

# 第一章 總則

## 1.1 適用範圍

本規範依據建築技術規則建築構造編第235條之1規定訂定之。本規範適用於建築之鋼結構設計。但不包括冷軋型鋼構造、鋼骨鋼筋混凝土結構及其它特殊結構。

解說： 本規範適用於建築之鋼結構設計，而特殊用途結構物，如廠房及橋梁等，其設計與一般建築物不同，應參考其相關之設計規定。對於冷軋型鋼之構件設計，本規範亦不適用，其設計時可參照「冷軋型鋼構造建築物結構設計規範及解說」或其它相關規範。對於鋼骨鋼筋混凝土結構本規範僅將其併入第九章之合成構材設計，較詳細之設計規範可參考「鋼骨鋼筋混凝土構造設計規範與解說」與相關之規範。對於特殊結構，或因研究資料尚不完備及無統一之設計基準，或因規範無法針對特殊之個案而編寫，仍有賴設計者依據實際的客觀條件及專業知識去設計。

本規範主要涵蓋設計人員經常會遭遇到之設計要件，而不包括於設計期間內較少遭遇到之問題。

## 1.2 鋼結構接合型式

下列為鋼結構之基本接合型式，須分別依照本規範相關規定及設計假設以決定其構材尺寸、接合型式及接合強度：

1. 完全束制接合型式，係假設梁與柱之接合為完全剛性，亦即構材間之交角在載重前後能維持不變。
2. 部分束制接合型式，係假設梁與柱間，或小梁與大梁之端部接合無法達完全剛性，亦即在載重前後其構材間之交角會改變。

本規範對於完全束制接合並無特別之限制條件；對於部分束制接合結構則與所預期之端部束制程度有關；如果不考慮端部束制，一般稱為「簡支接合」，亦即表示小梁或大梁之端部接合在垂直載重作用下，僅承受剪力並能自由轉動。使用「簡支接合」時須滿足下列規定：

1. 承受因數化垂直載重時，在接合處及所連接之構材須依簡支梁設計。
2. 接合處及所連接之構材必須能夠抵抗因數化側向載重。
3. 因數化垂直載重與側向載重同時作用時，接合處必須有足夠之非彈性轉動能力，以避免螺栓或電銲處承受過大之應力。

設計接合構材或分析整體結構之穩定性時，如需考慮接合處之束制狀況，其接頭之轉動特性必須以分析方法或實驗決定之。

解說： 本規範有關鋼結構接合之分類係將過去容許應力設計規範之剛性結合

方式改稱為完全束制接合型式，而將半剛性接合及簡支結合方式合併改稱為部份束制接合型式。其中完全束制接合，可以採用彈性分析或非彈性分析。部份束制接合若完全滿足「簡支接合」之規定時，接合處之束制可不予考慮。若接合處具有抵抗彎矩之能力，且其彎矩強度及勁度大小皆為已知時，可依接合之實際束制狀況加以設計，唯亦應考慮此部份束制接合對結構穩定及構架二次效應之影響。

對於部份束制接合之彎矩強度與勁度之關係可經由分析或實驗來加以決定，但因接合處受螺栓或銲接之影響，分析上較為困難，故一般較準確之方法為以實驗求取這些資料，文獻(Kishi 1986)曾收集過去曾進行之試驗資料並將其歸類整理得到數類彎矩轉角關係式，以供參考。

因數化載重乃指乘上載重因數後之載重。

垂直載重乃指垂直於構件主軸方向之各種載重。

### 1.3 品質要求

鋼結構施工由購料起以迄加工、接合、安裝完成，均應詳細查驗證明其品質及安全，為確證施工能達到設計標準，應聘請專業人員辦理查驗工作，詳細記載查驗事項，並剔除不合格部分。

解說： 本節之規定係依據建築技術規則建築構造編第239條之規定。由於鋼結構之品質管制影響結構安全甚鉅，其材料、加工、接合、安裝中所造成之瑕疵均可能對結構產生不利之影響，並導致結構無法達到設計標準，故本規範將品質要求列入主文內。

### 1.4 耐震要求

有關耐震設計之要求應依本規範第十三章之規定辦理。

解說： 因臺灣地處地震帶，故應加強有關耐震設計之要求。較詳細之耐震設計規定請參閱本規範第十三章。

### 1.5 設計基準

鋼結構之設計應符合下列各項要求：

- 1.設計應檢核強度極限狀態和使用性極限狀態；強度極限係指結構之最大承載能力，其與結構之安全性密切相關。使用性極限係指正常使用下其使用功能之極限狀態。
- 2.各類結構物之設計強度須依其結構型式，在不同載重組合下，可利用彈性分析或非彈性分析決定之，唯用非彈性分析時，除其材料之降伏應力應小於

4.55tf/cm<sup>2</sup>，並須符合本規範有關結實斷面、穩定性及有效無支撐長度之規定。

除混合梁外，小梁和大梁，包含有合成作用之構材，其材料之降伏應力小於4.55t/cm<sup>2</sup>，並符合本規範有關結實斷面、穩定性及有效無支撐長度之規定，且支承處為連續或以螺栓或銲接與柱剛接時，除懸臂梁外可依其承受垂直荷重端支承處最大負彎矩之9/10設計，同時其正彎矩應增加平均負彎矩之1/10。柱與梁剛接並由柱抵抗負彎矩時，若柱之軸壓載重不大於 $\phi_c 0.15 A_g F_y$ ，則其彎矩可減少1/10設計之，其中， $\phi_c$ 為柱之強度折減因子， $A_g$ 為柱之斷面積， $F_y$ 為材料之標稱降伏應力。

- 3.各構材及接頭之設計強度必須大於或等於由因數化載重組合計得之需要強度，設計強度 $\phi R_n$ 係由標稱強度 $R_n$ 乘上強度折減因子 $\phi$ 而得，即 $\phi_i R_i \geq \sum r_i Q_i$ ，其中， $\phi_i$ 為材料或構件的強度折減係數， $\phi_i < 1.0$ ； $R_i$ 為標稱強度； $r_i$ 為載重放大係數， $r_i \geq 1.0$ ； $Q_i$ 則為標稱載重。強度折減係數及載重放大係數應依照本規範相關章節之規定決定之。
- 4.使用性及其他考慮：整體結構及每一構材、接合部及螺栓須依本規範第九章及第十一章之規定檢核其使用性。

解說：當整體結構或其部份構件在受力狀態下，未能滿足原設計之目的與功能時，此結構可能已進入其極限狀態（limit state）。一般結構之極限狀態可分為：(一)強度極限狀態（strength limit state），如結構元件或整體結構受外力作用或其它原因而未能保持原設計之承載能力。(二)使用性極限狀態（serviceability limit state），如變形、撓度或振動太大以致影響其使用性。而結構設計之主要目標在於防止結構物在預估使用期限內產生上述之極限狀態。但結構物之設計、施工至使用過程中有甚多之不確定因素皆可能影響其強度極限或使用性極限，諸如：在結構分析上所作之近似假設、載重預估之不準確性、施工過程品質之控制等，而實際結構物之使用狀態亦可能與原設計上之功能有所差誤。針對這些可能導致結構物進入極限狀態之因素，一般設計規範均以安全係數來加以防範，過去常用的設計理念，是以折減材料之強度來作為設計之安全係數，此即為容許應力設計法（Allowable Stress Design）(AISC 1978)；亦有將工作載重乘上載重係數（安全係數）以涵蓋設計上之不確定因素者，如塑性設計法（Plastic Design）(AISC 1978)。

影響結構安全的因素甚多，較主要者為材料強度及載重預估，前述容許應力設計法或塑性設計法常以折減材料強度或放大載重作為設計之安全係數，對結構安全的掌握並非最佳的方法。近年來，設計方法逐漸傾向採取以可靠度分析為基礎之極限設計法，此法以機率模式，將材料強度之變異性與載重之變異性當作決定強度折減係數與載重係數的依據，使結構物

的整體安全性，較能達到一致之水準。此種方法可以下式來說明(Ravindra 1978)：

$$\phi_i R_i \geq \sum r_i Q_i \quad (\text{C1.5-1})$$

其中， $\phi_i$  為材料或構件的強度折減係數， $\phi_i < 1.0$ ； $R_i$  為標稱強度； $r_i$  為載重放大係數， $r_i \geq 1.0$ ； $Q_i$  則為標稱載重；而  $\phi_i$  及  $r_i$  皆以可靠度之方法決定之。以可靠度分析為基礎之極限設計法可在不同的設計情況下（如張力構件，壓力構件等，或不同的載重組合時），保持預先設定的安全性或可靠度。此法亦可由設定之可靠度來反應預期的破壞型式，例如設定梁構材比柱構材先達降伏，可提供預警作用。設計者經由可靠度設計的步驟，能更了解功能需求和結構行為的相互關係。

工程系統的可靠度可藉由工程系統失敗的或然率推導之，功能函數一般可定義為多變數函數如  $g(X) = g(X_1, X_2, \dots, X_n)$ 。函數  $g(X)$  可以決定系統的狀態，

$$g(X) > 0 \equiv \text{安全狀態} \quad (\text{C1.5-2})$$

$$g(X) < 0 \equiv \text{失敗狀態} \quad (\text{C1.5-3})$$

$$g(X) = 0 \equiv \text{系統達極限狀態} \quad (\text{C1.5-4})$$

在二維變數中可以下式代表：

$$g(R, Q) = R - Q$$

其中， $R$ 、 $Q$  分別為系統抵抗力及外力。若假設  $R$  與  $Q$  的或然率分佈為已知，而且假設  $R$  與  $Q$  為統計上獨立且連續事件，則系統失敗的機率  $P_f$  可寫成：

$$\begin{aligned} P_f &= P(R < Q) \\ &= \int_0^{\infty} F_R(x) f_Q(x) dx \end{aligned} \quad (\text{C1.5-5})$$

其中， $F_R(x)$  為隨機變數  $R$  之累積或然率分佈函數 (cumulative probability distribution function, cdf)，而  $f_Q(x)$  則為隨機變數  $Q$  之或然率密度函數 (probability density function, pdf)。若  $R$  及  $Q$  皆為常態分佈，則

$$P_f = \Phi \left[ -\frac{R_m - Q_m}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_Q^2}} \right] = \Phi(-\beta) \quad (\text{C1.5-6})$$

其中， $R_m$ 、 $Q_m$  分別為  $R$  及  $Q$  之平均值，而  $\sigma_R$ 、 $\sigma_Q$  則分別為  $R$  及  $Q$  之標準偏差， $\Phi$  為標準常態或然率分佈函數， $\beta$  則稱為安全指標 (safety index) 或可靠度指標 (reliability index)。上式使用於早期以或然率為基礎之設計規範中，而 AISC 極限設計法規範則使用圖 C1.5-1 所示之方法，且因  $[\ln(R/Q)]_m$

$\doteq \ln(R_m/Q_m)$ ， $\sigma_{\ln(R/Q)} \doteq \sqrt{V_R^2 + V_Q^2}$ ，所以

$$\beta \approx \frac{\ln(R_m / Q_m)}{\sqrt{V_R^2 + V_Q^2}} \quad (\text{C1.5-7})$$

上式中之 $\sqrt{V_R^2 + V_Q^2}$ 可利用分離係數 $\alpha_{RQ}$ 將其線性化。茲定義分離係數 $\alpha_{RQ}$ 如下：

$$\alpha_{RQ} = \frac{\sqrt{V_R^2 + V_Q^2}}{V_R + V_Q} \quad (\text{C1.5-8})$$

對一般常用之 $V_R$ 與 $V_Q$ 而言， $\alpha_{RQ}$ 值可取為0.55 (Ravindra 1978)，因此(C1.5-7)式可改寫如下：

$$R_m = \exp[\beta \alpha_{RQ} (V_R + V_Q)] Q_m$$

$$\text{或 } \exp[-\beta \alpha_{RQ} (V_R)] R_m = \exp[\beta \alpha_{RQ} (V_Q)] Q_m \quad (\text{C1.5-9})$$

上式中等號左邊為強度之函數而等號右邊為載重之函數，亦即

$$\phi R_m = r Q_m \quad (\text{C1.5-10})$$

其中， $\phi$ 為強度折減係數， $r$ 為載重放大係數。一般設計規範常以標稱值 $R_n$ 及 $Q_n$ 來表示，因此(C1.5-10)式可寫為

$$\phi R_n \geq r Q_n \quad (\text{C1.5-11})$$

其中

$$\phi = \frac{R_m}{R_n} \exp(-0.55 \beta V_R)$$

(C1.5-12)

(C1.5-12)式即為目前規範中強度折減係數 $\phi$ 之表示方法。

對於載重係數 $r$ 之求取，本規範採用一階線性二次矩的方法來計算 (First-Order-Second-Moment Method)。由於在二維變數中，安全指標 $\beta$ 相當於安全界限距離原點最短之距離(Ellungwood 1980)，而 $\alpha_R$ 或 $\alpha_Q$ 表示臨界點上各參數軸的方向餘弦，因此在失敗面上的臨界點為：

$$Q = -\alpha_Q \beta \quad (\text{C1.5-13})$$

$$R = -\alpha_R \beta \quad (\text{C1.5-14})$$

方向餘弦為：

$$\alpha_Q = \frac{(\partial g / \partial Q)}{\sqrt{(\partial g / \partial Q)^2 + (\partial g / \partial R)^2}} \quad (\text{C1.5-15})$$

當安全指標的界限已知後，便可利用上式求得設計時的外力 $\bar{Q}$ 和臨界點上所求得之外力 $Q^*$ 比值，得

$$\gamma_i = \frac{Q^*}{Q} \quad (\text{C1.5-16})$$

由於  $Q^*$  在數學模式中為無因次向量，其無因次化的步驟為

$$Q = \frac{Q^* - \bar{Q}}{\sigma_Q} \quad (\text{C1.5-17})$$

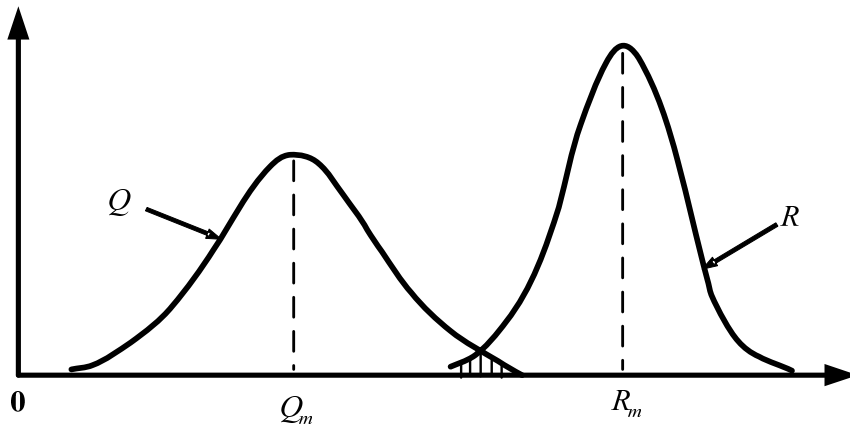
故

$$\begin{aligned} Q^* &= \bar{Q} - Q \cdot \sigma_Q \\ &= \bar{Q} - \alpha_Q^* \cdot \beta \cdot \sigma_Q \\ &= \bar{Q}(1 - \alpha_Q^* \cdot \beta \cdot V_Q) \end{aligned} \quad (\text{C1.5-18})$$

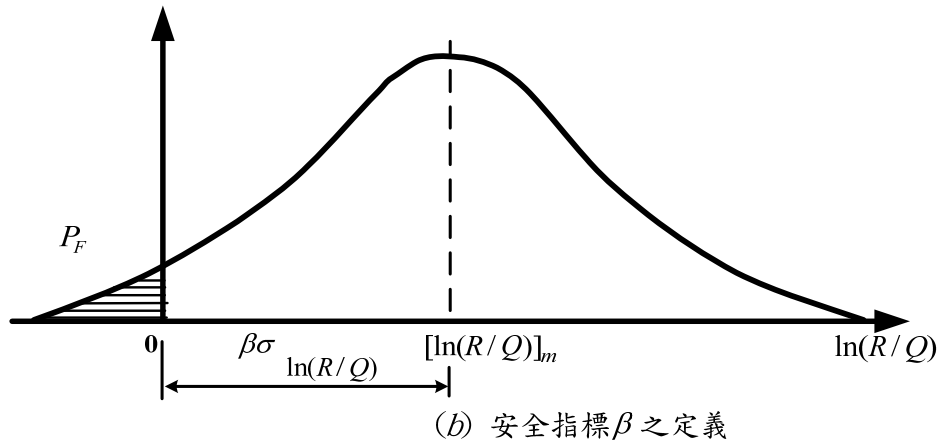
因此載重放大因子  $r$  可依下式求得

$$\gamma_i = 1 - \alpha_Q^* \cdot \beta \cdot V_Q \quad (\text{C1.5-19})$$

其中， $\alpha_Q^*$  表示在臨界點上的臨界方向餘弦。求得  $\phi$  及  $r$  之後再依式(C1.5-11)即可進行結構設計。此種基於可靠度分析，以載重放大係數和強度折減係數來彌補無法預見的標稱值偏差，將可使設計的結構較能達到預先設定的安全程度，且不致過於保守或造成危險。



(a) 材料強度  $R$  與外載重  $Q$  之強度頻率分佈圖



圖C1.5-1 載重與強度之分佈及安全指標之關係

## 1.6 製圖規定

### 1.6.1 設計圖

設計圖應依照結構計算書之計算結果繪製，至少應包含下列各項：

1. 建築結構之平面圖、立面圖、剖面圖及必要之詳細圖。平面圖應註明方位及與建築線之相關位置。圖上應註明使用尺寸之單位，尺寸之單位以mm為原則。
2. 構材之斷面尺寸及其相關位置。
3. 接合詳細圖或接合所採用之接合型式及其接合處所承受之剪力、彎矩、扭力及軸力等力量之大小、方向及作用點。
4. 桁架、大梁等必要之預拱。
5. 一般規定事項：
  - (1) 設計規範、設計載重及鋼構架型式。
  - (2) 設計時所採用之活載重、靜載重、地震力、風力、施工載重及其他在設計時已考量之特殊載重。
  - (3) 使用鋼材之規格及其降伏強度與抗拉強度。
  - (4) 鉸材、螺栓等接合物之規格及強度。
  - (5) 以高強度螺栓接合之接頭應註明摩阻式接合或承壓式接合。
  - (6) 直接承壓之柱與柱、柱與底板及加勁板之承壓面，必要時應加註需要加工之程度。
  - (7) 加勁材或斜撐應註明繪製施工圖所需之資料。
  - (8) 繪製施工圖所需要之標稱載重及設計強度。

### 1.6.2 施工圖

鋼結構施工前應依據設計圖說，繪製施工圖。

施工圖須註明各構材於製造、組合及安裝時所需之完整資料，至少應包含下列各項：

1. 安裝圖：標示結構物之方位、構件之編號，及其相關位置之尺寸、工地接合之位置及其注意事項。必要時應提供吊裝重量、重心位置及順序。
2. 製造圖：依設計圖說繪製，並註明下列各項資料：
  - (1) 構材之尺寸、重量、數量、編號、表面處理方式及相關位置。
  - (2) 配件（含吊耳）之尺寸、位置、數量及編號。
  - (3) 螺栓之孔徑大小、位置及數量。
  - (4) 銲接之型式、尺寸、長度及相關技術。
  - (5) 螺栓或銲接是否為廠製或現場施工及其他注意事項。
3. 材料表：依製造圖，列表標示每一構材與配件等之斷面尺寸、長度、數量、重量、材質等資料。
4. 原設計圖與製造、安裝等有關之規定均應分別加註於製造圖及安裝圖中。

### 1.6.3 製圖比例

設計圖及施工圖之比例，以能明確標示各項資料為原則。

解說：結構全圖之平面、立面之比例不宜小於1/100，而結構詳細圖之立面、剖面之比例不宜小於1/20。

### 1.6.4 圖線規定

繪畫圖線，應依CNS B1001「工程製圖之一般準則」之規定。

### 1.6.5 構材符號

構材符號依下列規定以英文字母表示之：

(B)代表梁，(C)代表柱，(F)代表基腳，(G)代表大梁，(GT)代表圍梁，(J)代表柵梁，(LL)代表下弦構材，(P)代表桁條，(UL)代表腹構材，(UU)代表上弦構材。

### 1.6.6 鋼材符號

鋼材符號依下列規定表示之：

(BH)代表銲接工型鋼，(C)代表槽鋼，(L)代表角鋼，(H)代表工型鋼，(T)代表T型鋼，(I)代表標準I型鋼，(PL)代表鋼板，(PP)代表鋼管，(RH)代表熱軋工型鋼，(Z)代表Z型鋼，(□)代表箱型鋼，(RB)代表圓棒鋼。



### 1.6.7 銲接符號

銲接符號及標註符號方法應依CNS B1001-6—工程製圖之銲接（本規範以下稱銲接）符號之規定。

### 1.7 常數

鋼結構所用結構鋼、鑄鋼、鍛鋼之彈性模數為 $2040 \text{ tf/cm}^2$ ，剪力彈性模數為 $810 \text{ tf/cm}^2$ ，波森比為0.3，溫度伸縮係數為 $0.000012/^\circ\text{C}$ 。

### 1.8 符號說明

$\phi_i$  =材料或構件的強度折減係數， $\phi_i < 1.0$

$R_i$  =標稱強度

$r_i$  =載重放大係數， $r_i \geq 1.0$

$Q_i$  =標稱載重

## 第二章 載重

### 2.1 適用範圍

本章規定結構設計時所應採用之載重大小及載重組合，除本章另有規定者外，應依據建築技術規則及相關規範之規定辦理。

### 2.2 載重係數與載重組合

結構及其構件所需提供之強度，須依係數化載重組合後之臨界狀況決定。臨界狀況可能在一種或多種載重作用時發生，其對應之標稱載重與載重組合應依據建築技術規則及相關規範之規定辦理。若建築技術規則及相關規範中並無相關規定，則須檢核下列之載重組合：

$$1.4D \quad (2.2-1)$$

$$1.2D + 1.6L \quad (2.2-2)$$

$$1.2D + 0.5L \pm 1.6W \quad (2.2-3)$$

$$1.2D + 0.5L \pm E \quad (2.2-4)$$

$$0.9D \pm E \quad (2.2-5)$$

$$0.9D \pm 1.6W \quad (2.2-6)$$

其中，

$D$  = 靜載重，結構物構件重量及永久附加物重量。

$L$  = 活載重，包括室內人員、傢俱、設備、貯存物品、活動隔間等。

$W$  = 風力載重，依據「建築物耐風設計規範及解說」之規定。

$E$  = 地震力載重，依據「建築物耐震設計規範及解說」之規定，惟其中起始降伏地震力放大係數 $\alpha_y$ 取1.0。

式(2.2-3)與(2.2-4)中，若結構物之用途為車庫、公眾使用場所或活載重大於 $0.5\text{tf/m}^2$ 時， $L$ 之載重係數應為1.0。

解說： 結構及其構件所需提供之強度，須依係數化載重組合後之臨界狀況決定。臨界狀況可能在一種或多種載重作用時發生，其對應之標稱載重與載重組合應依據建築技術規則及相關規範之規定辦理。影響極限狀態之參數主要為材料或構件強度及載重大小，由於結構之強度或外力載重之大小及作用之時機，並未呈現規律性，須藉或然率理論來探討各參數之分佈情形。對於這些參數之分佈情形須進行大規模的調查統計，屬於外載重之活載重、風力載重與地震力載重受地域性影響甚鉅，擬議中之「建築物設計載重規範」（葉祥海與陳瑞華 2003）利用可靠度分析台灣地區之調查資料，訂定各種載重組合及其活載重、風力與地震力之載重係數。至於構材強度

及靜載重受地域性之影響較小，而台灣地區尚欠缺此方面資料，且美國國家標準局曾作大規模之研究 (Ellingwood et al. 1980；ANSI 1982) 已有詳細資料，故暫參考美國地區之研究資料，待國內有更新統計資料時再行修正之。

利用或然率理論和可靠度分析，可以預估結構極限狀態的發生機率，並將其界定於可接受的範圍內，如此較符合結構安全與經濟性之要求。在極限設計法中安全指標 ( $\beta$  值) 之選定將影響設計之載重放大係數與強度折減係數，美國鋼構極限設計法對於桿件在受垂直力時其安全指標  $\beta$  乃界定於  $\beta=3.0$  (AISC 1986)，而在垂直力及橫向之風力作用下 ( $D+L+W$ ) 其安全指標  $\beta$  則設定於  $\beta=2.5$ ，在垂直力與地震力共同作用下 ( $D+L+E$ ) 則  $\beta=1.75$ ，此種在短期載重下採用較小之安全指標與過去的設計方法並無不同。在單獨垂直作用力時，載重作用的速率 (loading rate) 是假設靜力作用，在考慮風力或地震力時，因載重速率加快，而使實際抵抗力稍增，考慮此種影響，將  $R/R_n$  的比值乘以 1.10 倍 (Ellingwood et al. 1980)，由於風力載重屬於短期載重，其  $\beta$  值通常隨風力增大而降低，平均而言，比靜載重與活載重組合時安全性為小，此外附屬結構物對於減輕風壓力效應也有助益，但計算外力影響之過程中，則忽略應力重分配以及附屬結構物之影響，所以在垂直作用力與風力聯合作用下的安全指標，比單獨垂直作用力下之安全指標略低，應屬合理。本規範在長期載重與風力共同作用下安全指標定為 2.5，此安全程度與美國地區相同，而比日本地區為高 (日本規範風力與長期載重下之安全指標  $\beta$  為 2.0 (日本建築學會 1990))。

在風力或地震力等橫力作用下僅考慮自重為穩定結構的安定力，此時之橫力稱為傾倒作用力，而自重則為抵抗傾倒之穩定力，現行規範中風力反向作用時之安全指標，比風力正向作用時略低，而且安全指標下降的速率很快，風壓力漸增時安全指標約在 1.5 至 1.75 之間，現行規範低估了反向作用力的影響，反向作用力在以往規範中很少成為控制設計條件，乃因載重組合係數之低估所致，在本文中反向作用風力之安全指標為 2.0，較現行規範值略高，此條件下之安全程度與美國以及日本地區使用者相同。

強度折減係數與安全指標之配合，須經不同載重組合計算與比較，此類計算甚為費時，在實際設計中，甚多實例其最大載重組合是由垂直力所控制，而垂直作用力之組合，亦是首先必須檢核之載重組合。若建築技術規則及相關規範中並無相關規定，則可採用本規範所列之載重組合。在訂定本規範所列之載重組合時，靜載重與活載重之統計資料，為引用美國地區之研究結果，因此在垂直力作用下之載重係數，本規範採用與美國地區相同之  $\phi R_n \geq 1.2D + 1.6L$ ，若考慮材料強度之分佈情形及設定安全指標  $\beta$  為 3.0 時，上式之  $\phi$  值約在 0.8 至 0.85 之間。

表C2.2-1為AISC規範委員會在LRFD規範中所決定之強度折減係數，我國之鋼構材質與製造標準與美國地區差異不大，在未有更進一步之廣泛調查資料可資運用前，本文之抵抗力部分暫時參照美國地區之研究成果。在求取風力載重係數時有關構件之抵抗力部分則只取較具有代表性之張力桿件、組合梁與柱構件，而風力大小除用全臺灣平均值外，另檢核臺北、臺中、高雄等大都會區，取其較保守者為本規範建議之載重係數。

對中央氣象局於臺灣地區歷年來各測站之風速資料進行研究，求得風壓力的平均值與變異係數後(陳生金等 1992)，再利用一階二次矩準則，求取限制方程  $g(x)$  為  $R - (D + L_{apt} + W)$   $L_{apt}$  表示任意時間之活載重 (arbitrary-print-in-time load) 及  $R - (D - W)$  的載重組合時各載重之載重係數，以符合預先選定之安全指標。在求取風力載重係數的過程中，假設活載重係數  $\gamma_L = 0.5$ ，靜載重係數滿載時為  $\gamma_D = 1.2$ ，空載時為  $\gamma_D = 0.9$  (AISC 1986)，如下式：

$$\phi R_n \geq 1.2D + 0.5L + \gamma_w W \quad (C2.2-1)$$

$$\phi R_n \geq 0.9D - \gamma_w W \quad (C2.2-2)$$

取  $\gamma_D = 1.2$ ，是由於在靜載重與活載重組合時為  $1.2D + 1.6L$ ，在安全係數相同的前題下，可將  $\gamma_w$  調至較方便之常數，同理，在現行AISC之極限設計中，反向作用力時： $\phi R_n \geq 0.9D - 0.3W$  故將  $\gamma_D$  定於0.9，並假設在極限狀態發生時，風載重與靜載重比介於0.5至4.0間，活載重與靜載重比值則代入0.5與1.0，以求  $\gamma_w$  之變化情形。

由研究顯示(陳生金等 1992)，臺灣地區與臺北市、高雄市、臺中市的風力載重係數變化約在1.4至1.6之間，因此可保守的取  $\gamma_w = 1.6$ ，於是式 (C2.2-1)可寫為：

$$\phi R_n \geq 1.2D + 0.5L + 1.6W \quad (C2.2-3)$$

同理在空載時受風力作用時， $\gamma_w$  的分佈在1.4至1.7之間，取  $\gamma_w = 1.6$ ，而式(C2.2-2)變為：

$$\phi R_n \geq 0.9D - 1.6W \quad (C2.2-4)$$

美國規範與日本鋼結構極限設計規範在相同載重組合下之風力係數與本規範採用值之比較如下：

臺灣地區：

$$\phi R_n \geq 1.2D + 0.5L + 1.6W \quad \beta = 2.5 \quad (C2.2-5)$$

$$\phi R_n \geq 0.9D - 1.6W \quad \beta = 2.0 \quad (C2.2-6)$$

美國地區：

$$\phi R_n \geq 1.2D + 0.5L + 1.3W \quad \beta = 2.5 \quad (C2.2-7)$$

$$\phi R_n \geq 0.9D - 1.3W \quad \beta = 2.0 \quad (C2.2-8)$$

日本地區：

$$\phi R_n \geq 1.1D + 0.6L + 1.6W \quad \beta = 2.0 \quad (C2.2-9)$$

$$\phi R_n \geq 0.9D - 1.6W \quad \beta = 2.0 \quad (C2.2-10)$$

而使用式(C2.2-5)及式(C2.2-6)之載重係數時，其標稱風力大小須依據「建築物耐風設計規範及解說」之規定辦理。

評估結構物所受地震力，通常須考慮工址可能發生之最大加速度，及結構與土壤之互制作用，現行地震力規範中評估地震力之方法，是以等值的靜態作用力，取代繁複之動態分析，另外，結構物本身所能承受地震力之能力，是以結構系統所能提供之勁度與韌度來衡量。工址加速度值，與地震力有直接的關係，地震力對結構物所造成的破壞，是由於強震時之加速度造成，若以可能發生之最大加速度來設計，對一般結構物可能過於保守，但因強烈地震出現的機率，和規模大小呈反比關係，建築物之耐震設計容許在強烈的地震作用下，結構物可以產生相當的損害，但崩塌和生命的損失則必須避免。基於上述的考慮，並假設一般工程壽命使用週期為50年，且限定地震力所造成的加速度超過設計加速度之機率為百分之十，而若以回歸週期來表示則為475年。本節有關地震力之計算應依據「建築物耐震設計規範及解說」之規定辦理，惟其中起始降伏地震力放大係數 $\alpha_y$ 應取1.0。

表 C2.2-1 AISC-LRFD 規範中之強度折減係數

構 件	極 限 狀 態	強度折減係數
張力桿件	降 伏 極 限 狀 態	0.9
	撕 裂 極 限 狀 態	0.75
壓力桿件	—	0.85
撓曲桿件	—	0.9
組 合 梁	—	0.85
銲 接	依銲接方式不同而定	0.75
		0.8
		0.9
螺栓接合	張力及承壓強度極限狀態	0.75
	承壓型螺栓剪力極限狀態	0.65
	摩阻型螺栓剪力極限狀態	1.0
接合剪力斷裂	接合之剪力斷裂極限狀態	0.75
腹板或翼板 承受集中力	翼板局部彎曲	0.9
	腹板局部降伏	1.0
	腹板壓褶	0.75
	腹板承壓挫屈	0.9
	腹板側移挫屈	0.85

