

混凝土結構設計規範修正規定

第一章 總則

1.1 依據

本規範依建築技術規則建築構造編(以下簡稱「建築構造編」)第三百三十二條第四項規定訂定之。

1.2 範圍及符號

1.2.1 本規範適用於一般建築物之結構混凝土構造。

E_c = 混凝土之彈性模數，參閱第 1.9.1 節； kgf/cm^2 。

E_s = 鋼之彈性模數，參閱第 1.9.2 節； kgf/cm^2 。

f'_c = 混凝土規定抗壓強度，參閱第 1.7 節； kgf/cm^2 。

f_y = 鋼筋之規定降伏強度，參閱第 1.8 節； kgf/cm^2 。

w_c = 混凝土之單位重量； tf/m^3 。

解說：

本規範之規定為設計結構混凝土構造時所必須遵守的最低基本要求。

此些基本要求可參考九十一年發布之「結構混凝土設計規範」^[1.1]（以下簡稱前版規範）、中國土木工程學會之「混凝土工程設計規範與解說(土木401-96)」^[1.2]及美國ACI 318-05規範^[1.3]等。

本規範未對監工、施工、工程師之責任及混凝土品質之控制等有關規定加以闡述。此等有關規定對興建結構混凝土構造時極具重要性，相關規定見「建築技術規則」^[1.4]及「結構混凝土施工規範」^[1.5]。

1.2.2 本規範所稱結構混凝土係指具有結構功能之混凝土，包括鋼筋混凝土及純混凝土。

鋼筋混凝土為結構混凝土中之鋼筋量不少於本規範規定之預力鋼筋或非預力鋼筋之最低值者。

純混凝土為結構混凝土中鋼筋量少於鋼筋混凝土之規定最低值者，或無鋼筋者。

結構混凝土之規定抗壓強度應按本規範第 1.7 節規定。

解說：

本規範所稱之鋼筋混凝土包括非預力鋼筋混凝土及預力混凝土。因此，本規範的各項規定，除指明專門適用於非預力混凝土之設計者外，均可用於預力混凝土構造。參考本規範第11.2節。

1.2.3 各種特殊結構以結構混凝土建造者如弧拱、薄殼、摺版、水塔、水池、煙囪、散裝倉、樁及耐爆構造等之設計，除本規範能適用外，得視需要另行增補。

解說：

各種特殊結構之設計，除本規範能適用外，得針對特殊結構之需要參考相關規範及文獻另行增補設計及施工之特別規定。

1.2.4 埋入地下之混凝土基樁、墩基及沉箱得不受限於本規範相關規定；惟若該等結構承受地震力時應符合第 15.10.4 節之相關規定。

解說：

本規範不適用於完全埋置於地下之混凝土樁及墩基之設計。惟在空氣中、水中、或土壤未能提供充分側撐以防止屈曲之地下混凝土樁者，仍應遵照本規範有關規定設計之。

1.2.5 土壤支承之混凝土鋪面版得不受限本規範相關規定設計；惟若有相關結構藉其傳遞荷重時，仍應遵照本規範有關規定設計之。

1.2.6 合成之鋼承板鋼筋混凝土版得不受限於本規範相關規定設計，其中混凝土材料應符合本規範相關規定；惟非合成之鋼承板鋼筋混凝土版，仍應遵照本規範有關規定設計之。

解說：

非合成之鋼承板鋼筋混凝土版，其鋼承板通常僅當作模板使用，鋼筋混凝土樓版必須承受全部載重，其設計應按本規範之規定。合成之鋼承板鋼筋混凝土版，其鋼承板可當作正彎矩鋼筋使用，此種樓版之設計必須參照其他相關設計資料。

1.3 設計原則

1.3.1 結構混凝土構造之設計，應能在使用環境下承受各種規定載重，並滿足安全性及適用性之需求。

1.3.2 鋼筋混凝土結構除本節另有規定者外應按本規範規定以強度設計法設計，使構材之設計強度足以承受設計載重。

解說：

結構以強度設計法設計時應遵守本規範各章節之有關規定，設計強度及設計載重之定義可參考第2.2至2.4節。

1.3.3 預力混凝土結構應基於各種載重情況之行為及強度需要設計之。

解說：

預力混凝土結構之設計應符合本規範第十一章之規定。

1.3.4 非預力鋼筋混凝土結構得按本規範附篇 G「工作應力法」設計，以容許工作應力及使用載重為設計之依據。

解說：

非預力鋼筋混凝土結構若採用工作應力法設計，其設計結果可能較採用強度設計法保守，惟目前趨勢為工作應力法漸遭淘汰，設計者宜有此概念。

1.3.5 鋼筋與預力混凝土受撓曲與軸力構材得採用附篇 B「鋼筋(含預力)混凝土受撓曲與軸力構材替代設計規定」設計之。

1.3.6 結構混凝土構造及其構材得採用附篇 C「強度折減因數與設計載重之替代值」規定設計之。

解說：

結構混凝土構材設計應以本規範第2.3節配合第2.4節之規定單獨使用；或以附篇C之第C.3節配合第

C.4節之規定單獨使用；不得混雜交互使用。

- 1.3.7 本規範附篇 A「壓拉桿模式」之規定，得於結構混凝土構材在形體不連續或載重劇變區域設計應用之。
- 1.3.8 本規範附篇 D「混凝土結構用錨栓」之規定，得於結構混凝土構材須用錨栓連結時設計應用之。
- 1.3.9 抵抗地震力之結構混凝土構材須遵照本規範第十五章「耐震設計之特別規定」設計之。

1.4 載重

- 1.4.1 結構設計須考慮各種靜載重與活載重。設計建築物之屋架、梁、柱、牆及基礎時，活載重可按「建築技術規則」規定折減之。

解說：

結構設計須考慮各種可能發生之載重，包括靜載重、各種配置之活載重及第1.4.2、1.4.3節規定載重與各種可能設備之載重。屋頂必須考慮可能發生之積水、積雪。

- 1.4.2 結構設計須以整體結構抵抗作用其上之總風力或地震力。
- 1.4.3 設計時須考慮其他因預力、吊車載重、振動、衝擊、乾縮、溫度變化、潛變、乾縮補償混凝土之膨脹、土壓、液體壓以及支承之不均勻沉陷等所生之作用力。

1.5 材料

- 1.5.1 混凝土結構所使用之鋼筋、預力鋼筋、混凝土及其他材料，均應符合「結構混凝土施工規範」之有關規定。施工中應確保材料品質符合要求，使施工之情況符合本規範設計之假設條件，完成之結構體性能須符合設計之要求。
- 1.5.2 混凝土及材料之查驗與檢驗均應符合「中華民國國家標準」及「結構混凝土施工規範」之規定。
- 1.5.3 鋼筋與預力鋼筋之查驗與檢驗均應符合本規範第 13.2 節、「中華民國國家標準」及「結構混凝土施工規範」之規定。

解說：

本規範附篇E「材料之品質要求」係針對設計工程師設計時對材料品質應注意事項；其內容由「混凝土結構施工規範」摘要而成；以方便設計工程師查閱。設計工程師對其所使用材料性質及施工品管應有充分了解，並針對實際情況作適當之規定。有關施工品管可參考「混凝土結構施工規範」及其他有關規定。

有關鋼筋與預力鋼筋之規格，可參考附錄甲「結構混凝土常用鋼筋」。

1.6 設計與施工之配合

混凝土結構設計時應考量「結構混凝土施工規範」之規定及施工可行性，設計時如有特殊需求應於設計圖說中明確規定。

1.7 混凝土規定抗壓強度

- 1.7.1 除設計時另有規定者外，混凝土規定抗壓強度 f'_c 為混凝土 28 日齡期之試驗極限強度。此項抗壓強度之試驗均應符合「中華民國國家標準」CNS 1232〔混凝土圓柱試體抗壓強度之檢驗法〕及「結構混凝土施工規範」之有關規定。如結構物在混凝土澆置後未達規定齡期已須承受載重時，則應以該承受載重時之齡期之試驗極限強度為其規定強度。
- 1.7.2 結構混凝土之 f'_c 不得小於 $210\text{kgf}/\text{cm}^2$ 。
- 1.7.3 特殊暴露環境下之混凝土，其最低規定抗壓強度及最大水膠比應符合本規範附篇 E 之規定。
- 1.7.4 預力混凝土之 f'_c 不得小於 $280\text{kgf}/\text{cm}^2$ 。

解說：

混凝土規定強度一般以混凝土規定抗壓強度 f'_c 為代表。

本規範對鋼筋混凝土構造所使用之混凝土規定抗壓強度 f'_c 按結構物所需條件作概略性之建議，較詳細之規定詳見附篇E。

本版規範對新構築結構要求最低之結構混凝土 f'_c 由 $175\text{kgf}/\text{cm}^2$ 提昇至 $210\text{kgf}/\text{cm}^2$ ，此係考量增加混凝土之規定抗壓強度，可以提昇混凝土之緻密性，降低混凝土碳化深度之速率，進而增加混凝土構材之耐久性，並增加混凝土結構之使用年限。增加混凝土結構之使用年限，可以減少混凝土材料之使用量，此可避免國內天然資源之過度使用並收節能減碳之功效。

其他有關非 28 日齡期之規定抗壓強度、開裂抗拉強度、破裂模數等規定，見相關章節。如混凝土中加飛灰、矽灰等卜作嵐(Pozzolan)材料或採用卜特蘭(Portland)第 I 種以外之混凝土，其規定抗壓強度之齡期可依材料特性另行規定。

1.8 鋼筋強度限制

設計所用之鋼筋規定降伏強度不得大於 $5,600\text{kgf}/\text{cm}^2$ 。

解說：

除在本規範第4.6.2、4.7.3.4、4.8.6、12.4.2及15.3.5節限制非預力鋼筋之規定降伏強度 f_y 不得大於 $4,200\text{kgf}/\text{cm}^2$ 外，而螺箍筋之規定降伏強度另見第3.10.3節，其他使用狀況下非預力鋼筋之規定降伏強度 f_y 不得大於 $5,600\text{kgf}/\text{cm}^2$ 。

預力鋼筋之規定降伏強度 f_{py} 與預力鋼筋之抗拉強度 f_{pu} 之關係，及計算強度下預力鋼筋受拉應力 f_{ps} 之規定值，詳見本規範第11.6及11.8節之規定及解說。

1.9 彈性模數

1.9.1 混凝土之彈性模數 E_c 定為

$$E_c = w_c^{1.5} 4,270 \sqrt{f'_c} \quad (1-1)$$

式中 w_c 為混凝土之單位重，適用範圍為 1.5 至 $2.5\text{tf}/\text{m}^3$ ；常重混凝土 w_c 以 $2.3\text{tf}/\text{m}^3$ 計時， $E_c = 15,000 \sqrt{f'_c}\text{kgf}/\text{cm}^2$ 。

1.9.2 鋼筋之彈性模數 E_s 可定為 $2.04 \times 10^6 \text{ kgf/cm}^2$ 。

1.9.3 預力鋼筋之彈性模數依試驗結果決定，或由製造廠商提供。

解說：

本規範1.9.1節之混凝土彈性模數 E_c 之訂定以混凝土之壓應變與壓應力曲線中壓應力為0至 $0.45 f'_c$ 之斜率為準則。

台灣地區 E_c 之採用，可參考本章參考文獻^[1.6]。

1.10 設計圖說

1.10.1 結構混凝土構造之設計圖說包括設計圖、計算書及施工說明書。

1.10.2 設計圖說須在適當位置載明下列各項：

- (1) 設計規範之名稱及版本。
- (2) 設計所用之活載重及其他特殊載重。
- (3) 結構物各部份之混凝土規定抗壓強度及規格。
- (4) 鋼筋及鋼料之規定強度及規格。
- (5) 結構物各構材、錨栓、及鋼筋之位置及尺寸。
- (6) 鋼筋之保護層及間距。
- (7) 鋼筋之錨定長度、接續位置及長度。
- (8) 鋼筋之銲接或機械式續接器之型式及位置。
- (9) 預力混凝土工程所需施加之預力大小、位置與程序。
- (10) 混凝土潛變、乾縮及溫度變化範圍之相關規定。
- (11) 伸縮縫、收縮縫或隔離縫之位置及設計詳圖。
- (12) 配合結構設計原意所必須之施工縫位置及設計詳圖。
- (13) 梁、版、牆之開孔位置、尺寸及補強方法。
- (14) 管線、預留孔及埋設鐵件等之位置、埋設規定及注意事項。
- (15) 配合結構設計原意所必須之施工順序及要求。

參考文獻

- [1.1] 內政部，「結構混凝土設計規範」，民國九十一年六月。
- [1.2] 中國土木水利工程學會混凝土工程委員會，「混凝土工程設計規範(土木401-96)」，民國九十六年九月。
- [1.3] ACI Committee 318, "Building Code Requirements for Structural Concrete," (ACI 318-05) & Commentary (ACI 318R-05), 2005.
- [1.4] 內政部，「建築技術規則」，民國九十七年三月。
- [1.5] 內政部，「結構混凝土施工規範」，民國九十一年七月。
- [1.6] 陸景文、詹穎雯、陳振川，「台灣地區混凝土抗壓強度與彈性模數特性研究」，中國土木水利工程學會學刊，第十四卷，第三期，第371-379頁，民國九十三年。

第二章 分析與設計

2.1 符號

- A_g = 鋼筋混凝土總斷面積。空心斷面時， A_g 不含空心部份面積； cm^2 。
 A_s = 非預力縱向受拉鋼筋之斷面積； cm^2 。
 A'_s = 縱向受壓鋼筋之斷面積； cm^2 。
 b = 構材受壓面之寬度； cm 。
 c = 中性軸至最外受壓纖維之距離； cm 。
 d = 構材最外受壓纖維至縱向受拉鋼筋斷面重心之距離； cm 。
 d' = 構材最外受壓纖維至縱向受壓鋼筋斷面重心之距離； cm 。
 d_t = 構材最外受壓纖維至最外層縱向受拉鋼筋重心之距離； cm 。
 D = 靜載重，或其相關之內彎矩與力。
 E = 地震力，或其相關之內彎矩與力。
 E_c = 混凝土之彈性模數，參閱第 1.9.1 節； kgf/cm^2 。
 f'_c = 混凝土規定抗壓強度，參閱第 1.7 節； kgf/cm^2 。
 f_{ct} = 輕質混凝土之平均開裂抗拉強度； kgf/cm^2 。
 f_r = 混凝土之開裂模數； kgf/cm^2 。
 f_y = 鋼筋之規定降伏強度，參閱第 1.8 節； kgf/cm^2 。
 F = 流體力，因密度及高度明確之液體其重量及壓力所造成之載重，或其相關之內彎矩與力。
 h = 構材總厚或全深； cm 。
 H = 土壤力，因土壤、土壤中之水或其他物質之重量及壓力所造成之載重，或其相關之內彎矩與力。
 I_{cr} = 構材開裂斷面轉換成混凝土斷面之慣性矩； cm^4 。
 I_e = 用以計算撓度之有效慣性矩； cm^4 。
 I_g = 總斷面對其中心軸之慣性矩； cm^4 。
 l = 梁或單向版之跨度，參閱第 2.8 節； cm 。或
 = 懸臂梁之外伸長度； cm 。
 l_n = 淨跨度，兩支承面間之距離； cm 。
 L = 活載重，或其相關之內彎矩與力。
 L_r = 屋頂活載重，或其相關之內彎矩與力。
 M_a = 計算撓度時所用之最大彎矩； $kgf-cm$ 。
 M_{cr} = 開裂彎矩，參閱第 2.11.2.3 節； $kgf-cm$ 。
 M_n = 斷面之彎矩計算強度； $kgf-cm$ 。
 M_u = 斷面之設計彎矩； $kgf-cm$ 。
 P_b = 在平衡應變狀態時之軸力計算強度，參閱第 3.4.2 節； kgf 。
 P_n = 斷面之軸力計算強度； kgf 。
 P_u = 設計軸力；壓力為正，拉力為負； kgf 。
 R = 雨水載重，或其相關之內彎矩與力。
 S = 雪載重，或其相關之內彎矩與力。

- T = 溫度、潛變、乾縮與不等沉陷等之效應，或其相關之內彎矩與力。
- T_n = 斷面之扭矩計算強度； $kgf\cdot cm$ 。
- T_u = 斷面之設計扭矩； $kgf\cdot cm$ 。
- U = 設計載重，或其相關之內彎矩與力，參閱第 2.4 節。
- V_n = 斷面之剪力計算強度； kgf 。
- V_u = 斷面之設計剪力； kgf 。
- w_c = 混凝土之單位重量； tf/m^3 。
- w_u = 梁或單向版之單位長度設計載重。
- W = 風力，或其相關之內彎矩與力。
- y_t = 總斷面形心軸至拉力面之距離； cm 。
- α_f = 梁與版之撓曲勁度比，其中版之寬度以梁兩邊之版中心線為界，參閱第 6.4.6 節。
- α_{fm} = 版周各梁 α_f 之平均值。
- β = 雙向版長向對短向淨跨度比值，參閱第 2.11.3.3 節。
- $\beta_1 = \frac{a}{c}$ ；壓應力分佈等值矩形塊高度與最外受壓纖維至中性軸距離之比值，參閱第 3.3.6 節。
- ϵ_t = 於計算強度下，最外層受拉鋼筋之淨拉應變；亦即定義為在計算強度下，不含預力、潛變、乾縮及溫度效應之應變，參閱第 3.4.3、3.4.4 及 3.4.5 節。
- λ_Δ = 額外長期撓度與瞬時撓度之比值，參閱第 2.11 節。
- ξ = 持續載重之時間效應因數，參閱第 2.11 節。
- $\rho = \frac{A_s}{bd}$ ；非預力受拉鋼筋比。
- $\rho' = \frac{A'_s}{bd}$ ；非預力受壓鋼筋比。
- ϕ = 強度折減因數，參閱第 2.3 節、第 D.5.4 和 D.5.5 節。

2.2 強度設計法

使結構混凝土構造物構材之設計強度足以承受結構分析所得之設計載重，稱為強度設計法。

解說：

以強度設計法設計鋼筋混凝土結構時，應受本規範各項規定之約束。

強度設計法(strength design method)之基本要求為：

$$\begin{aligned} & \text{設計強度} \geq \text{設計載重} && \text{，或} \\ & (\text{強度折減因數})(\text{計算強度}) \geq (\text{載重因數})(\text{使用載重}) && \text{，亦即} \\ & \phi P_n \geq P_u \\ & \phi M_n \geq M_u \\ & \phi V_n \geq V_u \\ & \phi T_n \geq T_u \end{aligned}$$

以上各種計算強度 M_n 、 P_n 、 V_n 及 T_n 為按本規範規定計算結構混凝土構材、斷面及構材聯結處所能承受之彎矩、軸力、剪力或扭力。

各種『設計力』 M_u 、 P_u 、 V_u 及 T_u ，均為結構物在各種使用載重狀況下與載重因數配合，依第 2.5

節分析方法計算所得之『因數載重』，亦即『設計載重』。

2.3 設計強度

2.3.1 結構混凝土構材、斷面及構材聯結處之設計強度，為計算強度乘以強度折減因數。計算強度為依本規範規定計算所能提供之軸力、彎矩、剪力及扭力。

2.3.2 強度折減因數 ϕ 應為下列規定值：

- | | |
|--|------|
| (1) 拉力控制斷面：符合第 3.4.4 節規定者 | 0.90 |
| (2) 壓力控制斷面：符合第 3.4.3 節規定者 | |
| (a) 使用螺箍筋：符合第 3.10.3 節規定者 | 0.70 |
| (b) 其他情形 | 0.65 |
| (3) 過渡斷面：介於(1)及(2)間者 | |
| (a) ϕ 值由(2)(a)或(b)之 ϕ 值依最外受拉鋼筋淨拉應變值 ϵ_t 由壓力控制斷面應變界限到 0.005 間之變化，遞增至(1)之 ϕ 值。 | |
| (b) 若依附篇 B 規定設計時，則 | |
| • $f_y \leq 4,200 \text{ kgf/cm}^2$ ， $(d-d_s)/h \geq 0.70$ 之對稱配筋構材，若 $0 \leq \phi P_n \leq 0.10 f_c' A_g$ ，則 ϕ 值可依 ϕP_n 之遞減，按直線比例增至 0.9。 | |
| • 其他構材之軸力小於 $0.10 f_c' A_g$ 或 ϕP_b 之軸力小者，則 ϕ 值可依 ϕP_n 之遞減按直線比例遞增至 0.9。 | |
| (4) 剪力與扭力 | 0.75 |
| (5) 除(6)及(7)規定外之混凝土承壓面 | 0.65 |
| (6) 預力混凝土之後拉錨定區 | 0.85 |
| (7) 符合附篇 A 規定之壓桿、拉桿、節點區及承壓面 | 0.75 |
| (8) 符合第 5.10.1.1 節規定之先拉構材中無軸力之撓曲斷面 | 0.75 |
| (9) 符合第十六章結構純混凝土之撓曲、壓力、剪力及承壓 | 0.55 |
- 2.3.3 符合第五章規定之鋼筋伸展長度不須考慮強度折減因數。
- 2.3.4 耐震構造之強度折減因數可按第 2.3.2 節及 2.3.3 節規定，但下列除外：
- 任何抵抗地震力構材之計算剪力強度低於該構材於設計載重併合地震效應之計算撓曲強度所對應之剪力者，其剪力折減因數為 0.60。
 - 橫隔版之剪力折減因數不得超過主要抵抗側向力系統中垂直構材之剪力折減因數。
 - 韌性構架之接頭符合第 15.6 節規定者及連接梁符合第 15.8.7 節之規定者，其剪力折減因數為 0.85。

解說：

混凝土構材、斷面及構材聯結處之『設計強度』(design strength)為其『計算強度』(nominal strength)乘以比 1.0 小之『強度折減因數』(strength reduction factor)所得之值，即為、 ϕP_n 、 ϕV_n 及 ϕT_n 。

『計算強度』為按本規範規定計算在結構混凝土構材、斷面及構材聯結處所能承受之彎矩 M_n 、軸力 P_n 、剪力 V_n 及扭力 T_n 。

『強度折減因數 ϕ 』之目的為反應：

- (1) 材料強度，構材斷面等可能變異所造成之強度不足；
- (2) 設計方程式之不準確性；

(3) 構材受載重後之韌性(ductility)及可靠度(reliability)；

(4) 構材在結構物中之重要程度。

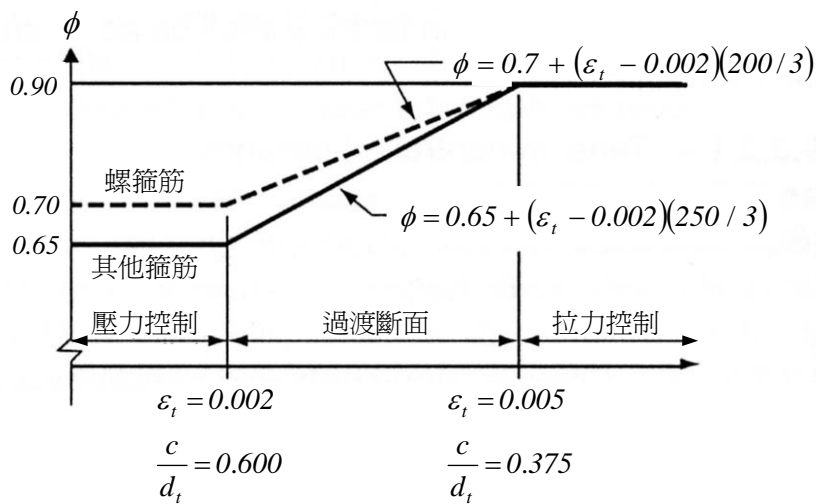
例如：柱之 ϕ 值較小是因為柱之韌性較梁為低，而受混凝土強度之變動的影響較大，且柱之負荷面積亦較梁為大；符合第3.10.3節之螺箍柱較具韌性，故其 ϕ 值較橫箍柱為高。

本規範之上述各種強度折減因數之訂定以前版規範附篇C中第C.3節規定為基礎，根據ACI 318-05第9.3節規定而成。其中以(1)，(2)及(3)之文字敘述變動較大。以前版規範之(1)撓曲，或撓曲與軸拉力共同作用(2)軸拉力及(3)中較輕軸力時，則 ϕ 值可依 ϕP_n 之遞降，按直線比例增至0.9，集成一類作為本規範第2.3.2節(1)拉力控制斷面；前版規範之(2)軸壓力或撓曲與軸壓力共同作用之螺旋箍筋及其他情形，作為本規範第2.3.2節(2)壓力控制斷面。本規範第2.3.2節(3)為介於上述(1)拉力控制斷面及(2)壓力控制斷面間之規定，亦即前版規範之(2)中較低軸力時， ϕ 值可按規定增加之情形。

其中拉力控制斷面之 ϕ 值保持0.9，與前版規範第C.3節(1)之 ϕ 值0.8有所不同，主要因為ACI 318-05之審議委員會及過去及目前之材料可靠度分析統計研究均認可原有規定 $\phi = 0.9$ 。

本規範第2.3.2節(3)之規定可用圖R2.3.2(a)作簡明之圖示。鋼筋規定強度 $f_y = 4,200 \text{ kgf/cm}^2$ 時，斷面上最外受拉鋼筋之拉應變 ϵ_t 分別為壓力控制斷面 $\epsilon_t = 0.002$ 增至拉力控制斷面 $\epsilon_t = 0.005$ 。介於兩者之間為漸變區。 $\phi - \epsilon_t$ 之關係亦可代以 $\phi - c/d_t$ 之關係。當 $\epsilon_t = 0.002$ 時 $c/d_t = 0.600$ ， $\epsilon_t = 0.005$ 時 $c/d_t = 0.375$ 。

本規範第2.3.2節(4)至(9)，及第2.3.3至2.3.4節之 ϕ 值規定，除配合本規範第2.4節設計載重因數之修訂外，亦反應本解說第三段列舉之各種因素，不加贅述。



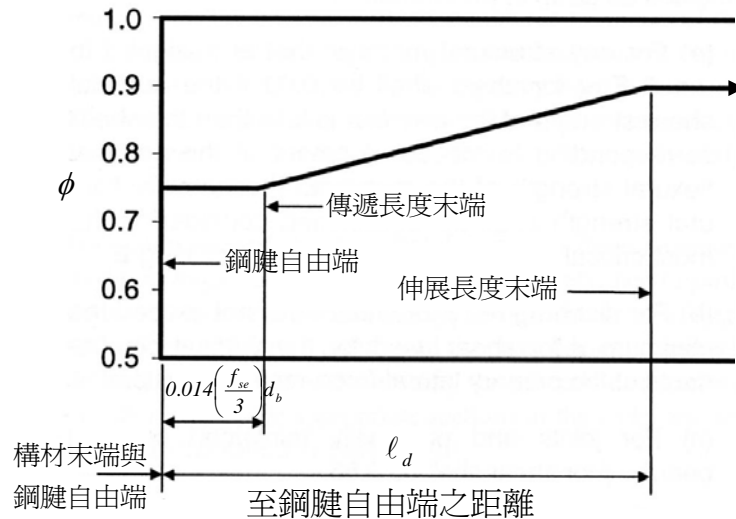
$$c/d_t \text{ 與 } \phi \text{ 之線性變化：螺箍筋 } \phi = 0.70 + 0.2[1/(c/d_t) - (5/3)]$$

$$\text{其他箍筋 } \phi = 0.65 + 0.25[1/(c/d_t) - (5/3)]$$

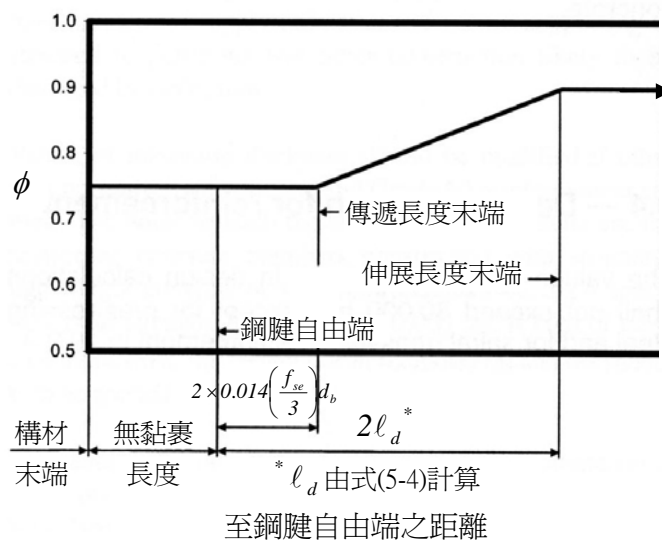
圖R2.3.2(a) 對於 $f_y = 4200 \text{ kgf/cm}^2$ 之預力與非預力鋼筋之最外受拉鋼筋應變 ϵ_t 與 ϕ 關係圖

預力構材之受撓斷面內受拉鋼筋依本規範5.10.1節規定。

如圖R.2.3.2(b)所示構材之壓力控制區 ϕ 值為0.75，過渡區自0.75增至0.9，拉力控制區為0.9。

圖R2.3.2(b) 完全黏裹鋼腱預力構材中至鋼腱自由端之距離與 ϕ 之關係圖

若受拉鋼筋未延伸至構材端止於構材內如圖R2.3.2(c)所示，受拉鋼筋之 ϕ 值在壓力控制區為0.75，過渡區自0.75增至0.9，拉力控制區為0.9。

圖R2.3.2(c) 第5.10.3節無黏裹鋼腱預力構材中至鋼腱自由端之距離與 ϕ 之關係圖

2.4 設計載重

2.4.1 結構混凝土構材、斷面及構材聯結處之設計載重，為按本規範規定依載重因數及使用載重算得之值。

解說：

『載重因數』(load factor)與『使用載重』(service load)組合計算所得之載重為『因數載重』(factored load)，亦可直接稱之為『設計載重』(required strength)。

『設計載重』涵蓋由『載重因數』與『使用載重』組合計算所得之載重，及由此載重在構材或斷面上產生之各相關彎矩 M_u 、軸力 P_u 、剪力 V_u 及扭力 T_u 。

使用載重係依「建築技術規則」規定的各種載重，如靜載重、活載重、風力、地震力、流體力、土壤力，以及因溫度、潛變、乾縮、乾縮補償混凝土之膨脹及沉陷...等變化引起之效應。

載重因數之設定受在結構物上長期承受各種使用載重是否能準確估算及其變動可能性的影響。例如靜載重即較活載重易為精確估算，故靜載重之載重因數低於活載重之載重因數。本規範之各種載重因數設定組合係考慮在一般情況下是否可能同時發生之機率。

分析時要注意載重組合 U 中之符號，某一荷重可能產生與另一荷重相反之影響。例如含有 $0.9D$ 之組合就因較高之靜重會減低其他載重之影響。此種組合在拉力控制的柱斷面就很重要，此時若軸力減低及彎矩增加而使斷面成為臨界斷面。

2.4.2 設計載重之組合如下：

- (1) $U=1.4(D+F)$
- (2) $U=1.2(D+F+T)+1.6(L+H)+0.5(L_r \text{ 或 } S \text{ 或 } R)$
- (3) $U=1.2D+1.6(L_r \text{ 或 } S \text{ 或 } R)+ (1.0L \text{ 或 } 0.8W)$
- (4) $U=1.2D+1.6W+1.0L+0.5(L_r \text{ 或 } S \text{ 或 } R)$
- (5) $U=1.2D+1.0E+1.0L+0.2S$
- (6) $U=0.9D+1.6W+1.6H$
- (7) $U=0.9D+1.0E+1.6H$

各符號之說明詳見本規範第 2.1 節及其他有關規定。

以上各種組合遇下列情況，可作調整：

(a) 除供公眾使用之場所、停車場或活載重 L 超過 500 kgf/m^2 之區域外，上述(3)、(4)及(5)式中： $1.0L$ 可減至 $0.5L$ 。

(b) 風力不受方向因數折減時，上述(4)及(6)中： $1.6W$ 可減為 $1.3W$ 。

土壤力 H 引起之構材內力若有抵消風力或地震力引致之構材內力時，上述(6)及(7)中 H 項應予不計。因其他力作用下對土壤產生反力，該反力不得計入 H ，但構材設計時該項反力須予計入。

風力 W 或地震力 E 引起之土壤力 H ，如其方向與 W 或 E 相反時，上述(6)及(7)中 H 項應予不計。因其他力所引起之土壤抵抗力不得計入 H ，但於構材設計時應考慮土壤抵抗力。

2.4.3 設計載重之組合受環境因素之影響，應考慮下列情況：

- (a) 活載重有衝擊效應時，此效應須計入活載重中。
- (b) 洪泛區內及冰凍區內之結構物，應考慮洪水及冰凍侵蝕程度。
- (c) 後拉法施預力時，錨定區受千斤頂施力之載重因數以 1.2 計算。

解說：

本規範之第2.4.2節之各種設計載重組合方式係直接採用美國混凝土協會出版之ACI 318-05中第9.2節式(9.1)至式(9.7)之規定；此等設計載重組合方式原係ACI 318-95附篇C之解說部份，移置修正而成。

前版規範附篇C第C.4節之訂定亦係根據ACI 318-95附篇C之解說部份，加以整理修正而成，較符合附篇C之精神，本規範第2.4節條文亦依此修定。

根據現行建築物耐震設計規範及解說，設計地震下之最小設計水平總橫力 V 依下式計算：

$$V = \frac{I}{1.4\alpha_y} \left(\frac{S_{ad}}{F_{ud}} \right)_m W$$

式中， S_{ad} 為工址水平加速度反應譜係數； I 為用途係數； F_{ud} 為結構系統地震力折減係數； W 為建築物全部靜載重； α_y 為起始降伏地震力放大倍數，與含地震力之載重組合有關。本版含地震力之載重組

合採用 $1.2D + 1.0E + 1.0L + 0.2S$ ，且大部分情形下 $1.0L$ 可減至 $0.5L$ 。由於地震力的載重因數取 1.0 ，因此計算水平總橫力 V 時， α_y 值應取 1.0 。

2.5 分析方法

- 2.5.1 構材任一斷面所受之彎矩、軸力、剪力與扭力，除按第 2.6 節規定外，皆須按彈性理論在產生最大效應之載重情形下分析計算之。第 2.7 至 2.10 節之簡化假設，亦可適用。
- 2.5.2 普通結構物可按通常認為可得相當精確程度之近似方法分析；預力混凝土與較為重要之結構則須用較為精確之分析方法計算之。

解說：

普通鋼筋混凝土結構可用相當精確程度之近似方法分析之。連續梁或單向版之近似彎矩與剪力可按第 2.5.3 節之規定。預力混凝土結構則須用較精確之分析方法計算。第 2.7 至 2.10 節之簡化假設適用於彈性理論分析。

2.5.3 連續梁或單向版之近似彎矩與剪力可按下列各值計算之；但須：

- (1) 兩跨以上。
- (2) 相鄰兩跨度中較大者不超過較小者之 1.2 倍。
- (3) 承受均佈載重。
- (4) 活載重不超過靜載重之 3 倍。
- (5) 均勻斷面桿件。

正彎矩

端跨

不連續端不受束縛者 $w_u \ell_n^2 / 11$

不連續端與支承造成一體者 $w_u \ell_n^2 / 14$

內跨 $w_u \ell_n^2 / 16$

負彎矩

第一個內支承之外面處：

二跨 $w_u \ell_n^2 / 9$

二跨以上 $w_u \ell_n^2 / 10$

其他內支承面處 $w_u \ell_n^2 / 11$

外支承之內面處：

構材與支承梁造成一體者 $w_u \ell_n^2 / 24$

構材與支承柱造成一體者 $w_u \ell_n^2 / 16$

所有支承面處：

版之跨度不超過 3m 者；及

連續梁梁端處柱之勁度和與梁勁度之比大於 8 者 $w_u \ell_n^2 / 12$

剪力

端跨第一個內支承面處 $1.15w_u \ell_n / 2$

其他支承面處 $w_u \ell_n / 2$

2.5.4 結構混凝土構材得依本規範附篇 A 設計之。

2.6 連續受撓構材負彎矩之調整

2.6.1 除彎矩利用近似值求得者外，連續構材在假定載重分佈情形下，依據彈性理論求得支承處之負彎矩可作增減，但不得超過 $1000\varepsilon_t\%$ ，並以20%為最大值。

2.6.2 跨度內其他斷面之彎矩亦應作配合之修正。

2.6.3 此項負彎矩調整僅限於彎矩減少斷面之 ε_t 等於或大於0.0075者。

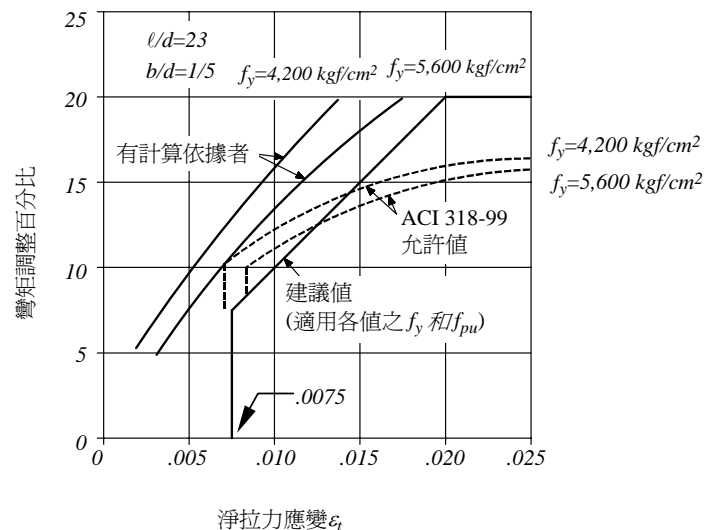
解說：

負彎矩之調整時相對地引起鄰近有關之正彎矩亦應作配合之調整，以符合該載重產生之彎矩變化情況。

本節之應用受到若干限制如下：

- (1)不得用於『工作應力法』之構材設計。亦不得用於『直接設計法』(本規範第6.7節)之雙向版設計。
- (2)調整前之彎矩必須由較精確分析方法，如彎矩分配法、傾斜變位法...等計算而得。第2.5.3節之近似彎矩，不得應用本節建議作負彎矩調整。

彎矩再分配幅度視塑鉸區之韌性而定。塑鉸產生在最大彎矩處而使彎矩圖變動，通常會使塑鉸區之負彎矩減少而依彈性理論計得之正彎矩增加。因負彎矩由某一載重配置分析而得，但正彎矩則由另一載重配置分析而得。故任何單一之載重配置下每一斷面均有保存未完全利用的強度。塑鉸則可使較多的斷面在極限荷重時充分利用其強度。假設較保守之混凝土極限應變及塑鉸長度(甚多實驗結果所定)，旋轉能力較小之撓曲構材依分析所得其彎矩分配可上達20%，視其鋼筋比而定。以上所言乃較保守(見圖R2.6)。Cohn^[2.2]及Mattock^[2.3]之研究除支持上述結果，更進一步指出在使用荷重下有再分配及未再分配之梁裂紋及撓度相差不多。同時，若依規範設計之構材，再分配構材有相當之旋轉能力。



圖R2.6 最小旋轉能力之彎矩再分配允許範圍

2.7 勁度

2.7.1 計算柱、牆、樓版及屋頂系統之相對撓曲勁度及扭曲勁度時，可採用任何合理之假設，但此項假設在整個分析中應一致。

2.7.2 梁在支承處有托肩者，其撓曲彎矩之計算與構材設計均須考慮托肩之影響。

解說：

構材勁度 EI 及 GJ 是反應構材在降伏(yielding)前可能發生之非彈性行爲及開裂(cracking)程度。惟若每一構材勁度均作此種考慮，將增其複雜性，在設計上甚不實際；因而必須簡化，以定其 EI 及 GJ 。

就無側移構架而言，相對勁度較爲重要。其 EI 及 GJ 之計算可自下列兩種假設，擇一而行：(1)各種構材之 EI 及 GJ 均用總斷面。(2)各梁之 EI 及 GJ 以總斷面之一半，柱之 EI 及 GJ 以總斷面計算。

對有側移構架之 EI 或 GJ 之估算宜較逼真，可用本規範第3.12.1節之建議。

2.8 跨度

- 2.8.1 構材與支承非構成一體者，構材跨度為支承間淨距加構材深度，但無需超過支承中心間之距離。
- 2.8.2 計算構架或連續構造物之構材彎矩時，其跨度應為支承中心間之距離。
- 2.8.3 梁與支承構成一體者，支承面之彎矩可用於設計。
- 2.8.4 跨度小於 $3m$ 之連續版與支承造成一體者，可以支承間之淨距為設計跨度而不考慮支承之寬度。

2.9 柱

- 2.9.1 柱之設計須能抵抗由各層樓版或屋頂載重所產生之軸向力及與鄰接之樓版或屋頂某一跨間載重所產生之最大彎矩。產生彎矩與軸向力最大比之載重條件，亦應考慮。
- 2.9.2 構架或連續構造物之外柱與內柱受偏心或不平衡載重所發生之影響，應加考慮。
- 2.9.3 計算重力載重發生之彎矩時，柱之他端如與結構物構成一體者可假設為固定。
- 2.9.4 柱在各樓層或屋頂處所抵抗之彎矩，應按該處上下柱之相對勁度，及束制條件分配之。

2.10 活載重之分佈

- 2.10.1 設計多層構架時，每層僅須考慮作用在該層上之活載重；柱之他端如與結構物構成一體者，可假設為固定。
- 2.10.2 活載重之分佈可僅考慮下列載重組合：
 - (1)設計靜載重佈滿各跨間，及設計活載重佈滿於相鄰兩跨間。
 - (2)設計靜載重佈滿各跨間，及設計活載重佈滿於每隔一跨間。

2.11 撓度之控制

- 2.11.1 鋼筋混凝土之受撓構材，應有足夠之勁度以防止在使用載重下產生足以影響結構強度，或使用性能之撓度或變形。

解說：

本節對在『使用載重』下，可能發生之撓度或變形提供控制規定。長期撓度為在靜載重及部份須考慮之持續性活載重下發生者。

撓度控制可用簡化之『最小厚度』約束之：

- (1)表2.11.1提供非預力梁、單向版或合成構材之最小厚度。
- (2)非預力雙向版之最小厚度如第2.11.3節規定。

非預力構材如不能滿足最小厚度之要求、或非預力構材支承(或連繫於)隔間牆、或其他易因較大撓

曲而遭破壞之構造、或所有預力混凝土構造等其撓度須加以計算，其值不得超過表2.11.2之規定。

非預力雙向構造，預力構材及合成構材可分別按本規範第2.11.3，2.11.4及2.11.5節規定考慮其撓曲之控制。

2.11.2 非預力單向構造

2.11.2.1 表 2.11.1 適用於單向構造不支承或不連繫於因其較大撓度而易遭破壞之隔間，或其他構造物者。但由撓度計算證明用更小厚度無不良影響時，則不在此限。

表2.11.1 受撓構材之最小厚度或深度

構材類別	最小厚度或深度			
	簡支	一端連續	兩端連續	懸臂
單向版	$l/20$	$l/24$	$l/28$	$l/10$
梁或單向肋版	$l/16$	$l/18.5$	$l/21$	$l/8$

註：

(1) 本表適用於常重混凝土 ($w_c = 2.3 \text{ tf/m}^3$) 及 $f_y = 4,200 \text{ kgf/cm}^2$ 之非預力構材。

(2) 輕質混凝土之單位重量 w_c 在 $1.4 \sim 1.9 \text{ tf/m}^3$ 之間者，表值須乘以 $(1.650 - 0.315w_c)$ ，但不得小於 1.09 。

(3) 鋼筋之規定降伏強度 f_y 不等於 $4,200 \text{ kgf/cm}^2$ 時，表值須乘以 $(0.4 + f_y/7,000)$ 。

2.11.2.2 因載重作用而產生之即時撓度，應以彈性力學之方法與公式計算之，並應考慮裂紋及鋼筋對勁度之影響。

2.11.2.3 若勁度無較正確之分析，計算即時撓度之混凝土彈性模數 E_c 應按第 1.9.1 節之規定，有效慣性矩 I_e 應按式(2-1)計算，但不得大於 I_g

$$I_e = \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3 I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3\right] I_{cr} \quad (2-1)$$

式中

$$M_{cr} = f_r \frac{I_g}{y_t} \quad (2-2)$$

對常重混凝土而言

$$f_r = 2.0\sqrt{f'_c} \quad (2-3)$$

如使用符合結構混凝土施工規範規定之輕質混凝土，可應用下列方法之一修正之：

(1) 當 f_{ct} 已予規定時， f_r 之公式須以 $f_{ct}/1.8$ 替代 $\sqrt{f'_c}$ 修正之，但所用之 $f_{ct}/1.8$ 值不得超過 $\sqrt{f'_c}$ 。

(2) 當 f_{ct} 未予規定時， f_r 公式中之 $\sqrt{f'_c}$ ，對粗細骨材皆為輕質骨材之全輕質混凝土須乘以 0.75 ；對常重砂輕質混凝土須乘以 0.85 。介於以上兩者間之含有部份輕質細骨材之混凝土可以內插法定之。

2.11.2.4 連續跨度構材之有效慣性矩，先依式(2-1)計算正負臨界彎矩斷面處之有效慣性矩 I_e 後取其平均值。若為均勻斷面桿件，連續或簡支時可取跨度中央之 I_e 為其有效慣性

矩，懸臂時則取支承處之 I_e 為其有效慣性矩。

- 2.11.2.5 若無合理之分析方法計算長期撓度時，由潛變及乾縮所引起長期撓度之增值，可由持續載重計得之即時撓度乘以下列因數 λ_Δ 得之

$$\lambda_\Delta = \frac{\xi}{1+50\rho'} \quad (2-4)$$

上式中之 ρ' 於簡支或連續時取跨度中央之值，懸臂時取支承處之值。時間效應因數 ξ 之值如下：

5 年或以上	2.0
12 個月	1.4
6 個月	1.2
3 個月	1.0

- 2.11.2.6 按第 2.11.2.2 至 2.11.2.5 節計算之撓度，不得大於表 2.11.2 所列之值。

表 2.11.2 容許計算撓度

構材形式	考慮之撓度	撓度值限制
平屋頂，不支承或不連繫於因其較大撓度而易遭破壞之非結構體者。	因活載重所產生之即時撓度。	$l/180^*$
樓版，不支承或不連繫於因其較大撓度而易遭破壞之非結構體者。	因活載重所產生之即時撓度。	$l/360$
屋頂或樓版，支承或連繫於因其較大撓度而易遭破壞之非結構體者。	與因其較大撓度而易遭破壞之非結構體連繫後所增之撓度(持續載重之長時撓度與任何增加活載重之即時撓度之和 ⁺)。	$l/480^{++}$
屋頂或樓版，支承或連繫於不因其較大撓度而易遭破壞之非結構體者。	重之長時撓度與任何增加活載重之即時撓度之和 ⁺)。	$l/240^{\&}$
註：		
* 本限制並未計及屋頂積水，積水之情況必須經過適宜之撓度計算，同時必須考慮持續載重、拱度、施工誤差，以及排水設施之可靠性所產生之長期影響。		
⁺ 長時撓度可依第 2.11.2.5 及 2.11.4.3 節之規定計算，但連繫於非結構體前之撓度可予扣減，扣減值可按類似構材之時間—撓度特性曲線估算之。		
⁺⁺ 支承或連繫之構體，若已有適宜之措施預防破壞時，可超過本值。		
^{&} 本值不得大於非結構體之容許限度，如設有拱度時，可超過本值。但總撓度扣除拱度後不得超過本值。		

2.11.3 非預力雙向構造

2.11.3.1 按第六章規定設計之雙向構造，其最小版厚應符合第 2.11.3 節之規定。版若無內梁橫跨其支承者其厚度應符合第 2.11.3.2 或 2.11.3.4 節規定之一。版若有梁橫跨其所有支承者其厚度應符合第 2.11.3.3 或 2.11.3.4 節之規定。

2.11.3.2 版若無梁橫跨其支承者，其最小厚度得按表 2.11.3 之規定，但不得小於下列之值：

- (1) 無柱頭版者 12.5cm
 (2) 柱頭版者 10cm

表2.11.3 無內梁雙向版之最小厚度

f_y^* (kgf/cm ²)	無柱頭版**			有柱頭版**		
	外格間		內格間	外格間		內格間
	無邊梁	有邊梁 ⁺		無邊梁	有邊梁 ⁺	
2,800	$l_n/33$	$l_n/36$	$l_n/36$	$l_n/36$	$l_n/40$	$l_n/40$
4,200	$l_n/30$	$l_n/33$	$l_n/33$	$l_n/33$	$l_n/36$	$l_n/36$
5,250	$l_n/28$	$l_n/31$	$l_n/31$	$l_n/31$	$l_n/34$	$l_n/34$

註：
 * 鋼筋之規定降伏強度 f_y 若介於表中之值者得以線性內插法求版厚。
 ** 柱頭版須按第六章之規定。
 + 沿外緣支承柱上有梁者，其邊梁之 α 值不得小於0.8。

2.11.3.3 版之四周有梁支承者，其版厚依下列規定：

- (1) 版之 $\alpha_{fm} \leq 0.2$ 者，依第 2.11.3.2 節之規定。
 (2) 版之 $0.2 < \alpha_{fm} \leq 2.0$ 者，其厚度不得小於式(2-5)之規定，

$$h = \frac{l_n(800 + 0.0712f_y)}{36,000 + 5,000\beta(\alpha_{fm} - 0.2)} \quad (2-5)$$

且不得小於 12.5cm。

- (3) 版之 $\alpha_{fm} > 2.0$ 者，其厚度不得小於式(2-6)之規定，

$$h = \frac{l_n(800 + 0.0712f_y)}{36,000 + 9,000\beta} \quad (2-6)$$

且不得小於 9cm。

- (4) 不連續之版邊，應置邊梁且使其勁度比值至少為 0.8；或不連續邊格間之版厚按式(2-5)或式(2-6)計算所得之最小版厚再增加 10% 以上。

2.11.3.4 雙向版厚小於第 2.11.3.1、2.11.3.2 及 2.11.3.3 節之規定亦可採用，但須驗算其撓度不得超過表 2.11.2 之容許值。計算撓度時應考慮版之尺寸、型式、支承情形及版邊束制情形。即時撓度及長時撓度應按第 2.11.2.2 至 2.11.2.5 節之規定計算。

2.11.4 預力構材

- 2.11.4.1 按本規範第十一章設計之預力混凝土受撓構材，其即時撓度須加驗算。按通用之公式與方法計算即時撓度時，依本規範第 11.4.2 節規定之 U 類型受撓構材可用總斷面計算其慣性矩。
- 2.11.4.2 本規範第 11.4.2 節之 C 類型及 T 類型受撓構材之撓度應依開裂轉換斷面計算，亦可用雙線性彎矩與撓度關係計算，或以式(2-1)計算相關之有效慣性矩。
- 2.11.4.3 預力混凝土構材應考慮長時撓度之增加，其增值之計算應在持續載重作用下，混凝土與預力鋼筋之應力及混凝土潛變、乾縮暨預力鋼筋鬆弛之影響。
- 2.11.4.4 第 2.11.4.1、2.11.4.2 及 2.11.4.3 節計算所得之撓度不得超過表 2.11.2 之容許值。

2.11.5 合成構材

2.11.5.1 有支架施工

合成構材建造時使用臨時支架，如拆除臨時支架後之靜載重由全部合成斷面承受者，則計算撓度時可將合成構材視同整體澆築構材。非預力合成構材若按表 2.11.1 之規定時，須視其受壓部份使用常重混凝土或輕質混凝土。計算撓度時，須考慮預鑄部份就地澆置部份因差異乾縮所引起的曲度，及預力混凝土構材之軸向潛變效應。

2.11.5.2 無支架施工

非預力預鑄受撓構材之深度符合表 2.11.1 之規定者，可不必計算撓度。非預力合成構材之深度符合表 2.11.1 之規定者，構材合成後之撓度可不必計算，惟在達成合成作用之前預鑄部份之長時撓度應按其承受載重之大小與時間計算之。

2.11.5.3 容許撓度

依第 2.11.5.1 及 2.11.5.2 節計算所得之撓度不得超過表 2.11.2 之容許值。

2.12 T 型梁構造

2.12.1 T 型梁為梁腹與版造成一體或結合成一體者。

2.12.2 T 型梁翼版之有效版寬不得超過該梁跨度之 $1/4$ ；梁腹每側懸出之有效翼版寬度不得超過：

- (1) 翼版厚(版厚)之 8 倍。
- (2) 該梁與鄰梁間淨距之 $1/2$ 。

2.12.3 梁僅一側有翼版者，其有效懸出翼版寬度不得超過：

- (1) 該梁跨度之 $1/12$ 。
- (2) 翼版厚(版厚)之 6 倍。
- (3) 該梁與鄰梁間淨距之 $1/2$ 。

2.12.4 單獨 T 型梁，其翼版用以增加梁之抗壓面積者，則翼版厚度不得小於梁腹寬之 $1/2$ ，且有效翼版總寬不得大於梁腹寬之 4 倍。

2.12.5 除欄柵版外，版作為 T 型梁之翼版者，其受撓主鋼筋與梁之方向平行時，版頂須按下述規定加置橫向鋼筋：

- (1) 橫向鋼筋應能承受 T 型梁翼版懸出部份上之載重。此翼版可假定為懸臂梁設計之。單獨 T 型梁應考慮懸出翼版之全寬；其他 T 型梁則僅考慮有效懸出翼版寬。
- (2) 橫向鋼筋之中心距不得大於版厚之 5 倍或 45cm，以值小者為準。

2.13 欄柵版構造

- 2.13.1 欄柵版構造為薄混凝土頂版與肋梁一體澆置者。肋梁可為一組平行之梁，或二組相互垂直之梁。
- 2.13.2 肋梁之寬度不得小於 10cm，深度不得大於其最小寬度之 3.5 倍。
- 2.13.3 肋梁間淨距不得大於 75cm。
- 2.13.4 不合第 2.13.1 至 2.13.3 節規定之欄柵版，應依版及梁設計之。
- 2.13.5 肋梁間永久填置之燒土磚或混凝土磚之抗壓強度，如不小於欄柵混凝土之規定強度，則
- (1) 與肋梁緊接之垂直磚壁於計算剪力及負彎矩強度時，可計入。磚之其他部份在強度計算時，概不予考慮。
 - (2) 永久填置之磚上頂版厚度，不得小於肋梁間淨距之 1/12，亦不得小於 4cm。
 - (3) 單向欄柵版內在垂直於肋梁之方向，須按第 13.11 節之規定設置乾縮與溫度鋼筋。
- 2.13.6 肋梁間填磚不符合第 2.13.5 節，或使用移動模板之欄柵版，則
- (1) 版厚不得小於肋梁間淨距之 1/12，亦不得小於 5cm。
 - (2) 版內在垂直於肋梁之方向，須設置撓曲鋼筋，其量不得小於第 13.11 節之規定，如有集中載重則須予考慮。
- 2.13.7 版內若按第 13.13 節埋設管道時，其厚度不得小於管道之全深加 2.5cm，管道須埋設於不影響構造物強度之位置。
- 2.13.8 肋梁之混凝土剪力計算強度，可按第四章所規定者增加 10%，抗剪能力不足時可加設腹筋或加寬肋梁端部。

參考文獻

- [2.1] ACI Committee 318, "Building Code Requirements for Structural Concrete," (ACI 318-05) & Commentary (ACI 318R-05), 2005.
- [2.2] Cohn, M. A., "Rotational Compatibility in the Limit Design of Reinforced Concrete Continuous Beams," *Flexural Mechanics of Reinforced Concrete, ACI SP-12*, American Concrete Institute/American Society of Civil Engineers, Farmington Hills, MI, 1965, pp. 359-382.
- [2.3] Mattock, A. H., "Redistribution of Design Bending Moments in Reinforced Concrete Continuous Beams," *Proceedings*, Institution of Civil Engineers, London, V. 13, 1959, pp. 35-46.

第三章 撓曲與軸力

3.1 符號

- $a = \beta_1 c$ ；第 3.3.6 節定義之壓應力分佈等值矩形之深度； cm 。
 A_{ch} = 螺箍筋或橫向鋼筋外緣以內之構材斷面積； cm^2 。
 A_g = 鋼筋混凝土總斷面積。空心斷面時， A_g 不含空心部份面積； cm^2 。
 A_s = 非預力縱向受拉鋼筋之斷面積； cm^2 。
 $A_{s,min}$ = 最小受撓鋼筋面積，參閱第 3.6 節； cm^2 。
 A_{st} = 非預力縱向鋼筋(含型鋼等)之總斷面積； cm^2 。
 A_{sx} = 合成斷面內結構型鋼或鋼管之斷面積； cm^2 。
 A_l = 承載面積； cm^2 。
 A_2 = 最大正截頭角錐體或圓錐體之下底面積，該錐體須能容於支承內，其上底為承載面，錐面之斜度為垂直 l 水平 2，參閱第 3.17 節； cm^2 。
 b = 構材受壓面之寬度； cm 。
 b_w = 梁腹寬度或圓形斷面之直徑； cm 。
 c = 中性軸至最外受壓纖維之距離； cm 。
 c_c = 鋼筋淨保護層厚，參閱第 3.7.2 或 3.7.5 節； cm 。
 C_m = 實際彎矩圖與相當均勻彎矩圖之相關因數，參閱式(3-16)。
 d = 構材最外受壓纖維至縱向受拉鋼筋斷面重心之距離； cm 。
 d_t = 構材最外受壓纖維至最外層縱向受拉鋼筋重心之距離； cm 。
 E_c = 混凝土之彈性模數，參閱第 1.9.1 節； kgf/cm^2 。
 EI = 受壓構材之撓曲勁度，參閱式(3-14)及式(3-15)； $kgf-cm^2$ 。
 E_s = 鋼之彈性模數，參閱第 1.9.2 節； kgf/cm^2 。
 f'_c = 混凝土規定抗壓強度，參閱第 1.7 節； kgf/cm^2 。
 f_s = 使用載重下計得之鋼筋拉應力； kgf/cm^2 。
 f_y = 鋼筋之規定降伏強度，參閱第 1.8 節； kgf/cm^2 。
 f_{yt} = 橫向鋼筋之規定降伏強度 f_y ，參閱第 3.10.3 節； kgf/cm^2 。
 h = 構材總厚或全深； cm 。
 I_g = 總斷面對其中心軸之慣性矩； cm^4 。
 I_{se} = 鋼筋斷面對構材總斷面形心軸之慣性矩； cm^4 。
 I_{sx} = 斷面內結構型鋼或鋼管斷面對合成構材斷面形心軸之慣性矩； cm^4 。
 k = 受壓構材之有效長度因數。
 l_c = 受壓構材之總長度，為構架中兩節點之中心距離； cm 。
 l_n = 淨跨度，兩支承面間之距離； cm 。
 l_u = 受壓構材之無支長度； cm 。
 M_c = 用以設計受壓構材之設計彎矩，該設計彎矩業經考慮構材彎曲效應放大之，參閱第 3.13.3 及 3.14.5 節； $kgf-cm$ 。
 M_s = M_{1s} 與 M_{2s} 之通稱，參閱第 3.14.4 節； $kgf-cm$ 。

- M_u = 斷面之設計彎矩；受壓構材應依第 3.11 節放大之，參閱第 3.4.7 節； $kgf\cdot cm$ 。
- M_l = 受壓構材兩端 M_u 之較小者。若構材彎成單曲度，該值為正；若彎成雙曲度，該值為負；若為有側移受壓構材需經式(3-18)放大。參閱第 3.13.2、3.13.3 及 3.14.3 節； $kgf\cdot cm$ 。
- M_{lns} = 有側移受壓構材在不會造成顯著側向位移載重作用下，以一階彈性構架分析算得 M_l 處之設計彎矩，參閱第 3.14.3 節； $kgf\cdot cm$ 。
- M_{ls} = 有側移受壓構材在會造成顯著側向位移載重作用下，以一階彈性構架分析算得 M_l 處之設計彎矩，參閱第 3.14.3 節； $kgf\cdot cm$ 。
- M_2 = 受壓構材兩端 M_u 之較大者，恆為正。若為有側移受壓構材需經式(3-19)放大，參閱第 3.13.2、3.13.3 及 3.14.3 節； $kgf\cdot cm$ 。
- $M_{2,min}$ = M_2 之最小值，參閱第 3.13.3.2 節； $kgf\cdot cm$ 。
- M_{2ns} = 有側移受壓構材在不會造成顯著側向位移載重作用下，以一階彈性構架分析算得 M_2 處之設計彎矩，參閱第 3.14.3 節； $kgf\cdot cm$ 。
- M_{2s} = 有側移受壓構材在會造成顯著側向位移載重作用下，以一階彈性構架分析算得 M_2 處之設計彎矩，參閱第 3.14.3 節； $kgf\cdot cm$ 。
- P_b = 在平衡應變狀態時之軸力計算強度，參閱第 3.4.2 節； kgf 。
- P_c = 臨界屈曲載重，參閱式(3-13)； kgf 。
- P_n = 斷面之軸力計算強度； kgf 。
- $P_{n,max}$ = 斷面軸力計算強度之最大允許值； kgf 。
- P_o = 在無偏心載重下之軸力計算強度； kgf 。
- P_u = 設計軸力；壓力為正，拉力為負； kgf 。
- Q = 樓層之穩定指數，參閱第 3.12.4 節。
- r = 受壓構材斷面之迴轉半徑； cm 。
- s = 縱向鋼筋、橫向鋼筋、預力鋼腱、鋼線或錨栓之中心距； cm 。
- V_{us} = 樓層之總設計剪力，參閱第 3.12.4 節； kgf 。
- β_d = 因數；計算柱承受持續載重對彎矩放大之影響：
- (1) 無側移構架：為最大設計軸向靜載重與設計軸向全載重之比值，參閱第 3.13.3 節。
 - (2) 非(3)項之有側移構架：為該層最大設計側向持續剪力與設計側向全剪力之比值。
 - (3) 依第 3.14.6 節規定進行穩定校核時之有側移構架：為最大設計軸向持續載重與設計軸向全載重之比值。
- $\beta_l = \frac{a}{c}$ ；壓應力分佈等值矩形塊高度與最外受壓纖維至中性軸距離之比值，參閱第 3.3.6 節。
- δ_{ns} = 無側移構架之彎矩放大因數，以反應受壓構材兩端間曲率之影響，參閱第 3.13.3 節。
- δ_s = 有側移構架之側移彎矩放大因數，以反應側向及垂直載重所造成偏移之影響，參閱第 3.14 節。
- Δ_o = 以一階彈性構架分析及第 3.12.4.2 節規定勁度算得之某一樓層承受 V_{us} 時，該樓層頂與底之相對側向變位。
- ϵ_s = 於計算強度下鋼筋之應變；亦即定義為在計算強度下，不含預力、潛變、乾縮及溫度效應之應變，參閱第 3.3.3 節。
- ϵ_t = 於計算強度下，最外層受拉鋼筋之淨拉應變；亦即定義為在計算強度下，不含預力、潛

變、乾縮及溫度效應之應變，參閱第 3.4.3、3.4.4 及 3.4.5 節。

ϵ_y = 鋼筋開始降伏之應變。

$\rho = \frac{A_s}{bd}$ ；非預力受拉鋼筋比。

ρ_b = 產生平衡應變狀態之鋼筋比，參閱第 3.4.2 節解說及附篇 B.3 節。

ρ_s = 螺箍柱中螺箍筋之體積與柱心體積之比(柱心體積係依螺箍外緣至外緣為直徑計算)，參閱第 3.10.3 節。

ϕ = 強度折減因數，參閱第 2.3 節、第 D.5.4 和 D.5.5 節。

ϕ_k = 勁度折減因數，參閱第 3.11.1、3.13.3 及 3.14.4 節。

3.2 範圍

第三章適用於受撓曲或受軸力或受兩者共同作用之構材設計。

3.3 設計基本假設

受撓曲與軸力之構材其強度設計應基於以下之假設，並符合平衡條件與應變一致性。

解說：

本規範以強度設計法計算構材強度時應滿足兩基本條件：

- (1) 靜力平衡：在計算強度時，彎矩所引致之斷面上壓力與拉力須保持平衡。
- (2) 應變一致性：在計算強度時，鋼筋及混凝土的應力與應變之一致性須符合本節之假設。

3.3.1 鋼筋及混凝土之應變與其至中性軸之距離成正比；但第 3.8.1 節定義之深梁，需考慮應變之非線性分佈分析，或使用第 3.8、4.9 節或附篇 A 之壓拉桿模型設計。

解說：

由許多試驗證實，即使在接近極限強度時，鋼筋及混凝土之應變仍保持線性分佈。

鋼筋及混凝土之應變均假設與中性軸之距離成正比，此假設對決定鋼筋之應變與應力非常重要。

3.3.2 混凝土最外受壓纖維之極限應變規定為 0.003。

解說：

雖然不同試驗顯示，混凝土之最大破碎壓應變可自 0.003 至 0.008 (在特殊狀況下，甚至超過 0.008)，但一般配比與材料之混凝土在極限彎矩時之應變約在 0.003 至 0.004 間。

3.3.3 鋼筋應力應按 E_s 乘鋼筋之應變計算，但不得大於規定降伏強度 f_y 。當應變大於降伏之應變時，鋼筋中之應力為 f_y 與應變無關。

解說：

當鋼筋應力不大於規定降伏強度 f_y 時，鋼筋應力與應變成正比是相當精確之假設。但於計算構材強度時，因應變硬化(strain hardening)效應增加之強度省略不計。鋼筋之拉力或壓力與應變之關係如下：

當 $\epsilon_s < \epsilon_y$ 時，則 $A_s f_s = A_s E_s \epsilon_s$

當 $\epsilon_s \geq \epsilon_y$ 時，則 $A_s f_s = A_s f_y$

3.3.4 撓曲與軸力計算時混凝土之抗拉強度不計。但預力混凝土應按本規範第 11.4 節之規定。

解說：

混凝土之撓曲抗拉強度較抗壓強度變化為大，約為抗壓強度之10至15%。強度設計時混凝土之撓曲抗拉強度省略不計，於正常鋼筋比之構材，則本節之假設與試驗結果相符，於鋼筋比甚小時此假設於極限強度時通常正確。

惟在使用載重下，混凝土之抗拉強度，於考慮裂紋及撓度時則很重要。

3.3.5 混凝土壓應力之分佈除按第3.3.6節假設為矩形外，亦可假設為梯形、拋物線形或其他形狀，但必須與試驗結果相接近。

解說：

此假設承認高應力時，混凝土應力呈非線性分佈。於到達最大應力時，混凝土之應力應變將不再成線性關係，而為一曲線。一般而言此曲線形狀與混凝土強度有關，此曲線自壓應力為零(中性軸處，壓應變為零)起，至壓應力昇至最高值(壓應變為0.0015至0.0020間)後，壓應力再漸漸下降(至極限壓應變0.003止)。

實際上混凝土之壓應力分佈複雜不明，規範允許使用第3.3.6節假設之矩形，或經過試驗證明結果接近者，如常用之梯形或拋物線形。

3.3.6 混凝土壓應力之分佈可假設為矩形，以 $0.85 f'_c$ 均佈於壓力區內；此壓力區以一與中性軸平行並距最大壓縮應變纖維 $a = \beta_1 c$ 之直線為界。 c 為最外受壓纖維至中性軸之距離。若混凝土規定抗壓強度 f'_c 不超過 280 kgf/cm^2 ， $\beta_1 = 0.85$ ；若 f'_c 超過 280 kgf/cm^2 時，每增加 70 kgf/cm^2 ， β_1 值減少 0.05 ，但 β_1 不小於 0.65 。

解說：

實際設計時，規範規定可以矩形之混凝土壓應力分佈取代較精確者，此矩形壓應力分佈雖不能代表極限狀態下之實際壓應力分佈，但與試驗所得結果整體相似。對 $f'_c > 560 \text{ kgf/cm}^2$ 之高強度混凝土試驗結果顯示，若 β_1 小於 0.65 則與實際不符^[3.1~3.3]。

3.4 設計通則

3.4.1 受撓曲或受軸力或受兩者共同作用之構材斷面之設計應基於第3.3節之假設，並符合平衡條件及應力與應變之一致性。

解說：

於參考文獻[3.3]中已推導矩形及非矩形斷面承受撓曲及軸力撓曲同時作用時之計算強度公式。

3.4.2 構材斷面之平衡應變狀態為混凝土之最外受壓纖維達到假設極限應變 0.003 之同時，最外受拉鋼筋之應變恰達到降伏應變值 ϵ_y 。

解說：

平衡應變狀態為混凝土之最外受壓纖維達到假設極限應變 0.003 之同時，受拉鋼筋恰達到降伏應變值 $\epsilon_y = f_y / E_s$ 。達到撓曲平衡應變狀態時之鋼筋比 ρ_b 與斷面形狀及鋼筋位置有關，常用斷面之 ρ_b 公式見附篇B第B.3.4.3節解說。

