

產業自動化—營建業自動化計畫成果報告

計畫名稱：現有鋼筋混凝土建築物補強之初步研究

計畫編號：02244810616

執行期間：80年7月1日至81年6月30日

現有鋼筋混凝土建築物補強之初步研究

計畫主持人：陳慧慈

共同主持人：周健捷

洪思閔

鄧崇任

主辦單位：內政部建築研究所籌備處

執行單位：國家地震工程研究中心

中華民國八十一年十二月

誌 謝

本研究承蒙內政部建築研究所籌備處補助經費，謹致最深的謝意。此外，感謝下列諸位學者專家(以姓名筆劃為順序)，在各次簡報中，對本研究所給予之指正與鼓勵：甘錫溼先生、李東昇先生、邱昌平教授、洪宏基教授、高健章教授、陳清泉教授、許茂雄教授、陳正平先生、張荻薇先生、趙文成教授、蔡益超教授、蔡江洋先生。最後，謹向曾清銓先生及蕭興臺先生致最大謝意，感謝其提供國內補強案例資料供本研究參考。

摘 要

關鍵詞：現有鋼筋混凝土建築物，耐震補強。

本研究為現有鋼筋混凝土建築物補強之初步研究，主要的目的在對國內外現有的耐震補強研究及技術做有系統的探討與整理。報告中，首先說明進行耐震補強作業時應注意的事項，然後就 UNIDO 手冊，日本的「耐震改修設計指針」，以及中國大陸的「工業與民用建築抗震加固技術措施」中，對於現有鋼筋混凝土建築物的耐震補強方法加以整理，並介紹日本及國內的補強案例。

另一方面，對美國洛杉磯及日本靜岡縣執行大規模耐震補強作業的經過及所遭遇的問題亦加以討論，並提出建議。

最後，本研究亦對國內未來耐震補強的研究方向提出建議。

ABSTRACT

Key Words: seismic strengthening, existing reinforced concrete building.

The purpose of this study is to summarize the current research findings and the design approaches developed for the seismic strengthening of existing reinforced concrete buildings. The procedures for conducting the seismic strengthening of existing structure are described first, followed by the summary and discussion of the design approaches developed in Balkan Region, Japan and mainland China; the examples for seismic strengthening selected from Japan and Taiwan are also presented. On the other hand, the problems involved in implementing large-scale seismic strengthening of existing buildings in Los Angeles and Japan are analyzed and recommendations are made for the future implementation in Taiwan area. Finally, the possible directions for future researches on seismic strengthening of existing buildings are also proposed.

目 錄

	頁次
誌謝	i
摘要	ii
目錄	iv
第一章 緒論	1
1.1 前言	1
1.2 國內外相關研究	1
1.3 研究目的與內容	3
1.4 報告內容	4
第二章 耐震補強有關事項	5
2.1 前言	5
2.2 耐震補強的時機	5
2.3 耐震補強設計之目標	5
2.4 事前調查	7
2.5 補強計劃	7
2.6 補強計算及補強效果之評估	12
2.7 補強工程之施工	13
第三章 耐震補強工法	14
3.1 前言	14
3.2 UNIDO手冊的補強工法 [15]	14
3.3 日本「耐震改修設計指針」 [5]	20
3.3.1 增設耐震壁之補強	21
3.3.2 增設翼牆之補強	30
3.3.3 柱的補強	36
3.3.4 其他之補強方法	45

3.4	中國大陸之建築抗震鑒定及加固相關資料 ...	50
3.4.1	建築抗震鑒定標準	50
3.4.2	建築抗震設防之有關規定	50
3.4.3	建築抗震加固技術措施	51
第四章	國內外之耐震補強案例	52
4.1	前言	52
4.2	日本靜岡縣 S 高中之耐震補強設計 [1].....	52
4.3	國內補強設計實例	62
第五章	國外執行大規範耐震補強作業的 經驗	68
5.1	前言	68
5.2	日本靜岡縣的經驗 [16].....	68
5.3	美國洛杉磯的經驗 [17].....	70
5.4	結語	72
第六章	結論與建議	73
參考文獻	75
附錄 A	78
A-1	耐震壁之補強計算法	78
A-2	耐震壁之補強計算例	90
附錄 B	增設翼牆之補強計算法	96
B-1	補強後之構件的保有性能	96
B-2	增設翼牆之補強計算例	99
附錄 C	113
C-1	柱之補強計算法	113
C-2	柱之補強計算例	115

附錄 D	119
D-1 中國大陸建築抗震鑒定標準	119
D-2 中國大陸建築抗震設防有關規定	122
D-3 中國大陸工業與民用建築抗震加固技術措施	131
附錄 E	157
E-1	157
E-2	165
E-3 大陸之材料規範	168

第一章

緒論

1.1 前言

耐震補強的目的為對在前次地震中受損的結構物加以修護，盡可能地使其恢復至原有的抗震能力，或是提供現存未損壞的結構物更高的耐震強度或韌性，使其能抵抗未來的地震而不致受損。鋼筋混凝土結構一般被認為具有相當好的耐震性，然而在過去的許多次大地震中，如1948年的日本福井地震，1968年的日本十勝沖地震以及1985年的墨西哥地震等，許多的鋼筋混凝土結構都受到損壞或崩塌，造成不少生命及財產的損失。雖然這些不幸的事件令人惋惜，但對於地震工程的研究而言，由這些受災案例之研究所獲致的結論卻能做為修正原有的耐震設計方法或提出新的耐震設計方法以及修改既有的耐震設計規範的原動力，以期往後興建的建築物能具有更佳的耐震能力。但是對所有的現存建築物而言，其設計係依照舊有的耐震設計規範；有的尚未受到大地震的侵襲，有的經大地震後雖倖存，但卻喪失了一部分的耐震能力。因此如何診斷與評估這些建築物所具有的耐震能力以及對於耐震能力有問題的建築物如何施以耐震補強，使其能具有足夠的抗震能力而不致在下一個地震中受到損害是一件刻不容緩的工作。

1.2 國內外相關研究

耐震補強的研究近年來已成為地震工程研究中相當受到注目的一個研究主題。日本在1968年之十勝沖地震中許多中低層的鋼筋混凝土建築物之柱因受到剪力破壞而受到甚大的損害。從這個地震之後，耐震補強的研究受到相當地重視，大家除了強烈地意識到有必要發展新的設計方法及再評

估現有的建築物的耐震性外，並注意到耐震補強方法的開發，因而開起了一系列的研究。這些研究主要可分為(1)構件及材料，(2)接合之方法，(3)補強之解析以及(4)補修的方法等。關於這些研究之相關文獻以及重要結論在文獻[1,2,3]中均有說明。這些研究的成果大都反應在新的規範中，如日本建築學會的「鋼筋混凝土校舍的耐震診斷方法與補強方法」[4,5]。

美國方面自1966年左右起即不斷地有學者提出應該重視耐震診斷與補強的研究後，亦進行了不少的研究[6,7,8,9,10,11]。美國國家科學基金會更自1991年起執行至1993年為止的大型研究案[12]來進行耐震補強的研究，並要求參與研究者要協助完成準則提供參考。此外，美國Federal Emergency Management Agency (FEMA)於1989年9月委託Applied Technology Council (ATC)一個三年的研究案，希望能指出影響制訂「現有建築物的耐震補強準則」的因素以及解決之道，目前該研究已提出一份期中報告[13]，將問題歸納為12類：(1) scope issues, (2) implementation and format issues (3) issues of coordination with other efforts, (4) legal and political issues, (5) social issues, (6) economic issues, (7) historic building issues, (8) research and new technology issues, (9) seismicity and mapping issues, (10) issues of engineering philosophy and goals (11) issues in the development of specific provisions (12) nonstructural element issues。針對每類的問題先做背景說明再提出各種可能解決之道，最後再由參與的人員討論建議應採取的方案。

聯合國工業發展組織(United Nations Industrial Development Organization)則於1983年邀請巴爾幹地區的數個國家，依該地區過去受到地震災害的經驗制訂了耐震補強手冊[14]，主要係對建築物的修護與補強提供定性的指導方針，其中包括柱、梁及梁柱接頭等，其中的一些補強方法仍在進行實驗[9,10]，而Rodriguez and Park [15]則將目前有關耐震補強方法，尤其是在柱的補強方面，做了整理與比較。

此外，為防患未來大地震對現有的一些建築物造成破壞，日本的靜岡縣 [16] 與美國的洛杉磯 [17] 均進行了大規模的耐震補強作業，提供了相當寶貴的經驗。

至於國內關於耐震補強的研究並不是很多。林草英及林勝益 [18] 探討以增設剪力牆補強工法所提升之剪力強度及其對原有結構體之影響，建議於使用 ACI 規範之公式計算剛框架中增設剪力牆結構體之剪力強度時，應視該剪力牆之施工及配筋方式採用不同之修正係數 ϕ 值。趙文成及彭耀南等進行了一系列關於梁 [19]、柱 [20] 及接頭 [21] 等耐震補強實驗研究。在這些研究中，他們比較了不同的補強材料如混凝土、箍筋、鋼板、環氧樹脂等對補強效果的影響。許茂雄 [22] 則探討短柱的耐震補強，其主要的目的在尋求以不增加原有短柱勁度的方法來提高短柱的韌性；其研究結果發現以鋼絲網的補強效果最好，而在補強短柱底刻意留設之凹槽，可使補強後之短柱由剪力破壞變成撓曲破壞。張荻薇 [23] 對地震受損建築物之修復法及各種耐震補強設計法做了概要性的說明，並介紹了鋼筋混凝土建築物震害補修及補強的實例。另一方面，為評估現有鋼筋混凝土建築物的耐震能力，以做為補強與否的依據，蔡益超等 [24,25,26] 則進行了一系列有關耐震評估的研究。

1.3 研究目的與內容

耐震補強的方法以及如何計算補強後的耐震能力為相當複雜的問題。固然對在地震中受害的建築物應該予以補強，以期恢復原有耐震能力，但對一些現存而未受害的建築物，一般而言，大多數是根據舊的耐震設計規範設計的，實有必要依新規範來評估其耐震能力，必要時得進行耐震補強，因此近年來耐震補強已成為地震工程研究中相當受到注目的研究主題。過去國內的耐震補強研究並沒有很多，欲有系統地推動國內的耐震補強研究以達到補強之定量化與

規範化之前，有必要對國內外現有的耐震補強研究及技術做深入的探討與整理。

本研究為關於耐震補強的初步研究，主要的目的在搜集國內外對現存耐震能力不足之鋼筋混凝土建築物的耐震補強相關文獻以及技術資料，加以研讀整理，另一方面亦將就國內外已完成的鋼筋混凝土建築物耐震補強案例進行研究，以瞭解進行耐震補強作業時必須考慮的因素及所採用的設計與計算方法。

1.4 報告內容

第二章為耐震補強作業的有關事項的介紹，而各種補強工法則說明於第三章。第四章為國內外的補強例的比較。第五章介紹了美國洛杉磯及日本靜岡縣執行大規模耐震補強的經驗。關於耐震補強未來研究方向則建議於第六章。

第二章

耐震補強有關事項

2.1 前言

耐震補強之目的為對經耐震評估(診斷)後，判定為耐震安全性不足之建築物，採用耐震補強之方法，以增加其安全性。圖 2.1 所示者為耐震補強作業的一般流程。

2.2 耐震補強的時機

影響現有鋼筋混凝土建築物的耐震性及耐久性的原因大致上可分為：(1)設計與施工技術規範的變遷，(2)建築物自身的老化作用，(3)設計、施工與材料的品質，(4)建築物基礎與周圍環境的條件，(5)震害與火災的歷史以及(6)建築物興建時的社會狀況。就現有鋼筋混凝土建築物而言，若考慮上述之因素，經耐震及經濟效益評估後，被判定為有進行耐震補強的必要時，即應進行耐震補強，以維護生命財產的安全。

2.3 耐震補強設計之目標

耐震補強設計時，應明確地設定耐震性能的目標值。換句話說，就是必須對進行耐震補強之建築物，在補強後，其耐震性能到底能做何種程度的改善有明確之設定。設定耐震性能的目標值時，應考慮之因素為(1)預期的地震大小，(2)預期受害的程度，(3)建築物的重要性，(4)安全率的評估方法及(5)經濟上的投資效益。

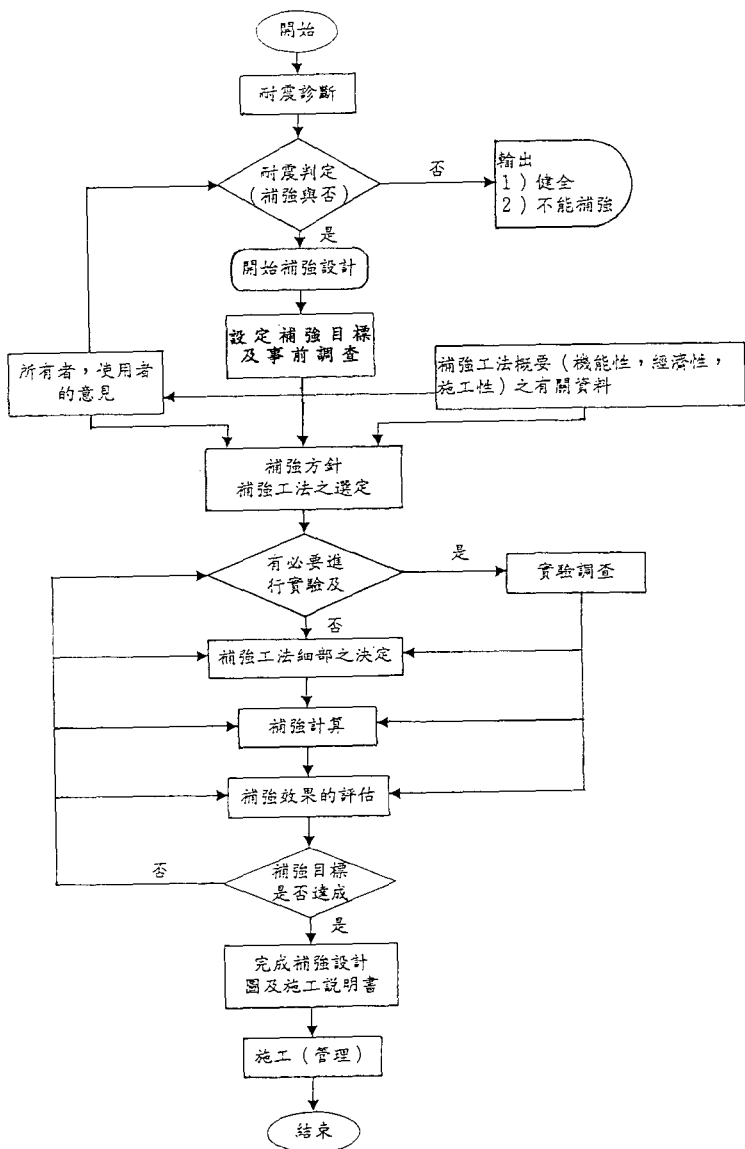


圖 2.1 耐震補強作業流程

2.4 事前調查

在耐震補強設計之前，應對建築物作詳細之事前調查，其主要調查項目為：

1. 建築物使用狀況及機能的調查。
2. 與補強部分有關之設備機械等之調查。
3. 施工性之調查—
 - (1) 施工中安全之維護方法。
 - (2) 施工中之噪音、振動對使用機能之影響。
 - (3) 施工機械、材料進出之方法。
 - (4) 其他有關事項。

2.5 補強計劃

耐震補強設計時，以耐震評估及事前調查的結果，綜合考慮對象結構物補強後之機能、地震力之傳遞路徑、基礎的穩定性和承載力及補強工程之施工性、經濟性等，以決定補強之方針，選擇適當之補強施工法。

就結構體的補強工法而言，其種類大致可分為(1)增設剪力牆，(2)增設翼牆，(3)增設扶牆(buttress)，(4)增設斜撐(brace)，(5)柱的補強，(6)梁的補強，(7)設置裂縫(slit)，(8)減低重量及(9)基礎的補強等，另外，尚有非結構性的補強方法，如於地震時防止窗戶玻璃飛散、粉刷脫落及物品掉落等。上述工法中，值得注意的是(8)之減低重量補強工法。此種工法係將非結構部分或非剪力牆部分的重量儘可能地減小，以降低地震力的作用。這種工法說明了補強的觀念並不是一定要增加重量，有時尚可減低重量以達耐震補強的目的。

此外，就各種補強工法可達成之目標而言，可分為(1)增加耐震強度，(2)改善變形能力(即提高韌性)及(3)兩者的組合[5]。圖 2.2 所示者為補強工法與補強目標的關係，而圖 2.3 ~ 2.8 為各種補強工法之示意圖。

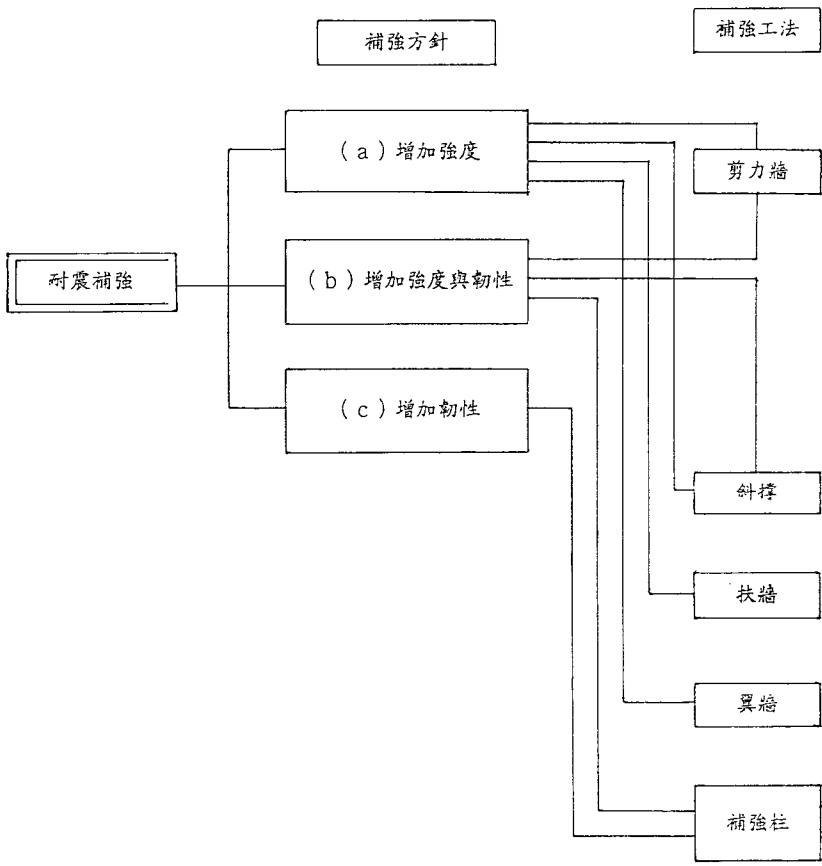


圖 2.2 耐震補強工法

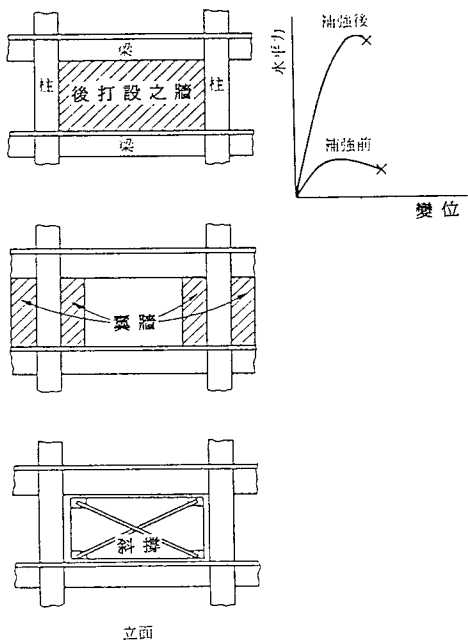
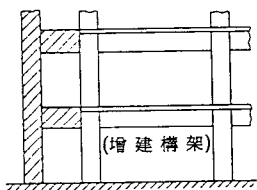
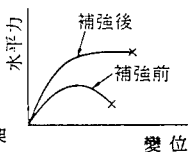
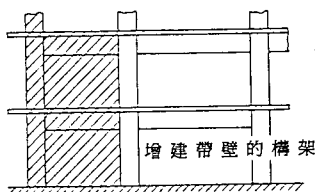
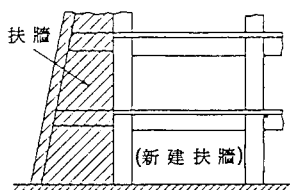


圖 2.3 於現有構架內補強以提高強度之示意圖



立面

圖 2.4 增建構架補強以提高強度之示意圖

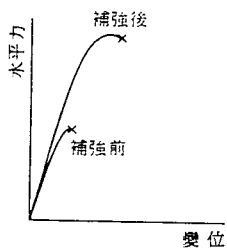
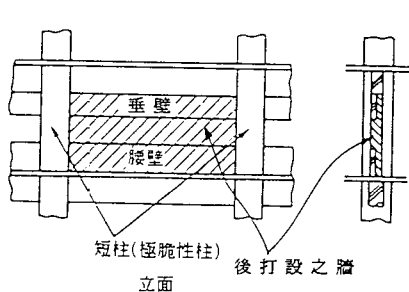


圖 2.5 同時提高強度與韌性之補強例

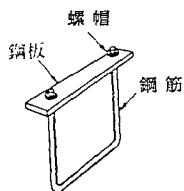


圖 2.6 增設腹筋進行梁剪力補強之示意圖

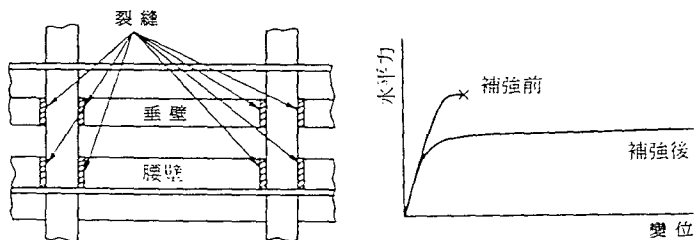


圖 2.7 於腰壁及垂壁之邊緣設置裂縫之補強示意圖

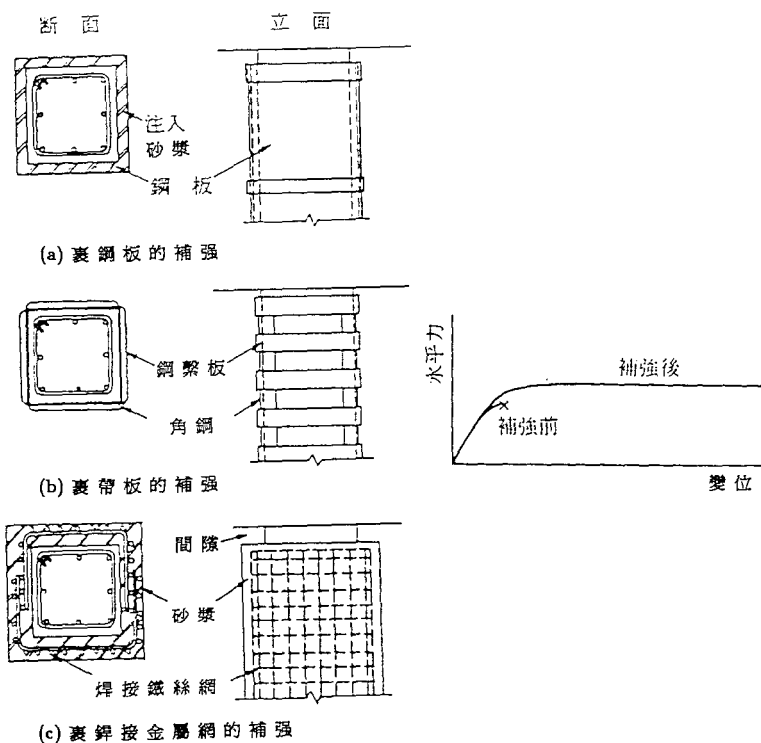


圖 2.8 柱補強之示意圖

2.6 補強計算及補強效果之評估

補強後之耐震構件的結構性能評估，以後述各節之方法為之，而建築物整體之補強效果評估，原則上係以「耐震能力評估準則」[26]為之，但亦可重新分析以確定其行為。此外，補強對其他結構部分之影響也必需加以檢討。

非一般性之補強施工法或與既有建築物之接合部，原則上需以適當之實驗結果，評估之。

2.7 補強工程之施工

補強工程之施工法與新建之施工法不同，補強鋼筋之錨定，混凝土之灌注等皆尚有許多待研究之處。由補強效果之實驗得知，補強後構件之耐力，變形性能等，受到接合部施工之良否的影響甚大。補強施工時，需要有充分的施工管理，以獲補強之效果。

第三章

耐震補強工法

3.1 前言

過去曾有許多的鋼筋混凝土建築物受到地震的侵襲而破壞，其中有些建築物業經修護或補強。此外，為預防類似的災害發生，亦有必要對現有鋼筋混凝土建築物進行耐震補強。由多次震災的經驗及研究的結果，有許多不同的耐震補強工法問世，本章將介紹聯合國工業發展組織 (United Nations Industrial Development Organization) 手冊 [14] (以下簡稱 UNIDO 手冊)，日本的「耐震改修設計指針」[5] 以及中國大陸的耐震補強工法 [27,28,29]。

3.2 UNIDO 手冊的補強工法 [15]

1983 年聯合國工業發展組織邀請巴爾幹地區 (Balkan region) 的數個國家，依該地區過去的震災經驗制訂了耐震補強手冊 [14]，該手冊主要係對建築物的修護與補強提供定性的指導方針。

圖 3.1 所示者為該手冊所建議的一種在樓層間之柱的四周以加設封套 (jacketing) 方式進行局部補強的工法。此工法 (以下簡稱封套補強工法) 係在現有柱的四周加設縱向及橫向鋼筋，並灌注混凝土。此種方式的補強雖然增加了柱的軸向及剪力強度，但其撓曲強度及梁柱接頭處的強度則仍維持不變。為確保新舊混凝土間的接合良好，該手冊亦建議敲除現有柱的表面，使其面成粗糙後，再灌注混凝土。美國德州大學奧斯汀校區曾以短柱的實驗來探討此種補強方式的效果 [9]。圖 3.2 為該研究使用的試體說明，與原有之短柱比較，修護與補強的試體 1-1R 與僅有補強的試體 1-2 和 1-3 均改善了剪力和撓曲強度，但其韌性並不好。

此外，UNIDO 手冊亦建議另一種形式之封套補強工法，如圖 3.3 所示，其主要的著眼點在增進柱的撓曲強度。此種補強方法係在樓版鑽孔，再將軸向鋼筋穿過其間後，於梁柱接頭處再灌注新的混凝土。此種補強方法亦在美國德州大學奧斯汀校區進行實驗 [11]，與原柱相較之下，發現這種封套式補強柱會增加相當多的強度與勁度，但仍然還是沒有增加顯著的韌性。

圖 3.4 所示者為 UNIDO 手冊所提供的一些以單邊加套方式來補強柱的例子。利用此種方式進行柱的補強時，必須要以特殊之方法將增加之箍筋與現有柱的鋼筋接合在一起。圖 3.5 則為圓形柱的例子。

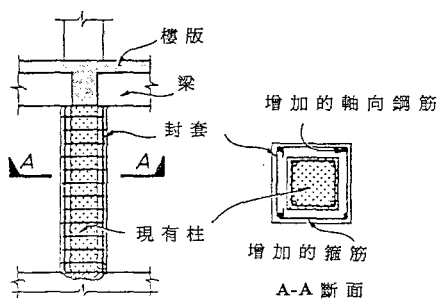
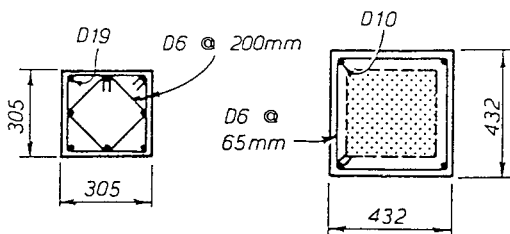
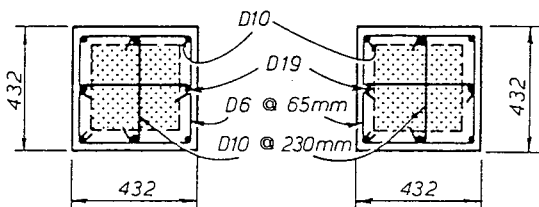


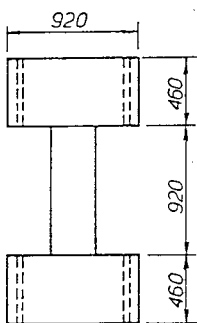
圖 3.1 柱於樓層間採用外加封套的局部補強法



(a) 沒有補強的試體 1-1 (b) 補強的試體 1-2

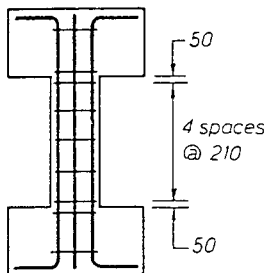


(c) 補強的試體 1-3 (d) 修護及補強的試體 1-1R



立面

(e) 試體尺寸



鋼筋排列

圖 3.2 德州大學奧斯汀校區試驗之柱 [11]

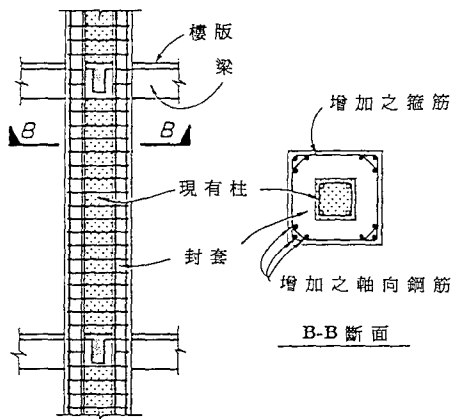


圖 3.3 新增加的軸向鋼筋穿過樓版之柱補強法

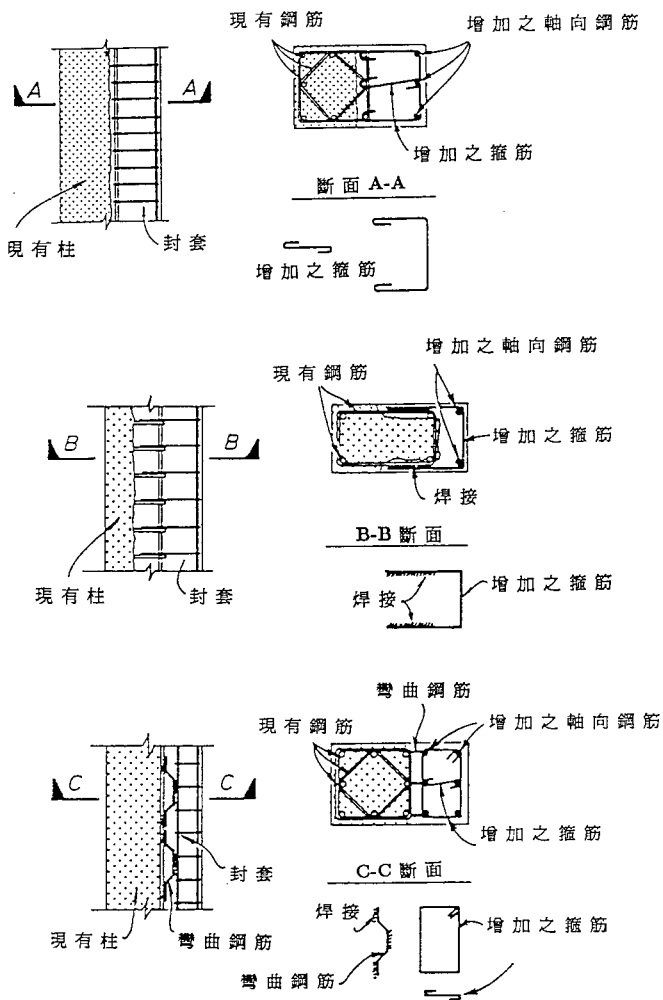


圖 3.4 單邊加封套之柱補強法

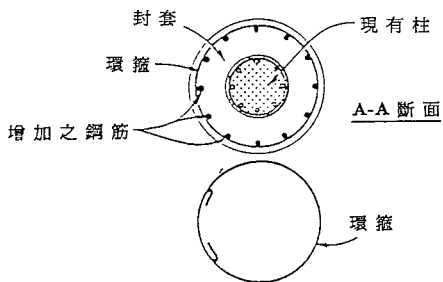
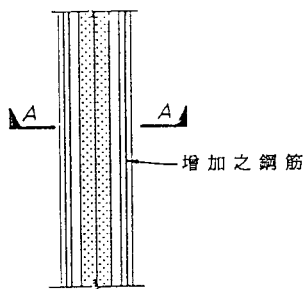


圖 3.5 圓形柱加封套之補強法

採用將新的縱向鋼筋通過樓版的封套式補強工法其優點為：

- (1) 補強建築物抵抗側力之能力可以合理地均勻分布於整個結構體，因此避免了只使用少數的剪力牆所造成的側向抵抗力集中於某些地方之缺點，且因增加重量有限，故不必補強基礎。

(2) 由於不改變原有建築物的幾何形狀，故仍可維持原有的機能。

但是其缺點為：

- (1) 在有些情況下，由於梁之存在，使得增設的軸向鋼筋必須綑綁至封套的角落。
- (2) 由於現有柱的存在，對於不在封套四個角落之軸向鋼筋較不易使用繫筋 (cross tie)。
- (3) 因為此種補強方式缺少合理的指導方針，一般在使用時，仍是靠工程判斷，故對於此種補強方式之分析與實驗研究仍是必要的，以期能提供更多關於強度、韌性以及受震行為等的有關資料。

3.3 日本「耐震改修設計指針」 [5]

日本「耐震改修設計指針」係由日本建設省住宅局建築指導課監修，於 1977 年由財團法人日本建築防災協會發行，其中提及的補強工法有 (1) 增設剪力牆的補強。(2) 增設翼牆的補強。(3) 柱的補強。(4) 增設扶牆的補強。(5) 增設斜撐的補強。(6) 基礎的補強及 (7) 非結構構件的補強。其中除 (1)、(2) 及 (3) 三種補強方式有公式可遵循外，其餘皆僅做定性的敘述；對於梁的補強方法則未提及。本節將就各種補強工法的內容及相關事項提出說明，至於計算公式及例題則說明於附錄中；又例題中所採用的數值僅是用以說明計算過程之用而已。

由於日本的「耐震改修設計指針」最後之評估皆根據「既存鋼筋混凝土建築物之耐震診斷基準」行之 [30]，其主要的指標為耐震性指標 I_s 。

$$\begin{aligned} I_s &= E_0 \times G \times S_D \times T \\ &= C \times F \times G \times S_D \times T \end{aligned} \quad (3.1)$$

其中 $E_0 = C \times T$ 為保有性能指標， C 為強度， F 為韌性指標， G 為地動指標， S_D 為形狀指標， T 為經年指標。

另一方面，國內之「現有鋼筋混凝土建築物耐震能力評估準則」則係使用崩塌加速度的觀念 [26]；而崩塌加速度 A_C 為

$$A_C = F_I F_T F_V F_S a_0 \quad (3.2)$$

其中 a_0 為設計地表加速度， F_S 為起始降伏安全係數， F_V 為韌性係數， F_T 為經年係數， F_I 為形狀係數。

比較 (3.1) 式及 (3.2) 式可知， F_V 相當於 F ，而 F_S 相當於 C 。由於本節所討論之耐震補強設計方法，其主要的目的在提高強度或韌性或兩者，故以下之討論中，提及的強度或韌性指標，可以視為針對 (3.2) 式之 F_S 及 F_V 而言。