## 2.3 衝擊載重

若因活載重而產生衝擊效應時，活載重須增加。若未特別指定，則其增加量應為：

電梯及其機具之支承設計	100%
輕機具、馬達驅動或軸驅動輕機具之支承設計	20%
往復式或電力驅動機具之支承設計	50%
懸吊之樓版或陽台	30%
以控制室操作吊車之大梁及其接合	25%
以吊纜操作吊車之大梁及其接合	10%

解說：快速移動之活載重通常會對承載結構物產生瞬間之衝擊效應，於設計時須加以妥當考慮，最常見的例子為車輛通過橋梁時所產生之衝擊效應，本規範雖不包含橋梁設計，惟於房屋建築結構中亦偶須加以考慮，如當有吊車存在時，吊車梁將承受此類動態載重，而其考慮時應以總體移動重量計之，此因最大載重乃發生在吊車吊重尚在移動中，惟此類載重通常僅對直接承載之桿件產生效應，因此種衝擊載重歷時甚短，較不易傳遞至結構之其它桿件，惟對特殊之衝擊式振動載重（如機械之振動），須詳加設計，以免造成結構破壞或機械運轉產生困難。而此類特殊衝擊振動設計可參考相關之廠房設計標準，如美國之廠房設計手冊 (AISE 1979)。

日本鋼結構極限設計法規範（日本建築學會 1990）中建議支承衝擊載重之構材，考慮衝擊效應，須加大其載重，如不經特別之調查可依下述方式增大之：

1. 支承電梯之構材	電梯重量（含載重及配重）之100%
2. 支承振動機械之構材	機械重量之 20%
3. 懸吊樓板或露台之構材	活載重之 33%
4. 吊車梁及其支承材	
a. 於地面上以按鈕操作吊車者	車輪載重之 10%
b. 人員乘坐於吊車內操作者	車輪載重之 25%

其它如吊車行走時作用之水平力，地震力及集中應力，亦可參照該規範。

## 2.4 吊車車道梁水平力

吊車車道梁之標稱水平力係基於吊機移動時之效應，其值至少為吊機重與吊重和之20%（不含吊車之其他部分）。此作用力假設作用於軌道之頂端，其作用力方向為垂直於軌道之方向，且此作用力之分佈將依軌道支撐結構之側向勁度而定。

沿軌道軸向之載重至少應為吊車作用於軌道上最大載重之10%。

## 2.5 施工載重

鋼結構設計時應考慮所預期之施工載重，並將所考慮之施工載重大小註明於設計圖說上。施工廠商應在施工前依其採用之工法及施工順序檢核施工載重，詳附於施工計畫中，並經核可後方得施工。

解說： 鋼結構設計時應考慮所預期之施工載重。因實際承包商所採用之各種工法及機具各有不同，於結構設計時無法一一計入，故僅要求結構設計者將其所考慮之施工載重載明於設計圖說上，施工時，由施工廠商再行檢討。於考慮施工載重時，其載重組合可採用活載重之載重係數，惟因其為臨時載重，在與風力及地震力組合時，可視其工期長短，採用較小回歸期之載重。

## 2.6 符號說明

$D$  = 靜載重

$L$  = 活載重

$W$  = 風力載重

$E$  = 地震力載重

$R_n$  = 標稱強度

$\alpha_y$  = 起始降伏地震力放大係數

$\beta$  = 安全指標

$\phi$  = 強度折減係數

$\gamma_D$  = 靜載重放大係數

$\gamma_L$  = 活載重放大係數

$\gamma_W$  = 風力載重放大係數

## 第三章 材料

### 3.1 一般規定

#### 3.1.1 鋼結構之材料

鋼結構所使用之材料包含結構用鋼板、棒鋼、型鋼、結構用鋼管等鋼材，以及浪型鋼板、螺栓、螺帽、墊圈及剪力釘與銲接材料等各項材料規格，均應符合第 3.2 節至第 3.5 節所列之標準。

解說： 本規範有關鋼結構之材料均以符合國家標準(CNS)為原則，但因世界各國之鋼材不斷在創新，且考慮我國目前及未來可能之需求，將難以禁止使用國外進口貨。且部分材料尚未訂定國家標準，因此本規範亦容許，經由國際通行檢驗標準檢驗合格，且達設計所需之最低檢驗標準者。

#### 3.1.2 鋼材檢驗

未列於第 3.2 節至第 3.5 節之鋼材應依 CNS 2608「鋼料之檢驗通則」及相關之國家檢驗測試標準，或政府主管單位認可之國際通行檢驗標準檢驗測試，確認符合其原標示之標準，且證明達到本規範之設計標準者方可使用。

#### 3.1.3 鋼材品質證明

鋼結構所使用之各項材料，應由原生產廠家出具品質證明書，或公正檢驗機構之檢驗報告，文件內應備有具體之數據及明確之陳述，足以證明該項材料符合所指定之材料標準。無廠家產品檢驗合格證明書之非整批零星鋼料或成品鋼料，依每 5 公噸及其不足 5 公噸部分或依每一群、每種尺寸均須分別各作一組試驗。各項材料如因特殊情況，必須使用同等規格品時，除須經證明其材質及加工性均符合原規定外，並經原設計者簽認許可，方可採用。如對鋼材的品質有疑義時，應抽樣檢驗，其結果應符合國家標準的規定和原設計之要求。

解說： 鋼構造所使用之各項材料其化學成份、機械性質、衝擊值等特性，均應符合 CNS 所訂定之相關規定，若有未能符合規定需求之鋼材，除經設計者同意，否則不應使用。至於品質之認定方法，依原生產工廠所出具之品質證明書為準。



### 3.2 結構用鋼板、棒鋼及型鋼

結構用鋼板、棒鋼及型鋼之選用，應符合下列國家標準之規定。

CNS 2473 一般結構用軋鋼料

SS330，SS400，SS490，SS540

CNS 2947 銲接結構用軋鋼料

SM400A，SM400B，SM400C

SM490A，SM490B，SM490C

SM490YA，SM490YB

SM520B，SM520C

SM570

CNS 4269 銲接結構用耐候性熱軋鋼料

SMA400AW，SMA400AP，SMA400BW，SMA400BP，

SMA400CW，SMA400CP，

SMA490AW，SMA490AP，SMA490BW，SMA490BP，

SMA490CW，SMA490CP，

SMA570W，SMA570P

CNS 4620 高耐候性軋鋼料

SPA-H，SPA-C

CNS 6183 一般結構用輕型鋼

SSC400

CNS 6185 一般結構用銲接 H 型輕型鋼

SWH400，SWH400L

CNS 7993 一般結構用銲接 H 型鋼

WH400

CNS 9704 浪型鋼板

SDP1，SDP2，SDP3

SDP1G，SDP2G

CNS 11109 銲接結構用高降伏強度鋼板

SHY 685，SHY 685N，SHY 685NS

CNS 13061 鐵塔用高強度鋼料

SH590P，SH590S

CNS 13812 建築結構用軋鋼料

SN400A，SN400B，SN400C

SN490B，SN490C

解說： 鋼結構主要構材所使用之材質，約分為三類：

1. 銲接性良好之「建築結構用」以及「銲接結構用」軋鋼料。
2. 可使用於銲接結構之薄板材、冷軋加工材及鑄鋼等鋼材。
3. 使用於非銲接結構之鋼鐵材料。

依據上述原則，自 3.2 節至 3.4 節將鋼構造可使用之鋼板、棒鋼、型鋼、鋼管、鑄鋼料等，目前 CNS 正式印行之有關編號列出以供設計者查閱，未列舉者可按 3.1.2 節處理。

由於國內大量採用以鋼板銲接組立而成之型鋼，對於鋼板材料之選用應審慎為之，如 SN、SM 或 SS 系列並不相同，不可混用；由於 SS 系列鋼材因其材質未包括碳含量之限制，並不適於須銲接之主要結構使用。

建築鋼結構用鋼之鋼種—SN 系列鋼材，其優點是：可確保塑性變形能力，確保銲接性，確保鋼板厚度方向之機械性能；本系列鋼材之特點為：規定降伏強度的上限，降伏比的上限，厚度方向斷面縮減率的下限，衝擊值的下值，碳當量(Ceq)、銲接冷裂敏感指數(Pcm)的上限。

熱機處理 (TMCP, Thermo Mechanical Control Process) 鋼材，是一種以控制軋延以及加速冷卻技術所生產之鋼材；一般鋼板當厚度超過 40mm 時，不增加碳當量(Ceq)就會影響其降伏強度，但運用 TMCP 之軋延-冷卻技術，不增加碳當量就能使鋼材（尤其是厚板）具有足夠的強度，並且同時保有良好的銲接性。

極低降伏強度制震鋼板，這種鋼材一般使用於降伏強度較梁、柱等構件低的吸震元件。當地震發生時，本鋼材首先發生降伏現象，並利用反復荷重之遲滯現象，吸收地震之能量，減低主結構於地震時受損之機率；本鋼材目前尚無 CNS 標準，只有一般之商品名，如：CSC LYS100。

厚板於軋製過程中易有夾層(lamination)缺陷，因此對於 25mm 以上之鋼板，應以超音波檢測或其它可靠之方法，檢驗其是否含有夾層。

另，鑄鋼件之使用及銲接，在設計及施工規範中皆無界定，因此僅列入解說；鑄鋼件之選用，可參考下列國家標準之規定。

CNS 7143 銲接結構用鑄鋼件

SCW410, SCW450, SCW480, SCW550, SCW620

CNS 7145 結構用高強度碳鋼及低合金鋼鑄鋼件

SCC 3, SCC 5

SCMn 1, SCMn 2, SCMn 3, SCMn 5

SCSiMn 2

SCMnCr2, SCMnCr 3, SCMnCr 4

SCMnM 3

SCCrM 1, SCCrM3

SCMnCrM 2, SCMnCrM 3

SCNCrM 2

### 3.3 結構用鋼管

結構用鋼管之選用，應符合下列國家標準之規定。

CNS 4435 一般結構用碳鋼鋼管

STK 290，STK 400，STK 490，STK 500，STK 540

CNS 7141 一般結構用矩形碳鋼鋼管

STKR 400，STKR 490

### 3.4 螺栓、螺帽、墊圈及剪力釘

結構用螺栓，螺帽、墊圈及剪力釘之選用，應符合下列國家標準。

螺栓、螺帽、墊圈

CNS 3124 六角頭螺栓（鋼結構用）

CNS 3125 六角頭配合螺栓（鋼結構用）

CNS 3934 螺栓、螺釘、螺樁之機械性質

CNS 4236 鋼結構用六角螺帽

CNS 4237 熱浸鍍鋅螺栓及螺帽

CNS 4366 六角頭螺栓（具大對面寬度、高預力連接鋼結構用）

CNS 4420 鍛槽平頂埋頭螺栓（鋼結構用）

CNS 4426 基礎螺栓

CNS 5112 墊圈（鋼結構用）

CNS 5015 預力鋼架用墊圈（圓形高度預力鋼架用）

CNS 12209 控制扭矩之高強度螺栓、六角螺帽及平墊圈組剪力釘

剪力釘

CNS 4608 螺樁（熔接用）

CNS 4687 電弧樁熔接用柱樁-螺紋樁

CNS 4688 電弧樁熔接用柱樁-無螺紋樁

CNS 4689 電弧樁熔接用柱樁-混凝土固定及剪力連接樁

CNS 4690 電弧樁熔接用柱樁-T形樁

CNS 4691 尖端燃熔用螺樁

CNS 4692 尖端燃熔用無螺紋樁

解說： CNS12209 之控制扭矩之高強度螺栓，如：F8T，因甚少使用故不予列入；另 F11T，因有延遲破裂之顧慮，CNS 中亦特別註明「儘量避免使用」，因此亦不予列入。

結構用螺栓、螺帽、墊圈及剪力釘之選用，以符合國家標準(CNS)為

原則，但經設計者同意時，得使用符合美國材料試驗協會 ASTM A307，ASTM A325，ASTM A490 等之材料，或 AWS D1.1 規定之材料或同級品。至於 JIS 或 JSS 規格品，可由原結構設計者依同級品相關規定認定之，如：JSS II 09 「構造用トルシア形高力ボルト・六角ナット・平座金のセット」之 S10T 螺栓；若採用 JIS 規格之產品，其容許強度應參照本規範第十章「高強度螺栓接合」之相關規定。對高強度螺栓，除應確保必要之強度外，尚應針對耐火、延遲破壞及衝擊值問題，依使用條件慎重檢討其材質。

鉚釘接合，因現已甚少使用且其極限狀態時之力學行為亦未盡明確，本規範予以刪除。

### 3.5 銲接材料

銲接材料之選用，應符合下列國家標準。

- CNS 195 液體二氧化碳
- CNS 2957 軟鋼用氬銲銲條
- CNS 2983 焊接用氬氣
- CNS 3506 高強度鋼用被覆銲條
- CNS 8967 軟鋼及高強度鋼活性氣體遮護金屬電弧銲接實心銲線
- CNS 13005 軟鋼及低合金鋼 TIG 熔接用鋼棒及鋼線
- CNS 13014 碳鋼及低合金鋼用潛弧銲接實心銲線
- CNS 13015 碳鋼及低合金鋼潛弧熔接用熔劑
- CNS 13037 耐候性鋼用被覆電弧熔接棒
- CNS 13039 高抗拉強度低合金鋼用被覆電弧熔接棒
- CNS 13719 軟鋼用被覆銲條
- CNS 14593 低溫用鋼用被覆銲條
- CNS 14596 軟鋼、高強度鋼及低溫用鋼用電弧銲接包藥銲線
- CNS 14598 電熱氣體電弧銲接用包藥銲線
- CNS 14599 耐候鋼用 CO<sub>2</sub> 氣體遮護金屬電弧銲接包藥銲線
- CNS 14601 低溫用鋼用活性氣體遮護金屬電弧銲接實心銲線

解說： 本規範之銲接材料均以符合國家標準(CNS)為原則，但因部分銲接材料尚未訂定國家標準，且考慮我國目前及未來可能之需求，因此得選用符合美國銲接協會(AWS)或 JIS 規定之銲接材料，並經原結構設計者認可。

## 第四章 一般要求

### 4.1 全斷面積

構材任意處之全斷面積 $A_g$ 為垂直於構材縱軸斷面上各肢斷面積之和。

型鋼梁、鉸接梁、板梁或蓋板梁等之斷面慣性矩應依全斷面積計算。翼板之螺栓孔按4.2節淨斷面計算所得之扣減面積，如超過翼斷面積之15%時，超過部分應予扣減。

鉸接板梁之翼板可使用續接板或蓋板以改變其厚度或寬度。

解說：角鋼全寬度之計算為其兩肢寬度之和減去肢厚度。

### 4.2 淨斷面積

構材之淨斷面積 $A_n$ 係指其全斷面積減去栓孔之寬度乘上該處之板厚，其計算方式如下：

計算構材之拉力及剪力淨斷面積時，栓孔之寬度取標稱孔徑加上1.5 mm。

循斜線或曲折線經過一連串栓孔之斷面，其淨寬度為肢寬度減去沿此線上各孔寬度或槽孔寬度（參見10.3.9）之和，每橫距再增加 $s^2/4g$ 。

其中：

$s$  = 兩連續孔中心之縱距，平行於應力方向。

$g$  = 兩列孔中心之橫距，垂直於應力方向。

對於角鋼之兩肢均有孔時，其孔間橫距為兩肢各孔至角肢背距離和減去肢厚度。

設計用之臨界淨斷面應由依經過各連串栓孔求得之最小淨寬度計算。於計算通過塞孔鉸或塞槽鉸之淨面積時不計塞孔鉸或塞槽鉸之鉸材。

### 4.3 有效淨斷面積

軸向受拉構材之載重經由螺栓直接傳遞到各肢，其有效淨斷面積 $A_e$ 等於淨斷面積 $A_n$ ，而當載重經由螺栓或鉸道傳遞到構材之部分斷面而非全斷面時，其有效斷面積 $A_e$ 應按下式計算：

1. 當載重經由螺栓傳遞至構材之部分斷面時，其有效面積 $A_e$ 應按下式計算：

$$A_e = UA_n$$

其中：

$A_n$  = 構材淨斷面積

$U$  值除非經由試驗或其它學理之證明後可使用較大之係數外，應依下列

之規定：

(1)翼板寬度與斷面深度之比不小於2/3之W、RH、BH、S或I型鋼，及由此類型鋼切割或符合前述尺度需求之銲接T型鋼，且接合須在翼板處。接合處沿應力方向每行螺栓數不少於3根  $U = 0.90$

(2)不合於上款之W、RH、BH、I或T型鋼，及其他各種斷面。接合處沿應力方向每行螺栓數不少於3根  $U = 0.85$

(3)以螺栓接合之所有各種斷面且在接合處沿應力方向每行僅有2根螺栓  $U = 0.75$

栓接之接續板或連接板，在承受拉力時應依5.2節之規定設計，其中有效淨斷面積可採用淨斷面積之值，惟不得大於 $0.85A_g$ 。

2.當載重經由縱向銲道或同時經由縱向與橫向銲道傳遞至鋼板以外構材之部分斷面時，其有效面積 $A_e$ 應依下式計算：

$$A_e = UA_g$$

其中：

$A_g$  = 構材全斷面積

$U$  值除非經由試驗或其它學理之證明後可使用較大之係數外，應依前列之規定計算。

3.當載重經由橫向銲道傳遞至鋼板以外構材之部分斷面時，其有效面積 $A_e$ 應按下式計算：

$$A_e = UA$$

其中：

$A$  = 直接連接部分構材之面積

$$U = 1.0$$

4.當載重沿鋼板端部兩側之縱向銲道傳遞到其它鋼板時，其銲道長度 $l$ 不得小於板寬 $W$ ，而其有效斷面積 $A_e$ 應按下式計算：

$$A_e = UA_g$$

其 $U$ 值除非經由試驗或其它學理之證明後可使用較大之係數外，應依下列規定：

(1)當 $l \geq 2W$   $U = 1.00$

(2)當 $2W > l \geq 1.5W$   $U = 0.87$

(3)當 $1.5W > l \geq W$   $U = 0.75$

解說： 無論是銲接或螺栓接合，當受拉構材只有部分斷面直接與其它構材連接時，剪力遲滯（shear lag）效應即會影響受拉構材在接合處之斷裂強度。為考慮剪力遲滯效應對受拉構材強度的影響，本規範將構材之淨斷面積 $A_n$ 乘以折減係數 $U$ 得一有效淨斷面積 $A_e$ ，並以此有效淨斷面積來計算受拉構材在接合處之斷裂強度。在銲接接合的情況下，因構材斷面無開孔，其淨斷面積 $A_n$ 可由其全斷面積 $A_g$ 代之。 $U$ 除可依規範4.3節之規定取其值外，亦可

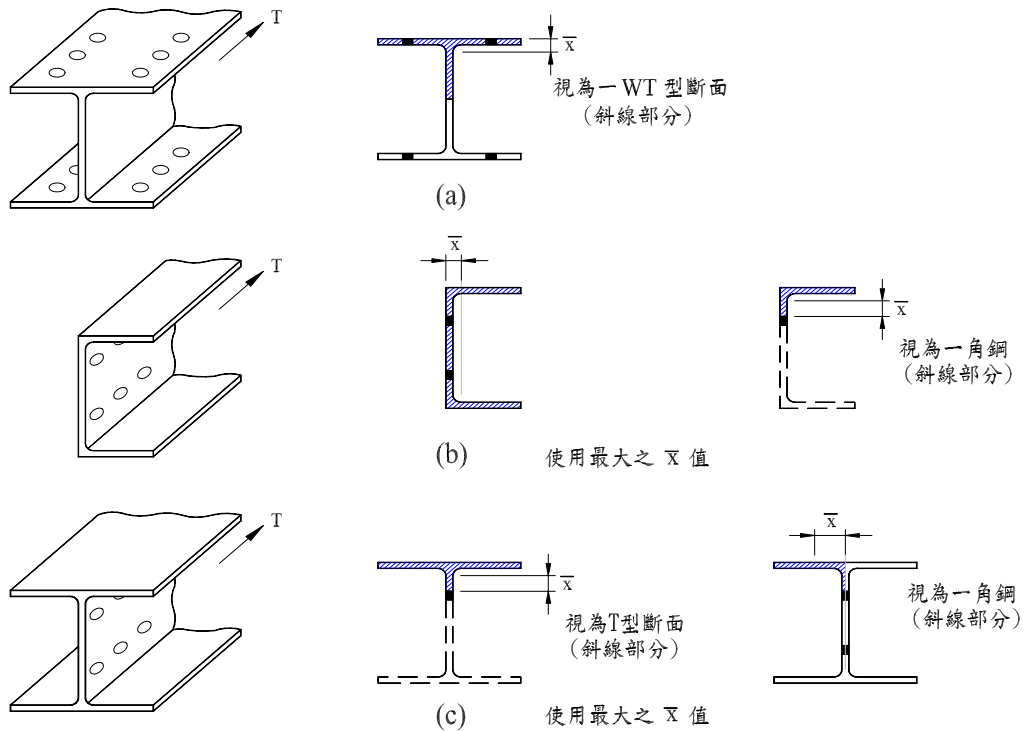
依下述的觀念及方法計算之（前述之鋼板接合除外）：接合（包括銲接及螺栓接合）之長度愈長，剪力遲滯效應就愈小。此觀念可由（Munse 及 Chesson, Jr. 1963）建立之經驗公式表示之：

$$U = 1 - \bar{X} / L \leq 0.9$$

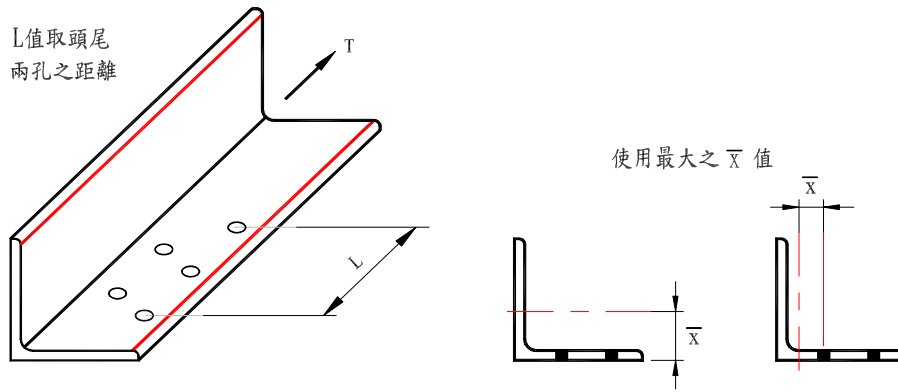
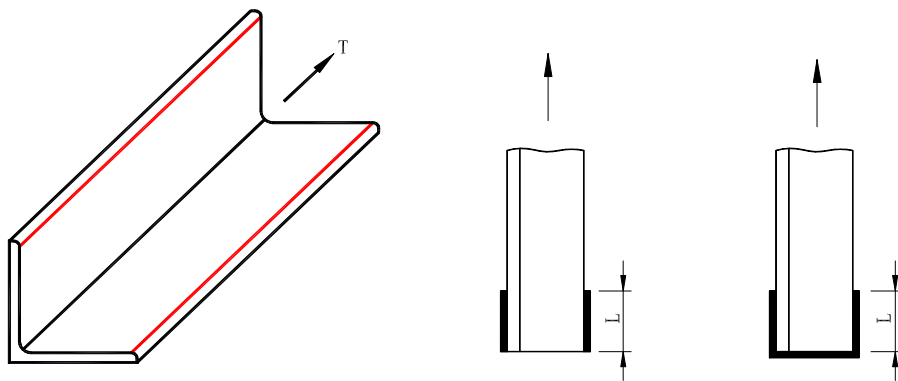
其中， $\bar{X}$  表偏心矩，為剪力傳遞面到構材形心之距離（如圖C4.3-1及C4.3-2所示）； $L$  為接合長度（螺栓接合時， $L$  為在受力方向第一個螺栓到最後一個螺栓之距離，如圖C4.3-2所示者。另應注意不可為提高  $U$  值而在接合設計時特意加大螺栓間距來取得較大之  $L$  值；在銲接接合時， $L$  為沿受力方向銲道之長度，如圖C4.3-3）。

Munse和Chesson, Jr.的研究結果顯示此經驗公式和1000個試驗的結果間之誤差大部分在 $\pm 10\%$ 之內，Easterling及Gonzales研究成果亦證實其適用性。規範規定之 $U$ 值也是根據相同的觀念訂定而成，惟直接使用規範規定之 $U$ 值可簡化構材設計過程。沿受力方向每行只有1個螺栓之接合，一般而言較不經濟，應儘量避免之；此外目前亦缺乏這方面之研究資料，若有這類型式之接合，取直接連接肢材之淨斷面積為桿件之有效淨斷面積可能為一保守的方法。

當受拉之鋼板構材在縱向（即受力方向）以雙邊填角銲與另一構材接合時亦會產生剪力遲滯的現象，因此其全斷面積（因構材無開孔，故以全斷面積取代其淨斷面積）亦應折減為有效淨斷面積以計算其接合處之斷裂強度，折減係數 $U$ 取規範4.3節之規定值，其中 $l$ 為銲道在受力方向之長度。



圖C4.3-1  $\bar{X}$  值之選取

圖C4.3-2 交錯排列螺栓孔之  $\bar{x}$  與  $L$ 圖C4.3-3 銲接接合時之 $L$ 值

#### 4.4 長細比

受壓構材之長細比為 $KL/r$ ，其值不宜超過200。

受拉構材之長細比為 $L/r$ ，除受拉圓桿外，其值不宜超過300。當構材主要用於承受拉力，縱然在某些載重作用下會承受小量之壓力，此構材之長細比限制與受拉構材同。

解說： 本規範第五章及第六章提供了受拉及受壓構材強度計算公式，這些公式考慮了包括長細比在內所有影響強度的主要參數，並經由理論分析及試驗等方法證明了其可靠性。但是基於對實際設計、製作及吊裝時潛在問題之考量，本節乃規定了受拉及受壓構材長細比之上限值。

當構材之長細比太大時，構材在製作、運輸或吊裝過程中將不易處理，且易受損而增加其初始彎曲度。受壓構材之強度受初始彎曲度之影響較大，初始彎曲度愈大其強度愈低，為防止構材強度下降太多而低於其預估強度，本規範根據以往之專業經驗採用200為受壓構材長細比之上限。此外當受壓構材之長細比大於200時，其受壓強度已降至平均斷面應力 $0.183 \text{ tf/cm}^2$ 以下，而變得很不經濟。



受拉構材之彎曲度隨拉力之增大而減小，其強度較不受初始彎曲度之影響。但是當受拉構材之長細比太大時，構材容易因其自重下垂或在風力作用下產生振動，為防止構材過度的下垂及振動，本規範採用300為受拉構材長細比之上限。

## 4.5 局部挫屈

### 1. 構材斷面分類

構材斷面可分成塑性設計斷面、結實斷面、半結實斷面和細長肢材斷面。塑性設計斷面者，翼板必須與腹板連續連接，其受壓肢之寬厚比不得超過表4.5-1之寬厚比 $\lambda_{pd}$ ；結實斷面者，其翼板亦須和腹板連續連接，其受壓肢之寬厚比超過 $\lambda_{pd}$ ，但未超過表4.5-1之 $\lambda_p$ 者。半結實斷面係指任一受壓肢之寬厚比超過 $\lambda_p$ ，但未超過表4.5-1之 $\lambda_r$ 者。細長肢材斷面係指若斷面受壓肢之寬厚比超過 $\lambda_r$ 者。

凡肢材僅單邊支持，且其自由邊與壓應力作用方向平行者，稱為無加勁肢，其寬度決定如下：

- (1) W、H、I 或 T 型鋼構材之翼板，寬度 b 取標稱全寬度之一半。
- (2) 角鋼肢及槽鋼和 Z 型鋼之翼板，寬度 b 取標稱全寬度。
- (3) 鋼板寬度 b 取自由邊到第一道螺栓線或鉸道之距離。
- (4) T 型鋼之腹板深度 d 取標稱全深度。

凡肢材在平行壓應力作用方向之兩側邊均被支持者稱為加勁肢，其寬度之決定如下：

- (1) 熱軋型鋼或鉸接組合斷面之腹板深度 h 為兩翼板間之淨深度。
- (2) 組合斷面之翼板或隔板，寬度 b 取兩相鄰螺栓線之距離或鉸道之距離。
- (3) 熱軋或冷彎矩形結構鋼管之翼板，寬度 b 取兩腹板間淨距減去每一邊內側之角隅半徑，假如角隅半徑不知時，寬度可取斷面全寬度減去3倍板厚度。
- (4) 圓形結構鋼管，直徑 D 取鋼管之外徑標稱直徑。
- (5) 鉸接箱型斷面寬度 b 取全寬減去兩邊板厚。

對於漸變厚度之肢材，可取厚度之平均值為該肢之肢厚。斷面之尺寸說明可參閱圖4.5-1。

### 2. 細長受壓肢材

對於其他受撓曲或受軸向壓力之細長受壓斷面則見附錄1；含細長腹板之板梁其設計見7.6節。

解說： 本規範將構材斷面分為四類：塑性設計斷面，結實斷面，半結實斷面及細長肢材斷面。一斷面所有肢材之寬厚比小於 $\lambda_{pd}$ 時，此斷面方可歸類為塑性設計斷面。塑性設計斷面除了其彎矩強度可達塑性彎矩外，其肢材在

受壓下可達應變硬化而不產生局部挫屈。當建築物結構以塑性設計法來設計時，為確保構架發展出健全的機構(mechanism)，可能產生塑性鉸之構件需使用塑性設計斷面。此外，處於地震帶之耐震構架，本規範13.6.3節亦規定其構件需為塑性設計斷面。

一般的塑性設計斷面構材具有約6至7之韌性(AISC 1986, 1992)。對梁柱配置均勻之構架而言，這樣的韌性一般認為足以滿足塑性設計及耐震設計對韌性之需求；至於梁柱配置不均勻之構架，塑性設計斷面並不保證能供給所需之韌性。塑性設計斷面之韌性容量及構架之韌性需求等課題有待更進一步的研究與探討。當斷面所有肢材之寬厚比小於 $\lambda_p$ 時，此斷面可稱之為結實斷面。結實斷面之撓曲強度可達塑性彎矩，且結實斷面構材之延展性可達3而不產生局部挫屈(Yura et al. 1978)。斷面所有肢材之寬厚比小於 $\lambda_r$ 時，此斷面可歸類於半結實斷面。肢材之寬厚比小於 $\lambda_r$ ，則該肢材可承壓至降伏應力而不產生局部挫屈；惟此肢材無法提供有效而可利用於設計之延展性。若肢材之寬厚比大於 $\lambda_r$ ，則稱之為細長肢材，此類肢材在受壓時將產生彈性挫屈；而含有此類肢材之斷面稱之為細長肢材斷面。本規範附錄1根據板挫屈原理提供了一套細長肢材受壓時之設計準則；惟此準則不適用於板梁寬而薄之腹板，此類腹板具有挫屈後強度，其設計準則另詳本規範7.6節。

表4.5-1中 $\lambda_{pd}$ 之公式乃參考AISC ASD及英國規範中塑性設計有關寬厚比之規定而定； $\lambda_p$ 及 $\lambda_r$ 公式則參考AISC規範及參考文獻(Galambos 1976；AISC 1978)而定，其中有兩個例外：(1)參考文獻(Galambos 1976；AISC 1978)將公式 $\lambda_p = 65/\sqrt{F_y}$  ( $F_y$ 單位為ksi)之適用範圍定在靜定梁或超靜定梁依線性分析求其彎矩，但參考文獻(Yura et al. 1978)後乃將此項限制排除，亦即 $\lambda_p$ 公式亦可適用於其他情況；(2)圓形中空斷面之 $\lambda_p = 1300/F_y$  ( $F_y$ 單位為ksi)乃由參考文獻(Sherman 1976)而來。