3.4.3 壓力控制斷面為受壓混凝土達到規定極限應變 0.003 時，最外受拉鋼筋之淨拉應變 ϵ_t 小於

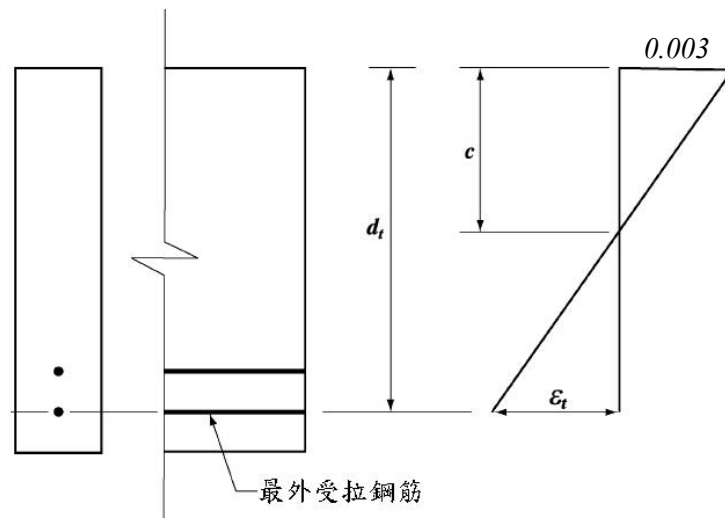
或等於壓力控制應變界限。

壓力控制應變界限為平衡應變狀態之淨拉應變。

若使用規定降伏強度 f_y 等於 $4,200 \text{ kgf/cm}^2$ 之鋼筋或所有預力鋼筋，壓力控制應變界限可設為 0.002 。

解說：

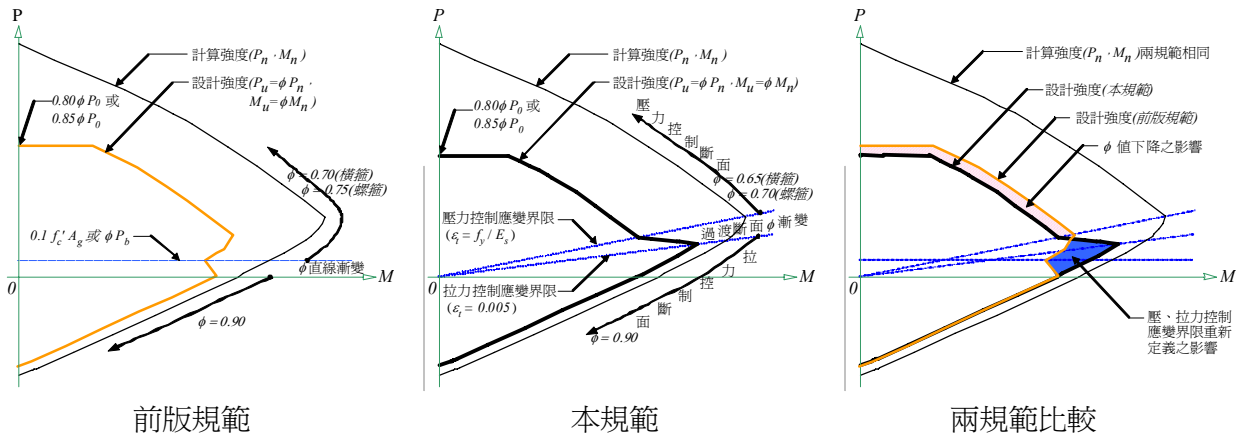
當混凝土最外受壓纖維達到規定極限應變 0.003 時，則構材達到其極限(計算)受撓強度。在計算強度下，『淨拉應變 ϵ_t 』定義為不含預力施拉完成後之拉應變、潛變、乾縮及溫度效應最外受拉鋼筋之拉應變。『淨拉應變 ϵ_t 』係以應變線性分佈計算，如下圖：



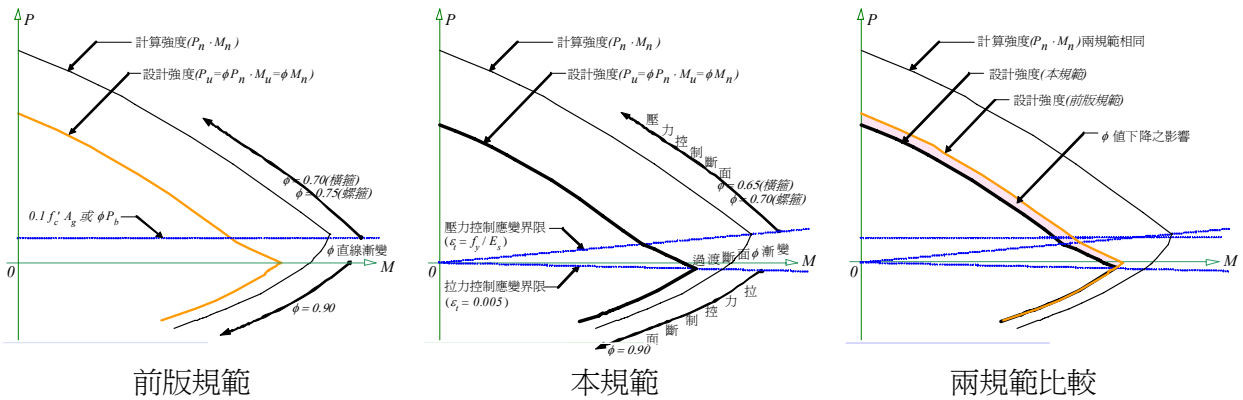
圖R3.4.3.1 應變分佈與淨拉應變

『壓力控制斷面』為構材斷面在計算強度下，其最外受拉鋼筋之淨拉應變小於或等於壓力控制應變界限，此時該斷面可能產生欠缺預警之瞬間脆性破壞；『拉力控制斷面』為最外受拉鋼筋之淨拉應變大於或等於下節規定之 0.005 ，此時該斷面破壞前可能產生大變形量或裂縫，將有充分之預警。通常，受撓構材為『拉力控制』，受壓構材為『壓力控制』；但有些時候(如較小軸力與較大彎矩)之淨拉應變在上述兩界限之間時，為『拉力－壓力控制過渡斷面』；同一構材斷面因計算強度之軸力與彎矩組比率不同，將可能歸屬於壓力控制斷面、拉力－壓力控制過渡斷面或拉力控制斷面，其強度折減因數 ϕ 應分別依第2.3.2節之規定。

本規範明確以平衡應變狀態定義『壓力控制斷面』之界限，取代前版規範於強度折減因數 ϕ 中隱含之規定，同時刪除 $0.10f_c'A_g$ 之限制。此定義之變更，對鋼筋比 ρ 較低之單筋受撓構材(無受壓鋼筋梁)及對稱兼受壓構材(受拉與受壓鋼筋等量之柱)而言，定義之『壓力控制斷面』範圍向上縮減(部分早期規範歸屬為壓力控制斷面現改為『拉力－壓力控制過渡斷面』)。有關早期與本規範對計算強度與設計強度關係之比較，及本規範對於壓力控制斷面、拉力控制斷面、過渡斷面、壓力控制應變界限與拉力控制應變界限之規定，說明如下圖：



(a) 以受拉與受壓鋼筋等量柱為例之比較



(b) 以受拉與受壓鋼筋不等量柱為例之比較

圖R3.4.3.2 前版與本規範計算強度與設計強度關係之比較

3.4.4 拉力控制斷面為受壓混凝土達到規定極限應變 0.003 時，最外受拉鋼筋之淨拉應變 ϵ_t 大於或等於 0.005 。

『壓力－拉力控制過渡斷面』為最外受拉鋼筋之淨拉應變介於『壓力控制應變界限』與『拉力控制應變界限』 0.005 間之斷面。

解說：

前版規範並無『拉力控制斷面』之定義，卻隱含無軸壓力之撓曲狀態定義為『拉力控制斷面』。前版規範亦無『壓力－拉力控制過渡斷面』之明確定義，卻隱含於『 ϕ 值可依 ϕP_n 之遞減，按直線比例增至 0.90 』。

本規範明確以『淨拉應變 ϵ_t 』大於或等於 0.005 定義『拉力控制斷面』，且該定義為對所有(預力與非預力等)鋼筋之單一限制值；對有壓力鋼筋或 T 型梁，其壓力鋼筋或梁翼效應，已自動於『淨拉應變 ϵ_t 』計算時計入。此變更對鋼筋比 ρ 較低之單筋受撓構材(無受壓鋼筋梁)及對稱兼受壓構材(受拉與受壓鋼筋等量之柱)而言，定義『拉力控制斷面』範圍向上擴充(部分有較小軸壓力者改歸屬為『拉力控制斷面』，可使用較大之強度折減因數 ϕ)。

界限值 0.005 已可提供大部分設計足夠之韌性；但需大量韌性者，如第 2.6 節允許之連續受撓構材負彎矩之調整，需具足夠韌性之塑鉸區，因之斷面淨拉應變之界限值提高為 0.0075 ；另耐震設計，則需另依第 15.4.2.1 節 ρ 上限之規定。

3.4.5 對非預力受撓構材或設計軸壓力小於 $0.1 f'_c A_g$ 之受壓構材，於計算強度下最外受拉鋼筋之淨拉應變 ϵ_t 不得小於 0.004 。

3.4.5.1 受壓鋼筋與對應配合之受拉鋼筋應可用以增加受撓構材之強度。

解說：

本規範直接以限制『淨拉應變 ϵ_t 』下限 0.004 ，達到對軸壓力較小受撓構材韌性之規定，前版規範則以『最大鋼筋比 ρ 為折減後之平衡應變狀態鋼筋比 ρ_b 』規定，隱含達到限制淨拉應變之目的。

前版規範鋼筋比 $0.75\rho_b$ 限制，對使用 $f_y=4,200 \text{ kgf/cm}^2$ 鋼筋相當於限制淨拉應變不得小於 0.00375 ，對於 $f_y=2,800 \text{ kgf/cm}^2$ 鋼筋相當於 0.00283 ，本規範 0.004 淨拉應變限制均較保守，但不適用於預力構材。

3.4.6 受壓構材之軸力設計強度 ϕP_n 不得超過下列 $\phi P_{n,max}$ 規定值：

3.4.6.1 非預力構材使用符合第 13.9.4 節規定之螺箍筋或符合第 3.16 節規定之合成受壓構材者：

$$\phi P_{n,max} = \phi 0.85 [0.85 f'_c (A_g - A_{st}) + f_y A_{st}] \quad (3-1)$$

3.4.6.2 非預力構材使用符合第 13.9.5 節規定之橫箍筋者：

$$\phi P_{n,max} = \phi 0.80 [0.85 f'_c (A_g - A_{st}) + f_y A_{st}] \quad (3-2)$$

3.4.6.3 預力構材之軸力設計強度 ϕP_n 不得超過 ϕP_o 之 0.85 (使用螺箍筋)或 0.80 (使用橫箍筋)倍。

3.4.7 受壓構材應按其承受之軸壓力與同時作用之最大彎矩設計之。設計軸力 P_u 不得超過第 3.4.6 節規定之 ϕP_n 值。最大設計彎矩 M_u 應按第 3.11 節考慮長細效應放大之。

解說：

受壓構材除於第 3.13.3.2 節考慮長細效應之最小偏心距外，過去之最小偏心距規定已刪除。當初規定最小偏心距之原意係減少純軸力作用下受壓構材之軸向載重設計強度，以防分析時未考慮難以避免偶然之偏心及混凝土規定抗壓強度於承受持續高載重下可能小於 f'_c 。現在則直接於第 3.4.6 節中以純軸力作用下之設計強度為計算值之 80% 至 85% 以達到限制目的，此折減下之軸向載重設計強度與早期規範之螺箍筋柱最小偏心距 e/h 為 0.05 、橫箍筋柱為 0.10 相似。因此依早期規範最小偏心距之規定建立之設計圖表或程式仍可應用。

對場鑄或預鑄受壓構材，前述最大軸力設計強度限制則相同。

依本章規定之極限強度設計法設計時，計得之預力構材承受純壓力下之設計強度，應包括預力之效應，第 3.4.6.3 節中之 P_o 為在無偏心載重下之軸力計算強度。

設計受撓構材時，須考慮與其毗鄰受壓構材之端彎矩如下：若為無側移構架，其毗鄰受壓構材端彎矩之放大效應不須考慮。若為有側移構架，其毗鄰受壓構材端彎矩之放大效應(第 3.14.7 節)必須考慮。

角柱或其他柱構材，同時承受兩方向彎矩者，必須以雙軸彎矩加軸力設計之。於參考文獻[3.42、3.4~3.7]中有詳細說明。研究結果顯示^[3.8,3.9,3.43]，依第 3.3.6 節之矩形壓應力塊分佈假設，可計得令人滿意之對稱斷面之雙軸彎矩強度。下式為一簡單而通常保守之估算計算強度 P_{ni} 關係式，當 P_{nx} 、 P_{ny} 分別大於其平衡軸力之 P_b 時，此式相當正確：

$$\frac{1}{P_{ni}} = \frac{1}{P_{nx}} + \frac{1}{P_{ny}} - \frac{1}{P_o}$$

式中：

P_{ni} = 以雙軸向偏心計得之軸力計算強度。

P_o = 以無偏心載重計得之軸力計算強度。

P_{nx} = 僅計X軸向偏心計得之軸力計算強度。

P_{ny} = 僅計Y軸向偏心計得之軸力計算強度。

3.5 受撓構材之橫支撐間距

3.5.1 梁之橫支撐間距不得超過受壓面最小寬度 b 之 50 倍。

3.5.2 決定橫支撐間距時，應考慮載重橫向偏心之影響。

解說：

試驗顯示，具合理尺寸(甚至為非常深而窄)、無橫向支撐、承受無橫向偏心載重(不致產生扭矩)之鋼筋混凝土梁，將不會產生過早之橫向屈曲破壞^[3.10.3.11]。

但無橫向支撐梁通常會承受橫向偏心或微傾斜載重，此載重產生之應力及變位將對深而窄之梁不利，尤以無支撐長度增加時為甚。在實際載重狀況下，橫向支撐間距約需在 $50b$ 左右。

3.6 受撓構材之最少鋼筋量

3.6.1 受撓構材除第 3.6.2 至 3.6.4 節之規定者外，其任何斷面經計算須設置受拉鋼筋時，其鋼筋量 A_s 不得小於：

$$A_{s,min} = \frac{0.8\sqrt{f'_c}}{f_y} b_w d \quad (3-3)$$

亦不得小於：

$$A_{s,min} = \frac{14}{f_y} b_w d \quad (3-4)$$

解說：

凡因建築表現或其他原因使斷面尺寸遠大於強度需要時，規範規定受撓構材之最少鋼筋用量。於拉力鋼筋量極少時，鋼筋混凝土開裂斷面之彎矩計算強度變得比同斷面之無筋混凝土按開裂模數 f_r 計算所得者為低，此時將會有突發性破壞之可能。

為防止此類破壞，不論正、負彎矩處之斷面均須符合第 3.6.1 節最少受拉鋼筋量之規定。當混凝土之規定抗壓強度高於 350 kgf/cm^2 時， $14/f_y$ 之規定可能不足，因之應引用式(3-3)，該式於 f'_c 等於 300 kgf/cm^2 時與式(3-4)規定相同。

3.6.2 有翼版靜定梁，其翼版受拉時之最少鋼筋量 $A_{s,min}$ ，應按下列規定之較小者：

$$(1) A_{s,min} = \frac{1.6\sqrt{f'_c}}{f_y} b_w d ; \text{ 亦不得小於 } A_{s,min} = \frac{28}{f_y} b_w d \quad (3-5)$$

(2) 按第 3.6.1 節之規定計算，但式中 b_w 改取為總有效翼版寬度。

解說：

當有翼版靜定梁其翼版受拉時，如懸臂或其他靜定構材彎矩無法重分配者，本節規定特別需要。式(3-5)係以 $2b_w$ 代入第 3.6.1 節之相關公式求得。

3.6.3 若構材中所有斷面之受拉鋼筋已超過分析所需 $1/3$ 時，可不按第 3.6.1 及 3.6.2 節之規定。

解說：

若各斷面之受拉鋼筋均已較分析所需增加 $1/3$ 時，可不按前兩節最少鋼筋量之規定。此例外規定係針對大型構材，以足夠之額外增加鋼筋，代替依式(3-3)、式(3-4)及式(3-5)計得之超量鋼筋量。

3.6.4 等厚結構用版與基腳最少主鋼筋量，應符合第 13.11 節乾縮與溫度鋼筋之規定，但最大鋼筋間距不得大於版厚三倍或 45 cm 之小者。

解說：

由土壤直接支撐之版，如不用以傳遞結構其他部份垂直載重，則可不視為結構用途之版，其鋼筋量僅需依應力設計需要。但如筏式基礎或其他協助傳遞結構物垂直載重之版，則必須依本節之規定。(按：本節所稱之版，係指結構用途之版)

版之最少鋼筋量應與第 13.11 節規定之乾縮與溫度鋼筋量相等，但經全面檢討第 3.6 節，對結構版與基腳之主鋼筋最大間距已自乾縮與溫度鋼筋五倍版厚之規定減為三倍版厚；此外，第 6.4.2 節另有雙向版臨界面斷面處兩倍版厚之規定。

3.7 梁與單向版內受撓鋼筋分佈

3.7.1 為控制受撓裂紋，梁與單向版內受拉鋼筋應按第 3.7.2 節之規定妥予分佈於構材斷面最大受撓拉力區，但雙向版應按第 6.4 節之規定。

解說：

為達到限制受撓裂紋之目的，許多結構以工作應力法及低鋼筋應力設計。當使用高強度鋼筋承受高使用載重時，可預期將發生可見之裂紋，為耐久性及美觀之理由，需於鋼筋細節(detail)設計步驟中控制受撓裂紋，使其產生許多細小之髮狀裂紋將比少數幾條較寬裂紋更好。

對使用規定降伏強度 f_y 超過 2,800 kgf/cm² 鋼筋之構材，控制受撓裂紋特別重要。若使用規定降伏強度 f_y 達 4,200 kgf/cm² 之鋼筋，有良好之鋼筋細節設計，可適當的控制受撓裂紋。

經國外廣泛試驗證實^[3.12~3.14]，使用載重下受撓裂紋之寬度與鋼筋(含新型竹節鋼筋)之應力成正比。於鋼筋細節設計時，最重要影響裂紋之變數為鋼筋之保護層厚度及鋼筋間距。

即使在良好之試驗環境下，受撓裂紋之寬度亦受乾縮及其他時間因素影響而出現很大之變化。但當鋼筋妥善分佈於混凝土之最大拉力區時，可使受撓裂紋控制獲得改善。

以適當間距配置之多支鋼筋較同面積之一、兩支大號鋼筋，對受撓裂紋之控制為佳。

3.7.2 最接近構材受拉面之鋼筋中心距 s ，應按下列規定：

$$s \leq 38 \left(\frac{2,800}{f_s} \right) - 2.5c_c ; \text{亦不得大於 } 30 \left(\frac{2,800}{f_s} \right) \quad (3-6)$$

式中： f_s 為在使用載重下算得之鋼筋應力，但亦可用 $(2/3)f_y$ 替代之；

c_c 為撓曲受拉鋼筋或預力鋼筋至最近受拉面之淨保護層厚度。

s 若接近最外受拉面僅有單支鋼筋或鋼線時， s 為最外受拉面寬度。

解說：

本節以直接限制最大鋼筋間距，取代前版規範 z 值之規定；並為符合載重組合係數之降低，提高使用載重下之鋼筋應力 f_s 及公式內之係數；對於使用 $f_y=4,200 \text{ kgf/cm}^2$ 主鋼筋，保護層厚 5cm 梁，用 $(2/3)f_y$ 替代 f_s 時，最大鋼筋間距為 25cm^[3.15~3.17]。

結構物之裂紋寬度具高度變異性，前版規範規定鋼筋分佈，依經驗公式限制最大裂紋寬度在 0.040 cm 以內。對間距之規定，可限制裂紋寬度在一般實用上可接受之程度，但對於一些特定結構可能過寬。

裂紋與鋼筋腐蝕之關係尚有爭論，研究顯示^[3.18,3.19]：通常承受使用載重下應力之鋼筋，其腐蝕與裂紋寬度並無明顯關聯。因此，早期對內露與外露構材不同之規定予以剔除。

3.7.3 暴露於嚴重侵蝕性環境或要求水密性之結構物，第 3.7.2 節之規定或有不足，須予特別考慮。

解說：

雖經許多研究，卻無明顯試驗證據可證明，受撓裂紋寬度與腐蝕危險之關係；且暴露試驗顯示：『混凝土品質、適當搗實及足夠保護層厚度』對防止腐蝕之重要性大於『混凝土表面之裂紋寬度』。

3.7.4 當 T 型梁翼版受拉時，須將部分受拉主筋分佈於有效翼版寬度(參閱第 2.12 節)或梁跨度之 $1/10$ 寬度內，以值小者為準。若有效翼版寬度超過梁跨度之 $1/10$ 時，須酌加適量縱向鋼筋配置於翼版外側部分。

解說：

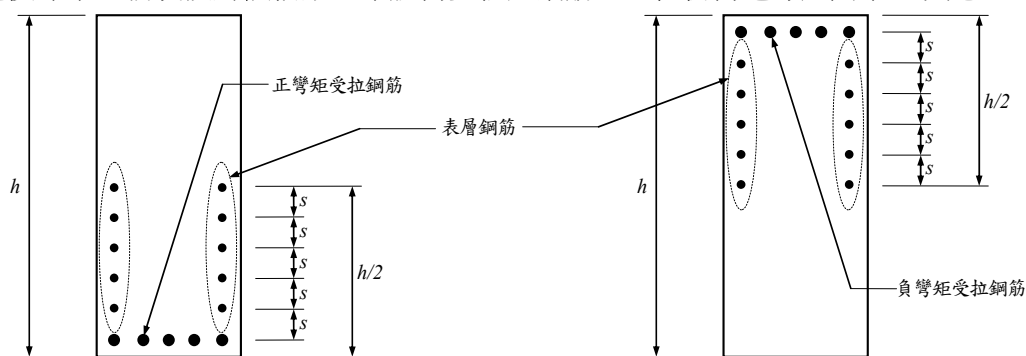
T 型梁翼版受拉而佈置負彎矩鋼筋時，為控制裂紋必需考慮：(1)鋼筋以較寬之間距佈置於全部有效翼版內，將於樓版接近梁腹處產生一些較寬之裂紋。(2)鋼筋以較密之間距佈置於梁腹附近，翼版外緣將欠缺保護。規範中梁跨度 $1/10$ 之規定即為預防鋼筋間距太寬，酌加適量縱向鋼筋之規定則為保護翼版之外緣。

3.7.5 如梁與欄柵版之總深度 h 超過 90 cm 時，在距最外受拉面 $h/2$ 範圍內之梁腹兩側應加置縱向表層鋼筋，梁腹每側表層鋼筋之間距 s 不得大於式(3-6)之規定，其 c_c 為表層鋼筋或預力鋼筋至最近側面之淨保護層厚度。此等鋼筋應可併入強度計算，惟鋼筋之應力須按應變一致性之分析求得。

解說：

對深度較大之受撓構材，一些鋼筋應置於梁腹兩側之垂直面拉力區內^[3.16](圖R3.7.5)以控制梁腹之裂紋。如無前述之輔助鋼筋，則梁腹內之裂紋寬度可能超過受拉鋼筋處之裂紋。本規範修正本節表層鋼筋間距 s 之規定與受撓鋼筋之規定一致。表層鋼筋尺寸並未限制，國外研究顯示，鋼筋間距之重要性遠大於鋼筋之尺寸；典型地表層鋼筋可使用 D10 至 D16 鋼筋或相當面積之鋼線網。

此規定使深梁、牆或預鑄欄柵版之梁腹需要較大鋼筋量，但仍需遵守此間距之規定。



圖R3.7.5 總深度超過 90 cm 梁與欄柵版之表層鋼筋

3.8 深梁

3.8.1 深梁為載重與支撐分別位於構材之頂面與底面，使壓桿形成於載重及支點之間，且符合：

(1) 淨跨 l_n 不大於 4 倍梁總深；或

(2) 集中載重作用區與支承面之距離小於 2 倍梁總深。

深梁應依非線性應變分佈設計，或依附篇 A 設計(見第 4.9.1、5.11.6 節)；橫向屈曲必須考慮。

3.8.2 深梁之剪力強度須符合第 4.9 節之規定。

3.8.3 深梁之受撓受拉鋼筋最少用量須符合第 3.6 節之規定。

3.8.4 深梁側面之水平及垂直最低鋼筋量須符合附篇 A 之規定，或第 4.9.3 及 4.9.4 節之規定。

解說：

前版規範以『跨度與梁深比』定義深梁，且第3.8.1節與第4.9.1節對深梁之定義亦不相同。本規範重新依附篇A之D-區域行為定義深梁，並將第3.8.1節與第4.9.1節之定義統一。

本規範對深梁撓曲設計，除非線性應變及橫向屈曲必須考慮外，未規定其他細節設計需求。建議於深梁撓曲設計時參考文獻[3.20~3.22]。

3.9 受壓構材之設計尺寸

3.9.1 獨立之螺箍受壓構材

受壓構材使用二組或二組以上連鎖螺箍者，構材有效斷面為螺箍外緣加第 13.6 節規定之最小保護層厚度以內之範圍。

解說：

最小受壓構材尺寸之規定，早已刪除，以允許小尺寸、輕載重之受壓構材使用鋼筋混凝土製造。但工程師必需瞭解：施工技術需求及乾縮應力影響增加之重要性。

3.9.2 連牆之受壓構材

螺箍或橫箍受壓構材與牆構成一體者，箍筋外 4 cm 之圓形、正方形或矩形為構材有效斷面之界限。

3.9.3 等效圓形受壓構材

正方形、八邊形或其他形狀之受壓構材，亦應可按圓形受壓構材設計，其直徑採用實際形狀之最小尺寸。構材之設計強度、總斷面積及鋼筋比均須按該圓形斷面計算。

3.9.4 受壓構材斷面之限制

受壓構材之斷面較承受設計載重所需者為大時，其設計強度及最少縱向鋼筋量應可按折減後之有效總斷面積 A_g 計算，但此 A_g 不得小於原總斷面積之半。本節規定對須考慮耐震設計之受壓構材，除第 15.11 節規定者外，均不適用。

解說：

規範分別以『總斷面積』及『螺箍柱柱心斷面積』^[3.23]，作為規定柱縱向及螺箍鋼筋量計算之用；但對於柱之設計強度則僅使用總斷面積。

對於『柱之總斷面積超過承受設計載重所需』狀況，第3.9.2至3.9.4節規定可滿足『設計一因建築或其他需要加大之過大斷面之柱，以承受設計載重時，為符合第3.10.1節最少鋼筋斷面積之規定，僅需增加混凝土斷面而不需增加鋼筋用量』之要求。此增加之混凝土不得考慮其承受載重之功能，但於結構分析時其增加之構材勁度必須考慮，且對結構其他部分之互制作用亦必須考慮。

3.10 受壓構材之鋼筋限制

3.10.1 非合成受壓構材之縱向鋼筋斷面積 A_{st} 應符合下式之規定：

$$0.01A_g \leq A_{st} \leq 0.08A_g \quad (3-7)$$

解說：

本節規定非合成受壓構材之縱向鋼筋量(不含型鋼等)之限制，如使用過高之鋼筋比，則將造成實際澆置混凝土時之施工困難，需考慮改用較大柱斷面以降低鋼筋比、或使用較高強度之混凝土或鋼筋。使用搭接方式續接之柱，其使用鋼筋量一般以不超過 $0.04A_g$ 為原則。

最少鋼筋量：自建立『柱之載重分別由鋼筋與混凝土承受』設計方法以來，就有最少鋼筋量之規定，以確保柱符合鋼筋混凝土之基本行為。鋼筋可用以抵抗不論計算上是否存在之彎矩，且在混凝土持續

受壓時可減少乾縮與潛變之效應，試驗顯示乾縮與潛變會將若干載重自混凝土轉移至鋼筋，此增加之鋼筋應力，將因鋼筋比之減少而大幅增加；除非鋼筋比有一最低限制，否則在持續使用載重下就可能使鋼筋之應力增至降伏，於ACI-105委員會報告^[3.20]中曾強調此現象，並建議螺箍及橫箍柱分別以 $0.01A_g$ 及 $0.005A_g$ 為最少鋼筋量，但本規範一直以 $0.01A_g$ 為各式柱之最少鋼筋量。

最大鋼筋量：ACI-105委員會曾建議^[3.24]，螺箍柱與橫箍柱分別以 $0.08A_g$ 及 $0.03A_g$ 為最大鋼筋量，但ACI規範及本規範早就以 $0.08A_g$ 為各式柱之最大鋼筋量，此限制可考慮為經濟與澆置需求之實用上限。(耐震設計另有更嚴規定)

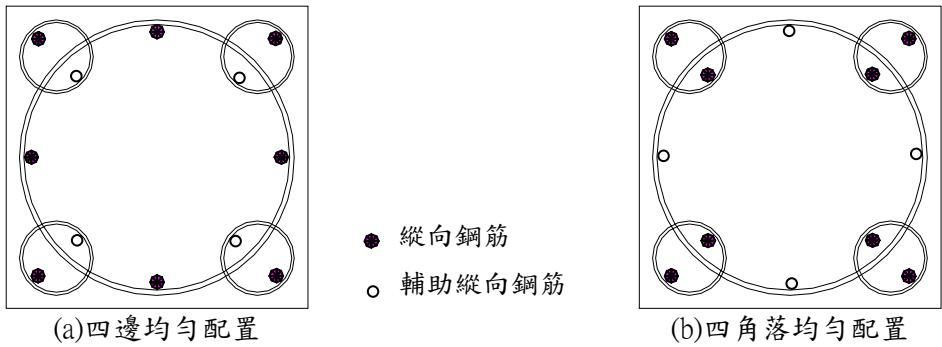
3.10.2 受壓構材之縱向鋼筋最少根數規定如下：

箍筋種類	縱向鋼筋最少根數
矩形或圓形橫箍筋	4
三角形橫箍筋	3
符合第 3.10.3 節規定之螺箍筋	6

解說：

矩形或圓形橫箍筋受壓構材最少需四根縱向鋼筋；符合第3.10.3節規定之螺箍筋受壓構材最少需六根縱向鋼筋；符合第3.10.3.1節規定之多螺箍筋受壓構材最少需八根縱向鋼筋，以四邊均勻配置或四角落均勻配置為原則(如圖R3.10.2)，並配置適當之輔助縱向鋼筋，以滿足相鄰縱向鋼筋之中心距不超過35cm，且該輔助縱向鋼筋直徑不得小於D19；其他形狀之受壓構材每一頂點或角落最少需一根縱向鋼筋，並需配以適當之橫向鋼筋，如三角形柱需配置至少三根縱向鋼筋，每一縱向鋼筋置於三角橫箍之一個頂點。

當縱向鋼筋排列成圓形，其根數若少於八根，於設計時必需確定鋼筋之方向位置，並考慮其承受偏心載重時之彎矩強度。



圖R 3.10.2 多螺箍筋柱主筋配置示意圖

3.10.3 螺箍筋之體積比 ρ_s 不得小於下式之值：

$$\rho_s = 0.45 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}} \tag{3-8}$$

式中 f_{yt} 為設計採用之值不得大於 $7,000 \text{ kgf/cm}^2$ ，且螺箍筋採用之 f_{yt} 值若超過 $4,200 \text{ kgf/cm}^2$ 時，不得使用第 13.9.4.5(1)節之方式續接。

解說：

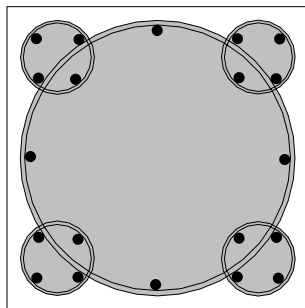
螺箍筋受壓構材增加載重時，將等到載重及變形逐漸增加至螺箍外圍混凝土剝落後，其柱心混凝土

之承受載重強度才增加。式(3-8)規定之螺箍筋使用量^[3.24]，乃期望因此規定增加柱之承受集中載重強度，可抵消或略超過螺箍外圍混凝土剝落所損失者。試驗及經驗顯示，受壓構材如依本節配置螺箍筋使用量時，可展現顯著之韌性。研究顯示，規定降伏強度 $7,000 \text{ kgf/cm}^2$ 之鋼筋可用於圍束柱心混凝土，本規範對設計採用之螺箍筋規定降伏強度之限制已自 $4,200 \text{ kgf/cm}^2$ 提高至 $7,000 \text{ kgf/cm}^2$ 。

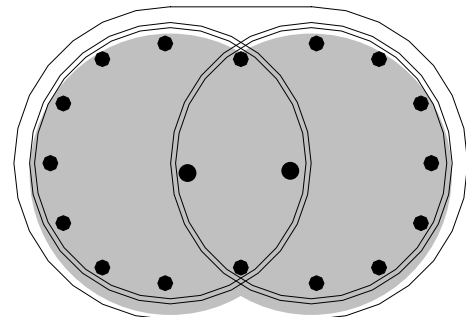
3.10.4 採用多螺箍筋計算式(3-8)螺箍筋之體積比 ρ_s 時，其中 A_{ch} 應取多螺箍所構成重疊閉合箍筋最外緣以內之構材斷面積。個別螺箍筋所配置之體積比皆不得小於上述算得之螺箍筋體積比 ρ_s 。

解說：

受壓構材可使用兩組或兩組以上連鎖螺箍做為橫向鋼筋，此橫向鋼筋之組合一般也稱為多螺箍筋，參考圖R 3.10.4。在所有螺箍之 ρ_s 相同的條件下，多螺箍筋所圍束的核心混凝土 A_{ch} 之行爲與單螺箍相當^[3.45]，可以式(3-8)設計，設計時需要求個別螺箍的用量皆大於 ρ_s ，以確認為保守設計。



(a)五螺箍 A_{ch} 的範圍



(b)二組連鎖螺箍 A_{ch} 的範圍

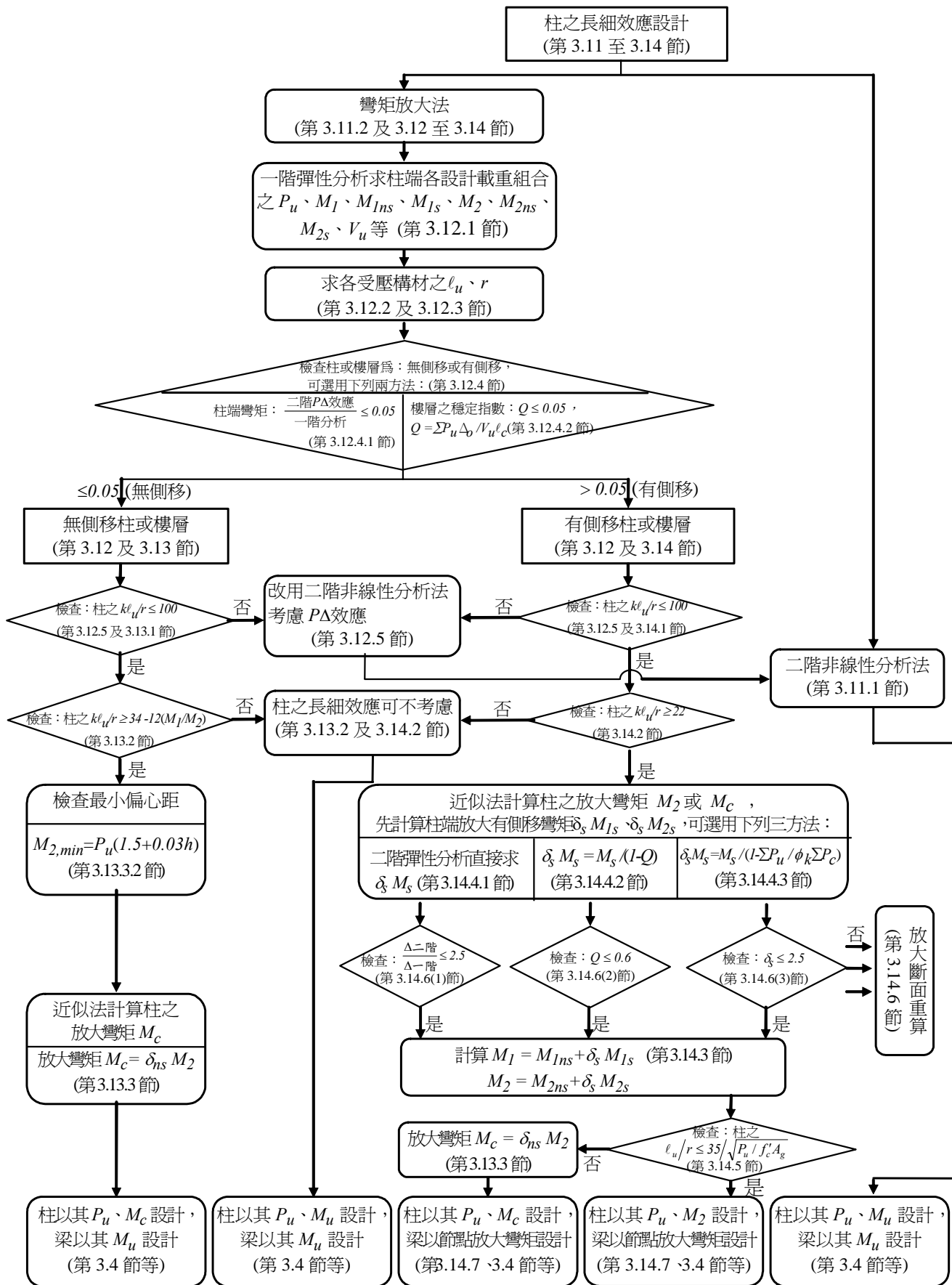
圖R 3.10.4 多螺箍筋之示意圖

3.11 受壓構材之長細效應

解說：

前版規範已修訂受壓構材長細效應之相關規定，除更認同使用二階分析法外，並重新安排『無側移』與『有側移』構架之條款^[3.25]。第3.11.1節允許使用精緻二階非線性分析法，第3.12至3.14節引介以傳統彎矩放大法為基礎之近似設計方式。對於有側移構架之放大側移彎矩 $\delta_s M_s$ 可用二階彈性分析、二階彈性分析略算法、或傳統側移彎矩放大因數法計得。

建議設計流程詳圖R3.11。



圖R3.11 柱長細效應之建議設計流程

3.11.1 除第 3.11.2 節允許者外，受壓構材、束制梁及其他支撐構材，應按二階分析計得之設計彎矩與設計力設計之，分析時並考慮材料之非線性與開裂、構材之彎曲與側傾效應、載重之持續時間、乾縮與潛變、及與基礎之互制作用。
設計圖上構材斷面尺寸與分析時之差異應在 10% 以內，否則應重新分析。分析之程序需經驗證，對超靜定鋼筋混凝土柱之強度預估應與試驗結果相吻合。

解說：

使用精緻二階分析法有兩項限制：一、結構分析之構材需與定案結構相似，若斷面尺寸之差異超過 10% 時，則應重算構材性質，並重作分析。二、精緻二階分析程序預估之極限載重，與超靜定鋼筋混凝土結構試驗結果之誤差需在 15% 以內，並至少應作不同勁度柱平面構架之『無側移』與『有側移』試驗比較。

為考量實際構材性質之變異，分析採用之構材性質應乘以小於 1.0 之勁度折減因數 ϕ_k ，為與第 3.14.4.1 節二階分析法一致，可令勁度折減因數 ϕ_k 為 0.80；有關勁度折減因數 ϕ_k 之概念^[3.35]，另討論於解說第 3.13.3 及 3.14.4.1 節中。

『束制梁』係指與柱端連接之梁，用於束制柱端之變形，詳第 3.14.7 節解說。

3.11.2 承受軸力與彎矩之受壓構材、束制梁及其他支撐構材，若不按第 3.11.1 節設計，應可用第 3.12 節替代之。

解說：

以彈性分析與彎矩放大為基礎之近似設計，可做為第 3.11.1 節精緻二階分析法之替代方案^[3.26,3.27]。對有側移構架之放大側移彎矩，可用接近真實之勁度值，採二階彈性分析計得，詳見第 3.14.4.1 節。

3.12 彎矩放大法—通則

解說：

本節敘述『以彎矩放大因數觀念計算長細效應』近似設計法之通則；對『無側移』與『有側移』構架之規定分述於第 3.13 與 3.14 節。

此近似設計法為將傳統一階構架分析得到之彎矩乘以『彎矩放大因數』，該因數為柱之設計載重 P_u 與屈曲臨界載重 P_c 之函數。

一階構架分析係指不考慮變位對構材內力影響之彈性分析。

3.12.1 應可採用一階彈性構架分析法，計算設計軸力 P_u 、設計柱端彎矩 M_1 與 M_2 、及樓層相對變位 Δ_o 。分析時使用之構材斷面性質應考慮軸向載重、構材之開裂範圍、載重持續時間等之影響；構材斷面性質可使用下列各值：

- (1) 彈性模數 E E_c
- (2) 斷面積 A $1.0 A_g$
- (3) 慣性矩 I :
 - 梁 $0.35 I_g$
 - 柱 $0.70 I_g$
 - 牆，未開裂 $0.70 I_g$

牆，已開裂	$0.35I_g$
平版	$0.25I_g$
慣性矩遇下列狀況時應除以 $(1+\beta_d)$ ：	
(a) 承受持續側向載重。	
(b) 依第 3.14.6 節之規定進行穩定校核時。	

解說：

彈性分析用於強度設計時，其所使用之勁度 EI 值需能代表構材破壞前一剎那之勁度，此點對二階分析預估極限載重時之側移量特別重要。每一構材內各斷面之 EI 值不須均按最大應力斷面上之彎矩曲率關係計得，但應與該構材之端彎矩轉角關係一致。

本節規定 E 、 A 及 I 之替代值，係經由構架試驗與分析結果，並預留側移量之計算偏差。因為：一、彈性模數依混凝土之規定抗壓強度決定，實際平均混凝土強度則稍高；二、慣性矩訂為參考文獻^[3,28]值之 $7/8$ ；兩項效應，將造成二階分析側移量高估 $20\sim 25\%$ ，但可以與穩定計算時之勁度折減因數 $0.80\sim 0.85$ 相符。有關勁度折減因數 ϕ_k 之觀念則於第3.13.3節解說中討論。

T 型梁之 I_g 應按第2.12節規定之有效翼版寬計算，一般取為梁腹 I_g 之兩倍 $2(b_w h^3/12)$ 已足夠正確。

如牆以慣性矩為 $0.70I_g$ 進行構架分析後，所得之設計彎矩或剪力已超過開裂強度，將產生受撓裂紋時，則該牆於該樓層內之慣性矩，需改為 $0.35I_g$ ，並重做構架分析。

本節提供之慣性矩替代值適用於非預力構材，預力構材之慣性矩應依鋼筋與預力鋼腱之使用量、位置、形式及破壞前一刻之開裂程度決定，其值可與本節提供者不同，但需預留側移量之計算偏差。

第3.12至3.14節係規定強度需求，並假設在『設計載重』下之進行構架分析^[3,29,3,30]。但為決定結構物適用性、風洞試驗之風力評估、或地震基面剪力等，需在不同之(未乘載重因數放大)『使用載重』下進行變形、振動、或週期等分析，為使二階分析法亦可適用於使用載重下之計算，不同使用載重所用之慣性矩應能反應當時之開裂程度，因此除對當時開裂程度做更精確評估得到慣性矩外，亦可將本節提供之慣性矩替代值乘以 $1/0.7=1.43$ 後，作為使用載重分析用之慣性矩。

慣性矩除 $(1+\beta_d)$ 之特殊規定，係供結構物兩側有不平衡土壓產生之永久性側向載重等狀況時使用。

3.12.2 迴轉半徑

受壓構材斷面迴轉半徑 r 應可用混凝土總斷面計算。矩形斷面應可用考慮穩定方向總厚度之 0.30 倍、圓形斷面應可用直徑之 0.25 倍為其 r 值。

3.12.3 受壓構材之無支長度

3.12.3.1 受壓構材之無支長度 l_u 應為樓版、梁或其他在考慮方向有側支能力構材間之淨距。

3.12.3.2 受壓構材如在考慮方向有柱冠或托肩，應依其最低處計算無支長度。

3.12.4 結構物中之柱或樓層須先經判定為『無側移』或『有側移』後，再分別按第 3.13 或 3.14 節規定設計。判定方式如下：

3.12.4.1 柱若考慮二階效應所增加之柱端彎矩，不超過一階分析之 5% ，則該柱應可判定為無側移。

3.12.4.2 樓層若依下式計得之穩定指數 Q 不超過 0.05 ，則該樓層應亦可判定為無側移：

$$Q = \frac{\sum P_u \Delta_o}{V_u l_c} \quad (3-9)$$

式中：

$$\begin{aligned} \sum P_u &= \text{樓層之設計總垂直力。} \\ V_u &= \text{樓層之設計總剪力。} \\ \Delta_o &= \text{樓層承受 } V_u \text{ 時之一階分析頂與底相對變位。} \\ \ell_c &= \text{受壓構材之全長，為樓層兩節點之中心距。} \end{aligned}$$

解說：

設計者使用彎矩放大法前需先判定柱或構架為無側移或有側移：若為無側移須按第3.13節設計，若為有側移須按第3.14節設計。通常可查驗比較一樓層柱與側向支撐(如結構牆、剪力桁架或其他束制側移構材)之側向總勁度，如因側向支撐勁度足夠，致使樓層側移量不足對柱之強度造成重大影響時，則受壓構材(柱)可假設為無側移。

若無現成查驗法可用，規範提供兩方式：一、於第3.12.4.1節中規定，側向設計載重作用下，如二階 $P\Delta$ 效應所增加之柱端彎矩，不超過一階分析之柱端彎矩5%時，則可用無側移設計。二、第3.12.4.2節以穩定指數 Q 為基準之替代規定，計算所用之 $\sum P_u$ 應為與側力相配之最大值。值得注意的是：同一構架中可能某些樓層為無側移，而其餘樓層為有側移。此外樓層設計總剪力 V_u 為零時本替代查驗法不適用。

必要時穩定指數 Q 亦可在使用載重作用下求得，但使用載重下之慣性矩需依第3.12.1節解說規定、使用載重作用下求得之 $\sum P_u$ 應乘以1.2、 V_u 應乘以1.2、而 Δ_o 則應乘以1.43。

3.12.5 構架內如有任一受壓構材之 kl_u/r 大於 100 時，則該構架應按第 3.11.1 節分析之。

解說：

第3.12至3.14節對使用彎矩放大法設計柱時，強制加入 kl_u/r 上限之規定，但第3.11.1節則無類似限制。此 kl_u/r 不得大於100之限制係依實際長細試驗時，構架內受壓構材之試驗範圍上限而訂。

3.12.6 受壓構材兩主軸均受撓曲時，對兩軸之設計彎矩應分別按各該軸束制情形放大之。

解說：

當受壓構材承受雙軸彎曲時，每一主軸算得之彎矩均需放大。計算每一主軸之彎矩放大因數 δ 時，應分別依其適當之有效長度 kl_u 及勁度 EI ，先計算兩方向之臨界載重 P_c 。兩方向柱之淨高、柱與受撓構材勁度比可不相同，因此不同方向之臨界載重將不同，而其對應之彎矩放大因數亦不同。

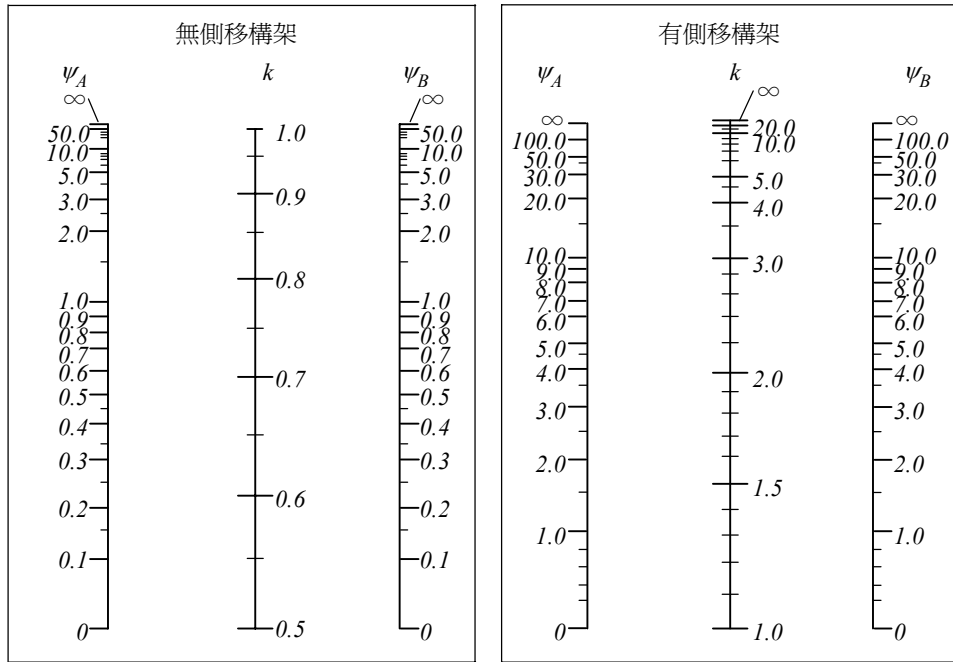
3.13 彎矩放大法－無側移構架

3.13.1 無側移構架之受壓構材，其有效長度因數 k ，除經分析證實可用較低值外，應取為 1.0。
若需計算 k ，其 E 、 I 值應按第 3.12.1 節之規定。

解說：

彎矩放大公式係導自兩端為鉸接之柱，故須依實際端點束制狀況加以修正，這就是使用有效長度 kl_u 計算臨界載重 P_c 之原因。

主要估算『有效長度因數』 k 值之圖表為圖R3.13.1，該圖係供均勻斷面多跨度構架查 k 值之用。[3.31,3.32]



圖R3.13.1 有效長度因數 k

受壓構材有效長度 $k\ell_u$ 為其兩端點相對勁度 ψ_A 、 ψ_B 之函數，柱端相對勁度 $\psi = [\Sigma(EI/\ell)_{柱}] / [\Sigma(EI/\ell)_{梁}]$ 。研究顯示在決定 ψ 時，必需考慮梁、柱鋼筋量變化及梁開裂之影響。本節規定梁慣性矩採用 $0.35I_g$ 、柱慣性矩採用 $0.70I_g$ ，已考慮鋼筋比及梁開裂影響。

下列計算有效長度因數 k 值之簡化公式亦可使用於無側移構架及有側移構架，其中式(R3.13a,b,e)得自1972英國規範(British Standard Code of Practice)^[3.33,3.34]、式(R3.13c,d)得自參考文獻[3.32]：

(1) 無側移受壓構材之 k 值上限，為下兩式之小者：

$$k = 0.7 + 0.05(\psi_A + \psi_B) \leq 1.0 \quad (\text{R3.13a})$$

$$k = 0.85 + 0.05(\psi_{min}) \leq 1.0 \quad (\text{R3.13b})$$

式中 ψ_A 與 ψ_B 為柱兩端之 ψ 值、 ψ_{min} 為兩值之小者。

(2) 有側移受壓構材兩端束制者之 k 值可取為：

於 $\psi_m < 2$ ：

$$k = \frac{20 - \psi_m}{20} \sqrt{1 + \psi_m} \quad (\text{R3.13c})$$

於 $\psi_m \geq 2$ ：

$$k = 0.9 \sqrt{1 + \psi_m} \quad (\text{R3.13d})$$

式中 ψ_m 為柱兩端 ψ 之平均值。

(3) 有側移受壓構材一端鉸接者之 k 值可取為：

$$k = 2.0 + 0.3\psi \quad (\text{R3.13e})$$

式中 ψ 為柱束制端之 ψ 值。

使用圖R3.13.1或本節各公式所得之有效長度因數 k 若小於1.0，尚可認為符合本規範規定。

3.13.2 無側移構架之受壓構材，若合於下列條件，其長細效應可忽略不計：

$$\frac{k\ell_u}{r} \leq 34 - 12 \frac{M_1}{M_2} \quad (3-10)$$

式中 $\left[34 - 12 \frac{M_1}{M_2} \right]$ 值不得大於 40。若構材彎成單曲度 M_1/M_2 值為正；構材彎成雙曲度為負。

解說：

式(3-10)係導自式(3-12)，並以長細效應增加5% 彎矩導出^[3.26]。推導彎矩放大因數公式時未計入 ϕ_k 。首次試算可使用 $k=1.0$ 為初估值。

3.13.3 受壓構材應可按設計軸力 P_u 與經構材彎曲側向變位效應放大後之設計彎矩 M_c 設計之，如下式：

$$M_c = \delta_{ns} M_2 \quad (3-11)$$

式中

$$\delta_{ns} = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{\phi_k P_c}} \geq 1.0 \quad (3-12)$$

此時 ϕ_k 應取為 0.75； P_c 應取為：

$$P_c = \frac{\pi^2 EI}{(k\ell_u)^2} \quad (3-13)$$

EI 值應取為：

$$EI = \frac{0.2E_c I_g + E_s I_{se}}{1 + \beta_d} \quad (3-14)$$

或

$$EI = \frac{0.4E_c I_g}{1 + \beta_d} \quad (3-15)$$

解說：

式(3-12)及式(3-21)中之勁度折減因數 ϕ_k 以0.75計。此值與強度折減因數 ϕ 有所不同^[3.35]。

在勁度因混凝土開裂、潛變及非線性之應力-應變關係曲線變化下，如何選用合理之勁度 EI 近似值為決定臨界載重 P_c 之主要難題。式(3-14)係以較小之偏心率及高軸向載重導出，以突顯長細效應之影響。

由於持續載重引起潛變將增加柱之側向變位，而引致彎矩之增大，近似設計為將構材勁度 EI 除以 $(1+\beta_d)$ 予以降低，再用以計算 P_c 與 δ_{ns} 。式(3-14)之鋼筋與混凝土之 EI 均除以 $(1+\beta_d)$ ，以反映由於持續載重引起之過早鋼筋降伏。

式(3-14)或式(3-15)均可用以計算 EI 值，式(3-15)為式(3-14)之簡化近似公式^[3.36]，可假設 $\beta_d=0.6$ 予以再簡化如下：

$$EI = 0.25 E_c I_g \quad (R3.13f)$$

無側移與有側移構架使用之 β_d 並不相同，見第3.1節 β_d 符號說明。

3.13.3.1 受壓構材若支點間無橫向載重時， C_m 值應按下式計算：

$$C_m = 0.6 + 0.4 \frac{M_1}{M_2} \geq 0.4 \quad (3-16)$$

式中 M_1/M_2 值依第 3.13.2 節之規定；若支點間有橫向載重時 C_m 值取為 1.0。

解說：

C_m 為等值彎矩修正因數，推導彎矩放大因數時係假設最大彎矩發生於接近柱之半高處，如最大彎矩發生於柱端，設計時必需以 C_m 校正之。^[3.26]

受壓構材若兩端點間承受橫向載重時，最大彎矩可能發生於遠離柱端處，如此必需以該最大彎矩為式(3-11)之 M_2 值，同時 C_m 值必需取為 1.0。

3.13.3.2 於式(3-11)中，對每一主軸之 M_2 值，應分別不小於：

$$M_{2,min} = P_u (1.5 + 0.03h) \quad (3-17)$$

式中 1.5 及 h 之單位為 cm ；另於 $M_{2,min}$ 大於 M_2 時，應按下列方式之一決定式(3-16)中之 C_m 值：

- (1) 以實際之 M_1/M_2 比值計算 C_m ；或
- (2) C_m 取為 1.0。

解說：

本規範係以放大柱端彎矩計得長細效應，如柱之設計彎矩非常小或為零時，則須以本節規定之最小偏心距為基準設計長細柱，但不須考慮兩主軸方向同時發生最小偏心距。

當柱設計需用最小偏心距時，式(3-16)中之 M_1/M_2 比值，仍應使用結構分析算得之設計柱端彎矩。此規定係為避免於計算時，在偏心距介於小於、等於或大於最小偏心距處，出現 C_m 值不連續之狀況。

3.14 彎矩放大法—有側移構架

解說：

前版規範已修訂有側移構架之長細設計，修改後之設計程序包括下列三步驟：

- (1) 放大側移彎矩 $\delta_s M_s$ 應按下述三法之一計得：一、使用第 3.14.4.1 節之二階彈性構架分析法。二、使用第 3.14.4.2 節之二階彈性分析略算法。三、按第 3.14.4.3 節使用傳統之側移彎矩放大因數 δ_s 。
- (2) 按第 3.14.3 節，將各柱上、下端之放大側移彎矩 $\delta_s M_s$ 與不需放大非側移彎矩 M_{ns} 分別相加。非側移彎矩 M_{ns} 可自一階彈性分析計得。
- (3) 若柱頗細長且軸向載重亦大，則應校核柱間彎矩是否超過柱端彎矩；該項檢查，可假設 $k \leq 1.0$ 算得 P_c 及無側移構架之彎矩放大因數 δ_{ns} 後，按第 3.14.5 節規定完成之。

3.14.1 受壓構材如有側移，其有效長度因數 k ，應按第 3.12.1 節規定之 $E \cdot I$ 值計得，且不得小於 1.0。

解說：

參見第 3.13.1 節解說。

3.14.2 受壓構材若有側移而 kl_u/r 小於 22，其長細效應可不計。

3.14.3 受壓構材之兩端設計彎矩 M_1 與 M_2 應計算如下：

$$M_1 = M_{1ns} + \delta_s M_{1s} \quad (3-18)$$

$$M_2 = M_{2ns} + \delta_s M_{2s} \quad (3-19)$$

式中 $\delta_s M_{1s}$ 與 $\delta_s M_{2s}$ 應依第 3.14.4 節規定計得。

解說：

說明本節之分析僅及於平面構架承受載重後在平面上產生變位，如有顯著扭矩變位，則應使用三度空間二階分析。

3.14.4 放大側移彎矩 $\delta_s M_s$ 之計算

有側移受壓構材之放大側移彎矩 $\delta_s M_s$ 應以下述三方式之一計算：

3.14.4.1 放大側移彎矩 $\delta_s M_s$ 應以第 3.12.1 節之規定構材勁度，使用二階彈性分析計得之。

解說：

二階分析為包括變位產生之內力效應之構架分析，當使用二階彈性分析計算 $\delta_s M_s$ 時，必須採用構材破壞前一剎那極限載重下之側移量，因此二階分析應依第 3.12.1 節之規定降低構材勁度 EI 值。

無側移與有側移構架使用之 β_d 並不相同，詳見第 3.1 節 β_d 符號說明。地震與風力等短期載重產生之側移量，係為『重力載重持續一段期間後之』短期勁度之函數，此時 $\beta_d = 0.0$ ；但若有『斜坡上之建物有不平衡側土壓』等異常持續側向載重時，則 β_d 將不為 0.0 。

所有非抵抗側力但與穩定相關柱之軸向載重，均應包括於二階分析中。

用第 3.12.1 節規定之 E 、 I 值作二階分析時，約高估側移量 20~25%，相當於計算 $P\Delta$ 效應彎矩時，使用勁度折減因數 $\phi_k = 0.80 \sim 0.85$ ，因此穩定計算時已無需再加 ϕ_k ，但以設計彎矩、軸力進行斷面設計時，仍應計入強度折減因數 ϕ 。

3.14.4.2 放大側移彎矩 $\delta_s M_s$ 亦應可使用下式計得：

$$\delta_s M_s = \frac{M_s}{1-Q} \geq M_s \quad (3-20)$$

；但若計得之 $\delta_s > 1.5$ 時， $\delta_s M_s$ 應改用第 3.14.4.1 或 3.14.4.3 節計算。

解說：

二階彎矩之 $P\Delta$ 疊代分析可用無限級數表示，式(3-20)為此級數之解^[3.28]，由參考文獻[3.37]得知，於 δ_s 不超過 1.5 時，該式可準確預估有側移構架之二階彎矩值。

柱各點變位量 Δ 為一曲線，因之 $P\Delta$ 彎矩圖亦為一曲線；式(3-20)與多數現有商業二階構架分析軟體均假設 $P\Delta$ 彎矩係由『樓層上、下一對 $P\Delta/\ell_c$ 水平力』造成，此假設之 $P\Delta$ 彎矩圖為直線分佈；以實際曲線 $P\Delta$ 彎矩產生之側移量，大於假設直線分佈彎矩產生者約 15%；為此可將式(3-20)分母修正為 $(1-1.15Q)$ ，但為與現有商業軟體一致，1.15 並未放入式(3-20)中。

如樓層之側移伴隨顯著扭轉變形，放大彎矩法將對距扭轉中心最遠處柱之放大彎矩低估，因此須改用三度空間二階分析。

若變位量係於使用載重下計得，則式(3-20)中之 Q 值應按解說第 3.12.4 節之規定求得。

穩定指數 Q 分析係以第 3.12.1 節規定之 E 、 I 值為基礎，如同解說第 3.14.4.1 節所述相當於勁度折減因數 ϕ_k 已置入其中，因此穩定計算時已無需再加 ϕ_k ，但以設計彎矩、軸力進行斷面設計時，仍應計入強度折減因數 ϕ 。

3.14.4.3 放大側移彎矩 $\delta_s M_s$ 亦應可使用下式計得：

$$\delta_s M_s = \frac{M_s}{1 - \frac{\sum P_u}{\phi_k \sum P_c}} \geq M_s \quad (3-21)$$

式中 $\sum P_u$ 為一樓層內之總設計垂直力；勁度折減因數 ϕ_k 應取為0.75； $\sum P_c$ 為該樓層內所有束制側移柱 P_c 之總和， P_c 係以第3.14.1節計得之 k 、式(3-14)或式(3-15)計得之 EI 使用式(3-13)求得之。

解說：

如一樓層無整體扭轉變形，整個樓層之側移量將相等，則用該樓層平均之 $\sum P_u / \sum P_c$ 為基準計得 δ_s ，以校核樓層之穩定效果，應可反映在 $P\Delta$ 效應下該樓層所有束制側移柱之互制作用。此時該側移樓層內，可能有某些特別長細柱已承受偏高之變位量，甚至需被該樓層其他柱所支撐，於第3.14.5節以式(3-22)校核時，將發現這些特別長細柱之 ℓ_u / r 將超過規定。

如樓層之側移伴隨顯著扭轉變形，放大彎矩法將對距扭轉中心最遠處柱之放大彎矩低估，因此須改用三度空間二階分析。

式(3-21)中之勁度折減因數 ϕ_k 為0.75，此值與強度折減因數 ϕ 有所不同^[3.35]。

有側移構架通常因短期載重產生側移時，計算 EI 值所需之 β_d 可取為0.0，詳見解說第3.14.4.1節。

3.14.5 如任一有側移受壓構材其：

$$\frac{\ell_u}{r} > \frac{35}{\sqrt{\frac{P_u}{f_c' A_g}}} \quad (3-22)$$

，則應以設計軸力 P_u 及按第3.13.3節計得之彎矩 M_c 設計之，其使用之 M_1 與 M_2 應依第3.14.3節之規定， β_d 應依載重組合決定， k 已定義於第3.13.1節中。

解說：

將柱上、下兩端之放大側移彎矩 $\delta_s M_s$ 與不需放大非側移彎矩 M_{ns} 分別相加，通常其中一端將成為柱之最大彎矩；但高軸力較長細柱之最大彎矩可能產生於端點間，亦即端點彎矩不恆為最大彎矩；如 ℓ_u / r 不超過式(3-22)之規定，則沿柱高任何點之最大彎矩將不超過最大端點彎矩之1.05倍；如 ℓ_u / r 大於式(3-22)之規定，則沿柱高之最大彎矩將超過最大端點彎矩5%以上；此時，最大彎矩應以式(3-11)放大端點彎矩計得之。其計算式為：

$$M_c = \frac{C_m (M_{2ns} + \delta_s M_{2s})}{1 - \frac{P_u}{0.75 P_c}} \geq M_{2ns} + \delta_s M_{2s} \quad (R3.14a)$$

3.14.6 應校核含側力之設計重力載重組合作用下之整體結構強度與穩定問題，如下：

- (1) 當依第 3.14.4.1 節計算 $\delta_s M_s$ 時，於設計靜載重、設計活載重及設計側力載重共同作用下，以二階分析計得側移量與一階分析計得側移量之比值不得超過 2.5。
 - (2) 當依第 3.14.4.2 節計算 $\delta_s M_s$ 時，以設計靜載重及設計活載重共同作用下，以 ΣP_u 計得之 Q 值不得超過 0.6。
 - (3) 當依第 3.14.4.3 節計算 $\delta_s M_s$ 時，以設計靜載重及設計活載重共同作用下，以 ΣP_u 與 ΣP_c 計得之 δ_s 值必須為正且不得超過 2.5。
- 以上分析時所用之 β_d 值，應取為最大設計持續軸向載重與最大設計軸向載重之比。

解說：

由重力載重單獨作用引起之可能側移穩定須予校核，當依第3.14.4.1節二階分析計算 $\delta_s M_s$ 時，構架應於設計重力載重加上一些側力載重後作兩次應力分析，其中一次為一階分析、另一次為二階分析，二階分析計得因側力產生側移量不得超過一階分析計得者2.5倍；所加之側力載重可為一組設計時之側力、或單一側力加於構架頂端，但側力之大小需足以正確計得側移量；對因重力載重產生側移之非對稱構架，側力應施加於增加側移之方向。某一樓層特別軟弱時，該樓層側移量之比值應予估算。

當用第3.14.4.2節計算 $\delta_s M_s$ 時，於設計重力載重作用，因側力計得之 Q 值應不超過0.6之規定相當於 δ_s 不超過2.5；計算 Q 值之 V_u 與 Δ_o 可用同一組任意選定之實際或虛設側力載重求得；如於第3.12.4.2節計得之 Q 值小於0.2，則第3.14.6節穩定校核應已自動滿足。

當使用第3.14.4.3節式(3-21)計算 $\delta_s M_s$ 時，2.5為 δ_s 值之上限；當 δ_s 值較高時構架分析結果將因 EI 值之變化、基礎之轉動或類似之原因而變得非常不可靠，若 δ_s 值超過2.5則構架之勁度必須加強。彎矩放大因數 δ_s 達上限2.5時其值已甚高，此規定可限制慣用偏保守之彎矩放大法之適用範圍。在計算 ΣP_u 時，不論是否為抵抗側力系統，所有柱與牆之軸向載重均應計入。

β_d 值應為計算每一樓層之全樓層『最大設計持續軸向載重與全部設計軸向載重之比值』。

本節設計載重組合已依照第2.4.2節之新規定同步修改。

3.14.7 有側移構架之受撓構材應按其端節點所有受壓構材之放大設計彎矩設計之。

解說：

有側移構架之強度，受構架內柱之穩定與梁端點束制程度之控制，如束制梁上產生塑性鉸時，則結構物變成近似於機制，使其軸向載重承载力巨幅減少，本節規定係確保所設計之束制受撓構材具抵抗柱端放大彎矩之能力。

3.15 支承版系之受軸力構材

3.15.1 所有支承第 6.2 節所述版系之受軸力構材，除應按第三章之規定外，並應按第六章之有關規定設計。

3.15.2 若柱之混凝土規定抗壓強度大於版系之混凝土規定抗壓強度之 1.4 倍時，載重之傳遞須用下列方法之一：

解說：

本節之規定係以參考文獻[3.38]為依據，當柱之混凝土規定抗壓強度大於版強度不超過40%時，不

須作特殊處理。對於柱使用較高強度混凝土時，角柱或邊柱應遵守第3.15.2.1或3.15.2.2節之規定；對於內柱四邊具適當束制時，應遵守第3.15.2.1、3.15.2.2或3.15.2.3節之規定。

3.15.2.1 柱四周柱面外 60 cm 範圍內之版系須用與柱相同規定抗壓強度之混凝土澆置，後澆置之樓版混凝土須依第 13.14 節及「結構混凝土施工規範」之澆置規定，以確保混凝土間之整體性。

解說：

本節敘述在混凝土澆置過程中，版系使用兩種不同強度混凝土混合澆置之需求。爲了避免較低強度混凝土之殘渣意外灌注至柱區，柱旁版系澆置時，高強度混凝土必須較低強度混凝土先行澆置，較低強度混凝土必須於較高強度混凝土仍呈塑性時澆置，並予以適當振動，以確保混凝土間之整體性，且需注意協調輸送過程，避免延誤，在某些狀況下更須加強檢查。上述情況設計者有責任在設計圖上註明。