3.3.1 增設耐震壁之補強

一、概說

在原有建築物之空構架內，增設耐震壁 (圖 3.6-a)，或增加原有耐震壁之厚度 (圖 3.6-b) 為常見的耐震補強方法，對已存有垂壁、腰壁之構架，因垂壁、腰壁對柱變形之拘束，而使柱成為易發生脆性破壞之短柱時，應有將垂壁與腰壁間之開口部，以壁填塞而形成耐震壁 (圖 3.6-c)，但此類耐震壁，常因現有的垂壁、腰壁甚薄或其配筋為單層之關係，而無法獲得足夠之剪力強度。

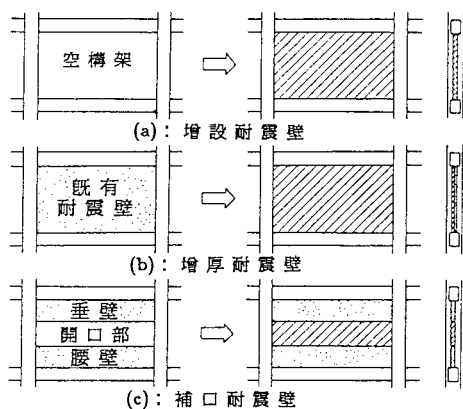


圖 3.6 增設耐震壁之方法

一般而言，耐震壁為強度抵抗型之耐震元，具有高剛性及高剪力強度，但缺乏變形能力，以耐震壁來補強建築物時，常希望藉耐震壁之高剪力強度，來提高建築物之耐震強度，而成為強度抵抗型之建築物為目的，但有些建築物，在其耐震壁發生剪力破壞之前，壁或四周構架已先行撓曲屈服或基礎上揚先行發生，而決定了構架之耐剪強度，例如連層配置之耐震壁，壁腳易發生彎曲屈服，周邊之構架或基礎之拘束不足時，壁基礎易發生上揚，而使周邊構架達到屈服狀態，像比類破壞型式之耐震牆常稱之為「撓曲牆」、「迴轉牆」而剪力破壞型式之耐震牆則稱之為「剪力牆」。各類型耐震壁之破壞型式及剪力與變形間關係，如圖 3.7-a、3.7-b、3.7-c 所示。

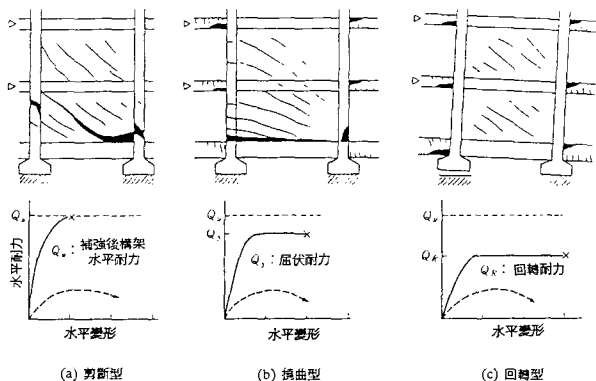


圖 3.7 耐震壁之破壞型式及水平力與水平變形之關係

增設(厚)耐震壁之施工方法甚多，常用者為場鑄混凝土之方法，現場灌築耐震壁，其他有以預鑄板或鋼板或混凝土塊等施工法。

二、目標性能

利用耐震壁來補強建築物之耐震能力，依建築物之條件(剛性、剛性分布、保有強度、變形能力、破壞型式等)，可能達到下列之目標。

(i) 提高耐剪強度(強度抵抗型之補強)

此為一般之耐震補強目標，剪力破壞型桿件所支配之建築物，增設多量之耐震壁，可提高建築物耐剪強度。因此設計時必需避免撓曲屈服，基礎上揚先行發生。

(ii) 提高變形能力(韌性抵抗型補強)

在耐震能力不足之建築物，配置撓曲壁型、回轉壁型之耐震壁，而使建築物變形能力提高成為韌性抵抗型之建築物。但為避免發生過度之變形，仍應保有適度之強度為宜。

(iii) 提高耐剪強度與變形能力(強度與變形補強)。

剪力型耐震壁與撓曲型、回轉型耐震壁，適當的同時使用，可同時提高了強度及變形能力。此類型建築物，在剪力型耐震壁破壞後，由撓曲型耐震壁之變形能力來繼續吸收地震之能量，因此，設計時需有充分之變形能力外，亦需保有適當之強度。

(iv) 改變建築物平面、立面之剛性分布(改善剛性分布)

平面上，剛性分布偏心之建築物，或高度方向剛度分布不連續之建築物，由耐震壁之增設，可適度的加以調整以提高建築物之耐震能力。

(v) 增加建築物側向剛性(防止過大之變形)

耐震壁之側向變形不易，其側向剛性甚大，可由增設耐震壁，以提高建築物之側向剛性，而避免地震時產生過大之變形。

(i) ~ (iii) 項之概念可以圖 3.8 表示之。

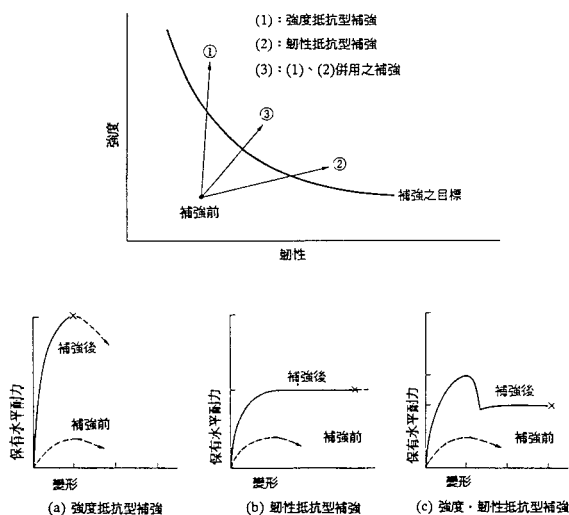


圖 3.8 補強前後之強度與變形之關係

三、增設耐震壁之施工法及細部結構

增設耐震壁與既有構架間之接合，常用之方法如下：

(1) 錨栓接合方式

在既有之構架上，埋設錨栓(圖 3.9)，以此傳遞既有構架與增設壁板間之剪力。

結構細部為：

(a) 錨栓應埋置於構架之斷面寬度內避免外覆之部分。

(b) 增設壁板之錨栓周邊部分，應配置充分之補強筋。

(c) 錨栓埋置間隔如下：

間距： $7.5 Dd$ 以上且 30 cm 以下

行距： $5 Dd$ 以上

緣距： $2.5 Dd$ 以上

Dd 為接合面上錨栓之外徑。

間距、行距、緣距之定義，同鋼結構設計中螺栓規定之定義。

(d) 錨栓可僅設於梁之下方。

(e) 錨栓之埋入長度原則上為 $5 Dd$ 以上，且在外覆厚度以上。

圖 (3.10) 為錨栓接合之增設耐震壁之圖例。

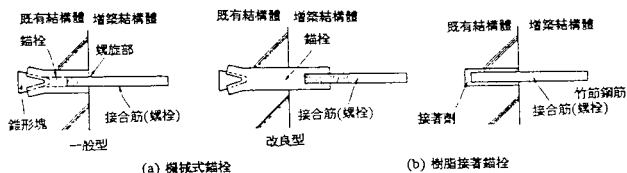


圖 3.9 錨栓接合例

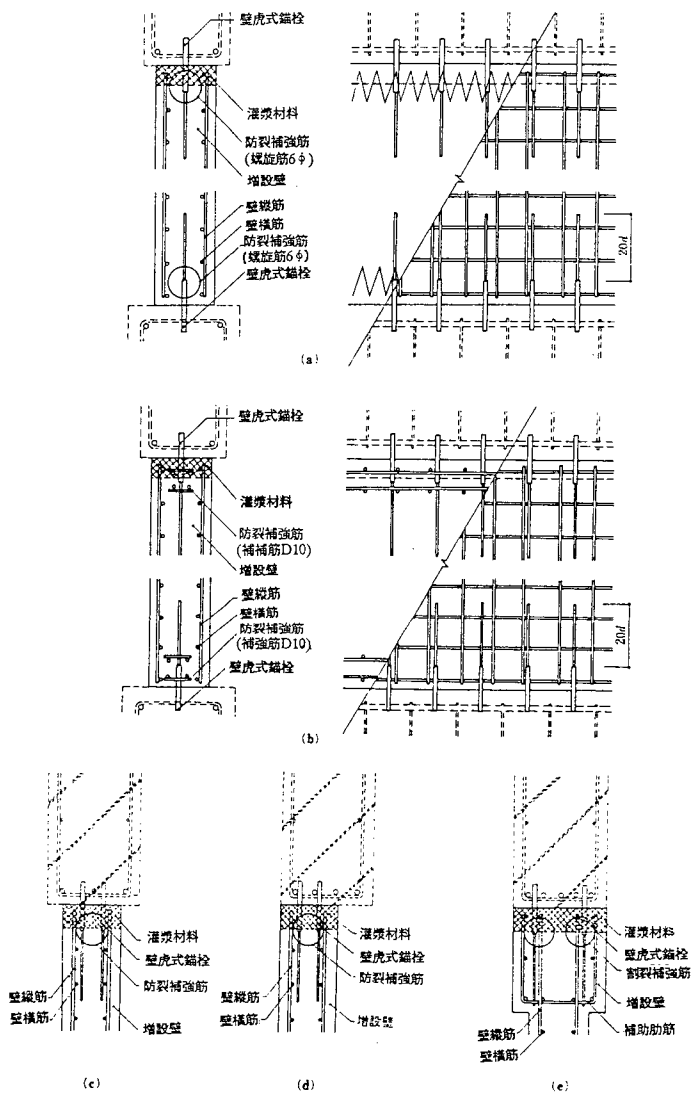


圖 3.10 增設耐震壁之圖例

(2) 凹槽式剪力樺接合方式

在既有之構架鑿出楔形槽，由此鑿成型之楔形樺傳達既有結構體與增設壁間之剪力之方式(圖 3.11)。

結構細部：

- (a) 楔形槽之長深比以 5 : 1 為標準，長度為 15 cm 以上，寬度在壁厚以下。
- (b) 楔形槽內埋入 D10 以上之補強鋼筋。
- (c) 楔形槽之間隔，依既有結構體與增設壁體之混凝土強度比與楔形槽之長度而算出，以約為等間隔方式配置。
- (d) 楔形槽之個數，在各接合面以 5 個以上為適當。

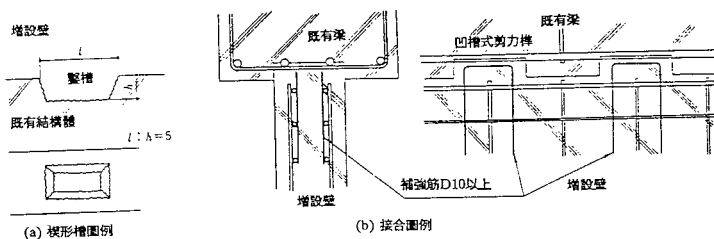


圖 3.11 鑿楔形槽接合方式

(3) 黏接式剪力樺接合方式

預鑄之楔形塊，以接著劑鑲於既有結構體上，以此傳達既有結構體與增設壁間之剪力之接合方式。接著劑之耐久性必需有充分考慮(圖 3.12)。

結構細部：

- (a) 預鑄楔形塊以長厚比以 5 : 1 為適當。

- (b) 接著部分覆以 3cm 以上之混凝土保護。
- (c) 預鑄楔形塊以 6 ϕ 以上鋼筋補強。
- (d) 預鑄楔形塊間場鑄混凝土部份，配以 D10 以上之鋼筋。
- (e) 水平接合面配置楔形塊接合面面積之 0.25% 以上之插榫鋼筋。
- (f) 預鑄楔形塊，在各接合面以 5 個以上為當。

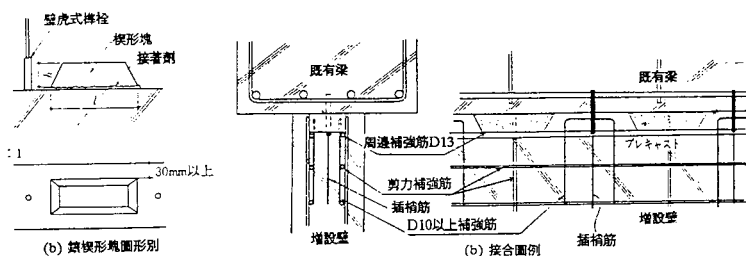


圖 3.12 鑲楔形塊之接合方式

(4) 其他接合方式

上述之接合方式外尚有其他之方式如下：

- (a) 鋼筋銲接接合。
- (b) 以鋼板之銲接接合。
- (c) 以彎鉤 (hook) 等之機械式接合。

(5) 共通之結構細部

各接合方式，共通之結構細部如下：

- (a) 增設壁之厚度為柱寬之 1/4 以上，且大於 15 cm，但小於梁寬。

- (b) 增設壁之剪力補強筋之鋼筋比在 0.25% 以上，1.2% 以下，壁厚在 18 cm 以上時，以雙層筋配置。
- (c) 增設壁之四周所要之剪力補強筋，再加 2-D13 之配筋。
- (d) 增設壁之混凝土強度不得低於既有結構體之混凝土強度。
- (e) 增設壁如有開口時，開口周圍之補強筋應合於所需之耐力而設計之。

四、補強計算法

(1) 補強計算之程序

增設耐震壁之補強計算之程序如下：

- (a) 確認補強對象之結構性能。
- (b) 決定補強之方針—強度抵抗型或韌性抵抗型。
- (c) 依補強之方針，設定補強之目標。
- (d) 設定壁板設計應力及材料之基準強度。
- (e) 設定壁厚，計算所需之壁長，決定壁之配置。
- (f) 計算所需之壁鋼筋量，設計接合部。
- (g) 計算增設耐震壁之耐力。
- (h) 判定是否合乎補強目標。

如合乎補強目標，且無過份補強時完成計算。無法合乎目標時或過度補強時，再依 (e)、(f) 計算之。

(2) 構件保有耐力之計算式及補強計算式

有關構件保有耐力及補強計算式請參閱附錄 A。

3.3.2 增設翼牆之補強

一、概說

此補強法係在現有建築物之柱間，無法設置剪力牆時，於柱之單側或兩側增設一體化之較小壁板，其目的為期望藉著具翼牆之柱來增加柱之強度而達到改善建築物之耐震性能。雖然翼牆之增設，能改善部份柱之保有耐力，但若遇到建築物的保有性能係決定於現有梁之性能時，則在設計時必須考慮此一因素，這是因為翼牆之增設，會使梁淨跨度減少。因此為了不發生剪力破壞，對柱間距離較小之建築物，應避免使用此種補強方法。

二、目標性能

1. 補強後建築物之目標性能

增設翼牆之補強，其目標性能為(1)改善強度使成為強度抵抗型，(2)因補強而成為梁屈服型以改善建築物的韌性。

2. 增設翼牆柱之目標性能

採用增設翼牆時，無論是使構架成為強度抵抗型或是使構架因梁之屈服而為韌性抵抗型，就增設翼牆柱之自身而言，係以改善強度為目標，故應該確保增設之翼牆有充分的寬度及厚度。

三、補強計畫

1. 適用之建築物

增設翼牆補強工法適用的對象為：

- (1) 柱主要為剪力破壞，而梁具有充分之保有耐力的建築物，其整體的保有耐力可藉著增加柱的保有耐力而予以提高。

- (2) 柱雖然會先受到撓曲破壞(稱為撓曲破壞先行型柱)，但卻無法具有預期之韌性的建築物。
- (3) 雖然韌性可獲致改善，但卻會造成過大變形的建築物。
- (4) 由原本為柱降伏轉變成梁降伏之破壞型式後，可確保預期的耐震性能的建築物。
- (5) 受限於使用機能如採光或人的行動等因素，而無法設置後來打設的剪力牆，但從抗震構件的配置上考慮有必要提昇構件剛度及強度的建築物。

此外，現有之梁會因翼牆的增設而使淨跨減少，然而為了確保韌性，即使在梁之淨跨減少後，亦應該為撓曲降伏，因此，本補強工法一般適用於大跨度之構架。

2. 補強之構件

- (1) 因為此補強法主要係以改善柱的強度為目標，故對建築物大部分之柱施以補強，因此於結構計畫上，應在平面上、立面上獲致良好之平衡，為增設翼牆的重要事項。補強後構件間之剛性及強度分布應無顯著之偏心。
- (2) 以梁降伏型之耐震性能為目標而增設翼牆時，如圖 3.13 所示，翼牆增設後之梁淨跨 l_0 與梁深 D 之比， l_0/D ，應在 4 以上，但經詳細檢討後，撓曲降伏會先發生時，則不在此限。
- (3) 柱之上、下附有垂壁、腰壁時，其淨高會顯著減少，換言之，對短柱而言，以不使用增設翼牆為佳，但一定要增設時，則必須詳加檢討。

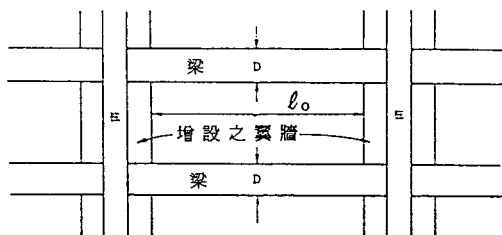


圖 3.13 增設翼牆後之淨寬 l_0 及梁深 D

四、補強施工法與細部結構

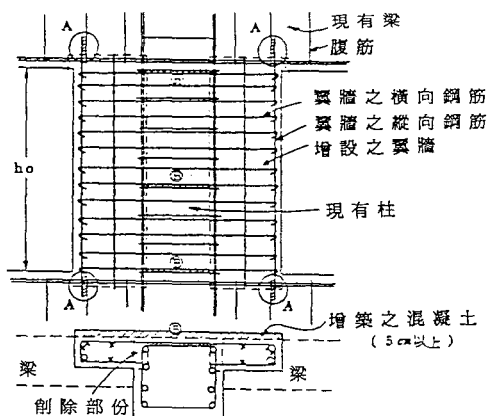
1. 與現有部分成一體之翼牆增設施工法

如圖 3.14 所示，削除部分現有之混凝土，並在翼牆內配以充分之橫向鋼筋，則可使現有柱與增設之翼牆成爲一體。

此施工法，如圖 3.14 所示，由於增設之翼牆的橫向鋼筋通過現有柱的一部分，故翼牆必須偏心地附加於柱上，因此本工法亦可使用於現有之梁、柱以偏心接合之情形。

此外，爲確保增設之翼牆，在面外之外力作用下亦爲安全，故必須十分注意縱向鋼筋之末端或橫向鋼筋與現有柱體之箍筋的銲接。

又此施工方法用於外壁時，必須十分注意其與現有結構體間之防水。



- (A) 最外側之縱向鋼筋之末端鉚於附近之梁腹筋。
- (B) 橫向鋼筋以間隔 50 cm 以下鉚於柱之箍筋。

圖 3.14 與現有部份成一體之增設翼牆補強工法

(A)：最外側之縱向鋼筋之末端鉚於附近之梁腹筋

(B)：橫向鋼筋以間隔 50 cm 以下鉚於現有之箍筋

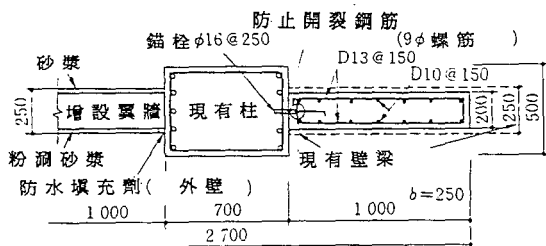
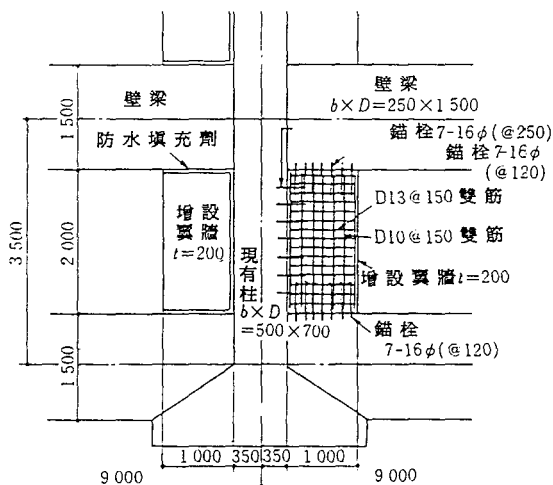
2. 使用插梢鋼筋之翼牆增設施工法

本施工方法在現有柱、梁上打設錨栓等之插梢鋼筋，使現有部分與增設之翼牆接合，以傳達剪力。

此施工法，如圖 3.15 所示，有場鑄翼牆、預鑄翼牆，在現場以水泥砂漿填灌接合部分等之方法。

以此施工法補強時，與前述 (1) 之方法相較，接合部分之一體性較差，且因力學上之行為亦與一體打設之具翼牆柱有不同之抗力機制，故其處理方式亦與一體打設之方式不同。

此施工法使用的插梢鋼筋必需打設於現有柱及梁之剪斷補強筋所圍成之混凝土體內，且最好應盡可能使壁心與柱心一致。



(a)

圖 3.15 使用插梢鋼筋之增設翼牆補強法

3. 細部結構

增設翼牆補強時，以合乎下列規定為宜：

- (1) 翼牆原則上應在柱的兩側以對稱方式增設。
- (2) 使用前述之一體化的施工法時，單側之翼牆伸出長 L ，為柱深 D 之 $1/2$ 以上，且不得小於 50 cm ，壁厚 t 為柱寬 b 之 $1/3$ 以上且不得小於 20 cm 以上。

- (3) 採用前述之插梢鋼筋接合之施工法時，單側之翼牆伸出長 L 與高 h_0 之比 L/h_0 在 $1/3$ 以上，但 L 不得小於 80 cm ，壁厚不得小於 15 cm 。
- (4) 翼牆之橫向鋼筋、縱向鋼筋之鋼筋比在 0.25% 以上。
- (5) 錨栓之間距(壁高及長度方向之間隔)為外徑 D_d 之 7.5 倍以上，且不得大於 30 cm ，而行距(壁厚方向之間隔)為外徑 D_d 之 5 倍以上。
- (6) 錨栓之埋入長度為剪斷面處之螺栓外徑 D_d 之 5 倍以上，且不得小於保護層厚度。
- (7) 增設翼牆之插梢鋼筋的周圍，應配置充分之防止開裂補強鋼筋。
- (8) 增設翼牆之鋼筋保護層厚度，係依建築規範的規定外，若採用四(1)所述之施工法時，依圖所示削除現有柱之部分，再灌注混凝土為宜。
- (9) 使用本節說明的一體化施工法時，除梁位於增設翼牆最外端之縱向鋼筋末端與現有梁之箍筋應有充分之銲接外，貫通的橫向鋼筋亦應以 50 cm 為間隔與現有柱之箍筋相銲接。

五、補強計算法

1. 補強計算之程序如下所示：

- (1) 參照耐震評估結果，設定補強之目標值。
- (2) 決定增設翼牆之施工法及其細部結構。
- (3) 計算增設翼牆之柱及梁之保有耐力。
- (4) 檢討補強柱部份構架之崩壞型式，並依詳細評估方法 [26] 計算補強後之保有性能。

- (5) 根據計算補強後之建築物之結構耐震指標，判斷是否合乎補強目標，如未合乎目標時，增加補強之處所或變更施工法及細部結構，回至(3)再計算。

有關之計算公式及例題，請參考附錄 B。

3.3.3 柱的補強

一、概說

柱的補強的目的是根據防止原有柱的剪斷破壞、提高柱的韌性，使柱的剛性均等化以及提高柱的撓曲耐力的其中一種方式或者是數種方式的組合，來謀求建築物耐震性能的提昇。

柱補強的方法一般係以銲接金屬網、鋼板等，將原有柱裹被、補強來防止柱的剪斷破壞及提高韌性，有時亦採用使柱的剛性均等化以提高柱本身的撓曲耐力。無論如何，將柱改善成具有良好韌性之柱以改善建築物整體的耐震性能，可以說是柱補強的目的。

補強時最好是以位在目標層內變形能力不足的柱以及剛性不均等的柱為補強對象。然而在補強時，由於韌性之增加有其限制及其他的限制，所以在進行補強設計時，須多加注意。例如，雖然是想要增加柱的韌性，但是對剪力跨度比 (shear span ratio) 小且易產生剪斷破壞現象的短柱而言，無論如何對其進行補強，都很難變成極富韌性之柱；此外，拉力鋼筋比大的柱則具有容易產生握裹破壞的性質，但對這種破壞的補強方法，至今尚未開發出來。再者，若採用使柱的剛性均等化，以謀求耐震能力的提昇時，可藉著除去與柱相連之壁來達成；但因而增加之柱的長度有時卻會降低建築物整體的保有耐力。由於有上列所述的各種狀況，因此在進行柱的補強時，是有必要從各方面的考慮來加以檢討。

二、目標性能

(1) 構件性能

進行柱補強的主要目的在增加其韌性，因此在指標上係以提昇韌性指標為目標。此外，若以提高柱的撓曲耐力來進行補強時，在提高強度指標的同時，亦應以提昇韌性指標為目標。圖 3.16 中的曲線 a 乃是補強前構材的荷重變形曲線，此構材在達到撓曲降伏荷重前，即產生剪斷破壞，呈現出不具韌性的現象，然而進行過補強後的曲線 b，則在達到撓曲降伏時，仍不產生剪斷破壞，呈現出撓曲構材特有的韌性性質。另外，還有一種如曲線 c 所示的補強，不但提高柱的撓曲降伏荷重，同時也會增加韌性。

(2) 建築物性能

補強後的建築物性能是以使其成為撓曲降伏型為目標，不過值得注意的是，對於具有長柱和短柱混合在一起的建築物而言，雖可經由增加短柱的剪力跨度比使其成為具有韌性之構材，來提高建築物的韌性，且會因剛性的均等化而改善形狀指標，但此舉有時又會降低建築物之水平抵抗力，故在進行此種補強時亦要注意到強度指標之因素。

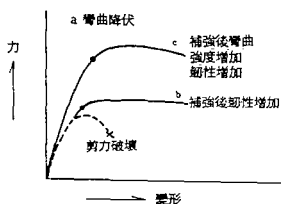


圖 3.16 力·變形關係

三、補強計劃

1. 適合補強的建築物

適合進行柱補強的建築物可以分成下列三大類，但其前提為梁構材的強度及變形能力都沒有問題。

- (1) 帶壁柱很少，且梁具有耐震能力，但柱的耐剪力較撓曲耐力為低的建築物。此類建築物由於不具很好的韌性，在地震時會產生柱崩壞，屬於最危險建築物中的一種。對於此類建築物其柱構材補強性能的要求，如圖 3.16 之曲線 b 所示者。一般而言，對此類建築物而言，以採用提高韌性的工法最為有效。
- (2) 因柱與腰壁或垂壁接合，造成剪力跨度不均等，致使柱的剪力分擔率產生相當差異的建築物。對於此類建築物的補強，宜使各柱的剛性均等化，故適合採用使柱剛性均等化的補強工法，如增加短柱的剪力跨度比等。
- (3) 帶壁柱少，但自身具有韌性的建築物。此類建築物其保有耐力較小，在補強時宜採用提高撓曲耐力之補強工法，以提高其撓曲耐力為主，不過因進行撓曲補強時，韌性會降低，故亦必要配合提高韌性的補強，對此類建築物的柱構材的補強要求為如圖 3.16 中之曲線 c 所示者。

2. 補強部位

進行韌性補強時，最好是以在目標層內，變形能力不足的柱為對象。但若僅進行當中某一部分的補強時，則柱的剛性、韌性容易變成不均等，在耐震能力方面會帶來不良的影響。再者，由於柱於補強後韌性增加有其限制，有必要對採用之方法進行充分的檢討。

四、補強工法的種類與細部結構

1. 提昇柱韌性的補強工法(參照圖 3.17)

(一) 補強工法的種類

(1) 裹銲接金屬網的工法

這種方法乃是將接銲接金屬網裹至原有柱，其上面舖設厚度 5cm 以上的混凝土或砂漿。此時，需充分注意原有柱與補強部位必須確保一體性。這種補強方法經實驗確認補強效果優越。

(2) 銲接閉鎖型箍筋的工法

這種方法，基本上也是與(1)裹銲接金屬網的工法一樣；但因為是銲接箍筋，所以能夠形成完整的閉鎖型箍筋。待銲接箍筋後，再舖設厚度 5cm 以上的混凝土或砂漿。



(3) 裹鋼板的方法

刮除原有柱四周之粉刷後，再以鋼板覆蓋四周，進行現場銲接、於空隙間填補砂漿的一種工法。考慮現場銲接的因素，鋼板為 3.2mm 以上，另考慮砂漿填充的因素，原有柱與鋼板之間的空隙為 3cm 較為恰當。而且，鋼板的形狀無論矩形或圓形都沒有關係，但是矩形斷面的施工性能比較好。此外，若在柱頭、柱腳使用 $6\sim 9\text{mm}$ 左右的帶板時，更能帶來意想不到的效果。這種補強方法經實驗確認具有優異的補強效果。

(4) 裹帶板的方法

(1)和(2)的方法乃是以鋼筋、銲接金屬網來進行補強，本方法卻是使用帶板來進行補強。由於帶板取得的斷面較大，所以適於想要施行較多量的補強工法時。由於柱四個角落的角鋼在補強效果方面，不具有特別的影響，所以不使用的話也無妨。不過，施工上若有這種角鋼時，比較容易銲接。此外，因在填充帶板與原有柱之間空隙的填有砂漿，故需要壓制其對原有柱的膨脹力量。這種補強方法經實驗確認效果卓越。

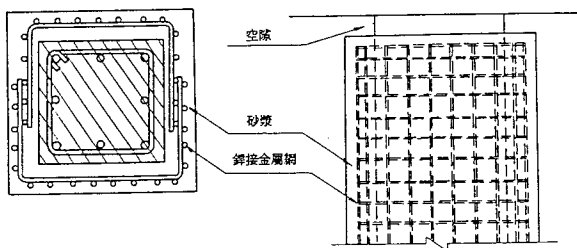
(二) 細部結構

- (1) 在僅以提昇韌性作為目標時，則在各補強工法方面，上層梁下保留 3cm、下層梁上保留 3cm 的空隙，予以施工，並注意切勿使撓曲耐力提高。
- (2) 利用銲接金屬網來補強時，金屬網的重疊接合處，型比起型更容易施工。其接合長度為「在最外側的橫筋間量得的重疊長度為橫筋間距加 10cm 且在 20cm 以上」。
- (3) 利用帶板來補強時，帶板的間隔與板寬皆為 10cm 左右。
- (4) 利用鋼板、帶板來補強時，鋼板的厚度為 32mm 以上。

此外，尚有下列事項應注意：

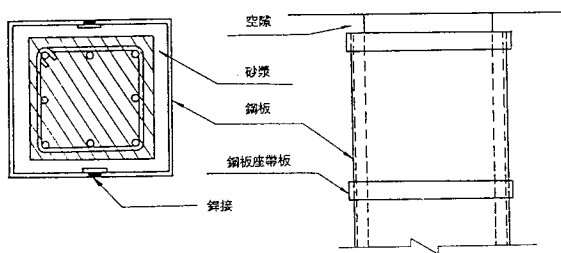
- (1) 裹鋼板來補強時，由於填充砂漿時會溢出來，所以建議選擇適當的間隔來止溢。
- (2) 利用鋼板來補強時，若柱內有插頭之類的埋設物品時，可以在鋼板的某部分鑿孔洞。
- (3) 各種實驗均是在理想的單柱狀況下進行試驗。但是，實際上建築物的柱常會和壁、窗框等相連，而有無法進行四周補強，僅能做 2 面、或者是 3 面補強的情形。這個時候，為了掌握其補強性能，應該進行實驗。
- (4) 前述項目中，雖然柱子的四周無法補強時，但經實驗確認四周補強具有補強效果，此時可能之一種補強方法係應該暫時地撤除柱周圍牆壁的一部分，積極地進行四周的補強工程。柱補強後應將牆壁復原其壁筋應採用銲接等方式來完全固定。

a) 裹銲接金屬網的工法



b) 使用銲接閉鎖型筋的工法，觀念上與a)相同

c) 裹鋼板的工法



d) 裹帶板的工法

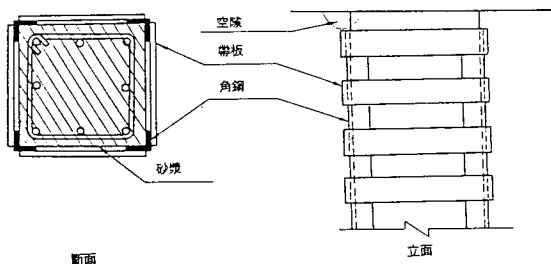


圖 3.17 提昇柱韌性的補強工法

2. 使柱剛性均等化的補強方法

(一) 腰壁、垂壁的去處、切離

RC建築物的構材當中，短柱與長柱混雜存在時，很難掌握地震時的行為，因而有許多耐震性能方面問題。因此可將柱自腰壁、垂壁切離或去除，使得柱的剛性予以均等化。又若是增加了短柱的剪力跨度 (shear span)，即使是少量的補強量也能夠得到具有韌性的柱構材。此外，亦有腰壁、垂壁的去處與提昇韌性的補強工法合併使用的情形。

(二) 細部結構

- (a) 利用去除或切離腰壁、垂壁，可以使各柱的剛性均等化。而因柱撓曲耐力的降低，使柱容易變成撓曲降伏先行型的柱子；但若在剪斷破壞依舊先發生時，則需要另採用提昇韌性的工法，以增加剪斷耐力。
- (b) 將腰壁、垂壁與柱切離的作業，一般都是使用切削刀或鑿縫來進行，但此空隙應為3cm以上。由於被切斷的腰壁、垂壁是處於自立的狀態，所以需要確保面外的安全性。

3. 提高柱撓曲耐力的補強工法

(一) 柱斷面的增大

想要不使用牆壁、翼牆而提高建築物的保有耐力時，可以利用這種工法。此法乃是在現有柱外加撓曲補強筋並灌注混凝土或砂漿來提高柱的強度。因為會提昇撓曲耐力，所以必然地也應合併使用剪斷補強的工法。再者，若原有柱之撓曲補強筋量多時，僅舖設混凝土或砂漿，就能夠增加撓曲耐力。值得注意的是，若不能充分地檢討混凝土或砂漿的灌注情形，那麼就有可能造成混凝土、砂漿無法填滿上層梁下方的結果。由於撓曲的壓縮側不佳，所以無法預估耐力的上昇情形。

