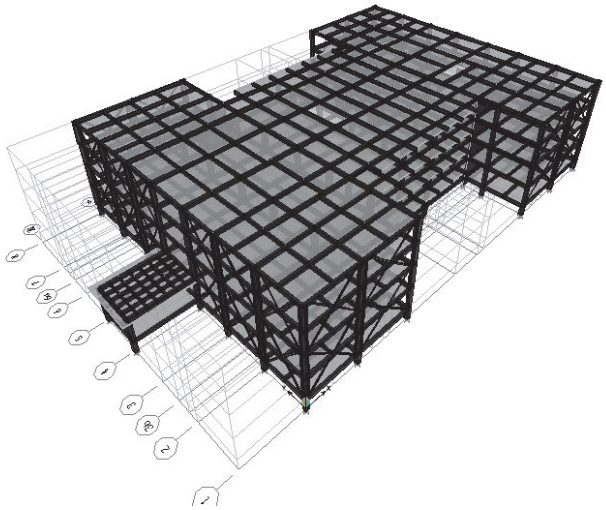
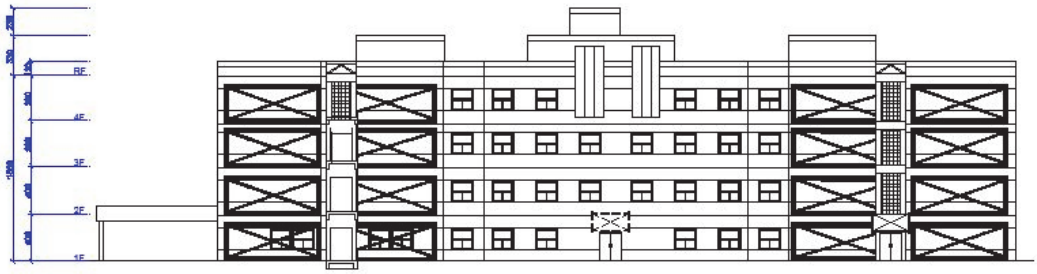


圖 6.24 間接接合型鋼框架斜撐補強分析模型
【資料來源：本研究製作】



病房大樓東北向現況立面圖



病房大樓西南向補強立面圖

圖 6.25 X 向補強後立面圖【資料來源：本研究製作】

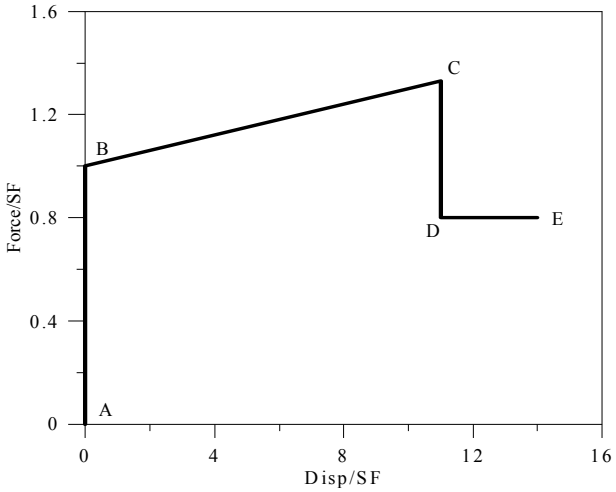


圖 6.26 鋼斜撐軸力非線性鉸參數結果 【資料來源：本研究製作】

6.6 鋼斜撐軸力非線性鉸參數 【資料來源：本研究製作】

Point	Force/SF	Disp/SF
A	0	0
B	1	0
C	1.33	11
D	0.8	11
E	0.8	14

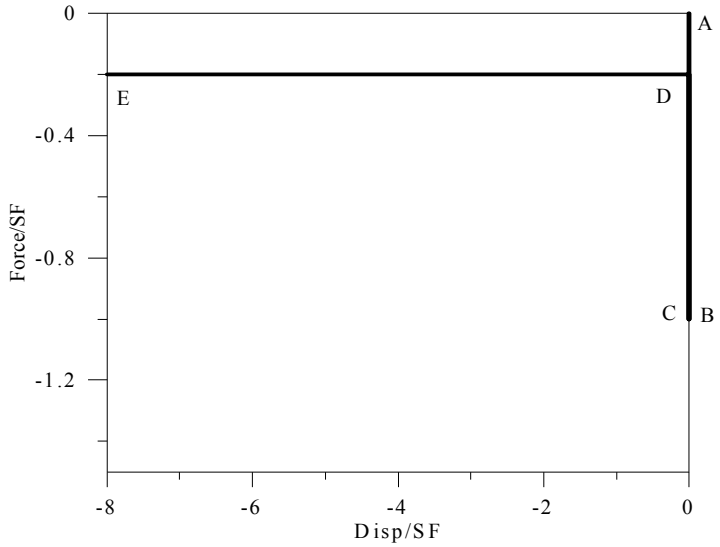


圖 6.27 鋼斜撐軸力非線性鉸參數結果
【資料來源：本研究製作】

表 6.7 鋼斜撐軸力非線性鉸參數【資料來源：本研究製作】

Point	Force/SF	Disp/SF
A	0	0
B	-1	0
C	-1	-0.01
D	-0.2	-0.01
E	-0.2	-8

Y 方向補強

1.本方案主要目標是採系統補強、提升結構元件強度方法，研擬於既有構架內予以間接接合型鋼框架斜撐以提升整體耐震能力，鋼框架斜撐補強設計圖如圖 6.20 所示。考量將來使用單位之動線，Y 向選定 12 處施做鋼框架斜撐以替換原有磚牆及外牆，補強元件均從基礎施作至屋頂層，如此即可增加整體結構之抗震能力，鋼框架斜撐補強位置示意圖如圖 6.21 所示。

2.補強後結構經側推分析後所得容量曲線與原結構比較圖如圖 6.28 中所示，由圖中知補強後結構之最大基底剪力為 5279 tf，原結構最大基底剪力則為 2116 tf，故兩者之差值為 3163 tf，補強後最大側力強度之性能目標地表加速度為 A_p=0.343 g，大於本案例醫院之耐震能力需求 A_t=0.32 g，耐震能力從原本 0.146 g 提升至 0.343 g，有

明顯效果，性能點下最大層間變位角為 0.97%，亦滿足位移性能準則。

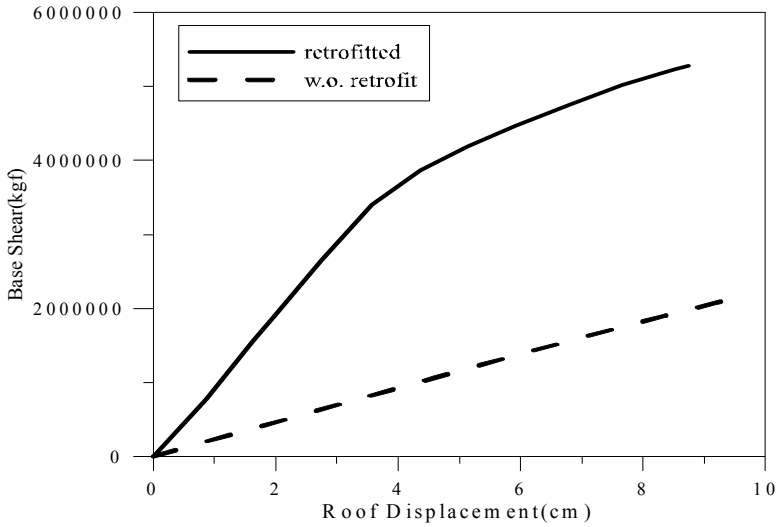


圖 6.28　Y 向補強前後容量曲線比較圖

【資料來源：本研究製作】

3.隅板設計及檢核

(1)隅板與鋼斜撐接合填角焊焊接長度 斜撐與隅板間銲材之剪力強度，需能夠使斜撐之力量傳遞至隅板，其焊接長度 L_w 須滿足下式：

$$\phi(0.6F_{exx})(0.707T_w)(8L_w) \geq P_u$$

其中，$\phi = 0.75$，F_{exx}：焊材張力強度，T_w：填角焊尺寸，P_u：鋼斜撐最大軸力。

(2)隅板塊狀剪力破壞檢核塊狀剪力強度為剪力撕裂強度與其垂直面上張力斷裂強度之和，其設計強度須滿足：

$$\phi P_n \geq P_u$$

$$P_n = 0.6F_{u,g}A_{nv} + F_{u,g}A_{nt} \leq 0.6F_{y,g}A_{gv} + F_{y,g}A_{nt}$$

其中，$\phi = 0.75$，$F_{y,g}$：隅板鋼材之降伏強度，$F_{u,g}$：隅板鋼材之極限強度，A_{gv}：受拉全斷面積，A_{nt}：受拉淨斷面積，A_{nv}：受剪淨斷面積。

(3)隅板拉力降伏檢核建議由斜撐與隅板接合銲道接合點開始，沿斜撐軸向呈 30 度角擴張，直至最後銲接點，如圖 6.23 拉力破壞斷面寬度 $W_{whitmore}$ 可表示為下式：

$$W_{whitmore} = 2L_w \tan 30° + H$$

其中，L_w：焊接長度，H：鋼斜撐斷面高度。有效斷面寬度 B_e 取 $W_{whitmore}$ 與 W_{actual}

之小值，則隅板設計須滿足下式：

$$\phi F_{y,g} B_e T_g \geq P_u$$

其中，$\phi = 0.9$，$F_{y,g}$：隅板鋼材之降伏強度，T_g：隅板厚度，P_u：鋼斜撐最大軸力。

(4)隅板與梁柱銲接尺寸

對於柱翼邊隅板填角銲腳長 T_c 與梁翼邊隅板填角銲腳長 T_b 可由下式求得：

$$\phi V_{an,c} \geq 1.25\sqrt{V_{uc}^2 + H_{uc}^2}$$

$$\phi V_{an,b} \geq 1.25\sqrt{V_{ub}^2 + H_{ub}^2}$$

$$V_{an,c} = 2(0.707T_c)(2\beta)(0.6F_{exx})\left[1 + 0.5\sin^{1.5}\left(\tan^{-1}\left|\frac{H_{uc}}{V_{uc}}\right|\right)\right]$$

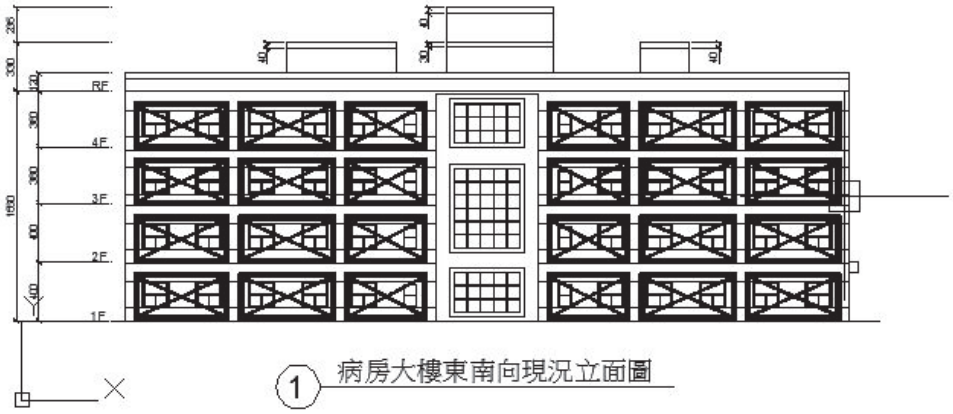
$$V_{an,b} = 2(0.707T_b)(2\alpha)(0.6F_{exx})\left[1 + 0.5\sin^{1.5}\left(\tan^{-1}\left|\frac{H_{ub}}{V_{ub}}\right|\right)\right]$$

其中，$\phi = 0.75$，且需再檢核 $T_C \leq 0.8T_g$，$T_b \leq 0.8T_g$。

4.斷面轉換

原構架斷面和補強接合部砂漿界面之整體 I 值轉換為一長度相同矩形之 I 值，藉由此矩形模擬原有構架和補強接合部砂漿界面的整體斷面。

5.間接接合型鋼框架斜撐補強數值模型及立面圖如圖 6.24 及圖 6.29 所示(圖 6.26、圖 6.27 和表 6.6、表 6.7 為鋼斜撐非線性鉸參數結果和參數)。鋼框架斜撐補強之耐震能力評估結果如表 6.8 所示，本補強方案確可提昇本案例之耐震能力至合格標準。



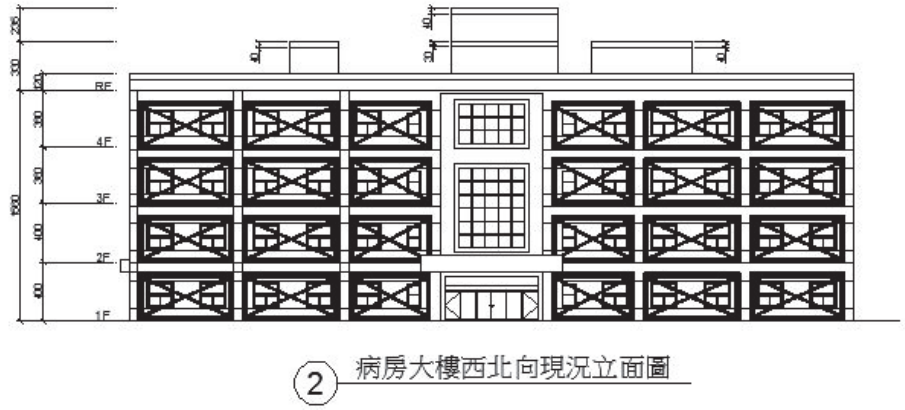


圖 6.29　Y 向補強後立面圖 【資料來源：本研究製作】

表 6.8　鋼框架斜撐補強之耐震能力評估結果【資料來源：本研究製作】

地震力作用方向	+X	-X	+Y	-Y
耐震能力(g)	0.38	0.377	0.344	0.331
層間變位角(%)	1	1	0.97	0.89
耐震能力 A_P(g)	0.377		0.331	
耐震能力標準 A_T(g)	0.32			
CDR 值(A_P/A_T)	1.01		1.03	
評估結果	合格		合格	

四、補強方案四：增設開口 RC 牆

【補強案例規劃概要說明】

X 方向補強

1.本方案主要目標是採系統補強、提升結構構件強度，研擬於既有構架內予以增設

開口剪力牆以提升整體耐震能力，開窗型開口剪力牆補強示意圖如圖 6.30 所示(圖 6.31 為 A-A 剖面圖)，考量將來使用單位之動線，X 向選定 8 處施做剪力牆以替換原有磚牆及外牆。補強元件均從基礎施作至屋頂層，如此即可增加整體結構之抗震能力，開口剪力牆補強位置示意圖如圖 6.32 所示。

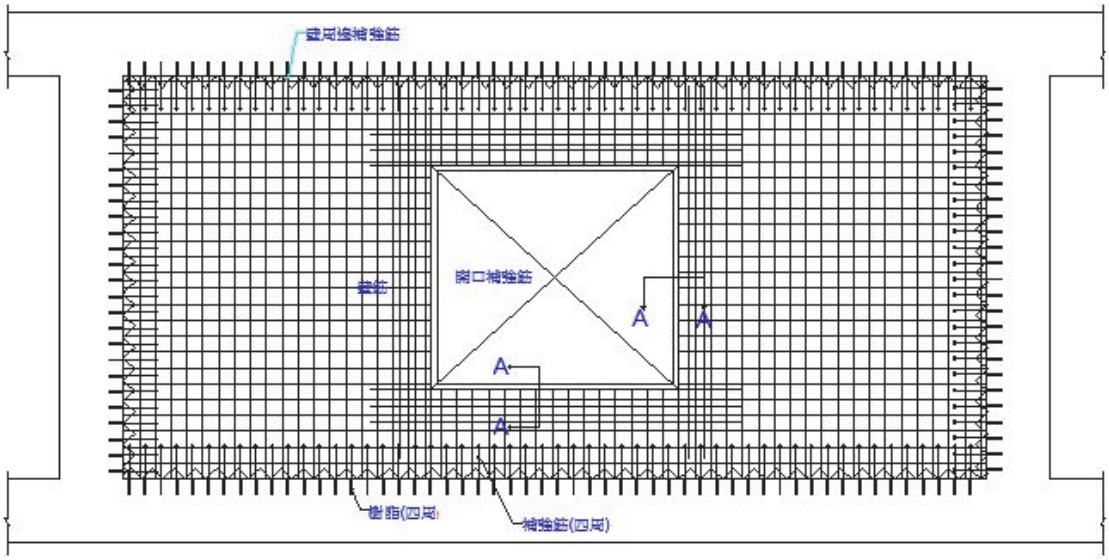


圖 6.30 開口剪力牆補強示意圖(開窗)
【資料來源：本研究製作】

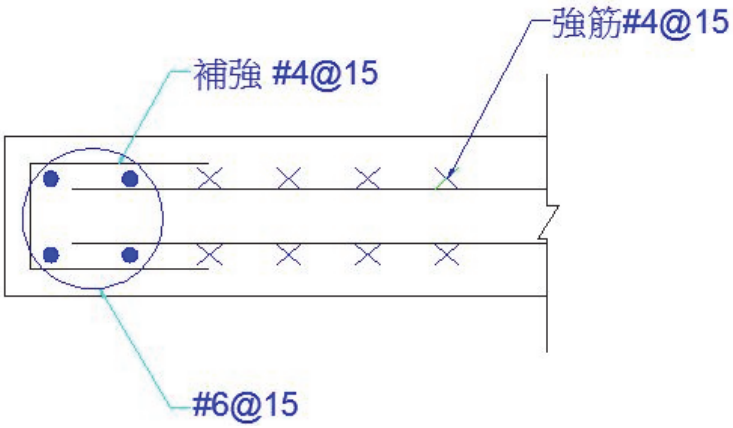


圖 6.31 開口剪力牆 A-A 剖面圖
【資料來源：本研究製作】

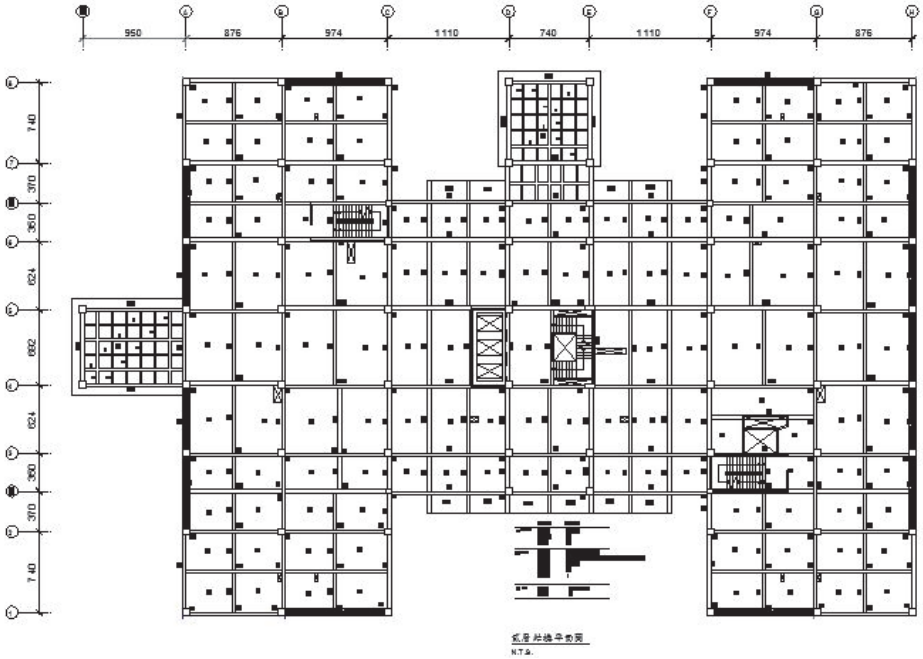


圖 6.32 開口剪力牆補強位置示意圖
【資料來源：本研究製作】

2.補強後結構經側推分析後所得容量曲線與原結構比較圖如圖 6.33 中所示，由圖中知道補強後結構之最大基底剪力為 6102 tf，原結構最大基底剪力則為 3700 tf，故兩者之差值為 2402 tf，補強後最大側力強度之性能目標地表加速度為 A_p=0.366 g，大於本案例醫院之耐震能力需求 A_t=0.32 g，耐震能力從原本 0.255 g 提升至 0.366 g，有明顯效果，性能點下最大層間變位角為 0.53%，亦滿足位移性能準則。

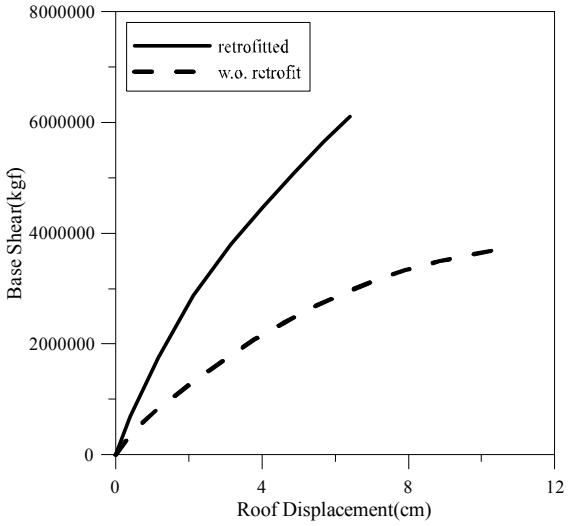


圖 6.33 X 向補強前後容量曲線比較圖 【資料來源：本研究製作】

3.開口尺寸設計

考慮到植筋之間相互影響的效應，如欲配置雙 排牆鋼筋，根據規範要求牆體水平剪力鋼筋面積 與混凝土垂直斷面積之比 ρ_t 至少須為 0.0025，間距不得大於 $L_w/5$、$3h$ 或 45 cm，其中 L_w 為構件寬度，h 為構材總厚度或全深，而牆體垂直剪力鋼筋面積與混凝土水平斷面面積之比 ρ_l 不得小於下式：

$$\rho_l = 0.0025 + 0.5\left(2.5 - \frac{h_w}{L_w}\right)(\rho_t - 0.0025)$$

亦不得小於 0.0025，但不需大於計算 ρ_l 之值，間距不得大於 $L_w/5$、$3h$ 或 45 cm，式中 h_w 為全牆總高或所考慮牆段之高度。

4.角隅鋼筋設計

斜向角隅鋼筋配置依照混凝土設計規範及解說中 7.4.7 節規定，牆內若有開窗開孔者，開口四周須加置不少於 2 根#5 之鋼筋，此等鋼筋須延伸至孔角外至少 60 cm，並不得小於伸展長度。然而此一規範於業界施作時，並不廣泛被遵守，因此本案例採用目前業界慣用「牆筋大一號數鋼筋」之配置邏輯，經預估計算全部試體極限側力強度之後，取單邊試體切自由體圖，先以混凝土開裂公式：

$$V_C = 0.53\sqrt{f'_c}\left(1 + \frac{N}{140A_g}\right)bd$$

計算的混凝土開裂強度，其中 $f'c$ 為混凝土抗壓強度，N 為軸力，b 為構件寬度，d 為構件之有效深度；如側力強度大於牆體混凝土開裂強度，則假設改由牆體水平、垂直向鋼筋及柱混凝土剪力強度抗剪，將各個方向的力轉換為角隅鋼筋方向(斜向 45 度角)之後，不足抵抗側力的量即由角隅鋼筋承受。

5.斷面的轉換

原有構架斷面和剪力牆之整體斷面在數值模擬時使用長度一樣寬度取用斷面寬度之最大值，但是在輸入 TEASPA 時，其 I 值以實際斷面去計算輸入，藉由此矩形模擬原有構架和剪力牆的整體斷面。

6.增設開口剪力牆補強 X 向數值模型及立面圖如圖 6.34 及圖 6.35 所示(圖 6.36 和表 6.9 為 RC 剪力牆剪力非線性鉸參數結果和參數)，增設開口剪力牆補強之耐震能力評估結果如表 6.10 所示，本補強方案確可提昇本案例之耐震能力至合格標準。

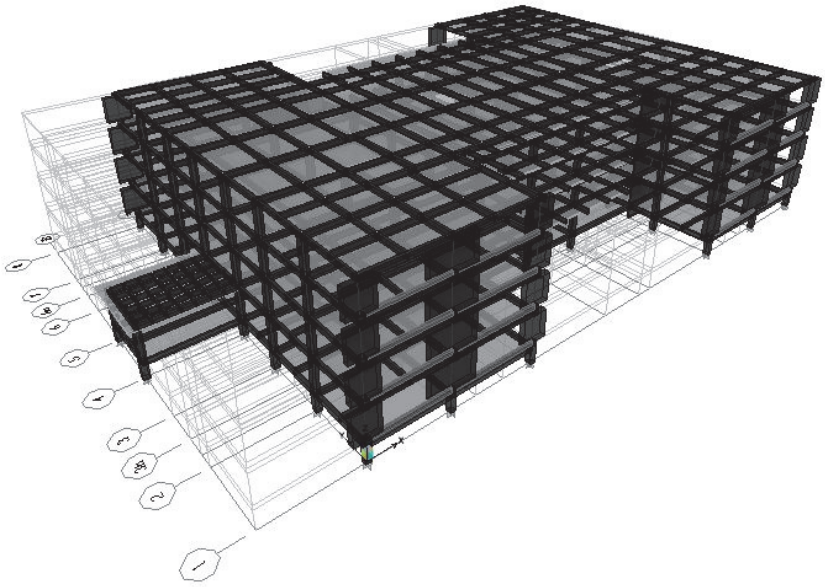
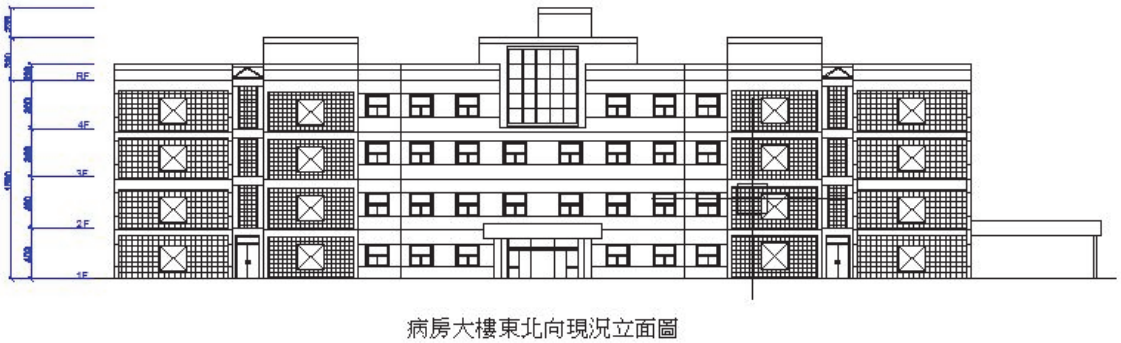


圖 6.34 X 向增設開口剪力牆補強模型
【資料來源：本研究製作】



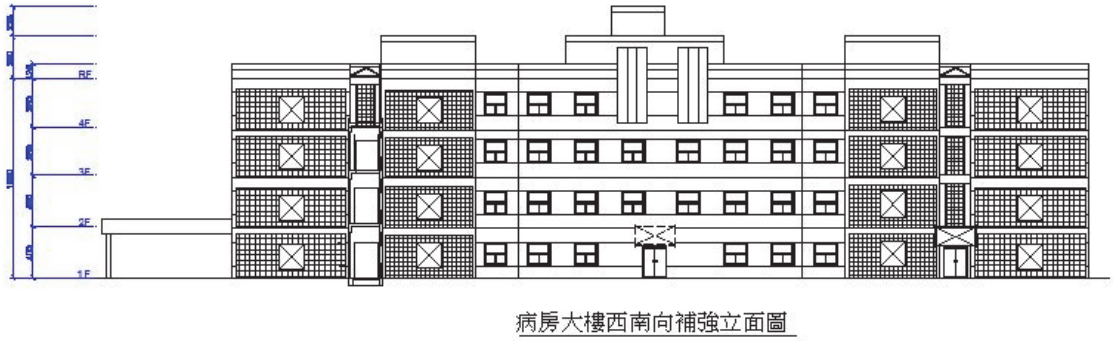


圖 6.35 X 向補強後立面圖
【資料來源：本研究製作】

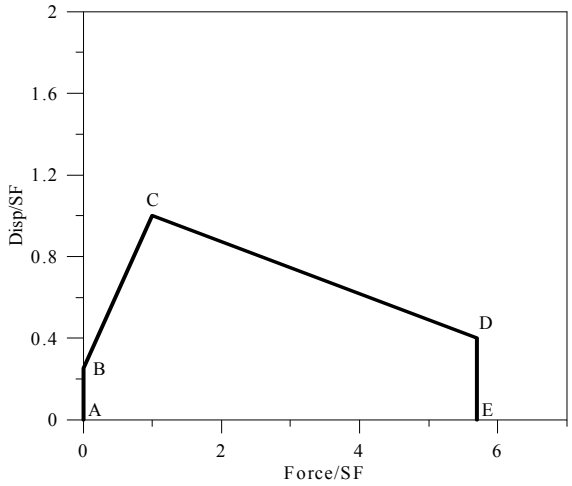


圖 6.36 開口 RC 牆剪力非線性鉸參數結果

【資料來源：本研究製作】

表 6.9 開口 RC 牆剪力非線性鉸參數【資料來源：本研究製作】

Point	Force/SF	Disp/SF
A	0	0
B	0.2525	0
C	1	1
D	0.4	5.6971
E	0	5.6971

Y 方向補強

1.本方案主要目標是採系統補強、提升結構構件強度，研擬於既有構架內予以增設開口剪力牆以提升整體耐震能力，開窗型開口剪力牆補強示意圖如圖 6.30 所示，考量將來使用單位之動線，Y 向選定 8 處施做剪力牆以替換原有磚牆及外牆。補強元件均從基礎施作至屋頂層，如此即可增加整體結構之抗震能力，開口剪力牆補強位置示意圖如圖 6.32 所示。

2.補強後結構經側推分析後所得容量曲線與原結構比較圖如圖 6.38 中所示，由圖中知補強後結構之最大基底剪力為 5770 tf，原結構最大基底剪力則為 2116 tf，故兩者之差值為 3654 tf，補強後最大側力強度之性能目標地表加速度為 A_p=0.322 g，大於本案例醫院之耐震能力需求 A_t=0.32 g，耐震能力從原本 0.255 g 提升至 0.322 g，有

明顯效果，性能點下最大層間變位角為 0.52%，亦滿足位移性能準則。

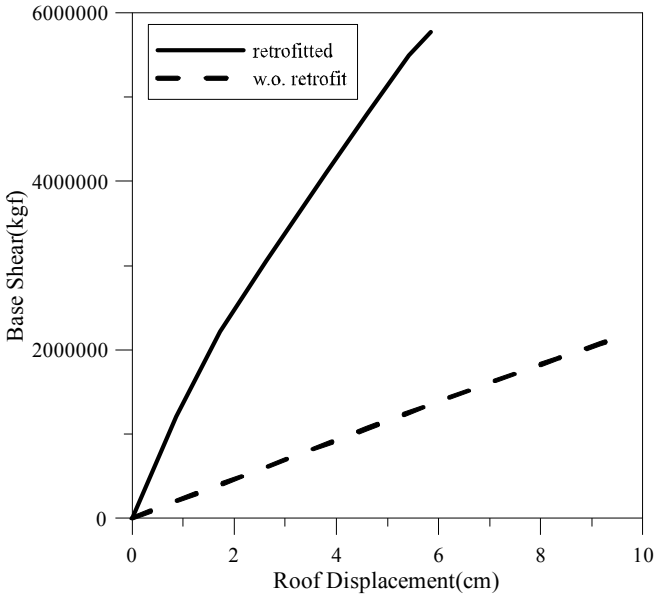


圖 6.38 Y 向增設開口剪力牆補強模型

【資料來源：本研究製作】

3.開口尺寸設計

考慮到植筋之間相互影響的效應，如欲配置雙 排牆鋼筋，根據規範要求牆體水平剪力鋼筋面積 與混凝土垂直斷面積之比 ρ_t 至少須為 0.0025，間距不得大於 L_w/5、3h 或 45 cm，其中 L_w 為構件寬度，h 為構材總厚度或全深，而牆體垂直剪力鋼筋面積與混凝土水平斷面面積之比 ρ_l 不得小於下式：

$$\rho_l = 0.0025 + 0.5\left(2.5 - \frac{h_w}{L_w}\right)\left(\rho_t - 0.0025\right)$$

亦不得小於 0.0025，但不需大於計算 ρ_l 之值，間距不得大於 L_w/5、3h 或 45 cm，式中 h_w 為全牆總高或所考慮牆段之高度。

4.角隅鋼筋設計

斜向角隅鋼筋配置依照混凝土設計規範及解說中 7.4.7 節規定，牆內若有開窗開孔者，開口四周須加置不少於 2 根#5 之鋼筋，此等鋼筋須延伸至孔角外至少 60 cm，並不得小於伸展長度。然而此一規範於業界施作時，並不廣泛被遵守，因此本案例採用目前業界慣用「牆筋大一號數鋼筋」之配置邏輯，經預估計算全部試體極限側

力強度之後，取單邊試體切自由體圖，先以混凝土開裂公式：

$$V_C = 0.53\sqrt{f'_c}\left(1+\frac{N}{140A_g}\right)bd$$

計算的混凝土開裂強度，其中 *f'c* 為混凝土抗壓強度，*N* 為軸力，*b* 為構件寬度，*d* 為構件之有效深度；如側力強度大於牆體混凝土開裂強度，則假設改由牆體水平、垂直向鋼筋及柱混凝土剪力強度抗剪，將各個方向的力轉換為角隅鋼筋方向(斜向 45 度角)之後，不足抵抗側力的量即由角隅鋼筋承受。

5.斷面的轉換

原構架和剪力牆之整體斷面在數值模擬時，使用長度和實際長度一樣，寬度取用斷面寬度之最大值，但是在輸入 TEASPA 時，其 I 值以實際斷面去計算輸入，藉由此矩形模擬原有構架和剪力牆的整體斷面。

6.增設開口剪力牆補強 Y 向數值模型及立面圖如圖 6.39 及圖 6.40 所示，增設開口剪力牆補強之耐震能力評估結果如表 6.10 所示，本補強方案確可提昇本案例之耐震能力至合格標準。

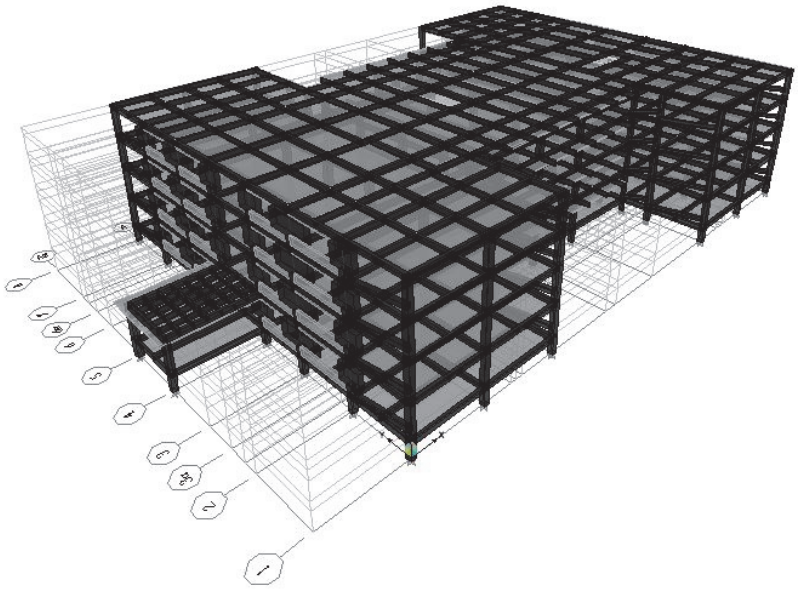


圖 6.39 Y 向增設開口剪力牆補強模型

【資料來源：本研究製作】

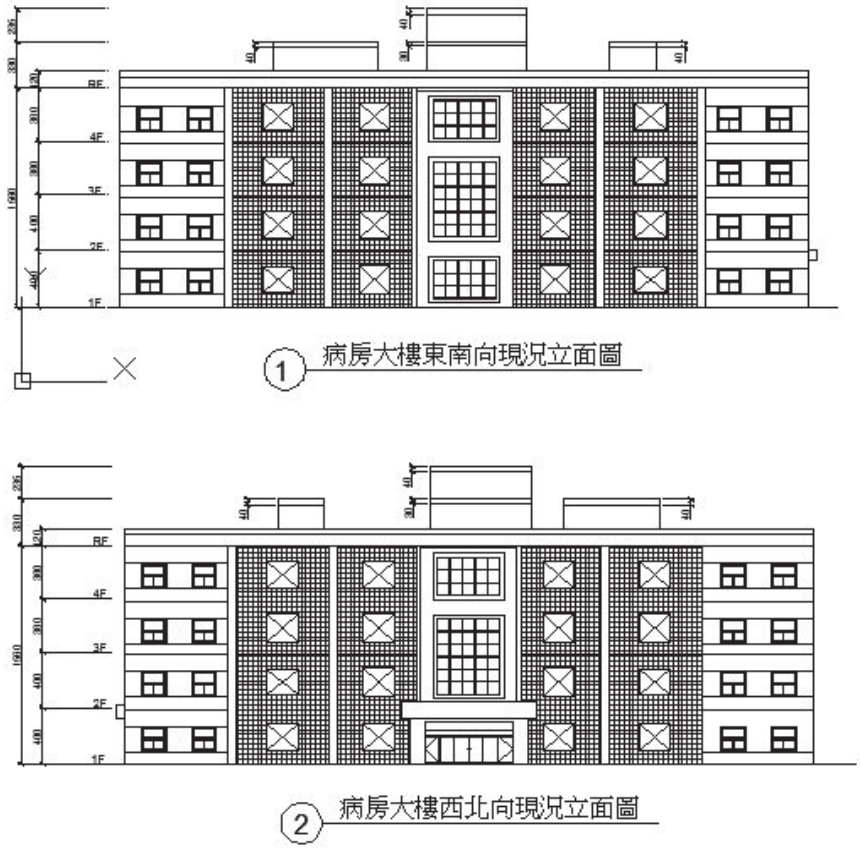


圖 6.40 Y 向補強後立面圖
【資料來源：本研究製作】

表 6.10 開口剪力牆補強之耐震能力評估結果 【資料來源：本研究製作】

地震力作用方向	+X	-X	+Y	-Y
耐震能力(g)	0.366	0.371	0.322	0.321
層間變位角(%)	0.53	0.56	0.52	0.52
耐震能力 A_P(g)	0.366		0.321	
耐震能力標準 A_T(g)	0.32			
CDR 值(A_P/A_T)	1.14		1.003	
評估結果	合格		合格	

第七章 補強設計範例(二):住商混合大樓

第一節 建築物基本資料與結構現況

一、結構現況及用途

本分析範例之皇后大樓為地下二層、地上十四層之鋼筋混凝土構造，一、二樓間有夾層，部份為挑高設計，採用筏式基礎，整棟建築物呈冂字型，部份設計為開放空間，為住商混合大樓。建築物平面尺寸於 X 向約 61.08 m，Y 向約 41.08 m；其 1F 之樓層高為 5.8 m (含夾層高度 2.8m)，2F 樓層高為 3.5m，3F 以上至 11F 樓層高為 2.9m，12F-14F 樓層高為 3.2m，建築物地面以上總高度為 45m。其一二樓為商店與銀行，僅有少部份之完整牆體，三樓以上為住宅則有許多之隔戶隔間牆體，為典型之軟弱底層大樓，另本大樓之平面與立面亦屬不規則之結構，此類結構在歷年震害中常有嚴重之損壞或倒塌，故本手冊以此結構來說明僅需少量之結構弱點補強即可大幅改善其耐震能力。

表 7.1：建築物現況調查結果彙整表【資料來源：本研究製作】

建築物名稱	皇后大樓			
構 造	鋼筋混凝土造			
屋 齡	30 年			
樓層數	地上 14 層，地下 2 層室			
總樓地板面積	約 9000 m^2			
建築物地上高度	45 m			
各樓層	1F	2F	3F-11F	12F-14F
樓層高	580 cm	350 cm	290 cm	320 cm
設計用途	商店、銀行	商店、銀行	住宅	住宅
使用現況	商店、銀行	商店、銀行	住宅	住宅

本建築物結構斷面尺寸（扣除粉刷層）說明如下：

1.主要柱尺寸：60x90cm、120x80cm、130x70cm、60x80cm；

2.主要梁尺寸：50x80cm、35x60cm；

3.樓版尺寸：版厚15cm；

4.外牆為12cm RC牆、電梯間為15cm RC牆、內隔間及隔戶牆為1B磚牆及RC牆。

建築物使用現況如表7.1所述，結構平面圖如圖7.1所示:

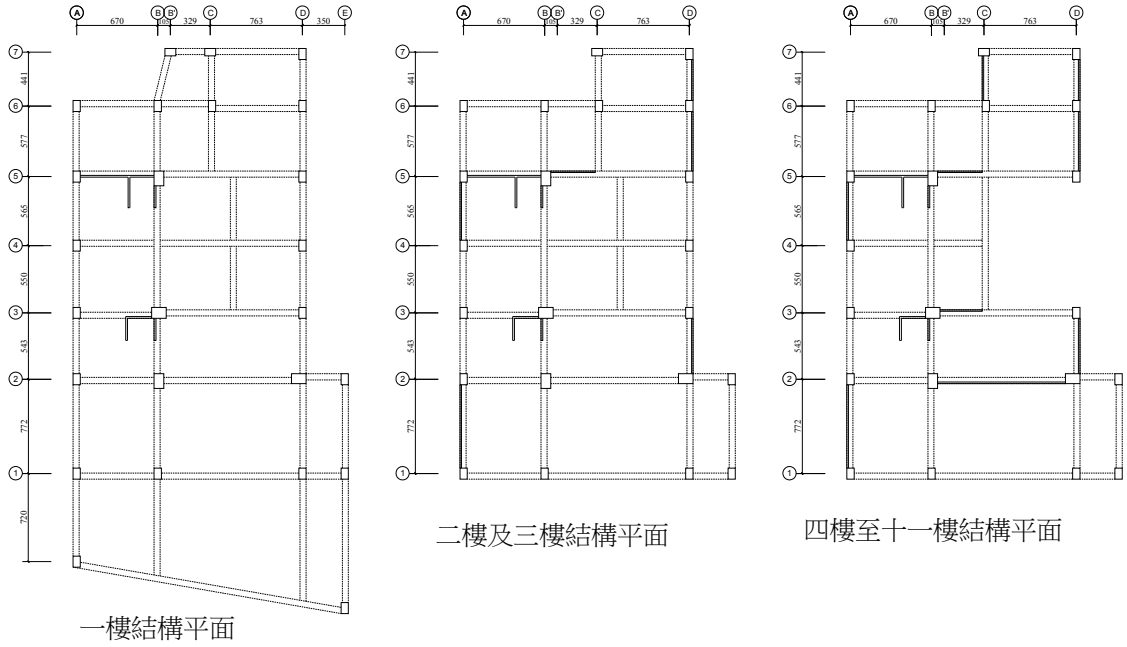


圖 7.1: 分析建物結構平面圖 【資料來源：本研究製作】

二、 分析採用材料強度

混凝土強度

本建築物現況耐震能力評估採用之各樓層混凝土抗壓強度如下：

1F-14F　　f'c= 305 kgf/cm^2；

鋼筋強度

鋼筋降伏強度：

f_y = 3500 kgf/cm²（#6~#10 鋼筋），

f_y = 3020 kgf/cm²（#3~#5 鋼筋）；

磚塊強度

耐震能力評估分析時，磚牆之強度將納入考慮，磚塊強度將依內政部民國 96 年 12 月 27 日台內營字第 0960807106 號令頒訂之「建築物磚構造設計及施工規

範」附錄 A 『紅磚牆之抗剪能力計算法』第 7 頁所使用之結構材料強度為依據，如下說明：

紅磚長期抗壓強度　　f_{bc}＝150 kgf/cm²；

砂漿長期抗壓強度　　f_{mc}＝150 kgf/cm²。

基地地盤分類

根據附近地區地質鑽探資料，依「建築物耐震設計規範及解說」第 2.4 節，計算得工址地表面下 30.0 公尺內土層之平均剪力波速值為 266 m/sec，故依地盤分類表，本工址可歸類為第二類地盤，故分析時將以**第二類地盤（普通地盤）**進行分析。

第二節 耐震能力詳細評估分析

本評估報告之耐震能力分析理論，係採用以非線性側推分析為基礎之方法，依據 FEMA 356 建議進行塑鉸設定及使用國震中心之容量震譜程式 PGA.exe 計算耐震能力，其依據之參考相關文獻如下：

(1) FEMA 356。

(2) 國家地震工程研究中心，校舍結構耐震評估與補強技術手冊，2014

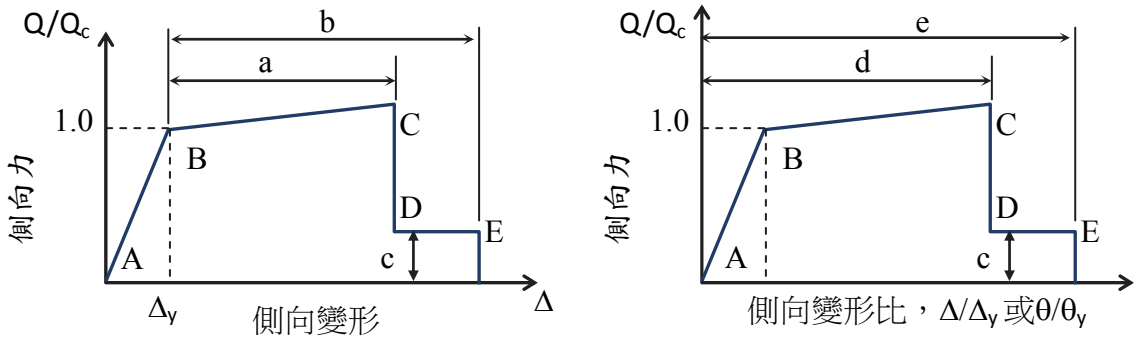


圖 7.2 混凝土構材側向力與變形之關係圖

【資料來源：本研究製作】

分析所採用之梁柱與牆的塑性轉角能力如圖 7.2 表 7.2-7.4 所示，為驗證 FEMA 所使用之非線性分析模擬參數的適用性與保守性，本章最後一節提供有相關之驗證分析比較例，來確認其可靠度。

表 7.2： 非線性分析之模擬參數-RC 梁 【資料來源：本研究製作】

條件狀態			模擬參數 [3]		
			塑性轉角(弧度)		殘餘強度比
			a	b	c
i. 撓曲控制之梁 [1]					
$\frac{\rho-\rho'}{\rho_{bal}}$	橫向箍筋 [2]	$\frac{V}{0.27b_w d\sqrt{f_c'}}$			
< 0.0	C	< 3	0.025	0.05	0.2
< 0.0	C	> 6	0.02	0.04	0.2
> 0.5	C	< 3	0.02	0.03	0.2
> 0.5	C	> 6	0.015	0.02	0.2
< 0.0	NC	< 3	0.02	0.03	0.2
< 0.0	NC	> 6	0.01	0.015	0.2
> 0.5	NC	< 3	0.01	0.015	0.2
> 0.5	NC	> 6	0.005	0.01	0.2
ii. 剪力控制、具不適當發展長或搭接之梁 [1]					
箍筋間矩 < d/2			0.003	0.02	0.2
箍筋間矩 > d/2			0.003	0.02	0.2

1. 當構材具有多種破壞型式時，則採取表中所列之最小值。
2. 符號 C 及 NC 代表圍束及非圍束橫向箍筋狀態。若構材其橫向箍筋於塑鉸區內之間距小於 d/3，及於韌性需求下箍筋提供剪力強度高於 3/4 設計剪力，此構材稱為具圍束箍筋，否則為非圍束箍筋。
3. 表中所列值可採用線性內插。

表 7.3： 非線性分析之模擬參數—RC 柱 【資料來源：本研究製作】

條件狀態			模擬參數 [4]		
			塑性轉角(弧度)		殘餘強度比
			a	b	c
i. 撓曲控制之柱 [1]					
$\frac{P}{A_g f_c'}$	橫向箍筋 [2]	$\frac{V}{0.27b_w d\sqrt{f_c'}}$			
< 0.1	C	< 3	0.02	0.03	0.2
< 0.1	C	> 6	0.016	0.024	0.2
> 0.4	C	< 3	0.015	0.025	0.2
> 0.4	C	> 6	0.012	0.02	0.2
< 0.1	NC	< 3	0.006	0.015	0.2
< 0.1	NC	> 6	0.005	0.012	0.2
> 0.4	NC	< 3	0.003	0.01	0.2
> 0.4	NC	> 6	0.002	0.008	0.2
ii. 剪力控制或握裹破壞控制之柱 [1,3]					
所有型式			0.0	0.02	0.2
iii. 柱構材軸力超過 $0.7P_o$ [1,3]					
全長度內皆具圍束箍筋			0.015	0.025	0.02
其他			0.0	0.0	0.0

1. 當構材具有多種破壞型式時，則採取表中所列之最小值。
2. 符號 C 及 NC 代表圍束及非圍束橫向箍筋。若構材其橫向箍筋於塑鉸區內之間距小於 d/3，及於韌性需求下箍筋提供剪力強度高於 3/4 設計剪力，此構材稱為具圍束箍筋，否則為非圍束箍筋。
3. 柱需具有閉合之橫向箍筋，否則其行為視為脆性破壞控制。
4. 表中所列值可採用線性內插。

表 7.4： 非線性分析之模擬參數—RC 牆 【資料來源：本研究製作】

狀態		側向位移比(%)或旋轉角(弧度)[1]		殘餘強度比
		d	e	c
i. 剪力牆				
所有剪力牆與牆段[2]		0.75	2.0	0.40
ii. 剪力牆耦合梁				
縱向鋼筋與橫向鋼筋[3]	$\frac{Shear}{0.27t_w l_w\sqrt{f_c'}}$			
圍束橫向箍筋	≤3	0.002	0.030	0.60
	≥6	0.016	0.024	0.30
非圍束橫向箍筋	≤3	0.012	0.025	0.40
	≥6	0.008	0.014	0.20

1. 針對剪力牆與牆段採用側向位移；針對耦合梁則採用弦之旋轉角。
2. 針對非彈性行為由剪力控制之剪力牆，其構件之軸向荷載需≤0.15 $A_g f_c'$ ；否則該構件需視為脆性破壞控制桿件。
3. 圍束橫向箍筋需滿足：(a)耦合梁之全長均設置閉合箍筋且間距≤d/3，(b)橫向鋼筋之強度 V_s≥耦合梁所需剪力強度之 3/4。

一、耐震能力標準

本棟建築物為第四類建築物，**故採 I=1.0 之性能目標標準。**參考國家地震工程研究中心-校舍結構耐震評估與補強技術手冊及 FEMA 356 報告之所定義性能目標標準，將補強性能目標標準定義如表 7.5:

表 7.5 耐震性能目標 【資料來源：本研究製作】

用途分組	A_P			A_T
第四類建築物 (I=1.0)	$0.8V_{max}$	D_r^T=2.5%	垂直承載構件發生軸向破壞	$0.4S_{DS}$

依據最新建築物耐震設計規範，新建建築物是採用回歸期 475 年（50 年超越機率為 10%）的地震做為設計標準：建築物其耐震能力 AT 需達到該震區水平加速度係數 0.4×S_{DS}。故其耐震能力標準(即前述性能目標地表加速度)應達 AT = 0.4S_{DS}。

本案標的物依據耐震設計規範說明，並經查詢"國立中央大學應用地質研究所工程地質與防災科技研究室之數值化 GIS 之圖層套疊資料"，工址臨近車籠埔斷層，與斷層距離 r=3 km，其計算式如下：

$S_S^D = 0.80$　　$N_a = 1.07$　　$F_a = 1.00$

$S_1^D = 0.40$　　$N_v = 1.22$　　$F_v = 1.30$

$S_{DS} = F_a \times (N_a \times S_S^D) = 0.856$

$S_{D1} = F_v \times (N_v \times S_1^D) = 0.634$

$$T_0^D = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} = \frac{0.634}{0.856} = 0.74$$

本建築物之設計地表加速度目標值 $A_T = 0.4S_{DS} = 0.342$ g。

二、現況耐震能力評估

現況耐震能力評估結果彙整如表 7.6：

表 7.6 現況耐震能力評估結果 【資料來源：本研究製作】

地震力作用方向	+X	-X	+Y	-Y
控制準則	強度準則	強度準則	強度準則	強度準則
耐震能力(g)	0.299	0.284	0.385	0.359
層間變位角(%)	1.45	1.39	1.25	1.33
耐震能力 A_P(g)	0.284		0.359	
耐震能力標準 A_T(g)	0.342			
CDR 值(A_P/A_T)	0.83		1.05	
評估結果	不合格		合格	

結構物分析之 ETABS 模型如圖 7.3 所示，最大強度下塑鉸圖如圖 7.4。本案標的物其耐震需求 A_T=0.342g，側推分析要求之性能條件耐震能力須符合表 7.5 三項所對應之性能目標地表加速度 A_P 應大於 475 年設計地震等效地表加速度 A_T 值。由圖 7.5 之容量曲線與 PGA 圖知現況之耐震能力 X 向 A_{PX}=0.284g，Y 向 A_{PY}=0.359 g，X 向未達到耐震能力標準值 A_T＝0.284 g，故本棟建築物 X 須補強。另由表 7.6 可以得知於最大基底剪力下，X 向之層間變位角與位移準則之 2.5%限制仍有段距離，故知可以改善建築物軟弱底層及平面不規則性之系統補強來提昇耐震能力。

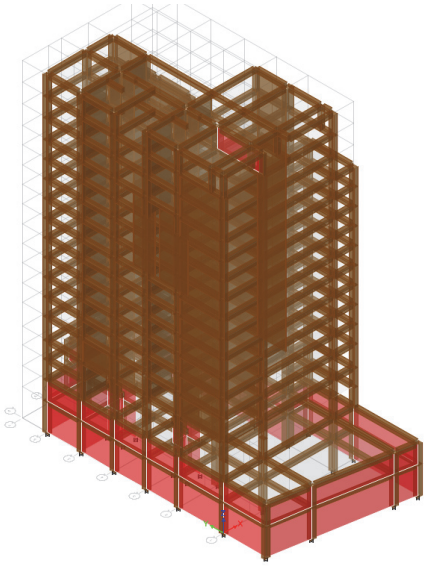


圖 7.3: 結構物分析模型
【資料來源：本研究製作】

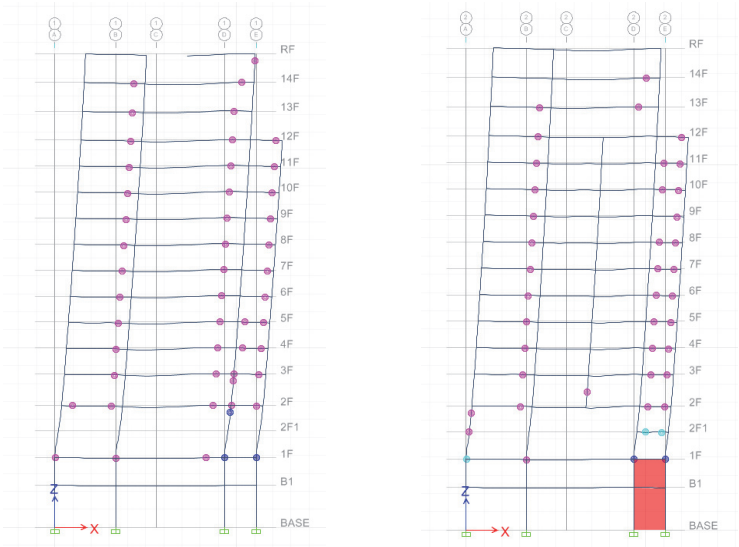


圖 7.4: 現況結構塑鉸圖(X 向)
【資料來源：本研究製作】

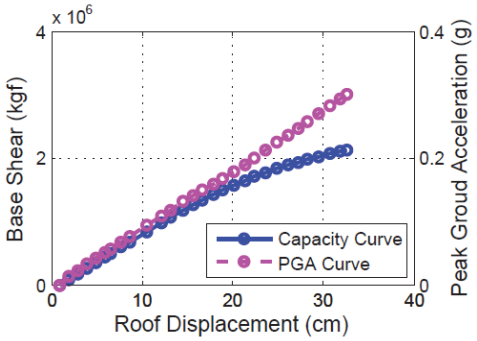


圖 7.5a: 現況結構 X 向之容量曲線及 PGA-Displacement 圖
【資料來源：本研究製作】

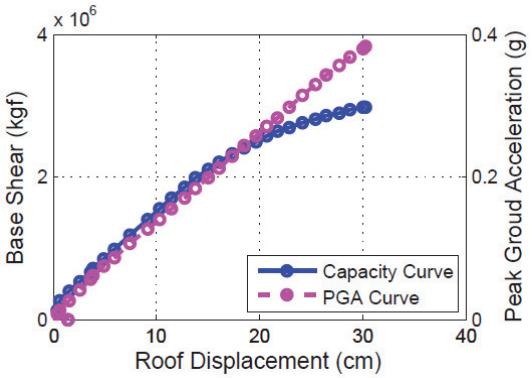


圖 7.5b: 現況結構 Y 向之容量曲線及 PGA-Displacement 圖
【資料來源：本研究製作】



圖 7.6: 現況結構第一振態變位圖
【資料來源：本研究製作】

第三節 耐震補強方案

一、補強方案一：增設位移型消能斜撐

【規劃概要說明】

耐震能力不足原因探討

本建物控制耐震能力主要因素為 (1) 底層為挑高柱，使變形集中於底部及引起底層柱較大之內力，(2)整體結構平力面不規則，各構架之受力相當不均勻，如圖 7.6 之振態平面位移圖所示，結構 X 向第一振態有明顯之扭轉現象，(3) 綜合前兩因素，造成於座標線 Line-5 靠電梯間之邊柱於性能點下因軸拉壓力過大，達塑鉸之限定值後使程式無法收斂，造成側推分析之位移與強度無法再增加。

X 方向補強

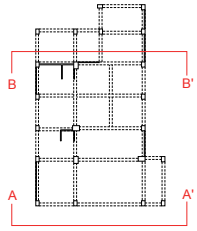
1. 根據前述耐震缺點，本方案主要目標是採系統補強、提升底層結構強度與改善結構不規則之補強方法，為不影響整體空間之運作及使用，研擬於座標線 Line-1(圖說參見附錄 D)之 X 向底層之挑高柱處兩跨間先於夾層處增設一鋼梁及於四週增設傳力鋼框構架，及加設位移型消能斜撐(挫屈束制斜撐,BRB)以提升整體耐震能力，消能斜撐採用跨層 X 型與對角兩種設計，補強元件均從 1F 樓施作至 3F，1F 之 BRB 的標稱降伏強度為 175 tf，2F 及 3F 之 BRB 的標稱降伏強度則為 150 tf，整體補強位置立面規劃如圖 7.7。除座標線 Line-1 之補強外，為改善 Line 5 邊柱軸拉壓力過大問題，故於 Line 5 之 1F 電梯旁處，沿著原 RC 牆增設夾層梁鋼板包覆及框構架與 BRB。

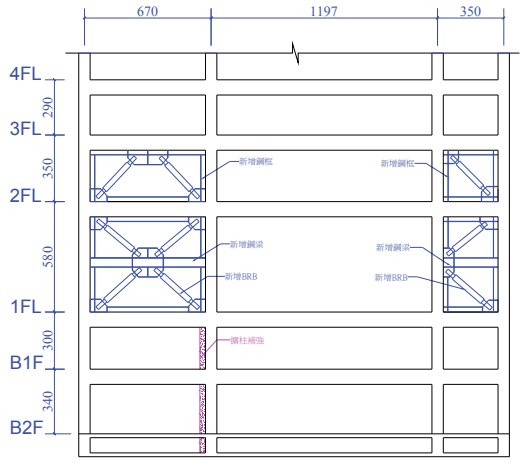
2. 因增設消能斜撐會增加地下室柱之軸力，故於地下室 B1 與 B2 亦針對 BRB 旁柱進行單邊擴柱補強以分擔額外之軸力。地下室擴柱補強之尺寸配筋圖及與既有結構連接方式見附錄 D 或圖 7.8 所示，由於新增擴柱在梁柱接頭處無法滿足韌性設計要求，故分析模擬時考慮為僅提供抗軸壓力強度而不增加原柱之彎矩強度，即模擬時僅將斷面放大而鋼筋僅考慮原設計之鋼筋量與配置位置。

3. 補強後結構經側推分析後所得容量曲線與原結構比較圖如圖 7.9 中所示(圖 7.10 為塑鉸圖、圖 7.11 為 PGA 圖)，由圖中知補強後結構之最大基底剪力為 2566 tf，原結構最大基底剪力則為 2133 tf，故兩者之差值為 433 tf，此增加之基底剪力來自於不規則性之部份消除與增設挫屈束制斜撐；因為新增設之挫屈束制斜撐皆具有較飽滿之遲滯迴圈，將其阻尼修正係數 k 取為 0.67，再以基底剪力為加權，計算補強後結構整體之阻尼修正係數 k 為:

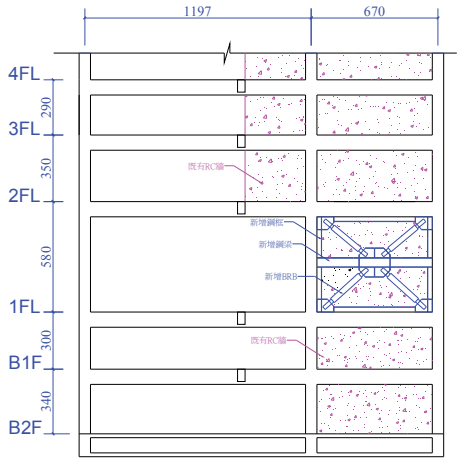
$$\kappa=\frac{433\times0.67+2133\times0.33}{5049}=0.38$$

在經計算後補強後結構耐震能力於 X 向可達 0.399g，性能點下最大層間變位角為 1.13%小於補強前，但整體之屋頂位移高於補強前，故知主要補強功效來自於不規則處之改善，使變形較均勻之平面與立面分配而不如原結構之集中變形於底層側邊。



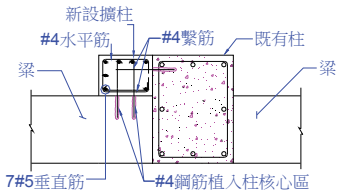


SEC. A-A' (Line-1 構架補強立面圖)

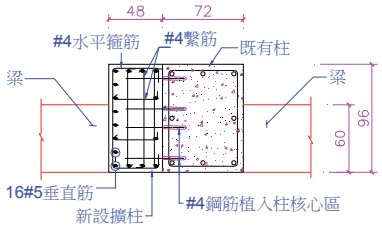


SEC. B-B' (Line-5 構架補強立面圖)

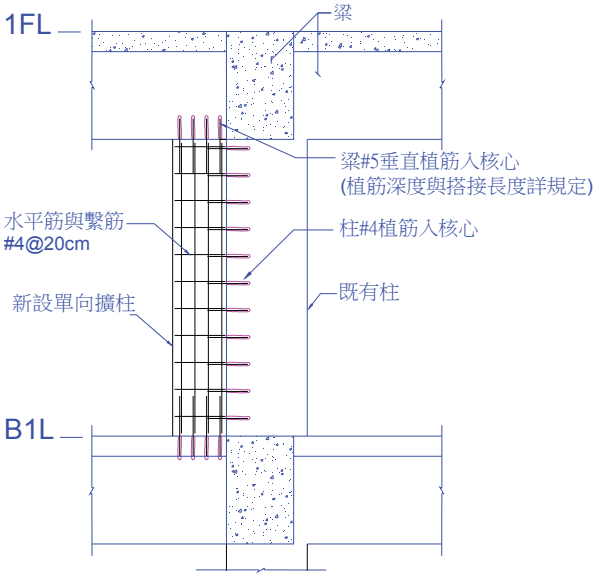
圖 7.7: BRB 補強立面配置圖 【資料來源：本研究製作】



新增單向擴柱平剖面詳圖(梁柱接頭區)



新增單向擴柱平剖面詳圖(柱區域)



新增擴柱補強立面圖

圖 7.8: 地下室(Line-1)新增單向擴柱圖

【資料來源：本研究製作】

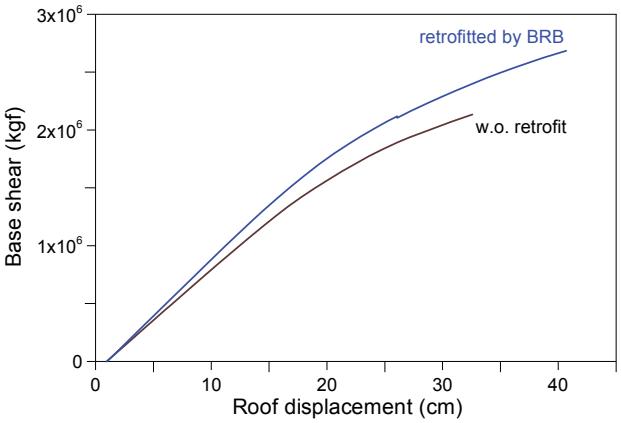


圖 7.9: 補強前後結構 X 向之容量曲線比較圖

【資料來源：本研究製作】

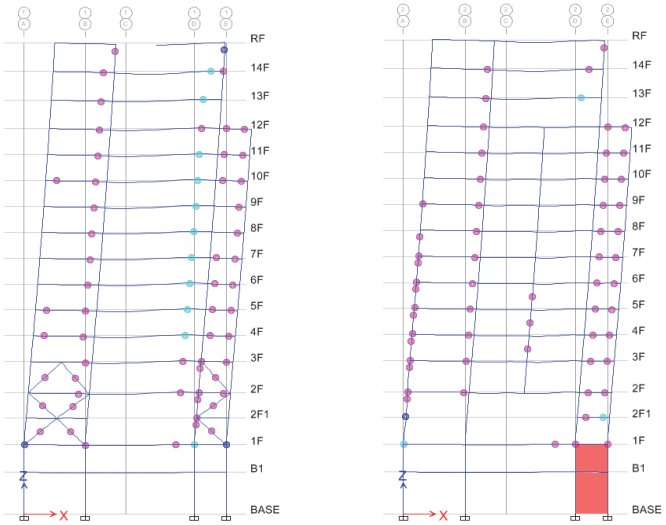


圖 7.10: X 向補強後結構塑鉸圖【資料來源：本研究製作】

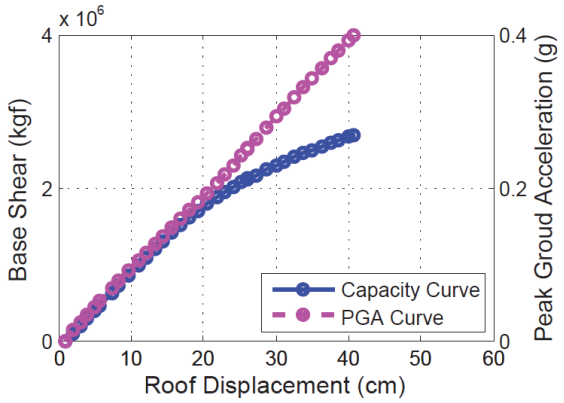


圖 7.11: 補強後結構 X 向之容量曲線及 PGA-Displacement 圖

【資料來源：本研究製作】

4. 錨錠設計: 接頭錨錠設計同第六張方式，圖說參見附錄 D。

5. 地下室單向擴柱設計:圖說參見附錄 D。

二、 補強方案二：增設 RC 剪力牆

【規劃概要說明】

1. 根據結構耐震缺點，本方案主要目標是採系統補強以增設填充 RC 牆來提升底層結構強度與改善結構不規則之補強方法，為不影響整體空間之運作及使用，研擬於座標線 Line-1 (圖說參見附錄 D)之 X 向底層挑高柱處第一跨處及 Line-2 最後一跨處增設 25 cm 厚之 RC 牆以提升整體耐震能力，新增 RC 牆於 Line-1 為由 B2F 至 3F，配筋皆採用#4@20cm 双向双排，而 Line-2 之補強位置因已有原地下室外牆，故僅補強 1F 與 2F，此處 RC 牆補強後會造成端構材處之軸力過大，故於右側較小柱處再額外新增一端構材來加大柱斷面；整體補強位置立面規劃如圖 7.12。除座標線 Line-1 與 Line-2 之補強外，為改善 Line-5 邊柱軸拉壓力過大問題，故於 Line-5 之 1F 電梯旁處，由 B2F 至 1F 將原 RC 牆加厚 20 cm 與增設抗軸壓拉力之端構材來抵抗水平力與傾倒力矩之軸拉壓力，使達需求之耐震標準。

2. 因增設 RC 牆會增加兩端柱之軸力，故於部份新增 RC 牆進行單側或兩側增大柱斷面(增設抗軸壓拉力之端構材)補強以分擔額外之軸力。補強之尺寸配筋圖及與既有結構連接方式見附錄 D 或圖 7.13 所示，由於新增柱段面在梁柱接頭處無法完全滿足韌性設計要求與錨錠材有其不確定性，故分析模擬時考慮為僅提供抗軸壓力強度而不增加原柱之彎矩強度，即模擬時僅將斷面放大而鋼筋僅考慮原設計之鋼筋量與配置位置。

3. 補強後結構經側推分析後所得容量曲線與原結構比較圖如圖 7.14 中所示(圖 7.15 為塑鉸圖)，由圖中知補強後結構之最大基底剪力為 2786 tf，原結構最大基底剪力則為 2133 tf，故兩者之差值為 653 tf，此增加之基底剪力來自於不規則性之部份消除與增設 RC 牆；在經計算後補強後結構耐震能力於 X 向可達 0.3g，性能點下最大層間變位角為 1.%小於補強前，但整體之屋頂位移量高於補強前，故知主要補強功效來自於不規則處之改善，使變形與塑鉸分佈較均勻，而不如原結構之變形集中於底層側邊。