圓形中空斷面之 $\lambda_p$ 公式乃由數個研究計畫(Sherman and Tanavde 1984；Galambos 1988)之試驗數據經分析所得。 $\lambda_r$ 公式不論是承受軸壓力或彎矩，皆參考試驗結果而訂定；其中承受軸壓力公式自1968年(Winter 1970)起即延用至今。AISC規範圓形中空斷面之直徑厚度比上限為 $1300/F_y$ ；當直徑厚度比超過此限度時，其局部挫屈強度已很低且隨著直徑厚度比之增大而強度快速遞減，因此本規範不考慮在建築結構物中使用此類斷面。為考慮圓形中空構材局部及全部挫屈之互制行為，本規範採用SSRC(Johnston 1976)所建議之方法，以Q-因子來修正柱強度公式。Q-因子是局部挫屈應力與降伏應力之比值。圓形中空斷面之局部挫屈應力乃取自AISI之規定(Winter 1970)，這些規定亦由試驗所得。而其他的試驗結果(Galambos 1988)顯示這些規定偏保守。

表4.5-1 受壓肢之寬厚比限制 ( $F_y$ : tf/cm<sup>2</sup>)

構 材		寬厚比	寬 厚 比 限 制		
			$\lambda_{pd}$	$\lambda_p$	$\lambda_r$
未 加 勁 材	受撓曲之熱軋I型梁和槽形鋼之翼板	$b/t$	$14/\sqrt{F_y}$	$17/\sqrt{F_y}$	$37/\sqrt{F_y - F_r}$ [b]
	受撓曲之I型混合梁和鉚接梁之翼板 [a]	$b/t$	$14/\sqrt{F_y}$	$17/\sqrt{F_y}$	$28/\sqrt{F_{yw} - F_r}$ [b]
	受純壓力I型斷面之翼板，受壓桿件之突肢，雙角鋼之突肢，受純壓力槽形鋼之翼板	$b/t$	$14/\sqrt{F_y}$	$16/\sqrt{F_y}$	$25/\sqrt{F_y}$
	受純壓力組合斷面之翼板	$b/t$	$14/\sqrt{F_y}$	$16/\sqrt{F_y}$	$20/\sqrt{F_y - F_r}$ [b]
	單角鋼支撐或有隔墊之雙角鋼支撐之突肢；未加勁構件(即僅沿單邊有支撐)	$b/t$	$14/\sqrt{F_y}$	$16/\sqrt{F_y}$	$20/\sqrt{F_y}$
	T型鋼之腹板	$d/t$	$14/\sqrt{F_y}$	$16/\sqrt{F_y}$	$34/\sqrt{F_y}$
加 勁 材	矩形或方形中空斷面等厚度之翼板受撓曲或壓力，翼板之蓋板及兩邊有連續螺栓或鉚接之隔板	$b/t$	$30/\sqrt{F_y}$	$50/\sqrt{F_y}$	$63/\sqrt{F_y}$
	全滲透鉚組合箱型柱等厚度之翼板受撓曲或壓力	$b/t$	$45/\sqrt{F_y}$	$50/\sqrt{F_y}$	$63/\sqrt{F_y}$
	半滲透鉚組合箱型柱等厚度之翼板受撓曲或純壓力	$b/t$	不適用	$43/\sqrt{F_y}$	$63/\sqrt{F_y}$
	受撓曲壓應力之腹板 [a]	$h/t_w$	$138/\sqrt{F_y}$	$170/\sqrt{F_y}$	$260/\sqrt{F_y}$
	受撓曲及壓力之腹板	$h/t_w$	當 $P_u/\phi_b P_y \leq 0.125$ $\frac{138}{\sqrt{F_y}} \left[ 1 - 1.54 \frac{P_a}{\phi_b P_y} \right]$ 當 $P_u/\phi_b P_y > 0.125$ $\frac{51}{\sqrt{F_y}} \left[ 2.33 - \frac{P_a}{\phi_b P_y} \right]$ $\geq \frac{68}{\sqrt{F_y}}$	當 $P_u/\phi_b P_y \leq 0.125$ $\frac{170}{\sqrt{F_y}} \left[ 1 - 2.75 \frac{P_a}{\phi_b P_y} \right]$ 當 $P_u/\phi_b P_y > 0.125$ $\frac{51}{\sqrt{F_y}} \left[ 2.33 - \frac{P_a}{\phi_b P_y} \right]$ $\geq \frac{68}{\sqrt{F_y}}$	$260/\sqrt{F_y}$
	其他兩端有支撐且受均勻應力之肢材	$b/t$ $h/t_w$	不適用	不適用	$68/\sqrt{F_y}$
	圓形中空斷面受軸壓力	$D/t$	$90/F_y$	$145/F_y$	$232/F_y$
	圓形中空斷面受撓曲	$D/t$	$90/F_y$	$145/F_y$	$630/F_y$

[a] 混合斷面，取翼板之  $F_y$

[b]  $F_r$  = 翼板之殘留壓應力  
 = 0.7 tf/cm<sup>2</sup> (熱軋型鋼)  
 = 1.16 tf/cm<sup>2</sup> (鉚接型鋼)

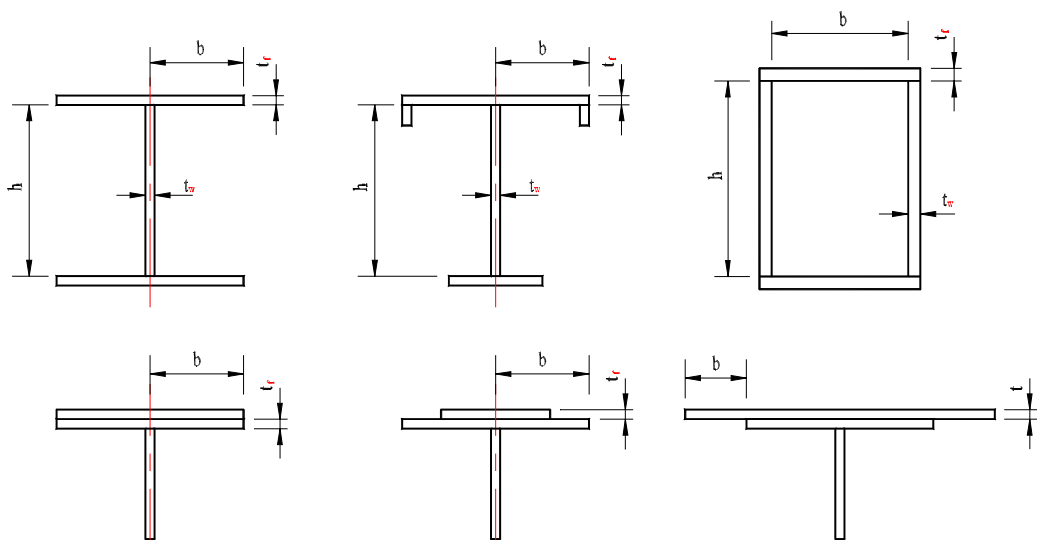
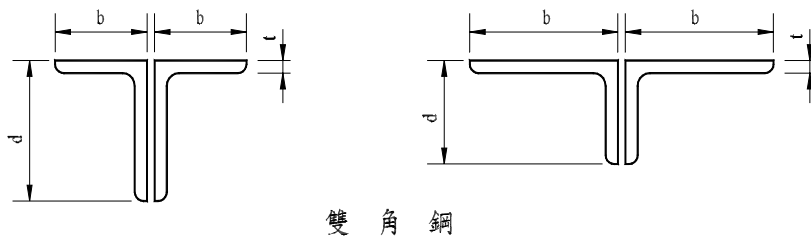
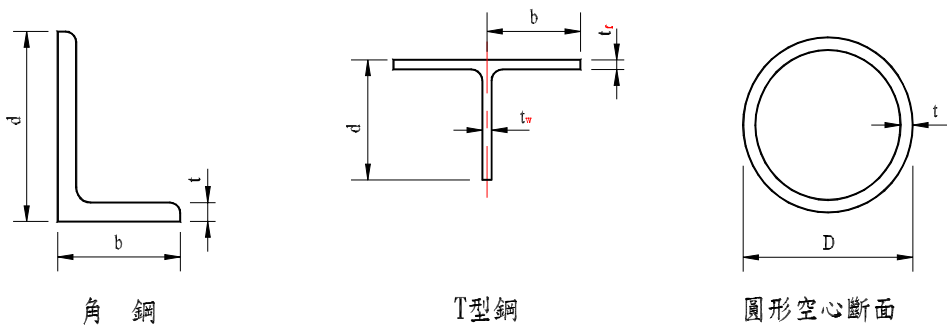
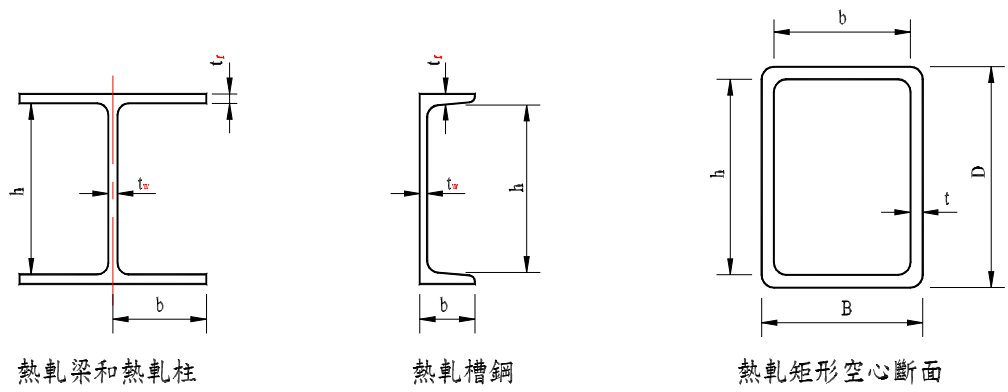


圖 4.5-1 斷面尺寸

#### 4.6 腹板深度變化之構材

腹板深度漸變之構材除須符合各章相關規定外尚須符合下列之規定：

- (1) 至少具有一對稱軸，當受彎矩載重時，撓曲平面須垂直於對稱軸。
- (2) 上、下翼板具相等及固定之斷面積。
- (3) 深度須依下式呈線性變化：

$$d = d_o(1 + \alpha \times \frac{z}{L}) \quad (4.6-1)$$

其中：

$d_o$  = 構材較小端之深度

$d_L$  = 構材較大端之深度

$\alpha = (d_L - d_o) / d_o \leq 0.268(L / d_o)$  及 6.0 之較小者

$z$  = 距構材較小端之距離

$L$  = 構材無支撐段長度（側撐構材重心間距離）

解說： 本規範所有有關腹板變深構材之規定乃專為腹板變深構材而設，其他非此類構材之設計應參考本規範其他章節之規定；此外，腹板變深構材之設計本規範未作詳細規定部分，應依其他章節相關之規定設計之。

當柱腹板具單走向之深度變化，而翼板寬度保持定值時，應依照本規範第六章之規定設計之；惟該柱之長細比參數  $\lambda_c$  之計算須依如下之規定行之：(1) 強軸方向， $\lambda_c = k_r L / r_{ox}$ ，其中， $K_r$  為強軸方向之有效長度係數， $r_{ox}$  為柱最小斷面在強軸方向之迴轉半徑。(2) 弱軸方向， $\lambda_c = KL / r_{oy}$ ，其中， $K$  為弱軸方向之有效長度係數（此時柱在弱軸方向可視為一均勻斷面構材）， $r_{oy}$  為柱最小斷面在弱軸方向之迴轉半徑。

當柱腹板深度變化比單走向還複雜或呈階梯式變化者，其彈性挫屈應力應依參考文獻(Kitipornchai and Trahair 1980；Timoshenko and Gere 1961；Bleich 1952) 估算之，然後利用  $\lambda_{eff}$  來計算其抵抗強度。

不具連續腹板之變深組合受壓構材之設計與上述方法同，惟其彈性挫屈應力之估算應包括剪力之影響。彈性挫屈強度之估算可依參考文獻(Johnston 1976; Timoshenko and Gere 1961；Bleich 1952) 為之。

#### 4.7 P - Δ 效應

構架設計時須考慮 P - Δ 效應之影響，P - Δ 效應可直接作二次應力分析求得，或以第八章之簡化公式計算。

解說： 構架除了抵抗垂直力外還需抵抗如風或地震所產生之水平力，這些水平力一般由剪力牆、各式斜撐系統、抗彎構架等來抵抗，而這些抗水平力系統除了抵抗水平力外同時也保持了整體剛構在垂直力作用下之穩定性。

構架同時承受垂直及水平力時，水平力所造成之水平位移對垂直力而言乃一偏心距，而此偏心距加上垂直力的作用即對構架產生二次彎矩，一般稱此為P- $\Delta$ 效應。P- $\Delta$ 效應會導致每一層樓之梁、柱構材承受額外之彎矩及額外之樓層水平位移，且其效應隨外力（垂直及水平力）之增大而增大。無斜撐系統構架之水平勁度通常比含斜撐系統構架低，水平位移較大，因而其P- $\Delta$ 效應也就比較顯著。惟不論構架是否含斜撐系統，構架之設計皆須將P- $\Delta$ 效應納入考慮範圍。在考慮P- $\Delta$ 效應時，設計者可直接作二次應力分析，或以線性分析結果在設計構材時採用本規範第八章之公式來修正構材之設計強度。當P- $\Delta$ 效應顯著的時候，構架之水平位移應以二次應力分析方法求解。

## 4.8 構架穩定

### 1. 含斜撐系統構架

構架以斜撐構材、剪力牆或其他等效方法保持側向穩定，其受壓構材之有效長度係數 $K$ 應採用1.0，若欲採用小於1.0之 $K$ 係數，其值須以分析方法求得。

多樓層含斜撐系統構架中之豎向斜撐系統，應以結構分析印證其具有足夠之勁度與強度以維持構架在載重作用下之側向穩定，防止構架挫屈或傾倒，且分析時應考慮水平位移之效應。

多樓層構架中若樓版、屋面版、抗剪力之外牆及內牆與構架適當的連結在一起，則上述同一方向抗剪力之牆可視為共同作用之豎向斜撐系統。當柱、梁及斜撐構材組成一豎向斜撐系統，在進行挫屈與側向穩定分析時，可視其為一鉸接、桁架式之豎向懸臂梁。在進行側向穩定分析時，豎向斜撐系統中所有構材之軸向變形皆應考慮之。

豎向斜撐系統之梁構材，應考慮垂直及水平載重作用下軸力與彎矩之聯合作用設計之。

### 2. 無斜撐系統構架

凡構架依靠剛接之梁柱系統保持側向穩定者，其受壓構材之有效長度係數 $K$ 應以構架分析決定之，且其值不得小於1.0。

無斜撐系統構架承受載重之分析應考慮構架穩定及柱軸向變形之效應。

解說： 結構穩定應以整體構架之穩定性觀之，其考慮範圍包括受壓構材、梁、斜撐系統及接合等之整體構架；另外亦應確保每一單獨構材之穩定性。結構穩定的課題一直很受注目，很多有關此課題之論文已被發表，且多種不同之分析方法亦被提出以解決有關結構穩定的問題。SSRC出版之「Guide to Design Criteria for Metal Compression Members」(Galambos 1988)一書以數章

之篇幅分別探討各種構材單獨之穩定問題，然後再考慮單獨構材對整體構架穩定性之效應。

有效長度之觀念是用來衡量受壓構材與整體構架間互制關係對受壓構材強度之影響。此觀念使用有效長度係數 $K$ 將原構架內長度 $L$ 之受壓構材轉換成等強度而長度為 $KL$ 之簡支受壓構材。除了 $K$ 係數法外尚有其他合理之方法來估計構架內受壓構材之強度或單獨構材在軸力及彎矩下之強度。惟 $K$ 係數法為到目前為止發展最完整、最方便之方法。

圖C4.8-1所示為6種不同理想化邊界狀況之柱在承受軸向力下 $K$ 係數之理論及SSRC(Structural Stability Research Council)建議值。實際結構之邊界狀況比理想化邊界狀況還複雜，但為分析方便起見，可將實際邊界狀況假設成理想狀況，而其誤差則由比理論值較大之有效長度係數來補償，故大體上而言，建議值會比理論值大一些。另一值得注意的現象是，若柱端無相對側向位移（如(a)、(b)及(c)），則其長度係數不大於1；反之若柱端有相對側向位移（如(d)、(e)及(f)），則其長度係數不小於1。在實際結構物，含斜撐系統剛架之柱的行為可視為柱端無相對側向位移；無斜撐系統構架之柱的行為可視為柱端有相對側向位移。

實際結構中，完全的固定端是非常難達到而少見的，因此圖C4.8-1之(f)若柱下端為完全的鉸接，則其有效長度係數理當大於2（因上端不是完全沒有轉角）；但另一方面真正的鉸接（除非設計成摩擦力很小之樞接）亦不常見，參考文獻(Galambos 1960)之研究結果顯示縱使只為垂直力而設計之基腳或平頭式柱端板都能提供可觀的端點束縛，此時(f)之 $K$ 值取2.0 一般而言尚屬保守。

低層建築物內磚牆之功能可視為一斜撐系統，亦即可將柱視為無柱端相對位移來設計之，惟強震下磚牆斜撐之功能尚待進一步之探討，故在強烈地震帶宜採較保守之設計，忽略磚牆之斜撐功能。高層建築物內柱間距較大，輕型帷幕牆無法提供有效的斜撐，應忽略其斜撐之功能。

剛構架之穩定須以整體剛構架視之，惟如此一來問題會變得很複雜而在實際設計工作上難以處理。 $K$ 係數法為一解決此問題之有效辦法，惟在決定 $K$ 值時該柱與剛構架間之互制關係必須加以考慮。目前有數種合理的方法來估計 $K$ 值，其中包括根據圖C4.8-1來進行簡單的內插法到非常複雜的分析法。連線圖解法(alignment chart method)為一在準確性及簡單性上較能為大部分設計者接受之方法。設計時當剛架內構材斷面假設完成時，柱之 $K$ 值即可依圖C4.8-2求得，其中右圖適用於不含斜撐系統剛架，左圖則適用於含斜撐系統剛架。惟應注意此二圖之建立過程乃基於下述之假設：

- (1)彈性行為。
- (2)所有構件皆為均勻斷面。
- (3)所有接點皆為剛接。

- (4)含斜撐系統剛架中梁兩端之轉角大小相等方向相反，亦即梁承受單一曲率。
- (5)不含斜撐系統剛架中梁兩端之轉角大小相等方向相同，亦即梁承受正、反兩向曲率。
- (6)所有柱之勁度係數 $L\sqrt{P/EI}$ 皆相等。
- (7)接頭上端柱與下端柱之勁度比與柱之 $I/L$ 成正比。
- (8)所有的柱同時產生挫屈。
- (9)梁未受較大之軸壓力。

上述假設之情況很少發生在實際結構物上(Johnston 1976)，若實際情況與假設情況相差太大，則可能造成不良之設計結果。參考文獻(Yura 1971；Disque 1973) 提供了更符合實際情況之 $G$ 值計算方法來代替圖C4.8-2之 $G$ 值公式，可在設計時使用。

使用部分束制接合型式之剛構架與上述第3點假設不符，其 $G$ 值之計算需合理的考慮接合處額外轉角的影響，不可直接以圖C4.8-2所示公式計算 $G$ 值。

無斜撐系統剛架，其側向位移加上垂直力的作用產生 $P-\Delta$ 效應，使剛架中的構材承受額外之彎矩，其中柱的部分在本規範第八章互制公式中已加以考慮。但除了柱外，梁亦會因 $P-\Delta$ 效應產生額外的彎矩，尤其是多跨度剛架，由於樓層剪力分配到多根柱後，層剪力所產生之梁彎矩很小，而在 $P-\Delta$ 效應下，梁所產生之額外彎矩隨荷重之增加而變得愈重要，最後 $P-\Delta$ 效應可能主導梁之受力狀況，因此設計梁時亦應考慮 $P-\Delta$ 效應之影響。

當使用屋頂浪板或樓層樓板來聯結剪力牆或斜撐系統與構架內其他的柱，而這些柱同時以剪力牆或斜撐系統為側向穩定來源時，屋頂浪板或樓板之水平向勁度應加以檢核(Winter 1958)。

桁架內每一接點在桁架平面上之位移基本上可忽略，因此桁架每一構材之兩端可視為無相對位移，再加上和其連接之其他構材對此構材提供端點彎曲束制效應，因此其有效長度係數 $K$ 應小於1；但在實際設計時通常取 $K=1.0$  (Johnston 1976)，此乃因當所有構材同時達到或趨近於其極限強度時，受壓構材所能提供之束制作用將消失或大量下降之故。

梁受軸壓力會減低其勁度，對柱子的 $K$ 值有負面的影響。當梁受軸壓力時，圖C4.8-2裡梁勁度參數 $\Sigma(I_g/L_g)$ 須乘以下列修正因子：

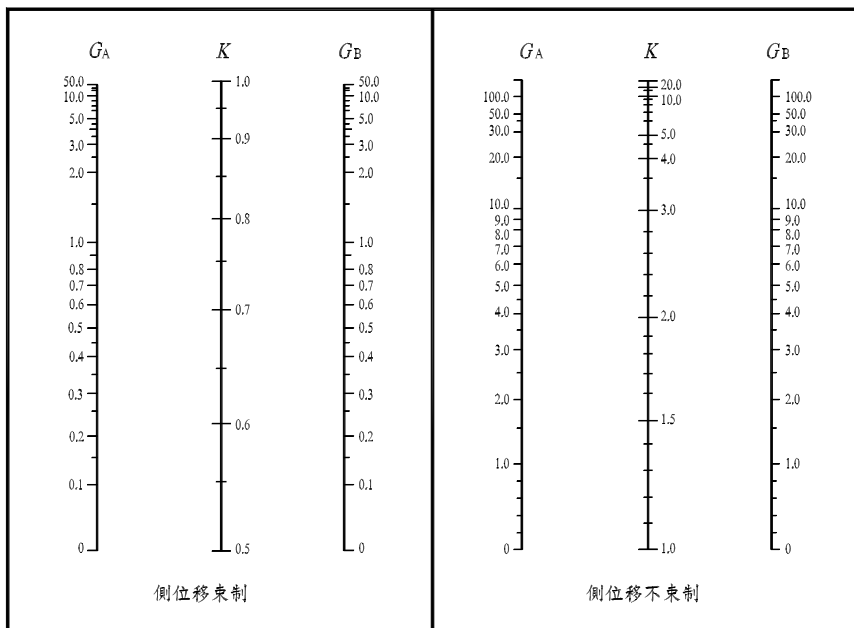
$$\left[ 1 - \frac{Q}{Q_{cr}} \right]$$

其中， $Q$ 為梁內軸力， $Q_{cr}$ 為梁依 $K=1.0$ 計算之挫屈強度。決定 $G$ 值時可以忽略梁受到軸拉力的影響。



示意圖 (虛線示柱之屈曲)	(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)
理論之 K 值	0.5	0.7	1.0	1.0	2.0	2.0
當接近理想條件時所設之 K 值	0.65	0.80	1.0	1.2	2.10	2.0
端部型式						

圖 C4.8-1 理想化邊界狀況下柱承受軸向力之有效長度係數 K



$$G \text{ 之定義為：} G = \frac{\sum(I_c / L_c)}{\sum(I_g / L_g)}$$

下標 A 與 B 分別代表柱之兩端。其中， $\Sigma$ 表示所在挫屈平面上所有剛接至該節點桿件之和； $I_c$ 與  $L_c$ 分別代表柱之慣性距與長度； $I_g$ 與  $L_g$ 分別為梁或其他具束制節點勁度桿件之慣性矩與跨度。 $I_c$ 與  $I_g$ 之旋轉軸垂直於挫屈平面。

當柱端支承於但不剛接於基礎護基腳時，理論上 G 值為無窮大，實際上理論 G 值只適用於近乎無摩擦力之插銷型態鉸支承，其他型態之支承一般會提供某種程度之束制功能，實際設計時 G 值可採用 10。當柱支承於具相當勁度且經合理設計之基礎上，則 G 值則可採用 1.0；若經分析證明則亦可使用較小之 G 值。

圖 C4.8-2 連續剛架中柱之有效長度係數 K

## 4.9 符號說明

- $A$  =斷面積， $\text{cm}^2$   
 $A$  =直接連接部分構材之面積，公式 $A_e = UA$ 內， $\text{cm}^2$   
 $A_e$  =有效淨斷面積， $\text{cm}^2$   
 $A_g$  =全斷面積， $\text{cm}^2$   
 $A_n$  =受軸拉桿件之淨斷面積， $\text{cm}^2$   
 $D$  =圓管形構材之外徑， $\text{cm}$   
 $E$  =鋼材之彈性模數 2040， $\text{tf/cm}^2$   
 $F_r$  =翼板之殘留壓應力， $\text{tf/cm}^2$   
 $F_y$  =鋼材之標稱降伏應力， $\text{tf/cm}^2$   
 $F_{yf}$  =翼板之標稱降伏應力， $\text{tf/cm}^2$   
 $F_{yw}$  =腹板之標稱降伏應力， $\text{tf/cm}^2$   
 $I$  =慣性矩， $\text{cm}^4$   
 $I_c$  =柱慣性矩， $\text{cm}^4$   
 $I_g$  =梁慣性矩， $\text{cm}^4$   
 $K$  =等斷面構材之有效長度係數。  
 $L$  =接合長度，第4.3節解說內 $U = 1 - \bar{X} / L$ ， $\text{cm}$   
 $L$  =第4.4節構材之無支撐長度，取二斜撐重心間之距離， $\text{cm}$   
 $L_c$  =柱長度， $\text{cm}$   
 $L_g$  =梁長度， $\text{cm}$   
 $P_u$  =軸向壓力或拉力強度， $\text{tf}$   
 $P_y$  =軸向降伏強度， $\text{tf}$   
 $Q$  =梁內軸力， $\text{tf}$   
 $Q_{cr}$  =梁依 $K = 1.0$ 計算之挫屈強度  
 $U$  =折減係數  
 $\bar{X}$  =偏心距  
 $b$  =受壓構件寬度， $\text{cm}$   
 $d$  =構材總深度， $\text{cm}$   
 $d_L$  =無支撐漸變段構材較大端之深度， $\text{cm}$   
 $d_o$  =無支撐漸變段構材較小端之深度， $\text{cm}$   
 $g$  =螺栓準距線間之橫向中心距， $\text{cm}$   
 $h$  =熱軋型鋼或銲接組合斷面之腹板深度 $h$ 為兩翼板間之淨深度， $\text{cm}$   
 $r$  =控制之迴轉半徑， $\text{cm}$   
 $r_{ox}, r_{oy}$  = 漸變斷面構材較小端X與Y軸之迴轉半徑， $\text{cm}$   
 $s$  =任何兩鄰孔之縱向中心間距， $\text{cm}$   
 $t$  =接合部之厚度， $\text{cm}$   
 $t_w$  =腹板厚度， $\text{cm}$   
 $z$  =公式(4.6-1)中離漸變斷面較小端之距離， $\text{cm}$   
 $\alpha$  =深度漸變比值  
 $\lambda_{pd}$  =塑性設計斷面之極限細長參數  
 $\lambda_p$  =結實構件之極限細長比  
 $\lambda_r$  =非結實構件之極限細長比

## 第五章 受拉構材

### 5.1 適用範圍

本章適用於承受軸拉載重之構材。

### 5.2 設計拉力強度

受拉構材之設計強度  $\phi_t P_n$  應取在全斷面之降伏強度或在淨斷面之斷裂強度兩者之較低值。

1. 全斷面降伏：

$$\begin{aligned}\phi_t &= 0.9 \\ P_n &= F_y A_g\end{aligned}\quad (5.2-1)$$

2. 淨斷面斷裂：

$$\begin{aligned}\phi_t &= 0.75 \\ P_n &= F_u A_e\end{aligned}\quad (5.2-2)$$

其中，

$A_e$  = 有效淨斷面積， $\text{cm}^2$

$A_g$  = 構材之全斷面積， $\text{cm}^2$

$F_y$  = 標稱降伏應力， $\text{tf}/\text{cm}^2$

$F_u$  = 標稱極限抗拉應力， $\text{tf}/\text{cm}^2$

$P_n$  = 標稱拉力強度， $\text{tf}$

當構件上無鑽孔且全部採用銲接接合時，式(5.2-2)中之有效淨斷面積應依4.3節之相關規定。當銲接構材上有鑽孔或以塞孔銲或塞槽銲接合時，式(5.2-2)應取通過孔處之淨斷面積。

解說：受軸拉力作用之構材其破壞模式可能為構材全斷面受拉降伏後因過量伸長變形而破壞，或在構材端部接合處淨斷面之拉應力達到最大可能之應力  $F_u$  而使該淨斷面處產生斷裂。故受拉構材之設計拉力強度乃取決於全斷面降伏時之標稱拉力強度  $P_n (= F_y A_g)$  再乘以強度折減係數  $\phi_t (= 0.9)$  或淨斷面斷裂時之  $P_n (= F_u A_e)$  乘以強度折減係數  $\phi_t (= 0.75)$  兩者取小者。兩個不同之強度折減係數與在容許應力設計時所反映之不同安全係數有相同之比值，即  $(0.9F_y)/(0.75F_u)$  等於容許應力之比值  $(0.6F_y)/(0.5F_u)$ 。其中， $0.6F_y$  係  $F_y/1.67$ ，而  $0.5F_u$  係  $F_u/2.0$ 。

由於具延展性之鋼材於相當之伸長後會因應變硬化而使受拉構材實際抗拉強度大於全斷面積與降伏應力之乘積  $F_y A_g$ ，此值可界定為受拉構材的

一個使用界限(limit of usefulness)。另一方面，接合處之長度僅佔構材長度之一小部分，與構材總長相比幾乎可忽略不計，故該處於受力下很快就達到應變硬化，且因承受過度應力而突然斷裂。若  $A_e/A_g$  比值小於  $(0.9F_y)/(0.75F_u)$  或  $F_y/(0.833F_u)$ ，則淨斷面斷裂情況將控制設計。

### 5.3 組合受拉構材

受拉構材利用二個以上型鋼或鋼板以填板分隔並連結，在其所使用之螺栓或銲接之縱向間距內，各元件之長細比以不超過 300 為原則。

解說：將型鋼或鋼板構材以螺栓或銲接結合在一起製成之組合受拉構材，不僅須在構材端部接合，亦須在構材全長之中間一處或多處接合，惟無須全長連續接合。除鋼管、鋼棒、鋼帶外，接合器間沿構材軸向之間距須使各肢材之長細比  $L/r$  在 300 以下，而組合構材之  $L/r$  則以 240 以下為宜。此規定之目的在於確保受拉構材具有一定程度之剛性以免發生晃動或振動等不良之側向變位現象。

### 5.4 樞接構材

樞接構材之設計強度  $\phi P_n$  應為下列各計算值之最低值：

1. 有效淨面積上之拉力：

$$\begin{aligned}\phi &= \phi_t = 0.75 \\ P_n &= 2t b_{eff} F_u\end{aligned}\quad (5.4-1)$$

其中，

$t$  = 板厚，cm

$b_{eff} = 2t + 1.6$ ，但不大於垂直於作用力方向樞孔邊至構材邊之距離，cm

2. 有效面積之剪力：

$$\begin{aligned}\phi &= \phi_{sf} = 0.75 \\ P_n &= 0.6 A_{sf} F_u\end{aligned}\quad (5.4-2)$$

其中，

$A_{sf} = 2t(a + d/2)$ ， $\text{cm}^2$

$a$  = 平行於作用力方向樞孔邊至構材邊之最短距離，cm

$d$  = 樞梢直徑，cm

3. 樞梢投影面積上之承壓力依 10.8 節之規定計算。

4. 全斷面上之降伏力依式(5.2-1)之規定計算。

樞接構材之樞孔應位於構材寬度之中央。樞接構材承受全載重時，若樞孔部

分可能有相對之位移發生，此樞孔直徑不得比樞梢之直徑多出 0.8 mm。樞孔外之板寬不得小於  $2b_{eff} + d$ ，樞孔承壓端外平行於構材軸向之最小延伸段  $a$  不得小於  $1.33b_{eff}$ 。

樞孔外之角隅，可依與構材軸向成  $45^\circ$  切割，但與切割垂直面上樞孔外之淨斷面不得小於與構材軸向平行之樞孔外所須之斷面。

解說： 目前已甚少使用鍛造眼桿，而以將鋼板切割成眼桿或樞接鋼板取代。若採用之鋼板降伏應力大於  $4.9 \text{ tf/cm}^2$  (70 ksi)，則眼桿須具足夠厚度而樞接板須加銲鋼板補強，以免在高應力作用下發生可能的碟形變形(dishing)。另樞孔直徑與樞梢(pin)之直徑須密合，以使接合處的內力有效傳遞。