(二) 細部結構

- (1) 將增加之撓曲補強筋視為與原有柱的撓曲筋一樣。在計算上可以當作多段配筋材料來予以推算，增加之撓曲鋼筋應貫穿樓板且確保其完整的握裹。又混凝土、砂漿的鋪設部分對於撓曲耐力而言，是當作與原有部分相同的有效斷面來計算。因此，應該注意確保原有柱與鋪設部分混凝土、砂漿的一體性。
- (2) 使用這種補強工法，雖會提昇柱的撓曲耐力，但也需要將柱子沒有剪斷破壞的部分予以剪斷補強筋補強。一旦撓曲主筋量增多的話，變形能力容易降低；同時需要進行更縝密的檢討以獲得變形能力。
- (3) 即使柱的耐力予以提昇，但是若梁的耐力比起柱仍有懸殊的差異時，則還是無法改善建築物全體的耐震性能。在此情況下，採用與否需要視檢討與梁的耐力比而定。再者，由於會提高柱的耐力，所以基礎部分的耐力可能會有不足的現象。若無法進行基礎部分的補強工法時，也會出現無法採用本工法的情形。
- (4) 一旦增加撓曲補強筋，便會出現引起握裹破壞的危險性。這種破壞會使地震來襲時的吸收能量能力變小，在耐震設計方面，可以說是最差的破壞方式之一。為了防止這種現象，主筋需要使用竹節鋼筋，而且充分地去除掉鋼筋的鏽。

五、補強計算方法

1. 補強計算順序

根據下列順序來進行柱補強的設計。

- (1) 參考耐震診斷結果，從下列(2)、(3)、(4)記載的內容來決定適當的補強工法。此時，充分地考慮梁的耐力，再予以決定。

(2) 提昇柱韌性的補強工法的設計順序

- (i) 依據 (C1-1) 式來檢討柱是否能夠補強。
- (ii) 大略計算作為補強目標的韌性指標 F 值。
- (iii) 計算滿足 F 值所需的韌性率 μ 。
- (iv) 求出與 μ 相稱的剪斷補強筋比率 ρ_{w2} 。
- (v) 判定補強目標是否能夠滿足？假若目標獲得滿足、而且不是過度補強時，則結束計算。目標未獲得滿足時，或者是過度補強時，則回到 (ii) 再次地計算。

(3) 使柱剛性均等化的補強工法的設計順序

- (i) 假設去除腰壁、垂壁時的柱有效高度。
- (ii) 計算柱的剪斷耐力及撓曲耐力，求出韌性指標 F 值與強度指標 C 值。
- (iii) 由 C 值與 F 值來判定補強目標是否獲得滿足？若是目標獲得滿足的話，則結束計算。若是目標無法獲得滿足，可檢討與其他的補強工法合併使用。

(4) 提高柱撓曲耐力的補強工法的設計順序

- (i) 大略計算作為補強目標的強度指標 C 值及韌性指標 F 值。
- (ii) 計算滿足 C 值的柱撓曲耐力，求出與此相稱的撓曲補強筋量。
- (iii) 求出與柱的彎曲耐力及 F 值相稱的剪斷補強筋比率 ρ_{w2} 。
- (iv) 判定補強目標是否獲得滿足？若是目標獲得滿足而且不是過度補強時，則結束計算。若是目標無法獲得滿足時、或者是過度補強時，則回到 (i) 再次地計算。有關之計算公式及例題請參考附錄 C

3.3.4 其他之補強方法

一、概說

其他之補強方法有增建扶牆、斜撐及柱等方法。

二、增建扶牆之方法

(一) 概說

此法為在建築物之外部，增建扶牆，其主要的目的為增加耐震強度(請參閱圖 2.4)。

(二) 目標性能

以增建扶牆補強時，除耐震性能的目標要明確外，同時於新設扶牆之各部分與現有建築物之接合部及其基礎結構等都必需有充分之強度。

(三) 補強計畫

此補強方法適用於易傾倒或耐震強度不足，且其周圍有充分之空地時之建築物。又扶牆原則上應與建築物之結構體相接續，且在建築物之兩側的全高度上要均衡地配置。

(四) 補強施工法及細部結構

1. 使用此補強方法時，需對下列各項加以檢討。

- (1) 考慮地盤或樁之因素後的極限抵抗彎矩。
- (2) 對上述之新設基礎各部分的應力。
- (3) 新設扶牆之撓曲及剪力強度。
- (4) 新設扶牆與現有柱間接合部之強度及細部。

2. 使用此補強方法時，其結構細部希望能符合下列各項

- (1) 增設之扶牆，採梁及柱之結構。

- (2) 扶牆之梁主筋中，至少其四角隅的主筋應與現有結構物之主筋充分銲接。
- (3) 扶牆之基礎應接具充分之斷面之筏式基礎。

三、新設斜撐之方法

(一) 概說

此法目的為於建築物的主要剛架內的適當位置新設斜撐以增加耐震強度。

(二) 目標性能

新設之斜撐，即使是以交叉方式配置，原則上以受壓構件為有效，且現有結構體主要之梁柱接合部未有顯著之劣化。

(三) 補強計畫

此補強方法適於柱、梁接合部有充分之餘力，且有適於配置斜撐者。此法之補強計畫除應考慮現有建築物之剛性分布上，並應以均衡之配置，尤其要使力能由上層圓滑地傳達至下層。

(四) 補強施工法與細部結構

1. 採用此補強方法時，需檢討下列之項目：

- (1) 斜撐之受壓強度及挫屈強度。
- (2) 裝置斜撐之構架內之主要構件及基礎上所增加之應力。
- (3) 與斜撐接合之柱梁接合部。

2. 採用此補強方法時，結構細部希望能符合下列各項：

- (1) 新設斜撐之軸心盡可能通地過梁柱接合部之中心。
- (2) 斜撐之端部與現有部分以面相接來設計施工。

- (3) 斜撐與現有部分之接合部應以能傳達為平衡斜撐自重所造成之面外剪應力來設計。
- (4) 使用鋼筋混凝土之受壓斜撐，其軸向鋼筋比應為 0.8% 以上，剪斷鋼筋為 0.2% 以上。
- (5) 應連續地配置，使力可圓滑地由上層傳遞至下層。

四、其他方法

使用柱之增設、梁之補強、剛性分布之改善等之補強方法時，其補強效果原則上需以實驗來確認。

五、基礎之補強

(一) 概說

耐震補強，應盡量在不需進行基礎補強的條件下訂補強計畫。基礎的補強應以簡便之施工法為原則，且由施工性、經濟性來看為可能者外，其對象亦限定為以基礎補強後能顯著地提高其耐震性能的建築物。

(二) 目標之設定

- (1) 基礎補強之目標，應使上部結構的補強能產生有效之效果，且整體上可滿足結構體必要之耐震性能。
- (2) 基礎必需能承受補強後結構體之常時荷重。
- (3) 若預測未來之地盤下陷、樁之負摩擦力及地盤液化等對結構物會有不良的影響時，應藉著適當之地盤改良施工法，使建築物不受不良之影響。

(三) 支持力及下陷之評估

- (1) 依有關之規範計算地盤及樁之承载力，下陷、樁之負摩擦力及抵抗的橫力。

(2) 地盤及樁承载力在補強後，其處理方式原則上亦與一般情形相同，但對地震荷重而言，其容許承载力可採極限承载力。

(四) 補強後基礎支持力之評估

增設基礎之承载力，除特殊情形外，可與現有基礎之承载力相累加。

(五) 細部結構及其他

(1) 增設之基礎，原則上應避免偏心。

(2) 應避免不同種類基礎之併用。

(3) 與現有基礎之接合，其強度、剛性應與一體打設而成者相近。

(4) 增設基礎於施工時，應在不損及現有的基礎下養生。

(5) 在採用增設基礎之施工法時，應充分檢討其安全性及施工性。

六、非結構性構材的補強及補修

(一) 概說

此補強方法係以防止外裝材等非結構性構材於地震時之剝落或落下等為目的。補強法僅限於外周壁構材，且僅以構材之剝落、落下等會傷及人員及阻塞避難巷道者為對象。

(二) 目標性能

(1) 構材性能

進行現有非結構性構材之補強、補修時，其首要目標為防止這些建材於地震時之剝落、落下等，以維護人命之安全。構材之目標性能隨建築物基地之條件、主體結構之不同、構材之材質等而有所變化。

(2) 建築物之性能

建築物全體之性能於補強後，不希望有任何的改變。若因補強後而改變建築物之結構性能時，應由多方面進行充分的檢討。

(三) 補強計畫

有必要進行補強的構材如下所示：

(1) 混凝土磚、玻璃磚、帷幕牆等外周壁體。

(2) 外壁開口上之玻璃窗，窗框等

(3) 石板，磁磚等外裝材料。

但較大之屋頂突出物等不在對象內。

(四) 補強、補修施工法

補強原則上應採用可使耐震診斷時非結構構材耐震指標 g_N [26] 之數值大於安全值者。補強、補修之施工法如下：

1. 外周壁體，外壁之開口部及外裝材。

(1) 變更壁體等使用之材料，改善其變形能力，以排除構材落下之危險性。

(2) 使用與補強前的相同材料時，應採用考慮了變形能力之施工法或壁體成爲一體之施工法等。

(3) 設置屋簷予以承受落下物。

2. 外壁上附著之招牌、照明設備等

(1) 撤除招牌、照明器具等。

(2) 加強招牌、照明器具固定部分。

3.4 中國大陸之建築抗震鑒定及加固相關資料

中國大陸 1966 年～1976 年發生了包括海城及唐山等有名之數次大地震後，對於地震工程有關建築抗震及加固等方面有不少之研究，頗值得參考，分述如下：

3.4.1 建築抗震鑒定標準

中國大陸目前之“工業與民用建築抗震鑒定標準”(TJ 23-77)係 1977 年 12 月開始試行，係對 1975 年之“京津地區工業與民用建築抗震鑒定標準(試行)”進行修訂而成，由大陸之國家基本建設委員會建築科學研究院會同北京市房產管理局、北京市建築設計院、天津市房地產管理局、天津市建築設計院、第一機械工業部第一設計院等單位組成修訂組共同修訂者，主要根據京津地區建築物在唐山地震中之抗震經驗來作修訂工作。

所附資料包括試行工業與民用建築抗震鑒定標準的通知，其修訂說明、第一章總則、以及第四章多層鋼筋混凝土框架房屋之相關規定。內容均採用原文語詞不加修改。

3.4.2 建築抗震設防之有關規定

大陸在 1978 年對 1974 年“工業與民用建築抗震設計規範 TJ11-74 (試行)”進行修訂，由其國家基本建設委員會批准成為 TJ11-78 之正式規範，由 1979 年 8 月 1 日開始施行。1989 年又對 TJ11-78 進行修訂改名為“建築抗震設計規範 GBJ11-89”原 TJ11-78 於 1991 年 6 月 30 日廢止，而於 1991 年 7 月 1 日開始施行 GBJ11-89 有關這些規範之簡介，可參考原規範或結構工程季刊之相關介紹 [31]。

有關抗震設防的規定，計有

1. 地震基本烈度六度地區重要城市抗震設防和加固的暫行規定。

2. 地震基本烈度六度區現有建築抗震加固暫行規定。
3. 地震基本烈度十度區建築抗震設防暫行規定。
4. 新建工程抗震設防暫行規定。

請見所附之資料，均為原件照錄。

3.4.3 建築抗震加固技術措施

1987年大陸出版了“工業與民用建築抗震加固技術措施”由其建築科學研究院工程抗震研究所等22個單位共同編寫，依照“工業與民用建築抗震鑑定標準TJ23-77”中抗震加固之要求進行編寫，其間進行了556項足尺模型試驗，提交了46篇試驗研究報告。

所附資料包括其前言、總則、鋼筋混凝土框架梁柱加固(第八章)、地基基礎鑑定加固(第十四章)及其相關例題(例題9、10、18)均為原文照錄，尚須參考其相關設計規範，又1989年大陸之建築混凝土結構設計規範(GBJ10-89)及抗震設計規範(GBJ11-89)均有修訂，因此其建築抗震加固技術措施應會再加修訂，特此說明。

第四章

國內外之耐震補強案例

4.1 前言

截至目前為止已有不少的建築物進行了耐震補強作業，本章將選取日本靜岡縣一所高中及國內某大樓之補強案例提供參考。在討論中，我們省去了煩雜的計算，僅就補強過程中考慮之事項與最後之設計提出說明。

4.2 日本靜岡縣 S 高中之耐震補強設計 [1]

(1) 現況調查

- a. 建物名稱：日本靜岡縣 S 高級中學
- b. 建築時間：1968 年 6 月 ~ 1969 年 3 月
- c. 建物面積等

樓層	1	2	3	4	屋頂凸出物	合計
面積 (m^2)	875	896	875	875	85	3606
重量 (t/m^2)	1.47	1.40	1.41	1.30	1.20	1.39

總重：補強前 5030t (補強後 5055t)

d. 材料強度

混凝土 $F_c = 180 \text{ kg/cm}^2$

鋼筋 $F_s = 3000 \text{ kg/cm}^2$

e. 建物現況

- (i) 建築物與設計圖，在結構體上並無不合。
- (ii) 建物雖分二期完成，但接合部合乎一體化。

(iii) 結構裂縫、變形、變質、老化等並未見到。

(iv) 現地為砂礫地盤，長期地盤強度 $48t/m^2$

(2) 建物之耐震性能

(a) X 方向(長向)：Y3 構架(北側)之各層柱皆為極脆性柱，Y2 構架(走廊南側)之各層柱皆為剪力柱，Y1 構架(南側)在樓梯、洗手間附近之柱為極脆性柱，其他則為剪力柱。

(b) Y 方向(短向)：X2 構架之第二層，X9 構架之第一層無牆壁之設置，其他皆配置有耐震壁。

(3) 補強計畫

(a) 目標：強度達到應具之耐震強度，強度型補強。

(b) 方法：

(i) 拆除屋頂及凸出物上之防水碳碓混凝土，祇存柏油防水處理，以減輕建物重量。

(ii) X 方向(長向)多數為極脆性柱，為主要耐震性能上之缺陷，Y3 構架大都為極脆性柱，構架間配置開口壁，其他構架(樓梯、洗手間之構架)應配以補強壁，以消除極脆性柱。

(iii) Y 向(短向)，評估建物重量減少後之耐震能力，以判斷是否需配置耐震壁。

(iv) 結構體有裂縫之處，以注入樹脂補強。

(v) 建物補強後，由基礎受力之增減，以判斷基礎是否需補強。

(c) 材料強度：

(i) 補強壁之混凝土設計強度為 $F_c = 210 kg/cm^2$ ，既有部分之 $F_c = 180 kg/cm^2$ 以 $F_c = 180 kg/cm^2$ 計算。

- (ii) 補強壁鋼筋強度為 3500 kg/cm^2 ，既有部分鋼筋強度為 3000 kg/cm^2 ，計算上以屈服強度為 3000 kg/cm^2 計算。
- (iii) 與既有梁、柱接合之錨栓以樹脂錨栓為之，螺栓以 3500 kg/cm^2 強度之螺栓。
- (iv) 三跨度以上之補強壁之耐剪力，視為與周邊構架完全一體，計算其耐剪力。二跨度以下者，其耐剪力以計算值之 80%。

(4) 補強結果

依各計算式分別計算各增設壁之耐剪力，錨栓為鋼筋之配置等，圖 4.1 ~ 4.7 為其補強結果。有關詳細計算，請參閱參考文獻 [1]。

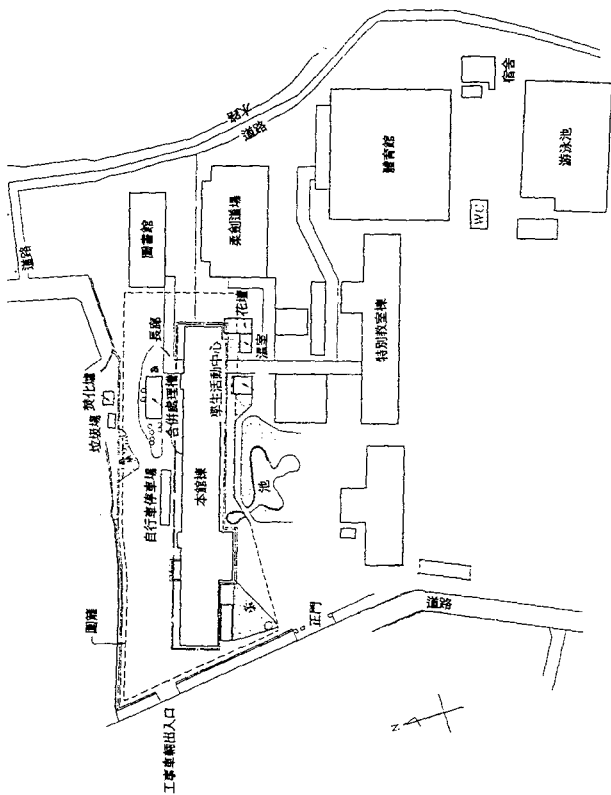


圖 4.1 配置圖

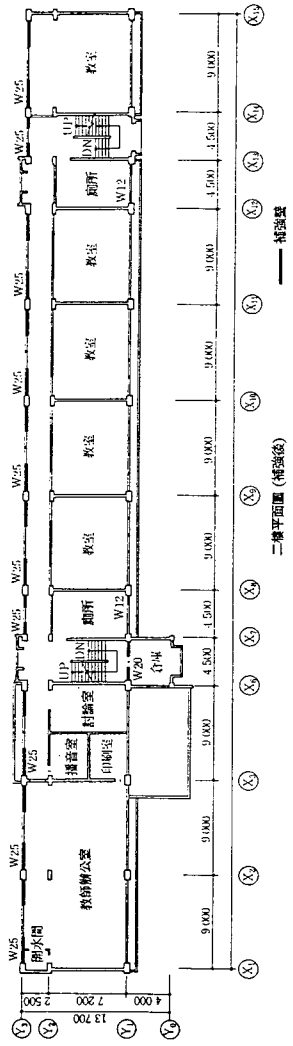
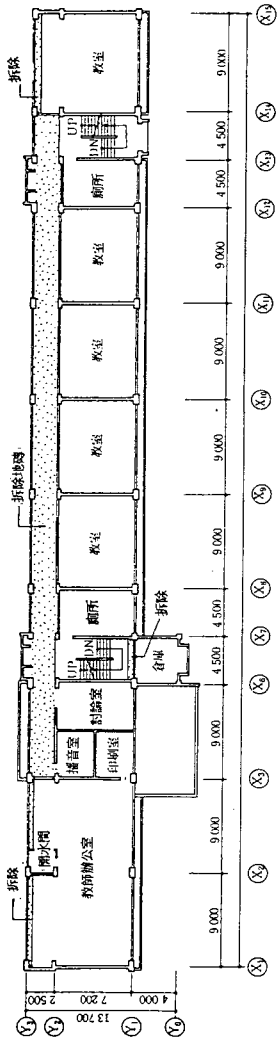
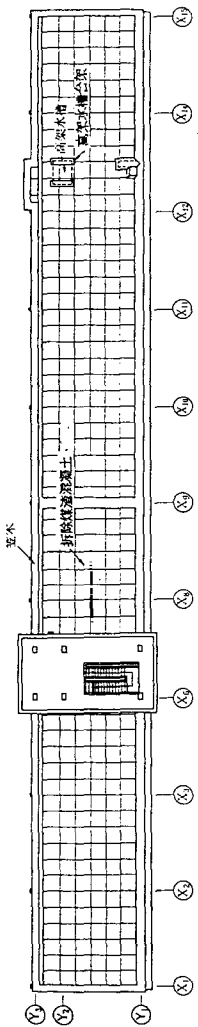
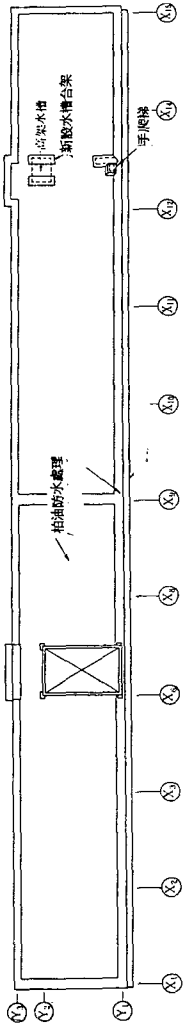


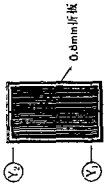
圖 4.3 補強前後二樓平面圖



屋頂平面圖(補強前)

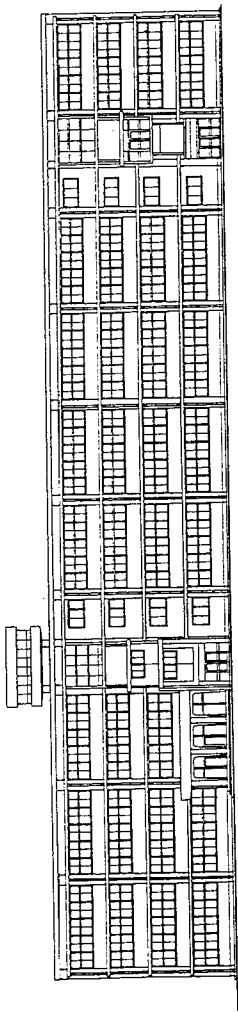


屋頂平面圖(補強後)

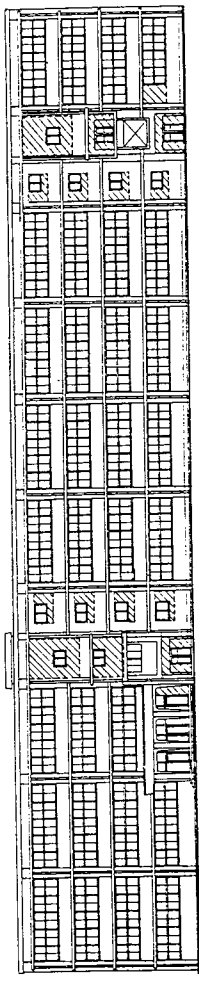


屋頂補強網... 部份拆換蓋

圖 4.4 屋頂平面圖 (補強前後)



南側立面圖 (補強前)



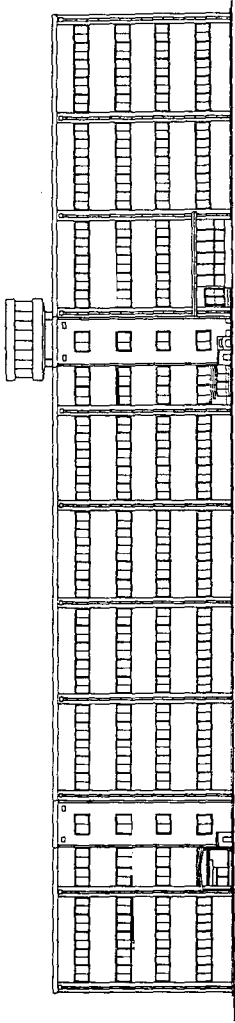
南側立面圖

□...新設給室

///...補強壁

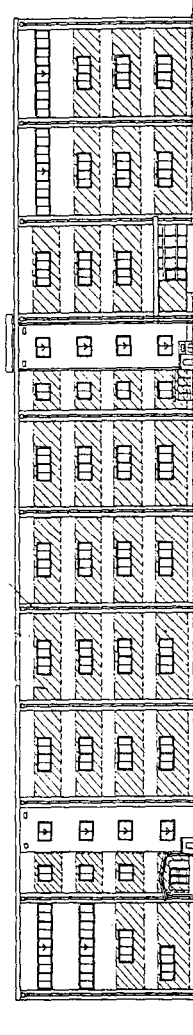
南側立面圖 (補強後)

圖 4.5 補強前後南側立面圖



北側立面圖 (補強前)

補強部分



北側圖例
 □ 新設窗
 □ 更換窗
 ▨ 補強壁

北側立面圖 (補強後)

圖 4.6 補強前後北側立面圖

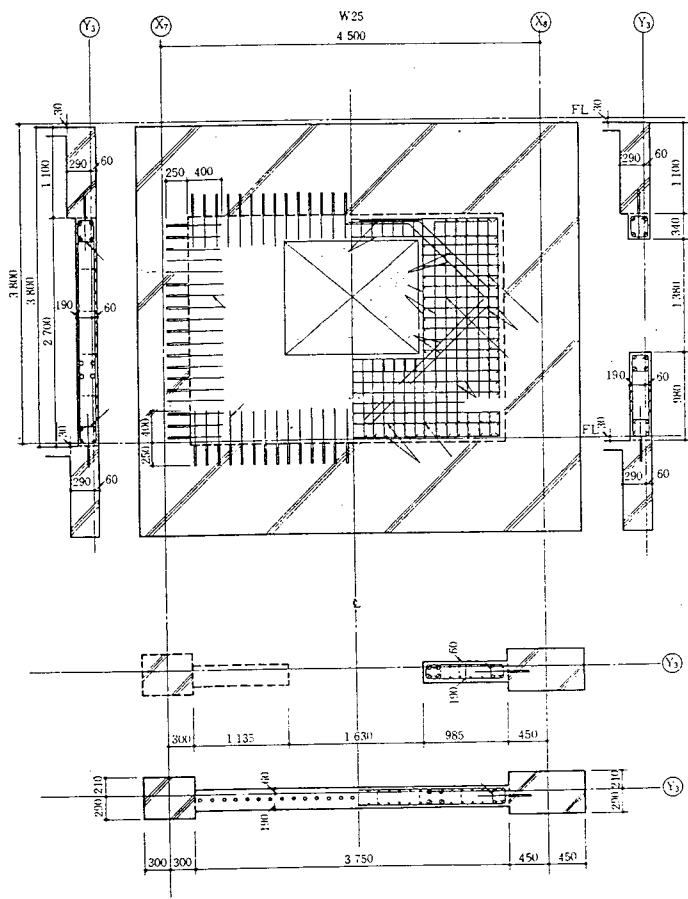


圖 4.7 補強壁詳圖

4.3 國內補強設計實例

國內某地上八層地下三層之 R.C 含部分預力小梁建築，經火害後結構受損，故乃進行結構補強設計。

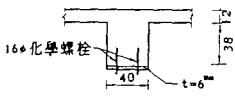
該補強設計首先針對火害受損後建築物進行耐震能力評估。由火害後現場鑽心所得之混凝土火害後強度，計算該結構所能承受最大地震基底橫力為 $0.06W$ ，相當於 $P.G.A = 0.124g$ ，再由台北區地震危害度曲線 (Harzard Curve) 得其對應之迴歸周期為 70 年。考量該建築火害後耐震能力不足，故乃依當時之法規地震橫力進行結構補強設計。

補強設計針對該建築之受損狀況，依據某公會鑑定報告之原則作修復補強建議，對所有梁柱桿件之斷面強度及勁度進行檢討補強。其主要之補強方式為：

- (1) 樓版及梁柱之裂縫部分，以「壓力注入法」灌注適當環氧樹脂接著劑填補裂縫，惟該法僅能防止受損之惡化或恢復原有強度而已，若欲使建築物恢復原設計耐震能力，則須併用其他補強措施。
- (2) 樓版及梁柱之保護層剝落，鋼筋外露部份，先將鋼筋之鏽蝕及表層鬆動部份適當刮除處理，再於面層塗抹環氧樹脂接著劑，並以輕質環氧樹脂砂漿修補。
- (3) 對於梁柱版以外之磚牆非結構體受火燒部分，可敲除表面層，將縫隙以水泥漿填滿，或將磚牆敲除重新堆砌。
- (4) 對於變形過大之預力梁部分，予以敲除並以鋼梁替換。
- (5) 對於混凝土強度不足之結構體部分，可併用「鋼板接著補強法」視需要在適當部位加置鋼板補強；惟須先除去粉刷層，再錨定補強鋼板，並於鋼板與混凝土間之縫隙注入環氧樹脂接著劑使結成一體，對於混凝土強度不足之樓版部分亦可以增設小梁予以補強。

而有關之部分補強設計圖面請參照圖 4.8 ~ 4.12。(資料由曾清銓先生及蕭興臺先生提供，謹致謝意)。

補強結果如圖 4.8 ~ 4.12 所示。



A-A 剖面圖

Scale: 1/30

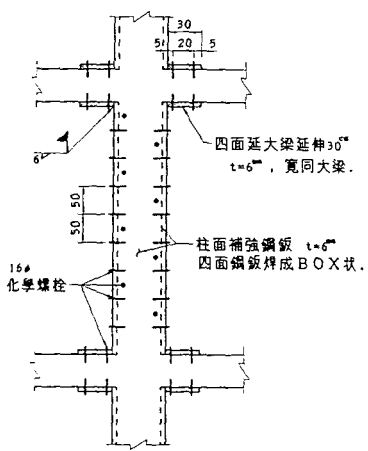


圖 4.10 柱鋼版補強詳圖

Scale: 1/30

第五章

國外執行大規模耐震補強作業的經驗

5.1 前言

爲了預防大地震對現有建築物造成損害及維護生命財產的安全，美國洛杉磯及日本靜岡縣，經由立法，進行了大規模的耐震補強作業。本章將就該項作業有關之非技術性經驗做一簡介。值得一提的是，靜岡縣之補強對象大都是政府單位、中小學校等公共建築物，而洛杉磯則係以非加強磚造 (unreinforced masonry, URM) 之民宅爲主。

5.2 日本靜岡縣的經驗 [16]

1976年的石橋論文提出東海大地震隨時有可能會發生後，同年10月，靜岡縣即在「消防防災課」內成立「地震對策班」，其成員爲縣廳53課的代表，包括了建築、土木、教育、行政和警察等部門。1978年6月日本政府制訂「大規模地震對策特別措置法」。1979年更以該法爲依據，指定以靜岡縣爲中心的6縣，170個城市及村爲「東海地震防災對策加強地區」，以推行地震防災行政面上的措施，並以公共建築物爲對象，進行耐震能力評估與耐震補強作業。雖然在1977年日本政府頒佈了「RC耐震診斷規準」，規定 I_s 值在0.7前後爲合格，但靜岡縣則依其自身的情況，另行制訂了較嚴格的目標指標值 E_s 。考慮到城市、村及民間由於經費的因素不能配合縣有關之公共建築物同時進行耐震能力評估，會對整體的耐震補強作業造成困擾，因此制訂「建築物耐震診斷補助要綱」，規定補助城市、村及民間建築物進行耐震能力評估所需費用的方式；其標準爲城市及村的公共建築物補助50%而民間建築物之補助爲75%。爲確保該項財源，乃對縣內之大企業課以「地震對策特別超過課稅」，但該項課稅

只是將稅率提高至法律規定的上限而已。本來預計該項稅收於 1979 年至 1984 年可帶來 200 億日元的財源，但由於大企業的協助，最後共收入了 250 億日元。值得一提的是縣所屬的建築物不得申請使用此項財源，主要的著眼點係希望這種由「超過課稅」所獲致的基金，能再回饋到城市和村的中小學校以及防災上重要據點的民間建築物。

凡是屬於防災重要據點的建築物，經過耐震能力評估後，若認為有必要進行耐震補強或拆掉重建時，所需要之費用則請中央政府給予財政協助。依照「財政特別措置法」，對城市及村之中小學校耐震補強費用之補助為所需費用之 $1/2 \sim 2/3$ ；若拆掉重建，則其補助為所需費用之 $1/2$ 。雖然民間之建築物亦可申請補助進行耐震補強所需之費用，但僅限於防災的重要據點，例如醫院或社會福利機構等設施；而補助款的來源則為「地震對策特別超過課稅」之稅收。此外，由經費方面來看，學校補強的費用為重建費用的 20%，而警察局只有 10%。

關於技術人員的培訓，亦是一件重要的工作。在靜岡縣雖然有 3000 家左右的設計事務所，但是真正能夠進行建築物耐震評估的大約只有 50 家。起初係請求這 50 家提供協助；但為避免評估結果之解釋與判斷之紛歧，委請「縣建築事務所協會」全權修訂有關條文，並在協會內成立「耐震診斷判定委員會」，成員中包括學有專精的大學教授。此外，每一次召開判定委員會時，一定會邀請「(財)日本建築防災協會」中制訂「診斷準則」之 SPRC 的委員們出席指導。

最後值得一提的是施工的問題。一般建築物進行補強工程的施工時，最困擾的問題是在施工期間，仍然必須使用該建築物。雖然興建臨時的設施是克服此種困擾的最好方法，但是經驗指出其所需之費用和補強費用幾乎相同。一般而言，於學校進行補強時，若該校舍完全不使用，則臨時校舍之面積可達原有校舍面積之 80%，但對於警察局或一般政府單位的建築物則約為 40% 左右。

5.3 美國洛杉磯的經驗 [17]

為因應美國加州地區可能發生的大地震，州政府鼓勵，但不強制，各級政府對現有的建築物進行耐震補強，而長堤 (Long Beach)、聖塔蘿莎 (Santa Rosa) 及洛杉磯 (Los Angeles) 為首先執行危險建築物之判定與要求業主在有限之時間內進行耐震補強措施之城市中的三個城市。由於一般認定非加強磚造 (unreinforced masonry, URM) 建築物最易受到地震之破壞，因此這些建築物乃成為許多城市優先調查以及研究適合的補強工法的對象。

雖然加州州議會於 1986 年才通過法案，要求州內各城市進行耐震能力不足之危險建築物的判定，並知會屋主提出防止地震災害的計劃，但是洛杉磯因為有 8100 幢的非加強磚造建築物，故於 1981 年先行頒布相當於規範的「Earthquake Hazard Reduction Ordinance」由 Department of Building and Safety 負責簽發傳票、審查設計圖及檢驗施工。然而這些建築物中大多數為出租的公寓及旅舍，Community Development Department 因而亦扮演了重要的角色；該部門之 Housing Division 負責籌措財源以便對某些屋主提供低利貸款，而 Rent Stabilization Division 則以補強費用為依據決定租金調整的比例。

從 1981 年至 1985 年，Department of Building and Safety 係針對主要的和高危險性之建築物簽發傳票，而在 1985 年正要對以住宅為主的中危險性建築物簽發傳票時，市議會則要求加速該項作業，因此在 1986 年 9 月前共計有 95% 的建築物接到傳票，其中有 86% 是在 1986 年發出的。洛杉磯執行耐震補強作業程序為當屋主接到傳票後，有九個月的時間準備並提出改善計劃，有一年的時間申請執照，經核准後，六個月內要動工，而工期最長為 3 年。根據統計於 1991 年 3 月以前，計有 55% 之建築物已完成施工，13% 之建築物正進行施工，12% 之建築物已遭拆除，但有 20% 之建築物之業主並未按照規定辦理，正積極處理中。

檢討洛杉磯所執行的耐震補強作業，可歸納出下列值得注意的事項：

- 需要進行耐震補強的建築物大都為民宅，大多數的屋主無法或勉強可以負擔補強所需之費用，因此政府宜提供低利貸款。然而因先前並無進行耐震補強的經驗，致無法預估所需的經費或單價以及決定補助的比例。另一方面，作為貸款的財源，亦僅是就現有的一些基金加以運用，故財源亦不足。
1. 就需要進行耐震補強的建築物之本身條件而言，有 15 ~ 20% 的建築物係座落在好地段且情況不錯。本來這些屋主是可以循一般貸款程序向金融機構申請貸款或以提高房租方式進行補強工程。但由於熟知門路，因此他們充分利用了政府提供的低利貸款。接下來的 45 ~ 50% 的建築物的屋主，卻不清楚如何利用低利貸款，完全以自籌的方式來完成補強，最後的 30 ~ 35% 的建築物，皆是情況非常差的建築物，其中有一半要拆除，而其餘的一半若無法獲得貸款，則亦要面臨拆除的命運。雖然對這些建築物而言，拆除是可行的，但是居住其間的人皆屬低收入的人，拆除後政府會面臨處理無家可歸的住戶的問題。綜上所言可知，在整個貸款作業上有嚴重的疏忽，未能照顧到真正需要協助的人，造成補助財源分布不均。
 3. 耐震補強工程之設計與施工為一特殊的技術，實際上只有少數的工程師有能力且有意願從事該項工程。洛杉磯幾乎在同一時間內，對大量之危險建築物發出傳票，要求屋主進行耐震補強，卻未能在事前進行人才的培訓，以致在人力上出現了嚴重不足，除了專業設計人員不足外，市政府負責審查及檢核的人員之工作量亦不勝負荷，使得作業時程不斷地拖延。然而更嚴重的是，在 1986 年至 1988 年間，當屋主開始提出申請進行耐震補強時，市政府卻無法即時地籌措財源及有效地執行貸款計劃。