澆置柱混凝土時，距柱面 60 cm 內之版系亦需澆置與柱同強度混凝土之規定，除了讓現場施工者直接明白澆置需求外，此規定亦使兩種混凝土界面遠離高剪力區。

3.15.2.2 柱以支承版系較低強度混凝土計算其強度、垂直插接筋與螺箍筋。

3.15.2.3 柱之四邊由約略等深之梁或版側撐者，柱強度計算之混凝土規定抗壓強度應可按柱混凝土強度(以樓版混凝土強度 2.5 倍為上限)之 75%加上樓版混凝土強度之 35%計算。

解說：

研究顯示，柱混凝土強度 f_c' 超過樓版混凝土強度 2.5 倍時，重載重樓版對柱之圍束作用將不若輕載重樓版，保守起見，限制柱混凝土強度。

3.16 合成受壓構材

3.16.1 合成受壓構材係指混凝土受壓構材其縱向以結構型鋼或鋼管(圓形或其他形狀)增加其強度者，並可能配置或不配置縱向鋼筋。

解說：

合成柱定義爲組合、合成或鋼管充填混凝土之柱。因爲混凝土施工時很少採用鋼以外之其他金屬來加強，所以無此方面規定。

3.16.2 合成受壓構材之強度計算應可按一般鋼筋混凝土之限制條件。

解說：

計算鋼筋混凝土斷面強度所採用之載重與彎矩交互影響規則亦可應用於合成斷面^[3.32,3.40,3.44]。

3.16.3 合成構材中分配於混凝土之軸力設計強度須由構材或托架直接承壓傳至合成構材之混凝土。

3.16.4 其他未分配於混凝土之軸力設計強度須以直接連接方式傳至結構型鋼或鋼管。

解說：

鋼心與混凝土間可利用直接承壓或直接(經由 *Lugs*、*Plates* 或鉚於其上之鋼筋)傳遞載重。但撓曲產生之壓應力可不必考慮該部份之直接傳遞承載問題。僅用以包裹型鋼周圍之混凝土可能對型鋼勁度有加強作用，但不必然增加其強度。

3.16.5 用於計算合成斷面長細效應之迴轉半徑不得大於下式之值：

$$r = \sqrt{\frac{0.2E_c I_g + E_s I_{sx}}{0.2E_c A_g + E_s A_{sx}}} \quad (3-23)$$

除有更精確之替代計算外，式(3-13)中之 EI 可採用式(3-15)值或：

$$EI = \frac{0.2E_c I_g}{1 + \beta_d} + E_s I_{sx} \quad (3-24)$$

解說：

第3.12.2節所規定之迴轉半徑 r 計算方式，對鋼裹混凝土而言太過保守，且不能應用於混凝土包裹型鋼之構材，因此採用式(3-23)。

鋼筋混凝土柱承受持續載重，混凝土之潛變將引致部份混凝土之載重傳至鋼筋，而增加鋼筋應力。於鋼筋量少之鋼筋混凝土柱，此傳遞可能引起鋼筋提前產生壓力降伏，因而減少 EI 之效用。此乃式(3-14)以潛變因素減少混凝土與鋼筋 EI 值之原因。於鋼筋量多之鋼筋混凝土柱或合成柱，由於鋼之斷面較大，潛變引起之傳遞影響較不重要，式(3-24)僅將混凝土之 EI 值在持續載重下予以折減。

3.16.6 鋼管內填充混凝土合成構材

3.16.6.1 合成受壓構材如為鋼管內填充混凝土者，鋼管各面之厚度不得小於

$$b \sqrt{\frac{f_y}{3E_s}} \quad (b \text{ 為非圓形斷面各面之寬度})$$

或

$$h \sqrt{\frac{f_y}{8E_s}} \quad (h \text{ 為圓形斷面之直徑})$$

3.16.6.2 混凝土心內如有縱向鋼筋應可併入 A_{sx} 及 I_{sx} 計算長細效應。

解說：

鋼管內填充混凝土合成構材斷面其外壁必須具足夠厚度，於鋼管縱向達到降伏強度前，外壁不致先行局部屈曲。

3.16.7 螺箍混凝土鋼心合成構材

3.16.7.1 合成受壓構材如為螺箍混凝土裹包結構型鋼心者， f'_c 不得小於第 1.7 節之規定。

3.16.7.2 結構型鋼心之設計降伏強度應為其規定最小降伏強度，但不得超過 $3,500 \text{ kgf/cm}^2$ 。

3.16.7.3 螺箍筋須符合第 3.10.3 節之規定。

3.16.7.4 螺箍內之縱向鋼筋不得少於混凝土淨斷面積之 0.01 ，亦不得大於混凝土淨斷面積之 0.08 。

3.16.7.5 螺箍內之縱向鋼筋應可併入 A_{sx} 及 I_{sx} 計算長細效應。

解說：

螺箍筋用量之需求，為以螺箍筋圍束內混凝土承載強度之增加，代替螺箍筋外之混凝土承載強度，此原因與非合成螺箍柱相同，而螺箍筋更提供徑向壓力能確保混凝土與鋼筋、鋼心之相互作用，使構材更堅固及強度更大。

3.16.8 橫箍混凝土鋼心合成構材

3.16.8.1 合成受壓構材如為橫箍混凝土裹包結構型鋼心者， f'_c 不得小於第 1.7 節之規定。

3.16.8.2 結構型鋼心之設計降伏強度應為其規定最小降伏強度，但不得超過 $3,500 \text{ kgf/cm}^2$ 。

- 3.16.8.3 橫箍筋須完全包圍鋼心。
- 3.16.8.4 橫箍筋之直徑不得小於合成構材最大邊長之 $1/50$ ，亦不得小於 $D10$ ，但不需大於 $D16$ 。等面積之熔接鋼線網亦應可使用。
- 3.16.8.5 橫箍筋之垂直間距不得超過斷面最小邊寬之 $1/2$ ，或 48 倍箍筋直徑，或 16 倍縱向鋼筋直徑。
- 3.16.8.6 橫箍內之縱向鋼筋不得少於混凝土淨斷面積之 0.01 ，亦不得大於混凝土淨斷面積之 0.08 。
- 3.16.8.7 矩形斷面之四角各須置一縱向鋼筋，與其他縱向鋼筋間之間距不得大於合成構材斷面最小邊寬之 $1/2$ 。
- 3.16.8.8 橫箍內之縱向鋼筋，應可併入 A_{sx} 計算強度，但不得併入 I_{sx} 計算長細效應。

解說：

合成構材混凝土用橫箍筋圍束時，在鋼心周圍，至少有一側之混凝土變得很薄，而不能考慮鋼心、混凝土與縱向鋼筋已完全相互作用。因混凝土可能與平滑之鋼心表面分離，為使混凝土能牢固包裹鋼心，合成橫箍混凝土柱使用比非合成橫箍柱較多之橫箍是合理的；因在高應變下鋼心和混凝土間可能分離，此時縱向鋼筋可能對承受持續載重有效，但對增加斷面長細強度無效。至於限制鋼心之降伏強度，係為使其應變不致使混凝土產生剝落，假設當應變小於 0.0018 時承受軸向壓力混凝土不會剝落，則鋼心之降伏應力小於 $0.0018 \times 2,040,000$ 或約為 $3,500 \text{ kgf/cm}^2$ ，為鋼心之最大應力上限。

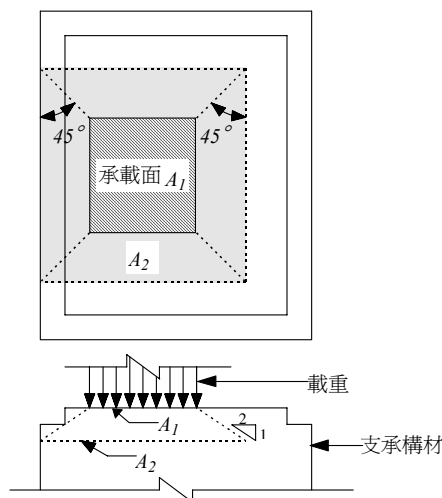
3.17 承壓強度

- 3.17.1 混凝土之設計承壓強度不得超過 $\phi(0.85f'_c A_1)$ 。若支承構材各邊均大於承載面時，承載面之設計承壓強度應可增至 $\sqrt{A_2 / A_1}$ 倍，但不得超過 2 倍。 A_2 取為最大之正截頭角錐體或圓錐體之下底面積。惟該錐體須能完全包容於支承構材內，其上底為承載面 A_1 ，錐面之斜度為垂直 l 水平 2 。

解說：

本節討論混凝土支承構材之承壓強度，設計承壓應力為 $\phi 0.85f'_c$ [3.41]，當支承構材之各邊均大於承載面時，因支承構材周圍混凝土之圍束作用，使得承壓強度增加，本節無支承構材最小深度之限制，支承構材最小深度由第4.13節規定之剪力需求控制。

當支承構材頂面為適當之斜坡型或階梯型時(如圖R3.17)，則如上述支承構材面積大於載重面積仍可適用。



圖R3.17 斜坡型或階梯型之 A_2

3.17.2 第 3.17.1 節不適用於後拉預力之錨定部份。

解說：

後拉預力之錨定區多有橫向鋼筋，詳見第11.14節。

參考文獻

- [3.1] Nedderman, H., "Flexural Stress Distribution in Extra High Strength Concrete," MS thesis, University of Texas at Arlington, 1973.
- [3.2] Karr, P. H.; Hanson, N. W; and Capell, H. T., "Stress-Strain Characteristics of High Strength Concrete," *Douglas McHenry International Symposium on Concrete and Concrete Structures*, SP-55, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 1978, pp. 161-185.
- [3.3] Mattock, A. H.; Kriz, L. B.; and Hognestad, E., "Rectangular Concrete Stress Distribution in Ultimate Strength Design," *ACI JOURNAL, Proceedings V. 57*, No. 8, Feb. 1961, pp. 875-928.
- [3.4] *ACI Design Handbook, Vol. 2—Columns*, SP-17A(90), American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 1990, pp. 161-163 and 207-221.
- [3.5] *CRSI Handbook*, 7th Edition, Concrete Reinforcing Steel Institute, Schaumburg, IL, 1992, 840 pp.
- [3.6] Bresler, B., "Design Criteria for Reinforced Concrete Columns under Axial Load and Biaxial Bending," *ACI JOURNAL, Proceedings V. 57*, No. 5, Nov. 1960, pp. 481-490.
- [3.7] Parme, A. L.; Nieves, J. M.; and Gouwens, A., "Capacity of Reinforced Rectangular Columns Subjected to Biaxial Bending," *ACI JOURNAL, Proceedings V. 63*, No. 9, Sept. 1966, pp. 911-923.
- [3.8] Heimdahl, P. D., and Bianchini, A. C., "Ultimate Strength of Biaxially Eccentrically Loaded Concrete Columns Reinforced with High Strength Steel," *Reinforced Concrete Columns*, SP-50, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 1975, pp. 100-101.
- [3.9] Furlong, R. W., "Concrete Columns Under Biaxially Eccentric Thrust," *ACI JOURNAL, Proceedings V. 76*, No. 10, Oct. 1979, pp. 1093-1118.
- [3.10] Hansell, W., and Winter, G., "Lateral Stability of Reinforced Concrete Beams," *ACI JOURNAL, Proceedings V. 56*, No. 3, Sept. 1959, pp. 193-214.
- [3.11] Sant, J. K., and Bletzacker, R. W., "Experimental Study of Lateral Stability of Reinforced Concrete Beams," *ACI JOURNAL, Proceedings V. 58*, No. 6, Dec. 1961, pp. 713-736.
- [3.12] Gergely, P., and Lutz, L. A., "Maximum Crack Width in Reinforced Concrete Flexural Members," *Causes, Mechanism, and Control of Cracking in Concrete*, SP-20, American Concrete Institute, Detroit, 1968, pp. 87-117.
- [3.13] Kaar, P. H., "High Strength Bars as Concrete Reinforcement, Part 8: Similitude in Flexural Cracking of T-Beam Flanges," *Journal, PCA Research and Development Laboratories*, V. 8, No. 2, May 1966, pp. 2-12.
- [3.14] Base, G. D.; Reed, J. B.; Beeby, A. W.; and Taylor, H. P. J., "An Investigation of the Crack Control Characteristics of Various Types of Bar in Reinforced Concrete Beams," *Research Report No. 18*, Cement and Concrete Association, London, Dec. 1966, 44 pp.
- [3.15] Beeby, A. W., "The Prediction of Crack Widths in Hardened Concrete," *The Structural Engineer*, V. 57A, No. 1, Jan. 1979, pp. 9-17.
- [3.16] Frosch, R. J., "Another Look at Cracking and Crack Control in Reinforced Concrete," *ACI Structural Journal*, V. 96, No. 3, May-June 1999, pp. 437-442.

- [3.17] ACI Committee 318, "Closure to Public Comments on ACI 318-99," *Concrete International*, May 1999, pp. 318-1 to 318-50.
- [3.18] Darwin, D., et al., "Debate: Crack Width, Cover, and Corrosion," *Concrete International*, V. 7, No. 5, May 1985, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, pp. 20-35.
- [3.19] Oesterle, R. G., "The Role of Concrete Cover in Crack Control Criteria and Corrosion Protection," RD Serial No. 2054, Portland Cement Association, Skokie, IL, 1997.
- [3.20] Chow, L.; Conway, H.; and Winter, G., "Stresses in Deep Beams," *Transactions*, ASCE, V. 118, 1953, pp. 686-708.
- [3.21] "Design of Deep Girders," IS079D, Portland Cement Association, Skokie, IL, 1946, 10 pp.
- [3.22] Park, R., and Paulay, T., *Reinforced Concrete Structures*, Wiley-Inter-Science, New York, 1975, 769 pp.
- [3.23] Furlong, R. W., "Column Slenderness and Charts for Design," ACI JOURNAL, *Proceedings* V. 68, No. 1, Jan. 1971, pp. 9-18.
- [3.24] "Reinforced Concrete Column Investigation—Tentative Final Report of Committee 105," ACI JOURNAL, *Proceedings* V. 29, No. 5, Feb. 1933, pp. 275-282.
- [3.25] MacGregor, J. G., "Design of Slender Concrete Columns—Revisited," *ACI Structural Journal*, V. 90, No. 3, May-June 1993, pp. 302-309.
- [3.26] MacGregor, J. G.; Breen, J. E.; and Pfrang, E. O., "Design of Slender Concrete Columns," ACI JOURNAL, *Proceedings* V. 67, No. 1, Jan. 1970, pp. 6-28.
- [3.27] Ford, J. S.; Chang, D. C.; and Breen, J. E., "Design Indications from Tests of Unbraced Multipanel Concrete Frames," *Concrete International: Design and Construction*, V. 3, No. 3, Mar. 1981, pp. 37-47.
- [3.28] MacGregor, J. G., and Hage, S. E., "Stability Analysis and Design Concrete," *Proceedings*, ASCE, V. 103, No. ST 10, Oct. 1977.
- [3.29] Grossman, J. S., "Slender Concrete Structures—The New Edge," *ACI Structural Journal*, V. 87, No. 1, Jan.-Feb. 1990, pp. 39-52.
- [3.30] Grossman, J. S., "Reinforced Concrete Design," *Building Structural Design Handbook*, R. N. White and C. G. Salmon, eds., John Wiley and Sons, New York, 1987.
- [3.31] "Guide to Design Criteria for Metal Compression Members," 2nd Edition, Column Research Council, Fritz Engineering Laboratory, Lehigh University, Bethlehem, Penn., 1966.
- [3.32] ACI Committee 340, *Design Handbook in Accordance with the Strength Design Method of ACI 318-77, V. 2—Columns*, SP-17A(78), American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 1978, 228 pp.
- [3.33] "Code of Practice for the Structural Use of Concrete, Part 1. Design Materials and Workmanship," CP110: Part 1, British Standards Institution, London, Nov. 1972, 154 pp.
- [3.34] Cranston, W. B., "Analysis and Design of Reinforced Concrete Columns," *Research Report* No. 20, Paper 41.020, Cement and Concrete Association, London, 1972, 54 pp.
- [3.35] Mirza, S. A.; Lee, P. M.; and Morgan, D. L., "ACI Stability Resistance Factor for RC Columns," *ASCE Structural Engineering*, American Society of Civil Engineers, V. 113, No. 9, Sept. 1987, pp. 1963-1976.
- [3.36] Mirza, S. A., "Flexural Stiffness of Rectangular Reinforced Concrete Columns," *ACI Structural Journal*, V. 87, No. 4, July-Aug. 1990, pp. 425-435.

- [3.37] Lai, S. M. A., and MacGregor, J. G., “Geometric Nonlinearities in Unbraced Multistory Frames,” *ASCE Structural Engineering*, American Society of Civil Engineers, V. 109, No. 11, Nov. 1983, pp. 2528-2545.
- [3.38] Bianchini, A. C.; Woods, Robert E.; and Kesler, C. E., “Effect of Floor Concrete Strength on Column Strength,” *ACI JOURNAL, Proceedings* V. 56, No. 11, May 1960, pp. 1149-1169.
- [3.39] Ospina, C. E., and Alexander, S. D. B., “Transmission of Interior Concrete Column Loads through Floors,” *ASCE Journal of Structural Engineering*, V. 124, No. 6., 1998.
- [3.40] Everard, N. J., and Cohen, E., “Ultimate Strength Design of Reinforced Concrete Columns,” SP-7, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 1964, 182 pp.
- [3.41] Hawkins, N. M., “Bearing Strength of Concrete Loaded through Rigid Plates,” *Magazine of Concrete Research* (London), V. 20, No. 62, Mar. 1968, pp. 31-40.
- [3.42] 中國土木水利工程學會混凝土工程研究會，「鋼筋混凝土設計手冊—柱—強度設計法(土木404-72)」，民國七十二年五月。
- [3.43] 林聰悟，「鋼筋混凝土柱承受單向偏心軸力或雙向偏心軸力之極限強度設計法」，土木水利，第3卷，第2期，1976，pp.61-70。
- [3.44] 林聰悟，王承順，秦志中，「鋼骨鋼筋混凝土撓曲強度設計之探討」，結構工程，第十二卷，第一期，Mar. 1997，p13-18。
- [3.45] Yin, S. Y. L., J. C. Wang, and P. H. Wang,” Development of Multi-Spiral Confinements in Rectangular Columns for Construction Automation,” Paper accepted for publication in the Journal of the Chinese Institute of Engineers, 2010.

第四章 剪力與扭力

4.1 符號

- a_v = 剪力跨度，為集中載重中心至(a)連續構材或懸臂構材支承面之距離；或至(b)簡支構材支承中心之距離； cm 。
- A_c = 混凝土斷面承受剪力傳遞之面積； cm^2 。
- A_{cp} = 由混凝土斷面外周邊所包圍的面積，參閱第 4.7.1 節； cm^2 。
- A_f = 托架中抵抗設計彎矩之鋼筋面積，參閱第 4.10 節； cm^2 。
- A_g = 鋼筋混凝土總斷面積。空心斷面時， A_g 不含空心部分面積； cm^2 。
- A_h = 托架中平行於主要拉力鋼筋之剪力鋼筋面積，參閱第 4.10 節； cm^2 。
- A_ℓ = 抵抗扭力之縱向鋼筋面積； cm^2 。
- $A_{\ell,min}$ = 抵抗扭力之最少縱向鋼筋面積； cm^2 。
- A_n = 托架中抵抗拉力 N_{uc} 之鋼筋面積； cm^2 。
- A_o = 由剪力流徑所包圍的總面積； cm^2 。
- A_{oh} = 由最外閉合橫向扭力鋼筋中心線所包圍的面積； cm^2 。
- A_{ps} = 受撓拉力區內預力鋼筋之斷面積； cm^2 。
- A_{sc} = 托架中之主拉力鋼筋斷面積，參閱第 4.10.3.5 節； cm^2 。
- A_t = 抵抗扭力之閉合肋筋於間距 s 內之單肢面積； cm^2 。
- A_v = 剪力鋼筋於 s 距離內之面積； cm^2 。
- A_{vf} = 剪力摩擦鋼筋斷面積； cm^2 。
- A_{vh} = 深梁中，平行於受撓拉力鋼筋之剪力鋼筋於 s_2 距離內之斷面積； cm^2 。
- $A_{v,min}$ = 於 s 距離內之最少剪力鋼筋面積； cm^2 。
- b = 構材受壓面之寬度； cm 。
- b_o = 版及基腳中剪力臨界斷面之周長； cm 。
- b_t = 斷面中含抵抗扭矩閉合箍筋所在部分之斷面寬度； cm 。
- b_w = 梁腹寬度或圓形斷面之直徑； cm 。
- c_1 = 矩形或相當矩形柱、柱頭或托架沿彎矩計算方向之尺寸； cm 。
- c_2 = 矩形或相當矩形柱、柱頭或托架垂直於彎矩計算方向之尺寸； cm 。
- d = 構材最外受壓纖維至縱向受拉鋼筋斷面重心之距離； cm 。
- d_p = 構材最外受壓纖維至預力鋼筋斷面重心之距離； cm 。
- f'_c = 混凝土規定抗壓強度，參閱第 1.7 節； kgf/cm^2 。
- f_{ct} = 輕質混凝土之平均劈裂抗拉強度； kgf/cm^2 。
- f_d = 外力作用時，最外受拉纖維處因靜載重所產生之應力； kgf/cm^2 。
- f_{pc} = 外力作用時，於預力損失全部發生後斷面形心處混凝土之壓應力。當形心位於翼部內，則指翼部與梁腹交接處之壓應力； kgf/cm^2 。或
- = 合成構材中，若預力與彎矩僅由預鑄構材承擔時， f_{pc} 為合成構材斷面形心處混凝土之壓應力；若斷面形心在翼部時，則為斷面梁腹與翼部交接處之壓應力； kgf/cm^2 。
- f_{pe} = 外力作用時，最外受拉纖維處由有效預力產生之壓應力； kgf/cm^2 。

- f_{pu} = 預力鋼筋之規定抗拉強度； kgf/cm^2 。
 f_y = 鋼筋之規定降伏強度，參閱第 1.8 節； kgf/cm^2 。
 f_{yt} = 橫向鋼筋之規定降伏強度 f_y ，參閱第 3.10.3 節； kgf/cm^2 。
 h = 構材總厚或全深； cm 。
 h_v = 剪力柱頭斷面總深； cm 。
 h_w = 全牆總高或所考慮牆段之高度； cm 。
 I = 對於形心軸之斷面慣性矩； cm^4 。
 l_n = 淨跨度，兩支承面間之距離； cm 。
 l_v = 剪力柱頭由載重中心或反力中心量起之臂長； cm 。
 l_w = 剪力方向全牆或所考慮牆段之長度，參閱第 15.8.4 節； cm 。
 M_{cre} = 因外力產生撓曲裂紋之彎矩； $kgf-cm$ 。
 M_m = 因軸壓力影響而修正之設計彎矩，參閱第 4.4.2.2 節； $kgf-cm$ 。
 M_{max} = 外力作用時，計算斷面之最大設計彎矩； $kgf-cm$ 。
 M_n = 斷面之彎矩計算強度； $kgf-cm$ 。
 M_p = 剪力柱頭抗剪臂斷面所需之全塑性彎矩設計強度； $kgf-cm$ 。
 M_u = 斷面之設計彎矩； $kgf-cm$ 。
 M_v = 剪力柱頭內鋼筋(或型鋼)所能承受之彎矩； $kgf-cm$ 。
 n = 項目的個數，如強度試驗、鋼筋、鋼線、單根式錨定器、錨栓或剪力柱頭抗剪臂。
 N_u = 與 V_u 或 T_u 同時作用之設計軸力，軸壓力為正值，軸拉力為負值； kgf 。
 N_{uc} = 與 V_u 同時作用於托架之設計拉力，拉力為正值； kgf 。
 p_{cp} = 混凝土斷面之外周長，參閱第 4.7.1 節； cm 。
 p_h = 最外閉合橫向扭力鋼筋中心線周長； cm 。
 s = 縱向鋼筋、橫向鋼筋、預力鋼腱、鋼線或錨栓之中心距； cm 。
 s_2 = 縱向剪力鋼筋或扭力鋼筋之中心距； cm 。
 t = 中空斷面之壁厚； cm 。
 T_n = 斷面之扭矩計算強度； $kgf-cm$ 。
 T_u = 斷面之設計扭矩； $kgf-cm$ 。
 v_n = 計算剪應力，參閱第 4.13.6.2 節； kgf/cm^2 。
 V_c = 混凝土之剪力計算強度，參閱第 4.4 節； kgf 。
 V_{ci} = 剪力與彎矩併合作用而產生斜向裂紋時，混凝土部分之剪力計算強度； kgf 。
 V_{cw} = 梁腹內因過高主拉應力而產生斜向裂紋時，混凝土部分之剪力計算強度； kgf 。
 V_d = 靜載重作用時之斷面剪力； kgf 。
 V_i = 斷面上與 M_{max} 同時作用於計算斷面之設計剪力； kgf 。
 V_n = 斷面之剪力計算強度； kgf 。
 V_p = 計算斷面上之有效預力之垂直分量； kgf 。
 V_s = 由剪力鋼筋提供之剪力計算強度； kgf 。
 V_u = 斷面之設計剪力； kgf 。
 y_t = 總斷面形心軸至拉力面之距離； cm 。

α = 定義鋼筋方向的角度。

α_s = 計算版及基腳中 V_c 之常數。

α_v = 剪力柱頭各抗剪臂撓曲勁度與其周圍合成版斷面撓曲勁度之比，參閱第 4.13.4.5 節。

β = 長向對短向之尺寸比值。用於

(1) 雙向版為淨跨度比值，參閱第 2.11.3.3 節、第 16.6.4 節。

(2) 柱斷面、集中載重或反力作用面為邊長比值，參閱第 4.13.2.1 節。

(3) 基腳為邊長比值，參閱第 8.5.4.2 節。

β_p = 計算預力版中 V_c 之常數。

γ_f = 版柱接頭處未平衡彎矩由撓曲所傳遞之因數，參閱第 6.6.3.2 節式(6-1)。

γ_v = $1-\gamma_f$ ；版柱接頭處未平衡彎矩由偏心剪力所傳遞之因數，參閱第 4.13.6.1 節。

θ = 壓桿、受壓斜桿或壓應力區之軸向與構材中受拉弦材之夾角。

λ = 混凝土單位重之修正因數，參閱第 4.8.4 節。

μ = 摩擦係數，參閱第 4.8.4.3 節。

$\rho = \frac{A_s}{bd}$ ；非預力受拉鋼筋比。

ρ_ℓ = 縱向鋼筋比為縱向鋼筋斷面積與垂直於該鋼筋之混凝土總斷面積之比，本章指牆垂直鋼筋比。

ρ_t = 橫向鋼筋比為橫向鋼筋斷面積與垂直於該鋼筋之混凝土總斷面積之比，本章指牆水平鋼筋比。

$\rho_w = \frac{A_s}{b_w d}$ 。

ϕ = 強度折減因數，參閱第 2.3 節、第 D.5.4 和 D.5.5 節。

4.2 剪力強度

4.2.1 除構材依附篇 A 設計外，斷面承受剪力之設計應依據：

$$\phi V_n \geq V_u \quad (4-1)$$

式中 V_u 為在所考慮斷面上之設計剪力。而 V_n 則為依下式計算之剪力計算強度

$$V_n = V_c + V_s \quad (4-2)$$

式中 V_c 應依第 4.4、4.5 或 4.13 節之規定計算。 V_s 應依第 4.6.7、4.11.9 或 4.13 節之規定計算。

4.2.1.1 決定剪力計算強度 V_n 時，構材內任何開孔之影響均應考慮。

4.2.1.2 決定混凝土剪力計算強度 V_c 時，受束制構材因乾縮及潛變所生軸向拉力之影響應予考慮。應用於不等深構材時，其斜向撓曲壓縮之影響應可計入。

解說：

剪力強度係基於在全部有效斷面 $b_w d$ 上之平均剪應力。無剪力鋼筋之構材剪力假設由混凝土腹版承受。有剪力鋼筋之構材部分剪力假設由混凝土承受，其餘則由剪力鋼筋承受。

梁不論有無剪力鋼筋，其混凝土剪力計算強度 V_c 皆假設一樣，且取為造成明顯斜向開裂時之剪力。此假設在 ACI-ASCE 426 委員會之報告^[4.1.4.3]及參考文獻[4.2]中有論述。

構材腹版之開孔將減低其剪力強度。開孔之影響於參考文獻[4.1]中第 4.7 節及參考文獻[4.4]與[4.5]中有論述。

構材不等深時，在任意斷面之內剪力可因斜向撓曲應力之垂直分力而增加或減少。其計算法在許多教科書上及在1940聯合委員會報告^[4.6]中有概要說明。

構材若依附篇A設計時，不連續D-區域可採壓拉桿模式設計剪力；剪力跨若含有B-區域時，則全剪力跨可採用本章剪力設計(包括D-區域)。

4.2.2 本章中所用之 $\sqrt{f'_c}$ 值不得超過 26.5 kgf/cm²，但符合第 4.2.2.1 節之規定者不在此限。

4.2.2.1 鋼筋混凝土或預力混凝土梁及欄柵版構造之剪力鋼筋量，若符合第 4.6.6.3、4.6.6.4 或 4.7.5.2 節規定之最少剪力鋼筋量，計算 V_c 、 V_{ci} 及 V_{cw} 值之 $\sqrt{f'_c}$ 可大於 26.5 kgf/cm²。

解說：

因缺乏混凝土抗壓強度 f'_c 大於700 kgf/cm²之實驗資料及實務經驗，前版規範即規定混凝土梁、欄柵版構造及版於計算剪力強度所用之 $\sqrt{f'_c}$ 不得超過26.5 kgf/cm²，但另規定若梁及欄柵版構造之剪力鋼筋量能滿足 f'_c 增加後之最少剪力鋼筋量，則不在此限。版則因高強度混凝土之雙向剪力強度試驗資料仍然有限，若非有更多經驗，否則計算剪力時限制 $\sqrt{f'_c}$ 不得大於26.5 kgf/cm²是審慎的。

根據參考文獻^[4.7,4.8,4.9,4.10,4.11]之試驗結果，採用高強度混凝土時需增加最少剪力鋼筋量。該試驗指出梁配置之最少剪力鋼筋量相當於3.5 kgf/cm²之剪應力時，其保有之剪力強度隨 f'_c 之增加而減少。前版規範已規定混凝土強度在700 kgf/cm²至1,050 kgf/cm²間之最少剪力鋼筋量需增加。但依其規定， f'_c 大於700 kgf/cm²時，規定之最少剪力鋼筋量之增加甚為突然。該規定現已由本規範式(4-13)規定最少量 A_v 隨 f'_c 增加而漸增之公式所取代。

4.2.3 滿足下列三項條件者，支承處最大設計剪力 V_u 得採用第 4.2.3.1 及 4.2.3.2 節規定。

- (1) V_u 方向平行之支承反力使構材端部受壓；
- (2) 載重作用於構材頂面或近頂面；
- (3) 符合第 4.2.3.1 及 4.2.3.2 節規定之臨界斷面與支承面間無集中載重。

4.2.3.1 非預力構材距支承面 d 距離內之各斷面，可按距離支承面 d 處斷面之 V_u 設計之。

4.2.3.2 預力構材距支承面 $h/2$ 距離內之各斷面，可按距離支承面 $h/2$ 處斷面之 V_u 設計之。

解說：

如圖R4.2.3.1(a)所示，最接近梁支承之斜拉開裂將由支承面向上延伸直至壓力區(約距支承面 d)。若載重由此梁上面加載，則圖R4.2.3.1(a)自由體之載重將由橫過此開裂面之肋筋所承載。作用於柱面及距柱面 d 間之梁載重由開裂上面腹版之壓力直接傳遞至支承。因此，本規範容許最大設計剪力 V_u 依據非預力構材距支承面 d ，預力構材距支承面 $h/2$ 來設計。有兩點必須強調：第一、肋筋須橫過距支承面 d 之剪力設計可能開裂處，第二、在支承面之縱向鋼筋中有拉力存在。

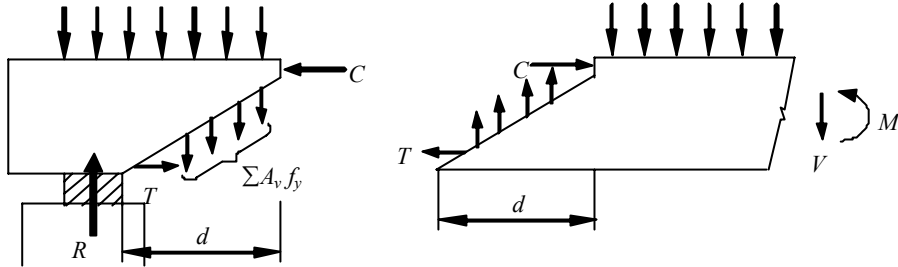
當載重作用於近梁底面處，如圖R4.2.3.1(b)與(c)所示，則臨界斷面應取支承面處。載重作用於近支承面處時，應由向上延伸之斜拉開裂傳遞，故作用於臨界斷面之剪力應包括此潛在斜拉開裂以下所有載重。

設計剪力可取距支承面 d 處計算之典型支承情況，包括：(1)構材由構材底面之墊版支承且載重作用於構材頂面者，見圖R4.2.3.2(a)；及(2)構材與其他構材澆鑄成一體且載重作用於構材頂面者，見圖R4.2.3.2(c)。

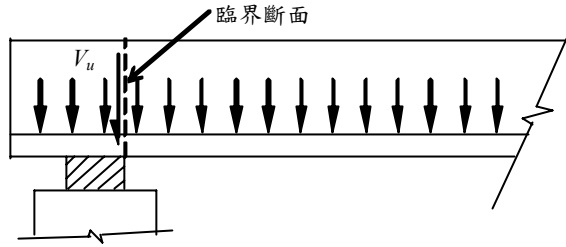
本款規定不適用之支承條件，包括：(1)載重作用於近梁底面者，見圖R4.2.3.2(b)；(2)構材連結於受拉構材者，見圖R4.2.3.2(d)。在此情況，剪力臨界斷面應取為支承面，在接頭內之剪力也應檢討，並須

配置特別角筋；(3)構材之承載狀況，使支承面與距支承面 d 間之剪力極端的不同。此常發生於托架及集中載重逼近支承面之梁，見圖R4.2.3.2(e)；(4)小梁在支承附近混凝土元素將承受垂直向之拉應力，如小梁梁底與大梁梁底水平面接近時之小梁銜接處承載狀況，見圖R4.2.3.2(f)。在此情況，剪力設計之臨界斷面應採用支承面。

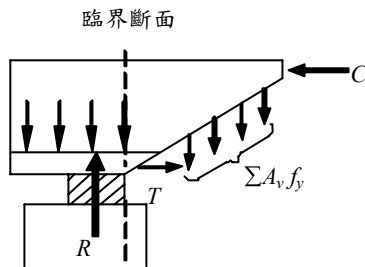
因預力梁之 d 值常有變化，因此其臨界斷面取為距支承面 $h/2$ 處。



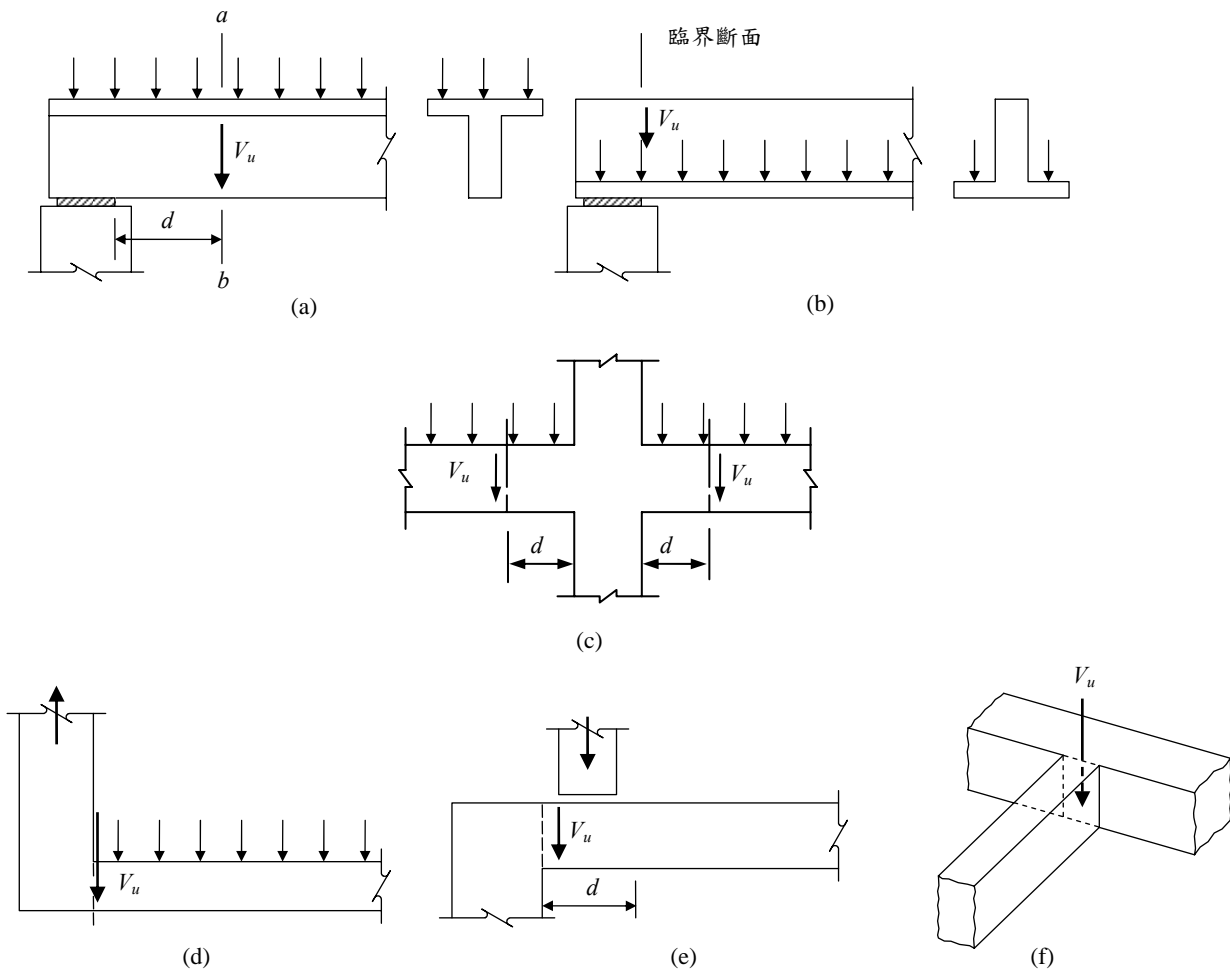
圖R4.2.3.1 (a) 載重作用於梁頂面處之臨界斷面自由體圖



圖R4.2.3.1 (b) 載重作用近梁底面處之臨界斷面位置



圖R4.2.3.1 (c) 載重作用近梁底面處之臨界斷面自由體圖



圖R4.2.3.2 (a)、(b)、(c)、(d)、(e)、(f) 各典型支承條件決定設計剪力 V_u 臨界斷面圖

4.2.4 深梁、托架、牆、版及基腳之剪力設計應符合第 4.9 至 4.13 節之規定。

4.3 輕質粒料混凝土

4.3.1 本章剪力及扭力強度之規定適用於常重混凝土，但使用符合規定之輕質粒料混凝土時，除第 4.6.4.3、4.6.6.9、4.7.3.1、4.13.3.2 及 4.13.4.8 節外，應以下列方法之一修正之：

4.3.1.1 當 f_{ct} 已予規定時，須以 $f_{ct}/1.8$ 替代 $\sqrt{f'_c}$ 修正之，但所用之 $f_{ct}/1.8$ 值不得超過 $\sqrt{f'_c}$ 。

4.3.1.2 當 f_{ct} 未予規定時，本章之 $\sqrt{f'_c}$ 值 對粗細粒料皆為輕質粒料之全輕質粒料混凝土須乘以 0.75；對常重砂輕質混凝土須乘以 0.85；介於以上兩者間之含有部分輕質細粒料之輕質混凝土可以內插法決定之。

解說：

當採用輕質粒料混凝土時，有兩種替代方法以修正剪力及扭力規定。輕質粒料混凝土之修正僅適用於本章含有 $\sqrt{f'_c}$ 項者。

(1) 第一替代方案係根據所用輕質粒料混凝土在實驗室試驗以決定平均劈裂抗拉強度 f_{ct} 及抗壓強度 f'_c 之關係。常重混凝土之平均劈裂抗拉強度 f_{ct} 約等於 $1.8\sqrt{f'_c}$ [4.12,4.13]。

(2) 修正亦可根據輕質粒料混凝土之抗拉強度為常重混凝土之抗拉強度之固定修正係數^[4.13]。此修正係數

係根據各種結構用輕質粒料混凝土之試驗資料^[4.13]所定。

4.4 非預力構材之混凝土剪力計算強度

4.4.1 除依第 4.4.2 節規定作較詳細計算外，剪力計算強度 V_c 應按第 4.4.1.1 至 4.4.1.3 節之規定。

4.4.1.1 僅受剪力及撓曲之構材

$$V_c = 0.53\sqrt{f'_c}b_wd \quad (4-3)$$

4.4.1.2 有軸壓力之構材

$$V_c = 0.53 \left(1 + \frac{N_u}{140A_g} \right) \sqrt{f'_c}b_wd \quad (4-4)$$

4.4.1.3 有較大軸拉力之構材除依第 4.4.2.3 節規定作較詳細計算外，剪力鋼筋應按承受全部剪力設計。

解說：

本節解說參閱第4.4.2節。

4.4.2 剪力計算強度 V_c 應可依第 4.4.2.1 至 4.4.2.3 節做較詳細之計算。

4.4.2.1 僅受剪力及撓曲之構材

$$V_c = \left(0.50\sqrt{f'_c} + 175\rho_w \frac{V_u d}{M_u} \right) b_w d \quad (4-5)$$

$$\leq 0.93\sqrt{f'_c}b_w d$$

V_u 及 M_u 為所求斷面同時承受之設計剪力及設計彎矩，但式中 $V_u d / M_u$ 值不得大於 1。

4.4.2.2 有軸壓力之構材，應可依式(4-5)計算 V_c ，但須以 M_m 代替 M_u ，且 $V_u d / M_u$ 不限於 1.0，其中

$$M_m = M_u - N_u \frac{4h - d}{8} \quad (4-6)$$

但 V_c 不得大於

$$V_c = 0.93\sqrt{f'_c}b_w d \sqrt{1 + \frac{N_u}{35A_g}} \quad (4-7)$$

若 M_m 值為負，則 V_c 應依式(4-7)計算。

4.4.2.3 有較大軸拉力之構材

$$V_c = 0.53 \left(1 + \frac{N_u}{35A_g} \right) \sqrt{f'_c}b_w d \quad (4-8)$$

但 V_c 不小於零，式中 N_u 為軸拉力以負值計。

解說：

式(4-5)為無剪力鋼筋構材之剪力強度基本式^[4.3]。設計者應認知式(4-5)之 $\sqrt{f'_c}$ (作為混凝土拉力強度之衡量)、 ρ_w 及 $V_u d / M_u$ 三變數影響剪力強度，但有些研究資料^[4.14]指出式(4-5)低估 $\sqrt{f'_c}$ 的影響，而低估 ρ_w 及 $V_u d / M_u$ 之影響。此外，資料^[4.15]指出剪力強度隨構材總深度之增加而減少。

式(4-5)中最小 M_u 值等於 $V_u d$ 之規定係為限制靠近反曲點時之 V_c 值。

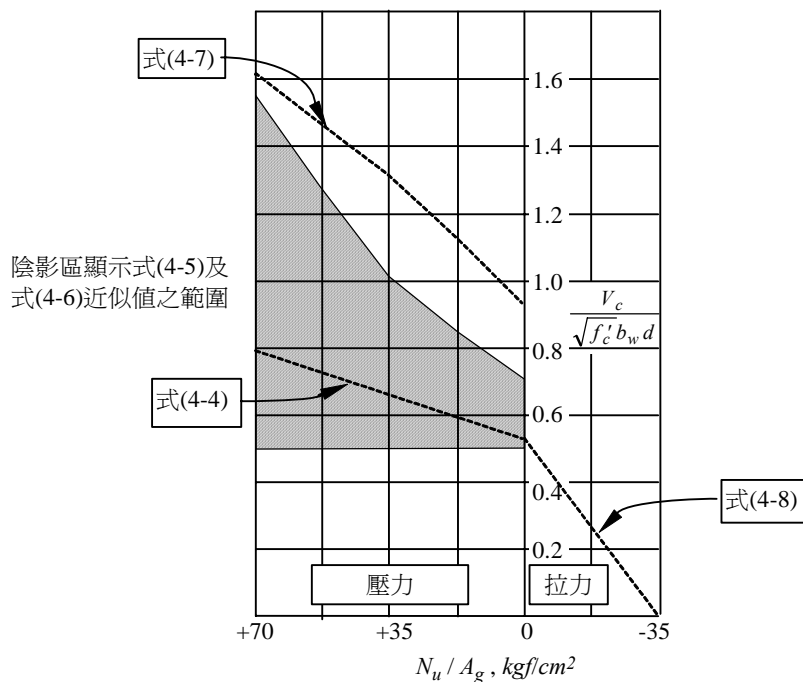
在大部分設計時，為了方便常假設式(4-5)第二項等於 $0.03\sqrt{f'_c}$ ，且使 V_c 等於第4.4.1.1節規定之

$$0.53\sqrt{f'_c} b_w d。$$

構材承受剪力及撓曲外，另承受軸壓力時，適用式(4-6)及式(4-7)，該式係於ACI-ASCE委員會326報告^[4.3]中所導出。當 N_u 增加時，在式(4-6)中之 M_m 變為負值之前由式(4-5)及式(4-6)計算所得之 V_c 值將超過式(4-7)之上限。若代入式(4-5)之 M_m 為負值，則所得之 V_c 值並無物理意義。在此情況下，應採用式(4-7)或式(4-4)以計算 V_c 。承受剪力及軸力構材之 V_c 值參看圖R4.4.2。這些公式背景之討論及與試驗資料之比較列於參考文獻^[4.2]。

因式(4-5)及式(4-6)較複雜，故容許採用式(4-4)之替代設計規定。

構材承受較大軸拉力時，可採用式(4-8)計算 V_c 。此時剪力鋼筋可按 $V_n - V_c$ 計算。採用『較大』兩字，意謂設計者必須採用判斷以決定是否須考慮軸拉力。較小軸拉力常發生於體積改變，但對於具足夠之伸縮縫及最少量配筋之結構中並不重要。若對於軸拉力大小無法確定，則可能需要設計剪力鋼筋以承受全部剪力。



圖R4.4.2 構材承受軸力時之剪力強度公式比較

4.4.3 圓形斷面構材計算 V_c 所用之面積應取混凝土斷面之直徑與有效深度之乘積。其有效深度可取 0.8 乘混凝土斷面之直徑。

解說：

圓形斷面構材之剪力試驗指出有效面積可取總斷面積或等值矩形面積^[4.1.4.16,4.17]。

4.5 預力構材之混凝土剪力計算強度

4.5.1 第 4.5 節規定之 d 值須為預力鋼筋與非預力縱向拉力鋼筋重心至壓力外緣之距離，但其值不需小於 $0.8h$ 。

4.5.2 預力構材之有效預力不小於撓曲鋼筋總拉力強度之 40%時，除依第 4.5.2 節作較詳細計算外，

$$V_c = \left(0.16\sqrt{f'_c} + 50 \frac{V_u d_p}{M_u} \right) b_w d \quad (4-9)$$

但 V_c 不須小於 $0.53\sqrt{f'_c} b_w d$ ，亦不得大於 $1.33\sqrt{f'_c} b_w d$ 或第 4.5.3 節或第 4.5.4 節所定之值。
 V_u 及 M_u 為所求斷面同時承受之設計剪力及設計彎矩，但式中 $V_u d_p / M_u$ 值不得大於 1。

解說：

式(4-9)係計算預力構材 V_c 值之簡式^[4.2]。該式可用於僅含預力鋼筋之梁或併含預力鋼筋及鋼筋之梁。式(4-9)最適合用於承受均勻載重之構材，且用於橋梁中之合成梁，可能獲得保守之結果。應用式(4-9)於承受均勻載重之簡支構材，其 $V_u d_p / M_u$ 可依下式表示：

$$\frac{V_u d_p}{M_u} = \frac{d_p(\ell - 2x)}{x(\ell - x)}$$

其中 ℓ 為跨徑， x 為所求斷面至支承面之距離。

承受均勻載重之預力梁，依第 4.5.1 節規定之 V_c 變化值如圖 R4.5.1，參閱文獻^[4.18]。

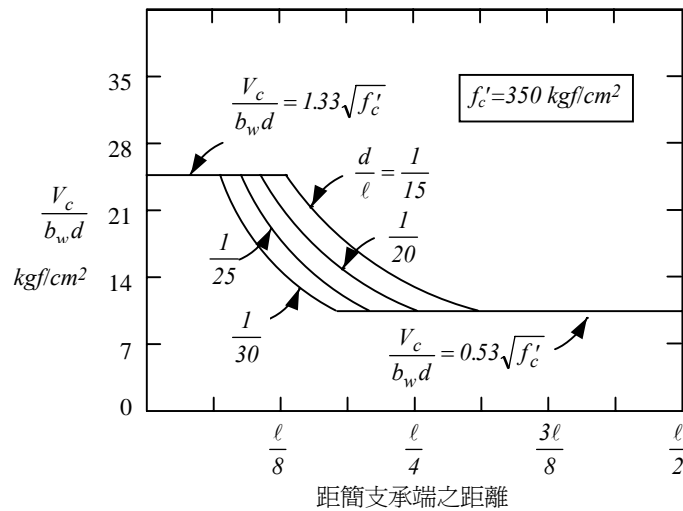


圖 R4.5.1 承受均勻載重預力梁之 $V_c / b_w d$ 變化 [應用式(4-9)]

4.5.3 混凝土剪力計算強度 V_c 可依第 4.5.2.1 及 4.5.2.2 節計算， V_c 值應取 V_{ci} 與 V_{cw} 之較小者。

4.5.3.1 剪力強度 V_{ci} 應按下式計算：

$$V_{ci} = 0.16\sqrt{f'_c} b_w d_p + V_d + \frac{V_i M_{cre}}{M_{max}} \quad (4-10)$$

但 V_{ci} 不需小於 $0.45\sqrt{f'_c} b_w d$ ，式中 d_p 不需小於 $0.8h$ ，且

$$M_{cre} = \left(\frac{I}{y_t}\right) (1.6\sqrt{f'_c} + f_{pe} - f_d) \quad (4-11)$$

M_{max} 及 V_i 值應按該斷面發生最大彎矩時之載重組合計算。

4.5.3.2 剪力強度 V_{cw} 應按下式計算：

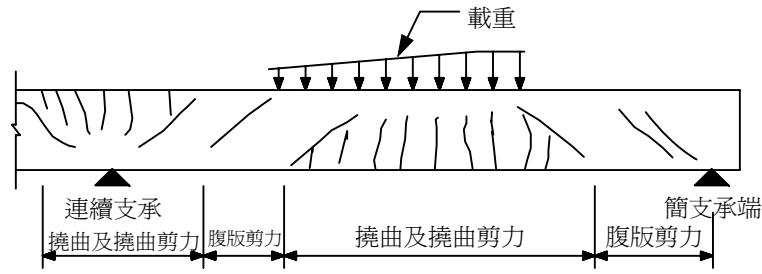
$$V_{cw} = (0.93\sqrt{f'_c} + 0.3f_{pc}) b_w d_p + V_p \quad (4-12)$$

式中 d_p 不需小於 $0.8h$ 。

V_{cw} 之值亦可取在構材受靜載重及活載重下，且其中心軸發生 $1.06\sqrt{f'_c}$ 主拉應力時之剪力；當中心軸在翼緣時，則以梁腹與翼緣之交接線為主拉應力之計算位置；合成構材應以抵抗活載重之斷面計算主拉應力。

解說：

混凝土梁發生之斜拉開裂有兩類，即腹版剪力開裂及撓曲剪力開裂。此兩類開裂詳圖R4.5.2。



圖R4.5.2 混凝土梁開裂之類型

腹版剪力開裂係由於構材中之某一點因主拉應力超過混凝土之拉力強度。而撓曲剪力開裂係先由於撓曲開裂，當撓曲開裂發生時，裂紋上面的混凝土剪應力馬上增加。當剪應力及拉應力合併作用之主拉應力超過混凝土拉力強度時，撓曲剪力開裂即發生。

式(4-10)及式(4-12)可分別用於計算造成撓曲剪力開裂與腹版剪力開裂之剪力。混凝土剪力計算強度 V_c 假設等於 V_{ci} 及 V_{cw} 之較小者。式(4-10)及式(4-12)之導出可詳參考文獻[4.19]。

在導出式(4-10)時，係假設 V_{ci} 為造成某一點撓曲開裂之剪力 V 及使撓曲開裂變成撓曲剪力開裂所增加剪力之和， V 值如下：

$$V = \frac{V_i M_{cre}}{M_{max}}$$

計算 V_i 及 M_{max} 時，所根據之外加因數載重包括外加靜載重、土壓、活載重等。計算 M_{cre} 時所用之斷面性質 I 及 y_t ，係為承擔外加載重時之斷面。

對合成構材而言，部分靜載重僅由部分斷面承擔，故計算 f_d 時應慎選合適之斷面性質。在此情況下，由靜載重產生的剪力 V_d 及由其他載重產生的剪力 V_i 必須分開。 V_d 為使用靜載重下之斷面剪力，包括作用於合成斷面未形成前的部分靜載重及其他作用於合成構材之外加靜載重兩部分。 V_i 及 M_{max} 可表示如下：

$$V_i = V_u - V_d$$

$$M_{max} = M_u - M_d$$

其中 V_u 及 M_u 為由全部因數載重產生之設計剪力及設計彎矩， M_d 為由使用靜載重產生之彎矩(即對應於 f_d 之彎矩)。

對承受均勻載重之非合成斷面梁而言，全部斷面承受全部剪力，且活載重剪力及靜載重剪力圖相似。在此情況下式(4-10)可簡化為：

$$V_{ci} = 0.16 \sqrt{f'_c} b_w d + \frac{V_u M_{ct}}{M_u}$$

式中

$$M_{ct} = \left(\frac{I}{y_t} \right) (1.6 \sqrt{f'_c} + f_{pe})$$

前二式中之 M_{ct} 表示造成最外受拉纖維處開裂之全部彎矩，其中含靜載重彎矩。 M_{ct} 與式(4-10)中之 M_{cre} 不同， M_{cre} 為靜載重以外之載重造成之開裂彎矩。式(4-10)中之靜載重剪力則另列一項。

M_u 為設計彎矩， V_u 為與 M_u 同時作用於計算斷面之設計剪力。因計算靜載重應力及活載重應力所採用之斷面性質相同，故靜載重應力及剪力不必分開計算。 M_{ct} 反應了從有效預應力變到拉應力為 $1.6 \sqrt{f'_c}$ (假設撓曲開裂之混凝土應力)之開裂彎矩。

式(4-12)係根據在斷面中心軸上之主拉應力約達 $1.06 \sqrt{f'_c}$ 之腹版剪力開裂之假設。 V_p 係由不加載重因

數之有效預力計得。

- 4.5.4 先拉預力構材，若離支承面 $h/2$ 處之斷面至梁端之距離小於預力鋼筋之傳遞長度，則於計算 V_{cw} 時，須考慮預力之折減。該 V_{cw} 值亦應為式(4-9)之最大限值。預力可假設依線性變化以預力鋼筋端點為零，至距端點一預力鋼筋傳遞長度處為最大。傳遞長度設為鋼絞線直徑之 50 倍，或單根鋼線直徑之 100 倍。
- 4.5.5 對預力鋼筋黏裹未延伸至構材端點之先拉預力構材，當依第 4.5.2 及 4.5.3 節規定計算 V_c 時應考慮預力之折減。使用折減預力計算之 V_{cw} 值應為式(4-9)之最大限值。黏裹未延伸至端點之預力鋼筋其預力可假設為依直線變化，由黏裹開始點為零至距此點一預力鋼筋傳遞長度處為最大，傳遞長度設為鋼絞線直徑之 50 倍，或單根鋼線直徑之 100 倍。

解說：

先拉預力構材近端點處預力減少對剪力強度之影響應予考慮。第4.5.4節規定黏裹延伸至構材端點之預力鋼筋，其預力鋼筋傳遞長度內斷面之剪力強度。

而第4.5.5節則規定黏裹未延伸至構材端點之預力鋼筋其在預力鋼筋無黏裹區及黏裹開始點至預力鋼筋傳遞長度內斷面之剪力強度。

4.6 剪力鋼筋之設計

4.6.1 剪力鋼筋之種類

4.6.1.1 剪力鋼筋應可使用：

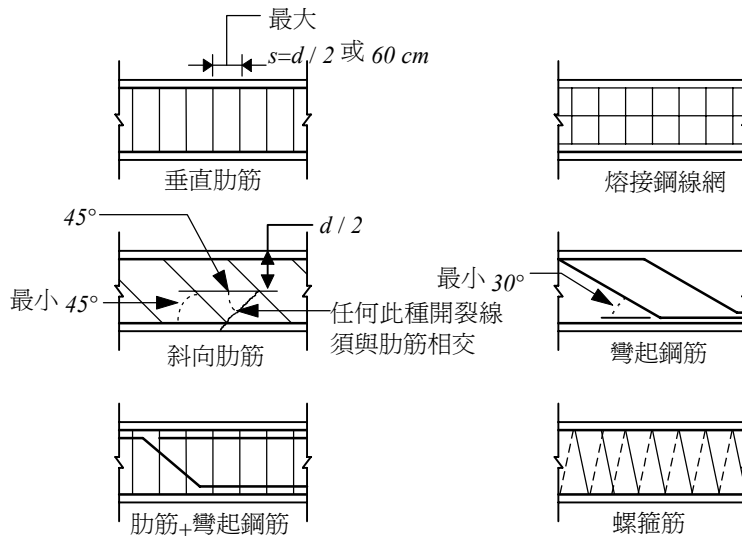
- (1) 垂直肋筋：肋筋與構材軸向垂直者。
- (2) 熔接鋼線網：熔接鋼線網之鋼線與構材軸向垂直者。
- (3) 螺箍筋、圓箍筋及閉合箍筋。

4.6.1.2 非預力混凝土構材，其剪力鋼筋亦應可使用：

- (1) 斜向肋筋：與縱向拉力鋼筋之交角等於或大於 45° 者。
- (2) 彎起鋼筋：縱向拉力鋼筋彎起之角度等於或大於 30° 者。
- (3) 肋筋與彎起鋼筋合併使用。

解說：

剪力鋼筋之種類共有垂直肋筋、熔接鋼線網、斜向肋筋、彎起鋼筋、肋筋與彎起鋼筋併用、螺箍筋等六種，見圖R4.6.1。垂直肋筋最常用。斜向肋筋及彎起鋼筋甚少採用，因其在工地現場不易施工。



圖R4.6.1 剪力鋼筋之種類及配置

4.6.2 剪力鋼筋設計之 f_y 與 f_{yt} 值不得大於 $4,200 \text{ kgf/cm}^2$ ，但熔接麻面鋼線網之值則不得大於 $5,600 \text{ kgf/cm}^2$ 。

解說：

限制剪力鋼筋之 f_y 與 f_{yt} 值不得大於 $4,200 \text{ kgf/cm}^2$ ，可控制斜拉開裂之寬度。然而前版規範將熔接鋼線網之剪力鋼筋降伏強度之限制由 $4,200 \text{ kgf/cm}^2$ 提高為 $5,600 \text{ kgf/cm}^2$ ，依最新研究^[4.20,4.21,4.22]顯示，剪力鋼筋採用較高強度，其表現也是令人滿意的。特別是依據參考文獻^[4.21]中全尺度梁之試驗顯示，在使用載重下，配置降伏強度為 $5,250 \text{ kgf/cm}^2$ 之較小熔接麻面鋼線網籠之斜向剪力開裂寬度，較配置降伏強度為 $4,200 \text{ kgf/cm}^2$ 之竹節肋筋為小。

4.6.3 第4.6節用於預力構材時， d 值須為預力鋼筋與非預力鋼筋重心至壓力外緣之距離，但其值不需小於 $0.8h$ 。

解說：

雖然 d 值可能沿預力梁跨徑變化，但研究^[4.2]證明梁斷面之下緣含直線鋼腱或鋼筋，且有箍筋圍束之預力混凝土構材，其 d 值不需小於 $0.8h$ 。

4.6.4 肋筋與其他鋼筋或鋼線作剪力鋼筋者，其兩端應依第5.14節之規定錨定，使能獲致其規定降伏強度。

解說：

剪力(及扭力)鋼筋須在兩端充分錨定，且須在任何有斜拉開裂可能處之任一側全部有效是基本要求。此須依第5.14節規定在鋼筋端點設置彎鉤或彎筋。

4.6.5 剪力鋼筋之間距

4.6.5.1 剪力鋼筋之配置垂直於構材軸向者，其間距在非預力混凝土中不得超過 $d/2$ ，在預力混凝土中不得超過 $0.75h$ ，且均不得大於 60 cm 。

4.6.5.2 斜向肋筋或彎起鋼筋之間距，須能使在構材有效深度之中線與縱向受拉鋼筋間，每一可能發生斜拉裂縫之 45° 線至少與一組剪力鋼筋相交。

4.6.5.3 若 V_s 大於 $1.06\sqrt{f'_c} b_w d$ ，則第 4.6.5.1 及 4.6.5.2 節所規定之最大間距應減半。

解說：

非預力混凝土垂直肋筋及鋼線用作剪力鋼筋時，其間距不得超過 $d/2$ 或 60 cm 。當 $(V_u - \phi V_c)$ 大於 $1.06\sqrt{f'_c} b_w d$ 時，該間距須減半，即不得超過 $d/4$ 或 30 cm 。又須注意 $(V_u - \phi V_c)$ 值不得大於 $\phi 2.12\sqrt{f'_c} b_w d$ ；若超過時須改大梁斷面或增加混凝土之規定抗壓強度俾增加 V_c 值。

4.6.6 最少剪力鋼筋量

4.6.6.1 鋼筋混凝土與預力混凝土受撓構材於 $V_u > \phi V_c/2$ 處均須配置規定之最少剪力鋼筋量 $A_{v,min}$ ，但下列各情況除外：

- (1) 版及基腳。
- (2) 欄柵版依第 2.13 節規定者。
- (3) 梁之總深不超過 25 cm 、翼緣厚之 2.5 倍或梁腹寬之 $1/2$ ，以值最大者為準。

解說：

剪力鋼筋遏止斜拉開裂之伸長，增加韌性且提供失敗之預警。在無配筋之腹版中，斜拉開裂突然發生，可能導致無預警之失敗。若構材承受非預期之拉力或超載時，此種鋼筋極具價值。因此，不論何處，其設計剪力 V_u 大於 $\phi V_c/2$ 時，都須配置不少於式(4-13)或式(4-14)之最少剪力鋼筋量。然而研究結果^[4,23]顯示配筋量少而厚度大之單向版，若採用高強度混凝土時，可能在載重小於式(4-3)計得之 V_c 時即失敗。

深度不大於 32 cm 之空心構件經試驗驗證^[4,24,4,25]剪力強度大於式(4-12)與(4-10)之計算值。深度較大之預鑄預力混凝土空心單元經未發表之試驗結果顯示，在端部之腹版剪力開裂強度小於式(4-12)之計算值；但該試驗中之撓曲剪力開裂強度卻等於或大於式(4-10)之計算值。

甚至當設計剪力 V_u 小於混凝土承擔之剪力設計強度 ϕV_c 之一半時，對於薄腹版之後拉法預力混凝土構材(肋梁、雙向肋梁、梁及 T 型梁)，為加強因局部偏離設計鋼腱線形造成之腹版拉力及提供施工中支承鋼腱維持設計線形時，都建議採用腹版鋼筋。若未設置足夠之支承，在混凝土澆置中可能造成側向搖晃及局部偏離設計假定中平順之拋物線形預力鋼腱。在此情況，鋼腱之局部偏離在鋼腱施預力中有變直之趨勢。這種程序可能在腹版中造成嚴重的開裂。鋼腱未如預計之曲率，及造成之腹版拉應力，可將鋼腱緊緊在固定於鋼筋籠中其他元件並拘限於模版中之肋筋而減至最低。為達此目的所採用肋筋之最大間距不應超過 $1.5h$ 或 120 cm 之小者。若有上述情況且 $V_u > \phi V_c/2$ 時，須採用第 4.6.5 及 4.6.6 節較小肋筋間距之剪力鋼筋。

版、基腳及欄柵版不列入最少剪力鋼筋量之規定中，係因在弱區及強區間之載重分擔有其可能性。

對於受撓構材承受反覆載重時，斜拉開裂形成時之應力可能較靜力載重時小很多，應於設計中列入考慮。在此狀況，即使試驗或根據靜力載重計算顯示不必配置剪力鋼筋，採用式(4-13)或式(4-14)規定之最小剪力鋼筋是較慎重的。

4.6.6.2 如經試驗證明不用剪力鋼筋時，構材已具有所需計算剪力及彎矩強度者，則應可不受第 4.6.6.1 節之限制。該試驗應模擬實際使用狀況下可能發生之不均勻沈陷、潛變、乾縮及溫度變化所引起之影響。

解說：

已知尺寸及材料強度之構材，如經試驗證明不用剪力鋼筋，其剪力及撓曲強度已足夠時，此強度即為計算剪力強度 V_n 及計算彎矩強度 M_n 。

4.6.6.3 若依第 4.7.1 節規定可不計扭力影響，則按第 4.6.6.1 節之規定，或因強度需要配置

剪力鋼筋時，其非預力及預力(除第 4.6.6.4 節規定者外)構材最少剪力鋼筋量 $A_{v,min}$ 須為

$$A_{v,min} = 0.2 \sqrt{f'_c} \frac{b_w s}{f_{yt}} \quad (4-13)$$

但 $A_{v,min}$ 不得小於 $3.5 \frac{b_w s}{f_{yt}}$

4.6.6.4 預力構材之有效預力不小於撓曲鋼筋總拉力強度之 40% 時，其規定最少剪力鋼筋量可由式(4-13)及式(4-14)計算，取其小者。

$$A_{v,min} = \frac{A_{ps}}{80} \frac{f_{pu}}{f_{yt}} \frac{s}{d} \sqrt{\frac{d}{b_w}} \quad (4-14)$$

解說：

過去規範規定之最少剪力鋼筋量與混凝土強度無關。試驗^[4.9]指出當混凝土強度增高時，最少剪力鋼筋量亦須增加，以避免斜拉開裂時之突然剪力失敗。式(4-13)則提供了最少鋼筋量隨 f'_c 增加而漸增之公式，同時仍保留過去規定之最小值。式(4-13)中之 $\sqrt{f'_c}$ 應以實際規定抗壓強度代入計算。

根據式(4-13)及式(4-14)配置最少剪力鋼筋量之預力梁試驗結果^[4.24]指出，此二公式中，較小之 A_v 已足以產生韌性行為。

式(4-14)只可用於符合第4.6.6.4節中規定預力要求之預力構材，此公式於參考文獻^[4.24]中討論。

4.6.7 剪力鋼筋之剪力計算強度

4.6.7.1 當設計剪力 V_u 大於混凝土剪力設計強度 ϕV_c 時，應設置剪力鋼筋以符合第 4.2.1 節之規定。剪力鋼筋之剪力計算強度 V_s 應依第 4.6.7.2 至 4.6.7.8 節之規定計算。

4.6.7.2 剪力鋼筋為垂直肋筋時

$$V_s = \frac{A_v f_{yt} d}{s} \quad (4-15)$$

4.6.7.3 當剪力鋼筋採用圓箍筋、圓閉合箍筋或螺箍筋時， V_s 應採用式(4-15)計算，但式中 d 值應採用第 4.4.3 節規定之有效深度， A_v 取圓箍筋、圓閉合箍筋或螺箍筋斷面積之二倍， s 為平行縱向鋼筋方向之間距， f_{yt} 為圓箍筋、圓閉合箍筋或螺箍筋之規定降伏強度。