### 5.5 符號說明

$A_e$  = 有效淨斷面積， $\text{cm}^2$

$A_g$  = 構材之全斷面積， $\text{cm}^2$

$A_{sf} = 2t(a + d/2)$ ，有效剪力面積， $\text{cm}^2$

$F_y$  = 標稱降伏應力， $\text{tf/cm}^2$

$F_u$  = 標稱極限抗拉應力， $\text{tf/cm}^2$

$P_n$  = 標稱拉力強度，tf

$a$  = 平行於作用力方向樞孔邊至構材邊之最短距離，cm

$b_{eff} = 2t + 1.6$ ，但不大於垂直於作用力方向樞孔邊至構材邊之距離，cm

$d$  = 樞梢直徑，cm

$t$  = 板厚，cm

$\phi_t$  = 拉力強度折減係數

## 第六章 受壓構材

### 6.1 適用範圍

本章適用於承受軸向壓力之構材。

### 6.2 設計受壓強度

1. 受壓斷面所有肢材之寬厚比皆小於或等於  $\lambda_r$  者，其設計強度為  $\phi_c P_n$ 。

其中，

$$\begin{aligned}\phi_c &= 0.85 \\ P_n &= A_g F_{cr}\end{aligned}\quad (6.2-1)$$

$$\begin{aligned}\text{當 } \lambda_c &\leq 1.5 \\ F_{cr} &= [\exp(-0.419\lambda_c^2)]F_y\end{aligned}\quad (6.2-2)$$

$$\begin{aligned}\text{當 } \lambda_c &> 1.5 \\ F_{cr} &= \left[ \frac{0.877}{\lambda_c^2} \right] F_y\end{aligned}\quad (6.2-3)$$

其中，

$$\lambda_c = \frac{KL}{\pi r} \sqrt{\frac{F_y}{E}}\quad (6.2-4)$$

$A_g$  = 構材之全斷面積， $\text{cm}^2$

$F_y$  = 標稱降伏應力， $\text{tf/cm}^2$

$E$  = 彈性模數， $\text{tf/cm}^2$

$K$  = 有效長度係數，參照4.8節之相關規定

$L$  = 構材之無側撐長度， $\text{cm}$

$r$  = 對斷面挫屈軸之迴轉半徑， $\text{cm}$

2. 受壓斷面任一肢材之寬厚比大於  $\lambda_r$  者，則參照附錄1之規定。

解說： 公式(6.2-2)及(6.2-3)基本上與第四版SSRC Guide (Galambos 1988)的鋼柱強度公式2P相同。該公式考慮初始變形的影響，並與相當數量之實驗資料比較分析而得。該分析假設鋼柱的初始變形為  $L/1500$ ， $L$ 為柱之長度(Tide 1985)。公式中使用無因次化的柱長細比係數  $\lambda_c$ ，在  $\lambda_c = 1.5$  時，公式(6.2-2)與(6.2-3)之柱強度曲線相交於一點。

工作應力法 (ASD) 的鋼柱設計公式係源自 SSRC (Structural Stability Research Council) (以前稱為 CRC, Column Research Council) 的建議，它是基於切線模數法 (tangent modulus method) 之觀念 (Shanley 1947) 並考慮殘留應力的影響而發展出來的。但是 LRFD 規範中所採用的鋼柱強度公式則

參考由Bjorhovde (1971)所提出的鋼柱極限強度法 (maximum strength method) 之觀念。當欲將ASD的鋼柱設計公式轉變成LRFD的公式時，將遇到以下兩項問題：

- (1) ASD採用了一個變化的安全係數 (從1.67到1.92) 來考慮鋼柱初始變位的影響；
- (2) 由於ASD與LRFD設計邏輯出發點的差異，因此需要先假設一個活載重與靜載重之比值， $L/D$ 。

在求取LRFD鋼柱的指數方程式時，由於不可能考慮到所有的 $L/D$ 比值，研究者採用 $L/D=1.1$  (在 $\lambda_c=1.0$ 時) 來對ASD的鋼柱公式進行轉換校正 (calibration)。公式(6.2-2) 與(6.2-3)之可靠度指數 $\beta$ 隨柱之長細比( $\lambda_c$ )而變，低長細比之柱其 $\beta$ 值在3.0以下，高長細比之柱其 $\beta$ 值在3.3以上，中度長細比之柱 ( $\lambda_c$  在1.1左右) 其 $\beta$ 值為2.6 (註：ASD在 $\lambda_c=1.1$ 之 $\beta$ 值為3.3)。雖然中度長細比之柱其 $\beta$ 值小於目標值 ( $\beta=3.0$ )，惟ASD設計公式在使用多年以來並未發生不滿意的後果，所以上述的分析結果應屬可以接受。有關殘留應力與初始變位對鋼柱強度影響的程度尚未被充份瞭解，這方面的研究有待進一步深入探討。

公式(6.2-2) 與(6.2-3) 也可採用較熟悉的 $KL/r$ 來表示，即：

$$\begin{aligned} &\text{當 } \frac{KL}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \\ &F_{cr} = \left\{ \exp \left[ -0.0424 \left[ \frac{F_y}{E} \right] \left[ \frac{KL}{r} \right]^2 \right] \right\} F_y \\ &\text{當 } \frac{KL}{r} > 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \\ &F_{cr} = \frac{0.877 \pi^2 E}{(KL/r)^2} \end{aligned}$$

受壓構材斷面挫屈軸之定義，係指與構材挫屈位移方向垂直之軸。

### 6.3 撓曲 - 扭轉挫屈

具單軸對稱及為非對稱斷面之柱 (如角鋼、T型鋼柱) 或為雙向對稱柱 (如十字型、組合型鋼柱) 應考慮撓曲 - 扭轉及純扭轉挫屈之極限狀況，其設計強度依附錄2之規定計算。

解說： 對稱斷面的扭轉挫屈及非對稱斷面的撓曲 - 扭轉挫屈，通常在設計熱軋鋼柱時未加以考慮。主要是因為這兩種失敗模式通常不控制設計或者其臨界載重與弱軸在其平面上之挫屈載重相差不大。但是，當設計由較薄鋼

板所組成的對稱或不對稱斷面的鋼柱時，此二種失敗模式即可能控制設計，相關之設計規定可參考附錄2。

## 6.4 組合受壓構材

組合受壓構材之端部具底板或經加工研磨之平面，其相互接觸之各肢材應以連續銲接接合，其銲接長度應大於構材之寬度；或應在端部以螺栓接合，螺栓之間距應小於4倍螺栓之直徑，而接合長度應大於構材寬度之1.5倍。

組合受壓構材之中間部分其縱向螺栓或斷續銲接間距之配置應能傳遞其上之應力。而當組合受壓構材有外側板時，其螺栓間距或各邊側之斷續銲接間距，不得超過外側最薄板厚之 $30/\sqrt{F_y}$ 倍或300mm；當螺栓係交錯排列，則每列線之螺栓間距不得超過外側最薄板厚之 $50/\sqrt{F_y}$ 倍或450mm。

使用未塗裝耐候鋼材之組合構材則其鋼板與型鋼或鋼板間之螺栓接合間距不得超過最薄板厚度的14倍或180mm；最大邊距不得超過最薄板厚度的8倍或130mm。

由兩支以上型鋼組合而成之受壓構材，在螺栓接合間由個別型鋼之最小迴轉半徑計得之長細比不得超過組合構材整體長細比之3/4。此外，組合構材沿其長度方向至少應有兩個中間接合點。

兩支以上型鋼組合而成之受壓構材應力之設計可依第6.2節設計，並依下列規定修正之；若挫屈變形造成各型鋼接合間產生剪力，則 $KL/r$ 用 $(KL/r)_m$ 來替代，而 $(KL/r)_m$ 之決定如下：

(1)對於栓緊至緊貼狀態之螺栓接頭：

$$\left[ \frac{KL}{r} \right]_m = \sqrt{\left[ \frac{KL}{r} \right]_o^2 + \left[ \frac{a}{r_i} \right]^2} \quad (6.4-1)$$

(2)對於銲接和摩阻型螺栓接合之接頭：

$$\left[ \frac{KL}{r} \right]_m = \sqrt{\left[ \frac{KL}{r} \right]_o^2 + 0.82 \frac{\alpha^2}{1 + \alpha^2} \left[ \frac{a}{r_{ib}} \right]^2} \quad (6.4-2)$$

其中，

$\left[ \frac{KL}{r} \right]_o$  = 組合受壓構材之整體長細比

$\left[ \frac{KL}{r} \right]_m$  = 修正後之組合構材整體長細比

$\frac{a}{r_i}$  = 各單元型鋼之最大長細比



$\frac{a}{r_{ib}}$  = 各單元型鋼在平行於挫屈軸向但相對於各自重心之長細比  
 $r_{ib}$   
 $a$  = 各單元型鋼之無支撐長度  
 $r_i$  = 各單元型鋼之最小迴轉半徑  
 $r_{ib}$  = 各單元型鋼在平行於挫屈軸向但相對於各自重心之最小迴轉半徑  
 $\alpha$  = 分離比值 =  $h/2r_{ib}$   
 $h$  = 垂直於組合構材斷面挫屈軸之各單元型鋼形心間之距離

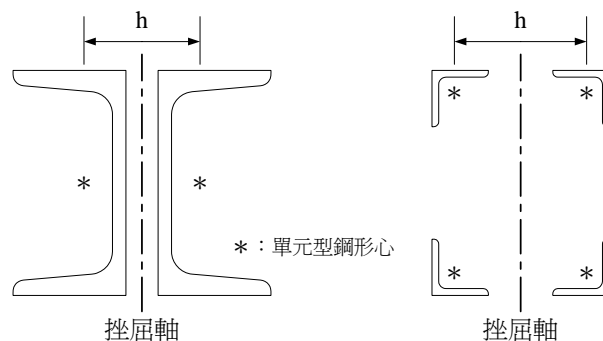
解說： 組合受壓構材之細部及設計要求若不能以計算應力表示時，可依以往之經驗或力學上之判斷決定之。

組合受壓構材之受壓組件間若以連接器連接，連接器間之縱向間距須使各單組件之長細比  $L/r$  不超過整體構材的長細比。本節之公式中，有關長細比  $KL/r$  以修正的  $(KL/r)_m$  取代，主要是考慮連接器受剪力變形的影響 (Zandonini 1985)。連接器之設計須能抵抗構材挫屈時產生之剪力。最大剪應力發生於挫屈形狀斜率最大之處 (Bleich 1952)。

為了使組合構材各組件接合面有連續且密切的接合，螺栓之間的最大間距有時須小於依強度計算所需之間距。對於暴露於大氣中受腐蝕的耐候鋼構材，則可參考文獻 (Brockenbrough 1983) 的相關規定。本節有關開孔蓋板設計條文係根據廣泛的實驗研究而訂定 (Stang and Jaffe 1984)。

組合受壓構材由於施工複雜、昂貴，已較少使用。

公式(6.4-2)中，組合受壓構材計算分離比值時，其  $h$  值之定義如下圖所示：



圖C6.4-1 組合金鋼之挫屈軸

## 6.5 樞接受壓構材之接合

樞接受壓構材之樞接頭處應符合5.4節之規定，惟不可使用公式(5.4-1)、(5.4-2)。

## 6.6 銲接箱型受壓構材

銲接箱型受壓斷面肢材之寬厚比小於或等於 $\lambda_r$ 者，其設計強度為 $\phi_c P_n$ 。

其中，

$$\begin{aligned}\phi_c &= 0.85 \\ P_n &= A_g F_{cr}\end{aligned}\quad (6.6-1)$$

當  $\lambda_c \leq 1.5$

$$F_{cr} = (0.211\lambda_c^3 - 0.57\lambda_c^2 - 0.06\lambda_c + 1.0)F_y \quad (6.6-2)$$

當  $\lambda_c > 1.5$

$$F_{cr} = \left[ \frac{0.764}{\lambda_c^2} \right] F_y \quad (6.6-3)$$

解說： 公式(6.6-2)及(6.6-3)係針對全滲透銲接箱型柱及半滲透銲接箱型柱進行曲線迴歸所得之平均強度(張學誠1994)，其中所採用之殘餘應力分佈及彈性模數，均是以試驗結果所得之平均值為準，再進行數值分析。

## 6.7 腹板深度變化之受壓構材

腹板深度漸變受壓構材之設計強度須根據6.2 節決定，其有效長細參數 $\lambda_{eff}$ ，依下式計算：

$$\lambda_{eff} = \frac{S}{\pi} \sqrt{\frac{QF_y}{E}} \quad (6.7-1)$$

其中，

$$S = KL/r_{oy} \quad (\text{對弱軸挫屈}) ,$$

$$K_r L/r_{ox} \quad (\text{對強軸挫屈})$$

$K$  = 等斷面構材之有效長度係數

$K_r$  = 漸變斷面構材之有效長度係數

$r_{ox}$  = 漸變斷面構材較小端之強軸迴轉半徑

$r_{oy}$  = 漸變斷面構材較小端之弱軸迴轉半徑

$F_y$  = 標稱降伏應力

$Q$  = 折減係數

= 1.0，若所有構件合乎4.5節寬厚比 $\lambda_r$ 之限制

=  $Q_s * Q_a$ ，若任何加勁或非加勁構件超過4.5節 $\lambda_r$ 之規定， $Q_s$ 、 $Q_a$ 值依附錄1計算

$E$  = 鋼材之彈性模數

於(6.2-1)式中， $A_g$ 使用漸變斷面構材之較小端的面積。

解說： 本節僅適用於腹板深度呈線性變化（沿構材長軸方向）之受壓構材，且構材斷面需具有至少一對稱軸。公式(6.7-1)是以一個等效的 $\lambda_{eff}$ 來取代公式(6.2-4)的 $\lambda_c$ 以計算腹板變深構材的受壓強度。在觀念上，此種計算方式係將變深構材轉換為一等效的均勻斷面構材（以小的一端為基準）及一相對應之有效柱長。因此公式(6.7-1)中使用新的有效長度係數 $K_r$ 來計算腹板變深受壓構材的有效長度 (Lee et al. 1972)。

由公式(6.2-3)與(6.7-1)，腹板變深受壓構材的臨界挫屈荷重 $P_{cr}$ 可以寫為 $(\pi^2 EI_o) / (K_r L)^2$ ， $I_o$ 為較小一端之斷面慣性矩。 $K_r$ 之值與構材兩端之束制狀況有關，可參考文獻(Lee et al. 1972)。

對於腹板變化非呈線性之構材（如驟變或開放斷面）並未包含於本節之範圍，其相關之討論可參考文獻(Galambos 1988; Bleich 1952; Timoshenko and Gere 1961)。

## 6.8 符號說明

- $A_g$  = 構材之全斷面積， $\text{cm}^2$
- $E$  = 彈性模數， $\text{tf/cm}^2$
- $F_{cr}$  = 臨界應力， $\text{tf/cm}^2$
- $F_y$  = 標稱降伏應力， $\text{tf/cm}^2$
- $K$  = 有效長度係數
- $K_r$  = 漸變斷面構材之有效長度係數
- $L$  = 構材之無側撐長度， $\text{cm}$
- $P_n$  = 標稱壓力強度， $\text{tf}$
- $Q$  = 折減係數
- $a$  = 各單元型鋼之無支撐長度， $\text{cm}$
- $h$  = 垂直於組合構材斷面挫屈軸之各單元型鋼形心間之距離， $\text{cm}$
- $r$  = 對挫屈平面之最小迴轉半徑， $\text{cm}$
- $r_i$  = 各單元型鋼之最小迴轉半徑， $\text{cm}$
- $r_{ib}$  = 各單元型鋼在平行於挫屈軸向但相對於各自重心之最小迴轉半徑， $\text{cm}$
- $r_{ox}$  = 漸變斷面構材較小端之強軸迴轉半徑， $\text{cm}$
- $r_{oy}$  = 漸變斷面構材較小端之弱軸迴轉半徑， $\text{cm}$
- $\alpha$  = 分離比值
- $\lambda_c$  = 柱長細比係數
- $\phi_c$  = 壓力強度折減係數

## 第七章 撓曲構材

### 7.1 適用範圍

本章適用於載重通過對稱平面之單軸對稱或雙軸對稱梁，也適用於載重通過剪力中心且與腹板平行，或於載重作用點及支點均能提供扭轉束制之槽鋼梁。

一般撓曲構材見7.2至7.4節，腹板變深之構材見7.5節，對於腹板為細長肢材之板梁依7.6節規定設計。未包含於本章之構材其撓曲設計請參閱附錄3。

### 7.2 一般撓曲構材之設計

#### 7.2.1 設計撓曲強度

梁之設計撓曲強度為 $\phi_b M_n$ ，其中 $M_n$ 為標稱撓曲強度，應依下述之規定計算，且 $\phi_b = 0.90$ 。

#### 7.2.2 受強軸彎曲之結實斷面構材，其側向無支撐段長度 $L_b \leq L_r$

當側向無支撐段長度 $L_b \leq L_r$ ，且為強軸受彎曲之結實斷面構材依下列規定設計：

$$(1) L_b \leq L_p : M_n = M_p$$

$$(2) L_p < L_b \leq L_r :$$

$$M_n = C_b \left\{ M_p - (M_p - M_r) \left[ \frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right] \right\} \leq M_p \quad (7.2-1)$$

其中：

$C_b = 1.75 + 1.05(M_1/M_2) + 0.3(M_1/M_2)^2 \leq 2.3$ ，構材側向無支撐段兩端彎矩小者為 $M_1$ ，大者為 $M_2$ 且 $M_1/M_2$ 在雙曲率彎曲時為正值，單曲率彎曲時為負值。當側向無支撐段內任一點之彎矩大於或等於 $M_2$ 時，其 $C_b$ 值取1.0。若為側向無支撐之懸臂梁時，其 $C_b$ 值亦為1.0。

$M_p$  = 塑性彎矩強度 =  $F_y Z$  (tf-cm)， $F_y$ 為標稱降伏應力， $Z$ 為斷面之塑性模數。

$L_b$  = 壓力翼板有抗側向位移支撐或橫斷面有抗扭轉之支撐時，其支撐點間之距離。

對於I型梁（含混合梁）及槽型構材，其 $L_p$ 之計算如下：

$$L_p = \frac{80r_y}{\sqrt{F_{yf}}} \quad (7.2-2)$$

對於實心矩形梁及箱形斷面梁，其 $L_p$ 之計算如下：

$$L_p = \frac{260r_y}{M_p} \sqrt{JA} \quad (7.2-3)$$

其中：

$A$  = 斷面積， $\text{cm}^2$

$J$  = 扭曲常數， $\text{cm}^4$

$r_y$  = 對弱軸之迴轉半徑， $\text{cm}$

$F_{yf}$  = 翼板之降伏應力， $\text{tf/cm}^2$

側向無支撐段長度界限值 $L_r$ 及其相對之側向扭轉挫屈彎矩 $M_r$ ，可依下列規定計算之：

(1) 載重作用於通過腹板平面之槽型構材或壓力翼板不小於張力翼板之單軸對稱或雙軸對稱I型構材：

$$L_r = \frac{r_y X_1}{F_L} \sqrt{1 + \sqrt{1 + X_2 F_L^2}} \quad (7.2-4)$$

$$M_r = F_L S_x \quad (7.2-5)$$

其中：

$$X_1 = \frac{\pi}{S_x} \sqrt{\frac{EGJA}{2}} \quad (7.2-6)$$

$$X_2 = 4 \frac{C_w}{I_y} \left[ \frac{S_x}{GJ} \right]^2 \quad (7.2-7)$$

$S_x$  = 對強軸之斷面模數， $\text{cm}^3$

$E$  = 鋼材之彈性模數， $\text{tf/cm}^2$ ； $G$  = 鋼材之彈性剪力模數， $\text{tf/cm}^2$

$I_y$  = 對弱軸之慣性矩， $\text{cm}^4$ ； $C_w$  = 斷面翹曲常數， $\text{cm}^6$

$F_L = (F_{yf} - F_r)$  或  $F_{yw}$  取小值， $\text{tf/cm}^2$

$F_{yf}$  = 翼板之降伏應力， $\text{tf/cm}^2$

$F_{yw}$  = 腹板之降伏應力， $\text{tf/cm}^2$

$F_r$  = 翼板之殘留壓應力，對於熱軋型鋼其值可設為 $0.7\text{tf/cm}^2$ ，對於銲接型鋼其值可設為 $1.16\text{tf/cm}^2$

(2) 對於單軸對稱，壓力翼板不小於張力翼板之I型構材在公式(7.2-5)至公式(7.2-7)中可用 $S_{xc}$ 來代替 $S_x$ ，其中 $S_{xc}$ 為對壓力緣之彈性斷面模數。

(3) 對於受強軸彎曲之實心矩形構材：

$$L_r = \frac{4000r_y}{M_r} \sqrt{JA} \quad (7.2-8)$$

$$M_r = F_L S_x \quad (7.2-9)$$

(4) 對於對稱箱形斷面受強軸彎曲且其載重作用於對稱面，則 $M_r$ 及 $L_r$ 可依公式(7.2-5)及(7.2-8)求得。

解說： 梁之設計強度受側向支撐間距影響甚鉅，若其斷面之寬厚比滿足4.5節所規定之結實斷面，且其側撐間距小於本節所規定之 $L_p$ 值，則斷面應可發揮其塑性彎矩強度，故其設計彎矩可為 $M_p$ （如圖C7.2-1所示）。對於 $C_b=1.0$ 之結實斷面，其標稱彎矩強度 $M_n$ 與無支撐長 $L_b$ 間之基本關係見圖C7.2-1，當側向無支撐間距大於(7.2-4)式之 $L_r$ 值時，則梁將產生彈性側向扭轉挫屈。(7.2-1)式則定義側撐間距 $L_p$ 在與 $L_r$ 之間時梁強度受非彈性側向扭轉挫屈控制。

對於其它彎矩載重，構材之側向挫屈強度可將基本強度乘以 $C_b$ 後求得，如圖C7.2-1所示。但所得之標稱強度值 $M_n$ 不得超過 $M_p$ 。又由公式(7.2-2)求得之 $L_p$ ，僅在 $C_b=1.0$ 時才有意義。對於 $C_b$ 大於1.0者，仍允許梁在較大之無支撐長度下可達到 $M_p$ ，如圖中 $C_b=2.3$ 之曲線所示。設計時，可令公式(7.2-1)等於 $M_p$ ，並用所屬之 $C_b$ 值代入此等式後，所得之 $L_b$ 值即為容許之最大無支撐長度。對於側撐點間之非線性彎矩載重，特別是最大彎矩在兩側撐端點之間者， $C_b$ 值將大於1.0，見(Johnston 1976)。

AISC-LRFD 1999年版 $C_b$ 值之計算係將梁之彎矩變化分成四段考慮，可得較為精確之結果，惟其計算較繁複。以下為其 $C_b$ 之公式：

$$C_b = \frac{12.5M_{max}}{2.5M_{max} + 3M_A + 4M_B + 3M_C}$$

其中：

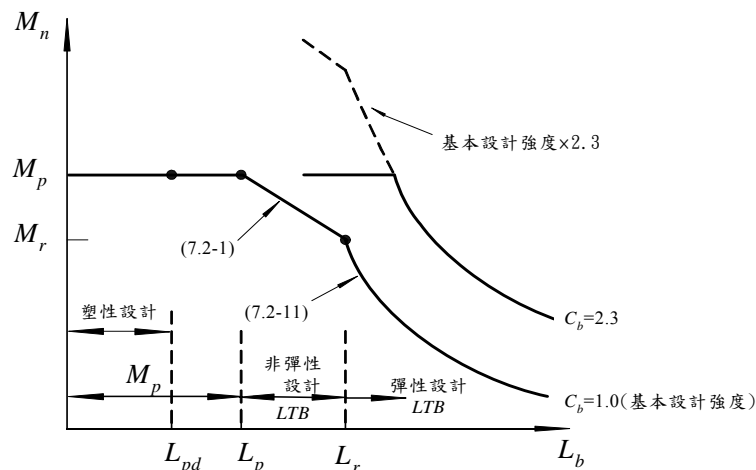
$M_{max}$  = 側向無支撐段長度內之最大彎矩絕對值

$M_A$  = 側向無支撐段長度內四分之一處之彎矩絕對值

$M_B$  = 側向無支撐段長度內四分之二處之彎矩絕對值

$M_C$  = 側向無支撐段長度內四分之三處之彎矩絕對值

在任何情況下 $C_b$ 值可以保守的取1.0；若為側向無支撐之懸臂梁時，其 $C_b$ 值為1.0。



圖C7.2-1 設計強度與側撐間距之關係

### 7.2.3 受強軸彎曲之結實斷面構材，其側向無支撐段長度 $L_b > L_r$

$$M_n = M_{cr} \leq M_p \quad (7.2-10)$$

其中， $M_{cr}$ 為臨界彈性側向扭轉挫屈彎矩，可依下列規定求得：

1. 載重通過槽型鋼腹板平面及壓力翼板不小於張力翼板（含混合構材）之單軸對稱或雙軸對稱之I型構材：

$$\begin{aligned} M_{cr} &= C_b \frac{\pi}{L_b} \sqrt{EI_y GJ + \left(\frac{\pi E}{L_b}\right)^2 I_y C_w} \\ &= \frac{C_b S_x X_1 \sqrt{2}}{L_b / r_y} \sqrt{I + \frac{X_1^2 X_2}{2(L_b / r_y)^2}} \end{aligned} \quad (7.2-11)$$

2. 對於對稱箱形斷面或實心矩形斷面：

$$M_{cr} = \frac{4000 C_b \sqrt{JA}}{L_b / r_y} \quad (7.2-12)$$

解說： 本規範中的公式係假設外力作用於梁之形心軸上。如果載重施於上翼且梁無側撐，則會因失穩效應而使臨界彎矩變小；相反地，若載重施於下翼且梁未有側撐，則因穩定效應可使臨界彎矩增加(Galambos 1988)。載重施在上翼且無側撐之梁，其臨界彎矩之計算，較保守的方法是採翹曲挫屈係數 $X_2$ 為零。對於彎矩不均勻分佈之情形( $C_b \neq 1.0$ )，標稱彎矩強度可將基本彎矩強度( $C_b = 1.0$ 者)乘上 $C_b$ 值，惟其值不得大於 $M_p$ 。

### 7.2.4 非彈性分析之側向無支撐段長度

結實斷面之梁受強軸彎曲且在塑性鉸處壓力緣之側向無支撐段長度 $L_b$ 小於 $L_{pd}$ ，則可進行非彈性分析，而 $L_{pd}$ 則依下列規定計算之：

1. 壓力翼板不小於張力翼板（含混合構材）之單軸對稱或雙軸對稱I型構材，且載重作用於通過腹板之平面時：

$$L_{pd} = \frac{250 + 150(M_1 / M_2)}{F_{yf}} r_y \quad (7.2-13)$$

其中，

$F_{yf}$  = 壓力翼板之標稱降伏應力，tf/cm<sup>2</sup>

$M_1$  = 梁構材中側向無支撐段端部之較小彎矩，tf-cm

$M_2$  = 梁構材中側向無支撐段端部之較大彎矩，tf-cm

$r_y$  = 對弱軸之迴轉半徑，cm

$M_1/M_2$  當雙曲率彎曲時其值為正，當單曲率彎曲時其值為負。

2. 對稱箱形梁或實心矩形梁：

$$L_{pd} = \frac{350 + 210(M_1 / M_2)}{F_{yf}} r_y \geq \frac{210 r_y}{F_{yf}} \quad (7.2-14)$$

3. 在非緊鄰塑性鉸區域，其撓曲設計可依7.2.1節決定之。

解說： AISC-ASD規範之塑性設計中，允許梁達到塑性彎矩並可有充分之轉動角，進而能做彎矩之再分配。其側向無支撐段長度以二種公式定義之。而此二種公式之選用由側撐點之彎矩比來決定。在本章的極限設計法中，以單一公式取代，此公式提供側向無支撐段長度及端點彎矩比間的連續關係，因此在彎矩比接近-0.5時( $M_1/M_2 = -0.5$ )，不會有一突然變化。而當 $M_1/M_2 = -1$  (均勻彎矩) 時，最大之側向無支撐段長度與規範所定的相類似。對於彎矩比為正值時 (反向曲率) 則側向無支撐段長度有實質之減少，因為極限設計法中，將降伏局限於靠近支撐點的小區域內。

惟公式(7.2-13)及(7.2-14)所提供之最大轉角比( $\theta_u/\theta_y$ )為3.0，此種轉角應能符合大多數之應用。而對於耐震設計之需求，其非線性轉角比應至少為7至9，其 $L_{pd}$ 參見13.6.7節之規定。

### 7.2.5 T型鋼、雙角鋼斷面之梁

載重作用於T型鋼或雙角鋼斷面梁之對稱平面，且梁之翼板、腹板之寬厚比小於表4.1所規定之 $\lambda_r$ 時，其標稱強度可依公式(7.2-15)求得：

$$M_n = M_{cr} = \frac{\pi \sqrt{E I_y G J}}{L_b} \left[ B + \sqrt{I + B^2} \right] \quad (7.2-15)$$

其中，

當腹板受拉力時， $M_n \leq 1.5 M_y$

當腹板受壓力時， $M_n \leq 1.0 M_y$

$$B = \pm 2.3(d/L_b) \sqrt{I_y / J} \quad (7.2-16)$$

翼板受張力時 $B$ 取負號，翼板受壓力時 $B$ 取正號。

### 7.2.6 實心圓形或實心方形斷面之梁或對弱軸彎曲之梁

對於實心圓形或實心方形斷面之梁或對弱軸彎曲之結實斷面梁， $L_b$ 不受限制，其標稱強度 $M_n = M_p \leq 1.5 M_y$ 。非結實斷面梁請參閱附錄3。

## 7.3 一般撓曲構材之剪力設計

本節適用於腹板 (或多腹板構材之腹板) 受剪力作用之單軸或雙軸對稱梁 (含混合梁) 及腹板受剪力作用之槽鋼梁。

### 7.3.1 腹板面積之決定

腹板面積 $A_w$ 可視為全高度 $d$ 與腹板厚度 $t_w$ 之乘積。



### 7.3.2 設計剪力強度

腹板之設計剪力強度為  $\phi_v V_n$ ，其中， $\phi_v = 0.90$ ，而標稱剪力強度  $V_n$  可依下列規定決定之。

$$\text{當 } \frac{h}{t_w} \leq 50\sqrt{k_v / F_{yw}}$$

$$V_n = 0.6F_{yw} A_w \quad (7.3-1)$$

$$\text{當 } 50\sqrt{k_v / F_{yw}} < \frac{h}{t_w} \leq 62\sqrt{k_v / F_{yw}}$$

$$V_n = 0.6F_{yw} A_w \frac{50\sqrt{k_v / F_{yw}}}{h/t_w} \quad (7.3-2)$$

$$\text{當 } 62\sqrt{k_v / F_{yw}} < \frac{h}{t_w} \leq 260$$

$$V_n = \frac{1860k_v}{(h/t_w)^2} A_w \quad (7.3-3)$$

$$k_v = \text{腹板剪力挫屈係數}, k_v = 5 + \frac{5}{(a/h)^2} \quad (7.3-4)$$

$a$  = 橫向加勁板間淨距。

$h$  = 於熱軋型鋼為兩翼板間扣除二倍角隅半徑後之淨距；於銲接組合斷面為翼板間淨距；於螺栓組合斷面為最近螺栓線間之距離。

$a/h$  大於 3.0 或  $a/h$  大於  $[260/(h/t_w)]^2$  時  $k_v$  取 5.0，未使用加勁板時  $k_v$  亦取 5.0。對於未使用加勁板之大梁其  $(h/t_w)$  應小於 260，而  $(h/t_w)$  之最大極限值參閱 7.6 節。