5.4 結語

對現有建築物進行耐震補強，是一件相當複雜且牽涉到許多因素的工程。除非有萬全的準備，否則在執行上會遭遇到阻力與困難。綜觀日本靜岡縣及美國洛杉磯的執行經驗，不難發現除技術層面的問題外，影響執行成效的因素為對象建築物、經費來源、人才培訓與時間等。

就國內而言，東部地區的宜蘭及花蓮經常受地震侵襲，而嘉南地區根據預測亦已進入發生大地震的時期，為降低現有建築物的災害，實有必要進行耐震補強。然而在這些地方欲對民間建築物進行全面的耐震補強可能並不容易，因此本研究建議應參照日本靜岡縣的模式，先對中、小學校及政府單位、警察局進行全面性的耐震評估及進行補強，其原因如下：

1. 政府單位及警察局在地震災害發生後，一定要能不受損壞，方能進行公務及救災工作。
2. 學校是一重要的防災據點，在大地震災害發生後，受災民衆可能要住上一段相當長的時間，因此有必要將其優先列為耐震補強的對象，並規劃必要的設施，以便救災之需。
3. 由於上述為公家單位，在經費的籌措上較容易。
4. 一般而言，這些公共建築物的類型大致相同，在進行補強技術的研究時，較易有目標可循。

為能順利地執行對現有公共建築物進行耐震補強，政府亦應立刻著手進行人才之培訓以及成立研究委員會，研擬補強技術之研究方向，同時透過立法做為日後推動全面耐震補強的依據。相信這些經驗會有助於日後對民間建築物進行耐震補強的作業。

第六章

結論與建議

耐震補強研究的歷史並不長，雖然這些年來的研究已獲致一些成果，但因對現有鋼筋混凝土建築物進行耐震補強時，所牽涉的問題相當多，再加上建築物的多樣化，故仍有相當多的問題尚待解決。由本次的初步研究所收集到的資料顯示，除了日本的「耐震改修設計指針」及中國大陸的「建築抗震加固技術措施」中分別對梁、柱、剪力牆及翼牆等的補強方法有定量式的公式可供參考外，其餘者大都是定性的說明。誠如文獻 [15] 所言：「雖然目前已有許多不同的耐震補強與修護的方法，但是由於設計者於設計時缺乏適當的準則去遵循，在大部份的情形下仍是依靠工程判斷 (engineering judgement) 來設計」。因此就現階段而言，仍急需就耐震補強的問題，進行解析與實驗的研究，期能發展更有效且更經濟的補強方法及施工技術，並提供更多有關利用各種補強工法補強之建築物的受震反應資料。

基於本研究進行中所獲致的心得，茲對未來的研究方向建議如下：

1. 檢討各種設計公式在國內的適用性。
2. 我國鋼筋混凝土建築物設計理念與日本和中國大陸不同，宜積極開發適合國內使用的補強工法。
3. 大多數的耐震補強研究的對象為構件本身及簡單的構架，對補強後結構物整體進行實驗以檢討補強構件對整體的影響研究則少見，因此有必要進行這一方面的研究。
4. 宜利用微視的方法，以實驗及解析的方法探討補強建築物的破壞機制 (failure mechanism) 及接合部位之行爲和應力之傳遞過程。

5. 接合部的良否影響補強效果甚大，而接合部的抗剪能力、抗拔能力、剛度及變形能力受到錨栓種類、數量及填充物的拘束力之影響甚大，宜探討這些因素的影響以及接合部行為對建築物整體行為的影響。
6. 補強施工方法及補強材料如環氧樹脂等之研究。
7. 補強材料耐久性之研究。
8. 磚造建物之耐震分析與補強。
9. 對火災後建築物之鑑定、補強。
10. 補強設計之審查，補強施工之品管。
11. 非結構部材之耐震補強。

另外，就行政的觀點，本研究的建議如下：

1. 為瞭解現有建築物的原始設計，應立法要求建築物的設計者提供業主原始的設計圖及計算書，以便日後萬一必須進行耐震補強時的參考。
2. 建築物的種類及樣式不少，對現有建築物應進行何種方式的補強，係隨各個建築物有所不同，為求最佳的補強方案，宜成立一個諮詢委員會審核並檢討耐震補強申請案。
3. 對於嘉南地區及花蓮、宜蘭地區的中小學校、警察局、消防隊等公家單位，宜比照日本方式執行耐震評估與補強作業，主要原因為這些建築物為地震防災的重要據點，且其使用狀況及建築結構大致相同，較易集中人力進行耐震補強研究並將其實用化。
4. 未來若欲訂定「耐震補強準則」，宜參照美國 FEMA 委託 Applied Technology Council 之方式，委請國內專家學者組成委員，參酌國情，制定出可行的耐震補強準則。

參考文獻

1. 既存鋼筋混凝土結構物的耐震補強手冊，財團法人日本混凝土工學會，技報堂，1984。
2. 既存鋼筋混凝土建物的耐震補強和診斷，小倉一弘郎／監修，技術學院，1988。
3. 耐震診斷補強設計的實務，廣澤雅也，山崎裕／監修，建築技術，1991。
4. 鋼筋混凝土校舍的耐震診斷方法與補強方法，日本建築學會，1975。
5. 耐震修改設計指針・付解說，建設省住宅局建築指導課／監修，財團法人日本建築防災協會，1977。
6. Hanson, R.D., "Repair, Strengthening and Rehabilitation of Buildings, Recommendations for Needed Research," Department of Civil Engineering, University of Michigan, Ann Arbor, 1977.
7. Lagorio, H.T., Friedman, H. and Wong, K.M., "Issues for Seismic Strengthening of Existing Buildings, A Practical Guide for Architects," Center for Environmental Design Research, University of California, Berkeley, January 1978.
8. "Tentative Provisions for the Development of Seismic Regulations for Buildings," ATC3-06, Applied Technology Council, June 1978.
9. Bett, B.J., Klinger, R. and Jirsa, J., "Lateral Load Response of Strengthened and Repaired Reinforced Concrete Columns," ACI Structural Journal, Vol.85, No.5, 1988.
10. Alcocer, S. and Jirsa, J., "Assessment of the Response of Reinforced Concrete Frame Connections Redesigned by Jacketing," Proceedings, Fourth US National Conference on Earthquake Engineer, California, USA, May 1990.
11. Bush, Jr., T.D., Wyllie, Jr., L.A. and Jirsa, J., "Observations on Two Seismic Strengthening Schemes for Concrete Frames," Earthquake Spectra, Vol.7, No.4, 1991.
12. "Repair and Rehabilitation Research for Seismic Resistance of Structures," Announcement of Program Initiative, National Science Foundation, USA.

13. "Development of Recommended Guidelines for Seismic Strengthening of Existing Buildings, Phase I: Issues Identification and Resolution," Interim Report, ATC-28, Applied Technology Council, January 1991.
14. "Repair and Strengthening of Reinforced Concrete, Stone and Brick-Masonry Buildings," Building Construction Under Seismic Conditions in Balkan Regions, UNDP/UNIDO PROJECT RER/79/015, UNIDO, Vienna, 1983.
15. Rodriguez, M. and Park, R., "Repair and Strengthening of Reinforced Concrete Buildings for Seismic Resistance," Earthquake Spectra, Vol.7, No.3, 1991.
16. 「耐震補強的現況—靜岡縣の場合」，既存建物的耐震補強特集，建築技術，1982年9月。
17. Comerio, M.C., "Impacts of the Los Angeles Retrofit Ordinance on Residential Buildings," Earthquake Spectra, Vol.8, No.1, 1992.
18. 林草英和林勝益，「既存結構耐震纖維補強及維修作業之探討」，防災科技研究報告 77-66，行政院國家科學委員會，民國七十八年六月。
19. 彭耀南，趙文成和林昌佑，「建築結構之耐震診斷與補強一樑」，防災科技研究報告 77-60，行政院國家科學委員會，民國七十八年五月。
20. 趙文成和彭耀南，「建築結構之耐震診斷與補強一柱」，防災科技研究報告 78-62，行政院國家科學委員會，民國七十九年六月。
21. 趙文成和彭耀南，「建築結構之耐震診斷與補強一接頭」，防災科技研究報告 79-67，行政院國家科學委員會，民國八十年八月。
22. 許茂雄，「短柱補強與改進試驗(I)」，防災科技研究報告 81-01，行政院國家科學委員會，民國八十一年七月。
23. 張荻薇，「地震後受損鋼筋混凝土建築物之補修及耐震補強設計法」，結構工程，民國七十六年一月，79-90頁。
24. 蔡益超，邱昌平和張英發，「國內外現有鋼筋混凝土建築物耐震能力評估方法之比較及較佳評估準則之架構」，CEER R77-01，國立台灣大學地震工程研究中心，民國七十七年一月。

25. 蔡益超，邱昌平，張英發，「現有鋼筋混凝土建築物耐震能力初步評估法則」，CEER R77-07，國立台灣大學地震工程研究中心，民國七十七年七月。
26. 蔡益超，邱昌平，張英發和洪聰維「現有鋼筋混凝土建築物耐震能力評估準則之研究」，CEER R78-03，國立台灣大學地震工程研究中心，民國七十八年六月。
27. 中國建築工業出版社“工業民用建築抗震鑑定標準(TJ23-77)”(工程建設規範匯編4)。
28. 中國建築工業出版社“建築抗震設計規範GBJ11-89”(1990年)。
29. 地震出版社“工業與民用建築抗震加固技術措施”(1987年)。
30. 既存鋼筋混凝土建築物的耐震診斷基準，財團法人日本建築防災協會，1977年。
31. 洪思閔「中國大陸GBJ11-89建築抗震設計規範簡介」，結構工程，第六卷，第三期，民國八十年九月。

附錄 A

A - 1 : 耐震壁之補強計算法

耐震壁之耐剪力，在可能之剪力破壞、撓曲破壞、回轉破壞之耐剪力中，取小者。

(a) 剪力破壞之耐剪力 (${}_wQ_{su}$)

剪力破壞之耐剪力 ${}_wQ_{su}$ ，由下二式計算中，取小者。

- (i) 將構架壁板視爲一體之耐震壁，依下式計算耐剪力。
將所得之值乘折減係數 ϕ (ϕ 一般設爲 0.8)。

$${}_wQ_{su} = \left\{ \frac{0.053 \rho_{te}^{0.23} (180 + F_{c2})}{M/(Q \cdot D_i) + 0.12} + 2.7 \sqrt{\rho_{we} \cdot \sigma_{wh}} + 0.1 \sigma_0 \right\} b_e \cdot j_e \quad (A1-1)$$

式中

$$1 \leq M/(Q \cdot D_i) \leq 3$$

$$M/Q = h_w \text{ (第一層或最上層)}$$

$$= h_w/2 \text{ (其餘之各層)}$$

(h_w : 地板面至壁頂高)

D_i : 壁之長度 (柱外側至柱外側)

ρ_{te} : 等值拉力鋼筋比 (%)

$$= 100 a_g / (b_e \cdot D_i)$$

a_g : 拉力側柱之鋼筋面積 (cm^2)

b_e : 等值壁厚 = $\Sigma A / D_i$ (cm)

ΣA 爲全斷面積 (cm^2)

F_{c2} : 增設壁之混凝土設計強度

ρ_{we} : 剪力補強筋之鋼筋比 (%)

(厚度設爲 b_e)

$$a_w / (b_e \cdot s) \times 100$$

σ_{wh} : 水平剪力補強筋之降伏應力 (kg/cm^2)

a_w : 一組橫筋之斷面積 (cm^2)

s : 橫筋之間隔 (cm)

$$\sigma_0 = \Sigma N / (b_e \cdot D_l) \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

(N : 全軸向力)

j_e : 柱中心距, 或 $0.8 D_l$ 之大者

(ii) 壁板與既有梁、柱間變形非一致時之耐剪力 (圖 A.1)



圖 A.1 增設壁之受力情形

$${}_w Q_{su} = \begin{cases} {}_w Q'_{su} + 2 Q_c \cdot \alpha \\ Q_j + {}_p Q_c + Q_c \cdot \alpha \end{cases} > \text{取小者} \quad (\text{A1-2})$$

式中

${}_w Q_{su}$: 耐震壁之耐剪力

${}_w Q'_{su}$: 壁板(淨尺寸部份)之耐剪力

Q_j : 梁面下接合構件之耐剪力之和

${}_p Q_c$: 單側柱之柱頭貫穿之耐剪力

Q_c : 單側柱撓曲破壞或剪力破壞時之耐剪力(取小者)

α : 考慮變形形態之折減係數

$\alpha = 1.0$ —柱剪力破壞之場合

$\alpha = 0.7$ —柱撓曲破壞之場合

(i)、(ii)皆為開口壁時, 依開口壁折減計算式計算之。
如開口尺寸在規定以上時, 以附翼牆之柱計算之。

(b) 耐震壁之撓曲耐剪力: 可依下列各式計算之, 但以錨栓為壁、梁之接合時, 式中之壁筋負擔之耐力為錨栓之拉

力強度以下。如為楔形塊接合時，則壁筋負擔之耐力為0。設壁之撓曲極限彎矩為 ${}_wM_u$ ，耐剪力為 ${}_wQ_{Mu}$

$$\begin{aligned} {}_wQ_{Mu} &= {}_wM_u/h_w \quad (\text{第一層或最上層}) \\ &= 2 {}_wM_u/h_w \quad (\text{其他各層}) \end{aligned} \quad (\text{A1-3})$$

${}_wM_u$ 由下列式中取小者

(i) 機械式錨栓，決定耐剪力時

$${}_wM_u = (a_g \cdot \sigma_y + 0.5 N) \cdot l + 0.5 n \cdot {}_tP_d \cdot \frac{l_w}{2} \quad (\text{A1-4})$$

(ii) 樹脂錨栓，決定耐剪力時

$${}_wM_u = (a_g \cdot \sigma_y + 0.5 N) l + n \cdot {}_tP_d \cdot \frac{l_w}{2} \quad (\text{A1-5})$$

(iii) 壁筋決定耐剪力時

$${}_wM_u = a_t \cdot \sigma_y \cdot l + 0.5 \sum (a_{sv} \cdot \sigma_{sv}) \cdot l + 0.5 N \cdot l \quad (\text{A1-6})$$

柱亦設有錨栓時， l_w 可以 l 代之。

N ：柱軸向力(kg)

a_g ：拉力側柱之總面積(cm^2)

σ_y ：鋼筋之降伏應力(kg/cm^2)

${}_tP_d$ ：一支錨栓之耐拉力

l ：壁長(柱中心距)

l_w ：壁板實長

a_{sv} ：壁縱筋之面積

σ_{sv} ：壁縱筋降伏應力

錨栓之拉耐力，原則上以現場實驗之平均值，減去標準偏差所得之值。下列之值可為參考。

機械式錨栓：1300 kg/cm²

樹脂錨栓： $\sigma_{max} \cdot a_d$ 與 $\pi R(h' - D_d) \times 90$ 之小者

σ_{max} ：錨栓之拉力強度

c_d ：錨栓之斷面積

- R : 孔徑
 D_d : 螺栓之直徑
 h' : 錨栓之埋入深

(c) 耐震壁之基礎上揚之耐剪力 wQ_R :

$$wQ_R = \left(\sum_{j=1}^n \alpha_{n-j+1} \right) P \quad (\text{A1-7})$$

P 由下式計算之

$$\begin{aligned}
 P \sum_i \alpha_i h_i &= \sum_j N_j \cdot l_j && (\text{柱軸力}) \\
 &+ \sum_i {}_B M_R + \sum_i {}_B M_L && (\text{連接梁之彎矩}) \\
 &- \sum_j {}_c M_B && (\text{上層柱之節點彎矩}) \\
 &+ \sum_i {}_B Q_R \cdot L && (\text{連接梁之剪力}) \\
 &- \sum_j {}_B Q_L \cdot H && (\text{上層柱之剪力}) \\
 &+ \sum_i \sum_j Q_{ij} \cdot l_j && (\text{直交梁之剪力}) \\
 &+ W_{ij} \cdot l_j && (\text{直交壁之剪力}) \\
 &+ R_j l_j && (\text{抗拉力}) \\
 \alpha_i &= \frac{n+i}{n+1} && (n: \text{地上層數} \quad i: \text{對象層})
 \end{aligned}$$

式中之符號，參閱圖 A.2。

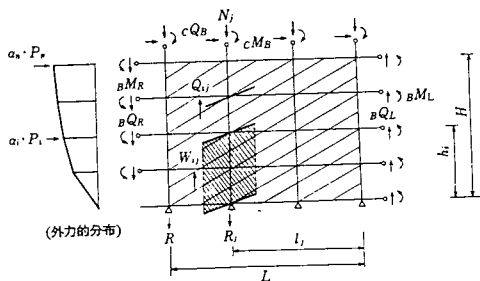


圖 A.2 基礎上揚耐力之計算

(d) 柱、附翼牆之柱、梁之撓曲強度及耐剪力

柱、附翼牆之柱、梁等之撓曲強度及耐剪力之計算，可參考式 (A1-8) ~ 式 (A1-14)。

(1) 長方形柱之撓曲極限強度 M_u 依式 (A1-8) 計算

$$N_{max} \geq N > 0.4bDF_c \text{ 時}$$

$$M_u = \{0.8a_t \times \sigma_y \times D + 0.12b \times D^2 \times F_c\} \left(\frac{N_{max} - N}{N_{max} - 0.4bDF_c} \right)$$

$$0.4bDF_c \geq N > 0 \text{ 時} \quad (A1-8)$$

$$M_u = 0.8a_t \times \sigma_y \times D + 0.5N \times D \times \left(1 - \frac{N}{bDF_c} \right)$$

$$0 > N > N_{min}$$

$$M_u = 0.8a_t \times \sigma_y \times D + 0.4N \times D$$

式中

N_{max} : 柱心受壓時之極限強度 = $b \times D \times F_c + a_g \times \sigma_y$ (kg)

N_{min} : 柱心受拉時之極限強度 = $-a_g \times \sigma_y$ (kg)

N : 柱軸向力 (kg)

a_t : 拉力鋼筋斷面積 (cm^2)

a_g : 柱鋼筋之全斷面積 (cm^2)

b : 柱斷面寬 (cm)

D : 柱斷面深 (cm)

σ_y : 鋼筋降伏強度 (kg/cm^2)

F_c : 混凝土壓縮強度 (kg/cm^2)

(2) 具翼牆之柱之撓曲極限強度 M_u ，依式 (A1-9)，但翼牆僅付於單側之柱，翼牆為承受撓曲彎矩作用之拉力側時，翼牆忽略，視為長方形柱依式 (A1-8) 算之。

$$N \leq \{0.5\alpha_e(0.9 + \beta) - 13\rho_t\}b \times D \times F_c \text{ 時}$$

$$M_u = (0.9 + \beta) \times a_t \times \sigma_y \times D + 0.5N \times D$$

$$\times \left\{ 1 + 2\beta - \frac{N}{\alpha_e \cdot b \cdot D \cdot F_c} \times \left(1 + \frac{a_t \cdot \sigma_y}{N} \right)^2 \right\} \quad (A1-9)$$

$N > \{0.5\alpha_e(0.9 + \beta) - 13\rho_t\}b \times D \times F_c$ 時設

$N = \{0.5\alpha_e(0.9 + \beta) - 13\rho_t\}b \times D \times F_c$ 以式 (A1-9) 算之

式中

ρ_t : 拉力鋼筋比 = $a_t/(b \cdot D)$

a_t 如圖 A.3 所示。

α_c : $\Sigma A/(l_w b)$

ΣA : 含翼牆之柱全面積 (cm^2)

l_w : 含翼牆之柱全長 (cm)

β : 受壓側之翼牆長 / D

其他記號與式 (A1-8) 同

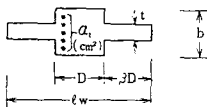


圖 A.3 具翼牆之柱

- (3) 兩側具邊柱之壁之極限彎矩強度依式 (A1-10) 計算，但中間亦有柱時，其柱之主筋亦為壁之豎筋。

$$M_u = a_t \cdot \sigma_v \cdot l_w + 0.5 \sum (a_w \cdot \sigma_{wy}) \cdot l_w + 0.5 N \cdot l_w \quad (A1-10)$$

式中

a_t : 受拉側柱主筋之全斷面積 (cm^2)

σ_v : 受拉側柱主筋之降伏應力 (kg/cm^2)

a_w : 壁之豎筋之斷面積 (cm^2)

σ_{wy} : 壁豎筋之降伏應力 (kg/cm^2)

l_w : 壁之長度 (側柱中心間距離，如圖 A.5)

- (4) 單側柱之壁及無柱之壁之極限強度，依其形狀及配筋狀態，準用式 (A1-8) ~ (A1-10) 計算之。

- (5) 柱之剪斷終局強度依式 (A1-11) 計算

$$Q_{su} = \left\{ \frac{0.053 \rho_t^{0.23} (180 + F_c)}{M/(Q \cdot d) + 0.12} + 2.7 \sqrt{\rho_w \cdot \sigma_{wy} + 0.1 \sigma_0} \right\} \times b \times j \quad (A1-11)$$

但 $M/(Q \cdot d) < 1$ 時設為 1，3 以上時設為 3。

式中

ρ_t : 拉力筋比 (%)

ρ_w : 剪斷補強筋之比。 $P_w \geq 0.012$ 時設為 $P_w = 0.012$

σ_{wy} : 剪斷補強筋之屈伏應力 (kg/cm^2)

σ_0 : 軸向應力 (kg/cm^2)

$\sigma_0 > 80 kg/cm^2$ 時，設 $\sigma_0 = 80 kg/cm^2$

d : 柱之有效深，可設為 $D - 5 cm$

M/Q : 可設為 $h_0/2$ ， h_0 : 柱之淨高

j : 應力中心間距離，可設為 $0.8 D$

(6) 附翼牆之柱，其剪斷極限強度依式 (A1-12) 算之。

$$Q_{s,u} = 0.8 \sqrt{F_c} \left(\frac{l_w}{h_0} \right) \sum A + 0.5 \left\{ \rho_w \cdot \sigma_{wy} + \rho_s \cdot \sigma_{sy} \frac{t(l_w - D)}{b \cdot D} \right\} b \cdot D + 0.1 N \quad (A1-12)$$

式中

ρ_w : 柱之剪力補強筋比

σ_{wy} : 柱之剪力補強筋之屈伏應力

ρ_s : 壁之橫筋比 = $a_w / (t \cdot s)$

a_w : 一組橫筋之斷面積 (cm^2)

s : 橫筋之間距 (cm)

σ_{sy} : 壁橫筋之屈伏應力 (kg/cm^2)

N : 軸向力 (kg)

h_0 : 柱之淨高 (cm)

$\sum A$: 全斷面積

l_w, t, b, D 如圖 A.4 所示。

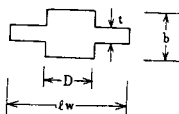


圖 A.4 附翼牆之柱

(7) 附兩側柱之壁，其剪力極限強度依式 (A1-11) 算之，但記號變更為如下。又，有開口之壁，以式 (A1-14) 所

求得開口折減率乘之。

$$\rho_t = 100 \times a_t / b_e \cdot l (\%) \quad (\text{A1-13})$$

式中

a_t : 拉力側柱之主筋全斷面積

l : 壁之全長 (參考圖 A.5)

b_e : 等值壁厚 = $\Sigma A/l$

ΣA : 全斷面積

ρ_s : 等值之壁橫筋比 = $a_w / (b_e \cdot s)$

a_w : 一組橫筋之斷面積 (cm^2)

s : 橫筋間距

σ_{wy} : 壁筋之屈伏應力 (kg/cm^2)

σ_0 : $\Sigma N / (b_e \cdot l)$; ΣN : 全軸向力 (kg/cm^2)

j : l_w 或設為 $0.8l$

$b = b_e$

$D = l$

$d = l$

$M/Q =$ 式 (A1-18) 所得之 ${}_wM_u / {}_wQ_{Mu}$ 之值

開口之折減率, $r = 1 -$ 等值開口周比 (A1-14)

等值開口周比: $\sqrt{\text{開口部面積} / (h l_w)}$ h : 層高

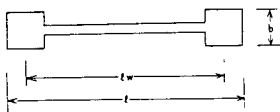


圖 A.5 附兩側柱之壁

(8) 單側附柱之壁及無柱之壁, 其極限耐剪強度, 依其形狀及配筋狀態, 準用式 (A1-11) 或式 (A1-12)。

(e) 破壞形式及極限時保有剪斷力之計算

用前項所求得撓曲強度及剪斷強度, 垂直構件之破壞形式及該時之保有剪斷力 Q_u 依下式計算。

(1) 柱

撓曲極限強度時之耐剪力 cQ_{Mu} 依式 (A1-15) 算之。此與剪斷極限強度 cQ_{su} 比較，以求得破壞形式及極限時保有之耐剪力 cQ_u

(a) $cQ_{Mu} < cQ_{su}$ 時：撓曲柱 ($cQ_u = cQ_{Mu}$)

(b) $cQ_{Mu} > cQ_{su}$ 時：剪斷柱 ($cQ_u = cQ_{su}$)

但，剪力柱中， $h_0/D \leq 2$ 之柱，以極脆性柱處理。

$$cQ_{Mu} = ((cM_u)_上 + (cM_u)_下) / h_0 \quad (A1-15)$$

式中

$(cM_u)_上$ ：柱頂之撓曲極限強度

$(cM_u)_下$ ：柱底之撓曲極限強度

h_0 ：柱淨高

(2) 壁

撓曲極限強度時之耐剪力 wQ_{Mu} 依式 (A1-16) 算之。由此與剪斷極限強度 wQ_{su} 比較而求得破壞形式與極限時保有之剪斷力 wQ_u 。

(a) $wQ_{Mu} < wQ_{su}$ ：撓曲壁 ($wQ_u = wQ_{Mu}$)

(b) $wQ_{Mu} \geq wQ_{su}$ ：剪斷壁 ($wQ_u = wQ_{su}$)

$$wQ_{Mu} = 2 wM_u / h_w \quad (A1-16)$$

但，連層壁(含1層之壁)之最上層時，右邊係數2改為1。

wM_u ：該層之壁之撓曲極限強度

h_w ：考慮層之樓版上到該壁最上部之高度

(3) 梁之撓曲極限強度及剪力極限強度，可依式 (A1-8) ~ (A1-14)，設軸力為“0”計算之。撓曲極限強度亦可以式 (A1-19) 計算之。

$$M_u = 0.9 \cdot a_t \cdot \sigma_y \cdot d \quad (A1-17)$$

a_t ：拉力筋斷面積 (cm^2)

σ_y : 拉力筋屈伏應力 (kg/cm^2)

d : 梁之有效深 (cm)

(f) 柱之貫穿剪力之耐力依下式計算之

$$pQ_c = \frac{1}{1.5} \cdot c f_t \cdot b \cdot D \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{c f_t}} \quad (A1-18)$$

式中

$$c f_t = 1.8 \sqrt{F_{c1}}$$

F_{c1} : 混凝土壓力強度 (kg/cm^2)

b, D : 柱寬、深 (cm)

σ_0 : 軸向應力 (kg/cm^2)

(g) 接合構件之耐力及間隔

(i) 錨栓

(1) 耐剪力

錨栓之耐剪力依下式算之

$$\tau_d = \begin{cases} \sigma_{\max} / \sqrt{3} \\ 0.4 \sqrt{E_{c1} \cdot F_{c1}} \end{cases} > \text{取小者} \quad (A1-19)$$

式中

σ_{\max} : 錨栓之拉力強度 (kg/cm^2)

F_{c1} : 原結構物之混凝土設計基準強度 (kg/cm^2)

E_{c1} : 原結構物之混凝土之楊氏係數 (kg/cm^2)

錨栓一支之耐剪力 q_d 為

$$q_d = \tau_d \cdot a_d \quad (A1-20)$$

式中

a_d : 錨栓一支之斷面積，螺紋加工部為剪斷面時，有效面積為 80% (cm^2)。

τ_d : 可設為 $0.3 \sqrt{E_{c1} \cdot F_{c1}}$

(2) 拉拔耐力

錨栓之拉拔耐力依下式計算

$$p_d = \begin{cases} \sigma_{\max} \cdot a_d \\ 0.45 \frac{l_a}{D_a} \left(\frac{l_a}{D_a} + 1 \right) F_{c1} a_a \end{cases} > \text{取小者} \quad (\text{A1-21})$$

式中 σ_{\max} 、 a_d 、 F_{c1} 與前同， l_a 、 D_a 及 a_a 為埋入既有混凝土部份之長度 (cm)、外徑 (cm) 及斷面積 (cm^2)。

(ii) 楔形槽

楔形槽之剪力強度，依下式計算之

$$\tau_c = 0.2 \cdot F_{c2} \quad (\text{kg/cm}^2) \quad (\text{A1-22})$$

其中

F_{c2} ：增設壁混凝土設計基準強度 (kg/cm^2)

楔形槽之間隔依下式算之

$$l' = l_c \cdot F_{c2} / F_c \quad (\text{A1-23})$$

式中

l_c ：楔形槽之長度 (cm)

F_{c1} ：既有混凝土之強度 (kg/cm^2)

F_{c2} ：增設壁之混凝土強度 (kg/cm^2)

亦即，楔形槽之間距為

$$p_c = l_c + l' \quad (\text{A1-24})$$

(iii) 鑲楔形塊

鑲楔形塊之剪斷強度依下式計算

$${}_c\tau_c = \begin{cases} 0.25 F_{c1} \\ 0.20 {}_cF_c \end{cases} > \text{取小者} \quad (\text{A1-25})$$

式中

F_c ：既有混凝土之強度 (kg/cm^2)

${}_cF_c$ ：預鑄楔形塊混凝土之強度 (kg/cm^2)

接著之楔形塊間所形成之場鑄混凝土楔形塊之剪斷強度以式(A1-22)算之，式中之 F_{c2} 以 F_{c1} 代之。接著楔形塊間隔以下式計算

$$l'_c = l'_c \frac{c\tau_c}{\tau_{c2}} \quad (\text{A1-26})$$

式中

l'_c ：預鑄楔形塊之長度 (cm)

$c\tau_c$ ：預鑄楔形塊之剪力強度 (kg/cm^2)

τ_{c2} ：場鑄混凝土楔形塊之剪力強度 (kg/cm^2)

接著楔形塊之間距依(A1-24)計算之。

(h) 壁板之設計

- (i) 對作用壁板之剪斷力，其平均剪應力以不超過 $30 kg/cm^2$ 來決定壁厚

$$\tau_w = Q_w / (t_w \cdot L_w) \leq 30 \quad (\text{A1-27})$$

式中

τ_w ：壁板平均剪應力 (kg/cm^2)

Q_w ：作用于壁板之剪力 (kg)

t_w ：壁厚 (cm)

L_w ：壁之淨長 (cm)

- (ii) 對上式中 τ_w ，依下式計算剪斷補強筋比

$$\rho_w \geq (\tau_w - F_{c2}/20) / (0.5 \sigma_{wy}) \quad (\text{A1-28})$$

式中

ρ_w ：壁板之剪斷補強筋比，但 $0.0025 \leq P_w \leq 0.012$

F_{c2} ：增設壁板之混凝土設計基準強度 (kg/cm^2)

σ_{wy} ：剪斷補強筋之短期降伏應力，平鋼筋設為 $3000 kg/cm^2$ 竹節鋼筋可設為 (規格之屈伏應力 $+500 kg/cm^2$)

A - 2 耐震壁之補強計算例

各種接合方式之增設耐震壁可期許耐剪應力之計算如下所示，但為不在發生全體撓曲、基礎上浮等情形下，因結構體之耐力而使增設壁之耐力無法發揮之情形下，接合構件或壁板剪斷破壞時所示之耐力。

(1) 錨栓接合方式

使用螺紋加工部不成為有效斷面之改良型錨栓時

錨栓	$\sigma_{\max} = 4.1 \text{ t/cm}^2$
既設及增設之混凝土	$F_c = 180 \text{ kg/cm}^2$ $E_c = 2.1 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$
壁板剪力補強筋	$\sigma_{wy} = 3.5 \text{ t/cm}^2 \text{ (t/cm}^2\text{)}$
既有部份鋼筋	$\sigma_{wy} = 3.5 \text{ t/cm}^2 \text{ (t/cm}^2\text{)}$ $\sigma_{wy} = 3.0 \text{ t/cm}^2 \text{ (t/cm}^2\text{)}$

錨栓之間距、應力度等如下：

有效直徑 $D_d(\text{mm})$	最小間距 $p_j(\text{cm})$	錨栓最大剪應力 $\tau_j(\text{t/cm})$	1支之耐力 $q_i(\text{t/支})$	壁 1 m 耐力 $q_i/p_j(\text{t/m})$
13	10	2.37	3.15	31.5
16	12	2.37	4.76	39.7
19	15	2.37	6.73	44.9
22	16.5	2.37	9.01	54.6

但 $p_j = 7.5 D_d$

$$\begin{aligned} \tau_j &= \sigma_{\max} / \sqrt{3} = 2.37 \text{ t/cm}^2 \\ &= 0.4 \sqrt{E_c \cdot F_c} = 2.46 \text{ t/cm}^2 \end{aligned} \quad > \text{取小者}$$

設對象之補強柱	$b \times D = 60 \text{ cm} \times 60 \text{ cm}$
	$\rho_t = 0.645\% (6 - D22, a_t = 23.22 \text{ cm}^2)$
	$\rho_w = 0.085\% (9 \phi @ 250)$
	$\sigma_0 = 30 \text{ kg/cm}^2 (N = 108^t)$

柱心間距： $l_w = 6\text{ m}$

壁淨長： $l'_w = 5.4\text{ m}$

柱淨高： $h_0 = 3\text{ m}$

柱撓曲耐力

$$\begin{aligned} {}_cM_u &= 0.8 \times a_t \cdot \sigma_y \cdot D + 0.5 \cdot N \cdot D \cdot (1 - N/b \cdot D \cdot F_c) \\ &= 0.8 \times 23.22 \times 3.5 \times 6.0 + 0.5 \cdot 108 \cdot 60 \cdot (1 - 30/180) \\ &= 3897 + 2700 = 6597\text{ t} \cdot \text{cm} \end{aligned}$$

$$\therefore {}_cQ_{Mu} = M_u/h_0/2 = 6597/150 = 44.0\text{ t}$$

柱之剪斷耐力

$$\begin{aligned} {}_cQ_{su} &= \left\{ \frac{0.053 \cdot \rho_t^{0.23} \cdot (180 + F_c)}{M/(Q \cdot D) + 0.12} + 2.7\sqrt{\rho_w \cdot s\sigma_{wy}} + 0.1\sigma_0 \right\} \cdot b \cdot j \\ &= \left\{ \frac{0.053 \cdot 0.645^{0.23} \cdot (180 + 180)}{150/55 + 0.12} + 2.7\sqrt{0.00085 \times 3000} \right. \\ &\quad \left. + 0.1 \times 30 \right\} \times 0.8 \times 60 \times 60 \\ &= (6.06 + 4.31 + 3.0) \times 2880 = 38.5 \times 10^3\text{ kg} \end{aligned}$$

$${}_c\tau_s = 10.7\text{ kg/cm}^2$$

亦即，原斷面之柱為剪斷破壞。 $Q_u = {}_cQ_{su} = 38.5\text{ t}$

此構架以錨栓接合來增設耐震壁，如下表之應力及補強筋，柱頭之貫穿剪耐力為

$$\begin{aligned} {}_pQ_c &= \frac{1}{1.5} \times 24.1 \times 60^2 \sqrt{1 + 30/24.1} = 86.7 \times 10^3\text{ kg} \\ {}_p\tau_c &= 24.1\text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