4.6.7.4 剪力鋼筋為斜向肋筋時

$$V_s = \frac{A_v f_{yt} (s \sin \alpha + d \cos \alpha)}{s} \quad (4-16)$$

α 為斜向肋筋與構材縱軸之交角。

4.6.7.5 剪力鋼筋為一根彎起鋼筋或一組平行鋼筋在距支承點相同距離處彎起時

$$V_s = A_v f_y \sin \alpha \quad (4-17)$$

但不得大於 $0.80 \sqrt{f'_c} b_w d$ ， α 為彎起鋼筋與構材縱軸之交角。

4.6.7.6 剪力鋼筋為多根或多組鋼筋在距支承點不同距離處平行彎起時，其剪力計算強度 V_s 應按式(4-16)計算。

4.6.7.7 剪力鋼筋由縱向鋼筋彎起而成時，僅傾斜部分之中央 3/4 為有效。

4.6.7.8 構材同一部分若採用一種型式以上之剪力鋼筋，剪力計算強度 V_s 應為各種型式分

別計算所得之和。

4.6.7.9 剪力計算強度 V_s 不可取大於 $2.12\sqrt{f'_c} b_w d$ 。

解說：

剪力鋼筋之設計係根據桁架類比法之修正式。桁架類比法假設剪力鋼筋承受全部剪力。然而對非預力及預力構材兩者甚多的研究指出，倘若桁架中之斜桿之斜度假設為 45° 時，剪力鋼筋僅須設計承擔造成斜拉開裂以外的剪力部分。

式(4-15)、式(4-16)及式(4-17)皆係表示剪力強度 V_s 與剪力鋼筋之關係。當採用剪力鋼筋垂直構材軸線時，則所需之剪力鋼筋面積 A_v 及其間距 s ，計算如下：

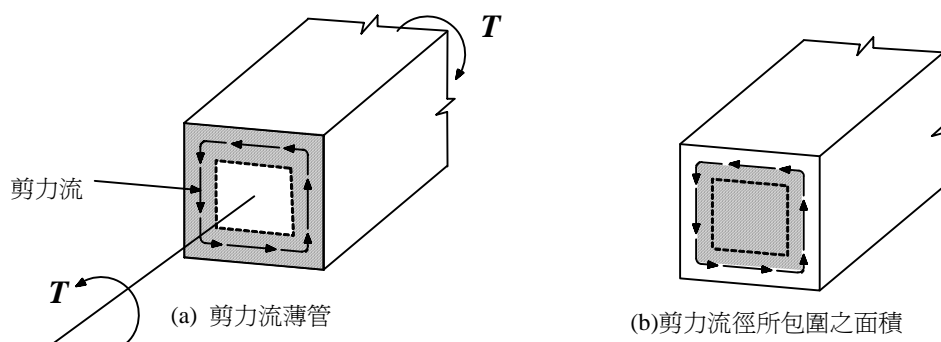
$$\frac{A_v}{s} = \frac{V_u - \phi V_c}{f_y d}$$

研究^[4.27,4.28]證明具相當多受撓鋼筋之寬梁，若橫過斷面之肋筋橫向間距減少，其剪力行爲可予改善。雖然圓形斷面之橫向鋼筋可能不含直線肢，但試驗指出採用式(4-15)計算 V_s 時，若 d 按第4.4.3節^[4.16,4.17]取用，則結果是偏保守的。按照圖R 3.10.4(a)五組連鎖螺箍設計橫向鋼筋時，應只計算大螺箍的貢獻，若需計入全部螺箍的貢獻，則需有相當之實驗驗證證明。

4.7 扭力設計

解說：

扭力設計係依據薄管與立體桁架之類比理論。參照圖R4.7(a)，承受扭力時實心梁可類比爲『剪力流薄管』。一旦鋼筋混凝土梁受扭力而開裂，其扭力主要由靠近構材表面之閉合肋筋及縱向鋼筋承受。剪力流薄管之類比理論即根據此事實，假設接近外層閉合肋筋爲中心之剪力流薄管承受此扭力。承受扭力之中空斷面梁亦可比照實心斷面梁做此假定。



圖R4.7 剪力流薄管與剪力流徑所包圍之面積

圖R4.7(a)，剪力流薄管上由扭力產生之剪力流 ($q = \tau t$)，在圍繞剪力流薄管周界所有點處皆爲定值。其作用路徑係沿薄管壁之中心線。扭力產生之剪應力 $\tau = T / (2A_o t)$ ，式中 t 爲剪力流薄管之壁厚； A_o 爲剪力流徑所包圍的總面積，應參照圖R4.7(b)之陰影部分計算。

具閉合管壁之中空構材，其 A_o 亦應將中空部分之面積包含在內。

前版規範已將過去混凝土承擔剪力 V_c 值及混凝土承擔扭力之橢圓形互制關係取消。 V_c 值不論有無扭力，皆維持定值，且混凝土不承擔任何扭力。

設計步驟之引出及試驗檢核見參考文獻[4.29，4.30]。

4.7.1 扭力設計之界限

若設計扭矩 T_u 小於下式，則可不計扭力之影響：

(1) 非預力構材

$$\phi \left[0.265 \sqrt{f'_c} \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right) \right]$$

(2) 預力構材

$$\phi \left[0.265 \sqrt{f'_c} \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right) \sqrt{1 + \frac{f_{pc}}{1.06 \sqrt{f'_c}}} \right]$$

(3) 非預力構材承受軸拉力或軸壓力

$$\phi \left[0.265 \sqrt{f'_c} \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right) \sqrt{1 + \frac{N_u}{1.06 A_g \sqrt{f'_c}}} \right]$$

構材與版整體澆築時，用於計算 A_{cp} 及 P_{cp} 之梁翼緣懸出寬度須符合第 6.3.4 節之規定。

構材為中空斷面時，第 4.7.1 節中之 A_{cp} 應以 A_g 取代之，而斷面之外周應符合第 6.3.4 節之規定。

4.7.1.1 對於有翼緣之單獨構材及與版整體澆築之 T 型梁而言，其計算 A_{cp} 及 P_{cp} 時所用之翼

緣寬度須符合第 6.3.4 節之規定，但若 T 型梁之 $\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}}$ 值小於同一梁不計翼緣時之值，

則其翼緣應不計入。

解說：

扭矩若未超過開裂扭矩 T_{cr} 的四分之一，則不致造成結構撓曲或剪力強度顯著的降低，因此可以不計扭力之影響。在純扭力下之開裂扭矩 T_{cr} 係由等值剪力流薄管，其壁厚 t 在開裂前為 $0.75 A_{cp} / P_{cp}$ 及管壁中心線包圍之面積 A_o 等於 $2 A_{cp} / 3$ 來代替實際斷面所引出。當主拉應力達到 $1.06 \sqrt{f'_c}$ 時，假設開裂發生。非預力梁僅承受扭力時，其主拉應力等於扭剪應力， $\tau = T / (2 A_o t)$ 。因此，當 τ 達到 $1.06 \sqrt{f'_c}$ 時，開裂發生，使開裂扭矩 T_{cr} 如下：

$$T_{cr} = 1.06 \sqrt{f'_c} \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right)$$

對實心斷面構材而言，開裂扭矩及斜向開裂剪力之互制關係約呈圓形或橢圓形。第 4.7.1 節扭力界限所規定之扭力限制為 $0.25 T_{cr}$ ，依前述互制關係，即相當於斜向開裂剪力僅減少 3%，此減少量可忽略不計。而開裂時之應力 $1.06 \sqrt{f'_c}$ 係有意取為下限值。

預力構材之扭力開裂載重因受預力而增加。依據平均應力之摩爾圓分析可得主拉應力等於 $1.06 \sqrt{f'_c}$ 時之扭矩，為非預力構材相對扭矩之 $\sqrt{1 + f_{pc} / (1.06 \sqrt{f'_c})}$ 倍。第 4.7.1 節(3)項承受軸拉力或軸壓力構材亦有類似的修正。

對扭力而言，空心斷面構材之定義為其斷面含一個以上之縱向孔，譬如一孔或多孔箱形梁。很小的縱向孔，譬如未灌漿的後拉法套管，可造成 A_g / A_{cp} 大於或等於 0.95 時，則於計算第 4.7.1 節之扭力設計界限時可不計其影響。空心斷面之扭力開裂與剪力開裂互制變化，可假設為構材僅含小孔時，成橢圓形。

至於內含大孔形成薄牆斷面時，則呈直線關係。此時 $0.25T_{cr}$ 扭矩，可造成斜向開裂剪力減少25%。此減少量甚巨，是不可忽略的。

本規範對第4.7.1節做了兩個修正俾能應用於空心斷面。第一個改變係對空心斷面之最小扭力限制由前版規範之原來規定值乘 A_g / A_{cp} 。此因根據試驗^[4.31]結果指出，空心斷面梁之開裂扭矩約為相同外尺度實心斷面梁開裂扭矩乘 A_g / A_{cp} 。第二個改變係第二次將開裂扭矩乘 A_g / A_{cp} ，以反應實心斷面之剪力與扭力斜開裂載重圓形互制轉變為薄壁中空斷面之近似直線互制。

4.7.2 計算設計扭矩 T_u

4.7.2.1 若構材之 T_u 為維持平衡所需，且超過第 4.7.1 節之最小值時，該構材應依第 4.7.3 至 4.7.6 節規定設計，以承受此設計扭矩 T_u 。

4.7.2.2 超靜定結構，因開裂後其內力再分配使構材之扭矩減少時，最大設計扭矩 T_u 可減為：

(1) 非預力構材，於第 4.7.2.4 節規定之斷面處：

$$\phi \left[1.06 \sqrt{f'_c} \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right) \right]$$

(2) 預力構材，於第 4.7.2.5 節規定之斷面處：

$$\phi \left[1.06 \sqrt{f'_c} \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right) \sqrt{1 + \frac{f_{pc}}{1.06 \sqrt{f'_c}}} \right]$$

(3) 非預力構材承受軸拉力或軸壓力者：

$$\phi \left[1.06 \sqrt{f'_c} \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right) \sqrt{1 + \frac{N_u}{1.06 A_g \sqrt{f'_c}}} \right]$$

在上述情況下，各相連構材應以再分配後之彎矩及剪力設計之。

空心斷面時， A_g 不得取代第 4.7.2 節之 A_{cp} 。

4.7.2.3 若不做精確之分析，構材中由版傳來之扭力載重可視為沿構材均勻分佈。

4.7.2.4 非預力構材距支承面 d 距離內之各斷面，均可按距支承面 d 處斷面之 T_u 設計。惟若在此距離內有集中扭矩載重作用時，則設計臨界斷面應為支承面。

4.7.2.5 預力構材距支承面距離 $h/2$ 距離內之各斷面，均可按距支承面 $h/2$ 處斷面之 T_u 設計。惟若在此距離內有集中扭矩載重作用時，則設計臨界斷面為支承面。

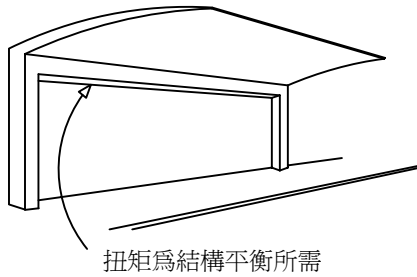
解說：

鋼筋混凝土構造之扭力設計，有兩條件需予確認^[4.32,4.33]：

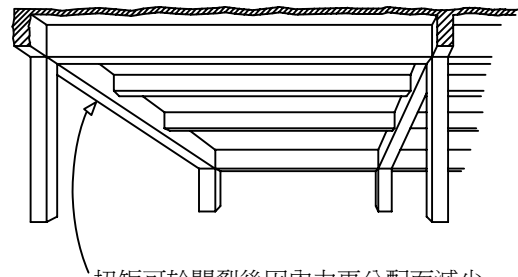
(1) 扭矩不能因其內力再分配而減少(第4.7.2.1節)。此稱為『平衡扭矩』，因該扭矩為結構平衡所需。此種條件，參照圖R4.7.2.1，扭力鋼筋設計依據第4.7.3至4.7.6節，須能承受全部扭矩。

(2) 扭矩可於開裂後因其內力再分配而減少(第4.7.2.2節)。若扭力係由構材為維持變位一致而扭轉，此類扭矩稱為『變位一致扭矩』。此種條件，參照圖R4.7.2.2，其開裂前之扭力勁度相對於 *St. Venant's* 理論中之未開裂斷面。然而當扭力開裂一形成，在扭力不變下，會發生可觀的扭轉，造成結構很大的內力再分配^[4.32,4.33]。合併剪力、撓曲及扭力作用下之開裂扭矩所對應之主拉應力較第4.7.1節解說所述之 $1.06 \sqrt{f'_c}$ 低。當扭矩超過開裂扭矩時，可假設最大設計扭矩等於開裂扭矩發生於靠近支承面之臨界斷面。此種限制係為控制扭力開裂寬度。第4.7.1節中空斷面計算不計扭力影響之最小扭矩時，有 A_g 應取代 A_{cp} 之規定，不適用於本節。如此則在分配後之扭矩較大，較保守安全。

第4.7.2.2節適用於典型的及規則的構架條件，若結構配置使構材在有限的長度內產生顯著的扭轉，譬如在靠近勁度大的柱旁有很大的扭力載重，或因其他載重使柱呈反向扭轉時，則建議採用更精確的分析。當根據未開裂斷面性質做彈性分析所得之設計扭矩介於第4.7.1節及本節規定值之間時，扭力鋼筋應按計算所得之扭矩設計。



圖R4.7.2.1 設計扭矩不可減少



圖R4.7.2.2 設計扭矩可減少

4.7.3 扭矩強度

4.7.3.1 斷面尺寸應使：

(1) 實心斷面

$$\sqrt{\left(\frac{V_u}{b_w d}\right)^2 + \left(\frac{T_u p_h}{1.7 A_{oh}^2}\right)^2} \leq \phi \left(\frac{V_c}{b_w d} + 2.12 \sqrt{f'_c}\right) \quad (4-18)$$

(2) 空心斷面

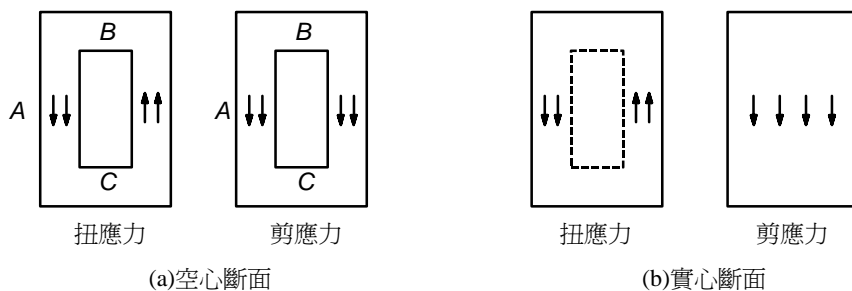
$$\left(\frac{V_u}{b_w d}\right) + \left(\frac{T_u p_h}{1.7 A_{oh}^2}\right) \leq \phi \left(\frac{V_c}{b_w d} + 2.12 \sqrt{f'_c}\right) \quad (4-19)$$

解說：

限制斷面大小有兩個原因，第一是為減少不雅觀的裂紋，第二為避免由剪力及扭力造成之斜壓應力所引起的混凝土表面壓碎。式(4-18)及式(4-19)中，左邊兩項為剪力及扭力造成之剪應力。其應力和不可大於造成剪力開裂應力加 $2.12 \sqrt{f'_c}$ ，與第4.6.7.8節所規定無扭力時之剪力強度限制相似。該限制以 V_c 表示，俾適用於非預力或預力混凝土。

只有在高剪應力時，腹版壓碎才有可能發生，因此不必校核。

空心斷面時，由剪力及扭力造成之剪應力，皆發生於箱形壁中，參照圖R4.7.3.1(a)，因此於4點處直接相加，如式(4-19)。實心斷面時，由扭力造成剪應力作用於管形外斷面，而由 V_u 造成之剪應力則分佈於斷面全寬，如圖R4.7.3.1(b)。因此其應力之結合採用平方和之二次方根而不採用直接相加，如式(4-18)。



圖R4.7.3.1 扭應力及剪應力相加示意

4.7.3.2 若空心斷面之壁厚沿周界變化時，式(4-19)評估之處應使式(4-19)左邊為最大值者。

解說：

若空心斷面之壁厚沿周界變化時，第4.7.3.2節要求式(4-19)評估之處為使式(4-19)左邊為最大值者。一般而言，此種情況常在扭應力及剪應力相加之壁上，如圖R4.7.3.1(a)之A點。若上翼版或下翼版較垂直腹版為薄時，可能評估式(4-19)之處係在圖R4.7.3.1(a)之B點及C點。在這些點上，由剪力產生之應力常忽略不計。

4.7.3.3 若壁厚小於 A_{oh}/p_h 時，式(4-19)之第二項 $\frac{T_u p_h}{1.7 A_{oh}^2}$ 應取為：

$$\frac{T_u}{1.7 A_{oh} t}$$

式中 t 為核算應力處之空心斷面壁厚。

4.7.3.4 扭力鋼筋設計用之 f_y 與 f_{yt} 值不得超過 $4,200 \text{ kgf/cm}^2$ 。

解說：

限制扭力鋼筋設計用之 f_y 與 f_{yt} 值不得超過 $4,200 \text{ kgf/cm}^2$ 係為控制斜向裂紋之寬度。

4.7.3.5 扭力所需鋼筋應由下式決定：

$$\phi T_n \geq T_u \quad (4-20)$$

解說：

扭矩設計強度 ϕT_n 須大於或等於由因數載重產生之設計扭矩 T_u 。計算 T_n 時，所有扭矩假設由肋筋及縱向鋼筋承擔，而 $T_c = 0$ 。同時，由混凝土承擔之剪力 V_c 假設不因扭力存在而改變。梁之 V_u 若大於約 $0.8\phi V_c$ 時，剪力及扭力鋼筋總和基本上與前版規範所計算差不多。若 V_u 較小時，則須較多的剪力及扭力鋼筋。

4.7.3.6 扭力橫向鋼筋之設計，應依據：

$$T_n = \frac{2A_o A_t f_{yt}}{s} \cot \theta \quad (4-21)$$

式中 A_o 須由分析決定或等於 $0.85A_{oh}$ 。 θ 不可小於 30° 亦不得大於 60° 。 θ 可取為：

(1) 45° ，用於非預力構材或用於預力較(2)小之構材。

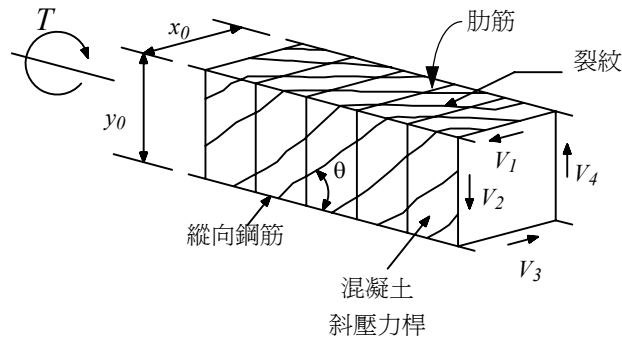
(2) 37.5° ，用於預力構材，其有效預力不小於縱向鋼筋拉力強度之 40% 時。

解說：

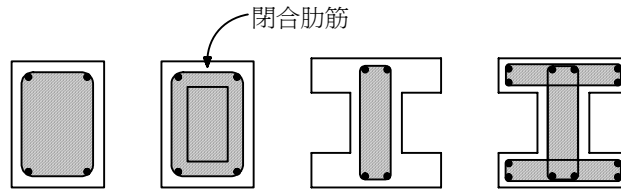
式(4-21)係根據立體桁架類比理論，如圖R4.7.3.6(a)，斜壓力桿之斜角為 θ ，假設混凝土不承受拉力，且鋼筋降伏。在扭力開裂發生後，抵抗扭力主要由閉合肋筋、縱向鋼筋及斜壓力桿承受。肋筋外之混凝土相對上無效，因此由管周界剪力流徑所包圍的面積 A_o ，定義為在開裂後由最外閉合肋筋中心線所包圍的面積 A_{oh} 。圖R4.7.3.6(b)所示為各種斷面之面積 A_{oh} 。 I 形、 T 形或 L 形斷面之 A_{oh} 係取最外組合肋筋包圍之面積，參照圖R4.7.3.6(b)。若須更精確計算 A_o 值時，可採用徐氏^[4.34]提供之公式。

第4.7節解說中所討論之管壁剪力流 q 可分解為 V_1 至 V_4 ，分別作用於管或立體桁架之各邊，參照圖R4.7.3.6(a)。

θ 角可由分析得到^[4.34]，或依第4.7.3.6節之第(1)，(2)款取用。式(4-21)與式(4-22)須用同樣之 θ 值。當取用較小之 θ 時，式(4-21)計算所需之肋筋量減少。同時，式(4-22)計算所需之縱向鋼筋增加。



圖R4.7.3.6(a) 立體桁架類比示意



A_{oh} = 斜影面積

圖R4.7.3.6(b) A_{oh} 之定義

4.7.3.7 扭力縱向鋼筋不得小於：

$$A_\ell = \frac{A_t}{s} p_h \left(\frac{f_{yt}}{f_y} \right) \cot^2 \theta \quad (4-22)$$

式中 θ 應與式(4-21)所取用者相同，而 A_t/s 須取式(4-21)且未經第4.7.5.2或4.7.5.3節修正之計算值。

解說：

圖R4.7.3.6(a)所示力由環繞管壁的剪力流所形成的剪力 V_1 至 V_4 。在一已知管壁上，剪力流 V_i 係由混凝土中斜壓力之分力所平衡，即 $D_i = V_i / \sin \theta$ 。另縱向鋼筋之軸拉力對於完成平衡 V_i 之分力，即 $N_i = V_i (\cot \theta)$ 也是需要的。

圖R4.7.3.7所示為相當管之一側假設承受扭力。扭力開裂成一列混凝土斜壓力桿與肋筋相交。承受扭力並作用於管一側之剪力流分量 V_i ，可分解為平行於混凝土斜桿之壓力 D_i 及軸拉力 N_i 。 D_i 力造成管壁之斜壓應力。須配置具有 $A_\ell f_y$ 強度之縱向鋼筋，以承受作用於全部管壁上的軸力 N_i 之和 ΣN_i 。

通常最大容許肋筋間距控制了所配置的肋筋量。且當剪力與扭力合併作用時，其肋筋總面積為剪力與扭力所須肋筋量之和。為避免配置超量的縱向鋼筋，第4.7.3.7節規定在任意斷面計算 A_ℓ 時所用之 A_t/s 須取式(4-21)之計算值。

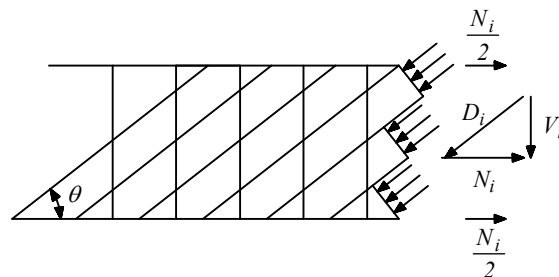


圖 R4.7.3.7 剪力分解為斜壓力及軸拉力

4.7.3.8 扭力鋼筋應與扭矩一起作用之剪力、撓曲及軸力鋼筋併合配置。並符合最嚴格之鋼筋間距設置要求。

解說：

扭力及剪力所需之肋筋相加，而配置的肋筋至少為所需剪力及扭力肋筋的總和。因剪力所需之肋筋面積 A_v 定為肋筋各肢之和，而扭力所需肋筋面積 A_t 僅為單肢面積，故肋筋相加如下：

$$\text{總和} \left(\frac{A_{v+t}}{s} \right) = \frac{A_v}{s} + 2 \frac{A_t}{s}$$

若剪力所需之肋筋組有四肢，則僅有靠近梁側之二肢可包含於上述加法中，因裏面二肢對扭力無效。

各斷面扭力所需之縱向鋼筋與同時作用之彎矩鋼筋相加。所選用之縱向鋼筋為其面積和，但若最大彎矩超過與扭矩同時作用之彎矩時，仍不得小於該斷面最大彎矩所需之面積。若最大彎矩發生於某斷面，譬如說在跨徑中央，而最大扭矩發生於另一斷面，譬如說在支承面，則所需總縱向鋼筋可能小於最大撓曲鋼筋與最大扭矩鋼筋之和。此時所需縱向鋼筋，須多選幾處計算評估。

鋼筋併合配置須滿足撓曲、剪力、扭力鋼筋在間距，截斷點設置上最嚴格之要求。撓曲鋼筋依據第5.11.3節規定，須超過該筋不需承受撓曲應力處向外延伸至少一個有效深度 d 且不小於 $12d_b$ 。

4.7.3.9 受撓壓力區之縱向扭力鋼筋面積應可減少 $M_u / (0.9 d f_y)$ ，式中 M_u 為斷面上與 T_u 同時作用之設計彎矩；惟該扭力鋼筋仍不得小於第 4.7.5.3 或 4.7.6.2 節之要求。

解說：

由扭力產生之縱向拉力，部分被受撓壓力區之壓力所抵消，因此容許減少受撓壓力區之縱向扭力鋼筋。

4.7.3.10 預力梁：

- (1) 各斷面含預力鋼筋之全部縱向鋼筋須承受該斷面之設計彎矩加上同斷面設計扭矩附增之同心縱向拉力 $A_\ell f_y$ ，且
- (2) 包含鋼腱之縱向鋼筋間距須符合第 4.7.6.2 節之規定。

4.7.3.11 預力梁受撓壓力區之縱向扭力鋼筋面積應可依據第 4.7.3.9 節規定減少，而低於第 4.7.3.10 節之規定。

解說：

如第4.7.3.7節解說，扭力造成軸拉力。非預力梁時，此力由具有 $A_\ell f_y$ 軸拉力強度之縱向鋼筋所承擔。為使合力 $A_\ell f_y$ 可沿構材軸向作用，此扭力鋼筋應均勻分佈於周界且與受撓鋼筋相加。

預力梁時，同樣的技巧(配置具 $A_\ell f_y$ 強度之附增鋼筋)可以採用，設計者亦可採用多出強度之預力鋼筋以承擔部分軸力 $A_\ell f_y$ ，略述如下：

預力梁之最大彎矩斷面在極限時之預力鋼筋應力為 f_{ps} 。其他斷面在極限時之預力鋼筋應力界於 f_{se} 及 f_{ps} 之間。 $A_\ell f_y$ 力作用於預力鋼筋邊之一部分力，可由預力鋼筋之 $A_{ps} \Delta f_p$ 力所承擔，其中 Δf_p 為 f_{ps} 減去極限撓曲時，該斷面之預力鋼筋應力。此應力可取該斷面之 M_u 除以 $(\phi 0.9 d_p A_{ps})$ ，但 Δf_p 不可大於 $4,200 \text{ kgf/cm}^2$ 。縱向鋼筋仍須配置於構材之另一側邊，以承擔其餘之 $A_\ell f_y$ 力，且滿足第4.7.6.2節規定之間距要求。

4.7.4 扭力鋼筋細節

4.7.4.1 扭力鋼筋須含縱向鋼筋或鋼腱與下列橫向扭力鋼筋之一或其組合：

- (1) 與構材軸向垂直之閉合肋筋或閉合箍筋，或
- (2) 橫向鋼線與構材軸向垂直之熔接鋼線網閉合籠，或
- (3) 非預力梁時之螺箍筋。

解說：

縱向及閉合橫向鋼筋皆須配置，以承受扭力產生的斜拉力。肋筋須閉合，因由拉力產生的斜向開裂發生於構材之全部表面。

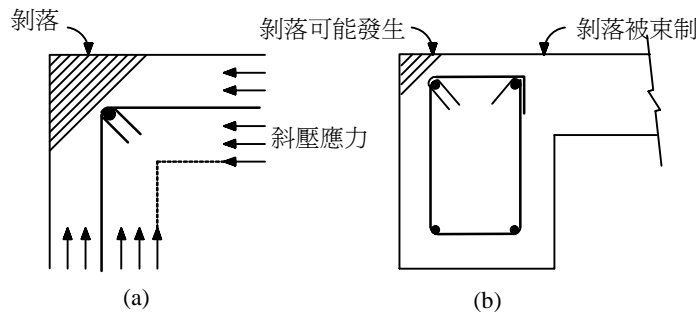
在主要承受扭力的斷面，在高扭矩時肋筋外之混凝土側邊保護層剝落^[4.33]，將致使 90° 彎鉤無效，造成過早的扭力失敗^[4.34]；其閉合肋筋不可由成對的 U 形肋筋互相搭接組成。

4.7.4.2 橫向扭力鋼筋之錨定應依下列規定：

- (1) 135° 標準彎鉤或第15.2節定義之耐震彎鉤緊繞於縱向鋼筋上，或
- (2) 當圍繞錨定周圍之混凝土有翼緣或版，或類似構材束制，不致脹裂時，可依第5.14.2.1、5.14.2.2或5.14.2.3節之規定。

解說：

矩形梁受扭力失敗時，梁角因立體桁架之混凝土斜桿中之斜壓力在該角轉向而剝落，參照圖R4.7.4.2(a)。當此種情況發生時，以 90° 彎鉤錨定之閉合肋筋經試驗失敗^[4.35]。基於此種理由， 135° 標準彎鉤或耐震彎鉤，在所有狀況皆優先採用於扭力肋筋。在梁邊有相接之翼版阻止剝落時，第4.7.4.2節第(2)款方解除此項規定，而允許採用 90° 彎鉤。



圖R4.7.4.2 梁承受扭力時之梁角剝落

4.7.4.3 縱向扭力鋼筋之兩端須有足夠之伸展。

解說：

若高扭矩作用於梁端附近，縱向扭力鋼筋須有足夠的錨定。在支承內面之外，須有足夠的伸展長度來發揮鋼筋或鋼腱所需的拉力。若是鋼筋，則可採用彎鉤或水平 U 形鋼筋與縱向扭力鋼筋搭接。

4.7.4.4 空心斷面承受扭力時，其橫向扭力鋼筋中心線至空心斷面壁內面之距離不得小於 $0.5A_{oh}/p_h$ 。

解說：

空心斷面之扭力閉合肋筋須置於對扭力有效之壁厚外面一半，而此壁厚可取為 A_{oh}/p_h 。

4.7.5 最少扭力鋼筋量

4.7.5.1 設計扭矩 T_u 大於第 4.7.1 節規定值處，均須配置最少扭力鋼筋量。

4.7.5.2 依第 4.7.5.1 節之規定須配置扭力鋼筋時，最少橫向閉合肋筋量應按下式計算：

$$(A_v + 2A_t) = 0.2\sqrt{f'_c} \frac{b_w s}{f_{yt}} \quad (4-23)$$

但不得小於 $3.5 \frac{b_w s}{f_{yt}}$ 。

解說：

若構材承受之設計扭矩 T_u 大於第 4.7.1 節規定值，則併合剪力與扭力之最少橫向鋼筋量為 $3.5b_w s / f_{yv}$ 。 A_v 與 A_t 符號定義不同，須予注意； A_v 為閉合筋二肢之面積，而 A_t 僅為閉合肋筋單肢之面積。

高強度混凝土梁之試驗^[4.9]指出，為避免斜拉開裂之剪力失敗，須增加最少剪力鋼筋量。雖然高強度混凝土梁之受扭力試驗仍然有限，但最少橫向閉合肋筋量之公式已予變更，俾能與最少剪力鋼筋量之計算一致。式(4-23)中之 $\sqrt{f'_c}$ 應以實際規定抗壓強度代入計算。

4.7.5.3 依第 4.7.5.1 節之規定須配置扭力鋼筋時，縱向扭力鋼筋總和之最少量應按下式計算：

$$A_{\ell, \min} = \frac{1.33\sqrt{f'_c} A_{cp}}{f_y} - \left(\frac{A_t}{s}\right) p_h \frac{f_{yt}}{f_y} \quad (4-24)$$

式中， A_t/s 不可小於 $1.75b_w/f_{yt}$ ； f_{yt} 用於閉合橫向扭力鋼筋； f_y 用於縱向扭力鋼筋。

解說：

體積 1% 以下扭力鋼筋之鋼筋混凝土梁試體，曾於純扭力作用時，因扭力開裂而失敗^[4.29]。在前版規範及以前規範，梁承受純扭力時，其關係式顯出約須 1% 的扭力鋼筋，而併合承受剪力及扭力之梁其值較少，且為扭力與剪力產生之剪應力比值之函數。式(4-24)係將此低減因數假設為單值而予以簡化，結果其體積比約為 0.5%。

4.7.6 扭力鋼筋之間距

4.7.6.1 橫向扭力鋼筋之間距不得大於 $p_h/8$ 或 30 cm，以值小者為準。

解說：

閉合肋筋間距之限制係為確保梁極限扭力強度之發揮，防止開裂後扭力勁度之過份損失，且控制開裂寬度。對方形斷面而言， $p_h/8$ 之限制，需要閉合肋筋之間距約為 $d/2$ ，與第 4.6.5.1 節之規定相當。

4.7.6.2 縱向扭力鋼筋須分佈於閉合肋筋四周，間距不得大於 30 cm。縱向鋼筋或鋼腱須置於肋筋內。肋筋之各角，必須置有至少一根縱向鋼筋或鋼腱。縱向鋼筋之直徑不得小於肋筋間距之 $1/24$ ，亦不得小於 $D10$ 。

解說：

在第 4.7.3.7 節解說中，已證明縱向鋼筋須承受因扭力在薄管壁中產生的縱向拉力之和。因為此力作用於斷面的中心軸，故因扭力所增設的縱向鋼筋中心須大略與斷面中心一致。規範為此要求縱向扭力鋼筋須分佈於閉合肋筋四周。肋筋各角必須置有縱向鋼筋或鋼腱，俾提供肋筋各肢之錨定。且各角鋼筋對發揮扭力強度及控制開裂亦相當有效。

4.7.6.3 扭力鋼筋之配置，至少須延伸至理論需要點外(b_t+d)距離。

解說：

扭力鋼筋須延伸至理論點外之距離(b_t+d)，大於剪力及受撓鋼筋所採用者，此因扭力斜拉開裂之伸展為螺旋線形。

4.7.7 扭力之替代設計法

本規範適用範圍內之實心斷面扭力設計，若 h/b_t 比值等於或大於 3，且經分析及綜合試驗結果證實其設計程序適當時，應准予採用替代設計法，惟仍應符合第 4.7.4 節與 4.7.6 節之規定。

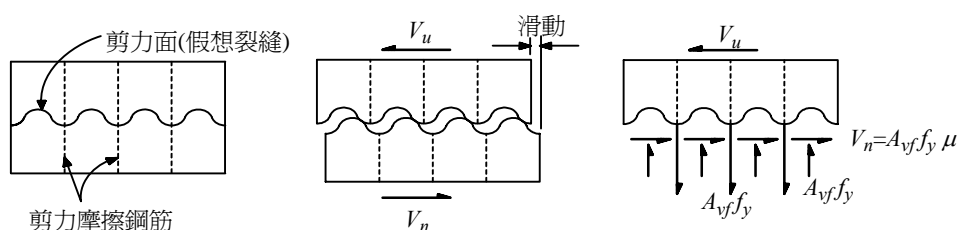
解說：

扭力替代設計法之設計程序案例可由參考文獻^[4.37,4.38,4.39]查得，業經廣泛成功的使用於下緣含托架之預鑄預力混凝土梁設計。參考文獻^[4.37,4.38]所述之設計程序係 ACI318 1995 年版前之預力混凝土斷面扭力設計之延伸。PCI 設計手冊^[4.40]第四版係敘述參考文獻^[4.35,4.36]之設計程序。此種程序曾經試驗證明，詳見參考文獻^[4.41]。

4.8 剪力摩擦

解說：

剪力摩擦之設計係假想在某一斷面上產生裂縫，如圖 R4.8。當沿裂縫面開始滑動時，裂縫的表面粗糙推動對向裂縫面之分離。此種分離(對 $f_y=2,800 \text{ kgf/cm}^2$ 之鋼筋而言，只要分離 0.25 mm 就足以使鋼筋達到降伏)使橫過假想裂縫的鋼筋 A_{vf} 產生應變。經由鋼筋應變產生的拉力 $A_{vf} f_y$ 提供了大小相等方向相反的正向鉗力；此種鉗力又產生平行於裂縫的摩擦力 $A_{vf} f_y \mu$ ，並阻止進一步的滑動。



圖R4.8 剪力摩擦觀念之示意圖

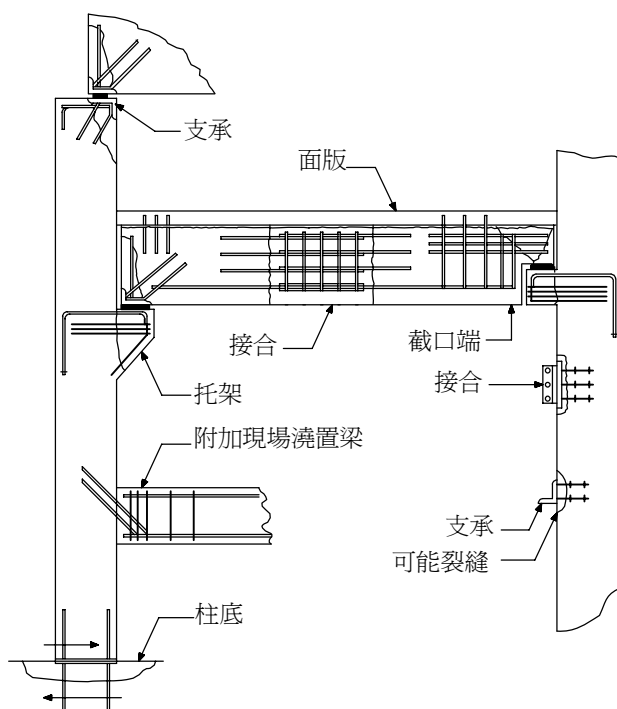
4.8.1 第 4.8 節適用於考量沿已有或可能發生之裂面、不相同材料之界面或不同時間澆置之混凝土界面之剪力傳遞。

解說：

除第 4.8 節之規定外，實際上有關剪力之規定係為防止斜拉失敗，而非為直接剪力傳遞失敗。第 4.8 節之目的乃為提供下列須考慮剪力傳遞的各種狀況之設計方法：

- (1) 不同時間澆置之混凝土界面
- (2) 混凝土與鋼材之界面
- (3) 為預鑄混凝土結構接合所需之鋼筋細部
- (4) 其他需檢討剪力傳遞之處^[4.42,4.43]

剪力摩擦觀念之應用及可能開裂位置參閱圖 R4.8.1。



圖R4.8.1 剪力摩擦觀念之應用及可能開裂位置

4.8.2 第 4.8.1 節所述剪力傳遞之斷面設計須按式(4-1)之規定，其中之 V_n 應依第 4.8.3 或 4.8.4 節之規定計算。

4.8.3 假設裂紋係沿考慮之剪力面發生。通過剪力面所需之剪力摩擦鋼筋面積 A_{vf} 可依第 4.8.4 節或其他剪力傳遞設計法計算，但其他設計法之預測強度應與實驗結果相符。

4.8.3.1 剪力傳遞強度之計算應符合第 4.8.5 至 4.8.10 節之規定。

解說：

雖然未開裂混凝土之直接剪力較強，但在不利位置中，總是有形成裂縫的可能性。剪力摩擦觀念假設裂縫會形成，故應在橫過裂縫處配置鋼筋以阻止沿裂縫之相對位移。當剪力沿裂縫作用時，裂縫面相對於另一面滑動。若裂縫面粗糙且不規則，則滑動伴隨著裂縫面之分離。在極限時，分離足以讓橫過裂縫之鋼筋受力達到降伏，鋼筋提供裂縫面一個鉗力 $A_{vf}f_y$ 。然後，作用剪力由裂縫面間之摩擦力、裂縫面上突起剪掉之阻抗及橫過裂縫之鋼筋插接筋作用所抵抗。應用第 4.8 節是否成功，決定於如何正確選定假想裂縫之位置^[4.18,4.35]。

剪力傳遞強度及橫過剪力面鋼筋之關係可由不同方式來表示。第 4.8.4 節中式(4-25)及式(4-26)係根據剪力摩擦模型以保守預估剪力摩擦強度。其他可得較精確估計剪力傳遞強度之關係式^[4.18,4.44,4.45]亦可在第 4.8.3 節規定下使用。例如，當剪力摩擦鋼筋垂直於剪力面時，剪力強度 V_n 可計算如下^[4.44,4.45]：

$$V_n = 0.8A_{vf}f_y + A_c K_I$$

其中 A_c 為抵抗剪力傳遞之混凝土斷面積 (cm^2)，對常重混凝土， $K_I = 28 \text{ kgf/cm}^2$ ，對全輕質混凝土， $K_I = 14 \text{ kgf/cm}^2$ ，對常重砂輕質混凝土， $K_I = 17.5 \text{ kgf/cm}^2$ 。此 K_I 值可適用於整體澆築混凝土及澆置於已硬化混凝土面，而該面經表面粗糙處理(見第 4.8.9 節)。

在此公式，第一項代表摩擦對剪力傳遞之阻抗(0.8代表摩擦係數)。第二項代表以下之總和：(1)裂縫面上突起剪掉之阻抗，(2)鋼筋之插接筋作用。

當剪力摩擦鋼筋與剪力面斜交致使剪力鋼筋內引生拉力時，剪力強度計算如下：

$$V_n = A_{vf} f_y (0.8 \sin \alpha + \cos \alpha) + A_c K_l \sin^2 \alpha$$

其中 α 為剪力摩擦鋼筋與剪力面之交角(即 $0 < \alpha < 90^\circ$)。

當採用修正的剪力摩擦強度計算法時， $(A_{vf} f_y / A_c)$ 或 $(A_{vf} f_y \sin \alpha / A_c)$ 不得小於 14 kgf/cm^2 ，如此設計公式才適用。

4.8.4 剪力摩擦設計法

4.8.4.1 當剪力摩擦鋼筋與剪力面垂直時，剪力強度 V_n 應依下式計算：

$$V_n = A_{vf} f_y \mu \quad (4-25)$$

式中 μ 為第 4.8.4.3 節所規定之摩擦係數。

4.8.4.2 當剪力摩擦鋼筋與剪力面斜交、且剪力導致剪力摩擦鋼筋承受拉力時，剪力強度 V_n 應按下式計算：

$$V_n = A_{vf} f_y (\mu \sin \alpha + \cos \alpha) \quad (4-26)$$

式中 α 為剪力摩擦鋼筋與剪力面之交角。

4.8.4.3 式(4-25)及式(4-26)中之摩擦係數 μ 依剪力面之狀況而訂定如下：

剪力面狀況	μ
混凝土整體澆置	1.4λ
混凝土澆置於已硬化混凝土面而該面 (1) 經表面粗糙處理(見第 4.8.9 節) (2) 未經表面粗糙處理	1.0λ 0.6λ
混凝土澆置於型鋼表面且以剪力釘或鋼筋錨定者 (見第 4.8.10 節)	0.7λ

其中 λ 值如下：

常重混凝土	1.0
常重砂輕質混凝土	0.85
全輕質混凝土	0.75

若細粒料含有部分常重砂者，可予內插法求之。

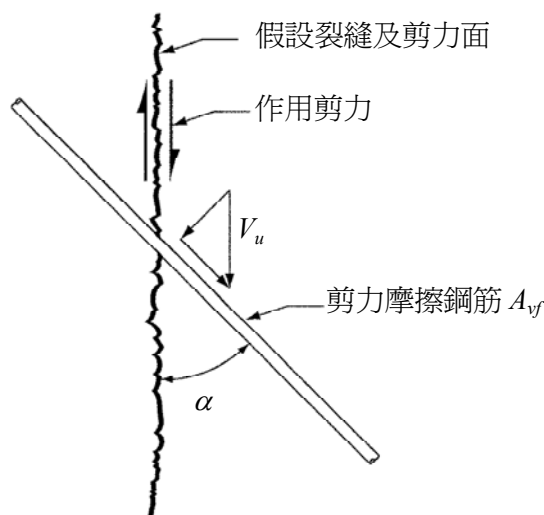
解說：

剪力傳遞鋼筋所需面積 A_{vf} 之計算，採用

$$A_{vf} = \frac{V_u}{\phi f_y \mu}$$

，但剪力強度上限之規定須予注意，請參照第4.8.5節。

當剪力傳遞鋼筋與剪力面斜交，致使剪力平行鋼筋之分量造成鋼筋中之拉力，如圖R4.8.4所示，部分剪力由鋼筋中拉力平行剪力面之分量所抵抗^[4.45]。式(4-26)僅適用於平行鋼筋之剪力分量造成鋼筋受拉力，如圖R4.8.4所示。當 α 大於 90° 時，表面之相對運動促使鋼筋受壓，式(4-26)不適用。



圖R4.8.4 剪力摩擦鋼筋對假設裂縫之斜角

剪力摩擦設計法之計算係假設全部剪力阻抗來自裂縫間之摩擦。因此，剪力摩擦公式中之摩擦係數採用經表面粗糙處理之大值，其計算的剪力強度才能與試驗結果符合。至於混凝土澆置於已硬化混凝土面，而該面未依第4.8.9節表面粗糙處理時，剪力阻抗主要靠鋼筋的插接筋作用，且試驗^[4.46]指出在此情況採用 $\mu = 0.6\lambda$ 之低值較合適。

混凝土澆置於型鋼表面之 μ 值規定，係有關預鑄混凝土構材間，或結構鋼構材與結構混凝土構材間之接頭設計。剪力傳遞之鋼筋可能是鋼筋或剪力釘；而且常在混凝土澆置後才現場銲接於鋼板上。本節規範不適用於混凝土版及鋼梁的合成作用所用剪力接頭設計，而應依據參考文獻^[4.47]。

4.8.5 剪力計算強度 V_n 不得大於 $0.2f'_c A_c$ 或 $56A_c$ ， A_c 為混凝土抵抗剪力傳遞之斷面積。

解說：

剪力強度上限之規定，係因依式(4-25)及式(4-26)算得之 V_n 值較大時，將趨不保守。

4.8.6 剪力摩擦設計所用之鋼筋規定降伏強度 f_y 不得大於 $4,200 \text{ kgf/cm}^2$ 。

4.8.7 橫過剪力面之淨拉力應加設鋼筋抵抗之。橫過剪力面之永久性淨壓力於計算剪力摩擦鋼筋 A_{vf} 時可併入 $A_{vf}f_y$ 考慮。

解說：

若有合拉力橫過剪力面時，除配置剪力傳遞鋼筋外，尚須配置鋼筋以承受該拉力。拉力可能由溫度變化、潛變及乾縮變形之束制所造成。此種拉力，特別在梁的支承內曾造成失敗。

當彎矩作用在剪力平面時，受撓拉應力及受撓壓應力平衡。作用於剪力平面之合壓力 $A_{vf}f_y$ 並沒改變，且剪力傳遞強度也未改變。因此，除非所需受撓拉力鋼筋超過受撓拉力區內之剪力傳遞鋼筋量，不必增配鋼筋以承受受撓拉應力。此點曾經實驗證明^[4.48]。

曾經實驗證明^[4.43]，若一合壓力作用橫過剪力平面，則剪力傳遞強度為合壓力及剪力摩擦鋼筋中之 $A_{vf}f_y$ 力總和之函數。設計時，只有絕對確定壓力是永久存在的，才得考慮橫過剪力平面壓力存在的優點，俾減少剪力摩擦鋼筋量。

4.8.8 剪力摩擦鋼筋須沿剪力面作適當配置，並於剪力面兩側採用埋置、彎鉤或銲接於特殊裝置錨定之，使該鋼筋能於剪力面上達到規定降伏強度。

解說：

若橫過剪力平面無彎矩作用，則鋼筋應沿剪力平面均勻分佈，俾使裂縫寬度最小。若彎矩作用橫過剪力面，則需將剪力傳遞鋼筋主要配置於受撓拉力區內。

因剪力摩擦鋼筋之作用為拉力，故必須在剪力平面兩側有全額拉力錨定。又剪力摩擦鋼筋之錨定，須固定於主鋼筋上才不致在剪力摩擦鋼筋與混凝土實體間有可能裂縫穿過。此要求特別適用於銲接剪力釘及其配合採用在預鑄與場鑄混凝土中接合用之埋藏鋼件。錨定可經由握裹，銲接機械式錨定，或有螺紋插接筋及埋入螺釘來發展。空間的限制常需使用銲接機械式錨定。對於混凝土中剪力釘之錨定參考文獻[4.18]。

4.8.9 混凝土澆置於硬化混凝土面，為符合第 4.8 節以剪力摩擦傳遞剪力，應清除界面之水泥乳皮並使之潔淨。若 μ 設為 1.0 則其接觸面應有約 0.6 cm 之粗糙度。

4.8.10 當型鋼與混凝土間藉剪力釘或銲接鋼筋傳遞剪力時，型鋼表面須淨潔且無油漆。

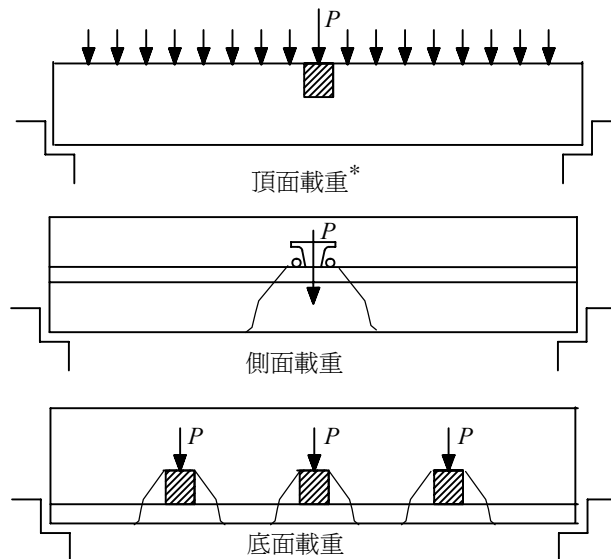
4.9 深梁

4.9.1 符合第 3.8 節規定之深梁，其剪力設計應依本節規定，受拉鋼筋之錨定應依第 5.11.6 節之規定。

解說：

深梁之行爲詳閱參考文獻[4.5]及[4.38]。對支撐垂直載重之正常深梁，若載重作用於梁之頂面，且該梁由底面支承，詳圖R4.9.1，則本節可適用；若載重經由該構材之側面或底面作用，則其剪力設計須與一般梁相同。

深梁之縱向拉力筋應伸入支承，且採用埋置、彎鉤，或銲至特殊裝置予以充分錨定。上彎鋼筋不建議採用。



*第 4.9 節之規定僅適用於頂面載重

圖R4.9.1 深梁之載重

深梁之設計，不論其承載及支承狀況如何，皆可採用附篇A壓桿—拉桿模式。第3.8.1節則規定可採用非線性應力域來設計深梁。但此種分析應考慮開裂對應力分佈之影響。

4.9.2 深梁之計算剪力強度 V_n 不得超過 $2.65\sqrt{f'_c} b_w d$ 。

解說：

前版規範對計算剪力強度上限之規定不是固定值，而是依據 l_n/d 之大小計算。由過去試驗資料重新檢視後發現此計算剪力強度之規定係由梁支承區壓碎之試驗所導出來，爰修正本規範之計算剪力強度及其上限。

4.9.3 垂直剪力鋼筋面積 A_v 不得小於 $0.0025 b_w s$ ， s 不得大於 $d/5$ 或 30cm 。

4.9.4 水平剪力鋼筋面積 A_{vh} 不得小於 $0.0015 b_w s_2$ ， s_2 不得大於 $d/5$ 或 30cm 。

解說：

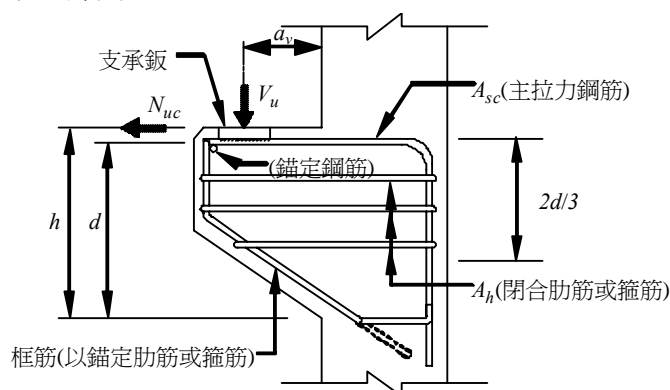
水平及垂直剪力鋼筋的相對用量限制與前版規範規定者剛好是互換。此因試驗^[4.49,4.50,4.51]已證明垂直剪力鋼筋較水平剪力鋼筋有效。最大鋼筋間距亦由原規定 45cm 改少為 30cm ，係因減少該鋼筋間距可提供來限制裂縫之寬度。

4.9.5 附篇 A.4.3 節之配筋規定可取代第 4.9.3 節及第 4.9.4 節之最少水平及垂直剪力鋼筋量及其間距之規定。

4.10 托架之特殊規定

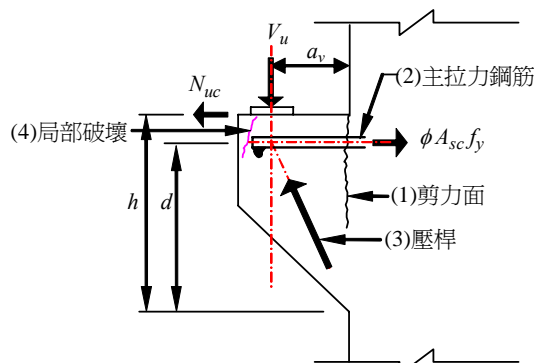
解說：

本節採用之名詞及符號，詳圖R4.10.1。



圖R4.10.1 第4.10節採用之名詞及符號

剪力跨度與深度比(a_v/d)不大於 1 之托架，詳圖R4.10.2，其作用不像受撓構材之剪力設計，而更像簡支桁架或深梁。此種托架之四種可能破壞模式為：(1)托架及支承構材間之直接剪力失敗；(2)由彎矩及水平拉力造成主拉力鋼筋降伏；(3)內部受壓區之壓碎；(4)承壓面積下之局部支承或剪力破壞。



圖R4.10.2 托架之結構行為

4.10.1 剪力跨度與深度比 a_v/d 小於 2 之托架應可依附篇 A 設計。

剪力跨度與深度比 a_v/d 不大於 1，且受水平設計拉力 N_{uc} 不大於 V_u ，應可依第 4.10.3 節及第 4.10.4 節設計。

托架設計應符合第 4.10.2、4.10.3.2.1、4.10.3.2.2、4.10.5、4.10.6 及 4.10.7 節之規定， d 為托架在支承面處斷面之有效深度。

解說：

前版規範第 4.10 節托架之特殊規定，僅適用於剪力跨度與深度比 (a_v/d) 不大於 1 之托架；本規範則增訂剪力跨度與深度比 (a_v/d) 小於 2 之托架，可採用附篇 A 壓拉桿模式設計。

按第 4.10.3 節及第 4.10.4 節設計時，限制 a_v/d 不大於 1 之規定有兩個理由。第一、若 a_v/d 大於 1，則斜拉開裂之斜度不夠陡，則依第 4.10.4 節規定採用水平肋筋效果不彰。第二、規定之設計法，僅於 a_v/d 等於 1 或更小時實驗才適用。 N_{uc} 之上限規定係因此設計法僅於 N_{uc} 小於或等於 V_u ，包括 N_{uc} 等於零時實驗才適用。

4.10.2 承壓面外緣處之托架深度不得小於 $0.5d$ 。

解說：

承壓面外緣處最小深度之規定，係為避免因主斜拉開裂從承壓面下延伸至托架外緣斜面而過早失敗。此類型之失敗曾於承壓面外緣深度小於本節規定之托架中觀察到^[4.45]。

4.10.3 支承面處之托架斷面應設計以同時承受剪力 V_u 、彎矩 $[V_u a_v + N_{uc}(h-d)]$ 及水平拉力 N_{uc} 。

4.10.3.1 依第 4.10 節規定之所有設計計算，其強度折減因數 ϕ 應取為 0.75。

4.10.3.2 抵抗設計剪力 V_u 之剪力摩擦鋼筋 A_{vf} 之設計應依第 4.8 節之規定。

4.10.3.2.1 常重混凝土之計算剪力強度 V_n 不得大於 $0.2f'_c b_w d$ 亦不得大於 $56b_w d$ 。

4.10.3.2.2 全輕質或常重砂輕質混凝土之剪力強度 V_n 不得大於 $(0.2-0.07a_v/d) f'_c b_w d$ 亦不得大於 $(56-20a_v/d) b_w d$ 。

4.10.3.3 抵抗設計彎矩 $[V_u a_v + N_{uc}(h-d)]$ 之鋼筋 A_f 應依第 3.3 及 3.4 節之規定計算。

4.10.3.4 抵抗設計拉力 N_{uc} 之鋼筋 A_n 應由 $N_{uc} \leq \phi A_n f_y$ 決定之。 N_{uc} 應視為活載重，由乾縮、潛變或溫度變化之影響所產生之拉力亦同。除採取特殊規定避免拉力存在外，拉力 N_{uc} 不得小於 $0.2V_u$ 。

4.10.3.5 主拉力鋼筋面積 A_{sc} 應取 $A_f + A_n$ 或 $2A_{vf}/3 + A_n$ 之大者。

解說：

托架行為主要由剪力所控制，因此，僅規定單一值 $\phi = 0.75$ 於所有設計條件。

試驗^[4.53]證明，輕質粒料混凝土托架之最大剪力強度為 f'_c 及 a_v/d 兩者之函數。對常重砂輕質混凝土建造之托架，並無可用之資料。因之對於粗細粒料皆為輕質粒料之全輕質混凝土及常重砂輕質混凝土托架皆採用相同的限制。

抵抗設計彎矩所需鋼筋之計算，可採用普通撓曲理論。設計彎矩 M_u 之計算係結合在支承面受撓鋼筋處之彎矩和。

因為作用於托架之水平力大小，常不能決定得很正確，故規定 N_{uc} 視為活載重，載重係數採用 1.6。試驗^[4.46]建議，橫過支承面之總鋼筋量 ($A_{sc} + A_h$) 須為下列之大者：

(1) 依據第 4.10.3.2 節計算之 A_{vf} 加第 4.10.3.4 節計算之 A_n 。

(2) 依據第4.10.3.3節計算之 A_f 乘3/2加第4.10.3.4節計算之 A_n 。

若(1)控制，則需要主拉力鋼筋 $A_{sc}=(2A_{vf}/3+A_n)$ ，其餘 $A_{vf}/3$ 須為平行 A_{sc} 之閉合肋筋，並分佈於鄰接 A_{sc} 之 $2d/3$ 內。第4.10.4節要求之 $A_h=0.5(2A_{vf}/3)$ 可以滿足。

若(2)控制，則需要主拉力鋼筋 $A_{sc}=A_f+A_n$ ，其餘 $A_f/2$ 須為平行 A_{sc} 之閉合肋筋並分佈於鄰接 A_{sc} 之 $2d/3$ 內。亦可滿足第4.10.4節之要求。

4.10.4 平行於主拉力鋼筋 A_{sc} 之閉合肋筋或箍筋，其總面積 A_h 不得小於 $0.5(A_{sc}-A_n)$ ，應均勻分佈於鄰接主拉力鋼筋之 $2d/3$ 內。

解說：

平行主拉力鋼筋之閉合肋筋為阻止托架過早斜拉力失敗所必須。所需閉合肋筋面積 $A_h=0.5(A_{sc}-A_n)$ 可由第4.10.3.5節解說之討論中獲取。

4.10.5 鋼筋比 $\rho=A_{sc}/bd$ 不得小於 $0.04f'_c/f_y$ 。

解說：

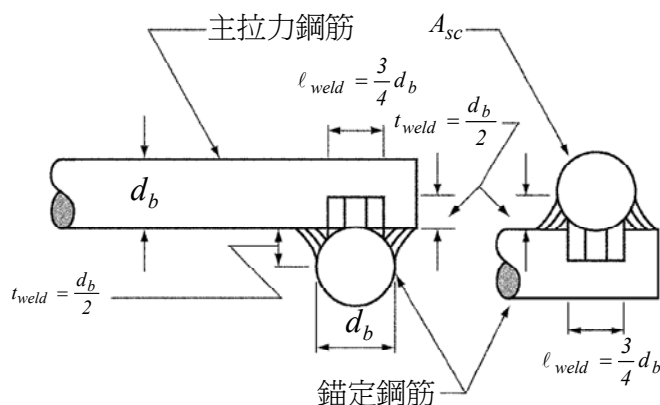
規定 A_{sc} 之最小鋼筋量，是為防止受撓彎矩及向外拉力 N_{uc} 作用下，萬一托架混凝土開裂造成突然破壞之可能性。

4.10.6 在托架前端之主拉力鋼筋 A_{sc} 應以下列方法之一錨定之：

- (1) 以具結構作用之銲接於相同或較大之橫向錨定鋼筋，該銲接應能使主拉力鋼筋 A_{sc} 發揮其降伏強度 f_y 。
- (2) 以主拉力鋼筋向後彎曲成一水平環。
- (3) 以其他有效之錨定方法。

解說：

因斜向混凝土受壓區(參閱圖R4.10.2之(3)受壓區)之水平分量，在垂直載重 V_u 作用處，傳至主拉力鋼筋，故鋼筋 A_s 基本上由支承面至垂直載重作用之間均勻受力。因此必須錨定於其前端及支承柱內，俾能從支承面至垂直載重發展其降伏強度。托架前端之足夠錨定可如本節第(2)款中所規定將主拉力鋼筋 A_s 彎曲成水平環，或將 A_s 鋼筋端點銲接於相同的橫向鋼筋或合適大小的橫向角鋼上。銲接須設計能發展鋼筋 A_s 之規定降伏強度。在參考文獻[4.53]，托架試驗報告中，已成功採用的銲接詳圖，參閱圖R4.10.6。鋼筋 A_s 須依據第五章之要求錨定於柱內。關於端錨定的進一步討論參閱第5.11.6節之解說。

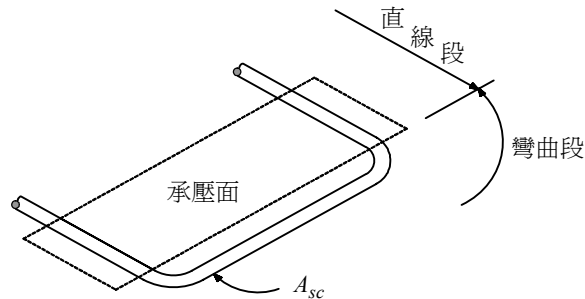


圖R4.10.6 用於參考文獻[4.45]試驗中之銲接詳圖

4.10.7 托架頂之承壓面不得突出主拉力鋼筋直線部分之外，亦不得突出銲接之橫向錨定鋼筋之內側面。

解說：

承壓面位置之限制是為確保靠近載重處鋼筋 A_{sc} 之降伏強度伸展，若主拉力鋼筋採用水平環時，承壓面不得突出主拉力鋼筋之直線段外之示意圖，參閱圖R4.10.7。若托架經支承鉸承受水平力時，則支承鉸應銲於受拉鋼筋上。



圖R4.10.7 採用水平環時，托架承壓面之限制

4.11 牆之特殊規定

4.11.1 垂直於牆面之剪力，應依第 4.13 節之版之特殊規定設計；平行於牆面之水平剪力，應依第 4.11.2 至 4.11.9 節之規定設計。

若牆之高度與長度之比值不大於 2 時，牆之水平剪力亦可依附篇 A 及第 4.11.9.2 節至第 4.11.9.5 節之規定設計。

解說：

牆之高度對長度比值越小，其平行於牆面的水平剪力越重要，即矮牆之設計常由剪力控制；高牆之設計則常由撓曲控制。

4.11.2 剪力平行於牆面時，水平斷面應按式(4-1)及式(4-2)設計。其中混凝土剪力計算強度 V_c 依第 4.11.5 或 4.11.6 節計算，鋼筋剪力計算強度 V_s 則依第 4.11.9 節計算。

解說：

平行於牆面之水平剪力設計，按本節之規定，其步驟如下：(相關規定如括號內節次)

- (1) 校核最大容許剪力強度。(第4.11.3節；第4.11.4節)
- (2) 計算混凝土承擔之剪力計算強度 V_c 。(第4.11.5節；第4.11.6節；第4.11.7節)
- (3) 剪力鋼筋之計算：(第4.11.8節)
 - (a) 水平鋼筋。(第4.11.9.1節；第4.11.9.2節；第4.11.9.3節)
 - (b) 垂直鋼筋。(第4.11.9.4；第4.11.9.5節)

4.11.3 任何水平斷面上平行於牆面之剪力強度 V_n 不得大於 $2.65\sqrt{f'_c}hd$ 。

解說：

雖然結構牆之寬度-深度比常較一般梁為小，但對於厚度等於 $\ell_w/25$ 之結構牆試驗結果^[4.39]顯示，極限剪應力可能大於 $2.65\sqrt{f'_c}$ 。

4.11.4 平行於牆面之水平剪力設計， d 應取 $0.8\ell_w$ ，或按應變一致性分析所得由最外受壓纖維至

受拉鋼筋合力中心之較大值。

4.11.5 除依第 4.11.6 節作較周密之分析外，於 N_u 為壓力時，剪力計算強度 V_c 不得大於 $0.53\sqrt{f'_c}hd$ ，於 N_u 為拉力時，不得大於第 4.4.2.3 節之規定。

4.11.6 剪力計算強度 V_c ，可按式(4-27)及式(4-28)計算，以值小者為準。

$$V_c = 0.87\sqrt{f'_c}hd + \frac{N_u d}{4\ell_w} \quad (4-27)$$

$$V_c = \left[0.16\sqrt{f'_c} + \frac{\ell_w(0.33\sqrt{f'_c} + \frac{N_u}{5\ell_w h})}{\frac{M_u}{V_u} - \frac{\ell_w}{2}} \right] hd \quad (4-28)$$

式中 ℓ_w 為牆之總長度， N_u 於拉力時為負值，若 $(M_u/V_u - \ell_w/2)$ 小於零時，式(4-28)不適用。

解說：

式(4-27)、式(4-28)可用於計算結構牆任何斷面之斜開裂強度。式(4-27)相對於斷面中心之主拉應力約等於 $1.06\sqrt{f'_c}$ 。而式(4-28)相對於計算斷面以上 $\ell_w/2$ 斷面之受撓拉應力約等於 $1.6\sqrt{f'_c}$ 。當 $(M_u/V_u - \ell_w/2)$ 值減少而未變成負值，式(4-27)即可能控制。當該值變為負值時，則規範規定必須採用式(4-27)。

4.11.7 接近牆基 $h_w/2$ 以內之各斷面之 V_c 均按 $h_w/2$ 處之 V_c 設計；惟若 $\ell_w/2 < h_w/2$ 時，前述規定應以 $\ell_w/2$ 取代 $h_w/2$ 。

4.11.8 若設計剪力 V_u 小於 $\phi V_c/2$ ，牆內剪力鋼筋應可依第 4.11.9 節或第七章之規定設計；若 V_u 大於 $\phi V_c/2$ ，牆內剪力鋼筋應依第 4.11.9 節之規定設計。

4.11.9 牆內剪力鋼筋之設計

4.11.9.1 若設計剪力 V_u 大於剪力設計強度 ϕV_c ，水平剪力鋼筋須符合式(4-1)及式(4-2)，式中剪力計算強度 V_s ，應按下式計算：

$$V_s = \frac{A_v f_y d}{s} \quad (4-29)$$

式中 A_v 為 s 距離內之水平剪力鋼筋斷面積， d 應依第 4.11.4 節之規定，垂直剪力鋼筋應依第 4.11.9.4 節之規定。

4.11.9.2 水平剪力鋼筋面積與混凝土垂直總斷面積之比 ρ_t 至少須為 0.0025。

4.11.9.3 水平剪力鋼筋之間距不得大於 $\ell_w/5$ 、 $3h$ 或 45 cm，其中 ℓ_w 為牆之總長度。

4.11.9.4 垂直剪力鋼筋面積與混凝土水平總斷面積之比 ρ_l 不得小於：

$$\rho_l = 0.0025 + 0.5\left(2.5 - \frac{h_w}{\ell_w}\right) (\rho_t - 0.0025) \quad (4-30)$$