解說：對於  $h/t_w \leq 50\sqrt{k_v / F_{yw}}$  之梁腹板，其標稱剪力強度  $V_n$  係根據腹板之剪力降伏而定，如公式(7.3-1)。該  $h/t_w$  上限值係令剪力挫屈臨界應力  $F_{cr}$  等於腹板降伏應力  $F_{yw}$  而得之；詳參考文獻(Cooper 1978)。當  $h/t_w > 50\sqrt{k_v / F_{yw}}$ ，腹板剪力強度係根據挫屈而定。(Basler 1961)建議該剪力強度為腹板降伏應力之 80%，約相當於  $h/t_w = 50/0.8\sqrt{k_v / F_{yw}}$ 。當  $h/t_w > 62\sqrt{k_v / F_{yw}}$  時，腹板強度可依參考文獻(Cooper 1978)之建議以求得彈性挫屈應力

$$F_{cr} = \frac{\pi^2 E k_v}{12(1-\nu^2)(h/t_w)^2} \quad (C7.3-1)$$

公式(7.3-3)求得之標稱剪力強度，係將  $F_{cr}$  乘上腹板斷面積並令  $E = 2040 \text{tf/m}^2$  及  $\nu = 0.3$  而得。公式(7.3-2)依  $h/t_w$  比例而變化， $h/t_w$  介於  $50\sqrt{k_v / F_{yw}}$  及  $62\sqrt{k_v / F_{yw}}$  之間。

公式(7.3-4)之腹板剪力挫屈係數係為考慮腹板張力區作用之簡化公式，若欲考慮張力區效應，則須參考7.6節有關板梁之設計方法，惟此時腹板須以加勁板加強之。

#### 7.4 一般撓曲構材之橫向加勁板

當  $h/t_w \leq 110/\sqrt{F_{yw}}$  或當考慮係數化載重下結構分析計算所得之  $V_u$  值小於7.3節  $k_v = 5$  時所得之  $\phi_v V_n$  值時，可不使用橫向加勁板。若於腹板剪力強度計算時考慮橫向加勁板之作用，對於通過雙加勁板腹板中心軸之慣性矩或對於單加勁板於腹板面之慣性矩不得小於  $at_w^3 j$ 。

其中，

$$j = \frac{2.5}{(a/h)^2} - 2 \geq 0.5 \quad (7.4-1)$$

非承壓式之中間加勁板無須與張力翼板連結。連結於腹板之中間加勁板，其鉚道終止端距腹板與翼板鉚趾上緣之距離不得小於4倍亦不得大於6倍腹板厚度，若使用單側之橫向加勁矩形板於抵抗向上之扭曲作用時，其應連接於壓力翼板。除非翼板是由角鋼組合而成，否則當側向支撐與一側或二側加勁板連結時，加勁板應與壓力翼板連結，且此側向支撐應可傳遞整體翼板應力之1%以上。

橫向加勁板與大梁腹板以螺栓連接時，其間距不得大於30cm若用斷續填角鉚時，則其跳鉚間之淨距不得大於腹板厚度之16倍，也不得大於25cm。

#### 7.5 腹板深度變化之構材

腹板深度漸變構材之壓力設計請參閱第六章，拉力設計請參閱第五章。

##### 7.5.1 撓曲強度

在側向扭轉挫屈之極限狀態下，漸變斷面撓曲構材之標稱強度為

$$M_n = \left[ \frac{5}{3} \right] S'_x F_{br} \quad (7.5-1)$$

其中，

$S'_x$  = 在所考慮之側向無支撐段長度內臨界斷面之斷面模數。

$$F_{br} = \left[ \frac{2}{3} \right] \left[ 1 - \frac{F_y}{6B\sqrt{F_{sr}^2 + F_{wr}^2}} \right] F_y \leq 0.6 F_y \quad (7.5-2)$$

若  $F_{br} \leq F_y/3$ ，則  $F_{br}$  可依下式計算：

$$F_{br} = B\sqrt{F_{sr}^2 + F_{wr}^2} \quad (7.5-3)$$

上式中，

$$F_{sr} = 840 / (h_s L d_o / A_f) \quad (7.5-4)$$

$$F_{wr} = 12000 / (h_w L / r_{TO})^2 \quad (7.5-5)$$

其中，

$$h_s = 1.0 + 0.0230 \alpha \sqrt{L d_o / A_f}$$

$$h_w = 1.0 + 0.0040 \alpha \sqrt{L / r_{TO}}$$

$r_{TO}$  = 於漸變斷面構材之較小端，包含受壓翼板及腹受壓部分1/3之面積對以腹板為軸之迴轉半徑，cm

$A_f$  = 受壓翼板之面積， $\text{cm}^2$

$d_o$  = 構材較小端之深度，cm

$d_L$  = 構材較大端之深度，cm

$\alpha = (d_L - d_o) / d_o \leq [0.27(L/d_o) \text{ 或 } 6.0]$  之較小者

$L$  = 構材無支撐段長度（側撐構材重心間距離），cm

公式(7.5-2)、(7.5-3)中之值依下列規定計算：

1. 當最大彎矩 $M_2$ 位於三個相鄰且大約相等之無側撐長度中間段，且 $M_1$ 為此構材之三分段部分之兩端之較深端彎矩：

$$B = 1 + 0.37 \left[ 1 + \frac{M_1}{M_2} \right] + 0.50 \gamma \left[ 1 + \frac{M_1}{M_2} \right] \geq 1.0 \quad (7.5-6)$$

當產生單曲率時， $M_1/M_2$ 為負。當產生雙曲率時 $M_1/M_2$ 為正，惟建議取其值為0。

2. 當最大之計算撓曲應力 $f_{b2}$ 發生在構材中二相鄰分段之較深端，且該兩分段之無側撐長度須大約相等； $f_{b1}$ 為該二分段較淺端之計算撓曲應力：

$$B = 1 + 0.58 \left[ 1 + \frac{f_{b1}}{f_{b2}} \right] - 0.70 \gamma \left[ 1 + \frac{f_{b1}}{f_{b2}} \right] \geq 1.0 \quad (7.5-7)$$

3. 當最大之計算撓曲應力 $f_{b2}$ 發生在構材中二相鄰分段之較淺端，且該兩分段之無側撐長度須大約相等； $f_{b1}$ 為該二分段較深端之計算撓曲應力：

$$B = 1 + 0.55 \left[ 1 + \frac{f_{b1}}{f_{b2}} \right] + 2.20 \gamma \left[ 1 + \frac{f_{b1}}{f_{b2}} \right] \geq 1.0 \quad (7.5-8)$$

其中， $\gamma = (d_L - d_o) / d_o$ ，依產生最大撓曲應力之無側撐長度部分計算。

公式(7.5-7)、(7.5-8)中，當產生單曲率時， $f_{b1}/f_{b2}$ 應為負，如果在任一無側撐段有反曲點時， $f_{b1}/f_{b2}$ 應為正且 $f_{b1}/f_{b2} \neq 0$ 。

4. 當漸變斷面構材或分段之較淺端或其計算撓曲應力等於0時：

$$B = \frac{1.75}{1.0 + 0.25\sqrt{\gamma}} \quad (7.5-9)$$

其中， $\gamma$ 係針對鄰接零撓曲應力點之無側撐長度部分計算。

解說： 漸變斷面梁之設計撓曲強度係依均勻斷面梁之相關規定而來，基本觀念係以一具不同長度之等值均勻梁取代漸變斷面梁，但其斷面與漸變斷面梁之較小端斷面相同(Lee et al 1972)。由此得(7.5-4)、(7.5-5)式之修正長度係數 $h_s$ 與 $h_w$ 。

公式(7.5-4)與(7.5-5)係考慮St. Venant扭力與翹曲抵抗之總側向挫屈抵抗能力。係數 $B$ 由考慮彎矩梯度與鄰接梁段所提供之側向束制以修正 $F_{br}$ 。對連續通過側向支承之構材，本節之1、2與3類通常適用；但必須注意的是這些公式只適用於軸力很小且相鄰接無側撐梁段之長度大約相等時。對構材不屬於1、2、3或4類者，建議取 $B$ 值等於1。當計算值以求取用於公式(8.2-1)至(8.2-2)之 $M_n$ 值時， $B$ 值亦取為1，因為此時彎矩梯度效應係以 $B_1$ 係數來考慮(Morrell 1974)。

## 7.5.2 剪力強度

剪力強度依 7.3 節設計。

## 7.6 板梁

載重作用於通過腹板平面之單軸對稱或雙軸對稱之單腹板板梁（含混合梁），且符合下述規定，可依本節板梁之相關規定設計。

1. 無加勁板之板梁其 $h/t_w$ 須小於260。
2. 含加勁板之板梁其 $h/t_w$ 須小於下列規定：

$$\text{當 } a/h \leq 1.5 \quad (h/t_w) \leq 530 / \sqrt{F_{yf}} \text{ 箇} \quad (7.6-1)$$

$$\text{當 } a/h > 1.5 \quad (h/t_w) \leq \frac{985}{\sqrt{F_{yf} (F_{yf} + 1.16)}} \quad (7.6-2)$$

其中，

$a$  = 橫向加勁板間之淨距

$h$  = 於熱軋型鋼為兩翼板間扣除二倍角隅半徑後之淨距；於銲接組合斷面為翼板間淨距；於螺栓組合斷面為最近螺栓線間之距離

$t_w$  = 腹板厚度

$F_{yf}$  = 翼板之標稱降伏應力

### 7.6.1 設計撓曲強度

腹板深厚比 $(h_c/t_w) > 260 / \sqrt{F_{yf}}$ 之板梁，其設計撓曲強度為 $\phi_b M_n$ ， $\phi_b = 0.9$ ， $M_n$ 則為根據翼板降伏或挫屈之極限狀態求得之較小值。當 $(h_c/t_w) \leq 260 / \sqrt{F_{yf}}$  見附錄3。

1. 當張力翼板降伏時：

$$M_n = S_{xt} R_e F_{yt} \quad (7.6-3)$$

2. 當壓力翼板挫屈時：

$$M_n = S_{xc} R_{pg} R_e F_{cr} \quad (7.6-4)$$

其中，

$$R_{pg} = 1 - \frac{a_r}{1200 + 300a_r} \left( \frac{h_c}{t_w} - \frac{260}{\sqrt{F_{yf}}} \right) \leq 1.0 \quad (7.6-5)$$

$R_e$  = 混合梁因子

$$= \frac{12 + a_r(3m - m^3)}{12 + 2a_r} \leq 1.0$$

(非混合梁  $R_e = 1.0$ )

$a_r$  = 腹板面積與受壓翼板面積之比值，( $a_r \leq 10$ )

$m$  = 腹板降伏應力與翼板降伏應力 (或  $F_{cr}$ ) 之比值

$F_{cr}$  = 受壓翼板臨界應力， $\text{tf/cm}^2$

$F_{yt}$  = 張力翼板降伏應力， $\text{tf/cm}^2$

$S_{xc}$  = 受壓翼板之斷面模數， $\text{cm}^3$

$S_{xt}$  = 張力翼板之斷面模數， $\text{cm}^3$

$h_c$  = 從中性軸至受壓翼板內面減去趾部，或角隅半徑後距離之兩倍， $\text{cm}$

$F_{cr}$  可依長細比參數  $\lambda$ 、 $\lambda_p$ 、 $\lambda_r$  及  $C_{pg}$  求得，並以最小值控制：

1. 當  $\lambda \leq \lambda_p$ ：

$$F_{cr} = F_{yf} \quad (7.6-6)$$

2. 當  $\lambda_p < \lambda \leq \lambda_r$ ：

$$F_{cr} = C_b F_{yf} \left\{ 1 - 0.5 \left[ \frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right] \right\} \leq F_{yf} \quad (7.6-7)$$

3. 當  $\lambda > \lambda_r$ ：

$$F_{cr} = C_{pg} / \lambda^2 \quad (7.6-8)$$

長細比參數則由側向扭轉挫屈及翼板局部挫屈之極限狀態決定，其規定如下：

1. 對側向扭轉挫屈之極限狀態

$$\lambda = L_b / r_T \quad (7.6-9)$$

$$\lambda_p = 80 / \sqrt{F_{yf}} \quad (7.6-10)$$

$$\lambda_r = 200 / \sqrt{F_{yf}} \quad (7.6-11)$$

$$C_{pg} = 20100 C_b \quad (7.6-12)$$

$C_b$  = 見 7.2.2 節之規定

## 2. 對翼板局部挫屈之極限狀態

$$\lambda = b_f / 2t_f \quad (7.6-13)$$

$$\lambda_p = 17 / \sqrt{F_{yf}} \text{ 箇} \quad (7.6-14)$$

$$\lambda_r = 60 / \sqrt{F_{yf} / k_c} \quad (7.6-15)$$

$$C_{pg} = 1840k_c \quad (7.6-16)$$

$$k_c = 4 / \sqrt{h/t_w} \text{ 且 } 0.35 \leq k_c \leq 0.763$$

解說： 腹板之深厚比 $h_c/t_w = 260 / \sqrt{F_{yf}}$  係用以區分板梁及一般梁，惟此式之鋼板降伏應力係指翼板之降伏應力，此因彎矩載重下腹板之非彈性挫屈強度，將取決於翼板之應變。

## 7.6.2 設計抗剪強度

1. 不考慮張力場時，參閱7.3節之設計規定。

2. 考慮張力場作用時，其設計抗剪強度為 $\phi_v V_n$ ， $\phi_v = 0.9$ ， $V_n$ 之定義如下：

(1) 當 $h/t_w \leq 50 \sqrt{k_v / F_{yw}}$ ：

$$V_n = 0.6A_w F_{yw} \quad (7.6-17)$$

(2) 當 $h/t_w > 50 \sqrt{k_v / F_{yw}}$

$$V_n = 0.6A_w F_{yw} \left[ C_v + \frac{1 - C_v}{1.15 \sqrt{1 + (a/h)^2}} \right] \quad (7.6-18)$$

其中， $C_v$  = 依彈性挫屈理論求得之腹板臨界應力與腹板降伏剪應力之比值。

當 $50 \sqrt{k_v / F_{yw}} \leq h/t_w \leq 60 \sqrt{k_v / F_{yw}}$

$$C_v = \frac{50 \sqrt{k_v / F_{yw}}}{h/t_w} \quad (7.6-19)$$

當 $h/t_w > 60 \sqrt{k_v / F_{yw}}$

$$C_v = \frac{3100k_v}{(h/t_w)^2 F_{yw}} \quad (7.6-20)$$

腹板挫屈係數 $k_v$ 之規定見7.3節。考慮張力場效應之板梁抗剪設計須配置適合之橫向加勁板。

所有混合梁及腹板漸變深度之板梁，及 $a/h$ 超過3.0或 $[260/(h/t_w)]^2$ 之板梁，不可考慮張力場作用，而其設計剪力強度則為：

$$V_n = 0.6A_w F_{yw} C_v \quad (7.6-21)$$

解說：考慮張力場效應之板梁抗剪設計因須配置適合之橫向加勁板，可能較未考慮張力場效應之板梁設計來得昂貴。考慮張力場效應之板梁抗剪設計必須滿足7.6.4節之彎矩與剪力互制影響。

### 7.6.3 橫向加勁板

當  $h/t_w \leq 110/\sqrt{F_{yw}}$ ，或當依因數化載重分析所得剪力  $V_u$  小於或等於  $0.6\phi A_w F_{yw} C_v$ ，則不需要橫向加勁板，其中  $C_v$  係以  $k_v=5$  與  $\phi=0.9$  求得。加勁板可加在板梁適當之部位以增加其剪力強度。

加勁板之最小慣性矩同7.4節之規定，若考慮張力場作用時，加勁板面積  $A_{st}$  不可小於下式：

$$\frac{F_{yw}}{F_{yst}} \left\{ 0.15 D h t_w (1 - C_v) \left[ \frac{V_u}{\phi V_n} \right] - 18 t_w^2 \right\} \geq 0 \quad (7.6-22)$$

其中，

$F_{yst}$  = 加勁板之降伏應力

$D$  = 1.0 (當使用成對加勁板)

= 1.8 (當使用單側之角鋼加勁材)

= 2.4 (當使用單側之加勁鋼板)

$V_u$  = 在加勁板處之剪力

### 7.6.4 彎矩與剪力之互制影響

考慮腹板張力場效應之板梁，必須滿足以下有關彎矩與剪力相互影響之規定。若  $0.6\phi V_n \leq V_u \leq \phi V_n$ ， $0.75\phi M_n \leq M_u \leq \phi M_n$  時，則

$$\frac{M_u}{\phi M_n} + 0.625 \frac{V_u}{\phi V_n} \leq 1.375 \quad (7.6-23)$$

其中， $M_n$  係根據7.6.1節求得之板梁標稱抗彎強度， $V_n$  係根據7.6.2節求得之標稱抗剪強度， $\phi=0.9$ 。

### 7.7 腹板開孔梁

梁之腹板開孔時應考慮其對設計強度之影響。若需求之彎矩或剪力強度大於開孔處之強度時，應於開孔處提供補強措施。

解說：梁常因管線或其他原因之需要而必須於其腹板開孔，開孔梁之設計可能受壓力翼板、腹板，或開孔處上下之 T 型斷面之局部挫屈而影響，甚或受其使用性極限影響，開孔之位置、大小，補強方法可參考文獻(Darwin 1990)等相關資料。

## 7.8 符號說明

- $C_b$  = 撓曲修正係數  
 $C_v$  = 依彈性挫屈理論求得之腹板臨界應力與腹板降伏剪應力之比值  
 $C_w$  = 斷面翹曲常數， $\text{cm}^6$   
 $E$  = 鋼材之彈性模數， $\text{tf/cm}^2$   
 $F_{cr}$  = 彈性挫屈應力， $\text{tf/cm}^2$   
 $F_{yf}$  = 翼板之降伏應力， $\text{tf/cm}^2$   
 $F_{yw}$  = 腹板之降伏應力， $\text{tf/cm}^2$   
 $F_L$  =  $(F_{yf} - F_r)$  或  $F_{yw}$  取小值， $\text{tf/cm}^2$   
 $F_r$  = 翼板之殘留壓應力  
 $F_{yst}$  = 加勁板之降伏應力  
 $G$  = 鋼材之彈性剪力模數， $\text{tf/cm}^2$   
 $I_y$  = 對弱軸之慣性矩， $\text{cm}^4$   
 $L_b$  = 壓力翼板有抗側向位移支撐或橫斷面有抗扭轉之支撐時，其支撐點間之距離  
 $M_n$  = 標稱撓曲強度  
 $M_p$  = 塑性彎矩強度 =  $F_y Z$  ( $\text{tf-cm}$ )  
 $M_1$  = 側向無支撐段兩端之較小彎矩， $\text{tf-cm}$   
 $M_2$  = 側向無支撐段兩端之較大彎矩， $\text{tf-cm}$   
 $M_{max}$  = 側向無支撐段長度內之最大彎矩絕對值  
 $M_A$  = 側向無支撐段長度內四分之一處之彎矩絕對值  
 $M_B$  = 側向無支撐段長度內四分之二處之彎矩絕對值  
 $M_C$  = 側向無支撐段長度內四分之三處之彎矩絕對值  
 $M_{cr}$  = 臨界彈性側向扭轉挫屈彎矩  
 $R_e$  = 混合梁因子  
 $S_x$  = 對強軸之斷面模數， $\text{cm}^3$   
 $S_{xc}$  = 受壓翼板之斷面模數， $\text{cm}^3$   
 $S_{xt}$  = 張力翼板之斷面模數， $\text{cm}^3$   
 $V_n$  = 標稱剪力強度  
 $V_u$  = 在加勁板處之剪力  
 $a$  = 橫向加勁板間淨距  
 $a_r$  = 腹板面積與受壓翼板面積之比值，( $a_r \leq 10$ )  
 $h$  = 於熱軋型鋼為兩翼板間扣除二倍角隅半徑後之淨距；  
 於銲接組合斷面為翼板間淨距；於螺栓組合斷面為最近螺栓線間之距離  
 $h_c$  = 從中性軸至受壓翼板內面減去趾部，或角隅半徑後距離之兩倍， $\text{cm}$   
 $k_v$  = 腹板剪力挫屈係數， $k_v = 5 + \frac{5}{(a/h)^2}$   
 $m$  = 腹板降伏應力與翼板降伏應力（或  $F_{cr}$ ）之比值  
 $r_{TO}$  = 於漸變斷面構材之較小端，包含受壓翼板及腹受壓部分 1/3 之面積對以  
 腹板為軸之迴轉半徑， $\text{cm}$   
 $\phi_b$  = 撓曲強度折減係數



## 第八章 構材承受組合力及扭矩

### 8.1 適用範圍

本章適用於具雙對稱或單對稱斷面受組合作用力及扭矩之構材。

### 8.2 對稱構材承受彎矩及軸力之作用

1. 對稱斷面構材承受彎矩與軸力交互作用時，須滿足公式(8.2-1a)或(8.2-1b)之規定：

$$\text{當 } \frac{P_u}{\phi P_n} \geq 0.2 \text{ 時}$$

$$\frac{P_u}{\phi P_n} + \frac{8}{9} \left[ \frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right] \leq 1.0 \quad (8.2-1a)$$

$$\text{當 } \frac{P_u}{\phi P_n} < 0.2 \text{ 時}$$

$$\frac{P_u}{2\phi P_n} + \left[ \frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right] \leq 1.0 \quad (8.2-1b)$$

其中，

$P_u$  = 所需之軸拉力或軸壓力強度。

$P_n$  = 標稱抗拉強度或標稱抗壓強度。

$M_u$  = 所需之撓曲強度。

$M_n$  = 標稱撓曲強度，依第七章相關規定計算。

$x$  = 強軸， $y$  = 弱軸。

$\phi$  = 為軸力載重下之強度折減係數：

$\phi = \phi_t$  拉力作用下之強度折減係數，依第五章之規定。

$\phi = \phi_c$  = 壓力下之強度折減係數， $\phi_c = 0.85$

$\phi_b$  = 撓曲載重下之強度折減係數， $\phi_b = 0.90$

2. 所需之撓曲強度  $M_u$  可依非彈性二階分析或彈性二階分析來決定。若以一階之彈性分析設計結構，則須利用下述過程計算所需之撓曲強度：

$$M_u = B_1 M_{nt} + B_2 M_{lt} \quad (8.2-2)$$

其中，

$M_{nt}$  = 假設構架無側位移時，構材所需之撓曲強度

$M_{lt}$  = 假設構架受側位移時，構材所需之撓曲強度

$B_1$ ：依下列規定計算：

(1) 含斜撐構架中之受束制壓力構材，且在彎曲面之支承點間無橫向載重時：

$$B_1 = \frac{0.64}{1 - (P_u / P_{e1})} \left[ 1 - \frac{M_1}{M_2} \right] + 0.32 \frac{M_1}{M_2} \geq 1.0 \quad (8.2-3)$$

$P_{e1} = A_g F_y / \lambda_c^2$ ，其中， $\lambda_c$ 由公式(6.2-4)決定，且其有效長度取彎曲平面上之值， $K \leq 1.0$ 。

$M_1/M_2$ ：為所考慮彎曲平面上無支撐段兩端較小與較大彎矩之比值；當構材受彎成雙曲率彎曲時， $M_1/M_2$ 之值為正值，當構材為單曲率彎曲時，則為負值。

(2)含斜撐構架之壓力構材，且在構材兩端支承點間有橫向載重時，則  $B_1$  值須以合理之分析來決定。若無適當之分析可資遵循，則可採用下列之值：

$$\text{當構材之兩端有束制時} \quad B_1 = \frac{0.85}{(1 - P_u / P_{e1})} \geq 1.0$$

$$\text{當構材之兩端無束制時} \quad B_1 = \frac{1.0}{(1 - P_u / P_{e1})} \geq 1.0$$

$$B_2 = \frac{1}{1 - \frac{\Sigma P_u}{\Sigma P_{e2}}} \quad (8.2-4)$$

$$\text{或} \quad B_2 = \frac{1}{1 - \sum P_u \frac{\Delta_{oh}}{\Sigma HL}} \quad (8.2-5)$$

其中，

$\Sigma P_u$  = 同一樓層中所有柱子所受軸向力之和

$\Delta_{oh}$  = 所考慮之樓層的側向位移，cm

$\Sigma H$  = 樓層產生  $\Delta_{oh}$  之樓層水平力之和，tf

$L$  = 樓層高度，cm

$P_{e2} = A_g F_y / \lambda_c^2$ ，其中， $\lambda_c$ 依公式(6.2-4)計算，又該式中在彎曲平面上之有效長度係數  $K$  應依 4.8 節第 2 款決定，且不得小於 1.0。

解說：當採用公式(8.2-2)計算  $M_u$  之值，且  $B_1$  之計算值等於或小於 1 時，對僅在端點有側向支撐且受強軸彎曲之構材其最大彎矩將發生於構件端部。原 AISC 公式(1.6-1a)及(1.6-1b) (自 1961 年起) 已被更合理簡化之本章公式(8.2-1a)及(8.2-1b)所取代。原 AISC(1.6-1a)式乃檢核構材之穩定性，(1.6-1b)式則檢核其強度。本章公式則依  $P_u / \phi P_n$  來決定使用(8.2-1a)式或(8.2-1b)式。若只考慮單軸彎矩，其互制曲線則如圖 C8.2-1 所示。

本章公式中之  $P_u / \phi P_n$  一項和原 AISC 公式之  $f_a / F_a$  一項具相同之重要性，這表示  $P_n$  必須依最大的有效長細比  $Kl/r$  來計算。在導引評估公式 (8.2-1a) 及(8.2-1b)時曾探討使用  $K=1.0$  之可行性，結果發現使用  $K=1.0$  之預估值與

參考文獻(Kanchanalui 1977)所示之 82 組「正確」解之間的誤差很大，縱使以實際之  $k$  值再檢核  $P_u \leq \phi P_n$ ，其誤差仍然太大；因此在使用公式(8.2-1a)及(8.2-1b)時，必須以實際之  $k$  值來預估  $P_n$  值。此外，參考文獻(ATC Publication 1978)亦顯示公式(8.2-1a)及(8.2-1b)並不適用於構架在地震下大位移時之結構穩定設計。

本規範對於二階效應之考慮與過去之 AISC-ASD 規範有極大之不同，對於大部分結構之分析方法係採用一階分析(First Order Analysis)，假設側位移並不影響載重及應力分佈。惟對於較柔軟之結構系統如鋼結構而言，由側位移導致載重及內力之改變相當大，不容忽略，此種現象稱之為二階效應。AISC 直到 1961 年 ASD 規範梁-柱相互影響公式中，才將二階效應之影響以彎矩放大考慮如下：

$$\frac{C_m}{1 - f_a / F_e'} \quad (C8.2-1)$$

其中， $C_m$  為彎矩之修正係數， $f_a$  為梁-柱之軸向壓應力， $F_e'$  為考慮安全係數後之 Euler Stress。(C8.2-1)式自 1961 年 AISC-ASD 沿用至今，惟以往之規範難要求確保構架之穩定，但並未建議如何考慮二階效應。近年來，極限設計法成為各國設計之主流，AISC-LFRD 更要求以二階彈性構架分析來考慮二階效應。

當結構以一階彈性方法分析時，AISC-LRFD 規範提供一簡化公式以考慮二階效應：

$$M_u = B_1 M_{nt} + B_2 M_{1t} \quad (C8.2-2)$$

其中： $M_{nt}$  為假設構架無側位移時，構材所需之撓曲強度

$M_{1t}$  為構架受側位移時，構材所需之撓曲強度

$B_1$  係考慮 P- $\Delta$  效應之彎矩放大因子：

$$B_1 = \frac{C_m}{1 - P_u / P_e} \geq 1.0 \quad (C8.2-3)$$

$$P_e = \frac{\pi^2 EI}{(KL)^2} \quad (K \leq 1.0) \quad (C8.2-4)$$

對含斜撐構架中之受壓構材，且在彎曲面之支承點間無橫向載重時：

$$C_m = 0.6 - 0.4M_1/M_2$$

對含斜撐構架中之受壓構材，且在構材兩端支承點間有橫向載重時， $C_m$  值可以合理之分析決定，亦可採用下列之值：(1)構材兩端有束制時， $C_m=0.85$ ；(2)構材兩端無束制時， $C_m=1.0$ 。

對於由側向位移和軸向力引起之 P- $\Delta$  效應，LRFD 係以彎矩放大因子  $B_2$  來考慮，其公式建議如下：

$$B_2 = \frac{I}{1 - \Sigma P_u \Delta_{oh} / \Sigma HL} \quad (\text{C8.2-5})$$

$$\text{或 } B_2 = \frac{I}{1 - \Sigma P_u / \Sigma P_e} \quad (K \geq 1.0) \quad (\text{C8.2-6})$$

其中， $\Sigma P_u$  為同層樓所有柱所需之軸向力和； $\Delta_{oh}$  為該層樓之水平位移； $\Sigma H$  為同層樓之水平力總和； $L$  為樓層高度。

LRFD 所提供之彎矩放大因子相當簡化，易於使用，但由於  $C_m$  係數並未包含軸向力之影響，故無法正確地反映 P- $\Delta$  效應之影響，尤其是在高軸向力時，誤差更大。本規範嘗試由精確解直接推導  $B_1$  係數。

承受彎矩及軸力作用且端點無側移發生之構件，由桿件中間段產生側向位移 ( $\delta$ ) 而造成桿件彎矩增大之效應，稱為 P- $\Delta$  效應。以簡支梁承受彎矩  $M_1$ 、 $M_2$  及軸向力  $P$  (如圖 C8.2-2 (a)) 之構件並考慮 P- $\Delta$  效應之最大彎矩表示如下：

$$M_{\max} = M_2 \sqrt{\frac{(M_1 / M_2)^2 + 2(M_1 / M_2) \cos KL + 1}{\sin^2 KL}} \quad (\text{C8.2-7})$$

$$K = \frac{\pi}{L} \sqrt{\frac{P}{P_e}} \quad (\text{C8.2-8})$$

當  $M_1 = -M_2 = M$ ，則 (C8.2-7) 式可表示如下：

$$M_{\max} = M \sqrt{\frac{2(1 - \cos KL)}{\sin^2 KL}} \quad (\text{C8.2-9})$$

若端點彎矩不等時，則以等值彎矩系統 (如圖 C-8.2-2 (b)) 來表示  $M_{\max}$ ，得

$$\begin{aligned} M_{\max} &= M_2 \sqrt{\frac{(M_1 / M_2)^2 + 2(M_1 / M_2) \cos KL + 1}{\sin^2 KL}} \\ &= M_{eq} \sqrt{\frac{2(1 - \cos KL)}{\sin^2 KL}} \end{aligned} \quad (\text{C8.2-10})$$

$$\begin{aligned} M_{eq} &= M_2 \sqrt{\frac{(M_1 / M_2)^2 + 2(M_1 / M_2) \cos KL + 1}{2(1 - \cos KL)}} \\ &= C_m M_2 \end{aligned} \quad (\text{C8.2-11})$$

$C_m$  為端點彎矩不等之修正係數，其影響因素為  $M_1$ 、 $M_2$  及含軸向力之係數  $K$ ，(Massonnet 1959) 建議下列之簡化式：

$$C_m = \sqrt{0.3(M_1 / M_2)^2 - 0.4(M_1 / M_2) + 0.3} \quad (\text{C8.2-12})$$

LRFD 將上式更簡化為  $C_m = 0.6 - 0.4(M_1 / M_2)$  可得：

$$\begin{aligned}
M_{\max} &= M_{eq} \sqrt{\frac{2(1-\cos KL)}{\sin^2 KL}} = M_{eq} \sec\left[\frac{KL}{2}\right] \\
&= C_m M_2 \sec\left[\frac{KL}{2}\right] \\
&= C_m \sec \frac{\pi}{2} \sqrt{\frac{P}{P_e}} \quad (C8.2-13)
\end{aligned}$$

$$M_{\max} \approx C_m \frac{I}{I - P/P_e} M_2 = B_1 M_2 \quad (C8.2-14)$$

LRFD 係以上式來考慮 P- $\Delta$  效應之影響，但由於  $C_m$  式過於簡化，並未將軸力考慮在內，其誤差隨著軸力之增加而變大，故無法正確地反映 P- $\Delta$  效應。本規範直接由 C8.2-7~C8.2-11 及 C8.2-13 推導如下(Chen and Wang, 1999)：

$$\begin{aligned}
M_{\max} &= M_{eq} \cdot \sec(KL/2) = B_1^* M_2 \\
&= \sqrt{\frac{(M_1/M_2)^2 + 2(M_1/M_2)\cos KL + 1}{2(1-\cos KL)}} \sec\left[\frac{KL}{2}\right] M_2 \quad (C8.2-15)
\end{aligned}$$

$$B_1^* = \sqrt{\frac{(M_1/M_2)^2 + 2(M_1/M_2)\cos KL + 1}{2(1-\cos KL)}} \sec\left[\frac{KL}{2}\right] \quad (C8.2-16)$$