壁厚	錨栓有效直徑	係由錨栓而得之壁平均剪應力	包含兩側柱之壁平均剪應力	壁板剪斷補強筋比
$t(\text{cm})$	$Dd(\text{mm})$	$r'w(\text{kg/cm}^2)$	$rw(\text{kg/cm}^2)$	$P_w(\%)$
15	13	21.0	32.8 (26.9)*	1.02 (D10, D13 Φ 120) 交錯排列
	16	26.5	37.7 (32.3)* 30.0	1.20 (D10, D13 Φ 110) 交錯排列
	19	29.9	40.8 (35.8)* 30.0	1.20 (D10, D13 Φ 110) 交錯排列
	22	36.4	45.9 (41.5)* 30.0	1.20 (D10, D13 Φ 110) 交錯排列
20	13	15.8	24.6 (20.2)*	0.64 (D10, D13 Φ 150) 交錯雙排
	16	19.9	28.3 (24.3)*	0.87 (D13 Φ 110) 雙排
	19	22.5	30.6 (26.9)*	1.02 (D13 Φ 120) 雙排
	22	26.7	34.4 (31.1)* 30.0	1.02 (D13 Φ 100) 雙排

$$\tau_w' = q_j / (p_j \cdot t)$$

$$\tau_w = (Q_j + p Q_c + \alpha \cdot Q_c) / (t \cdot l_w), \text{ 但 } Q_j = n \cdot q_j, \text{ } n = \text{支數}$$

() * 為 $\tau_w = (Q_j + p Q_c - \alpha \cdot Q_c) / (t \cdot l_w)$ 在壁板上實際作用之剪應力，補強筋之設計亦以此為之。

計算增設耐震壁之撓曲耐力，錨栓徑為 $D_a = 16 \text{ mm}$ 時

$$\begin{aligned} {}_w M_u &= a_t \sigma_y l_w + 0.5 \sum (a_w \sigma_{wy}) \cdot l_w + 0.5 N \cdot l_w \\ &= \{20 \times 3.87 \times 3.5 + 0.5 \times (36 \times 2.01 \times 2.43) + 0.5 \times (108 \times 2)\} \\ &\quad \times 600 \\ &= (271 + 88 + 108) \times 600 = 2802 \times 10^2 \text{ (t} \cdot \text{cm)} \end{aligned}$$

設各層高度為 3 m ，以 M/Q 之想法，設壁厚 20 cm

$${}_w Q_{Mu} = 2802/3 = 934 \text{ t}$$

$${}_w \tau_{Mu} = 934 \times 10^3 / (600 \times 20) = 77.8 \text{ kg/cm}^2 \text{ (1層壁之情形)}$$

$${}_w Q_{Mu} = 2802 / (3 \times 3 \times 0.5) = 623 \text{ t}$$

$${}_w \tau_{Mu} = 623 \times 10^3 / (600 \times 20) = 51.9 \text{ kg/cm}^2 \text{ (3層壁之最下層之情形)}$$

由以上之計算可知，有足夠之撓曲耐力。

(2) 鑿楔形槽接合方式

材質：

$$\text{既設混凝土 } F_{c1} = 180 \text{ kg/cm}^2 \quad \tau_{c1} = 0.2 F_{c1} = 36 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{增設混凝土 } F_{c2} = \text{各類}$$

$$\text{增設壁之剪力補強筋 } \sigma_{wy} = 3.5 \text{ t/cm}^2$$

楔形塊尺寸：長 $l_c = 25 \text{ cm}$ ，寬 $b_c = 15 \text{ cm}$ (與壁厚同)

補強對象之剛構與 (1) 同

增設混凝土之強度為 $F_{c2} = 180 \sim 300 \text{ kg/cm}^2$ 時，楔形塊之間隔、個數、壁板之剪應力、配筋等如下表所示：

增設混凝土強度		楔形塊		壁板平均剪應力		壁板剪斷補強筋比
F_{c2} (kg/cm^2)	$\tau_{c2} = 0.2 F_{c2}$ (kg/cm^2)	間隔 l'_c	個數 n	僅楔形塊 r'_w (kg/cm^2)	柱亦考慮 r_w (kg/cm^2)	P_w (%)
180	36	25	11	18.3	30.4 (24.3)*	0.87 (D10, D13@150) 交錯排列
210	42	30	10	19.4	31.4 (25.4)*	0.94 (D10, D13@140) 交錯排列
240	48	35	9	20.0	31.9 (25.9)*	0.97 (D10, D13@130) 交錯排列
270	54	38	9	22.6	34.2 (28.5)*	1.11 (D10, D13@110) 交錯排列
300	60	42	8	22.2	33.9 (28.1)*	1.09 (D10, D13@110) 交錯排列

但，

$$r'_w = Q_j / (t \cdot l'_w) \quad Q_j = n \cdot (l_c \cdot t) \cdot \tau_{c2}$$

$$\tau_w = (Q_j + p Q_c + \alpha \cdot Q_c) / (t \cdot l_w)$$

$$(*) : \tau_w = (Q_j + p Q_c - \alpha \cdot Q_c) / (t \cdot l_w) \text{ 補強筋設計用應力}$$

(3) 接著楔形塊方式

材質：

既設及增設混凝土 $F_c = 180 \text{ kg/cm}^2$

預鑄水泥楔形塊 $c F_c = 300 \text{ kg/cm}^2$

增設壁剪斷補強筋 $\sigma_{wy} = 3.5 \text{ t/cm}^2$

楔形塊尺寸，楔形塊側面覆厚設為 40 mm。

壁厚 15 cm 時， $b_c \times l_c \times h_c = 7 \times 25 \times 5 \text{ cm}$

壁厚 20 cm 時 $12 \times 25 \times 5 \text{ cm}$

補強對象剛構與 (1)、(2) 同。

預鑄楔形塊之間距、剪應力度、耐力等如下所示：

壁厚	剪斷強度	間距	1個之耐力	壁 1 m之耐力
t (cm)	τ_c (kg/cm^2)	p_j (cm)	q_i (t /個)	q/p_j (t/m)
15	45 (36)*	55	7.88	14.3
20	45 (36)*	55	13.5	24.5

(*) 增設混凝土楔形塊之剪斷強度

此時，增設壁板之剪應力、剪力補強筋等如下表所示：

壁厚 t (cm)	楔形塊個數 n (個數)	壁板平均剪斷應力		壁板剪力補強筋比 ρ_w (%)
		僅有楔形塊 τ'_w (kg/cm ²)	柱亦考慮 τ_w (kg/cm ²)	
15	10	9.72	22.7 (15.7)*	0.38(D10@250) 交錯排列 D10@150 雙排
20	10	12.5	21.7 (16.9)*	

但，

$$\tau'_w = Q_j / (t \cdot l'_w) \quad Q_j = n \cdot q_j$$

$$\tau_w = (Q_j + pQ_c + \alpha \cdot Q_c) / (t \cdot l_w)$$

$$(*) : \tau_w = (Q_j + pQ_c - a \cdot Q_c) / (t \cdot l'_w) \text{ 補強筋計算用應力}$$

(4) 焊接接合方式

材質：補強剛構之諸元如 (1)

壁厚： $t = 15 \text{ cm}$ ，壁剪斷補強筋 = D10@100 雙排交錯

$$\rho_w = 1.43 / (15 \times 10) = 0.95 \times 10^{-2}$$

壁之撓曲耐力

$$\begin{aligned} {}_w M_u &= \{20 \times 3.87 \times 3.5 + 0.5 \times (108 \times 0.71) \times 3.5 \\ &\quad + 0.5 \times (180 \times 2)\} \times 600 \\ &= (271 + 134 + 108) \times 600 = 3078 \text{ t} \cdot \text{cm} \end{aligned}$$

$$\therefore {}_w Q_{Mu} = 3078 / 3 = 1026 \text{ t (1層壁)}$$

$${}_w Q_{Mu} = 3078 / (3 \times 3 \times 0.5) = 684 \text{ t (3層壁最下層)}$$

壁之耐剪力

$$b_e = (60 \times 60 \times 2 + 540 \times 15) / 660 = 15300 / 660 = 23.2 \text{ cm}$$

$$d = 660 - 60 / 2 = 630 \text{ cm}$$

$$\rho_t = 20 \times 3.87 / (23.2 \times 630) \times 100 = 0.53\%$$

$$\rho_w = 1.43 / (23.2 \times 10) = 0.616 \times 10^{-2}$$

設 $M/Q = 3 m$ (1 層), $4.5 m$ (3 層)

$$\begin{aligned}wQ_{su} &= \left(\frac{0.053 \times \rho_t^{0.23} \times (180 + F_c)}{(M/Q_d) + 0.12} + 2.7 \sqrt{\rho_w \cdot s \sigma_{wy}} + 0.1 \sigma_0 \right) \times b \cdot j \\&= \left(\frac{0.053 \times 0.53^{0.23} \times 360}{1.0 + 0.12} + 2.7 \sqrt{0.00616 \times 3500} \right) \\&\quad \times 0.8 \times 23.2 \times 660 \\&= (16.5/1.12 + 12.5) \times 12.2 \times 10^3 \\&= 332 \times 10^3 \text{ kg (1層壁、3層壁最下層皆同)}\end{aligned}$$

亦即，最大耐力為由剪斷來決定

$$\begin{aligned}Q_w &= wQ_{su} = 332 \text{ t} \\ \tau_w &= 332 \times 10^3 / (600 \times 15) = 36.9 \text{ kg/cm}^2\end{aligned}$$

附錄 B

增設翼牆之補強計算法

B - 1 補強後之構件的保有性能

一、與既有部分一體化之增設翼牆之柱

前示一體化增設翼牆之柱的保有耐力，取如下所示的撓曲極限強度時之剪力 Q_{Mu} (式 B.1) 與剪力極限強度 Q_{su} (式 B.3) 中之最小者

$$Q_{Mu} = \phi \cdot 2 M_u / h_0 \quad (\text{B.1})$$

$$M_u = (0.9 + \beta) a_t \cdot \sigma_y \cdot D + 0.5 \cdot N \cdot D \left\{ 1 + 2\beta - \frac{N}{\alpha_e \cdot b \cdot D \cdot F_{c1}} \cdot \left(\frac{a_t \cdot \sigma_y}{N} + 1 \right)^2 \right\} \quad (\text{B.2})$$

式中

$\alpha_e = (1 + 2\alpha \cdot \beta) / (1 + 2\beta)$ ， α ， β 如圖 B.1 所示。

ϕ ：折減係數 (= 0.8)

a_t ：柱之受拉鋼筋之面積 (cm^2)

σ_y ：柱主筋之降伏應力 (kg/cm^2)

N ：柱之軸向力 (kg)

F_{c1} ：現有結構體之混凝土設計強度 (kg/cm^2)

b, D ：柱之寬及深 (cm)

$$Q_{su} = \phi \left\{ 0.8 \sqrt{F_{c1}} \left(\frac{l_w}{h_0} \right) \sum A + 0.5 \left\{ \rho_w \cdot \sigma_{wy} + \rho_{sh} \cdot \sigma_{sy} \frac{t(l_w - D)}{b \cdot D} \right\} \cdot b \cdot D + 0.1 N \right\} \quad (\text{B.3})$$

式中

ϕ ：折減係數 (= 0.8)

F_{c1} ：現有結構體之混凝土設計強度 (kg/cm^2)

l_w ：增設翼牆後之全寬 (cm)

- h : 柱之淨高 (cm)
 ΣA : 增設翼牆柱之斷面積 (cm²)
 $\rho_w \cdot \sigma_{wy}$: 柱之箍筋比與降伏應力之乘積 (kg/cm²)
 $\rho_{sh} \cdot \sigma_{sy}$: 翼牆之橫向鋼筋比與屈伏應力之乘積 (kg/cm²)
 t : 翼牆之厚度 (cm)
 N : 柱之軸向力 (kg)

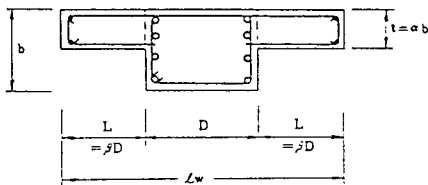


圖 B.1 增設翼牆設計所需 α 及 β 值之定義

、使用錨栓接合之增設翼牆柱

(一) 前述以錨栓接合之具翼牆之柱的保有耐力 Q_u ，如圖 B.2 所示，係將翼牆以受壓斜桿件取代之模式，來考慮其所負擔之水平剪力 Q_T 及現有柱所負擔之水平剪力 Q_c ，再依式 (B.4) 計算而得。

$$Q_u = Q_T + Q_c \quad (B.4)$$

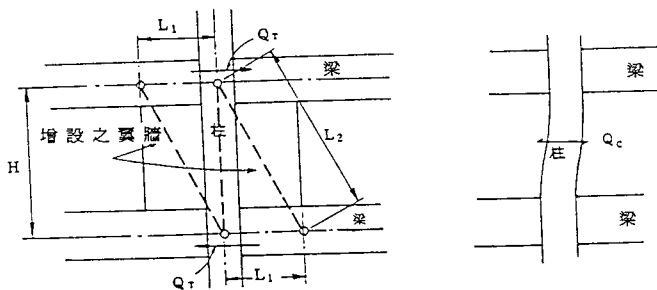


圖 B.2 計算具翼牆柱保有耐力之桁架模式

(二) 上式中翼牆以斜桿件桁架模式取代後，其所傳達之水平剪力 Q_T 為式 (B.5) ~ (B.7) 所示的斜桿件受壓強度 Q_{T1} ，翼牆上下端接合部之剪力耐力 Q_{T2} ，翼牆之剪力耐力 Q_{T3} 中之最小者。

$$Q_{T1} = 2 \cdot \alpha_B \cdot t^2 \cdot f_c \cdot (L_1/L_2) \quad (\text{B.5})$$

$$\text{但 } Q_{T1} \leq 2(N + a_g \cdot \sigma_v) \cdot (L_1/H)$$

$$Q_{T2} = \begin{matrix} (\sum A_d \cdot \sigma_{\max}/\sqrt{3}) + 0.25 \alpha_B \cdot t^2 \cdot f_c \cdot (H/L_2) \\ (0.4 \sum A_d \sqrt{E_c \cdot F_{c1}}) + 0.25 \alpha_B \cdot t^2 \cdot f_c \cdot (H/L_2) \end{matrix} > \text{取小者} \quad (\text{B.6})$$

$$Q_{T3} = \sum A_w (f_s + 0.5 \rho_{sh} \cdot \sigma_{sv}) \quad (\text{B.7})$$

式中

- α_B : 翼牆以受壓斜桿件置換時，斜桿件之有效寬比，除非經特別的研究外，設 $\alpha_B = 2.0$
- t : 翼牆之厚度 (cm)
- N : 柱之長期軸向力 (kg)
- $a_g \cdot \sigma_v$: 柱主筋之斷面積與降伏應力之乘積 (kg/cm²)
- L_1, L_2, H : 如圖 (B.2) 所示 (cm)
- F_{c1}, E_c : 現有結構體之混凝土設計強度與楊氏係數 (kg/cm²)
- f_c : $0.85 F_{c1}$ (kg/cm²)
- $\sum A_d$: 翼牆與現有部份之水平接合部所打設之錨栓之總斷面積 (兩側袖壁之總和) (cm²)
- $\sum A_w$: 兩側翼牆之水平斷面積 (cm²)
- σ_{\max} : 錨栓之拉力強度 (kg/cm²)
- $\rho_{sh} \cdot \sigma_{sv}$: 翼牆之橫向鋼筋比 ($\rho_{sh} \leq 1.2\%$) 與橫向鋼筋降伏強度之乘積 (kg/cm²)
- f_s : 翼牆之混凝土之容許剪應力 (kg/cm²)

(三) 式 (B.4) 之現有柱負擔的剪力以下式計算

$$Q_c = \begin{cases} \alpha_1 \cdot Q_{Mu} \\ \alpha_2 \cdot Q_{Su} \end{cases} > \text{取小者} \quad (\text{B.8})$$

式中 Q_{Mu} 、 Q_{Su} 各為現有柱之極限撓曲強度時之剪斷力及剪力極限強度，依詳細評估法之計算式算之，但計算 Q_{Mu} 、 Q_{Su} 時所使用之柱軸向力為 $N = N(\text{長期}) - \frac{Q_x}{2} (H/L_1)$ ，($N_1 < 0$ 時 $N = 0$)。

又， α_1 、 α_2 為翼牆破壞時現有柱之剪力折減係數，考慮變位的相容條件，可設 $\alpha_1 = 0.7$ ， $\alpha_2 = 0.1$ 。

三、既有梁之保有耐力

現有梁保有耐力之計算，依詳細評估法有關之公式行之。

四、增設翼牆柱之韌性指標

增設翼牆柱之韌性指標設為 1.0，但增設翼牆後而為降伏型時，增設翼牆柱及與其相連之梁所成之構架部分的韌性指標可設為 3.0。

五、補強後建築物之性能評估

補強後建築物之性能依第二章 2.3 節及 2.6 節所示者評估之。

B - 2 增設翼牆之補強計算例

一、現有建築物

如圖 B.3 所示之 RC 3 層之建築物，以大梁方向 (A) 之剛構為對象，本建築物在 y 方向為 2 跨， x 方向為 9 m 之等跨，其一樓之現有柱的斷面如圖 B.4 所示。今僅考慮 1 跨度。

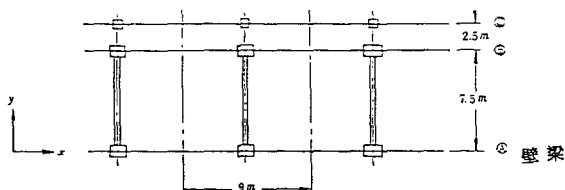


圖 B.3 計算例之平面圖

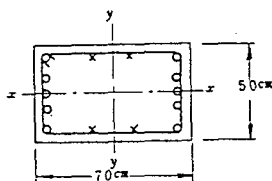


圖 B.4 構架 1 樓柱斷面圖

$$b \times D = 50 \times 70 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$\rho_t = 0.7\% (5 - 25 \phi, a = 24.54 \text{ cm}^2)$$

$$\rho_w = 0.08\% (2 - 9 \phi, @ 30 \text{ cm})$$

$$N = (9 \times 7.5 / 2) \times 1 \times 3 = 101 \text{ t (設 } w = 1 \text{ t/m)}$$

$$N / bD = 28.9 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_{c1} = 180 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_y = 3000 \text{ kg/cm}^2$$

$$h_0 = 200 \text{ cm}$$

$$a_g = 62.18 \text{ cm}^2 (10 - 25 \phi, 4 - 19 \phi)$$

(一) 現有柱之性能

(1) 撓曲強度

$$M_u = 0.8 a_t \cdot \sigma_y \cdot D + 0.5 N \cdot D \cdot \left(1 - \frac{N}{b \cdot D \cdot F_c}\right)$$

$$= 0.8 \times 24.54 \times 3.0 \times 0.7 + 0.5 \times 101 \times 0.7 \times \left(1 - \frac{101 \times 10^3}{50 \times 70 \times 180}\right)$$

$$= 41.2 + 29.7 = 70.9 \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$Q_{Mu} = 2 M_u / h_0 = 2 \times 70.9 / 2.0 = 70.9 \text{ t}$$

(2) 剪力強度

$$\begin{aligned} Q_{su} &= \left\{ \frac{0.053 \times \rho_t^{0.23} \times (180 + F_c)}{M/Q_d + 0.12} + 2.7 \sqrt{\rho_w \cdot \sigma_v} + 0.1 \frac{N}{bD} \right\} 0.8 bD \\ &= \left\{ \frac{0.053 \times 0.85 \times 360}{1.54 + 0.12} + 2.7 \sqrt{0.008 \times 3000} + 0.1 \times 28.9 \right\} 2800 \\ &= (9.8 + 4.1 + 2.9) 2800 = 47.0 \times 10^3 \text{ kg} = 47 \text{ t} \end{aligned}$$

(3) 破壞形式及柱之性能

由(1)、(2)之計算，此柱為剪力破壞形之柱， $Q_u = 47.0 \text{ t}$ 。
若一樓的一跨度之重量 $w = 9 \times 10 \times 1 \times 3 = 270 \text{ t}$ 時，此柱保有之剪力係數 C 為

$$C = 47.0/270 = 0.17。$$

因屬剪力破壞型，無法期待其韌性，故韌性指標取 $F = 1$ ，

$$E_0 = C \times F = 0.17 \times 1 = 0.17。$$

(二) 現有梁之性能

壁梁 (wall girder) 之斷面假設如圖 B.5 所示。

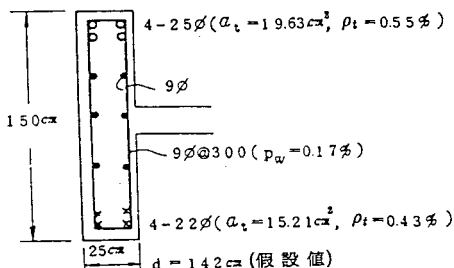


圖 B.5 構架之壁梁斷面圖

(1) 撓曲強度

$$M_u = 0.9 a_t \cdot \sigma_y \cdot d$$

$$M_{u\uparrow} = 0.9 \times 19.63 \times 3.0 \times 1.42 = 75.3 \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$M_{u\downarrow} = 0.9 \times 15.21 \times 3.0 \times 1.42 = 58.3 \text{ t} \cdot \text{m}$$

(2) 剪斷強度

$$\begin{aligned}
 Q_{su} &= \left\{ \frac{0.053 \times \rho_t^{0.23} (180 + F_c)}{M/Q_d + 0.12} + 2.7 \sqrt{\rho_w \cdot \sigma_y} \right\} 0.8 bD \\
 &= \left\{ \frac{0.053 \times 0.86 \times 360}{2.92 + 0.12} + 2.7 \sqrt{0.0017 \times 3000} \right\} 2840 \\
 &= (5.4 + 6.1) \times 2840 \text{ kg} = 32.7 \text{ t}
 \end{aligned}$$

(3) 破壞型式及終局強度

梁兩端撓曲降伏時之剪斷力

$$Q_{Mu} = \frac{M_{uL} + M_{uR}}{l_0} = \frac{75.3 + 58.3}{9.0 - 0.7} = 16.0 \text{ t}$$

因較剪力極限強度為小，故梁為撓曲破壞。

(三) 耐震性能

由(二)之計算結果，計算梁降伏時柱之剪力時，係假設將左右之梁端之降伏力矩之和之1/2，平均地分配於上、下層之柱。

假設在1樓之柱頭處的梁發生降伏，且在柱腳為柱降伏時，於撓曲降伏時柱之剪力為 $Q = 52.1 \text{ t}$ ，此值比柱之極限剪力強度 $Q_{su} = 47 \text{ t}$ 為大，亦即此構架為柱剪力破壞。構架之耐震性能與(一)之(3)節所示者相同

$$C = 47.0/270 = 0.17$$

$$F = 1.0$$

$$E_0 = C \times F = 0.17$$

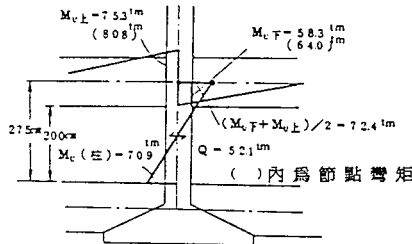


圖 B.6 梁端與柱腳降伏時之應力

二、以一體化爲目標之增設翼牆補強例

(一) 翼牆斷面之假定

如圖 B.7 所示，翼牆之厚度與壁梁相同，而單側寬爲柱寬之半 ($D/2 = 70/2 = 35$)，但不得小於 50 cm，故設爲 50 cm。

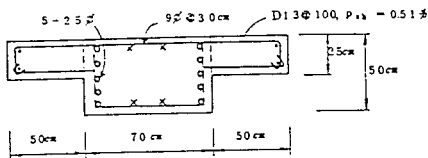


圖 B.7 假設之增翼牆斷面圖

(二) 撓曲強度

混凝土強度 $F_{c1} = 180 \text{ kg/cm}^2$ (現有部份)，鋼筋強度 $\sigma_v = 3000 \text{ kg/cm}^2$ (現有部份)，增設之翼牆僅考慮受壓部份有效，而忽略其受拉鋼筋。依

$$M_u = \phi \left[(0.9 + \beta) a_t \cdot \sigma_v \cdot D + 0.5 N \cdot D \left\{ 1 + 2\beta - \frac{N}{\alpha_e \cdot b \cdot D \cdot F_{c1}} \cdot \left(\frac{a_t \sigma_v}{N} + 1 \right)^2 \right\} \right] \quad (\text{B.9})$$

計算之。

今取

$$\phi = 0.8, \beta = 50/70 = 0.71, \alpha = 25/50 = 0.5$$

$$\alpha_e = (1 + 2\alpha\beta) / (1 + 2\beta) = 1.71/2.42 = 0.71, a_t = 24.54 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_v = 3000 \text{ kg/cm}^2, b = 50 \text{ cm}, D = 70 \text{ cm}, N = 101 \times 10^3 \text{ kg}$$

$$F_{c1} = 180 \text{ kg/cm}^2$$

$$\begin{aligned} M_u &= 0.8 [1.61 \times 24.54 \times 3.0 \times 0.7 + 0.5 \times 101 \times 0.7 \\ &\quad \times \{ 2.42 - \frac{101 \times 10^3}{522 \times 10^3} (0.73 + 1)^2 \}] \\ &= 0.8 \times (83.0 + 65.0) = 181 \text{ t} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

(三) 剪力強度

假設混凝土強度 F_c 與現有部分之混凝土強度 $F_{c1} = 180 \text{ kg/cm}^2$ 相同

$$Q_{Su} = \phi \left[0.8 \sqrt{F_{c1}} \left(\frac{l_w}{h_0} \right) \sum A + 0.5 \{ \rho_w + w \sigma_{wy} + \rho_{sh} \sigma_{sy} \frac{t(l_w - D)}{bD} \} \right. \\ \left. \cdot bD + 0.1N \right] \quad (\text{B.10})$$

今， $\phi = 0.8$ ， $l_w = 50 + 70 + 50 = 170 \text{ cm}$ ， $h_0 = 200 \text{ cm}$ ， $\sum A = 6000 \text{ cm}^2$
 $\rho_w \cdot \sigma_{wy} = 0.0008 \times 3000 = 2.4 \text{ kg/cm}^2$ ， $\rho_{sh} \cdot \sigma_{sy} = 0.0051 \times 35000 = 17.9 \text{ kg/cm}^2$ ， $t = 25 \text{ cm}$ ， $b \times D = 50 \times 70 \text{ cm}^2$ ， $N = 101 \times 10^3 \text{ kg}$
(忽略增設翼牆之重)

$$Q_{Su} = 0.8 \left[0.8 \times 13.4 \times \frac{170}{200} \times 6000 + 0.5 \{ 2.4 + 17.9 \frac{25 \times 100}{50 \times 70} \} 3500 \right. \\ \left. + 0.1 \times 101 \times 10^3 \right] \\ = 0.8 [54.7 \times 10^3 + 26.6 \times 10^3 + 10.1 \times 10^3] = 73.1 t$$

(四) 現有梁之強度

危險斷面雖為在翼牆根部之位置，但撓曲強度仍設為
 $M_{u上} = 75.3 t \cdot m$ $M_{u下} = 58.3 t \cdot m$

就剪力強度而言，當考慮因增設翼牆而淨距減少時，若取

(A) 各柱皆附翼牆時(以下稱為 CASE (A))

$$l_0 = 900 - 70 - 100 = 730 \text{ cm}, M/Q_d = 2.57$$

(B) 間隔一柱分設翼牆時(以下稱為 CASE (B))

$$l_0 = 900 - 70 - 50 = 780 \text{ cm}, M/Q_d = 2.75$$

則

$$\text{CASE (A)} \quad Q_{Su} = 34.6 t,$$

$$\text{CASE (B)} \quad Q_{Su} = 33.5 t$$

此外，梁端撓曲降伏時之剪力為

$$\text{CASE (A)} \quad Q_{Mu} = \frac{75.3 + 58.3}{7.3} = 18.3 t$$

$$\text{CASE (B)} \quad Q_{Mu} = \frac{75.3 + 58.3}{7.8} = 17.1 t$$

由上述可知，不論何種情況，梁皆會先產生撓曲降伏。

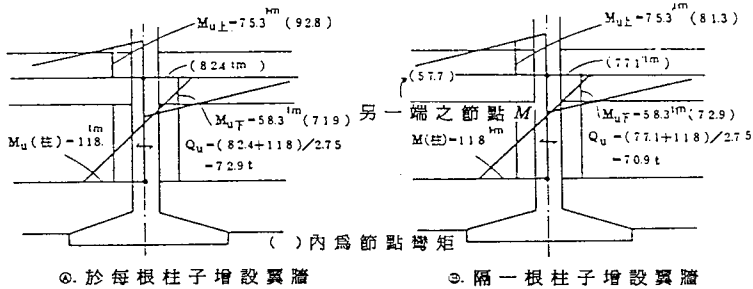


圖 B.8 梁端與柱腳彎曲降伏時之應力

(五) 補強後之性能

梁端及柱腳於撓曲降伏時柱的剪力為

CASE (A) $Q_{Mu} = 72.9t$

CASE (B) $Q_{Mu} = 70.9t$

補強後柱之剪力極限強度為 $Q_{Su} = 73.1t$ ；無論為 CASE (A) 或 CASE (B) 之場合，假設在柱頭為梁降伏，在柱腳為柱降伏，而設 $F = 1.0$ 時，於 CASE (A)

$C = 72.9/270 = 0.27 \quad \therefore E'_0 = C \times F = 0.27 \times 1.0 = 0.27$

而於 CASE (B)，若以二跨度的平均來考慮時

補強柱 $C_1 = 70.9/270 \times 2 = 0.13$

無補強柱 $C_2 = 0.17/2 = 0.085$

剛構架之耐震性能

$E'_0 = (C_1 + C_2) \times F = (0.13 + 0.085) \times 1.0 = 0.22$

亦即，因翼牆之增設，剛架之耐震性能可改善如下：

CASE (A) 各柱增設翼牆時， E'_0/E_0 約為

$E'_0/E_0 = 0.27/0.17 = 1.6$ 倍

CASE (B) 間隔一柱設翼牆時， E'_0/E_0 約為

$E'_0/E_0 = 0.22/0.17 = 1.3$ 倍

(六) 補強柱之詳細圖

本計算例之補強柱詳細圖，如圖 B.9 所示。

三、使用插梢鋼筋的增設翼牆補強例

(一) 翼牆斷面之假設

如圖 B.10 所示，取翼牆寬 $L = 100 \text{ cm}$ ，壁厚 $t = 20 \text{ cm}$ 。
 使用材料的性質如下：翼牆的混凝土 $F_c = 210 \text{ kg/cm}^2$ ，
 壁鋼筋設為 SD 35，插梢筋為 $\sigma_{\max} = 4.1 \text{ t/cm}^2$ 之錨栓。

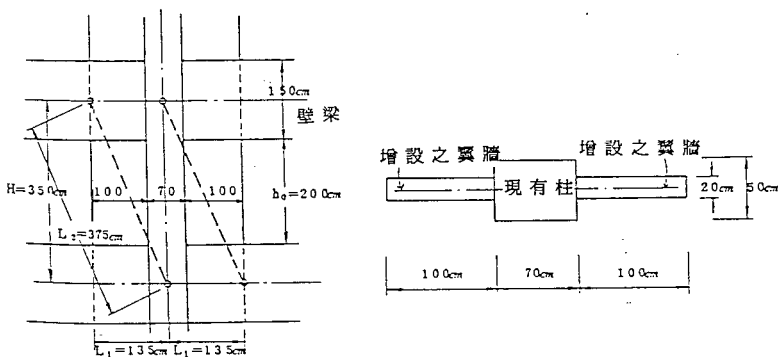


圖 B.10 採用插梢鋼筋的增設翼牆補強之斷面圖及桁架模式

(二) 現有柱之強度

若取與二之計算例相同的斷面及配筋，此柱為由剪力來決定耐力，而 $Q_{su} = 47 \text{ t}$ 。

(三) 增設翼牆部份之強度

(1) 壓縮材取代模式之耐力 Q_{T1}

由式 (B.5)，

$$\begin{aligned} Q_{T1} &= 2\alpha_B \cdot t^2 \cdot f_c (L_1/L_2) \\ &= 2 \times 2.0 \times 20^2 \times 0.85 \times 180 \times \frac{135}{375} = 88.1 \text{ t} \end{aligned}$$

及

$$\begin{aligned} 2(N + a_g \cdot \sigma_y) (L_1/H) &= 2(101 + 62.18 \times 3.0) (135/350) \\ &= 221.8t > 88.1t \quad \text{OK} \end{aligned}$$

(2) 翼牆上下端之插梢鋼筋

設 $Q_{T2} = Q_{T1}$ ，並利用

$$\sum A_d \cdot \sigma_{\max} / \sqrt{3} + 0.25 \alpha_B \cdot t^2 \cdot f_c \cdot H / L_2 = 88.1 \times 10^3 \text{ kg}$$

可得

$$\begin{aligned} \sum A_d &= \frac{\sqrt{3}}{\sigma_{\max}} \{88.1 \times 10^3 - 0.25 \alpha_B \cdot t^2 \cdot f_c \cdot H / L_2\} \\ &= \frac{\sqrt{3}}{4.1 \times 10^3} \{88.1 \times 10^3 - 0.25 \times 2.0 \times 20^2 \times 0.85 \times 180 \\ &\quad \times 350 / 375\} \\ &= \frac{\sqrt{3}}{4.1 \times 10^3} \{88.1 \times 10^3 - 28.6 \times 10^3\} = 25.1 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

若使用之錨栓為 16ϕ 時， $n = 25.1/2.0 = 12.6 \rightarrow 13$ 支

又由 $0.4 \sum A_d \sqrt{E_c \cdot F_{c1}} + 0.2 \alpha_B \cdot t^2 \cdot f_c \cdot H / L_2 = 88.1^3 \text{ kg}$

可得

$$\begin{aligned} \sum A_d &= \frac{1}{0.4} \sqrt{E_c \cdot F_{c1}} \{88.1 \times 10^3 - 28.6 \times 10^3\} \\ &= 24.2 \text{ cm}^2 < 25.1 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

所以使用錨栓之量於單側翼牆為 $13/2 = 6.5 \rightarrow 7$ 支，而上下端以同樣方式配置。

又，錨栓之間距，若最外端之最小邊距取與最小間距 $7.d D_d = 7.5 \times 1.6 = 12 \text{ cm}$ 時

◎ $= (100 - 2 \times 12) / 6 = 12.7 > 12 \text{ cm}$ OK

(3) 翼牆之剪力補強

$$\sum A_w f_s = 2(20 \times 100) \times 10.5 = 42 \times 10^3 \text{ kg} < 88.1 \times 10^3 \text{ kg}$$