亦不得小於 0.0025，但不需大於第 4.11.9.1 節計得之 ρ_t 值，式中 ℓ_w 為牆之總長度， h_w 為牆之總高度。

4.11.9.5 垂直剪力鋼筋之間距不得大於 $\ell_w/3$ 、 $3h$ 或 45 cm，其中 ℓ_w 為牆之總長度。

解說：

本規範將牆之分佈剪力鋼筋方向之符號更新以避免第四章(本章)與第七章之普通結構牆及第十五章

特殊結構牆之符號衝突。新定義鋼筋之分佈方向為平行於牆之縱軸或橫軸。因此對垂直牆段而言，水平分佈鋼筋比之符號為 ρ_t ，垂直分佈鋼筋比之符號為 ρ_l 。

牆須配置水平剪力鋼筋及垂直剪力鋼筋。牆不高時試驗資料^[4.55]顯示水平剪力鋼筋之效果不如垂直剪力鋼筋。此種水平剪力鋼筋與垂直剪力鋼筋效果之改變，可由式(4-30)顯示出來。當 h_w / ℓ_w 小於0.5時，垂直剪力鋼筋量與水平剪力鋼筋量相等。當 h_w / ℓ_w 大於2.5時，垂直剪力鋼筋量僅須(0.0025sh)。

水平剪力鋼筋須符合式(4-1)及式(4-2)並根據式(4-29)計算剪力計算強度 V_s ，其鋼筋間距之限制依第4.11.9.3節，垂直剪力鋼筋須依第4.11.9.4節設置，其鋼筋間距之限制則須符合第4.11.9.5節。

4.12 彎矩傳遞至柱

4.12.1 若因重力載重、風力、地震力或其他側向力，引起構件與柱間彎矩之傳遞時，其所引起之剪力須於設計柱之橫向鋼筋中考慮之。

解說：

實驗證實^[4.49]在建築物內部之梁柱接頭，若其四邊有約略等深之梁圍束，則不須剪力鋼筋。但若接頭沒有側向圍束，如建築物外部接頭，則須剪力鋼筋以防止剪力開裂造成之退化^[4.50]。承受地震力構材，為使相接梁之撓曲能力可以發展，接頭可能需要承受多次反覆載重，其剪力設計須參照第十五章耐震設計之特別規定。

4.12.2 除柱之四邊有相近深度之梁或相近厚度之版加以束制且不為耐震之主要系統者外，接頭內之柱橫向鋼筋量不得小於式(4-13)之規定值。且其分佈深度應不小於與其連接構材之最大深度。並符合第13.8節之規定。

4.13 版及基腳之特殊規定

4.13.1 接近柱、集中載重或反力處之版及基腳剪力強度，由下列兩種方式計算，以能達成較安全者為準：

4.13.1.1 版或基腳視為寬梁作用時，應依第4.2至4.6節設計；其臨界面應為全寬斷面。

4.13.1.2 版或基腳視為雙向作用時，應依第4.13.2至4.13.6節設計；其臨界面應位於使其周界 b_o 為最小處，但其與下列標示位置之距離不必小於 $d/2$ 。

(1) 柱、集中載重或反力處之邊緣或轉角連線。

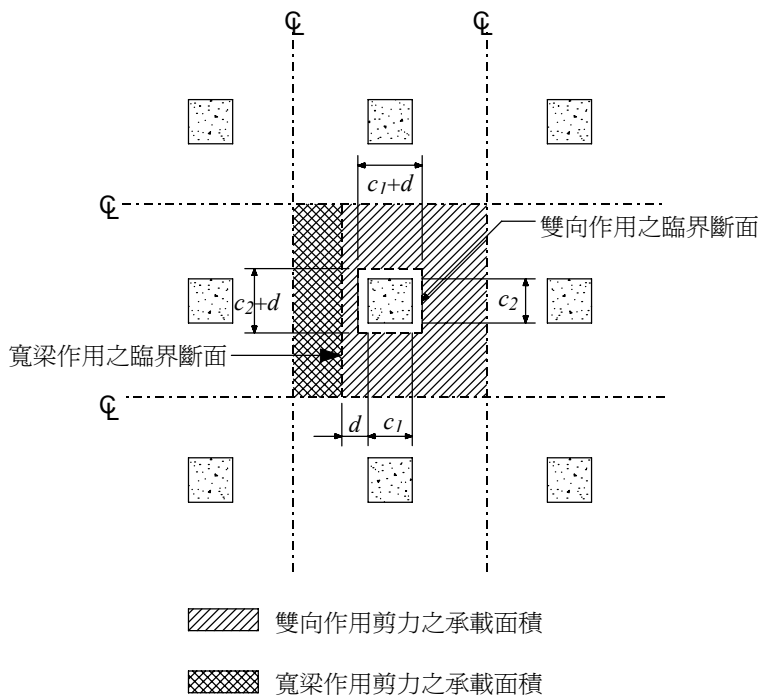
(2) 版厚度改變處，如柱頭版或柱冠邊緣。

4.13.1.3 方形或矩形之柱、集中載重、反力區等臨界面可為四條直線所組成。

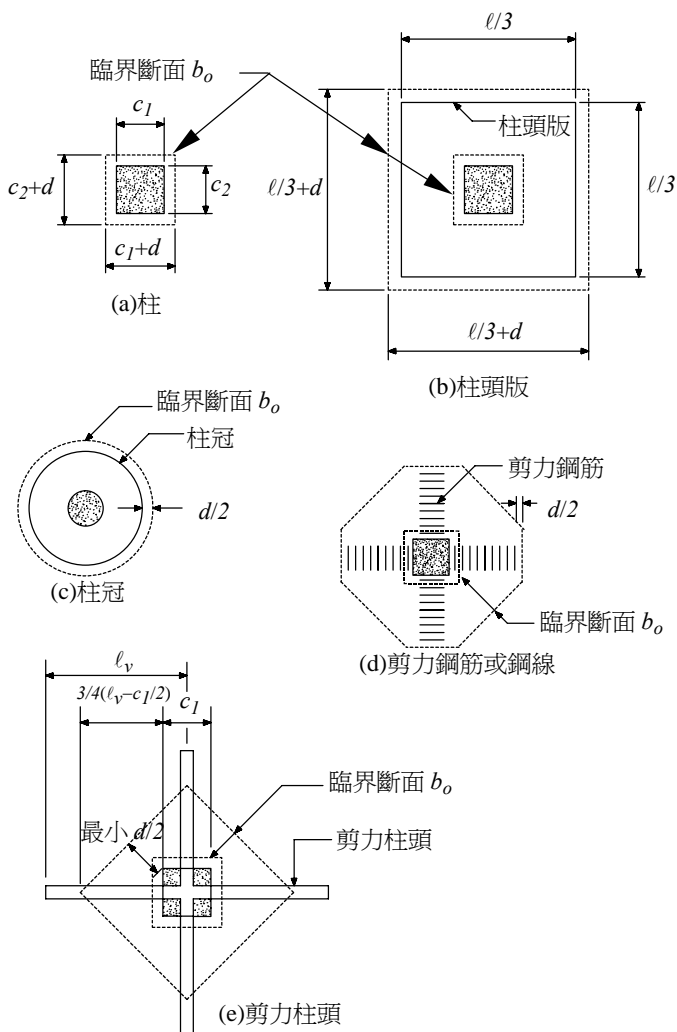
解說：

版及基腳在接近柱、集中載重或反力處之剪力強度，須以兩種方式計算，即寬梁作用及雙向作用，並以能達成較安全者為準。受撓構材，譬如單向版，其主要受撓作用在單一方向，故採寬梁作用計算，並按第4.2至4.6節之規定設計。雙向版系，譬如雙向版、雙向平版，雙向作用為主要行為模式，其破壞機制為沿圍繞集中載重或反力處截頭圓錐或角錐之穿孔剪力，故須採不同的設計方式。雙向版系的剪力設計，雖然寬梁作用較少控制，但設計者仍應確保寬梁作用及雙向作用兩者都能符合安全規定。版柱接頭處，寬梁作用剪力強度及雙向作用剪力強度之承載面積與臨界面，詳圖R4.13.1.1。

計算雙向作用剪力強度之臨界面 b_o ，詳圖R4.13.1.2。



圖R4.13.1.1 版柱接頭處版剪力之承載面積及臨界斷面



圖R4.13.1.2 計算雙向作用剪力強度之臨界斷面 b_o

承受雙向彎矩作用版之剪力臨界面係順著承載面邊緣之周界^[4.3]。在設計載重下，作用於此斷面之剪應力為 $\sqrt{f'_c}$ 及柱邊尺寸對版有效深度比之函數。更簡單之設計方法係假設有一虛擬臨界面，位於距集中載重周界 $d/2$ 處。依此假設，則剪力強度幾乎與柱尺寸對版深度比無關。對矩形柱而言，此臨界面原來定義為繪數條平行且距載重面邊緣 $d/2$ 之直線。第4.13.1.3節容許採用矩形臨界面。

對於等厚版而言，校核版剪力在一個斷面上已足夠。若版厚有改變時，譬如柱頭版，則須校核數個斷面。

邊柱在突出柱子之懸臂版處，其臨界面可能為三邊或四邊。

4.13.2 雙向作用之版或基腳，應按式(4-1)及式(4-2)設計。式中 V_c 應按第4.13.2.1或4.13.2.2節之規定計算；如 V_c 不足抵抗剪力時，可分別按第4.13.3及4.13.4節之規定配置剪力鋼筋或剪力柱頭。柱及版間如有彎矩之傳遞時，應符合第4.13.6節之規定。

4.13.2.1 非預力版及基腳，其 V_c 應為下列三式之最小者：

$$(1) \quad V_c = 0.265 \left(2 + \frac{4}{\beta} \right) \sqrt{f'_c} b_o d \quad (4-31)$$

式中 β 為柱斷面、集中載重或反力作用面之長邊對短邊比值。

$$(2) \quad V_c = 0.265 \left(2 + \frac{\alpha_s d}{b_o} \right) \sqrt{f'_c} b_o d \quad (4-32)$$

式中 α_s 於內柱時為40，於邊柱時為30，於角柱時為20。

$$(3) \quad V_c = 1.06 \sqrt{f'_c} b_o d \quad (4-33)$$

4.13.2.2 符合第11.10.3節規定之雙向預力版及基腳，於柱周圍之 V_c ：

$$V_c = (0.265 \beta_p \sqrt{f'_c} + 0.3 f_{pc}) b_o d + V_p \quad (4-34)$$

式中：

$\beta_p = 3.5$ 或 $(1.5 + \alpha_s d / b_o)$ 之較小者；

$\alpha_s =$ 於內柱時為40，邊柱時為30，角柱時為20；

$b_o =$ 第4.13.1.2節所規定之臨界面周長；

$f_{pc} =$ 為兩方向 f_{pc} 之平均值；

$V_p =$ 橫跨臨界面總有效預力之垂直分量。

若以式(4-34)計算 V_c 則應符合下列規定，否則應依第4.13.2.1節規定計算。

(1) 柱斷面之任何部分與版之不連續邊之距離均大於4倍版厚。

(2) 式(4-34)中之 f'_c 不得取大於 350 kgf/cm^2 。

(3) 任何方向之 f_{pc} 不得小於 8.8 kgf/cm^2 ，亦不得取大於 35 kgf/cm^2 。

解說：

對方柱而言，雙向彎曲作用之版因極限載重造成之剪應力限制為 $1.06 \sqrt{f'_c}$ 。然而試驗^[4.58]指出，當矩形柱或矩形載重面積之長邊與短邊之比 β 大於2.0時，該 $1.06 \sqrt{f'_c}$ 值即不保守。上述情況，臨界斷面上之實際剪應力在穿孔剪力破壞時，從柱角或載重面積各角之最大值約 $1.06 \sqrt{f'_c}$ 漸變至沿長邊兩端斷面間之 $0.53 \sqrt{f'_c}$ 或更小。其他試驗^[4.52]指出， v_c 隨 b_o/d 之增加而減少。式(4-31)及式(4-32)係為考慮此二種影響而設立。第4.13.2.1節第(2)款中所謂之『內柱，邊柱及角柱』各分別表示臨界面為四邊，三邊或二邊

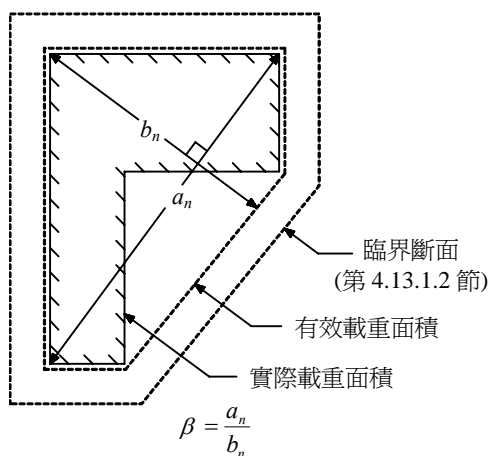
者。

非矩形時， β 設定為有效載重面積之最長總尺度與垂直該尺度之最大總尺度之比值，參閱圖R4.13.2中L形載重反力區。有效載重面積係包圍實際載重面積，而周界為最小之面積。

雙向預力版及基腳之剪力強度規定係式(4-31)及式(4-32)之修正形式。研究^[4.60,4.61]指出，內柱周圍之雙向預力版及基腳之剪力強度，可由式(4-34)保守計算。式(4-32)之 V_c 值，對應於第4.13.1.2節定義之臨界面處引起之混凝土斜拉力失敗。其破壞模式與式(4-31)預測之圍繞載重面積周界之混凝土受壓區穿孔剪力失敗不同。因此，式(4-34)中不含 β 項。 f'_c 、 f_{pc} 設計值受到限制，係因其較高值之試驗資料有限。計算 f_{pc} 時，應考慮版受結構牆或其他結構元件拘束造成之預力損失。

在均佈鋼筋之預力版中，式(4-34)中之 V_p 項，對剪力強度之貢獻很少，因此可保守地設為零。若要計入 V_p ，則在計算假定時必須規定其線形。

從外柱外緣至版邊之距離小於4倍版厚時，臨界面之總周長 b_o 內之預力並非全部有效。因此，在此情況之剪力強度乃保守設定與非預力版一樣。



圖R4.13.2 非矩形載重面積之 β 值

4.13.3 版及基腳之有效深度不小於 15cm 亦不小於 16 倍剪力鋼筋直徑時，可設置鋼筋或鋼線及單肢或雙肢肋筋等剪力鋼筋，並依第 4.13.3.1 節至第 4.13.3.4 節規定：

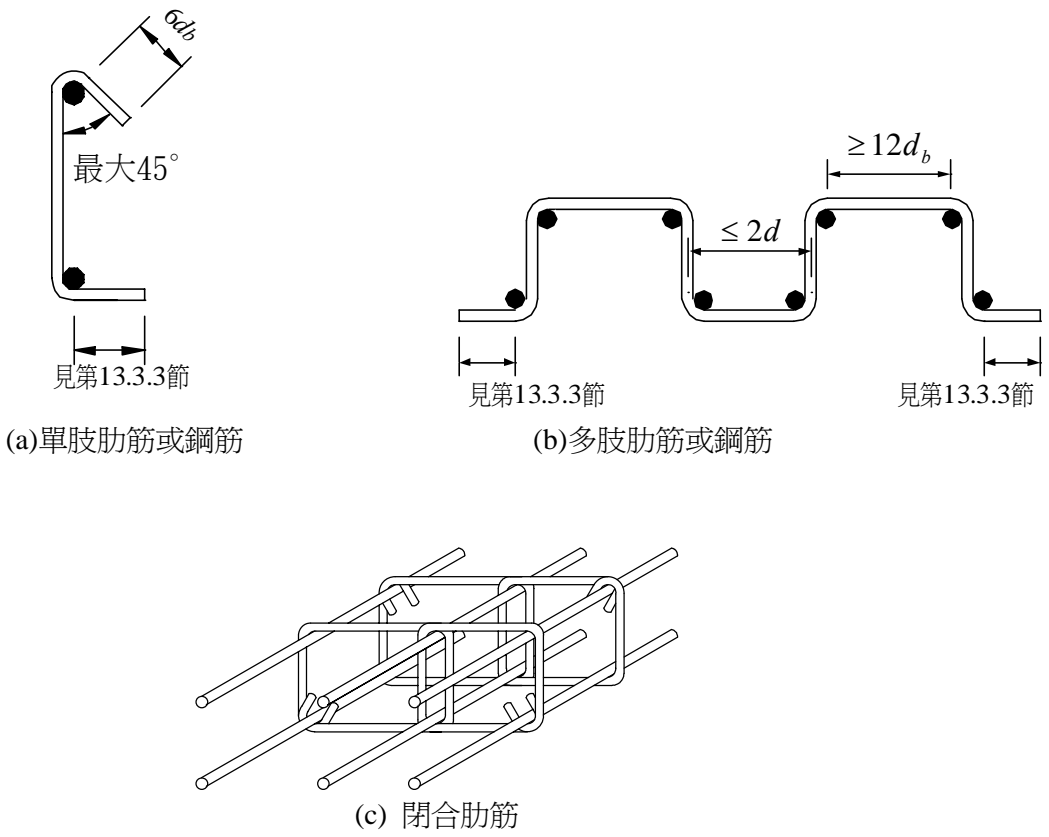
- 4.13.3.1 剪力計算強度 V_n 應按式(4-2)計算，式中 V_c 不得大於 $0.53\sqrt{f'_c} b_o d$ ， V_s 應依第 4.6 節計算。所需剪力鋼筋面積 A_v 列於式(4-15)，係在與柱斷面周界幾何相似之一條外周線上所有各肢斷面積。
- 4.13.3.2 剪力計算強度 V_n 不得大於 $1.60\sqrt{f'_c} b_o d$ 。
- 4.13.3.3 版內第一根剪力肋筋距柱面之距離不得超過 $d/2$ ，其平行於柱面相鄰二肢之間距不可大於 $2d$ 。此外其他連續二肋筋垂直於柱面之間距亦不可大於 $d/2$ 。
- 4.13.3.4 版剪力鋼筋之錨定須依第 5.14 節之規定，並考慮順向繞於縱向撓曲鋼筋上。

解說：

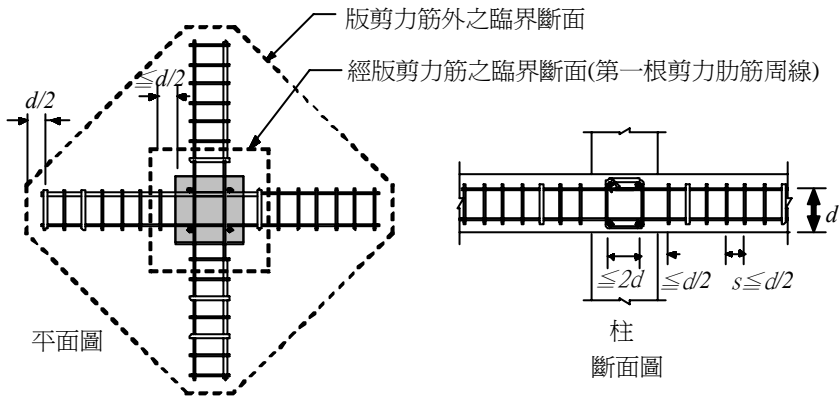
研究證明^[4.62,4.63,4.64,4.65,4.66]，包括鋼筋或鋼線及單肢或雙肢肋筋，或閉合肋筋皆可增加版之穿孔剪力抵抗力。第4.13.3.3節中規定之間距限制，配合版剪力鋼筋之細節，證明是有效的。第5.14.2節及5.14.3節有關肋筋類之剪力鋼筋錨定規定，亦應採用於版之剪力鋼筋設計中。剪力鋼筋在版的上面及下面繞於撓曲鋼筋上是基本的錨定，其典型細節參見圖R4.13.3(a)至(c)。依據5.14節規定之剪力鋼筋錨定，對於厚

度小於25cm之版有困難。垂直筋兩端以鋼板或鋼頭方式機械錨定俾發展鋼筋降伏強度之剪力鋼筋，已成功的使用過^[4.66]。

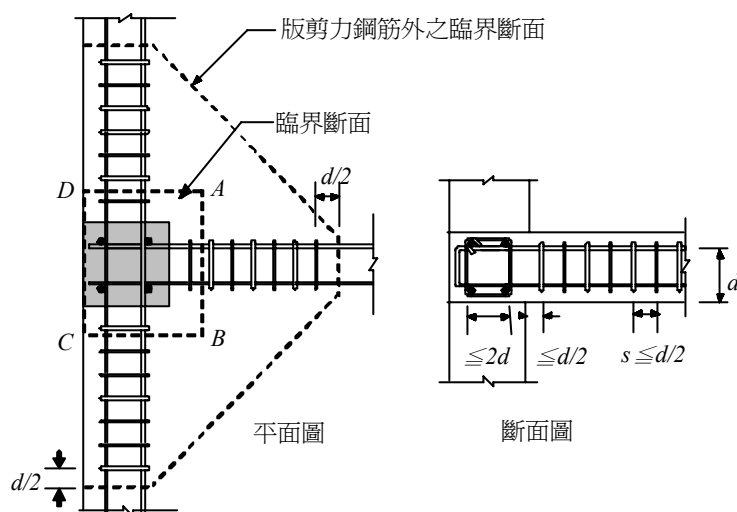
不計彎矩傳遞之版一柱接頭，其剪力鋼筋需對臨界斷面中心對稱(圖R4.13.3(d))。第4.13.3.3節規定之間距限制定義可參閱圖R4.13.3(d)及(e)。在彎矩傳遞明顯之邊柱或內柱，建議採用閉合肋筋，並儘量配置對稱。雖然圖R4.13.3(e)中，外柱之AD面及BC面之平均剪應力小於AB面，但從AD面及BC面延伸的閉合肋筋可提供沿版邊緣之抗扭能力。



圖R4.13.3(a)(b)(c) 單肢或多肢肋筋型之版剪力鋼筋



圖R4.13.3(d) 內柱之剪力肋筋配置，



圖R4.13.3(e) 邊柱之剪力肋筋配置

4.13.4 版內可設置 I 型或槽型鋼(剪力柱頭)做為剪力補強，其於內柱傳遞重力荷重之剪力時，應依第 4.13.4.1 至 4.13.4.9 節之規定設計。若有彎矩傳遞至柱時，應依第 4.13.6.3 節之規定。

4.13.4.1 剪力柱頭係由型钢以全滲透鐸而成直交且完全相同之臂，各臂於柱斷面內不得中斷。

4.13.4.2 剪力柱頭型钢之深度不得大於其腹板厚度之 70 倍。

4.13.4.3 剪力柱頭各臂之末端應准予切成與水平線相交成不小於 30°之斜角，但切除後斜面段之塑性彎矩強度須足夠抵抗分佈於該臂之剪力。

4.13.4.4 所有型钢受壓翼緣須置於距混凝土版之壓力面 0.3d 以內。

4.13.4.5 剪力柱頭各臂之勁度與 (c_2+d) 寬之版與剪力柱頭合成斷面考慮混凝土開裂後撓曲度之比值 α_v 不得小於 0.15。

4.13.4.6 剪力柱頭各臂所需之塑性彎矩設計強度 M_p 應由下式計算：

$$M_p = \frac{V_u}{2\phi n} \left[h_v + \alpha_v \left(\ell_v - \frac{c_l}{2} \right) \right] \quad (4-35)$$

其中 ϕ 為拉力控制構材之強度折減因數， n 為剪力柱頭臂數， ℓ_v 為依第 4.13.4.7 與 4.13.4.8 節規定所需之剪力柱頭各臂之最小長度。

4.13.4.7 版之剪力臨界斷面須與版面垂直，並與各臂在距柱面之距離為 $(\ell_v - c_l/2)$ 之 3/4 處相交，而使周線長度 b_o 為最小。但不需小於第 4.13.1.2 節第(1)款之規定。

4.13.4.8 剪力計算強度 V_n 於第 4.13.4.7 節規定之臨界斷面處不得超過 $1.06\sqrt{f'_c} b_o d$ 。若已設置剪力柱頭補強，則其剪力計算強度於 V_n 於第 4.13.1.2 節第(1)款規定之臨界斷面處不得超過 $1.86\sqrt{f'_c} b_o d$ 。

4.13.4.9 剪力柱頭各臂在版之柱列帶所能承受之彎矩設計強度 M_v 為：

$$M_v = \frac{\phi\alpha_v V_u}{2n} \left(\ell_v - \frac{c_l}{2} \right) \quad (4-36)$$

式中 ϕ 為拉力控制構材之強度折減因數， n 為剪力柱頭臂數， ℓ_v 為剪力柱頭臂之實際長度，但 M_v 不得超過下列之較小值：

(1) 版每一柱列帶全部設計彎矩之 30%。

(2) ℓ_v 長度內柱列帶彎矩之變化值。

(3) 式(4-35)之 M_p 值。

4.13.4.10 當考慮不平衡彎矩時，剪力柱頭應做適當錨定以將 M_p 傳入柱中。

解說：

本節有關型鋼(剪力柱頭)做為剪力補強之設計步驟係根據試驗資料^[4.48]。若有彎矩傳遞至柱時，剪力柱頭之設計，應按第4.13.6.3節之規定。

剪力柱頭設計為以傳遞因重力載重之剪力接頭時，須考慮三個基本準則。第一、須設置最少撓曲強度以確保在剪力柱頭之撓曲強度被超過前，所需剪力強度先達到。第二、在剪力柱頭端點之版中剪應力應予限制。第三、若前面兩個要求已滿足，設計者可按設計斷面處剪力柱頭彎矩分擔之比例，減少版之負彎矩鋼筋。

圖R4.13.4.1所示為沿內柱剪力柱頭一臂之假設理想化剪力分佈。沿各臂之剪力取為 $\alpha_v V_c / n$ ，其中 α_v 及 η 定義於第4.13.4.5節及第4.13.4.6節， V_c 定義於第4.13.2.1節。然而柱面之高峰剪力取為各臂之總剪力

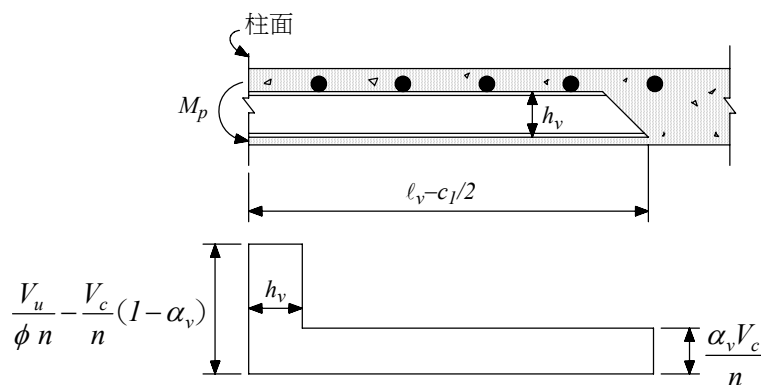
$\frac{V_u}{\phi n}$ 減去由版之混凝土受壓區傳給柱之剪力。後項以 $\frac{V_u}{n} (1 - \alpha_v)$ 表示，若剪力柱頭勁度很大，該值趨近

零，若剪力柱頭勁度很小，則該值趨近 $\frac{V_u}{\phi n}$ 。式(4-35)係依照斜拉開裂剪力 V_c 約為設計剪力 V_u 一半之假設

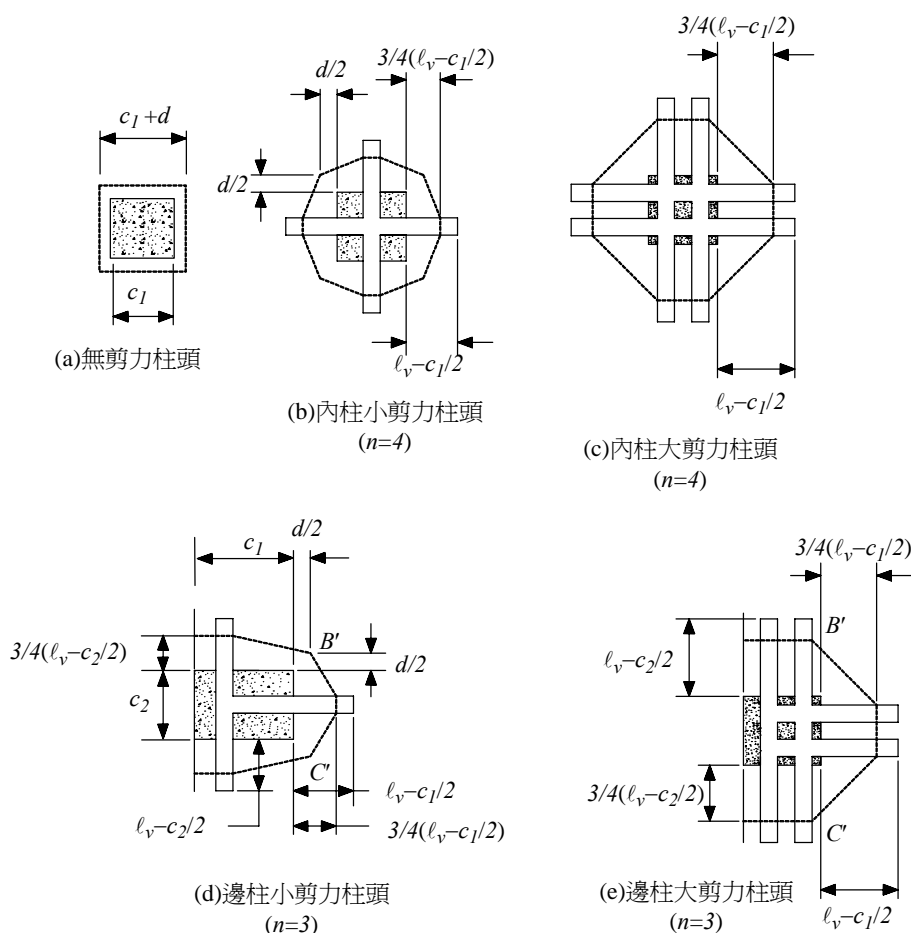
，式中 M_p 為剪力柱頭各臂所需之塑性彎矩強度，以確保剪力柱頭之彎矩強度達到前，極限剪力已先達到。 ℓ_v 為柱心至剪力柱頭不再需要處之長度， $c_1/2$ 為設計方向柱斷面尺度之一半。

試驗^[4.60]指出配置『低度補強』剪力柱頭之版，曾在剪力柱頭端之臨界斷面上剪應力小於 $1.06 \sqrt{f'_c}$ 而失敗。雖然採用『高度補強』剪力柱頭可將剪力強度帶回至約相當於 $1.06 \sqrt{f'_c}$ ，但有限的試驗資料建議採用保守設計較可取。因此，在剪力柱頭端點內之假設臨界斷面上之剪力強度仍依據 $1.06 \sqrt{f'_c}$ 計算。

臨界斷面取為從柱面向剪力柱頭端點距離 $3/4 (\ell_v - c_1/2)$ 處。但此假設臨界斷面之距離不需小於 $d/2$ ，參閱圖R4.13.4.2。



圖R4.13.4.1 作用於剪力柱頭之理想化剪力



圖R4.13.4.2 第4.13.4.7節定義之臨界斷面位置

若不計柱面之高峰剪力，且仍假設開裂載重 V_c 約為 V_u 之一半，則剪力柱頭之彎矩分擔 M_v 可根據式(4-36)保守計算，其中 $\phi = 0.9$ 。

4.13.5 版之開孔

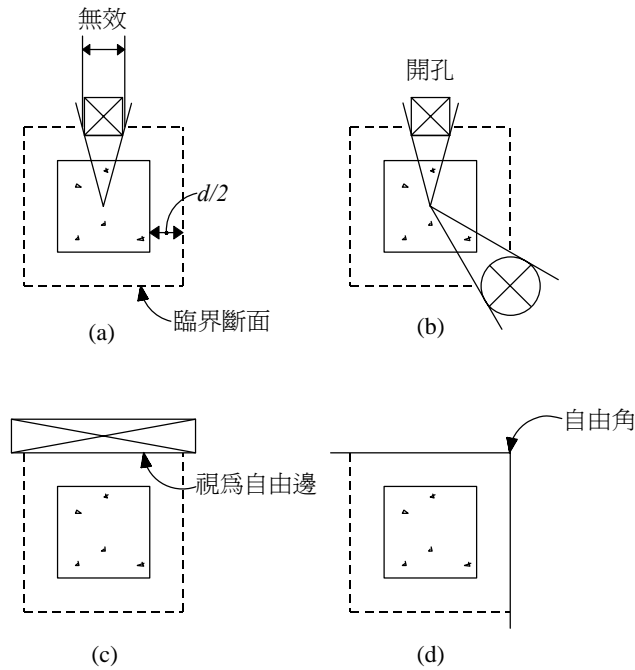
若版上開孔之位置距離集中載重或反力處小於10倍之版厚，或平版上開孔之位置在第六章規定之柱列帶時，則依第4.13.1.2及4.13.4.7節規定之臨界斷面應修正如下：

4.13.5.1 若版中無剪力柱頭時，臨界斷面在柱、載重區、反力區中心引至開孔兩側射線範圍內視為無效。

4.13.5.2 若版中有剪力柱頭時，第4.13.5.1節所規定之無效部分減半。

解說：

版(及基腳)中開孔之設計規定係由參考文獻[4.3]發展出來。接近典型開孔及自由邊之臨界斷面有效部分，參閱圖R4.13.5中之點線。後增之研究^[4.58]證實此規定是保守的。



圖R4.13.5 開孔及自由邊之影響(有效臨界面以點線表示)

4.13.6 版柱接頭處彎矩之傳遞

4.13.6.1 若因重力載重、風力、地震力或其他側向力引起版與柱間有不平衡彎矩 M_u 之傳遞時，其部分彎矩 $\gamma_f M_u$ 應按第 6.6.3 節由彎矩傳遞。其餘部分之不平衡彎矩 $\gamma_v M_u$ 應視為由第 4.13.1.2 節所定之臨界面形心上之偏心剪力傳遞。 γ_v 按下式計算：

$$\gamma_v = (1 - \gamma_f) \quad (4-37)$$

4.13.6.2 由偏心剪力傳遞彎矩所產生之剪應力，視為依第 4.13.1.2 節規定之臨界面中心軸作線性分佈，由設計剪力及彎矩所得之最大剪應力不得大於 ϕv_n ：

(1) 未配置剪力鋼筋之版：

$$\phi v_n = \phi V_c / (b_o d) \quad (4-38)$$

式中 V_c 參閱第 4.13.2.1 或 4.13.2.2 節之規定。

(2) 配置剪力鋼筋而不是剪力柱頭之版：

$$\phi v_n = \phi (V_c + V_s) / (b_o d) \quad (4-39)$$

式中 V_c 及 V_s 參閱第 4.13.3.1 節之規定。

配置剪力鋼筋設計時應考慮柱周圍剪應力之變化。

由設計剪力及彎矩造成的剪應力在環繞柱之肋筋肢最外緣以外 $d/2$ 處之臨界面不可大於 $\phi(0.53\sqrt{f'_c})$ 。

4.13.6.3 當採用第 4.13.4 節所規定之 I 型或槽型鋼(剪力柱頭)做為剪力補強時，由垂直載重依第 4.13.4.7 節所定義之臨界面所產生之剪應力與由偏心剪力所傳遞之彎矩對第 4.13.1.2 節定義臨界面之形心所產生之剪應力之和不得大於 $\phi(1.06\sqrt{f'_c})$ 。

解說：

在參考文獻[4.68]中發現柱與版間有彎矩傳遞時，60%的彎矩應考慮由橫過第4.13.1.2節定義之臨界斷面周界之撓曲所傳遞，40%由對臨界斷面中心之剪力偏心來傳遞。矩形柱假設由撓曲傳遞之彎矩部分，隨承受彎矩方向臨界斷面之面寬增加而增加，詳式(6-1)。

參考文獻[4.68]中大部分的資料由方形柱之試驗取得，而圓柱之資料極少。此可近似轉換成相當方形柱。圖R6.7.2.5表示非矩形斷面構材之同面積方形支承構材。

圖R4.13.6中所示為內柱與外柱之假設應力分佈。臨界斷面之周界 $ABCD$ 係依據第4.13.1.2節所決定。設計剪力 V_u 及不平衡彎矩 M_u ，係針對臨界斷面之中心軸 $c-c$ 。其最大設計剪應力可根據下列計算：

$$v_u(AB) = \frac{V_u}{A_c} + \frac{\gamma_v M_u c_{AB}}{J_c}$$

或

$$v_u(CD) = \frac{V_u}{A_c} - \frac{\gamma_v M_u c_{CD}}{J_c}$$

其中 γ_v ，由式(4-37)求得。內柱之 A_c 及 J_c 可由下列計算：

$$A_c = \text{假設臨界斷面之混凝土面積} \\ = 2d(c_1 + c_2 + 2d)$$

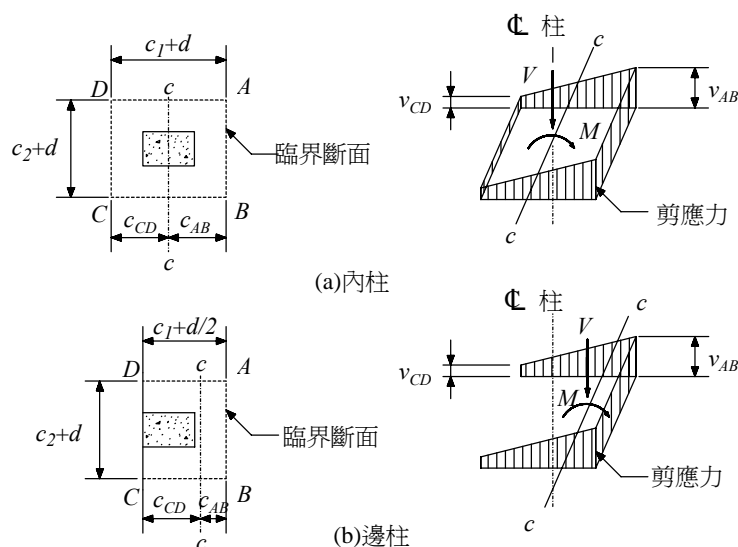
$$J_c = \text{假設臨界斷面之慣性矩(類似極慣性矩之算法)}$$

$$= \frac{d(c_1 + d)^3}{6} + \frac{(c_1 + d)d^3}{6} + \frac{d(c_2 + d)(c_1 + d)^2}{2}$$

邊柱或角柱之 A_c 及 J_c ，可導出類似之公式。

版柱接頭處，不經偏心剪力傳遞之部分不平衡彎矩，須由第6.6.3節規定之撓曲來傳遞。在第6.6.3.2節中定義，係指定在有效版寬上撓曲傳遞部分之保守方法。設計者常集中柱列帶鋼筋接近支承柱以配合此不平衡彎矩。可用的試驗資料^[4.68]指出此種做法似乎不會增加剪力強度，但可能增加版柱接頭的勁度。試驗資料^[4.69]指出，預力版柱接頭處之彎矩傳遞能力，可採用第4.13.6及6.6.3節之步驟計算。

採用剪力鋼筋時，剪力鋼筋以外之臨界斷面，一般為多邊形(參見圖R4.13.3(d)及(e))。在此種斷面計算剪應力之公式見於參考文獻[4.58]。



圖R4.13.6 剪力應力之假設分佈

試驗^[4.70]指出，第4.13.1.2節中定義之臨界斷面，甚至採用剪力柱頭時，也適用於計算彎矩傳遞造成之剪力。雖然直接剪力及彎矩傳遞剪力之臨界斷面不同，但兩者破壞同樣在柱角或極接近處開始。因剪

力柱頭匯集入柱內而吸引大部分的剪力，故將最大剪力取為該兩分力之和是保守的。

第4.13.4.10節要求將彎矩 M_p 傳入傳遞不平衡彎矩剪力柱頭之柱中。此可經由柱中之支承或有效的機械式錨定來達成。

參考文獻

- [4.1] ACI-ASCE Committee 426, “Shear Strength of Reinforced Concrete Members (ACI 426R-74) (Reapproved 1980),” *Proceedings*, ASCE, V. 99, No. ST6, June 1973, pp. 1148-1157.
- [4.2] MacGregor, J. G., and Hanson, J. M., “Proposed Changes in Shear Provisions for Reinforced and Prestressed Concrete Beams,” *ACI JOURNAL, Proceedings* V. 66, No. 4, Apr. 1969, pp. 276-288.
- [4.3] ACI-ASCE Committee 326 (now 426), “Shear and Diagonal Tension,” *ACI JOURNAL, Proceedings* V. 59, No. 1, Jan. 1962, pp. 1-30; No. 2, Feb. 1962, pp. 277-334; and No. 3, Mar. 1962, pp. 352-396.
- [4.4] Barney, G. B.; Corley, W. G.; Hanson, J. M.; and Parmelee, R. A., “Behavior and Design of Prestressed Concrete Beams with Large Web Openings,” *Journal of the Prestressed Concrete Institute*, V. 22, No. 6, Nov.-Dec. 1977, pp. 32-61.
- [4.5] Schlaich, J.; Schafer, K.; and Jennewein, M., “Toward a Consistent Design of Structural Concrete,” *Journal of the Prestressed Concrete Institute*, V. 32, No. 3, May-June 1987, pp. 74-150.
- [4.6] Joint Committee, “Recommended Practice and Standard Specification for Concrete and Reinforced Concrete,” *Proceedings*, ASCE, V. 66, No. 6, Part 2, June 1940, 81 pp.
- [4.7] Mphonde, A. G., and Frantz, G. C., “Shear Tests of High- and Low-Strength Concrete Beams without Stirrups,” *ACI JOURNAL, Proceedings* V. 81, No. 4, July-Aug. 1984, pp. 350-357.
- [4.8] Elzanaty, A. H.; Nilson, A. H.; and Slate, F. O., “Shear Capacity of Reinforced Concrete Beams Using High Strength Concrete,” *ACI JOURNAL, Proceedings* V. 83, No. 2, Mar.-Apr. 1986, pp. 290-296.
- [4.9] Roller, J. J., and Russell, H. G., “Shear Strength of High-Strength Concrete Beams with Web Reinforcement,” *ACI Structural Journal*, V. 87, No. 2, Mar.-Apr. 1990, pp. 191-198.
- [4.10] Johnson, M.K., and Ramirez, J.A., “Minimum Amount of Shear Reinforcement in High Strength Concrete Members,” *ACI Structural Journal*, V. 86, No. 4, July-Aug. 1989, pp. 376-382.
- [4.11] Ozcebe, G.; Ersoy, U.; and Tankut, T., “Evaluation of Minimum Shear Reinforcement for Higher Strength Concrete,” *ACI Structural Journal*, V. 96, No., 3, May-June 1999, pp. 361-368.
- [4.12] Ivey, D. L., and Buth, E., “Shear Capacity of Lightweight Concrete Beams,” *ACI JOURNAL, Proceedings* V. 64, No. 10, Oct. 1967, pp. 634-643.
- [4.13] Hanson, J. A., “Tensile Strength and Diagonal Tension Resistance of Structural Lightweight Concrete,” *ACI JOURNAL, Proceedings* V. 58, No. 1, July 1961, pp. 1-40.
- [4.14] Kani, G. N. J., “Basic Facts Concerning Shear Failure,” *ACI JOURNAL, Proceedings* V. 63, No. 6, June 1966, pp. 675-692.
- [4.15] Kani, G. N. J., “How Safe Are Our Large Reinforced Concrete Beams,” *ACI JOURNAL, Proceedings* V. 64, No. 3, Mar. 1967, pp. 128-141.
- [4.16] Faradji, M. J., and Diaz de Cossio, R., “Diagonal Tension in Concrete Members of Circular Section” (in Spanish) Institut de Ingenieria, Mexico (translation by Portland Cement Association, Foreign Literature Study No. 466).
- [4.17] Khalifa, J. U., and Collins, M. P., “Circular Reinforced Concrete Members Subjected to Shear,” Publications No. 81-08, Department of Civil Engineering, University of Toronto, Dec. 1981.

- [4.18] *PCI Design Handbook—Precast and Prestressed Concrete*, 4th Edition, Precast/Prestressed Concrete Institute, Chicago, 1992, 580 pp.
- [4.19] ACI Committee 318, “Commentary on Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-63),” SP-10, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 1965, pp. 78-84.
- [4.20] Guimares, G. N.; Kreger, M. E.; and Jirsa, J. O., “Evaluation of Joint-Shear Provisions for Interior Beam-Column-Slab Connections Using High Strength Materials,” *ACI Structural Journal*, V. 89, No. 1, Jan.-Feb. 1992, pp. 89-98.
- [4.21] Griezic, A.; Cook, W. D.; and Mitchell, D., “Tests to Determine Performance of Deformed Welded-Wire Fabric Stirrups,” *ACI Structural Journal*, V. 91, No. 2, Mar.-Apr. 1994, pp. 211-220.
- [4.22] Furlong, R. W.; Fenves, G. L.; and Kasl, E. P., “Welded Structural Wire Reinforcement for Columns,” *ACI Structural Journal*, V. 88, No. 5, Sept.-Oct. 1991, pp. 585-591.
- [4.23] Angelakos, D.; Bentz, E. C.; and Collins, M. D., “Effect of Concrete Strength and Minimum Stirrups on Shear Strength of Large Members,” *ACI Structural Journal*, V. 98, No. 3, May-June 2001, pp. 290-300.
- [4.24] Becker, R. J., and Buettner, D. R., “Shear Tests of Extruded Hollow Core Slabs,” *PCI Journal*, V. 30, No.2, Mar.-Apr. 1985.
- [4.25] Anderson, A. R., “Shear Strength of Hollow Core Members,” *Technical Bulletin 78-81*, Concrete Technology Associates, Tacoma, WA, Apr. 1978, 33pp.
- [4.26] Olesen, S. E.; Sozen, M. A.; and Siess, C. P., “Investigation of Prestressed Reinforced Concrete for Highway Bridges, Part IV: Strength in Shear of Beams with Web Reinforcement,” *Bulletin No. 493*, University of Illinois, Engineering Experiment Station, Urbana, 1967.
- [4.27] Anderson, N. S., and Ramirez, J. A., “Detailing of Stirrup Reinforcement,” *ACI Structural Journal*, V. 86, No. 5, Sept.-Oct. 1989, pp. 507-515.
- [4.28] Leonhardt, F., and Walther, R., “The Stuttgart Shear Tests,” *C&CA Translation*, No. 111, Cement and Concrete Association, 1964, London, 134 pp.
- [4.29] MacGregor, J. G., and Ghoneim, M. G., “Design for Torsion,” *ACI Structural Journal*, V. 92, No. 2, Mar.-Apr. 1995, pp. 211-218.
- [4.30] Hsu, T. T. C., “ACI Shear and Torsion Provisions for Prestressed Hollow Girders,” *ACI Structural Journal*, V. 94, No. 6, Nov.-Dec. 1997, pp. 787-799.
- [4.31] Hsu, T. T. C., “Torsion of Structural Concrete—Behavior of Reinforced Concrete Rectangular Members,” *Torsion of Structural Concrete*, SP-18, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 1968, pp. 291-306.
- [4.32] Collins, M. P., and Lampert, P., “Redistribution of Moments at Cracking—The Key to Simpler Torsion Design?” *Analysis of Structural Systems for Torsion*, SP-35, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 1973, pp. 343-383.
- [4.33] Hsu, T. T. C., and Burton, K. T., “Design of Reinforced Concrete Spandrel Beams,” *Proceedings*, ASCE, V. 100, No. ST1, Jan. 1974, pp. 209-229.
- [4.34] Hsu, T. C., “Shear Flow Zone in Torsion of Reinforced Concrete,” *ASCE Structural Engineering*, American Society of Civil Engineers, V. 116, No. 11, Nov. 1990, pp. 3206-3226.
- [4.35] Mitchell, D., and Collins, M. P., “Detailing for Torsion,” *ACI JOURNAL, Proceedings* V. 73, No. 9, Sept. 1976, pp. 506-511.
- [4.36] Behera, U., and Rajagopalan, K. S., “Two-Piece U-Stirrups in Reinforced Concrete Beams,” *ACI*

JOURNAL, *Proceedings* V. 66, No. 7, July 1969, pp. 522-524.

- [4.37] Zia, P., and McGee, W. D., "Torsion Design of Prestressed Concrete," *PCI Journal*, V. 19, No. 2, Mar.-Apr. 1974.
- [4.38] Zia, P., and Hsu, T. T. C., "Design for Torsion and Shear in Prestressed Concrete Flexural Members," *PCI Journal*, V.49, No. 3, May-June 2004.
- [4.39] Collins, M. P., and Mitchell, D., "Shear and Torsion Design of Prestressed and Non-Prestressed Concrete Beams," *PCI Journal*, V.25, No. 4, Sept.-Oct. 1980.
- [4.40] PCI, *PCI Design Handbook-Precast and Prestressed Concrete*, 4th Edition, Precast/Prestressed Concrete Institute, Chicago, Ill., 1992.
- [4.41] Klein, G. J., "Design of Spandrel Beams," *PCI Specially Funded Research Project No. 5*, Precast/Prestressed Concrete Institute, Chicago, Ill., 1986.
- [4.42] Birkeland, P. W., and Birkeland, H. W., "Connections in Precast Concrete Construction," *ACI JOURNAL, Proceedings* V. 63, No. 3, Mar. 1966, pp. 345-368.
- [4.43] Mattock, A. H., and Hawkins, N. M., "Shear Transfer in Reinforced Concrete—Recent Research," *Journal of the Prestressed Concrete Institute*, V. 17, No. 2, Mar.-Apr. 1972, pp. 55-75.
- [4.44] Mattock, A. H.; Li, W. K.; and Want, T. C., "Shear Transfer in Lightweight Reinforced Concrete," *Journal of the Prestressed Concrete Institute*, V. 21, No. 1, Jan.-Feb. 1976, pp. 20-39.
- [4.45] Mattock, A. H., "Shear Transfer in Concrete Having Reinforcement at an Angle to the Shear Plane," *Shear in Reinforced Concrete*, SP-42, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 1974, pp. 17-42.
- [4.46] Mattock, A. H., discussion of "Considerations for the Design of Precast Concrete Bearing Wall Buildings to Withstand Abnormal Loads," by PCI Committee on Precast Concrete Bearing Wall Buildings, *Journal of the Prestressed Concrete Institute*, V. 22, No. 3, May-June 1977, pp. 105-106.
- [4.47] "Chapter 1—Composite Members," *Load and Resistance Factor Design Specification for Structural Steel for Buildings*, American Institute of Steel Construction, Chicago, Sept. 1986, pp. 51-58.
- [4.48] Mattock, A. H.; Johal, L.; and Chow, H. C., "Shear Transfer in Reinforced Concrete with Moment or Tension Acting Across the Shear Plane," *Journal of the Prestressed Concrete Institute*, V. 20, No. 4, July-Aug. 1975, pp. 76-93.
- [4.49] Rogowsky, D. M., and MacGregor, J. G., "Design of Reinforced Concrete Deep Beams," *Concrete International: Design and Construction*, V. 8, No. 8, Aug. 1986, pp. 46-58.
- [4.50] Marti, P., "Basic Tools of Reinforced Concrete Beam Design," *ACI JOURNAL, Proceedings* V. 82, No. 1, Jan.-Feb. 1985, pp. 46-56.
- [4.51] Crist, R. A., "Shear Behavior of Deep Reinforced Concrete Beams," *Proceedings, Symposium on the Effects of Repeated Loading of Materials and Structural Elements (Mexico City, 1966)*, V. 4, RILEM, Paris, 31 pp.
- [4.52] Kriz, L. B., and Rath, C. H., "Connections in Precast Concrete Structures—Strength of Corbels," *Journal of the Prestressed Concrete Institute*, V. 10, No. 1, Feb. 1965, pp. 16-47.
- [4.53] Mattock, A. H.; Chen, K. C.; and Soongswang, K., "The Behavior of Reinforced Concrete Corbels," *Journal of the Prestressed Concrete Institute*, V. 21, No. 2, Mar.-Apr. 1976, pp. 52-77.
- [4.54] Cardenas, A. E.; Hanson, J. M.; Corley, W. G.; and Hognestad, E., "Design Provisions for Shear Walls," *ACI JOURNAL, Proceedings* V. 70, No. 3, Mar. 1973, pp. 221-230.
- [4.55] Barda, F.; Hanson, J. M.; and Corley, W. G., "Shear Strength of Low-Rise Walls with Boundary

- Elements,” *Reinforced Concrete Structures in Seismic Zones*, SP-53, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 1977, pp. 149-202.
- [4.56] Hanson, N. W., and Conner, H. W., “Seismic Resistance of Reinforced Concrete Beam-Column Joints,” *Proceedings*, ASCE, V. 93, ST5, Oct. 1967, pp. 533-560.
- [4.57] ACI-ASCE Committee 352, “Recommendations for Design of Beam-Column Joints in Monolithic Reinforced Concrete Structures (ACI 352R-91),” American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 1991, 18 pp. Also *ACI Manual of Concrete Practice*.
- [4.58] ACI-ASCE Committee 426, “The Shear Strength of Reinforced Concrete Members,” *Proceedings*, ASCE, V. 100, No. ST8, Aug. 1974, pp. 1543-1591.
- [4.59] Vanderbilt, M. D., “Shear Strength of Continuous Plates,” *Journal of the Structural Division*, ASCE, V. 98, No. ST5, May 1972, pp. 961-973.
- [4.60] ACI-ASCE Committee 423, “Recommendations for Concrete Members Prestressed with Unbonded Tendons (ACI 423.3R-89),” American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 18 pp. Also *ACI Manual of Concrete Practice*.
- [4.61] Burns, N. H., and Hemakom, R., “Test of Scale Model of Post-Tensioned Flat Plate,” *Proceedings*, ASCE, V. 103, ST6, June 1977, pp. 1237-1255.
- [4.62] Hawkins, N. M., “Shear Strength of Slabs with Shear Reinforcement,” *Shear in Reinforced Concrete*, SP-42, V. 2, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 1974, pp. 785-815.
- [4.63] Broms, C.E., “Shear Reinforcement for Deflection Ductility of Flat Plates,” *ACI Structural Journal*, V. 87, No. 6, Nov.-Dec. 1990, pp. 696-705.
- [4.64] Yamada, T.; Nanni, A.; and Endo, K., “Punching Shear Resistance of Flat Slabs: Influence of Reinforcement Type and Ratio,” *ACI Structural Journal*, V. 88, No. 4, July-Aug. 1991, pp. 555-563.
- [4.65] Hawkins, N. M.; Mitchell, D.; and Hannah, S. N., “The Effects of Shear Reinforcement on Reversed Cyclic Loading Behavior of Flat Plate Structures,” *Canadian Journal of Civil Engineering (Ottawa)*, V. 2, 1975, pp. 572-582.
- [4.66] ACI-ASCE Committee 421, “Shear Reinforcement for Slabs (ACI 421.1R-99),” American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 1999, 15 pp.
- [4.67] Corley, W. G., and Hawkins, N. M., “Shearhead Reinforcement for Slabs,” *ACI JOURNAL, Proceedings* V. 65, No. 10, Oct. 1968, pp. 811-824.
- [4.68] Hanson, N. W., and Hanson, J. M., “Shear and Moment Transfer between Concrete Slabs and Columns,” *Journal*, PCA Research and Development Laboratories, V. 10, No. 1, Jan. 1968, pp. 2-16.
- [4.69] Hawkins, N. M., “Lateral Load Resistance of Unbonded Post-Tensioned Flat Plate Construction,” *Journal of the Prestressed Concrete Institute*, V. 26, No. 1, Jan.-Feb. 1981, pp. 94-115.
- [4.70] Hawkins, N. M., and Corley, W. G., “Moment Transfer to Columns in Slabs with Shearhead Reinforcement,” *Shear in Reinforced Concrete*, SP-42, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 1974, pp. 847-879.

第五章 鋼筋之伸展與續接

5.1 符號

- a = $\beta_1 c$ ；第 3.3.6 節定義之壓應力分佈等值矩形之深度； cm 。
 A_b = 單根鋼筋或鋼線之面積； cm^2 。
 A_s = 非預力縱向受拉鋼筋之斷面積； cm^2 。
 A_{tr} = 在 s 距離內且垂直於待伸展或續接鋼筋之握裹劈裂面的橫向鋼筋總面積； cm^2 。
 A_v = 剪力鋼筋於 s 距離內之面積； cm^2 。
 b_w = 梁腹寬度或圓形斷面之直徑； cm 。
 c_b = 下列兩項之較小者
 (1) 鋼筋或鋼線中心至最近混凝土表面之距離； cm 。
 (2) 待伸展鋼筋或鋼線之中心間距之半； cm 。
 d = 構材最外受壓纖維至縱向受拉鋼筋斷面重心之距離； cm 。
 d_b = 鋼筋、鋼線或預力鋼絞線之標稱直徑； cm 。
 f'_c = 混凝土規定抗壓強度，參閱第 1.7 節； kgf/cm^2 。
 f_{ct} = 輕質混凝土之平均開裂抗拉強度； kgf/cm^2 。
 f_{ps} = 彎矩計算強度下之預力鋼筋應力，參閱第 11.8 節； kgf/cm^2 。
 f_{se} = 預力損失後預力鋼筋之有效應力； kgf/cm^2 。
 f_y = 鋼筋之規定降伏強度，參閱第 1.8 節； kgf/cm^2 。
 f_{yt} = 橫向鋼筋之規定降伏強度，參閱第 3.10.3 節； kgf/cm^2 。
 h = 構材總厚或全深； cm 。
 K_{tr} = 橫向鋼筋指標，參閱第 5.3.4.1 節； cm 。
 l_a = 超過簡支承中心線或反曲點之埋置長度； cm 。
 l_d = 受拉竹節鋼筋、麻面鋼線、光面或麻面銲接鋼線、預力鋼絞線之伸展長度； cm 。
 l_{dc} = 受壓竹節鋼筋或麻面鋼線之伸展長度； cm 。
 l_{dh} = 具標準彎鉤之受拉竹節鋼筋或麻面鋼線之伸展長度，由臨界面至彎鉤之外側端，即由臨界面至彎鉤起點(切點)之直線長度加上彎鉤彎曲內徑及一鋼筋直徑； cm 。
 M_n = 斷面之彎矩計算強度； $kgf-cm$ 。
 n = 項目的個數，如強度試驗、鋼筋、鋼線、單根式錨定器、錨栓或剪力柱頭抗剪臂。
 s = 縱向鋼筋、橫向鋼筋、預力鋼腱、鋼線或錨栓之中心距； cm 。
 V_u = 斷面之設計剪力； kgf 。
 β_b = 斷面內切斷之受拉鋼筋面積與全部受拉鋼筋面積之比。
 λ = 混凝土單位重之修正因數，參閱第 5.3.4 節。
 ψ_e = 伸展長度之鋼筋塗布修正因數，參閱第 5.3.4 節。
 ψ_s = 伸展長度之鋼筋尺寸修正因數，參閱第 5.3.4 節。
 ψ_t = 伸展長度之鋼筋位置修正因數，參閱第 5.3.4 節。

解說：

美國ACI規範早期版本對鋼筋錨定的要求分為撓曲握裹強度和錨定握裹強度二種檢查，但在1971年版之ACI規範改採用伸展長度的設計概念，並放棄計算局部握裹應力極值的撓曲握裹概念。此乃規範認為對鋼筋在特定伸展長度內考慮其平均握裹強度較具意義之故。形成此種看法的背景有二：首先為所有握裹實驗均對鋼筋在埋置長度內之平均握裹強度作量測；其次為在裂縫旁之撓曲握裹應力變化極大且不易計算^[5.1]。

伸展長度的概念是基於鋼筋在其埋置長度內所能發展之平均握裹應力而得。由於較高之握裹應力傳遞有劈裂鋼筋周遭較薄混凝土之傾向，故需標示鋼筋的伸展長度以降低平均握裹應力並避免混凝土之劈裂。若單根鋼筋埋置於巨積混凝土中，由於混凝土不易劈裂，故其伸展長度可以降低，但若整排鋼筋埋置於混凝土時，其可能形成不連續的弱面，故於鋼筋平面上仍有縱向劈裂之傾向。

伸展長度的概念在應用上即要求鋼筋在通過應力極值點時，需標示其最短長度或其後繼延伸。這些應力極值點在第5.11.2節中均有規定。

鋼筋之伸展長度僅係提供鋼筋發展其強度所需之最小埋置長度，若因所需之伸展長度過長，可配置彎鉤或機械式錨定減少其所需之埋置長度。

本章並未使用強度折減因數 ϕ ，係因本章所列之伸展與續接長度均已包含握裹強度折減值之故。對強度設計法而言，已要求鋼筋能發展出 f_y 之應力。

5.2 鋼筋之伸展—通則

5.2.1 為產生鋼筋所需承受之拉力或壓力，鋼筋在構材任一斷面之每側須有足夠之埋置長度、彎鉤、機械式錨定或其組合。鋼筋受拉時可用彎鉤產生其部分拉力，受壓時則不計彎鉤之伸展效應。

5.2.2 本章所使用之 $\sqrt{f'_c}$ 值不可超過 26.5 kgf/cm²。

解說：

鋼筋在其應力極值點的兩邊之埋置長度應達伸展長度，或採適當的錨定組合。

5.3 受拉竹節鋼筋與麻面鋼線之伸展

5.3.1 竹節鋼筋與麻面鋼線之受拉伸展長度 l_d ，應依第 5.3.2 節簡易估算或第 5.3.3 節詳細計算之規定，但 l_d 不得小於 30 cm。

解說：

本規範在受拉伸展長度設計之變革目標設定如下：

- (1) 友善之多元化設計路徑：提供簡易估算法和詳細計算法，由工程師自行選擇。其中簡易估算法可節省工程師之時間但使用較多之鋼筋材料，而詳細計算法之設計程序較繁重，但對材料之使用則較經濟。工程師可按設計對象之不同情況而自行選擇，規範不強制要求所有的設計都須經全面且冗長之計算程序。
- (2) 學理與經驗之平衡：規範條文應和實驗研究之發現一致，故規範仍以實驗研究^[5.2,5.3,5.4]為基礎。而工程師認為規範太過保守之爭議，可能出自強度折減係數重覆計算的結果，故對握裹設計之強度折減係數須重作認定^[5.7]。
- (3) 簡潔之握裹設計條文：本規範條文以簡潔為趨向。

5.3.2 受拉伸展長度 l_d 之簡易估算如下表之規定。

	D19 或較小之鋼筋 及麻面鋼線	D22 或較大之鋼筋
(1) 鋼筋之最小淨保護層厚不小於 d_b ，且 (a) 鋼筋最小淨間距不小於 $2d_b$ 者，或 (b) 鋼筋最小淨間距不小於 d_b 且配置於 伸展長度 l_d 範圍內之橫向鋼筋符合 第 13.9.5 節有關橫箍筋之規定，或 符合第 4.6.5 節剪力鋼筋間距及第 4.6.6 節最少剪力鋼筋量之規定。	$\left[\frac{0.15 f_y \psi_t \psi_e \lambda}{\sqrt{f'_c}} \right] d_b$	$\left[\frac{0.19 f_y \psi_t \psi_e \lambda}{\sqrt{f'_c}} \right] d_b$
(2) 其它	$\left[\frac{0.23 f_y \psi_t \psi_e \lambda}{\sqrt{f'_c}} \right] d_b$	$\left[\frac{0.28 f_y \psi_t \psi_e \lambda}{\sqrt{f'_c}} \right] d_b$

5.3.3 受拉伸展長度 l_d 之詳細計算為

$$l_d = \frac{0.28 f_y}{\sqrt{f'_c}} \frac{\psi_t \psi_e \psi_s \lambda}{\left(\frac{c_b + K_{tr}}{d_b} \right)} d_b \quad (5-1)$$

式中， $\frac{c_b + K_{tr}}{d_b}$ 之數值不得大於 2.5， K_{tr} 為橫向鋼筋指標，依下列公式計算

$$K_{tr} = \frac{A_{tr} f_{yt}}{105 s n} \quad (5-2)$$

其中， n = 在握裹劈裂面上待伸展或續接之鋼筋或鋼線根數。為簡化設計，對已配置橫向鋼筋之情況，亦可使用 $K_{tr}=0$ 計算。

5.3.4 第 5.3.2 及 5.3.3 節計算受拉伸展長度所使用之修正因數 ψ_t 、 ψ_e 、 ψ_s 及 λ 如下表之規定。

鋼筋情況	修正因數
(1) 鋼筋位置修正因數(ψ_t)	
(a) 水平鋼筋其下混凝土一次澆置厚度大於 30 cm 者	1.3
(b) 其它	1.0
(2) 鋼筋塗布修正因數(ψ_e)*	
(a) 環氧樹脂塗布鋼筋之保護層小於 $3d_b$ 或其淨間距小於 $6d_b$ 者	1.5
(b) 其它之環氧樹脂塗布鋼筋	1.2
(c) 未塗布鋼筋	1.0
(3) 鋼筋尺寸修正因數(ψ_s)	
(a) D19 或較小之鋼筋及麻面鋼線	0.8
(b) D22 或較大之鋼筋	1.0
(4) 混凝土單位重之修正因數(λ)	
(a) 於輕質骨材混凝土內之鋼筋，未知 f_{ct}	1.3
(b) 於輕質骨材混凝土內之鋼筋，已知 f_{ct}	$\frac{1.8\sqrt{f'_c}}{f_{ct}} \geq 1.0$
(c) 於常重混凝土內之鋼筋	1.0

* 環氧樹脂塗布鋼筋為頂層鋼筋時，該兩項修正因數之乘積($\psi_t \psi_e$)不須超過 1.7。

解說：

本節之理論基礎係源自實驗研究之成果^[5.4]，而在握裹強度折減係數之認定上，已排除了與抗撓折減之重覆部分^[5.7]。由5.3.3節之伸展長度詳細計算式可見控制伸展長度之所有因數與其影響效果。不考慮鋼筋之圍束度，即假設 $(c_b + K_{tr})/d_b = 1$ 時，本節之規定為一安全之極大值，然後再視圍束效果之提升而縮小。這可以避免工程師在冗長之設計程序中，因未注意圍束效應而造成伸展長度之不足。

由本節之規定可見，當混凝土抗壓強度 f'_c 提高時其伸展長度可予以降低。但第5.2.2節中之 $\sqrt{f'_c}$ 上限值為 26.5 kgf/cm^2 之規定是指當高強度混凝土之抗壓強度超過 700 kgf/cm^2 時，其 f'_c 超過 700 kgf/cm^2 之部分將予以不計。

本規範提供兩種方法供工程師選用，其一為第5.3.2節之簡易估算法，其二為第5.3.3節之詳細計算法。第5.3.3節係考慮鋼筋周遭之圍束效應，所謂圍束效應係來自鋼筋周圍混凝土保護層厚度和鋼筋間距 (c_b) ，以及橫向鋼筋之使用量 (K_{tr}) 。若鋼筋受到較高程度之圍束，則其握裹強度會提高，反之則降低。若在特殊狀況或構材重覆性高之情況，工程師可使用詳細法依實際條件來縮短伸展長度，以增加施工性或經濟性。若是情況允許，工程師亦可使用簡易法，以簡化計算程序並保有安全之設計。

若鋼筋周遭之圍束度太好，即 $(c_b + K_{tr})/d_b > 2.5$ 時，握裹破壞將由劈裂式轉為拉拔式，此時再增加保護層厚度或鋼筋間距或橫向鋼筋量，將不可能再提高鋼筋之握裹強度，因此規定 $(c_b + K_{tr})/d_b$ 之值不得大於2.5。

至於 $(c_b + K_{tr})/d_b$ 之下限值係定義於最低之鋼筋圍束情況。可假設未排置橫向鋼筋圍束待伸展主筋 $(K_{tr}=0)$ ，且參考第13.5.1節梁主筋淨間距至少須有一個主筋直徑與第13.6節鋼筋之保護層之規定，可知 $c_b \geq 1.0d_b$ ，因此 $(c_b + K_{tr})/d_b = (1.0d_b + 0)/d_b \geq 1.0$ ，故 $(c_b + K_{tr})/d_b$ 之數值範圍為

$$1.0 \leq \frac{c_b + K_{tr}}{d_b} \leq 2.5$$

若依詳細法來設計伸展長度時， ℓ_d 可供調整之範圍相當大。可舉例如下，若設計案例為常重混凝土 $(\lambda=1.0)$ ，未塗布鋼筋 $(\psi_e = 1.0)$ ，D32之底層鋼筋 $(\psi_t = 1.0)$ ，且混凝土 $f'_c=280 \text{ kgf/cm}^2$ 而鋼筋 $f_y=4,200 \text{ kgf/cm}^2$ ，則伸展長度可為

$$\ell_d = \frac{0.28(4,200)(1.0)(1.0)(1.0)}{\sqrt{280}(2.5)} d_b = 28d_b$$

或

$$\ell_d = \frac{0.28(4,200)(1.0)(1.0)(1.0)}{\sqrt{280}(1.0)} d_b = 70d_b$$

之間，其中可供工程師設計之空間甚為遼闊。

雖然至今尚無研究指出箍筋經環氧樹脂塗布後對主筋之圍束效果，但一般相信其仍可提高主鋼筋之握裹強度。

若使用簡易法對前例 $(\psi_t=\psi_e=\lambda=1.0, f'_c=280 \text{ kgf/cm}^2, f_y=4,200 \text{ kgf/cm}^2)$ 作設計時，若鋼筋之圍束條件符合第5.3.2節(1)之規定，則伸展長度可為

$$\ell_d = \frac{0.19(4,200)(1.0)(1.0)(1.0)}{\sqrt{280}} d_b = 47d_b$$

其它則為

$$\ell_d = \frac{0.28(4,200)(1.0)(1.0)(1.0)}{\sqrt{280}} d_b = 70d_b$$

之間，由上可知簡單之圍束情況亦可造成相當大之伸展長度折減，且其使用方法甚為簡易。

由於小號鋼筋之握裹行為較佳，在查證測試數據資料庫^[5.2.5.4]後，對D19鋼筋或較小之鋼筋及麻面鋼線之伸展長度約可取大號者之80%。

所謂頂層鋼筋效應是指混凝土在澆置時，粗骨材因重力而往下沈使得氣泡與水份從新拌混凝土中升起，導致頂層鋼筋下有氣泡及水份之累積，而造成鋼筋於混凝土中握裹強度降低之現象。故頂層鋼筋係指水平鋼筋，其下方混凝土一次澆置厚度大於30cm者。本規範採用伸展長度之放大係數為1.3，此數值略低於早期版本規定之1.4，以反應新近之研究成果^[5.8.5.9]。