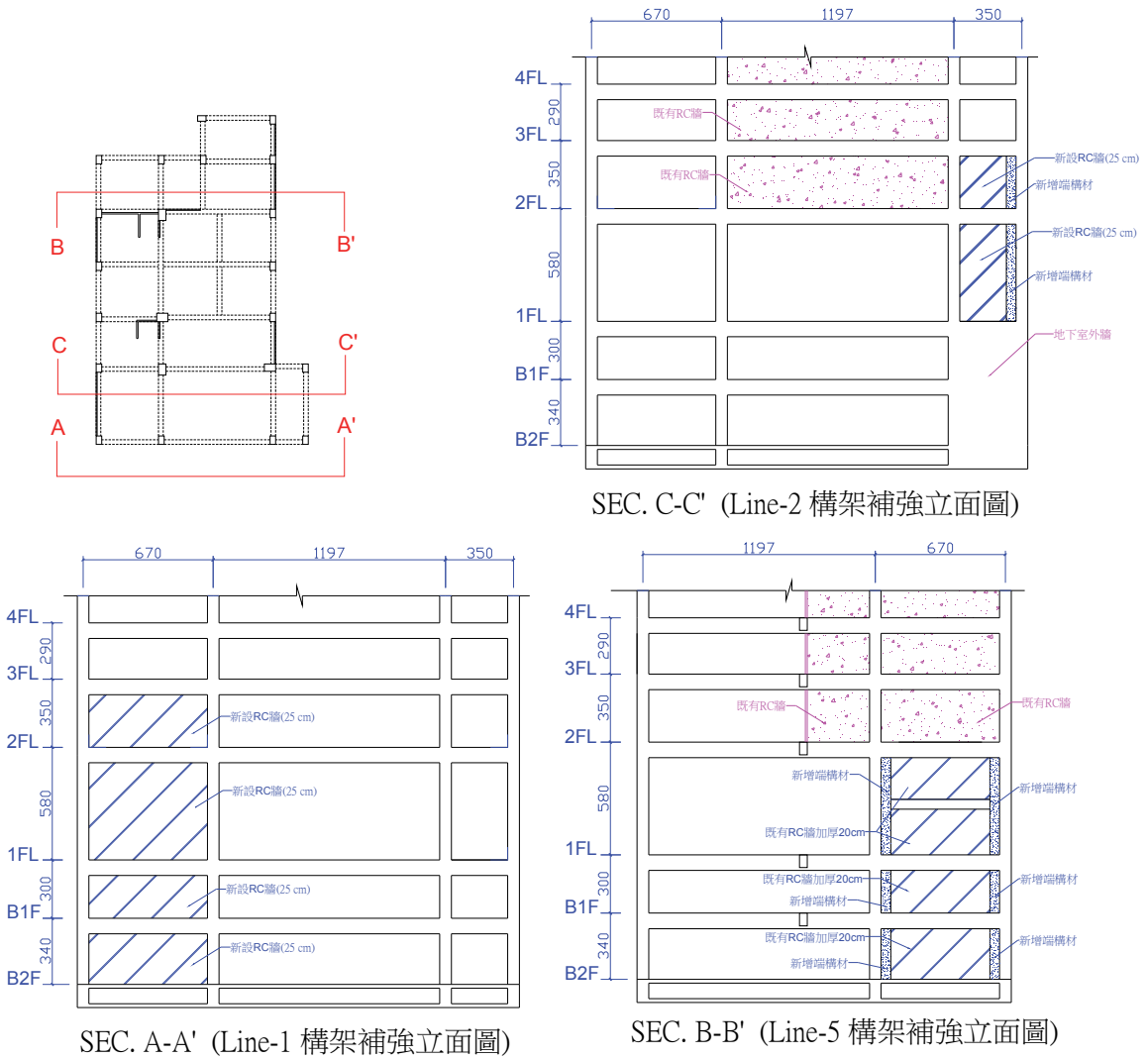


圖 7.12 BRB 補強立面配置圖【資料來源：本研究製作】

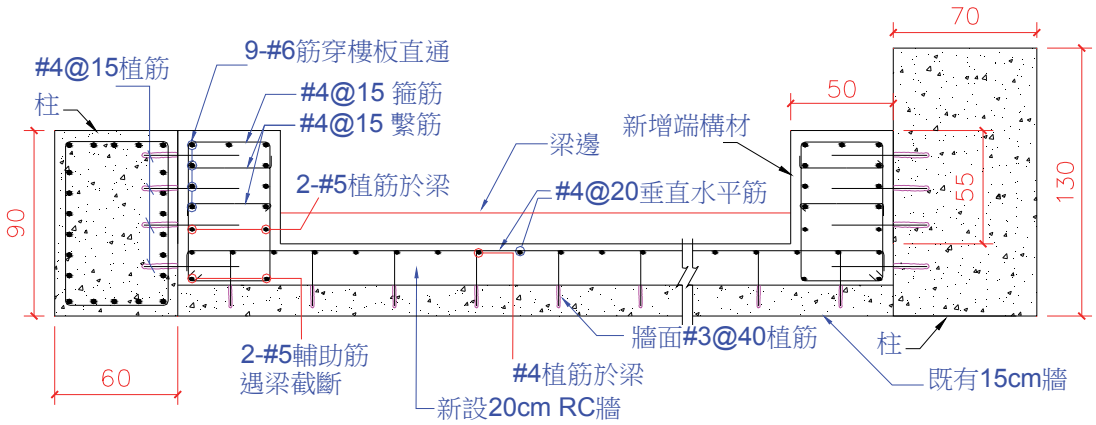


圖 7.13 原 RC 牆加厚與增設端構材剖面圖【資料來源：本研究製作】

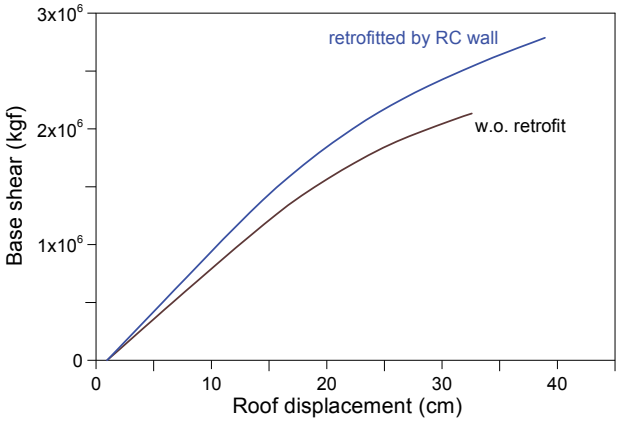


圖 7.14: RC 牆補強前後結構 X 向之容量曲線比較圖【資料來源：本研究製作】

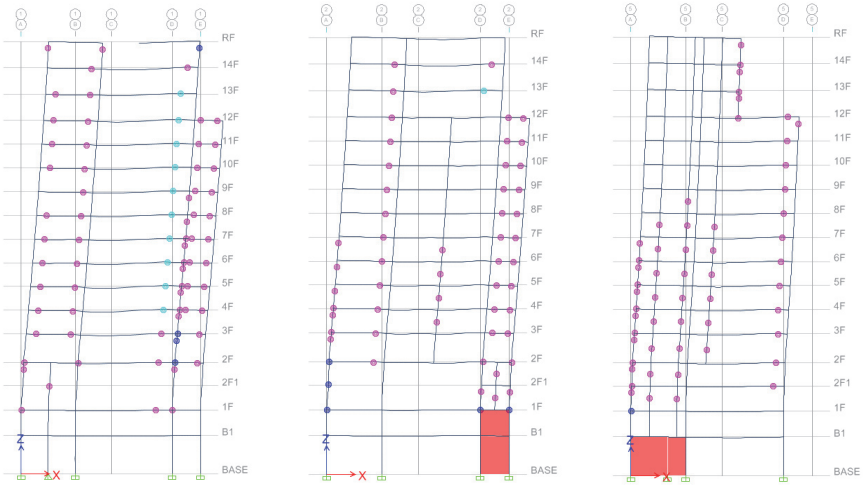


圖 7.15:　X 向 RC 牆補強後結構塑鉸圖

【資料來源：本研究製作】

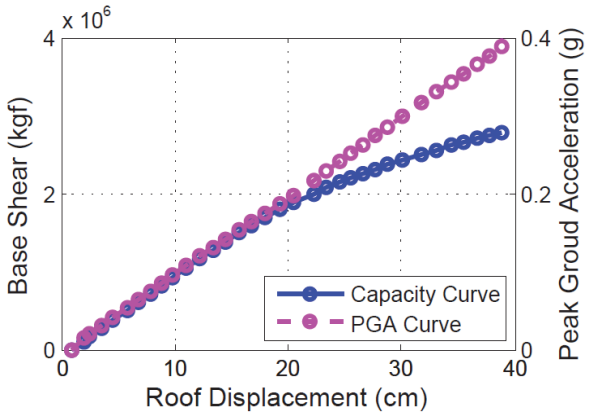


圖 7.16: RC 牆補強後之容量曲線及 PGA-Displacement 圖

【資料來源：本研究製作】

第四節 本案例之模擬分析方式比較驗證

一、 與含牆兩層 RC 構架試驗比較

第一個模擬分析方式與試驗比較案例，為以圖 7.17 中國家地震工程研究中心所完成之四座單跨雙層之鋼筋凝土構架試體[6]為例，其中一座為純構架，其它三座為常見牆體的配置，試體之設計為以一四層韌性建物為目標進行韌性設計，但因試驗無法進行全構架之分析，所以僅取其中底部兩層樓及單跨構架進行試驗。試體 FE 為空構架試體，試體 WWFE 為構架加上翼牆，代表開窗之建築物構架。試體 SCFE 為含短柱的構架，如大面積開窗矮牆而造成柱子的無側撐長度縮短。試體 SBFE 則為開門構架，形成在開門上端的短梁試體。四組試體構架梁柱部分之尺寸與材料皆相同。在非結構牆部分，主要是因應不同的使用性及功能性而開孔位置不同，所以牆體配筋在各座試體都是相同，鋼筋間距為 20 cm，使用 10φ的鋼筋，水平和垂直筋配置相同。

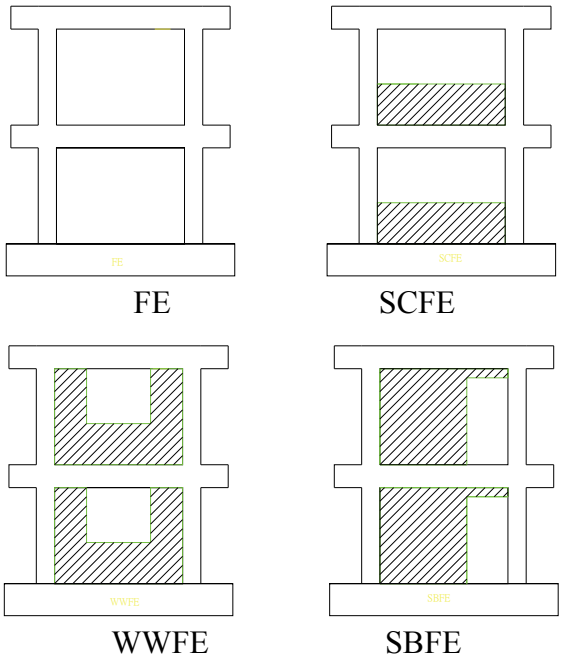
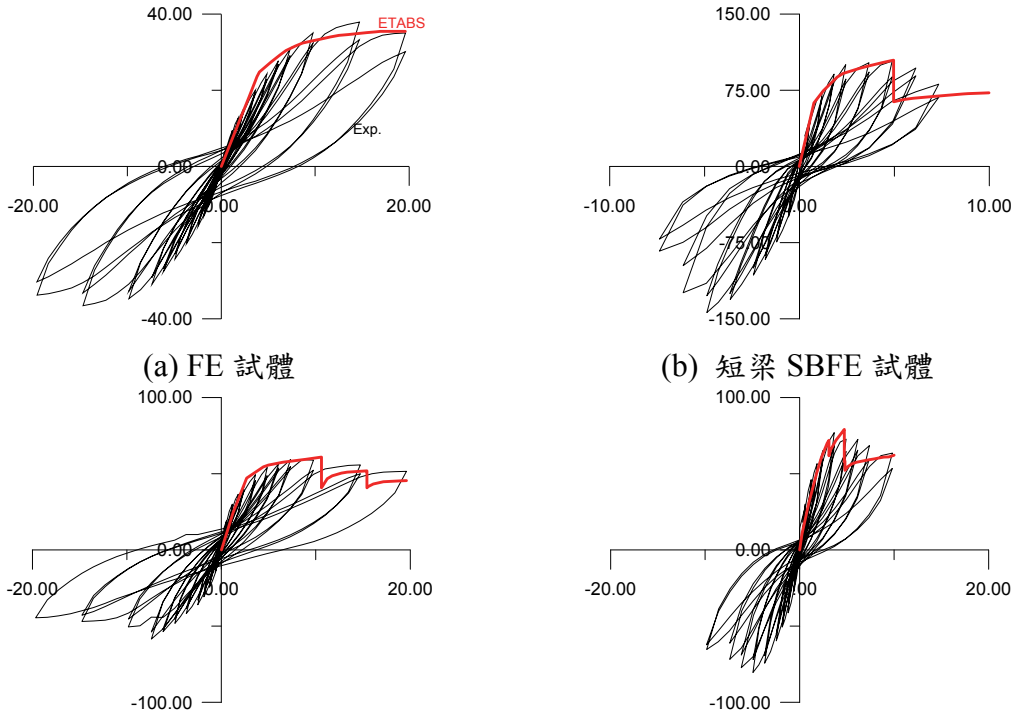


圖 7.17 四座單跨雙層含牆 RC 構架試體［資料來源: 參考書目 3］

分析如同試驗一樣，先預加柱軸力後再進行側推分析，對於純構架試體(FE)之分析所得結果如圖 7.18a 中所示，而具非結構牆(具短梁 SBFE、短柱 SCFE 及翼牆 WWFE)之三個分析結果則如圖 7.18b-7.18c，由此些分析結果可以明顯得知，所使用之 FEMA 分析塑鉸模擬準則(表 7.2-7.4)在強度及勁度之預測上皆相當接近試驗值，在牆體破壞後之強度雖有低估之情形，但確可有效掌握牆體破壞時機；所以於

此所提之模擬準則應可適當反應出實際結構之行為，可作為本分析範例與後續高層建築結構之使用。



(a) FE 試體　(b) 短梁 SBFE 試體

(c) 短柱 SCFE 試體　(d) 翼牆 WWFE 試體

圖 7.18　各試體側推分析結果與試驗比較圖　【資料來源：本研究製作】

二、與後甲國中校舍構架試驗比較

國震中心從台南市後甲國中典型校舍中取出一間教室單元，再由此教室單元取出一個兩層三跨之平面構架，比照該校舍之梁、柱尺寸及配筋，重新於實驗室製作一座平面構架試體(命名為 SBFU 試體)，再進行反覆載重試驗。此平面構架之寬為 9.6m；高為 6.8m，如圖 7.19 所示，柱斷面尺寸為 30x50 cm，前述 SBFU 試體以反覆載重進行試驗。

分析如同試驗一樣，先預加柱軸力後再進行側推分析，以所提模擬方式分析所得結果如圖 7.20 中所示，由圖中比較結果可以明顯得知，所使用之 FEMA 分析模擬準則在強度及勁度之預測上皆相當接近試驗值，雖在柱剪力破壞之時間點有點低估及破壞後殘留強度有點高估之情形，但確可有效掌握最大強度點與破壞機制；所以所提之模擬準則可適當反應出實際結構之行為。

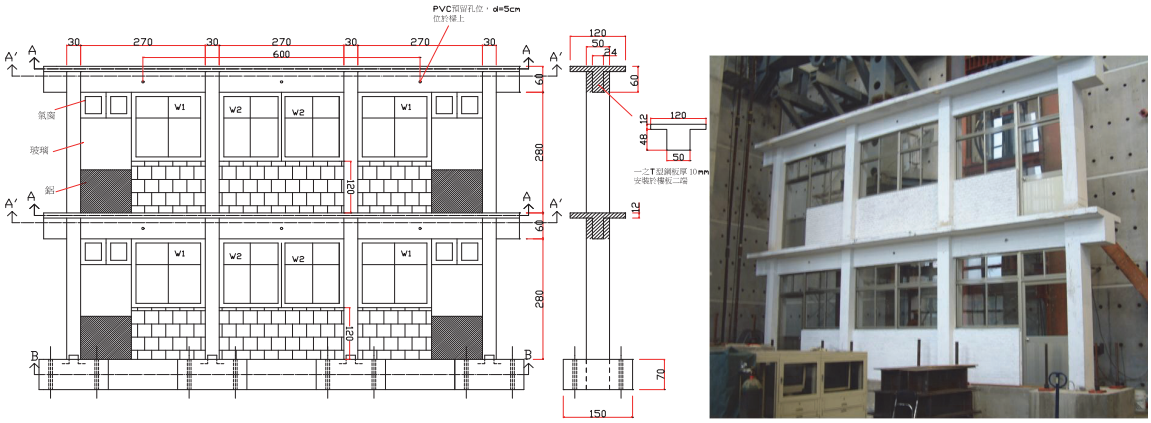


圖 7.19 後甲國中校舍構架試體［資料來源: 參考書目 24］

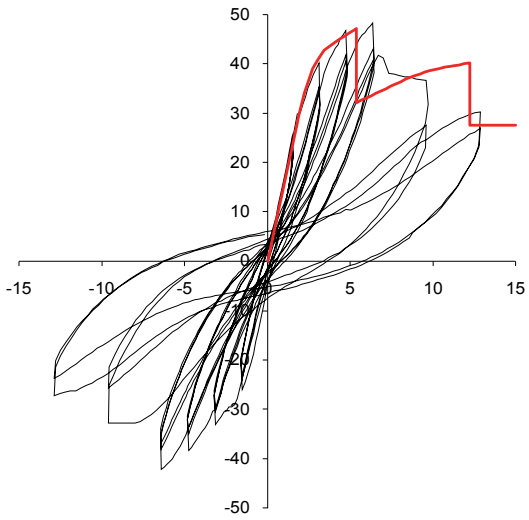


圖 7.20 後甲國中構架試體側推分析與試驗比較圖

【資料來源：本研究製作】

三、 與低矮型 RC 牆試驗比較

於低矮型 RC 牆模擬與試驗比較案例，以圖 7.21 中國震中心(2002)所完成之單跨 RC 傳統配筋牆試體為範例，牆體厚度為 12 cm，牆體鋼筋為#3@20 cm 双排，端構材尺寸為 18x18 cm 使用 4-#4 主筋與#3@10cm 箍筋。

分析所得結果如圖 7.22 中所示，由分析結果可以明顯得知，所使用之 FEMA 分析模擬準則在強度上有低估之情形，勁度預測上則有高估情況，但其仍屬可有效掌握牆體破壞行為，所以此模擬準則可適當反應出 RC 牆體實際結構行為。

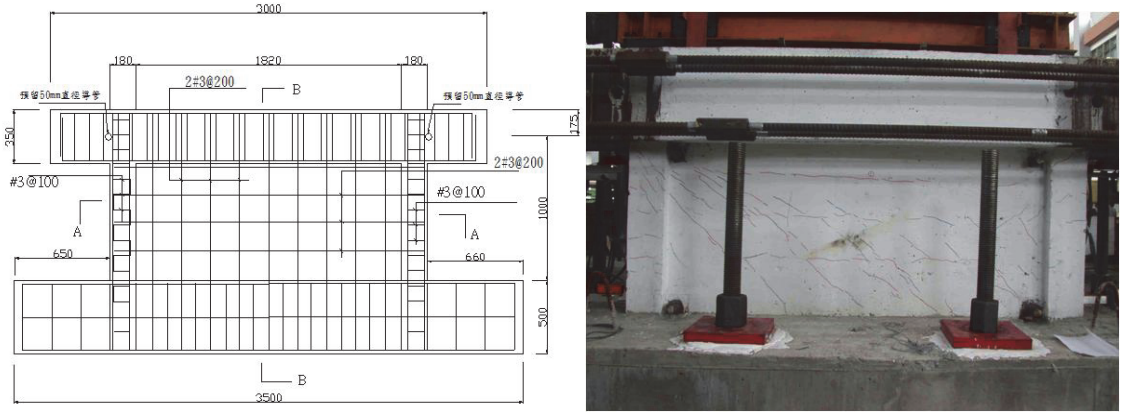


圖 7.21 傳統配筋 RC 牆試體 【資料來源: 參考書目 3】

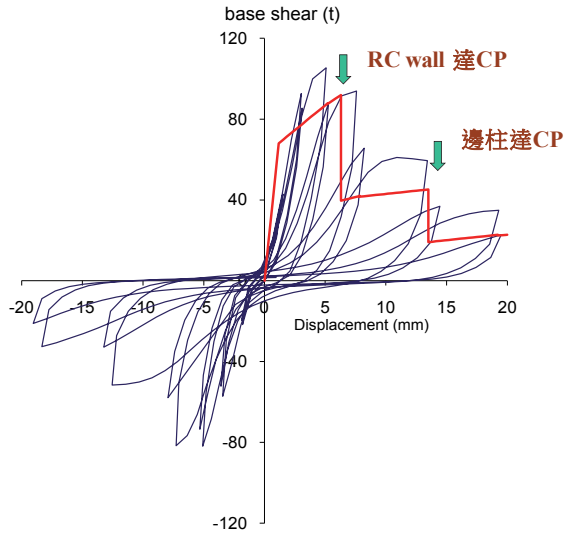


圖 7.22 RC 牆試體側推分析與試驗比較圖
【資料來源：本研究製作】

第八章 結論與建議

第一節 結論

本報告為既存鋼筋混凝土建築物或加強磚造建物之耐震補強設計與施工之參考手冊，本研究經由進行相關研究資料之蒐集、整理與研究探討後，將研究報告主要章節內容編修如下:

第一章 通則: 基本原則、適用範圍及補強設計與施工等基本要求之說明與定義。

第二章 補強規劃與結構設計: 提供耐震補強規劃時，補強基本策略之選擇參考方向，內容包括結構配置和其連接構造選擇。

第三章 構材補強: 包括擴柱補強、增設翼牆補強、構材包覆補強、加強磚造結構之補強等各種方法之設計、結構細節、補強耐震性能規定。

第四章 結構系統補強: 包括增設 RC 剪力牆補強、增設鋼造斜撐或鋼板剪力牆補強、消能補強及其他補強技術等各種方法之設計、結構細節、耐震性能方面之規定。

第五章 基礎補強設計: 基礎之補強基本原則、耐震需求、設計成序與補強成效評估等。

第六章 補強設計例(醫院結構): 提供醫院結構採位移型消能斜撐補強、速度型消能補強、開口 RC 牆及鋼斜撐補強四種補強範例及其錨錠設計與基礎補強方式。

第七章 補強設計例(住商混合大樓): 提供住宿混合大樓結構採位移型消能斜撐補強、RC 牆補強二種補強範例及其錨錠設計。

研究過程與結果發現，於以 921 地震中損壞之住商混合建築物補強設計例過程與結果，發現 921 地震或美濃地震中常見受損之具軟弱底層建築物，只要進行底部少數樓層之適當與正確補強，在相當經濟之補強費用下，即可顯著提昇此類建築物之耐震能力，故本報告此範例之分析與補強設計可為實務工程之重要參考。另本研究以中部某醫院結構之補強設計範例，採用外加構架配合使用位移型消能斜撐及速度型消能元件之補強方式，由設計結果顯示此補強策略除能有效解決補強空間限制問題及不妨害現有功能外，亦具有較佳之經濟性，故此範例之分析與補強設計可為醫院、科技廠房等內部補強空間不足結構之設計參考。

在低強度混凝土中植筋剪力行為之研究上，根據混凝土設計規範建議的最小邊距及深度進行一系列的植筋及單向剪力測試。試驗結果與依混凝土設計規範計算值

比較後，發現規範計算值在強度 10MPa 和 15MPa 之試體仍偏保守，但在 5MPa 試體之試驗值則與計算值相當接近，故規範中的錨錠計算公式應用在極低強度混凝土中可能會有不保守情況。另本部份實驗發現另一種破壞模式為鋼筋彎曲破壞，其強度介於邊距破壞與鋼筋剪斷之間，有別於規範中所考慮之邊距、撬破和鋼筋剪斷三種破壞模式。

最後，本研究經蒐集國內外相關補強設計研究與試驗資料等，發現國內從 921 地震過後至今已有相當之研究與實務成果，不論在學理或實際補強工程技術上都有相當大的進展。所以應可依據既有之國內研究成果開始研擬類似日本「建築物耐震評估與補強規範」

第二節 建議

本研究之建議如下:

為配合部訂頒「私有建築物耐震性能評估補強推動先行計畫」及國內至今仍無完全適合於一般建物之耐震補強手冊與示範案例，亟待訂定以供補強設計施工之依循，藉此機會應由主辦單位針對本計畫所提之「鋼筋混凝土建築結構耐震補強技術與示範例之研擬」，邀集學者專家及工程實務人士，進行本報告相關規定之討論修正與適用建築物之規定，及另外委由工程界實務人士進行試用比較提供再精進建議，期能於二年內正式改版為「鋼筋混凝土建築結構耐震補強技術手冊」政府出版品供實務設計使用。

針對本研究所提出之「鋼筋混凝土建築結構耐震補強技術與示範例之研擬」研究案持續進行研擬與內容修訂；有鑑於國內耐震設計規範、混凝土工程設計規範、鋼結構設計規範及基礎設計規範等大都依美國規範修改而來，故於未來訂定更完善可行之包括鋼構造與混凝土構造之「建築物耐震評估與補強規範」，應採與現行規範相符之評估與設計方式進行以確保一致性，並使設計者有所依據而避免現有困擾。在補強設計技術方面則應持續辦理相關人才之訓練與技術手冊之制定，委託學術機構配合相關公會持續進行民間建築物耐震補強之推動，將對象由公有建築物進一步推廣到一般建築物之耐震補強，據此提昇國內耐震補強設計之技術水準。

參考書目

1. 日本建築防災協會，既存 RC 造建築物耐震診斷基準、改修設計指針同解說，2001。
2. 楊季軒，「間接接合型鋼框架斜撐在鋼筋混凝土構架耐震補強之應用」，碩士論文，國立台灣大學土木工程系，台北，民國 103 年 7 月。
3. 張庭瑜，「鋼筋混凝土開口剪力牆校舍補強之試驗研究」，碩士論文，國立台灣大學土木工程系，台北，民國 104 年 7 月。
4. 內政部建築研究所，低層含磚牆建築物耐震補強手冊研究，2006。
5. 中華民國地震工程學會，「鋼筋混凝土建築物補強及修復參考圖說與解說」，2015 年。
6. 羅俊雄、廖文義、葉永信，2002，「含非結構牆兩層樓構架之耐震試驗」，國家地震工程研究中心研究報告。
7. 國家地震工程研究中心，校舍結構耐震評估與補強技術手冊，2014 年。
8. 內政部建研所，「磚構造建築技術規則之研修及磚牆配置之探討」，2003 年。
9. 內政部建研所，「加強磚造建築物耐震診斷與補強對策之研究」，2003 年。
10. Thornton WA, 1991, On the analysis and design of bracing connections, National Steel Construction Conference, American Institute of Steel Construction, Chicago, Illinois.
11. Muir LS, 2008, Designing compact gussets with the uniform force method, Engineering Journal, 1st quarter, 13-19.
12. 林保均、蔡克銓、吳安傑、莊明介，2014， 挫屈束制支撐與接合設計雲端運算流程解說，國家地震工程研究中心，報告編號：NCREE-14-011，台北，台灣。
13. 吳安傑、林保均、莊明介、蔡克銓，2015。挫屈束制支撐構架設計概要與工程應用。結構工程，第 30 卷，第 1 期，第 11-33 頁。
14. 張國鎮、黃世建，含牆 RC 結構物之耐震能力評估與補強(1)-(3)，行政院國家科學委員會補助專題研究計畫成果報告，2002-2004。
15. 劉白梅，中低層磚構造建築物耐震能力之探討，行政院國家科學委員會補助專題研究計畫成果報告，2002。
16. 黃世建、陳力平、陳俊宏，含開口 RC 牆非韌性構架之耐震試驗，國家地震工程研究中心研究報告，2003。

17. 李有豐、陳振瑋，以等值柱模型分析含牆 RC 構架，國家地震工程研究中心研究報告 NCREE-06-001。
18. 蔡克銓、黃世建，非韌性 RC 含牆構架之耐震評估與補強講習會，國家地震工程研究中心研究報告(NCREE-04-026)。
19. 蕭江碧、羅俊雄、陳柏端、廖文義、柴駿甫、鄧崇任、簡文郁，建築物耐震性能設計法之性能目標與相關項目研究，內政部建築研究所研究報告，2002。
20. Benjman, J.R. and Williams, H.A., “The behavior of one-story reinforced concrete shear wall”, Journal of Structural Division, ASCE, Vol. 83, No.3, pp.1-49.(1957)
21. Aschheim, M., Moehle, J.P. and Werner, S.D., 1992, Deformability of Concrete Columns, Project report under contract No.59Q122, California Department of Transportation, Div. of structures, Sacramento, Calif., June.
22. Moehle, J. P., Sezen, H. and Elwood, K. J., 2000, "Response of reinforced concrete buildings lacking details for ductile responses," Proceedings of international workshop on annual commemoration of Chi-Chi earthquake, Vol. 2, pp.26-40, Taipei.
23. Applied Technology Council (ATC-40), 1996, “Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings,” California Seismic Safety Commission, CA, USA.
24. 邱聰智、邱建國、葉勇凱、簡文郁、鍾立來、周德光，「典型校舍耐震補強設計與驗證」，國家地震工程研究中心，研究報告 NCREE-08-038，2008 年。

附錄 A　化學植筋在低強度混凝土中剪力行為之研究

植筋工程常被用於結構物補強中，如翼牆及剪力牆補強等工法中，藉由對既有結構體進行植筋，將補強結構體與既有結構體相連接，以期發展出良好的結構耐震行為。國家地震工程研究中心於校舍補強案例中，發現老舊校舍結構常有混凝土強度偏低的問題，其平均混凝土強度大約為 17MPa，甚至有低至 5MPa 左右之案例，因此研究探討低強度混凝土中植筋剪力行與現有 ACI 混凝土設計規範[A1]之適用性為工程設計時需要之課題。

本研究在混凝土強度分別為 5MPa、10MPa、15MPa 之混凝土試體中，根據 ACI 規範建議的最小邊距及深度進行一系列的植筋及單向剪力測試，試體共計有 192 組，控制參數分別為深度、邊距和混凝土強度。試驗結果與依 ACI 規範計算值比較後，發現 ACI 計算值在強度 10MPa 和 15MPa 之試體仍偏保守，但在 5MPa 試體之試驗值則與計算值相當接近，故 ACI 規範中的錨錠計算公式應用在極低強度混凝土中可能會有不保守情況。另本實驗發現另一種破壞模式為鋼筋彎曲破壞，其強度介於邊距破壞與鋼筋剪斷之間，有別於 ACI 規範中所考慮之邊距、撬破和鋼筋剪斷三種破壞模式。

A.1 研究目的

黏結式錨栓因為施工便利及適用性廣泛，經常應用於混凝土結構工程之中。特別是在耐震補強工程時，常藉由黏結式錨栓作為補強構件與既有構件之連結。目前國內規範 對於黏結式錨栓之設計與施工，並無提供相關之規定，工程師於耐震補強工程中應用黏 結式錨栓時，仍採用經驗值進行植筋需求深度之估計，且需仰賴現場測試以確認需求深 度之適用性。由於既有建築物之混凝土強度普遍較低，對於現場測試之需求深度，若能有可靠且合理之估算方式，可大幅提升其便利性，進而提昇耐震補強工程之效果。因此在本文之中將介紹美國ACI 318-14 [A1]對於錨栓強度設計公式及其對應之破壞模式，並說明如何利用耐震補強工程之需求鋼筋降伏強度，驗證 ACI 公式在低強度混凝土的適用性，最後再利用一系列之低強度混凝土植筋剪力試驗結果，驗證鋼筋在低強度混凝土中之剪力行為。

A.1.1 錨錠錨栓

錨栓可由安裝之時機大致分為預埋式錨栓(圖 A1)和後置式錨栓(圖 A2)，後置式錨栓又可細分為機械式錨栓系統以及化學錨栓系統，本研究將探討後置式化學錨栓於低強度混凝土中之剪力行為。後置式化學錨栓係利用化學黏著劑將錨栓與混凝土相連結，安裝時將化學植筋藥劑注入孔洞中，藉由化學植筋藥劑與孔洞表面之黏著力將荷重傳遞至混凝土中。化學錨栓的破壞模式根據抵抗的外力類型可分為拉力與剪力兩大部分，在錨栓系統受剪力作用時之破壞模式有錨栓鋼材破壞、混凝土撬破、邊距破壞(圖 A3)及本實驗所發現之鋼筋彎曲破壞模式; 而在錨栓系統受拉力作用時之破壞模式有錨栓鋼材破壞、混凝土拉破、混凝土漲破、混凝土劈裂及混凝土拉破及混凝土拉破破壞。

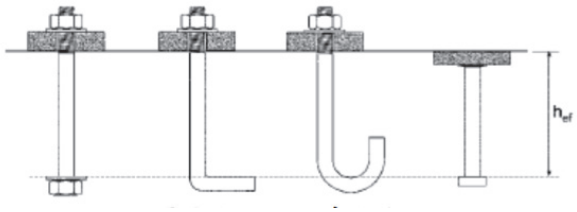


圖 A1: 預埋式錨栓[資料來源: 參考書目 A1]

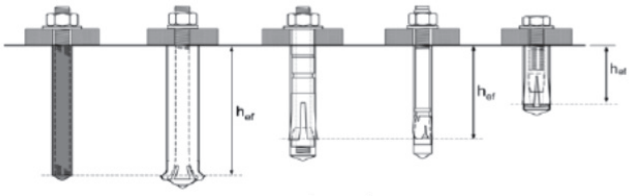


圖 A2: 後置式錨栓[資料來源: 參考書目 A1]

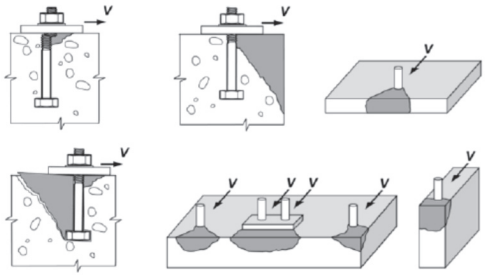


圖 A3: 剪力破壞[資料來源: 參考書目 A1]

A.1.2 ACI 318-14 規範之錨栓計算剪力強度

ACI 規範對於錨栓鋼材破壞、混凝土撬破、邊距破壞之計算強度計算如下所述：

(1) 錨栓之鋼材剪力強度

預埋式擴頭錨栓之錨栓鋼材剪力計算強度V_{sa}係由鋼材控制，應依錨栓鋼材性

質與尺寸決定，可由下式求得：

$$V_{sa} = 0.6 A_{se,V} f_{uta} \tag{A1}$$

$$A_{se,V} = \frac{\pi}{4}(d_a - \frac{0.9743}{n_t})^2 \tag{A2}$$

式中，$A_{se,V}$ 為錨栓有效斷面積；f_{uta} 為錨栓鋼材之規定抗拉強度，不可超過 $1.9 f_{va}$ 或 8750 kgf/cm^2；d_a 為錨栓直徑，n_t 為每單位公分之螺牙數。

(2) 錨栓之混凝土剪破強度

單根錨栓之標稱剪破強度 V_{cb} 可由下式求得：

$$V_{cb} = \frac{A_{Vc}}{A_{Vco}} \psi_{ed,V} \psi_{c,V} \psi_{h,V} V_b \tag{A3}$$

$$A_{Vco} = 4.5 c_{a1}^2 \tag{A4}$$

式中，A_{Vc} 是單根錨栓或錨栓群在混凝土構材邊緣之破壞面投影面積，A_{Vco} 是埋至於深厚構件且距離垂直剪力方向邊緣大於或等於 1.5 單根錨栓投影面積。$\psi_{ed,V}$ 是單根錨栓邊距效應之修正因素；$\psi_{c,V}$ 為考量開裂於否時之修正因素，不產生開裂時，$\psi_{c,V}$=1.4；產生開裂時，$\psi_{c,V}$=1.0；$\psi_{h,V}$ 為當錨栓埋置之混凝土構材 $h_a < 1.5 c_{a1}$ 時之修正係數，但 $\psi_{h,V}$ 應不小於 1.0。V_b 是單根錨栓之基本混凝土剪破強度，不可超過 (A5)式計算值

$$V_b = 1.86 (\frac{l_e}{d_a})^{0.2} \sqrt{d_a} \sqrt{f'_c} (c_{a1})^{1.5} \tag{A5}$$

其中，l_e=錨栓剪力之載重支承長度。

$l_e = h_{ef}$，錨栓在埋置段之全部長度具有相同勁度

$l_e = 2 d_o$ 扭轉控制膨脹錨栓，其套筒距離隔離膨脹套筒($l_e < 8 d_o$)

(3) 錨栓之混凝土撬破強度

單根錨栓之混凝土撬破強度 V_{cp} 可由下式求得:

$$V_{cp} = k_{cp} N_{cp} \tag{A6}$$

式中，當 k_{cp} <2.5in 時，k_{cp}=1.0；當 k_{cp} >2.5in 時，k_{cp} =2.0。N_{cp} 應取為下列 N_{cb} 與 N_a 之較小者

$$N_{cb} = \frac{A_{Nc}}{A_{Nco}} \psi_{ed,N} \psi_{c,N} \psi_{cp,N} N_b \tag{A7}$$

$$N_b = k_c \lambda_a \sqrt{f'_c} h_{ef}^{1.5} \tag{A8}$$

$$N_a = \frac{A_{Na}}{A_{Nao}} \psi_{ed,Na} \psi_{cp,Na} N_{ba} \quad \text{(A9)}$$

$$N_{ba} = \lambda_a \tau_{uncr} \pi d_a h_{ef} \quad \text{(A10)}$$

式中，A_{Nc}為單根錨栓破壞面之投影面積，該面積近似由單根錨栓中心向外$1.5h_{ef}$所形成之破壞面，為四方形幾何投影；A_{Nco}為單根錨栓其破壞面遠離邊緣大於等於 $1.5h_{ef}$之投影面積；$\psi_{ed,N}$為邊距效應修正因數；$\psi_{c,N}$ 為開裂混凝土修正係數，當其為預埋式錨栓時，$\psi_{c,N}$=1.25；為後置式錨栓時，$\psi_{c,N}$ = 1.4；$\psi_{cp,N}$為後置式錨栓在未開裂混凝土之修正因數；N_b為單根錨栓在開裂混凝土中之基本混凝土拉破強度。A_{Na} 為單根黏結錨栓之投影影響面積，該面積近似為多邊形，由單根黏結式錨栓之中心線向外一段距離c_{Na}所形成之投影面積；A_{Nao}是單根黏結式錨栓之邊距大於所形成的投影影響面積; λ_a為輕質混凝土修正係數，黏結式錨栓之握裹破壞為 0.6λ，而λ修正因素為 1，預埋式錨栓k_c=24，後置式錨栓k_c=17;而τ_{uncr}為在未開混凝土中黏結式錨栓之特徵握裹應力，可參考ACI 318-14 規範建議，如表 A.1。

表 A.1: ACI 318-14 之最小特徵握裹應力kgf/cm^2

安裝和使用環境	錨栓安裝時之混凝土濕度	混凝土使用期間最高溫度(℃)	τ_{cr} (kgf/cm^2)	τ_{uncr} (kgf/cm^2)
室外	乾燥至完全飽和	80	14	45.5
室內	乾燥	37.7	21	70

亦可參考 ACI 355.4[A2]方法於檢定合格之安裝和施工下，從實驗中求得；d_a為錨栓之外緣直徑或擴頭錨釘、擴頭錨栓或彎鉤錨栓之桿身直徑；h_{ef}為錨栓有效埋置深度表。另依據 ACI 318-14 之說明，計算錨栓握裹強度基本拉力時，特徵握裹應力亦可使用依據ACI 355.4 試驗和評估5%失敗率之結果。

A.2 試驗參數設定

本實驗的參數設定上有三種，分別是強度控制、邊距控制與深度控制。在強度控制設定上是探討低強度混凝土並且單純化，僅設置有底筋以防止試體吊掛時破裂，強度設計上有三種強度分別是 5MPa、10MPa 與 15MPa ;在邊距控制上已

ACI 318-14 規範表格去做參考，如表 A.2 所示，化學錨栓屬於黏結式錨栓，所以選取 6da 邊距進行實驗，並逐步增加且外差邊距，本研究實驗邊距控制變化如表 A.3 所示。深度控制是以台灣施工常見的 $10d_a$ 深度進行實驗，並逐步增加且外差深度，進行測試，本研究實驗深度控制變化如表 A.4 所示。

表 A.2: ACI 規範之最小邊距參考表

錨栓形式	最小邊距
黏結式錨栓	$6d_a$
擴底型錨栓	$6\ d_a$
扭力控制型錨	$8\ d_a$
位移控制型錨	$10\ d_a$

註: d_a=鋼筋直徑

表 A.3 邊距控制參數

f_c'	50 kgf/cm^2		100 kgf/cm^2		150 kgf/cm^2	
鋼筋	#3	#4	#3	#4	#3	#4
邊距-數量(cm)-(支)	6-8 20-8 27-4	8-8 20-8 26-4	6-8 13-5 20-9	8-8 14-4 17-2 20-8	6-8 13-4 16-2 20-8	8-8 11-2 14-4 20-4

表 A.4 深度控制參數

f_c'	50 kgf/cm^2		100 kgf/cm^2		150 kgf/cm^2	
鋼筋	#3	#4	#3	#4	#3	#4
深度-數量(cm)-(支)	10-4 15-4 20-4	13-4 18-4 20-4	10-4 15-4 20-4	13-4 18-4 20-4	8-4 13-4 18-4	10-4 15-4 20-4

A.3 試體與夾具規劃

A.3.1　測試規劃

補強工程中，無論是翼牆、剪力牆或是擴柱補強工法，都需要藉由植筋將既有結構以及補強之結構兩部分相連接，化學錨栓的妥善安裝與否決定了該結構補強在地震來臨時是否能發揮其補強之功能。在老舊結構中，由於受到施工不良或是年代久遠之故，結構體之混凝土強度一般有偏低的現象，於是本實驗規劃在低強度混凝土中進行一系列的單向植筋剪力測試，試體植筋位置圖如圖 A4 所示

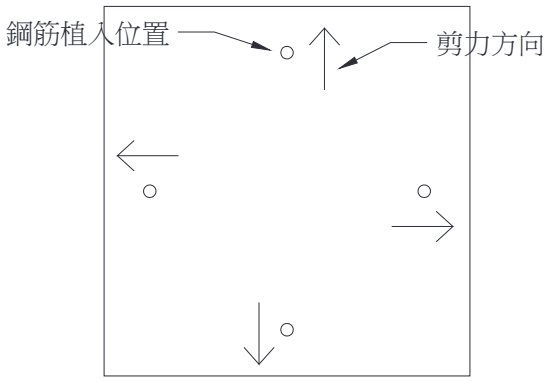


圖 A4 植筋位置佈置圖與剪力方向

A.3.2 鋼筋混凝土塊設計

本試驗採用低強度混凝土，強度分別為 5MPa、10MPa、15MPa 之混凝土版，其尺寸為長80cm、寬80cm、高35cm。本研究欲探討化學植筋在低強度混凝土中之剪力行為，所以在混凝土塊設計上為純混凝土，底部放了一層四號的溫度鋼筋，用田字型的方式排列，與底部距離間距 5 公分，其用途是預防混凝土塊漲破並在田字形的中心點焊一根 4 號鋼筋至混凝土表面，並在上放加裝預埋式的套筒，作為試體在搬運時的吊鉤鎖孔，詳細說明如圖 A5。

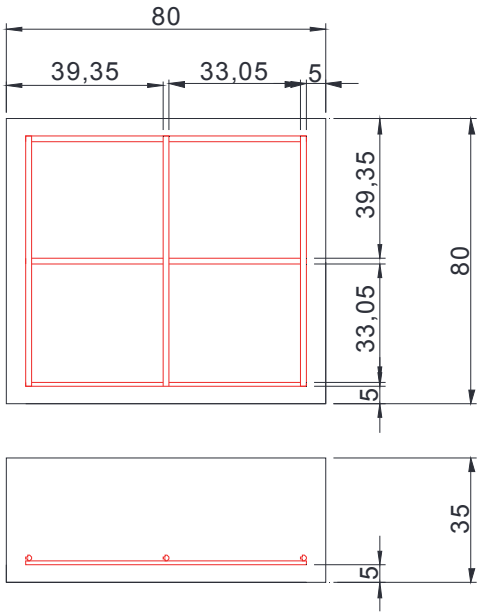
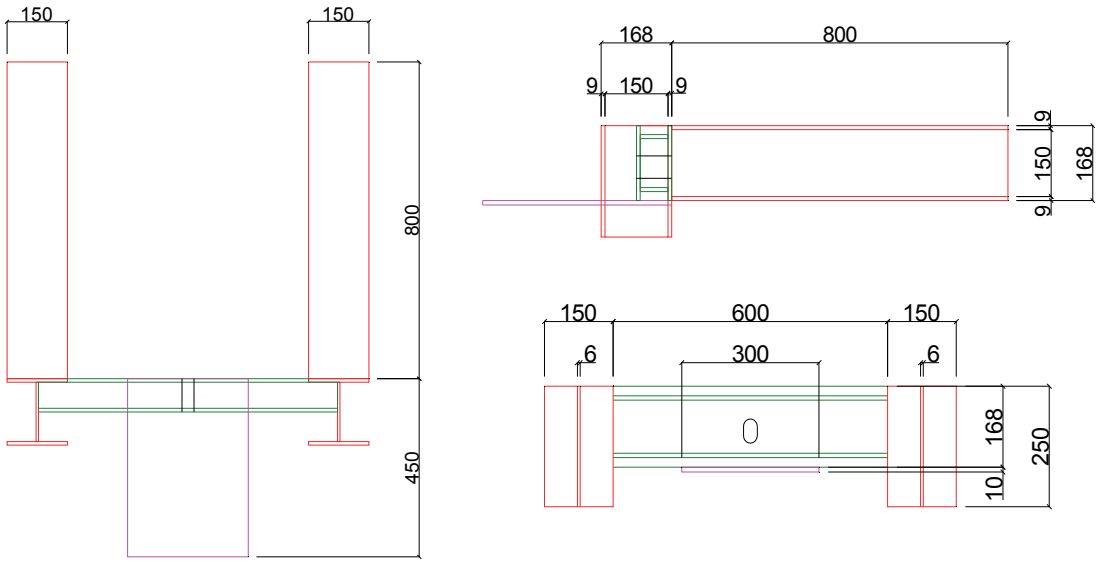


圖 A5 鋼筋混凝土塊設計圖說



上視　　正視與側視

圖 A6 本實驗之剪力夾具設計圖

A.3.3 夾具設計

為了考慮整個夾具的穩定性跟耐用度，所以選用鋼結構來做設計，兩個 L 型鋼架與副版都是都是選用 A 36 150x150x6x9 之鋼材，平台就是任意之鋼版，連接方式

都是焊接的形式。但考慮到實驗時的邊距變換，夾具也須隨之變更規格的情況下，在 L 型鋼架的連接上改用 C 型夾連接，以便拆裝，詳細說明如圖 A6。

A.4 材料試驗

在進行化學植筋剪力測試之前，為了解其材料性質是否符合設計需求，必須先施作材料試驗，其中包括混凝土抗壓強度試驗以及鋼筋抗拉強度試驗。

A.4.1 混凝土抗壓強度試驗

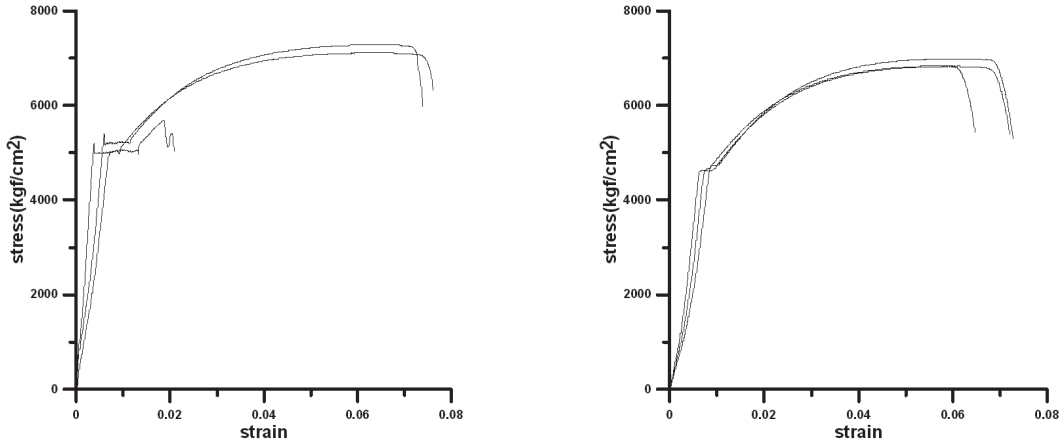
在本研究當中，混凝土抗壓強佔極重要的因素，為掌握試體測試時及混凝土的真實抗壓強度，於試體進行澆置時進行標準混凝土圓柱試體之製作，其圓柱試體尺寸為直徑 15 公分高 30 公分，分別製作 12 個標準混凝土圓柱試體，且必須給予和試體相同的養護條件，才有準確性。本研究試體之混凝土設計強度分別為 5MPa、10MPa、15MPa，標準混凝土圓柱試體於 14、28、61 與 68 天進行抗壓強度試驗，用以掌握混凝土強度之發展，並使用量測之 f_c' 作為實驗計算公式之依據，混凝土 68 天抗壓強度試驗結果如表 A.5 所示。

表 A.5 齡期 14 天之抗壓強度

齡期(日)	抗壓強度(kgf/cm^2)		
	設計值	實驗值	實驗平均值
68	50	31.75	30.93
		30.85	
		30.20	
68	100	69.58	73.72
		77.16	
		74.42	
68	150	153.8	144.4
		149.0	
		130.4	

4.2 鋼筋抗拉強度試驗

鋼筋抗拉強度係利用萬能試驗機進行單向加載直至鋼筋斷裂為止，紀錄鋼筋受拉力並於鋼筋上黏貼 NDI 影像量測點以得知其應變變化量，本試驗使用之鋼筋，其鋼筋應力應變曲線圖 A7 所示。



#3　　#4

圖 A7 鋼筋抗拉試驗結果

A.5 試驗結果與討論

植筋剪力試驗結果討論，在此混凝強度跟鋼筋號數與破壞模式統計成圖表，再分兩部分做討論，第一部分是邊距控制第二部分是深度控制的影響。其中以美國規範 ACI318-14 中的破壞模式公式加以審核，探討在低強度混凝土中 ACI318-14 之規範是否依然適用，或者不保守需加以修正。試驗照片如照片 1-照片 5 所示。

A.5.1 邊距控制

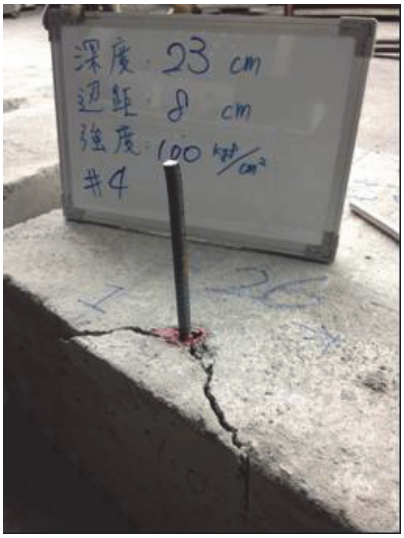
三號鋼筋在混凝土強度為 5MPa，植筋深度為 10cm 的情況下，如圖 A8 所示，在邊距 20cm 發現均為邊距破壞，推測是混凝土邊距不足所產生;而在邊距 27cm 時，破壞模式轉變成混凝土撬破，推測混凝土強度過低，且圖中 ACI318-14 邊距破壞計算值過於不保守，與實驗數據相當接近，所以不建議使用 ACI 規範公式。



照片 1: 實驗現場配置圖



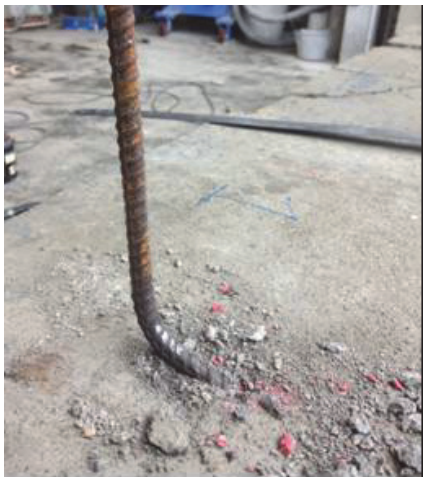
照片 2: 鋼材剪斷破壞



照片 3: 邊距破壞



照片 4: 混凝土撬破



照片 5: 鋼筋彎曲破壞

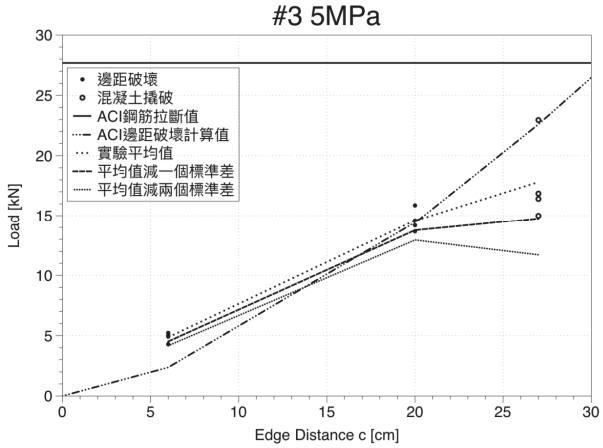


圖 A8:　#3 在強度為 5MPa 實驗結果圖

三號鋼筋在混凝土強度為 10MPa，植筋深度為 10cm 的情況下，如圖 A9 所示，在邊距 6cm 發現均為邊距破壞，推測是混凝土邊距不足所產生;而在邊距 13cm 時，破壞模式中有一個鋼筋彎曲，推測此隻鋼筋因套筒為套緊導致實驗做動時剪力鋼板翹起，產生鋼筋彎曲，推測混凝土在這個強度與 20cm 的邊距參數設定下，剛好是個破壞模式轉換的模糊區段，才會產生多種破壞模式也沒有其規律性，且圖中 ACI318-14 邊距破壞計算值與實驗數據相差兩個標準差，所以 ACI 規範公式偏向保守。

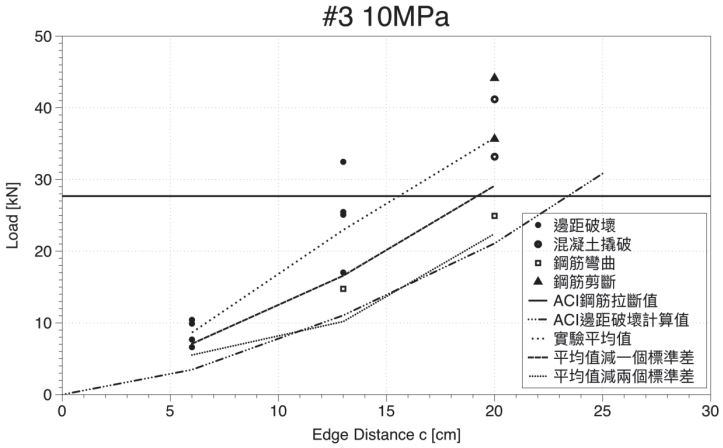


圖 A9:　#3 在強度為 10MPa 實驗結果圖

三號鋼筋在混凝土強度為 15MPa，植筋深度為 8cm 的情況下，如圖 A10 所示，在邊距 6cm 發現均為邊距破壞，推測是混凝土邊距不足所產生;而在邊距 13cm

跟 16cm 時，破壞模式有邊距破壞、鋼筋剪斷與邊距破壞，推測是混凝土強度足夠了，破壞模式轉為鋼筋，但此邊距還是處在模糊的區段，才會產生多種破壞模式需加深邊距再加以討論，且圖中 ACI318 邊距破壞計算值差距在實驗平均值之兩個標準以上，所以 ACI 計算值算保守。

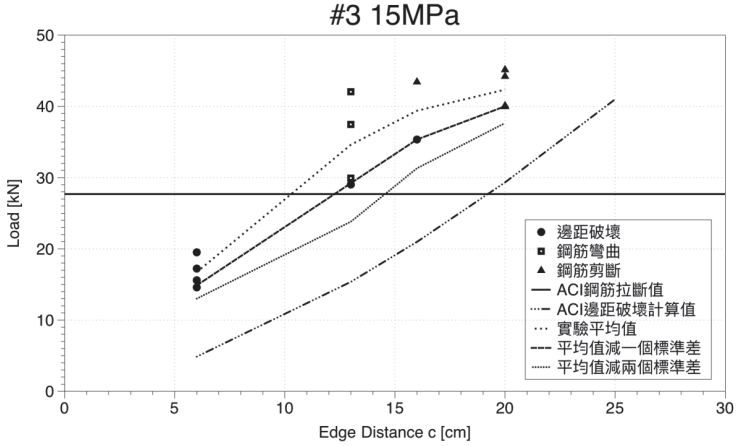


圖 A10:　#3 在強度為 15MPa 實驗結果圖

四號鋼筋在混凝土強度為 5MPa，植筋深度為 13cm 的情況下，如圖 A11 所示，在邊距 8cm、20cm 與 26cm 發現均為邊距破壞，僅有一個為混凝土撬破，推測因為邊距不足所以產生此破壞，而也可能是混凝土強度過低所以導致推測是混凝土邊距不足所產生，且圖中 ACI318-14 邊距破壞計算值過於不保守，與實驗數據相當接近，所以不建議使用 ACI 規範公式。

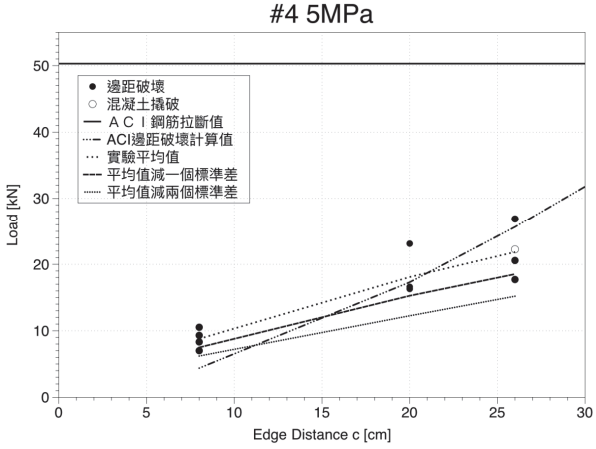


圖 A11:　#4 在強度為 5MPa 實驗結果圖

四號鋼筋在混凝土強度為 10MPa，植筋深度為 13cm 的情況下，如圖 A12 所

示，在邊距 8cm、14cm 與 17cm 發現均為邊距破壞，推測是混凝土邊距不足所產生;而在邊距 20cm 時，有出現鋼筋彎曲也有邊距破壞等破壞模式，推測在此參數設定下，邊距 20cm 可能是個模式轉變的區段，才會出現兩種破壞模式之轉變，如再持續外差邊距推測將會發生鋼筋剪斷之破壞行為，而 ACI 計算值與實驗平均值的差距在兩個標準以上，所以 ACI 計算值算相當保守。

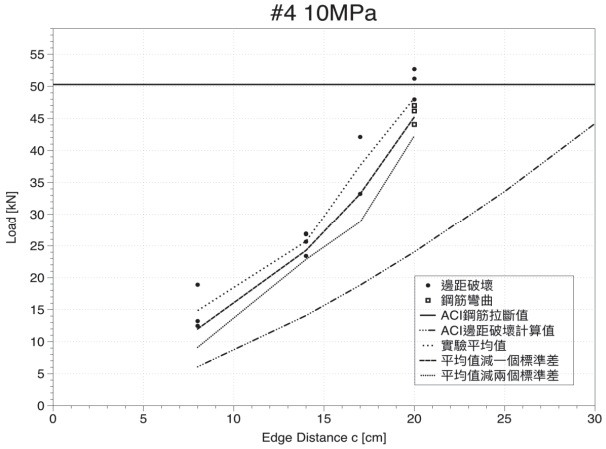


圖 A12:　#4 在強度為 10MPa 實驗結果圖

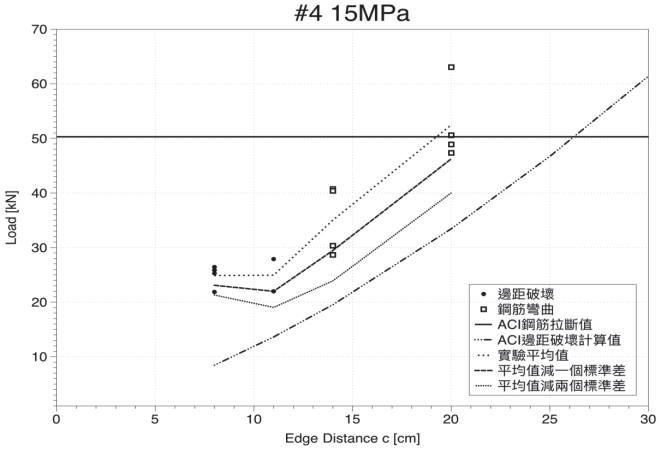


圖 A13:　#4 在強度為 15MPa 實驗結果圖

四號鋼筋在混凝土強度為 15MPa，植筋深度為 10cm 的情況下，如圖 A13 所示，在邊距 8cm 與 11cm 發現均為邊距破壞，推測是混凝土邊距不足所產生;而在邊距 14cm 跟 20cm 時，破壞模式為鋼筋彎曲推測是混凝土強度足夠，破壞模式轉為鋼筋彎曲，如再持續外插邊距可能會出現鋼筋斷裂的破壞模式，而 ACI 計算值與實驗平均值的差距在兩個標準以上，所以 ACI 計算值算保守。

A.5.2 深度控制

在三號鋼筋與四號鋼筋的邊距皆為 6cm 與 8cm，而在深度控制中我們可以發現，無論三號與四號鋼筋在哪一種強度或是哪一種深度，破壞模式皆為邊距破壞，強度沒有因為深度增加而增加，但有隨著混凝土強度的上升而增加，推測植筋深度已超過有效深度，植筋深度若超過有效深度就不會有明顯的效果，每一組參數之實驗結果，ACI 邊距破壞計算值與實驗平均值相差兩個標準以上 ，所以 ACI 計算值算保守。實驗結果分別如圖 A14 至圖 5.2.6 所示

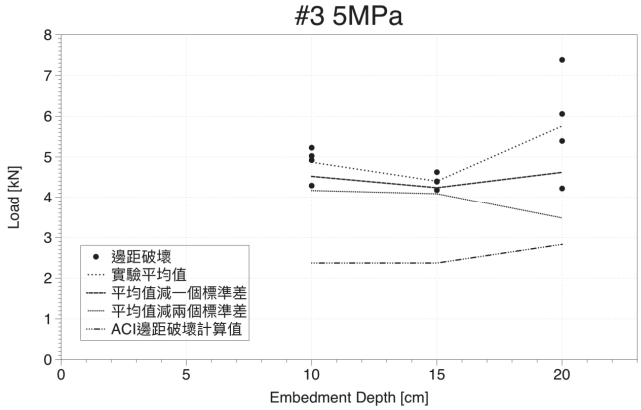


圖 A14: #3 在強度為 5MPa 實驗結果圖

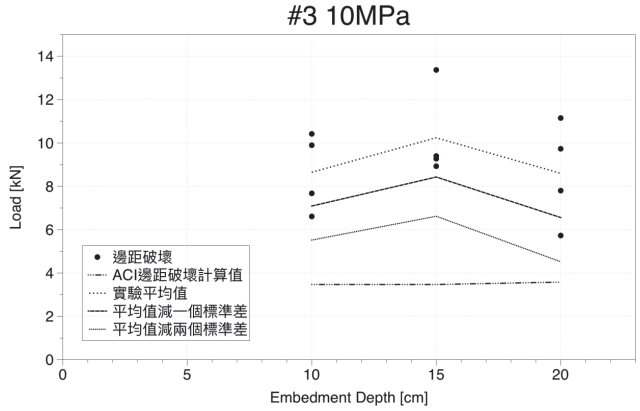


圖 A15: #3 在強度為 10MPa 實驗結果圖

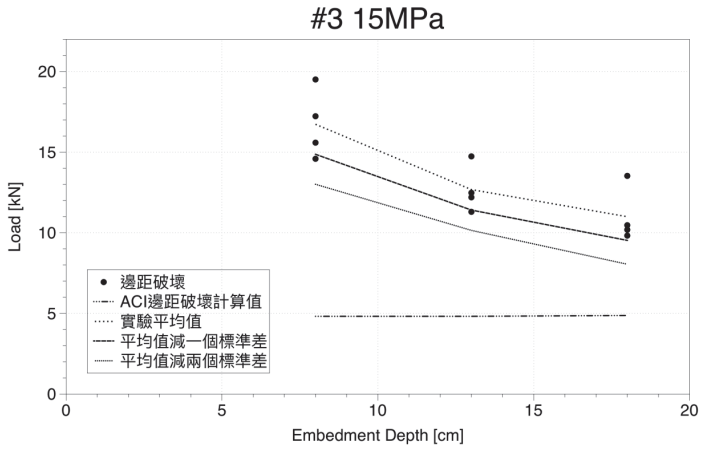


圖 A16:　#3 在強度為 15MPa 實驗結果圖

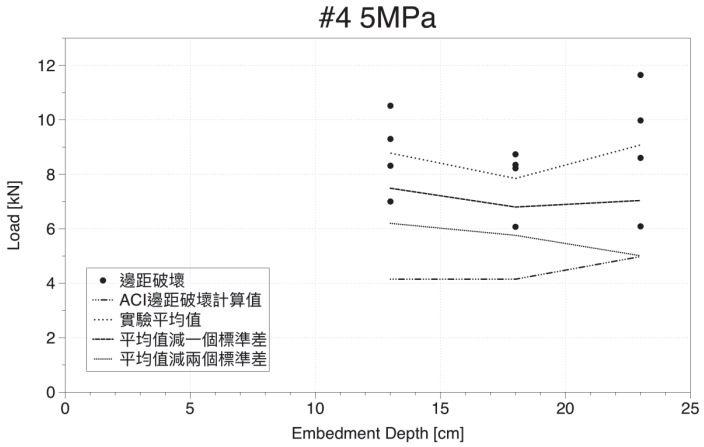


圖 A17:　#4 在強度為 5MPa 實驗結果圖

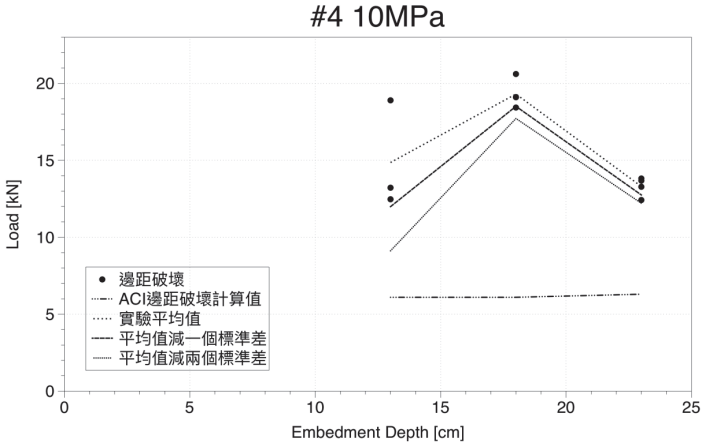


圖 A18:　#4 在強度為 10MPa 實驗結果圖

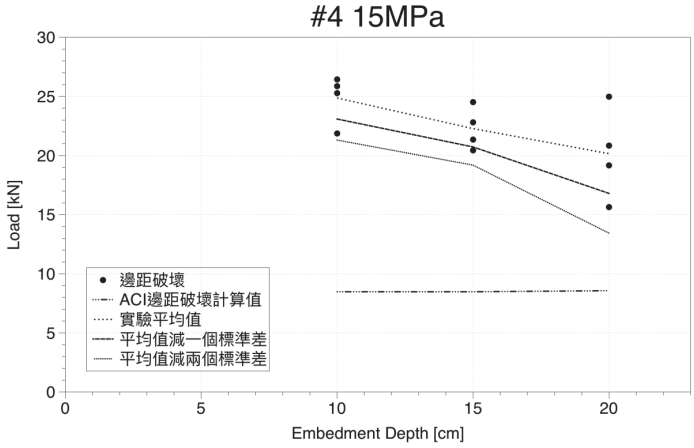


圖 A19: #4 在強度為 15MPa 實驗結果圖

A.6 結論與建議

本研究主要探討降伏強度為 420MPa之鋼筋，在混凝土強度分別為 5MPa、10MPa、15MPa 的鋼筋混凝土試體中進行植筋剪力試驗，且參考美國規範 ACI318-14 之建議公式去比較在低強度混凝土中是否適用，以下將說明本研究結論與建議：

1. 邊距控制:

在強度為 5MPa 的混凝土試體中，3 號與 4 號鋼筋在實驗後得到的破壞模式皆為邊距破壞，ACI318-14 計算公式與實驗數據相當接近，顯示 ACI318 在 5MPa 的混凝土中過於不保守，所以不建議使用。在 10MPa 的混凝土試體中以實驗數據與 ACI318-14 計算公式來看，在三號鋼筋部分偏保守，四號鋼筋是相當保守，其中發現規範 ACI318 沒有註明的破壞模式鋼筋彎曲。在 15MPa 的混凝土試體中，三號鋼筋與四號鋼筋在 ACI318-14 之計算公式中都相當保守，可以直接使用不需做修正。

2. 深度控制:

在深度控制中可以明顯的發現，不論三號鋼筋跟四號鋼筋在哪一個強度的深度變化，破壞模式均為邊距破壞，由此可見在鋼筋在混凝土剪力行為中，邊距才是主要控制因素，深度則是其次，推測植筋深度已超過有效深度，植筋深度若超過有效深度就不會有明顯的效果。

3. 本研究實驗結果數據統計下，不建議在 5MPa 之混凝土中植筋，此強度過低也不符合現代建築強度之要求。

4. 從本研究結果實驗數據與規範計算值發現 ACI318-14 公式在混凝土強度 10MPa

和 15MPa 方可正常使用，建議將 ACI318-14 公式建議使用下限強度由 17.5MPa，下修至 10MPa。

5.　ACI318-14 建議最小邊距中粘結式錨栓為 $6d_a$，此建議在低強度混凝中是極為不保守，在本研究實驗結果的破壞模式統計發現，將建議邊距改為 $1.5h_{ef}$ ，可有效的發揮混凝土的強度，破壞模式為鋼筋彎曲或者是鋼筋剪斷。

本附錄參考文獻

[A1] ACI Committee 318, ”Building Code Requirements For Structural Concrete and Commentary,” (ACI318-14) American Concrete Institute, Farmington Hills, Mich., 2014.

[A2] ACI Committee 355, “Qualification of Post-Installed Adhesive Anchors in Concrete and Commentary (ACI 355.4-11),” American Concrete Institute, Farmington Hills, Mich., 2011.