所以，由 $0.5 \sum A_w \cdot \rho_{sh} \cdot \sigma_{sy} = (88.1 - 42.0) \times 10^3 \text{ kg}$ ，可得

$$\rho_{sh} = \frac{Q_{T1}}{0.5 \sum A_w \cdot \sigma_{sy}} = \frac{46.1 \times 10^3}{0.5 \times 2 \times 20 \times 100 \times 3000} = 0.75\%$$

若設 SD35，D13 為複筋時，翼牆之橫筋間隔 x 為

$$x = \frac{2 \times 1.32}{20 \times 0.0075} = 17.6 \text{ cm} \rightarrow \text{取} \text{◎} 15 \text{ cm}$$

(四) 現有柱之強度
因柱之軸力為

$$\begin{aligned} N &= N(\text{長期}) - \frac{Q_T}{2} \left(\frac{H}{L_1} \right) \\ &= 101 - \frac{88.1}{2} \left(\frac{350}{135} \right) = 101t - 114.2t < 0 \end{aligned}$$

亦即，計算時設 $N = 0$ 。

(1) 撓曲強度

$$\begin{aligned} M_u &= 0.8 a_t \cdot \sigma_y \cdot D = 0.8 \times 24.54 \times 3.0 \times 0.7 = 41.2 t \cdot m \\ Q_{Mu} &= 2 M_u / h_0 = 2 \times 41.2 / 2.0 = 41.2 t \end{aligned}$$

(2) 剪力強度

$$\begin{aligned} Q_{Su} &= \left\{ \frac{0.053 \rho_t^{0.23} (180 + F_c)}{M/Q_d + 0.12} + 2.7 \sqrt{\rho_w \cdot \sigma_y} \right\} 0.8 bD \\ &= \left\{ \frac{0.053 \times 0.85 \times 360}{1.5 + 0.12} + 2.7 \sqrt{0.008 \times 3000} \right\} 2800 \\ &= (9.8 + 4.1) 2800 = 38.9 t \end{aligned}$$

亦即， $Q_c = 38.9 t$

(五) 補強後增設翼牆柱之強度

$$Q_u = Q_T + Q_c = Q_{T1} + \alpha Q_{Su} = 88.1 + 1.0 \times 38.9 = 127 t$$

(六) 現有梁之保有耐力

與(2)之計算例相同的斷面及配筋， $M_{u上} = 75.3 t \cdot m$ ， $M_{u下} = 58.3 t \cdot m$ 若取

(A) 各柱增設翼牆時(以下稱 CASE (A))，若梁之淨跨取為翼牆端間的距離，其於梁兩端降伏時之剪力為

$$\begin{aligned} l_0 &= 900 - 2 \times 135 = 630 \text{ cm} \\ Q_{Mu} &= (75.3 + 58.3) / 6.3 = 21.2 t \end{aligned}$$

(B) 間隔一柱增設翼牆時 (以下稱 CASE (B))

$$l_0 = 900 - 135 = 765 \text{ cm}$$

$$Q_{Mu} = (75.3 + 58.3)/7.3 = 18.3 \text{ t}$$

另外，有關梁之剪力，於 CASE (A) 時 $M/Q_d = 2.22$

$$\begin{aligned} Q_{Su} &= \left\{ \frac{0.053 \rho_t^{0.23} (180 + F_c)}{M/Q_d + 0.12} + 2.7 \sqrt{\rho_w \cdot \sigma_y} \right\} 0.8 b D \\ &= \left\{ \frac{0.053 \times 0.86 \times 360}{2.22 + 0.12} + 2.7 \sqrt{0.0017 \times 3000} \right\} 2840 \\ &= (7.0 + 6.1) \times 2840 = 37.2 \text{ t} \end{aligned}$$

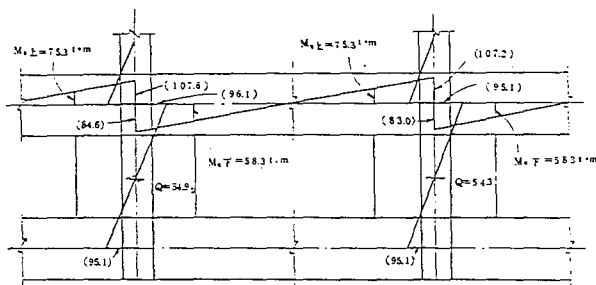
於 CASE (B) 時 $M/Q_d = 2.70$

$$\begin{aligned} Q_{Su} &= \left\{ \frac{0.053 \times 0.86 \times 360}{2.7 + 0.12} + 2.7 \sqrt{0.0017 \times 3000} \right\} 2840 \\ &= (5.8 + 6.1) \times 2840 = 33.8 \text{ t} \end{aligned}$$

由上面之計算可知，不論是 CASE (A) 或 CASE (B) 梁皆產生降伏。

(七) 耐震性能

依(六)之計算結果，如圖 B.11 所示，可求得梁降伏時柱之剪斷力。此外在本計算例中，假設基礎梁具有二樓梁之 1/2 撓曲強度。但是若基礎梁之斷面不同時，有必要對地梁進行與(六)相同之計算。



a. 於每根柱增設翼牆 b. 隔一根柱子增設翼牆
圖 B.11 梁端與柱腳降伏時之應力

由上圖，梁降伏時之剪力不論是 CASE (A) 或是 (B) 皆較翼牆增設柱的保有耐力 $Q = 127 t$ 為小，故此構架因翼牆之增設，而使梁發生降伏。

此時，構架之耐震性能，若假設建物重量為 $W_1 = 270 t$ 時

$$\text{CASE (A)} \quad C = 54.9/270 = 0.2 \quad F = 3.0$$

$$\therefore E'_0 = C \times F = 0.2 \times 3 = 0.6$$

$$\text{CASE (B)} \quad (\text{考慮二跨度時，} W_1 = 270 \times 2 = 540 t)$$

$$\text{增設翼牆柱，} C = 54.3/540 = 0.1 \quad F = 3.0$$

$$\therefore E_1 = C \times F = 0.1 \times 3.0 = 0.3$$

無補強柱

$$C = 47.0/540 = 0.09$$

$$F = 1.0$$

$$E_2 = 0.09 \times 1.0 = 0.09$$

$$E'_0 = \sqrt{E_1^2 + E_2^2} + \sqrt{0.3^2 + 0.09^2} = 0.31$$

補強前此構架(一跨)之耐震性能為

$$C = 47/270 = 0.17 \quad F = 1.0$$

$$\therefore E_0 = C \times F = 0.17 \times 1.0 = 0.17$$

增設翼牆補強後，其耐震性能之改善如下：

$$\text{CASE (A)} \quad 0.6/0.17 = 3.5 \text{ 倍}$$

$$\text{CASE (B)} \quad 0.31/0.17 = 1.8 \text{ 倍}$$

(八) 補強設計之詳圖請參閱圖 B.12。

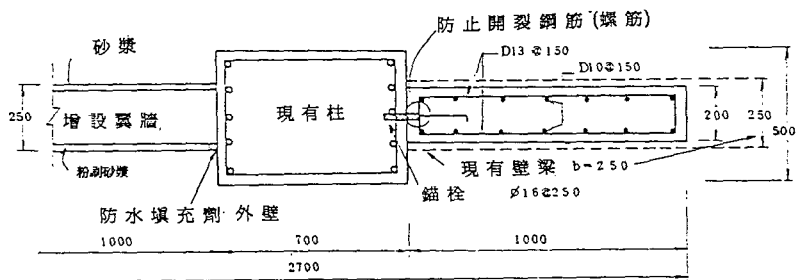
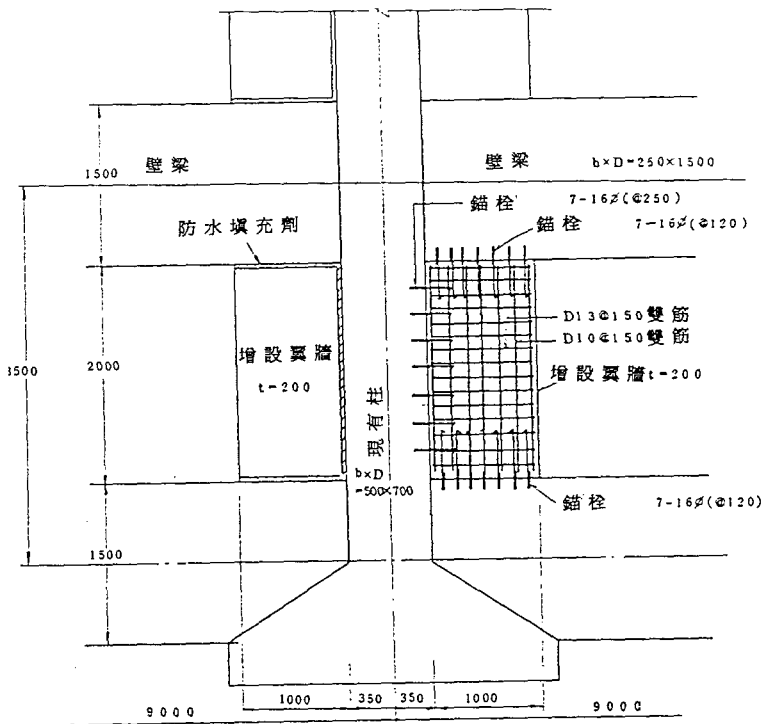


圖 B.12 使用插梢接合之增設翼牆補強法的設計詳圖

附錄 C

C-1 柱之補強計算法

補強後構件的保有性能

補強後部材的保有性能由下列(1)及(2)項，予以推算。
但是，應滿足(3)項記載的條件。

(1) 柱彎曲極限強度的推算式子

柱彎曲極限強度的推算乃是依據下列耐震診斷基準式。

$0.4bDF_{c1} \geq N \geq 0$ 時

$$Mu = 0.8 \cdot a_t \cdot \sigma_y \cdot D + 0.5 \cdot N \cdot D \left(1 - \frac{N}{b \cdot D \cdot F_{c1}}\right) \quad (C1-1)$$

$$Q_{Mu} = \alpha \cdot Mu / h_0 \quad (C1-2)$$

此處， a_t ：拉力鋼筋斷面積 (cm^2)

σ_y ：鋼筋降伏強度 (kg/cm^2)

但是， σ_y 在圓鋼筋方面為 ($3000 kg/cm^2$)、在竹節鋼筋方面
(為規格降伏強度 + $500 kg/cm^2$)。

b ：柱斷面寬度 (cm)

D ：柱斷面長度 (cm)

N ：柱軸向力 (kg)

F_{c1} ：混凝土抗壓強度 (kg/cm^2)

h_0 ：柱之淨高 (cm)

α ：原則上需採用精算，但 $\alpha = 2$ 可用於大略計算。

另外，在增加撓曲補強筋時，彎曲極限強度依下列式推算。

$0.4bDF_{c1} \geq N \geq 0$ 時 (參照圖 C1)

$$Mu = a_t \cdot \sigma_y \cdot g + a_{t2} \cdot \sigma_{y2} \cdot g_2 + 0.5 \cdot N \cdot D_2 \left(1 - \frac{N}{b_2 \cdot D_2 \cdot F_{c1}}\right) \quad (C1-3)$$

- g : 現有柱的拉力鋼筋與壓力鋼筋之間的距離 (cm)
 g_2 : 增加柱部分拉力鋼筋與壓力鋼筋之間的距離 (cm)
 a_{t2} : 增加柱部分的拉力鋼筋斷面積 (cm²)
 σ_{v2} : 增加柱部分的鋼筋降伏強度 (kg/cm²)

但是， σ_{v2} 在圓鋼筋方面為 3000kg/cm²，在竹節鋼筋方面（為規格降服強度 +500kg/cm²）。

- b_2 : 補強後的柱斷面寬度 (cm)
 D_2 : 補強後的柱斷面長度 (cm)

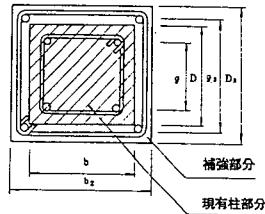


圖 C1 柱斷面諸值

(2) 柱剪斷極限強度的推算式

柱剪斷極限強度的推算則是依據下列耐震診斷基準式。

$$\begin{aligned}
 Q_{su} = & \left\{ \frac{0.053 \rho_{t2}^{0.23} (180 + F_{c1})}{\frac{M}{Q d_2} + 0.12} + 2.7 \sqrt{\rho_w \cdot Q_{wy} + \rho_{w2} \cdot Q_{wy2}} \right. \\
 & \left. + 0.1 \frac{N}{b_2 \cdot D_2} \right\} \times 0.8 \times b_2 \cdot D_2 \quad (C1-4)
 \end{aligned}$$

但是， $\frac{M}{Q d_2}$ 在 1 以下時，將此視為 1，3 以上時則為 3。

此處， ρ_{t2} : 補強後柱斷面的拉力鋼筋比 (%)

ρ_w : 補強後柱斷面的原有柱部剪斷補強筋比。

ρ_{w2} : 補強後柱斷面的補強柱部剪斷補強筋比。

但是， $\rho_w + \rho_{w2}$ 值超過 1.2% 時，即為 $\rho_w + \rho_{w2} = 0.012$

σ_{wy} : 原有柱剪斷補強筋的降服強度 (kg/cm^2)

σ_{wy2} : 補強柱剪斷補強筋的降服強度 (kg/cm^2)

但是, σ_{wy} 、 σ_{wy2} 在圓鋼筋方面為 $3000kg/cm^2$ 、在竹節鋼筋方面 (為規格降服強度 $+500kg/cm^2$)。

d_2 : 補強後的柱斷面有效長度 (cm)

M/Q : 原則是採用精算, 但用於大略計算時可取為 $h_0/2$, h_0 為柱內淨高度。

(3) 期待良好韌性的構造限制

在期待良好韌性指標 F 值的柱方面, 應滿足下列條件。

$$70 \cdot \rho_t + \sigma_0 \leq 37 \cdot 5h_0/D \quad (C1-5)$$

此處, ρ_t : 拉力鋼筋比 (%)

σ_0 : 軸向應力 (kg/cm^2)

h_0 : 柱內淨高度 (cm)

D : 柱斷面長度 (cm)

C - 2 柱之補強計算例

例題 1: 使提昇柱韌性的補強工法 (撓曲耐力不予增大)

對圖 C4 之柱, 為了確保其韌性指標 $F = 2.5$, 所以根據 (a) 裹焊接金屬網的方法及 (b) 裹鋼板的方法等兩種補強工法來進行設計。

由 $F = \frac{\sqrt{2\mu-1}}{0.75(1+0.5\mu)}$, 所需韌性率 $\mu = 2.79$

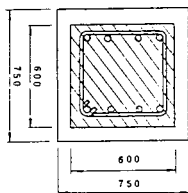


圖 C4

根據式 (C1-4)，推算所需剪斷補強筋量。

$$Q_{su} = \left\{ \frac{0.053 \rho_{c1}^{0.23} \cdot (180 + F_{c1})}{\frac{M}{Q d_2} + 0.12} + 2.7 \sqrt{\rho_w \cdot \sigma_{wy} + \rho_{w2} \cdot \sigma_{wy2}} \right. \\ \left. + 0.1 \frac{N}{b_2 \cdot D_2} \right\} \times 0.8 b_2 \cdot D_2$$

$$\text{若 } A = \sqrt{\rho_w \cdot \sigma_{wy} + \rho_{w2} \cdot \sigma_{wy2}},$$

$$76,700 = \left\{ \frac{0.053 \times 0.36^{0.23} \times 360}{\frac{120}{62} + 0.12} + 2.7 \times A + 0.1 \times \frac{144,000}{75 \times 75} \right\} \times 0.8 \times 75 \times 75$$

$$76,700 = (7.34 + 2.7A + 2.56) \times 4.500$$

$$\therefore A = 2.646$$

(a) 裹銲接金屬網的方法 ($\sigma_{wy} = 3,000 \text{ kg/cm}^2$)

$$\text{由 } A = \sqrt{\rho_w \cdot \sigma_{wy} + \rho_{w2} \cdot \sigma_{wy2}}$$

$$2.646 = \sqrt{0.0006 \times 3,000 + \rho_{w2} \times 3,000}$$

$$(2.646)^2 = 1.8 + 3,000 \rho_{w2}$$

$$\therefore \rho_{w2} = 0.17\%$$

採用 9ϕ 金屬網， $a_{w2} = 0.64 \text{ cm}^2$

$$x = \frac{2 \cdot a_{w2}}{b_2 \cdot \rho_{w2}} = \frac{2 \times 0.64}{75 \times 0.0017} = 10.0 \text{ cm} \rightarrow @ 100 \text{ mm}$$

採用 9ϕ 銲接金屬網 @ 100 mm。

(b) 裹鋼板的方法 ($\sigma_{wy} = 2,400 \text{ kg/cm}^2$)

$$t = \frac{b_2 \times P_{w2}}{2} = \frac{75 \times 0.0022}{2} = 0.08 \text{ cm} \rightarrow t = 3.2 \text{ mm}$$

根據最小厚度的規定，採用 3.2 mm 厚鋼板。

例題 2：提高柱的撓曲耐力。(柱也需要韌性)

求出例題 1 原有 RC 柱的撓曲耐力 $M = 72.5 t \cdot m$ 提高 1.5 倍時的張力鋼筋量。根據式 (C1-3) 來推算

附錄 D

D - 1 中國大陸建築抗震鑒定標準

第一章 總則

第 1 條 為貫徹落實地震工作要以預防為主的方針，開展群眾性的抗震鑒定加固工作，保障人民生命財產的安全，特制定本標準。

第 2 條 本標準適用於按 7 度、8 度和 9 度進行抗震鑒定加固的現有工業與民用建築(房屋和煙囪、水塔等)，不適用於有特殊抗震要求的建築物。

第 3 條 凡符合本標準抗震鑒定加固要求的建築物，在遭遇相當於抗震鑒定加固採用烈度的地震影響時，一般不致倒塌傷人或砸壞重要生產設備，經修理後仍可繼續使用。

第 4 條 抗震鑒定加固的烈度，一般按基本烈度採用。對特別重要的建築物，必須提高一度加固時，應由有關省、市、自治區建委或國務院有關部提出報告，由國家建委與有關省、市、自治區或國務院有關部協商批准，對於次要建築物，如一般倉庫、人員較少的輔助建築物等，按基本烈度降低一度鑒定加固，但基本烈度為 7 度時不降。

注：對於確難達到抗震鑒定加固標準的建築物，應積極採取措施，適當提高其抗震能力，對於尚可使用又無加固價值的建築物，震前必須對人員和重要生產設備採取安全措施。

第 5 條 抗震鑒定加固時，首先應調查研究建築物的原始資料，現狀和強震影響等，並結合場地條件考慮其對建築物抗震有利或不利的因素。

一、對建在 I 類場地土(穩定岩石)上的建築物，可適當降低抗震構造措施，8 度和 9 度時，抗震構造措施可按鑒定加固的烈度降低一度考慮。

- 二、對有全地下室、箱形基礎、浮筏基礎的建築物可適當降低抗震構造措施。
- 三、對建在 III 類場地土(飽和鬆砂、軟塑至流塑的輕亞粘土、沖填土、鬆散的人工填土)、複雜的地形(條形突出的山脊、高聳孤立的山丘、非岩質的陡坡等)、不均勻的地基(故河道，暗藏溝坑的邊緣地帶，邊坡上半挖半填土層，成因、岩性或狀態明顯不均勻的岩層)上的建築物，宜適當加強抗震構造措施或採取其它加固措施。
- 四、對體形複雜、質量和剛度分布很不均勻的建築物或建築物十分密集時，應針對其薄弱環節適當加強抗震構造措施。

第 6 條 抗震鑒定時，對於在地震時可能造成次生災害的易燃、易爆部位及裝飾物等，應進行檢查並採取措施。

多層鋼筋混凝土框架房屋

第 51 條 抗震鑒定時，應著重檢查結構體系及其佈置，梁柱及節點的配筋和構造、牆體與主體結構的拉結。

- 註：(1) 本章主要適用於十層以下的民用框架房屋，對於剛度和質量分布比較均勻的工業框架房屋可參照使用。
- (2) 對主體結構的缺陷(因沉降、腐蝕、施工質量、強震影響等因素引起)應結合抗震加固進行補強。
- (3) 7 度時，主體結構一般可不作抗震檢查。

第 52 條 對於有鋼筋混凝土抗震牆的框架房屋應符合下列要求：

- 一、抗震牆的間距 L (米) 與房屋寬度 B (米) 的比值應符合表 11 的要求。

鋼筋混凝土抗震牆的間距(L)與房屋寬度(B)的比值

表 11

樓蓋類別	現澆鋼筋混凝土樓蓋	裝配式鋼筋混凝土樓蓋			
烈度	8	9	8	9	
場地土 類別	II	$L/B \leq 3.5$	$L/B \leq 3.0$	$L/B \leq 2.0$	$L/B \leq 1.5$
	III	$L/B \leq 2.5$	$L/B \leq 2.0$	$L/B \leq 1.5$	$L/B \leq 1.0$

二、抗震牆與框架應按現行《工業與民用建築抗震設計規範》進行抗震強度驗算。安全係數可取不考慮地震荷載時數值的 65%。

三、抗震牆與樓蓋的聯結，應保證能傳遞地震荷載。不符合上述要求時，應加固。

第 53 條 8 度和 9 度時，純框架應按現行《工業與民用建築抗震設計規範》對建築物兩個主軸方向分別進行抗震強度驗算，安全係數可取不考慮地震荷載時數值的 65%。框架角柱的總配筋率，8 度時不宜小於 0.8%；9 度時不宜小於 1.0%，其它柱的總配筋率，8 度時不宜小於 0.6%；9 度時不宜小於 0.8%。

不符合上述要求時，應加固。

第 54 條 9 度時，框架角柱和邊柱的梁柱節點附近及節點內部箍筋加密的範圍應符合現行《工業與民用建築抗震設計規範》的要求。不符合要求時，應加固。

第 55 條 框架的填充牆與柱應有拉結。8 度和 9 度時，對長度大於 6 米(當為空心磚牆時不大於 5 米)的填充牆，其牆頂與梁還應有聯結。不符合要求時，應加固。

第 56 條 當柱淨高與截面長邊之比小於或等於 4 時，柱內箍筋，8 度時不宜小於 0.8%，9 度時不宜小於 1.0%。不符合要求時，宜加固。

第 57 條 磚砌女兒牆應拆除或加固。

第 58 條 突出屋面的磚砌小房抗震強度不足時，應加固。

D - 2 中國大陸建築抗震設防有關規定

I、地震基本烈度 6 度地區重要城市抗震 設防和加固的暫行規定

(84) 城抗字第 267 號

爲了進一步貫徹國務院國發(1979) 223 號文關於“根據財力、物力的可能，有重點的做好建築物的抗震工作，特別是關係國計民生的關鍵要害設施，要採取必要的抗震加固措施”的指示精神，認真汲取 1949 年以來發生在六度地區的歷次破壞性地震的經驗教訓，保障重要城市在地震時的安全，現對有關幾個問題規定如下：

一、基本烈度六度地區的省會和市區人口在百萬以上的城市，位於市區的下列新建工程按七度設防。

1. 位於城市或城市上游，地震時將影響城市安全的一級擋水建築物。
2. 擔負對國內，外廣播的廣播發射台、節目傳送台、播控中心和電視台、電視發射台等中央級直屬台及省、自治區、直轄市二百千瓦以上的大功率廣播發射台、播控中心和電視台、電視發射台。
3. 城市長途通訊樞紐(包括電報局)、重要市話局(匯接局，省、自治區、直轄市黨委、政府所在局和終局容量超過萬門的局)、長途幹線(包括明線、電纜和微波)郊外站，國際無線電台，衛星地面站，海纜登陸局的主機房和油機房。
4. 鐵路幹線和樞紐的通信、信號、行車、調度、給水、電力房屋，乘務員公寓及大型車站候車室和重要橋梁。

5. 對外主要公路幹線的重要橋梁。
6. 裝機容量為 50 萬千瓦的發電廠、樞紐變電站和調度樓。
7. 有關國計民生的重要大型工礦企業的主要生產廠房，全廠性動力設施，通訊、調度、電算、試驗中心，貴重儀器、儀表間以及地震時易產生嚴重次生災害的尾礦壩、危險品庫和儲存放射性物質的裝置等。
8. 七層及七層以上的磚混建築和十層以上的鋼筋混凝土建築。
9. 三十米以上的磚煙囪。

屬於上述九項的原有工程的抗震加固，由各地區、各部門根據財力、物力和技術上的可行性從嚴掌握。

二、濟南、鄭州、洛陽、馬鞍山、淮北、銅陵、蕪湖、常州、宜興、溧陽等十個城市市區的下列重要工程可按七度設防和加固。

1. 本規定“一、”所列各項工程。
2. 城市主要水廠的輸水建築物，包括泵機房、控制室、淨化池、貯水池。
3. 有二百病床以上醫院的病房樓、門診樓、手術室、藥庫、血庫及重要的醫療設備用房。
4. 市屬以上糧食加工廠及糧食倉庫、大型冷庫等。
5. 消防車庫。
6. 五百床位以上的招待所、旅館和一千座位以上的禮堂、影劇院。
7. 四層及四層以上或面積在三千平米以上的百貨商場。
8. 六層和六層以上的磚混建築；三層和三層以上空斗牆建築。
9. 地震預報和強震觀測台站。

10. 省、市二級抗震指揮系統用房。

- 三、抗震設防與加固應執行現行的各類建築物、工程設施和設備的抗震設計規範與抗震鑒定標準。
- 四、凡符合上述一、二兩條規定的項目，不再辦理單項工程的審批手續。
- 五、在本規定以外的其他項目，如確實必須按七度設防和加固的，要辦理單項審批手續。由省、自治區、直轄市或國務院有關部抗震主管部門提出報告，經城鄉建設環境保護部抗震辦公室批准。
- 六、各省、自治區、直轄市和國務院各有關部過去的有關規定，不符合本規定精神的，自本規定發出之日起，一律按本規定執行。

城鄉建設環境保護部

1984年5月8日

II、中國大陸地震基本烈度六度區現有建築抗震 加固暫行規定

(89)建抗字第426號

爲了減輕地震基本烈度六度地區(以上簡稱六度區)地震災害，保障人民生命財產的安全，做好抗震加固工作，在總結1949年以來六度地震區震害經驗的基礎上，根據當前國家財力物力的可能，對六度區的城鎮建築物抗震加固做如下規定：

- 一、六度區抗震防災工作的重點應放在新建工程的抗震設防上，即認真貫徹執行《建築抗震設計規範(GBJ11-89)》中關於六度區抗震設防的有關規定，對於現有建築物的抗震加固，應根據本地區、本部門的財力、物力情況，本著從嚴掌握的原則先重點、後一般，有計劃、有步驟地開展。
- 二、六度區現有建築物的抗震加固，當前只限於以下幾類建築物：
 1. 市級供水、供電、交通、通訊等重要生命線工程。
 2. 有關國計民生的重要礦企業。
 3. 縣級以上醫院的重要建築。
 4. 重要的單層空曠公共建築。
 5. 五層和五層以上，多層磚混住宅、內框架建築和底層框架房屋。
 6. 三層和三層以上的空斗牆和磚牆房屋。
 7. 30米以上的磚煙囪。
- 三、六度區的抗震加固計劃、技術管理，應嚴格執行現行的有關抗震加固的各項規定。

- 四、對 1949 年前遺留的老舊房屋和目前不屬於加固範圍房屋，主要應通過城市改造逐步解決。有震情背景的城鎮，則通過城市抗震防災規劃，優先安排危房改造，或採取適當措施，保護震時人員的安全。
- 五、六度區的抗震加固所需的經費，主要應由地方、部門財力和單位自籌解決，對某些特別重要的工程，國家和省、部可給予適當補助。
- 六、六度區的省會城市和百萬人口以上的重要城市的少數重要建築物需按七度加固者，仍按(84)城抗字第 267 號文批准的《地震基本烈度六度地區重要城市抗震設防和加固的暫行規定》執行。
- 七、各省、自治區、直轄市和國務院有關部(委)、直屬機構可根據本地區、本部門的具體情況，按本規定的原則，參照現行《工業與民用建築抗震鑒定標準》和《建築抗震設計規範》制定加固細則，並報我部抗震辦公室備案。

建設部

1989 年 9 月 12 日

III、中國大陸地震基本烈度十度區建築抗震 設防暫行規定

(89)建抗字第426號

中國大陸地震基本烈度十度及以上地震區(以下簡稱十度區)，雖然只佔全國國土的百分之一點五左右，但這些地區仍有可能進行建設，而現行《建築抗震設計規範(GBJ11-89)》(以下簡稱“抗震規範”)未做具體規定。為滿足十度區抗震設計的需要，特做如下規定：

- 一、十度區一般是七級以上強震的震中地區，新建工程也應嚴加控制。必須建設時，應由省、部抗震主管部門審查、批准。
- 二、十度區工程建設的設防標準是：按本規定設計的建築物，當遭遇到十度地震影響時，不致造成嚴重破壞以至倒塌，避免造成人員傷亡。
- 三、十度區的重要建築抗震設計需經抗震主管部門組織專家審查。
- 四、十度區建築應符合以下基本要求：
 1. 應特別注意選擇對抗震有利的場地，避免因高烈度地區地質、地形、地貌變化而加重建築物震害。
 2. 應採取整體性和剛性好的基礎，對軟弱粘性土、液化土、新近填土或不均勻土層必須處理或採取相應的措施。
 3. 應嚴格遵守平面、立面簡單，重量、剛度均勻對稱等建築布置原則。限制建築物高度，嚴禁修建高層建築。
 4. 應選擇合理的抗震結構體系，採用多道設防的結構，加強整體性，提高變形和耗能能力。

5. 嚴禁修建女兒牆、門臉等易倒塌的裝飾物，應加強其他非結構構件與主體結構的錨固和聯結，防止倒塌和墜落。

五、十度區建築結構設計應符合下列要求：

1. 多層磚房總高度不應超過9米(三層)，並須設置鋼筋混凝土構造柱和現澆或裝配整體式樓(層)蓋。
2. 鋼筋混凝土的房屋應設置剪力牆，不應採用框支結構，應採用現澆或裝配整體式樓(屋)蓋。

六、十度區建築物的地震作用和截面抗震驗算均按“抗震規範”的有關規定執行，但水平和豎向地震影響係數最大值分別取九度時的1.5倍和1.8倍。反應譜曲線接近震時取用。

七、十度區建築的抗震構造措施，應根據“抗震規範”的建築物類別區別對待。可暫按九度區的構造措施採用或加強。

建設部

1989年9月12日

IV、新建工程抗震設防暫行規定

(89)建抗字第586號

爲加強對新建工程(含擴建和技術改造工程，下同)抗震設防的管理，以減輕和防禦地震對工程建設的破壞，特制定本規定。

第一條 地震基本烈度六度和六度以上地區(以下簡稱抗震設防區)所有新建工程都必須進行抗震設防。

第二條 建設項目設防烈度按國家頒布的地震基本烈度或經國家抗震主管部門批准的城市抗震防災規劃的設防區劃執行。

第三條 經有權單位批准和頒發的工程抗震設防標準，各部門、團體和個人應在建設中遵照執行，不得隨意提高或降低。

第四條 建設項目主管部門對新建工程進行廠址選擇、可行性研究和編制計劃任務書等文件時，應按有關規定提出抗震設防依據、設防標準等意見。

第五條 所有工程項目的設計文件(包括文字說明和圖件)應有抗震設防的內容，包括設防依據、設防標準、方案論證等。

第六條 對建設項目的抗震設防，應作爲可行性研究的內容之一；在審查初步設計和施工圖時，主管審查部門應吸收抗震管理部門參加，或請抗震管理部門組織專題審查。

第七條 各級抗震防災主管部門，應加強對工程建設抗震問題監督、檢查，有關工程抗震設防、抗震設計方案審查、論證會等，項目主管部門應通知抗震防災主管部門參加。

第八條 施工單位應嚴格保證建設項目的抗震施工質量，各級質量監督部門，對所在地和所屬工程建設抗震構造

的施工質量進行監督、檢查，對不符合抗震要求的工程應令其修補、返工、停工、直至追查責任及經濟賠償。

第九條 建設項目主管部門對重要工程組織竣工驗收時，邀請抗震防災管理部門參加。

第十條 對工程建設的抗震設防，既要符合抗震要求，又要盡量節約投資，對此做出突出貢獻的單位和個人，由相應的建設主管部門和抗震防災主管部門給予表揚和獎勵。

第十一條 抗震設防區的新建工程，如不符合抗震設防要求，應追究建設、設計、施工等有關單位和個人的責任。對地震時造成不應有的重大損失和人員傷亡的，應視其情節由相應的建設主管部門和抗震防災部門給予必要的處罰，觸犯刑律的，依法追究刑事責任。

第十二條 各省、自治區、直轄市和國務院有關部、委、局的抗震防災主管部門，可結合本地區、本部門的具體情況，制定實施細則，並報建設部抗震辦公室備案。

第十三條 本規定由建設部負責解釋。

第十四條 本規定自頒布之日起執行。

建設部、國家計委

1989年10月19日

D - 3 中國大陸工業與民用建築抗震加固 技術措施

第一章 總則

第 1.0.1 條 為貫徹落實地震工作要以預防為主的方針，進一步做好工業與民用建築的震前加固與震後修復加固工作，保障人民生命財產的安全，特編寫本技術措施。

第 1.0.2 條 本技術措施以《工業與民用建築抗震鑒定標準》(TJ23-77)(以下簡稱《抗震鑒定標準》)為依據，對建築物需要加固的大多數構件提出各種抗震加固技術措施。凡經過抗震鑒定不能滿足《抗震鑒定標準》的工業與民用建築均可參照本技術措施進行震前加固或震後修復加固。

第 1.0.3 條 本技術措施是按《抗震鑒定標準》的設防標準，針對結構構件的抗震要求進行編寫的。

第 1.0.4 條 本技術措施適用於設防烈度為 7 度、8 度和 9 度地區的房屋抗震修復加固以及磚煙囪的加固，不適用於有特殊抗震要求的建築物及其他建築物。

抗震修復加固所採用的烈度應按照當地基本烈度和《抗震鑒定標準》中的有關規定辦理。

對地震基本烈度為 6 度的重要城市，應遵照城鄉建設環境保護部 1984 “地震基本烈度 6 度地區重要城市抗震設防和加固的暫行規定”進行抗震鑒定加固。

對於具有特殊使用要求的建築物，例如需要耐受高溫、低溫、潮濕及酸鹼腐蝕等環境的房屋，除按本技術措施進行抗震修復及加固外，尚應符合專門規範的有關規定。

第 1.0.5 條 本技術措施中，磚結構房屋係指由粘土磚砌築的實心磚牆(柱)、多孔空心磚牆及空斗磚牆承重的工業

與民用房屋。不包括其他以非粘土磚砌築的房屋。但經較系統的試驗研究證明該類砌體的力學性能與粘土磚砌體基本相同時，則本技術措施亦可參考應用。

第 1.0.6 條 抗震加固設計中，有關地震荷載組合的計算、結構強度驗算以及變形驗算等均應按照《工業與民用建築抗震設計規範》(TJ11-78) (以下簡稱《抗震設計規範》) 及其有關規範的規定進行設計計算。