研究^[5.10.5.11.5.12]顯示環氧樹脂之塗布會降低鋼筋和混凝土界面間之黏著力，因此造成鋼筋握裹強度之降低，而降低之幅度端視握裹破壞之模式而定。若鋼筋周遭之圍束有限而為劈裂式破壞時，則握裹強度會大量損失^[5.10]；但若鋼筋周遭圍束良好而為拉拔式破壞時，則握裹強度降低之幅度較小^[5.11]。

本規範規定若環氧樹脂塗布鋼筋之保護層小於 $3d_b$ 或其淨間距小於 $6d_b$ 者，則歸屬為劈裂式破壞適用1.5之修正係數；若為其他，則歸屬為拉拔式破壞適用1.2之修正係數。又環氧樹脂塗布鋼筋亦為頂層鋼筋時，則該兩項修正係數之乘積不須超過1.7。

雖然規範對沿受拉伸展長度或搭接長度範圍內之橫向鋼筋量並無規定，但最近之研究^[5.25.5.26]指出，在採用抗壓強度很高之混凝土時若橫向鋼筋量不足，將會造成錨定脆性破壞。以 $f'_c = 1,050 \text{ kgf/cm}^2$ 之高強度混凝土配合D25及D36鋼筋所做之搭接試驗顯示，橫向鋼筋量將增強錨定之韌性。早期規範中之輕質混凝土效應還區分為常重砂輕質混凝土和全輕質混凝土兩種係數。但本規範於此已作簡化，故對任何輕質混凝土均使用1.3之修正係數。當然若輕質混凝土平均開裂抗拉強度(f_{ct})為已知時，是允許使用較低之修正係數($\frac{1.8\sqrt{f'_c}}{f_{ct}} \geq 1.0$)。

5.3.5 若受撓構材之鋼筋量超過分析需要者，其伸展長度可乘以需要 A_s 與使用 A_s 之比值；惟有特別要求須能發展至 f_y 或依第15.3.1節設計者除外。

解說：

超量鋼筋之折減係數對耐震構材或有特別要求須能發展出 f_y 之鋼筋均不適用，故本款之適用範圍應排除第15.3.1.5、5.12.2、13.11.2.3、13.12及6.4.8.6節之規定。本節條文使用『可』一字是指超量鋼筋之折減並非強制式而為選擇性條款。

5.4 受壓竹節鋼筋與麻面鋼線之伸展

解說：

由於在構材之壓力區沒有撓曲拉力裂縫來干擾握裹力之傳遞，而且混凝土對鋼筋端部又有直接承壓之效果，所以鋼筋之受壓伸展長度要比其受拉伸展長度為短。當受壓鋼筋被螺箍筋或橫箍筋所圍束時，其受壓伸展長度可折減25%，若超量使用鋼筋時，其受壓伸展長度亦可予以折減。

5.4.1 竹節鋼筋與麻面鋼線之受壓伸展長度 ℓ_{dc} 應依第5.4.2節之規定，且可依第5.4.3節規定乘以適用修正因數，但 ℓ_{dc} 不得小於20cm。

5.4.2 受壓伸展長度為 $\ell_{dc} = \frac{0.075 f_y}{\sqrt{f'_c}} d_b$ ，但不小於 $0.0043 f_y d_b$ 。

5.4.3 受壓竹節鋼筋與麻面鋼線若有下列各情況，其 ℓ_{dc} 可分別乘以表5.4.3之有關修正因數予

以折減。

表 5.4.3 受壓伸展長度修正因數

考慮因素	鋼筋情況	修正因數
超量鋼筋	鋼筋實際之使用量超過分析之需要量	$\frac{\text{需要之}A_s}{\text{使用之}A_s}$
螺箍筋	鋼筋被直徑不小於 6 mm 之螺箍筋所圍束，且其螺距不大於 10 cm 者。	0.75
橫箍筋	鋼筋被符合第 13.9.5 節規定之 D13 橫箍筋所圍束，且其中心間距不大於 10 cm 者。	0.75

5.5 成束鋼筋之伸展

5.5.1 成束鋼筋之伸展長度應各按其單一鋼筋在受拉或受壓之伸展長度增加之；三根成束者增加 20%；四根成束者增加 33%。

解說：

成束鋼筋(束筋)內個別鋼筋之伸展長度應比其呈非成束鋼筋型式而單獨出現時為長。此乃個別鋼筋表面在靠成束鋼筋內緣側之部分很難激發握裹力之傳遞，所以需要較長之伸展長度。設計者應注意第 5.15.2.2 節及第 13.6.6.4 節中成束鋼筋內各別鋼筋搭接及終斷點之相關規定。

5.5.2 當依第 5.3 節之修正因數涉及 d_b 時，應將成束鋼筋視為一根鋼筋，其 d_b 為等鋼筋面積之直徑。

解說：

雖然成束鋼筋內個別鋼筋之伸展及搭接長度是以單一鋼筋之直徑作計算後再增加 20% 或 33%，但在使用第 5.3.3 節規定以評估保護層及淨間距對劈裂抵抗之效果時，其使用之直徑應放大為成束鋼筋等面積所相當單根鋼筋之直徑。

5.6 受拉鋼筋標準彎鉤之伸展

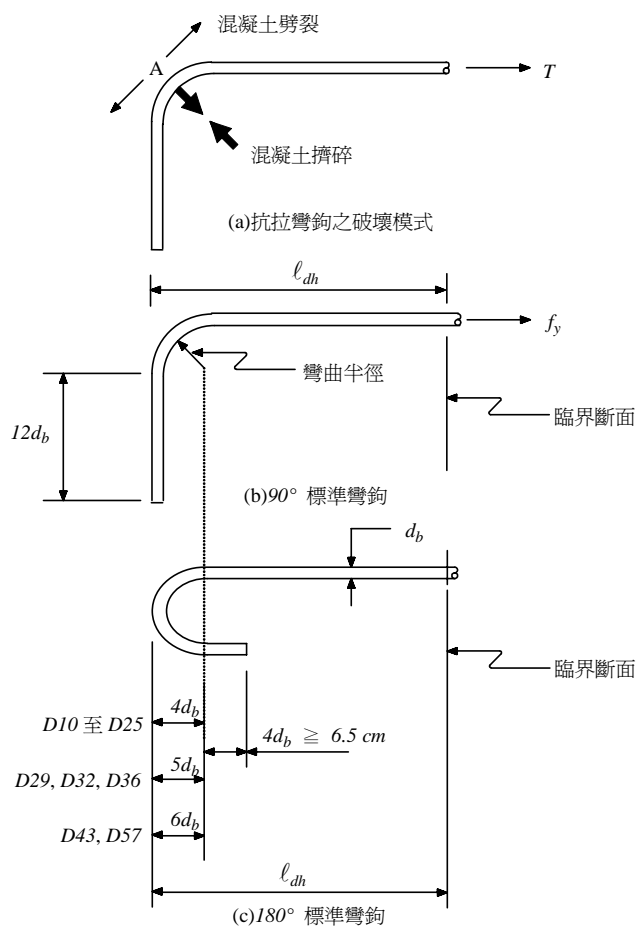
解說：

抗拉彎鉤之破壞模式通常為其彎轉段(圖 R5.6(a) 中 A 點)兩側混凝土之劈裂，或是其彎轉段內緣混凝土的擠碎。因此為避免此等破壞，須降低彎鉤在彎轉段(圖 R5.6(a) 中 A 點)內之拉應力，故本節乃就標準彎鉤之伸展長度 l_{dh} 作規定， l_{dh} 為由臨界面起算直至彎鉤之外側端如圖 R5.6(b) 及 (c) 所示。而制定 l_{dh} 之目的係期望透過在 l_{dh} 範圍內之握裹應力，逐漸降低臨界面處鋼筋之最大應力 f_y ，使得彎轉段內之鋼筋拉應力降低至不足以發生破壞情形。換而言之， l_{dh} 也就是臨界拉應力所需之折減伸展長度。

本節所規定之 l_{dh} 僅適用於符合第 13.3 節的標準彎鉤，倘若彎鉤使用較大之彎曲半徑時，非本節所能涵蓋。

具標準彎鉤之受拉鋼筋伸展長度之修正因數包含混凝土保護層、超量鋼筋、輕質混凝土、環氧樹脂塗布鋼筋及源自混凝土或箍筋以抵抗劈裂之圍束效應^[5.2,5.3]。和直線鋼筋不同之處是彎鉤之伸展長度無所謂頂層鋼筋之效應，而彎鉤也不易使用頂層鋼筋之定義去辨別。彎鉤部分在抗壓時無效，故在鋼筋受壓時不計彎鉤之伸展效應。

近來實驗^[5.13]顯示，對環氧樹脂塗布彎鉤之伸展長度應增加 20% 以彌補其因表面塗布所造成握裹強度之損失。



圖R5.6 抗拉標準彎鉤

5.6.1 受拉竹節鋼筋其末端具標準彎鉤者，其伸展長度 l_{dh} 應為第 5.6.2 節之規定，且可依第 5.6.3 節乘以適用之修正因數予以折減。但 l_{dh} 不得小於 $8d_b$ 或 15 cm 。

5.6.2 具標準彎鉤受拉鋼筋之伸展長度為

$$l_{dh} = \left[\frac{0.075 f_y \psi_e \lambda}{\sqrt{f'_c}} \right] d_b \quad (5-3)$$

式中

(1) 鋼筋塗布環氧樹脂時：修正因數 $\psi_e=1.2$ ，其他 $\psi_e=1.0$ 。

(2) 鋼筋於輕質混凝土內時：修正因數 $\lambda=1.3$ ，其他 $\lambda=1.0$ 。

5.6.3 具標準彎鉤受拉鋼筋之伸展長度若有符合表 5.6.3 之使用情況，其 l_{dh} 可分別乘以該表之有關修正因數予以折減。

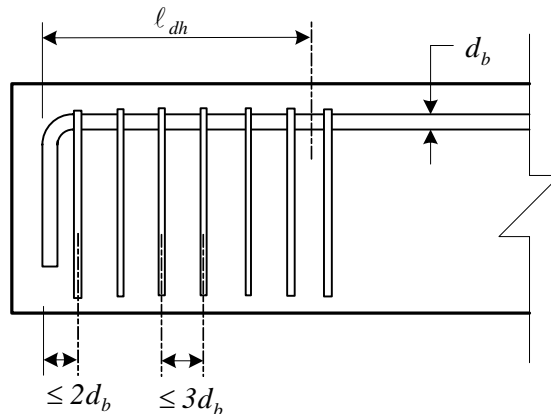
表 5.6.3 具標準彎鉤受拉鋼筋伸展長度之修正因數

考慮因素	修正條件	修正因數	備註
保護層厚度	D36 或較小鋼筋，其側面保護層(垂直彎鉤平面) $\geq 6.5\text{cm}$ ，且若 90° 彎鉤直線延長段之保護層 $\geq 5\text{cm}$ 。	0.7	
箍筋或肋筋	(1) 具 90° 彎鉤之 D36 或較小鋼筋，其全部伸展長度 ℓ_{dh} 為間距 $\leq 3d_b$ 之垂直箍筋或肋筋所圍束；或其彎鉤直線延長段為間距 $\leq 3d_b$ 之平行箍筋或肋筋所圍束。 (2) 具 180° 彎鉤之 D36 或較小鋼筋，其全部伸展長度 ℓ_{dh} 為間距 $\leq 3d_b$ 之垂直箍筋或肋筋所圍束。 以上(1)、(2)情況中， d_b 為彎鉤鋼筋之直徑，且第一個圍束箍筋或肋筋距彎鉤外側不得大於 $2d_b$ 。	0.8	第 5.6.4 節之情形不適用
鋼筋超量	鋼筋實際之使用量超過分析之需要量： (1) 鋼筋錨定或伸展經特別要求須能發展至 f_y 或依第 15.3.1.4 節設計者。 (2) 其它。	1.0 $\frac{\text{需要之 } A_s}{\text{使用之 } A_s}$	

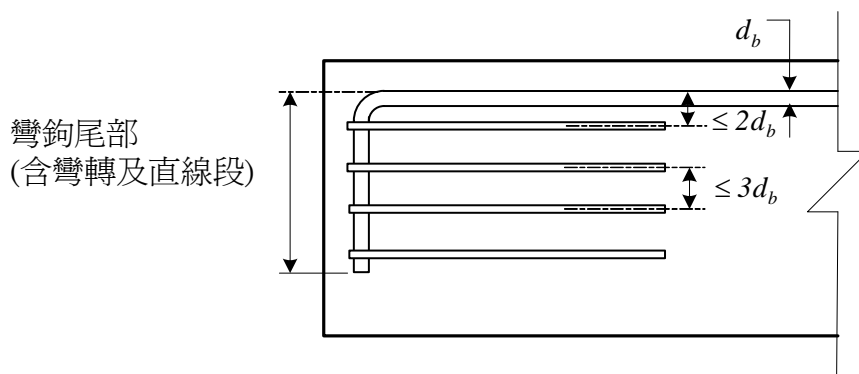
解說：

實驗^[5.27]顯示，位於彎鉤附近之密集箍筋可有效的圍束彎鉤鋼筋，然而對施工性而言前述之密集圍束箍筋有時並不容易施做，設計者宜謹慎使用。表5.6.3中箍筋或肋筋修正因數(1)及(2)之實例可分別以圖R5.6.3(a)及圖R5.6.3(b)說明，其中後者為典型之梁柱接頭彎鉤鋼筋圍束情形。

第5.6.3節之修正因數可同時使用，例如表5.6.3考慮因素中之「保護層厚度」及「箍筋或肋筋」之第(2)項條件均符合時，則伸展長度為 $\ell_{dh} \times 0.7 \times 0.8$ 。



圖R5.6.3(a) 箍筋或肋筋垂直於具彎鉤的主筋

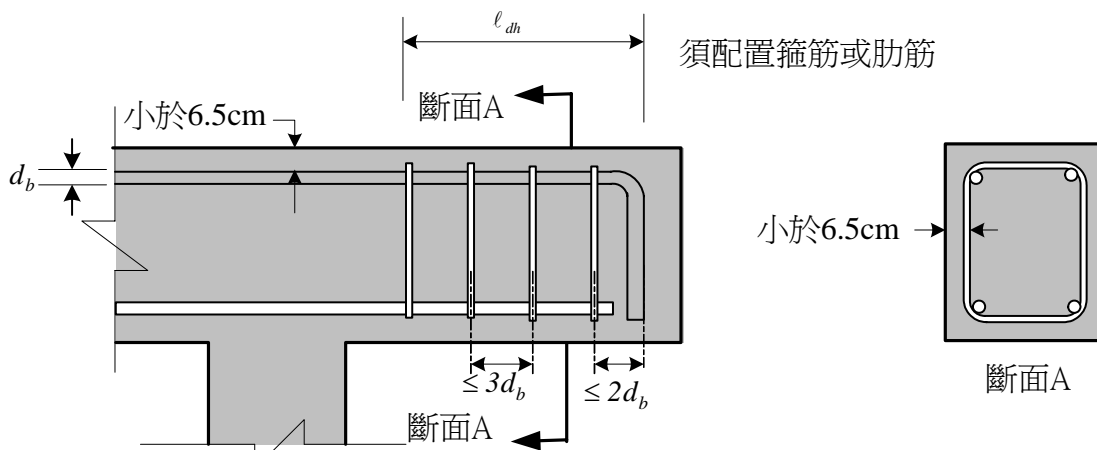


圖R5.6.3(b) 箍筋或肋筋平行於具彎鉤的主筋

5.6.4 在構材不連續端內之鋼筋標準彎鉤，其兩側面及頂面(或底面)保護層小於 6.5 cm 時，其彎鉤之全部伸展長度 l_{dh} 須被間距 $\leq 3d_b$ 之垂直箍筋或肋筋所圍束，而第一個圍束箍筋或肋筋距彎鉤外側不得大於 $2d_b$ ，且不適用表 5.6.3 中有關箍筋或肋筋之修正因數； d_b 為彎鉤鋼筋之直徑。

解說：

若彎鉤之兩側面保護層(垂直於彎鉤平面)及其頂面與底面保護層(位於彎鉤平面)均較薄時，則受拉彎鉤常有劈裂其周邊混凝土之虞。故在混凝土提供之圍束較小時，就必須使用箍筋來改善彎鉤之圍束條件，如圖R5.6.4所示，特別是鋼筋之混凝土保護層較薄且必須使用彎鉤發展出全強(f_y)之情況。本節係對簡支梁兩端，或懸臂梁自由端，或構材不在接頭另一面延伸之端部內之彎鉤作約束；但是，若鋼筋之計算應力較低，如鋼筋超量，以致不需彎鉤提供錨定強度，此時則不需再使用圍束箍筋或肋筋。但對版不連續端內之彎鉤亦不適用本節條文，係因在垂直於彎鉤平面之兩側版混凝土已對彎鉤提供良好圍束之故。



圖R5.6.4 構材不連續端保護層不足時之箍筋補強

5.6.5 鋼筋受壓時不計彎鉤之伸展效應。

解說：

彎鉤部分在抗壓時無效，故在鋼筋受壓之錨定計算時不可計入彎鉤部分。

5.7 機械式錨定

5.7.1 任何機械式錨定能用以伸展鋼筋之強度而無害於混凝土者，均可使用。

解說：

本節適用於鋼腱和鋼筋。

5.7.2 機械式錨定之適當與否須經試驗證明。

5.7.3 鋼筋之伸展長度可用機械式錨定加上由機械式錨定至鋼筋最大應力點間之埋置長度合併計算。

解說：

鋼筋之伸展可將所有對錨定有貢獻之項目均計入。因此當機械式錨定不足以讓鋼筋發展其強度時，則可於臨界面與機械式錨定間增加鋼筋之埋置長度以補足其差額。

5.8 受拉銲接麻面鋼線網之伸展

5.8.1 銲接麻面鋼線網之受拉伸展長度 l_d ，應為第 5.3.2 或 5.3.3 節所規定之受拉伸展長度 l_d 乘以第 5.8.2 或 5.8.3 節銲接麻面鋼線網之修正因數。但受拉伸展長度 l_d 不得小於 20 cm。當使用第 5.8.2 節之銲接麻面鋼線網修正因數時，第 5.3.2 及 5.3.3 節中環氧樹脂塗布鋼線網之修正因數 ψ_e 可取 1.0。

5.8.2 若銲接麻面鋼線網在其伸展長度範圍內至少有一根橫向鋼線，且距臨界面 5 cm 以上者，其鋼線網修正因數應為 $(\frac{f_y - 2,450}{f_y})$ 或 $(\frac{5d_b}{s})$ 之大值，但不必大於 1，其中 s 為待伸展鋼線之間距。符合本節之鋼線網有環氧樹脂塗布者，其修正因數 ψ_e 可取 1.0。

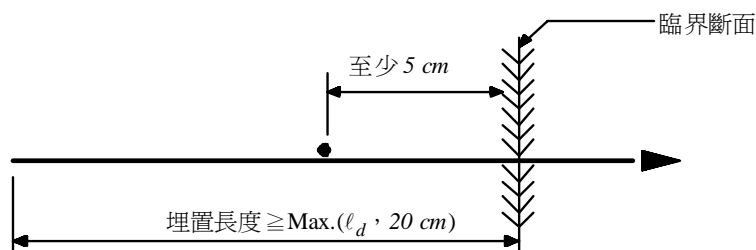
5.8.3 若銲接麻面鋼線網在其伸展長度範圍內無任何橫向鋼線，或僅有一根橫向鋼線但距臨界面未達 5 cm 以上者，其鋼線網修正因數應為 1，故其伸展長度與麻面鋼線者同。

5.8.4 當麻面鋼線網在其鋼線伸展方向摻有光面鋼線時，則其伸展長度應依第 5.9 節計算之。

解說：

圖R5.8顯示銲接麻面鋼線網於其伸展長度內有一根橫向鋼線穿過之情形。當然銲接麻面鋼線網在伸展長度內也可以不靠橫向鋼線提供部分錨定，而由麻面鋼線之直線伸展來提供全部的錨定，但其計算程序和圖R5.8者不同。

由於鋼線網之錨定效應主要源自橫向鋼筋，故實驗數據^[5.14]顯示環氧樹脂塗布鋼線網之伸展及搭接長度與未塗布者同，所以其環氧樹脂塗布之修正因數 ψ_e 可取 1.0。



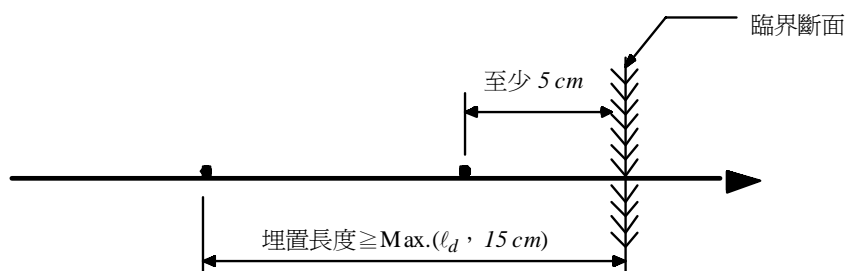
圖R5.8 銲接麻面鋼線網之伸展

5.9 受拉銲接光面鋼線網之伸展

銲接光面鋼線網之伸展，在伸展長度範圍內須有二根橫向鋼線其距臨界面之最小距離不得小於 5 cm 。且由臨界面至最遠端橫向鋼線之伸展長度 l_d 不得小於 $(\frac{A_b f_y}{s \sqrt{f'_c}} \lambda)$ ，其中 s 為待伸展鋼線之間距。若鋼線實際使用量超過分析需要量時，可依第 5.3.5 節之規定折減伸展長度 l_d ，但 l_d 不得小於 15 cm 。

解說：

圖R5.9顯示銲接光面鋼線網的錨定主要是靠橫向鋼線所提供，而且光面鋼線網之銲接規定及銲點間距均較麻面鋼線者為嚴格^[5.15]。



圖R5.9 銲接光面鋼線網之伸展

5.10 預力鋼絞線之伸展

5.10.1 除符合第 5.10.1.1 節之規定者外，預力七線鋼絞線在臨界面外握裹之受拉伸展長度不得小於：

$$l_d = 0.014 \left(\frac{f_{se}}{3} \right) d_b + 0.014 (f_{ps} - f_{se}) d_b \quad (5-4)$$

5.10.1.1 若構材断面之設計鋼絞線應力小於由式(5.4)雙線性關係式所求得之值，則可採用較小之受拉伸展長度。

5.10.2 若無任一或多數鋼絞線之握裹未延伸至構材端，或者集中載重作用於鋼絞線受拉伸展長度範圍內，應可僅核算構材最接近端部諸断面，使該断面在設計載重下具有所要求之強度。

解說：

預力鋼絞線之伸展規定是擬提供鋼絞線握裹之完整性以使構材衍生其強度。本節條文是針對常重混凝土及淨保護層至少 5 cm 之梁測試數據而訂。實際製作程序應注意搗實以確保鋼絞線和周遭之混凝土緊密接觸。本節對低水膠比且無坍度之混凝土構材較不適用。

式(5-4)之第一項代表預力鋼絞線如欲衍生其有效應力 f_{se} 所需之握裹長度，而第二項即代表預力鋼絞線由 f_{se} 繼續衍生至構材達彎矩計算強度時之應力 f_{ps} 所需之額外握裹長度。圖R5.10顯示鋼絞線應力在握裹傳力長度間之變化情形。上述伸展長度之表達式是針對直徑 5.0 、 7.5 和 12.5 mm 之潔淨鋼絞線測試而得，而且其 f_{ps} 不大於 $19,250\text{ kgf/cm}^2$ ^[5.16,5.17,5.18]。

影響鋼絞線握裹傳力之因素很多，包括鋼絞線外形及表面粗糙度、鋼絞線所承受之應力、位於鋼絞線下方之混凝土厚度、鋼絞線與混凝土間力之傳遞方式等等。最近之研究^[5.28,5.29]顯示就握裹傳力實務而言，必需有適當之品質保證程序以確保鋼絞線能發展足夠之握裹傳力。預鑄混凝土施工廠商之施工品質，必需仰賴鋼絞線製造廠商能提供握裹傳力特性符合本節規定之產品。若是鋼絞線表面稍微生銹則其伸展長度可較潔淨者為短，而且逐漸釋放預力鋼絞線所需之伸展長度也較猝然剪斷者為短。

本節規定對光面鋼線或設有端錨之鋼筋均不適用。光面鋼線因其表面缺少機械互鎖之功效，故其伸展長度應較長。

若有單一或多數鋼絞線之握裹未延伸至構材端，則臨界斷面可能位於尚未完全發展設計強度之位置，此時必需做進一步之詳細分析。近期之研究報告^[5.30,5.31]提出了適用於鋼絞線具有不同完全伸展位置情況之分析方法。為保守計，唯有在某一斷面完全伸展之鋼絞線才視為有效。當臨界斷面產生在握裹傳力區則必需做特別之考慮。對部分載重情況，例如較大之集中載重作用在鋼絞線伸展長度範圍內，可能使得臨界斷面遠離需要完全發展設計強度之斷面。

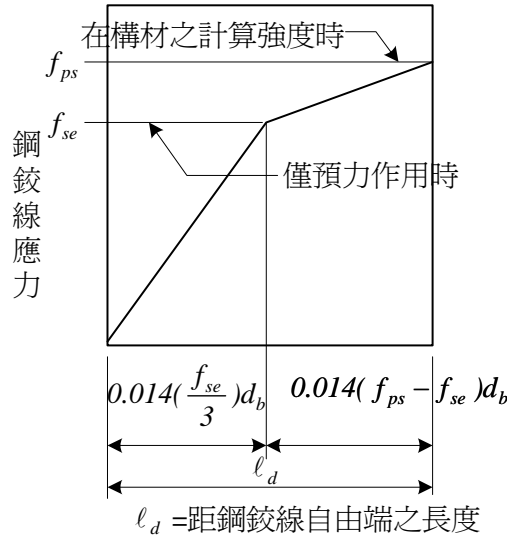


圖 R5.10 應力距鋼絞線自由端之理想化雙線性變化

5.10.3 若鋼絞線之握裹未延伸至構材端，且在使用載重情形下依第 11.5.2 節規定預壓拉力區內有拉力存在者，則第 5.10.1 節規定之握裹伸展長度應予加倍。

解說：

對握裹未延伸至構材端之預力梁作實驗^[5.16]顯示，測試梁之伸展長度須放大式(5-4)之值達兩倍時，其撓曲行為才和握裹延伸至梁端者相仿。因此握裹未延伸至梁端之鋼絞線伸展長度就有被放大達兩倍之芻議。再者，上述實驗之後續測試^[5.19]顯示若預力梁在使用載重下沒有拉力作用，握裹未延伸至梁端之鋼絞線伸展長度就不須放大兩倍。因此本節在兩個情況並立時，才要求伸展長度放大兩倍。

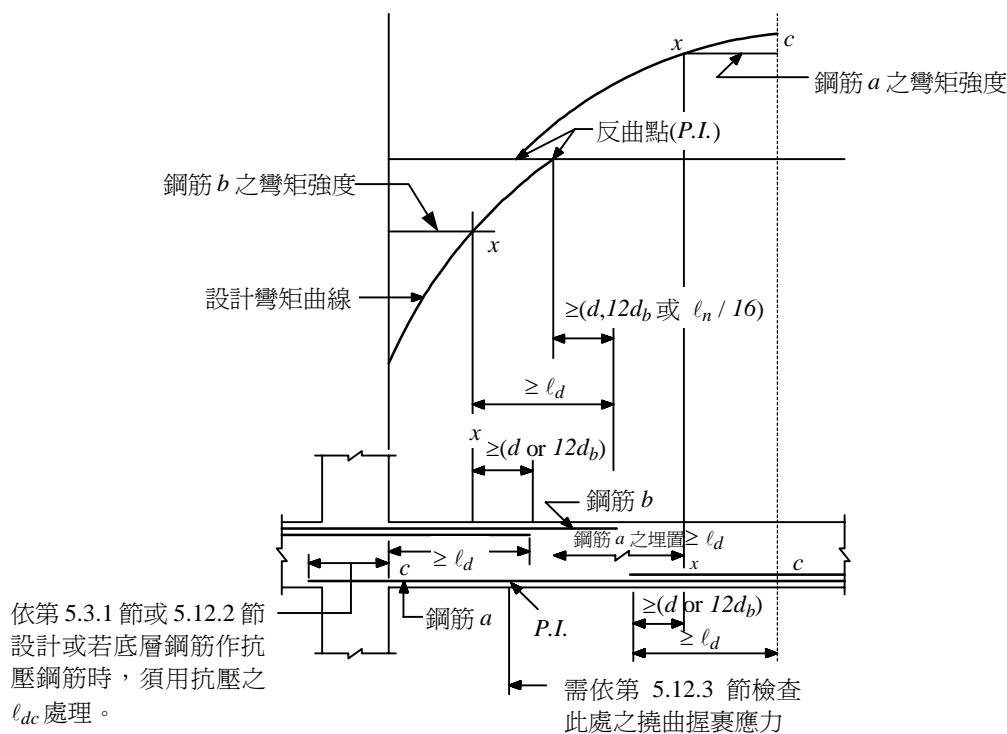
5.11 受撓鋼筋之伸展—通則

5.11.1 受拉鋼筋之伸展，可將鋼筋彎過梁腹錨定，或與構材對面之鋼筋連續。

5.11.2 受撓構材內計算鋼筋伸展之臨界斷面係在最大應力處及相鄰鋼筋終止或彎起處。第 5.12.3 節之規定亦須符合。

解說：

一典型連續梁之鋼筋伸展臨界斷面如圖R5.11.2中符號『c』或『x』所示。對均佈載重梁中正彎矩鋼筋而言，其延伸進入支承的長度常受第5.12.3節規定之控制，並非由最大彎矩處或鋼筋切斷點起算之錨定握裹長度所約束。



圖R5.11.2 連續梁之撓曲鋼筋伸展

5.11.3 鋼筋之彎起或截斷，除在簡支梁支承處及懸臂梁自由端外，須超過該筋不需承受撓曲應力處向外延伸至少一個有效深度 d 且不小於 $12d_b$ 。

解說：

設計所使用之彎矩圖僅為近似值，例如其最大彎矩之位置會隨著載重變化、支承沈陷或側力作用等原因而作改變。而且剪力裂縫的產生也會增加撓曲鋼筋之拉應力，例如剪力裂縫會將無肋筋梁之鋼筋撓曲拉應力值朝彎矩為零處平移約一個有效深度 d 之距離。當然對有肋筋梁而言，則上述剪力裂縫之效應會降低，但其仍有一定程度之影響。

針對最大彎矩位置會移動之現象，本規範要求(除另有註記者外)鋼筋須通過理論切斷點且繼續延伸 d 或 $12d_b$ 之長度。滿足此一要求之鋼筋切斷情形如圖R5.11.2所示。

若於梁內配置不同尺寸之鋼筋時，則延伸量是根據被切斷鋼筋之直徑作計算。當鋼筋在梁之遠端彎起並連續通過構材深度之半時，則可視為符合本節要求而不必去作延伸量之檢查。

5.11.4 除不需承受撓曲應力之鋼筋依第 5.11.3 節之規定彎起或終止外，其餘之連續鋼筋須在前述鋼筋不需承受撓曲應力處延伸一不小於 l_d 之埋置長度。

解說：

在鋼筋受拉區之截斷或彎起處，其相鄰之連續鋼筋仍保有最大應力，如圖R5.11.2中符號『x』所示。若鋼筋在彎矩設計圖之允許處即行截斷，則連鄰連續鋼筋之最大應力就會高達 f_y ，因此這些連續鋼筋須繼續延伸一個 l_d 之長度(圖R5.11.2)。

5.11.5 受撓鋼筋在受拉區終止者，須符合下列條件之一：

5.11.5.1 切斷鋼筋處之剪力 V_u 未超過構材(包括腹筋在內)抗剪強度 ϕV_n 之 $2/3$ 。

5.11.5.2 除配置因剪力及扭力需要之肋筋外，沿受拉鋼筋或鋼線在切斷端之 $3d/4$ 內須設置額外肋筋。額外肋筋面積 A_v 不得小於 $4.2b_w s / f_{yt}$ ，肋筋間距 s 不得超過 $d / (8\beta_b)$ ， β_b 為切斷之受拉鋼筋面積與該斷面內全部受拉鋼筋面積之比。

5.11.5.3 鋼筋為 $D36$ 或較小者，在切斷鋼筋處之連續鋼筋面積不小於受撓所需面積之二倍，且剪力 V_u 未超過該處構材抗剪強度 ϕV_n 之 $3/4$ 。

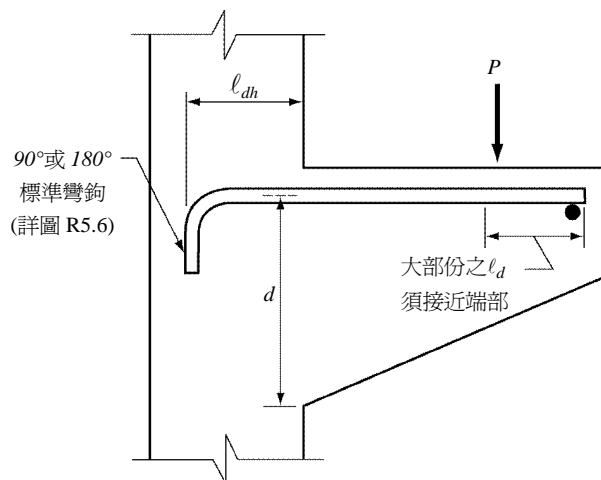
解說：

研究顯示鋼筋在拉力區中截斷會降低構材之抗剪強度及韌性，因此本規範不允許撓曲鋼筋於拉力區中切斷，除非其能符合下列特殊條件：(1)已知撓曲鋼筋在拉力區截斷處極易有彎曲裂縫之產生，若切斷點旁連續鋼筋之應力及斷面上作用之剪力值均較高時，則剪力斜張裂縫就會從彎曲裂縫上直接衍生。故撓曲鋼筋在拉力區之切斷，應以避免或控制斜張裂縫為考慮。第5.11.5.1節是指若作用剪力較小則不易有斜張裂縫之產生；(2)第5.11.5.2節是指緊密排置之肋筋較易約束斜張裂縫；(3)第5.11.5.3節是指較小之撓曲鋼筋應力會降低斜張裂縫產生之機會。這些規定不適用於第5.16、5.14.5及5.3節所敘之受拉續接。

5.11.6 受撓構材若其鋼筋應力不與彎矩成正比，如斜坡基腳、階式基腳、托架、深梁、或受拉鋼筋與混凝土受壓面不平行之構材，其受拉鋼筋之端部應有適當之錨定。深梁鋼筋端部之錨定應符合第 5.12.4 及 5.13.4 節之規定。

解說：

圖R5.11.6所示托架之鋼筋極限應力自支承面至載重點均接近 f_y ，其鋼筋應力並不隨著彎矩減小而呈等比例降低，故其撓曲鋼筋之伸展錨定需作特別之考慮。如圖R5.11.6中托架之鋼筋於載重點的端部錨定就缺乏伸展之空間，故第4.10.6(1)節規定^[5.1]在撓曲鋼筋端部，銲接一同尺寸之橫向鋼筋以提供有效之端部錨定。於上述情況內若使用垂直面之端彎鉤，效用則常不足，其原因之一是沒有空間來容納彎鉤之直線段 ℓ_{dh} ，原因之二是彎鉤之最小彎曲直徑段會在托架端部近載重處產生一不利之混凝土破壞角。若托架之水平寬度較大且載重點距端部較遠時，則可使用水平面之U型鋼筋以提供有效之端彎鉤。



圖R5.11.6 托架鋼筋之端部錨定

5.12 正彎矩鋼筋之伸展

5.12.1 簡支構材正彎矩鋼筋至少須有 $1/3$ ，連續構材正彎矩鋼筋至少須有 $1/4$ ，沿同一構材面伸入支承內 15 cm 以上。

解說：

限定數量之正彎矩受拉鋼筋須延伸進入支承以因應彎矩會隨著載重變化、支承沈陷、側力作用或其它原因而移動之現象。

5.12.2 若受撓構材為抵抗側力主要體系之一部分，依第5.12.1 節規定須伸過支承面之正彎矩鋼筋應加以錨定，使其能在支承面承受降伏應力 f_y 。

解說：

若撓曲構材為側力抵抗系統之一部分時，超出設計所預期之載重可能導致支承處產生反覆性彎矩，故規定部分之正彎矩鋼筋須作適當之端部錨定，其目的在確保構材在地震或強風等劇烈超載下仍能保有韌性之行爲，亦即鋼筋具有發展降伏應力 f_y 之能力。使用超量但允許應力值較低之無錨定鋼筋是不足以勝任上述情況的。

5.12.3 在簡支承處及反曲點，正彎矩鋼筋直徑之選用，須使該筋計算之 l_d 值符合式(5-5)之規定。但若鋼筋在超過簡支承中心線外之端錨定為標準彎鉤或相當標準彎鉤之機械式錨定者可不受式(5-5)之限制

$$l_d \leq \frac{M_n}{V_u} + l_a \quad (5-5)$$

式中：

l_d = 依第 5.3 節計算發展出 f_y 所需之伸展長度。

M_n = 假定該斷面內所有鋼筋應力均達 f_y 時之彎矩計算強度。

V_u = 該斷面所受之設計剪力。

l_a = 於簡支承處為簡支承中心外之埋置長度；於反曲點處之有效長度不可超過構材有效深度 d 或 $12d_b$ 之較大值者。

若鋼筋終端在受壓反力區內， M_n/V_u 得增加 30%。

解說：

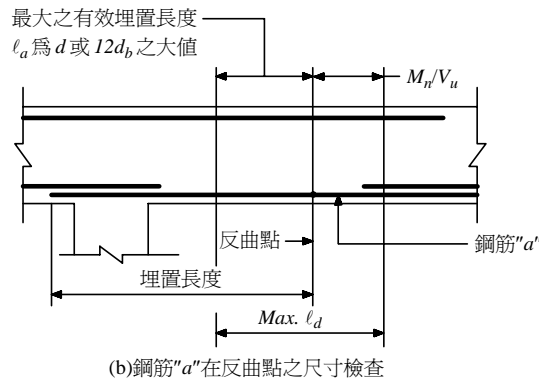
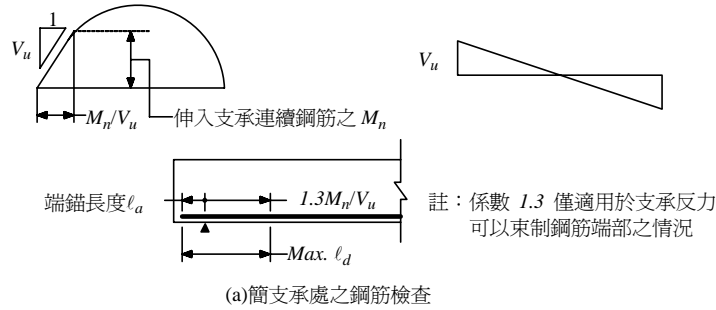
撓曲握裹應力 $u = V/(jd\Sigma_o)$ ，其中 jd 為彎矩力臂而 Σ_o 為鋼筋標稱周長之總和。由上式可知在梁中若剪力大 (V 大)、鋼筋量少 (Σ_o 小) 或鋼筋尺寸較大 (Σ_o 小) 時，其撓曲握裹應力值均可能偏高。由於梁中簡支承處和反曲點之作用彎矩為零 (鋼筋量可能較少) 且其剪力可能甚大，因而造成較高之撓曲握裹應力，故應予以控制。

本規範認為撓曲握裹應力若小於錨定握裹應力則為合宜，故令 $V_u/(jd\Sigma_o) \leq A_s f_y / (l_d \Sigma_o)$ ，可得 $l_d \leq M_n / V_u$ ，其中 M_n 是待檢斷面之計算彎矩強度，不需要使用強度折減因數 ϕ 。而且本規範認為鋼筋在簡支承處或反曲點繼續延伸一長度 l_a 將有助於避免撓曲握裹破壞，故允許使用公式 $l_d \leq M_n / V_u + l_a$ 來檢查允許之撓曲握裹應力。

圖 R5.12.3 顯示本規範控制撓曲握裹應力之作法。若梁之簡支承處有壓力圍束撓曲鋼筋時，其 M_n / V_u 可以增加 30%。而對反曲點之 l_a 值僅可取梁有效深度 d 或 $12d_b$ 之大值，其超過之長度視為無效。

若欲滿足式(5-5)之限制，工程師可用下列三方式處理：

- (1) 選用數量較多但尺寸較小之鋼筋，以降低 ℓ_d 。
- (2) 允許較多之連續鋼筋穿過簡支承處或反曲點，以增加 M_n 。
- (3) 對簡支承處增加 ℓ_a 或作標準彎鉤錨定。



圖R5.12.3 撓曲握裹應力之檢查

5.12.4 深梁之正彎矩鋼筋在簡支承處須延伸過支承面予以錨定，使其能在支承面承受降伏應力 f_y 。正彎矩鋼筋於深梁內支承處須與鄰跨之鋼筋連續或續接。

解說：

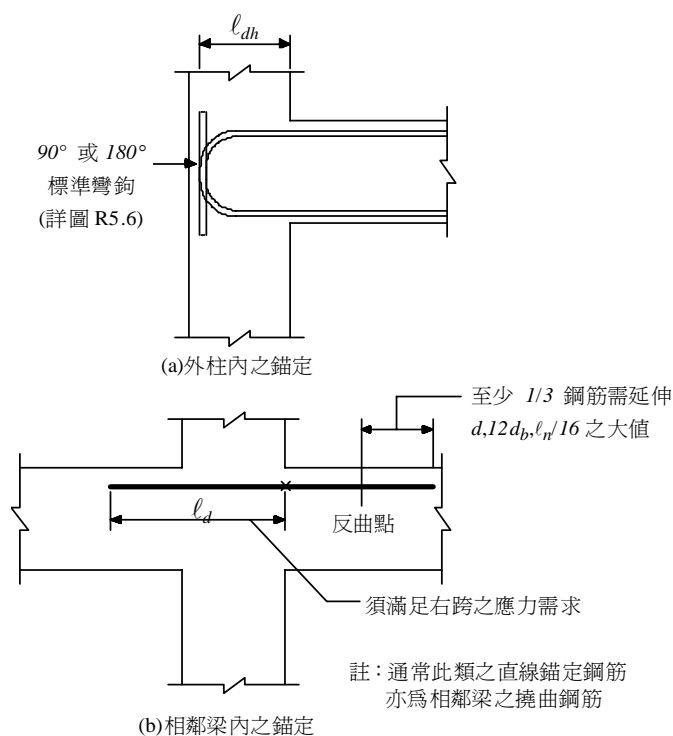
壓拉桿模式之分析顯示深梁之鋼筋在支承處需承受相當的拉力，因此要求拉力鋼筋須延伸通過支承面後作適當的錨定^[5.20]。

5.13 負彎矩鋼筋之伸展

- 5.13.1 連續、束制或懸臂構材，或剛構之各構材，其負彎矩鋼筋應以適當之埋置長度、彎鉤或其他機械方式於支承內或伸過支承錨定之。
- 5.13.2 負彎矩鋼筋在跨度內之埋置長度應符合第 5.2 及 5.11.3 節之規定。
- 5.13.3 支承處之負彎矩受拉鋼筋最少須有 $1/3$ 延伸至反曲點以外相當於構材有效深度之距離，惟亦不少於 $12d_b$ 或淨跨度之 $1/16$ 。
- 5.13.4 深梁內支承處之負彎矩鋼筋須與鄰跨之鋼筋連續。

解說：

圖R5.13顯示了二種抗拉鋼筋在支承面後之錨定型式。第5.13.3節是針對彎矩反曲點可能移動之預防措施。



圖R5.13 負彎矩鋼筋之伸展

5.14 腹筋之伸展

5.14.1 腹筋應在保護層及鄰近鋼筋排列許可下儘可能靠近構材之受壓面及受拉面。

解說：

腹筋應延伸在構材之全深範圍內，以求控制可能發生之斜張裂縫。

5.14.2 單肢、單 U 形或複 U 形肋筋之端部須擇用下列方法之一錨定：

5.14.2.1 鋼筋為 $D16$ 及麻面鋼線直徑為 16 mm ，或較小者，以及鋼筋為 $D19$ 、 $D22$ 及 $D25$ 且其規定降伏應力 f_{yt} 不大於 $2,800\text{ kgf/cm}^2$ 者，應以標準彎鉤緊繞於縱向鋼筋上。

5.14.2.2 鋼筋為 $D19$ 、 $D22$ 及 $D25$ 且其規定降伏應力 f_{yt} 大於 $2,800\text{ kgf/cm}^2$ 者，應以標準彎鉤緊繞於縱向鋼筋上，且自構材深度中線至彎鉤外緣間之埋置長度不得小於 $0.053d_b f_{yt} / \sqrt{f'_c}$ 。

5.14.2.3 銲接光面鋼線網組成之單 U 形肋筋，應用下列方法之一錨定：

(1) 每肢頂端須有兩根相距 5 cm 之縱向鋼線。

(2) 每肢須有兩根縱向鋼線距受壓面均不超過 $d/4$ 且兩者相距至少 5 cm ，較近於受壓面之鋼線可置於該肢彎曲部分之外或置於內徑至少為 $8d_b$ 之彎曲部分上。

5.14.2.4 銲接光面或麻面鋼線網之單肢肋筋之每一端應設置兩根縱向鋼線其間相距至少 5 cm 。內縱向鋼線至梁有效深度中線之距離至少為 $d/4$ 或 5 cm 。拉力側之外縱向鋼線與構材表面之距離不得大於最靠近構材表面主鋼筋與表面之距離。

5.14.2.5 鋼筋為 $D13$ 及麻面鋼線直徑為 13 mm 或較小者，若其置於第 2.13 節所規定之欄柵版構造中，則其端部錨定可僅用標準彎鉤。

解說：

本規範刪除早期版本允許之腹筋直線錨定。因為直線錨定之腹筋在混凝土澆置時甚難定位，而且因其缺乏端部彎鉤，故對斜張剪力裂縫通過腹筋端部時常屬無效。

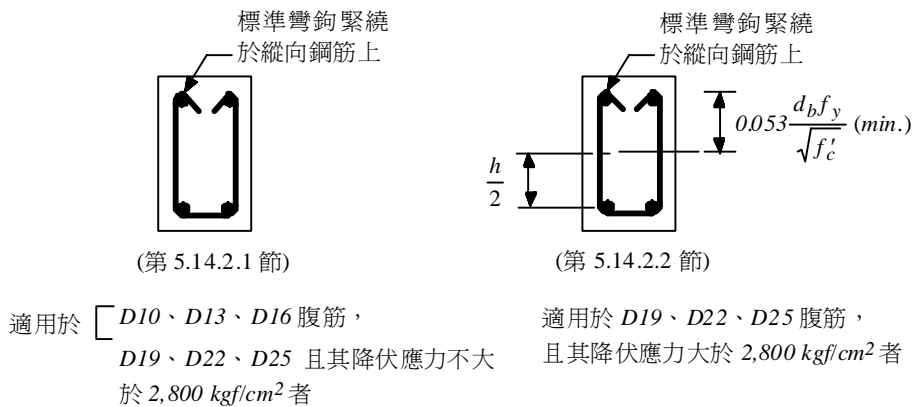
本規範對腹筋端部要求彎鉤錨定，而且要求腹筋的每一彎角之內緣至少須有一根縱向鋼筋。此一縱向鋼筋(又名錨定筋)對腹筋端部錨定之意義，可由圖R5.6(a)中所示抗拉彎鉤之破壞模式來了解。已知抗拉彎鉤之破壞模式通常為其彎轉段兩側混凝土之劈裂，或是其彎轉段內緣混凝土之擠碎。而錨定筋之使用，對上述兩種破壞(圖R5.6(a))均有抑制效果。例如錨定筋垂直通過彎鉤平面故可以抑止彎鉤平面遭劈裂；又如錨定筋直接緊靠彎鉤內緣故可避免其旁混凝土之遭擠碎。此外彎鉤在箍筋中之錨定，實難有足夠之 ℓ_{dh} 長度，因此更見錨定筋使用之必要。本規範對U型腹筋之錨定要求如圖R5.14.2所示。由圖R5.14.2中可見，腹筋之彎鉤須緊繞於縱向鋼筋(亦即錨定筋)上，方能衍生其能力。故工程師得視需要，對腹筋配置其錨定筋。

如圖R5.14.2中可見，對小號腹筋(D10、D13、D16)或低強度大號腹筋(D19、D22、D25)而言，其端部錨定使用標準彎鉤暨錨定筋就足夠了。但對高強度之大號腹筋而言，一則為大號腹筋和錨定筋難以緊密纏繞，二則為腹筋之拉力較大，故對腹筋之錨定除了需要端標準彎鉤及錨定筋外，尚須提供若干直線伸展長度如第5.14.2.2節所示。

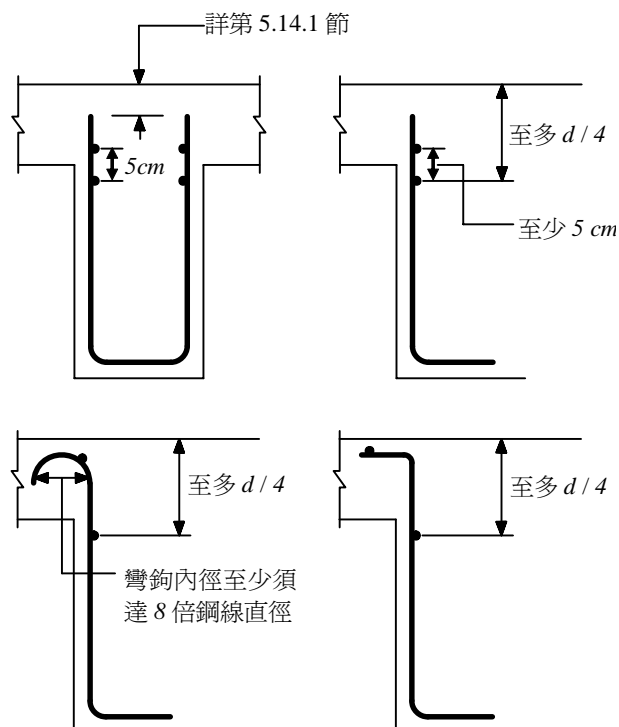
銲接光面鋼線網之U型肋筋錨定需求如圖R5.14.2.3所示。在預鑄及預力構材中使用銲接鋼線網作抗剪鋼筋已很普遍。文獻[5.21]說明使用整片鋼線網作抗剪鋼筋之理由。

圖R5.14.2.4顯示單肢銲接鋼線網使用縱向鋼線暨適當之埋置長度在構材之壓力和拉力側分別錨定。圖R5.14.2.4要求拉力區最外緣之縱向鋼線須和最外側之拉力主筋同高，這是要求鋼線網能對抗拉鋼筋處之混凝土劈裂提供圍束功能。

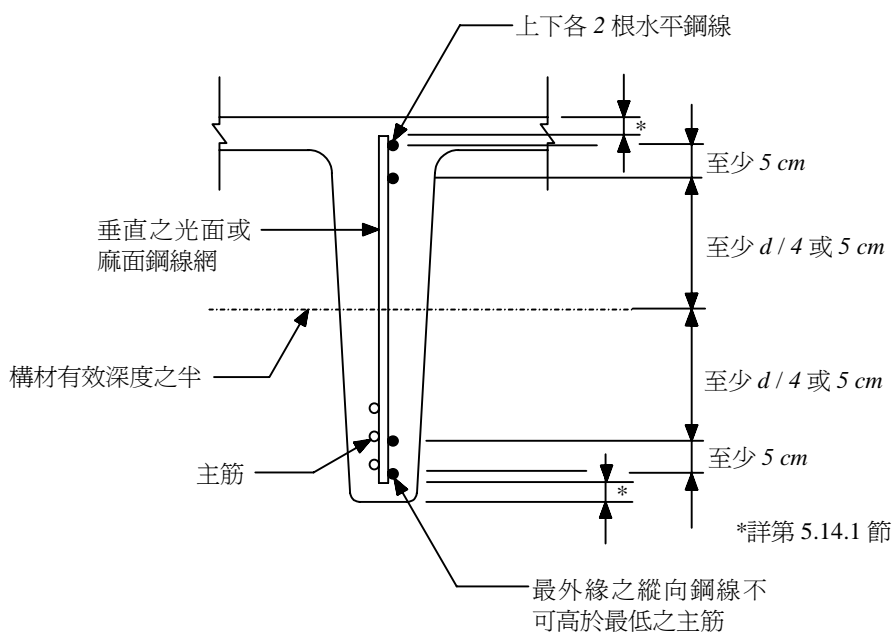
在欄柵版構造中，對小號鋼筋或鋼線之肋筋端部錨定可以標準彎鉤完成，而不必鉤住縱向鋼筋。



圖R5.14.2 腹筋端部之錨定



圖R5.14.2.3 銲接光面鋼線網肋筋端部在受壓區之錨定



圖R5.14.2.4 單肢銲接鋼線網抗剪肋筋之錨定

- 5.14.3 單 U 形或複 U 形肋筋兩錨端間之每一彎曲須繞於縱向鋼筋上。
- 5.14.4 彎起縱向鋼筋作腹筋時，伸入受拉區內者須與縱向鋼筋連續，伸入受壓區內者須於超過有效深度中線之後錨定之，其伸展長度應依第 5.3 節之規定。
- 5.14.5 以成對 U 形肋筋或箍筋組成閉合肋筋者，若其搭接長度已達 $1.3l_d$ 則應認為適當之續接。構材深度在 45 cm 以上者，若肋筋各肢均已延伸至構材全部可用深度，且其搭接每肢計算之 $A_b f_{yt}$ 不超過 4,000 kgf 者，亦應認為適當。

5.15 鋼筋之續接—通則

解說：

續接應儘可能遠離鋼筋之最大拉應力處，第5.16節中之受拉搭接即鼓勵此項措施。

5.15.1 鋼筋之續接可採用搭接、銲接或機械式續接器。

5.15.2 搭接

5.15.2.1 大於 $D36$ 之鋼筋，除第 5.17.2 及 8.9.2.3 節規定者外，不得搭接。

5.15.2.2 成束鋼筋中個別鋼筋之搭接長度，應以其單一鋼筋所需搭接長度為基本，再依第 5.5 節之規定予以修正，束中各根鋼筋之搭接位置不得相互重疊。成束鋼筋不可作整束之搭接。

5.15.2.3 受撓構材中鋼筋作不接觸搭接時，其側向間距不得大於搭接長度之 $1/5$ 或 15cm 。

解說：

由於缺乏實驗之佐證，故禁止大於 $D36$ 之鋼筋作受壓或受拉搭接。僅有的例外為第 5.17.2 及 8.9.2.3 節中所允許 $D43$ 或 $D57$ 鋼筋可與 $D36$ 或較小之鋼筋作受壓搭接。

依據第 5.16.1 節及 5.17.1 節所計算而得之 ℓ_d 是供個別鋼筋使用，因為鋼筋和混凝土之握裹傳遞界面減少，所以成束鋼筋內個別鋼筋之搭接長度應該予以放大。成束鋼筋僅可做單一鋼筋個別搭接，不得作整束之搭接。

作不接觸搭接之鋼筋若相距太遠時，其可能會造成無鋼筋之混凝土弱面。而側向間距不得大於搭接長度之 $1/5$ ，即為強迫可能之裂縫須遵循一較曲折之路徑(5比1之斜率)。至於另加側向最大間距 15 cm 之限制，是源自絕大多數之搭接實驗的鋼筋間距均不大於 15 cm 之故。

5.15.3 銲接或機械式續接器

5.15.3.1 除本規範規定者外，所有銲接須符合其他有關規定。

5.15.3.2 全銲續接應發展其抗拉強度至少達鋼筋以 $1.25f_y$ 計得之強度，且須考慮鋼筋之可銲性，銲接接合型式及續接位置應明示於設計圖說。

5.15.3.3 機械式續接器續接應發展其抗拉或抗壓強度至少達鋼筋以 $1.25f_y$ 計得之強度外，尚須考慮其滑動量、延展性、伸長率、實測強度、續接位置、續接器間距、保護層厚度等對構材之影響，並符合其他有關規定。

機械式續接器之續接性能須與續接位置相配合並應明示於設計圖說。

5.15.3.4 僅 $D16$ 鋼筋及較小者之銲接或機械式續接器可不符合第 5.15.3.2 或 5.15.3.3 節之要求，但須依第 5.16.4 節之規定使用。

解說：

鋼筋在未查驗其可銲性並挑選適當之銲接程序者，不得銲接。本規範要求鋼筋之銲接須按美國銲接學會“*Structural Welding Code - Reinforcing Steel (ANSI/AWS D1.4)*”之規定辦理。*ANSI/AWS D1.4* 要求個別鋼筋應按其化學組成來決定其銲接所需之預熱及中繼溫度。

全銲續接主要是供主構材中大號鋼筋($D19$ 或以上)所使用。要求銲接鋼筋之抗拉強度可達規定降伏強度 f_y 之 1.25 倍以保證確實之銲接，亦確保了足夠之抗壓能力。由於本規範在設計時要求鋼筋之最大應力需達降伏強度 f_y ，因此必須要求續接具超越 f_y 的強度，以使構材在發展出降伏前不致遭受續接處之脆性破壞。對續接強度要求超過 f_y 達 25% ，乃考慮兼顧結構安全及實務經濟之要求。

本規範取消了鋼筋全銲續接須為對銲之限制，這是因為ANSI/AWS D1.4已允許間接對銲(*indirect butt welds*)，但對D22鋼筋及較大者仍以直接對銲為宜。水淬鋼筋不利於銲接(包括瓦斯壓接)式續接，應加留意。

使用機械式續接器之鋼筋需可發展 $1.25f_y$ 之抗拉或抗壓強度，其理由和全銲續接者同。

機械式續接器續接除其強度規定外，應考慮滑動量、延展性、伸長率、實測強度、續接位置、續接器間距、保護層厚度等對構材之強度、裂縫寬度、延展性、耐久性等之影響。鋼筋之機械式續接器尚無國家標準，結構工程學會訂定之「鋼筋續接器續接規範與解說」^[5.32]可供參考

由於國內常用鋼筋實際之降伏強度變異性較大，常較標稱降伏強度高出甚多， $1.25f_y$ 之規定對全銲續接與機械式續接之使用恐有安全之慮。

5.16 受拉竹節鋼筋及麻面鋼線之續接

5.16.1 受拉竹節鋼筋及麻面鋼線之搭接須符合表 5.16.1 之規定。

表 5.16.1 受拉搭接之等級

搭接等級	鋼筋情況
甲級	符合： (1) 在規定搭接長度內鋼筋之使用量至少為分析需要量之兩倍；且 (2) 在搭接長度內之搭接鋼筋面積百分比不大於 50%者。
乙級	其他

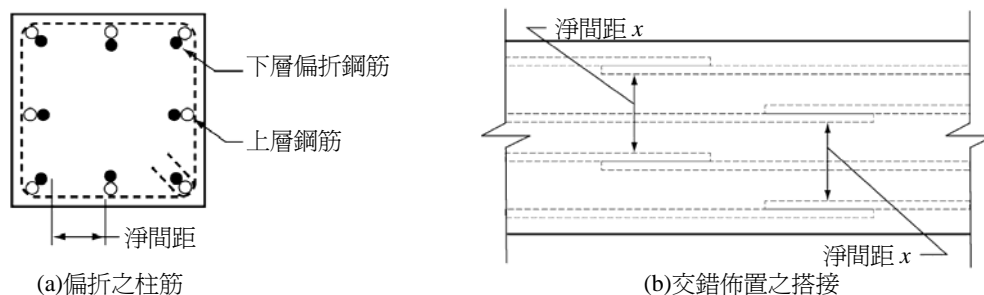
解說：

受拉搭接長度區分為甲、乙兩級，並規定搭接長度為伸展長度 l_d 之倍數，伸展長度 l_d 詳見第5.3節。由於搭接分級規定已對搭接處反應超量鋼筋之狀況，故對 l_d 之計算不可重覆使用第5.3.5節之超量鋼筋修正因數，至於其它關於間距及保護層、箍筋用量、頂層鋼筋、輕質混凝土及環氧樹脂塗布等修正因數均需考慮。

柱鋼筋之搭接若使用偏折處理時，其鋼筋淨間距之估算如圖R5.16.1(a)所示；又鋼筋之搭接作錯置處理時，其淨間距『 x 』可如圖R5.16.1(b)所示。鋼筋之偏折請詳見規範第13.7.1節之規定。

早期規範中所認定之搭接長度分成甲乙丙三級，他們分別為伸展長度 l_d 之1.0倍，1.4倍，及1.7倍。但基於搭接與伸展長度相似之本質^[5.4.5.5]，且伸展長度已在圍束效應之修正後趨向安全和準確，故本規範已取消係數為1.7之丙級搭接。

本規範仍保留係數為1.3之乙級搭接，其理由為(1)鼓勵搭接能作交錯排置；(2)鼓勵搭接能在低應力區內佈置。雖然搭接和伸展具有相同之握裹強度，但搭接之鋼筋滑移量是比伸展者為大。故藉乙級搭接係數1.3，來鼓勵搭接之錯置並降低搭接鋼筋組之應力，這可減少搭接鋼筋之滑移量以幫助搭接區之裂縫控制，並可限制應力從搭接鋼筋傳遞到相鄰未搭接鋼筋之機會。



圖R5.16.1 搭接鋼筋之淨間距

5.16.2 受拉搭接之最小搭接長度如表 5.16.2 所示，且不得小於 30 cm。

表 5.16.2 受拉之最小搭接長度

分級	搭接長度
甲級	$1.0l_d$
乙級	$1.3l_d$

l_d 為依第 5.3 節中發展 f_y 全值所需之受拉伸展長度，惟不適用第 5.3.5 節之修正。

5.16.3 續接處之鋼筋面積小於分析所需鋼筋面積之兩倍時，其銲接或機械式續接器之續接應符合第 5.15.3.2 或 5.15.3.3 節之規定。

5.16.4 $D16$ 或較小鋼筋之銲接或機械式續接器若不符合第 5.15.3.2 或 5.15.3.3 節之要求時，其銲接或機械式續接器之續接應符合下列規定：

5.16.4.1 續接位置應錯開 60 cm 以上。

5.16.4.2 計算每一斷面鋼筋之受拉強度時，續接鋼筋應力可依規定之續接強度計算，但不得大於 f_y 。未續接鋼筋應力則應以 f_y 乘以該斷面兩側較短之埋設長度與所需 l_d 之比值，計算其強度，但不得大於 f_y 。

5.16.4.3 任一斷面鋼筋之受拉強度至少應為分析計得之兩倍，且不得小於 $1,400 \text{ kgf/cm}^2$ 乘以配置之總拉力鋼筋量。

5.16.5 受拉繫材鋼筋之續接，應依第 5.15.3.2 或 5.15.3.3 節規定使用全銲續接或可靠之機械式續接器，相鄰鋼筋之續接至少須錯開 75 cm。

解說：

在界定構材是否屬於受拉繫材時，應考慮構材之重要性、功能、設計細節、和應力狀況等。而本規範所謂之受拉繫材應具有下列性質：斷面上所有之鋼筋均需發展其抗拉強度；且其周邊混凝土保護層均為有限者。例如拱之繫桿、高架支承結構之吊桿或桁架之拉力桿等均為受拉繫材。但對常見之巨積圓形水池而言，由於其壁內鋼筋之間距甚大而且供續接錯置之空間亦甚足夠，故其不歸類為受拉繫材，其鋼筋之接續可用乙級搭接處理。

5.17 受壓竹節鋼筋之續接

解說：

抗壓鋼筋之握裹行為不會受到橫向拉裂縫之影響，所以受壓搭接之規範條文就不若受拉搭接者嚴格。

5.17.1 受壓竹節鋼筋之搭接長度如表 5.17.1 所示，且不得小於 30 cm；當混凝土之 f'_c 小於 210 kgf/cm^2 時，搭接長度須增加 1/3。

表 5.17.1 受壓搭接之最小長度

鋼筋情況	搭接長度
$f_y \leq 4,200 \text{ kgf/cm}^2$	$0.0071d_b f_y$
$f_y > 4,200 \text{ kgf/cm}^2$	$(0.013f_y - 24)d_b$

解說：

實驗結果^[5.1.5.22]顯示鋼筋抗壓搭接強度主要是靠鋼筋端部之支承壓力而得，因此在搭接長度加倍但端部支承不變時，其抗壓搭接長度不會呈等比例增加。因此，鋼筋規定降伏強度超過 $4,200 \text{ kgf/cm}^2$ 時，其抗壓搭接長度遠比鋼筋規定降伏強度 f_y 低於 $4,200 \text{ kgf/cm}^2$ 者為長。

5.17.2 不同直徑之受壓鋼筋搭接時，其搭接長度應為大號鋼筋之伸展長度或小號鋼筋之搭接長度兩者之大值。 $D43$ 或 $D57$ 鋼筋可與 $D36$ 或較小之鋼筋搭接。

解說：

對不同直徑之受壓鋼筋作搭接時，本規範要求其搭接長度為(1)小號鋼筋之受壓搭接長度；(2)大號鋼筋之受壓伸展長度，兩者取大值。而此項要求之理由如下：對相同根數但不同直徑之鋼筋作抗壓搭接時，其鋼筋應負擔之壓力是以小號鋼筋為準，故小號鋼筋之搭接長度應為設計對象。但大號鋼筋會因混凝土乾縮和潛變的影響，而負擔額外的壓力，故這些大號鋼筋的壓力應在其伸展長度內釋放出來，以供小號鋼筋和周遭之混凝土共同承接。因此，大號鋼筋之伸展長度也應作設計之考慮。

5.17.3 銲接或機械式續接器用於受壓續接時，應符合第 5.15.3.2 或 5.15.3.3 節之規定。

5.17.4 端承續接

5.17.4.1 端承續接僅能用於含有閉合箍筋、閉合肋筋或螺箍筋之構材內。

5.17.4.2 僅受壓力之主筋，在端承續接處鋼筋兩端應平正切割並以適當配件保持其在同一軸心承接以傳遞壓力。

5.17.4.3 端承續接鋼筋之端面應平整且與軸心垂直，其偏差不得大於 1.5° ；以適當配件結固後，接觸面之偏差不得大於 3° 。

解說：

絕大部分之端承續接均使用於承壓柱之垂直主筋。若鋼筋有明顯之偏斜時，則其端承續接就需特別處理。端承續接是限用於含閉合箍筋等構材內，其目的是要求含端承續接之斷面仍保有若干的抗剪強度。需注意耐震柱之主筋不可使用端承續接。