[A3] ASTM Committee E06, “Standard Test Methods for Strength of Anchors in Concrete Elements,” American Society for Testing and Materials E488-96, West Conshohocken, PA, 1996.

附錄 B　構件非線性行為模擬

本附錄依國震中心報告敘述結構元件的側向載重位移曲線設定其非線性鉸參數

B.1 雙曲率 RC 柱之模擬

對於一承受軸力及側力作用且反曲點在柱正中央的雙曲率柱，柱體剪力破壞時剪應力與變位角(Drift Ratio)之關係曲線，用最小平方差的數值方法，歸納出撓剪破壞時的變位角可由下式計算：

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

式中 H 為柱淨高；$\rho''=\frac{A_{st}}{b\times s}$ 為剪力箍筋體積比；A_{st} 為剪力筋總斷面積，計算剪力鋼筋於箍筋間距(s)內之斷面積；b 為柱寬；$\nu_m=V_b/bd$ 為剪應力；V_b 為雙曲率柱撓曲強度所對應之作用剪力；d 為柱斷面之有效深度，可設為柱深 h 之 0.8 倍；f_c' 為混凝土抗壓強度；A_g 為柱斷面積；及 P 為柱承受之軸力。

觀察式(B.1)，當柱的箍筋量較大、混凝土強度較高時、承受的側力及軸力較小時，剪力破壞之變位角會較大，即表示柱的韌性值會較大。歸納出軸向破壞時的變位角可由下式計算：

$$\frac{\Delta_a}{H}=\frac{4}{100}\frac{1+(\tan\theta)^2}{\tan\theta+P\dfrac{s}{\kappa' A_{st} f_{yt} d_c\tan\theta}} \tag{B.2}$$

式中 f_{yt} 為箍筋降伏強度；d_c 為柱核心混凝土的深度，由箍筋中心至中心計算之；θ 為剪力裂縫與水平的夾角，一般可定為 65°，但不可超過 $\tan^{-1}(H/h)$；而係數 k' 隨著韌性比 μ 增加，由 1 變化到 0.7，其中韌性比 $\mu=\Delta_s/\Delta_y$。觀察式(B.2)，當柱的箍筋量較大、及承受的軸力較小時，軸向破壞之變位角會較大，即表示柱有較好的垂直承載能力。

鋼筋混凝土結構的剪力強度乃是由混凝土所提供的剪力強度 V_c 再加上箍筋所提供的剪力強度 V_s，建議之混凝土剪力強度計算方式如下：

$$V_c=0.53\left(1+\frac{P}{140A_g}\right)\sqrt{f_c'}bd \tag{B.3}$$

箍筋之剪力強度計算方式如下：

$$V_s=\frac{A_{st}f_{yt}d_c}{s}\cot\alpha \tag{B.4}$$

式中 f_{yt} 為箍筋降伏強度；α 為剪力裂縫與柱軸線之夾角。

B.2 RC 牆之模擬

於線性分析時，一般是使用殼元素(Shell Element)模擬 RC 牆。但由於套裝軟體程式無法於殼元素設置非線性鉸，進行非線性靜力側推分析，故本文建議以等值寬柱模擬 RC 牆，如此可以在等值寬柱上設置適當非線性鉸進行側推分析，分析 RC 牆在構架中之非線性行為。

1. RC 牆等值寬柱模型

進行 RC 牆耐震分析時，建議僅以中央等值寬柱模擬剪力牆，以下簡稱 RC 牆等值寬柱模型。進行等值寬柱模擬 RC 牆時，須依實際含邊柱 RC 牆尺寸給定等值寬柱的斷面尺寸，材料參數也依據實際性質輸入。RC 牆頂部與底部連接梁加大其勁度，以模擬剛性梁，如此可適當反映與 RC 牆相連接的相鄰梁之勁度差異。

2. RC 牆之側向載重位移曲線

RC 牆非線性鉸之性質，是以涂耀賢博士[B2]所建議的側向載重位移曲線為基礎。首先分別求出含邊柱 RC 牆之剪力破壞、撓曲(含滑移)破壞側向載重位移曲線，再以剪力破壞側向載重位移曲線定義剪力非線性鉸性質，撓曲(含滑移)破壞側向載重位移曲線定義彎矩非線性鉸性質。

載重變位曲線如**錯誤! 找不到參照來源。**所示，因此非線性變形為

$$\delta_p = \delta_u - \delta_e = \delta_2 - \frac{\delta_1}{V_1} V_2 \tag{B.5}$$

由**錯誤! 找不到參照來源。**可知，總變位 δ_u 可視為彈性變位 δ_e 與非線性變位 δ_p 之疊加，因此可以由總變位減去彈性變位獲得非線性變位，求得載重與非線性變位關係曲線，可作為非線性鉸設定之依據。

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

(1) 撓曲之側向載重位移曲線：**撓曲降伏點(V_y，δ_y)**

由斷面分析可以求得含邊界構材之剪力牆斷面之降伏彎矩 M_y，因此撓曲降伏點之側力強度可由式(B.6)計算：

$$V_y = \frac{2M_y}{H} \tag{B.6}$$

依據 ASCE 41-06 所建議，位移應包含剪變形、撓曲變形及滑移變形。因此撓曲降伏點之位移可以式(B.7)表示：

$$\delta_y = \delta_{s,y} + \delta_{f,y} + \delta_{slip,y} \tag{B.7}$$

其中撓曲降伏點之剪力位移 $\delta_{s,y}$ 可依式(B.8)計算，

$$\delta_{s,y} = \gamma_{vh,y} H \tag{B.8}$$

$$\gamma_{vh,y} = \frac{2(1+\nu)}{E_c}\frac{1.2}{\ell_w t_w} V_y \tag{B.9}$$

式中 E_c 為混凝土彈性模數，混凝土波松比 $\nu = 0.17$；ℓ_w=牆之水平寬度；t_w=牆體總厚度。又撓曲位移 $\delta_{f,y}$ 可依式(B.10)計算：

$$\delta_{f,y} = \frac{V_y H^3}{12 E_c I} \tag{B.10}$$

式中剪力牆慣性矩 $I = 0.7 I_g$，I_g 為全斷面慣性矩(含邊界柱及牆版)。最後，撓曲降伏點之滑移位移 $\delta_{slip,y}$ 可由式(B.11)計算，

$$\delta_{slip,y} = \frac{d_b f_y^2}{8 u E_s (d - a_c)} H \tag{B.11}$$

式中 d_b 為受拉側最外層鋼筋之標稱直徑；u 為平均握裹應力，定義為 $u = 1.6\sqrt{f_c'}$；E_s 為鋼筋彈性模數；d 為牆體最外受壓纖維至受拉鋼筋斷面重心之距離，可取牆寬的0.8倍($0.8\ell_w$)；a_c 為構件斷面受壓區之深度，定義為對應拉力區鋼筋應力達降伏強度 f_y 時之壓力區深度，可採用彈性柱受撓壓力區深度簡易計算法之建議，如下所示

$$a_c = \left(0.25 + 0.85\frac{N_u}{A_w f_c'}\right)\ell_w \tag{B.12}$$

式中 A_w 採計剪力牆內之最大矩形面積，亦即 $A_w = \ell_w \times t_w$。

由於側推分析軟體進行彈性位移分析時，僅考慮剪變形、撓曲變形，並無計算滑移變形，因此為使側推分析軟體適當考量滑移變形，本手冊建議採用等效勁度來計算彈性變位，迫使結構分析軟體分析出來的彈性位移等於剪變形、撓曲變形及滑移變形之總和，即採式(B.13)計算彈性勁度折減係數：

$$\frac{V_y H^3}{12 E_c \times n I_g} + \frac{2(1+\nu) V_y H}{E_c \times m A_w} = \delta_{s,y} + \delta_{f,y} + \delta_{slip,y} \tag{B.13}$$

式中等號左邊n、m為待調整之彈性勁度折減係數。剪力牆未開裂撓曲剛度折減0.7，因此固定n=0.7。

(2) 撓曲之側向載重位移曲線：**撓曲極限點(V_{fu}，δ_{fu})：**

由斷面分析可以求得含邊界構材之剪力牆斷面之極限彎矩M_u，因此撓曲極限點之側力強度可由式(B.14)計算：

$$V_{fu}=\frac{2M_u}{H} \tag{B.14}$$

撓曲極限點之位移包括剪力、撓曲、非線性鉸轉動及滑移位移，各分量計算方式如下：

- 撓曲極限點之剪力位移$\delta_{s,fu}$可依下式計算

$$\delta_{s,fu}=\gamma_{vh,fu}H \tag{B.15}$$

$$\gamma_{vh,fu}=\frac{V_{fu}}{V_y}\times\gamma_{vh,y} \tag{B.16}$$

- 撓曲極限點之撓曲位移$\delta_{f,fu}$可依下式計算

$$\delta_{f,fu}=\frac{V_{fu}H^3}{12E_cI} \tag{B.17}$$

由於剪力牆於此階段應已開裂，故斷面慣性矩折減為$I=0.35I_g$，I_g為全斷面慣性矩。

- 撓曲極限點之非線性鉸轉動位移則依下式計算

$$\delta_{plastic,fu}=2(\phi_u-\phi_y)\ell_p(\frac{H}{2}-\frac{\ell_p}{2}) \tag{B.18}$$

其中ϕ_u為牆體產生撓曲極限彎矩時的曲率；ϕ_y為牆體產生撓曲降伏彎矩時的曲率；ℓ_p為非線性鉸長度，定義為$\ell_p=\ell_w/2\le H/2$。

- 撓曲極限點之滑移位移$\delta_{slip,fu}$則依下式計算

$$\delta_{slip,fu}=\frac{V_{fu}}{V_y}\times\delta_{slip,y} \tag{B.19}$$

因此撓曲極限點之位移總和，即為下式所示，

$$\delta_{fu}=\delta_{s,fu}+\delta_{f,fu}+\delta_{plastic,fu}+\delta_{slip,fu} \tag{B.20}$$

依據前述建議之公式，可計算出考慮撓曲與滑移作用下之降伏點與極限點。

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

假設側力到達其極限強度後，側力強度依線性衰減至殘餘強度($V_{fp}=0.4V_{fu}$)，

其相對應之變形為層間變位角 0.02rad，因此對應之位移 $\delta_{fp}=0.02H$ ，若 $\delta_{fp}\le\delta_{fu}$ ，令 $\delta_{fp}=\delta_{fu}$ ，其完整之側向載重位移曲線如圖 4.16 所示。

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

開裂強度之計算公式如下：

$$V_{scr}=0.87\sqrt{f_c'}t_w d+\frac{N_u d}{4\ell_w} \tag{B.21}$$

$$V_{scr}=\left[0.16\sqrt{f_c'}+\frac{\ell_w\left(0.33\sqrt{f_c'}+N_u/5\ell_w t_w\right)}{M_u/V_u-\ell_w/2}\right]t_w d \tag{B.22}$$

其中 f_c'=混凝土之規定抗壓強度；d=牆體最外受壓纖維至受拉鋼筋斷面重心之距離，可取牆寬的 0.8 倍($0.8\ell_w$)；V_u=斷面之設計剪力(需求剪力)；M_u=斷面之設計彎矩(需求彎矩)；N_u=與 V_u 同時作用之設計軸力，軸壓力為正值、軸拉力為負值。開裂強度取以上二式之最小值，若 $\left(M_u/V_u-\ell_w/2\right)<0$ 時，式(B.22)不適用，僅採用式(B.21)。

同撓曲降伏點位移，剪力開裂點之位移包括剪力、撓曲及滑移位移，其中開裂點之剪力位移可依下計算，

$$\delta_{s,cr}=\gamma_{vh,cr}H \tag{B.23}$$

$$\gamma_{vh,cr}=\frac{V_{scr}}{V_y}\times\gamma_{vh,y} \tag{B.24}$$

開裂點之撓曲位移為

$$\delta_{f,cr}=\frac{V_{scr}H^3}{12E_cI} \tag{B.25}$$

其中剪力牆慣性矩 $I=0.7I_g$ ，I_g 為總斷面慣性矩；H 為牆之淨高(下梁頂至上梁底距離)。開裂點滑移位移，可依式(B.26)計算，

$$\delta_{slip,cr}=\frac{V_{scr}}{V_y}\times\delta_{slip,y} \tag{B.26}$$

其中 V_y 為牆體之撓曲降伏側力。

因此開裂位移包括剪力開裂、撓曲開裂及滑移位移，即為下式所示

$$\delta_{scr}=\delta_{s,cr}+\delta_{f,cr}+\delta_{slip,cr} \tag{B.27}$$

剪力之側向載重位移曲線：**剪力極限點**(V_{su}，δ_{su})

(a) 壓桿面積

$$A_{str} = t_w \times a_c \tag{B.28}$$

(b) 混凝土軟化係數

$$\zeta = \frac{10.7}{\sqrt{f_c'}} \le 0.52 \tag{B.29}$$

(c) 斜壓桿傾斜角

$$\theta = \tan^{-1}\left(\frac{H}{\ell_n}\right) \tag{B.30}$$

其中 $\ell_n = \ell_w - \frac{2a_c}{3}$ 。

(d) 拉桿指標

$$\gamma_h = \frac{2\tan\theta - 1}{3}, 0 \le \gamma_h \le 1 \tag{B.31}$$

$$\gamma_v = \frac{2\cot\theta - 1}{3}, 0 \le \gamma_v \le 1 \tag{B.32}$$

$$\overline{K}_h = \frac{1}{1 - 0.2\left(\gamma_h + \gamma_h^{\,2}\right)} \tag{B.33}$$

$$\overline{K}_v = \frac{1}{1 - 0.2\left(\gamma_v + \gamma_v^{\,2}\right)} \tag{B.34}$$

$$\overline{F}_h = \gamma_h\left(\overline{K}_h \zeta f_c' A_{str}\right) \times \cos\theta \tag{B.35}$$

$$\overline{F}_v = \gamma_v\left(\overline{K}_v \zeta f_c' A_{str}\right) \times \sin\theta \tag{B.36}$$

$$F_{yh} = A_{th} \times f_{yh} \tag{B.37}$$

$$F_{yv} = A_{tv} \times f_{yv} \tag{B.38}$$

$$K_h = 1 + \left(\overline{K}_h - 1\right)\frac{F_{yh}}{\overline{F}_h} \le \overline{K}_h \tag{B.39}$$

$$K_v = 1 + \left(\overline{K}_v - 1\right)\frac{F_{yv} + 0.75N_u}{\overline{F}_v} \le \overline{K}_v \tag{B.40}$$

其中，A_{th} 和 A_{tv} 分別為水平拉桿與垂直拉桿鋼筋之有效截面積，可取每一方向牆體鋼筋量之 75%計算。

(e) 剪力極限點之水平剪力

$$V_{su} = \left(K_h + K_v - 1\right)\zeta f_c' A_{str} \cos\theta \tag{B.41}$$

剪力極限點之剪應變可依下式計算，

(f) 拉桿力(力平衡)

$$F_h = R_h V_{su} = \frac{\gamma_h (1-\gamma_v)}{1-\gamma_h \gamma_v} V_{su} \tag{B.42}$$

$$F_v = R_v V_{su} \tan\theta = \frac{\gamma_v (1-\gamma_h)}{1-\gamma_h \gamma_v} V_{su} \tan\theta \tag{B.43}$$

(g) 拉桿應變(組成律)

$$\varepsilon_h = \frac{F_h}{A_{th} E_s} \tag{B.44}$$

$$\varepsilon_v = \frac{F_v - 0.75 N_u}{A_{tv} E_s} \geq 0 \tag{B.45}$$

(h) 壓桿應變(組成律)

$$\varepsilon_0 = 0.002 + 0.001\left(\frac{f_c' - 204}{815.5}\right) \tag{B.46}$$

$$-\varepsilon_d = \zeta \varepsilon_0 \tag{B.47}$$

其中，ε_d 為混凝土在與 ε_r 垂直方向之平均主壓應變。

(i) 剪應變(位移諧和)

$$\gamma_{vh,su} = 2(\varepsilon_r - \varepsilon_d)\sin\theta\cos\theta = 2(\varepsilon_h + \varepsilon_v - 2\varepsilon_d)\sin\theta\cos\theta \tag{B.48}$$

其中，ε_h 為水平拉桿應變，ε_v 為垂直拉桿之應變。

剪力極限點之位移包括剪力、撓曲及滑移位移，各分量計算方式如下：

- 剪力極限點之**剪力位移**，可由（B.49）計算

$$\delta_{s,su} = \gamma_{vh,su} H \tag{B.49}$$

- 剪力極限點之**撓曲位移**，可依式(B.50計算

$$\delta_{f,su} = \frac{V_{su} H^3}{12 E_c I} \tag{B.50}$$

由於剪力牆於此階段應已開裂，故斷面慣性矩折減為 $I = 0.35 I_g$，I_g 為總斷面慣性矩。

- 剪力極限點**滑移位移**，可由下式計算

$$\delta_{slip,su} = \frac{V_{su}}{V_y} \times \delta_{slip,y} \tag{B.51}$$

因此剪力極限點位移為剪力、撓曲及滑移位移之總和，即為

$$\delta_{su} = \delta_{s,su} + \delta_{f,su} + \delta_{slip,su} \tag{B.52}$$

依據上述建議之公式，可計算出剪力開裂點之剪力開裂強度V_{scr}和剪力開裂位移δ_{scr}，與剪力極限點之剪力極限強度V_{su}和剪力極限位移δ_{su}。

剪力之側向載重位移曲線：**剪力殘餘強度點(V_{sp}，δ_{sp})**

假設側力到達其極限強度後，側力強度依線性衰減至殘餘強度($V_{sp}=0.4V_{su}$)，其相對應之變形為層間變位角 0.02rad，因此對應之位移$\delta_{sp}=0.02H$，若$\delta_{sp}\le\delta_{su}$，令$\delta_{sp}=\delta_{su}$。

B.3 磚牆之水平極限強度

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

(1) 四邊圍束—指四邊皆鄰接邊界柱梁之磚牆：

當$\tan\theta_c \ge (H_b/W_b)$時：

$$V_n = T_b \times (W_b \times \tau_f + H_b \times 0.45 f_{mbt}) \tag{B.53}$$

當$\tan\theta_c < (H_b/W_b)$時：

$$V_n = T_b \times \left[W_b \times \tau_f + H_1 \times 0.45 f_{mbt} + (H_b' - H_1) \times (0.45 f_{mbt} + 0.45 f_{bt})/2 \right] \tag{B.54}$$

(2) 三邊圍束—指左右有一單側邊未鄰接邊界柱之磚牆：

$$V_n = T_b \times (W_b \times \tau_f + H_2 \times 0.45 f_{mbt}) \tag{B.55}$$

(3) 無側邊圍束—指左右雙側邊均未鄰接邊界柱之磚牆：

$$V_n = T_b \times (W_b \times \tau_f) \tag{B.56}$$

(4) 台度磚牆—指頂邊因開窗而未鄰接邊界梁之磚牆：

$$V_n = T_b \times (W_b \times 0.7\tau_f + H_2 \times 0.45 f_{mbt}) \tag{B.57}$$

上式中，$H_b' = \min(H_b, W_b)$；$H_1 = W_b \tan\theta_c$；$H_2 = 0.5 W_b \tan\theta_c \le H_b$；$\tau_f$與$f_{mbt}$分別為紅磚與砂漿介面之摩擦強度及劈裂強度，$f_{bt}$為紅磚自體劈裂強度，可依下列試驗公式計算：

$$\tau_f = 0.0337 (f_{mc})^{0.885} + (0.654 + 0.0005047 f_{mc}) \sigma_N \tag{B.58}$$

$$f_{mbt} = 1.079 (f_{mc})^{0.338} \tag{B.59}$$

$$f_{bt} = 0.22 f_{bc} \tag{B.60}$$

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

磚牆之水平極限位移：

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

$$\Delta_u = \left[\left(\frac{5}{4}+\frac{3}{2}\nu\right)\frac{W_b}{H_b}+\left(2+\frac{7}{4}\nu\right)\frac{H_b}{W_b}+\left(2+\frac{3}{2}\nu\right)\frac{H_b^3}{W_b^3}\right]\frac{V_n}{E_u \times T_b} \tag{B.61}$$

令

$$\lambda = \left[\left(\frac{5}{4}+\frac{3}{2}\nu\right)\frac{W_b}{H_b}+\left(2+\frac{7}{4}\nu\right)\frac{H_b}{W_b}+\left(2+\frac{3}{2}\nu\right)\frac{H_b^3}{W_b^3}\right] \tag{B.62}$$

其中 ν 為波松比，其值可取為 0.15；T_b 為磚牆之厚度；E_u 為磚牆達極限點時之割線模數；且 $0.5 \le H_b/W_b \le 2.0$。式中，若 (H_b/W_b) 小於 0.5 者以 0.5 計，若 (H_b/W_b) 大於 2.0 者以 2.0 計，亦即 $0.5 \le (H_b/W_b) \le 2.0$。

磚牆達極限點時之割線彈性模數 E_u 可以下列方式計算：

$$E_u = 61.29\eta_1\eta_2 f_{bc}^{0.7} f_{mc}^{0.3} \tag{B.63}$$

其中磚牆剛度修正係數 $\eta_1 = 1.67 - 0.64(H_b/W_b)$，且 $0.5 \le (H_b/W_b) \le 2.0$。$\eta_2$ 於四邊圍束磚牆時取0.556，三邊圍束及台度磚牆時取0.367。以 E_u 代入可得磚牆之極限位移。

磚牆之水平殘餘強度：

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

(1) 非台度磚牆(含四面及三面圍束磚牆)：

$$V_r = \tau_f \times T_b \times W_b \le 0.6V_n \tag{B.64}$$

(2) 台度磚牆：

$$V_r = 0.7 \times \tau_f \times T_b \times W_b \le 0.6V_n \tag{B.65}$$

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

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

期中審查意見回覆

審查委員	審查意見	意見回覆
全國建築師公會	可否考慮耐震詳評後之建議補強方式。	本報告範例皆為以耐震詳評後之結果進行補強。
江世雄理事長	整體計畫可達到預期成效。	謝謝建議
營建署	本案耐震補強技術範例，希望整理一些典型的缺陷補強範例案，供本署推動耐震初評作業時，民眾關心後續之改善作為時參考。	常見耐震不足原因於報告中為以敘述性方式說明。典型的補強缺陷範例案，本研究因研究時間與經費暫無法整理，但可參考國震中心之相關報告，其中有少部份補強缺陷案例。
藍朝卿理事長	位移型或速度型消能斜撐是否有其適用的建築物類型，可否在本計畫報告中敘述清楚?	本報告第二章對於各類補強工法及位移型、速度型消能斜撐之適用建築物類型有詳細說明與建議。
沈永年教授	1. 可否補充較低強度混凝土植入鋼筋之拉拔與剪力試驗結果。 2. 期中報告之圖文不清楚，期末報告期能改善，並將參考資料引註於文中。 3. 若能建立各種補強工法之"施作流程與 SOP"，則將更完整可行。	因經費限制本研究僅能進行低強度混凝土植筋之剪力試驗，拉拔試驗無法進行。 期中報告因印刷不清楚及筆誤處將於期末報告一併改善修正。
土木技師公會全聯會	1. 請增加耐震補強之流程圖 2. 補強分析建議應有完整範例。 3. 建議及早完成可供實務界參考。 4. 符合預期成果需求。	耐震補強之流程於範例中以敘述性方式說明，因其流程單純建議無需流程圖。 報告第六章提供有四種完整之補強設計流程與圖說，第七章則提供有二種補強設計圖說。
夏沛禹技師	1. 附錄 C-S5 BRB 斜撐置於 RC 構架內之接合方式建議另行參考蔡克銓教授發表的詳圖。 2. 附錄 D-S5 亦同上。 3. 附錄 E-R9 構架內增設剪力牆，四週交界面是否均須設置螺旋箍筋防止交界面開裂。	於報告內文中已經將蔡克銓教授發表的論文納入參考文獻，本報告範例為新增構架故與其施作有些差異。 構架內增設剪力牆，建議於四週交界面皆設置螺旋箍筋防止交界面開裂。
廖書賢	建議施工細節中二次施工界面使用材料能	謝謝建議，但本研究以補

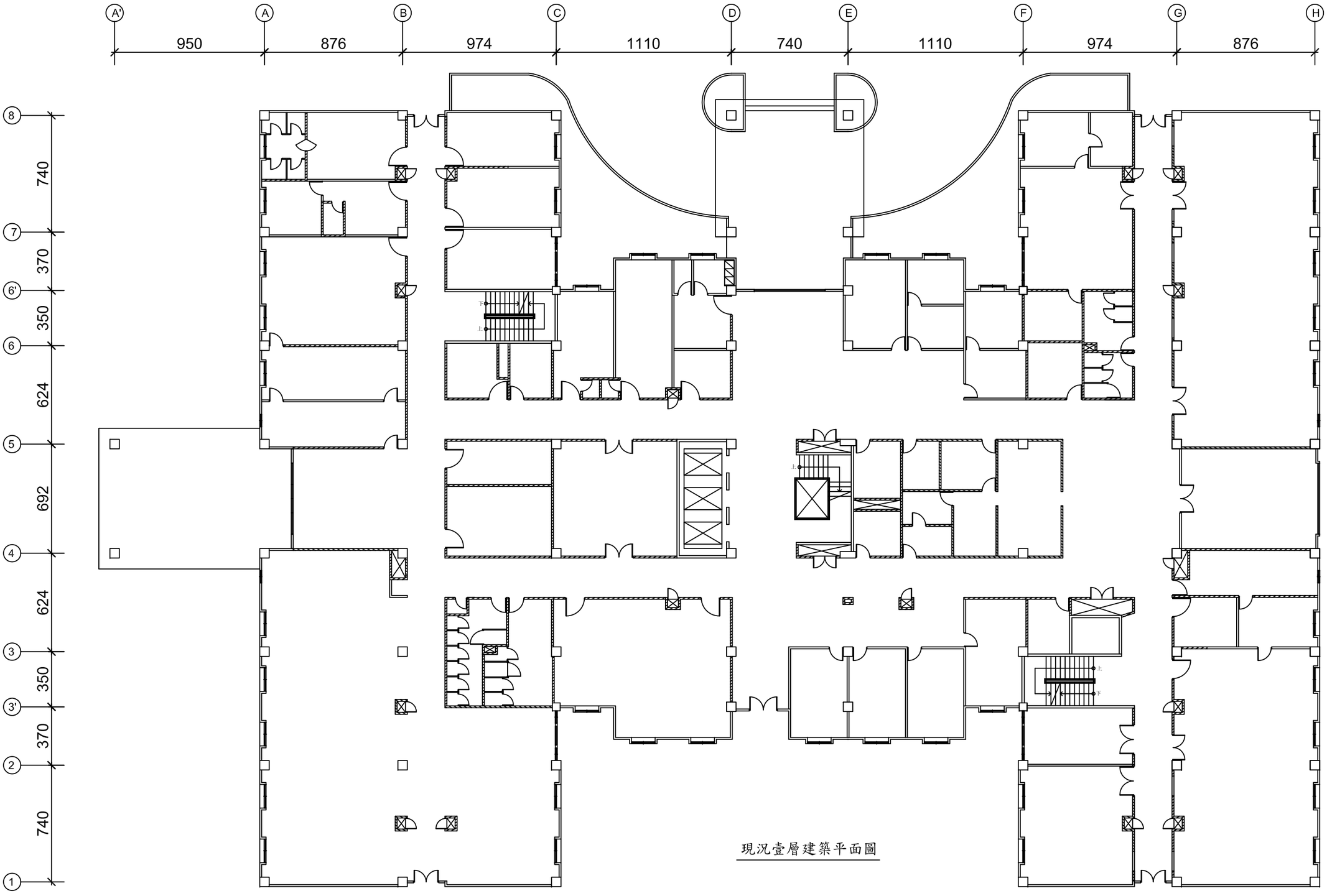
理事長	提供材料要求及使用限制之說明。	強工法為主，且材料種類繁多，故請諒涵無法完整提供材料要求及使用限制。
陳建忠 組長	1.本研究列有鋼筋續接器規定,是很好的延伸，經檢討後有沒有文字或內容具體修改 CNS 或規範部分。 2.第 7 章住宿混合大樓是否住商混和大樓?類 0206 南部地震及類維冠大樓案子應不少，宜將耐震不足主因納入分析。 3.明年是否有具體要研究的案子,請附上詳細提案單。 4.通案及個案請補充流程圖加註補充文字，方便使用。	謝謝建議，但本研究因無進行相關試驗故請諒涵無法冒然對鋼筋續接器之 CNS 或規範提出修改建議。 第 7 章標題筆誤已經修正。 第 7 章以 921 地震中倒塌之住商混合建築為範例，發現 921 地震或美濃地震中常見受損之具軟弱底層建物，只要進行底部少數樓層之適當與正確補強，即可顯著提昇此類建築物之耐震能力。 已提重要具體研究之提案單，但未獲同意。

期末審查意見回覆

審查委員	審查意見	意見回覆
全國建築師公會	1. 補強設計範例(一)圖號 S11 增設鋼斜撐補強，其中鋼框本身與 RC 柱樑之間之細部設計圖似與目前施工方式差距甚大，是否可以簡化一些？ 2. 補強設計範例(二)細部擴柱圖(S6)擴柱上下筋均與原有上下梁柱箍筋連結與先前一些研究不必植筋於上下梁是否可進一步了解？	鋼斜撐鋼框與 RC 構架接合仍建議以現有可靠之間接方式為宜，補強工程之不成功主要在新舊界面處理之缺點，在沒完整試驗資料支持下不宜過度簡化。 擴柱補強於梁柱接頭是否植筋對耐震能力影響並無太多之比較研究，本研究建議於考量原結構不確定性高之情況下仍採植筋，但若有相關研究佐證不植筋之效果會採用其作法。
江世雄理事長	1. 本案蒐集之構件、系統補強方法已經很完整。 2. 建議後續計畫可再針對各種補強工法之設計理念、設計方法、結構分析模式詳細說明。 3. RC 牆開口補強於開口角隅之補強方式建議再提供可防止角隅裂縫之方式。 4. 本案未納入 RC 梁鋼鈑包覆補強，請考慮是否納入。 5. 補牆案例肅朱醫院圖 86“X 向阻尼器斜撐配置大樣圖”中，阻尼器兩端放置在梁柱接頭區下方是否會引發額外彎矩。	謝謝同意本案之研究成果 同意於後續研究持續各補強工法之詳細研究 開口剪力牆開口補強會補充提供日本方面之參考圖說。 將補充梁包覆鋼板之工法與計算剪力強度方式。 阻尼器與接頭間是會有額外彎矩產生，但此彎矩並不大，新增之構架可抵抗，且兩端鋼梁上方有剪力釘可傳遞水平力確保力量之傳遞。
藍朝卿理事長	剪力牆本身的勁度與強度本來就很高，憑植筋在原結構不佳的混凝土上，欲使剪力牆抗震時發揮到極限強度而破壞，其實是不容易達到的。其補強邏輯可否考慮實際接合面能夠傳遞力量的能力而將剪力牆耐震能力予以折減，能夠找出對應關係或公式最好。	本報告對於各類採不同施做細節之 RC 剪力牆的強度有相關之規定其計算方式，但簡易折減強度方式需大量之試驗資料支持及考慮補強工程變異性高，故建議若有後續研究再加強此部份。
沈永年教授	1. 收集國內外補強設計研究資料與實務案例。 2. 建議建立各種補強工法(開口 RC 牆、乾式補強技術等)之施作流程(SOP)。	謝謝同意本案之研究成果 各種耐震補強之流程於範例中以敘述性方式說明，但因補強設計情況繁多故建議不使用一般之標準流程圖方式。

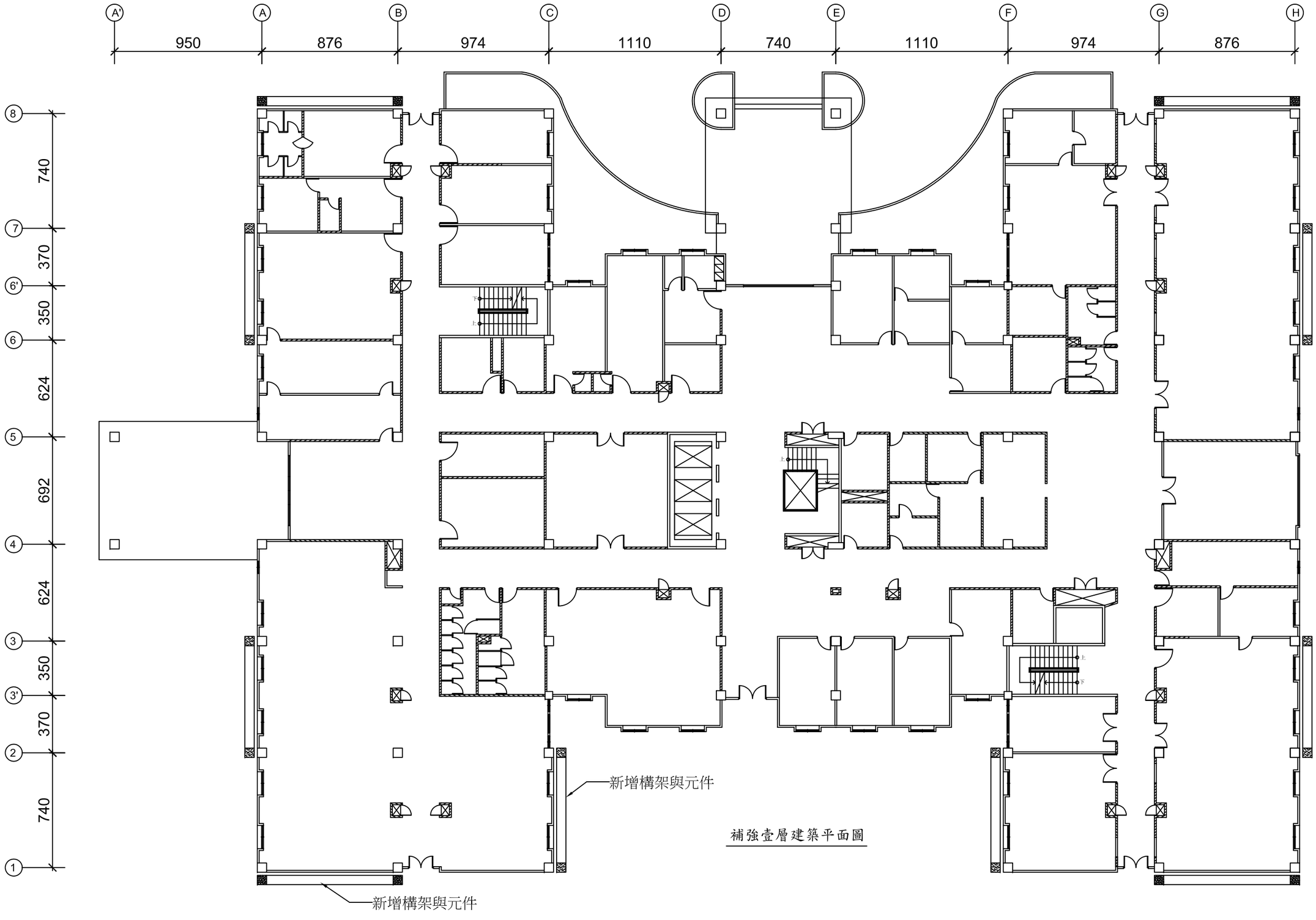
	3. 基礎補強(Chap5)部分，可否增加位於具液化潛能區域之 RC 建物基礎補強(防止液化)工法。	基礎之補強將於研究時間允許內適當增加一些常見工法圖說與抗液化方式。
土木技師公會全聯會	1. 研究成果符合預期 2. 建議提供分析參考程式 3. 建議塑鉸圖採用採色 4. 分析案例建議增加學校建築	謝謝肯定。 國內現已經有 SERCB 與 TEASPA 程式可使用，且分析程式開發非本研究內容。在經費允許及所內同意下可採用彩色列印 學校建築於國震中心已經有相當多之耐震補強案例供參考。
廖書賢理事長	1. 建議第五章基礎補強，工法部分對建物耐震補強引致基礎補強部分及土壤性質部分補強予以分別，使本計畫之結果得以收斂。 2. 圖 4.3~4.6 部分文字”梁”應為”梁”，圖 6.10 有部分亂碼 ，附錄 C 圖 S-10 有部分圖層有誤？請修正。	基礎之補強將於研究時間允許內適當增加一些常見工法圖說與抗液化方式。 報告因印刷不清楚及筆誤處將一併改善修正。
蔡榮根理事長	私有建築耐震補強，涉及補強構材對民眾使用空間的影響？建議將來進一步研究民眾較能接受的補強方向。	同意此意見，於後續研究應持續各補強工法於民眾接受度之詳細研究
曹文琥教授	RC 建築之實務補強設計手冊初步架構完成，是否可分類成較小範圍之多本手冊，補強各種不同範例涵蓋太廣。	同意此意見，於後續若有機會會建議所內持續補強工法之分類與更詳細研究。
陶其駿主任	建議於消能補強之介紹中，增列需進行消能裝置實體驗證之說明，以避免無法發揮預期之消能效果。 補強技術手冊內容建議增列圖表，呈現最後結果。	遵照辦理，會增加消能裝置實體測試與維護之相關說明。 補強技術手冊內容會於研究許可時程內盡量增家說明之圖表。

附錄 C 醫院設計範例圖說



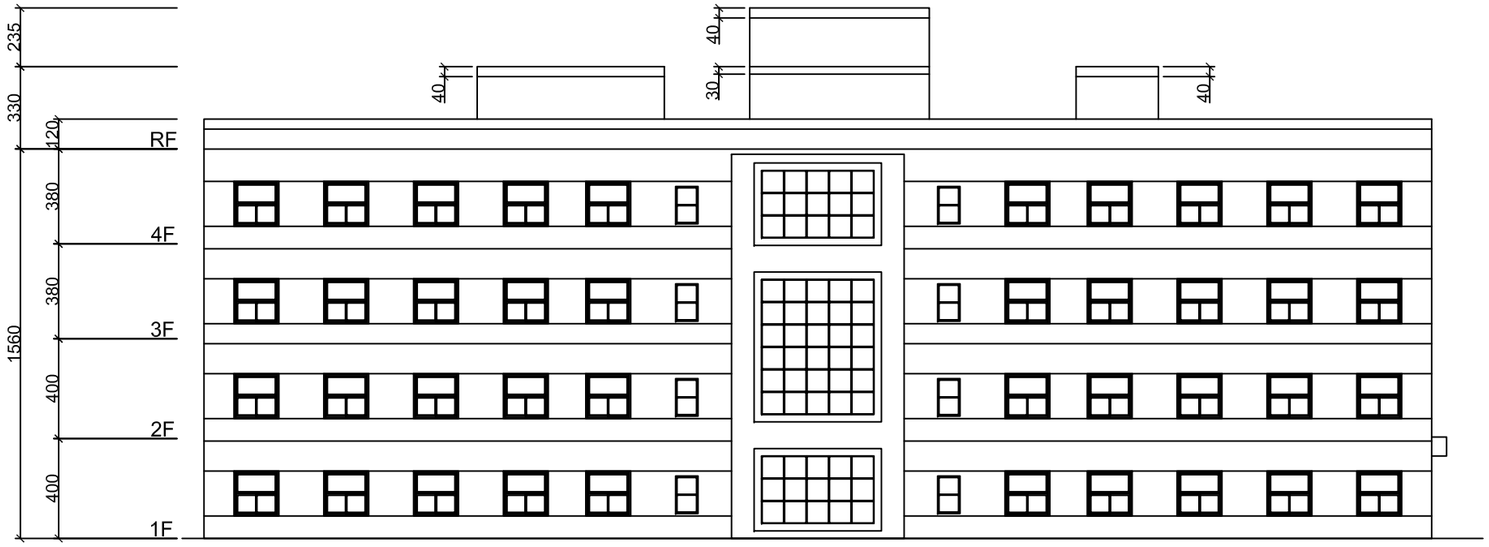
現況壹層建築平面圖

內政部建築研究所	整理繪圖： 建築物耐震補強設計手冊工作小組	UNIT: CM SCALE: NONE	版次	日期	說明	圖樣名稱	肅朱醫院補強設計參考圖	張數 ／	圖號 A1
						圖樣內容	現況重繪建築平面圖	編碼	



補強壹層建築平面圖

內政部建築研究所	整理繪圖： 建築物耐震補強設計手冊工作小組	UNIT: CM SCALE: NONE	版次	日期	說明	圖樣名稱	肅朱醫院補強設計參考圖	張數 ／	圖號 A2
						圖樣內容	補強後建築平面圖	編碼	

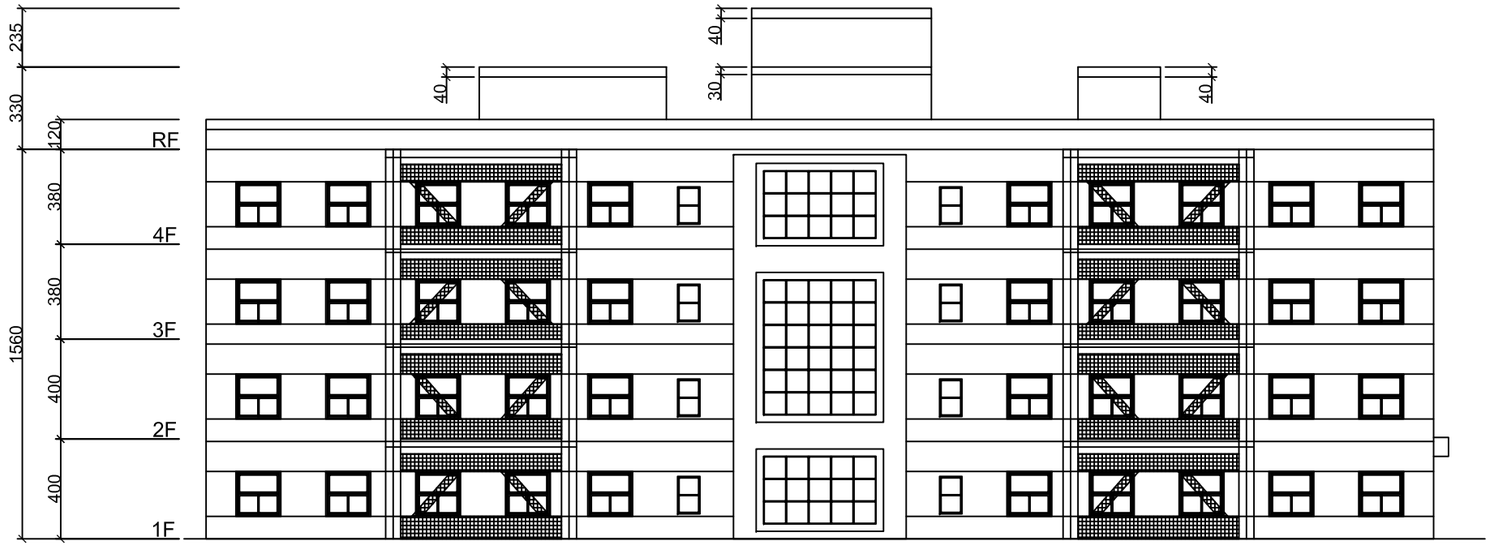


1 病房大樓東南向現況立面圖



2 病房大樓西北向現況立面圖

內政部建築研究所	整理繪圖： 建築物耐震補強設計手冊工作小組	UNIT: CM SCALE: NONE	版次	日期	說明	圖樣名稱	肅朱醫院補強設計參考圖	張數 ／ 編碼	圖號 A3
						圖樣內容			



1 病房大樓東南向補強立面圖(BRB)



2 病房大樓西北向補強立面圖(BRB)

內政部建築研究所	整理繪圖： 建築物耐震補強設計手冊工作小組	UNIT: CM SCALE: NONE	版次	日期	說明	圖樣名稱	肅朱醫院補強設計參考圖	張數 ／ 編碼	圖號 A4
						圖樣內容			



1 病房大樓東南向補強立面圖(damper)

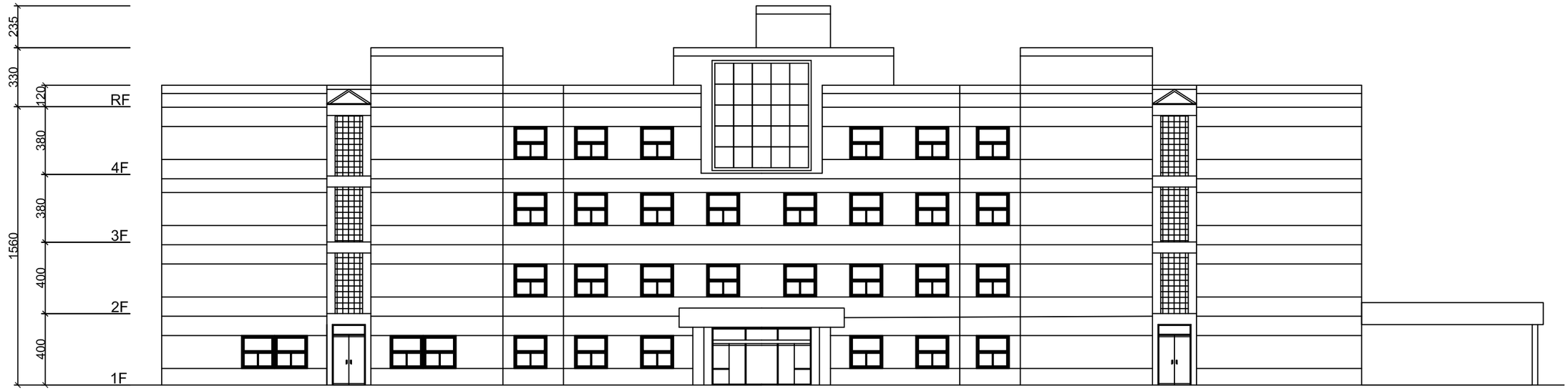
比例：A3=1:300



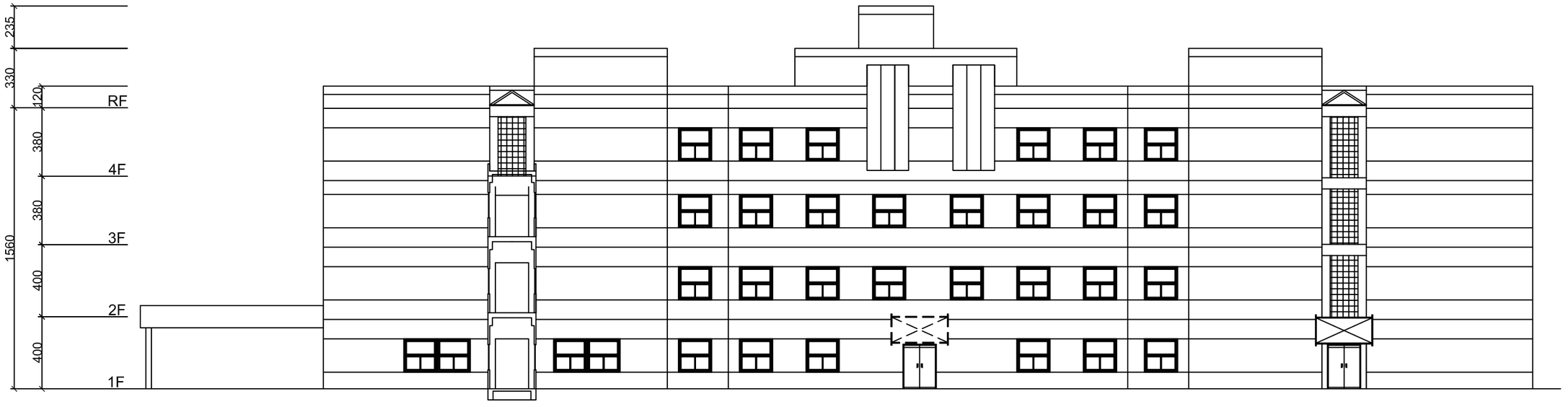
2 病房大樓西北向補強立面圖(damper)

比例：A3=1:300

內政部建築研究所	整理繪圖： 建築物耐震補強設計手冊工作小組	UNIT: CM SCALE: NONE	版次	日期	說明	圖樣名稱	肅朱醫院補強設計參考圖	張數 ／ 編碼	圖號 A5
						圖樣內容			

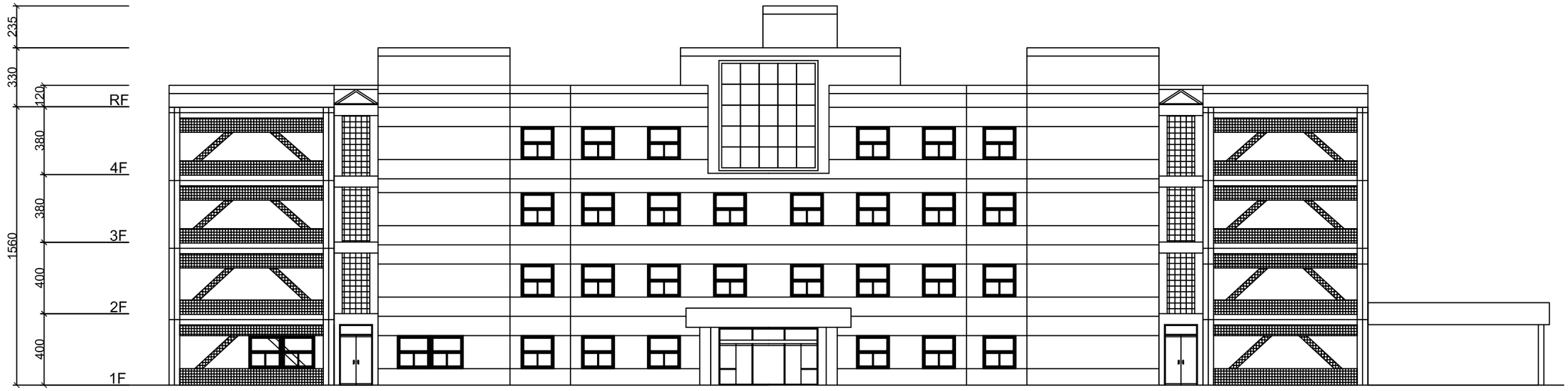


病房大樓東北向現況立面圖

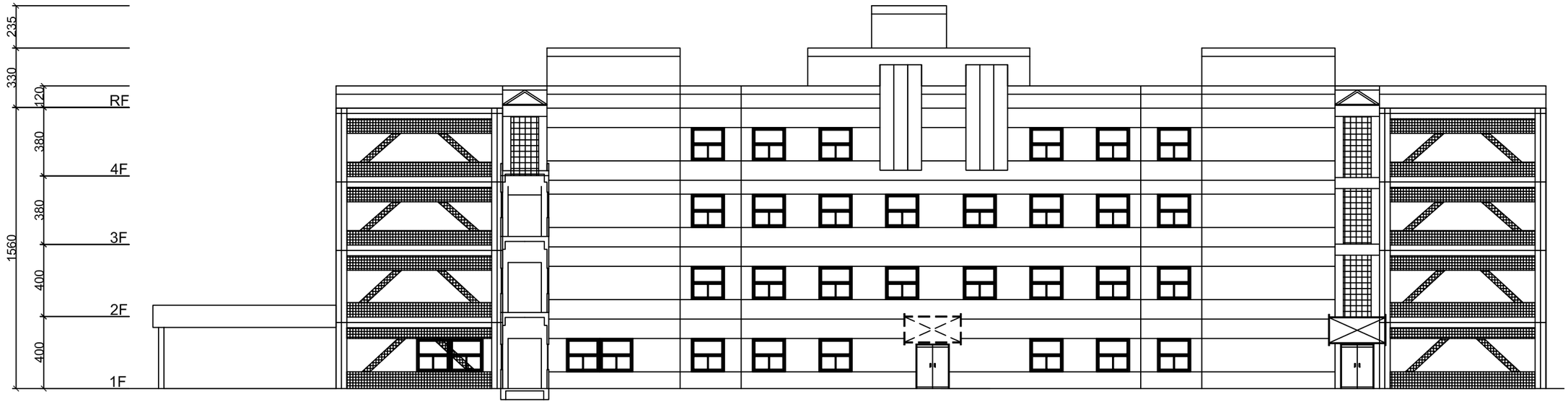


病房大樓西南向現況立面圖

內政部建築研究所	整理繪圖： 建築物耐震補強設計手冊工作小組	UNIT: CM SCALE: NONE	版次	日期	說明	圖樣名稱	肅朱醫院補強設計參考圖	張數 ／ 編碼	圖號 A6
						圖樣內容			

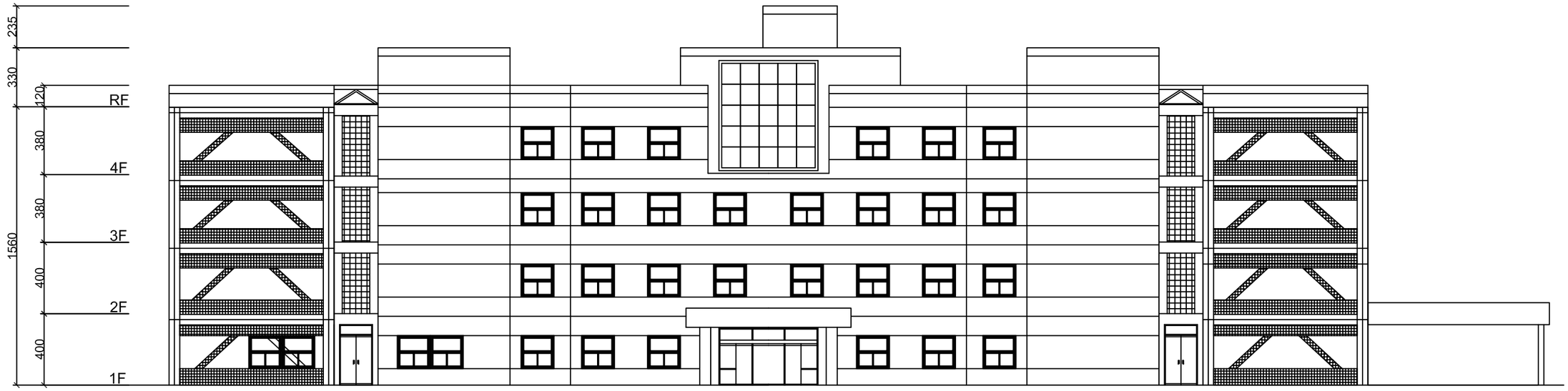


病房大樓東北向補強立面圖(BRB)

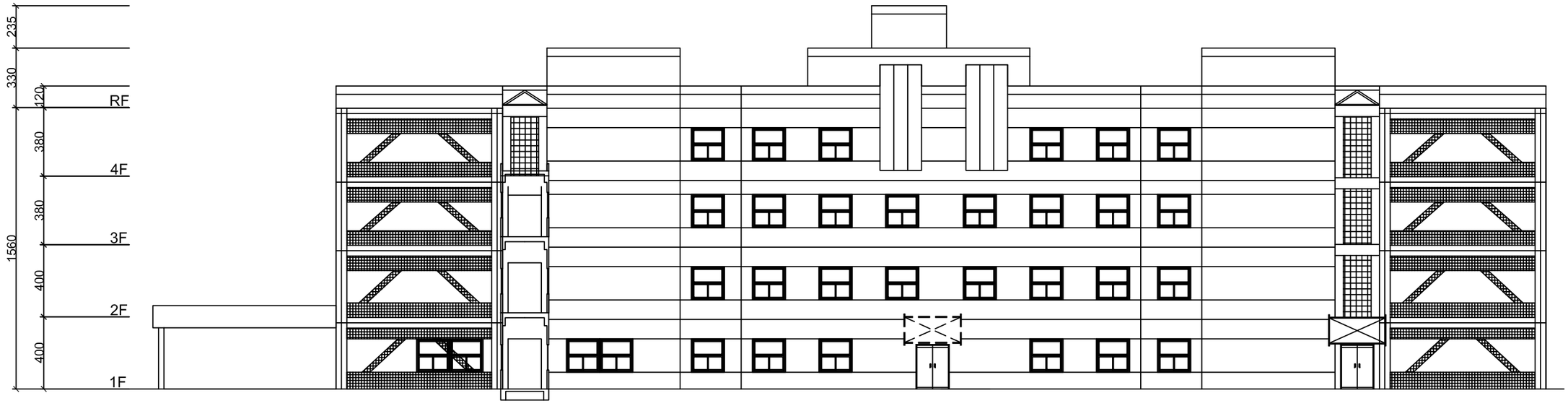


病房大樓西南向補強立面圖(BRB)

內政部建築研究所	整理繪圖： 建築物耐震補強設計手冊工作小組	UNIT: CM SCALE: NONE	版次	日期	說明	圖樣名稱	肅朱醫院補強設計參考圖	張數 ／ 編碼	圖號 A7
						圖樣內容			

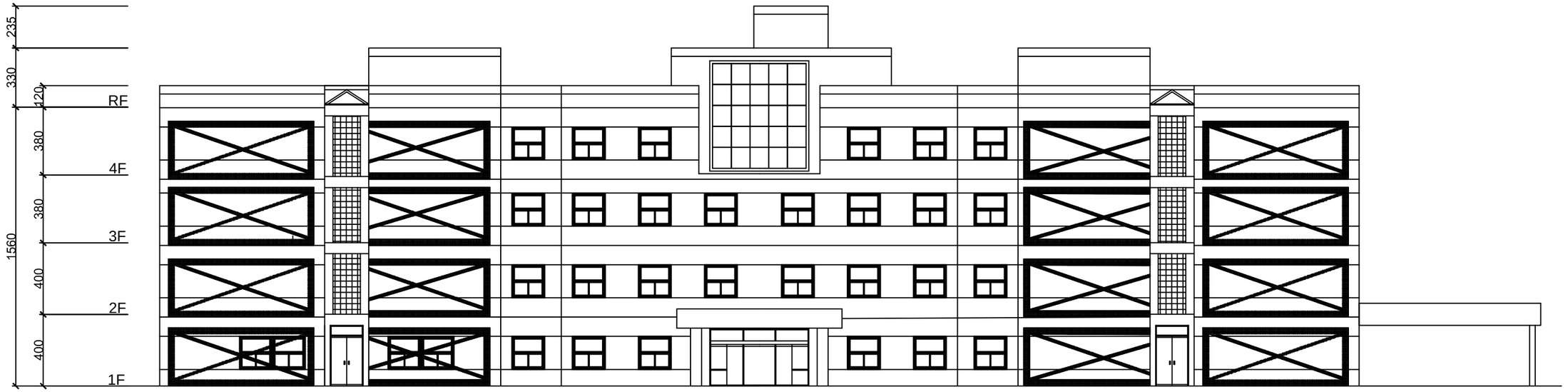


病房大樓東北向補強立面圖(damper)

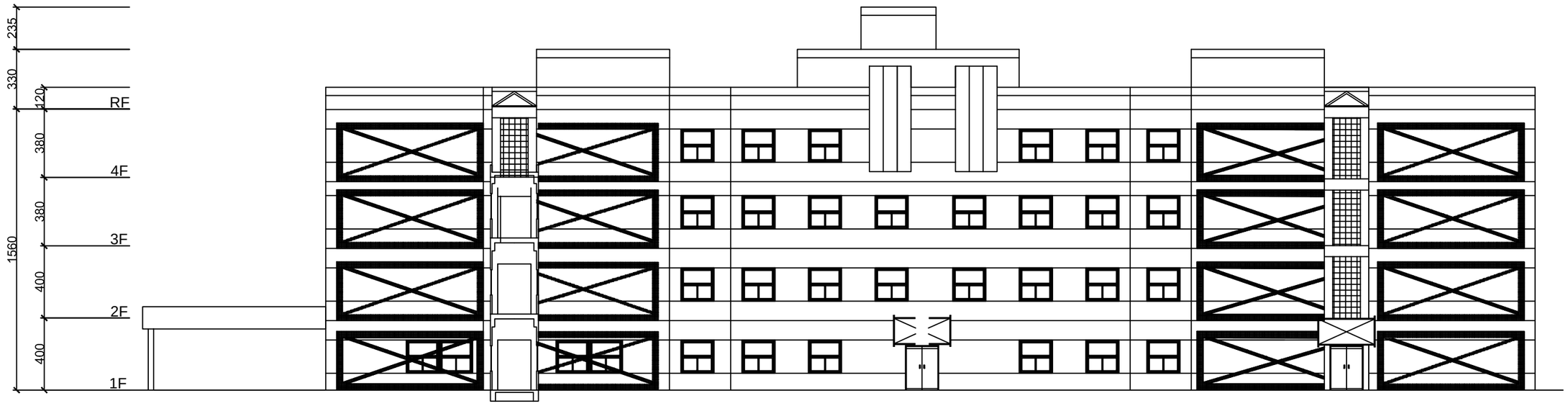


病房大樓西南向補強立面圖(damper)

內政部建築研究所	整理繪圖： 建築物耐震補強設計手冊工作小組	UNIT: CM SCALE: NONE	版次	日期	說明	圖樣名稱	肅朱醫院補強設計參考圖	張數 ／ 編碼	圖號 A8
						圖樣內容			