當上述規範經修訂頒布後，抗震加固設計應符合新規範的規定。

地震荷載計算中的結構影響係數 C 值一般均按抗震加固前的結構類型採用。當抗震加固後結構體系改變時，則應按改變後的結構類型取值。空斗磚牆承重的多層磚房，其結構影響係數 C 值《抗震設計規範》中無筋砌體結構的規定取值。結構構件抗震加固強度驗算中的設計安全係數則應根據構件材料與受力特徵的不同按表 1.0.6 的規定採用。

抗震加固強度設計安全係數

表 1.0.6

項次	結構構件類別	受力特徵	符號	安全係數		
				7 度	8 度	9 度
1	多層磚房的實心磚牆	抗剪	K_m	2.0	1.4	1.4
2	內框架房屋的實心磚牆	抗剪	K_m	2.0	1.7	1.7
3	磚木房屋的實心磚牆	抗剪	K_m	2.0	1.6	-
4	空斗磚牆	抗剪	K_m	2.0	1.6	-
5	組合磚柱(牆、筒壁)	偏心受壓	K_x	1.7	1.5	1.5
6	鋼筋混凝土構件	受彎、偏心受拉	K_e	1.0	1.0	1.0
		軸心受壓、偏拉受壓、斜截面受剪	K_e	1.1	1.1	1.1

註：結構構件的主要節點和個別重要部位的設計安全係數可根據情況適當提高。

第 1.0.7 條 抗震加固設計中應考慮由於修復加固所增加的建築物重量及結構剛度變化而導致地震荷載的增大以及對地震荷載分配的影響。但當所增加的重量不超過建築物總重的 5%，以及結構剛度提高不大於原有結構剛度的 15% 時，上述影響可以不予考慮。

第 1.0.8 條 由於抗震修復加固致使結構重量及地震荷載有較大變化時，應根據結構類型對房屋基礎進行驗算，必要時應採取加固措施。對新增加的磚牆、磚柱、鋼筋混凝土翼牆和剪力牆及框排架柱子等抗側力構件應設計基礎。

第 1.0.9 條 抗震加固設計應提高建築物的整體抗震強度和結構的變形能力，並針對建築物的薄弱部位加強構造措施。所採用的各項加固措施均應與原有結構具有可靠聯結，力求提高建築物的整體抗震性能。

第 1.0.10 條 抗震加固設計中，應力求使加固後的建築物的重量和剛度沿平面和豎向分布均勻對稱，使結構的剛度中心與質量中心儘量接近。對於質量中心和剛度中心偏離較大的原有建築物宜採取措施，減小偏心以降低扭轉作用，並對易遭扭轉破壞的部位從構造上予以加強。

抗震加固設計中還應避免由於局部剛度突變而產生的薄弱部位。

第 1.0.11 條 抗震修復加固應充分注意建築物的原有施工質量和歷年使用過程中的破損和維修情況。同時，尚應對結構材料的實際強度進行鑒定。

抗震加固設計必須結合結構特徵、地質條件和場地烈度等實際情況，因地制宜地採取合理技術，力求便於施工，講求經濟實效。同時，尚應在可能條件下注意美觀，並與周圍建築物相協調。

第 1.0.12 條 抗震修復加固施工除應按本技術措施有關章節的規定執行外，尚應符合其它有關施工及驗收規範中的規定。

第八章 鋼筋混凝土框架梁柱加固

第 8.0.1 條 本章適用於十層以下工業與民用建築鋼筋混凝土框架(包括純框架、帶剪力牆框架、底層全框架和多層內框架)梁柱的抗震加固。

第 8.0.2 條 框架結構因沉降、腐蝕、施工、強震影響等因素所引起的結構缺陷以及震後產生的裂縫、破損等均可按本章措施進行補強或修復。

第 8.0.3 條 框架柱的總配筋率小於《抗震鑒定標準》要求時，可將所欠缺的縱筋截面積換算為角鋼並以壓力灌注環氧樹脂漿將角鋼粘貼於柱的四角進行加固。

第 8.0.4 條 框架梁柱節點附近應加密的箍筋數量不能滿足抗震要求時，可在規定加密範圍內按照規定的箍筋截面積與間距，在梁柱表面用焊接扁鋼箍代替箍筋加固，扁鋼箍與梁柱表面間應壓灌環氧樹脂漿粘合。

第 8.0.5 條 當柱淨高與橫截面長邊之比小於或等於 4，且柱內箍筋數量不符合《抗震鑒定標準》關於 8 度區與 9 度區的規定時，可用扁鋼箍進行加固。扁鋼箍應焊接並用環氧樹脂漿壓灌粘貼嚴密。

第 8.0.6 條 框架柱縱筋配率不足或梁柱箍筋不足時，亦可用縱向鋼筋及橫向箍筋進行加固。但應在附加鋼筋表面抹水泥砂漿或噴射細石混凝土面層。其標號應不低於原有梁柱混凝土標號，厚度不宜小於 30mm。

第 8.0.7 條 框架梁柱混凝土開裂、局部破損、或較小缺陷可分別採用環氧樹脂漿或水泥漿進行壓力灌漿修復。破損較大時可用微膨脹水泥砂漿或混凝土，及噴射細石混凝土等進行修補。修補用的砂漿與混凝土標號不應低於原結構，但當原結構實際混凝土標號低於設計標號時，則應根據核算採取補強措施。

第 8.0.8 條 梁柱主筋出現壓曲、屈服及斷裂變形需要修復時，應先將框架支頂，將損傷部位混凝土或保護層剔除一定長度，再將鋼筋復位並以同級等截面短鋼筋焊於損傷主筋處。焊接長度及要求按有關規定，同時尚應注意不宜在被焊鋼筋存在較大內應力的情況下施焊，以免引起不利影響。剔鑿混凝土部位應用與原結構同標號的水泥砂漿或混凝土加以修復。

第 8.0.9 條 框架填充牆與框架柱應有拉結。拉結不足時，可在柱牆相接處沿柱高每隔 630mm 左右鉗斜孔用環氧樹脂漿漿錨 2 ϕ 6 拉結筋，拉結筋應嵌入填充牆水平灰縫內，並用 1:2 水泥砂漿抹平，如圖 8.0.9 所示。亦可採用柱上埋設脹管螺栓或射釘等方法與拉結筋焊連，或採用其它方法進行拉結。

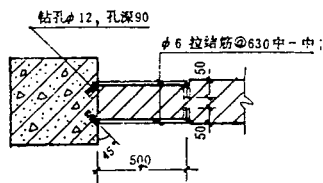


圖 8.0.9 填充牆與柱拉結

第 8.0.10 條 8 度及 9 度地震區當磚填充牆長度大於 6m (空心磚填充牆長度大於 5m) 時其牆頂與框架梁應有聯結。聯結方式可以採用環氧樹脂砂漿漿錨銷釘。如圖 8.0.10a 所示，銷釘中距約 1m。銷釘直徑：8 度區用 ϕ 8；9 度區用 ϕ 10。鉗孔深度為 100mm。鉗孔直徑應較銷釘直徑大 4mm。銷釘下端嵌入預先剔出的溝槽內並以環氧樹脂水泥砂漿填嚴。當梁底縱筋較密時，填充牆頂部亦可採用扁鋼夾板聯結。其構造如圖 8.0.10b 所示。

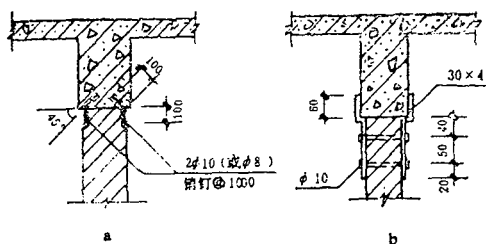


圖 8.0.10 填充牆與梁底聯結

第 8.0.11 條 框架梁正截面抗彎強度不足時，可採用在梁的外部以環氧樹脂漿粘貼型鋼進行加固。其設計計算原則如下：

- 一、一般梁可僅考慮受拉區原有鋼筋和後加型鋼按單筋受彎構件計算。當截面高度受到限制及截面須承受正負彎矩時，可將受壓區內原有鋼筋作為計算的受壓鋼筋。但受壓區外部粘貼的型鋼截面面積則不宜接受壓筋計算。
- 二、截面中原有受拉鋼筋截面面積 A_{s1} 與加固的受拉型鋼截面面積 A_{s2} 可以合併為總受拉鋼材截面面積 A_s 。

當加固型鋼與原梁內受拉鋼筋採用不同種類鋼材時，應將加固型鋼截面面積按原梁受拉鋼筋設計強度進行換算。

- 三、加固型鋼合力點與原有縱向受拉鋼筋合力點間距離不大於 40mm 時，則兩項鋼材合併後的合力點可仍採用原受拉縱筋的合力點，即截面有效高度 h_0 仍取加固前數值。當不符合以上條件及原梁截面高度小於 300mm 時應考慮加固型鋼對 h_0 值的影響。
- 四、梁在加固後的正截面抗彎強度計算可按現行《鋼筋混凝土結構設計規範》中關於受彎構件正截面強度計算規定進行。但強度設計安全係數 K ，則應按表 1.0.6 採用。

第 8.0.12 條 框架梁正截面抗彎強度不足時亦可採用在梁外部加鋼筋混凝土 U 形圍套進行加固。其構造如圖 8.0.12 所示。當負彎矩截面需要加強梁的頂部受拉縱筋時，則仍應採用環氧樹脂漿粘貼扁鋼的加固方法。

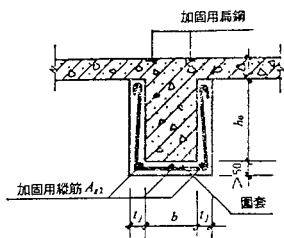


圖 8.0.12 填充牆與梁底聯結

鋼筋混凝土 U 形圍套可與原梁截面按共同工作進行設計計算。

圍套縱筋截面積與原梁的受拉縱筋截面積可以合併計算。當兩者鋼材品種不同時，應按各自設計強度進行換算。

截面有效高度 h_0 可取新舊鋼筋合力點至受壓邊緣的高度。但當原梁高不小於 300mm 且加固鋼筋截面積較小時，則仍可取原梁截面的有效高度。

U 形圍套加固的正截面抗彎強度可按現行《鋼筋混凝土結構設計規範》的有關規定進行計算。但強度設計安全係數 K_c 則應按本措施表 1.0.6 採用。

第 8.0.13 條 框架梁斜截面抗剪強度不足時可以利用在梁兩側以環氧樹脂漿粘貼扁鋼箍或在 U 形圍套內增加箍筋進行加固。其計算公式如下：

$$K_c Q_{kc} \leq 0.07 R_c b' h_0 + a_{kc} \left[\frac{A_{k1}}{S} + \frac{A_{k2}}{S_j} \right] h_0 R_s \quad (8.0.13)$$

式中

K_e 鋼筋混凝土構件抗震加固強度設計安全係數，按表 1.0.6 採用；

A_{k1} 配置在同一截面內原有梁內箍筋各肢的全部截面面積。

$A_{k1} = n_1 a_{k1}$ ， n_1 為同一截面內箍筋肢數， a_{k1} 為單肢箍筋截面面積；

A_{k2} 配置在同一截面內新增扁鋼箍或箍筋各肢的全部截面面積。 $A_{k2} = n_2 a_{k2}$ ， n_2 為同一截面內新增扁鋼箍或箍筋的肢數， a_{k2} 為單肢扁鋼箍或箍筋的截面面積；

S 為沿梁長度方向上原有梁內箍筋的間距；

S_j 為沿梁長度方向上新增扁鋼箍或箍筋的間距；

a_{ke} 抗剪強度影響係數，按現行《鋼筋混凝土結構設計規範》採用；

b' 當採用粘貼扁鋼箍加固時為原梁寬度 b ，當採用鋼筋混凝土圍套加固時為加固後梁寬；

h_0 梁截面有效高度，其值按第 8.0.12 條採用。

箍筋間距應滿足《鋼筋混凝土結構設計規範》(TJ10-74) 第 185 條的要求。梁內配有彎起鋼筋時可根據該規範的有關規定考慮對斜截面抗剪強度的提高。

第 8.0.14 條 小偏心及大偏心受壓框架柱正截面強度不足時，均可採用環氧樹脂粘貼型鋼或在柱外側增加鋼筋混凝土圍套的方法進行加固。加固後的截面如圖 8.0.14 所示。

採用粘貼型鋼加固時，截面有效高度 h_0 可近似地仍取原有柱截面有效高度。採用鋼筋混凝土圍套加固時，則截面有效高度 h_0 應取截面受拉區或受壓較小一側全部鋼筋的合力點至加固後截面受壓較大邊緣的距離。

在大小偏心受壓構件計算中鋼筋截面積 A_s 及 A'_s 應分別為截面一側在加固前、後縱向鋼筋(或型鋼)截面面積的總和。

在截面計算中，用型鋼加固的柱截面尺寸仍取為 $b \times h$ ，水泥砂漿保護層可不予計算。而用鋼筋混凝土圍套加固的柱截面尺寸則應取加固後尺寸 $b' \times h'$ (圖 8.0.14b)。

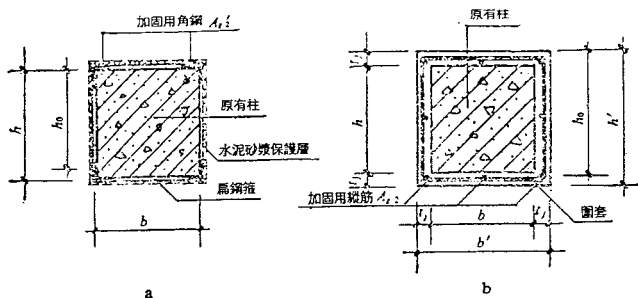


圖 8.0.14 框架柱加固

按照以上規定，大小偏心受壓柱正截面強度計算及構造措施可仍按現行《鋼筋混凝土結構設計規範》的有關章節進行設計(包括雙向偏心的正截面強度設計)。但設計安全係數則應按本措施表 1.0.6 採用。

加固用鋼筋及型鋼鋼材與原有柱內縱筋鋼材不同時，可按材料設計強度進行面積換算。

第 8.0.15 條 框架梁柱在修復加固以後梁柱桿件剛度按以下公式計算。

一、對用粘貼型鋼加固的梁柱截面

$$E_x I_x = E_c I_c + \gamma E_g I_g \quad (8.0.15)$$

式中

$E_x I_x$ 加固後構件剛度；

I_c 原有構件混凝土截面對組合換算截面形心軸的慣性矩；

I_g 加固型鋼截面對組合換算截面形心軸的慣性矩；

γ 外貼角鋼與混凝土共同工作係數，取 0.75。

二、對用鋼筋混凝土圍套加固的梁柱截面

加固後梁柱剛度應考慮圍套部分對截面慣性矩的增加，按加固後截面計算截面慣性矩。

第 8.0.16 條 框架柱抗震強度不足或抗側移剛度較差時，可在柱軸的薄弱方向增加鋼筋混凝土翼牆以提高框架柱的抗震強度。

翼牆宜在柱左右兩側對稱設置。當翼牆在柱軸線處設置時，翼牆厚度 t_q 不宜小於 150mm；當翼牆偏於柱軸一側設置時，厚度 t_q 不宜小於 200mm。框架柱增加翼牆後，梁的淨跨度 L_0 與梁高 h_b 之比不宜小於 4 (圖 8.0.16a)。

翼牆設於柱軸附近時，可以採用雙排銷釘使翼牆與柱連接 (圖 8.0.16b)，而當翼牆偏置於柱之一側時，則可採用單排銷釘與柱連接 (圖 8.0.16c)。

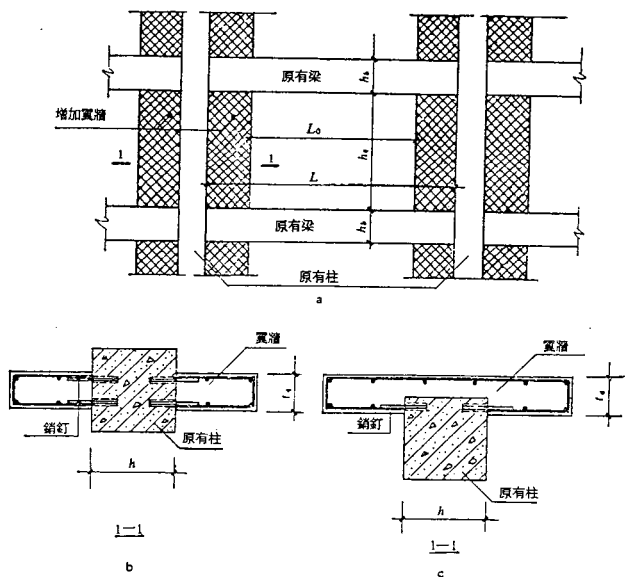


圖 8.0.16 框架柱增設翼牆加固

框架柱加翼牆後可按組合截面計算柱剛度。

翼牆與柱間接縫應滿足下式：

$$K_c Q_{fv} \leq Q_{zv} + 0.6 R_g A_g \quad (8.0.16-1)$$

式中

Q_{fv} 沿翼牆與柱豎縫內剪力， $Q_{fv} = \tau t_q h_q$ ；

τ 沿牆柱接縫處剪應力。根據柱承擔的樓層剪力求得；

t_q 翼牆厚度；

h_q 翼牆淨高度；

Q_{zv} 沿牆柱接縫內銷釘所能承擔的剪力，計算方法詳見第 8.0.17 條；

A_g 一根梁錨入柱內的鋼筋截面面積。

翼牆與框架梁水平接縫應滿足下式：

$$K_c Q_{fh} \leq Q_{zh} + Q_z \quad (8.0.16-2)$$

式中

Q_{fh} 翼牆與柱組合截面承擔的剪力，由框架分析求出；

Q_{zh} 沿翼牆與框架梁水平縫內銷釘所能承擔的剪力，計算方法見第 8.0.17 條；

Q_z 原有柱斜截面所能承擔的剪力，

$$Q_z = 0.07 R_a b h_0 + 0.5 \frac{A_k}{S} h_0 R_g ;$$

b 原有柱寬度（垂直柱剪力方向）；

h_0 原有柱截面有效高度（平行樓層地震剪力方向）；

A_k 配置在同一截面內原有柱的箍筋各肢的全部截面面積（ $A_k = n a_k$ ）；

S 原有柱箍筋間距。

翼牆與原有柱組成的組合截面按偏心受壓構件進行設計。截面中的受拉鋼筋應布置於翼牆外邊緣處並將抗拉鋼筋與錨入梁內的抗拉銷釘搭焊。抗拉銷釘計算方法見第 8.0.17 條。

翼牆受拉側縱筋不能錨固時，則該受拉側翼牆截面積不予考慮，此時，組合柱僅按受壓側翼牆與原有柱組成的組合截面計算。

帶翼牆柱的翼牆部分亦可採用包梁方式將翼牆上下端繞過框架梁以使上下層縱筋貫通。

第 8.0.17 條 傳遞剪力及拉力的銷釘按以下規定進行設計及計算：

一、銷釘的構造要求

1. 銷釘宜採用 II 級鋼筋製作；
2. 銷釘直徑不小於 10mm 亦不大於 16mm；
3. 受剪銷釘在平行於剪力作用方向的間距不小於 3d (d 為銷釘直徑，下同)，且不小於 40mm；受拉銷釘間距不小於 3d，且不小於 50mm；銷釘最大間距均不得大於 300mm；
4. 銷釘距構件邊緣距離不小於 3d，且不小於 40mm；
5. 銷釘應用環氧樹脂漿或環氧樹脂砂漿錨固於原有梁柱鉗孔內，鉗孔直徑應較銷釘直徑大 4mm 以上；
6. 銷釘錨固長度不得小於 10d。

二、抗剪銷釘強度計算

$$Q_{z1} = \frac{k R_g A_{gz}}{K_z} \quad (8.0.17-1)$$

式中

Q_{z1} 一個銷釘能承擔的剪力：

A_{gz} 一個銷釘的截面面積：

k 銷釘抗剪經驗係數按表 8.0.17 取值；

K_z 銷釘設計安全係數，取 $K_z = 1.1$ 。

銷釘抗剪經驗係數 k 值

表 8.0.17

銷釘直徑	構件混凝土標號			
	150	200	300	400
≤ 14	0.60	0.66	0.70	0.70
16	0.55	0.60	0.69	0.70

註：上表數值適用於銷釘錨固長度 $l_a \geq 15d$ ；當銷釘錨固長度 $l_a = 1.0d$ 時，表中係數應乘以 0.85；當 $10d < l_a < 15d$ 時，係數由內插確定。

三、抗拉銷釘強度計算

$$N_{z1} = \frac{0.54 R_y A_{gz}}{K_z} \quad (8.0.17-2)$$

式中 N_{z1} 一個銷釘能承擔的軸向拉力。

當構件混凝土標號為 150 號時， l_a 不宜小於 $20d$ 。

第 8.0.18 條 框架梁柱除採用上述加固措施外還可考慮增設鋼筋混凝土剪力牆進行加固，將原有框架體系改為框架剪力牆體系進行內力分析。但後加剪力牆剛度則應乘以折減係數 0.70。

後加剪力牆與原有框架梁柱間可以利用銷釘傳遞剪力，也可利用包梁包柱方式使梁柱與剪力牆連為整體。

一、帶邊框剪力牆抗剪強度驗算

$$K_v Q \leq Q_v + \sum Q_s \quad (8.0.18-1)$$

式中

Q 帶邊框剪力牆承受的地震剪力；

Q_q 後加剪力牆內鋼筋所能承擔的剪力， $Q_q = \mu t_q L_0 R_g$ ；

μ_g 後加剪力牆內橫向或豎向配筋率， $0.25\% \leq \mu_g \leq 1.2\%$ ；

t_q 後加剪力牆厚度；

L_0 剪力牆淨長度；

Q_z 剪力牆邊框柱所能承擔的剪力（當柱出現拉力時即不計該柱抗剪強度），可按下式計算；

$$Q_z = 0.07 R_a b h_0 + 0.5 \frac{A_s}{S} h_0 R_g,$$

$$\text{且 } Q_z \leq 0.20 R_a b h_0。$$

剪力牆開有洞口（圖 8.0.18-1）並滿足 $\sqrt{l_0 h_0 / L_0 H_0}$ 之值不大於 0.4 時：帶邊框剪力牆強度驗算可僅需在公式 (8.0.18-1) 右側乘以開洞影響係數 η ，即

$$K_e Q \leq \eta [Q_q + \sum Q_z] \quad (8.0.18-2)$$

式中 η 為開洞影響係數，可取下列兩式計算結果的較小值：

$$\eta = 1 - l_0 / L_0,$$

$$\eta = 1 - \sqrt{l_0 h_0 / L_0 H_0}。$$

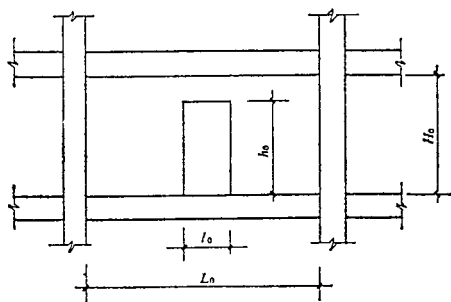


圖 8.0.18-1 帶孔洞剪力牆

帶邊框剪力牆平均剪應力尚應滿足下式：

$$\frac{Q_q}{t_q L_0} \leq 0.20 R_a \quad (8.0.18-3)$$

、帶邊框剪力牆抗彎強度驗算

帶邊框剪力牆在地震彎矩 M 作用下，柱內附加軸力 N 按下式計算：

$$N = \pm \frac{M}{L} \frac{E_{zc} I_{zc}}{E_{qc} I_{qc} + E_{zc} I_{zc}} \quad (8.0.18-4)$$

式中

N 一根柱子由彎矩作用產生之附加軸壓力(或拉力)；

M 帶邊框剪力牆截面在地震作用下的彎矩；

L 剪力牆兩端框架柱軸線中距；

E_{zc} 原有柱混凝土彈性模量；

E_{qc} 後加剪力牆混凝土彈性模量；

I_{zc} 原有柱截面對剪力牆重心軸的慣性矩；

I_{qc} 後加剪力牆截面對牆重心軸的慣性矩。

以上軸力 N 與由豎向荷載引起的柱軸力組合後，按中心受壓(拉)構件進行驗算，如原有柱強度不足時應採取加固措施。

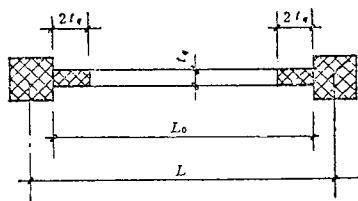


圖 8.0.18-2 剪力牆橫截面

在牆的兩端各 $2t_q$ 範圍內應按下式配置抗彎鋼筋：

$$A_{g1} = \frac{K_c M_q - M_1}{R_g (L_0 - 2t_q)} \quad (8.0.18-5)$$

$$M_q = M \frac{E_q I_q}{E_{qc} I_{qc} + E_{zc} I_{zc}} \quad (8.0.18-6)$$

$$M_1 = \frac{1}{2} R_g A_g (L_0 - x) \quad (8.0.18-7)$$

$$x = \frac{R_g A_g}{R_w t_q + \frac{2R_g A_g}{L_0}} \quad (8.0.18-8)$$

式中

A_{g1} 在後加剪力牆兩端各 $2t_q$ 範圍內增加的抗彎鋼筋截面積；

M_q 後加剪力牆承擔的彎矩；

M_1 剪力牆均勻分布的豎向鋼筋承擔的抵抗彎矩；

A_g 後加剪力牆豎向鋼筋的總截面面積之和；

x 剪力牆受壓區長度；

R_w 剪力牆混凝土彎曲抗壓設計強度。

如柱內由地震彎矩 M 引起的附加軸力 N (按 $N = \pm \frac{M}{l}$ 計算) 與由豎向荷載產生的柱軸力組合後不超過原有柱的軸心抗壓承載能力時，則 M 可全由框架柱承受，不再計算牆兩端配筋 A_{g1} 。

帶邊框剪力牆其他驗算及構造等均見有關規定。

1、後加剪力牆與原有框架梁的水平接縫驗算

1. 當剪力牆與梁間以銷釘接合時，按下式驗算：

$$K_c Q \leq Q_z + Q_{zh} \quad (8.0.18-9)$$

式中

Q 框架與剪力牆共同承擔的剪力；
 Q_z 受壓側柱子斜截面承擔的剪力。參見公式
(8.0.16-2)；

Q_{zn} 沿後加剪力牆與原有框架梁間水平縫內銷釘所能承擔的剪力。計算方法見第 8.0.17 條。

在牆的兩端各 $2t_f$ 範圍內的受拉鋼筋應與梁內受拉銷釘焊接。抗拉銷釘計算見第 8.0.17 條。

2. 剪力牆與梁間用包梁方式連接並採用現澆混凝土時，牆與梁間接縫可不驗算。

四、後加剪力牆與原有框架柱的豎向接縫驗算

1. 用銷釘連接時驗算同公式 (8.0.16-1)。
2. 用包柱方式連接時可不驗算。

第 8.0.19 條 採用粘貼型鋼加固梁柱時，型鋼材料可用 3 號鋼或 16 錳鋼，設計強度可分別按 I 級及 II 級鋼筋計算。採用型鋼厚度不宜小於 $3mm$ 亦不宜大於 $8mm$ ，焊縫及選用焊條材料應符合現行《鋼結構設計規範》的有關規定。

型鋼需接長時宜採用 45° 斜縫對焊。

環氧樹脂漿粘貼加固用的型鋼需錨固時，錨固長度應不小於 80 倍型鋼厚度。

利用角鋼加固梁、柱時，為保證粘貼密實及節省灌縫材料，應將梁柱角部混凝土磨出小圓角。

第 8.0.20 條 框架柱用粘貼角鋼加固時，柱四角角鋼應穿過上、下層樓板並與上層柱加固角鋼焊接。不需加固的上層柱及頂層柱，角鋼應分別延伸至上層樓板或屋頂板的底面。

角鋼沿柱高應有扁鋼箍，其截面大小及間距應符合框架柱對箍筋的要求。當原有柱內箍筋已滿足要求時，則沿柱高仍應按構造設置 25×3 扁鋼箍，其間距不大於 $40r$ ， r 為單根角鋼截面的最小回轉半徑。扁鋼箍應緊貼柱子混凝土表面並與角鋼平焊連接（圖 8.0.20）。

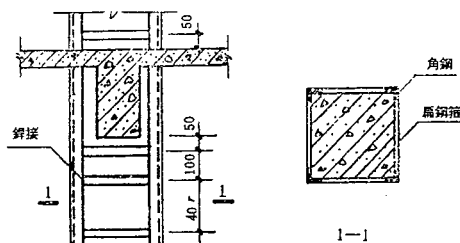


圖 8.0.20 扁鋼箍布置

角鋼及扁鋼箍應用環氧樹脂封閉邊緣縫隙，然後用壓力灌注環氧樹脂漿將型鋼與柱混凝土粘貼牢固。

第 8.0.21 條 框架梁採用粘貼型鋼加固時，梁下角可採用角鋼；梁頂部則應採用扁鋼，扁鋼可嵌入在樓板表面剔出的深為 12mm 的溝槽內，在框架柱處扁鋼可沿柱子側面舖在樓板上，扁鋼在溝槽內應用環氧樹脂漿粘貼牢固。

框架梁側用扁鋼箍加固時，扁鋼箍上端可與樓板底面沿梁通長粘貼的扁鋼架鐵焊接，下端則焊於梁下角角鋼肢上 (圖 8.0.21-1)。

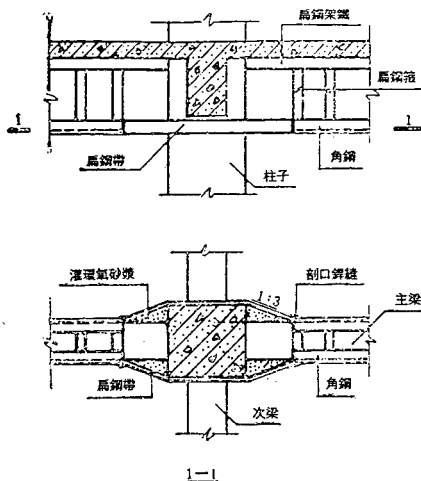


圖 8.0.21-1 梁柱節點加固構造之一

梁的加固角鋼、扁鋼箍及扁鋼架鐵均應用環氧樹脂封縫并壓灌環氧樹脂漿，使其與梁混凝土粘貼牢固。

框架梁、柱用粘貼型鋼加固時，其梁柱節點處構造可參見圖 8.0.21-2。

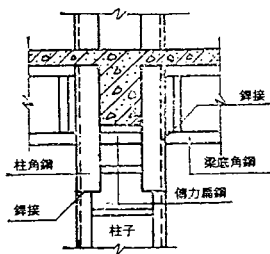


圖 8.0.21-2 梁柱節點加固構造之二

第 8.0.22 條 採用環氧樹脂漿粘貼型鋼加固時，框架梁柱表面溫度不應高於 70°C 。

型鋼用環氧樹脂漿粘貼後不宜再進行焊接。必要時應採取防止起火及散熱措施，焊接後應補灌環氧樹脂漿。

型鋼粘貼後不應再對型鋼進行錘擊或移動。

第 8.0.23 條 框架梁柱採用環氧樹脂外貼型鋼加固時，為增加美觀及防止環氧樹脂老化，可在型鋼表面抹以厚 25mm 的 1:3 水泥砂漿保護層，亦可採用其他飾面材料加以保護。當有特定防火要求時，保護層厚度應符合有關防火安全規定。

無保護層的外露型鋼表面除鏽、刷漆做法見第六章有關規定。

第 8.0.24 條 採用鋼筋混凝土圍套加固框架梁柱時，圍套厚度應不小於 50mm 。

柱子採用圍套加固時，圍套內上端縱筋應穿過樓板直至不需加固的上一層樓板底面。縱筋接頭宜採用焊接。頂層柱子採用圍套加固時，圍套內上端縱筋應延伸至屋頂板底。

框架梁用圍套加固時，圍套梁底部縱筋應繞過柱子並與鄰跨圍套內底部縱筋焊接，在框架邊跨柱處，梁底圍套縱筋應與邊柱有可靠錨固。框架梁圍套縱筋在柱節點處構造可參見圖 8.0.24。

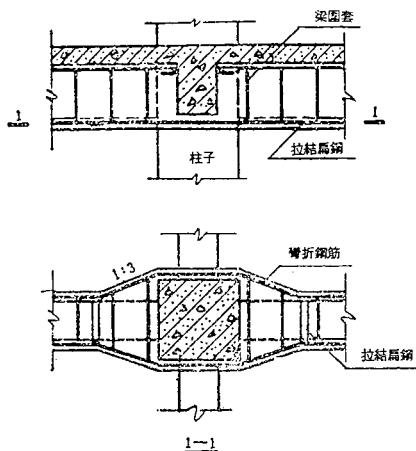


圖 8.0.24 梁圍套縱筋線柱構造

第 8.0.25 條 框架梁柱加固中所增加的柱側翼牆或柱間剪力牆需要在樓層上下貫通時，可採用包梁或包柱方案。包梁或包柱的主筋應保持連續，在搭接處應加以焊接。

包梁方案構造做法參見圖 8.0.25。

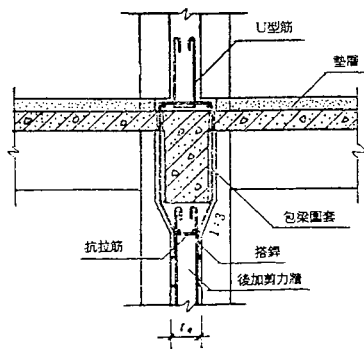


圖 8.0.25 剪力牆包梁做法

第 8.0.26 條 已遭震損或破壞的框架梁柱在進行加固前均應對破損部位先進行修復以保證構件具有充分的截面積與強度。當原有梁柱雖經修復但仍難達到構件原有強度時，則加固後構件的承載能力應根據情況予以降低。降低係數一般可取為 0.7—0.9。

第 8.0.27 條 框架柱加固時，對加固的角鋼或縱筋在柱基礎處應保證有足夠的錨固長度錨入新加或原有基礎內，其構造措施為：

當柱基礎需要加固時，柱底部加固角鋼或縱筋應與基礎加固部位可靠錨固；當柱基礎不需加固時，可在原有柱基礎混凝土內鉗孔用環氧樹脂砂漿錨固錨筋，然後再將錨筋上端與柱底加固角鋼或縱筋焊接。錨筋應採用 II 級鋼筋。錨入基礎深度不應小於錨筋直徑的 20 倍。錨筋鉗孔孔徑應大於鋼筋直徑 6mm。錨筋截面應按計算確定。

第 8.0.28 條 環氧樹脂漿、環氧樹脂膩子、環氧樹脂砂漿的重量配比及用途見表 8.0.28。

環氧樹脂漿配比(重量)

表 8.0.28

原料 配比 名稱	環氧樹脂 6101#	苯二甲酸 二丁酯	乙二胺 (工業)	二甲苯 (工業)	水 泥	中 砂	用 途
環氧樹脂漿	100	10	8-11	30-40	-	-	灌漿
環氧膩子	100	10	13-15	20	250-450	-	封縫粘嘴子
環氧砂漿	100	30	13-15	20	200	400	填充