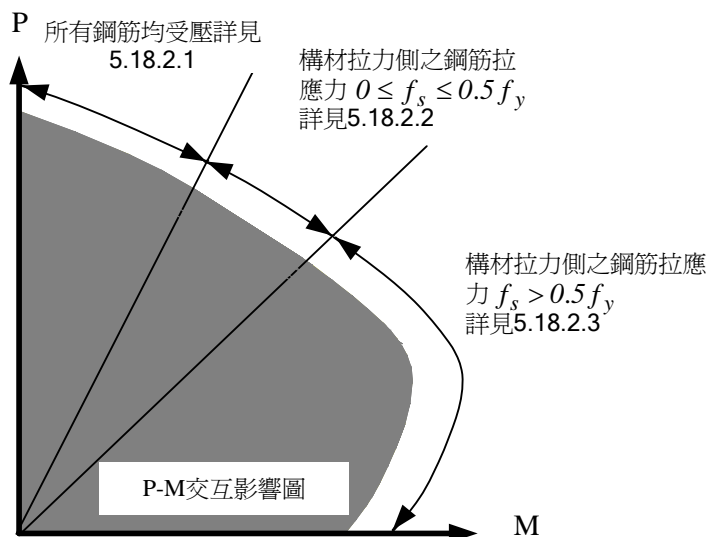
5.18 柱筋續接之特別規定

5.18.1 柱筋之續接應滿足所有載重組合之要求，而其搭接、對銲續接、機械式續接器或端承續接之使用須符合第 5.18.2 至 5.18.4 節之規定。

解說：

若柱同時承受軸力及彎矩作用，則柱之一側就會出現拉應力，如圖R5.18所示。一旦柱出現拉力區，本節就要求柱筋作抗拉續接。就算是分析顯示柱僅承受壓力，但本節仍要求柱於每側均至少提供該側主筋面積乘以 $0.25f_y$ 之拉力強度。

需要注意到柱筋之續接應滿足所有載重組合之要求。例如柱之鋼筋量係由垂直力之載重組合所控制，但柱鋼筋仍需抵抗含風力或地震力之載重組合所引發的拉力，故該柱之主筋仍需使用抗拉續接。



圖R5.18 柱筋續接之特別規定

5.18.2 柱筋之搭接

5.18.2.1 在設計載重作用下柱筋只承受壓力時，則其搭接須符合第 5.17.1 及 5.17.2 節之規定，且按其適用狀況須符合下列要求：

- (1) 橫箍柱在壓力作用下，若其柱筋在搭接長度內被有效面積不小於 $0.0015hs$ 之橫箍筋所圍束，則其受壓搭接長度可乘 0.83 予以折減，惟不小於 30 cm 。其中有效面積是指垂直於斷面尺寸 h 方向之箍筋面積和。
- (2) 螺箍柱在壓力作用下，若其柱筋在搭接長度內被螺箍筋所圍束，則其受壓搭接長度可乘 0.75 予以折減，惟不小於 30 cm 。

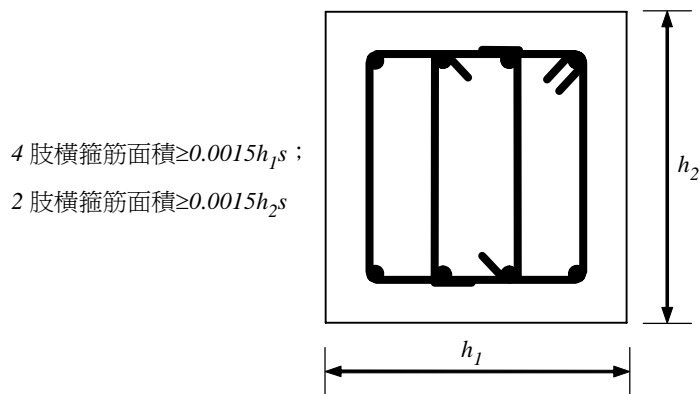
5.18.2.2 在設計載重作用下柱筋承受拉力時，符合下列三條件者其搭接長度可用表 5.16.2 中之甲級，否則須為乙級：

- (1) 柱筋拉應力不超過 $0.5f_y$ 。
- (2) 柱任一斷面之搭接鋼筋面積百分比不大於 50% 。
- (3) 柱筋搭接位置至少錯開 ℓ_d 。

5.18.2.3 在設計載重下柱筋承受之拉應力超過 $0.5f_y$ 時，柱筋搭接長度應採用表 5.16.2 中之乙級搭接。

解說：

受壓柱筋在搭接長度內被有效面積不小於 $0.0015hs$ 之橫箍筋所圍束，則其受壓搭接長度可乘 0.83 予以折減。圍束箍筋量之計算應對方形柱之兩個主軸方向均作查驗。以圖R5.18.2所示之柱為例，若柱之彎曲軸為水平軸時，則有效箍筋面積係以垂直彎曲軸之4肢計算，而 h_1 則為平行彎曲軸之柱寬度。當然，對圖R5.18.2中柱之垂直彎曲方向亦需以2肢計算驗證其箍筋量是否足夠。



圖R5.18.2 橫箍柱中圍束箍筋量之計算

5.18.3 柱筋之銲接或機械式續接器

柱筋之銲接或機械式續接器之使用須符合第 5.15.3.2 或 5.15.3.3 節之規定。

解說：

柱筋續接可使用銲接或機械式續接器，惟其需可發展 $1.25f_y$ 之抗拉或抗壓強度。上述抗壓強度係因混凝土之乾縮及潛變會造成柱筋負擔額外壓力之故。

5.18.4 柱筋之端承續接

柱筋僅承受壓力時可使用符合第 5.17.4 節規定之端承續接，惟每側至少須保有該側主筋面積乘以 $0.25f_y$ 之拉力強度。上述之拉力強度可藉續接位置之交錯或在續接處另加連續鋼筋而得。

5.19 受拉銲接麻面鋼線網之搭接

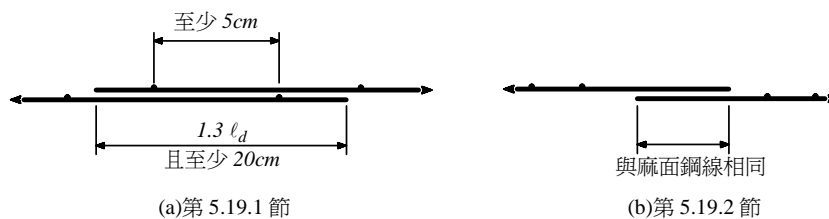
5.19.1 銲接麻面鋼線網搭接時，鋼線網外緣間之搭接長度不得少於 $1.3\ell_d$ 或 20 cm ；其最外側橫向鋼線間之搭接長度不得少於 5 cm ， ℓ_d 為發展 f_y 全值所需之伸展長度，其值應依第 5.8 節之規定計算，惟 ℓ_d 可不受極小值 20 cm 之限制。

5.19.2 若在搭接長度範圍內無橫向鋼線時，銲接麻面鋼線網之搭接應依第 5.16 節麻面鋼線之規定。

5.19.3 當麻面鋼線網在其鋼線伸展方向摻有光面鋼線，或麻面鋼線網和光面鋼線網搭接時，則其搭接長度應依第 5.20 節計算之。

解說：

受拉銲接麻面鋼線網之搭接長度規定係參考實驗數據^[5.23]而得，其要求如圖R5.19所示。



圖R5.19 麻面鋼線網之搭接

5.20 受拉銲接光面鋼線網之搭接

- 5.20.1 若鋼線搭接處之鋼線面積 A_s 小於分析需要量之 2 倍時，其介於兩搭接鋼線網最外橫向鋼線間之搭接長度不得小於一網格長度再加 5 cm，或 $1.5\ell_d$ ，或 15 cm，以值大者為準。 ℓ_d 為發展 f_y 全值所需之伸展長度，其值應為第 5.9 節規定之伸展長度，惟 ℓ_d 可不受極小值 15 cm 之限制。
- 5.20.2 若鋼線搭接處之鋼線面積 A_s 等於或大於分析需要量之 2 倍時，其介於兩搭接鋼線網最外橫向鋼線間之搭接長度不得小於 5 cm，亦不小於 $1.5\ell_d$ 。 ℓ_d 之計算同第 5.20.1 節之規定。

解說：

光面鋼線網之搭接強度主要是由橫向鋼線之錨定所提供，至於縱向鋼線之直線搭接長度則貢獻不大。因此光面鋼線網之搭接是以規定橫向鋼線之重疊狀況為主，並不強調鋼線之直徑或長度。在搭接長度中 5 cm 之額外要求是為增加鋼線網之重疊效應，並提供空間以確保混凝土在鋼線網間之密實性。實驗^[5.24]顯示鋼線直徑大且間距小之光面鋼線網需要較長之搭接長度，因此本規範要求光面鋼線網之搭接需包含長度 $1.5\ell_d$ 之校核，並有最短 15 cm 之限制。其中伸展長度 ℓ_d 是根據第 5.9 節計算，但不受最小值 15 cm 限制。圖 R5.20 顯示光面鋼線網之搭接要求。

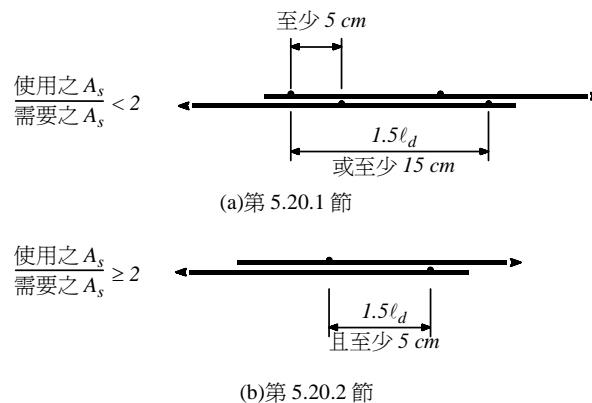


圖 R5.20 光面鋼線網之搭接

參考文獻

- [5.1] ACI Committee 408, "Bond Stress—The State of the Art," ACI JOURNAL, *Proceedings* V. 63, No. 11, Nov. 1966, pp. 1161-1188.
- [5.2] ACI Committee 408, "Suggested Development, Splice, and Standard Hook Provisions for Deformed Bars in Tension," (ACI 408.1R-90), American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 1990, 3 pp. Also *ACI Manual of Concrete Practice*.
- [5.3] Jirsa, J. O.; Lutz, L. A.; and Gergely, P., "Rationale for Suggested Development, Splice, and Standard Hook Provisions for Deformed Bars in Tension," *Concrete International: Design & Construction*, V. 1, No. 7, July 1979, pp. 47-61.
- [5.4] Orangun, C. O.; Jirsa, J. O.; and Breen, J. E., "A Reevaluation of Test Data on Development Length and Splices," ACI JOURNAL, *Proceedings* V. 74, No. 3, Mar. 1977, pp. 114-122.
- [5.5] 黃世建、陳正平、王森源、龍思靖，「竹節鋼筋在混凝土中之伸展、搭接與配置」，結構工程，第九卷，第四期，Oct. 1994, pp. 51-78。

- [5.6] Moehle, J. P.; Wallace, J. W.; and Hwang, S. J., "Anchorage Lengths for Straight Bars in Tension," *ACI Structural Journal*, V. 88, No. 5, Sept. - Oct. 1991, pp. 531-537.
- [5.7] 黃世建, 「美國 ACI 318-95 規範在鋼筋抗拉伸展與續接設計之變革」, 美國 ACI 318-95 結構混凝土工程設計規範變革研討會論文集, 中華民國結構工程學會, 台北, 民國85年5月。
- [5.8] Jirsa, J. O., and Breen, J. E., "Influence of Casting Position and Shear on Development and Splice Length—Design Recommendations," *Research Report 242-3F*, Center for Transportation Research, Bureau of Engineering Research, University of Texas at Austin, Nov. 1981.
- [5.9] Jeanty, P. R.; Mitchell, D.; and Mirza, M. S., "Investigation of 'Top Bar' Effects in Beams," *ACI Structural Journal* V. 85, No. 3, May-June 1988, pp. 251-257.
- [5.10] Treece, R. A., "Bond Strength of Epoxy-Coated Reinforcing Bars," Master's thesis, Department of Civil Engineering, University of Texas at Austin, May 1987.
- [5.11] Johnston, D. W., and Zia, P., "Bond Characteristics of Epoxy-Coated Reinforcing Bars," Department of Civil Engineering, North Carolina State University, *Report No. FHWA/NC/82-002*, Aug. 1982.
- [5.12] Mathey, R. G., and Clifton, J. R., "Bond of Coated Reinforcing Bars in Concrete," *Journal of the Structural Division*, ASCE, V. 102, No. ST1, Jan. 1976, pp. 215-228.
- [5.13] Hamad, B. S.; Jirsa, J. O.; and D'Abreu, N. I., "Anchorage Strength of Epoxy-Coated Hooked Bars," *ACI Structural Journal*, V. 90, No. 2, Mar.-Apr. 1993, pp. 210-217.
- [5.14] Bartoletti, S. J., and Jirsa, J. O., "Effects of Epoxy-Coating on Anchorage and Development of Welded Wire Fabric," *ACI Structural Journal*, V. 92, No. 6, Nov.-Dec. 1995, pp. 757-764.
- [5.15] 中國土木水利工程學會, "混凝土工程施工規範(土木402-80)", 中國土木水利工程學會混凝土工程委員會研究報告(10), Dec. 1991, 171 pp。
- [5.16] Kaar, P., and Magura, D., "Effect of Strand Blanketing on Performance of Prestensioned Girders," *Journal of the Prestressed Concrete Institute*, V. 10, No. 6, Dec. 1965, pp. 20-34.
- [5.17] Hanson, N. W., and Kaar, P. H., "Flexural Bond Tests Prestensioned Beams," *ACI JOURNAL, Proceedings* V. 55, No. 7, Jan. 1959, pp. 783-802.
- [5.18] Kaar, P. H.; La Fraugh, R. W.; and Mass, M. A., "Influence of Concrete Strength on Strand Transfer Length," *Journal of the Prestressed Concrete Institute*, V. 8, No. 5, Oct. 1963, pp. 47-67.
- [5.19] Rabbat, B. G.; Kaar, P. H.; Russell, H. G.; and Bruce, R. N., Jr., "Fatigue Tests of Prestensioned Girders with Blanketed and Draped Strands," *Journal of the Prestressed Concrete Institute*, V. 24, No. 4, July-Aug. 1979, pp. 88-114.
- [5.20] Rogowsky, D. M., and MacGregor, J. G., "Design of Reinforced Concrete Deep Beams," *Concrete International: Design & Construction*, V. 8, No. 8, Aug. 1986, pp. 46-58.
- [5.21] Joint PCI/WRI Ad Hoc Committee on Welded Wire Fabric for Shear Reinforcement, "Welded Wire Fabric for Shear Reinforcement," *Journal of the Prestressed Concrete Institute*, V. 25, No. 4, July-Aug. 1980, pp. 32-36.
- [5.22] Pfister, J. F., and Mattock, A. H., "High Strength Bars as Concrete Reinforcement, Part 5: Lapped Splices in Concentrically Loaded Columns," *Journal*, PCA Research and Development Laboratories, V. 5, No. 2, May 1963, pp. 27-40.
- [5.23] Lloyd, J. P., and Kesler, C. E., "Behavior of One-Way Slabs Reinforced with Deformed Wire and Deformed Wire Fabric," *T&AM Report No. 323*, University of Illinois, 1969, 129 pp.
- [5.24] Lloyd, J. P., "Splice Requirements for One-Way Slabs Reinforced with Smooth Welded Wire Fabric,"

Publication No. R(S)4, Civil Engineering, Oklahoma State University, June 1971, 37 pp.

- [5.25] Azizinamini, A.; Pavel, R.; Hatfield, E.; and Ghosh, S. K., "Behavior of Spliced Reinforcing Bars Embedded in High-Strength Concrete," *ACI Structural Journal*, V. 96, No. 5, Sept.-Oct. 1999, pp. 826-835.
- [5.26] Azizinamini, A.; Darwin, D.; Eligehausen, R.; Pavel, R.; and Ghosh, S. K., "Proposed Modifications to ACI 318-95 Development and Splice Provisions for High-Strength Concrete," *ACI Structural Journal*, V. 96, No. 6, Nov.-Dec. 1999, pp. 922-926.
- [5.27] Jirsa, J. O., and Marques, J. L. G., "A Study of Hooked Bar Anchorages in Beam-Column Joints," *ACI JOURNAL, Proceedings* V. 72, No. 5, May 1975, pp. 198-200.
- [5.28] Rose, D. R., and Russell, B. W., 1997, "Investigation of Standardized Tests to Measure the Bond Performance of Prestressing Strand," *PCI Journal*, V. 42, No. 4, Jul.-Aug., 1997, pp. 56-60.
- [5.29] Logan, D. R., "Acceptance Criteria for Bond Quality of Strand for Pretensioned Prestressed Concrete Applications," *PCI Journal*, V. 42, No. 2, Mar.-Apr., 1997, pp. 52-90.
- [5.30] Martin, L., and Korkosz, W., "Strength of Prestressed Members at Sections Where Strands Are Not Fully Developed," *PCI Journal*, V. 40, No. 5, Sept.-Oct. 1995, pp. 58-66.
- [5.31] *PCI Design Handbook — Precast and Prestressed Concrete*, 5th Edition, Precast/Prestressed Concrete Institute, Chicago, IL, 1998, pp. 4-27 to 4-29.
- [5.32] 中華民國結構工程學會鋼筋混凝土結構委員會，「鋼筋續接器續接規範工作小組工作報告」，中華民國結構工程學會研究報告，CSSE 96-01，民國九十六年六月。

第六章 雙向版系

6.1 符號

b_w = 梁腹寬度或圓形斷面之直徑； cm 。

b_1 = 沿彎矩考慮方向跨度量測之臨界斷面之寬度； cm 。

b_2 = 垂直於 b_1 之臨界斷面寬度； cm 。

c_1 = 矩形或相當矩形柱、柱頭或托架沿彎矩計算方向之尺寸； cm 。

c_2 = 矩形或相當矩形柱、柱頭或托架垂直於彎矩計算方向之尺寸； cm 。

C = 斷面扭力常數，其計算參閱第 6.7.4.2 節。

對 T 形或 L 形斷面之 C 常數應為所分割成之矩形部分之 C 值之和。

E_{cb} = 梁混凝土之彈性模數； kgf/cm^2 。

E_{cs} = 版混凝土之彈性模數； kgf/cm^2 。

h = 構材總厚或全深； cm 。

h_b = 翼緣下方至梁底面之深度，參閱第 6.3.4 節； cm 。

h_f = 翼緣厚度，參閱第 6.3.4 節； cm 。

I_b = 梁總斷面對其中心軸之慣性矩，參閱第 6.3.4 節； cm^4 。

I_s = 版總斷面對其中心軸之慣性矩，用於計算 α_ϕ 及 β_t ； cm^4 。

K_t = 構材之扭曲勁度；單位轉角之彎矩。

l_n = 淨跨度，兩支承面間之距離； cm 。

l_1 = 跨度，在設計彎矩方向之支承中心間距離。

l_2 = 垂直於 l_1 方向之跨度，支承中心間之距離。

M_o = 總靜定設計彎矩。

M_u = 斷面之設計彎矩； $kgf-cm$ 。

q_{Du} = 單位面積之設計靜載重。

q_{Lu} = 單位面積之設計活載重。

q_u = 版之單位面積之設計載重。

V_c = 混凝土之剪力計算強度，參閱第 4.4 節； kgf 。

V_u = 斷面之設計剪力； kgf 。

x = 斷面內各矩形之短邊長度； cm 。

y = 斷面內各矩形之長邊長度； cm 。

α_f = 梁與版之撓曲勁度比，其中版之寬度以梁兩邊之版中心線為界，參閱第 6.4.6 節。

α_{f1} = l_1 方向之 α_f 。

α_{f2} = l_2 方向之 α_f 。

β_t = 邊梁斷面扭曲勁度與版撓曲勁度之比值，其中版之寬度等於該邊梁支承中心至中心之跨度，參閱第 6.7.4 節。

γ_f = 版柱接頭處未平衡彎矩由撓曲所傳遞之因數，參閱第 6.6.3.2 節式(6-1)。

γ_v = $1-\gamma_f$ ；版柱接頭處未平衡彎矩由偏心剪力所傳遞之因數，參閱第 4.13.6.1 節。

$\rho = \frac{A_s}{bd}$ ；非預力受拉鋼筋比。

ρ_b = 產生平衡應變狀態之鋼筋比，參閱第 3.4.2 節解說及附篇 B.3 節。

ϕ = 強度折減因數，參閱第 2.3 節、第 D.5.4 和 D.5.5 節。

6.2 範圍

6.2.1 本章之雙向版系係指各支承間含梁或無梁之雙向受撓版。

6.2.2 雙向版系可支承於柱或牆，其結構尺寸 c_1 、 c_2 及 l_n 須由有效支承面積來決定。有效支承面積是指版或柱頭版之底面與包含於柱和柱冠或托架內且以不大於 45° 角向外擴展之最大正圓錐、正角錐或斜楔之相交部分之面積。

6.2.3 本章適用於雙向實心版，及以固定或可移動填塊形成之雙向肋梁或欄柵版。

6.2.4 按本章設計之最小版厚須符合第 2.11.3 節之規定。

解說：

本章之設計方法均係根據一系列有效之試驗結果分析^[6.1-6.7]，及各種版系行為記錄而得，主要考慮撓曲鋼筋之選用及其配置，使版系可以確實將載重經由撓曲彎矩、扭矩及剪力傳遞到柱系。有關扭矩及剪力之設計準則列於本規範之第四章。

本章所涵蓋之基本設計原理，原則上可應用於所有承受垂直載重之平面結構系統。然而，特殊設計規定及使用實例顯示，本章方法僅應用於有限之系統如：平版系(*flat slabs*)、片版系(*flat plates*)、雙向版系(*two-way slabs*)及雙向肋梁版系(*waffle slabs*)。

雙向版系之分析及設計補充資料，請參閱ACI 340.4R[SP-17(S)]^[6.8]，此補充資料乃提供本章直接設計法與相當構架法之簡化應用。

對於有梁版，本章之設計僅適用於格間角落具有柱或近於無變位之支承。雙向版之一向具有小梁，而於另一向具有大梁支承者，其分析與設計必須考慮到小梁與大梁之變位上之契合關係。當版系之一邊全長支承於牆時，可將牆視為勁度無限大之梁；但牆支承長未達版之一邊全長時，可視之為扁長柱處理之。

本章規定不包含單向版，因其配筋僅於單向抵抗撓曲應力；直接澆置於土壤上之鋪面版，因無須傳遞其他結構體上之載重至土壤，本章也不予論述。

6.3 定義

6.3.1 柱列帶為柱中心線每側寬 $l_2/4$ 或 $l_1/4$ (以較小者為準)之部分；柱列帶中若有梁時，亦應包含之。

6.3.2 中間帶為相鄰兩柱列帶間之部分。

6.3.3 格間為由其四周之柱、梁或牆中心線所圍成之部分。

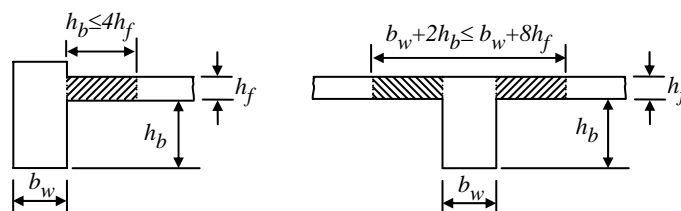
解說：

依定義所述，格間包括柱中心線之間所有撓曲單元，故柱列帶若有梁，則應包含該梁在內。

6.3.4 整體澆置或合成構造之含梁雙向版，設計時梁翼緣每側懸出寬度等於該梁突出版上或版下之梁深，以值大者為準，但不得大於版厚之 4 倍。

解說：

整體澆置或合成構造之含梁雙向版，可將部分版寬當作有效翼緣之規定如圖R6.3.4所示。



圖R6.3.4 版作為梁之有效翼緣例

- 6.3.5 如使用柱頭版係為減少柱頂上平版的負彎矩鋼筋量或最小平版厚時，柱頭版下突出部分不得少於平版厚度之 $1/4$ 。柱頭版應由支承中心向每面延伸至少為該向支承中心間跨度之 $1/6$ 。

解說：

符合本節規定之柱頭版，可用於減少第6.4.7節規定之柱頂上平版的負彎矩鋼筋量，或用於減少最小平版厚度如第2.11.3節規定。小於本節規定之柱頭版厚度或範圍亦可用於增加平版之剪力強度。

6.4 版之鋼筋

- 6.4.1 雙向版系之鋼筋面積應由其臨界面之彎矩計算，但不得小於第 13.11 節之規定。
6.4.2 版在臨界面處之鋼筋間距不得大於版厚之兩倍，惟肋版鋼筋配置可不受此限。

解說：

實心版臨界面處之鋼筋間距規定不得大於版厚之兩倍，此規定乃在確保版之行為及減少裂縫，以及達到版上小範圍內確能承擔集中載重之能力，惟肋版鋼筋配置可不受此限。

雙向版系之鋼筋應符合第13.11節最少溫度鋼筋比。

- 6.4.3 所有垂直於不連續邊之正彎矩鋼筋必須延伸至版邊，並至少延伸 15 cm 直伸或彎鉤埋入邊梁、牆或柱內。
6.4.4 所有垂直於不連續邊之負彎矩鋼筋必須以彎折、彎鉤或其他方式錨定於邊梁、牆或柱內，其在支承面之伸展長度應符合第五章之有關規定。
6.4.5 若版未以邊梁或牆為支承或版懸伸於支承外者，則鋼筋得在版端內錨定之。

解說：

邊梁上之版彎矩可能會因邊界情況而有很大的變化。若邊梁嵌築於支承之鋼筋混凝土牆，則版系於該邊界狀況接近固接；若邊梁之下未有鋼筋混凝土牆，則版於該邊之支撐狀況將依邊梁或版端之扭轉勁度而定，而接近簡支承。於一般結構體中版之邊界常有無法預知如上述兩極端情況，因而訂有此等鋼筋錨定之規定。

- 6.4.6 版支承於梁，若其 α_f 值大於 1.0 ，則版之外角隅處應按下列規定配置角隅鋼筋加強之：
版支承於邊牆或支承於任一 α_f 值大於 1.0 之邊梁，則版之外角隅處應按下列規定配置角隅鋼筋加強之：
6.4.6.1 角隅鋼筋不論在版頂或版底亦得各以兩組鋼筋與版邊平行排置。角隅鋼筋之數量不論在版頂或版底均應等於版內單位寬度最大正彎矩所需之數量。
不論在版頂或版底之單位版寬所需角隅鋼筋量，均應按版內單位版寬最大正彎矩設

計。

6.4.6.2 角隅鋼筋在版之頂面及底面均須置放，頂面者須與由該角所引之對角線平行，底面者須與該對角線垂直。

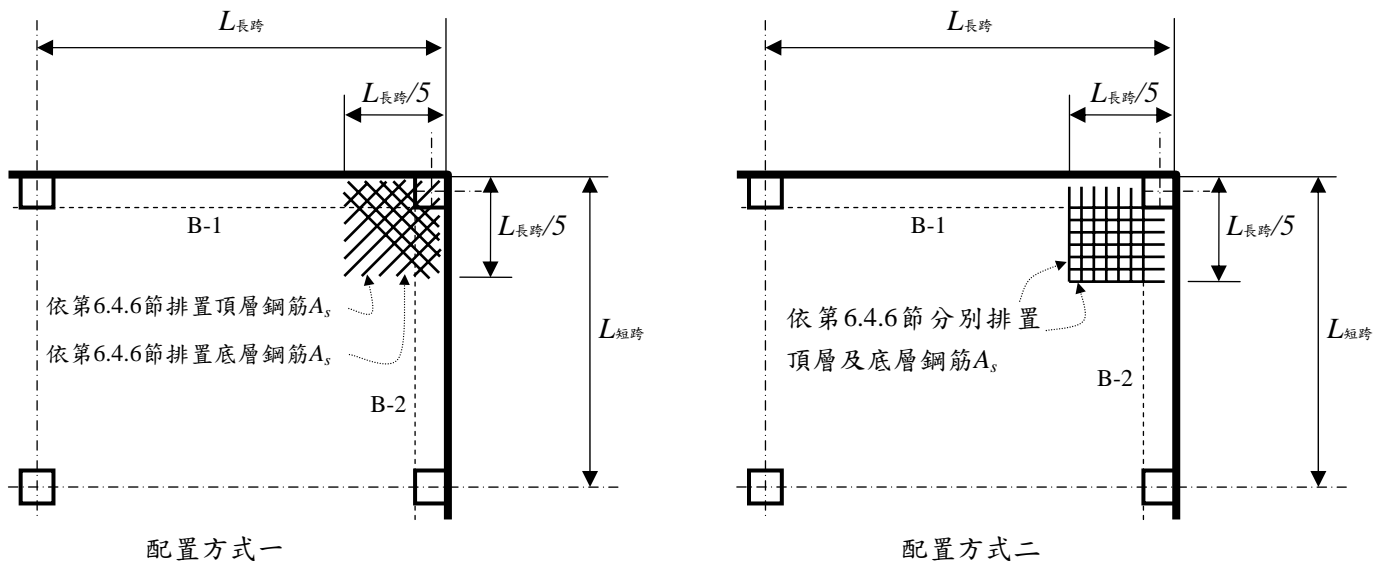
角隅彎矩之作用軸線，假設在版頂面係垂直於該角所引之對角線；在版底面則平行於該對角線。

6.4.6.3 角隅鋼筋應置放在每個方向距角隅 $1/5$ 長向跨度範圍內。

6.4.6.4 角隅鋼筋在版之頂面及底面均須置放，頂面者須平行於該角之對角線，底面者須垂直於該對角線。角隅鋼筋亦得在版頂與版底處，各以兩組鋼筋與版邊平行排置。

解說：

雙向版承載時之角隅有向上翹之趨勢，若此上翹趨勢被邊牆或邊梁束制時，將在版之角隅產生彎矩，須配置鋼筋以承受此彎矩並控制裂縫。配置鋼筋量須滿足兩主方向彎矩之需求，可參見圖R6.4.6。圖R6.4.6為標示角隅鋼筋配置之最小範圍，個別鋼筋之錨定長度應符合相關規定。



註：

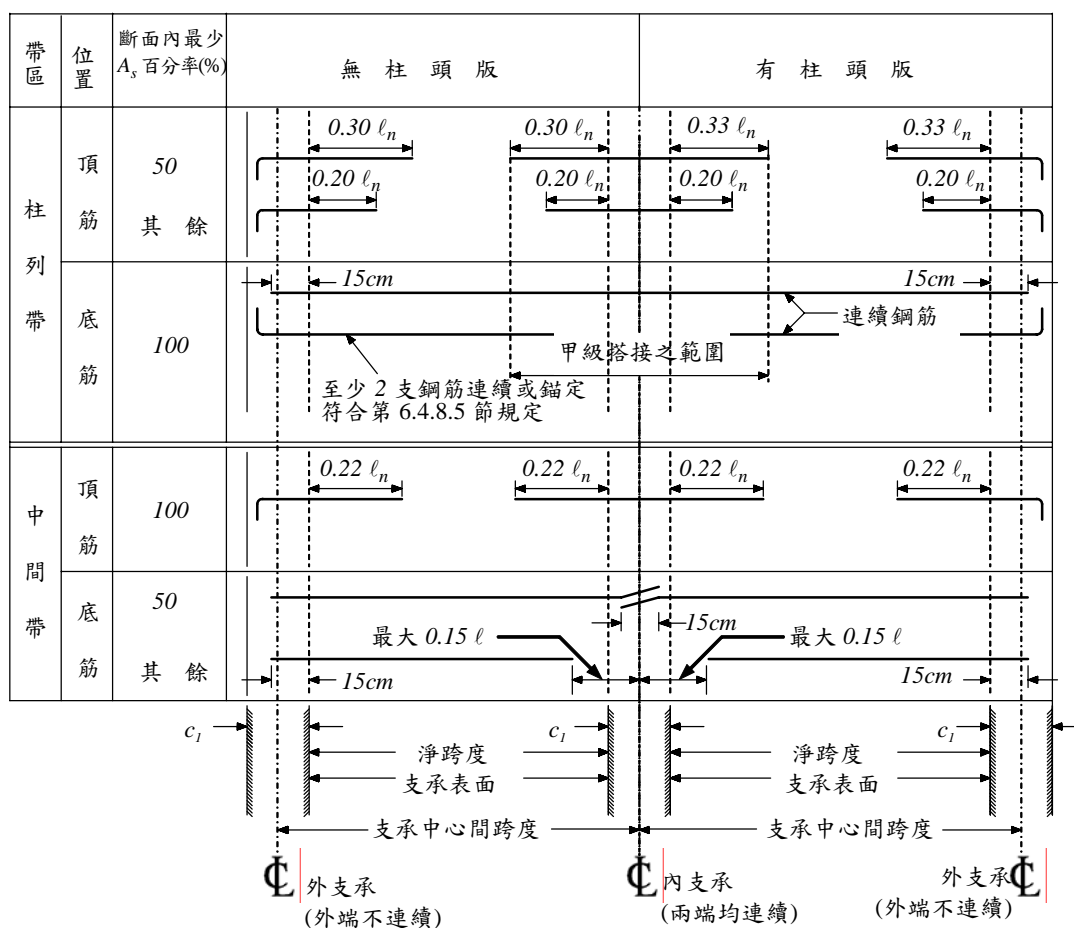
- (1)若邊梁B-1或B-2之 $\alpha_f > 1.0$ 則版之外角隅處須配置角隅鋼筋。
- (2)角隅鋼筋之間距不得大於2倍版厚。

圖R6.4.6 版之外角隅鋼筋

6.4.7 如使用柱頭版以減少柱頂上平版之負彎矩鋼筋量，則柱頭版之大小應符合第 6.3.5 節規定。計算所需版鋼筋量時，柱頭版在版下突出厚度之計算值不得大於柱頭版邊緣至柱邊緣或柱冠邊緣間距離之 $1/4$ 。

6.4.8 無梁版之鋼筋細則

- 6.4.8.1 除按第 6.4 節之其他規定外，鋼筋在無梁版中之最小延伸長度應符合圖 6.4.8 之規定。
- 6.4.8.2 相鄰兩跨度不相等時，圖 6.4.8 所示負彎矩鋼筋在支承面外之延伸長度應以較長跨度計算。
- 6.4.8.3 彎起鋼筋僅在版之深跨比容許其彎角不大於 45° 時方得使用。
- 6.4.8.4 對有側移構架內之版，其鋼筋長度應按分析所得之值設置，惟不得小於圖 6.4.8 所示之長度。
- 6.4.8.5 兩向柱列帶內所有底層鋼筋或鋼線應連續或如圖 6.4.8 所示做甲級搭接、符合第 5.15.3 節規定之機械式續接或銲接，且至少需有二根底層鋼筋或鋼線連續穿過柱心，並應錨定在外支承處。
- 6.4.8.6 具有剪力頭之版及昇版者，至少應於每向設有兩支握裹之底鋼筋或鋼線通過剪力頭或昇版之金屬軸環，而盡可能接近柱並連續之，或以甲級搭接續接之。在外柱處，則鋼筋應錨定於剪力頭或金屬軸環。



解說：

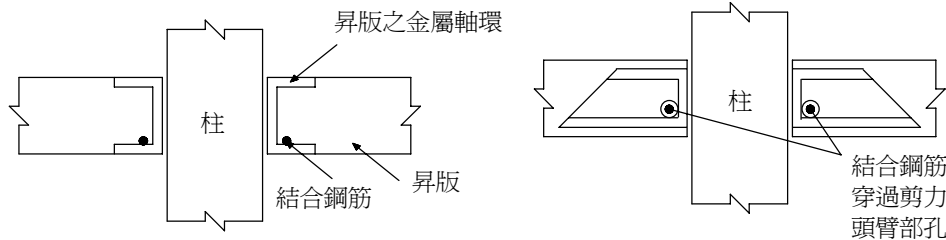
由於施工不方便，實際設計例很少，故於本次規範修正時，已將彎起鋼筋排列從圖 6.4.8 中刪除。但

並不表示被禁用，若要使用彎起鋼筋排列詳細請參閱前版規範中之規定。

以雙向版當作有側移構架抵抗側力之構件時，依垂直載重與側向載重組合作用產生之彎矩，作設計所需之鋼筋量及鋼筋長度不得少於圖6.4.8之規定。

本規範要求柱列帶內至少需有二根底層鋼筋或鋼線連續穿過柱心之規定，其用意在於使樓版於柱邊發生穿孔剪力破壞後，使版尚具贅餘能力。本規範已允許機械式續接與銲接。

第6.4.8.6節之規定係為防止在支承處單一穿孔剪力破壞，所需結合用鋼之規定如圖R6.4.8.6所示。



圖R6.4.8.6 結合鋼筋位置

6.5 版之開孔

6.5.1 版之開孔若經分析判知其設計強度足以承受設計載重，且符合所有使用性包括撓度限制等條件，則開孔大小不受限制。

6.5.2 未經第 6.5.1 節規定分析之無梁版系若按下列規定得以開孔：

6.5.2.1 兩中間帶之交區內可有任何大小之開孔，惟格間鋼筋須維持未開孔時之需要量。

6.5.2.2 兩柱列帶相交區內開孔之每向寬度不得大於柱列帶寬度之 $1/8$ ，因開孔所截斷之鋼筋須在孔口四周等量補加。

6.5.2.3 柱列帶與中間帶相交區內每向被開孔截斷之鋼筋量不得大於該向所需鋼筋量之 $1/4$ ，因開孔截斷之鋼筋須在孔口四周等量補加。

6.5.2.4 剪力設計應符合第 4.13.5 節之有關規定。

6.6 設計步驟

6.6.1 雙向版系之設計必須滿足力之平衡條件及應變一致性，其設計強度足以承受設計載重，並須滿足含撓度限制在內之所有使用性條件。

6.6.1.1 承受垂直載重時，雙向版系之版與梁於其支承及支承柱或牆間構成正交構架者，可按本章第 6.7 節之直接設計法或第 6.8 節之相當構架法設計之。

6.6.1.2 承受側向載重時，有側移構架之分析應考慮裂縫及鋼筋對構架桿件勁度之影響。

6.6.1.3 垂直載重分析結果可與側向載重分析結果合併設計。

解說：

依本節之規定，設計時可直接引用結構力學基本原理之分析結果，然仍須顯示其確實可達到安全及使用性之規定。版系設計可以綜合採用彈性體傳統解、有限元素法或降伏線分析法之數值解，並求取版系支承周圍之剪力、扭力及撓曲彎矩等。

設計者必須考慮到版系之設計，不僅涵蓋其分析而已；應配合版系可能承受之載重、計算應力之可靠性，及結構之變形等，尚須憑其知識及實務經驗，針對版系之尺寸作適當的調整。

對雙向版垂直載重分析方法而言，本章所提供兩種方法之特別規定，僅限使用於承受垂直載重之正交構架，詳細可按本章第 6.7 節之直接設計法，或按第 6.8 節之相當構架法設計之。此兩種方法均可應用

於含梁之雙向版系、平版系及片版系，分配到版臨界斷面之彎矩可反應由於裂縫或支承型式降低元件勁度之影響。

於側向力(地震力或風力)分析時，彎矩之放大係數與實際之側向位移成正比。於結構使用年限中，舉凡施工載重、經常性載重、可預期之超載、及體積改變等均會造成版系之裂縫。裂縫會引致版系勁度之減少，尤以有側移構架之版系更為顯著。當側向力作用於構架時，版系之裂縫會造成側移量之增加。版系之裂縫影響必須計入勁度假設中，使風力或地震引致之側移不致低估。若勁度值無法由裂縫效應準確分析獲得，則版構件有效斷面慣性矩可由開裂斷面計算之，或依實驗結果^[6.9,6.10]整理之公式，如式(2-1)所示，計算得到有效慣性矩，再分析計算其有效勁度。

設計者可撰擇經證實能滿足平衡條件及應變一致性，且能契合實驗結果之任何分析方法。一些可用之設計步驟可參考文獻^[6.11]。就有側移構架之版系而言，版構件具裂縫者可採用『等值寬度』為格間全寬之25%至50%來反應勁度之折減。

版構件之勁度依 l_2/l_1 、 c_1/l_1 、 c_2/c_1 等參數而變，並與第6.6.3.2節所規定版寬內集中配置鋼筋有關。此集中配置鋼筋可傳遞撓曲不平衡彎矩，並可避免版及柱區提前降伏和軟化，而增強勁度。

有側移構架中，版梁應採用最低之勁度假設值以估算合理之側位移。含結構牆之構架系統，其勁度應作更精細之計算，方能以合宜之比例分配其側力及彎矩。

6.6.2 支承間之版與梁之任何斷面應按其設計彎矩設計之。

6.6.3 若因重力載重、風力、地震力或其他側向力引起版與柱間之不平衡彎矩 M_u 之傳遞時，其中部分應按第6.6.3.2及6.6.3.3節之規定由撓曲傳遞之。

6.6.3.1 不平衡彎矩未經由撓曲傳遞之部分，則應依第4.13.6節規定由偏心剪力傳遞之。

6.6.3.2 部分不平衡彎矩 $\gamma_f M_u$ 經由撓曲傳遞時，其有效版寬為柱或柱冠兩側外各加版或柱頭版厚之1.5倍，此處 M_u 為待傳遞之不平衡彎矩，且

$$\gamma_f = \frac{1}{1 + (2/3) \sqrt{b_1/b_2}} \quad (6-1)$$

解說：

本節針對無梁版系而言。經試驗研究結果顯示，除非對抵抗扭矩及剪力有特殊之設計，專用於撓曲傳遞不平衡彎矩至柱之鋼筋，應配置於距柱邊兩側各 $1.5h$ (即版或柱頭版厚之1.5倍)之範圍內。柱四週版之剪應力應按第4.13.2節之規定計算之。

6.6.3.3 外支承處版系之不平衡彎矩若其轉軸平行於支承外緣時，且 V_u 於邊支承處不超過 $0.75\phi V_c$ ，或於角落支承處不超過 $0.5\phi V_c$ ，則式(6-1)中之 γ_f 值應可提高為1.0；內支承處之不平衡彎矩或外支承處之不平衡彎矩其轉軸垂直於支承外緣時，若 V_u 於支承處不超過 $0.4\phi V_c$ ，則式(6-1)中之 γ_f 值應可最多提高25%。按本節調整 γ_f 時，於第6.6.3.2節中規定之有效版寬內之鋼筋比不得超過 $0.375\rho_b$ ；於預力版系中，其 γ_f 不得作任何調整。

解說：

於某些情況下，設計者得不修改構件尺寸而調整由剪力傳遞之彎矩大小。依最近之試驗顯示，在版系之內外支承處之不平衡彎矩，經由剪力及撓曲傳遞之比例可彈性分配。

在外支承處之設計剪力(不含由彎矩傳遞引致之剪力)於邊柱不超過第4.13.2.1節所規定之剪力強度 ϕV_c

之75%，於角柱不超過50%，經由偏心剪力傳遞之不平衡彎矩部分 $\gamma_f M_u$ 得以酌減。試驗顯示，外支承處之剪力與不平衡彎矩間並無明顯之互制作用^[6.14,6.15]，惟應注意當 $\gamma_f M_u$ 減少時，則 $\gamma_f M_u$ 會增加。

試驗顯示，在內支承處之不平衡彎矩經由剪力及撓曲傳遞之比例亦可彈性分配，惟其限制較外支承嚴格。若內支承處之設計剪力(不含由彎矩傳遞引致之剪力)不超過第4.13.2.1節所規定之剪力強度 ϕV_c 之40%，則不平衡彎矩撓曲傳遞部分得增加25%。

由試驗顯示，版柱接頭須具高度韌性，因剪力與不平衡彎矩間之互制作用甚為密切。當設計剪力很大時，版柱接頭常不能讓在有效翼寬內之所有鋼筋發揮作用；按本節調整 γ_f 時，於第6.6.3.2節中規定之有效版寬內之部分不平衡彎矩 $\gamma_f M_u$ 所需鋼筋比不得超過 $0.375\rho_b$ ；於預力版系中，其 γ_f 不得作任何調整。

對式(6-1)之 γ_f 無法依本節修正之版柱接頭，一般顯示有應力超過之情況。第6.6.3.3節之規定旨在增進柱版系間接合處之韌性。當內支承兩面發生反向彎矩時，上下層主筋應集中在有效寬度內，且上層鋼筋對底層鋼筋之比值約以2為宜。

6.6.3.4 應以密集配置或加設鋼筋於柱頭上以抵抗第6.6.3.2節所示有效版寬內之彎矩。

6.6.4 版之載重經由剪力及扭力傳遞至支承牆或柱之設計，應按第四章之有關規定。

6.7 直接設計法

解說：

直接設計法為版與梁之斷面上彎矩分配規則，用以滿足安全性與大多數使用性之需求。

直接設計法涵蓋三個基本步驟如下：

- (1) 計算總靜力設計彎矩。(如第6.7.2節)
- (2) 由總靜力設計彎矩分配計算正、負設計彎矩。(如第6.7.3節)
- (3) 由正、負設計彎矩分配計算柱列帶、中間帶及梁等之設計彎矩。(如第6.7.4至6.7.6節)

6.7.1 使用限制

符合下列條件之雙向版得按直接設計法設計之。

- 6.7.1.1 版之每向至少須有三個連續跨度。
- 6.7.1.2 版之格間須為矩形，其長短跨度(支承中心間距)之比值不得大於2。
- 6.7.1.3 版之每向相鄰兩跨度之差不得大於較長跨度之1/3。
- 6.7.1.4 柱偏離柱列中心線之距離不得大於偏向跨度之1/10。
- 6.7.1.5 所有載重均須為垂直均佈於全格間，且活載重不得大於靜載重之2倍。
- 6.7.1.6 若版格間四周均有梁，相互垂直兩方向梁之相對勁度比值應符合式(6-2)之規定。

$$0.2 \leq \frac{\alpha_{f1} \ell_2^2}{\alpha_{f2} \ell_1^2} \leq 5.0 \quad (6-2)$$

其中 α_{f1} 及 α_{f2} 依式(6-3)計算之。

$$\alpha_f = \frac{E_{cb} I_b}{E_{cs} I_s} \quad (6-3)$$

- 6.7.1.7 第2.6節所容許之彎矩再分配不適用於雙向版系之直接設計法，參閱第6.7.7節。
- 6.7.1.8 雖與上列各條件不符，但經分析證實其符合第6.6.1節之規定者，亦可按直接設計

法設計之。

解說：

由於直接設計法是根據有梁版和無梁版之彎矩分析理論步驟、簡化設計與施工程序之要求，及往例之版系行為等所發展出來的。故版系依直接設計法設計時，應循此發展時考慮之特性，並依本節設定之各項限制設計之。

第6.7.1.1節規定至少須有三個連續跨度的基本理由，在於限制結構體中僅有兩個連續跨度時，其內支承負彎矩之大小不適用。由於直接設計法應用時，版系所假設之第一個內支承負彎矩斷面，既非旋轉固定亦非不連續端情況，故以至少三個連續跨度之版系作限制較能符合原假設。

第6.7.1.2節若版系中長、短跨度之比值大於 2 時，則於短跨方向所承擔彎矩作用顯然呈單向版行為，故作此限制。

第6.7.1.3節規定版系相鄰兩跨度之差不得大於較長跨度之 $1/3$ 。其用意在於配合圖6.4.8上之規定，以避免於負鋼筋斷點之外尚有負彎矩存在。

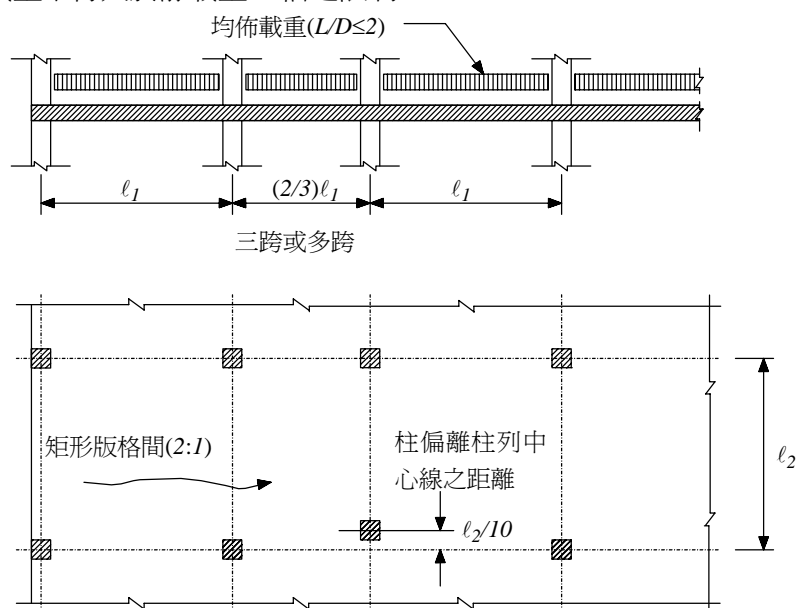
第6.7.1.4節每柱偏離正常矩形柱列中心線得在偏向跨度之 $1/10$ 以內，該跨間各柱之偏離柱列中心線總值不得超過該跨度之 $1/5$ ，如圖R6.7.1.4所示。

第6.7.1.5節直接設計法是依據全格間承受垂直載重時，由靜力作用以柱支承之結果分析而得。至於側向力(風力、地震力等)作用結果須作構架分析。當基礎筏基版作為雙向版設計時，採用已知之柱作用載重，即使假設基土反力為均佈情況，仍須作構架分析始符合要求。本版修訂中，將活載重對靜載重比值由 3 降為 2。主要是由於大部分版系此比值均少於 2，並不須作載重分佈效用之分析檢驗。

第6.7.1.6節版格間四周梁於相互垂直兩方向梁之相對勁度比值必須不小於 0.2 ，且不大於 5.0 。否則各部位彎矩之彈性分佈結果會產生與直接設計法所假設之彎矩呈明顯的差異。

第6.7.1.7節因直接設計法之彎矩屬近似值，故不適合作如第2.6節所容許之彎矩再分配。惟依第6.7.7節規定可作 10% 內之修正。

第6.7.1.8節雖與上列各限制條件不盡相符，若經由合乎學理之分析證實其符合第6.6.1節之規定者，亦可按直接設計法設計之。例如，版系承載非移動載重(如水池，於各格間均承相同載重)，則可不必要受第6.7.1.5節規定活載重不得大於靜載重 2 倍之限制。



圖R6.7.1.4 柱偏離柱列中心線之距離

6.7.2 跨間之總靜定設計彎矩

6.7.2.1 介於支承線與相鄰兩側格間中心線間之範圍為一設計帶。

6.7.2.2 每一跨間之總靜定設計彎矩為該方向之正設計彎矩與平均負設計彎矩之絕對值總和，其值不得小於

$$M_o = \frac{q_u l_2 l_n^2}{8} \quad (6-4)$$

式中 l_n 為計算總靜定設計彎矩方向之淨跨度。

6.7.2.3 如支承線兩側格間寬度不同時，式(6-4)中之 l_2 須取其平均寬度。

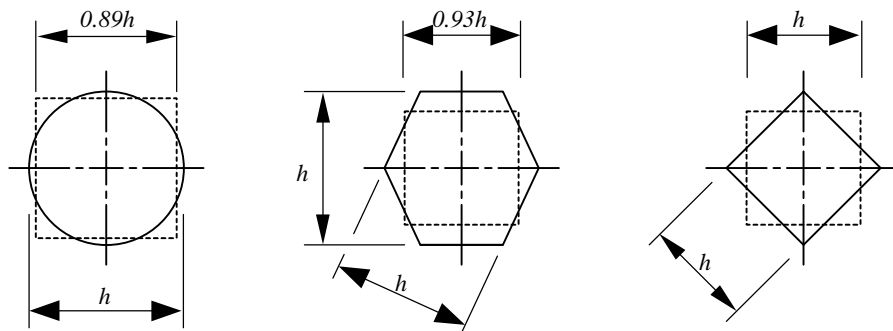
6.7.2.4 若一側為外側，則 l_2 為內側格間中心線至外側邊緣之距離。

6.7.2.5 淨跨度 l_n 為柱、柱冠、托架或牆之支承面間之距離，但不得小於 $0.65l_1$ ，圓形或正多邊形支承應按其相等面積之方形計算。

解說：

第6.7.2.2節由尼可氏(J.R.Nichol)之簡易推導得到式(6-4) [6.17]，是假設雙向版之反作用力集中於該跨間垂直跨度方向之支承面上。通常設計者可就相鄰各半格間，即包含一個柱列帶與其兩側之半中間帶之寬度去計算該跨間之總靜定設計彎矩。然該格間一側為外側時，則應依第6.7.2.4節之規定。

第6.7.2.5節若支承構材為圓形或正多邊形斷面時，應按其相等面積之方形計算其有效寬度，進而計算淨跨度。例如支承構材為圓形斷面，六角形斷面，及菱形斷面，則其有效相當方形之寬度分別為直徑之0.89倍，平行邊間距之0.93倍，及菱形邊長。如圖R6.7.2.5所示。



圖R6.7.2.5 支承構材之相當方形斷面

6.7.3 正設計彎矩及負設計彎矩

6.7.3.1 負設計彎矩應位於矩形支承之支承面，圓形或正多邊形支承則以其相等面積之方形邊緣作為支承面。

6.7.3.2 內跨間負設計彎矩為總靜定設計彎矩 M_o 之 65%，正設計彎矩為 M_o 之 35%。

6.7.3.3 端跨間之總靜定設計彎矩 M_o 按下表比率分配之：

	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)
	版外緣 無束制	版所有 支承間 均有梁	版所有內支 承間均無梁		版外緣 全束制
		無邊梁	有邊梁		
內支承負設計彎矩	0.75	0.70	0.70	0.70	0.65
正設計彎矩	0.63	0.57	0.52	0.50	0.35
外支承負設計彎矩	0.0	0.16	0.26	0.30	0.65

- 6.7.3.4 負彎矩斷面應按同一支承相連兩跨間，較大之負設計彎矩設計之，否則須將不平衡彎矩按其相鄰構材之勁度作分析分配之。
- 6.7.3.5 邊梁或版邊應能承受由外支承負設計彎矩所產生之扭力。
- 6.7.3.6 依第 6.6.3.1 節所規定之垂直載重彎矩由剪力偏心之彎矩傳遞於版與邊柱間應為 $0.3M_o$ 。

解說：

第6.7.3.3節端跨之彎矩係數乃根據參考文獻[6.18,6.19]及[6.20]所提相當柱勁度之關係所得。於第6.7.3.3節之表中(1)所列之彎矩係數是供版外緣無束制之情況使用，即版外緣係簡支承於磚石牆上或混凝土牆上。(5)所列之彎矩係數則供版外緣呈全束制之情況使用，即版外緣與勁度較版勁度大很多之支承RC牆相結成一體之情況。

最外緣無束制及完全束制以外之情況，表中之彎矩係數值，係經選取正彎矩及內負彎矩為上限值者，因此外側負彎矩則接近下限值。然外側負彎矩能力於大多數版系中乃受限於控制裂縫之最少鋼筋量。致最後選用係數經調整後則為正彎矩與內外負彎矩平均值之絕對值和為 M_o 。

雙向版四周均有梁之系統採用表中(2)之彎矩係數值；無內梁之版系如片版及平版則依無邊梁及有邊梁分別使用表中(3)及(4)之彎矩係數值設計之。

第6.7.3.4節在作支承設計時，須考慮到柱或其他形式支承之兩側版彎矩之差異量。若作不平衡彎矩分配分析時，所用之勁度可按各相關構材之混凝土全斷面推算之。

第6.7.3.5節負彎矩作用於版外側之邊梁(或版邊構材)者，必須將之傳遞到支柱或支承牆，故由此衍生之扭力應予探討。

6.7.4 柱列帶之設計彎矩

6.7.4.1 分配到柱列帶之內支承負設計彎矩之百分率應如下表，其中間值以內插法求之：

l_2 / l_1	0.5	1.0	2.0
$\alpha_{f1} l_2 / l_1 = 0$	75	75	75
$\alpha_{f1} l_2 / l_1 \geq 1.0$	90	75	45

6.7.4.2 分配到柱列帶之外支承負設計彎矩之百分率應如下表，其中間值以內插法求之：

l_2 / l_1	0.5	1.0	2.0	
$\alpha_{f1} l_2 / l_1 = 0$	$\beta_t = 0$	100	100	100
	$\beta_t \geq 2.5$	75	75	75
$\alpha_{f1} l_2 / l_1 \geq 1.0$	$\beta_t = 0$	100	100	100
	$\beta_t \geq 2.5$	90	75	45

其中 β_t 及 C 應分別由式(6-5)及式(6-6)計算求得，並據上表依線性內插法求得負設計彎矩之百分率。

$$\beta_t = \frac{E_{cb} C}{2E_{cs} I_s} \quad (6-5)$$

$$C = \sum \left(1 - 0.63 \frac{x}{y} \right) \frac{x^3 y}{3} \quad (6-6)$$

斷面如第 6.3.4 節規定者，對 T 形或 L 形斷面之 C 常數應為所分割成之矩形部分之

C 值之和。

6.7.4.3 如支承為柱或牆，其延伸寬度等於或大於設計帶寬 l_2 之 $3/4$ ，則負設計彎矩可視為均勻分佈於 l_2 。

6.7.4.4 分配到柱列帶之正設計彎矩之百分率應如下表，其中間值以內插法求之：

l_2 / l_1	0.5	1.0	2.0
$\alpha_{f1} l_2 / l_1 = 0$	60	60	60
$\alpha_{f1} l_2 / l_1 \geq 1.0$	90	75	45

6.7.4.5 支承間有梁之版，柱列帶未由梁承受之彎矩應由版承受之。

解說：

依據以往針對彈性版具有各種勁度邊梁之研究^[6.21]，及設定柱列帶、梁、及中間帶之彎矩係數，藉之設計，向來尚稱適宜。

為求以牆作邊界支承之半柱列帶彎矩，可利用式(6-4)，其 l_n 可設為平行於該柱列帶之相鄰柱列帶之柱與柱跨距之 l_n ；而該邊界牆可以視為勁度無限大之梁。

第6.7.4.2節中扭矩勁度參數 β_t 之效用乃在於設定柱列帶之外負設計彎矩；除非梁之扭矩勁度高於版之撓曲勁度，否則其值不影響中間帶之任何彎矩之設定。於 β_t 之定義中，其剪力模數採取梁混凝土彈性模數之半，即 $E_{cb}/2$ 。

當RC牆作為沿柱線而立之支承時，可視為勁度甚大之梁處理，其 $\alpha_{f1} l_2 / l_1$ 之值大於一。當外支承具有與決定該彎矩方向相垂直之牆時，若該牆為無法抵抗扭矩之圯工牆，則 β_t 可取零；若該牆為可抵抗大扭矩之RC牆，並與RC版澆置成一體者，則 β_t 可採用2.50。

6.7.5 梁之設計彎矩

6.7.5.1 如 $\alpha_{f1} l_2 / l_1 \geq 1.0$ ，支承間之梁應承受柱列帶彎矩之85%。

6.7.5.2 如 $0 < (\alpha_{f1} l_2 / l_1) < 1.0$ ，支承間之梁所應承受柱列帶彎矩之百分率介於0與85%間，以線性內插法求之。

6.7.5.3 除按第6.7.2.2、6.7.5.1及6.7.5.2節規定外，梁上直接載重包括梁在版上下突出部分之重量，所產生之彎矩應由梁承受。

解說：

直接作用於梁之載重係指一般包含於式(6-4)中 q_u 者以外之載重； q_u 為版之均佈靜載重、均佈天花板載重、樓版粉飾、相當均佈之隔間載重及活載重等。直接作用於梁之載重包括沿著梁中心線之隔間牆、梁上加柱或梁下吊掛之集中載重，及梁本身之靜載重。僅有作用於梁身寬度內(非梁之有效寬度)之載重才認定為梁直接載重。對於作用在版上位於梁身之外的線載重和集中載重，應予特別考慮以求取其作用於版及梁之比例。

6.7.6 中間帶之設計彎矩

6.7.6.1 正負設計彎矩除由柱列帶承受者外，其餘應由其兩側之半中間帶承受之。

6.7.6.2 中間帶之設計彎矩為兩相接半中間帶設計彎矩之和。

6.7.6.3 相鄰且平行於牆支承邊緣之中間帶，其設計彎矩應為靠第一內支承之半中間帶設計彎矩之兩倍。

6.7.7 設計彎矩之調整

格間內設計方向之正負設計彎矩應可增減 10%，但其總靜定設計彎矩不得小於式(6-4)。

6.7.8 含梁版系之設計剪力

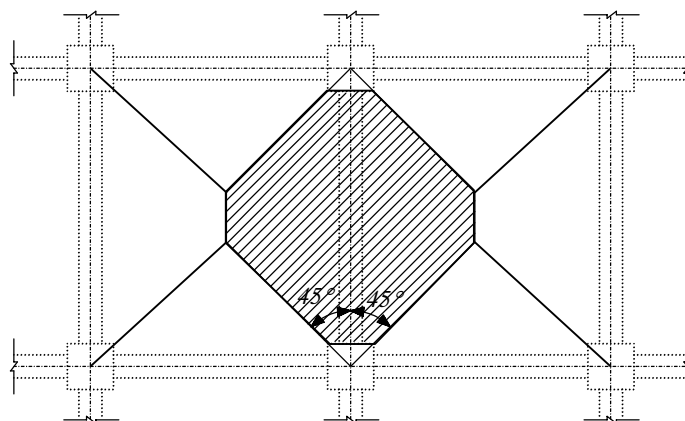
- 6.7.8.1 如 $\alpha_f l_2 / l_1 \geq 1.0$ ，梁應能承受自版格間隅角端作 45° 線與平行於長邊之格間內中線圍成之界內面積設計載重之剪力。
- 6.7.8.2 如 $\alpha_f l_2 / l_1 < 1.0$ ，梁應承受之剪力應可以線性內插法求之，並假設 $\alpha_f = 0$ 時梁無承重。
- 6.7.8.3 除按第 6.7.8.1 及 6.7.8.2 節規定外，梁應承受梁上直接載重所產生之設計剪力。
- 6.7.8.4 版之設計剪力應可按第 6.7.8.1 及 6.7.8.2 節規定之支承梁上載重分佈計算之。格間內版之總剪力應予核算。
- 6.7.8.5 剪力強度應符合第四章有關規定。

解說：

計算設計剪力用之分配面積如圖R6.7.8所示。

若梁勁度 $\alpha_f l_2 / l_1$ 小於 1.0 時，梁剪力可依線性插入法求算之，在此情況下，如第 6.7.8.4 節所述，梁未能將全部的剪力傳遞至柱，其餘之剪力由該柱週圍之樓版傳遞，並按平版傳遞剪力於柱內之方式設計。

於第 6.7.8.1 至 6.7.8.3 節中之規定並不用於梁扭矩之計算，蓋此等扭矩應以作用於梁側之撓曲彎矩為依據進行計算。



圖R 6.7.8 內梁承擔垂直載重分配面積

6.7.9 柱設計彎矩及牆設計彎矩

- 6.7.9.1 與版系整體澆鑄之柱及牆應能承受版系設計載重所產生之彎矩。
- 6.7.9.2 除經分析外，於內支承處版上下之柱或牆應按其勁度分別承受式(6-7)之彎矩。

$$M = 0.07 [(q_{Du} + 0.5 q_{Lu}) l_2 l_n^2 - q_{Du}' l_2' (l_n')^2] \quad (6-7)$$

式中 q_{Du}' ， l_2' ， l_n' 為短跨者。

解說：

式(6-7)係指兩毗鄰不等跨間之不平衡彎矩，假設於較長跨間上承受全部靜載及一半之活載，並於較短跨間僅受靜載重。

對無邊梁或無懸臂版之平版或片版，將版上彎矩傳遞到邊柱上之鋼筋設計及細部對其行為與安全均十分重要。應特別注意，並將其詳細設計如：通過柱頭處鋼筋減小其間距，或加配鋼筋等細部，應明示

於設計圖上。

6.8 相當構架法

解說：

所謂相當構架法，主要是將三維之版系以一系列之二維構架作替代，並就構架面內受力情形分析之。於構架上重要設計斷面上所求得之正負彎矩，可依照本章第6.7.4節(柱列帶)、第6.7.5節(梁)及第6.7.6節(中間帶)之規定分配到版斷面上。可參閱文獻[6.18~6.20]。

6.8.1 版系及其支承構材得按相當構架法分析其彎矩與剪力，並據以設計其斷面。相當構架法應基於第 6.8.2 至 6.8.6 節之假設。

6.8.1.1 柱冠如用金屬材料時，應可計及其對彎矩與剪力之勁度與抗力之影響。

6.8.1.2 柱與版由軸力產生之長度變化與由剪力產生之撓度應可不計。

6.8.2 相當構架

6.8.2.1 雙向版系結構可視為以建築物縱橫兩向柱列線為準之相當構架所組成。

6.8.2.2 相當構架係由一列柱或支承，與其兩側格間中線間之版梁所組成。

6.8.2.3 柱或支承應假設為經由橫向扭力構材(參閱第 6.8.5 節)連接於版梁，此扭力構材係延伸至柱兩側格間中心線。

6.8.2.4 外側相當構架為介於外側邊緣與其內側格間中線間之部分。

6.8.2.5 每一相當構架應可作整體分析，但垂直載重部分可作分層分析。分層分析時，每層版梁及其上下所連接之柱為一連續構架，並假設柱之遠端為固定。

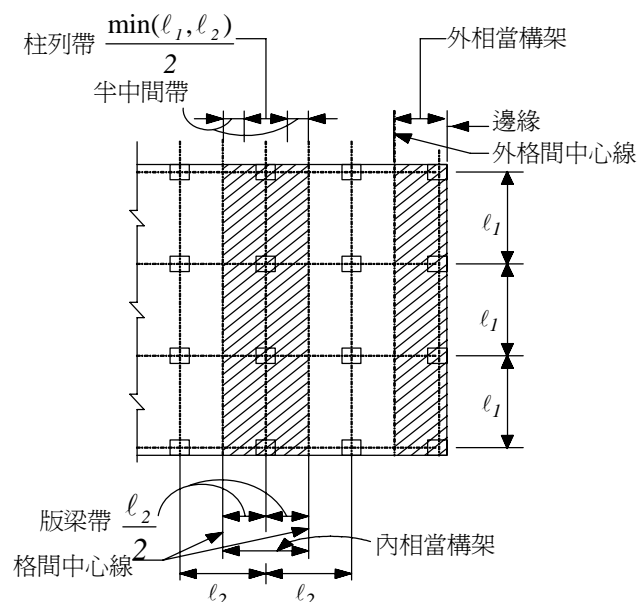
6.8.2.6 於求某一支承處之版梁彎矩時，如版梁在離該支承處兩格間外仍連續者，則在兩格間外處之版梁支承處應可假設為固定端。

解說：

相當構架之區分參閱圖R6.8.2。三維建築物可以用一系列之柱(或支承)中心線為中心與建築物等高之二維相當構架模擬，其寬度則以相鄰格間之中心線為界。全棟樓版系之完整分析，應包括縱向、橫向之內、外所有相當構架之分析。

相當構架包括三個主要部分：

- (1) 水平版梁，含與構架方向相同之梁。
- (2) 柱或其他垂直支承構材，含版上及版下部分。
- (3) 傳遞水平與垂直構材間彎矩之元件。



圖R6.8.2 相當構架之定義

6.8.3 版梁

- 6.8.3.1 版梁慣性矩沿軸向之變化應予考慮。
- 6.8.3.2 除梁柱接頭外，版梁(含柱冠)之斷面慣性矩應以其混凝土總斷面計算。
- 6.8.3.3 由柱中心至柱面、托架面或柱冠面間版梁之慣性矩應假設等於在柱面、托架面或柱冠面間版梁之慣性矩除以 $(1 - c_2 / l_2)^2$ 。

解說：

相當構架中之支承係指柱、柱冠、托架或牆，但不包含梁。第6.8.3.3節中 c_2 與 l_2 之定義參閱圖R6.8.2及圖R6.8.4。

6.8.4 柱

- 6.8.4.1 柱斷面慣性矩沿軸向之變化應予考慮。
- 6.8.4.2 除梁柱接頭外，柱及柱冠之斷面慣性矩應以其混凝土總斷面計算。
- 6.8.4.3 梁柱接頭處，柱在版梁內(由版梁之頂面至底面)之斷面慣性矩應假設為無限大。