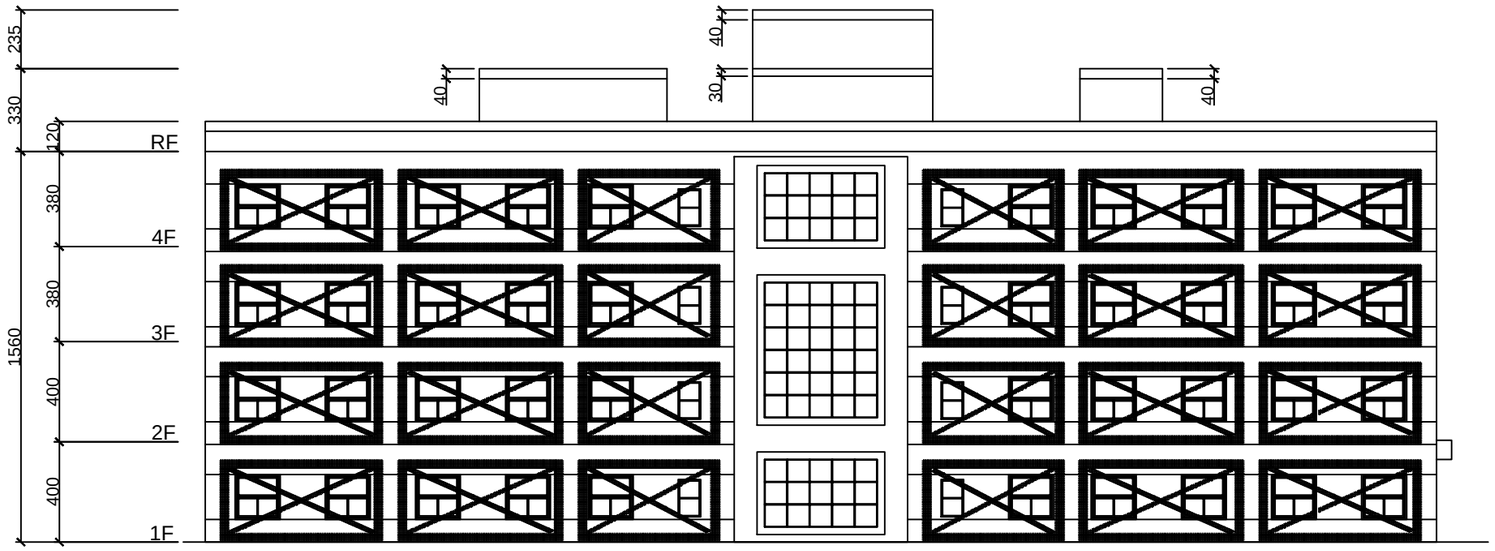


病房大樓東北向現況立面圖

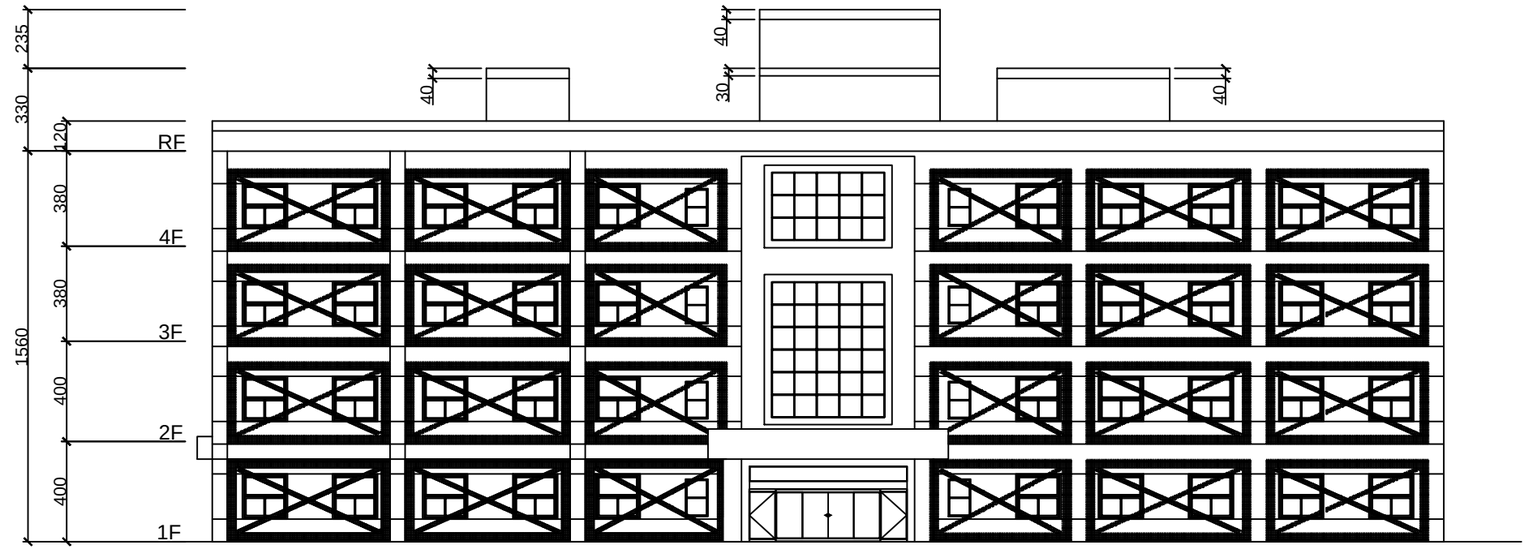


病房大樓西南向補強立面圖

		UNIT: CM SCALE: NONE						A9

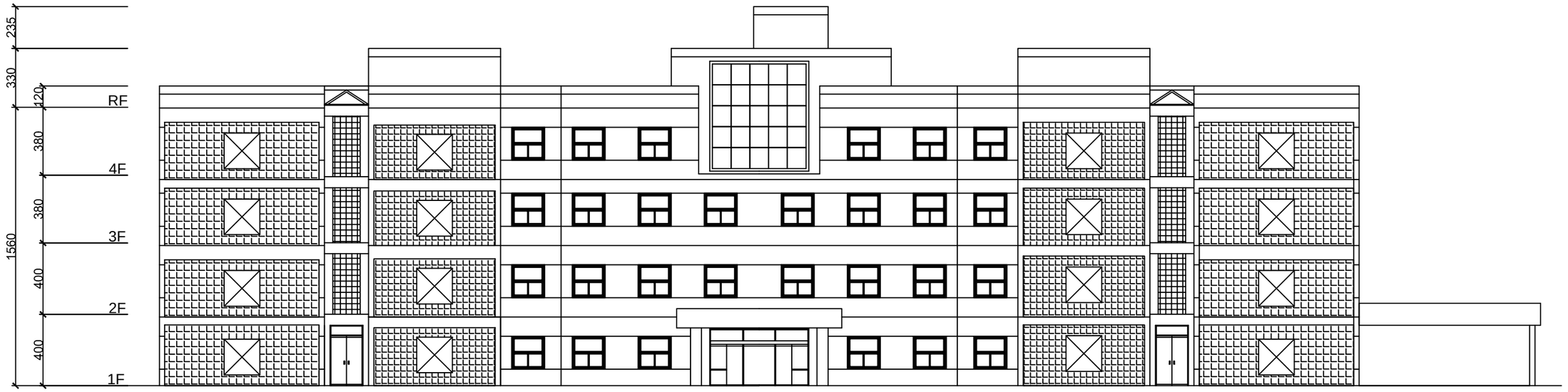


1 病房大樓東南向現況立面圖

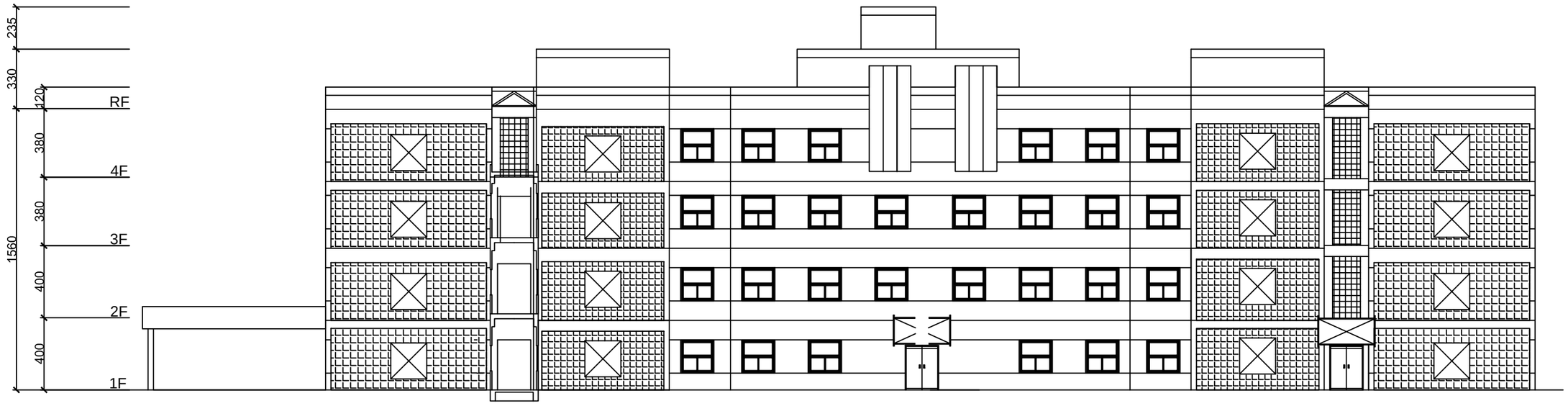


2 病房大樓西北向現況立面圖

		UNIT: CM SCALE: NONE							A10

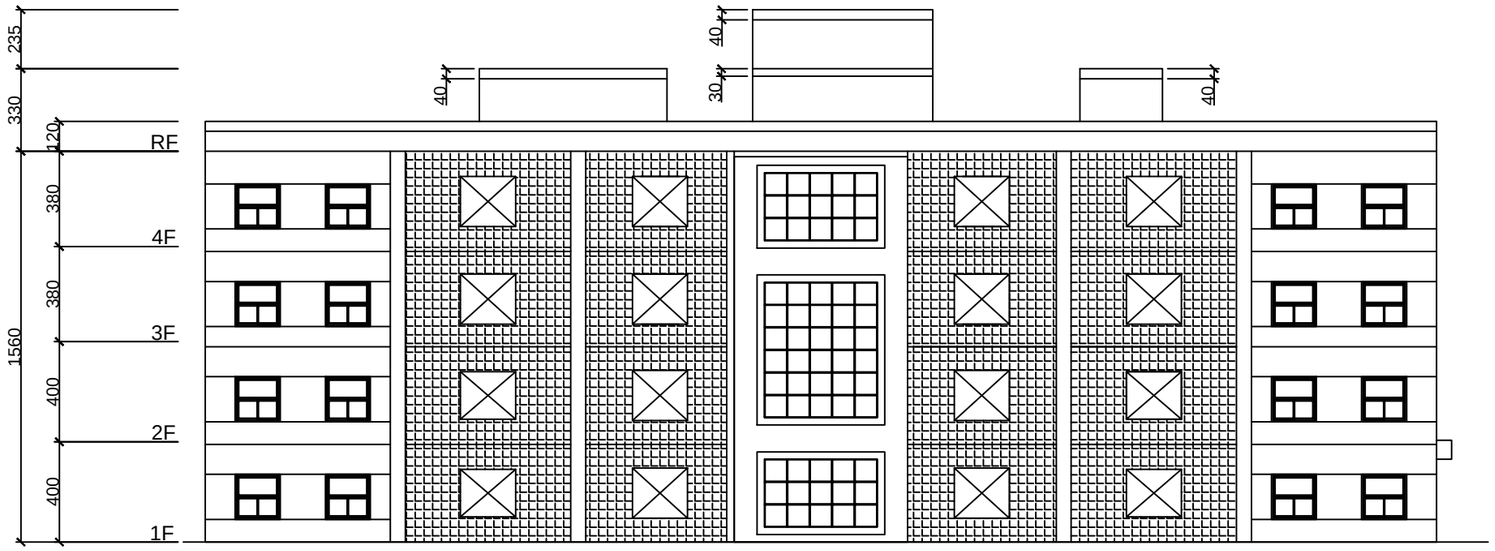


病房大樓東北向現況立面圖

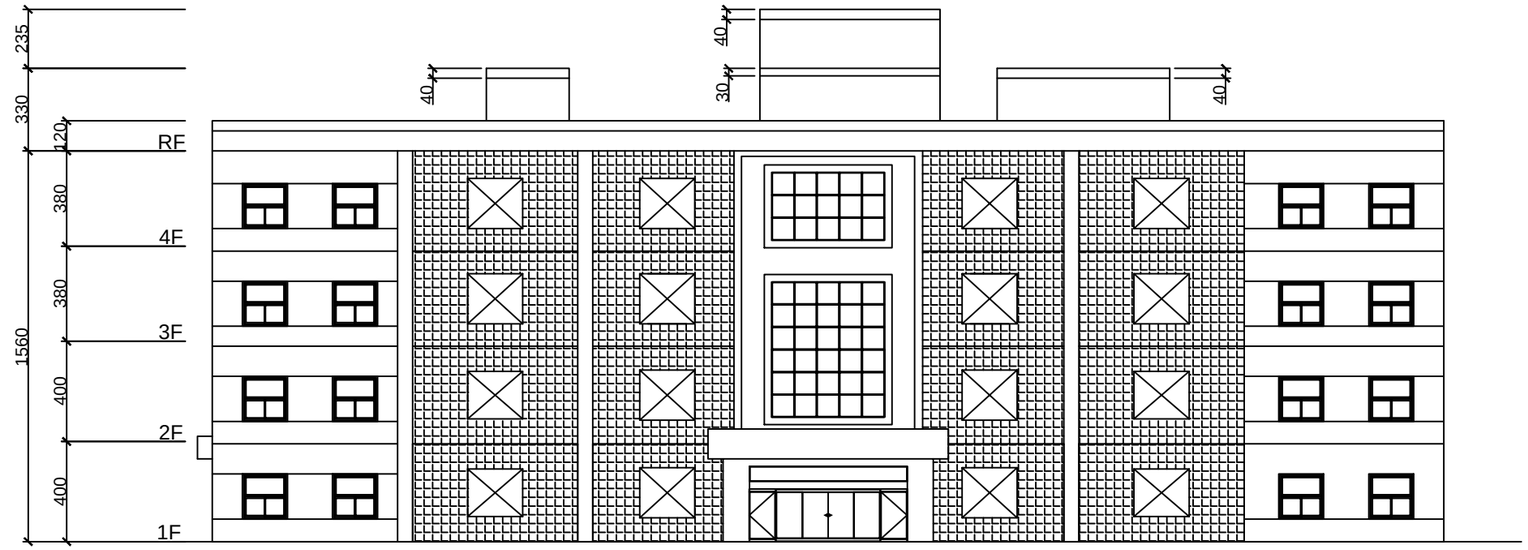


病房大樓西南向補強立面圖

		UNIT: CM SCALE: NONE							A11

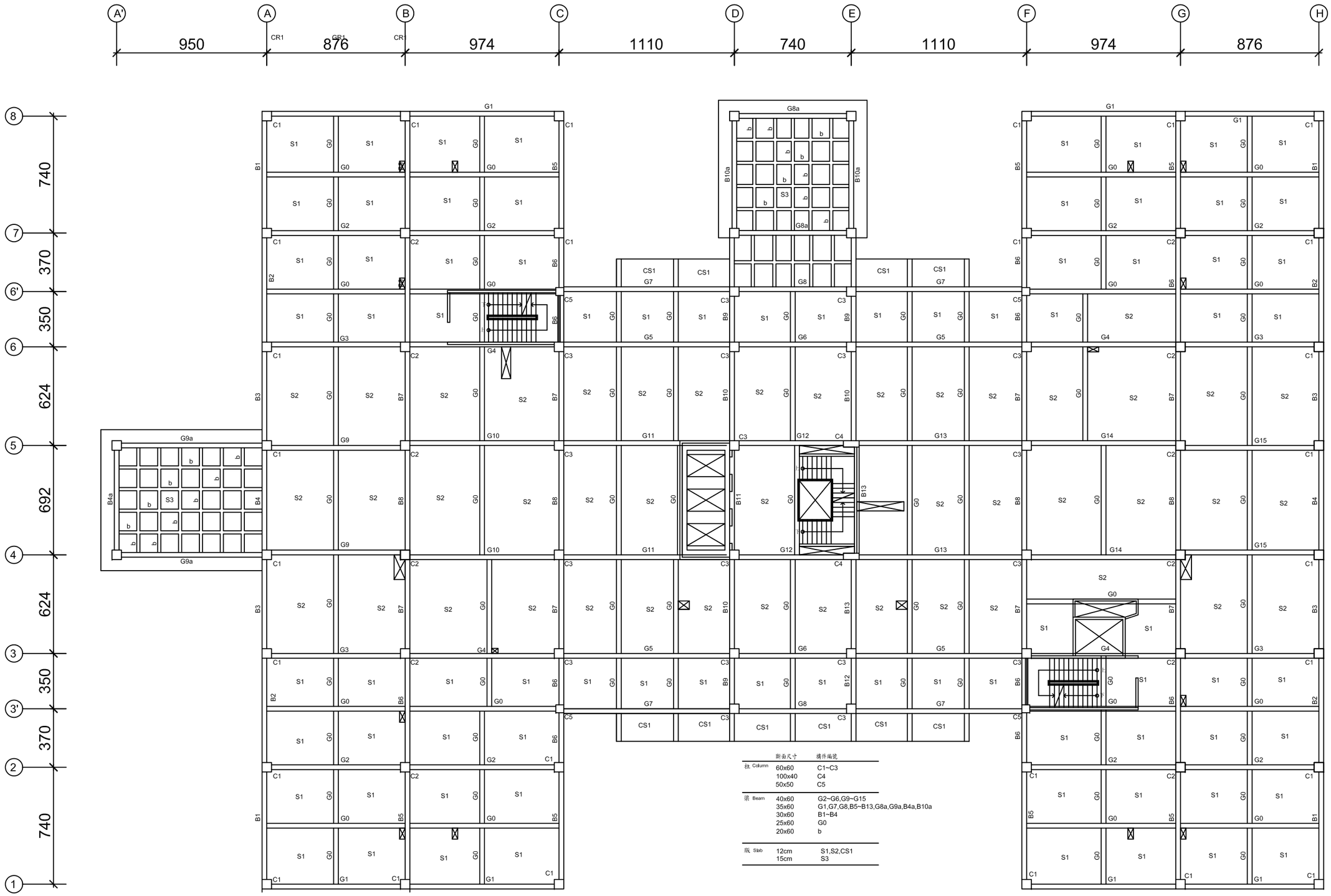


1 病房大樓東南向現況立面圖



2 病房大樓西北向現況立面圖

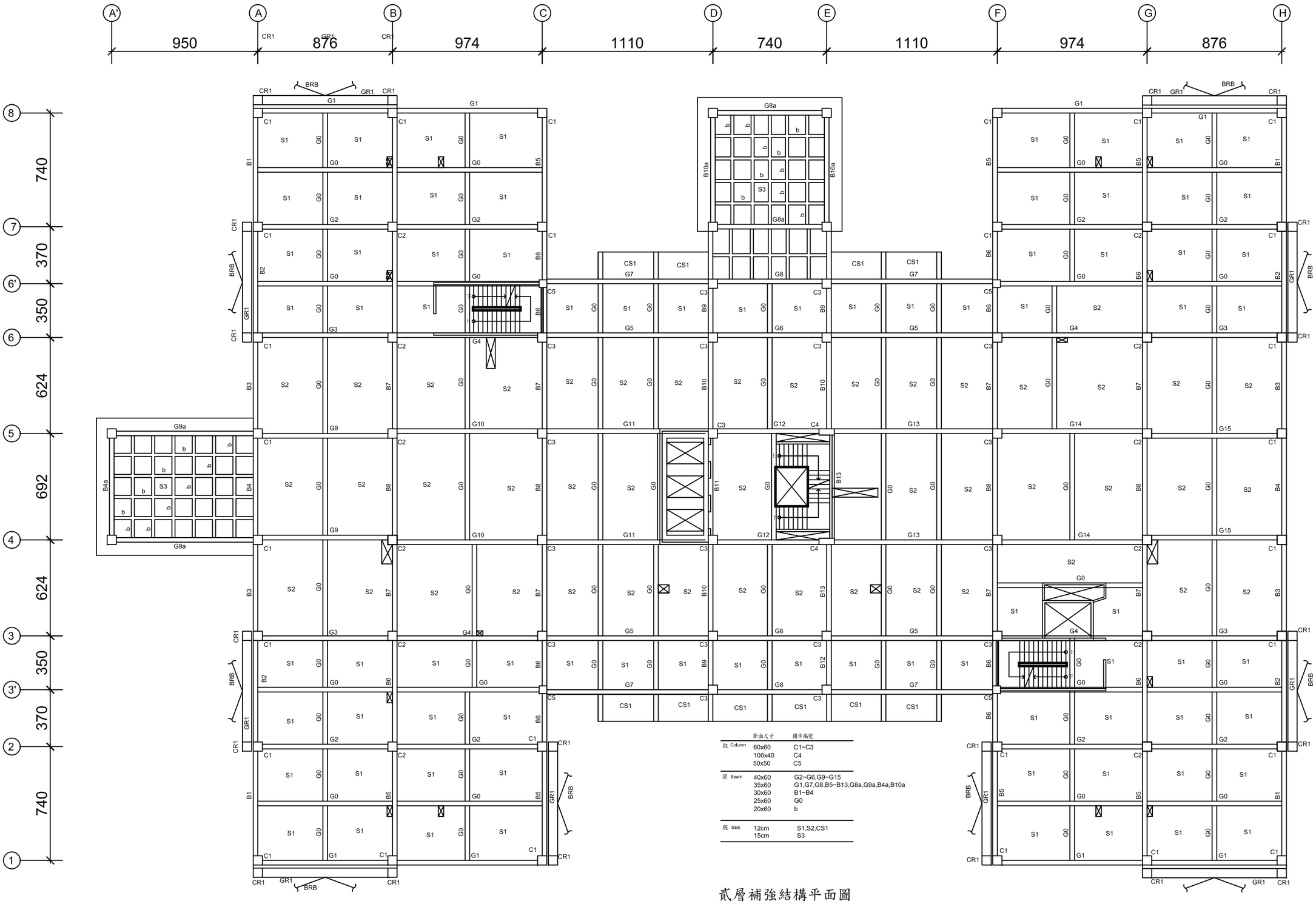
		UNIT: CM SCALE: NONE						A12



	斷面尺寸	構件編號
柱 Column	60x60	C1~C3
	100x40	C4
	50x50	C5
梁 Beam	40x60	G2~G6,G9~G15
	35x60	G1,G7,G8,B5~B13,G8a,G9a,B4a,B10a
	30x60	B1~B4
	25x60	G0
	20x60	b
版 Slab	12cm	S1,S2,CS1
	15cm	S3

貳層現況結構平面圖

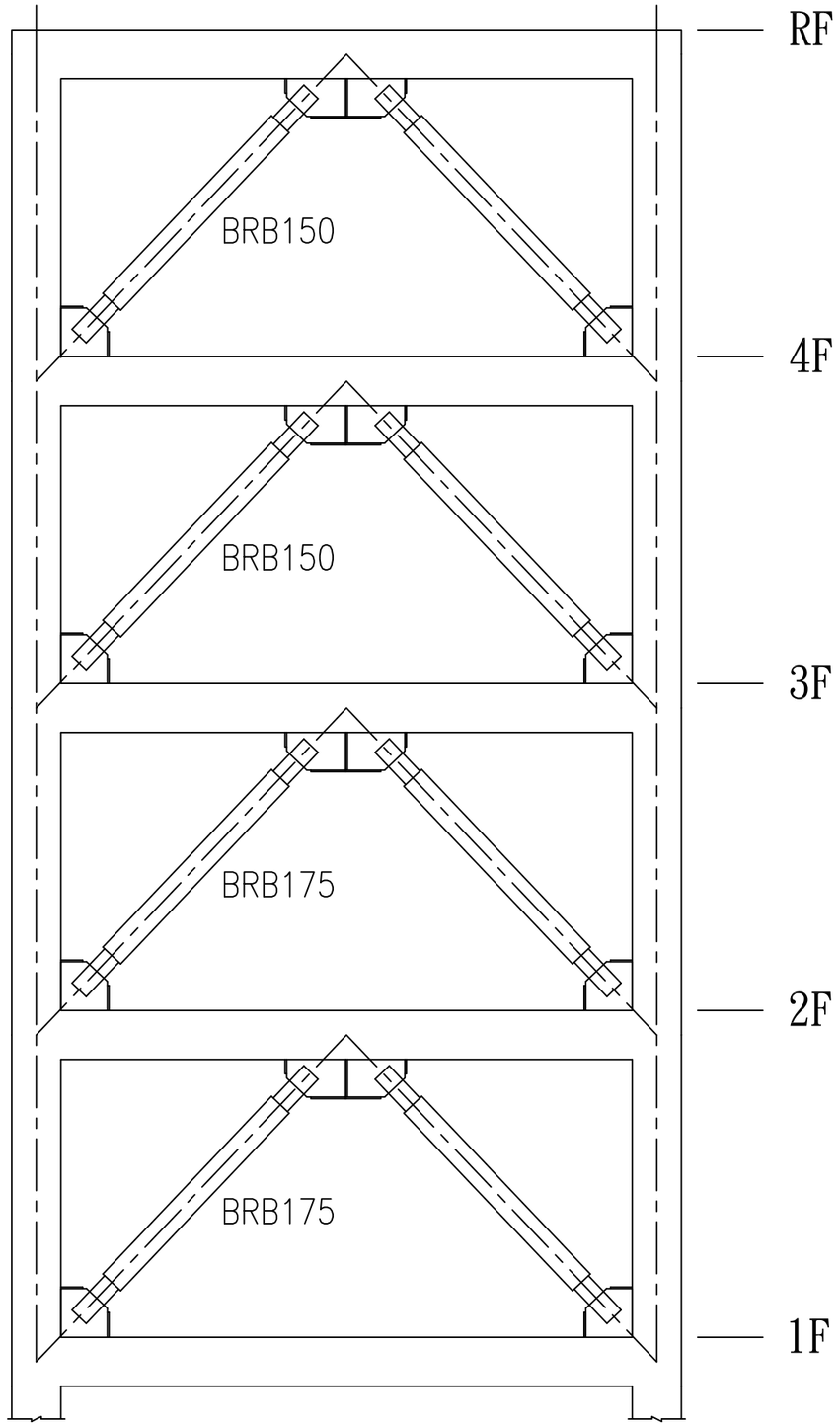
內政部建築研究所	整理繪圖： 建築物耐震補強設計手冊工作小組	UNIT: CM SCALE: NONE	版次	日期	說明	圖樣名稱	肅朱醫院補強設計參考圖	張數 ／ 編碼	圖號 S1
						圖樣內容	現況結構建築平面圖		



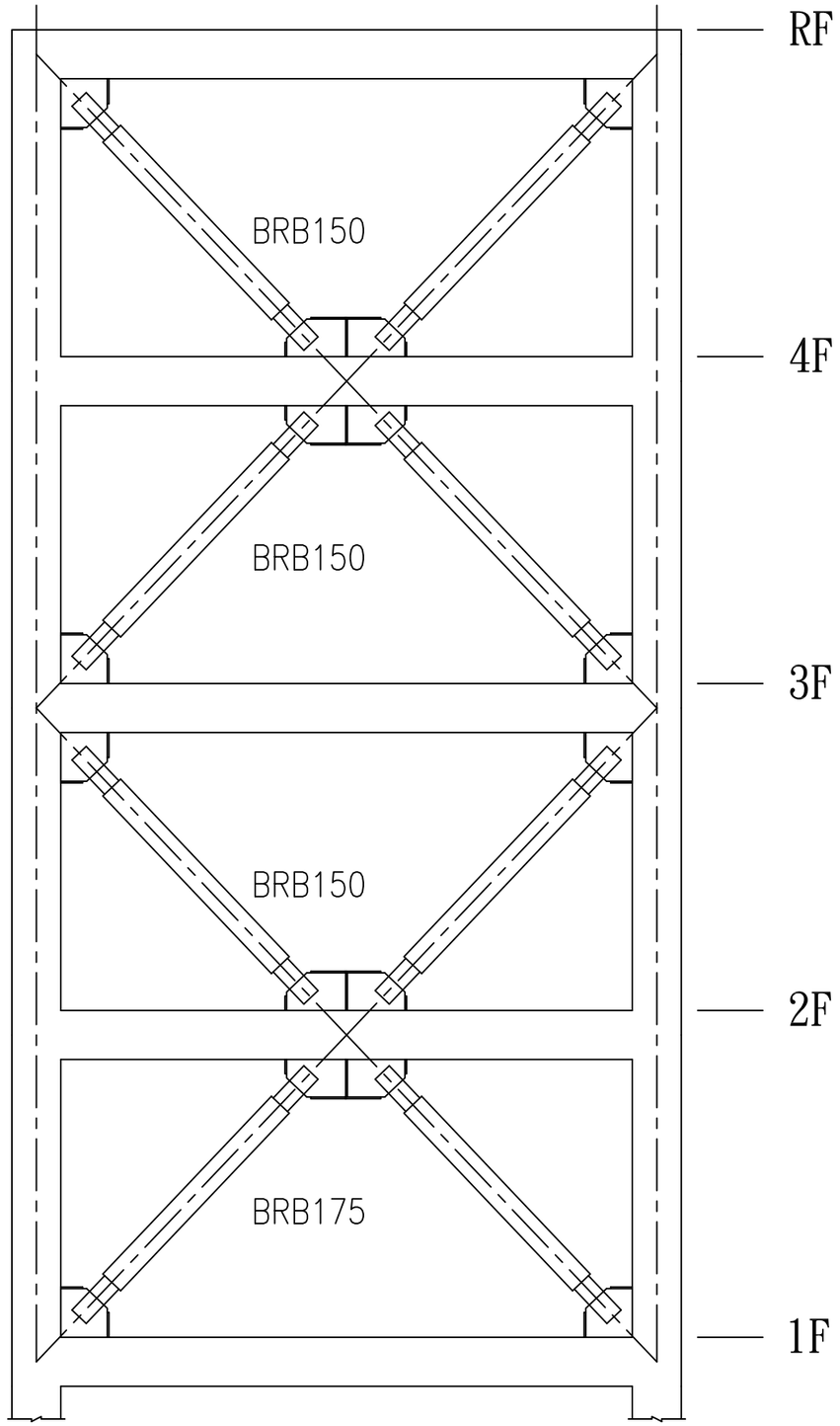
	斷面尺寸	構件編號
柱 Column	60x60	C1~C3
	100x40	C4
	50x50	C5
梁 Beam	40x60	G2~G6,G9~G15
	35x60	G1,G7,G8,B5~B13,G8a,G9a,B4a,B10a
	30x60	B1~B4
	25x60	G0
	20x60	b
版 Slab	12cm	S1,S2,CS1
	15cm	S3

貳層補強結構平面圖

內政部建築研究所	整理繪圖： 建築物耐震補強設計手冊工作小組	UNIT: CM SCALE: NONE	版次	日期	說明	圖樣名稱	肅朱醫院補強設計參考圖	張數 ／ 編碼	圖號 S2
						圖樣內容	補強後結構平面圖		

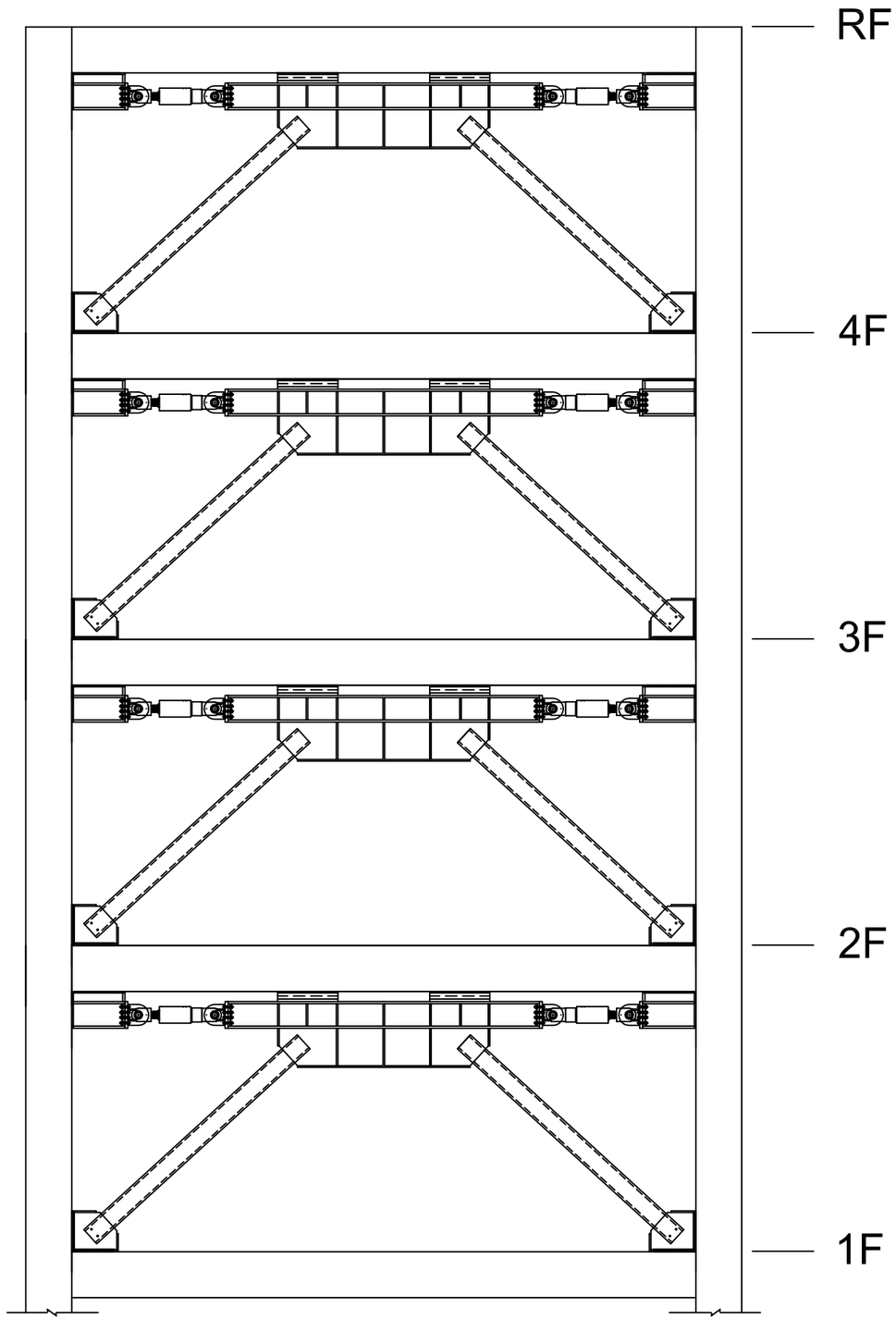


X向BRB立面配置型式圖

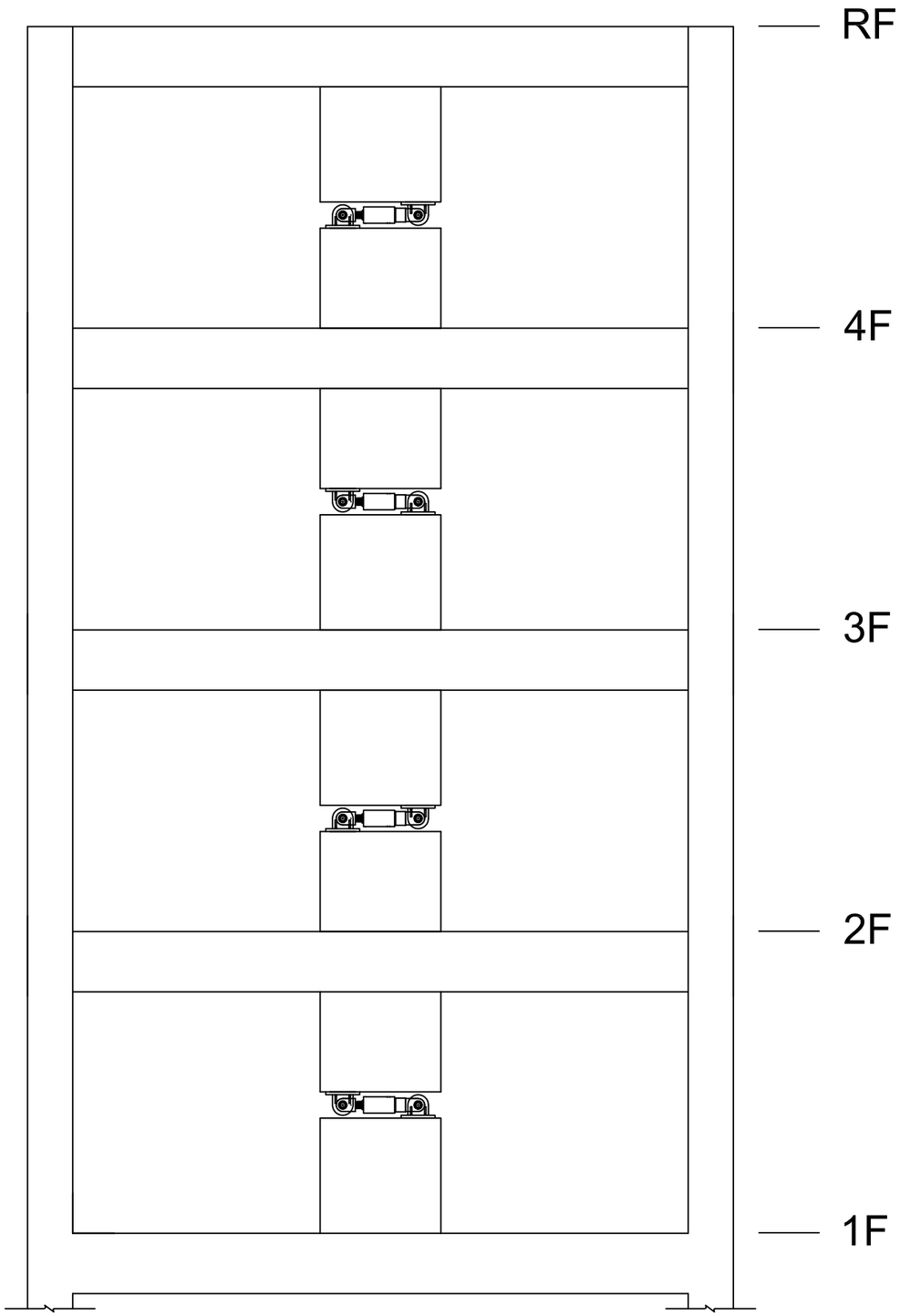


Y向BRB立面配置型式圖

內政部建築研究所	整理繪圖： 建築物耐震補強設計手冊工作小組	UNIT: CM SCALE: NONE	版次	日期	說明	圖樣名稱	肅朱醫院補強設計參考圖	張數 ／ 編碼	圖號 S3
						圖樣內容			

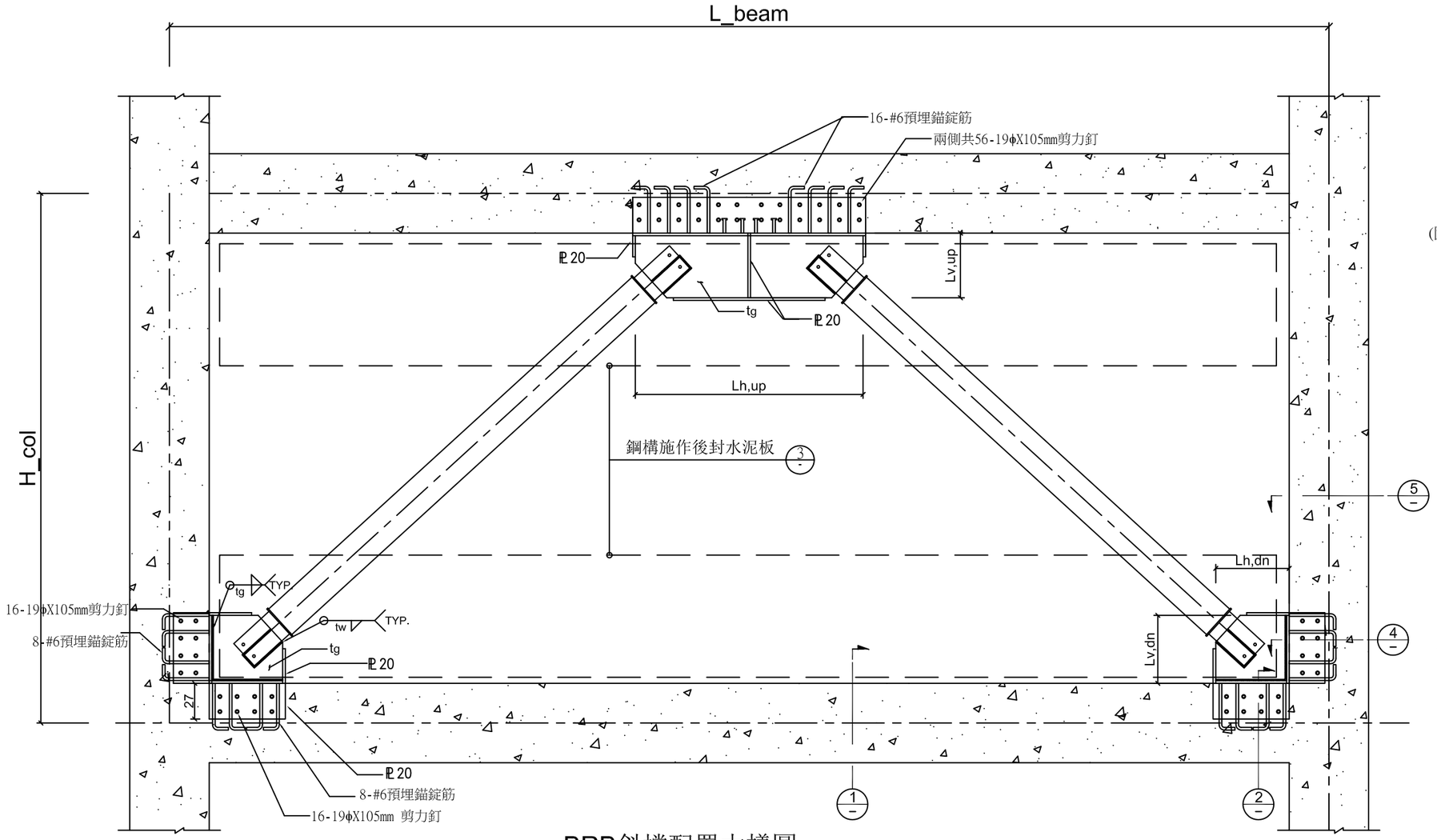


X向阻尼器立面配置型式圖

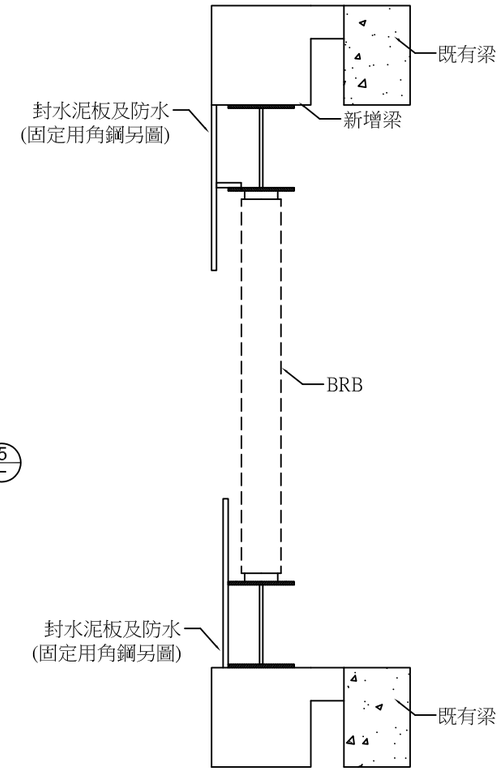


Y向阻尼器立面配置型式圖

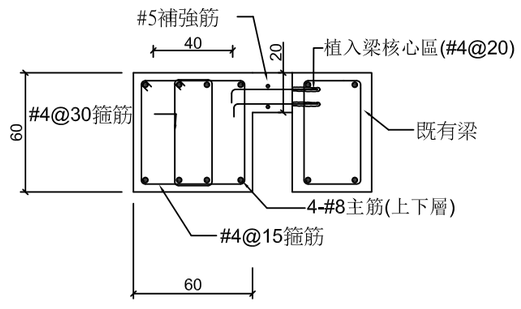
內政部建築研究所	整理繪圖： 建築物耐震補強設計手冊工作小組	UNIT: CM SCALE: NONE	版次	日期	說明	圖樣名稱	肅朱醫院補強設計參考圖	張數 ／ 編碼	圖號 S4
						圖樣內容			



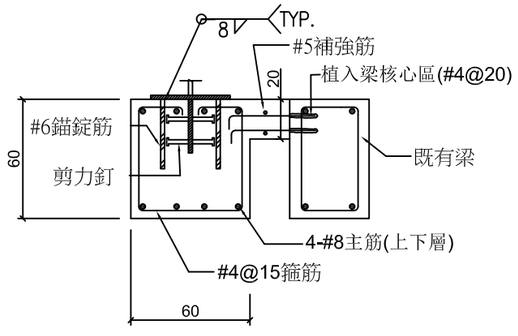
BRB斜撐配置大樣圖



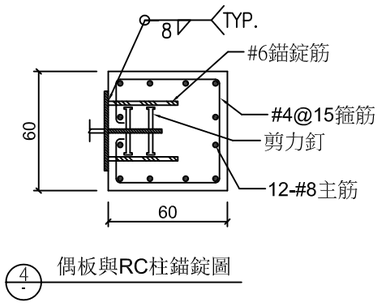
3 外部封水泥板立剖圖



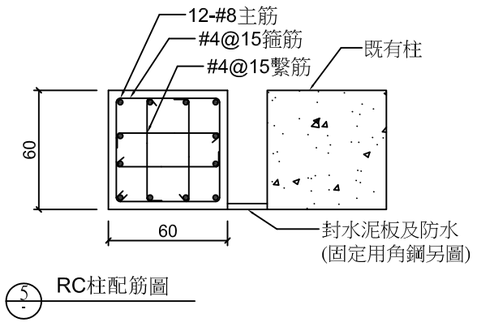
1 新增RC梁與原梁接合圖



2 偶板與RC梁錨錠圖

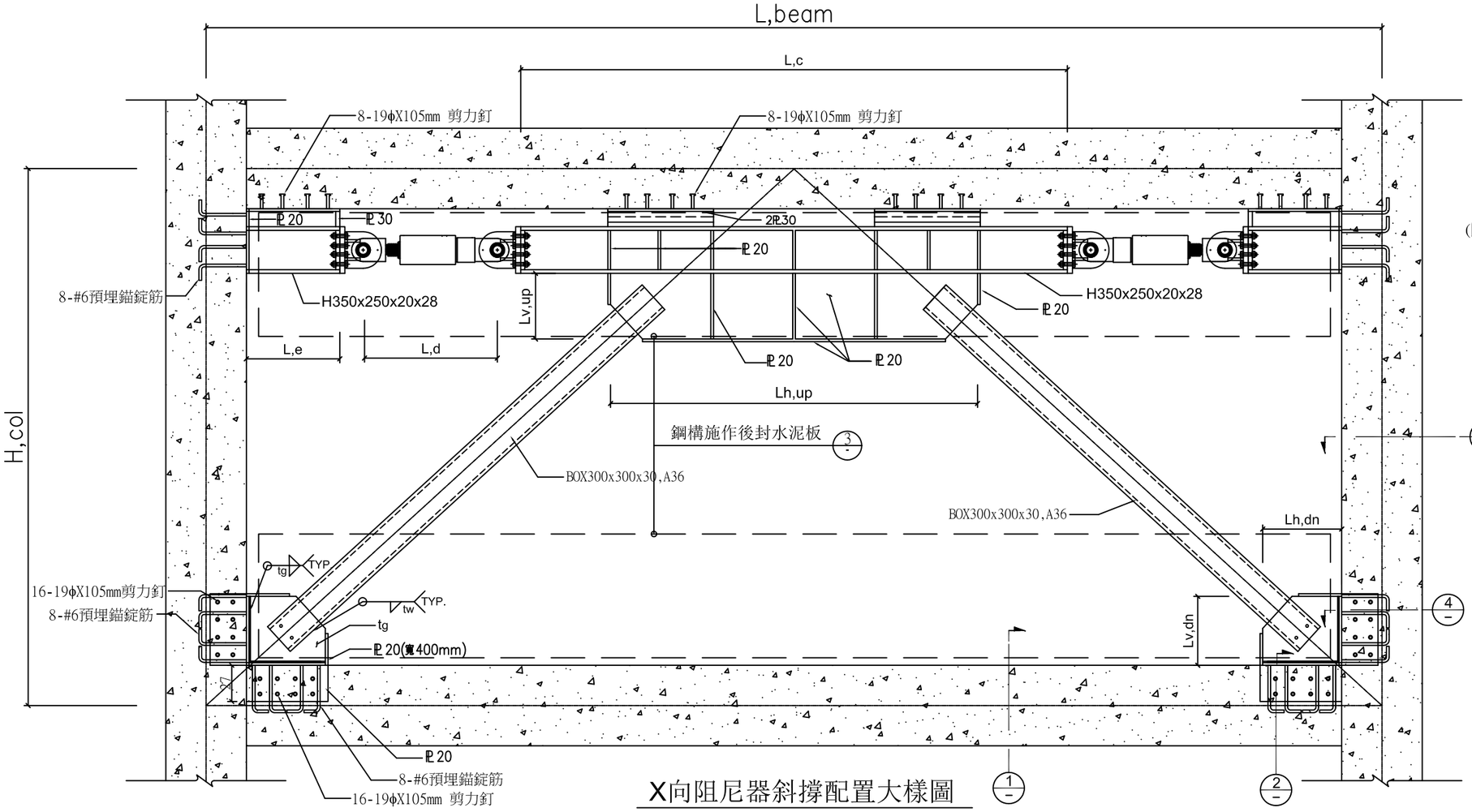


4 偶板與RC柱錨錠圖

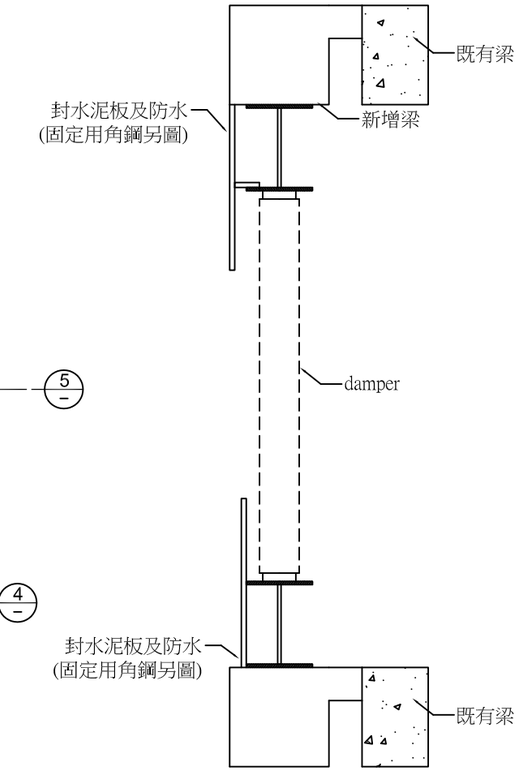


5 RC柱配筋圖

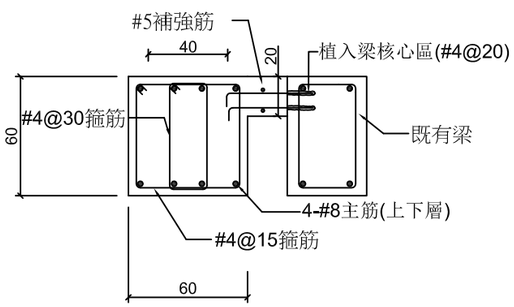
內政部建築研究所	整理繪圖： 建築物耐震補強設計手冊工作小組	UNIT: CM SCALE: NONE	版次	日期	說明	圖樣名稱	肅朱醫院補強設計參考圖	張數 /	圖號 S5
						圖樣內容		編碼	



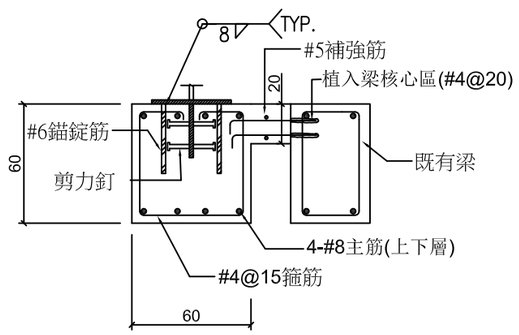
X向阻尼器斜撐配置大樣圖



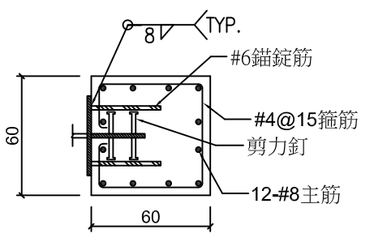
3 外部封水泥板立剖圖



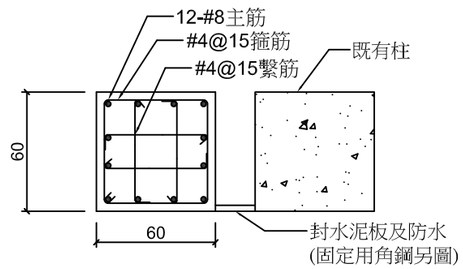
1 新增RC梁與原梁接合圖



2 偶板與RC梁錨錠圖

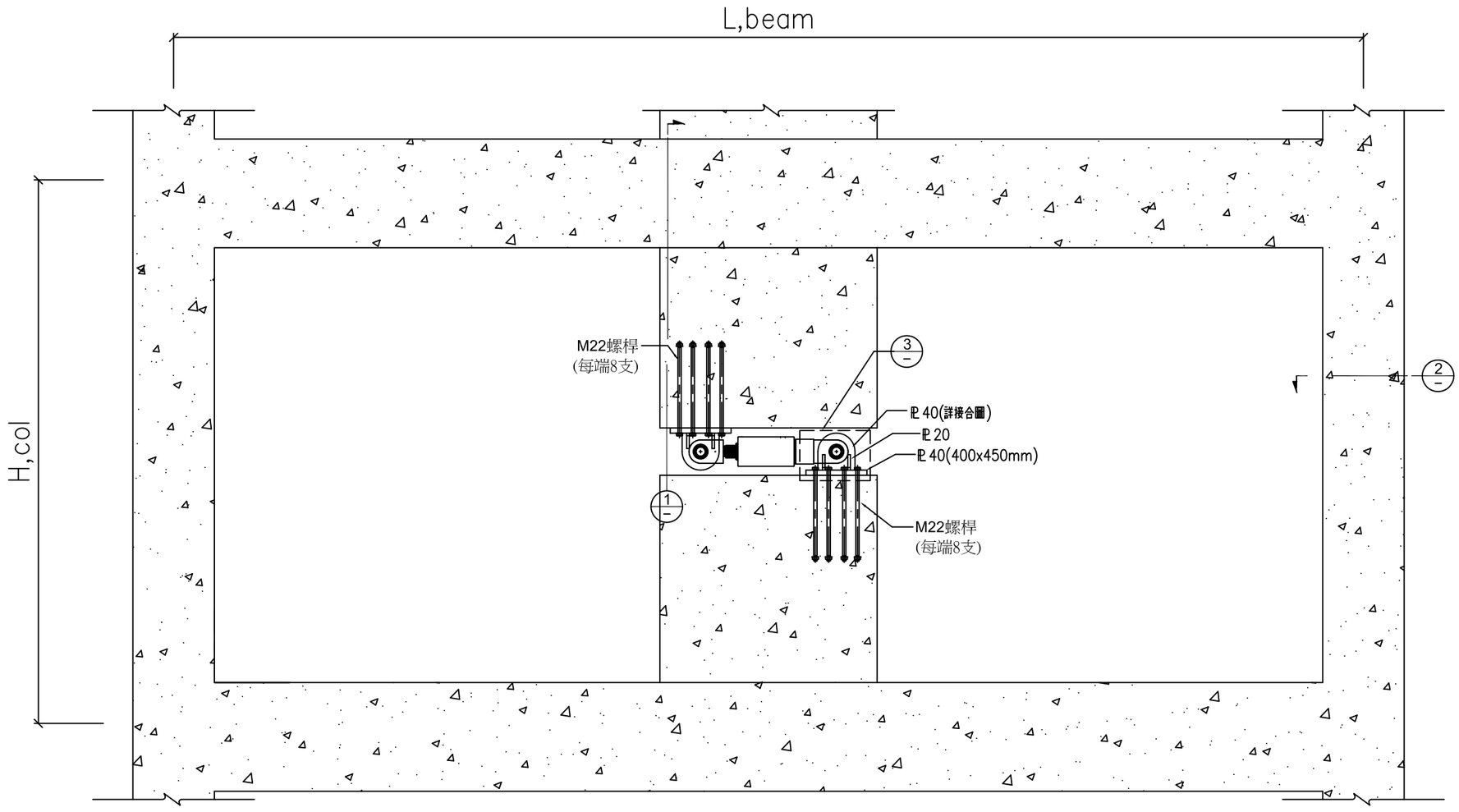


4 偶板與RC柱錨錠圖

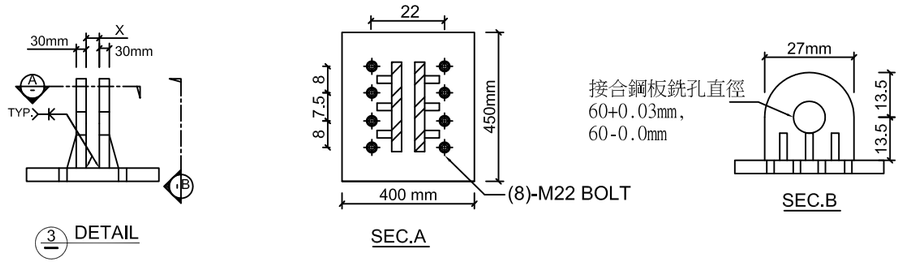


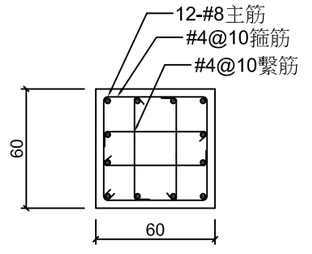
5 RC柱配筋圖

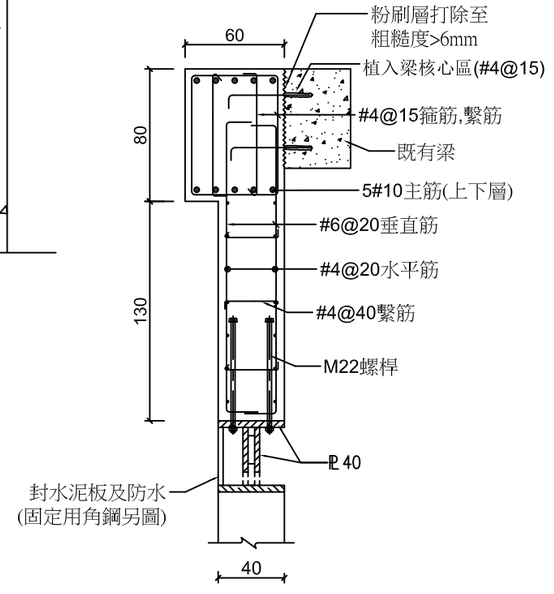
內政部建築研究所	整理繪圖： 建築物耐震補強設計手冊工作小組	UNIT: CM SCALE: NONE	版次	日期	說明	圖樣名稱 圖樣內容	肅朱醫院補強設計參考圖	張數 / 編碼	圖號 S6



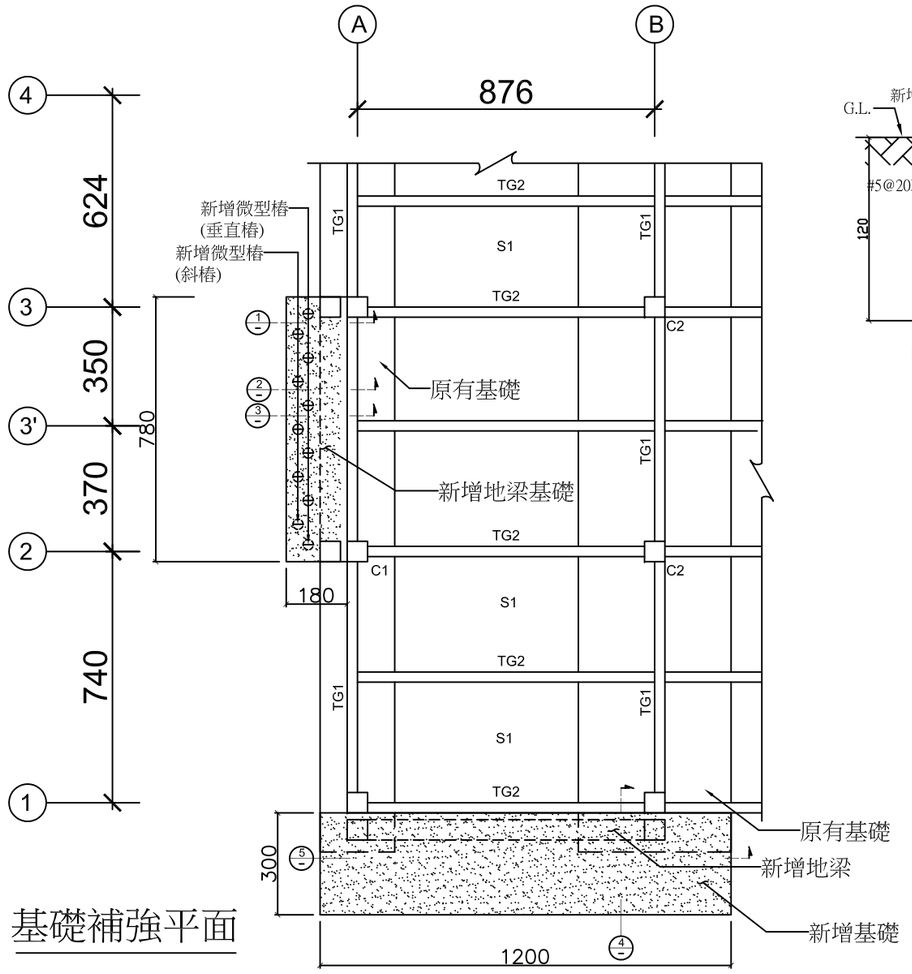
Y向阻尼器斜撐配置大樣圖



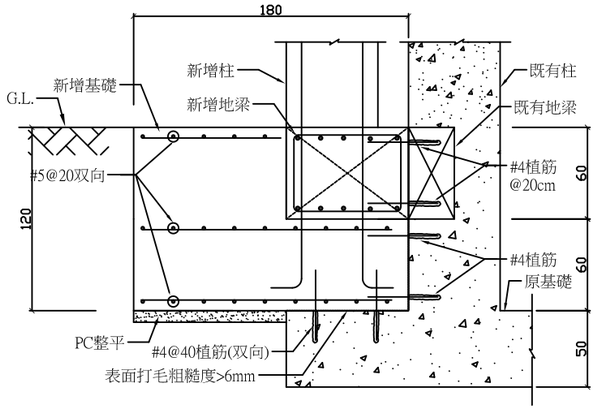




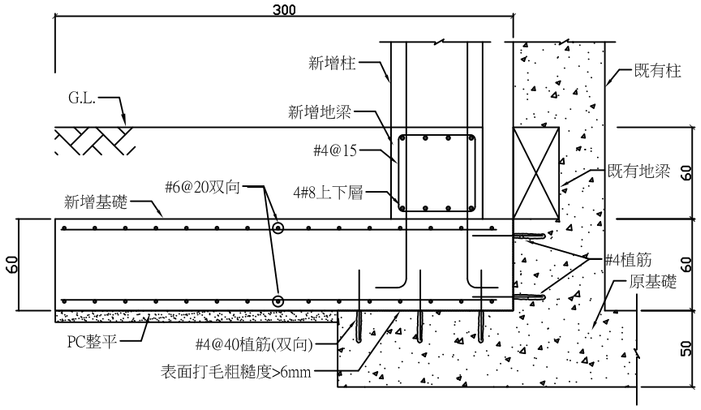
內政部建築研究所	整理繪圖： 建築物耐震補強設計手冊工作小組	UNIT: CM SCALE: NONE	版次	日期	說明	圖樣名稱	肅朱醫院補強設計參考圖	張數	圖號 S7
						圖樣內容		編碼	



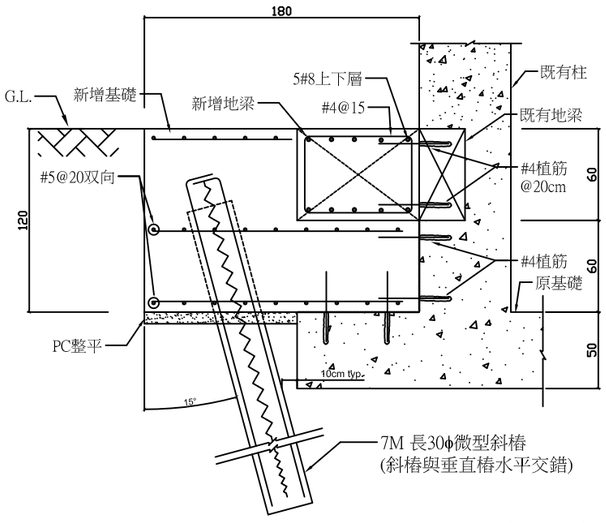
基礎補強平面



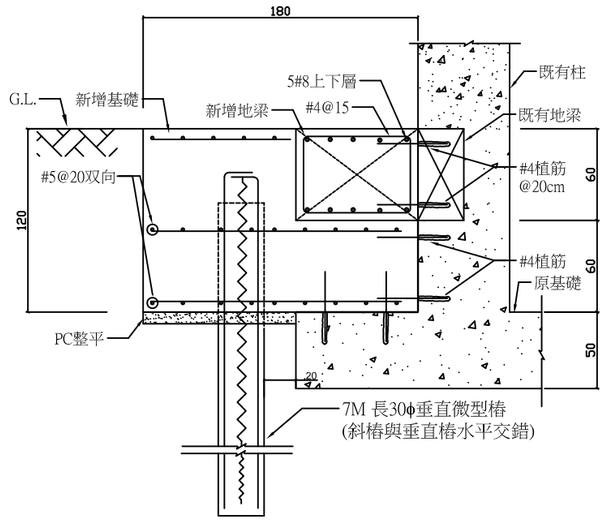
1 新增基礎剖面圖(柱位)



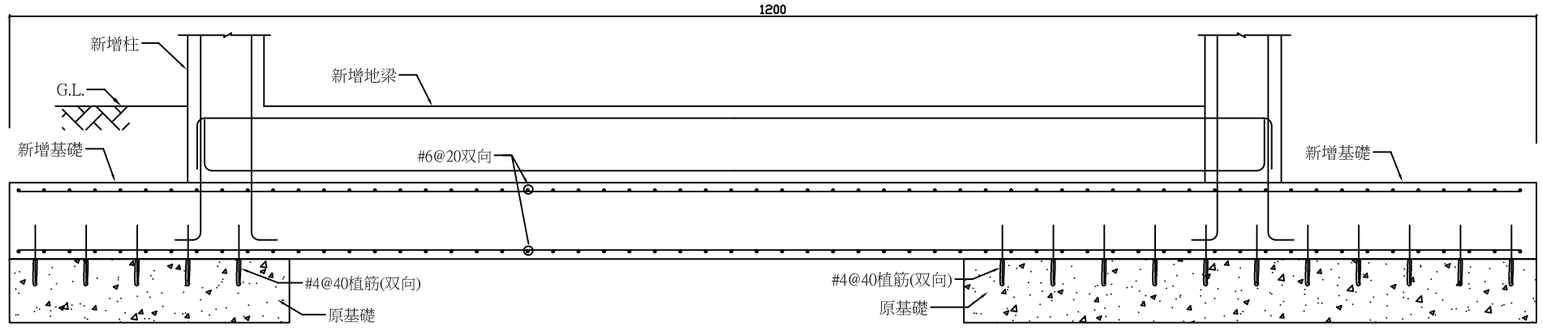
4 新增基礎剖面圖



2 新增基礎剖面圖(斜椿)



3 新增基礎剖面圖(垂直椿)

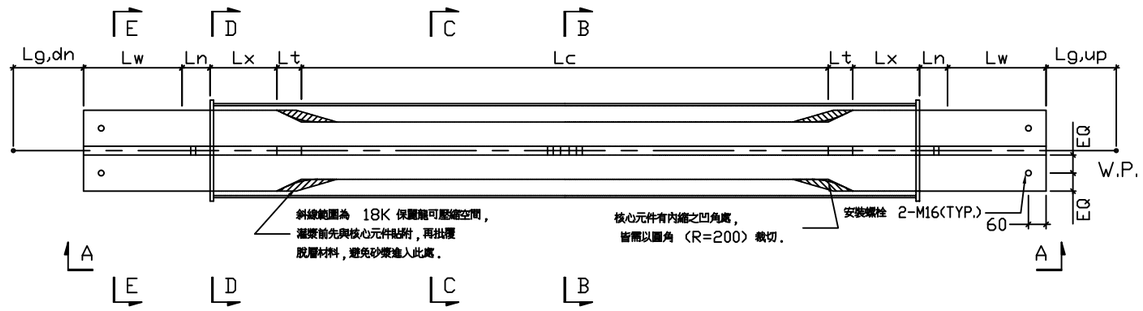


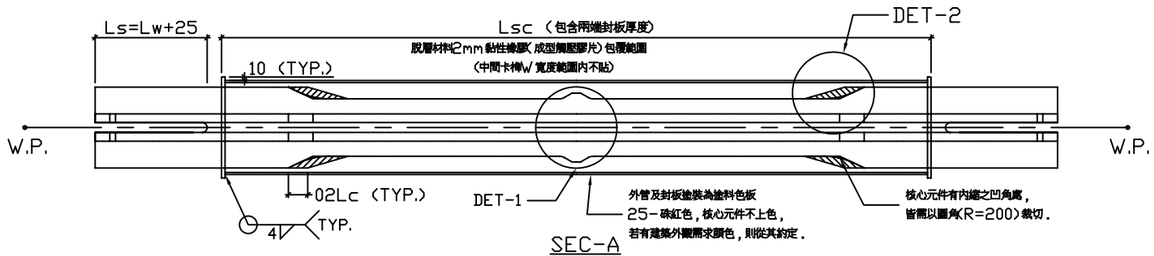
5 新增基礎剖面圖

內政部建築研究所	整理繪圖： 建築物耐震補強設計手冊工作小組	UNIT: CM SCALE: NONE	版次	日期	說明	圖樣名稱	肅朱醫院補強設計參考圖	張數 /	圖號 S8
						圖樣內容		編碼	

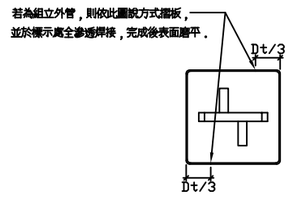
編號	外包鋼管		消能鋼板												接合細部								
	斷面尺寸	材質	tc	Bc	Dc	tj	Bj	Dj	Lc	Lt	Lx	Ln	Lw	材質	tg	材質	Lh,up	Lv,up	Lh,dn	Lv,dn	Tb	Tc	Tw
	mm		mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm		mm		mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm
BRB175	B250x250x5	A36 or STKR400	22	125	125	22	202	202	3262	78	182	91	207	A572 GR50	22	A572 GR50	1427	402	570	527	–	–	22
BRB150	B250x250x5	A36 or STKR400	20	117	117	20	189	189	3300	73	182	91	200	A572 GR50	20	A572 GR50	1401	388	555	513	–	–	20
BRB100	B175x175x5	A36 or STKR400	18	88	88	18	144	144	348	57	190	95	140	A572 GR50	20	A572 GR50	1247	314	479	439	⚠ –	–	20

註:
1. 焊條採用E70XX規格.
2. 承包商可以選用螺栓或焊接方式其中一接合種接合形式,於送審圖中提出.

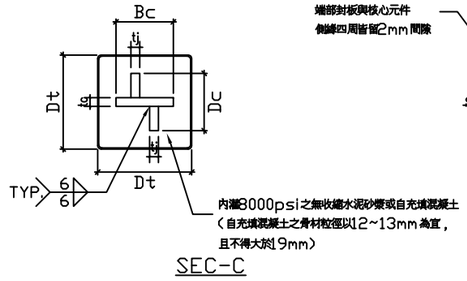




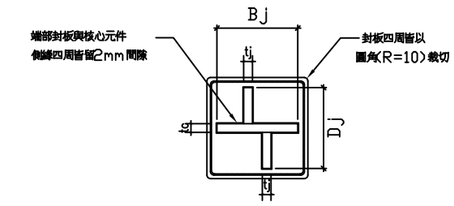
SEC-A



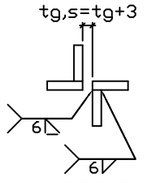
SEC-B



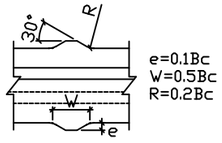
SEC-C



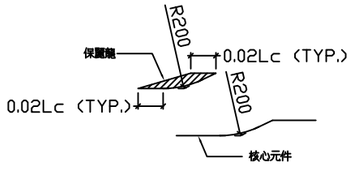
SEC-D



SEC-E



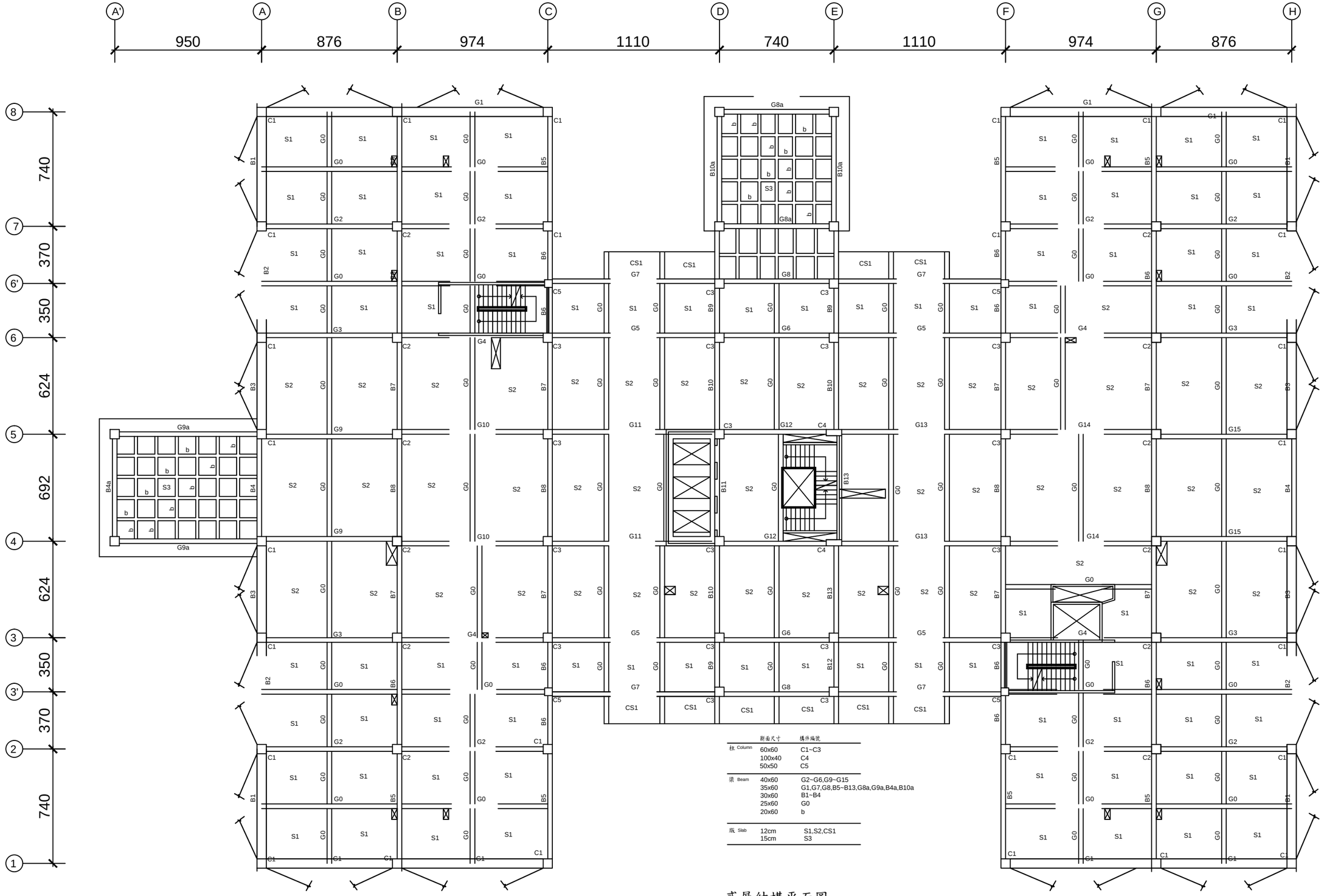
DET-1



DET-2

消能斜撐詳圖

內政部建築研究所	整理繪圖: 建築物耐震補強設計手冊工作小組	UNIT: CM SCALE: NONE	版次	日期	說明	圖樣名稱	肅朱醫院補強設計參考圖	張數 /	圖號 S9
						圖樣內容	消能斜撐詳圖	編碼	

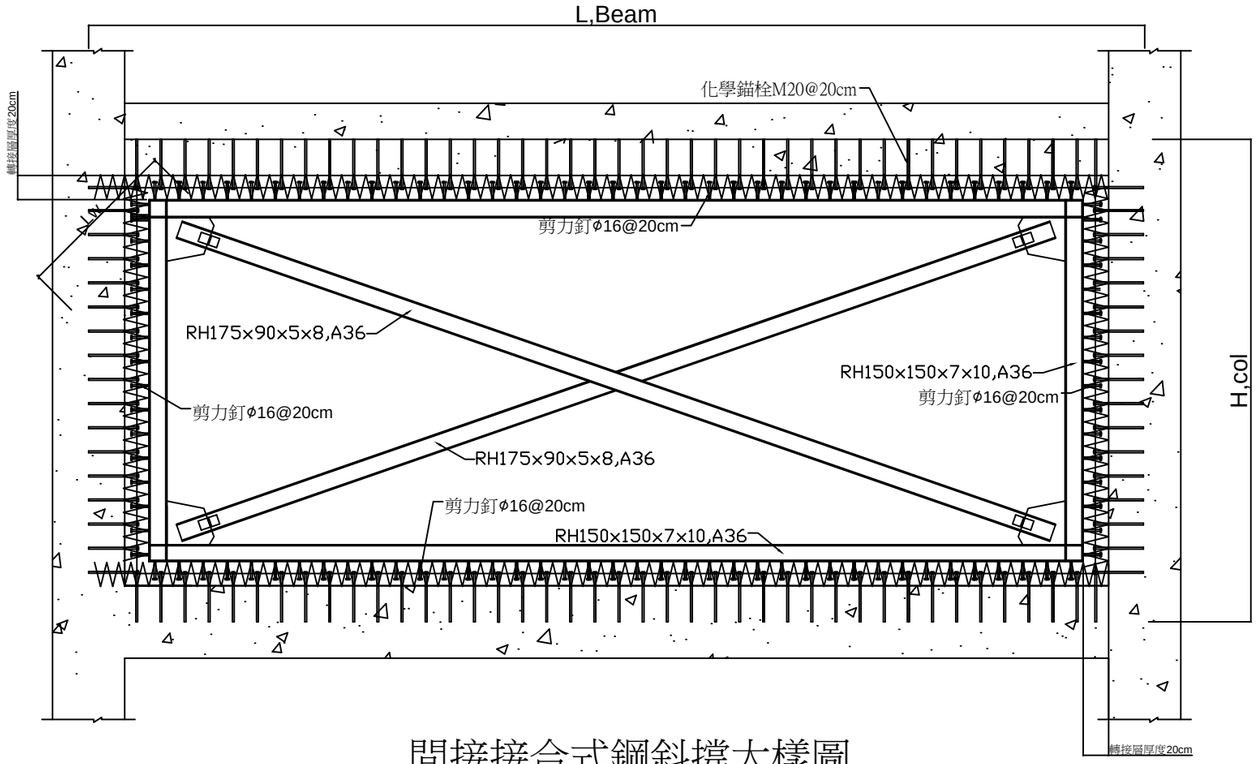


	斷面尺寸	構件編號
柱 Column	60x60	C1~C3
	100x40	C4
	50x50	C5
梁 Beam	40x60	G2~G6,G9~G15
	35x60	G1,G7,G8,B5~B13,G8a,G9a,B4a,B10a
	30x60	B1~B4
	25x60	G0
	20x60	b
版 Slab	12cm	S1,S2,CS1
	15cm	S3

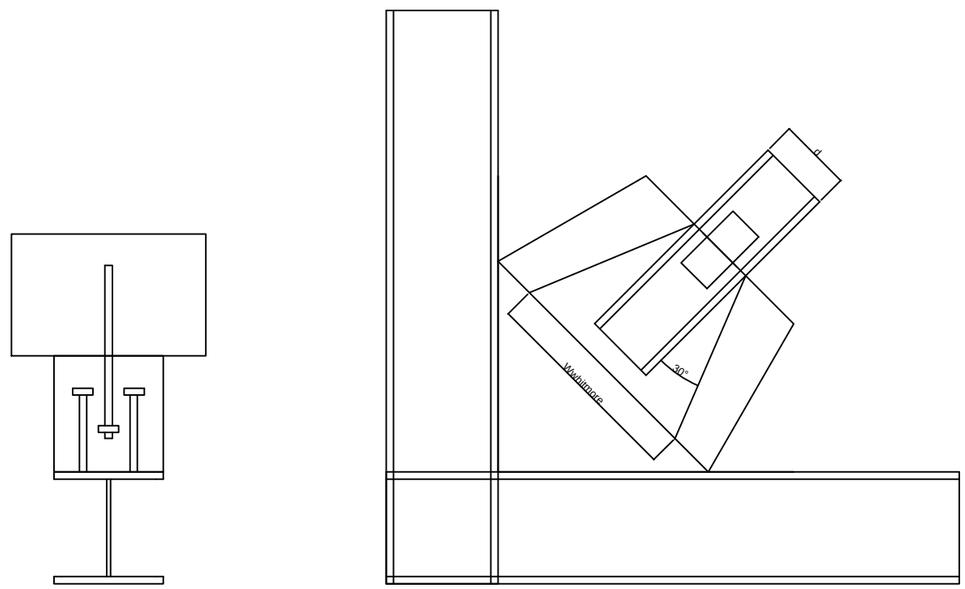
貳層結構平面圖

N.T.S.