註：(1) 環氧樹脂用雙酚 A 型 E-44 (6101 號)，環氧值 0.41—0.42。

(2) 水泥用 325 號以上。

(3) 環氧樹脂漿容重約 1062 kg/m^3 ，環氧樹脂膩子容重約 1121 kg/m^3 ；
環氧樹脂砂漿容重約 1271 kg/m^3 。

(4) 工業乙二胺含胺量宜在 70% 以上。

(5) 砂子粒徑應大於 0.1mm，小於 0.6mm，含水量 $\leq 0.2\%$ ；含泥量 $\leq 2\%$

環氧樹脂漿及環氧樹脂膩子等在配合時，應先將環氧樹脂與二甲苯溶解攪拌均勻，然後再加入苯二甲酸二丁酯及乙二胺即成環氧樹脂漿。以後再加入水泥及中砂即為環

氧樹脂膩子或環氧樹脂砂漿。每次拌合以 2~5 kg 為宜。應在 2~4 小時內使用完畢。

水泥及中砂應先選細篩。

加入乙二胺後如溫度超過 40°C 以上時，應將拌合料桶放入冷水中降溫。當在冬季拌合時，為加速溶解，可將料桶放入熱水中加溫。

貯放二甲苯應注意防火安全。

第 8.0.29 條 用環氧樹脂漿灌注混凝土裂縫時，應先將裂縫兩側開寬呈八字形，並用壓縮空氣將裂縫內灰塵吹淨。然後用環氧樹脂膩子封縫和粘貼灌漿嘴子。待粘固後（約 36 小時）除一個透氣嘴子外，其餘各嘴子均用木塞塞嚴，並以壓縮空氣試漏。最後，以 2~4 kg/cm² 的壓力依次由下部灌漿嘴子向裂縫內灌漿。當上部相鄰嘴子冒漿時，立即用木塞將灌漿嘴子塞緊，然後轉至上部繼續灌漿，直至最上灌漿嘴子灌滿漿液，並維持恆壓 10 分鐘後方可停止灌漿。

環氧樹脂漿灌縫的最小縫寬可為 0.1mm，最大可達 6mm，裂縫較寬時可以在漿液中加入適量水泥以節省環氧樹脂用量。

漿液的材料質量應符合有關規定，灌漿配比應嚴格掌握。灌漿時要求漿液飽滿、無氣泡及外溢現象。

第 8.0.30 條 用環氧樹脂漿粘貼型鋼加固時，應將加固型鋼處混凝土表面灰片及油污鏟淨，並用鋼絲刷子刷毛。吹淨後刷環氧樹脂漿一薄層，然後將已除鏽並用二甲苯擦淨的型鋼骨架貼附於梁柱表面並用卡具卡緊。最後用環氧膩子將型鋼周圍封閉，留出出氣孔並在有利灌注處粘貼灌漿嘴子（一般應在型鋼較低處設置），嘴子間距宜在 2~3m 範圍以內。待嘴子粘牢後，通氣試漏，隨即以 2~4 kg/cm² 的壓力將環氧樹脂漿從灌漿嘴子灌入。當出氣孔出現漿液後應即停止加壓，用環氧膩子堵孔，再以較低壓力加壓 10 分鐘以上方可停止灌漿。

灌漿質量要求同第 8.0.29 條。

第 8.0.31 條 框架結構裂縫寬度在 0.5mm 以上的框架梁柱需要修復時，可以採用摻入聚乙烯醇縮甲醛(107 膠)的水泥漿對裂縫進行壓力灌注。

各種灌注水泥漿重量配比見表 8.0.31。

權注水泥漿配比表(重量)

表 8.0.31

砂漿名稱	水泥	107 膠	水	中砂	用 途
灌縫稀漿	100	25	90	-	灌注縫寬 0.5 ~ 1 mm
灌縫稠漿	100	20	60	-	灌注縫寬 1 ~ 5 mm
灌縫砂漿	100	20	50	100	灌注縫寬 5 ~ 15 mm
封縫砂漿	100	25	15	100	封縫、粘灌漿嘴

註：(1) 上表中水泥應用 325 號以上之普通硅酸鹽水泥。

(2) 107 膠固體含量 12%、PH 值為 7-8

配合灌注水泥漿時先按比例將 107 膠與水拌勻，然後將此溶液摻入水泥或已拌勻的水泥與中砂的混合材料中。

水泥與中砂應先用細篩過篩。

灌漿前應將裂縫開成八字槽並吹淨。封縫前應沿縫用 107 膠水泥漿塗底然後以封縫砂漿封縫及粘貼灌漿嘴子，並試水檢漏，最後以 $2\text{kg}/\text{cm}^2$ 壓力灌注摻 107 膠的水泥砂漿。其配比應根據裂縫寬度按表 8.0.31 選用。

第 8.0.32 條 框架梁柱有較大表面孔洞或缺陷需要修復時，可以採用微膨脹水泥砂漿填塞。砂漿配比(重量比)如下：

325 號礦渣硅酸鹽水泥	100
三乙醇胺	0.05
鋁粉	0.01
水	30

施工時應先剔除缺陷處鬆散砂石，面積較大時還應鑿毛，用壓力水沖洗乾淨並浸濕 12 小時以上，將浮水清除後表面塗以水灰比為 0.45 的水泥素漿一薄層，隨即用微膨脹水泥砂漿填塞並搗搗密實。注意養護 14 天以上。

框架梁柱中的較大孔洞或缺陷亦可採用普通高標號水泥砂漿填塞修復，砂漿配比(重量比)如下：

425 號普通硅酸鹽水泥	100
中 砂	50
水	37

上列砂漿標號一般可達 400 號。使用時先進行試配及試壓。

高標號水泥砂漿澆注半小時後宜再進行搗固一次，以使砂漿與原有混凝土結合牢固。其餘施工方法同微膨脹水泥砂漿。

第 8.0.33 條 框架梁柱混凝土缺陷亦可採用噴射混凝土進行修復及補強，噴射混凝土標號不得低於原結構設計標號，噴射混凝土配比及施工操作詳見有關規定。

第 8.0.34 條 採用銷釘連結時，可用合金鋼鉗頭及手電鉗在梁柱表面鉗孔。鉗孔直徑應大於銷釘直徑 4mm 以上，鉗孔位置應避開原有梁柱內的配筋，鉗孔深度應滿足設計要求。

銷釘插入鉗孔前，應用壓縮空氣吹淨孔內灰塵。向孔內注入適量環氧樹脂漿，同時沿銷釘插入長度的表面塗以環氧樹脂漿，然後將銷釘旋動插入孔內。漿液應飽滿而無流淌現象。插入梁底的銷釘應灌以環氧樹脂水泥漿，並應採取措施臨時固定 24 小時以上。

銷釘進入鉗孔漿錨 4 小時後不得再進行敲擊、扭轉及拔動，以免破壞銷釘與梁柱混凝土的可靠連接。

銷釘在漿錨前應除鏽並以二甲苯擦洗。

第 8.0.35 條 梁柱用鋼筋混凝土圍套加固時，應將梁柱表面白灰灰皮及油污等清除乾淨，用鋼絲刷刷毛，噴水潤濕；除去浮水後塗水泥素漿一遍，然後進行鋼筋混凝土圍套施工。澆灌混凝土前還需洒水。

圍套的混凝土標號宜高於原結構混凝土標號，混凝土應具有較大的流動度，混凝土應採用細石混凝土，骨料平均粒徑不宜小於 12mm；每立方米混凝土水泥用量不宜低於 300kg。

框架梁用 U 形圍套加固時，應先將梁底混凝土填滿後，再支側模澆注圍套兩側，梁側面圍套頂部可以留 30mm 縫隙。最後以高標號水泥砂漿捻嚴，條件可能，亦可在圍套頂部樓板上沿梁長每隔 0.6~1.0m 鑿 100×50(mm) 灌漿孔洞一個，通過孔洞，澆灌圍套混凝土，混凝土灌注後孔洞應填塞整平。

框架柱用圍套加固時，應將柱模板側面開洞以便於分層澆注混凝土。柱圍套頂部亦可預留 30mm，最後以高標號水泥砂漿捻嚴。

附 錄 E

E - 1

設有九層框架，首層尺寸如附圖 E-1-1 所示。試按地震烈度 8 度，II 類場地土進行抗震強度驗算及抗震加固設計。

1. 抗震強度驗算

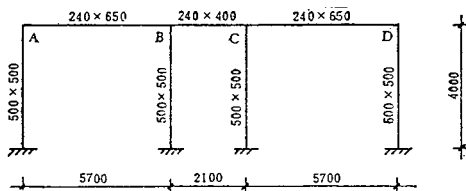
$$\text{梁端彎矩} \quad -\overline{M}_{AB} = -41.13 t \cdot m$$

$$+\overline{M}_{AB} = +21.13 t \cdot m$$

$$-\overline{M}_{BA} = -35.38 t \cdot m$$

$$+\overline{M}_{BA} = +14.90 t \cdot m$$

$$\text{梁跨中彎矩} \quad +M_{AB} = +19.09 t \cdot m$$



附 圖 E-1-1

$$\text{梁端最大剪力} \quad Q_{AB} = 25.16 t$$

$$Q_{BA} = 25.25 t$$

$$\text{柱下端彎矩} \quad M = 32 t \cdot m$$

$$\text{柱下端軸力} \quad N = 205.86 t$$

梁截面為 $240 \text{ mm} \times 650 \text{ mm}$ ，混凝土實際標號為 200 號，鋼筋為 II 級鋼。支座處負筋 $3\phi 28 (A_s = 18.47 \text{ cm}^2)$ ，支座處及跨中正筋 $3\phi 18 (A_s = 7.63 \text{ cm}^2)$ ，箍筋為 $\phi 6 @ 200$ 。

柱截面為 $500 \text{ mm} \times 500 \text{ mm}$ ，混凝土實際標號為 200 號，鋼筋為 II 級鋼。縱筋為 $8\phi 16 (A_s = 16.08 \text{ cm}^2)$ ，箍筋為 $\phi 6 @ 200$ 。

2. 框架梁 AB 抗震驗算

爲了防止脆性破壞，截面應滿足下列條件：

$$\mu \leq \mu_{max} = 0.55 \frac{R_w}{R_g} = 0.55 \times \frac{140}{3400} = 0.0226 = 2.26\%$$

按現有梁截面及最大配筋率允許最大抵抗彎矩值爲，由混凝土條件

$$K_c M \leq 0.4 R_w b h_0^2 = 0.4 \times 140 \times 24 \times 61.5^2 = 50.833(t \cdot m)$$

由鋼筋條件

$$x_{max} = \mu_{max} \frac{R_g}{R_w} h_0 = 0.0226 \times \frac{3400}{140} \times 61.5 = 33.75 (cm)$$

$$L_c M \leq R_g A_g \left(h_0 - \frac{x_{max}}{2} \right)$$

$$= 3400 \times 0.0266 \times 24 \times 61.5 \times \left(61.5 - \frac{33.75}{2} \right) = 50.61(t \cdot m)$$

現有梁截面配筋的抵抗彎矩：

(1) 按負筋 3 ϕ 28 驗算

$$\mu = \frac{A_k}{bh_0} = \frac{18.47}{24 \times 61.5} = 0.0125 < \mu_{max} = 0.0226$$

$$\xi = \mu \frac{R_g}{R_w} = 0.0125 \times \frac{3400}{140} = 0.3036 < 0.55$$

查「鋼筋混凝土結構設計規範」(TJ10-14)附表 8 得：

$$\gamma_0 = 0.848$$

$$K_c M = \gamma_0 h_0 R_g A_g$$

$$= 0.848 \times 61.5 \times 3400 \times 18.47 = 32.75(t \cdot m)$$

實際 $K_c M_{AB} = 1 \times 41.13 = 41.13(t \cdot m) > 32.75(t \cdot m)$ 不滿足要求，所以需對正截面按抗彎強度要求進行抗震加固。

(2) 按正筋 $3\phi 18$ 驗算

$$\mu = \frac{A_g}{bh_0} = \frac{7.63}{24 \times 61.5} = 0.00517 < \mu_{max} = 0.0226$$

$$\xi = 0.00517 \times \frac{3400}{140} = 0.126 \quad \gamma_0 = 0.937$$

$$\begin{aligned} K_c M &= \gamma_0 h_0 R_g A_g = 0.937 \times 61.5 \times 3400 \times 7.63 \\ &= 14.95 (t \cdot m) < \frac{21.13 t \cdot m}{19.09 t \cdot m} \text{ 需要加固} \end{aligned}$$

(3) 框架梁、柱用環氧樹脂外貼型鋼加固

梁支座截面承受負彎矩時：

$$A_0 = \frac{K_c M}{b h_0^2 R_w} = \frac{1 \times 4113000}{24 \times 61.5^2 \times 140} = 0.324$$

$$\gamma_0 = 0.797$$

$$A_t = \frac{K_c}{\gamma_0 h_0 R_g} = \frac{1 \times 4113000}{0.797 \times 61.5 \times 3400} = 24.68 (cm^2)$$

現有 $3\phi 28$ $A_{g1} = 18.47 cm^2$

$$A_{g2} = (a_g - A_{g1}) \frac{R_{g1}}{R_{g2}} = (24.68 - 18.47) \times \frac{3400}{2400} = 8.80 (cm^2)$$

選用扁鋼 $2-90 \times 5$ (I 級鋼)

$$A_{g2} = 2 \times 9 \times 0.5 = 9 (cm^2) > 8.80 (cm^2)$$

梁端錨固長度

$$l_1 = 80t = 80 \times 0.5 = 40 (cm)$$

梁支座截面承受正彎矩時：

$$M = 21.13 (t \cdot m)$$

$$A_0 = \frac{1 \times 2113000}{24 \times 61.5^2 \times 140} = 0.166 \quad \gamma_0 = 0.91$$

$$A_g = \frac{1 \times 2113000}{0.91 \times 61.5 \times 3400} = 11.1 (cm^2)$$

現有 $3\phi 18 A_{g1} = 7.63 (cm^2)$

$$A_{g2} = (11.1 - 7.63) \times \frac{3400}{2400} = 4.92 (cm^2)$$

選用 $2\angle 36 \times 4$

$$A_{g2} = 2 \times 2.756 = 5.51 (cm^2) > 4.92 (cm^2)$$

梁端斜截面抗剪驗算：

$$Q_{max} = 25.25 t$$

實際截面的允許抗剪強度：

$$\begin{aligned} & 0.07 R_a b h_0 + \alpha_{kc} R_g \frac{A_k}{s} h_0 \\ &= 0.07 \times 110 \times 24 \times 61.5 + 2.0 \times 2400 \times \frac{2 \times 0.283}{20} \times 61.5 \\ &= 19.72 (t) \end{aligned}$$

$$K_c Q_{max} = 1.1 \times 25.25 = 27.78 (t) > 19.72 (t)$$

不滿足，故需加固。

用環氧樹脂粘貼扁鋼 — $25 \times 3@400$

$$\begin{aligned} Q_{kc} &= 0.07 R_a b h_0 + \alpha_{kc} R_g \left(\frac{A_{k1}}{s_1} + \frac{A_{k2}}{s_2} \right) h_0 \\ &= 0.07 \times 110 \times 24 \times 61.5 + 2 \times 2400 \times \left(\frac{2 \times 0.283}{20} \right. \\ &\quad \left. + \frac{2 \times 2.5 \times 0.3}{40} \right) \times 61.5 \\ &= 30.79 (t) \end{aligned}$$

$$K_c Q_{max} = 1.1 \times 25.25 = 27.78 (t) < 30.79 (t)$$

柱抗震加固設計：

$$N = 205.86 t$$

$$M = 32 t \cdot m$$

柱截面 $50\text{ cm} \times 50\text{ cm}$ ，配筋 $8\phi 16$ ，箍筋 $\phi 6@200$ (附圖 E-1-2)

$$\frac{l_0}{b} = \frac{400}{50} = 8 \quad \eta = 1$$

$$x = \frac{K_c N}{R_w b} = \frac{1.1 \times 205860}{140 \times 50} = 32.35 (\text{cm}) > 0.55 h_0 = 0.55 \times 46.5$$

$$= 25.57 (\text{cm})$$

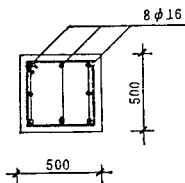
$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{3200}{205.860} = 15.54 (\text{cm})$$

$$e = e_0 + \frac{h}{2} - a_g = 15.54 + \frac{50}{2} - 3.5 = 37.04 (\text{cm})$$

$$A_g = A_g^1 = \frac{K_c N e - 0.5 R_a b h_0^2}{R_g (h_a)}$$

$$= \frac{1.1 \times 205860 \times 37.04 - 0.5 \times 110 \times 50 \times 46.5^2}{3400 \times (46.5 - 3.5)}$$

$$= 16.70 (\text{cm}^2)$$



附圖 E-1-2

原有鋼筋為 $3\phi 16$ $A_{g1} = 6\text{ cm}^2$

$$A_{g2} = (16.7 - 6) \times \frac{3400}{2400} = 15.16 (\text{cm}^2)$$

選用 $2L75 \times 6$

$$A_{g2} = 2 \times 8.775$$

$$= 17.55\text{ cm}^2$$

驗算縱筋配筋率：

$$\mu = \frac{6 + 17.55}{50 \times 50} = 0.00942 = 0.942\% > \mu_{min} = 0.6\%$$

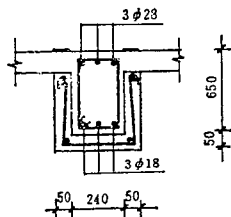
扁鋼箍取 — 25 × 3

扁鋼箍中距 $40r = 40 \times 1.48 = 59.2 (cm)$

根據第 8.0.20 條，柱上、下端扁鋼箍選用 2-25 × 3 中距 100 mm，其餘中距取 600 mm。

(4) 框架梁、柱用鋼筋混凝土圍套加固

設加固後梁截面如附圖 E-1-3 所示，圍套混凝土標號為 200 號。



附圖 E-1-3

由於梁截面增大地震力亦加，重新驗算後的數據如下：
梁端彎矩

$$-\overline{M}_{AB} = -49.36 t \cdot m$$

$$+\overline{M}_{AB} = 25.36 \cdot m$$

梁跨中彎矩

$$+M_{AB} = 22.91 t \cdot m$$

梁端最大剪力

$$Q_{max} = 30.30 t$$

柱下端彎矩與軸力

$$M = 38.40 t \cdot m$$

$$N = 247 t$$

梁支座截面承受負彎矩時：

$$A_0 = \frac{1 \times 4936000}{34 \times 66.5^2 \times 140} = 0.234 \quad \gamma_0 = 0.865$$

$$A_g = \frac{1 \times 4936000}{0.865 \times 66.5 \times 3400} = 25.24 (cm^2)$$

$$A_{g2} = (25.24 - 18.47) \times \frac{3400}{2400} = 9.59 (cm^2)$$

梁頂加 2-80×6 扁鋼帶，

$$A_{g2} = 2 \times 8 \times 0.6 = 9.60 (cm^2)$$

梁支座截面承受正彎矩時：

近似取 $h_0 = 65 cm$

$$A_0 = \frac{1 \times 2536000}{34 \times 65^2 \times 140} = 0.126 \quad \gamma_0 = 0.932$$

$$A_g = \frac{1 \times 2536000}{0.932 \times 65 \times 3400} = 12.31 (cm^2)$$

$$A_{g2} = 12.31 - 7.63 = 4.68 (cm^2)$$

加固鋼筋選用 2φ18 $A_{g2} = 5.09 (cm^2)$

則

$$h_0 = \frac{18.47 \times 61.6 + 5.09 \times 66.6}{18.47 + 5.09} = 62.73 (cm)$$

$$A_0 = \frac{1 \times 2536000}{34 \times 62.73 \times 140} = 0.135 \quad \gamma_0 = 0.928$$

$$A_g = \frac{1 \times 2536000}{0.928 \times 62.73 \times 3400} = 12.81 (cm^2)$$

$$A_{g2} = 12.81 - 7.63 = 5.18 (cm^2) > 5.09 (cm^2) \quad \text{但不超過 5\%}$$

跨中 $+M = 22.91 t \cdot m$ 因小於支座處正彎矩，故加固配筋同上。

箍筋加固設計：

$$Q_{max} = 30.30 t$$

$$K_c Q_{max} = 1.1 \times 30.30 = 33.33 t$$

$$0.07 R_a b h_0 + \alpha_{kc} \frac{A_k}{s} h_0 = 0.07 \times 22. \times 24 \times 62.6$$

$$+ 2.0 \times 2400 \times \frac{2 \times 0.283}{20} \times 62.6 = 20.07 (t) < 33.33 (t)$$

不滿足，故需加固。

加固後圍套混凝土標號為 200 號， R_a 為 $110 kg/cm^2$ 。

取 $h_0 = 62.73 cm$ ，設圍套內增加箍筋為 $\phi 6 @ 200$ 。

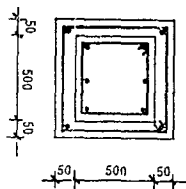
$$\frac{K_c Q_{max}}{b h_0} = \frac{1.1 \times 30300}{34 \times 62.73} = 15.63 < 0.2 R_a = 22 \quad \alpha_{kc} \text{ 取 } 2$$

$$\begin{aligned} Q_{kc} &= 0.07 R_a b h_0 + a_{kc} R_g \left(\frac{A_{k1}}{s} + \frac{A_{k2}}{s} \right) h_0 \\ &= 0.07 \times 110 \times 34 \times 62.73 + 2 \times 2400 \left(\frac{2 \times 0.283}{20} + \frac{2 \times 0.283}{20} \right) \\ &= 33.36 (t) > 33.33 (t) \end{aligned}$$

柱抗震加固設計(附圖 E-1-4)：

$$\begin{aligned} x &= \frac{K_c M}{R_w b} = \frac{1.1 \times 24700}{140 \times 50} = 38.81 > 0.55 h_0 \\ &= 0.55 \times (50 + 10 - 6) = 29.7 (cm) \end{aligned}$$

為小偏心。



附圖 E-1-4

$$\begin{aligned}
 e &= \frac{M}{N} + \frac{h}{2} - a_g \\
 &= \frac{3840}{247} + \frac{60}{2} - 6 = 39.54 \text{ (cm)} \\
 A_g &= A'_g = \frac{K_c N_e - 0.59 R_a b h_0^2}{R_g (h_0 - a_g^1)} \\
 &= \frac{1.1 \times 247000 \times 39.54 - 0.5 \times 110 \times 60 \times 54^2}{3400 \times (54 - 3.5)} = 6.4 \text{ (cm}^2\text{)}
 \end{aligned}$$

按 μ_{min} 配筋，8 度區 $\mu_{min} = 0.6\%$ 。

$$\sum A_g = 0.006 \times 60 \times 56.5 = 20.34 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$A_g = A'_g = \frac{20.34}{2} = 10.17 \text{ (cm}^2\text{)} > 6.4 \text{ (cm}^2\text{)}$$

原有 $3\phi 16$ ， $A_{g1} = 6.03 \text{ cm}^2$ 。

$$A_{g2} = A_{g2}^1 = 10.17 - 6.03 = 4.14 \text{ (cm}^2\text{)}$$

加固鋼筋選用 $2\phi 16$ ， $A_{g2} = 4.02 \text{ cm}^2 < 4.14 \text{ cm}^2$ 但不超過 5%

實際配筋率不低於最小配筋率 0.6%。滿足要求。

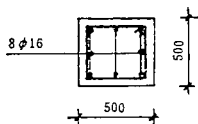
E - 2

原框架結構同例題 E-1。框架柱按增設鋼筋混凝土翼牆進行抗震加固設計。

柱下端彎矩 $M = 36.70 \text{ t} \cdot \text{m}$

柱下端軸力 $N = 47.85 \text{ t}$

柱高 4.00 m ，柱截面 $500 \times 500 \text{ (mm)}$ ，柱內縱筋 $8\phi 16$ ，箍筋 $\phi 6 @ 200$ (附圖 E-2-1)。



附圖 E-2-1

$$\frac{l}{b} = \frac{400}{50} = 8 \quad \eta = 1$$

$$x = \frac{K_c N}{R_w b} = \frac{1.1 \times 47850}{140 \times 50} = 7.52 \text{ (cm)} < 0.55 h_0 = 25.57 \text{ (cm)}$$

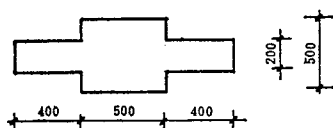
$$e_0 = M/N = \frac{3670}{47.85} = 76.7 \text{ (cm)}$$

$$e = e_0 + h/2 - a_g = 76.70 + 50/2 - 3.50 = 98.2 \text{ (cm)}$$

$$\begin{aligned} A_g = A_g^1 &= \frac{K_c N e - r_w b x (h_0 - \frac{x}{2})}{R_w (h_0 - a_g^1)} \\ &= \frac{1.1 \times 47850 \times 98.2 - 140 \times 50 \times 7.52 \times (46.5 - \frac{7.52}{2})}{3400 \times (46.5 - 3.5)} \\ &= 19.97 \text{ (cm}^2\text{)} \end{aligned}$$

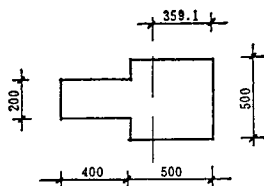
原配筋為 $3\phi 16$ ， $A_{g1} = 6.03 \text{ cm}^2$ 需加固。

採用鋼筋混凝土翼牆加固，尺寸如附圖 E2-2。



附圖 E2-2

不考慮受拉翼牆參加工作時，尺寸如附圖 E2-3。



附圖 E2-3

$$x = \frac{K_c N}{R_w b} = \frac{1.1 \times 47850}{140 \times 20} = 18.79 \text{ (cm)}$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{3670}{47.85} = 76.7 \text{ (cm)}$$

$$e = 76.7 + 35.91 - 3.5 = 109.11 \text{ (cm)}$$

$$\begin{aligned} A_g &= \frac{K_c N e - R_2 b x (h_0 - \frac{x}{2})}{R_g (h_0 - a_g)} \\ &= \frac{1.1 \times 47850 \times 109.11 - 140 \times 20 \times 18.79 \times (86.5 - \frac{18.79}{2})}{3400 \times (86.5 - 3.5)} \\ &= 5.97 \text{ (cm}^2\text{)} < 6.03 \text{ (cm}^2\text{)} \end{aligned}$$

按公式 (8.0.16-1) 校核翼牆與柱間接縫

$$K_c Q_{fv} \leq Q_{zv} + 0.6 R_g A_g$$

原梁內縱筋為 $3\phi 20$

$$0.6 R_g A_g = 0.6 \times 3400 \times 9.42 = 19217 \text{ (kg)}$$

$$Q_{fv} = \tau t_q h_q$$

$$\tau = \frac{Q_s}{bI}$$

$$Q = 18350 \text{ kg}$$

$$\tau = \frac{18350 \times 27272}{3265652 \times 20} = 7.66 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

$$K_c Q_{fv} = 1.1 \times 7.66 \times 20 \times 400 = 67408 \text{ (kg)} > 19217 \text{ (kg)}$$

$$Q_{zv} = 67408 - 19217 = 48191 \text{ (kg)}$$

需設抗剪銷釘，銷釘按公式 (8.0.17-1) 計算：

$$Q_{z1} = \frac{k R_g A_{gz}}{K_x}$$

銷釘採用 $\phi 12$ ，則

$$Q_{z1} = \frac{0.66 \times 3400 \times 1.13}{1.1} = 2305 \text{ (kg)}$$

共需銷釘數 $n = \frac{48191}{2305} = 20.9$ 用 $2\phi 12 @ 360$ 。

翼牆與框架梁水平接縫強度按公式 (8.0.16-2) 計算：

$$K_c Q_{jh} \leq Q_{zh} + Q_z$$

$$K_c Q_{jh} = 1.1 \times 18350 = 20185 \text{ (kg)}$$

柱斜截面承擔剪力：

$$\begin{aligned} Q_z &= 0.07 R_a b h_0 + 0.5 \frac{A_k}{s} h_0 r_g \\ &= 0.07 \times 110 \times 50 \times 46.5 + 0.5 \times \frac{2 \times 0.285}{20} \times 46.5 \times 2400 \\ &= 18465 < 20185 \end{aligned}$$

需設抗剪銷釘。

銷釘按公式 (8.0.17-1) 計算：

$$Q_{z1} = \frac{k R_g A_{gz}}{K_z}$$

銷釘採用 $\phi 12$ ，則 k 按表 8.0.17 取值為 0.66， K_z 為 1.1，

$$Q_{z1} = \frac{0.66 \times 3400 \times 1.13}{1.1} = 23.5 \text{ (kg)}$$

需加銷釘數為：

$$n = \frac{20185 - 19465}{2305} = 0.31$$

可按構造設銷釘。每側取 $2\phi 12$ 銷釘。

E-3 大陸之材料規範

第一節 混凝土

第 4 條 混凝土的標號係指按照標準方法制作養護的邊長為 20 厘米的立方體試塊，在 28 天齡期，用標準試驗方法所得的抗壓極限強度（以公斤/厘米²計）。

鋼筋混凝土結構的混凝土標號不宜低於 150 號，當採用 II、III 級鋼筋時，混凝土標號不宜低於 200 號，對承受重複荷載的構件，混凝土標號不得低於 200 號。

預應力混凝土結構的混凝土標號不宜低於 300 號，當採用碳素鋼絲、鋼絞線、V 級鋼筋(熱處理)作預應力鋼筋時，混凝土標號不宜低於 400 號。

註 1 應用山砂混凝土及高爐重礦渣混凝土時，尚應符合專門規程的要求。

第 5 條 混凝土標號及其設計強度應按表 1 採用。混凝土的設計強度(公斤/厘米²)

混凝土的設計強度(公斤/厘米²)

表 1

項次	強度種類	符號	混凝土標號								
			75	100	150	200	250	300	400	500	600
1	軸心抗壓	R_a	42	55	85	110	145	175	230	285	325
2	彎曲抗壓	R_w	52	70	105	140	180	220	290	355	405
3	抗拉	R_t	6.8	8	10.5	13	15.5	17.5	21.5	24.5	26.5
4	抗裂	R_f	8.5	10	13	16	19	21	25.5	28.5	30.5

註：1 混凝土的標準強度見附錄一。

2 離心混凝土的設計強度應按專門規定取用。

3 計算現澆鋼筋混凝土軸心受壓及偏心受壓構件時，如截面的長邊或直徑小於 30 厘米，則表中混凝土的設計強度應乘以係數 0.8。當構件質量(如混凝土成型、澆面和軸線尺寸等)確有保證時，可不受此限。

第 6 條 混凝土受壓或受拉時的彈性模量 E_a 應按表 2 採用。

混凝土的彈性模量 E_a (公斤/厘米²)

表 2

項次	混凝土標號	彈性模量
1	75	1.55×10^5
2	100	1.85×10^5
3	150	2.30×10^5
4	200	2.60×10^5
5	250	2.85×10^5
6	300	3.00×10^5
7	400	3.30×10^5
8	500	3.50×10^5
9	600	3.65×10^5

第二節 鋼筋

第 10 條 鋼筋混凝土結構及預應力混凝土結構的鋼筋，應按下列規定選用：一、鋼筋混凝土結構中的鋼筋及預應力混凝土結構中的非預應力鋼筋，宜採用 I 級、II 級、III 級鋼筋和乙級冷拔低碳鋼絲。

二、預應力混凝土結構中的預應力鋼筋，宜採用冷拉 II 級、冷拉 III 級、冷拉 IV 級鋼筋、V 級鋼筋(熱處理)、甲級冷拔低碳鋼絲、碳素鋼絲、刻痕鋼絲和鋼絞線；採用 V 級鋼筋(熱處理)時，應符合有關專門規程的要求。

第 11 條 受拉鋼筋設計強度 R_s 或 R_y 及受壓鋼筋設計強度 R'_s 或 R'_y 應按表 5 採用。

鋼筋設計強度(公斤/厘米²)

表 5

項次	鋼筋種類	符號	受拉鋼筋設計強度 R_s 或 R_y	受壓鋼筋設計強度 R'_s 或 R'_y	
1	I 級鋼筋 (3 號鋼)	ϕ	2400	2400	
	II 級鋼筋 (16 號)	ϕ	3400	3400	
	III 級鋼筋 (25 號)	ϕ	3300	3800	
	IV 級鋼筋 (44 號 2 硅、45 號 2 硅、40 號 2 鋼、45 號 2 鋼)	ϕ	5500	4000	
2	V 級鋼筋 (熱處理 44 號 2 硅及 45 號 2 鋼)	ϕ'	12000	4000	
3	冷拉 I 級鋼筋 (直徑 ≤ 12 毫米)	ϕ^l	2800	2400	
	冷拉 II 級鋼筋	雙控	ϕ^l	4500	3400
			單控	4200	
	冷拉 III 級鋼筋	雙控	ϕ^l	5300	3800
			單控	5000	
	冷拉 IV 級鋼筋	雙控	ϕ^l	7500	4000
單控			7000		

- 註：1. 5 號鋼鋼筋 (ϕ) 的受拉鋼筋設計強度 R_s 取 2800 公斤/厘米²。冷拉 5 號鋼鋼筋 (ϕ^l) 的受拉筋設計強度 R_y ：
 雙控時，取 4500 公斤/厘米²；
 單控時，取 4000 公斤/厘米²。
 5 號鋼鋼筋及冷拉 5 號鋼鋼筋的受壓鋼筋設計強度 R'_s 或 R'_y 均取 2800 公斤/厘米²。
2. 在鋼筋混凝土結構中，軸心受拉和小偏心受拉構件的受拉鋼筋設計強度大於 3400 公斤/厘米² 時，仍應按 3400 公斤/厘米² 取用，其它構件的受拉鋼筋設計強度大於 3800 公斤/厘米² 時，仍應按 3800 公斤/厘米² 取用；對直徑大於 12 毫米的 I 級鋼筋，如經冷拉，不得利用冷拉後的強度。
3. 項次 1 中 II 級鋼筋當直徑為 28 毫米及以上時，設計強度應取 3200 公斤/厘米²。
4. 當鋼筋混凝土結構的混凝土標號為 100 號時，允許採用 I 級鋼筋和 5 號鋼鋼筋，此時受拉鋼筋設計強度應乘以係數 0.9。
5. 構件中配有不同種類的鋼筋時，每種鋼筋根據其受力情況採用各自的設計強度。

鋼筋的標準強度(公斤/厘米²)

附表 1-2

項目	鋼筋種類	鋼筋的標準強度 R_y^b 或 R_y
1	I 級鋼筋(3號鋼)	2400
	II 級鋼筋(20 錳硅)	3400
	III 級鋼筋(25 錳硅)	3800
	IV 級鋼筋(45 硅 ₂ 錳鈦、40 硅 ₂ 錳鈦、45 硅錳鈦)	5500
2	冷拉 I 級鋼筋	2800
	冷拉 II 級鋼筋	4500
	冷拉 III 級鋼筋	5300
	冷拉 IV 級鋼筋	7500

註：1. 5 號鋼筋的標準強度 R_y^b 為 2800 公斤/厘米²，冷拉 5 號鋼筋的標準強度 R_y^b 為 4500 公斤/厘米²。

2. 表中項次 1 的鋼筋標準強度係取自冶金工業部標準“鋼筋混凝土結構用熱軋鋼筋 GB1499-79”，其中 II 級鋼筋選用 $b \leq 25$ 時的屈服點，III 級鋼筋選用允許交貨的屈服點，IV 級鋼筋選用 45 硅₂ 錳鈦允許交貨的屈服點。

3. 項次 2 的鋼筋標準強度係取冷拉控制應力值。