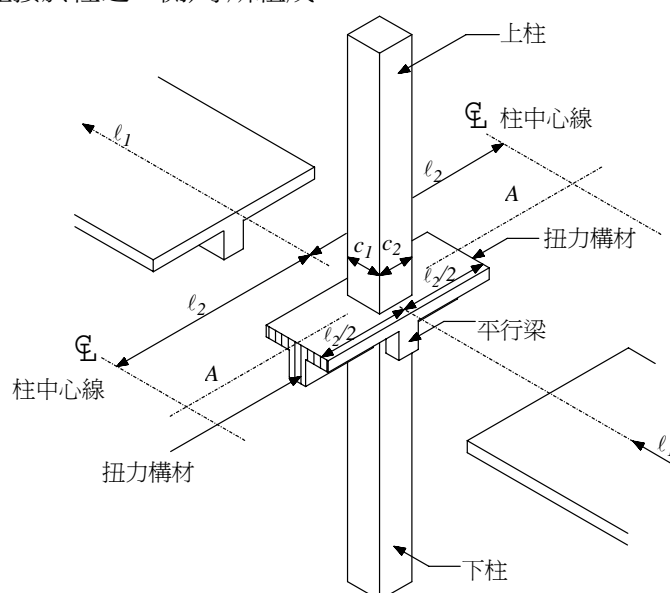
解說：

相當構架之柱勁度乃根據上層與下層版半厚面高程間之長度作為柱長推算之。柱斷面慣性矩乃依柱之橫斷面推算，若有柱冠則應考慮其影響而增加其慣性值。

相當柱可假設為版系上下柱及其連接之扭力構材所組成。此扭力構材為垂直於設計彎矩及介於兩側格間中線之版梁，參閱第6.8.5節。

柱之柔度修正，可經由計及版柱接合處會減少彎矩傳遞效應之扭力構材柔度而得，詳細之分析計算可參閱前版規範之第6.8.4節本文及解說。

圖R6.8.4中所示之相當柱，是由版梁上、下柱與接於柱兩側延伸至相鄰格間中心線之扭力構材(若為外構架，則此扭力構材僅接於柱之一側)等所組成。



圖R 6.8.4 相當柱(柱與扭力構材)

6.8.5 扭力構材

- 6.8.5.1 扭力構材(參閱第 6.8.2.3 節)應假設其全長為均等斷面，並具下列之最大者：

- (1) 寬度等於設計彎矩方向之柱寬、托架寬或柱冠寬之版。
- (2) 在整體澆築或完全合成之構造中，(1)項所指之版並應含橫向梁突出版頂及版底部分。
- (3) 按第 6.3.4 節規定之橫向梁。

6.8.5.2 如在設計彎矩方向有梁與柱連接時，其扭力構材之勁度應乘以格間中線間之全寬為版寬包含平行梁與不包含平行梁慣性矩之比值。

解說：

計算扭力構材之勁度時須作一些簡化之假設。在無梁之版梁情況下柱或柱冠同寬之版部分作為有效梁；在具有梁之版梁情況下，若視其為 T 型梁或 L 型梁作用時，則其有效翼緣寬度每側不得大於版厚之 4 倍，並假設在支承柱寬內之梁並無扭力轉動發生。

一般常見版系接頭之扭力構材，如圖 R6.8.5.1 所示。扭力構材之斷面採取第 6.8.5 節中所定義之三種狀況之最大者。

經各種版形狀三維分析研究之後，扭曲勁度之合理值可經由假設扭矩分佈沿扭力構材呈線性變化而獲得，即假設從柱心扭矩為最大依線性變化到版格間中心為零。由圖 R6.8.5.2 所顯示者，主要為單位扭矩沿柱心線之分佈扭矩圖及單位轉動圖等。

根據各種版系之三維分析結果(參閱前版規範之第 6.8.5 節本文及解說)可用下式計算扭力構材勁度 K_t ：

$$K_t = \sum \frac{9E_{cs}C}{\ell_2(1 - c_2/\ell_2)^3}$$

其中 C 值見符號說明。

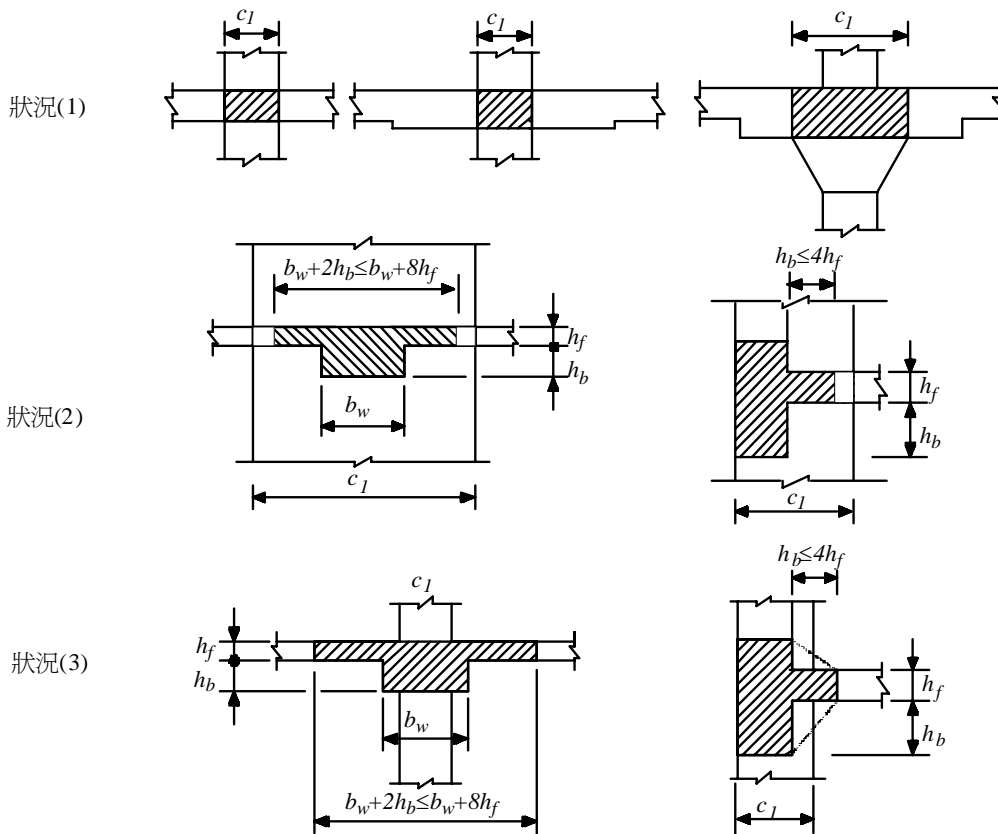


圖 R6.8.5.1 扭力構材



圖R6.8.5.2 單位扭矩沿圖R6.8.4柱中心線AA之分佈

6.8.6 活載重之配置

- 6.8.6.1 載重型態已知者，相當構架應按該載重分析之。
- 6.8.6.2 有變化之活載重但不超過靜載重之 $3/4$ ，或活載重特性係同時作用於所有格間者，應可按所有格間均配置全部設計活載重，計算所有斷面之最大設計彎矩。
- 6.8.6.3 未屬於第 6.8.6.2 節之其他載重情形，活載重應可配置如下：
 - (1) 計算任一格間中跨度之最大正設計彎矩，應可於該格間及每隔一格間配置 $3/4$ 全部設計活載重。
 - (2) 計算任一支承處之最大負設計彎矩，應可於該支承處相鄰兩格間配置 $3/4$ 全部設計活載重。
- 6.8.6.4 任何斷面之設計彎矩不得小於所有格間均配置全部設計活載重時所產生之彎矩。

解說：

僅取全部設計活載重之 $3/4$ 以求取最大正設計彎矩及最大負設計彎矩，主要理由為正、負最大彎矩不可能同時發生，且於毀壞之前最大彎矩會因彎矩重分配而減少。實際上由全部設計活載重作用時，會使局部應力過大，但尚能確保版系於彎矩重分配後之極限強度不低於承受全格間全部靜載和活載之需求能力。惟實際設計時，為求確保安全多未作此活載重之折減；為防止脆性破壞之危險，尤針對剪力強度檢算時，應不作任何活載重折減。

6.8.7 設計彎矩

- 6.8.7.1 在內支承處，柱列帶及中間帶負設計彎矩之臨界面可設在連接支承面之直線上，但離柱中心線之距離不得大於 $0.175l_1$ 。
- 6.8.7.2 有托架或柱冠之外支承處，負設計彎矩之臨界面可設在距支承面至托架或柱冠突出部分一半以內之處。
- 6.8.7.3 圓形或多邊形支承須用等面積之方形斷面決定負設計彎矩之臨界面位置。
- 6.8.7.4 符合第 6.7.1 節規定之版系以相當構架法設計時，其分析所得之彎矩用於設計者，應可按比例折減使正彎矩與平均負彎矩絕對值之和不得超過由式(6-4)算得之值。
- 6.8.7.5 符合第 6.7.1.6 節之規定者，構架設計彎矩應可按第 6.7.4、6.7.5 及 6.7.6 節之規定分配於柱列帶、中間帶及梁。

解說：

自第 6.8.7.1 至 6.8.7.3 節之規定，旨在版系負設計彎矩之臨界面修正至支承面處，然規定距柱中心線之距離不得大於 $0.175l_1$ ，以避免版系外端負彎矩之折減太多而有不當。可參考圖 R6.7.2.5 所示支承構材為非矩形斷面所對應之相當正方形斷面，藉之確定支承臨界面，以推算設計彎矩。

第 6.8.7.4 節之規定乃在維持前版規範之規定，即規範並不要求採直接設計法及相當構架法所分析彎矩之較大者作設計。由長期成功之設計經驗獲知，依式(6-4)計算之總設計靜載重作為設計依據，已能符合要求。

參考文獻

- [6.1] Hatcher, D. S.; Sozen, M. A.; and Siess, C. P., "Test of a Reinforced Concrete Flat Plate," *Proceedings*, ASCE, V. 91, ST5, Oct. 1965, pp. 205-231.
- [6.2] Guralnick, S. A., and LaFraugh, R. W., "Laboratory Study of a Forty-Five-Foot Square Flat Plate Structure," *ACI JOURNAL, Proceedings* V. 60, No. 9, Sept. 1963, pp. 1107-1185.
- [6.3] Hatcher, D. S.; Sozen, M. A.; and Siess, C. P., "Test of a Reinforced Concrete Flat Slab," *Proceedings*, ASCE, V. 95, No. ST6, June 1969, pp. 1051-1072.
- [6.4] Jirsa, J. O.; Sozen, M. A.; and Siess, C. P., "Test of a Flat Slab Reinforced with Welded Wire Fabric," *Proceedings*, ASCE, V. 92, No. ST3, June 1966, pp. 199-224.
- [6.5] Gamble, W. L.; Sozen, M. A.; and Siess, C. P., "Tests of a Two-Way Reinforced Concrete Floor Slab," *Proceedings*, ASCE, V. 95, No. ST6, June 1969, pp. 1073-1096.
- [6.6] Vanderbilt, M. D.; Sozen, M. A.; and Siess, C. P., "Test of a Modified Reinforced Concrete Two-Way Slab," *Proceedings*, ASCE, V. 95, No. ST6, June 1969, pp. 1097-1116.
- [6.7] Xanthakis, M., and Sozen, M. A., "An Experimental Study of Limit Design in Reinforced Concrete Flat Slabs," *Civil Engineering Studies, Structural Research Series* No. 277, University of Illinois, Dec. 1963, 159 pp.
- [6.8] *ACI Design Handbook, V. 3—Two-Way Slabs*, SP-17(91)(S), American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 1991, 104 pp.
- [6.9] Mitchell, D., and Cook, W. D., "Preventing Progressive Collapse of Slab Structures," *Journal of Structural Engineering*, V. 110, No. 7, July 1984, pp. 1513-1532.
- [6.10] Carpenter, J. E.; Kaar, P. H.; and Corley, W. G., "Design of Ductile Flat-Plate Structures to Resist Earthquakes," *Proceedings*, Fifth World Conference on Earthquake Engineering Rome, June 1973, International Association for Earthquake Engineering, V. 2, pp. 2016-2019.
- [6.11] Morrison, D. G., and Sozen, M. A., "Response to Reinforced Concrete Plate-Column Connections to Dynamic and Static Horizontal Loads," *Civil Engineering Studies, Structural Research Series* No. 490, University of Illinois, Apr. 1981, 249 pp.
- [6.12] Vanderbilt, M. D., and Corley, W. G., "Frame Analysis of Concrete Buildings," *Concrete International: Design and Construction*, V. 5, No. 12, Dec. 1983, pp. 33-43.
- [6.13] Grossman, J. S., "Code Procedures, History, and Shortcomings: Column-Slab Connections," *Concrete International*, V. 11, No. 9, Sept. 1989, pp. 73-77.
- [6.14] Moehle, J. P., "Strength of Slab-Column Edge Connections," *ACI Structural Journal*, V. 85, No. 1, Jan.-Feb. 1988, pp. 89-98.
- [6.15] ACI-ASCE Committee 352, "Recommendations for Design of Slab-Column Connections in Monolithic Reinforced Concrete Structures (ACI 352.1R-89)," *ACI Structural Journal*, V. 85, No. 6, Nov.-Dec. 1988, pp. 675-696.
- [6.16] Jirsa, J. O.; Sozen, M. A.; and Siess, C. P., "Pattern Loadings on Reinforced Concrete Floor Slabs," *Proceedings*, ASCE, V. 95, No. ST6, June 1969, pp. 1117-1137.
- [6.17] Nichols, J. R., "Statical Limitations upon the Steel Requirement in Reinforced Concrete Flat Slab Floors," *Transactions*, ASCE, V. 77, 1914, pp. 1670-1736.
- [6.18] Corley, W. G.; Sozen, M. A.; and Siess, C. P., "Equivalent-Frame Analysis for Reinforced Concrete Slabs," *Civil Engineering Studies, Structural Research Series* No. 218, University of Illinois, June 1961, 166 pp.
- [6.19] Jirsa, J. O.; Sozen, M. A.; and Siess, C. P., "Effects of Pattern Loadings on Reinforced Concrete Floor

Slabs,” Civil Engineering Studies, *Structural Research Series* No. 269, University of Illinois, July 1963.

[6.20] Corley, W. G., and Jirsa, J. O., “Equivalent Frame Analysis for Slab Design,” *ACI JOURNAL, Proceedings* V. 67, No. 11, Nov. 1970, pp. 875-884.

[6.21] Gamble, W. L., “Moments in Beam Supported Slabs,” *ACI JOURNAL, Proceedings* V. 69, No. 3, Mar. 1972, pp. 149-157.

第七章 牆

7.1 符號

- A_s = 非預力縱向受拉鋼筋之斷面積； cm^2 。
 c = 中性軸至最外受壓纖維之距離； cm 。
 d = 構材最外纖維至受拉鋼筋斷面重心之距離； cm 。
 E_c = 混凝土之彈性模數，參閱第 1.9.1 節； kgf/cm^2 。
 E_s = 鋼之彈性模數，參閱第 1.9.2 節； kgf/cm^2 。
 f'_c = 混凝土規定抗壓強度，參閱第 1.7 節； kgf/cm^2 。
 f_y = 鋼筋之規定降伏強度，參閱第 1.8 節； kgf/cm^2 。
 h = 構材總厚或全深； cm 。
 I_{cr} = 構材開裂斷面轉換成混凝土斷面之慣性矩； cm^4 。
 I_e = 用以計算撓度之有效慣性矩； cm^4 。
 k = 受壓構材之有效長度因數。
 l_c = 受壓構材之總長度，為構架中兩節點之中心距離； cm 。
 l_w = 剪力方向全牆或所考慮牆段之長度，參閱第 15.8.4 節； cm 。
 M = 最大使用(不含載重因數)彎矩，含 $P\Delta$ 效應在內； $kgf-cm$ 。
 M_a = 計算撓度時所用之最大彎矩； $kgf-cm$ 。
 M_{cr} = 開裂彎矩，參閱第 2.11.2.3 節； $kgf-cm$ 。
 M_n = 斷面之彎矩計算強度； $kgf-cm$ 。
 M_{sa} = 最大使用(不含載重因數)彎矩，不含 $P\Delta$ 效應在內； $kgf-cm$ 。
 M_u = 斷面之設計彎矩，參閱第 7.9 節； $kgf-cm$ 。
 M_{ua} = 因含載重因數之側向載重及偏心垂直載重產生在牆半高斷面之設計彎矩。
 P_n = 斷面之軸力計算強度； kgf 。
 P_s = 牆半高處之使用載重，包含自重； kgf 。
 P_u = 設計軸力；壓力為正，拉力為負； kgf 。
 Δ_s = 使用載重下，牆半高處附近之最大撓度。
 Δ_u = 設計載重下，牆半高處之撓度。
 ρ_ℓ = 縱向鋼筋比為縱向鋼筋斷面積與垂直於該鋼筋之混凝土總斷面積之比，本章指牆垂直鋼筋比。
 ρ_t = 橫向鋼筋比為橫向鋼筋斷面積與垂直於該鋼筋之混凝土總斷面積之比，本章指牆水平鋼筋比。
 ϕ = 強度折減因數，參閱第 2.3 節、第 D.5.4 和 D.5.5 節。

7.2 範圍

- 7.2.1 本章適用於設計受軸力或受軸力與撓曲合併作用之牆。
7.2.2 懸臂式擋土牆應按第三章中有關撓曲之規定設計，其最少水平鋼筋量按第 7.4.3 節之規定。

解說：

本章主要規範承受垂直載重牆之設計。

若承受撓曲(彎矩)為主之牆，如懸臂式擋土牆，則應按第三章中有關撓曲之規定設計。

牆若須抵抗剪力，尚應符合第4.11節及第十五章之相關規定。

7.3 通則

- 7.3.1 牆之設計應考慮垂直載重之偏心及側向或其他載重之作用。
- 7.3.2 承受軸向載重之牆應按第 7.3、7.4、及 7.5(或 7.6)節之規定設計，亦可按第 7.9 節規定設計。
- 7.3.3 牆之剪力設計應按第 4.11 節之規定。
- 7.3.4 除經分析顯示外，牆上每一集中載重之水平有效承載長度不得大於各集中載重間之中心距，亦不得大於支承面寬度加 4 倍之牆厚。
- 7.3.5 與牆一體澆築之受壓構材應符合第 3.9.2 節之規定。
- 7.3.6 牆應錨定於與其相接之構件例如樓版、屋頂、柱、壁柱、撐牆、相交牆或基腳。
- 7.3.7 牆經結構分析證明有足夠之強度及穩定度者，其厚度及鋼筋量得不受第 7.4 及 7.6 節各項規定之限制。
- 7.3.8 牆底與基腳間力之傳遞應符合第 8.9 節之規定。

解說：

理論上，任何構材均應設計使其抵抗作用在構材上之力，包括側力及偏心載重。牆之設計除因符合第7.6.1節規定得採經驗法設計外，均應按第7.5節規定設計。

7.4 最少鋼筋量

- 7.4.1 牆除按第 4.11.8 及 4.11.9 節之規定因剪力需要較多鋼筋量者外，應按第 7.4.2 及 7.4.3 節之規定配以最少鋼筋量。
- 7.4.2 牆垂直鋼筋斷面積對牆水平總斷面積之比率 ρ_l 為 0.0015。但下列情況鋼筋比得減至 0.0012：
 - (1) 使用之鋼筋不大於 D16，且其規定降伏強度 f_y 不小於 4,200 kgf/cm²。
 - (2) 使用之熔接鋼線網，且其鋼線標稱線徑不大於 16 mm。
- 7.4.3 牆水平鋼筋斷面積對牆垂直總斷面積之比率 ρ_t 應為 0.0025。但下列情況鋼筋比得減至 0.0020：
 - (1) 使用之鋼筋不大於 D16，且其規定降伏強度 f_y 不小於 4,200 kgf/cm²。
 - (2) 使用之熔接鋼線網，且其鋼線標稱線徑不大於 16 mm。
- 7.4.4 除地下室之牆外，牆厚在 25 cm 以上時，每一方向鋼筋須按下述方式分兩層設置：
 - (1) 靠近外牆面之鋼筋，其量不得少於此方向所需之 1/2，亦不得多於 2/3；其與外牆面之距離不得小於 5 cm，亦不得大於牆厚之 1/3。
 - (2) 其餘鋼筋置於靠近內牆面；與內牆面之距離不得小於 2 cm，亦不得大於牆厚之 1/3。
- 7.4.5 牆之垂直或水平鋼筋間距均不得大於 3 倍牆厚或 45 cm。
- 7.4.6 牆之垂直鋼筋面積不大於 0.01 倍之混凝土總斷面積或未作抗壓鋼筋用者，則無需以橫箍筋圍封。
- 7.4.7 牆內若有門窗開孔者，開孔之四周須加置不少於 2 根 D16 之鋼筋，此等鋼筋須延伸至孔角外至少 60 cm，並不得小於其伸展長度。

解說：

按本章第7.5及7.6節設計之牆至少應按本節規定配置最少鋼筋量。若按第4.11.9.2及4.11.9.4節設計牆面內水平剪力所需之鋼筋一般均超過本節之最少鋼筋量。

CNS 6919〔熔接鋼線網〕標稱線徑16 mm相當於ASTM鋼線網規格中之D31或W31。

牆之配筋規定散見於本規範第四章、第七章及第十五章中。第四章為結構牆承受剪力之一般設計要求；第七章為承重牆之設計；第十五章為耐震設計之特別規定。前版規範中此三章有關牆之鋼筋比符號並不相同，本版規範予以統一。現在鋼筋配置以平行於牆之縱向或橫向定義之，符號 ρ_l 乃縱向鋼筋比， ρ_t 乃橫向鋼筋比。

7.5 牆作受壓構材之設計

除第7.6節所規定者外，牆承受軸力或撓曲與軸力之合併作用者，應按第3.3、3.4、3.11、3.12、3.13、3.14、3.15、3.17節及第7.3與7.4節之規定視為受壓構材設計之。

7.6 牆之經驗設計法

7.6.1 矩形斷面實心牆之設計載重合力落在牆厚之中間1/3部分，且滿足第7.3至7.4節之所有限制者，應可按第7.6節之經驗法設計。

7.6.2 符合第7.6.1節之限制者，牆之軸力設計強度 P_n ，除按第7.5節規定設計外，可按下列式計算：

$$\phi P_n = 0.55 \phi f'_c A_g \left[1 - \left(\frac{k l_c}{32h} \right)^2 \right] \quad (7-1)$$

式中 ϕ 需對應於第2.3.2節中壓力控制斷面之規定， k 值之規定如下表：

牆上下端有側撐均能抵抗側向移動；且	
(1) 至少一端有束制能抵抗轉動	0.8
(2) 兩端均無束制不能抵抗轉動	1.0
牆上下端無側撐不能抵抗側向移動	2.0

7.6.3 最小牆厚

7.6.3.1 承重牆之厚度不得小於支承間高度或長度之1/25，以較小者為準；亦不得小於10 cm。

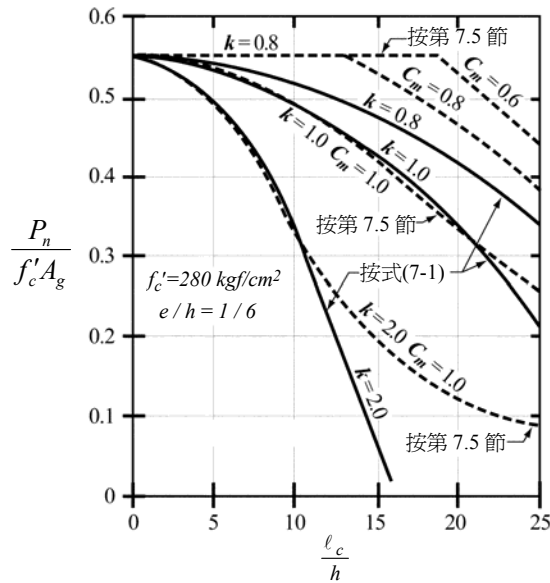
7.6.3.2 地下室外牆與基礎牆之厚度不得小於20 cm。

解說：

牆之經驗設計法僅適用於矩形斷面實心牆。其他形狀牆應按第7.5節規定設計。

側力及偏心載重通常合併計算設計軸向載重 P_u 的總偏心量，當合力(各種載重組合下)落於牆厚中心1/3內(偏心矩小於 $h/6$)，此時可選擇採用經驗設計法。設計時可假設 P_u 為集中載重。

早期ACI-318認定牆上下兩端不會有側位移，並且有一端固定，而使未支撐長度為牆高之0.8~0.9倍之間。此種認定經試驗證明並不夠保守，見參考文獻[7.1]；如預鑄牆兩端均為鉸接，又如獨立牆的頂端、與大跨度屋頂聯接之牆頂均會有側位移產生。本次規範納入有效垂直高度 k 值以適應各種牆的端部條件。條文內『有束制能抵抗轉動』而選用 $k=0.8$ ，則與牆端部相聯結之構件至少應具有與牆同等之剛性 EI/l 。圖R7.6為依據式(7-1)與第7.5節設計結果的比較。



圖R7.6 公式(7-1)與第7.5節設計結果之比較

按第7.5節設計時，可不受本節最小牆厚之限制。

7.7 非承重牆

非承重牆之厚度不得小於 10 cm，亦不得小於側向支承構材間最小距離之 1/30。

7.8 牆作地梁之設計

7.8.1 作為地梁之牆應按第 3.3 至 3.8 節之規定，依設計彎矩配置所需之頂部及底部鋼筋。其剪力設計應按第四章之規定。

7.8.2 作為地梁之牆其露出地面部分尚須符合第 7.4 節之規定。

7.9 牆具長細效應之替代設計

7.9.1 當牆之設計由撓曲拉力控制時，符合本節規定可視為符合第 3.11 節之規定。

7.9.2 按本節設計之牆須符合第 7.9.2.1 節至 7.9.2.6 節之規定。

7.9.2.1 整片牆承擔軸力並受到牆面外之均佈側向力時，必須視為簡支，其最大彎矩及撓度均發生在跨度中央。

7.9.2.2 整片牆之厚度不因高度而改變。

7.9.2.3 牆須為拉力控制者。

7.9.2.4 鋼筋提供之設計強度

$$\phi M_n \geq M_{cr} \quad (7-2)$$

此處 M_{cr} 應採用式(2-3)之開裂模數值計算求得。

7.9.2.5 集中之重力載重作用在撓曲設計斷面上方者，應視為分佈如下：

- (1) 等於支承之寬度加上兩邊各以垂直 2 比水平 1 向下傳至設計斷面；但
- (2) 不大於集中載重之間距；及
- (3) 不超過牆之外緣。

7.9.2.6 半高斷面處之垂直應力 P_u / A_g 不超過 $0.06 f'_c$ 。

7.9.3 牆半高處承受軸力與彎矩併合作用之設計強度

$$\phi M_n \geq M_u \quad (7-3)$$

式中：

$$M_u = M_{ua} + P_u \Delta_u \quad (7-4)$$

M_{ua} 為牆半高處斷面考量側向載重及偏心垂直載重產生之含載重因數設計彎矩， Δ_u 為

$$\Delta_u = \frac{5M_u \ell_c^2}{(0.75)48E_c I_{cr}} \quad (7-5)$$

M_u 應以撓度代入重複計算求得，或直接以下式計算得之：

$$M_u = \frac{M_{ua}}{1 - \frac{5P_u \ell_c^2}{(0.75)48E_c I_{cr}}} \quad (7-6)$$

式中

$$I_{cr} = \frac{E_s}{E_c} \left(A_s + \frac{P_u}{f_y} \right) (d - c)^2 + \frac{\ell_w c^3}{3} \quad (7-7)$$

7.9.4 使用載重下之包含 $P\Delta$ 效應之最大撓度 Δ_s 不得超過 $\ell_c / 150$ 。半高處之撓度依下式而定：

$$\Delta_s = \frac{(5M) \ell_c^2}{48E_c I_e} \quad (7-8)$$

$$M = \frac{M_{sa}}{1 - \frac{5P_s \ell_c^2}{48E_c I_e}} \quad (7-9)$$

式中 I_e 應依第 2.11.2.3 節之步驟計算且以 M 取代 M_a ， I_{cr} 則依式(7-7)求得。

解說：

第7.9節主要為試驗研究結果^[7.2]，所呈現之步驟為第3.11節之替代設計，適用於預鑄牆，頂部支撐防止傾倒受平面外力之設計。本方法已如UBC^[7.3]所述已由工作應力轉換成設計載重。至於有窗子或其他較大開孔之牆，不符合牆不因高度改變厚度之規定，設計時應將開孔之影響計入。

本規範之第7.9.2.3節反應前版規範對於第3.4節拉力控制斷面之定義更新。前版規範要求拉力鋼筋比不超過 $0.6\rho_b$ ，本規範以牆必須為拉力控制取代，其實兩者要求之鋼筋比是相近的。

參考文獻

- [7.1] Oberlander, G. D., and Everard, N. J., "Investigation of Reinforced Concrete Walls," ACI JOURNAL, *Proceedings* V. 74, No. 6, June 1977, pp. 256-263.
- [7.2] Athey, J. W., ed., "Test Report on Slender Walls," Southern California Chapter of the American Concrete Institute and Structural Engineers Association of Southern California, Los Angeles, CA, 1982, 129 pp.
- [7.3] *Uniform Building Code*, V. 2, "Structural Engineering Design Provisions," International Conference of Building Officials, Whittier, CA, 1997, 492 pp.

第八章 基腳

8.1 符號

A_g = 鋼筋混凝土總斷面積。空心斷面時， A_g 不含空心部分面積； cm^2 。

d_{pile} = 基樁在基腳底之直徑； cm 。

f_{ce} = 壓桿或節點區混凝土之有效抗壓強度； kgf/cm^2 。

β = 基腳長邊對短邊之尺寸比值，參閱第 8.5.4.2 節。

8.2 範圍

8.2.1 本章各項規定適用於獨立基腳之設計。

8.2.2 聯合基腳及筏基之設計除按第 8.11 節之規定外，並適用本章其他各節相關規定。

解說：

本章主要規範獨立基腳之設計，但大部分的規定也適用於支承數根柱或數道牆之聯合基腳或筏基等之設計^[8.1,8.2]。

8.3 載重與反力

8.3.1 基腳須根據本章及本規範其他有關規定，按所受設計載重與反力設計之。

8.3.2 基腳底面積或基樁數目與配置，應按基腳所承受之外力與彎矩及依據土壤力學原理所得土壤容許支承力或基樁之容許支承力決定之。上述外力與彎矩不須乘以載重因數。

8.3.3 基腳支承於基樁者，計算彎矩與剪力時可假設基樁之反力集中於樁之中心。

解說：

基腳須使能承受設計載重及因載重產生之反力(包括軸力、彎矩、剪力等)。土壤容許支承力或樁基容許支承力須按土壤力學原理及「建築技術規則」推定計算之，基腳底面積或樁數目與配置應依使用荷重(即未乘以載重因數之荷重： D 、 L 、 W 、 E 等)之各種可能組合擇定之。

基腳配置時不必考慮第3.13.3.2節最小偏心所引起之柱彎矩傳遞到基版生成的影響，但因實際計算所得之彎矩必須傳遞到基腳，此時基腳之最外緣土壤壓力應在限度之內。

因使用荷重與地震或風力合併作用所得基腳之最外緣土壤壓力或基樁反力，應使不超過「建築技術規則」允許調整的限度。

基腳或樁帽的強度應依設計載重(乘上載重因數)作用下所得土壤反力或基樁反力計算。例如，單一集中無偏心之基腳，設計載重下之土壤反力 $q_s = U / A_f$ ，其中 U 為傳至基腳之集中設計載重，而 A_f 為依前述於使用荷重下在土壤容許壓力內所配置之基腳面積。在此應注意 q_s 只是一計算之值用以獲取基腳與其他部分構材之撓曲、剪力及鋼筋伸展強度有相同的強度條件。

載重有偏心的情形下，載重因數可能導致與未計載重因數下之荷重有不同的偏心矩及反力。

8.4 支承圓形或正多邊形之柱或墩柱之基腳

圓形或正多邊形混凝土柱或墩柱應可當作等面積之正方形柱以決定基腳中計算彎矩、剪力及鋼筋伸展之各臨界斷面位置。

8.5 基腳彎矩

8.5.1 通過整個基腳任何垂直斷面上之彎矩為該斷面一側之基腳面積上作用力所產生之彎矩。

8.5.2 獨立基腳之最大設計彎矩須按第 8.5.1 節規定之方法，在下述臨界斷面位置計算之：

(1) 承載混凝土柱、墩柱或牆之基腳—在各柱面、墩柱面或牆面處。

(2) 承載圬工牆之基腳—在牆中心線與牆面之中點處。

(3) 承載鋼基鈹之基腳—在柱面或墩柱面與基鈹邊緣之中點處。

8.5.3 單向基腳與方形雙向基腳之鋼筋須均勻配置於基腳之全部寬度。

8.5.4 矩形雙向基腳之鋼筋須按下述規定分佈：

8.5.4.1 長向鋼筋須均勻配置於基腳之短向全寬內。

8.5.4.2 短向鋼筋總數量中按式(8-1)所計算部分須均勻配置於柱或墩柱中心線兩側寬度各等於 $1/2$ 基腳短向寬度之中心帶範圍內，其餘鋼筋則均勻分置於該範圍外。

$$\frac{\text{中心帶內鋼筋量}}{\text{基腳短向鋼筋總數量}} = \frac{2}{(\beta + 1)} \quad (8-1)$$

8.6 基腳剪力

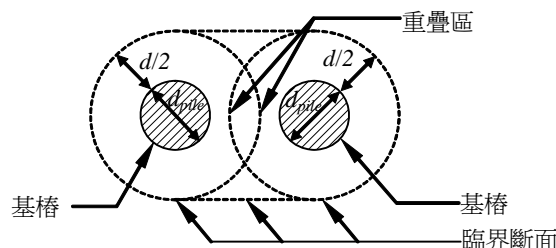
8.6.1 由土壤或岩石支承之基腳剪力強度應符合第 4.13 節之規定。

8.6.2 計算基腳剪力之臨界斷面應量自柱面、牆面或墩柱面；柱或墩柱有鋼基鈹者則應量自第 8.5.2 節第(3)款所規定之斷面。

解說：

基腳剪力強度應依第4.13.1.1或4.13.1.2節中之較大者決定。基腳剪力之臨界斷面要從基腳所支承的柱面、牆面『起量』，但以鋼基鈹支墊的柱基則以柱面到鋼基鈹邊緣的中點『起量』。計算剪力需要按設計荷重求出 q_s 後再依第四章相關之公式設計，見第8.3節解說。

必要時，樁基四周應按第4.13.1.2節檢討其剪力。如果剪力有重疊區域，則臨界剪力週 b_o 應以最短的包絡線作為真正在整體作用下之剪力臨界斷面，下圖為一說明例：



圖R8.6 修正剪力臨界斷面

8.6.3 當任一基樁中心線與受支承柱之中心線距離超過兩倍樁帽頂與基樁頂之距離時，樁帽須符合第 4.13 節及 8.6.4 節之規定。其他之樁帽須符合第 4.13 節，第 8.6.4 節或附篇 A 三者之一的規定。若選擇依附篇 A 之規定，壓桿之混凝土有效抗壓強度 f_{ce} ，應依第 A.4.2.2(2) 之規定計算。

解說：

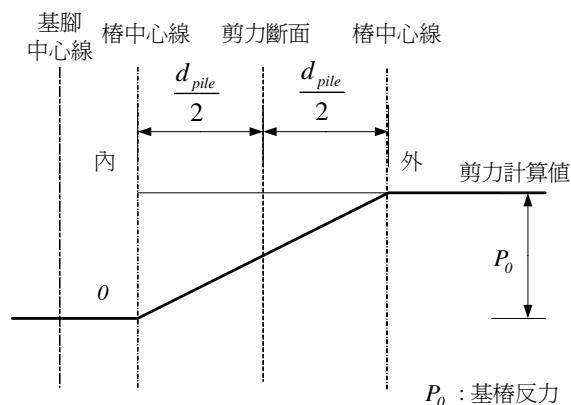
由數排樁支承之樁帽可依符合附篇A.6.3節之三向度壓拉桿模式設計^[8.3]。壓桿之混凝土有效抗壓強度須由第A.4.2.2(2)節決定，乃因壓桿在樁帽內很難提供符合A.4.3.1或A.4.3.2之圍束鋼筋。

8.6.4 支承在基樁上之基腳任何斷面剪力計算須按下列規定：

- 8.6.4.1 樁中心位於該斷面外 $d_{pile}/2$ 或以上者，應計該樁全反力對該斷面產生之剪力。
- 8.6.4.2 樁中心位於該斷面內 $d_{pile}/2$ 或以上者，不計該樁反力對該斷面產生之剪力。
- 8.6.4.3 樁中心在上述兩位置之中間者，對該斷面產生之剪力計算，應以由位於斷面外側 $d_{pile}/2$ 處之該樁全反力線性變化至位於斷面內側 $d_{pile}/2$ 處該樁反力不計。

解說：

樁若位於自柱面起量 d 或 $d/2$ 單向或雙向剪力之臨界斷面內時，應考慮鄰近柱面斷面處之剪力強度上限，可參考CRSI手冊^[8.4]。 d 為基腳有效深度。



圖R8.6.4 基腳斷面剪力計算

8.7 基腳鋼筋之伸展

- 8.7.1 基腳鋼筋之伸展應符合第五章之規定。
- 8.7.2 鋼筋在任何斷面之兩側均須有足夠之埋藏長度、彎鉤(限用於拉力鋼筋)、機械錨定或上述各種方式混合使用，以提供鋼筋所需之拉力或壓力。
- 8.7.3 鋼筋伸展之臨界斷面可假設位於第 8.5.2 節所規定之最大設計彎矩之相同斷面及任何有斷面或鋼筋變更處之垂直斷面上。參閱第 5.11.6 節。

8.8 基腳之最小厚度

基腳由土壤支承者，其在底層鋼筋以上之厚度不得小於 15 cm；由基樁支承者，其在底層鋼筋以上之厚度不得小於 30 cm。

8.9 柱、牆或墩柱底部力之傳遞

解說：

第8.9節規定力由受支承之柱、牆或墩柱傳遞至支承構體墩柱或基腳的要件，力之傳遞要靠承壓於混凝土上(僅傳遞壓力)及鋼筋(傳遞壓力及拉力)。鋼筋可以是縱向鋼筋、插接筋、錨定螺栓或合適的機械式續接。

第8.9.1節之規定適用於預鑄及場鑄構造，而第8.9.2節為場鑄構造的補充規定，第8.9.3節則為預鑄構造的補充規定。

- 8.9.1 柱、牆或墩柱底部之力與彎矩，應經由混凝土之承壓、鋼筋、插接筋及機械式續接等傳遞至墩柱或基腳。

- 8.9.1.1 支承構材與被支承構材接觸面上之混凝土應力均不得超過第 3.17 節規定之承壓強度。
- 8.9.1.2 支承構材與被支承構材間應使用符合第 8.9.2 或 8.9.3 節規定之鋼筋、插接筋及機械式續接等方式以適當傳遞下列各力：
 - (1) 超過各構材混凝土承壓強度之壓力。
 - (2) 任何界面上之設計拉力。
- 8.9.1.3 若計算之彎矩係傳入墩柱或基腳，則鋼筋、插接筋及機械式續接應符合第 5.18 節之規定。
- 8.9.1.4 側向力應以符合第 4.8 節剪力摩擦之規定或使用其他適當方式傳入墩柱或基腳。

解說：

壓力可藉混凝土以承壓方式傳遞至墩柱或基腳。計算基腳等之設計強度時，如果載重承受面積等於加載面積，則在實際受壓面上之單位承壓強度為 $0.85\phi f'_c$ 。

一般基腳尺寸均大於柱，故承壓強度在柱腳及基腳頂面均須加以檢討。柱腳承壓強度之檢討是因為柱內鋼筋的作用在離基腳很近的範圍內未能充份伸展，唯若鋼筋直接延伸進入基腳內或採用插接筋、聯結器等方式處理則另當別論。依據第3.17節規定計算得之基腳承壓強度不可大於兩倍之 $0.85\phi f'_c$ 。

工作應力法設計時容許之承壓應力為第3.17節規定值之50%。

不論拉力是因上揚力，彎矩或任何其他原因產生都必須全部以鋼筋或機械式續接用適當的方法傳遞至墩柱或基腳。通常機械式續接只應用在預鑄施工。

如計算結果發現有彎矩須由柱傳遞至基腳時，柱斷面壓力區之混凝土通常均已受到 $0.85\phi f'_c$ 之應力，故所有壓力與拉力鋼筋均須以插接筋或縱向鋼筋延伸入基腳方式設計。

第4.8節之剪力摩擦設計法可用來檢討柱等側力之傳遞。側力之傳遞亦可用剪力樺，但穿越過界面之鋼筋須符合第8.9.2.1、8.9.3.1及4.8節剪力摩擦鋼筋之規定。

預鑄基腳側力之傳遞可藉由剪力摩擦，剪力樺或機械式續接達成。

8.9.2 現場澆置之構造物，第 8.9.1 節所要求之鋼筋應利用縱向鋼筋延伸進入支承之墩柱或基腳，或插接筋等兩種方式之一設計。

- 8.9.2.1 現場澆置之柱或墩柱，穿過交接面之鋼筋面積不得小於被支承構材總斷面積之 0.5%。
- 8.9.2.2 現場澆置之牆，穿過交接面之鋼筋面積不得小於第 7.4.2 節規定之最少垂直鋼筋量。
- 8.9.2.3 僅受壓力之 D43 或 D57 縱向主筋可於基腳面用足夠面積之插接筋接續，使符合第 8.9.1 節之要求。插接筋不得大於 D36，且伸入受支承構材內之長度不得小於主筋之伸展長度或插接筋之續接長度，以值大者為準；伸入基腳內之長度則不得小於插接筋伸展長度。
- 8.9.2.4 若現場澆置構造物採用樞接、鉸接或搖軸接頭，則該接頭應符合第 8.9.1 及 8.9.3 節之規定。

解說：

支承及被支承構材間必須有一定數量之鋼筋穿過以維持構造物的韌性。規範雖未規定柱內所有之鋼筋均必須延伸進入基腳，但至少柱斷面0.5%之鋼筋量或插接筋必須延伸進入基腳並施以妥善的錨定。此等鋼筋有助於在施工階段及往後使用中維持結構之整體性。

D43以上鋼筋因欠缺實驗支持，故一般不允許搭接，但本節規定若僅傳遞壓力，則可用於以D36或以下之鋼筋為插接筋時採用搭接。插接筋之搭接長度必須符合下列兩要點：(1)能充份傳遞D43以上鋼筋的應力；(2)充份發展插接筋應力作為續接的功效。

本節規定為第5.15.2.1節之例外，該節不允許D43以上鋼筋使用搭接方式，此處例外是經多次成功經驗累積證明。限制大號鋼筋搭接是因為它們的錨定困難，並鼓勵採用小號的插接筋以減小基腳的厚度。類似的規定可參考第5.17.2節。

8.9.3 預鑄構造物中，所需符合第 8.9.1 節規定之鋼筋應可採用錨定螺栓或適當之機械式續接。錨栓應依附篇 D 設計。

8.9.3.1 預鑄柱或墩柱與支承構材間聯接之拉力強度，須符合第 9.6.1.3 節第(1)款之規定。

8.9.3.2 預鑄牆與支承構材間聯接之拉力強度須符合第 9.6.1.3 節第(2)及(3)款之規定。

8.9.3.3 錨定螺栓及機械式續接應使其能於錨定破壞或其周圍混凝土破壞之前達其設計強度，錨栓應依附篇 D 設計。

解說：

第8.9.2.1節中有關場鑄的柱子之規定，其目的為保持結構某種程度的整體性，需有 $0.005A_g$ 的最少鋼筋量穿過柱與基礎的界面，但預鑄柱的相同規定則以必須於介面傳遞相當的拉力 $A_s f_y = 14A_g \text{ kgf}$ 表示，詳見第9.6.1.3節第(1)款。至於牆與基礎面所需之最小拉力強度比柱為小，詳見第9.6.1.3節第(2)款，其原因是超荷重時牆受力之後會引起側向分佈且驟然破壞的機率，於牆較不可能發生。注意，此拉力強度只是一種設定，所以不必考慮強度折減係數。

錨栓或機械式續接設計上必須使其達到設計強度之前不致降伏、滑脫或拉出混凝土。

8.10 斜面或階式基腳

8.10.1 斜面基腳之傾斜度及階式基腳之階級深度與位置，須使任何斷面皆滿足設計規定。參閱第 5.11.6 節。

8.10.2 以整體設計之斜面或階式基腳，建造時應確實使其成為一整體。

8.11 聯合基腳與筏基

8.11.1 支承一個以上柱、墩柱或牆之聯合基腳或筏基，須以其所受載重與反力根據本規範有關規定設計之。

8.11.2 聯合基腳或筏基不得按第六章之直接設計法設計。

8.11.3 聯合基腳或筏基底下土壤壓力分佈之假設，應考慮土壤及結構物之性質，並符合土壤力學之原理。

解說：

考慮實際基礎結構型式及土壤性質，並依據現有土壤力學理論，可合理假設土壓力分佈或基樁反力(見第8.3節)，故聯合基腳或筏基的尺寸及樁數配置等亦須依土壤之容許壓力、使用荷重(未乘載重因數)

及所需傳遞之彎矩等來決定。設計聯合基腳或筏基的強度時則使用乘上設計因數的設計荷重，暫且不管土壓力的容許值。

詳細設計聯合基腳與筏基參看文獻[8.1]或[8.2]。

參考文獻

- [8.1] ACI Committee 336, “Suggested Analysis and Design Procedures for Combined Footings and Mats (ACI 336.2R-88),” American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 1988, 21 pp. Also *ACI Manual of Concrete Practice*.
- [8.2] Kramrisch, F., and Rogers, P., “Simplified Design of Combined Footings,” *Proceedings, ASCE*, V. 87, No. SM5, Oct. 1961, p. 19.
- [8.3] Adebar, P.; Kuchma, D.; and Collins, M. P., “Strut-and-Tie Models for the Design of Pile Caps: An Experimental Study,” *ACI Structural Journal*, V. 87, No. 1, Jan.-Feb. 1990, pp. 81-92.
- [8.4] *CRSI Handbook*, 7th Edition, Concrete Reinforcing Steel Institute, Schaumburg, IL, 1992, 840 pp.

第九章 預鑄混凝土構材

9.1 符號

A_g = 鋼筋混凝土總斷面積。空心斷面時， A_g 不含空心部分面積； cm^2 。

l_n = 淨跨度，兩支承面間之距離； cm 。

9.2 範圍

預鑄混凝土構材之設計，除與本章規定不一致者外，本規範所有規定均可適用。

解說：

本章說明預鑄混凝土構材與現場澆注構材在設計與施工上之不同處。對現場澆注構材、合成混凝土構材及預力混凝土構材之規定適用於預鑄混凝土者不予重覆。

有關預鑄混凝土構材之許多細節可參閱文獻[9.1~9.7]。扶正(*Tilt-up*)施工法亦為預鑄工法之一種，可參閱文獻[9.8]。

9.3 通則

9.3.1 預鑄混凝土構材及其接頭之設計須考慮自鑄製至最終使用期間所有之載重與束制情形，包括拆模、儲存、搬運及吊裝。

解說：

預鑄混凝土構材自澆鑄至組合期間所受之應力有可能大於在使用載重下所產生者。在搬動之過程中亦可能造成過大之變形，故而對預鑄混凝土構材之儲存、運送及吊裝方法必須詳加注意以確保其在使用載重下之行為及設計載重下符合規範之強度要求。

9.3.2 結構系統內使用預鑄構材時，設計須考慮發生於接頭內及其鄰近部位之作用力與變形。

解說：

預鑄混凝土構材與現場澆鑄之結構行為可能極為不同。接頭之設計須特別考慮以減少或傳遞因乾縮、潛度、溫度改變、彈性變形、差異沉陷、風及地震所產生之作用力與變形。

9.3.3 對預鑄混凝土構材及其連結構材之許可差須予以規定，設計此預鑄構材及接頭時須考慮此等許可差之效應。

解說：

預鑄混凝土構材及接頭的設計，受個別構材尺寸及各該構材位置之許可差影響極大。為避免誤解，設計所使用之許可差須明載於設計圖說中。若許可差與一般公認規範之允許值不同時，尤須加以說明。

「結構混凝土施工規範」第5.6及5.7節規定之許可差為預鑄混凝土構材最低標準。設計者可參考美國預力/預鑄混凝土學會對工業界標準產品及吊裝許可差之準則^[9.9~9.11]，及參考文獻[9.12]。

9.3.4 對預鑄混凝土構材之設計圖說除照第 1.11 節之規定外，下列兩項尚須包括在設計圖說、工程契約或施工製作圖中：

- (1) 為抵抗搬動、儲存、運輸及吊裝各階段臨時性載重所需之鋼筋、預埋鐵件及吊裝裝置之細部設計。
- (2) 在各指定齡期或施工階段之所需混凝土強度。

9.4 構材間作用力之分佈

9.4.1 垂直於構材平面作用力之分佈應以分析或試驗方法求得。

解說：

若構材具有足夠之扭曲勁度，同時剪力可經由接頭傳遞，則構材所受之集中或線載重可在構材間傳遞。扭曲勁度較大之構材，如中空樓版或實心樓版，其載重分配之能力優於扭曲勁度較小之構材，如雙 T 且薄翼版者。影響真正力量分佈之因素頗多，細節可見參考文獻[9.13~9.19]。構材中若有過大之開口則會明顯影響力量之分佈。

9.4.2 結構系統行為需在預鑄樓版或牆間傳遞平面內作用力，則須滿足下列規定：

9.4.2.1 構材及接頭間之平面內作用力須連續傳遞。

9.4.2.2 當有拉力時，在其傳力路徑須配置足夠且連續之鋼材或鋼筋。

解說：

構材面內作用力主要係因樓版或屋頂之橫膈(*diaphragm*)作用而產生，對橫膈版本身產生剪力，對邊構材產生拉力或壓力。拉力須由利用搭接或可靠機械式續接器產生連續之鋼材或鋼筋承受，而剪力及壓力則可由淨混凝土斷面承受。在接頭處可利用螺栓、鉚接板、帶頭釘(*headed stud*)或其他鐵件以使拉力可連續傳遞。接頭處之拉力須傳遞至構材內之主筋。

預鑄牆系統之面內作用力主要係由橫膈版之反力與作用在牆上之水平外力所產生。

接頭之細部設計須能承受因乾縮、潛變及溫度效應所產生之力與位移，亦須考慮因溫度梯度所導致之體積變化及轉動，與長期變位。若上述效應受到束制，則接頭與構材須有足夠的強度與韌性以抵抗束制力與變形。

9.5 構材設計

9.5.1 對單向預鑄樓版及屋頂版，與單向預鑄預力牆，若其寬度小於等於 3.6 m ，且在橫向並無因機械式續接而產生束制，則可容許不配置第 13.11 節之橫向乾縮與溫度鋼筋，但若構材受到橫向彎矩時，則仍需依一般方法設計之。

解說：

對寬度小於 3.6 m 之預力混凝土構材，如中空樓版、實心樓版或欄柵版，通常不須乾縮與溫度之橫向鋼筋，對一般之非預力樓版與屋頂亦然。 3.6 m 寬度所產生之乾縮與溫度應力並不需要橫向鋼筋承受。另外在構材固定於結構時乾縮已大半發生，且預鑄構材連結之剛性通常不若現場澆置者，故橫向乾縮與溫度變化引起之束制應力顯著減少。

本規定之放寬條件不適用於 T 型或雙 T 且翼版較為寬、薄之構材。

9.5.2 預鑄非預力牆之鋼筋須依第三、七章之規定設計，但垂直與水平之最小鋼筋量修正為 0.001 乘以牆之總斷面積，鋼筋之最大間距為內牆不超過 75 cm，外牆不超過 45 cm，且均不超過牆厚 5 倍。

解說：

依據本節修正之最小鋼筋量及最大間距已使用多年且無問題，並為美國預鑄/預力混凝土學會及加拿大建築規範所採用。本次規範較第 7.4 節之規定予以降低乃因預鑄牆構材在養護期間並未受到如現場澆注者之束制，故而乾縮應力亦較小。

9.6 結構整體性

9.6.1 除於第 9.6.2 節另有規定外，預鑄混凝土構材須滿足下列結構整體性最小需求。

解說：

第 13.12.3 節之規定適用於所有預鑄混凝土結構。第 9.6.1 與 9.6.2 節之規定提供最小需求以滿足第 13.12.3 節之規定。本章之最小需求並非取代本章其他有關預鑄混凝土結構之設計規定。結構之整體性可藉由小部分改變構材鋼筋數量、位置及細部設計與接頭硬體之細部設計而大幅加強。

9.6.1.1 第 13.12.3 節規定之縱向與橫向繫筋須將構材連結到抵抗側向力之結構系統。

解說：

構材可利用不同方法以連結至抵抗側向力結構系統。例如一承重之邊梁可連結至樓版組成之橫隔構材之一部或全部以達成結構整體性。另一方法為可將邊梁連至柱，而柱連結至橫隔。

9.6.1.2 預鑄構材組成樓版或屋頂橫隔時，則橫隔與受側向支撐構材之接合處其計算拉力強度須經分析且不少於 450 kgf/m。

解說：

橫隔通常視為側向力抵抗系統之一部分。

9.6.1.3 第 13.12.3 節就垂直拉力繫筋所作之規定適用於所有垂直結構構材，但非承重外牆除外，且須依下列規定於水平接頭處提供接合：

- (1) 預鑄柱之計算拉力強度不小於 $14A_g$ kgf。若柱斷面大於基於載重考量者，則可使用折減後之有效面積 A_g ，但不得小於總斷面積之一半。
- (2) 每片預鑄牆須至少有 2 根繫筋，其每根繫筋計算拉力強度不小於 4,540 kgf。
- (3) 當底部不產生拉力，則第(2)款所規定之繫筋可錨定於地面上鋼筋混凝土版。

解說：

預鑄混凝土柱、牆版、結構牆，在基版及水平接頭處接合設計，須能傳遞所有設計作用力與彎矩。本節之最小繫筋規定並非外加於上述設計需求。業界通常將繫筋對稱分佈於垂直向中心線之 1/4 外側區內。

9.6.1.4 僅利用重力而產生摩擦力之接合不可使用。

解說：

例如一梁受損時，若其支承之構材位移甚小，其他構材尚不致失去載重能力。

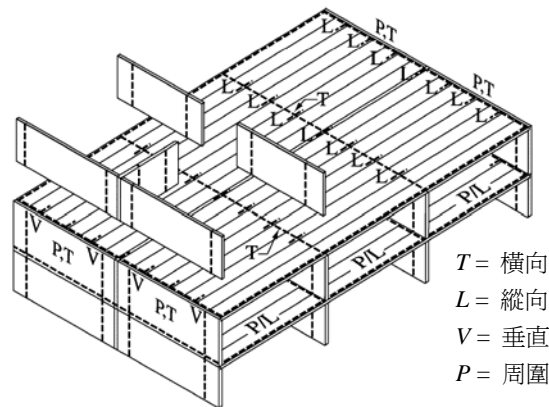
較重之模組式結構例外，(一個或多個之蜂巢式結構)，此種結構對任何方向上之傾覆及滑動均有較大之安全係數，惟使用此種結構時須經特殊之考量或核可。

9.6.2 超過3層以上預鑄混凝土承重牆結構須滿足下列最小規定。

解說：

承重牆結構或大型版結構，其最小繫筋量規定乃基於結構整體性考量，在一承重牆失去支承作用時，可利用兩相鄰之構材產生懸吊作用支撐。在載重、溫度變化、潛變、風及地震作用下需較大之繫筋力。第9.6.1節之規定僅適用於3層以下之承重牆結構。

第9.6.2.1至9.6.2.5節對3層或以上之結構規定其最小繫筋量以滿足結構整體性之要求(見圖R9.6.2)。這些規定乃依據美國PCI之承重牆設計建議。繫筋強度可用鋼筋之降伏強度計算。



圖R9.6.2大型版結構之代表性繫筋配置圖

9.6.2.1 樓版及屋頂系統均須有縱向及橫向繫筋，以提供 2,250 kgf/m 之計算強度。繫筋須通過內牆支承及構材與外牆間。且繫筋須位於版平面 60 cm 內。

解說：

縱向繫筋可由版內利用搭接、銲接、機械式續接或埋入灌漿接頭內且延伸穿越內牆支承處及與外牆相接合之構材外，並須有足夠的長度與保護層以發展其降伏強度。亦可將繫筋置於與版或屋頂系統接近之牆內，但距版或屋頂平面之垂直距離不超過60 cm。

9.6.2.2 平行於樓版或屋頂跨距之縱向繫筋其中心間距不得大於 3 m。在開口處須注意力之傳遞。

9.6.2.3 垂直於樓版或屋頂跨距之橫向鋼筋間距不得大於承重牆間距。

解說：

橫向繫筋可均勻分佈於版內，置於場鑄上覆版(*topping*)或集中於橫向承重牆附近。

9.6.2.4 每一樓層及屋頂沿邊緣 1.2 m 內須有計算強度 7,300 kgf 之繫筋。

解說：

周圍繫筋量不須外加於縱向及橫向繫筋要求。

9.6.2.5 垂直拉力繫筋須配置於所有牆內且在房屋高度內必須連續。牆繫筋須能提供沿水平方向 4,500 kgf/m 之計算強度。每片預鑄牆內至少需有 2 根垂直拉力繫筋。

9.7 接合與支承設計

9.7.1 構材間力之傳遞可利用灌漿接頭、剪力樺、機械式續接器、鋼筋連接、配有鋼筋之上覆版或以上之組合。

解說：

本規範允許以不同方法連接構材，這些方法可用以傳遞構材平面內及垂直於構材平面之力。

9.7.1.1 傳遞作用力之接合須以試驗或分析方法以證明其適用性。若剪力為接合之主要載重，可引用第 4.8 節之規定。

9.7.1.2 同時使用不同材料設計接合時，應考慮材料間之相對勁度、強度與韌性。

解說：

設計者須瞭解一接合內不同材料之元件(螺栓、銲接、版、埋設物等)有不同之結構性質，且可影響接合整體行為。

9.7.2 簡支預鑄樓版及屋頂構材之支承須滿足下列規定：

9.7.2.1 在支承與被支承構材或其中間支承元件間之接觸面的允許承壓應力不可超過接觸面及支承元件之承壓強度。混凝土之承壓強度見第 3.17 節。

解說：

在支承面上若有拉力，則可(1)降低允許承壓應力以增加承壓面積，或(2)提供束制鋼筋，或兩者併用，可見參考文獻[9.4]。

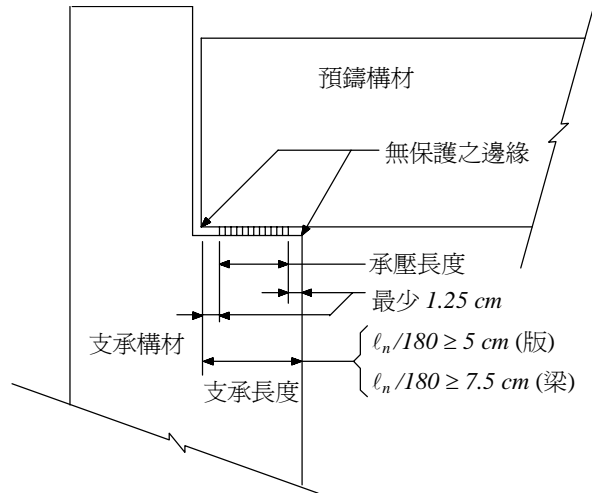
9.7.2.2 除經試驗或分析證明無損其性能，下列之最低需求必須滿足：

- (1) 考慮施工許可差後，其支承構材邊緣至預鑄構材邊緣在預鑄構材跨徑方向之距離至少為其淨跨距 l_n 之 $1/180$ ，且不小於

實心或中空樓版.....	5 cm
梁或有腹版構材.....	7.5 cm
- (2) 對無保護構材支承墊須自支承面退縮 1.25 cm 或自截角構材之邊退縮截角之尺寸。

解說：

本節區分承壓長度及預鑄構材與支承構材間之支承長度，如下圖：



圖R9.7.2 預鑄構材之承壓長度與支承長度

支承墊將集中載重及反力分佈於支承面積上，且允許水平位移及轉動以降低應力。為防止支承構材在承壓處應力過大而使混凝土剝落，除非邊緣有保護，預鑄構材不可放在支承構材之邊緣。保護之裝置可為錨定之鐵版或角鋼。第4.10.7節規定托架上之支承細節。

9.7.2.3 本規範第 5.12.1 節之規定不適用於簡支預鑄構材，但正彎矩鋼筋量之 $1/3$ 須延伸至至少至承壓長度之中心。依第 9.3.3 節之規定及「結構混凝土施工規範」第 5.6.11 節規定鋼筋排置之許可差須予以考慮。

解說：

靜定預鑄構材之正彎矩鋼筋不須依第5.12.1節規定延伸進入支承構材邊緣 15 cm 。為避免支承於預鑄構材內無鋼筋處，許可差須予考慮。

9.8 混凝土澆注後埋設物

9.8.1 突出於混凝土外或為檢視而裸露之埋設物(如插接筋或嵌入物)，經工程師認可，可於混凝土仍呈塑性狀態時植入，且須滿足下列規定：

- 9.8.1.1 該埋設物為無需鉤於或繫於混凝土內鋼筋者。
- 9.8.1.2 該埋設物於混凝土仍呈塑性狀態時，須能保持其正確位置。
- 9.8.1.3 在埋設物附近之混凝土須適當再搗實。

解說：

本節之規定與「結構混凝土施工規範」第5.6.4節規定之場鑄混凝土不同。許多預鑄產品之生產過程中不易或不能在混凝土澆注前將突出之鋼筋放置於其固定(最後)位置。經驗顯示此種鋼筋，如抵抗水平剪力之繫筋及孔件可在混凝土仍是塑性下謹慎埋入。

本規定不適用於須完全埋入混凝土之鋼筋或須鉤繫於混凝土內鋼筋之埋設物。

9.9 標記

- 9.9.1 預鑄構材必須加以標記以明示其在結構上的位置，方向及生產日期。
- 9.9.2 構材標記須與組裝圖一致。

9.10 儲放、搬運及吊裝

9.10.1 設計須考慮養護、脫模、儲存、運輸及吊裝對構材產生之作用力及扭曲變形，以避免應力過大或損傷。

解說：

規範要求構材在使用載重下之性能及設計載重下之強度。但是儲放、搬運及吊裝所產生的載重不能產生不符合規範之永久應力、應變、裂紋或變形。預鑄構材因儲放、搬運及吊裝導致之輕微裂紋或剝落，只要強度及耐久性不受影響，仍可接受。預鑄構材裂紋評估可參見美國PCI對生產及運輸裂紋之報告[9.24.9.25]。

9.10.2 預鑄構材或結構在吊裝過程中應有適當支撐及側撐，使其於永久接合完成前能確保其正確位置及結構整體性。

解說：

在合約或組裝圖上應標明所有臨時性吊裝、接合、側撐、支撐及其拆除之程序。

9.11 預鑄混凝土構材之強度評估

9.11.1 與場鑄混凝土形成複合構材之預鑄構材，可依下列規定僅對預鑄構材進行撓曲實驗。

9.11.1.1 試驗載重應為使預鑄構材拉力鋼筋產生之力等於依第 14.4.2 節所規定之載重施加於複合構材上其拉力鋼筋產生之力。

9.11.1.2 試驗載重應經計算不致對單一預鑄構材產生壓力或屈曲破壞。

9.11.2 預鑄混凝土構材之通過試驗與否應遵守第 14.6 節之規定。

解說：

當對預鑄混凝土構材之強度有所疑議時，可利用第十四章之方法加以評估。本節擴大第十四章之方法可用於測試未架設於結構上之單獨預鑄構材。

參考文獻

- [9.1] *Industrialization in Concrete Building Construction*, SP-48, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 1975, 240 pp.
- [9.2] Waddell, J. J., "Precast Concrete: Handling and Erection," *Monograph No. 8*, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 1974, 146 pp.
- [9.3] "Design and Typical Details of Connections for Precast and Prestressed Concrete," MNL-123-88, 2nd Edition, Precast/Prestressed Concrete Institute, Chicago, 1988, 270 pp.
- [9.4] *PCI Design Handbook—Precast and Prestressed Concrete*, MNL-120-92, 4th Edition, Precast/Prestressed Concrete Institute, Chicago, 1992, 580 pp.
- [9.5] "Design of Prefabricated Concrete Buildings for Earthquake Loads," *Proceedings of Workshop*, Apr. 27-29, 1981, ATC-8, Applied Technology Council, Redwood City, CA, 717 pp.
- [9.6] PCI Committee on Building Code and PCI Technical Activities Committee, "Proposed Design Requirements for Precast Concrete," *PCI Journal*, V. 31, No. 6, Nov.-Dec. 1986, pp. 32-47.
- [9.7] ACI-ASCE Committee 550, "Design Recommendations for Precast Concrete Structures (ACI 550R-93)," *ACI Structural Journal*, V. 90, No. 1, Jan.-Feb. 1993, pp. 115-121. Also *ACI Manual of Concrete Practice*.
- [9.8] ACI Committee 551, "Tilt-Up Concrete Structures (ACI 551R-92)," American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 1992, 46 pp. Also *ACI Manual of Concrete Practice*.

- [9.9] Manual for Quality Control for Plants and Production of Precast and Prestressed Concrete Products, MNL-116-85, 3rd Edition, Precast/Prestressed Concrete Institute, Chicago, 1985, 123 pp.
- [9.10] "Manual for Quality Control for Plants and Production of Architectural Precast Concrete," MNL-117-77, Precast/Prestressed Concrete Institute, Chicago, 1977, 226 pp.
- [9.11] PCI Committee on Tolerances, "Tolerances for Precast and Prestressed Concrete," *PCI Journal*, V. 30, No. 1, Jan.-Feb. 1985, pp. 26-112.
- [9.12] ACI Committee 117, "Standard Specifications for Tolerances for Concrete Construction and Materials (ACI 117-90) and Commentary (117R-90)," American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 1990. Also *ACI Manual of Concrete Practice*.
- [9.13] LaGue, D. J., "Load Distribution Tests on Precast Prestressed Hollow-Core Slab Construction," *PCI Journal*, V. 16, No. 6, Nov.-Dec. 1971, pp. 10-18.
- [9.14] Johnson, T., and Ghadiali, Z., "Load Distribution Test on Precast Hollow Core Slabs with Openings," *PCI Journal*, V. 17, No. 5, Sept.-Oct. 1972, pp. 9-19.
- [9.15] Pfeifer, D. W., and Nelson, T. A., "Tests to Determine the Lateral Distribution of Vertical Loads in a Long-Span Hollow-Core Floor Assembly," *PCI Journal*, V. 28, No. 6, Nov.-Dec. 1983, pp. 42-57.
- [9.16] Stanton, J., "Proposed Design Rules for Load Distribution in Precast Concrete Decks," *ACI Structural Journal*, V. 84, No. 5, Sept.-Oct. 1987, pp. 371-382.
- [9.17] *PCI Manual for the Design of Hollow Core Slabs*, MNL-126-85, Precast/Prestressed Concrete Institute, Chicago, 1985, 120 pp.
- [9.18] Stanton, J. F., "Response of Hollow-Core Floors to Concentrated Loads," *PCI Journal*, V. 37, No. 4, July-Aug. 1992, pp. 98-113.
- [9.19] Aswad, A., and Jacques, F. J., "Behavior of Hollow-Core Slabs Subject to Edge Loads," *PCI Journal*, V. 37, No. 2, Mar.-Apr. 1992, pp. 72-84.
- [9.20] "Design of Concrete Structures for Buildings," CAN3-A23.3-M84, and "Precast Concrete Materials and Construction," CAN3-A23.4-M84, Canadian Standards Association, Rexdale, Ontario, Canada.
- [9.21] "Design and Construction of Large-Panel Concrete Structures," six reports, 762 pp., 1976-1980, EB 100D; three studies, 300 pp., 1980, EB 102D, Portland Cement Association, Skokie, IL
- [9.22] PCI Committee on Precast Concrete Bearing Wall Buildings, "Considerations for the Design of Precast Concrete Bearing Wall Buildings to Withstand Abnormal Loads," *PCI Journal*, V. 21, No. 2, Mar.-Apr. 1976, pp. 18-51.
- [9.23] Salmons, J. R., and McCrate, T. E., "Bond Characteristics of Untensioned Prestressing Strand," *PCI Journal*, V. 22, No. 1, Jan.- Feb. 1977, pp. 52-65.
- [9.24] PCI Committee on Quality Control and Performance Criteria, "Fabrication and Shipment Cracks in Prestressed Hollow-Core Slabs and Double Tees," *PCI Journal*, V. 28, No. 1, Jan.-Feb. 1983, pp. 18-39.
- [9.25] PCI Committee on Quality Control and Performance Criteria, "Fabrication and Shipment Cracks in Precast or Prestressed Beams and Columns," *PCI Journal*, V. 30, No. 3, May-June 1985, pp. 24-49.