由上式可建立  $B_1$ 、 $M_1/M_2$ 、 $P/P_e$  之關係圖如圖 C-8.2-3，經線性迴歸，簡化後得

$$B_1^* = B_{1a}(M_1/M_2) + B_{1b} \quad (C8.2-17)$$

而  $B_{1a}$ 、 $B_{1b}$ 、 $P/P_e$  經線性迴歸後表示如下：

$$\begin{aligned}
B_1^* &= \frac{0.64}{1-\rho} (1-M_1/M_2) + 0.32 M_1/M_2 \geq 1.0 \quad (C8.2-18) \\
\rho &= \frac{P}{P_e}
\end{aligned}$$

上式之  $B_1^*$  即為本規範所採用之 P- $\Delta$  效應彎矩放大因子，由圖 C8.2-4 可明顯看出，當  $P > 0.5P_e$  時，LRFD 規範之建議式與精確式之差距增大，而當  $P > 0.8P_e$  時，LRFD 之公式甚至有高估之現象，而本規範所建議之公式 (C8.2-18) 則與精確式相當接近，且 (C8.2-18) 式相當簡化，容易使用，故本規範以  $B_1^*$  取代 LRFD 之  $B_1$ ，並省略  $C_m$  係數。

當構架受到側向位移時，過去的規範要求所有的彎矩必須乘以  $0.85/(1-f_a/F'_c)$ ，此將使得與側位移無關之彎矩(由重力產生)不必要地增加。本規範中的新係數  $B_2$  只針對側移之力所造成之彎矩，而且是對整個樓層計算。設計樓房構架時，若欲限制  $\Delta_{oh}/L$  在某一定值之下，則可於個別構件設計之前，先行查出係數  $B_2$ 。

另外，亦可針對不同的樓層類別，設定不同的側移極限，此使二次彎矩效應變為不重要(Kanchanalai and Lu 1979)，設計者亦可選擇不同的方法來計算  $B_2M_{1t}$ (LeMessurier 1976, Kanchanalai and Lu 1979)。若將  $B_2$  用於側移與無側移彎矩之總合，則所得之結果將偏向保守，與 AISC-ASD 規範一樣。

當側移構架受重力載重時，可能同時產生上述兩種一階彎矩  $M_{nt}$  和  $M_{1t}$ 。此處之  $M_{nt}$  可定義為無側移構架之構件所產生之彎矩。設有一不對稱的結構（或對稱結構受到不對稱載重）因相當大之束制力而無側位移，若將束制力解除，則將產生彎矩  $M_{1t}$ ，此一彎矩必須乘以  $B_2$ ，對於大部分對稱結構而言，此種效應是可以省略的。若將此種彎矩  $B_2M_{1t}$  加到  $B_1M_{nt}$ （未考慮側移）上，則可得到一個極精確的  $M_{1t}$  值。當然，由風力或地震等側力在側移構架中所產生之彎矩均為  $M_{1t}$ ，且必須乘以  $B_2$ 。

對於斜撐構架， $\phi_c P_n$  永遠依據  $K \leq 1$  定出，而  $B_1$  亦採用  $K \leq 1$  之  $P_e$  值來決定，在結構分析中，係採用構件之真實長度，不論是斜撐或無斜撐構架， $P_n$  值均由最大長細比來決定，而不管是否在彎曲面。另一方面， $P_e$  值則由彎曲面之長細比來決定，因此，當彎曲僅對強軸發生時，須採用兩個不同的長細比值來求解。

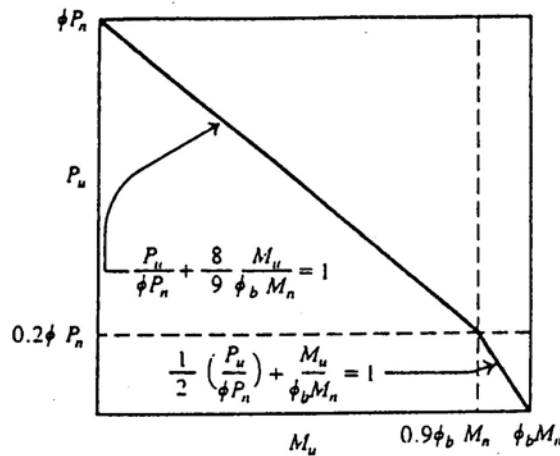


圖 C8.2-1 單軸彎曲之梁柱互制曲線

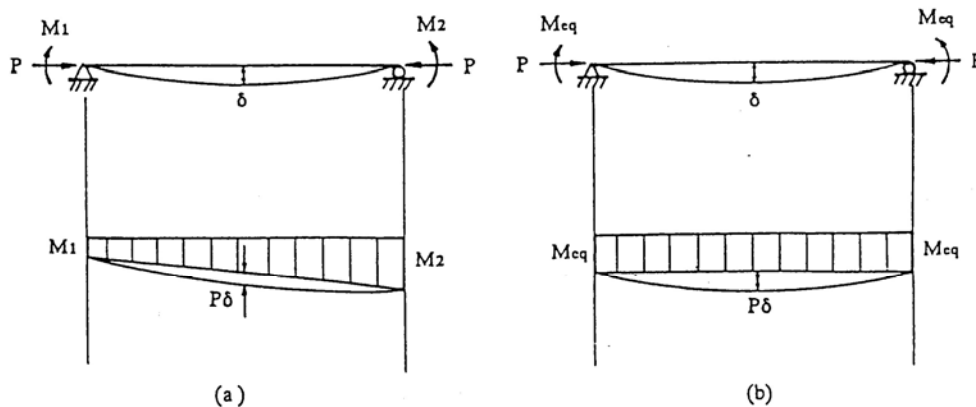


圖 C8.2-2 梁柱二階 P- $\Delta$ 效應

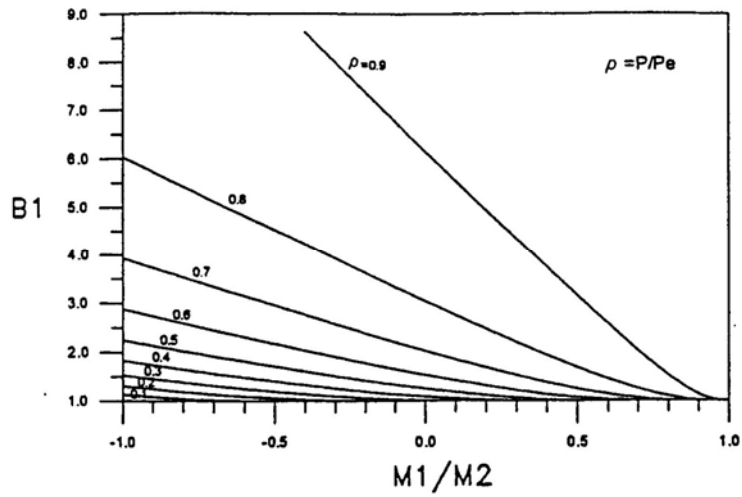


圖 C8.2-3 B<sub>1</sub> 係數與 M<sub>1</sub>/M<sub>2</sub> 及 P/P<sub>e</sub> 關係圖

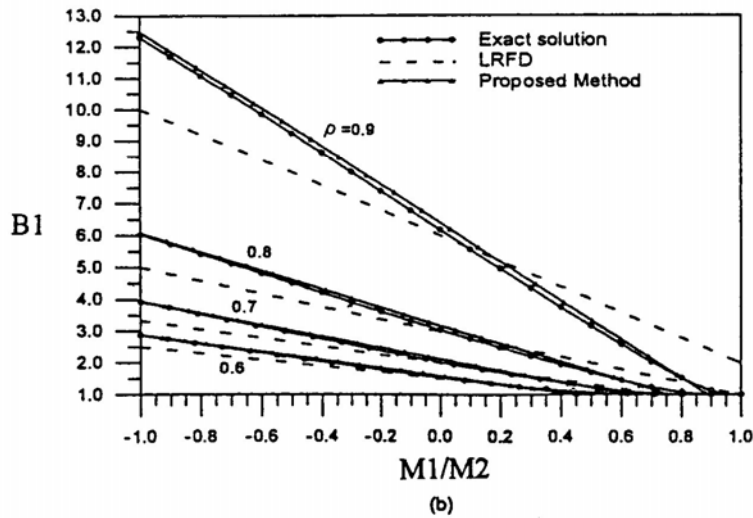
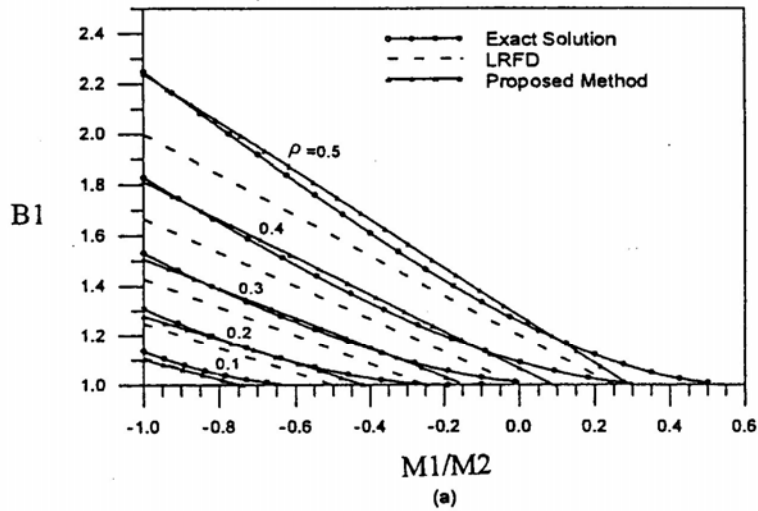


圖 C8.2-4 理論值、LRFD、本規範建議 B<sub>1</sub> 比較圖

### 8.3 構材承受組合力與扭矩之構材

此類構材之設計強度必須等於或大於其所需強度，所需強度為係數化載重下彈性分析所得之軸向應力  $f_{un}$  或剪應力  $f_{uv}$ ，可分為以下幾種極限狀態：

1. 軸向應力作用下之降伏極限狀態：

$$f_{un} \leq \phi F_y \quad (8.3-1)$$

$$\phi = 0.90$$

2. 剪應力作用下之降伏極限狀態：

$$f_{uv} \leq 0.6 \phi F_y \quad (8.3-2)$$

$$\phi = 0.90$$

3. 挫屈極限狀態：

$$f_{un} \text{ 或 } f_{uv} \leq \phi_c F_{cr} \quad (8.3-3)$$

$$\phi_c = 0.85, F_{cr} \text{ 由附錄 2 之公式(A-2-2)或(A-2-3)決定。}$$

解說：當構材斷面及荷重型式（尤其是承受扭矩）不適用於 8.2 節之規定時，可依本節之規定來檢核。在使用本節之規定前應先以合理之彈性分析方法計算構材之最大軸應力、剪應力或彈性挫屈應力。若使用公式(6.2-2)或公式(6.2-3)來計算挫屈應力，則應以一對等之長細比參數(equivalent slenderness parameter)  $\lambda_e$  來取代  $\lambda_c$ 。  $\lambda_e$  之公式為：

$$\lambda_e = \sqrt{\frac{F_y}{F_e}} \quad (C8.3-1)$$

其中， $F_e$  為彈性挫屈應力。挫屈應力之計算步驟詳附錄 2。

在彈性區鄰近部分亦可容許受限制之局部降伏發生。

### 8.4 腹板深度變化之構材承受彎矩及軸力

對單一腹板之漸變斷面構材，承受壓力及對主軸之彎矩，可使用(8.2-1)式，但  $P_n$  與  $P_{ex}$  須以最小端之斷面性質並採用合宜之有效長度決定之。 $M_{nx}$ 、 $M_u$  及  $M_{px}$  之決定則採較大端之性質， $M_{nx} = (5/3)S'_x F_{br}$ ，其中， $S'_x$  為較大端之彈性斷面模數， $F_{br}$  為漸變斷面構材之設計撓曲應力， $B_1$  之規定如下：

$$B_1 = \frac{C_m^l}{1 - (P_u / P_{e1})} \geq 1.0 \quad (8.4-1)$$

1. 當構材承受端部彎矩並造成單曲率撓曲且兩端之計算彎矩大約相等：

$$C_m^l = 1.0 + 0.1 \left[ \frac{P_u}{\phi_b P_{ex}} \right] + 0.3 \left[ \frac{P_u}{\phi_b P_{ex}} \right]^2 \quad (8.4-2)$$



2.當無側撐段之較小端，其計算彎矩等於0時：

$$C_m^l = 1.0 - 0.9 \left[ \frac{P_u}{\phi_b P_{ex}} \right] + 0.6 \left[ \frac{P_u}{\phi_b P_{ex}} \right]^2 \quad (8.4-3)$$

若有效長細比參數  $\lambda_{\text{eff}} \geq 1.5$  且組合應力沿梁長逐段校核（ $\lambda_{\text{eff}}$  見 6.7 節），斷面積與斷面模數可依其實際值計算。

## 8.5 符號說明

$P_u$  = 所需之軸拉力或軸壓力強度。

$P_n$  = 標稱抗拉強度或標稱抗壓強度。

$M_u$  = 所需之撓曲強度。

$M_n$  = 標稱撓曲強度，依第七章相關規定計算。

$x$  = 強軸， $y$  = 弱軸。

$\phi$  = 為軸力載重下之強度折減係數。

$\phi = \phi_t$  拉力作用下之強度折減係數。

$\phi = \phi_c$  = 壓力下之強度折減係數。

$\phi_b$  = 撓曲載重下之強度折減係數。

$M_{nt}$  = 假設構架無側位移時，構材所需之撓曲強度。

$M_{lt}$  = 假設構架受側位移時，構材所需之撓曲強度。

$\Sigma P_u$  = 同一樓層中所有柱子所受軸向力之和。

$\Delta_{oh}$  = 所考慮之樓層的側向位移，cm

$\Sigma H$  = 樓層產生  $\Delta_{oh}$  之樓層水平力之和，tf

$L$  = 樓層高度，cm

## 第九章 合成構材

### 9.1 適用範圍

本章適用於由熱軋型鋼、組成型鋼或鋼管與結構混凝土共同作用之合成柱，以及鋼骨梁支撐混凝土樓版且與樓版共同作用以抵抗彎矩之合成梁。含剪力釘或混凝土包覆之簡支及連續合成梁，不論施工時有無設置臨時支撐，均涵蓋在內。

解說：鋼骨與混凝土或鋼筋混凝土共同作用之結構構材型態可概分為3類：(1)鋼骨與RC版共同作用之構材；(2)鋼筋混凝土包覆鋼骨之構材；(3)鋼管填充混凝土之構材；(4)混凝土包覆鋼骨之構材。國內合成梁構材包括上述第(1)及第(2)類構材，合成柱構材包括上述第(2)及第(3)類構材，第(4)類構材則甚少使用。

### 9.2 設計基本假設及定義

**作用力之決定：**含合成構材之結構在決定結構構件或接頭力量時，應考慮在各階段載重下構件之有效斷面。

**彈性分析：**兩端無托肩連續合成梁之彈性分析，可以假設桿件為均勻斷面，且斷面慣性距可取正彎矩轉換斷面之慣性矩。

**塑性分析：**採用塑性分析時，受撓曲合成構材之強度應由塑性應力分布決定之。

**正彎矩塑性應力分布：**若樓版在正彎矩區有剪力釘與鋼骨連結，則在混凝土有效壓力區之應力可假設為 $0.85f'_c$ 且為均勻分布，而混凝土拉力強度則予忽略，其中， $f'_c$ 為混凝土標稱抗壓強度。鋼骨斷面不論在拉力區或壓力區，其應力可假設為均勻分布且其大小為鋼材標稱降伏應力 $F_y$ ，鋼骨斷面上所承受之淨拉力應等於混凝土樓版所承受之壓力。

**負彎矩塑性應力分布：**如果樓版在負彎矩區以剪力釘與鋼骨連結，混凝土樓版有效寬度內具足夠伸展長度之縱向鋼筋，其拉應力可假設為鋼筋之標稱降伏應力 $F_{yr}$ 。混凝土之拉力強度則予忽略。鋼骨斷面不論在拉力區或壓力區，其應力可假設為均勻分布且其大小為鋼材標稱降伏應力 $F_y$ ，鋼骨斷面所承受之淨壓力應等於鋼筋所承受拉力之總和。

**彈性應力分布：**計算彈性應力分布時，鋼材與混凝土之應變應假設與中性軸之距離成正比，應力則等於應變與鋼材彈性係數 $E$ 或混凝土彈性係數 $E_c$ 之乘積。鋼材最大應力不得超過 $F_y$ ，混凝土最大壓應力不得超過 $0.85f'_c$ ，混凝土抗拉應力則予忽略。若合成梁中之鋼骨為混合斷面，則鋼骨翼板最大應力不得超過其標稱降伏應力 $F_{yf}$ ，但腹板之應變可以超過降伏應變，而對應之腹板應力應取其標稱降伏應力 $F_{yw}$ 。

**完全合成梁：**為具有足夠之剪力釘以發揮最大撓曲強度之合成梁。計算斷面之彈

性應力分布時可假設無滑動產生。

**部分合成梁：**部分合成梁之撓曲強度由剪力釘之剪力強度決定。以彈性理論計算其撓度、疲勞及振動時，應考慮滑動之效應。

**混凝土包覆梁：**由混凝土包覆之梁，如滿足下列各條件則可利用鋼材與混凝土間之自然握裹力相連結，而無須增設額外之錨定物。

- (1) 鋼骨斷面之各側混凝土保護層至少 5 cm。
- (2) 鋼骨梁與混凝土樓版結合的情況，鋼梁之上緣至少在樓版的上緣以下 4 cm，且在樓版的下緣以上 5 cm。
- (3) 包覆之混凝土須具有足夠之鋼絲網或其他鋼筋以避免混凝土之剝落。
- (4) 鋼筋之配置細部須符合鋼筋混凝土配筋細部之規定，且鋼筋與鋼板平行時兩者之淨距離應在 25 mm 以上。

**合成柱：**合成柱可用結構混凝土包覆熱軋型鋼或組合金鋼而成，或在鋼管中空部分注入結構混凝土而成。

**混凝土包覆柱：**以結構混凝土包覆鋼骨斷面之柱。

**鋼管混凝土柱：**矩形或圓形鋼管內填充結構混凝土之柱。

**解說：** **作用力之決定：**合成構材之彈性應力分布受到施工中梁下是否設有臨時支撐之影響。施工中未設支撐者，鋼梁、混凝土自重及施工作業之載重係由鋼梁單獨承受，混凝土硬化後所施加之載重則由合成斷面承受。以設計觀點來看，當混凝土強度達設計強度之 75% 時，即假設混凝土已硬化。對於施工中設有適當支撐之合成梁而言，所有載重可假設由合成斷面承受。全長具有剪力釘之連續合成梁，當載重造成其負彎矩區樓版開裂後，該載重將由該區之鋼骨斷面及樓版之縱向鋼筋來承受。採用塑性分析時，所有載重均可視為由合成斷面承受，此係由於塑性鉸區只有在產生大量降伏後才可達到全塑性強度，也就是從極限強度之觀點而言，施工中是否設有支撐並不影響合成斷面之全塑性撓曲強度。

**彈性分析：**連續梁於彈性分析中採用均一勁度，此與鋼筋混凝土梁設計相同。斷面慣性矩原則上依合成梁斷面計算，但樓版內之鋼筋可予以忽略。

**塑性分析：**塑性分析時梁斷面須符合可達全塑性強度之要求。例如具剪力釘之合成梁，其正彎矩區鋼梁斷面須具有結實之腹板，即  $h/t_w \leq 170/\sqrt{F_y}$ ，其負彎矩區鋼梁斷面須為結實斷面。以混凝土包覆之梁則無斷面結實性 (compactness) 之要求。當斷面混凝土部分未配置具結構功能之鋼筋時，混凝土僅具有防止挫屈之功能，塑性彎矩僅由鋼骨斷面提供。當包覆型構材配置有合乎要求之鋼筋時，塑性彎矩可以考慮由鋼骨與鋼筋混凝土共同作用並具完全合成效應。

**正彎矩塑性應力分布：**塑性應力分布與樓版鋼筋之參與效果詳見 9.4 節解說。

**負彎矩塑性應力分布：**塑性應力分布之敘述詳見 9.4 節解說。

**彈性應力分布：**合成梁任一斷面之應變分布，與鋼骨和混凝土間之滑動有關。滑動前，鋼材與混凝土之應變以其至彈性轉換斷面中性軸之距離成正比。滑動之後，應變分布呈不連續狀，鋼材上緣會有一突然變化，鋼材與混凝土各有一中性軸，其應變與至各該中性軸之距離成正比。

**完全合成梁：**完全合成梁於正彎矩作用下，其最大撓曲強度係由鋼材之拉力降伏強度或混凝土樓版之壓應力所決定。於負彎矩作用下，完全合成梁之最大撓曲強度則由樓版內縱向鋼筋之拉力降伏強度所決定。當剪力釘之數量足以使合成梁能發揮其最大撓曲強度時，任何在降伏前所產生之滑動皆很小，可忽略其對應力及勁度之影響。

**部分合成梁：**滑動對部分合成梁彈性特性之影響會很顯著，故在計算使用載重下之變形及應力時須考慮滑動效應。部分合成梁近似之彈性特性詳見 9.4 節解說。

**混凝土包覆梁：**支撐於鋼梁上之混凝土樓版尺寸能使樓版有效地成為合成 T 型梁之翼板，或混凝土包覆梁具有符合鋼筋混凝土規定之鋼筋配置與足夠保護層且鋼骨與混凝土間能充份地連結成一體時，該梁可視為完全合成梁。但其配筋仍應符合結構混凝土之配筋細則，尤其是鋼筋之淨間距，及鋼筋與鋼骨間之淨距離。

### 9.3 壓力構材

滿足下列各條件者，方可認定為合成柱：

- (1) 鋼骨之斷面積不得少於合成斷面總斷面積之 4%。
- (2) 包覆鋼骨之混凝土，須配置可以承受軸向載重之連續縱向鋼筋及橫向鋼筋。橫向及縱向鋼筋至少須有 4cm 厚之混凝土保護層。
- (3) 混凝土包覆柱縱向鋼筋之最小鋼筋比  $\rho_{sr}$  為 0.004， $\rho_{sr}$  定義如下：

$$\rho_{sr} = \frac{A_{sr}}{A_g} \quad (9.3-1)$$

其中：

$A_{sr}$  = 縱向鋼筋之斷面積， $\text{cm}^2$

$A_g$  = 合成斷面之全斷面積， $\text{cm}^2$

- (4) 橫向鋼筋之鋼筋量沿著鋼筋間距方向每公分至少配置  $0.018 \text{ cm}^2$ ，橫向鋼筋之間距不得超過合成斷面短邊尺寸之  $2/3$ 。
- (6) 常重混凝土之標稱抗壓強度  $f'_c$  不得小於  $0.21 \text{ tf/cm}^2$ ，且不得超過  $0.56 \text{ tf/cm}^2$ ，輕質混凝土則不得小於  $0.28 \text{ tf/cm}^2$ 。

- (7) 合成柱所使用之及鋼筋之標稱降伏強度不得超過  $4.2 \text{ tf/cm}^2$ 。
- (8) 鋼管混凝土構材中，矩形鋼管之管壁厚度不得小於  $b\sqrt{F_y/3E}$ ，其中  $b$  為矩形斷面之邊寬，圓形鋼管之管壁厚度不得小於  $D\sqrt{F_y/8E}$ ，其中  $D$  為圓形鋼管之外徑。

解說：(1)鋼骨之斷面積不得小於合成斷面之4%，此為合成柱與鋼筋混凝土柱之分界。如果斷面中鋼骨斷面積小於4%，應以鋼筋混凝土柱設計之。

- (2)斷面內縱向及橫向鋼筋之最小量須足以防止火災時混凝土表面產生嚴重的剝落。
- (3)雖然有些試體之混凝土強度高達  $0.672 \text{ tf/cm}^2$ ，但混凝土強度超過  $4.2 \text{ tf/cm}^2$  之柱試驗資料仍然非常少(AISC 1999)。不過常重混凝土則於各種試驗中被採用過，可靠性尚佳。考慮上述因素，常重混凝土強度之上限訂為  $0.56 \text{ tf/cm}^2$ 。為鼓勵採用高品質具結構用等級之混凝土，輕質混凝土強度下限為  $0.28 \text{ tf/cm}^2$ ，常重混凝土強度之下限訂為  $0.21 \text{ tf/cm}^2$ 。
- (4)最近的研究結果 (Bridge and Roderick 1978；SSRC Task Group 20 1979；Galambos and Chapuis 1980；Kenny et al. 1994) 顯示混凝土具良好的束制效應，以前規範版本對鋼材最大降伏應力  $3.85 \text{ tf/cm}^2$  之規定太過於保守。此外，最常被使用的鋼筋其降伏應力為  $4.2 \text{ tf/cm}^2$ ，因此，提高鋼材之最大降伏應力乃基於對材料性質及結構行為合理的認知。由於混凝土對管壁的束制相當顯著，因此，最大鋼材應力不得超過  $4.2 \text{ tf/cm}^2$  之限制，對鋼管混凝土構材而言是相當保守的。研究結果(Kenny et al. 1994)建議使用鋼材的標稱降伏應力為最大降伏應力，但是以不超過  $5.6 \text{ tf/cm}^2$  為限。
- (5)最小管壁厚之規定目的在於防止圓鋼管或矩形鋼管於降伏前產生局部挫屈。

### 9.3.1 設計強度

承受軸力之合成柱，其設計強度為  $\phi_c P_n$ ，其中， $\phi_c = 0.85$ ， $P_n$  為標稱軸向強度。 $P_n$  可由式(6.2-1)至(6.2-4)經過下述之修正計算而得。

- (1)以  $A_s$  取代  $A_g$ ， $A_s$  為型鋼或鋼管之全斷面積， $\text{cm}^2$ 。
- (2)以  $r_m$  取代  $r$ ， $r_m$  為型鋼或鋼管之迴轉半徑，對型鋼而言，此值不應小於沿挫屈平面上合成斷面全厚度之百分之 30， $\text{cm}$
- (3)以  $F_{my}$  取代  $F_y$ ， $F_{my}$  為依式 (9.3-2) 計得之修正降伏應力

$$F_{my} = F_y + c_1 F_{yr} (A_r / A_s) + c_2 f'_c (A_c / A_s) \quad (9.3-2)$$

- (4)以  $E_m$  取代  $E$ ， $E_m$  為依式 (9.3-3) 計得之修正彈性模數

$$E_m = E + c_3 E_c (A_c / A_s) \quad (9.3-3)$$

其中：

$A_c$  = 混凝土之斷面積， $\text{cm}^2$

$A_r$  = 縱向鋼筋之斷面積， $\text{cm}^2$

$A_s$  = 鋼骨之斷面積， $\text{cm}^2$

$E$  = 鋼材之彈性模數， $\text{tf/cm}^2$

$E_c$  = 混凝土之彈性模數， $\text{tf/cm}^2$

$F_y$  = 型鋼或鋼管（圓形或矩型）之標稱降伏應力， $\text{tf/cm}^2$

$F_{yr}$  = 縱向鋼筋之標稱降伏應力， $\text{tf/cm}^2$

$f'_c$  = 混凝土之標稱抗壓強度， $\text{tf/cm}^2$

$c_1$ 、 $c_2$ 、 $c_3$  = 係數；

圓形或矩形鋼管混凝土斷面： $c_1 = 1.0$ 、 $c_2 = 0.85$ 、 $c_3 = 0.4$ ；

混凝土包覆之斷面： $c_1 = 0.7$ 、 $c_2 = 0.6$ 、 $c_3 = 0.2$

解說： 承受軸力之合成柱，其設計方法採用文獻(Galambos and Chapuis 1980)所推導之短柱強度方程式，設計強度之計算流程詳文獻(Galambos and Chapuis 1980)。細長效應之折減則同 6.2 節鋼柱之規定。除鋼材之降伏應力、彈性模數及迴轉半徑因須考慮混凝土及縱向鋼筋之效應而加以修正外，設計方法均依照鋼柱之規定。上述係數修正之詳細說明可參照文獻(SSRC Task Group 20 1979)。將此設計方法和試驗結果加以比較(Galambos and Chapuis 1980)，試驗試體包括 48 個受軸向載重之粗短柱，96 個以混凝土填充之鋼管，以及 26 個以混凝土包覆之型鋼。對此 170 個試體，其試驗平均破壞載重為預測強度之 1.18 倍，標準偏差為 0.19。

### 9.3.2 數個型鋼組成之柱

如果合成斷面之鋼骨是由二個或多個型鋼組成，則型鋼間必須以繫條，繫板或條板互相連結，以防止在混凝土硬化前個別型鋼產生挫屈。

解說： 此限制係依據澳大利亞研究報告(Bridge and Roderick 1978)而訂，該文獻證明在混凝土硬化後，即使各型鋼未經繫條、繫板或條板相互連結，合成柱於載重作用下仍為一體。惟在阪神地震下此類空腹型構材破壞之比例較高，並不適合於耐震設計使用。

### 9.3.3 載重傳遞

受軸力之包覆型合成柱，若載重需在鋼骨與鋼筋混凝土間傳遞時，應符合下述要求：

1. 當外力直接施加在鋼骨斷面時，剪力釘需足以傳遞依式(9.3-4)計得之  $V'_u$  力。

$$V'_u = V_u (1 - A_s F_y / P_n) \quad (9.3-4)$$

其中：

$V_u$  = 柱所承擔之軸力，tf

$A_s$  = 鋼骨斷面積， $\text{cm}^2$

$F_y$  = 鋼骨材料之降伏應力， $\text{tf}/\text{cm}^2$

$P_n$  = 合成柱之標稱壓力強度，不需考慮長細效應，tf

2. 當外力直接施加在鋼筋混凝土部分，剪力釘需足以傳遞依式(9.3-5)計得之  $V_u'$  力。

$$V_u' = V_u (A_s F_y / P_n) \quad (9.3-5)$$

3. 當鋼骨柱將所有力量傳遞到鋼筋混凝土柱時，剪力釘需足以傳遞依式(9.3-6)計得之  $V_u'$  力。

$$V_u' = A_s F_y \quad (9.3-6)$$

剪力釘之間距不得大於 40cm，又剪力釘須排列於至少兩個鋼骨表面，且其分布應對稱於鋼骨斷面之軸線。

當鋼骨斷面直接承壓在混凝土時，混凝土之承壓強度依 10.9 節之規定。

解說： 為避免接頭處之結構鋼材或混凝土有應力過高之現象，載重必須藉由直接承壓、剪力釘或兩者之組合來傳遞。使用剪力釘時，一般以均勻配置較恰當，但是當有很大的載重直接施加在斷面上時，剪力釘的配置方式可能需要調整，以避免鋼骨或混凝土產生應力過高的現象。

## 9.4 撓曲構材

### 9.4.1 有效寬度

混凝土版之有效寬度為梁中心線兩側混凝土版有效寬度之和。梁中心線每一側混凝土版之有效寬度取下列之小值：

- (1) 梁跨度之八分之一，梁跨度為梁支承中心至中心之距離。
- (2) 梁中心與鄰梁中心間距之一半。
- (3) 梁中心至版邊之距離。

解說： 根據理論或實驗研究結果並參照各國合成梁之規範(ASCE 1979)，LRFD 之有效寬度規定不對版厚作任何限制。合成梁具單側或雙側版者皆採用相同之有效寬度規定。為了簡化設計，不論單跨或連續梁，計算有效寬度時皆以全跨度（即支承中心至中心之距離）為基準。

### 9.4.2 鋼骨與樓版共同作用撓曲構材之設計強度

1. 受正彎矩時，斷面之設計撓曲強度  $\phi_b M_n$  依下列規定決定之：

a. 當  $h/t_w \leq 170/\sqrt{F_{yf}}$  時

$\phi_b = 0.9$  ;  $M_n$  應依合成斷面之塑性應力分布計得。

b. 當  $h/t_w > 170/\sqrt{F_{yf}}$  時

$\phi_b = 0.9$  ;  $M_n$  應依彈性應力之疊加計得，臨時支撐之效應應該考慮在內。

2. 受負彎矩時，斷面之設計撓曲強度  $\phi_b M_n$  單獨以鋼骨斷面依第七章之規定計得。設計撓曲強度  $\phi_b M_n$  亦可依  $\phi_b = 0.85$  及  $M_n$  由合成斷面之塑性應力分布計得，但須符合下列條件：