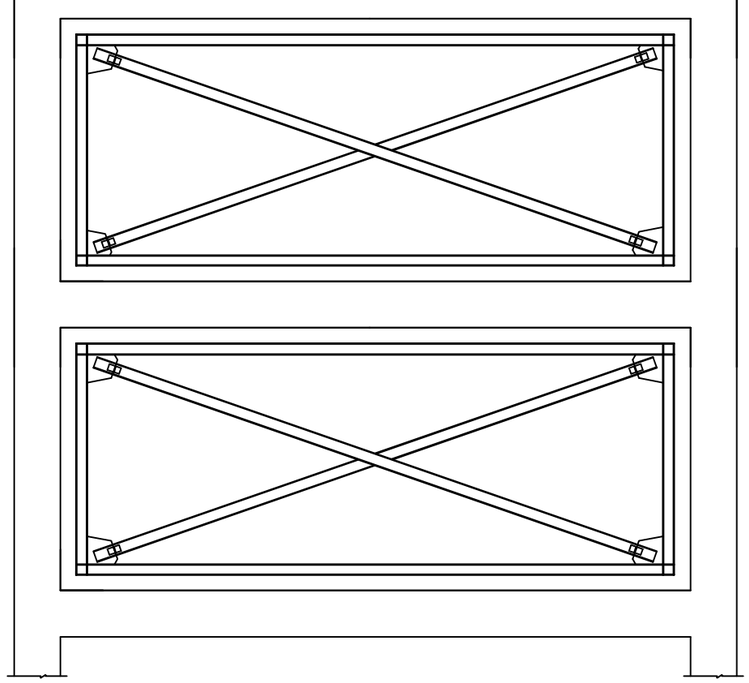
內政部建築研究所	整理繪圖： 建築物耐震補強設計手冊工作小組	UNIT:CM SCALE:NONE	版次	日期	說明	圖樣名稱	肅朱醫院補強設計參考圖	張數 / 編碼	圖號 S10
						圖樣內容			



間接接合式鋼斜撐大樣圖



鋼斜撐細部圖



間接接合式鋼斜撐立面配置形式圖

內政部建築研究所	整理繪圖： 建築物耐震補強設計手冊工作小組	UNIT:CM SCALE:NONE	版次	日期	說明	圖樣名稱	肅朱醫院補強設計參考圖	張數 /	圖號 S11
						圖樣內容		編碼	

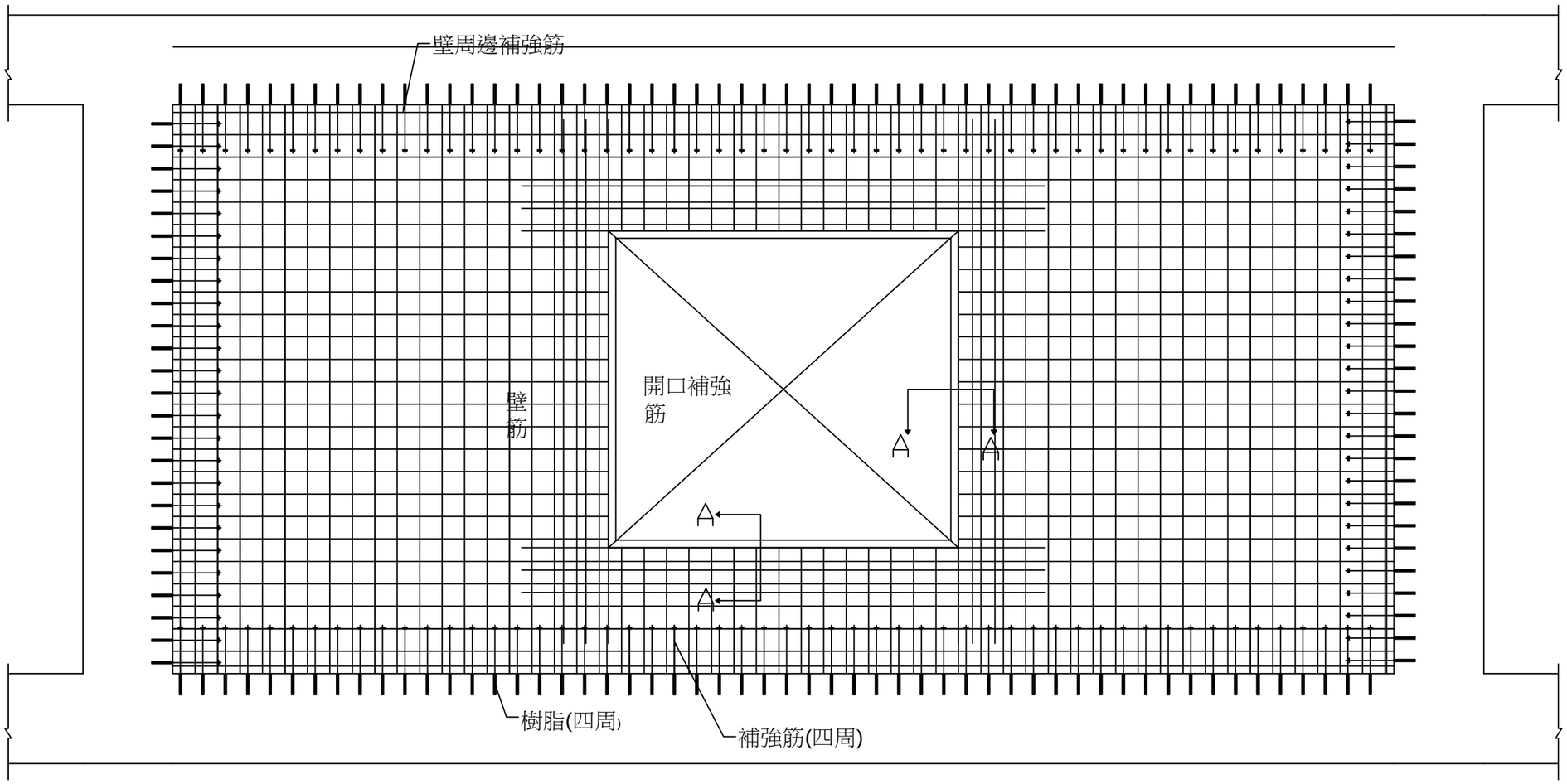


斷面尺寸	構件編號
柱 Column 60x60	C1~C3
100x40	C4
50x50	C5
梁 Beam 40x60	G2~G6,G9~G15
35x60	G1,G7,G8,B5~B13,G8a,G9a,B4a,B10a
30x60	B1~B4
25x60	G0
20x60	b
版 Slab 12cm	S1,S2,CS1
15cm	S3

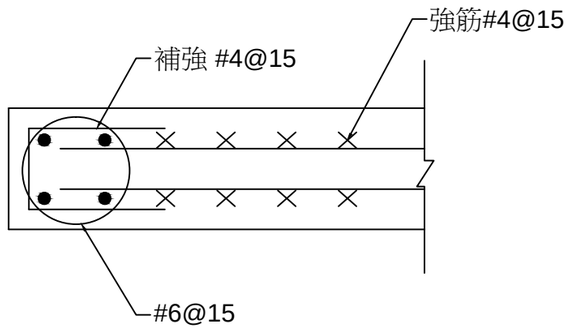
貳層結構平面圖

N.T.S.

內政部建築研究所	整理繪圖： 建築物耐震補強設計手冊工作小組	UNIT:CM SCALE:NONE	版次	日期	說明	圖樣名稱	肅朱醫院補強設計參考圖	張數 / 編碼	圖號 S12
						圖樣內容			



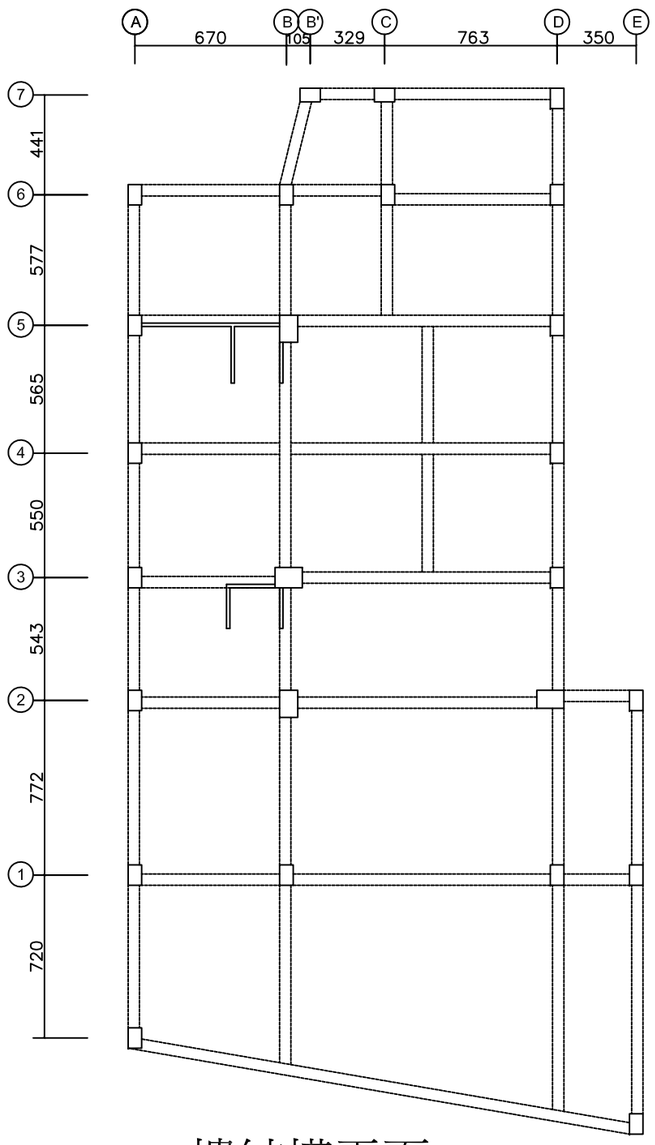
開口RC牆大樣圖



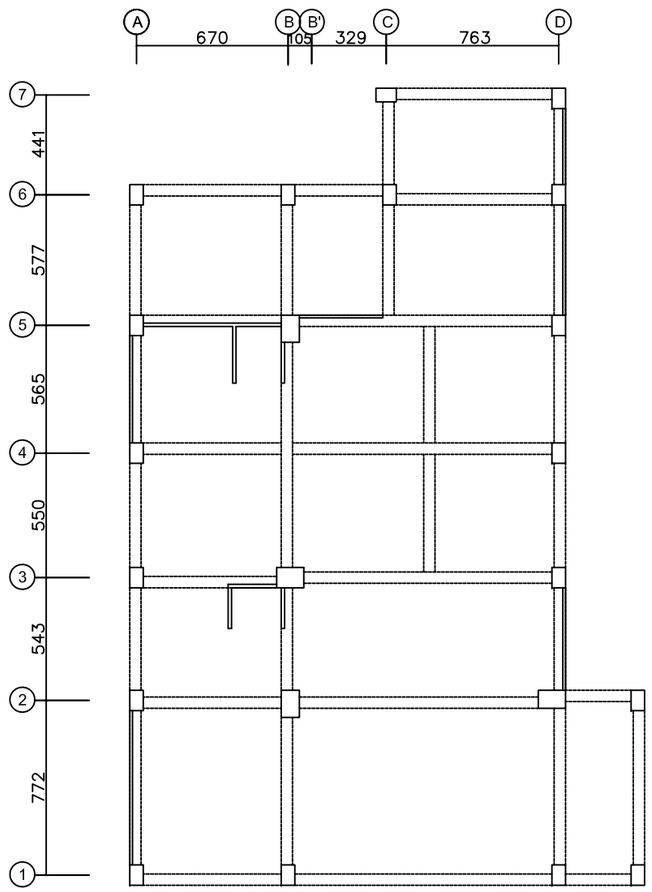
A-A剖面詳圖

內政部建築研究所	整理繪圖： 建築物耐震補強設計手冊工作小組	UNIT:CM SCALE:NONE	版次	日期	說明	圖樣名稱	肅朱醫院補強設計參考圖	張數 /	圖號 S13
						圖樣內容		編碼	

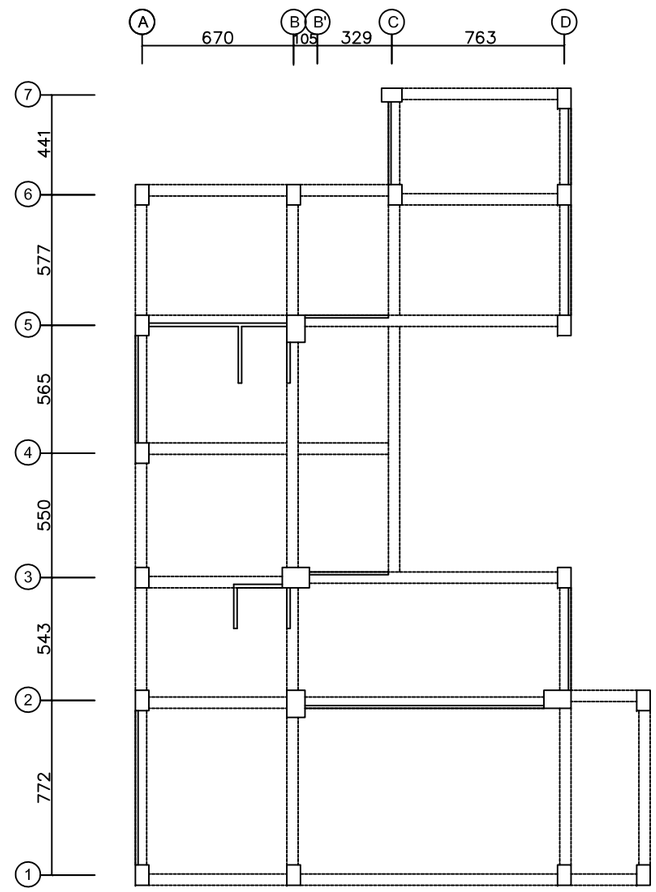
附錄 D 住商混合住宅設計範例圖說



一樓結構平面

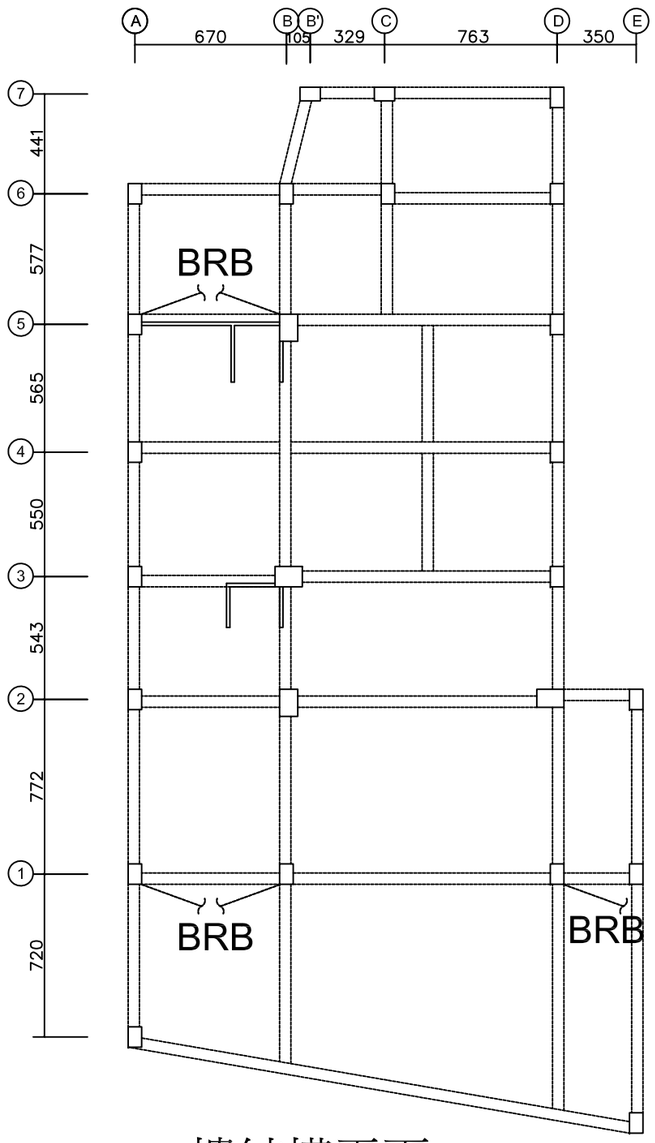


二樓及三樓結構平面

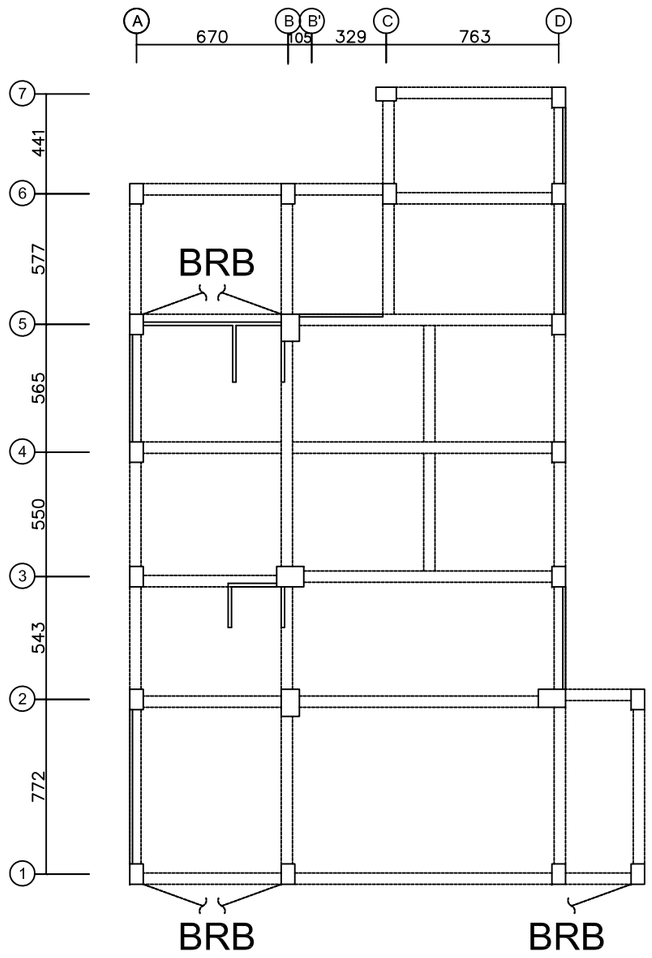


四樓至十一樓結構平面

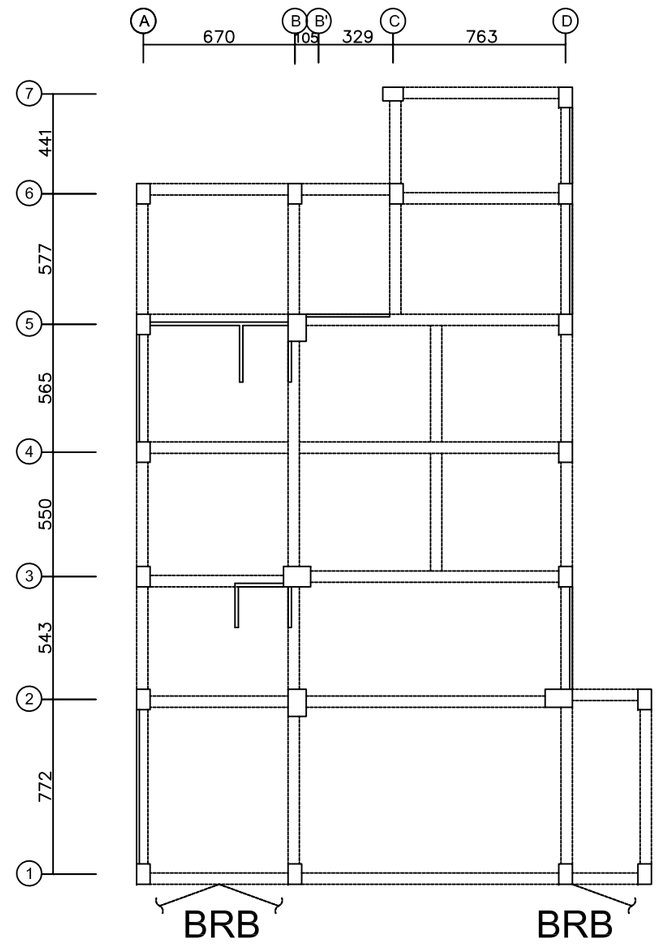
內政部建築研究所	整理繪圖： 建築物耐震補強設計手冊工作小組	UNIT: CM SCALE: NONE	版次	日期	說明	圖樣名稱	皇后大樓補強設計參考圖	張數 ／	圖號 S1
						圖樣內容	現況結構平面示意圖	編碼	



一樓結構平面

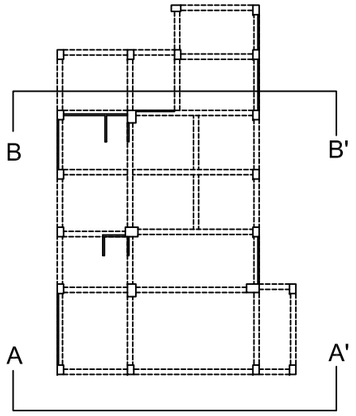


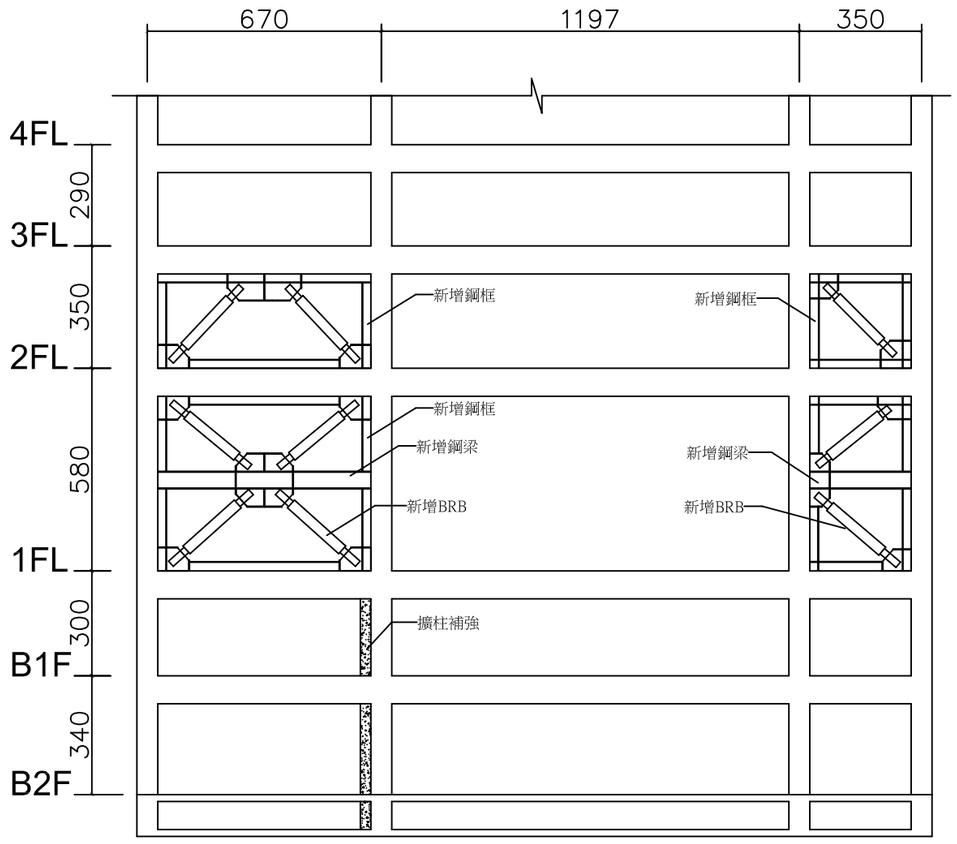
二樓結構平面



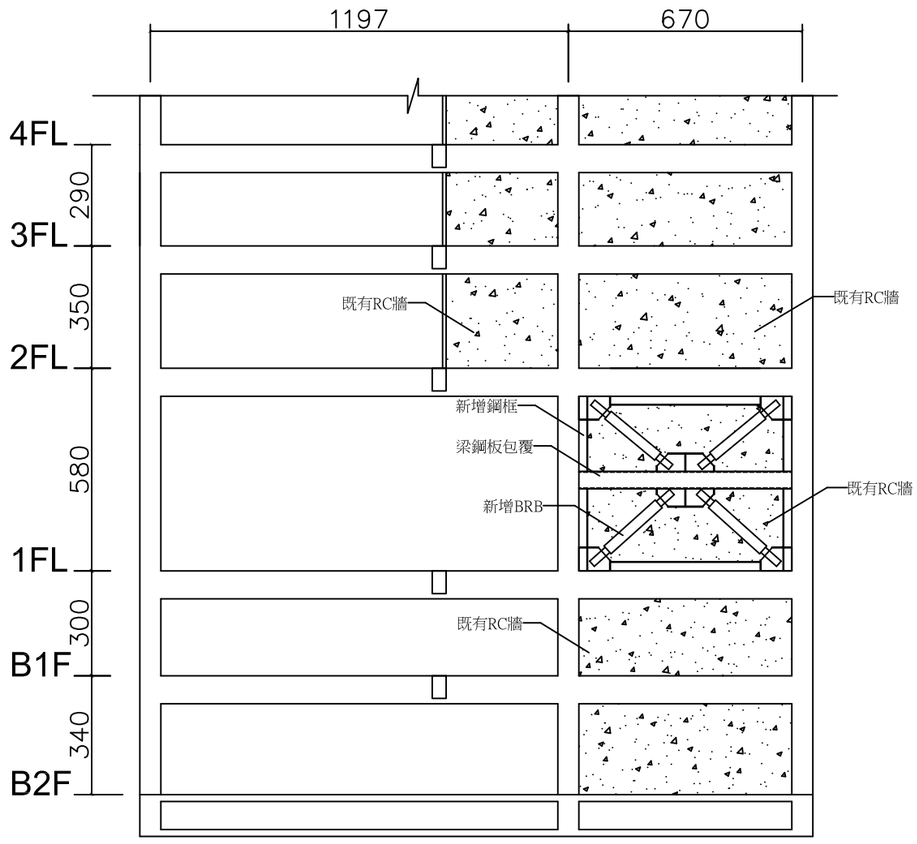
三樓結構平面

內政部建築研究所	整理繪圖： 建築物耐震補強設計手冊工作小組	UNIT: CM SCALE: NONE	版次	日期	說明	圖樣名稱	皇后大樓補強設計參考圖	張數 ／	圖號 S2
						圖樣內容	BRB補強位置平面示意圖	編碼	



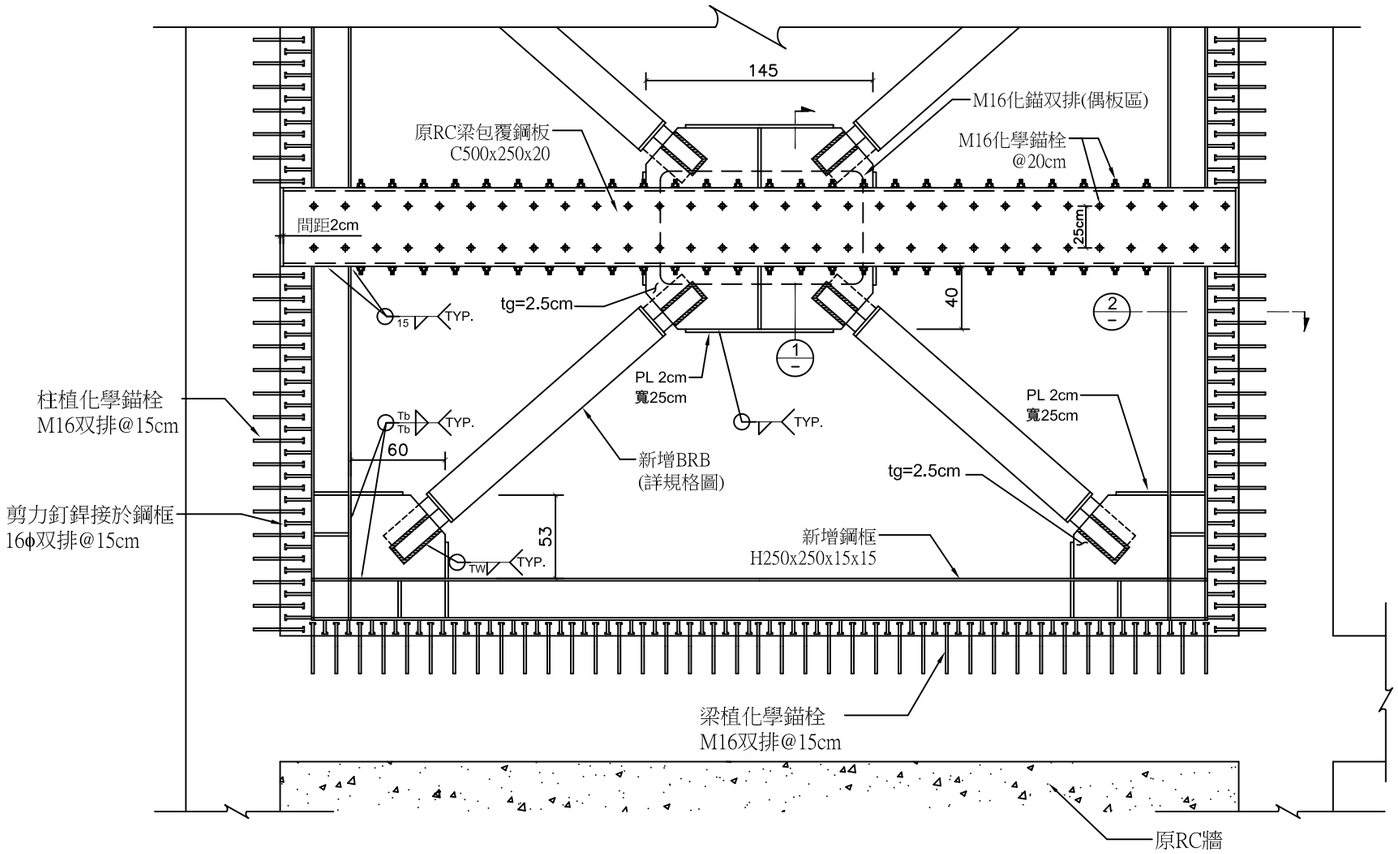


SEC. A-A' (Line-1 構架補強立面圖)

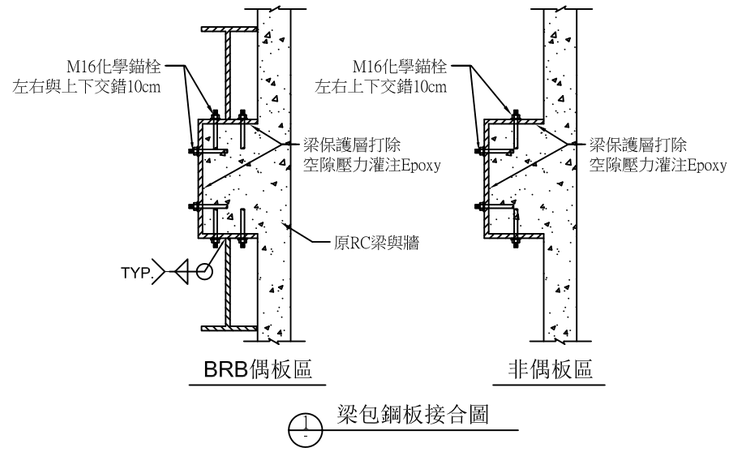


SEC. B-B' (Line-5 構架補強立面圖)

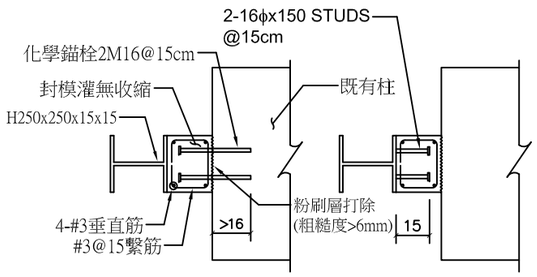
內政部建築研究所	整理繪圖： 建築物耐震補強設計手冊工作小組	UNIT: CM SCALE: NONE	版次	日期	說明	圖樣名稱	皇后大樓補強設計參考圖	張數 /	圖號 S3
						圖樣內容	構架BRB補強立面圖示意圖	編碼	



Line-5 一樓BRB補強側面細部圖

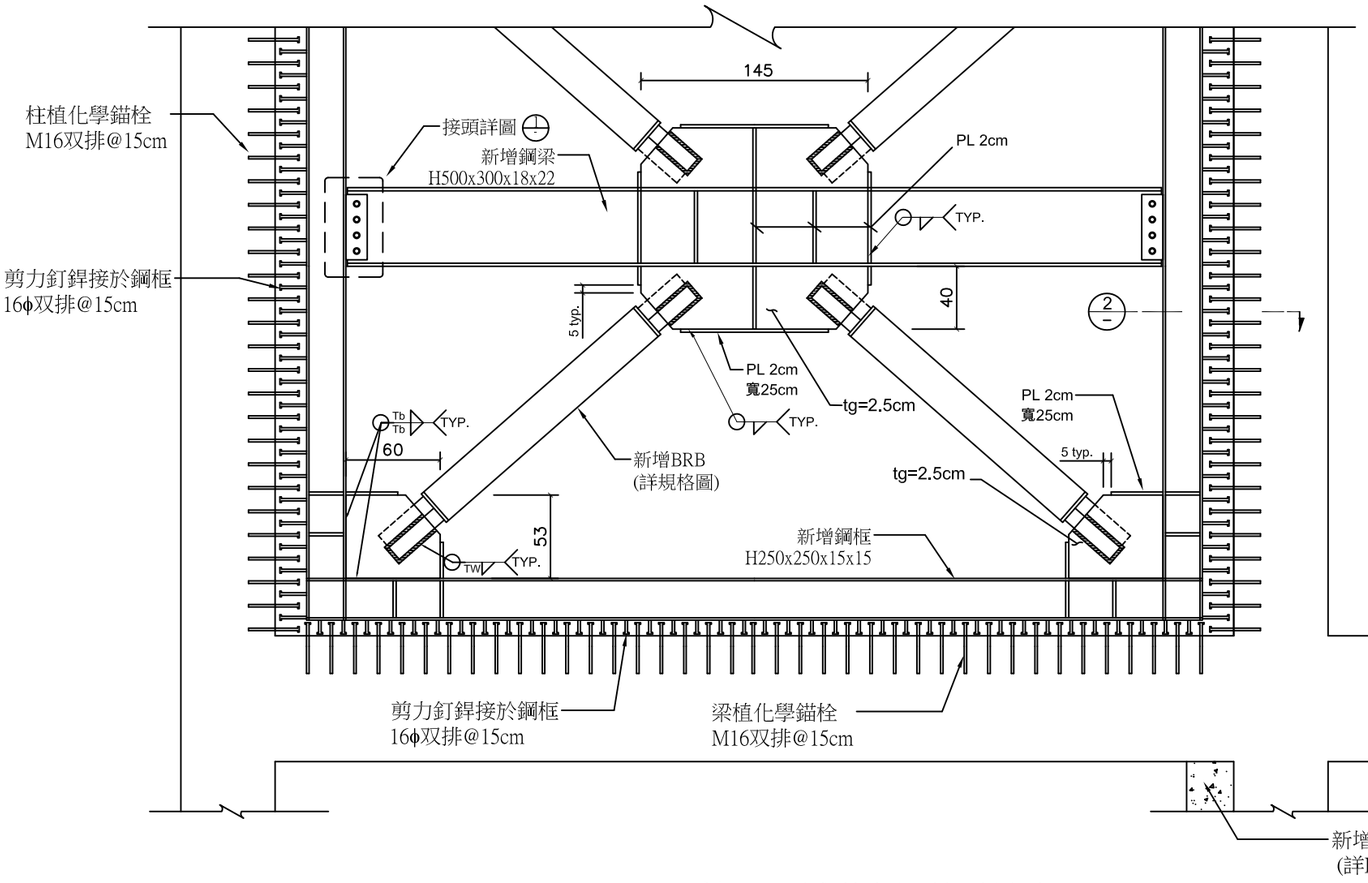


梁包鋼板接合圖

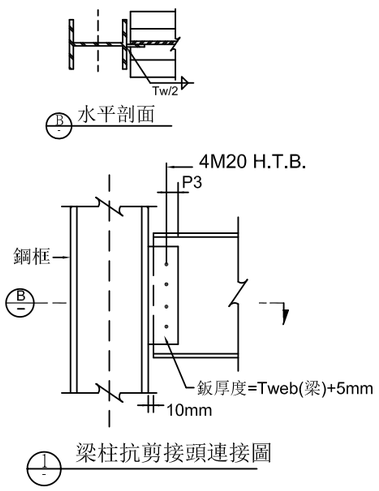


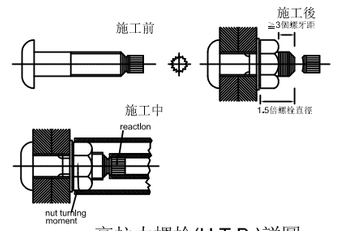
2 鋼框與柱接合圖

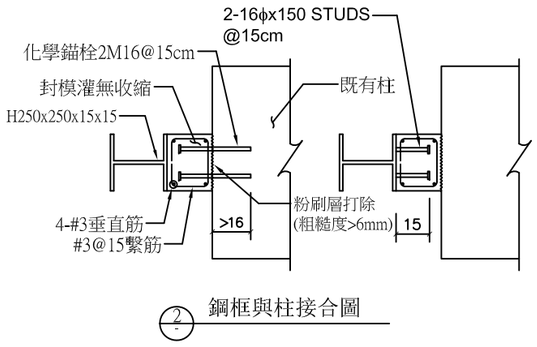
內政部建築研究所	整理繪圖： 建築物耐震補強設計手冊工作小組	UNIT: CM SCALE: NONE	版次	日期	說明	圖樣名稱	皇后大樓補強設計參考圖	張數 /	圖號 S4
						圖樣內容		編碼	



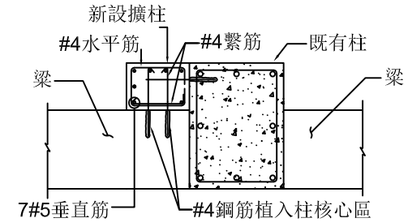
Line-1 一樓BRB補強側面細部圖



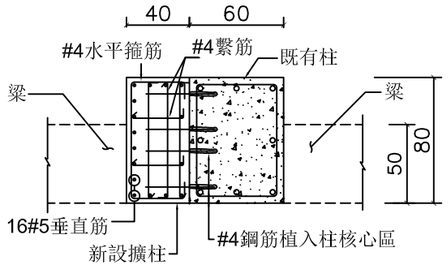




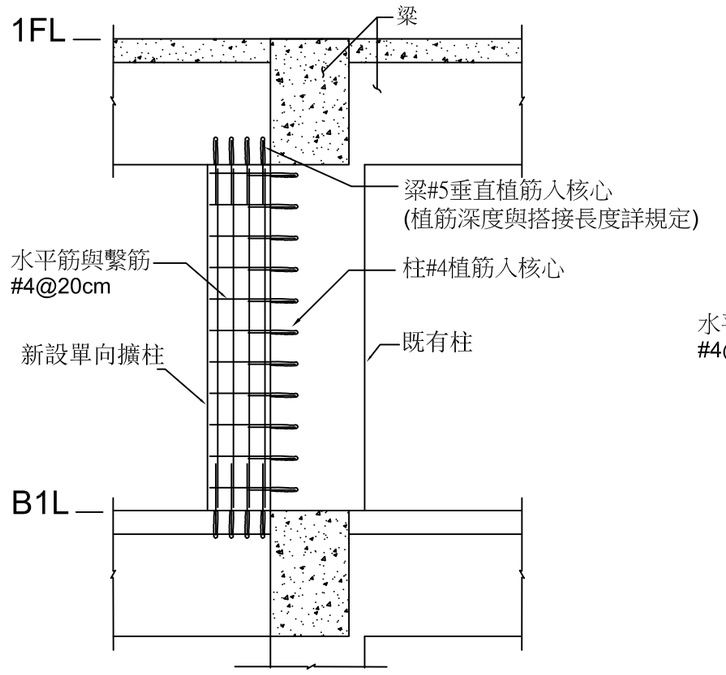
內政部建築研究所	整理繪圖： 建築物耐震補強設計手冊工作小組	UNIT: CM SCALE: NONE	版次	日期	說明	圖樣名稱	皇后大樓補強設計參考圖	張數 /	圖號 S5
						圖樣內容		編碼	



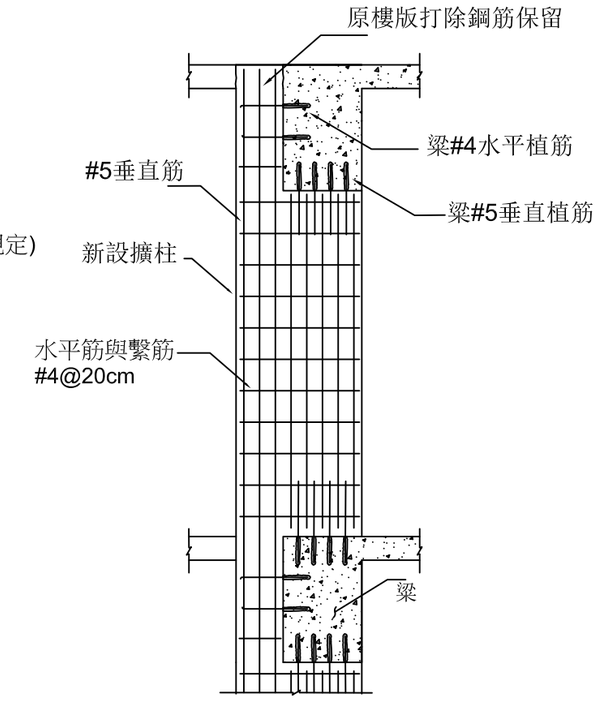
新增單向擴柱平剖面詳圖(梁柱接頭區)



新增單向擴柱平剖面詳圖(柱區域)

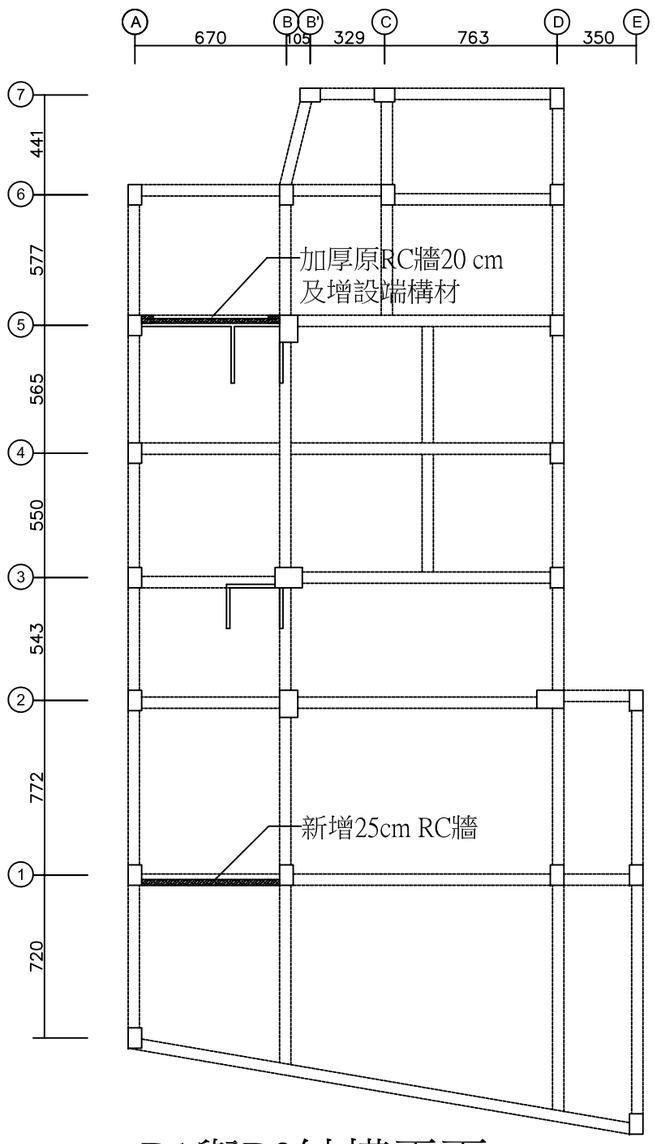


新增擴柱補強立面圖

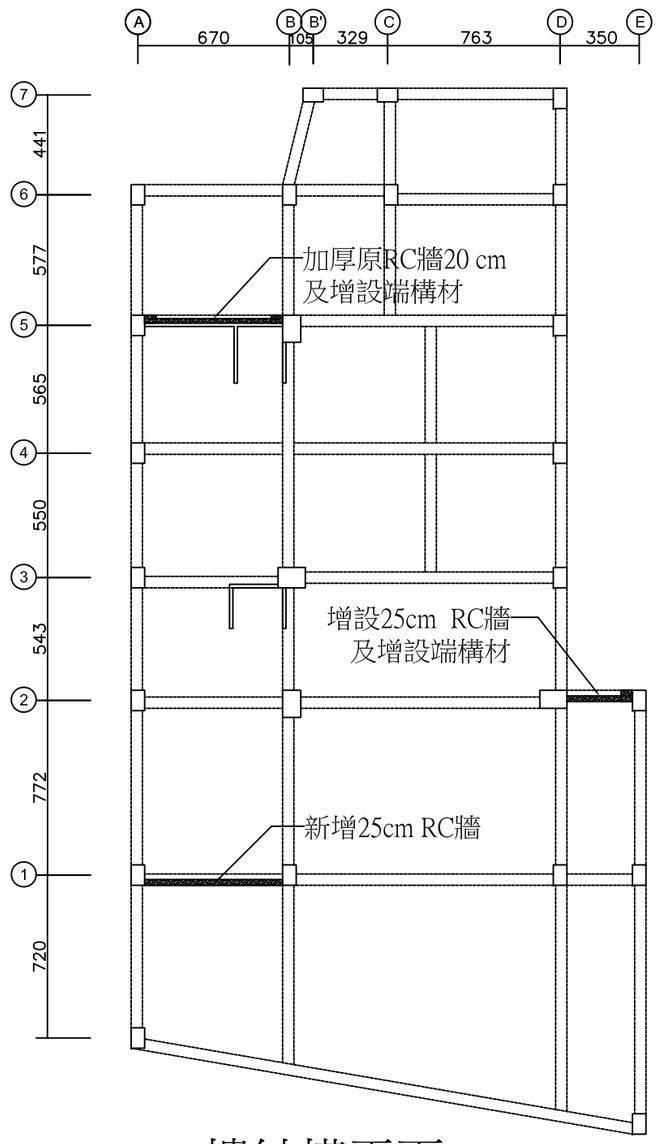


新增擴柱補強立面圖

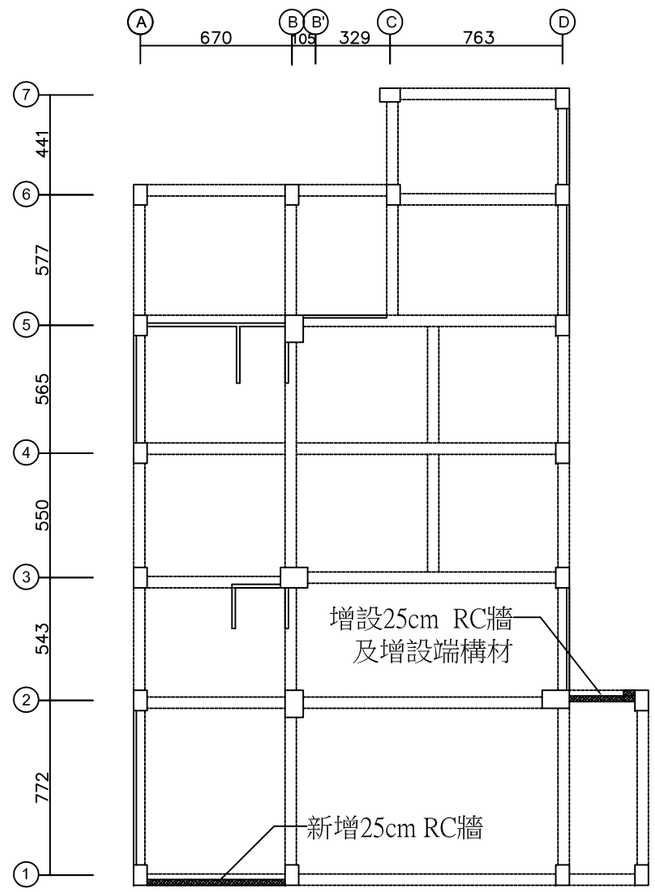
內政部建築研究所	整理繪圖： 建築物耐震補強設計手冊工作小組	UNIT: CM SCALE: NONE	版次	日期	說明	圖樣名稱 圖樣內容	皇后大樓補強設計參考圖	張數 ／ 編碼	圖號 S6



B1與B2結構平面

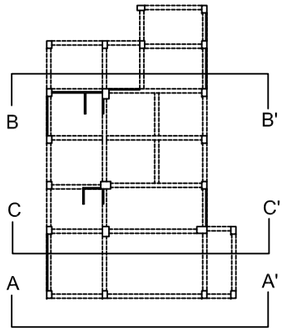


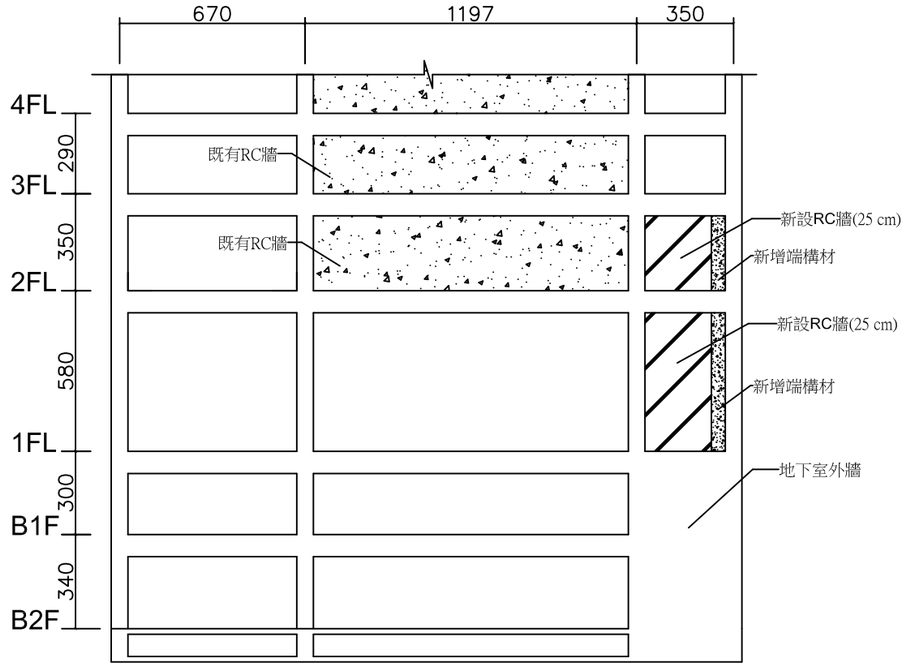
一樓結構平面



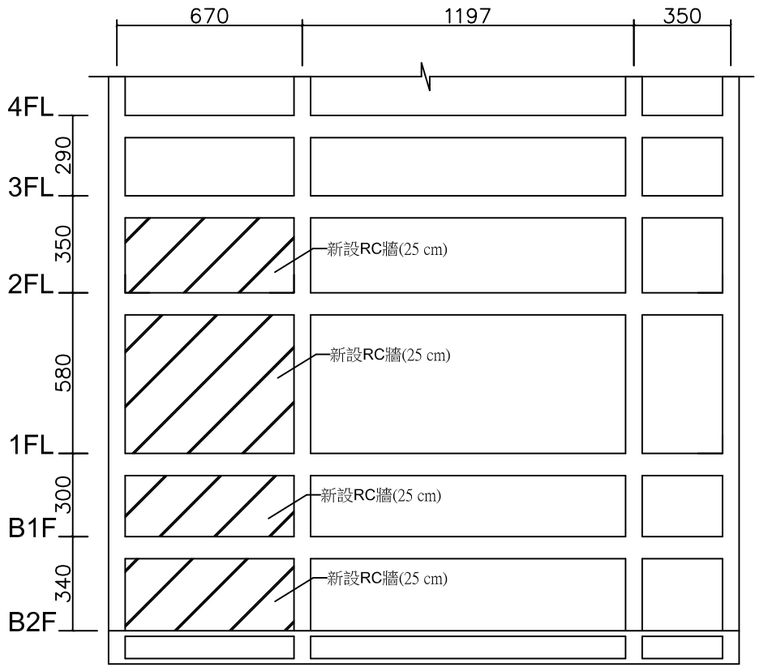
二樓結構平面

內政部建築研究所	整理繪圖： 建築物耐震補強設計手冊工作小組	UNIT: CM SCALE: NONE	版次	日期	說明	圖樣名稱	皇后大樓補強設計參考圖	張數 ／
						圖樣內容	剪力牆補強位置平面示意圖	編碼
								圖號 S7

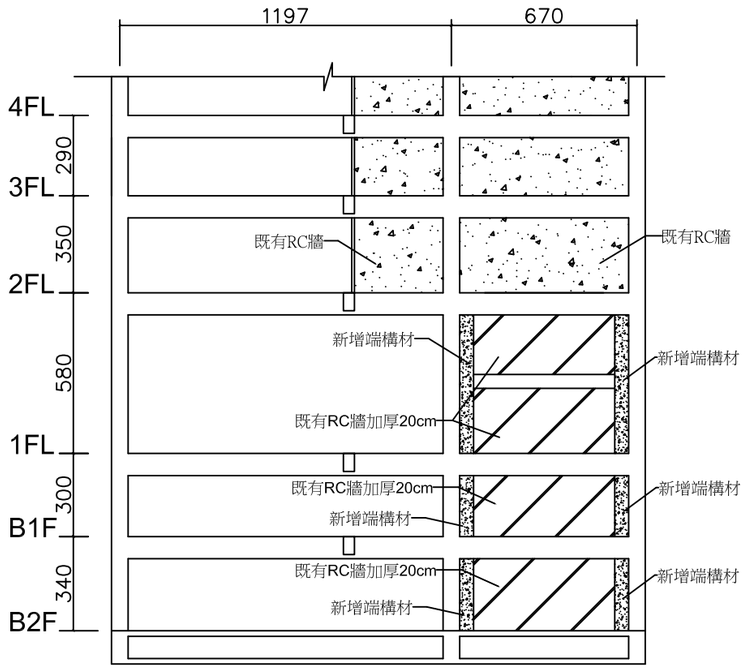




SEC. C-C' (Line-2 構架補強立面圖)

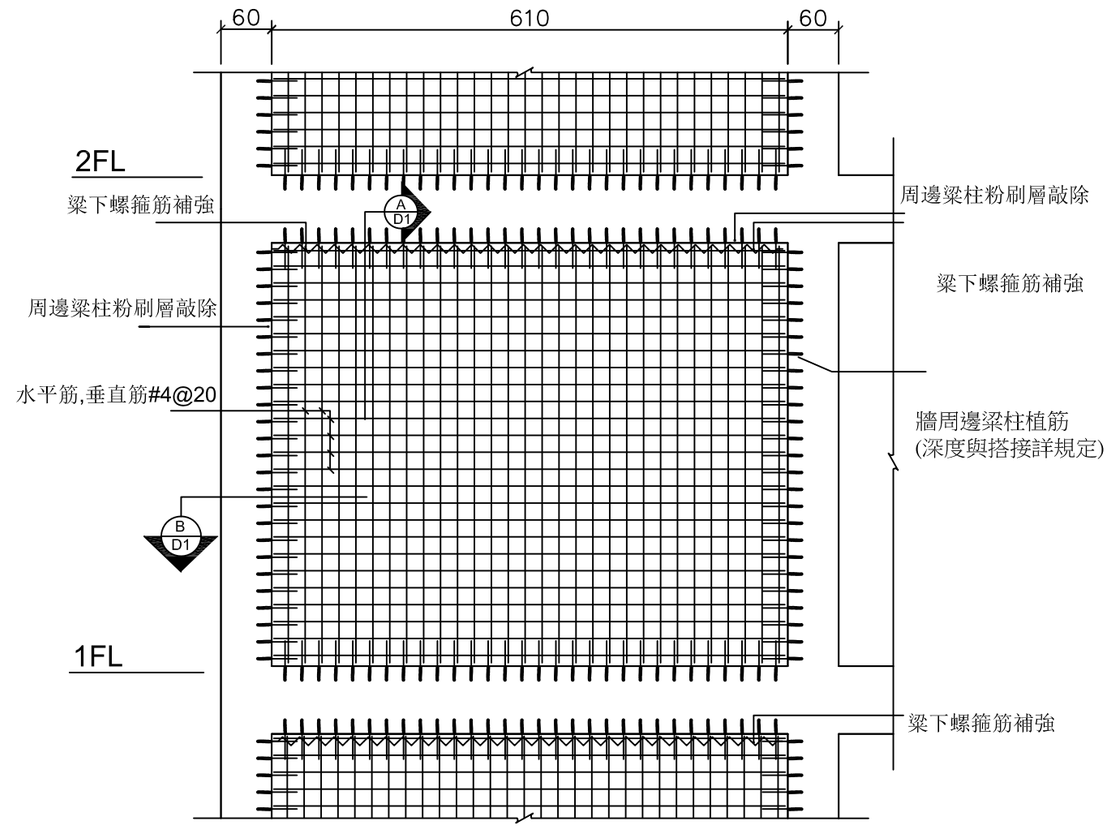


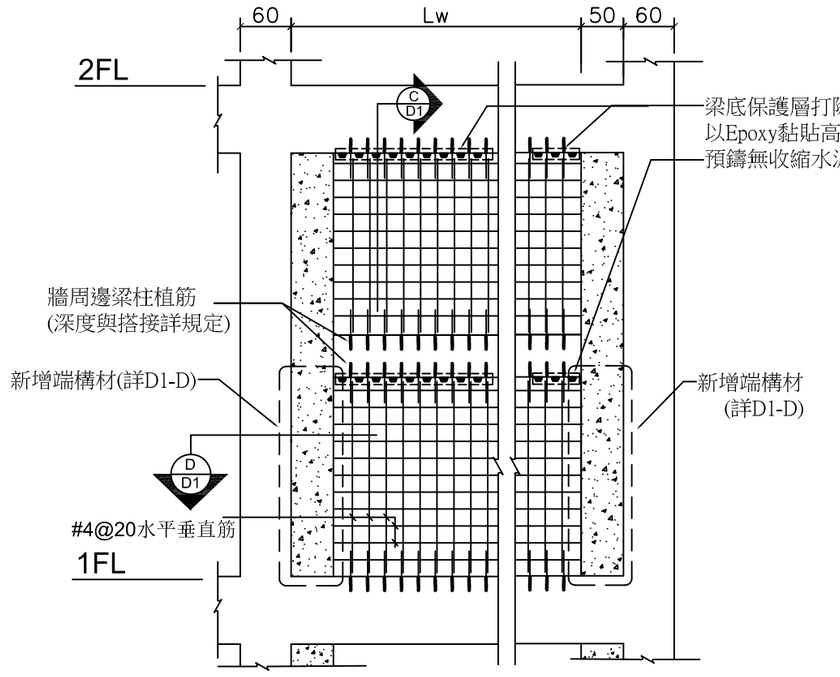
SEC. A-A' (Line-1 構架補強立面圖)

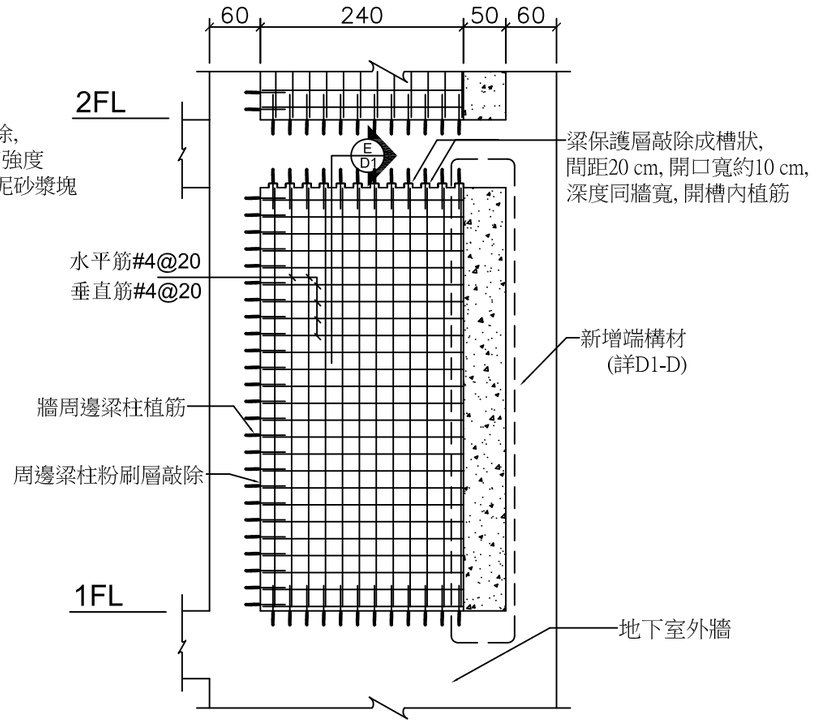


SEC. B-B' (Line-5 構架補強立面圖)

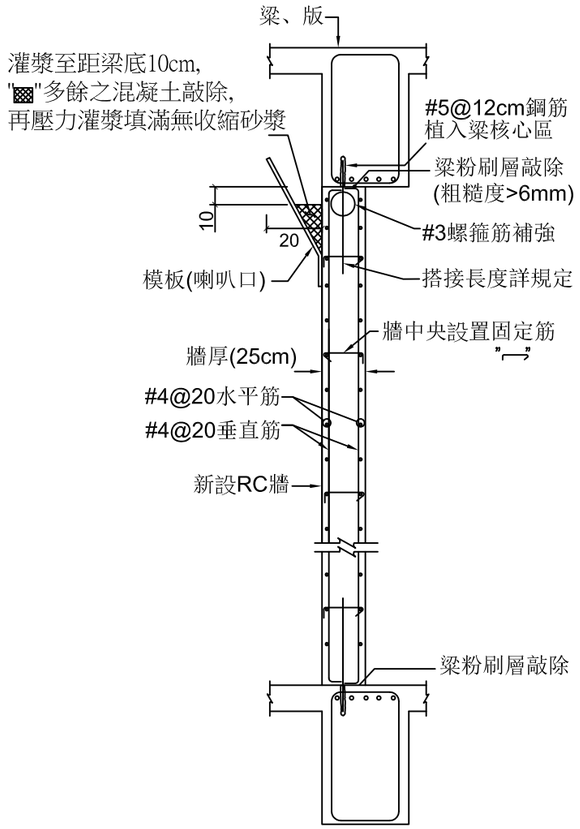
內政部建築研究所	整理繪圖： 建築物耐震補強設計手冊工作小組	UNIT: CM SCALE: NONE	版次	日期	說明	圖樣名稱	皇后大樓補強設計參考圖	張數 /	圖號 S8
						圖樣內容	RC強構架補強立面圖示意圖	編碼	



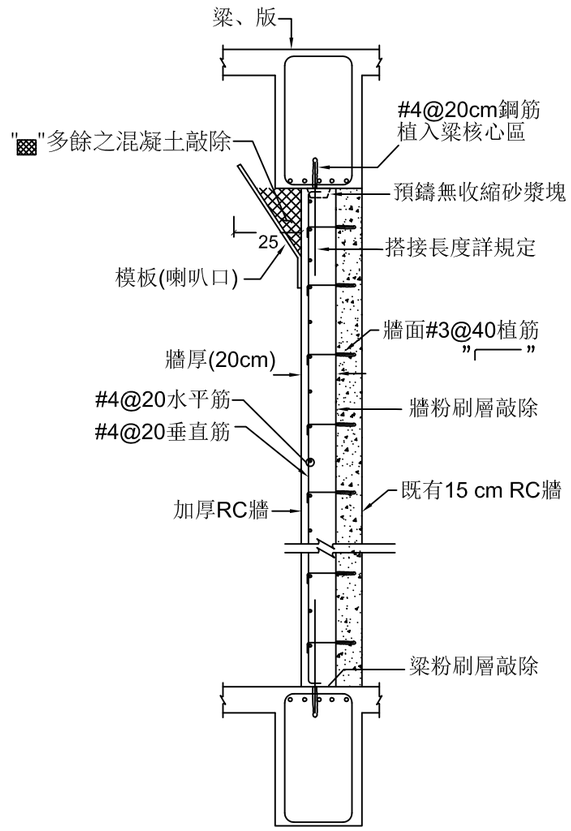




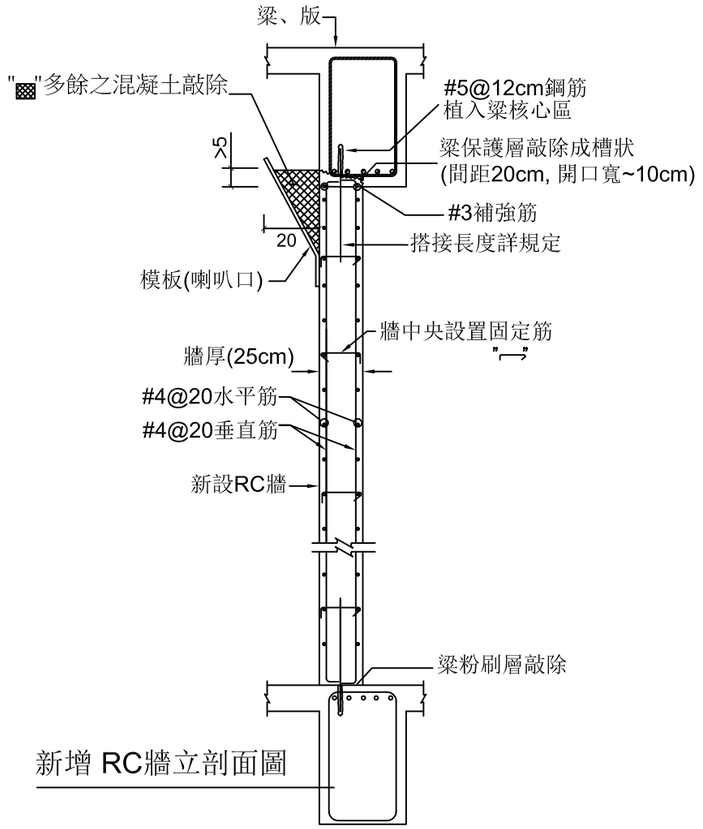
內政部建築研究所	整理繪圖： 建築物耐震補強設計手冊工作小組	UNIT: CM SCALE: NONE	版次	日期	說明	圖樣名稱	皇后大樓補強設計參考圖	張數 /	圖號 S9
						圖樣內容		編碼	



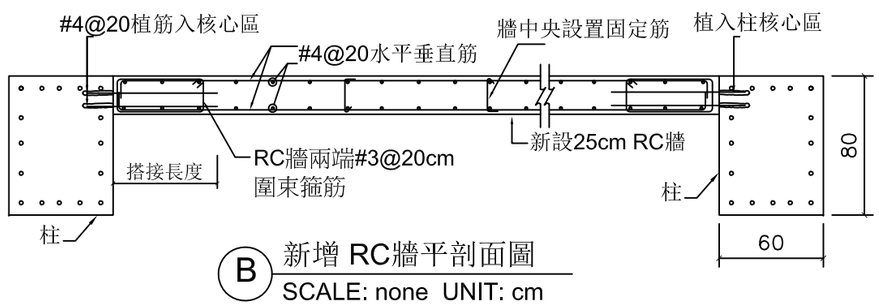
A 新增 RC牆立剖面圖
SCALE: none UNIT: cm



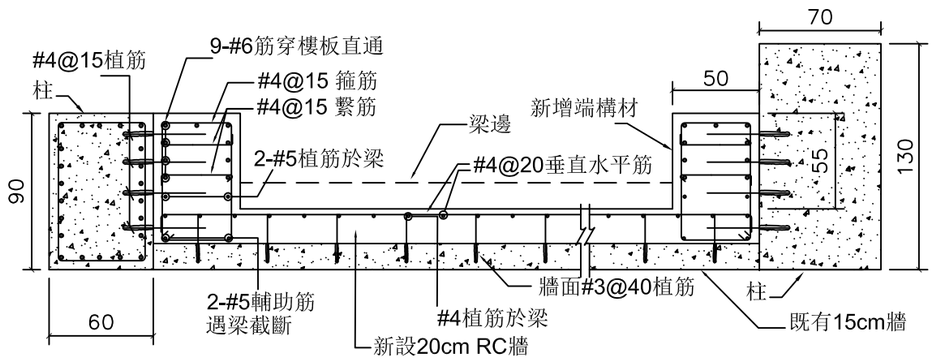
C 新增 RC牆立剖面圖
SCALE: none UNIT: cm



E 新增 RC牆立剖面圖
SCALE: none UNIT: cm



B 新增 RC牆平剖面圖
SCALE: none UNIT: cm



D 新增 RC牆平剖面圖
SCALE: none UNIT: cm

內政部建築研究所	整理繪圖： 建築物耐震補強設計手冊工作小組	UNIT: CM SCALE: NONE	版次	日期	說明	圖樣名稱	皇后大樓補強設計參考圖	張數 ／	圖號 S10
						圖樣內容		編碼	

附錄 E 鋼筋混凝土建築結構耐震補強技術手冊

鋼筋混凝土建築結構耐震補強

技術手冊

內政部建築研究所協同研究報告

中華民國 105 年 12 月

鋼筋混凝土建築結構耐震補強技術手冊

研究主持人：鄭元良

協同主持人：廖文義

研 究 員: 李台光、黃國倫、周楷峻、蕭輔沛

研究助理：婁光銘、邱智佑

內政部建築研究所協同研究報告

中華民國 105 年 12 月

目　次

第一章 前言 1-1

1.1 適用範圍與定義 1-1

1.2 基本要求 1-1

1.3 現況檢視與調查 1-2

1.4 設計程序 1-3

1.5 施工 1-3

第二章 規劃與結構設計 2-1

2.1 補強規劃 2-1

2.1.1 一般通則 2-1

2.1.2 補強設計策略 2-1

2.2 結構設計 2-5

2.2.1 通則 2-5

2.2.2 材料強度 2-5

第三章　構材補強 3-1

3.1 鋼筋混凝土(RC)剪力牆 3-1

3.1.1 一般原則 3-1

3.1.2 規劃 3-2

3.1.3 設計程序 3-3

3.1.4 結構細節 3-3

3.2 增設翼牆補強 3-4

3.2.1 一般原則 3-4

3.2.2 規劃 3-5

3.2.3 設計程序 3-6

3.2.5 結構細節 **3-7**

3.3 RC 包覆韌性補強 **3-8**

3.3.1 一般原則 **3-8**

3.3.2 結構細節 **3-9**

3.4 柱包覆鋼板補強 **3-10**

3.4.1 一般原則 **3-10**

3.4.2 結構細節 **3-12**

3.5 碳纖維(CFRP)包覆補強 **3-12**

3.5.1 補強方式通則 **3-12**

3.5.2 結構細節 **3-14**

3.6 加強磚造結構之補強 **3-14**

3.6.1 概要 **3-14**

3.6.2 耐震性能需求 **3-15**

第四章 結構系統補強 **4-1**

4.1 鋼筋混凝土(RC)剪力牆 **4-1**

4.1.1 一般原則 **4-1**

4.1.2 規劃 **4-1**

4.1.3 設計程序 **4-2**

4.1.4 結構細節 **4-6**

4.1.5 RC 開口剪力牆補強 **4-10**

4.2 鋼造斜撐或鋼板剪力牆 **4-12**

4.2.1 一般原則 **4-12**

4.2.2 規劃 **4-14**

4.2.3 設計原則與程序 **4-15**

4.2.4 結構細節 4-19
4.3 挫屈束制支撐 4-24
4.4 消能補強 4-28
4.4.1 其他遲滯消能系統 4-34
4.5 其他補強技術 4-34
4.5.1 一般原則 4-34
4.5.2 增加扶壁 4-34
4.5.3 增加空間構架 4-35
4.5.4 其他補強技術 4-37
4.6 非結構構材 4-37
4.6.1 一般原則 4-37
4.6.2 耐震目標 4-37
4.6.3 規劃 4-38
第五章 基礎補強 5-1
5.1 一般原則 5-1
5.2 基礎補強需求 5-2
5.3 補強對策與措施 5-3
5.4 結構細節及其他注意事項 5-7
第六章 建築設備補強設計基本原則 6-1
6.1 一般原則 6-1

參考書目 R-1

摘　要

關鍵詞：建築物、耐震補強、鋼筋混凝土

國內一般民間建築物以RC構架內填充磚牆或RC 牆之建築物佔大多數，近年來由於校舍補強計畫之推動，使 RC 結構之評估與補強技術開始受到全面的重視，也逐漸累積工程實務之經驗，但其主要為針對一般典型校舍建築，而非私有民間建築，且國震中心研究內容仍以校舍結構濕式補強工法為主，並未考量其應用於建築補強上之限制性與對應工法之變通性，及未提供更多元且能適用於多樣化私有建築，如乾式補強與消能補強工法供參考，除此之外，其對結構既有缺陷補強時之處置方式與施工經濟性、施作空間考量等細節上仍有改進空間。本所 921 地震後，於耐震補強技術方面研究雖已有 86 年「鋼筋混凝土建築物之修復與補強技術彙編」及 95 年「低層含磚牆建築物耐震補強手冊研究」之完成，但隨十多年來之新工法引進、補強技術改進、工程實務經驗累積及研究目標之不同，前述研究內容若要廣泛落實於私有建築補強上，仍尚有不足。故在內政部推動私有建築物補強之際，配合部訂頒「私有建築物耐震性能評估補強推動先行計畫」權責分工之具體措施項目，在國震中心以校舍建築為主，本所以私有建築為主之分工下，本所於既有研究基礎下，彙集近年補強技術研究資訊與實務案例探討，研究與彙編本耐震補強技術手冊。

本研究經由進行相關研究資料之蒐集、整理與研究探討後，將研究報告主要章節內容編修如下:

第一章 通則: 基本原則、適用範圍及補強設計與施工等基本要求之說明與定義。

第二章 補強規劃與結構設計: 提供耐震補強規劃時，補強基本策略之選擇參考方向，內容包括結構配置和其連接構造選擇。

第三章 構材補強: 包括擴柱補強、增設翼牆補強、構材包覆補強、加強磚造結構之補強等各種方法之設計、結構細節、補強耐震性能規定。

第四章 結構系統補強: 包括增設 RC 剪力牆補強、增設鋼造斜撐或鋼板剪力牆補強、消能補強及其他補強技術等各種方法之設計、結構細節、耐震性能方面之規定。

第五章 基礎補強設計: 基礎之補強基本原則、耐震需求、設計程序與補強成效評估等。

第六章 建築設備補強設計基本原則: 提供建築設備補強原則參考方式。

第一章 前言

1.1 適用範圍與定義

本手冊適用於既存鋼筋混凝土建築物或加強磚造建物之耐震補強設計與施工，本手冊所述之分析方法與工法、圖說不適用特殊與新造建築物之補強設計與施工。對於本報告未規定之事項，則可基於相關現行規範與準則來進行補強設計。

[說明] 一般而言，進行補強設計可以考慮強度補強、韌性補強或強度及韌性二者綜合補強之原則，需視原始建築物耐震需求而定，並配合使用性、經濟性與施工性之綜合考量，來選擇補強工法。

1.2 基本要求

現有建築結構物進行耐震補強設計與施工前，應按現行主管機關核定之方式進行結構物耐震評估。建築物補強設計應符合下列之基本要求:

(1) 補強策略與方案應根據耐震評估與現場檢測調查結果綜合確定，可採用整體建物結構補強、部份結構補強或個別構件補強來進行，並宜結合維修方便性、使用功能性及美觀等考量。

(2) 耐震補強設計方法應便於施工，並應減少對居民日常生活或生產之影響。

(3) 建築物進行耐震補強時，其耐震性能需求應詳定於補強設計中。

[說明] 一般結構物之耐震補強工法眾多，大致可分為下列方法：

(1) 結構構材或元件補強：如 RC 擴梁擴柱斷面補強、RC 梁貼片包覆補強、既有柱包覆型補強、既有柱增設翼牆、既有 RC 牆碳纖維貼覆、改善短柱之隔離縫切割等。

(2) 結構系統補牆：如增設外部構架、增設 RC 剪力牆或加厚原有 RC 剪力牆、增設 PC 版或鋼板補強壁體、增設鋼骨斜撐框架、基礎或地盤改良、增設連續壁或群樁、基樁本身之補強等。

(3) 降低建築物地震需求：如減輕重量、增設制震裝置、增設隔震裝置等。

然而，並非所有補強工法均適用於現有 RC 建築，設計者應考量實際情況，選擇合適的工法。本報告主要包含之結構耐震補強之工法有擴柱補強、增設 RC 翼牆補強、梁柱包覆補強、增設 RC 填充(開口)剪力牆補強、增設鋼斜撐補強、位移型消能斜撐與速度型消能補強、以及其他如扶壁與基礎補強之原則性建議，此些工法皆有相當多之國內外實驗測試與實際案例，為適用 RC 結構之耐震補強可行工法。

1.3 現況檢視與調查

進行補強設計與施工計畫前，應進行完整之現地勘查，確實確認建築物現況與設計情況相符。另應與建物所有人進行會商以確認補強工程中可能發生的各種狀況。

[說明] 建築物耐震評估是耐震補強設計的主要依據，但在耐震評估與補強設計之前，仍應對建築的現狀進行深入調查，特別應查明建築是否存在局部損壞等狀況，對已存在的損壞應在耐震補強前進行調查與分析原因，在耐震補強時一並加以考慮，以便達到最佳之補強效果。

即使蒐集到原結構之完整的設計圖說與計算書，為驗證文件資訊之可靠性，並整合設計圖說與結構物現況，故進行現場檢測作業仍有其必要性；於實際環境條件中所造成之老劣化、火害、沉陷、變位等損傷，以及材料特性，日後補強可能發生問題點等，須以現場檢測作為設計施工之依據。現況調查不僅確認結構物現況之幾何尺寸及材料施工等資訊，同時也表達出結構物的狀態、荷載情形。

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

1. 建築物現況目視調查

現況目視調查應包含下列要項：

(1) 基地概要

(2) 結構類型、樓地版面積、樓層數等

(2) 材料強度: 混凝土抗壓強度、鋼筋降伏強度等

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

(4) 現有缺陷損壞之情況(含龜裂、缺損、滲漏、變位等)

2. 訪談調查

除收集文件資料及進行現況調查外，仍有可能會有資料不足或調查遺漏的項目，此可由對業主、原設計者進行訪談調查來補足相關之資訊。

1.4 設計程序

補強設計之程序為初步規劃、結構設計、細部設計與補強效果評估。當建築物之耐震性能無法達到所要求之性能需求時，則此程序應重覆進行。

1.5 施工

建築物補強工程之施工應符合本手冊之相關規定。

[說明] 建築物補強工程之結構細節與施工方法並應盡量符合下列要求:

(1) 施工時應盡量採取避免或減少損壞原結構的施工法。

(2) 施工中發現原結構或相關工程隱蔽部位的構造有嚴重未發現之缺陷時，應暫停施工，於會同補強設計單位採取有效措施處理後方可繼續施工。

(3) 對於可能出現建築物傾斜、構材嚴重開裂或倒塌等不安全因素時，施工前應採取合格之安全防護措施。

以下為施工說明總則可能需要項目之建議範例:

1. 本工程所使用之材料及施工，除應遵照本圖說之規定外，並應依據 CNS、內政部公佈實施之最新建築技術規則與契約文件及其附件之規定。

2. 若使用國外材料及機具，應依照其規格及說明事項辦理，而特殊試驗得依國際通行之試驗規格辦理。

3. 如結構圖說與現地不符之處，應依「監造單位」之解釋施工，承包廠商不得提出異議。

4. 承包商應核對設計圖中所有各部位尺寸，如發現有不合之處，應於施工前通知工地工程師解釋或修正，不得擅自解釋而曲解設計原意。

5. 承包商應於施工前詳細調查既有之鋼筋混凝土梁、柱是否有埋設自來水管等管線，為避免化學錨栓或植筋破壞原有之管線系統，承包商應立即反應給工地工程師重新檢討化學錨栓之貫入深度及間距。

6. 承包商在施工前應向甲方提出本工程之詳細施工計畫 (包括施工方法、施工機具、施工步驟等) 及預定進度網圖，經核定後應嚴格遵照計畫實施，不得以工程尚有餘裕或計畫尚有寬容時間為由，而將計畫中任一工作項目之開始施工日期予以延後。

7. 承包商於施工前應確實核對材料之數量與所有圖示尺寸及位置，並與相關之承包人員配合施工。

8. 承包商於施工前應事先將支撐架之詳圖及施工步驟交由承包商所聘主任技師審查簽署後方可施工，一切因施工安全措施不良所造成之財產，人員損害，概由承包商負責。

9.承包商應注意施工期間內可能發生之颱風、豪雨、洪水、地震及其他可能發生之特殊情況，並對工地內之安全措施負起全部責任。

10.承包商於本工程施作前，需先與甲方充份協調溝通，對施工場所、運輸動線等均須有詳盡的調查與規劃，而後製定本工程之施工進度表以供甲方審核，而承包商亦須依照經核定後之施工進度表確實執行，不得以場地限制或

施工不便等為由而要求延展工期。

11.包商需依照工程合約中監造計劃書之要求，配合甲方執行監造。

12.工期進度落後承包商所擬定施工進度表之進度 10%以上時，甲方得要求承包商即刻編製趕工計畫。

13.承包商於各項補強工程施作前，對各項甲方所屬之既有設備或器材須盡到妥善維護之責任，若於施工時不慎損壞，承包商必須負完全賠償之責任。

14.承包商於施作期間，甲方得視施工情形要求承包商進行相關材質之現場取樣試驗，承包商必須遵照辦理。

15.承包商應於發包前詳讀發包文件如細部設計圖、施工規範與估價單等，並應親自至現場詳盡調查且統計工程數量,日後不得因現場與圖示有異為由而要求變更設計或追加預算與工期。

16.承包商於施工期間必須確實做好自主檢查的動作，並請工地工程師覆核無誤後，方得繼續施作。

17.若承包商對設計圖面或施作方法有任何疑議，則需於投標前提請甲方解釋或修正，否則一經決標後，承包商不得有任何變更或追加的要求。

18.承包商於各層樓施工時，須備妥至少 2 只滅火器放置現場，以備不時之需。

19.部份舊品如門、窗、櫥櫃、窗台櫃等拆除與運棄前、均須先徵得甲方確認可以運棄後方得載離現場。

20.承商應配合現場及高程調整施作，承商不得因故而追加工程款。

21.承包廠商須每日確實填寫施工日報表，並於當日送達工地工程師審核，以利工地工程師於每週五將日報表函送甲方。

22.施工範圍內所有教具、傢俱、設備及設施管線等必要之臨時搬遷須做適當保護措施,如因承商施作前未予做保護措施,造成甲方設備、及設施管 線之損壞，承商應負完全責任。

23.承商於工程施工過程中,基於工作性需求,須將阻礙物遷移,應擬妥遷 移與復原計劃，經甲方委託之工地工程師審查核可後，方可施作。

24.承包商應於施工前，會同甲方及設計監造單位至工地現場清點甲方既有

設備及物品等並造冊(須備註設備是否正常可使用)，倘若因承商施工不慎造成甲方損失，承商因無條件復原。

25.承商施工前須與甲方確認施工位置是否有光纖網路線、通訊線路、監視系統線路等，應作適當防護措施避免因施工造成損壞，倘若因承商施工不慎造成損壞，承商因無條件更換線路。

26.既有設施因施工造成損壞，承攬廠商應無條件配合修復，並經甲方及設計監造單位驗收核可。

27.水電工程修繕新配管線所使用之管線直徑及規格均須符合 CNS 相關規定。

28.本案所有五金鐵件使用不銹鋼品或熱浸鍍鋅結合品。

29.水電施工前，承包商需先繪製水電施工圖，送設計監造單位審核後，方可進行施工。

30.承商於施作前，應先行提送契約文件中所要求的材料品質證明書與材料樣品，經甲方審查核可後，方可施作。

31.承商於施作各工種前，須先提送詳細施工圖說予設計監造單位審查，經審查核可後方可依核可圖說施作。此外，承商不得因本圖說說明或標示不明，未經審查核可而逕自施作。倘逕行施作，設計監造單位得要求承商拆除。

32.在總價承攬範圍內，承商需依甲方指示，完成圖說或單價表中未明示的作項目。

33.木作構材須作防腐防蛀處理，承商施作前須提送相關資料予監造單位審查核可。

34.基礎補強依現況情形調整惟需經設計監造單位審查核可後，方可施作。

35.現況既有設施設備及裝修飾面因補強造成損壞，承商須依照原樣更新。惟須提送設計圖說及材料規格經監造單位審查核可後，方可施作。

36.須依監造單位指示繪製重要設施製造圖。

37.承包廠商應於施工前於補強區室內以木隔間區隔內部財務，並加以封頂，以避免工區內之財務及物品損壞。

第二章 規劃與結構設計

2.1 補強規劃

2.1.1 一般通則

進行耐震補強規劃時，補強之基本策略，是基於強度增加方式或(及)韌性增加方式來達到耐震性能需求應先初步確認，設計者應選用能達到耐震性能需求之最經濟及影響性最小的補強方式。

[說明] 本手冊對於老舊之低矮建築物或用途係數高之建物，建議以強度補強為補強設計之基本策略；對於高層建築或規範規定之第四類建築則建議以強度搭配部份構材韌性補強為策略，另消能補強建議使用於高層建築或建物既有韌性佳之結構而較不宜用於耐震能力極低、剛性大或韌性甚差之結構。於補強設計規劃階段，補強後建物之使用功能性及補強工程之施工性應與結構耐震性能提昇一併加以完整考量。

2.1.2 補強設計策略

耐震補強應採用補強效果經結構試驗或其他研究確認之可信技術，基於性能需求與施工條件之最佳方案如強度提升、韌性提升、減少偏心量、勁度分佈改善或缺陷改善等應優先採用，為使能選用到最佳補強方案，對既有建築物之耐震性能應經由耐震評估充分加以了解。

補強構材之配置應以建築物使用功能上之需求為考量詳加規畫，盡量不要過度影響到建築物之使用功能性，且補強構材之配置位置應能有效提昇整體建築物之耐震性能。

耐震補強的結構配置和其連接構造應盡量符合下列要求:

(1) 補強的整體配置佈局，應優先採用增強結構整體耐震性能的方案，及消

除不利於耐震的因素，改善構件的受力狀況；並宜盡量減少地盤或基礎的補強工程量，並多家考慮採用提高上部結構抵抗不均勻沉陷能力的措施，另對工址地盤效應的影響亦需一併多加考量。

(2) 補強構材或新設置構材的配置，應使補強後結構平立面的質量和剛度分佈盡量均勻與對稱，並應避免局部補強所導致之結構剛度或強度的不連續性或不均勻性。

(3) 對於結構耐震能力較不足、或易損壞之構造，或構造為和不同類型結構的連接部位，其要求之承載力或變形能力應較一般部位為高。

(4) 增設的構材與原有構材之間應有可靠連接材相連接，新增設的剪力牆、構架、柱等豎向構件應檢核其基礎與地盤是否具有足夠之承載能力。

(5) 對於女兒牆、帷幕牆、屋頂及其他懸掛物等易倒塌、掉落傷人的非結構構件，當不符合耐震要求時，宜加以拆除，當需要保留時，應進行必要之補強。

[說明] 由歷年震害及試驗、理論分析都顯示，建築的結構型式、地盤情況以及構件受力狀況，對建築結構的耐震性能都有明顯影響。耐震補強設計時，應根據結構實際情況，正確處理好以下所列項目是改善結構整體耐震能力，為使補強設計達到合理有效的重要途徑。

(1) 減小扭轉效應: 新增構件的設置或原有構件的勁度強度補強，都應考慮對整個建築物扭轉效應的影響，宜盡可能使補強後結構的重量和剛度分布比較均勻對稱，因為研究分析發現，扭轉效應會明顯的降低建築物之耐震能力。雖然既有建築的結構型式是難以改變的，但結合建築物的整體維修改造，或許可將不利於耐震的建築平面形狀分割成規則的單元。

(2) 減小工址地盤反應: 補強方案宜考慮建築地盤情況和現有建築的類型，盡可能選擇能減小地震反應的補強策略，避免補強後結構的振動周期與地盤顯著周期過於接近。

(3) 改善受力狀況:雖然對於低矮建築物，強度補強為經濟有效之方式，但耐震補強設計時，應注意防止結構的極脆性破壞，及避免結構的局部加強造使結構強度和剛度發生突然變化之情況;結構經補強後宜盡量消除極短柱等不利於耐震的受力狀態。

(4) 加強薄弱部位的耐震構造措施:歷年震害顯示，不同類型結構相接處，由於兩種不同結構地震反應的不同步及交互作用，其損壞情況可能較嚴重；建築物的局部凸出部分易產生額外之地震損壞;對於這些耐震的脆弱部位，在補強設計時，應要適當的加強結構。

耐震補強時，新、舊構材間的可靠連接是保證補強後結構能整體共同抗震的關鍵，對於一些主要構件的連接，本報告提出了具體之建議要求，對於某些部位的連接，本報告僅提出一般要求，未具體呈現設計施工方法，設計者可根據實際情況參照相關規定自行設計(日本建築防災協會，2001)。新增的剪力牆、構架、柱等豎向構材，不僅要傳遞垂直荷重，且也是直接抵抗水平地震力作用的主要構件，因此，此類構件應盡量由上至下連續並座落於穩固之基礎上，不應該直接支承在樓層之梁或板上。

建築物耐震補強方法可由下述方法為之，以提供適當的耐震能力達到設定的耐震需求目標，補強設計者對於所採用之策略須加以明確說明。

- 部份構材補強
- 移除或減少既有的不規則性與不連續性
- 整體結構物強度提昇
- 隔震或消能元件

補強必須增加結構容量及抵抗外力與變形桿件之容量，或減少結構受力與變形需求，而藉由充分掌握結構物施工細節並進行結構物對地表震動反應之分析，提升耐震能力，下面提供一些參考建議來修改結構物以增加結構物容量或降低需求。

部份構材補強的目的在使部分耐震能力不足構材及接頭處具有足夠能力來承受預期的轉角變形或強度需求。補強後的構材及構架應避免形成短柱、短梁。構材補強是增加容量使能承受非彈性變形需求的方法，補強方法基本上無法降低結構物在地震力作用下產生的需求，因此當結構物因勁度、強度等不規則導致的額外需求並無法僅由構材補強來有效降低需求，對許多結構物而言，利用其他方式來分擔既有構材之地震力可能是必須的，因此構材補強常常需配合其他補強策略。

對於低矮建築物，全面性之整體構材補強可能較不經濟，短柱短梁之剪力破壞可能為 RC 結構物最脆弱之處，所以構材補強應以此些部份為優先，提昇其韌性容量，再配合其他強度補強方式來達到最佳之效果。

許多現存之建築物具有結構上之不規則性，有些不規則性會造成結構行為不佳，如軟層、弱層、扭轉不規則及結構系統不連續等，一般而言，這些不良的結構行為起因於力量與非彈性變形需求集中於不規則處，而在不規則處結構元件往往無法承受局部之地震需求的增加，所以可消除或減少不規則性的結構補強，具有減少需求集中的效果，而使得結構物的變形需求與能量消散更為均勻。在不規則處，通常可藉由採用新增較大強度補強元件、或加勁既有構件調整平立面勁度、強度之均勻性來達到消除或減低不規則性，但需對整體結構進行重新評估以確保結構物具有適當的耐震能力，且不會有新的不規則處或易損壞的部位發生。

結構與非結構構材(如非結構牆)的破壞與建築物對地震反應所產生的變形有密切關係，整體結構加勁，旨在採用增設構材或提高原構材強度直接減少側向變形量，但須注意既有梁、柱應具適當強度得以應付變化後的外力，一般而言最有效的加勁方式便是在其抗側向力系統中加入斜撐構架或剪力牆。雖然整體結構強度勁度提昇可有效降低結構物對地震反應的變形量，但一般而言亦會對結構物及其非結構構材的外力造成提升現象，在對補強結構物進行評估時，須對所有構件評估，因為在補強前由評估指出適當的桿

件，可能因外力的提升而變得不合適。

若評估出結構因抗側力之能力不足而具有不良之耐震表現時，則結構加勁方式亦可達到增加強度的作用，此外，對整體結構之強化，亦可將抗側力系統的桿件包覆鋼板或碳纖維貼布以提供額外的強度，當整體強化時，結構與非結構元件可能需承受較大的力量，因此當評估補強結構時，需考慮所有桿件，包含未補強前可能適用的桿件。對於鋼斜撐與剪力牆等增加構架勁度與強度之元件，第四章提供數值模擬的準則，使用這種方式補強須根據適當的準則或規範設計補強之元件。

由於低矮建築物之週期較低，所以隔震是改善既有 RC 結構物耐震行為之有效方式，但其補強費用可能較昂貴，另其施工難度也可能較高。隔震系統藉由兩項基本因素改善結構物耐震行為，一為延長結構物的週期，及明顯的阻尼作用，兩者合併的效果可大大降低建築物之慣性力，隔震系統常被設計為具有較大之柔度，因此地震力引致之變形與能量消散便在隔震系統發生，而不會傳遞至結構物，其結果便是隔震系統需承受很大的變形與消能需求，使其上的主結構承受較低的側向力與變形需求來降低破壞程度。

消能元件其目的在減少結構物對地表震動的位移反應，因此與結構加勁十分類似，但此補強方式著重在消能而非加勁，以一些消能裝置作為補強的工具，可增加結構的阻尼並減少其側向位移反應。有許多型式的消能裝置市場上已經相當成熟，包括液體黏性阻尼器（fluid-viscous dampers）、黏彈性阻尼器（visco-elastic dampers）、摩擦式阻尼器（friction dampers）、位移型鋼斜撐消能器等，由於各種不同的消能裝置有不同的力量、位移、速度關係，因此對結構物反應的影響也會不同。消能裝置通常以斜撐構架的形式設置在結構中，採用此種方式補強須根據相關規範的原則來設計補強元件。

對於純構架系統或高層建物可能是消能元件補強的理想對象，因為其柔度較高，在較小的力量時阻尼裝置便已可消散大量的能量，但對於低矮含牆或韌性甚差結構，採用消能元件補強則要考慮其補強效益，一般而言，可

同時增加勁度與阻尼之摩擦式、位移型消能器較適用於低矮含牆結構。

2.2 結構設計

2.2.1 通則

建築物所需要之耐震性能的提昇定義為需求性能與建築物既有耐震性能間之差值，補強構材之配置應基於所使用補強方式及預期耐震性能下所推估之補強構材量來加以規劃，且應考量補強構材配置之均勻性及其對建築物一般使用功能性上之影響。

2.2.2 材料強度

於補強設計中，既存結構部份之材料應經由現地調查及相關試驗確認其材料強度，用於補強桿件或構架之補強材料，其材料強度應依相關章節之規定取值，惟補強所用材料的強度等級不宜低於原結構材料的強度等級，及依其他相關規範或準則之規定來決定材料強度。

[說明]以下為一些耐震補強設計常用材料之規格建議範例:

混凝土規格

1. 除另有規定者外，水泥採用卜特蘭第 I 型水泥，並符合中國國家標準 CNS 61 R2001。

2. 混凝土粒料須符合 CNS 1240 A2029 規範標準。

3. 除另有規定者外，混凝土抗壓強度(標準圓柱試體 28 天齡期)依用途分類如下：

A. 結構體補強用(自充填混凝土) fc'=280 kgf/cm^2

B. 一般結構用(自充填混凝土) fc'=210 kgf/cm^2

C. 打底用混凝土 fc'=140 kgf/cm^2

4. 混凝土坍度及水膠比應符合結構混凝土施工規範。

5. 未經業主及監造人認可之混凝土不得進入工地。

6. 新拌混凝土最大水溶性氯離子含量不得超過規定，現場應依規定抽測含氯量。

鋼筋規格

1. 有焊接需求之鋼筋，應符合 CNS 560 中 SD280W 與 SD420W 之規定。

2. 鋼筋降伏強度為

D10(#3) 至 D13(#4) SD280(W)

D16(#5) 至 D36(#11) SD420(W)

3. 鋼筋之加工彎曲均需在常溫下進行，但經監造人同意不在此限，若需預熱，應符合結構混凝土施工規範第 5.6.8 節之規定，並經監造人同意。

4. 如有特殊情況須使用鋼筋銲接時，應符合結構混凝土施工規範之規定，並須經業主及監造人同意，且其接合強度至少達鋼筋規定降伏強度之 1.25 倍。

5. 鋼筋標準尺寸及質量如下：

鋼筋稱號	D10 #3	D13 #4	D16 #5	D19 #6	D22 #7	D25 #8	D29 #9	D32 #10	D36 #11
標稱直徑 (mm)	9.53	12.7	15.9	19.1	22.2	25.4	28.7	32.2	35.8
單位質量 (kgf/m)	0.56	0.994	1.56	2.25	3.04	3.98	5.08	6.39	7.90

6. 承造人應提供使用之鋼筋等建材無輻射污染證明，保證所用之建材無輻射污染。

7. 禁止使用水淬鋼筋。

8. 圖面上未標明之鋼筋續接方式及位置須經業主及監造人同意後施作。

植筋工程規定

1. 承包廠商應在施工前提送施工計畫書，內容應詳述植筋材料、植筋尺寸、埋設深度、設計力量、材料存放方式與材料測試報告，並附上植筋藥劑技術資料，以及相關工程性質之試驗合格證明及採購證明(原廠出廠證明或進口

證明)等，經設計監造單位審查核可後，方可進料施工。

2. 植筋鋼筋須符合鋼筋混凝土施工規範及 CNS560 之規定，其降伏強度應依設計圖上之規定，鋼筋上應無銹蝕、浮銹、污物、油脂 或任何有損其強度之耐久物質。

3. 植筋劑說明：

(1)為確保以化學藥劑代替混凝土或鋼筋黏著不會提高鋼筋的腐蝕速率，廠商需提送化學藥劑不會加速鋼筋腐蝕的測試報告。該實驗必須考量氯離子與碳酸鹽對受植筋劑包覆後之鋼筋腐蝕影響。

(2)為確保工程品質於材料進場時應分批抽驗藥劑有效期限。

(3)植筋藥劑需按照製造商建議之存放方式保管，如因儲存不當而致失效或已超過規定有效期限，均不得使用；必要時設計監造 單位或業主可要求查驗存放場所及藥劑是否符合規定。

4. 鑽孔：

(1)鑽孔位置需依照設計圖位置施作；為避免鑽到原有鋼筋，植筋鑽孔前應使用鋼筋探測器確認原結構鋼筋之位置，並繪製預定 鑽孔位置於混凝土表面，經監造單位會勘後，方可鑽孔。

(2)鑽孔過程若遇既有鋼筋，不可破壞或鑽斷，則此鑽孔應予以廢棄，另行鑽孔，廢孔應以無收縮水泥砂漿(350kgf/cm^2)或植筋劑填實。

(3)鑽孔完畢後應徹底依規定清孔。

5. 植筋過程中應避免鋼筋與孔壁間殘留空隙，植筋完成面需可目視藥劑溢出。

6. 植筋施作後之硬化過程中，應避免碰觸且不得矯正鋼筋。

7. 施工完成後，需會同設計監造單位進行可行性現場拉拔試驗。

植筋拉拔試驗:

1. 試驗單位：現場拉拔實驗單位應由 SGS 或 ISO 認證之公司擔任，並於每次試驗完畢由該單位出具試驗結果報告證明，提送設計監造單位查核。

2. 拉拔試驗所用之油壓千斤頂及手動幫浦，需提供財團法人全國認證基金會(TAF)認可之實驗單位或經濟部標準檢驗局認證通過之 校正期限為一年內之校正報告。

3. 施工前現場拉拔試驗:依設計之埋設深度以同尺寸鋼筋材料，鋼筋以1.25Fy 拉力在工地試作 3 支，並記錄孔深、使用藥劑廠牌、型號做為日後施作品管之依據。

4. 施工後拉拔抽驗比例:各批號植筋工項每 100 支抽驗 1 支，未滿 100 算 1 支，以 1.25Fy 拉力經監造單位隨機抽驗，每支抽驗不合格品，須再增加抽驗 2 支，依此原則類推倍數抽驗直至完全合格止。

5. 抽驗不合格之廢孔須以無縮水泥砂漿填實，並另行鑽孔補植。

鋼筋續接器規定

一、使用範圍

用於鋼筋與柱鈑或鋼筋與鋼筋或預埋插接筋(dowel)之鋼筋續接之機械式對接接頭或機械式錨定接頭。

二、一般規定

(一) 材質說明

(1) 承包商應於施工前提送廠牌、二年內施作之性能等級檢測報告及施工計劃。所檢送之性能等級檢測報告應為符合中國土木水利工程學會出版[混凝土工程設計規 範與解說(土木 401-86)]附錄乙[機械式續接器續接]中之SA 及標準。

(2) 續接器之直徑及螺紋長度由承包商提出詳細製造圖尺寸，且該續接器之強度需經計算必須大於螺紋強度、鋼筋強度。

(3) 鋼筋與鋼筋之對接固定式及對接萬向式之螺紋續接器其材質需合於ASTM A576 或同等品之規定。

(4) 鋼筋與鋼鈑之電銲固定式或電銲多功能式之螺紋續接器其材質需合於ASTM A706(電銲部分)或 ASTM A576(非電銲部分)之規定。

(5) 直接於鋼筋續接端製作螺牙(即車牙或滾牙)之螺紋式續接器不得列為SA 或 A 級。

(二) 鋼筋間之接合或鋼鈑與鋼筋之接合應合於 ACI-318-95 及 AWS 之規範。

(三) 試驗項目與相關規定

(1) SA 級機械式續接器須進行通過下列所示之試驗項目。

(A) 鋼筋母材拉力試驗。

(B) 機械式續接器接合試體拉力試驗。

(C) 機械式續接器接合試體高塑性反復載重試驗。

施工前所提送之性能等級檢驗報告須包含上述所有項目，施工中進行之檢驗須包 含(A)、(B)之試驗。

(2) 施工前所提送之性能等級試驗報告內各式驗項目試體之數目須能代表該行機械式續接器實際之平均續接性能，且每項至少三個試體。

(3) 鋼筋母材拉力試驗之量測長度依 CNS 2112[金屬材料拉伸試驗試片]之規定辦理。

(4) 鋼筋母材拉力試驗應依 CNS 2111[金屬材料拉伸試驗法]之規定辦理。

(5) 試驗步驟級合格判別基準依前述土木 401-86 附錄乙[機械式續接器續接]中之規定辦理。

(四) 檢驗及試驗頻率

(1) 檢驗方法

(A) 續接器廠商在施工過程中應詳細查驗、剔除、更換不合格部分，並會同設計監造單位同查驗。

(B) 續接器續接部位，外觀檢驗應包括位置、外觀、型式、接合長度、密合情形及是否使用保護蓋，由續接器廠商進行 100%之檢驗。

(C) 銲接型續接器之焊道需進行焊道磁粒檢驗(MT)，磁力檢驗需依照 CNS 13341 [鋼結構焊道磁粒檢測法]之規定進行，其抽驗頻率為：

(a) 梁柱接頭及臨界區之焊道進行 100%之檢驗。

(b) 經監造人認可之非臨界區之焊道進行至少 50%之檢驗。

如磁粒檢驗法無法施行時可以焊道液滲檢測法(PT)進行檢驗。液滲檢測法需依照 CNS 13464[鋼結構焊道液滲檢測法]之規定進行，其抽驗頻率與磁粒檢驗相同。

(2) 抽驗頻率

(A) 續接器交至工地或鋼構廠後，應對續接器進行取樣與續接器接合試體拉力 試驗等抽驗工作，並於混凝土澆置前完成之。

(B) 試驗項目依本規範(三)項之規定辦理。

(C) 續接器接合試驗個體試驗取樣頻率分為二個階段：

第一階段：第 1 至 1000 個續接接頭，每 200 個取樣 1 個未組裝試體以及 1 個已組裝試體，且至少須各取樣 3 個。

第二階段：第 1001 個續接接頭起，每 300 個取樣 1 個未組裝試體以及 1 個已組裝試體。

(D) 同一標工程每一型式每一號數之鋼筋續接器續接接頭取樣頻率應自第一階 段開始。

(E) 若檢驗結果有任一試體不合格，則須重新加倍取樣進行複檢，其後之續接接頭抽樣頻率應回至第一階段。

(F) 若複驗結果尚有任一試體不合格，則應立即停止施工，並將該批產品退回；續接器廠商應檢討其施工品質及品管作業，並以書面提出改進方法經監造單位認可後，方可繼續施工，且抽樣頻率回至第一階段。

2.2.3 耐震性能需求與補強數量

建築物補強所需之補強構件數量應根據耐震評估結果與本手冊之相關章節規定計算。

2.3 計畫評估

建築物完成補強設計後，應根據原耐震評估方法再次評估建築物補強後

之預期耐震性能，及確認其於所要求之施工品質下確實可達到所訂之耐震性能需求。

補強後結構的分析和構材承載力計算，應盡量符合下列要求:

(1) 結構的分析計算，應根據建築物補強後的實際荷載、地震力作用和實際受力狀況進行分析計算，當補強後結構(或構材)之勁度與原結構相比較下若不超過 10% ，且重量變化率不超過 5% 時，則可不考慮其對側向地震力之影響。

(2) 補強結構構材的斷面積計算，應採用實際有效的斷面積。

(3) 進行結構構材承載力計算時，應考慮實際載重偏心、結構構材變形等造成的額外應力，並應計入補強後的實際受力程度，新增構材部分與原結構之內力分配情況與其對承載力的影響。

[說明] 完成耐震補強設計之補強結構，一般情況應分別在其兩個主軸方向再進行耐震能力評估，進一步確認補強後其耐震能力是否足夠，耐震評估時，應根據補強後結構的實際情況採用相對應的構材強度與勁度計算方式。但對下列兩種情況，可不作補強後的耐震評估:

(1) 樓層五層(含)以下、總樓地板面積一千平方公尺以下之建物，且結構立面、平面屬規則型式及質量、勁度分佈屬均勻者。

(2) 按照原結構耐震評估結果僅進行局部構材耐震補強的結構，且補強後結構整體剛度和重量變化分別不超過補強前的 10%和 5%時，可不再進行耐震評估。

對既有建築物之補強設計，應事先決定擬採用之設計規範，即使針對新建建築物所制訂的新規範，並不全然適用於既有之建築物，某情況下僅要求補強方法能符合部份現有規範之規定，如在 UBC 特別規定，只要能證明以下條件不會發生，建築物耐震能力的補強設計可以僅局部符合規範之設計準則：

- 建築物之補強設計不至使建築物產生結構不規則，或使原結構不規則情形更加嚴重。
- 補強建築物不至對既有構件產生超出其承受能力外的載重。
- 補強建築物不至產生不安全的情形。

另 IBC2000 也有類似 UBC 的規定，所以本手冊建議的補強原則為以建物整體耐震能力可達需求耐震性能之要求為主，而非要求所有個別構材皆需達所要求之耐震標準。

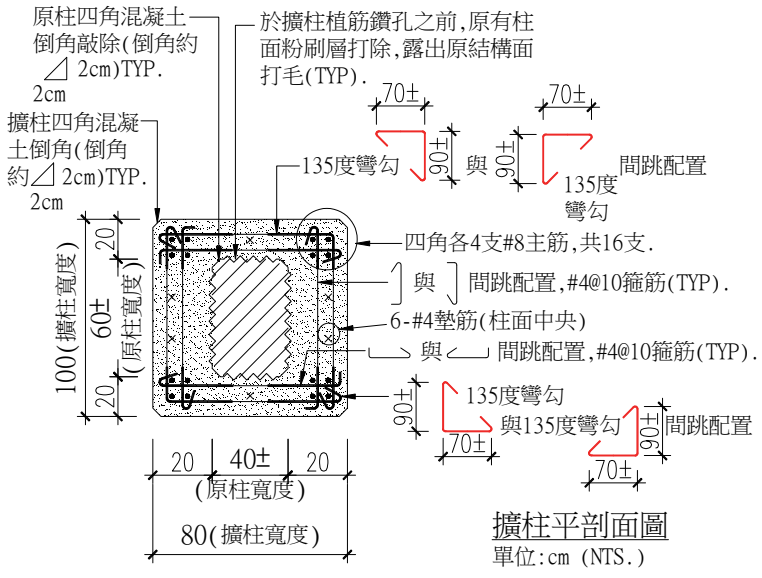
第三章　構材補強

3.1 擴柱補強

3.1.1 一般原則

本節內容為柱構材採用擴柱補強(包覆 RC)來增加柱之韌性、側向承載能力或軸向承載能力，達到提昇建築耐震性能之目的。

[說明] 當鋼筋混凝土柱斷面之強度不足，而欲提升其軸力及彎矩強度時，可採用 RC 包覆補強的方式，以擴大柱斷面積來達到補強作用。為利用 15 至 20 cm 厚之鋼筋混凝土或(鋼絲網、鋼索)水泥砂漿包覆於柱外圍之補強方法，該方法可為(1)利用增加柱剪力強度之方式而達到柱韌性補強之效果，或(2)達到同時提昇撓曲強度、軸向強度與韌性之補強。補強設計時需根據補強目標及本節相關說明之規定來進行。此方法現一般係將擴大柱斷面的主筋貫穿上下樓層，且於柱頂與柱底之間不留間隙，如此將使得力量傳遞不被間斷，以提高補強後構件抵抗彎矩與軸力之能力，同時因加大柱斷面時均會加設箍筋，故亦能提供圍束作用及剪力強度。圖 3.1 為典型擴柱斷面參考圖。



擴柱平剖面圖

單位:cm (NTS.)

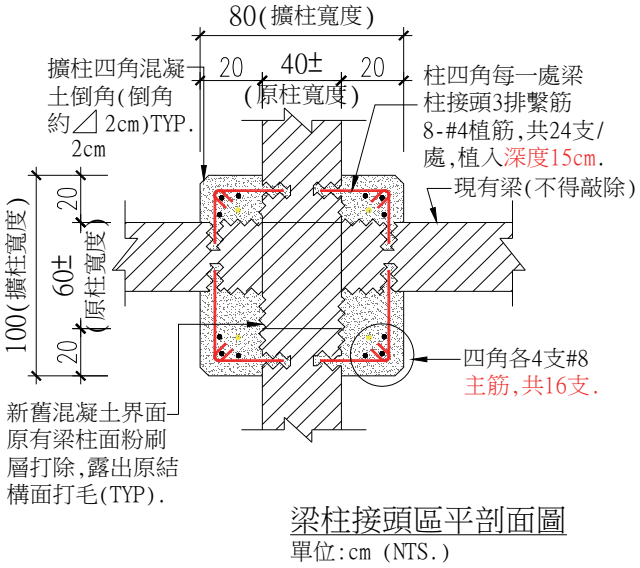


圖 3.1 擴柱斷面參考圖例

不管在進行結構系統補強或構件補強，在補強後由於勁度的改變，建築物的重量與傳力行為亦有所變化，因此皆需進一步檢核基礎之承載力是否足夠，如果有不足的情況，則需針對各補強方案進行基礎補強規劃，詳細基礎補強細節需搭配不同補強型式進行探討。

因為不同補強目標下所對應之施作方法與細節並不相同，所以補強設計時須先定義補強目標及採用之適當施作方法與細節。

3.1.2 規劃

擴柱補強工法係增加結構構件面積之補強方式，可提高補強構件的承載能力與構件剛度，改善其耐震性能，該方法可增加柱剪力強度，同時又可提升撓曲強度、軸向強度，因而對韌性亦有補強，係屬強度及韌性同時補強的工法。雖然擴柱補強可同時提升強度及韌性，但是進行設計時，可單純以提升強度為考量，視提升韌性為額外貢獻。

[說明] 柱構材補強須根據既有結構耐震評估所得之破壞模式來判斷，若某些柱構材之破壞將會明顯降低整體建築物之耐震性能，則須針對該柱進行適

當之補強。但若柱補強後會造成破壞機制由柱破壞轉為梁破壞時，則應加以注意是否會造成短梁現象及梁之強度與韌性是否與補強柱能相匹配。

以下所列為建築物可利用擴柱補強來有效提昇其耐震性能的情形(中華民國地震工程學會，2015)。

(1) 柱之破壞模式為剪力破壞模式，且該柱之破壞將明顯降低建築物之耐震性能。

(2) 建築物具有勁度與強度相對較強之構架，且僅具有少量牆体與剪力破壞模式之柱構材。

(3) 該建築物具有軟弱層，且該軟弱層不宜增設新的構架、構材。

(4) 補強方向需求：雙向均需提高建築物耐震強度。

(5) 材料特性需求：柱混凝土品質不佳(抗壓強度低於 120kgf/cm²、高氯離子或混凝土品質差)，不適合植筋工法時適合採用。

(6) 構材特性：柱上下錯位，斷面太小或柱內埋設落水管等不適合植筋工法時適合採用。

擴柱補強工法相對於翼牆及剪力牆工法之特性為：

(1) 對採光、通風影響較小。

(2) 補強後具凸出面、對通行空間及視覺壓力造成影響。

3.1.3 設計程序

當利用 RC 包覆補強來達到提昇柱之強度與韌性時，其撓曲強度、剪力強度與韌性應依可信具學理方式或依混凝土工程設計規範相關規定計算。

[說明] 當利用 RC 包覆補強來達到提昇柱之撓曲強度與韌性時，其撓曲強度建議先依照(3.1a)式簡單計算並取側推分析之塑性轉角值為 0.02(七層以下建物)及 0.015(八層以上)，於側推分析評估程式中以此簡易塑鉸性質先行初步

分析評估所需之擴柱數量，後再使用國震 TEASPA、SERCB 或 FEMA 建議方式詳細計算確認，如此可省略許多試算時煩瑣之重覆輸入工作。

$$M_n = 0.9A_t f_y d + 0.8A_{t2} f_{y2} d_2 + 0.5Nd_2\left(1 - \frac{N}{A_{g2} f_c'}\right) \quad \text{(kg-cm)} \qquad (3.1a)$$

其中

A_{t2} = 補強受拉鋼筋的斷面積(cm^2)，可取為補強垂直鋼筋總斷面積之 1/2。

d_2 = 補強後柱之有效深度(cm)，可取為 $0.8D_2$，D_2 為補強後柱之淨深度。

A_{g2} = 補強後柱之總斷面積(cm^2)。

f_{y2} = 補強垂直鋼筋的降伏強度(kg/ cm^2)。

f_c' = 平均混凝土強度(kg/ cm^2)。

3.1.4 結構細節

(a) 原則上柱之四面均須由 RC 包覆材料緊密包覆。

(b) RC 包覆材之最小厚度，若使用混凝土則應大於 15 cm，若為水泥砂漿則應大於 10 cm。

(c) 包覆材無論為混凝土或水泥砂漿，其抗壓強度皆不得低於 210 kgf/cm^2，或低於既有柱構材之混凝土抗壓強度。

(d) 若使用點銲鋼絲網時，每一鋼絲網須有足夠之搭接長度。

(e) 若使用箍筋補強，其號數不得小於 3 號，且其箍筋間距不得大於 15 cm，箍筋須對既有柱提供良好之圍束效應，箍筋之尾端須採銲接或搭接，但搭接須能提供與銲接同等效應之圍束作用，縱向鋼筋須安置於 RC 包覆材之箍筋範圍內。

(f) 當補強目標僅為提昇柱之韌性時，包覆材料須於柱頂與柱底預留 3 至 5 cm 寬之縫隙。

(g) 如欲提昇柱之強度時，須特別注意施工細節，例如化學錨栓或剪力釘須提供既有柱及包覆 RC 材間良好之傳力機制。新增縱向鋼筋須有足夠之錨錠

與續接。

[說明] 擴柱補強設計圖之組成應至少包含四部份：(1)立面詳圖；(2)斷面詳圖；(3)基礎詳圖；(4)施工步驟說明。且注意以下施工細節:

1. 擴柱主筋續接範圍設定為樓層淨高 Hn 中段(Hn/2)，主筋續接可採用搭接或續接器，相鄰鋼筋採用續接器須錯開 60 cm。

2. 因擴柱工法經常應用於混凝土品質不佳建築物，為避免打除振動而損壞既有結構體，擴柱與窗台及樓版界面之打除工作，建議先施作部份或全部切割後再進行打除。

3. 擴柱工法補強主筋置於四個角隅直通上下樓層，其餘柱面防裂鋼筋不直通上下樓層，並無受力需求，遇梁或版端部可做標準彎鉤錨定。

4. 擴柱工法採用不貫穿樓版設計時，分析塑鉸參數須配合修正為原有柱斷面條件。

5. 若屋頂防水層不易處理，補強柱頂可採不貫穿屋頂層樓版處理，但柱頂分析塑鉸參數須配合修正為原有柱斷面條件。

6. 若採貫穿樓版設計，則需使柱主筋具足夠錨定長度。

7. 擴柱工法頂部混凝土澆置後，劣質混凝土應打除，並以無收縮水泥砂漿或樹脂砂漿填補。

8. 擴柱工法柱主筋頂部及混凝土澆築頂面亦可設置於梁底，版下空隙可採裝修方式自行設計，惟應注意避免裝修材墜落。

9. 接觸雨水面窗台外牆應考量防水設計。

3.2 增設翼牆補強

3.2.1 一般原則

此補強方法為藉由增設 RC 翼牆之方式達到增加既有建築耐震性能之目標，增設之翼牆與具有邊界柱之 RC 剪力牆行為並不完全同。此補強方法為將既有獨立柱改變為附加 RC 翼牆之柱以增加其強度與勁度。增設之翼牆亦

可以設計為承載柱之軸向力，以避免因主要垂直構件破壞而導致建築倒塌之情況。當增設之翼牆主要設計為柱之軸力補強時，翼牆之面內方向通常與欲抵抗側向力之方向垂直。

[說明] 即使柱之耐震性能可藉由增設翼牆的方式提昇，但建築耐震能力可能由原始強梁弱柱形式轉換為由既有梁之破壞所控制，因此設計時須注意此一現象並選擇合適之補強性能評估方法。尤其當建築之梁跨度較短時，必須避免因增設翼牆降低梁之有效長度，而導致梁產生脆性剪力破壞，因此柱增設翼牆補強常需要配合梁補強進行。圖 3.2 為一般翼牆斷面參考圖。

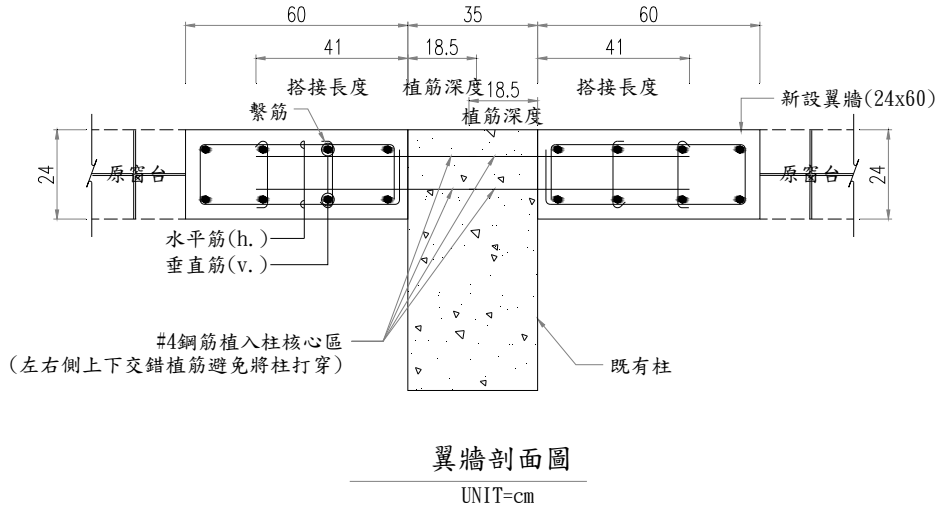


圖 3.2　翼牆斷面參考圖

3.2.2 規劃

(1) 適合此補強方法之建築物

當梁具有足夠之強度，且以剪力破壞模式之柱抵抗側向力時，此補強方法可藉由柱強度之增強來提供足夠側向承載力。當破壞機制為由撓剪破壞柱控制且其韌性不足時，或柱韌性之提高並無助於耐震性能之提昇時，此補強方法亦適用於藉由將破壞機制由柱破壞改變為梁破壞來提其耐震性能之建築。

增設 RC 翼牆補強將降低梁之淨跨度。當梁之淨跨度降低後，梁之撓曲降

服應能發揮以確保其韌性，故此補強方法通常適用於跨距較長之或梁強度甚大之構架。

(2) 需進行補強之構件。

(a) 因此法主要為增加柱之強度，故大部分之柱應予以補強。翼牆之增設應在結構平面及立面上保持良好之配置，使勁度與側向力分佈平衡，應避免因增設翼牆而導致結構補強後之勁度或強度不規則。

(b) 當翼牆補強設計為使梁產生降伏之破壞模式時，翼牆補強後梁淨跨度 l_0 與梁深 D 之比值應大於等於 4 (圖 3.3)，並應計算確認梁之破壞模式非剪力破壞或撓剪破壞。

(c) 當柱淨高因窗台矮牆或眉牆而減少時，此短柱效應可利用增設翼牆之方式獲得改善，然而，因增設翼牆補強對於梁強度之影響應加以考慮。

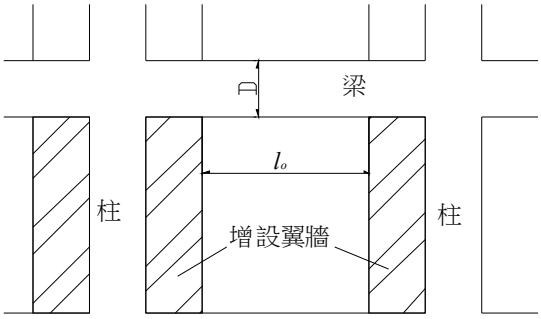


圖 3.3 翼牆補強示意圖

3.2.3 設計程序

當利用翼牆補強來提昇柱之強度與韌性時，其撓曲強度、剪力強度與韌性應依可信具學理方式或依混凝土工程設計規範相關規定計算。

採錨錠或植筋方式之翼牆垂直鋼筋強度，若既存梁橫向鋼筋提供之強度小於翼牆垂直鋼筋強度，應適度折減翼牆垂直鋼筋之設計強度。

[說明] 翼牆補強之程序如下：

(a) 補強之需求量應根據耐震評估之結果。

(b) 翼牆補強之施工方式及其細節應預先決定。

(c) 應計算與翼牆補強連接之柱及梁之強度。

(d) 翼牆補強後之柱與梁之破壞順序與機制應予以考慮，翼牆補強後對基礎耐震能力之影響應加以計算。

(e) 須判斷耐震性能是否達到補強之性能需求，當性能需求尚未被滿足，應增加強度或改變細部設計，並且補強之計算應從步驟(c)重新計算。

補強構件之強度

在翼牆為場鑄與既有結構結合之情況下，其撓曲強度建議先依照(3.1b)式簡單計算並取側推分析之塑性轉角值為 0.015，於側推分析評估程式中以此簡易塑鉸性質先行初步分析評估所需之擴柱數量，後再使用國震 TEASPA、SERCB 或 FEMA 建議方式詳細計算確認，如此可省略許多試算時煩瑣之重覆輸入工作。翼牆補強柱之極限側向強度為達到撓曲強度 M_u 時所對應之剪力 V_{mu} 及其剪力強度 V_u 之較小者，依下列各式計算。

$$M_n = (0.8+\beta)A_t f_y d + 0.5Nd\left(1+\beta-\frac{N}{\sum Af_c'}\right) \text{ (kgf-cm)} \qquad (3.1b)$$

其中

β = 受壓側牆之長度除以柱深度(=L/D)

$d = 0.8D$

$\sum A$ = 柱與翼牆之斷面積和。

A_t = 受拉鋼筋之斷面積(cm^2)，單側有翼牆時，取柱縱向鋼筋斷面積之 1/2 與牆縱向鋼筋斷面積之較小；兩側有翼牆時，取柱縱向鋼筋斷面積與牆縱向鋼筋斷面積之較小者。

3.2.5 結構細節

翼牆補強時建議依以下規定：

(a) 翼牆應以對稱設置於柱之兩側為原則。

(b) 場鑄翼牆，翼牆之寬度 L 應大於 1/2 倍之柱深 D 或 30cm，L 之最大寬度應小於柱深 D 之兩倍。翼牆厚度 t 應大於 1/3 倍之柱寬度 b 或 20 cm。

(c) 預鑄翼牆於現場與柱連接時，翼牆之寬度 L 與高度 h_0 之比值 L/h_0 應大於 1/3，翼牆厚度 t 應大於 15 cm。

(d) 翼牆垂直鋼筋比 ρ_{sv} 與側向鋼筋比及 ρ_{sh} 應大於 0.25%。

(e) 後加錨錠之配置與施工應根據規定施作。錨錠數量之決定應使其可傳遞翼牆縱向鋼筋之軸力，且須設補強筋以避免劈裂破壞。翼牆補強柱受拉面鋼筋之貢獻於計算撓曲強度雖建議加以折減，但因翼牆端部應力較高，故翼牆端部之鋼筋應注意細部設計以傳遞既有梁之應力。

(f) 鋼筋外側之混凝土保護層應足夠，且當翼牆現場施工時，建議將既有柱打除混凝土部份處澆灌混凝土以增加翼牆之厚度。

(g) 翼牆補強設計圖之組成應至少包含四部份：(1)立面詳圖；(2)斷面詳圖；(3)基礎詳圖；(4)施工步驟說明。

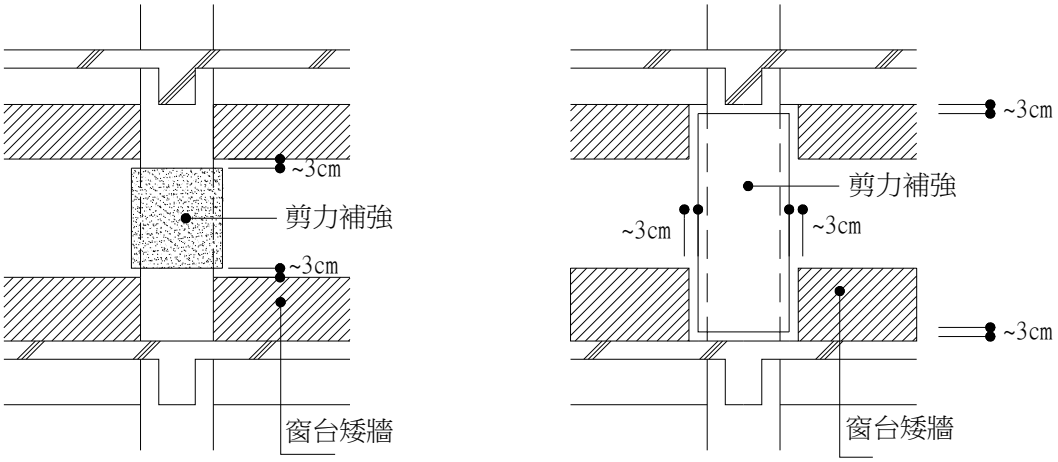
3.3 RC 包覆韌性補強

3.3.1 一般原則

RC 包覆補強為利用 10 cm 厚左右之鋼筋混凝土或(鋼絲網、鋼索)水泥砂漿包覆於柱外圍之補強方法，該方法可增加柱剪力強度而達到柱韌性補強之效果。補強設計時需根據補強目標及本節相關說明之規定來進行。當補強目標為提昇柱之韌性時，原則上包覆材料須於柱頂與柱底預留 3 至 5 cm 寬之縫隙。

[說明] 如圖 3.2 所示，當柱與窗台矮牆及眉牆相連接，且包覆補強可能造成

該牆体之損壞，原則上必須將柱体與牆体切離，且包覆補強範圍須包含柱底部至柱頂部分，以避免牆損壞後，柱與牆相接處產生剪力破壞(圖 3.2b)。但若牆體之強度甚強(如 15 cm 以上之 RC 牆)且補強目標為以韌性補強為主，則可依圖 3.2(a)所示僅對未與牆連接部分或如圖 3.3 連牆體整體來進行補強。



(a)牆較厚之情況　　(b)牆較弱之情況(如1/2B磚)

圖 3.2　柱與矮牆或眉牆連接時之補強

原則上包覆補強時須對柱的每個受力方向皆進行補強，故當牆体與柱連接時，應將牆体與柱体連接之部分移除，或利用其他方式補強，但須能達到同等之效果。

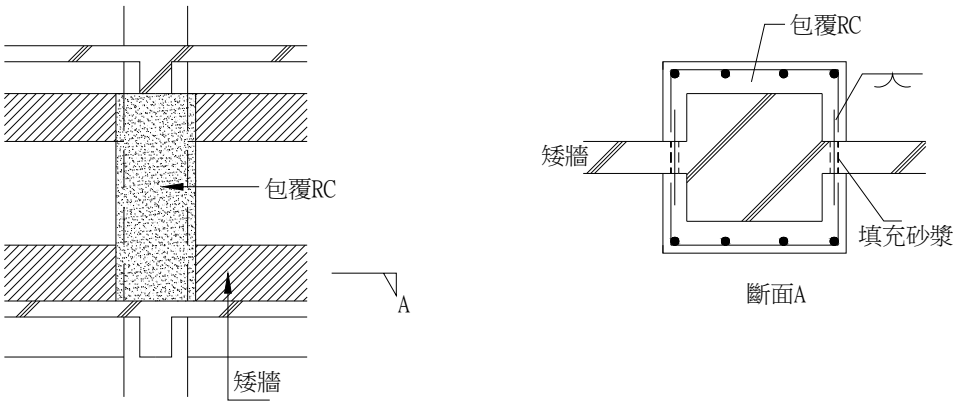


圖 3.3 柱與矮牆一併補強示意圖

柱剪力強度: 柱包覆補強後之極限剪力強度 V_n 依照下式計算。

$$V_n = \left[0.53\sqrt{f_c'} A_{e2} + A_{sh} f_{yh} \frac{d}{a} + A_{sh2} f_{yh2} \frac{d_2}{a_2} \right] \tag{3.2}$$

其中

A_{sh2}：補強部份剪力鋼筋於垂直間距 a_2 內之斷面積(cm^2)。

a_2：補強部份剪力鋼筋之垂直間距(cm)。

f_{yh2}：補強部份剪力鋼筋之降伏強度(kg/cm^2)。

A_{e2} = 補強後柱之有效斷面積(cm^2)，可取為 $0.8A_{g2}$。

3.3.2 結構細節

(a) 原則上柱之四面均須由 RC 包覆材料緊密包覆。

(b) RC 包覆材之最小厚度，若使用混凝土則應大於 10 cm，若為水泥砂漿則應大於 6 cm。

(c) 包覆材無論為混凝土或水泥砂漿，其抗壓強度皆不得低於 210 kg/cm^2，或低於既有柱構材之混凝土抗壓強度。

(d) 若使用點銲鋼絲網時，每一鋼絲網須有足夠之搭接長度。

(e) 若使用箍筋補強，其號數不得小於 3 號，且其箍筋間距不得大於 10 cm，箍筋須對既有柱提供良好之圍束效應，箍筋之尾端須採銲接或搭接，但搭接須能提供與銲接同等效應之圍束作用，縱向鋼筋須安置於 RC 包覆材之箍筋範圍內。

(f) 當補強目標僅為提昇柱之韌性時，包覆材料須於柱頂與柱底預留 3 至 5 cm 寬之縫隙。

3.4 柱包覆鋼板補強

3.4.1 一般原則

鋼板包覆補強為利用鋼板包覆既有柱周圍，並在鋼板與既有柱之間縫隙灌入無收縮水泥砂漿(及以化學錨栓固定)，此法在利用增強剪力強度的方式而達到增加韌性之目的，同時因為圍束效應而增加其軸向強度，另以常以增設柱兩端固定板(或錨錠)來達到增加彎曲強度之目的。鋼板包覆補強的方式包括矩形鋼板包覆補強、圓形鋼板包覆補強、橢圓或八角形鋼板包覆補強及帶狀鋼板包覆補強等，其示意圖如圖 3.4 中所示。

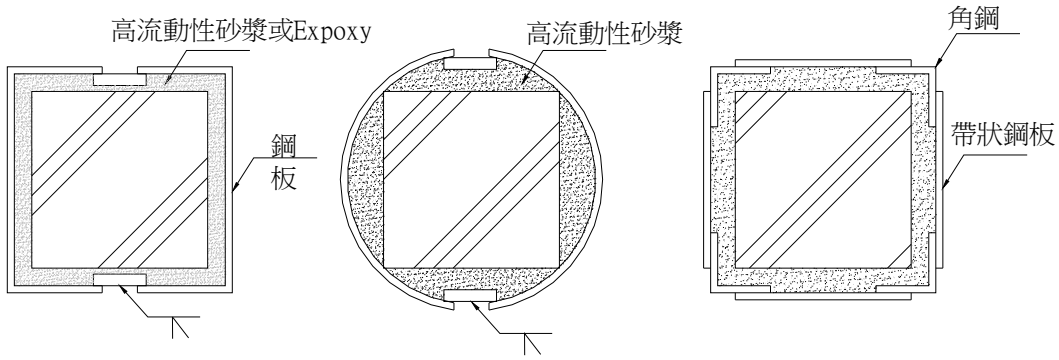


圖 3.4　鋼板包覆補強斷面圖

[說明] 此補強方法較適用於柱四邊可補強之獨立柱，若柱有牆体連接，原則上須依圖 3.5-3.6 所示方式移除部分之牆体後再進行包覆補強。

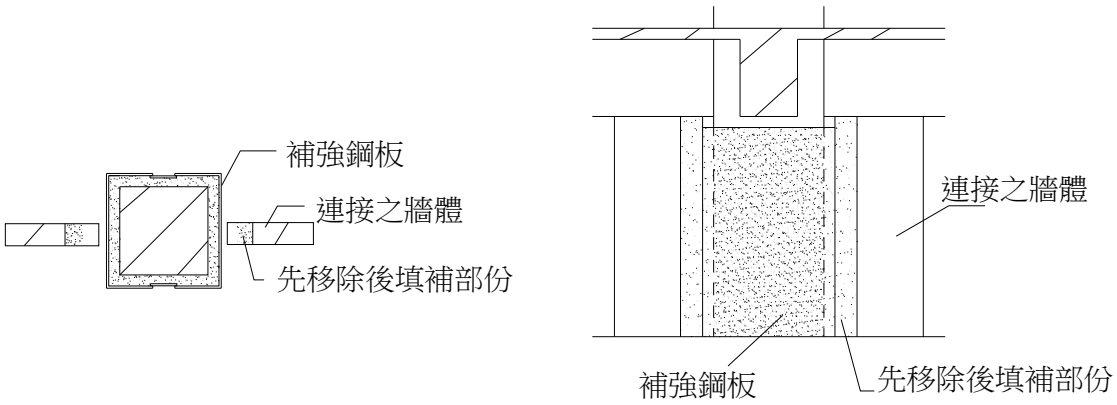


圖 3.5 柱與牆體連接之補強

矩形鋼板包覆補強、圓形鋼板包覆補強及帶狀鋼板包覆補強等方法均可用於增加韌性，原則上此時包覆之鋼板須於柱頂與柱底預留約 3 cm-5 cm 寬之縫隙(圖 3.7)，若不預留縫隙，則韌性須考慮因無縫隙而造成撓曲強度增加之影響並重新計算。

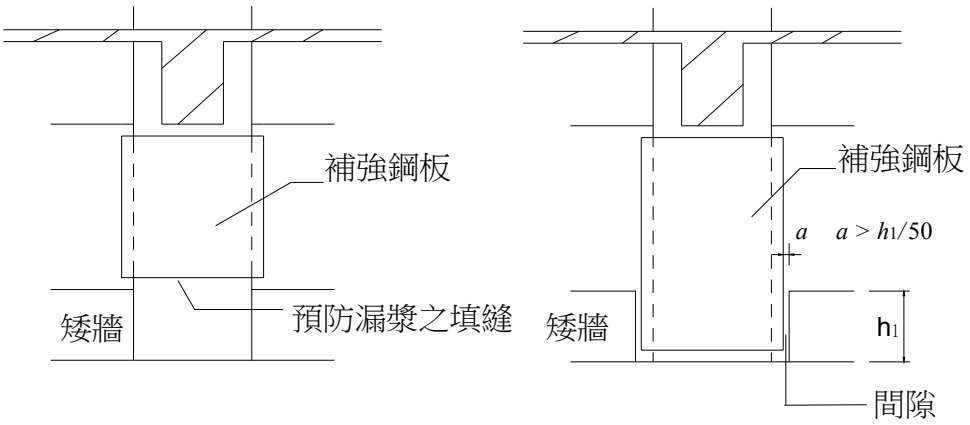
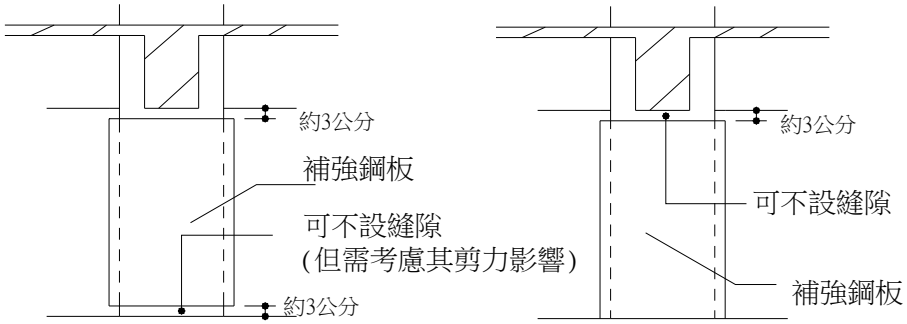