- (1) 鋼骨應為具有足夠側向支撐之結實斷面，結實斷面之定義依照 4.5 節之規定。
- (2) 在負彎矩區內，須用剪力釘將混凝土版連接至鋼梁上。
- (3) 在有效版寬內，平行於鋼梁之鋼筋應有適當的細部，使鋼筋能發展出所需強度。

解說： 本節適用於含剪力釘之單跨或連續合成梁，且不論其於施工中是否使用臨時支撐。

#### 正彎矩設計強度：

合成梁正彎矩區之撓曲強度，受到骨斷面、混凝土版或剪力釘之塑性強度之限制。此外，鋼骨腹板過於細長且大部分承受壓力時，腹板之挫屈也會限制撓曲強度。依據表 4.5-1 假如鋼梁腹板之深厚比不大於  $170/\sqrt{F_y}$  時，腹板之局部挫屈並不降低鋼梁之塑性強度。由於欠缺合成梁腹板挫屈之研究，故保守地採用相同之深厚比。對於更細長之腹板，本規範則以第一個降伏作為對撓曲強度之限制。在此情形下，混凝土未硬化前作用於未設臨時支撐之梁之長期載重引致之鋼材應力，必須和混凝土硬化後作用於合成斷面梁之載重引致之鋼材應力疊加。應力疊加中，所有長期載重須乘以靜載重係數，活載重須乘以活載重係數。設有臨時支撐之梁，可假設所有載重由合成斷面承受。

當斷面第一個降伏為撓曲強度之限制時，使用彈性轉換斷面來計算合成斷面之應力。惟須依混凝土單位重及強度決定計算轉換斷面用之彈性模數比  $n = E/E_c$ 。應注意的是，本規範有關結實斷面梁之計算程序與 1989 AISC ASD 規範之規定不同。

#### 正彎矩之塑性應力分布：

當撓曲強度由如圖 C9.4-1 所示塑性應力分布求得時，混凝土版之壓力  $C$  取下列三式之最小值：

$$C = A_{sw} F_{yw} + 2A_{sf} F_{yf} \quad (C9.4-1)$$

$$C = 0.85 f'_c A_c \quad (C9.4-2)$$

$$C = \Sigma Q_n \quad (C9.4-3)$$



對於非混合鋼骨斷面，式(C9.4-1)可改成  $C = A_s F_y$ 。

其中：

$f'_c$  = 混凝土之標稱抗壓強度，tf/cm<sup>2</sup>

$A_c$  = 有效寬度內之混凝土版面積，cm<sup>2</sup>

$A_s$  = 鋼骨斷面之斷面積，cm<sup>2</sup>

$A_{sw}$  = 鋼骨腹板之斷面面積，cm<sup>2</sup>

$A_{yf}$  = 鋼骨翼板之斷面面積，cm<sup>2</sup>

$F_y$  = 鋼材之標稱降伏強度，tf/cm<sup>2</sup>

$F_{yw}$  = 鋼骨腹板之標稱降伏強度，tf/cm<sup>2</sup>

$F_{yf}$  = 鋼骨翼板之標稱降伏強度，tf/cm<sup>2</sup>

$\Sigma Q_n$  = 最大正彎矩與彎矩為零之間，所有剪力釘標稱強度之總和。

對於非由式(C9.4-2)控制之情形，可忽略樓版縱向鋼筋之壓力。當式(C9.4-2)控制時可將有效混凝土版寬內之鋼筋斷面積與鋼筋降伏應力之乘積計入。

混凝土壓力塊之深度為：

$$a = \frac{C}{0.85f'_c b} \quad (\text{C9.4-4})$$

其中， $b$  = 混凝土版之有效寬度

完全合成梁之  $C$  值受鋼骨之降伏強度或混凝土版之抗壓強度控制，其  $C$  值分別採用式(C9.4-1)或(C9.4-2)計算之。部分合成梁依剪力釘之數量及強度決定其  $C$  值，以式(C9.4-3)計算之。

斷面在塑性應力分布下，其塑性中性軸(plastic neutral axis, or PNA)可能位於鋼骨腹板、鋼骨上翼板或混凝土版中，視  $C$  值之大小而定。

合成梁之正標稱塑性彎矩可參考圖 C9.4-1 及式(C9.4-5)計算之。

$$M_n = C(d_1 + d_2) + P_y(d_3 - d_2) \quad (\text{C9.4-5})$$

其中：

$P_y$  = 鋼骨斷面之拉力降伏強度；對非混合 (non-hybrid) 斷面而言，

$$P_y = A_s F_y, \text{ tf}$$

$d_1$  = 斷面混凝土壓力中心 ( $C$  之位置) 至鋼骨上緣之距離，cm

$d_2$  = 鋼骨斷面壓力中心至鋼骨上緣之距離，cm；當鋼骨斷面不承受壓力時令  $d_2 = 0$

$d_3$  =  $P_y$  作用位置至鋼骨上緣之距離，cm

式(C9.4-5)基本上適用於合成斷面包含有單軸或雙軸對稱之混合或非混合鋼骨斷面。

### 部分合成梁之近似彈性性質：

以彈性分析求取部分合成梁之應力及撓度時，須考慮滑動之效應。部分合成梁之有效慣性矩  $I_{eff}$  可依下列近似式計算之。

$$I_{eff} = I_s + \sqrt{(\Sigma Q_n / C_f)} (I_{tr} - I_s) \quad (C9.4-6)$$

其中：

$I_s$  = 鋼骨斷面之慣性矩， $\text{cm}^4$

$I_{tr}$  = 完全合成梁未開裂轉換斷面之慣性矩， $\text{cm}^4$

$\Sigma Q_n$  = 彎矩與零彎矩之間剪力釘之總強度， $\text{tf}$

$C_f$  = 完全合成梁於混凝土版內之壓力，取式(C9.4-1)及(C9.4-2)之較小值。

部分合成斷面對應於鋼骨受拉翼板之有效斷面模數  $S_{eff}$  可依下列近似式計算之：

$$S_{eff} = S_s + \sqrt{(\Sigma Q_n / C_f)} (S_{tr} - S_s) \quad (C9.4-7)$$

其中：

$S_s$  = 鋼骨斷面對應於受拉翼板之斷面模數， $\text{cm}^3$

$S_{tr}$  = 完全合成未開裂轉換斷面對應於鋼骨受拉翼板之斷面模數， $\text{cm}^3$

當  $\Sigma Q_n / C_f$  小於 0.25 時，式(C9.4-6)及(C9.4-7)不得使用，以避免過度的滑動與梁勁度過低。過去之研究發現，當使用之剪力釘低於完全合成梁之需要量時，式(C9.4-6)及(C9.4-7)可分別適當的反映出梁勁度及強度之折減 (Grant et al. 1977)。

要在一般結構設計時準確的計算合成梁構材之變位，似乎不是一件很實際的事。試驗結果顯示，承受短期載重的梁，其有效慣性距  $I_{eff}$  比以線彈性假設計算而得之慣性距小 15~30%。因此，若欲求得較準確的變位，有效慣性距應取  $0.8 I_{eff}$  或  $0.75 I_{eff}$ 。此外，也可以使用有效慣性距的下限值  $I_{lb}$ ，如式(C9.4-8)所示。

$$I_{lb} = I_x + A_s (Y_{ENA} - d_3)^2 + (\Sigma Q_n / F_y) (2d_3 + d_1 - Y_{ENA})^2 \quad (C9.4-8)$$

其中：

$d_1$  = 混凝土版中縱向鋼筋之形心至鋼骨上緣之距離， $\text{cm}$

$d_3 = P_{yc}$  作用位置至鋼骨上緣之距離， $\text{cm}$

$I_{lb}$  = 慣性距下限值， $\text{cm}^3$

$$Y_{ENA} = \left[ A_3 d_3 + (\Sigma Q_n / F_y) (2d_3 + d_1) \right] / \left[ A_s + (\Sigma Q_n / F_y) \right]$$

合成梁之長期變位（如潛變及乾縮引致者）也可計得。一般設計者不容易取得混凝土基本性質的資料，簡化的分析模式，一些文獻(Viest et al. 1958; Branson 1964; Chien and Ritchie 1984; Viest et al. 1997)等所建議者，皆可用來記算長期變位。

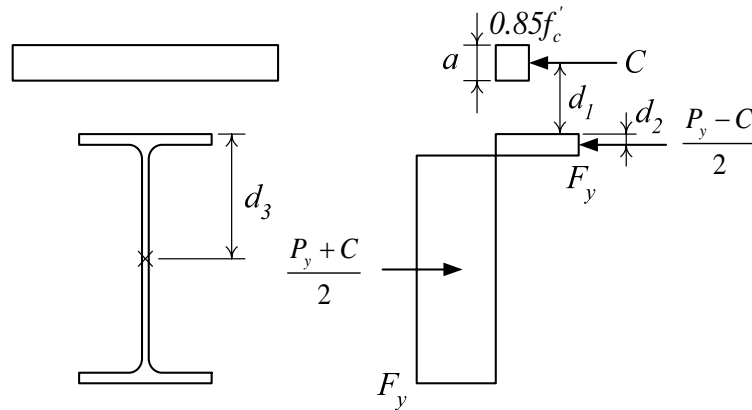


圖 C9.4-1 合成梁斷面正彎矩作用下塑性應力分布

**負彎矩設計強度：**

負彎矩區之彎矩強度為鋼骨本身之強度或為混凝土版內縱向鋼筋和鋼骨組成之合成斷面之塑性強度，但此時版內縱向鋼筋需要有適當的錨定，且足以發展出鋼筋的降伏應力。

**負彎矩之塑性應力分布：**

當合成斷面中之鋼骨為具有適當側向支撐之結實斷面，且鋼筋之細部足以發展出其強度時，斷面之標稱撓曲強度可由圖 C9.4-2 之塑性應力分布求得。鋼筋之拉力  $T$  取下兩式之較小值：

$$T = A_r F_{yr} \quad (C9.4-9)$$

$$T = \Sigma Q_n \quad (C9.4-10)$$

其中：

$A_r$  = 平行於鋼梁，配置於有效混凝土版寬內樓版鋼筋之斷面積， $\text{cm}^2$

$F_{yr}$  = 混凝土版內鋼筋之標稱降伏應力， $\text{tf/cm}^2$

$\Sigma Q_n$  = 最大彎矩與彎矩為零間，任一側所有剪力釘標稱強度之總和， $\text{tf}$

拉力  $T$  之另一限制值為鋼骨斷面積與其降伏應力之乘積，但實際上版內之鋼筋數量很有限，此一限制值不會控制。

合成梁之負標稱塑性彎矩可採用式(C9.4-11)計算之。

$$M_n = T(d_1 + d_2) + P_{yc}(d_3 - d_2) \quad (C9.4-11)$$

其中：

$P_{yc}$  = 鋼骨斷面之壓力強度；對非混合 (non-hybrid) 斷面而言， $P_{yc} = A_s F_y$ ，

$\text{tf}$

$d_1$  = 混凝土版中縱向鋼筋之形心至鋼骨上緣之距離， $\text{cm}$

$d_2$  = 鋼骨斷面拉力中心至鋼骨上緣之距離， $\text{cm}$

$d_3$  =  $P_{yc}$  作用位置至鋼骨上緣之距離， $\text{cm}$

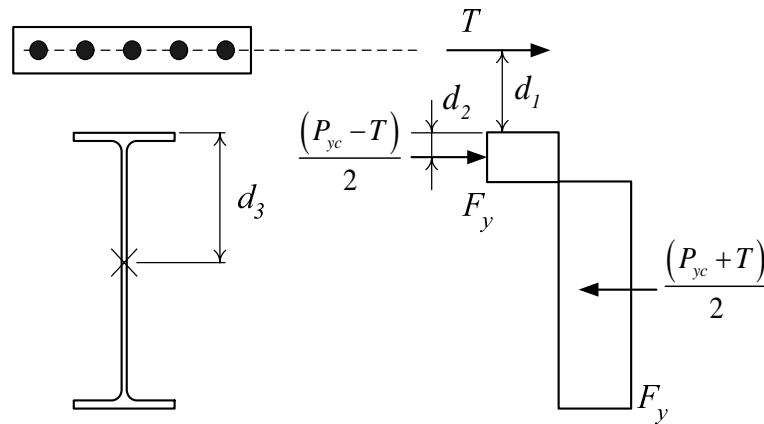


圖 C9.4-2 合成梁斷面負彎矩作用下塑性應力分布

### 樓版內之橫向鋼筋：

過去的經驗顯示縱向裂縫可能損害到結構之使用性，因此樓版內應配置適量的橫向鋼筋。橫向鋼筋之鋼筋量至少應為縱向混凝土斷面積之 0.002 倍，且應均勻配置。

### 9.4.3 混凝土包覆梁之強度

混凝土包覆梁之設計撓曲強度為  $\phi_b M_n$ ，其中  $\phi_b = 0.9$ ， $M_n$  依塑性應力分布分析而得。

解說： 混凝土包覆梁試驗顯示：(1)混凝土之包覆可大幅降低鋼骨之側向扭轉挫屈及局部挫屈之可能性；(2)在鋼骨降伏前不會產生握裹破壞；(3)握裹破壞不直接影響包覆鋼梁之撓曲強度(ASCE 1979)。因此 LRFD 允許三種設計方法，第一種為基於合成斷面中鋼骨受拉翼板降伏，第二種則基於鋼骨自身之塑性撓曲強度，第三種基於合成斷面之塑性應力分布，但此時構材須配置適當的鋼筋或剪力釘。混凝土之包覆能有效地防止局部及側向挫屈，因此鋼骨斷面無寬厚比之限制。

混凝土包覆梁之撓曲強度可依塑性應力分布計算，混凝土之極限應變採 0.003，並以 Whitney 等值應力塊計算其強度，等應力以  $0.85f'_c$  計。混凝土包覆梁亦可依斷面應變諧和的假設計算其撓曲強度，應變諧和的假設較合乎力學原理，但是計算過程較繁複。

通常混凝土對合成斷面正彎矩強度之貢獻大於對負彎矩強度之貢獻，因此合成斷面對正彎矩之設計較有利。

### 9.4.4 施工中合成梁之強度

未使用臨時支撐時，鋼骨斷面須有足夠強度以承受混凝土未達標稱抗壓強度  $f'_c$  百分之 75 前之所有載重，鋼梁之設計撓曲強度須依 7.2 節之規定求得。

解說： 施工中未使用臨時支撐時，於混凝土未足夠硬化得以提供合成作用前，鋼梁自身必須承受所有之載重。濕混凝土造成之未支撐梁撓度將導致混凝土版厚及靜載重之增加。對跨度較長之梁，這種情形類似屋頂之積水效應，可能造成梁之破壞，惟可藉由梁之預拱來避免混凝土版厚過度之增加。

施工中如果模板沒有與鋼骨上翼板接著在一起，模板即無法提供鋼骨上翼板連續之側向支撐，此時鋼梁之撓曲強度可能受對應之未支撐長度控制，參閱 7.2 節之規定。

LRFD 規範對施工中之載重未做其他特別的規定來避免構材在施工中降伏。依照 7.2 節，施工中之最大係數化彎矩為  $0.9F_y Z$  ( $F_y Z$  為塑性彎矩)，近乎降伏彎矩  $F_y S$  (註： $0.9F_y Z \approx 0.9 \times 1.1 \times F_y S \approx F_y S$ )。因此本節之規定可以避免施工中構材之彎矩超過降伏彎矩。

施工載重之載重係數應依個案決定之。通常，鋼骨、混凝土及鋼浪板自重之載重係數不小於 1.2，工作人員及設備等活載重之載重係數不小於 1.6，其中設備載重不可小於  $100 \text{ kgf/m}^2$ 。

## 9.4.5 冷軋鋼浪板

### 1. 基本要求

鋼梁與鋼浪板及其上之混凝土版共同組成之合成構造，其設計撓曲強度  $\phi_b M_n$ ，應依 9.4.2 節之規定並參照下述修正後求得。

- (1) 本節適用於標稱肋條高度不大於 7.5 cm 之鋼浪板。混凝土肋條或托肩之平均寬度  $w_r$  不得小於 5 cm，但計算時  $w_r$  不得取超過鋼浪板頂端之最小淨寬。其他相關規定詳 9.4.5 節第三款之規定。
- (2) 混凝土版須以銲接於鋼梁上之剪力釘與鋼梁連接，剪力釘之直徑應小於或等於 19 mm。銲接於鋼梁上剪力釘須銲穿鋼浪板或直接銲於鋼梁上。安裝完成之剪力釘，須突出鋼浪板頂部 3.8 cm 以上。

鋼浪板上之混凝土版厚度不得少於 5 cm。

### 2. 肋條垂直於鋼梁之鋼浪板

肋條垂直於鋼梁之鋼浪板於計算  $A_c$  及斷面性質時，鋼浪板頂部以下之混凝土應忽略不計。

沿梁長度方向之剪力釘，其間距不得超過 90 cm。

剪力釘之標稱強度應以 9.6 節之規定值乘以下述折減係數計算之：

$$\frac{0.85}{\sqrt{N_r}} (w_r/h_r) [(H_s/h_r) - 1.0] \leq 1.0 \quad (9.4-1)$$

其中：

$h_r$  = 標稱肋條高度，cm

$H_s$  = 剪力釘之長度，但不得超過  $(h_r + 7.5\text{cm})$ ，cm

$N_r$  = 每一肋條與鋼梁交接處剪力釘之數量，但計算時最多取 3

$w_r$  = 混凝土肋條或托肩之平均寬度，cm

當每個肋條與鋼梁交接處僅設置一個剪力釘時，根據式(9.4-1)計得之折減係數不得超過 0.75。

為抵抗上舉力，鋼浪板須錨定於所有支撐構件上，此錨定可使用剪力釘、剪力釘與鐸道之組合或其他設計者指定之構件為之，且其間距不得大於 46cm。

### 3. 肋條平行於鋼梁之鋼浪板

在計算斷面性質及 9.6 節計算  $A_c$  時，可以將鋼浪板頂部以下之混凝土包括在內。

鋼骨梁上之鋼浪板可以沿縱向切開並橫向拉開配置，將肋條加寬成一混凝土托肩。

當鋼浪板之標稱深度大於或等於 3.8cm 時，第一個剪力釘處之托肩或肋條之平均寬度  $w_r$  不得小於 5cm，在橫向每增加一並排之剪力釘，托肩或肋條之平均寬度應增加 4 倍剪力釘直徑。

每一剪力釘之標稱強度應依 9.6 節之規定計算之，惟當  $w_r/h_r$  小於 1.5 時，依 9.6 節規定計得之標稱強度應乘以下式所列之折減係數：

$$0.6(w_r/h_r)[(H_s/h_r) - 1.0] \leq 1.0 \quad (9.4-2)$$

解說： 本節中專門用語詳圖 C9.4-3 之說明。

當剪力釘用於具有鋼浪板之鋼梁上時，剪力釘須直接鐸穿鋼浪板或穿過鋼浪板上之預留孔或現場鑽的孔並鐸在鋼梁翼板上。通常剪力釘直接鐸穿鋼浪板，惟當單層鋼浪板厚度大於 1.5mm 或雙層鋼浪板且每層厚度大於 1.2mm，或鋼浪板鍍鋅量大於  $0.38\text{kg/m}^2$  時，必須採用經認可的方法施工。

含鋼浪板之合成構造之設計原則係依據 Lehigh 大學之試驗研究結果 (Grant et al. 1977)。9.4.5 節所列舉之限制參數值讓所設計之含鋼浪板合成構造物落在現有研究成果所探討的參數範圍內。

Lehigh 大學完成了 17 組足尺寸鋼浪板上澆置混凝土之合成梁試驗，而其他機構也有 58 組試驗結果。這 75 組試驗中所選用之剪力釘與鋼浪板尺寸之範圍如下：

- (1) 剪力釘尺寸：直徑 19 mm×長度 76 至 178 mm
- (2) 肋條寬：49 至 184 mm
- (3) 肋條高：22 至 76 mm

- (4)  $w_r/h_r$  : 1.3 至 3.33
- (5)  $H_s/h_r$  : 1.5 至 3.41
- (6) 任一肋條之剪力釘數：1、2 或 3

鋼浪板之肋條垂直於鋼梁且鋼浪板為連續時，剪力釘須穿過鋼浪板固定於鋼梁上，這種情形下，水平剪力將引致溝槽部分產生回轉似的破壞狀況，造成剪力釘強度降低，其強度須以埋入均勻厚混凝土版時之標稱強度乘以式(C9.4-1)之折減係數作合理的估算。

研究結果(Easterling et al. 1993 ; Kemp and Trincherro 1997)顯示，當每個肋條與鋼梁交接處僅設置一個剪力釘時，式(9.4-1)可能偏高，因此增設折減係數不得超過 0.75 的規定。當鋼浪板之肋條設置有加勁肋條(reinforcing rib)時，如圖 C9.4-4 所示，剪力釘一般不設置在肋條寬度中間位置而設置在加勁肋條的旁邊，此時依剪力方向的不同，剪力釘固定的位置可分為弱位與強位。剪力釘固定於弱位會產生過早的破壞，降低安全性。因此，當剪力釘的強位可以預知時，可以協調施工者將剪力釘固定在強位，否則剪力釘應隔根換置於「強位」與「弱位」。

肋條平行於鋼梁之情形，有限的試驗結果(Grant et al. 1997)顯示剪力釘受肋條之影響並不顯著，惟對  $w_r/h_r$  比小於 1.5 之窄肋條在缺乏試驗資料之情況下，建議採用式(C9.4-2)之剪力折減係數。

Lehigh 大學之研究報告(Grant et al. 1997)指出，計算有效斷面模數之式(C9.4-7)與有效慣性矩之式(C9.4-6)用於鋼浪板之合成構造物亦屬合宜。

根據 Lehigh 大學的研究結果(Grant et al. 1997)並配合新的鋼浪板剖面，抵抗上舉力之鋼浪板錨定點最大間距由 40 cm 提高到 46 cm。

於鋼浪板內作電氣配管時，電器管線常設置於鋼浪板上垂直於肋條之方向，此電器管線在混凝土版上造成溝槽。平行或垂直於合成梁之溝槽將減少混凝土翼板之有效性，如無特別處置以彌補被溝槽替代之混凝土時，該溝槽會阻斷混凝土翼板之連續性。

當溝槽平行於合成梁時，有效翼板寬度須由溝槽處起算。

當溝槽垂直於合成梁時，應儘可能將其配置於彎矩較小處，並於溝槽與最大正彎矩之間配置足量之剪力釘。當溝槽無法設置於較低彎矩區時，應以非合成梁設計之。

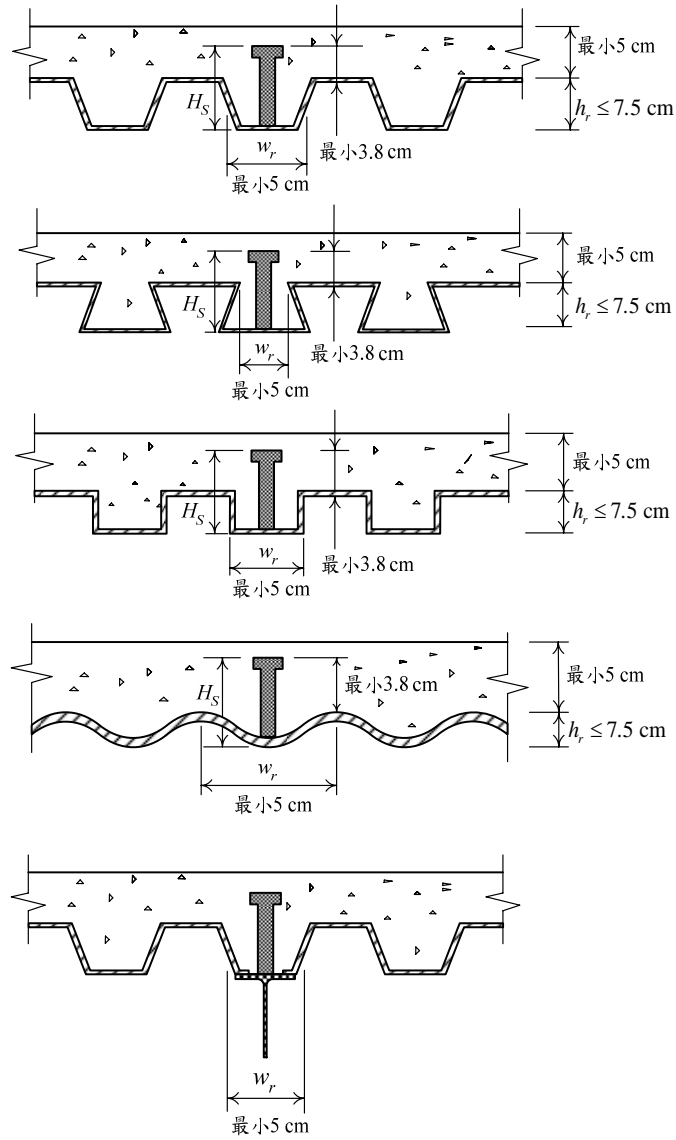


圖 C9.4-3 冷軋鋼浪板及剪力釘

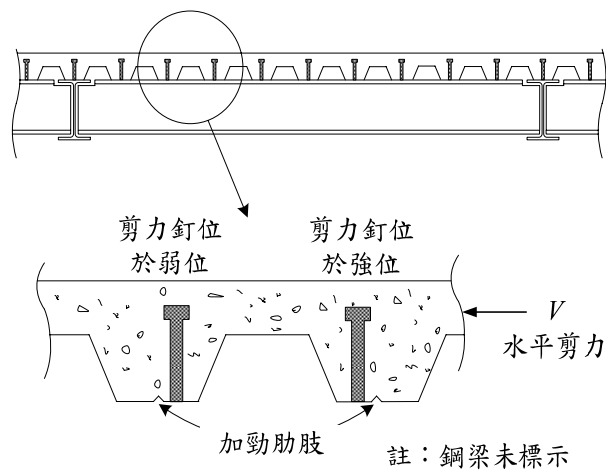


圖 C9.4-4 含加勁肋鋼浪板上剪力釘之弱位與強位



### 9.4.6 設計剪力強度

1. 鋼骨與樓版共同作用之合成梁，其設計剪力強度由鋼骨腹板提供之，並應依 7.3 節之規定計算之。

2. 包覆型合成梁之設計剪力強度取下列兩者之大者：

a. 鋼骨腹板之設計剪力強度，並應依 7.3 節之規定計算之。

b. 混凝土與剪力鋼筋共同作用之設計剪力強度  $\phi_v V_{nrc}$ ，其中， $\phi_v = 0.85$ ， $V_{nrc}$  為  $V_c$  與  $V_s$  之和。 $V_c$  及  $V_s$  依下列規定計算之：

(1) 僅受剪力與撓曲之構材，其  $V_c$  依式(9.4-3)決定之。

$$V_c = 0.53\sqrt{f'_c} b_w d \quad (9.4-3)$$

(2) 剪力鋼筋為垂直肋筋時，其  $V_s$  依式(9.4-4)決定之。

$$V_s = \frac{A_v F_{yr} d}{s} \leq 2.12\sqrt{f'_c} b_w d \quad (9.4-4)$$

其中：

$V_c$  = 混凝土提供之剪力強度，kgf

$V_s$  = 鋼筋提供之剪力強度，kgf

$f'_c$  = 混凝土之標稱抗壓強度，kgf/cm<sup>2</sup>

$\sqrt{f'_c}$  = 混凝土標稱抗壓強度之平方根值，kgf/cm<sup>2</sup>

$b_w$  = 包覆型合成梁斷面寬度，cm

$d$  = 斷面受壓面最外緣至受拉鋼筋斷面形心之距離，cm

$A_v$  = 剪力鋼筋於  $s$  距離內之斷面積，cm<sup>2</sup>

$F_{yr}$  = 剪力鋼筋之標稱降伏應力，kgf/cm<sup>2</sup>

$s$  = 剪力鋼筋於縱向鋼筋方向之間距，cm

解說：合成梁之垂直剪力強度未考慮合成作用，此設計方法較保守但也較簡單。

### 9.5 軸壓力與彎矩共同作用

合成構材在對稱平面上承受彎矩及軸壓力者，應依 8.2 節設計，並作下列修正：

$M_n$  = 根據合成斷面塑性應力分布計算之標稱撓曲強度，tf-cm

$P_e = A_s F_{my} / \lambda_c^2$ ，彈性挫屈強度，tf

$F_{my}$  = 修正之降伏應力，tf/cm<sup>2</sup>，參考 9.3 節

$\phi_b$  = 依 9.4 節所規定之撓曲折減係數

$\phi_c$  = 壓力折減係數 = 0.85

$\lambda_c$  = 式(6.2-4)所定義之柱長細參數，但計算時須根據 9.3.1 節之規定修正之

若式(8.2.1a)及(8.2.1b)內之軸向力項小於 0.3，則對應之標稱撓曲強度可採用兩個強度組合點間線性內插方式求得。其中一個強度組合點為軸力  $P_u / \phi_c P_n = 0.3$  及合成斷面塑性應力分布下計得之撓曲強度；另一強度組合點為軸力  $P_u = 0$  及依 9.3 節計得之合成斷面撓曲強度。若在  $P_u = 0$  時需要使用剪力釘，則  $P_u / \phi_c P_n$  小於 0.3 者亦須配置等量的剪力釘。

解說： 本節所述之設計步驟係採用文獻(Galambos and Chapius 1980)所述者，此設計步驟亦經試驗資料之印證，其基本理論與 8.2 節鋼柱之設計相同。

柱梁之標稱軸向壓力強度可由 9.3.1 節求得，而標稱撓曲強度由合成斷面塑性應力分布決定之。文獻(Galambos and Chapius 1980)就合成柱之塑性彎矩提供一近似式。

$$M_u = M_p = ZF_y + \frac{(h_2 - 2C_r)}{3} A_r F_{yr} + \left( \frac{h_2}{2} - \frac{A_w F_y}{1.7 f_c' h_f} \right) A_w F_y \quad (C9.4-1)$$

其中：

$A_w$  = 鋼骨之腹板斷面積，內填充混凝土之鋼管取  $A_w = 0$ ， $\text{cm}^2$

$Z$  = 鋼骨之塑性斷面模數， $\text{cm}^3$

$C_r$  = 受壓緣至同側縱向鋼筋與受拉緣至同側縱向鋼筋之平均距離， $\text{cm}$

$h_f$  = 與彎矩平面垂直之合成斷面寬度， $\text{cm}$

$h_2$  = 與彎矩平面平行之合成斷面寬度， $\text{cm}$

此式與 48 組內填充混凝土之圓鋼管或方鋼管及 44 組混凝土包覆工型鋼之梁柱試驗比較，試驗值與預測值之比為 1.23，標準偏差為 0.21。雙十字工型鋼(Cross H)則並未包含在內，惟在計算此類型鋼之腹板面積時仍可保守的僅取受彎曲方向的腹板面積。

9.5 節最後一段提供由梁柱轉換為梁之設計方法，其中涉及鋼骨與混凝土間之握裹力，9.4 節之梁須設置剪力釘或鋼骨由完整且配置適當鋼筋之混凝土包覆。

## 9.6 剪力釘

### 9.6.1 材料

- (1) 剪力釘材料應符合第三章之規定。
- (2) 剪力釘之長度應大於 4 倍剪力釘之直徑。
- (3) 剪力釘應埋置於每立方公尺重量不少於 1.45 噸之混凝土中。而混凝土材料應符合相關規範之規定。

解說： 試驗結果(Ollgaard et al. 1971)顯示，當合成梁之混凝土符合結構混凝土之要求時，合成梁可完全發展出其撓曲強度。

### 9.6.2 水平剪力

除包覆型合成梁外，鋼骨與混凝土版間之剪力應假設全由剪力釘傳遞。在混凝土承受彎曲壓力下，最大正彎矩至零彎矩間所承受之總水平剪力應為下列三者中之最小者：(1)  $0.85f'_cA_c$ ；(2)  $A_sF_y$  及 (3)  $\Sigma Q_n$ 。