圖 3.6 柱與矮牆連接之補強



(a) 韌性補強　　(b) 軸向強度補強

圖 3.7 柱包覆鋼板補強之間隙位置

計算鋼板包覆補強後之柱剪力強度時，須將鋼板利用式 3.3 轉換成等值箍筋量後，代入相關公式計算。若為圓形鋼板包覆補強時，仍可利用式 3.3 計算，此時其圓形斷面須先轉換為等值之矩形斷面。

$$\rho_{w2} = 2t / b_2 \qquad \text{(矩形鋼板包覆)} \qquad (3.3a)$$

$$\rho_{w2} = 2tb_s /(x_s b_2) \qquad \text{(帶狀鋼板包覆)} \qquad (3.3b)$$

其中

ρ_{w2}= 鋼板包覆之等值箍筋比

t= 鋼板厚度

b_2 = 補強後柱寬度

b_s, x_s= 帶狀鋼板之寬度與間距

鋼板包覆補強後柱之韌性容量應根據其等值箍筋量依相關評估方法之規定計算。

3.4.2 結構細節

(a) 原則上柱之四面均須由與鋼板緊密包覆。

(b) 鋼板與既有柱之間縫隙須灌入無收縮水泥砂漿，且鋼板與既有柱之縫隙須妥善預留，以使得水泥砂漿可完全灌入填滿，且水泥砂漿之抗壓強度不得低於 280 kg/cm^2，或低於既有柱之混凝土抗壓強度。

(c) 矩形包覆鋼板及圓形包覆鋼板之厚度不得小於 4.5 mm，且工廠預鑄之構件均須於現場組裝與銲接。矩形包覆鋼板斷面之四角應修為圓弧狀，且其半徑應大於 3 倍之鋼板厚度。矩形包覆鋼板之細部須適當處理，以避免因灌漿造成面外之變形。

(d) 帶狀鋼板包覆補強之帶狀鋼板一般約 10 cm 寬，並以約 30cm 之間隔銲接於柱四角之固定角鋼。

(e)當柱底預留縫隙時，須加上特別措施以避免灌入之砂漿於地震下嚴重剝落。

3.5 碳纖維包覆補強

3.5.1 補強方式通則

碳纖維包覆補強為利用環氧樹脂將碳纖維片纏繞於既有柱周圍，以增強剪力強度的方式而達到增加韌性的目的，同時因為圍束效應而增加其軸向強

度。對於低矮建築物，碳纖維包覆補強適用於高強度但韌性不足之結構，或是補強部份極脆性柱之韌性。

[說明] 補強所使用之碳纖維片必須符合表 3.1 中之規格，對於碳纖維片之施工參考規定則參見相關施工規範。

當柱側向有牆体連接時，不論在縱向或側向有翼牆或其他類型之牆体時，原則上須將牆体連接柱体之部分移除後，於矩形斷面四周纏繞碳纖維片，若柱体斷面有凹角時，須將凹角部分之柱体澆置混凝土後纏繞碳纖維片。

當窗台與懸吊牆與柱連接時，當窗台矮牆與眉牆與柱連接時，且包覆補強可能造成該牆体損壞時，必須將柱体與牆体切離，且包覆補強須包含柱体與牆体切離之部分。

因此法之補強成效與施工優劣高度相關，故施工程序應經過詳細討論與確認，且須由訓練有素之工人施作。

表3.1 碳纖維貼片之規格

項目				測試規範
單位面積重量 g/m^2	200	250	300	CNS13062
貼片抗張強度 kg/cm.ply	460	575	690	CNS13555
貼片抗張係數 kg/cm.ply	25800	32300	38700	CNS13555
纖維抗張強度 kg/mm^2	420	420	420	
纖維抗張係數 kg/mm^2	23500	23500	23500	

強度計算方式

(a) 柱撓曲強度

碳纖維包覆補強後柱之撓曲強度可由式 3.4 計算，且多層縱向鋼筋之影響應予以考慮。

(b) 柱剪力強度

碳纖維包覆補強後柱之剪力強度須利用下式計算。

$$V_u = 0.53\sqrt{f_c'}A_g\left(1+\frac{N}{140A_g}\right)+A_{sh}f_{yh}\frac{D}{a}+V_{FRP} \tag{3.4a}$$

$$V_{FRP} = 0.9\times\frac{\rho_{FRP}}{\gamma_{FRP}}(E_{FRP}\cdot\varepsilon_{FRP})\cdot bd \tag{3.4b}$$

其中

V_{FRP}：FRP 提供之剪力強度

$\rho_{FRP} = 2t/b$

t= FRP 厚度

γ_{FRP} = 安全係數 (取 1.15 對 CFRP 或取 1.25 對 GFRP)

ε_{FRP} = FRP 有效應變量

當 $0 \le E_{FRP}\,\rho_{FRP} \le 1$；單位 GPa

$$\varepsilon_{FRP} = 0.0119 - 0.0205(E_{FRP}\,\rho_{FRP}) + 0.0104\left(E_{FRP}\,\rho_{FRP}\right)^2$$

當 $E_{FRP}\,\rho_{FRP} > 1$

$$\varepsilon_{FRP} = -0.00065(E_{FRP}\,\rho_{FRP}) + 0.00245$$

(c) 韌性容量與側向強度

碳纖維包覆補強後柱之韌性容量應根據其撓曲強度與剪力強度依可信學理方式計算。

3.5.2 結構細節

(a) 柱表面須經適當處理後始得纏繞碳纖維片。

(b) 柱斷面之四角應為圓弧角，且其半徑應大於等於 2 cm。圓弧的部分沿著柱高須為直線，不能有彎角。

(c) 碳纖維片必須緊密且妥善纏繞於柱，且碳纖維的方向必須垂直柱主軸。

(d) 碳纖維片之搭接長度需足夠，以確保破壞為於材料本身。

(e) 碳纖維片須緊密纏繞於柱，重疊部分的位置必須交錯。

(f) 黏著劑之材質須能滿足施工性及強度，以使碳纖維發揮其應有之強度。

(g) 黏著劑浸透完成初始硬度程序後，必須施加水泥砂漿、保護版或塗料以達到防火、表面保護或美觀之目的。

3.6 加強磚造結構之補強

3.6.1 概要

加強磚造結構之補強方式除可採用增設 RC 剪力牆、鋼造構架、外加構架或扶壁等外加構材方式補強外，亦可採用本節所述之針對磚構造本身之補強方式。當加強磚構造本身有垂直承載力不足之問題而進行補強時，通常於補強施工前應卸除現有載重以避免補強構材之應力落後情況，對側向強度之補強則不需卸除現有載重補強，但需注意補強構材與既有構材軸向應力之分配。本節所述之加強磚構造補強方式有(1) 磚牆內增設加強 RC 柱(或擴大原加強 RC 柱)，(2)鋼絲網水泥砂漿補強牆體，(3) 碳纖維貼覆補強，(4)原 RC 柱剪力補強為 T 型或 L 型柱共四種。

3.6.2 耐震性能需求

加強磚造結構皆為強度型之結構物，其以建物本身之強度來抵抗地震，所以補強應以強度為主來滿足地震需求性能。於某些特殊情況下，若無法僅以強度來達到耐震需求，則磚牆之加強柱則應被設計為撓曲破壞控制之型式，及適度提高磚牆體之韌性，並要求其強度與韌性能滿足耐震需求。

加強磚造結構補強後應注意基礎是否有足夠之支承強度，因為側向強度增加同時會使基礎受力狀況明顯改變。

磚牆內增設加強 RC 柱(或擴大原牆內 RC 柱)

磚造牆體內新增設加強 RC 柱之施作方式如圖 3.8 所示，對於原磚牆帶有加強 RC 柱之情況，原則上與新增設加強 RC 柱之方式相同，但兩者皆需確認基礎之承載能力是否足夠。

(a) 結構細節

(1) 增設之加強 RC 柱其混凝土強度不得小於 210 kgf/cm2，若採用填充水泥砂漿則強度不小於 280 kgf/cm^2。柱沿牆面寬度不小於 25cm，箍筋間距不大於 20cm。

(2) 既存磚牆與混凝土接合表面粉刷需先去除後適度打毛。

(3) 柱之縱向鋼筋需錨錠於磚牆之過梁、樓板或基礎上，鋼筋未錨錠者，柱僅視為增加穩定性與軸向強度，柱之側向強度不計入樓層強度，但計算磚牆有效寬度(圍束)時可視為有效之圍束。

(4) 對於採原磚牆加強 RC 柱擴柱補強時，原柱與新澆置混凝土接合部位需妥加錨錠；錨錠螺栓之設置應沿柱高方向均勻的配置，既存加強 RC 柱之混凝土表面需打毛。

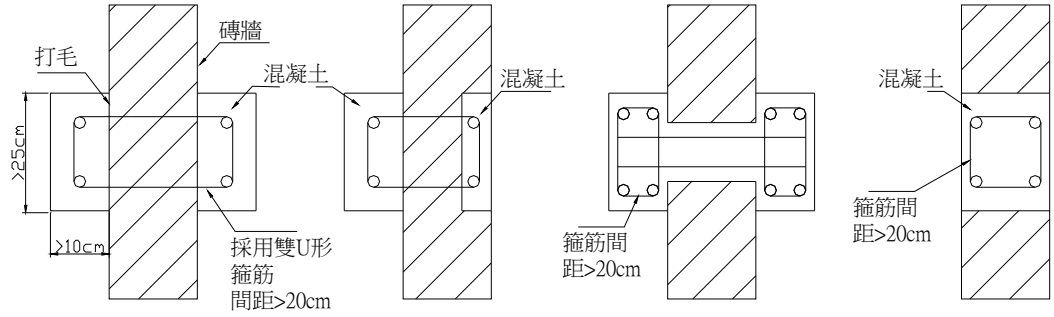


圖 3.8 磚造牆體內增設加強 RC 柱

(b) 補強柱撓曲與剪力強度

新增之加強柱或原磚牆加強RC柱擴柱補強的撓曲強度可由可信學理方式計算，計算撓曲強度時，斷面積及深度皆需以包覆後柱之斷面積及深度來取代。

(c) 韌性容量與側向強度

補強柱之韌性容量應根據其撓曲強度與剪力強度依可信學理之方式計算。

鋼筋網水泥砂漿補強牆體

鋼筋網水泥砂漿補強牆體為於磚牆表面去除粉刷層，一般於兩面加設鋼筋

網或鋼絲網，再以噴凝土或灌置水泥砂漿之方式補強，以增加既有磚造之側向強度與韌性。補強之施作方式如圖 3.9 所示。

(a) 結構細節

(1) 採用鋼筋網水泥砂漿補強，補強厚度宜為 4cm~8cm，鋼筋保護層厚度不小於 1.5 cm。

(2) 鋼筋網以 4mm~#3 之鋼筋為宜，網格需為方格或菱形，鋼筋間距不小於 50cm 及不大於 10cm。

(3) 水泥砂漿強度不小於 210 kg/cm^2。

(4) 鋼筋網需以#2~#3 號穿牆拉接鋼筋固定，或於兩端設置端柱錨錠， 穿牆拉接鋼筋之間距不小於 80cm。

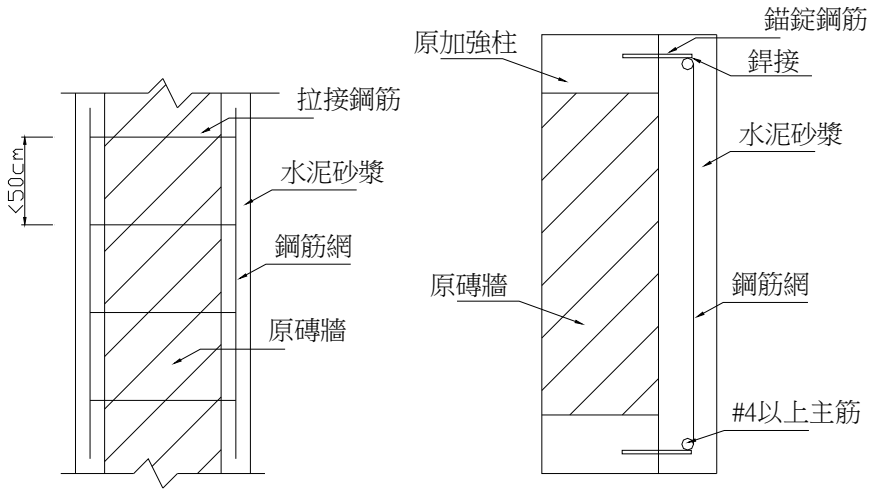


圖 3.9 鋼筋網水泥砂漿補強磚牆

(b) 補強後整體磚牆之側向強度與韌性容量

採用鋼筋網水泥砂漿補強牆體之側向強度為原磚造結構強度與補強鋼筋網牆強度 1/2 之和，若符合本手冊施工細節及鋼筋網牆提供強度高於原牆體者，其容許韌性容量或容許側向位移變形量可比原磚造結構增加 50%。

碳纖維貼覆補強

(a) 結構細節

(i) 表面處理：為確保碳纖維貼片與牆面間有良好之黏著性，必須進行表面處理。表面若有凸出物則以砂輪機磨平，若有凹洞則以環氧樹脂補土填補，達到表面真正平整。上底漆時，應讓底漆滲入細縫中，待底漆乾後（大於 24 小時）再進行貼片貼佈。

(ii) 碳纖維貼片貼佈：需於牆面先塗抹一層環氧樹脂積層樹脂，再將 CFRP 貼片依設計方向貼上。採多層碳纖維貼片時，應先貼完一層貼片後，再於貼片表面刷上一層積層樹脂，待樹脂略乾後，再貼上另一層貼片，最後須再刷一層積層樹脂作為保護膜。

(iii) 端部錨定設計:使用 CFRP 貼片補強是需要足夠的端部錨定才能提供有效之補強效果，端部錨定位置需位於不會產生明顯結構破壞處，端部錨定所需提供之正向力錨錠力 N 依下式計算

$$N = 1.67T = 0.0034E_f ts \tag{3.5}$$

式中 s 為貼片寬度，若為兩層貼片則 s 需加倍計算，t 為單層設計厚度，E_f 為 CFRP 之彈性模數。端部錨定可使用化學錨栓或以螺桿對鎖施加預力來補足。

(b) 補強後整體磚牆之側向強度與韌性容量

磚造結構補強採用碳纖維貼片方式補強後，其整體側向強度為原磚造結構強度與碳纖維貼片提供強度 1/2 的總和，若符合本手冊施工細節及貼片提供強度高於原牆體者，其容許韌性容量或容許側向位移變形量可比原磚造結構增加 50%。

磚牆本身重量大，韌性低，修復補強重點在維持其整體性並適度提高其面內、面外強度以及韌性。目前磚牆常用之修復補強方法可分成下列三大類:

(1). 注射修復補強

對於老舊磚牆遭到地震力破壞所產生的裂縫或是原先施工缺失所造成的

空隙，注射適當材料進入牆體內部，使牆體達到適當強度是相當常見的方式。但這些材料必須符合下列三項條件：

(1).流動性佳且顆粒必須相當小。

(2).乾縮程度相當小，若是注射砂漿，則應避免其料粒分離。

(3).與舊有磚牆交界面有良好的握裹效果。

注射補強的材料大致可分為兩種，即注射水泥膠補強及注射環氧樹脂補強。這兩種材料中，環氧樹脂強度較一般砂漿強度高，但砂漿材料之力學性質與舊有磚強的力學性質相容性較佳。兩種材料適用範圍如表 3.2 所示。

表 3.2 裂縫填縫材料適用範圍

使用材料		裂縫寬度(mm)
環氧樹脂	低黏度	0.1～0.5
	中黏度	0.3～1.5
	高黏度	0.5～2.0(5.0)
水泥膠	超微粒子	0.1～0.2
	一般	1.0～30.0

對於牆體發生微小裂縫時，可用高壓灌注環氧樹脂，但此時應特別注意環氧樹脂的濃稠度，一般而言環氧樹脂濃稠度須隨裂縫寬度提高，裂縫寬度在 5mm 以上者不適用環氧樹脂，裂縫需改以水泥膠來修復。在修補裂縫時，除了灌注填縫材，亦可加鐵件、RC 等，針對裂縫位置來做補強。

(2). 披覆補強

當磚牆極限強度小於外力作用或地震引起的應力時,可在磚牆外部披覆一層補強材料是相當常見的作法。這些披覆補強材料大致可分為混凝土、含鐵水泥（Ferrocement）與 FRP 三種。三種材料中，混凝土已被廣泛使用，但在修復後會增加建築物本身的重量，且增加牆體厚度。利用含鐵水泥與 FRP 則在修復後對於原建築物的室內空間、建築物重量較不會發生影響。上述三者經過實驗後證實，對於磚造建築物的補強與修復效果皆相當明顯。

就含鐵水泥而言,自 1986 年來 Prawel 便針對磚牆在使用含鐵水泥補強後

受到週次載重與動態載重下的行為進行一系列的研究，結果顯示含鐵水泥為一有效的補強方式。對於利用噴漿混凝土做為修復磚牆的方法，相關研究結果建議如下：

使用噴漿混凝土可大幅提昇牆體面內強度以及承受返復地震力的能力，此外並提高了非彈性變形的能力。雖然噴漿前磚牆表面不論是乾燥或是潮濕都不影響磚牆的極限強度，但是仍建議在進行噴漿前應將磚牆充分潤濕。至於預埋的鋼筋方面，雖然不影響磚牆的極限強度，但是為了避免新的混凝土層與舊有磚牆分離，仍建議在磚牆內埋設鋼筋，以便與新的混凝土層能有較佳的結合作用。磚牆經過噴漿處理後，其所承受的地震力將大部份由新的噴漿混凝土承擔。

(3).增設構件或構架

除了上述兩種方法外，在建築物本體增設構件或構架亦是相當常用的補強方式，這些構件或構架依其所用材料，大致可分為鋼筋混凝土與鋼構兩種；就所增設的構件形式來分，則有斜撐、框架、扶壁、牆體、繫樑、擴大柱子與桁架等。另外，針對磚造結構之韌性改善以及強度改善，也常在既有牆體上包覆鋼鈑、鋼絲網、碳纖布，其中包覆鋼鈑及鋼絲網時，須配合無收縮水泥砂漿來施工。

磚造建築物開口部大小會影響牆體的水平抵抗力，因此在修復設計中，如果情況允許，可在建築物內部增設剪力牆或是在不影響使用狀況的前提下將開窗部位砌滿磚牆。若是內部機能不允許，則可在建築物外部增設鋼筋混凝土扶壁。上述三種方式皆可提高建築物剛度，增加建築物水平抵抗力。除此之外，尚可在磚柱外圍增設一層混凝土，使柱子的面積擴大。上述幾種補強方式在設計時必須特別注意建築物原有基礎之承載能力，必要時應將基礎之基腳擴大，或以適當方式同時補強基礎。

上述方式雖然提高的建築物的剛度，但相對的也增加了建築物的重量，使建築物在地震下所承受的地震力相對提高。因此，除了上述方式

外，尚可在既有建築物內部增設鋼斜撐。鋼斜撐補強乃利用鋼材本身的高強度/重量比的材料特性，因此補強後對空間及建築物重量影響較 RC 小，另外，考慮開口部通風採光及人員進出動線時，將鋼製斜撐做適當的安排，因此不論牆體是否有開口，均能有效的予以利用與補強。

原 RC 柱剪力補強為 T 型或 L 型柱

台灣常見的低矮鋼筋混凝土（RC）店舖式集合住宅，一樓常為客廳或面使用通道與 店舖式集合住宅,一樓常為客廳或面使用通道與 店舖式集合住宅，一樓常為客廳或面使用通道與 店舖式集合住宅，一樓常為客廳或面使用通道與 店舖式集合住宅,一樓常為客廳或面使用通道與 採光之需求，一樓的沿街方向牆體般設計有大面積開口導致勁度與強下降且為增大客廳或營業空間，常限制柱沿街方向尺寸因此容易造成一樓弱層之現象。為增大客廳或營業空間，常限制柱沿街方向尺寸因此容易造成一樓弱層之現象。於 921 地震中，許多沿街住宅倒塌皆因一樓柱方向產生破壞所導致。近年來建研所究提出增進一樓沿街方向抵抗地震力之法：包括設置梯間牆或屋後外、最佳化牆體開口配置等,惟仍有因使用性的要求而無法採梯間或須大面積窗戶開口，導致即使採用屋後外牆仍無法滿足沿街方向耐震能力之需求。

根據建研所研究(歐昱辰等，2016)在沿街方向開口牆體兩側，設置非矩形斷面柱例如 L 或 T 形柱，可增進沿街方向耐震能力，並仍將柱之大部分斷面埋入牆內降低對室使用空間衝擊。此研究搭配建研所過去在梯間牆與屋後外之究成果，可提供工程師完整且有效解決沿街一樓弱層之實務方法。

補強方法為先將矩形柱一側混凝土敲除，且為讓原有混凝土與新澆置的混凝土能有效黏合在一起，混凝土敲除後並在表面打毛(6 mm 表面粗糙度)。補強之橫向箍筋藉由植筋或銲接於既有之箍筋來錨定於既有之柱上(圖 3-10)。補強之縱向鋼筋則僅置於柱內，不延伸植筋於上下基座內，此為考量實務上柱主筋向上植筋實務上有其困難度，且施工品質不易確保。待鋼筋配置完成後，再加以封模澆置混凝土已完成補強程序。補強後之 T 型或 L

型柱的剪力強度與韌性容量計算可參考建研所報告(歐昱辰等,2016)之試驗結果評估。

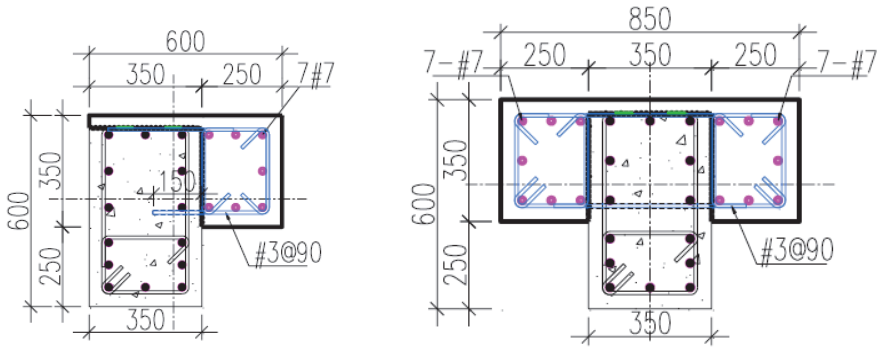


圖 3.10　L 型及 T 型柱補強示意圖

第四章 結構系統補強

4.1 混凝土剪力牆

4.1.1 一般原則

對於側向強度差或是結構構材大都屬於脆性剪力破壞之建築物，可採用增設 RC 剪力牆補強方式來提昇建築物之整體強度，藉著增設剪力牆本身之抗剪強度及側向勁度，以改善整個結構系統，並減輕梁、柱構件之負擔。其方式可為空構架中填充新的剪力牆、填充既存 RC 牆之開孔、增加現有 RC 牆體厚度或於現有磚牆增設平行結合 RC 牆等方式來進行補強。採用增設剪力牆之補強，必須確保填充剪力牆與邊界構架間之應力傳遞機制，一般可採用設置化學錨栓、植筋、剪力釘、將牆筋錨錠或銲接於邊界構架梁柱之既有鋼筋上等方法。

因增設之 RC 剪力牆強度頗大，設計時應注意與四周梁、柱、版及基礎間力量傳遞檢討。另 RC 剪力牆之破壞機制與強度受施工時混凝土澆置方式之影響極大，所以於設計及施工階段需要特別注意此事項。

[說明] 剪力牆補強需盡量由底層補強至所需樓層，使垂直力與側向力能傳遞至基礎，盡量不採跨樓層方式補強。若補強樓層之下層無法進行 RC 牆補強時，則應對側向力傳遞進行詳細之計算並採取其他合適之補強措施。採用剪力牆補強時，當牆(包括端構材)之彎矩破壞強度或支承基礎強度小於剪力破壞強度時，需注意此時牆之剪力強度並無法完全發揮；另外由增設剪力牆後會造成靜載重增加、地震時垂直構材軸力改變及破壞機制改變等效果，此些效果對基礎與地盤之安全性的影響應於設計階段加以考量。

當建築物具有軟弱底層(soft-first story)或是質心剛心具有較大之偏心量時，由於剪力牆之勁度相當高，所以應盡量運用剪力牆來改善結構抗側力系統平立面分佈之均勻性。

4.1.2 規劃

採用填充 RC 剪力牆補強之建築物，一般為側向強度極差或是結構構材大都屬於脆性剪力破壞之建築物。對於結構構材大都屬於撓曲破壞但強度不足之建築物，若增設強度為由撓曲強度或基礎旋轉強度控制之剪力牆，利用其韌性消能之效果，亦為有效之補強方式。

剪力牆之位置應該根據建築物使用上之限制及考慮平面與立面之結構勁度與強度平衡性等因素，將牆設置於適當之位置，圖 4.1 為新設 RC 牆之示意圖。

[說明] 建築物中增設之牆體應盡可能減少其對建物內部空間利用、使用功能或照明之阻礙。建築物增設剪力牆時基礎本身應有足夠之支持強度，因為填充牆會引起靜載重的增加，及因為側力抵抗機制之改變所引致之地震中垂直構材軸力的明顯改變。另需注意的是，若補強後會造成連結於既有 RC 構架大梁之破壞而使剪力牆產生旋轉模態時，則應加以注意連接梁之強度與韌性是否與補強構架能相匹配。

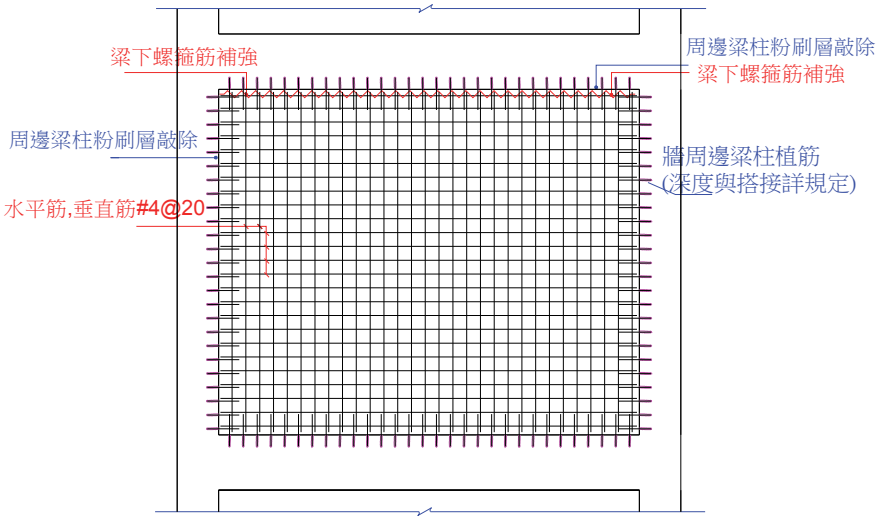


圖 4.1　RC 構架中填充 RC 牆與配筋示意圖

4.1.3 設計程序

(1) 補強設計程序

填充 RC 剪力牆的補強程序應該依下列程序：

(a) 評估建築物既有的耐震容量。

(b) 決定以強度補強或以韌性補強之補強策略。

(c) 由補強策略決定補強需求。

(d) 評估牆體的設計應力大小與選取補強材料之強度。

(e) 依據所需要牆的長度需求決定牆體的配置位置與方式。

(f) 計算所有 RC 牆之所需鋼筋量並設計錨錠所需的強度。

(g) 計算 RC 牆的強度及其韌性容量。

(h) 再評估是否滿足補強需求。

當設計能滿足補強性能需求且不過於保守，則完成補強計算。但若無法滿足補強需求或是補強設計過於保守，則重新由步驟(e)或(f)重新計算。

(2) RC 剪力牆斷面設計

RC 牆之長度及厚度，設計者應考慮設計需求及施工條件並與業主充分溝通後決定。RC 牆鋼筋號數建議不宜超過#4。

[說明] RC 牆周邊梁柱植筋數量需由設計者計算，於梁植筋得採用單排鋼筋或採雙排鋼筋，於柱植筋則宜採用雙排鋼筋，惟植筋之斷面積不得小於 RC 牆鋼筋量。植筋規定應由設計者於相關圖說內加註說明。RC 牆周邊新舊結構體交界處，若有與雨水接觸者，應考量防水設計。

剪力牆斷面分析應包括邊構材及增設牆體，類似 I 型斷面進行分析，假設反曲點位在牆高 1/2 處，因此剪力牆斷面撓曲強度可由式(4.1)計算之

$$V_{bSW} = \frac{2M_n}{H} \tag{4.1}$$

其中 V_{bSW} 表示剪力牆斷面撓曲強度，H 為牆淨高度，M_n 為牆標稱彎矩強度。計算時牆垂直鋼筋所提供之強度不得大於拉拔強度。另 M_n 不大於牆基礎之

抗翻轉強度(非底層牆不需考慮)。

剪力牆斷面之剪力極限強度，可求得(國震中心，2014)

$$V_{su} = (K_h + K_v - 1)\zeta f_c^{'} A_{str} \cos\theta \tag{4.2}$$

剪力牆與原梁連接界面之摩擦極限剪力強度V_{fu}，可由式(4.3)計算之

$$V_{fu} = V_j + V_{cd} \tag{4.3}$$

其中V_j為梁底所有錨錠材的剪力強度和，可採下式計算

$$V_j = \alpha A_v f_{yv} \ < \ 0.2 f_c^{'} A_w \tag{4.4}$$

f_{yv}= 錨錠材之降伏強度(但不大於錨錠材之拉拔強度)，A_v= 垂直錨錠材之斷面積，A_w= 新設 RC 牆之斷面積；α = 界面摩擦剪力之折減係數，若依本章 4.1.4 節規定細節施作時取 1.0；其他則取為 0.7。

端柱頂部之摩擦剪力強度V_{cd}依下式計算

$$V_{cd} = 1.4 A_s f_y \ < \ 0.2 f_c^{'} A_g \tag{4.5}$$

f_y= 柱縱向鋼筋之降伏強度，A_s= 柱縱向鋼筋之斷面積，$f_c^{'}$= 既有結構之混凝土強度，A_g= 柱之斷面積。

RC 剪力牆上方梁水平剖面之摩擦極限剪力強度V_{bfu}，可由式(4.6)計算之

$$V_{bfu} = V_{cd} + 1.4 A_{vb} f_{yt} \tag{4.6}$$

f_{yt}= 梁箍筋之降伏強度(但不大於錨錠材之拉拔強度)，A_{vb}= 梁之所有箍筋的斷面積和。

填充 RC 剪力牆的側向強度為依以上 4 項計算所得之最小值，亦即

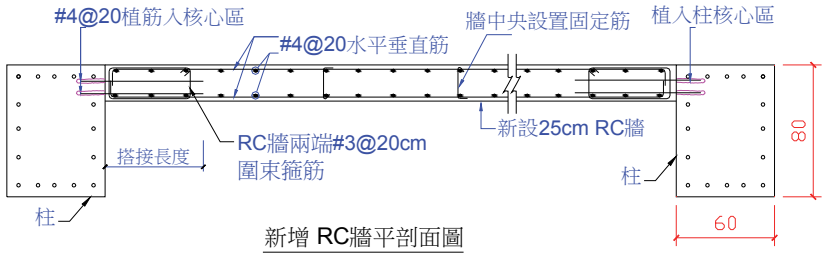
$$V_{SW} = \min(V_{bSW}, V_{su}, V_{fu}, V_{bfu}) \tag{4.7}$$

施作方式

(a) 新設 RC 剪力牆補強

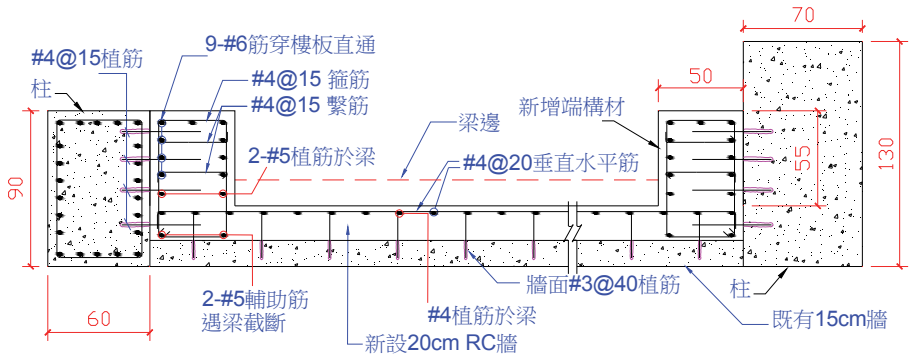
此補強方式為於空構架中填充一不小於 15 cm 之 RC 剪力牆，補強目的主要在增加建築物的強度。因為填充剪力牆之強度與回復力特性會因為連接

構材之撓曲降伏或基礎旋轉而有所變化，所以於補強設計中需要特別注意的是補強後建築之整體結構特性，圖 4.2(a)與 4.3(a)中為新設 RC 剪力牆補強示意圖。



(a)

圖 4.2　RC 剪力牆補強平剖面示意圖，(a)新設牆(b)加厚原牆

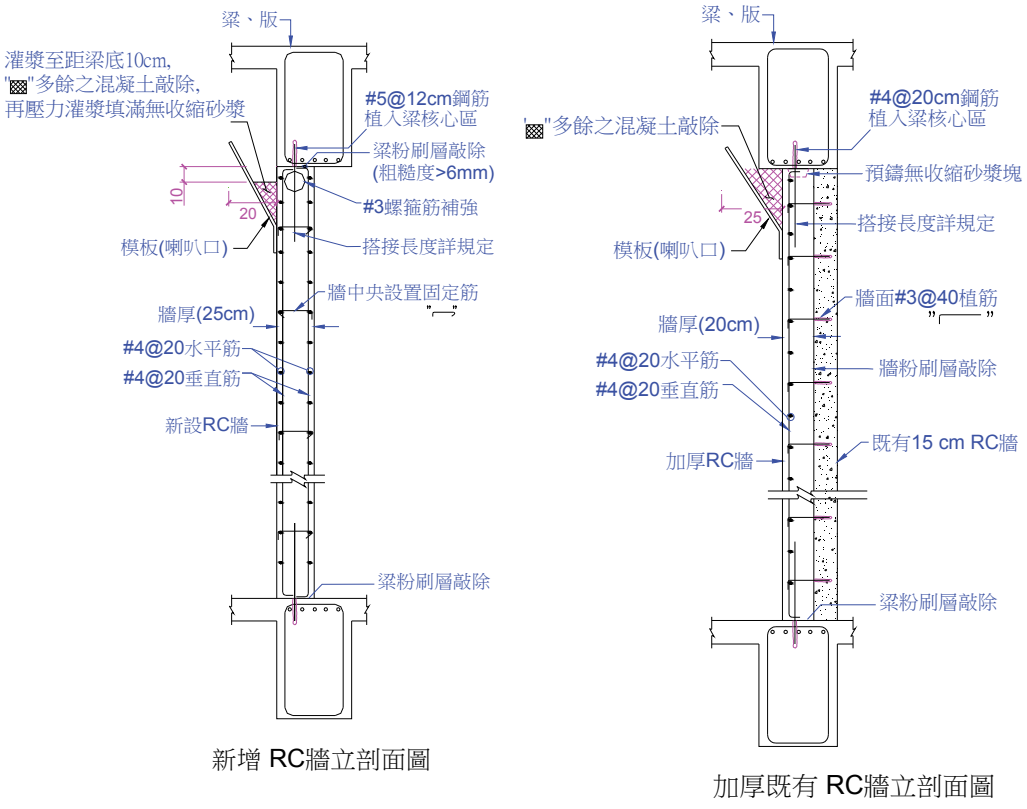


(b)

圖 4.2　RC 剪力牆補強平剖面示意圖，(a)新設牆(b)加厚原牆

(b) 加厚既存 RC 牆補強

採增加既有 RC 牆之厚度的補強方式時，可採用新設填充剪力牆的設計理念來進行補強設計，因為加厚的 RC 牆，其結構行為類似於新設填充剪力牆，但新澆置之混凝土要確保與既有牆、梁及柱有足夠之錨錠結合能力，圖 4.2(b)與 4.3(b)中為加厚原 RC 牆與增加端構材之補強示意圖。



(a) (b)

圖 4.3　RC 剪力牆補強立剖面示意圖，(a)新設牆(b)加厚原牆

(c) 填充既存 RC 牆開孔的補強

當一具有翼牆、窗台且開孔甚小之 RC 牆體，若原 RC 牆之厚度大於(含)15cm 且其既有混凝土強度高於 150 kgf/cm^2 時，可採用於開孔增設鋼筋及填充混凝土的方式來補強，補強後之牆體可視為一完整之填充剪力牆。對於厚度小於 15 cm 之既有開孔牆體，則可結合加厚 RC 牆之方式來補強。

(d) 現有磚牆增設平行結合 RC 牆補強

當一具有填充磚牆之 RC 構架，基於施工便利性之考量，在不拆除原磚牆情況下，可於現有磚牆旁增設與之平行結合之 RC 牆，雖然新設之 RC 牆與既有梁柱錨錠結合方式同(a)小項相同，但由於磚牆與 RC 牆在破壞機制、強度、勁度及與既有構架結合處可能有明顯之不同，所以於評估其強度與韌

性時需要有所折減。

4.1.4 結構細節

(a) 與既有結構的連接方式

(i) 使用錨錠的連接法

本連結方法是指新增錨錠鋼材或化學植筋在既有結構中，以傳遞既有結構與填充 RC 牆間的剪力(圖 4.4)。

(ii) 其他的連結法

除了上述的以螺箍筋或閉合箍筋方式補強界面外，亦可採下列之連接法(參見示意圖 4.6a 及 4.6b)。

1. 混凝土梁切割成具凹凸槽狀的連接法
2. 連貼槽狀高強度混凝土塊的連接法
3. 銲接鋼筋連接或以彎鉤箍筋連接。

(b) 防止劈裂的施作方式

錨定之鋼筋附近需配置足夠之箍筋(螺箍筋)、或以梁切割成凹凸槽狀、或連貼高強度混凝土塊的連接法來防止混凝土的劈裂。

(c) 其他結構細節

下列是常見連結的結構細節

(i) RC 牆的厚度應大於 1/4 的柱寬及 15cm，但小於梁之寬度。

(ii) RC 牆的剪力鋼筋比建議應大於 0.25%及小於 1.2%。

(iii) RC 牆的混凝土強度不能小於既存結構物混凝土的強度。

(iv) RC 牆具有開孔時，需設置足夠之開孔補強筋。

(v) 以增加既有牆之厚度方式進行補強時，新增部份之牆厚應大於 12 cm 或既有牆之厚度，且採用以下之方式施作:

1. 混凝土以壓力灌漿。

2. 混凝土灌漿至梁底約 10-15cm，然後以無收縮水泥砂漿壓力灌漿其他部份。

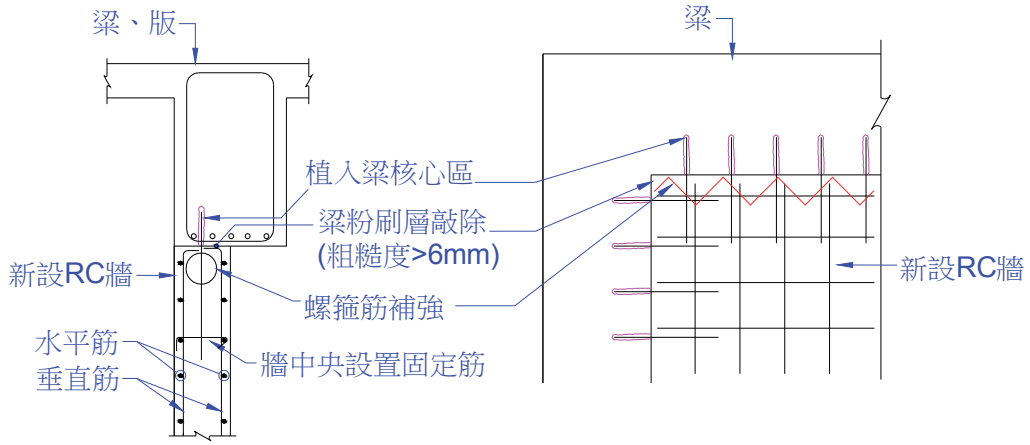


圖 4.4 填充 RC 牆與既有結構以植筋方式連接

[說明] 新增錨錠的細節應遵循以下之規定:

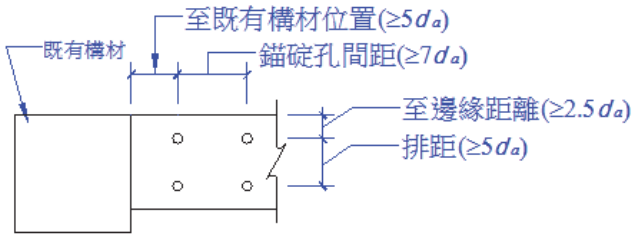
- 既有結構體與牆體連接之表面打毛至粗糙度大於 6mm
- 錨錠材植入有效深度自植入孔表面起最少 $10d_a$ 以上，且拉拔試驗可達錨錠材之降伏強度以上。
- 錨錠材之直徑以介於 13mm~22mm 間為宜。
- 植入錨錠材之鑽孔孔徑不得大於錨錠材直徑 3mm 以上。
- 每一排中各錨錠孔之間距不小於 $7.0d_a$，及不大於 30cm；雙排錨錠孔之排距，不小於 $5.0d_a$，交錯型式之雙排錨錠孔，其排距不小於 $4.0d_a$；錨錠孔至既有結構之距離不小於 $5.0d_a$，錨錠孔至新增構材邊緣不小於 $2.5d_a$（如圖 4.5 中所示）。

2. 一般新增的錨錠需同時沿著端柱與牆上下的梁設置，若僅沿著梁設置，則需考慮強度之折低。

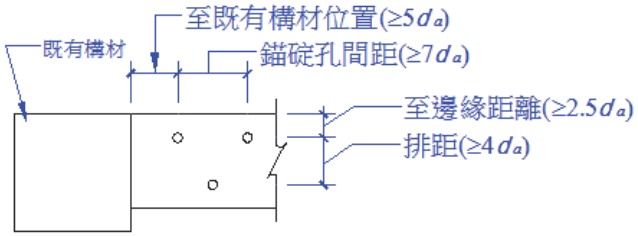
3. 需使用足夠的螺箍筋或閉合箍筋來防止混凝土之劈裂。

4. 若為增加既存牆的厚度方式補強，應將既有牆面打毛至粗糙度大於 6mm

並適當植筋(圖 4.2b、4.3b)以連結新增 RC 填充牆。



(a)並排形式



(b)交錯排列形式

圖 4.5　錨錠位置間距示意圖

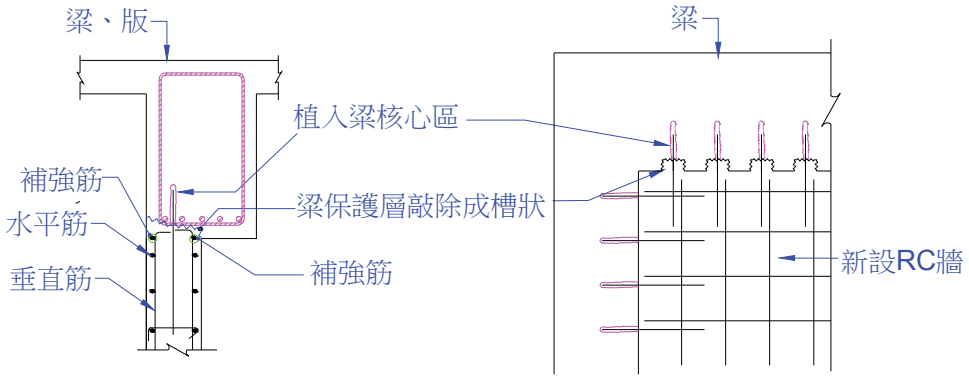


圖 4.6a 填充 RC 牆與既有結構以將混凝土切成槽狀連結

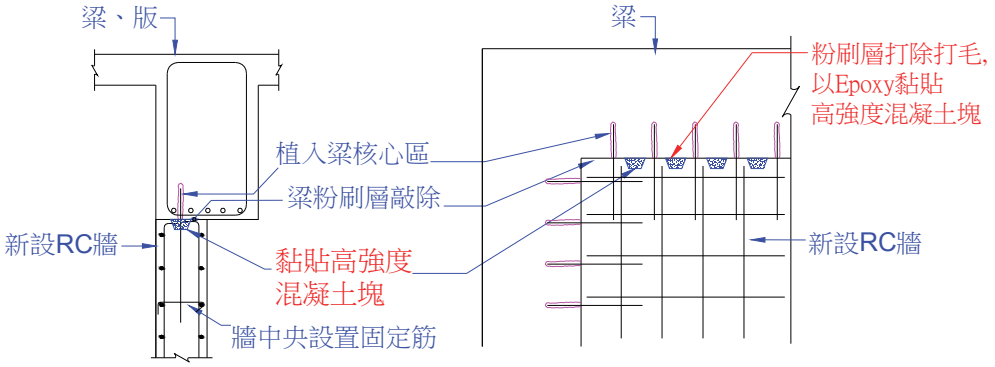
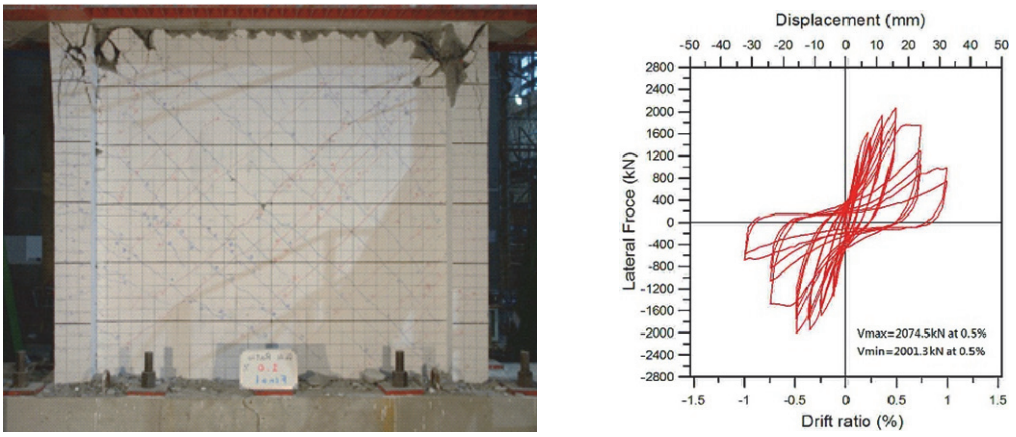
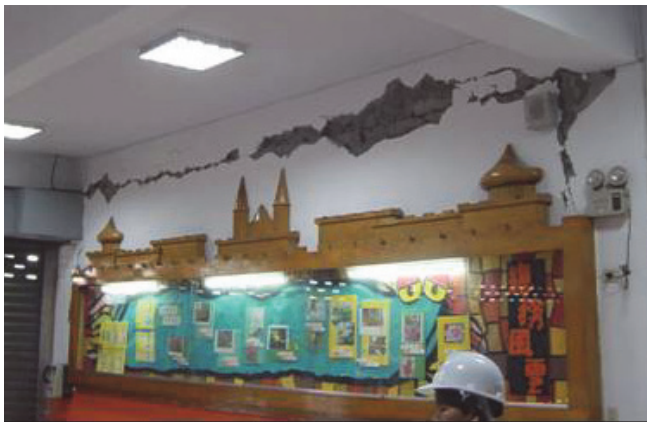


圖 4.6b 填充 RC 牆與既有結構以槽狀混凝土塊連接方式

結構細節對剪力強補強來說明相當要，照片 4.1a 所示為非韌性構架以 RC 剪力牆補強試驗之破壞照片，為依據一般建議之喇叭口灌混凝土後打除方式施工，其破壞順序為(1)牆頂部與梁底因摩擦剪力不足而先產生滑動，(2)使牆頂無法傳力而使力量集中牆頂角落而壓碎混凝土，(3)牆頂兩角落破壞後造成短柱而形成柱剪力破壞。此非預期之短柱剪力破壞使補強後結構之變形僅達如圖所示之 0.5%變位角即產生強度突然下降而無法達預期目標(一般模擬分析可達 1%變位)。此情況之實際案例為 311 地震受損之安和國小，該國小於 921 地震中因震害造成穿堂磚造隔間牆損壞，後改以 RC 牆補強，但因為 RC 牆與梁之錨定不確實，所以於 311 地震中又造成牆與梁柱交接處產生脫離破壞及形成兩端極短柱破壞行為(照片 4.1b)。



照片 4.1a 剪力牆補強破壞照片與變形容量圖



照片 4.1b 安和國小補強之剪力牆於 311 地震中破壞照片

4.1.5 RC 開口剪力牆

RC 開口剪力牆補強類似 RC 填充牆補強，但補強工法若為滿足既有建築之通風採光需求之同時，又期望補強構件能達到其補強效果，可規劃 RC 開口剪力牆補強。

(a) 開孔強度折減

對於具有開孔之 RC 剪力牆，依(4.2)式計算所得之牆體剪力強度 V_{su} 需乘以折減因數 η 調整，其中 η 與開孔之長度有關，依下式計算

$$\eta = 1 - \frac{\sum L_i}{L_w} \tag{4.8}$$

其中 $\sum L_i$ = 開孔位置之長度總和。

對於具端柱之 RC 牆，若其開孔位置之長度總和大於牆寬 L_w 之一半(η<0.5) 或開孔之高度大於樓層高度 0.6 倍時，則不應將 RC 牆與端柱視為一體，而應視為具翼牆之柱構材或 RC 牆體僅單一端具有端構材之情況來計算相關強度。對於不具端柱之 RC 牆，若其開孔位置之長度總和大於牆寬 L_w 之一半時(η<0.5)，則應將原 RC 牆視情況分段計算其強度，不應視為一體之情況計算其強度。

[說明] 開孔之 RC 牆體之強度折減公式，根據黃世建等人(2003)、建研所

(2006)與國震中心(2002)之開口 RC 牆韌性、非韌性構架系列試驗結果，發現強度之折減與開孔之長度較有關，與面積較無關連。故主要依據此些研究成果提出開孔 RC 牆之相關分析折減方式。

(b) 角隅補強鋼筋設計

斜向角隅鋼筋配置依照混凝土設計規範及解說中第 7.4.7 節規定，牆內若有開窗開孔者，開口四周須加置不少於 2 根#5 以上之鋼筋，此等鋼筋須延伸至孔角外至少 60 *cm*，並不得小於伸展長度。

[說明] 然而此一規範於業界施作時，並不廣泛被遵守，因此角隅鋼筋採用目前業界慣用「牆筋大一號數鋼筋」之配置邏輯，經預估計算全部極限側力強度之後，取單邊構材自由體圖，先以混凝土開裂公式 $V_c = 0.53\sqrt{f'_c}\left(1+\frac{N}{140A_g}\right)bd$ 計算開裂強度，其中 N 為軸力，b 為構件寬度，d 為構件之有效深度；如側力強度大於牆體混凝土開裂強度，則假設改由牆體水平、垂直向鋼筋及柱混凝土剪力強度抗剪，將各個方向的力轉換為角隅鋼筋方向(斜向 45 度角)之後，不足抵抗側力的量即由角隅鋼筋承受。

(c) 水平向拉力鋼筋設計

根據 ACI 318-11 第 21.9.8.2 節中之建議開口牆體於開口周圍需配置足夠水平向鋼筋，使開口兩側臨界斷面處對角剪力傳遞時，能在對角節點處有足夠的鋼筋能滿足其對角力量傳遞所需要的力平衡。

[說明] 圖 4.7 為典型開口 RC 牆鋼筋配置與開口鋼筋補強之示意參考圖說，另工程上常見之開口角偶斜向鋼筋，若其不造成施工上之困難時，亦建議可額外增加此斜拉補強筋。

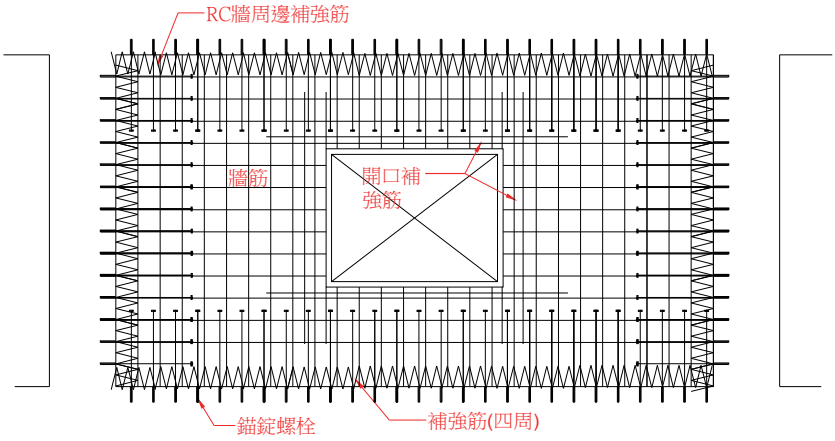


圖 4.7a 典型開口 RC 牆鋼筋配置圖

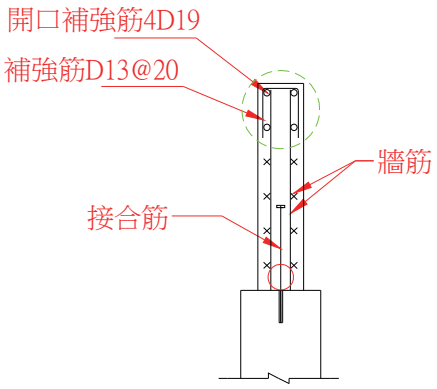


圖 4.7b RC 牆開口處補強筋配置圖

4.2 鋼造斜撐或鋼板剪力牆

4.2.1 一般原則

當結構系統的整體側向抗剪強度或側向勁度不足時，可考慮本補強方法進行補強，以提升結構系統之強度、韌性。但在設計時需考量其梁柱接頭是否尚有足夠之強度，且是否有適當之位置或空間配置鋼斜撐構架。

此工法主要是藉著新設置之構材承擔系統額外之側向力，以提高結構系統橫向之抗剪能力，並增加側向勁度。適當的設計，不影響原有內部空間動

線、採光及通風之機能。鋼斜撐之勁度較剪力牆低，因此其對基礎產生之傾倒力矩較小，對基礎上舉、下壓力之檢核較容易設計。

[說明] 採用鋼構材補強方式區分為構架式斜撐(鋼板剪力牆)及直接式斜撐(鋼板剪力牆)兩種，圖 4.8-4.9 為幾種補強形式示意圖。鋼構材與既有 RC 結構之連接方式則分為直接式與間接式兩種，直接式為指藉由錨錠螺栓、銲接等方式直接將鋼構材連接於既有 RC 結構上，間接式為指於 RC 結構與鋼構架上預設螺栓，後再填充砂漿接合，本報告對於鋼構材補強方面，主要適用於鋼構架四邊皆與既有 RC 結構採間接緊密結合之補強方式。

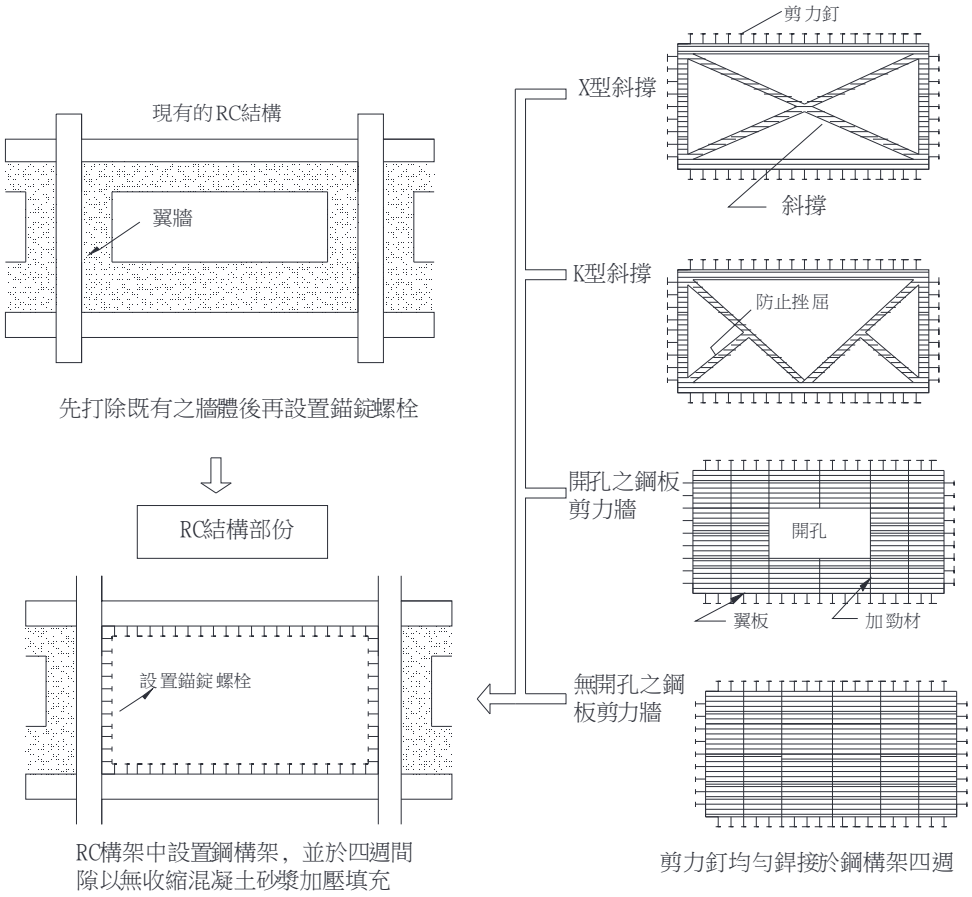


圖 4.8 增設鋼構材補強示意圖

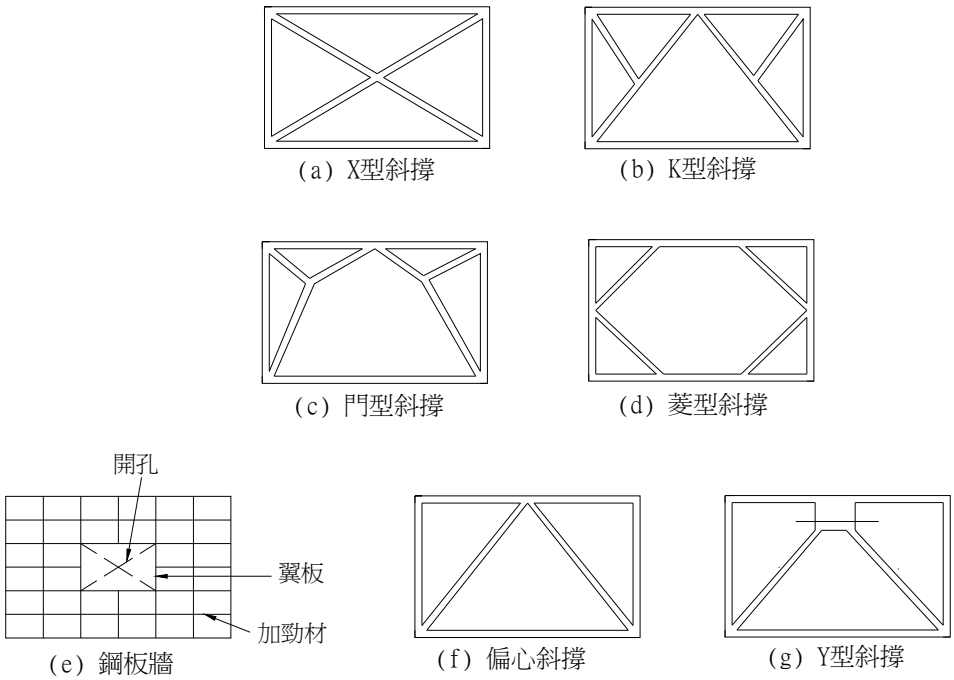


圖 4.9 常見之鋼構架型式示意圖

4.2.2 規劃

一般鋼框斜撐構架依其附掛方式又可分成兩種型式，一為外附式之鋼框斜撐構架，另一為內嵌式鋼框斜撐構架。若補強 RC 構架發生整體之撓曲破壞時，補強效果可能無法達到預期，所以配置時需考慮此因素。補強鋼構架與既存 RC 結構間之接合需設計成使內力可均勻之傳遞，補強鋼構架對平面偏心、立面強度勁度分佈之影響亦需考量於設計規劃中。

說明: 一般鋼框斜撐構架依其附掛方式又可分成兩種型式，一種為外附式之鋼框斜撐構架，此種型式之鋼框架係直接附掛於既有結構物外圍梁、柱結構之外側上，所以對於既有結構之空間與動線響影不大，且施工快速亦不影響內部空間之運作，非常適用於醫院、學校或百貨公司等建築物；另一種型式為內嵌式鋼框斜撐構架，此構架是直接內嵌於既有梁、柱構架之內側，相對於外附式鋼框構架，其與原結構之結合界面比較容易處理，但由於鋼框構架內嵌於原結構梁、柱構架中，會對原結構物的空間與動線造成影響，因此在

配置上會有較多的限制。

表 4.2-1 鋼構架補強結構之損壞機制

損壞機制	既有 RC 構架	鋼構架	連接構件
第一類:強度與韌性共同控制(破壞於鋼斜撐或鋼造剪力牆)	-梁柱之撓曲破壞 -梁柱之撓剪破壞	鋼斜撐:斜撐之降伏或挫屈 鋼造剪力牆:牆之剪力降伏或翼板之撓曲降伏	無損壞
第二類:強度控制(破壞於連接構件)	梁柱之剪力破壞	無損壞	摩擦剪力破壞
第三類:韌性控制	RC 構架整體之撓曲破壞為主(柱之承壓或承拉控制)	無損壞	無損壞
第四類:強度控制	短柱之剪力破壞	鋼斜撐:斜撐之降伏或挫屈 鋼造剪力牆:牆之剪力降伏或翼板之撓曲降伏	無損壞
第五類:基礎控制	地梁、連接既有構架大梁的剪力或撓曲破壞	無損壞	無損壞

在考量施工性之情況下，於既存 RC 結構之構架增設鋼構架補強為使施工較簡速之方式；若補強 RC 構架發生整體之撓曲破壞時，補強效果可能無法達到預期，所以於配置鋼構架時需考慮此因素來達到最佳之補強效果；另由於補強鋼構架與既存 RC 結構間之接合會嚴重影響補強效果，所以此些部位需設計成使內力可均勻之傳遞。同其他補強方式，補強鋼構架對平面偏心、立面強度勁度分佈之影響亦需考量於設計規劃中。

4.2.3 設計原則與程序

採用構架式鋼斜撐(鋼板剪力牆)補強之結構，主要包括既有 RC 構架、鋼構架及連接構件三部份元素，補強形式可為強度補強、韌性補強及強度與韌性共同提昇之補強，補強形式主要依據補強構材之強度-韌性關係及補強後

結構整體之損壞機制來決定，其主要可區分為如表 4.2-1 中所示之 5 種形態。對於一般建築物若採用構架式鋼斜撐補強時，建議採用強度補強為主，韌性補強為輔之補強方式。

[說明] 構架式鋼斜撐(鋼板剪力牆)補強之設計原則:

(a) 結構以鋼構架補強時其側向強度之計算，應考慮 RC 構架極限強度、補強鋼構架極限強度及接合部位強度三項目後取可能之較小值為整體之強度。

(b) RC 構架之柱的極限強度計算以原 RC 斷面為主，除特別考量外，補強砂漿及鋼構材強度不計入 RC 柱之強度。

(c) 補強鋼構之極限強度計算，一般可假設所有受拉與受壓鋼構材之強度同時達其極限強度情況下來計算。

(d) 採用鋼板剪力牆補強且補強機制為剪力降伏消能時，需採用適當之加勁材來避免翼板之撓曲降伏及鋼板之剪力挫屈情況。

(e) 對於次要構架採用鋼構架補強時，鋼構架之抗撓曲降伏強度需小於RC構架柱軸向降伏時對應之強度。

(f) 連接補強構架之連接梁、正交梁及基礎之重量，由於構架旋轉效應，其於計算強度時應考慮此效應。

(g) 接合部位之極限強度應妥加計算。

補強設計步驟

(a) 斜撐構架設計步驟

(i) 決定斜撐鋼構架承擔之側向力。

(ii) 決定鋼構架與協撐之尺寸與斷面積。

(iii) 決定錨錠螺栓位置與數量、大小，接合部位之剪力強度不宜小於斜撐鋼構架之側向強度，即控制破壞發生於斜撐鋼構架。

(iv) 設計斜撐與鋼構架之接頭。

(b) 鋼板剪力牆構架之設計步驟

(i) 先設計鋼板剪力牆構架四周之錨錠。

(ii) 決定鋼板剪力牆之開孔大小與位置。

(iii) 決定鋼板剪力牆構架承擔之側向力。

(iv) 於假設鋼板剪力牆開孔附近為剪力降伏情況下，決定其鋼板厚度。

(v) 設計翼板斷面使於剪力牆開孔附近不產生撓曲降伏、局部挫屈及側向挫屈。

(vi) 設置加勁材來預防鋼板剪力牆之剪力挫屈。

斜撐有效強度

對於採用構架式鋼斜撐補強，斜撐構材於補強設計分析時之標稱壓力強度 P_n 與拉力強度 T_n 依下式計算

$$P_n = A_g F_{cr} \tag{4.8a}$$

當($\lambda_c \le 1.5$)

$$F_{cr} = \exp(-0.419\lambda_c^2)F_y \tag{4.8b}$$

或

$$F_{cr} = (0.211\lambda_c^3 - 0.57\lambda_c^2 - 0.06\lambda_c + 1.0)F_y \quad ; \text{ 銲接箱形構材} \tag{4.8c}$$

當($\lambda_c > 1.5$)

$$F_{cr} = \left[\frac{0.877}{\lambda_c^2}\right]F_y \tag{4.8d}$$

或

$$F_{cr} = \left[\frac{0.764}{\lambda_c^2}\right]F_y \quad ; \text{ 銲接箱形構材} \tag{4.8e}$$

$$\lambda_c = \frac{kL}{\pi r}\sqrt{\frac{F_y}{E}} \tag{4.8f}$$

及

$$T_n = A_g F_y \tag{4.9}$$

A_g = 構材之全斷面積(cm^2)

F_y = 標稱降伏應力(t/cm^2)

E = 彈性模數(t/cm^2)

L = 構材無側撐長度(cm^2)

r = 對挫屈平面之最小迴轉半徑(cm^2)

k = 有效長度係數，可取為 2.0。

Note: 斜撐構材之拉力強度 T_n 不大於連接偶板降伏強度或鋼框錨錠抗拉拔強度。

表 4.2-2 補強鋼構架之塑性轉角容量

破壞形式	塑性轉角容量 θ_u
梁柱之撓剪破壞 梁柱之剪力破壞	依第三章計算其塑性轉角
摩擦剪力破壞 偶板破壞	θ_u=0.5% rad.
RC 構架整體之撓曲破壞(柱之承壓或承拉控制)	補強鋼構架之 R_a 值= 既有 RC 構架之 R_a 值
鋼斜撐之破壞	依圖 4.10 與表 4.2-3 取值模擬
極短柱之剪力破壞	補強鋼構架之 R_a 值=1.5
連結地梁破壞	土壤承載力控制:θ_u=1.5% rad. 地梁剪力或撓曲破壞:依附錄 B 計算塑性轉角

補強構架塑性轉角容量

採用構架式鋼斜撐(鋼板剪力牆)補強之結構，其塑性轉角容量根據破壞模式依表 4.2-2 取值。對於一般 RC 構架內設置構架式鋼斜撐，雖然對於配置設計良好之鋼斜撐或鋼板剪力牆其本身其韌性容量可遠高於既有之RC結構，但當支撐鋼構架之 RC 構架或週遭連接構材發生嚴重破壞時，鋼構架之韌性亦會因無穩定之支撐而受限無法完全發揮，所以於決定構架式鋼斜撐之

韌性容量時，宜將鋼構架本身及其周遭 RC 構架、構材互制之情況一併加以考量。

表 4.2-3： 鋼斜撐非線性分析之模擬參數

桿件 / 荷載	模擬參數		
	塑性變形		殘餘強度比
	a	b	c
受 壓 斜 撐			
a. 雙角鋼面內外挫屈	$0.5\Delta_C$	$8\Delta_C$	0.2
b. W 或 I 型	$0.5\Delta_C$	$8\Delta_C$	0.2
c. 雙槽型鋼面內外挫屈	$0.5\Delta_C$	$8\Delta_C$	0.2
d. 鋼管混凝土	$0.5\Delta_C$	$7\Delta_C$	0.2
e. 矩形冷軋鋼管			
1. $\frac{d}{t} \le \frac{90}{\sqrt{F_y}}$	$0.5\Delta_C$	$7\Delta_C$	0.4
2. $\frac{d}{t} \ge \frac{190}{\sqrt{F_y}}$	$0.5\Delta_C$	$3\Delta_C$	0.2
3. $\frac{90}{\sqrt{F_y}} \le \frac{d}{t} \le \frac{190}{\sqrt{F_y}}$	線性內插求值		
f. 圓型中空鋼管			
1. $\frac{d}{t} \le \frac{1500}{F_y}$	$0.5\Delta_C$	$9\Delta_C$	0.4
2. $\frac{d}{t} \ge \frac{6000}{F_y}$	$0.5\Delta_C$	$3\Delta_C$	0.2
3. $\frac{1500}{F_y} \le \frac{d}{t} \le \frac{6000}{F_y}$	採線性內插求值		
g. 挫屈束制斜撐	$6\Delta_Y$	$10\Delta_Y$	0.5
h. 鋼板剪力牆(具適當加勁材)	$4\Delta_Y$	$6\Delta_Y$	0.4
受拉斜撐	$11\Delta_T$	$14\Delta_T$	0.8

註：Δ_C 為挫屈強度下之軸向變形

註：Δ_T 為降伏拉力下之軸向變形

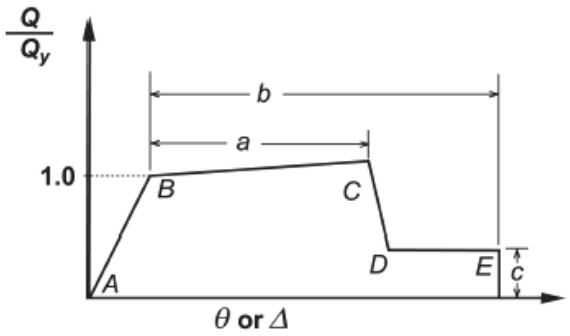


圖 4.10 鋼造構材之載重-變形曲線示意圖

4.2.4 結構細節

(1) 施作方式

鋼構架補強時需注意以下所述各項之建議:

(a) 採用斜撐鋼構架補強時，對於 K 型或 X 型之鋼斜撐，需注意其寬厚比，鋼斜撐亦需具有正向與反向載重下對稱之耐震容量。

(b) 採用鋼板剪力牆構架補強時，鋼板剪力牆開孔位置對剪力降伏強度之影響需要進行考量，另需適當配置橫向加勁材以防止嚴重之剪力挫屈，當牆開孔甚大時，則需注意鋼板剪力牆構架整體之撓曲強度是否會高於剪力強度。

(c) 鋼構架與既存RC構架間之接合部位的強度需滿足需求，圖 4.11 及圖 4.12 為典型配置之示意圖。

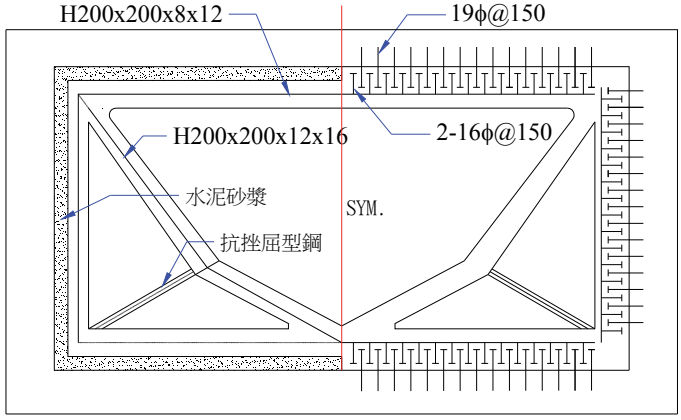


圖 4.11 鋼斜撐及鋼構與 RC 構架接合配置示意圖。

(2)結構細節

(a) 斜撐鋼構架之各別鋼桿件的斷面選擇以不產生局部挫屈為原則。

(b) 鋼構架與既存 RC 構架間之接合部位不可有應力集中現象。

(c) 接合部位的錨錠需使用化學螺栓、膨脹螺栓或植筋，且不宜混用；錨錠螺栓之設置應均勻的配置於構架之梁及柱週圍，既存 RC 構架之混凝土表面需打毛至粗糙度大於 6mm。

(d) 接合部位之錨錠螺栓設置需使應力能均勻傳遞，接合部位應採用加壓之無收縮水泥砂漿填充，並以箍筋、螺旋筋為補強筋增加其圍束能力。

(e) 斜撐鋼構架之斜撐的斷面需大於 H150x150x7x10 (mm)。

(f) 鋼板剪力牆構架之鋼板厚度需大於 4.5 mm，橫向加勁材之間距需小於 100 cm。

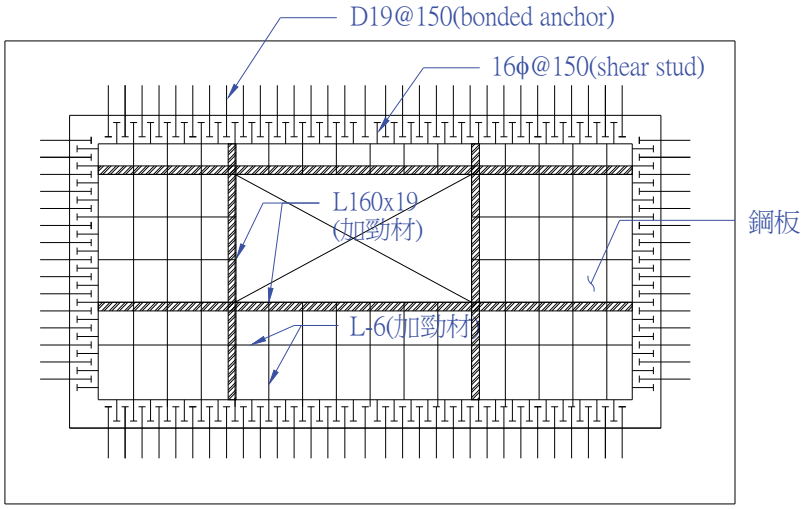


圖 4.12 鋼板牆及鋼構與 RC 構架接合配置示意圖。

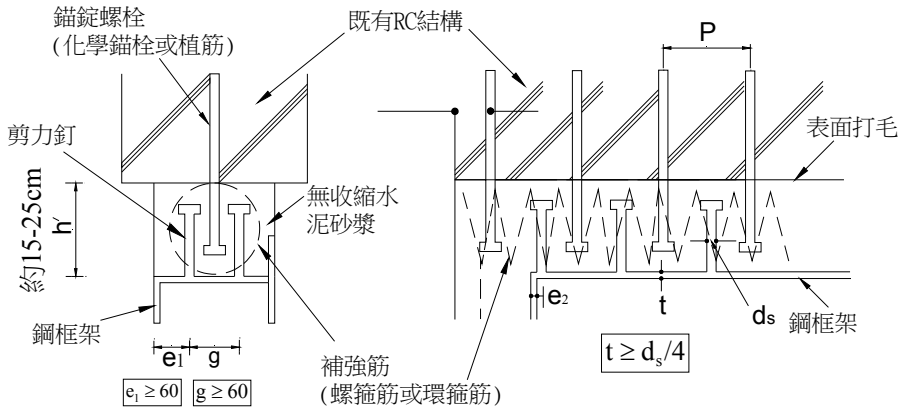


圖 4.13a 鋼構架與既存 RC 構架之間接結合方式圖

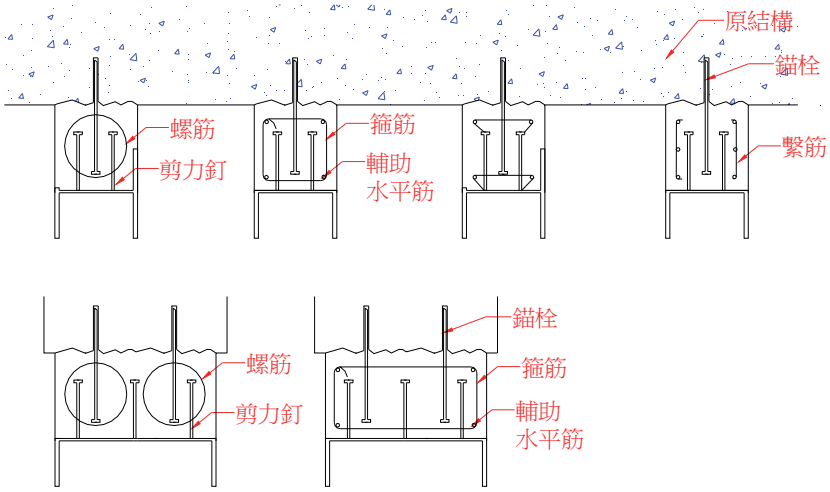


圖 4.13b 各種不同鋼構與 RC 結合型式圖

(g) 錨錠螺栓之設置符合以下要求(圖 4.13)

(i) 錨錠螺栓之直徑不小於 16mm，且錨錠螺栓之間距不大於 25 cm。

為了使錨栓應力分散，原則上於鋼筋混凝土梁、柱全範圍配置，且在設計時須檢核錨栓之拉力強度。但經由實驗可發現，在具有鋼框架且全範圍配置錨栓的情況下，錨栓主要受剪斷力作用。在具有鋼框架情況下，未有使用金屬型錨栓之實例，若使用接著型錨栓，對於錨栓尺寸、配置及長度，有以下規定：

（a） 接著型錨栓使用尺寸同樣為 D16 以上。

（b） 錨栓配置間距須 250 *mm* 以下。

(c) 錨栓於混凝土打毛後表面算起，在砂漿中之伸展長度 ℓ_n 應確保在 $6d_a$ 以上(d_a：錨栓直徑)，且錨栓端部應搭配螺帽；對於錨栓之有效埋深 ℓ 則確保 $7d_a$ 以上。

(ii) 鋼框架與既有鋼筋混凝土構架打毛後之間距 h' 建議為 150~250 mm 之間，以保持良好施工性，並在其間灌入無收縮砂漿。而對於配置於鋼框架上之剪力釘間距限制可參考圖 4.13，圖中 e_1 表斷面配置中剪力釘中心與鋼框架外側之邊距，e_2 則為長向配置中，第一根剪力釘中心與鋼框架之邊距，g 為剪力釘斷面配置中之雙跟剪力釘中心距，並有以下限制：

$$e_1 \geq 60mm \ ; \ 60mm \geq e_2 \geq 30mm \ ; \ g \geq 60mm$$

此外，鋼框架與剪力釘相連之板厚 t 須滿足：

$$t \geq d_s/4$$

以確保剪力釘和鋼板有良好接合，而式中 ds 表剪力釘軸部之直徑。

(iii) 設計時應皆採用 16ϕ 或 19ϕ 之剪力釘。若須採用其他規格或尺寸之剪力釘，則須再透過實驗確認其性能及強度。對於剪力釘之配置及長度，有以下規定：

(a) 間距限制和錨栓相同，須 250 *mm* 以下，而在設計時，將剪力釘與錨栓配置相同間距為佳。

(b) 對於剪力釘之長度 ℓ_s，由鋼框架表面算起至剪力釘頭部下端，應確保 $6d_a$ 以上，同樣與錨栓規定相同。

(c) 剪力釘尺寸若採用 16ϕ，建議為雙排配置；若採用 19ϕ，則可雙排或單排配置。

(iv) 剪力釘與錨栓搭疊長度及間隔: 對於剪力釘與錨栓在砂漿中搭疊長度 L，則有以下限制：

$$L = \ell_n + \ell_s - h', \ L \geq \max(\ell_n/2, \ell_s/2)$$

而一般將剪力釘與錨栓長度設計相同，即 $\ell_s \approx \ell_n$，而補強接合部深度 h' 一般採用 150~250 *mm*。

(v) 鋼框架與既有鋼筋混凝土構架之間隙，原則上灌入無收縮水泥砂漿，以防止既有與鋼筋混凝土梁有間隙產生，並確保補強接合部剪力強度。為了確保灌入之砂漿能使鋼架與既有構架緊密接合及施工更加容易，期望能確保以下性質：

(a) 砂漿之壓縮強度需要高(建議 300 kgf/cm^2 以上)。

(b) 既有混凝土表面及鋼框架表面接著力良好。

(c) 可具有膨脹性，且硬化後體積不可變化(無收縮)。

(d) 流動性良好、施工性良好。

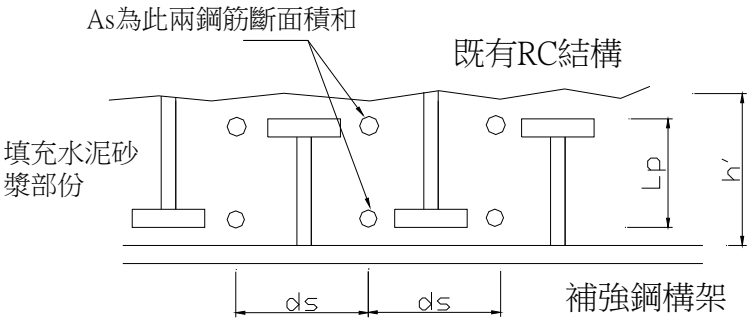


圖 4.14 接合灌漿部位示意圖

(vi) 對於補強接合部之箍筋型式，有螺旋箍筋、閉合箍筋、階梯式箍筋等型式。其中螺旋箍筋及閉合箍筋具有較高之應力且對於砂漿之圍束效果較佳，並可幫助剪力釘及錨栓能有更佳之應力傳達效果，因此建議採用螺旋箍筋或閉合箍筋。

對於螺旋箍筋，採用直徑 6 *mm* 以上之鋼線，間距範圍為 40~60 *mm*，或者以剪力釘間距之 1/3~1/6 倍為佳。對於閉合箍筋，採用 D10 以上鋼筋作為箍筋，並在四角配置 D13 以上鋼筋，而間距原則上採用剪力釘間距之 1/2~1/3 倍為佳。考量施工性及實驗結果顯示，螺旋箍筋、方箍筋及階梯式箍筋於水泥砂漿中之箍筋比 ρ_s 不得小於 0.4%，其計算公式如下(如圖 4.14 所

示)

$$\rho_s = \frac{A_s}{h' d_s} \tag{4.10}$$

其中

A_s = d_s 間距內補強鋼筋之斷面積和

h' = 接合灌漿部位之寬度

d_s = 補強鋼筋之間距

(vii) 錨錠螺栓與剪力釘提供之剪力強度依鋼結構設計規範計算如下:

$$q = 0.5 Q_n \tag{4.11}$$

$$Q_n = 0.5 A_{sc} \sqrt{f_c' E_c} \le A_{sc} F_u \tag{4.12}$$

其中 A_{sc}:螺栓(剪力釘)斷面積，cm^2； f_c':混凝土之抗壓強度，tf/cm^2； F_u:剪力釘之標稱抗拉強度，tf/cm^2； E_c:混凝土之彈性模數，tf/cm^2

4.3 挫屈束制支撐

挫屈束制支撐元件之設計、測試與維護需依建築物耐震設計規範相關規定進行，與既存結構之結合需妥為設計及確保於耐震需求下不產生任何破壞，補強後結構基礎之承載能力應加以檢討或提供適當之基礎補強，另對使用空間之影響於規劃時應納入考量。

說明: 挫屈束制支撐(buckling-restrained brace,BRB)的概念最早源自於日本，1973 年由Wakabayashi 等學者提出並進行了一系列的試驗與研究分析；該創新的概念利用預鑄的鋼筋混凝土板圍束斷面為平板狀的鋼斜撐，同時在預鑄的RC 板與平板狀的鋼斜撐間鋪設脫層材料，使得鋼斜撐受拉可達降伏，受壓時藉由RC 板的圍束避免鋼斜撐發生挫屈且亦可達降伏。這項開創性的研發解決了傳統鋼斜撐受壓時會發生挫屈的缺點，從此改變結構工程耐震系統的發展。1980 年代開始，先後由日本、印度、美國與台灣的學者延續這項開創性的概念，提出各種組成型式的BRB 並進行大量的試驗研究與受力

行為分析；研究結果證實， BRB 除了在受拉或受壓的狀態下均可達降伏外，其受力變形反應的遲滯行為相當飽滿，沒有勁度束縮或強度折減的現象，具高勁度、高韌性與高消能容量的特性。此外，試驗結果亦顯示，BRB即使經歷數次地震仍可不發生破壞，且在疲勞斷裂前的遲滯消能行為相當穩定，適合做為結構減震的消能元件。將BRB 設計為主要的抗側力系統或利用BRB 為主要的消能元件已經相當普遍，不論是建築、橋梁、新建或補強結構均常見應用BRB 的工程案例；至2015止，BRB應用在全國各地已超過200棟新建或補強建築中(吳安傑等，2015)。

補強設計規劃

一般 BRB 斜撐構架依其附掛方式又可分成兩種型式，一種為外附式之BRB 鋼框斜撐構架，此種型式之鋼框架係直接附掛於既有結構物外圍梁、柱結構之外側上，所以對於既有結構之空間與動線響影不大，且施工快速亦不影響內部空間之運作，非常適用於醫院、學校或百貨公司等建築物；另一種型式為內嵌式 BRB 斜撐構架，此構架是直接內嵌於既有梁、柱構架之內側，相對於外附式鋼框構架，其與原結構之結合界面比較容易處理，但由於鋼框構架內嵌於原結構梁、柱構架中，會對原結構物的空間與動線造成影響，因此在配置上會有較多的限制。

在考量施工性之情況下，於既存 RC 結構之構架增設鋼構架補強為使施工較簡速之方式；若補強 RC 構架發生整體之撓曲破壞時，補強效果可能無法達到預期，所以於配置鋼構架時需考慮此因素來達到最佳之補強效果；另由於補強鋼構架與既存 RC 結構間之接合會嚴重影響補強效果，所以此些部位需設計成使內力可均勻之傳遞。同其他補強方式，補強 BRB 斜撐構架對平面偏心、立面強度勁度分佈、梁柱軸力穩定性及基礎承載力之影響亦需考量於設計規劃中。

設計原則

(a) 結構以 BRB 斜撐補強時其側向強度之計算，應考慮原 RC 構架極限強

度(或外加構架強度)、補強 BRB 極限強度及接合部位強度三項目後取較小值為整體之強度。

(b) RC 構架之柱的極限強度計算以原 RC 斷面為主，除特別考量外，補強材及鋼構材強度不計入 RC 柱之強度。

(c) 補強 BRB 之極限強度計算，一般可假設受拉與受壓構材之強度同時達其極限強度情況下來計算。

(d) 採用鋼框式BRB斜撐補強時，需採用適當之加勁材來避免鋼框與BRB接合部位之降伏及局部挫屈情況。

(e) 連接補強構架之連接梁、正交梁及基礎之重量，由於構架旋轉效應，其於計算強度時應考慮此效應。

(f) 接合版及接合部位錨碇或連接材之極限強度應妥加計算。

鋼框式 BRB 斜撐補強設計步驟

(1) 由原結構側推分析初步決定 BRB 斜撐鋼構架所需承擔之側向力。

(2) 決定鋼構架與 BRB 斜撐之尺寸與斷面積。

(3) 決定錨錠螺栓位置與數量、大小，接合部位之剪力強度不宜小於斜撐構架之側向強度，即控制降伏發生於 BRB 斜撐。

(4) 設計 BRB 斜撐與鋼構架之接合板尺寸。

(5) 由側推分析再檢討耐震性能及基礎承載力、連接構材強度與柱之軸向強度是否合於要求。

設計程序

為協助工程師進行 BRB 的構件與接合設計，降低人為經驗判斷需求、減少錯誤發生機會，以確保 BRB 可被正確應用並發揮抗震功能，國震中心除了提供 WES-BRB 構件、接合設計與製造技術論文外，同時完成開發名為 Brace on Demand（BOD）的雲端設計軟體（林保均等，2014）。使用者可透過專屬 BOD 瀏覽器，遠端連線國震中心所架設的伺服器，執行雲端設計

運算並快速取得設計結果。BOD 系統根據使用者所輸入的構架高寬幾何條件、梁柱尺寸、BRB 構件降伏強度與等效勁度等設計需求，進行 BRB 構件及接合板之完全自動化調整、設計與檢核等運算工作，並可動態產生該專案之結構計算書與對應之試算表。

BRB 與既有 RC 結構(或新增外部構架)之連接方式同樣可分為直接式與間接式兩種，直接式為指藉由錨錠螺栓、銲接等方式直接將鋼構材連接於既有 RC 結構上，間接式可參考鋼斜撐構材補強章節之相關說明與施作方式。以下說明接合板設計及直接式補強之錨錠設計考量。

接合板設計

內嵌式BRB斜撐構架須藉由接合板與原RC構架直接連接或透過外加鋼框傳力連接，並透過接合板傳遞BRB 所發展出的最大強度，亦視其為力量控制元件。梁柱角隅接合板設計一般採用均力法（uniform force method）或泛均力法（generalized uniform force method），計算BRB 軸力作用於接合板與梁柱接合界面上之分力H_{ub}、V_{ub}、H_{uc} 及V_{uc}（圖4.15）。過去研究指出(Thornton, 1991; Muir, 2008)，梁柱角隅接合板除須承受BRB 軸力外，亦應考慮構架側位移造成梁柱角隅開合效應（frame action effect）對角隅接合板產生之額外力量，利用構架於極限狀態時所產生之梁剪力V_b可得角隅接合板於梁柱開合效應下之設計力量需求H_{FA} 及V_{FA}（圖4.15）。當BRB 受壓時梁柱接合處張開，則角隅接合板與梁柱接合界面因BRB 軸力與梁柱角隅開合效應所引致之正向力與剪力分量為$H_{b,c}$、Vb,c、$H_{c,c}$ 及$V_{c,c}$。相較於僅考慮BRB軸力作用的設計情況，應用兩者合效應進行角隅接合板設計時，會降低接合板與梁柱接合界面之正向力，但會增加接合界面之剪力。設計梁柱角隅接合板時，除應以合效應所造成之正向力及剪力進行與梁柱界面之銲道強度與錨錠材強度設計外，亦應分別檢核接合板母材不發生拉力斷裂破壞、剪力斷裂破壞及vonMises 降伏情況。此外，雙斜BRB 配置構架中間接合板與梁接合界面之正向力$V_{b,m}$ 及剪力$H_{b,m}$（圖4.16），僅受BRB 軸力影響而無梁柱開合效應；但由於BRB 作用力中心與梁接合界面存在一偏心矩，因此在進行其

界面銲道設計及接合板母材破壞檢核時，均應額外考量該偏心矩所造成之彎矩作用$M_{b,m}$。另一方面，為避免接合板受拉降伏破壞，Whitmore 建議採有效寬度B_e與接合板厚度t_g為等效斷面積進行破壞檢核，以確保接合板可承受BRB 最大可能發展之軸向拉力$P_{T,max}$。當BRB受壓時，則應採有效寬度B_e與厚度t_g之等效承壓斷面積，並以L1、L2 及L3 三組臨界長度之平均值作為有效長度進行接合板挫屈破壞檢核，確保其挫屈強度大於BRB 最大可能發展之軸向壓力$P_{C,max}$。完整的設計與檢核細節可參考國震中心所發表之BRB 構件及其接合設計流程與檢核方法(林保均等，2014)。

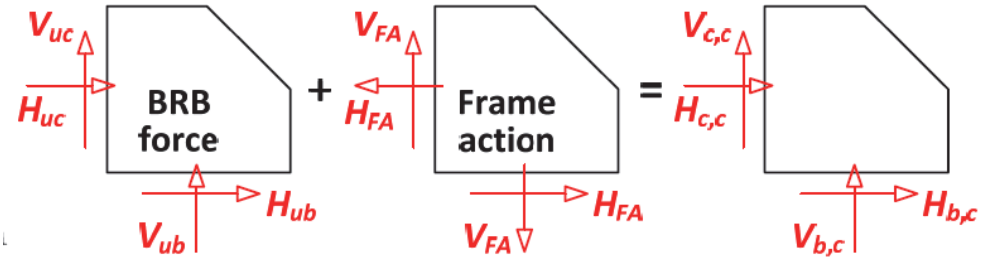


圖4.15: 梁柱角隅接合板受斜撐軸力與梁柱開合效應受力示意圖

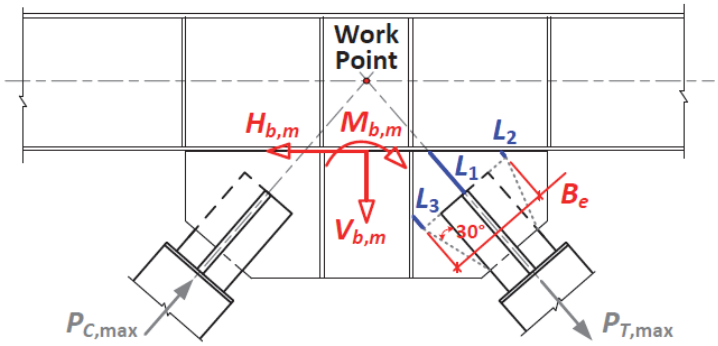


圖4.16: 中間接合板受力示意圖［資料來源: 參考書目13］

施工步驟與結構細節

鋼框間接式施工步驟

1. 遷移相關管線及附掛物。

2. 與鋼框架交界之梁及柱面粉刷層打除，並保有 6 mm 以上粗糙度。

3. 以鋼筋探測器避開鋼筋位置鑽孔。

4. 梁、柱鑽孔內以鋼刷刷淨，並以高壓空氣吹淨。

5. 灌注植筋劑，再植入全牙錨栓。

6. 鋼框架斜撐外周植銲剪力釘。

7. 組立鋼框架與 BRB 斜撐。

8. 組立鋼框架四周螺箍筋，並灌注無收縮水泥砂漿。

注意事項

1. 增設之 BRB 斜撐系統建議自增設之樓層起，連續向下設置，以確保剪力能夠順利傳遞至基礎。

2. BRB 斜撐勁度較大，會導致應力集中於此處，因此與斜撐相連接之梁，必須檢核軸力、彎矩及剪力。另外，亦必須檢核斜撐構架產生之上舉力及下壓力對基礎之影響。

3. 配置 BRB 鋼框架斜撐系統，宜符合對稱均佈原則，且上下連貫。

4. 增設鋼框架斜撐後，集力構材與鄰接樓版間剪力傳遞能力檢核。

5. 施工過程須避免損害梁、柱構件內部既有鋼筋及管線。

4.4 消能補強

消能補強元件之設計、測試與維護需依建築物耐震設計規範相關規定進行，與既存結構之結合需妥為設計及確保於耐震需求下不產生任何破壞，補強後結構基礎之承載能力應加以檢討或提供適當之基礎補強，另對使用空間之影響於規劃時應納入考量。

說明： 消能補強為進行地震輸入能量之分配，以消釋地震輸入結構物能量的方式，避免結構構材受損。透過適當的構材配置，使地震能量獲得合理的分配，以避免結構主體受損，是此結構耐震補強的目標。消能補強設計時應先確認以下之設計規劃原則:

(1) 確認既有上部結構與基礎於耐震性能點下之性能水準(損壞狀態)，並確

保所選之性能水準可合乎要求。

(2) 耐震性能水準之驗證應根據消能補強元件之合理數值模型，採用非線性動力分析來確認其補強效果。

(3) 傳遞消能元件作用力之構材與接頭需保持在線彈性範圍，且既有結構之耐震性能水準需維持在所設定之範圍內。

(4) 施工之可行性確認，及對周遭環境影響之評估。

(5) 訂定建築物補強後其消能元件之檢查與維護管理計畫。設計時須考慮消能元件可進行定期檢查及必要之置換等維護工作。

(6) 若消能補強建築採用位移型消能元件，須在規範所規定之中小度地震作用下，主結構體及消能元件皆不得產生降伏。

(7) 消能補強建築須按其消能元件之有效阻尼比，計算出規範之中小度地震之設計地震力，並檢核其在中小度地震作用下，各樓層層間相對側向位移角不得超過 0.005，計算位移時應計及平移與扭轉位移。

(8) 消能元件及其附件須經可信之研究並證實於使用年限內不得有疲勞損壞，元件若會因低週數疲勞而產生破壞，則其於設計風力下元件必須保持在彈性範圍之內。

(9) 消能系統須具有適當之防火保護，使其防火時效與建築物之柱、梁、牆、樓版或其它構材之防火時效一致。

消能補強元件之配置應滿足以下之規定:

(1) 補強建築物之某一樓層若提供超過 4 組以上之消能元件於其主軸方向，且至少有 2 組配置在樓層剛心之兩側時，則所有消能元件須能承受耐震評估性能點下所對應之力的 1.3 倍。

(2) 在建築物之某一樓層之主軸方向若只提供少於 4 組之消能元件或在樓層剛心之兩側配置少於 2 組時，則所有消能元件須能承受耐震評估性能點下所對應之力的 1.5 倍。

(3) 在上述(1)與(2)點之力量下，位於消能元件間傳遞作用力之構材與接頭須適當設計使其保持在彈性範圍內。

對依照線性靜力與非線性靜力分析規定設計之消能元件補強結構，可選擇以非線性動力分析進行檢核其耐震性能。消能補強設計之非線性動力分析規定建議如下:

(1) 補強建築物之動力分析若以非線性歷時分析法進行時，非線性歷時分析時須以消能元件之遲滯模式為之。所輸入之地震記錄，至少取三個與設計反應譜相符之水平地震記錄，其應能確切反映工址設計地震(或最大考量地震)之地震規模、斷層距離與震源效應。針對任一個水平地震紀錄，其5%阻尼反應譜於$0.2T_{eD}$(T_{eM})至$1.5T_{eD}$(T_{eM})週期範圍內任一點之譜加速度值不得低於設計(最大考量)譜加速度值之90%及於此週期範圍內之平均值不得低於設計(最大考量)譜加速度值之平均值，其中T_{eD} (T_{eM})為消能建物於設計地震(最大考量地震)下之有效振動週期。

(2) 若使用七組、或更多組的地震加速度歷時，所得反應的平均值可作為設計之用。

(3) 若消能元件之性質相依於運作頻率、操作溫度(含因運作所造成之溫度上升)、變形(或應變)、速度、支承載重及雙向載重等因素，則於非線性動力歷時分析時須計及此些因素之影響。由於影響因素眾多，所以須進行多次不同之分析以確定消能元件之可能反應值，建築物及消能元件須以多次不同分析之最大反應來加以設計。

(4) 構架本身若有產生阻尼力，分析及設計構架時須包含此一阻尼力；桿件之作用力歷時須以桿端位移及速度來推估。

(5) 含消能元件之建築物之許可反應，消能元件之穩定反應具有關鍵性，因此，消能元件用於設計地震及最大考量地震分析時，其力及位移性質須經由實體試驗資料來決定。

(6) 輸入之地震紀錄，以工址附近之紀錄為佳。地震紀錄在長周期（T_{eD}）範

圍之反應譜，應考量土壤之長周期反應特性。

液態黏性阻尼器之消能補強

液態黏性阻尼器的週期反應與運動速度相關;也可能與運動的頻率與振幅相關；通常與運轉溫度(包括受激引致之溫度上升)有關。液態黏性阻尼器可能在高頻反覆載重時呈現些許勁度。當線性液態黏性阻尼器在 $0.5f_1$ 至 $2.0f_1$ 的頻率範圍內呈現勁度時(f_1 為補強結構之主要頻率)，則必須模擬為液態黏彈性元件。

當液態黏滯元件在 $0.5f_1$ 至 $2.0f_1$ 的頻率範圍內呈現無勁度時，其受力可表示為：

$$F = C_0 \left|\dot{D}\right|^{\alpha} \operatorname{sgn}\left(\dot{D}\right) \tag{4-13}$$

其中，C_0 為該元件之阻尼係數，α 為該元件的速度指數，$\dot{D}$ 為該元件兩端點的相對速度，而 sgn 為符號函數，在此用以定義相對速度的正負號。

補強建築物與阻尼器連接構材的設計力需考量下述三個不同變位情況來計算，並採用最大值進行設計。

(1) 最大變位情況: 由建築物性能點下各樓層最大變位下所對應之連接構材內力。

(2) 最大速度與零變位情況: 任一阻尼器之黏滯力分量必須由(4-13)式計算，其中相對速度 $\dot{D}$ 之值為 $2\pi f_1 D$，而 D 為該元件在最大變位情況下之端點相對變位。在數學模型中，必須於該元件之銜接點考慮此黏滯力，且其作用方向與結構在最大變位情況的變形形狀一致。

(3) 最大加速度情況: 將最大變位情況時之作用力乘上參數 CF_1，以及最大速度情況時之作用力乘上參數 CF_2，兩者之總和定義為建築結構在最大加速度情況的設計作用力。其中

$$CF_1 = \cos\left[\tan^{-1}\left(2\beta_{eff}\right)\right] \tag{4-14a}$$

$$CF_2 = \sin\left[\tan^{-1}\left(2\beta_{eff}\right)\right] \tag{4-14b}$$

其中 β_{eff} 為有效阻尼比。

液態黏性阻尼器補強設計之非線性靜力分析程序建議如下:

步驟 (1): 初步選定阻尼比、連接結構初步尺寸、各層樓阻尼器組數、指數 α。依據原結構耐震評估結果，計算使原結構能達耐震需求之折減需求震譜，並以此折減需求震譜計算所需之額外阻尼比，在此以結構整體阻尼比(β_{eff})需求為 15%為例。

步驟 (2): 進行側推分析，施加載重(100%靜載重+50%活載重)做為側推前之起始載重，以規範靜力分析之豎向分佈力形式或以結構第一振態為分佈力進行位移控制側推分析後繪成 ADRS 之格式。

步驟 (3): 以容量震譜法求得性能點，並將性能點下對應之各層層間變位求出

步驟 (4): 初步試誤法決定各層樓之阻尼器配置數量、位置及其使用之阻尼常數 C 值

步驟 (5): 在原結構性能點下，計算有效黏滯阻尼比如下

$$\text{阻尼器出力}\quad F_V = CV^{\alpha} \qquad (\alpha = 0.35) \tag{4-15a}$$

$$\text{阻尼器之遲滯能}\quad \sum W_{Vj} = \left(\frac{2\pi}{T_S}\right)^{\alpha} \sum \lambda C_j \left|\Delta_{rj}\cos\theta_j\right|^{1+\alpha} \tag{4-15b}$$

$$\text{有效阻尼比}\quad \xi_{eff} = \eta \frac{\sum W_{Vj}}{4\pi W_K} \tag{4-15c}$$

其中: C_j: 各層樓阻尼器之阻尼常數，Δ_{rj}:第 j 樓層相對變位，θ_j:阻尼器軸向與水平夾角，T_S:結構於性能點之等效週期，W_K:結構於性能點之應變能，$\lambda = 2^{2+\alpha}\dfrac{\Gamma^2(1+\alpha/2)}{\Gamma(2+\alpha)}$，$\eta$為阻尼比之折減係數，為計及阻尼器與與結構連接構材勁度對有效阻尼之折減效應，可依下式計算:

$$\eta = 1 - \left(\frac{K_a'}{K_b}\right)^{1-\alpha} \tag{4-16a}$$

$$K_a' = \frac{K_d''(K_d''/K_b)^{1+\alpha}}{1+(K_d''/K_b)^{1+\alpha}} \tag{4-16b}$$

$$K_d'' = C_j \omega^{\alpha} / (\Delta_{rj}^{1-\alpha}) \tag{4-16c}$$

其中 K_b 為斜撐系統之整體勁度，ω 為結構之等效角頻率。

步驟 (6): 使用計算所得之有效阻尼比折減需求設計反應譜，及重新利用折減後震譜求性能點，決定於此新性能點下補強結構之耐震能力，若高於需求耐震目標且於容許範圍內則結束，反之則回到步驟 4 再計算。

步驟 (7): 檢討各阻尼器在性能點下之之容量，並依規範檢討因消能元件贅餘程度不同而所需承受最大位移及最大速度下之容量，並參考業界產品之合理出力值與容許衝程來決定使用之阻尼器規格。

步驟(10): 檢討消能元件與原構架間傳遞作用力之構材與接頭是否保持在線彈性範圍之內。

黏彈性阻尼器之消能補強

黏彈性阻尼器(Viscoelastic Damper)在結構控制上為一消能被動控制系統，可用於大幅提高結構之阻尼比，以降低在地震及強風下結構之動力反應，並可有效的降低結構之動力反應。當結構物受到振動時，阻尼器會藉由黏彈性材料產生剪力變形來吸收及消散振動能量，黏彈性材料會因此而昇高溫度，並經由空氣及阻尼器之鋼鈑來散熱。如此可明顯的降低結構物的韌性需求，減少結構物的側移量，且可使各樓層的側移比變得較均勻。黏彈性阻尼器是一種被動之設備，故使用時不須要外加其它能源，適合於補強之建築。

固態黏彈性元件的週期反應通常與運動的頻率、振幅以及運轉溫度(包括受激引致之溫度上升)有關。固態黏彈性元件可利用並聯之彈簧與阻尼(Kelvin 模型)加以模擬。彈簧常數與阻尼係數之選取則應充分掌握該元件與頻率和溫度之相依性，使其與消能建築之基頻與運轉溫度範圍一致。若黏彈性元件之週期反應無法藉由單一彈簧常數與阻尼係數之估算充分掌握時，消能補強建築的反應則必須考慮多組可能的彈簧常數與阻尼係數的極限值，並藉由建築構架的多重分析予以估算。

黏彈性元件的受力可表示為：

$$F = k_{eff} D + C\dot{D} \tag{4-17}$$

其中，C 為黏彈性元件的阻尼係數，D 為該元件兩端點的相對位移，$\dot{D}$ 為兩端點的相對速度，而 k_{eff} 為該元件之有效勁度，可由下式計算：

$$k_{eff} = \frac{\left|F^{+}\right| + \left|F^{-}\right|}{\left|D^{+}\right| + \left|D^{-}\right|} = K' \tag{4-18a}$$

K' 則是所謂的儲藏勁度。

該元件的阻尼係數則須以下式計算：

$$C = \frac{W_D}{\pi \omega_1 D_{ave}^2} = \frac{K''}{\omega_1} \tag{4-18b}$$

其中，K'' 為耗散勁度，角頻率 ω_1 等於 $2\pi f_1$，D_{ave} 為位移 D^+ 與 D^- 之絕對值的平均，而 W_D 為該元件一圈完整之力-位移遲滯曲線所包圍的面積。

液態黏彈性元件的週期反應通常與運動的頻率、振幅，以及運轉溫度(包括受激引致之溫度上升)有關。液態黏彈性元件可利用串聯之彈簧與阻尼(Maxwell 模型)加以模擬。彈簧常數與阻尼係數之選取則應充分掌握該元件與頻率和溫度之相依性，使其與消能建築之基頻與運轉溫度範圍一致。 液態黏彈性元件的受力可表示為：

$$\begin{cases} \mathrm{F} = \mathrm{k_{eff}} \mathrm{D_k} = \mathrm{C}\dot{\mathrm{D}}_{\mathrm{c}}^{\mathrm{cexp}} \\ \mathrm{D} = \mathrm{D_k} + \mathrm{D_c} \end{cases} \tag{4-19}$$

其中 $\mathrm{k_{eff}}$ 為該元件的有效勁度，C 為液態黏彈性元件的阻尼係數，Dk 為彈簧的相對位移，D_c 為阻尼的相對位移，$\dot{\mathrm{D}}_{\mathrm{c}}$ 為阻尼所承受的相對速度，cexp 為阻尼指數項，一般 cexp 在 0.2 到 2.0 之間，D 為該元件兩端點的相對位移。若液態黏彈性元件之週期反應無法藉由單一彈簧常數與阻尼係數之估算充分掌握時，消能建築的反應則必須考慮多組可能的彈簧常數與阻尼係數並藉由建築構架的多重分析予以估算。

黏彈性阻尼器補強設計之非線性靜力分析程序建議如下:

步驟(1): 選定阻尼比、結構初步尺寸、各層樓阻尼器組數、阻尼器性質、各層樓阻尼器組數、裝設位置、設計溫度與剪力應變。

步驟(2): 進行 Pushover analysis

步驟(3): 假設在最大需求地震作用下，等效黏滯阻尼比之值

步驟(4): 以容量震譜法求得性能點

步驟(5): 將性能點對應之各層層間變位求出，及計算有效阻尼比

步驟(6): 檢核阻尼器最大變形須小於容許變形規格

步驟(7): 檢核黏彈性阻尼器之最大軸力

步驟(8) 檢討各阻尼器於考量地震下之容量及檢討消能元件間傳遞作用力之構材與接頭在線彈性範圍之內

4.4.1 其他遲滯消能系統

所有其他消能元件，應當利用公認的力學原理或直觀現象模型加以模擬與分析設計。此模型必須能夠充分地描述該元件在所有的作用源(如重力、地震力、熱源等)作用下的受力、速度及位移反應。

4.5 其他補強技術

4.5.1 一般原則

本節為利用增加扶壁、增加牆体、改善勁度分配或其他方式達到補強之目的。

4.5.2 增加扶壁

(1) 通則

本法為利用於建築之外部構架增設扶壁的方式來增加建築之側向強度，藉以達到補強之目標。

(2) 性能目標

新增扶壁的主要目標為藉由增加建築之側向強度來增強建築之耐震性能。然而若扶壁具有韌性行為，則建築之強度及韌性皆能同時獲得提昇。

(3) 規劃

本補強方法適用於該建築內部因功能運作之考量而難於內部進行補強之情況，或該建築有可能發生傾倒之嚴重損壞，且周圍有足夠之空間可增設扶壁。通常扶壁須設於兩側，且與建築物所有樓層之既有結構體連結。

(4) 施工方式與結構細部說明

(a) 施工方式

(i) 扶壁須於建築耐震能力不足方向之兩側對稱設置。

(ii) 扶壁之兩端須有柱體，每樓層處須有主梁。

(iii) 當有兩面之上之扶壁設置於建築物同一側時，扶壁之間須設置如梁或版之側向連接構件。

(iv) 既有建築之角柱亦須為扶壁之柱。角柱與扶壁之連結或既有梁與扶壁梁之連結，須特別注意強度及細部，以使其能傳遞力量。

(b) 結構細部

(i) 增設扶壁時，須預壓或設置基礎以避免不均勻沈陷。

(ii) 扶壁下應設置地梁，該地梁須與既有基礎或地梁連接牢固。

(iii) 扶壁之梁與既有梁之連結細部須能抵抗設計之張力。

(iv) 扶壁與既有柱之連結細部須能抵抗設計之剪力。

(v) 扶壁牆体之厚度不得小於 15 cm，且牆体之鋼筋比不得小於 0.2%。

4.5.3 增加空間構架

(1) 通則

本法利用於建築之外部構架增設空間構架之方式來增加建築之側向強度，藉以達到補強之目標。

(2) 性能目標

新增空間構架的主要目標為藉由增加建築之側向強度來增強建築之耐震性能。若既有構架之韌性因此而獲得提昇，則此法亦可提昇建築之韌性。

(3) 規劃

本補強方法適用於該建築內部因功能運作上之考量而難於內部進行補強，或該建築僅有少量之結構桿件，如單跨構架。此法須於建築周圍有足夠之空間可增設空間構架。空間構架須於平面上或立面上平衡設置，且與既有建築兩側之結構構架連結。除了空間構架各部分之結構細部外，新舊構架之間連結之結構細部以及增設空間構架所增加之重量皆須謹慎規劃。

(4) 施工方式與結構細部說明

(a) 注意事項

(i) 基礎施工方式須能降低增設空間構架造成之沈陷，以及因沈陷造成結構強度之降低。

(ii) 補強對既有構架之影響。

(iii)新設空間構架每一部分之勁度、強度與韌性。

(iv) 連結部分之強度與細部，包括新增空間構架與既有構架之間的版連接。

(v)新舊版間之面內剪力傳遞。

(b) 結構細部

(i) 新設空間構架之柱心與樓層高度須位於既有構架之同一線內。

(ii) 新設構架與既有構架之梁連結時，新設梁之角偶鋼筋須利用銲接或等效方式，妥善連接於既有梁。

說明: 新設空間構架於設計時須考慮能夠有效傳遞剪力，包括面外之剪力與偏心矩造成之平面彎矩，如圖 4.17。

圖 4.18 為各種不同新設構架與既有構架之梁連結施工方式供參考，圖中其預力螺桿、植筋數量及化學錨栓數量與施工標準則依相關規定設計與施作。

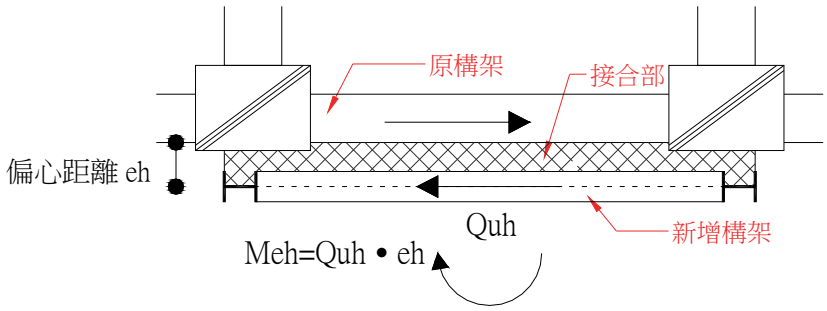
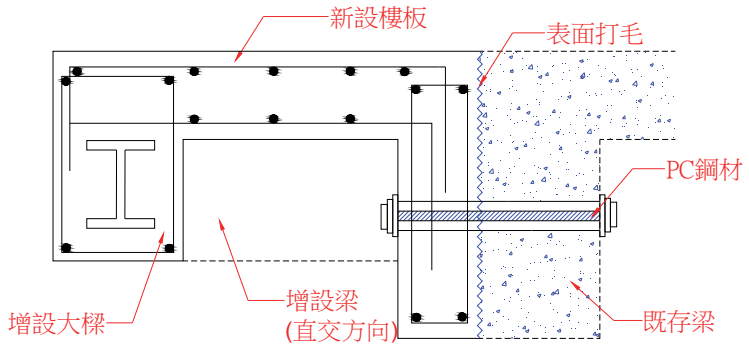
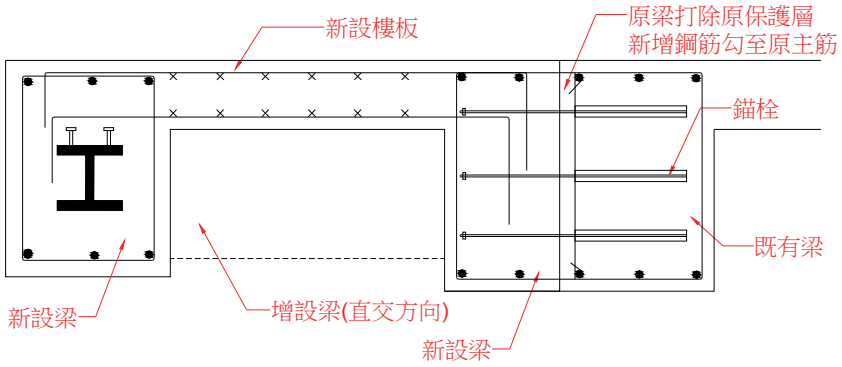


圖 4.17 新外部構架與既有結構力傳遞





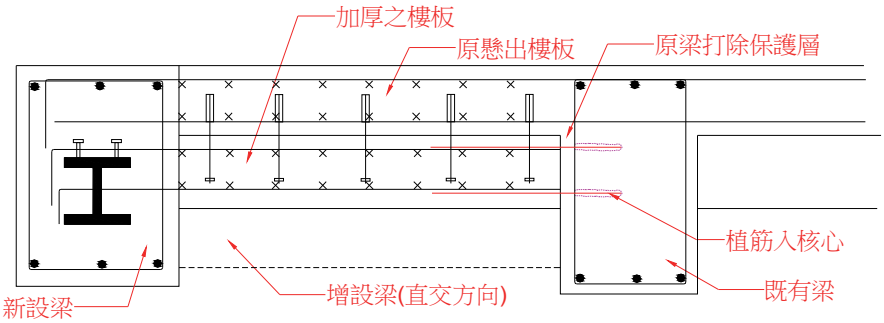


圖 4.18 新設外部構架與既有梁連接圖

4.5.4 其他補強技術

其他未於本手冊之補強方式，例如增加柱量與改善勁度分配等方法，除非該技術之資訊已相當完備，否則須基於實驗之結果，始得將該技術應用於補強設計。

4.6 非結構構材

4.6.1 一般原則

補強方法之目的在於避免非結構構件如外部鋪面於地震時剝落或掉落，此法僅應用於可能因掉落造成危害生命或堵塞疏散動線之外部構件。

4.6.2 耐震目標

(1) 構件性能

修復或補強之主要目的為避免外部非結構構件之剝落或脫落以確保生命安全。非結構構件之補強目標隨著建築位置、非結構構件之結構形式以及材料而不同。

(2) 建築性能

非結構之補強不應影響結構性能。若非結構之補強有可能影響結構性能，則須進行詳細之探討並判斷其影響度。

4.6.3 規劃

需進行補強之非結構構件如下：

(a) 外牆，例如帷幕牆、女兒牆、玻璃磚等。

(b) 外牆上之玻璃窗及窗框。

(c) 外牆鋪面，如磁磚或大理石鋪面。

第五章 基礎補強

5.1 一般原則

既有建築物之基礎進行補強前，應先對地盤和基礎進行評估，方可進行補強設計和施工。既有地盤和基礎的耐震評估、補強設計和施工，應由大地工程相關專業人員擔任。

在選擇既有建築基礎補強方案時，應根據補強目的，結合土壤、基礎和上部結構的現狀，並考慮上部結構、基礎和地盤的共同作用，可初步選擇採用補強地盤、補強基礎或加強上部結構剛度和補強基礎相結合的方案。

建築耐震補強時一般希望基礎不需要進行補強。一般而言，基礎之補強應使為一補強計畫簡單、實際與經濟，且可大幅提昇建築耐震性能之補強方式。

初步選定的各種補強方案，應分別以預期效果、施工難易程度、材料來源和運輸條件、施工安全性、對鄰近建築物及環境的影響、機具使用條件、施工工期和造價等方面進行技術經濟方面分析和比較，選定最佳的補強方法。

對進行基礎補強中的建築，應在施工期間進行觀測，對重要建築物或對沉陷有嚴格限制的建築物，尚應在補強後繼續進行沉陷觀測，直至沉陷達穩定狀態為止。對鄰近建築物和地下管線應同時進行相關監測。

[說明] 進行耐震補強時，必需考慮補強後建築物因整體剪力與位移容量提高，或者只針對某一柱構材補強，而造成施加於基礎或者基礎施加於地盤之作用力增加，所以必須檢討補強後建築物是否會導致原基礎變形或破壞，或者造成不均勻沉陷而影響上部結構安全，當檢討後發現上述問題時，應採用其他補強策略或者以地盤改良等方式來處理，不可忽略此一現象。

5.2 基礎補強需求

(1) 基礎補強之目標為輔助補強之上部結構使其可有效滿足於建築耐震整體需求。

(2) 基礎應足以支承補強後上部結構之永久載重。

(3) 當建築物之結構性能未來可能因地震時發生沈陷、砂土液化而產生負面影響時，應適當提昇土壤之性能。

[說明] 建築物承受地震時，上部結構及基礎構造均可能受創，因此首須進行損害之安全鑑定，以判別可能災損之結構缺點，及是否於地震下會嚴重致損而須拆除。若有嚴重損壞可能性者，則應進行後續之相關補強施工設計。

基礎構造之補強，應先行調查建築物地上及地下部份之現況(部份基礎構造之損害係藉由上部結構之破壞，如牆體裂縫來呈現)，分析已有之地質資料，若有需要應進行補充工址調查或實地挖掘查看基礎現況。建築物除考慮本身之耐震性能外，亦應特別注意場址之受震穩定性，對可能產生土壤液化、地陷、坡地崩塌等災害的危險性應進行評估，並採取必要的防護措施。當鑑定結果顯示出建築弱點為地盤承載力不足，或地基及基礎處理、設計不當，致使建築物會發生嚴重損壞時，即應考慮對地盤進行改良或對基礎進行修復及補強。

一般而言，基礎補強工法之考量，至少應充分掌握及符合下列三項目標：

(1) 配合上部結構之補強，使其修補之全面性成效得以發揮，除滿足上部結構之安全與性能要求外，整體構造亦合乎使用機能需求。

(2) 基礎補強(含地盤改良)後必須能安全承受補強後結構物之總荷重及常時、地震時荷重。

(3) 當再度發生地震時，經修補後之基礎耐震特性及行為，應使建築物之安全性及結構性能不致產生過大之不利影響。

在一般基礎損壞原因中，由地震直接產生之機率雖然較低，但若一旦發生，災損往往相當嚴重。因此，針對基礎耐震之補強而言，為防止日後受到

損害，在補強之初，首須確定修補之安全目標為何，雖然不同之耐震要求應依建築物所處之地理位置、結構類別、基礎型式、建築物現況、重要程度、補強的可能性、以及使用價值和經濟上的合理性作綜合考量，但最起碼之要求，經耐震評估和補強後之基礎，在遭到補強時所採用設計地震作用時，應不致產生嚴重破壞，經修補後應仍可繼續使用。

另外，耐震補強方案的制定應建立在上部結構及地基基礎鑑定的基礎上，從房屋整體的抗震能力和特性出發，所採用的各項補強措施均應與原有結構有可靠聯結，基礎之增設應避免偏心、避免補強後反而使某部位產生弱點，或勁度變化過大，而使受震時引致局部破壞。亦即，各部位修復補強後之耐震能力應與整體構造之安全標準一致；而為了適當提高震後補強建物之耐震能力，補強時之耐震標準宜符合最新耐震要求，尤其是針對醫院、學校、消防設施、通訊單位等地震時需提供緊急醫療、避難、救難及通訊服務的重要場所。此外，補強後建物之耐震性能標準高低，亦可依建物之預期使用年限予以彈性考量，若結構僅要求 3~5 年之短期使用後即拆除之，則可按最新規範在合理範圍內予以放寬，或採用舊標準；而若結構要繼續長期使用，則最好以最新之耐震標準處理。

5.3 補強對策與措施

基礎補強之對策措施依處理對象(地盤本身或基礎結構)之不同或原理(提高抵抗力或降低作用力)之差異，可概分為(1)地盤改良，(2)基礎結構補強，(3)改變結構受力機制等三大類，由於影響地基震害之因素眾多，若僅採單一方法修補有時常難以完備，因此實務上常須多種工法配套同時進行，方能達成修補目標。

[說明] 以下介紹三種不同對策措施之補強理念(圖 5.1, 5.2)：

(1) 地盤改良

若基礎位於軟弱或軟硬不均之地盤上，壓縮性大，抗剪強度低，或有發生

土壤液化之潛能，可透過壓密排水、夯實、化學固結及置換等方式改良土層性質，強化、固結地盤，提高地盤之承載力、降低壓縮性、增加耐震穩定性。此法一般較適用於結構物對場址地盤不符合力學性能之處理，對於震後受損結構物之基礎補強常是利用灌漿固結等方式搭配使用。常使用之工法有:

(a) 高壓噴射灌漿工法: 高壓噴射灌漿工法係將水泥與化學藥液(矽酸鈉)混合後，灌入土體內，藉其膠化凝固作用，以減少地盤之透水性，或增加地盤強度的工法。

(b) 化學攪拌樁工法: 化學攪拌樁工法係使用鑽掘機，先預定鑽掘至需要深度，再利用鑽桿下端之特殊噴射裝置，以壓力泵噴射「地盤硬化用」之化學藥劑，同時拔起鑽桿，使在鑽掘區造成圓柱狀的固結體，以達地盤之改良及強化的一種基礎土壤穩定施工法。

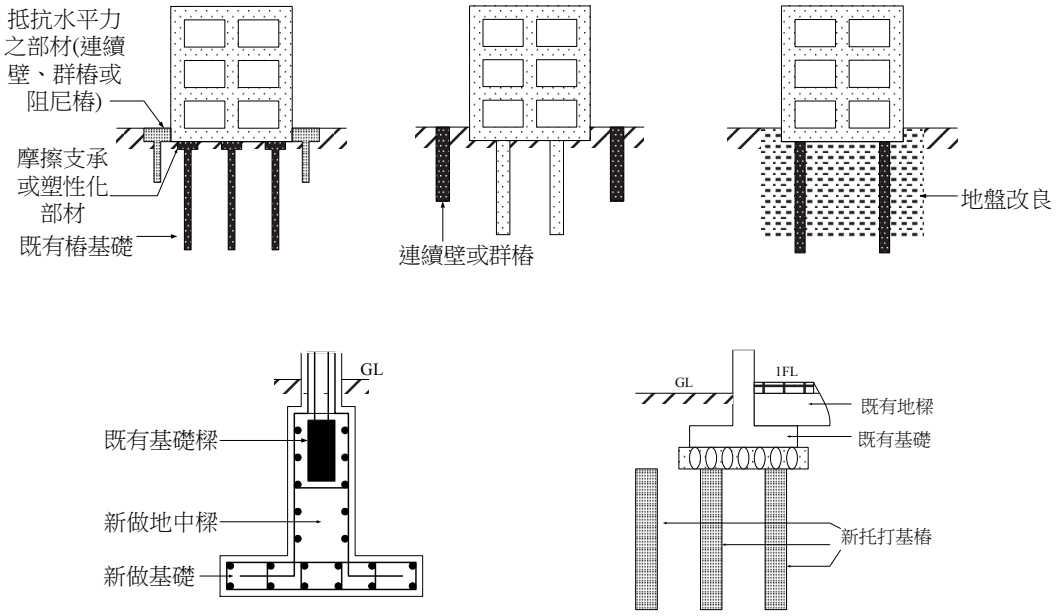


圖 5.1 不同基礎補強示意圖

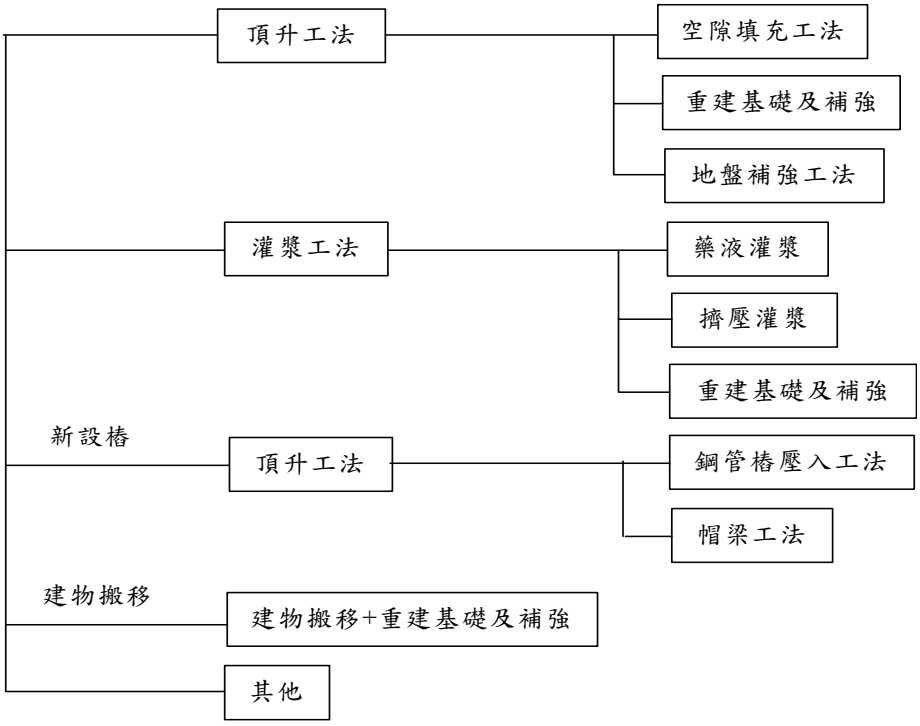


圖 5.2 基礎之補強工法

(c) 擠壓灌漿工法: 係將高稠度、低坍度之水泥砂漿材料以高壓噴射之方式注入土壤中。灌漿材料於高壓狀態下，不易滲入土壤孔隙中，故水泥砂漿灌入土體後便形成一球狀物，並在水泥砂漿與土壤間形成一界面。當灌漿球在壓力灌注下，將逐漸向外擴大，此時在灌漿球周圍之土壤將受到灌漿球之擠壓而達到更形緊密之改良效果。

(d) 鋼管樁壓入工法: 基礎下方採鋼管壓入承載層，藉鋼管樁支承、頂升基礎，軟弱地層造成差異沉陷之補強效果佳。

(e) 排水砂樁與礫石樁: 可有效改善抗土壤液化能力。

(2) 基礎結構補強

基礎結構之修補方式和基礎型式、建物規模等有密切關係，方法雖然很多，但其目的皆在提高修補後建物基礎之耐震能力及建物原有之使用機能。

(a) 差異沉陷、傾斜扶正: 扶正方式有利用千斤頂上抬之頂升工法，及以

直接基礎建物為對象，逕在地基中灌入材料，藉由地基的隆升將建物抬高的灌漿工法，前者透過機械式之操作因此準確性較高，而後者雖難達到信賴性及準確性之標準，但卻能符合復舊時簡便、迅速的要求。

(b) 基礎補強: 主要係將原基礎加深或加寬，或使用水泥漿體或環氧樹脂等補強材料，注入原基礎裂縫或扶正後之空隙使其結合，以提高原基礎之抗彎、抗剪及抗蝕能力，並提高其承載力。

(c) 重建、新設基礎: 若評估原基礎構造補強後仍不足以滿足耐震功能需求，或原基礎已經損害，無法再使用時，則需考慮重建或新設基礎。重設之基礎可能在原基礎下，或在原基礎外再以帽梁聯結；也可能配合地盤補強來進行，其型式視基礎情況及重設基礎之施工條件而定。

(3) 改變受力機制

(a) 隔震、消能: 於基礎採用隔震裝置及消能器，以延長結構周期及發揮遲滯消能效果，可有效降低結構所受之地震力及各項反應，基礎受損之機率自然降低，因此，隔震消能亦為基礎修補方式之一。惟採用隔震裝置時，所有基礎必須全面施作，工程浩大，且須考量結構之高寬比，以免傾覆力矩過大，使隔震性能失效，另外，管線設施亦須配合隔震建築的最大水平位移量，採取必要的變更設計，因此，除非必要，一般較少採用隔震、消能的方式來作基礎補強。

(b) 改變荷重傳遞: 改變荷重分布及傳遞機制、增設伸縮縫或加強上部結構剛度等，以改變基底應力分布狀態，使基礎受力均勻，減少結構物之差異沉陷，亦為另一種型式之基礎補強。

基礎之補強需講求效果及經濟效益，經費、工期與影響範圍是補強之考量要件，但由於工法種類很多，各具特色及適用性，因此在明確的要求補強的性能之前，工法的選定是很重要的。一般而言，工法的選擇應綜合考量下列各因素：

（1）結構條件

包括建築物的規模、勁度、重要性、荷重分布、建築材料；基礎型式、配置、深度；穩定安全係數及變形容許值等。

(2) 地盤條件

是否為軟弱地盤？承載力及壓縮特性為何？是否有發生土壤液化之潛能？及地下水位之高低等亦是關心的重點。若地下水位較高，除影響土壤之力學性質外，亦會影響修補之可施工性。

(3) 工法特性

在確定工法前，應對工法技術、經驗、能力、所需工期、費用，及補強後之可靠性及耐久性等作完整而周全之評估，以尋求最佳方案。

補強工法確定之後，接著即進行設計及施工，設計時之基本原則即：修補後之結構物(1)能滿足耐震要求(2)需能確保上部構造之安全及正常性能(3)需能維護整體構造之使用機能。而在施工過程中，監測是非常重要的。

對於低矮建築物，基礎因為埋深較淺且多為直接基礎，即使受到和樁基礎同程度使建物傾斜的地震力時，其基礎材質本身構造性能受損的機率較小，大部分是因地盤承載力不足而使基礎下陷、傾斜，為提昇其性能、居住性，有必要針對各別之情況作補強，圖 5.3 為一般直接基礎常用補強方式。

當既有建築物或補強後建築物的基礎不滿足耐震承載力設計要求時，可採用鋼筋混凝土來加大基礎底面積或增設新樁等方式，以滿足地基承載力和變形的設計要求。當基礎承受偏心載重時，可採用不對稱加寬；當承受中心載重時，可採用對稱加寬，原則上應保持新舊基礎的結合，形成整體。對於加寬部分，應採用與原基礎底部材料及厚度相通之墊層，使加寬後的基礎與原基礎的底部標高和應力條件相同與使變形協調。沿基礎高度隔一定距離應設置錨錠鋼筋，使新澆混凝土與原有基礎混凝土緊密結合成整體。

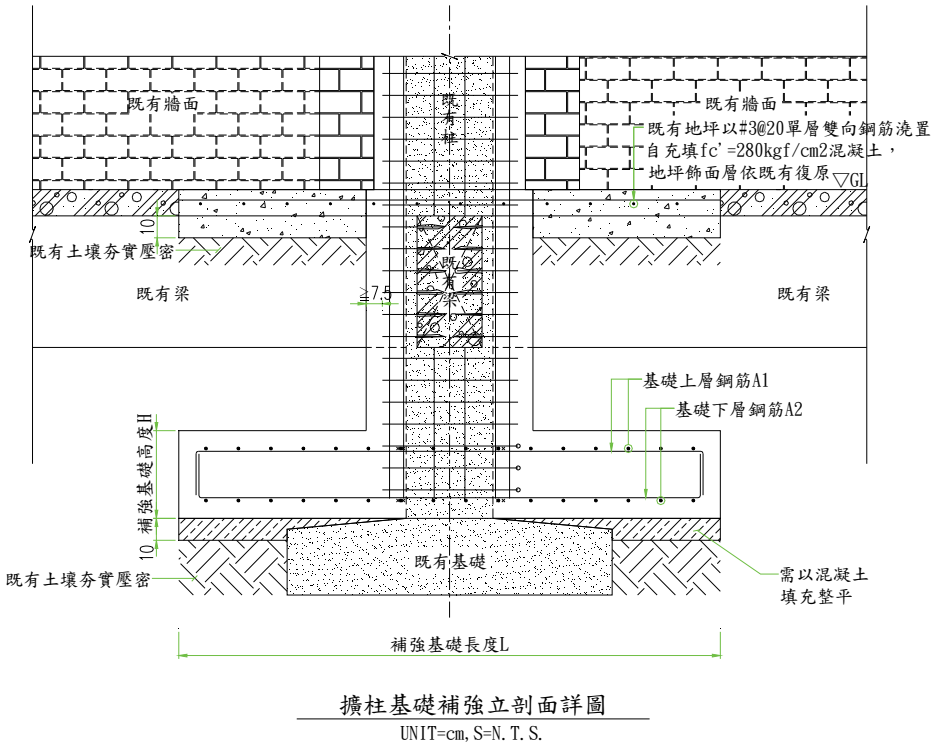


圖 5.3 擴大直接基礎補強方式

5.4 結構細節及其他注意事項

(1) 一般情況下，新增之基礎不得偏心配置。

(2) 不同種類之基礎不宜同時使用。

(3) 新基礎與既有基礎連結之勁度與強度應與整體基礎盡量接近。

(4) 建造新基礎時，應注意不得造成既有基礎之損傷。

(5) 決定基礎補強方式時應考慮施工安全與施工性。

第六章 建築設備補強設計基本原則

6.1 一般原則

既有建築之裝修材及建築設備之耐震能力與補強設計應符合下列規定:

(1) 屋頂鋪面材及突出廣告看板在設計地震下應不致掉落。

(2) 屋頂突出物及水槽、煙囪、冷卻塔等在設計地震下應不脫離結構主體。

(3) 與緊急避難路徑有關之樓梯扶手、逃生門及天花板應防止在設計地震下脫落或損壞。

(4) 建築物中之電梯在設計地震下纜車或捲筒主索不脫位，且電梯箱及平衡錘不得脫離軌道或失去平衡。原動機、控制盤以及捲揚機在設計地震下不得有倒轉或移動之現象。

[說明] 考慮地震時屋頂鋪面材、突出廣告看板及設置於屋頂之冷卻塔等應與建築主體結構確實錨定，且屋頂突出物、水槽、煙囪等也應考慮本身之結構安全，因為一般附屬於建築物之非結構構材與設備所處位置之地震加速度大於地表之加速度，而且通常一般附屬設施之靜不定贅餘度較少，當強烈地震作用時，可能主體結構尚未崩塌卻因附屬設施墜落而造成危險。上述墜落物考慮不包含牆面裝修材(如磁磚等)因牆體剪力變形而產生脫離掉落芝現象。有關墜落危險之評估，可以根據建築物耐震設計規範及解說中「第四章 附屬於建築物之結構物部分構體、非結構構材與設備之地震力」及「第五章 非建築結構物之地震力」來檢討。

為了確保電梯內使用者於強烈地震作用時之安全，必須確保纜車或捲筒主索不脫軌，且電梯及平衡錘不脫離軌道或失去平衡，原動機、控制盤、及捲揚機不得產生倒轉或移動之現象。

參考書目

1. 日本建築防災協會，既存 RC 造建築物耐震診斷基準、改修設計指針同解說，2001。
2. 楊季軒，「間接接合型鋼框架斜撐在鋼筋混凝土構架耐震補強之應用」，碩士論文，國立台灣大學土木工程系，台北，民國 103 年 7 月。
3. 張庭瑜，「鋼筋混凝土開口剪力牆校舍補強之試驗研究」，碩士論文，國立台灣大學土木工程系，台北，民國 104 年 7 月。
4. 內政部建築研究所，低層含磚牆建築物耐震補強手冊研究，2006。
5. 中華民國地震工程學會，「鋼筋混凝土建築物補強及修復參考圖說與解說」，2015 年。
6. 羅俊雄、廖文義、葉永信，2002，「含非結構牆兩層樓構架之耐震試驗」，國家地震工程研究中心研究報告。
7. 國家地震工程研究中心，校舍結構耐震評估與補強技術手冊，2014 年。
8. 內政部建研所，「磚構造建築技術規則之研修及磚牆配置之探討」，2003 年。
9. 內政部建研所，「加強磚造建築物耐震診斷與補強對策之研究」，2003 年。
10. Thornton WA, 1991, On the analysis and design of bracing connections, National Steel Construction Conference, American Institute of Steel Construction, Chicago, Illinois.
11. Muir LS, 2008, Designing compact gussets with the uniform force method, Engineering Journal, 1st quarter, 13-19.
12. 林保均、蔡克銓、吳安傑、莊明介，2014， 挫屈束制支撐與接合設計雲端運算流程解說，國家地震工程研究中心，報告編號：NCREE-14-011，台北，台灣。
13. 吳安傑、林保均、莊明介、蔡克銓，2015。挫屈束制支撐構架設計概要與工程應用。結構工程，第 30 卷，第 1 期，第 11-33 頁。

14. 張國鎮、黃世建，含牆 RC 結構物之耐震能力評估與補強(1)-(3)，行政院國家科學委員會補助專題研究計畫成果報告，2002-2004。
15. 劉白梅，中低層磚構造建築物耐震能力之探討，行政院國家科學委員會補助專題研究計畫成果報告，2002。
16. 黃世建、陳力平、陳俊宏，含開口 RC 牆非韌性構架之耐震試驗，國家地震工程研究中心研究報告，2003。
17. 李有豐、陳振瑋，以等值柱模型分析含牆 RC 構架，國家地震工程研究中心研究報告 NCREE-06-001。
18. 蔡克銓、黃世建，非韌性 RC 含牆構架之耐震評估與補強講習會，國家地震工程研究中心研究報告(NCREE-04-026)。
19. 蕭江碧、羅俊雄、陳柏端、廖文義、柴駿甫、鄧崇任、簡文郁，建築物耐震性能設計法之性能目標與相關項目研究，內政部建築研究所研究報告，2002。
20. Benjman, J.R. and Williams, H.A., “The behavior of one-story reinforced concrete shear wall”, Journal of Structural Division, ASCE, Vol. 83, No.3, pp.1-49.(1957)
21. Aschheim, M., Moehle, J.P. and Werner, S.D., 1992, Deformability of Concrete Columns, Project report under contract No.59Q122, California Department of Transportation, Div. of structures, Sacramento, Calif., June.
22. Moehle, J. P., Sezen, H. and Elwood, K. J., 2000, "Response of reinforced concrete buildings lacking details for ductile responses," Proceedings of international workshop on annual commemoration of Chi-Chi earthquake, Vol. 2, pp.26-40, Taipei.
23. Applied Technology Council (ATC-40), 1996, “Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings,” California Seismic Safety Commission, CA, USA.

24. 邱聰智、邱建國、葉勇凱、簡文郁、鍾立來、周德光，「典型校舍耐震補強設計與驗證」，國家地震工程研究中心，研究報告 NCREE-08-038，2008 年。
25. 歐昱辰、蔡東均、賴彥宇、王智佳，低矮 RC 建築以非矩形斷面柱提升耐震性能之實驗研究，內政部建築研究所研究報告，2016。

鋼筋混凝土建築結構耐震補強技術與示範例之研擬

出版機關：內政部建築研究所

電話：(02) 89127890

地址：新北市新店區北新路 3 段 200 號 13 樓

網址：http://www.abri.gov.tw

編者：**鄭元良、廖文義、李台光、黃國倫、周楷峻、蕭輔沛、婁光銘、邱智佑**

出版年月：105 年 12 月

版次：第 1 版

ISBN：978-986-05-0780-5 （平裝）