其中：

$f'_c$  = 混凝土之標稱抗壓強度，tf/cm<sup>2</sup>

$A_c$  = 在有效寬度內之混凝土斷面積，cm<sup>2</sup>

$A_s$  = 鋼骨之斷面積，cm<sup>2</sup>

$F_y$  = 鋼骨標稱降伏應力，tf/cm<sup>2</sup>

$\Sigma Q_n$  = 最大正彎矩至零彎矩間剪力釘之總標稱強度，tf

合成斷面連續梁在負彎矩區內之縱向鋼筋與鋼骨共同作用時，則最大負彎矩至零彎矩間所承受之總水平剪力可取  $A_rF_{yr}$  及  $\Sigma Q_n$  二者之較小者。

其中：

$A_r$  = 混凝土版有效寬度內縱向鋼筋之斷面積，cm<sup>2</sup>

$F_{yr}$  = 縱向鋼筋之標稱降伏應力，tf/cm<sup>2</sup>

$\Sigma Q_n$  = 最大負彎矩至零彎矩間剪力釘之總標稱強度，tf

解說：合成梁中之剪力釘，不論是根據剪力分布情形作不等距設置，或是將等數量之剪力釘作等距設置，都有相同之極限強度及工作載重下之撓度。惟當較高應力之連接物將水平剪力傳遞至較低應力之連接物時，混凝土會有輕微之變形。重要的是，最大彎矩兩側之剪力釘總數量需足以發展出所需之剪力。LRFD 之規定即根據這理念而來。

計算最大負彎矩處之設計撓曲強度時，應包括平行於鋼梁，位於有效樓版寬度內且於具有足夠錨定長度之鋼筋。總之，應配置足夠之剪力釘，使鋼筋之極限拉力得經由樓版傳至鋼梁。

### 9.6.3 剪力釘之強度

1. 埋置於均勻厚度混凝土版內單一剪力釘之標稱強度為：

$$Q_n = 0.5A_{sc}\sqrt{f'_cE_c} \leq A_{sc}F_u \quad (9.6-1)$$

其中：

$A_{sc}$  = 剪力釘之斷面積，cm<sup>2</sup>

$f'_c$  = 混凝土之抗壓強度，tf/cm<sup>2</sup>

$F_u$  = 剪力釘之標稱抗拉強度，tf/cm<sup>2</sup>

$E_c$  = 混凝土之彈性模數，tf/cm<sup>2</sup>

2. 剪力釘埋置於鋼浪板上之混凝土版中者，其強度須以式(9.4-1)或(9.4-2)中之折減係數修正之，但此係數只用在式(9.6-1)中之  $0.5A_{sc}\sqrt{f'_cE_c}$  一項。

解說： 剪力釘於常重混凝土與輕質混凝土中之強度，依混凝土之彈性模數及強度以式(9.6-1)決定。式(9.6-1)係根據 (Ollgaard et al. 1971)而來，與 1989 AISC-ASD 規範相同。剪力釘之剪力強度上限為剪力釘斷面積乘以其抗拉強度。

LRFD 規範並無規定剪力釘之強度折減係數，這是因為合成梁之撓曲強度折減係數已包含所有之變異性，剪力釘之變異性也已經考慮在內。

日本鋼構造限界狀態設計規準(案) (日本建築學會 1990)中就式(9.6-1)式提出以下之適用限制：

- (1)  $\sqrt{f'_c E_c}$  值在  $5\text{tf/cm}^2$  以上並在  $9\text{tf/cm}^2$  以下，超出  $9\text{tf/cm}^2$  時以  $9\text{tf/cm}^2$  計算。
- (2) 剪力釘之直徑在 13 mm 以上並在 22 mm 以下。且其長  $L$  和直徑  $d$  之比需為 4 以上 ( $L/D \geq 4.0$ )。

#### 9.6.4 所需剪力釘之數目

最大正彎矩或最大負彎矩至零彎矩間所需剪力釘之數目為以 9.6.2 節計算出之總水平剪力，除以根據 9.6.3 節所計算得之單一剪力釘之標稱強度計得。

#### 9.6.5 剪力釘之配置

- (1) 在最大正彎矩或最大負彎矩至零彎矩間之剪力釘，可依其所需數目以等間距配置。但在任一集中載重至臨近零彎矩間之剪力釘數目，須足以發展出集中載重處所需之最大彎矩。
- (2) 剪力釘側向應最少有 2.5 cm 厚之混凝土保護層，但設置在鋼浪板肋梁上之剪力釘除外。
- (3) 除非直接配置在腹板正上方之翼板，否則剪力釘之直徑不得大於 2.5 倍鋼骨翼板之厚度。
- (4) 兩剪力釘間之最小中心間距，在梁之軸方向為 6 倍釘直徑，在橫方向為 4 倍釘直徑；但鋼浪板肋梁上之剪力釘，兩方向之最小間距均為 4 倍剪力釘直徑。兩剪力釘間之最大中心間距為 8 倍混凝土版總厚。

解說： 除極大之集中載重處外，剪力釘可採取等間距配置。

剪力釘若不安裝於鋼骨腹板正上方，剪力釘在未達全抗剪強度前，可能將較薄的鋼骨翼板撕裂，為防止此破壞出現，規定剪力釘不位於腹板正上方者，其直徑不得大於翼板厚度之二倍半(Goble 1968)。

無論等厚混凝土版或鋼浪板肋條與鋼梁平行之混凝土版，剪力釘在梁軸方向之最小間距為 6 倍釘直徑。這間距反映出混凝土版剪力面之形成 (Ollgaard et al. 1971)。因大多數試驗資料皆以 4 倍剪力釘直徑為最小橫向間

距，故取 4 倍剪力釘直徑為剪力釘之最小橫向間距。假如鋼梁之翼板較窄，可將剪力釘錯開配置，錯開後剪力釘之橫向間距不得小於 3 倍剪力釘直徑。鋼浪板肋梁上之連接物，其強度折減係數為  $0.85/\sqrt{N_r}$ ，此乃考慮多重剪力釘引致之強度折減，包括間距不足之因素。當鋼浪板肋條與鋼梁平行，而所須剪力釘數量多於肋條上能安裝之數量時，可將鋼浪板沿縱向切開並拉開配置，以提供足夠之安裝位置。圖 C9.6-1 為剪力釘可能之配置方式。

日本鋼構造限界狀態設計規準(案)(日本建築學會 1990)中提出剪力釘間距、橫距及混凝土保護層厚度等之規定如下：

- (1) 剪力釘之間距(梁軸方向)為釘徑之 7.5 倍以上但在 60cm 以下。
- (2) 剪力釘之橫距(與梁軸垂直之方向)為釘徑之 5 倍以上。
- (3) 鋼骨梁翼緣和剪力釘軸心之距離須為 4cm 以上。
- (4) 混凝土版邊緣至剪力釘軸心之距離須為 10cm 以上。
- (5) 剪力釘之混凝土保護層厚度，各方向皆應在 3cm 以上。但剪力釘位於鋼浪板肋梁上者不在此限。

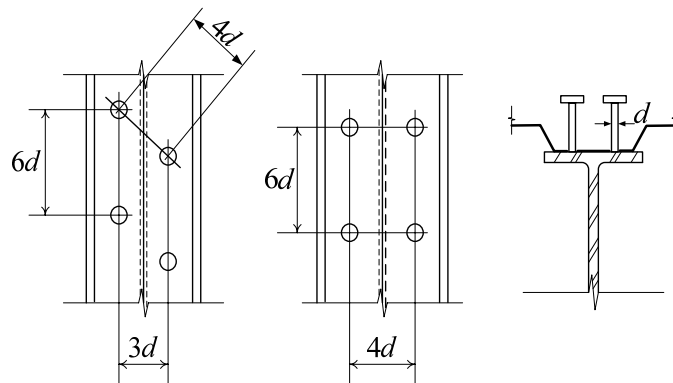


圖 C9.6-1 剪力釘可能之配置方式

## 9.7 特殊情況

合成構造不符合本章之規定者，應以適當之結構試驗檢驗之。

## 9.8 符號說明

- $A_c$  = 混凝土之斷面積， $\text{cm}^2$
- $A_g$  = 合成斷面之全斷面積， $\text{cm}^2$
- $A_s$  = 鋼骨之斷面積， $\text{cm}^2$
- $A_r$  = 縱向鋼筋之斷面積， $\text{cm}^2$
- $A_v$  = 剪力鋼筋於  $s$  距離內之斷面積， $\text{cm}^2$
- $D$  = 圓形鋼管之外徑(9.3 節)， $\text{cm}$
- $E$  = 鋼材之彈性模數， $\text{tf/cm}^2$
- $E_m$  = 依式 (9.3-2) 計得之修正彈性模數， $\text{tf/cm}^2$

- $E_c$  = 混凝土之彈性模數， $\text{tf/cm}^2$   
 $F_{m_y}$  = 依式 (9.3-1) 計得之修正降伏應力， $\text{tf/cm}^2$   
 $F_y$  = 型鋼或鋼管 (圓形或矩型) 之標稱降伏應力， $\text{tf/cm}^2$   
 $F_{y_f}$  = 型鋼翼板之標稱降伏應力， $\text{tf/cm}^2$   
 $F_{y_r}$  = 鋼筋之標稱降伏應力， $\text{tf/cm}^2$   
 $F_{y_w}$  = 型鋼腹板之標稱降伏應力， $\text{tf/cm}^2$   
 $H_s$  = 剪力釘之長度，但不得超過  $(h_r + 7.5\text{cm})$ ， $\text{cm}$   
 $M_n$  = 合成梁斷面標稱撓曲強度， $\text{tf-m}$   
 $N_r$  = 每一肋條與鋼梁交接處剪力釘之數量，但計算時最多取 3  
 $P_e = A_s F_{m_y} / \lambda_c^2$ ，彈性挫屈強度， $\text{tf}$   
 $P_n$  = 合成柱之標稱軸向強度(9.3.1 節)；合成柱之標稱壓力強度，不需考慮長細效應(9.3.3 節)； $\text{tf}$   
 $V_c$  = 合成斷面中混凝土提供之剪力強度， $\text{tf}$   
 $V_{nrc}$  = 合成斷面中鋼筋混凝土提供之剪力強度 =  $V_c + V_s$ ， $\text{tf}$   
 $V_s$  = 合成斷面中剪力鋼筋提供之剪力強度， $\text{tf}$   
 $V_u$  = 柱所承擔之軸力， $\text{tf}$   
 $V'_u$  = 合成柱內鋼骨與混凝土間所需傳遞之力量， $\text{tf}$   
 $b$  = 矩形鋼管斷面之邊寬(9.3 節)， $\text{cm}$   
 $b_w$  = 包覆型合成梁斷面寬度， $\text{cm}$   
 $c_1$  = 係數，(9.3.1 節)  
 $c_2$  = 係數，(9.3.1 節)  
 $c_3$  = 係數，(9.3.1 節)  
 $d$  = 合成斷面斷面最外緣受壓纖維至受拉鋼筋斷面形心之距離， $\text{cm}$   
 $f'_c$  = 混凝土之標稱抗壓強度， $\text{tf/cm}^2$   
 $\sqrt{f'_c}$  = 混凝土標稱抗壓強度之平方根值， $\text{kgf/cm}^2$   
 $f_y$  = 剪力鋼筋之標稱降伏應力， $\text{kgf/cm}^2$   
 $h$  = 型鋼翼板之淨間距減去每一翼板角隅之半徑， $\text{cm}$   
 $h_r$  = 標稱肋條高度， $\text{cm}$   
 $r_m$  = 型鋼或鋼管之迴轉半徑， $\text{cm}$   
 $s$  = 剪力鋼筋於縱向鋼筋方向之間距， $\text{cm}$   
 $t_w$  = 型鋼腹板厚度， $\text{cm}$   
 $w_r$  = 混凝土肋條或托肩之平均寬度(詳圖 C9.4-3)， $\text{cm}$   
 $\phi_b$  = 合成梁斷面撓曲強度折減係數  
 $\phi_c$  = 壓力折減係數 = 0.85  
 $\phi_v$  = 合成梁斷面剪力強度折減係數  
 $\lambda_c$  = 式 (6.2-4) 所定義之柱長細參數，但計算時須根據 9.3.1 節之規定修正之

## 第十章 接合設計

### 10.1 一般規定

接合部包含接合構件（如加勁板、連接板、角鋼、托座等）與接合物（如銲接、螺栓）。接合部之設計強度應依下列規定設計之：(1)依係數化組合載重，或(2)依接合構件強度之特定比例。

解說： 接合之受力模式宜簡單明確，傳力方式宜緩和漸變，以避免產生應力集中之現象。接合型式之選用以製作簡單、保養容易為原則，而接合設計在必要時，應依接合所在位置對整體結構安全影響程度酌予提高其設計之安全係數。「鉚釘接合」使用之歷史甚久，直至1950年代仍被廣泛使用，近年來則由於銲接技術急速進步及高強度螺栓之生產使用，而鉚釘施工時會產生極大的噪音，施工品質控制困難且技術工人難覓等因素，故本規範建議不予採用。

#### 10.1.1 簡支接合

除另有規定外，梁、大梁或桁架端部之接合得設計為簡支接合，且一般可設計為僅抵抗剪力。簡支之梁接合部應容許未束制之梁端轉動，因此接合部應具有非彈性之變形能力。

解說： 簡支接合在實務上不易做到理想之簡支條件，一般規範均允許藉梁端之非彈性變形能力來降低束制程度。使用雙角鋼接合型式時，為保有適當之柔度，角鋼厚度不宜超過16mm。

簡支接合若有偏心產生，或梁端尚須傳遞水平力、扭力或軸力時，應檢討接合之強度及變形量，以及接合桿件因偏心引致之二次應力。

#### 10.1.2 彎矩接合

受束制之梁、大梁和受束制桁架之端部接合，應依其接合處之勁度所計得彎矩與剪力之合成效應設計之。

#### 10.1.3 承受衝擊或反復荷重之接合

承受衝擊或振動之接合部，應使用銲接或摩阻型高強度螺栓設計之。因特殊需要而不容許螺栓滑動，或因承受反復荷重之接合部，亦應使用銲接或摩阻型高強度螺栓設計之。

### 10.1.4 受壓構材承壓接合

當柱承載於承壓板或經銑平之柱端支壓於下柱時，應使用足夠之接合物使被接合構材保持正確位置。

其它受壓構材端經銑平使用於承壓時，其續接材料和其接合物應有適當配置以確保所有被接合構材能保持正確位置，並至少能承受構件強度之50%。

所有壓力支承座應足以抵抗由係數化載重所產生之拉力。壓力構材之接合部分應考慮構架受側向力時所可能引致之張力，而此張力之計算應假設75%靜載重且無活載重時構架承受側力所產生之合應力。

受地震力時應依本規範第十三章相關規定檢討。

### 10.1.5 桁架之接合

桁架之構材其端部接合應能承擔其設計載重，但不得小於構材強度之50%。

### 10.1.6 接合之最小強度

除繫條、吊桿、圍梁外，接合處之設計強度至少應能承受4.5噸係數化載重。

### 10.1.7 銲接與螺栓之配置

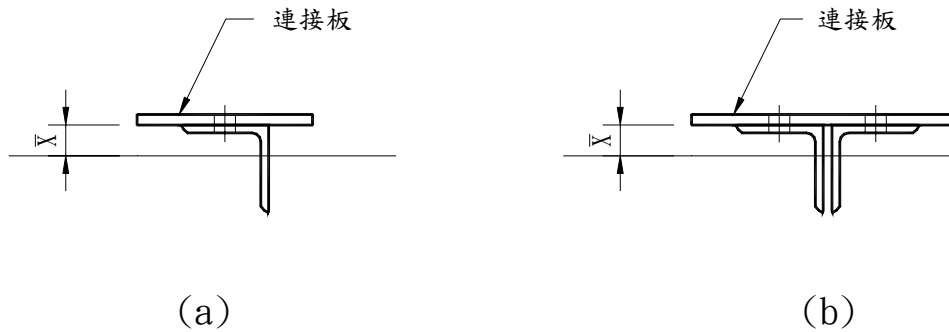
在傳遞軸應力之構材中，其端部銲接或螺栓之重心應與構材之重心在同一位置。對於承受靜載重之單一角鋼、雙併角鋼和類似構材之端部接合當螺栓依據準距線配置時可不依上述規定，惟在構材承受疲勞載重時，仍須考慮接合重心與構材重心不一致所產生之偏心影響。

解說： 承受軸力之單角鋼和雙角鋼構材端部以螺栓接合時，構材斷面重心軸與接合螺栓重心間之輕微偏心對構材靜態載重強度之影響極小，一般均予忽略。類似情形亦可使用於承受靜態載重構材之銲接接合(Gibson and Wake 1942)。

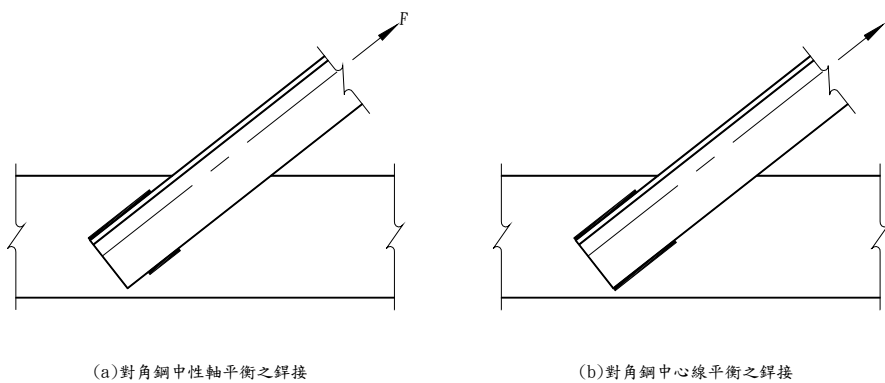
角鋼構材以單腿接合時（見圖C10.1-1、圖C10.1-2），其斷面重心與連接板中心線間之偏心量較大，其對構材設計強度之影響應予考慮（參考4.3節之解說）。如概略計算，受拉構材之張力強度可取75%有效，受壓構材之壓力強度建議取50%有效（日本建築學會 1985）。

由疲勞試驗(Kloppel and Seeger 1964)亦顯示，承受偏心軸力之角鋼以銲接方式接合時，其疲勞強度甚低，因填角銲根部之銲接凹痕對承受垂直於銲軸方向之反復應力非常不利。同樣的情形亦可能發生在承受反復載重之角鋼而其端部銲接配置未與重心軸平衡之情況，因此這類桿件承受反復載重時應平衡其銲接配置（見圖C10.1-2）。





圖C10.1-1 角鋼之單腿接合



圖C10.1-2 端部銲接接合

### 10.1.8 螺栓與銲接之組合

承壓型接合之A307螺栓或高強度螺栓不得視為與銲接共同分擔載重，而應由銲接承擔接合之全部作用力。以摩阻型接合設計之高強度螺栓則可與銲接共同分擔載重，惟須先鎖緊高強度螺栓後再銲接。

既存結構如以銲接修改時，現存之摩阻型接合高強度螺栓可用以承受原有靜載重，而銲接僅分擔原靜載重外其他額外要求之設計強度。

解說： 承壓型螺栓與銲接組合之接合方式在極限載重發生前，接合面可能已產生滑動而導致銲道負擔不確定之較大載重，因此設計時承壓型螺栓及A307螺栓不得視為與銲接共同分擔載重。

摩阻型高強度螺栓與銲接共同分擔載重時，必須在銲接以前將高強度螺栓鎖緊。若先銲接則銲接熱量將使鋼板產生扭曲變形而影響摩阻面之密接作用，致影響其摩阻強度。若摩阻型螺栓在銲接前先鎖緊，則摩阻型螺栓與銲接可假設在共同剪力面可分擔剪力。螺栓附近之銲接熱量尚不致改變螺栓的機械性質。

既存結構修改時，可假定承壓型螺栓之滑動業已發生，因此於修改時業已存在的靜載重可由既有螺栓承受，其餘載重應全部由新加之銲接承受。

此處所指之銲接與螺栓組合不包括梁柱接頭之剪力板（此板與柱板銲接而與梁腹板栓接）或其他類似之接合情況。

### 10.1.9 螺栓與銲接接合之限制

下列所述之接合應使用高強度螺栓或銲接：

- (1)高度在60m以上之多層立體構架中之柱續接。
- (2)高度在30m至60m，而其最小水平尺度小於其高度40%之多層立體構架中之柱續接。
- (3)高度在30m以下而其最小水平尺度小於其高度25%之多層立體構架中之柱續接。
- (4)在結構高度超過36m時，所有梁與柱之接合及梁之接合。
- (5)承載5噸以上吊車之結構物：屋頂桁架之續接、桁架與柱之接合、柱之續接、柱之斜撐、隅撐及吊車支撐。
- (6)承載機器運轉或受衝擊、反復應力之結構之接合。
- (7)註明於設計圖上之其它接合。

上列以外情況之接合，可使用ASTM A307螺栓或高強度螺栓栓緊至緊貼程度。所謂緊貼程度係用衝擊扳手數次衝擊或工人用盡全力旋緊，且使接合面緊密接觸。

## 10.2 銲接

### 10.2.1 開槽銲道

#### 1.有效面積

開槽銲之有效面積為其有效銲長與有效喉厚之乘積。

開槽銲之有效銲長為其接合部分銲道之長度。

全滲透開槽銲之有效喉厚為其接合部較薄板之厚度。

部分滲透開槽銲之有效喉厚見表10.2-1。

表10.2-1 部分滲透開槽銲之有效喉厚

銲接方法	銲接位置	開槽角度	有效喉厚
遮護金屬電弧銲接(SMAW) 潛弧銲接(SAW)	所有位置	單斜或V接頭 $\geq 60^\circ$	槽深
氣體遮護金屬電弧銲接 (GMAW)			
包藥銲線電銲弧接(FCAW)		單斜或V接頭 $< 60^\circ$ 但 $\geq 45^\circ$	槽深減3mm

喇叭形開槽銲，若為與實心圓桿或 $90^\circ$ 彎折之斷面之表面齊平時，其有效喉厚，如表10.2-2所示。惟須由各銲接程序之銲接成品中抽取樣品，或依設計規定製作試驗樣品，以證實可獲得均勻一致之有效喉厚。如製造廠商能提供可信之試驗資料，證明有效喉厚大於表10.2-2所列之值時，亦可採用，但試驗樣品應採取與構材軸垂直，位於銲道中部及端部之斷面。此試驗樣品須能涵蓋製造所使用範圍之各種尺寸之組合，或設計者之要求。

表10.2-2 喇叭形開槽銲之有效喉厚

銲道類型	有效喉厚
單斜喇叭形開槽銲	5R/16
喇叭形開槽銲	R/2 [a]
註[a]：當 $R \geq 25\text{mm}$ 時使用氣體被覆電弧 (短電弧銲接方法除外)之有效喉厚為3R/8。 其中，R為鋼棒之半徑或鋼板彎曲之半徑。	

## 2. 限制

部分滲透開槽銲有效喉厚之最小尺寸如表10.2-3。銲接最小尺寸係由接頭之兩部分中較厚板決定，惟銲接尺寸不須超過接頭之最薄板厚，但在此情形下，應有充分之預熱，以得到良好之銲接品質。

表10.2-3 部分滲透開槽銲有效喉厚之最小尺寸

接合部之較厚板厚，(mm)	有效喉厚之最小尺寸(mm)
$t \leq 6$	3
$6 < t \leq 12$	5
$12 < t \leq 19$	6
$19 < t \leq 38$	8
$38 < t \leq 57$	10
$57 < t \leq 150$	12
$t > 150$	16

解說：銲接設計應考慮母材之可銲性、銲材與母材之匹配、銲接效率、疲勞強度、銲接變形及接合板挫屈等因素，以及儘可能使製作、安裝和保養簡易並避免因銲接冷縮引起層狀撕裂現象。

有關銲接施工之相關規定應參照鋼結構施工規範辦理。

銲接接合之強度依母材及選用銲材之強度而定。一般而言，銲材承受靜態載重之強度常較母材為高，但伸長率略為降低。

銲接高強度鋼材時，較易引起熱影響區之材質脆化，致影響銲接接頭之韌性，故須依其材質之特性審慎訂定銲接程序。

主要構材之對銲接頭之起點及終點二端應銲上與接頭同樣開槽之首尾導銲板，再予銲接以防止銲接缺陷發生。可能承受疲勞載重之構材，並應將銲接完成後之首尾導銲板予以切除並磨平，溢銲部位視需要予以磨平以免應力集中。

設計者在設計接合時，若未指定製造者使用何種銲接方法及銲姿，則不必在設計圖上指定開槽深度。只須於設計圖上指定部分滲透開槽銲之有效喉深，並由製造者提出經設計者認可之銲接方法及銲姿製造合適之有效喉深。

開槽銲表面補強加銲之部分不得計入開槽銲之有效喉深。

## 10.2.2 填角銲道

### 1. 有效面積

- (1) 填角銲之有效面積為有效銲長與有效喉厚之乘積。
- (2) 除在圓孔與槽形孔中作填角銲外，填角銲之有效銲長得包括端彎在內之全部填角銲總長。
- (3) 填角銲之有效喉厚為自接合根部至銲道表面之最短距離。
- (4) 如使用潛弧銲接，腳長等於或小於10mm時，以腳長為其有效喉厚；大於10mm時，有效喉厚可取理論喉厚加3.0mm。
- (5) 圓孔及槽孔之填角銲有效銲長，為通過喉厚平面中心線之長度。填角銲搭疊時之有效面積，不得大於接觸面之圓孔或槽孔之標稱斷面積。

### 2. 限制

填角銲之最小尺寸如表10.2-4，最小銲接尺寸由接頭之兩部分中較厚板決定，但不得大於較薄板之厚度。若超出則應有充分之預熱，以確保銲接之品質。如應力計算需要，銲接尺寸可大於接合部之薄板厚度，在此種銲接情形，且銲接尺寸可確實掌握，則母材之邊緣與銲道趾端之距離，可小於1.5mm。

表10.2-4 填角銲最小尺寸

接合部之較厚板厚， $t$ (mm)	最小銲腳尺寸 $[a]$ (mm)
$t \leq 6$	3
$6 < t \leq 12$	5
$12 < t \leq 19$	6
$19 < t \leq 38$	8
$[a]$ 填角銲之銲腳尺寸	

(1)沿接合鋼板邊緣之填角銲最大尺寸為：

沿厚度小於 6mm 鋼板邊緣銲接時，填角銲最大尺寸不得大於鋼板厚度。合鋼材厚度大於 6mm 以上時，除圖上特別註明須銲滿全厚之喉深外，沿鋼板邊緣之填角銲最大尺寸，不得大於該板厚減 1.5mm。

(2)依強度計算所得之填角銲最小有效長度，不得小於填角銲尺寸之 4 倍，否則銲接尺寸僅能考慮為有效長度之 1/4。

(3)受拉鋼板端部以填角銲連結時應依 4.3 節有關有效面積之規定折減。組合構材各構件之銲接亦可使用斷續填角銲。斷續填角銲中任何一段之有效長度，不得小於銲接尺寸之 4 倍，亦不得小於 40mm。

(4)搭接接頭之最小搭接長度不得小於接合部較薄板厚之 5 倍，亦不得小於 25mm。承受軸應力之搭接接合板或棒條，除非搭接部分之變形受到充分束制外，應在搭接處之兩端作填角銲，以防止連接處承受最大載重時張開。

(5)接合部或構件側面填角銲或端部之填角銲，分別在端部或側面終止時，在施工可能範圍下，應繼續圍繞轉角銲接，其長度不得小於銲接尺寸之 2 倍。此項規定亦適用於托架、梁座與類似接合且該平面中之頂面與側邊填角銲接合處承受彎矩。對於角鋼及簡支端板接合，接合處之勁度將視突出肢之勁度而定，轉角銲接長度不得超過銲接尺寸之 4 倍。填角銲存在於同一平面之對邊，應在角隅中止雙方共有之銲接。填角銲之轉角銲接應在設計圖與製造圖上註明。

(6)圓孔或槽孔之填角銲，可用於傳遞搭接接頭之剪力，或防止搭接部分之挫屈或分離，並可用於銲接組合構材之各構件。此種填角銲可以重疊銲接，但需符合 10.2 節之規定，圓孔或槽孔之填角銲，不得視為塞孔銲或塞槽銲。

(7)當作用力平行於銲道方向時（如搭接），填角銲計算應力之有效長度，不得大於填角銲尺寸之 70 倍。在此長度內之應力可視為均佈。

解說：1.有效面積

填角銲之有效喉厚為自接合處根部至銲道表面間之最短距離，銲接滲透效果及表面加強銲均不包含於有效銲喉厚內。潛弧銲法可產生均勻穩定的滲透效果，填角銲如以潛弧銲方法為之，則部分滲透效果可計入有效銲喉厚內。於填角銲之腳長不超過 10mm 時，有效喉厚可為理論喉厚加 2.8mm，惟須先進行一小段之填角銲做試驗以便證明此一滲透效果確可達到；在實務上，通常是在工作初期切取此種接頭之零料作試驗。做完以後只要銲接程序沒有改變就不需實施進一步之試驗。

2.限制

表 10.2-4 提供各種板厚之填角銲最小尺寸，此項最小尺寸並非基於強度需求，而是考慮厚鋼板用小銲接尺寸會因輸入熱量不足而致銲材與母材無法完全融合，及因冷卻過速而致銲道脆化失去韌性，更可能會因厚

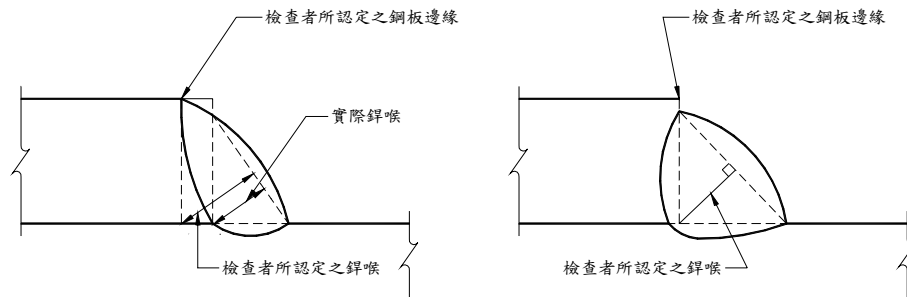
母材的冷縮產生束制而致銲道開裂。在使用手銲銲接法時，一道銲道施作所能達到的最大角銲尺寸為8mm，故以8mm填角銲做為厚度19mm以上鋼板之最小銲接尺寸，但仍須符合AWS D1.1對於預熱及中間銲道溫度之規定。

表10.2-3所示為部分滲透開槽銲之最小有效銲喉厚，其中鋼板厚度超過150mm時，最小銲喉厚為16mm。然而表10.2-4中對於填角銲鋼板厚度超過19mm時，填角銲之最小腳長尺寸只有8mm。最小部分滲透開槽銲比最小填角銲所增加之銲接尺寸，是為使銲道尺寸與板厚之比例較為合理。

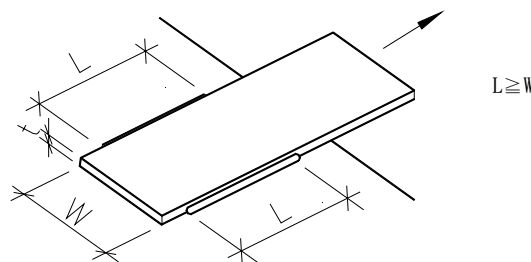
為方便檢驗者量取銲腳尺寸，板厚達6mm以上時填角銲應自銲接處之鋼板外角邊緣後退1.5mm（見圖C10.2-1）。

接合處只沿作用力方向採用縱向填角銲時（圖C10.2-2），10.2.2節2款所規定每一銲道長度至少須等於接合板之寬度是因為考慮剪力遲滯的關係(Freeman 1930)，惟亦可參考4.3節之規定設計。如搭接接頭之最小疊合長度大於5倍較薄板厚時（見圖C10.2-3），受拉時所產生之接頭轉動將不致過大。填角銲搭接接合處除非由如圖C10.2-4(a)所示之力束制，否則承受拉力時會如圖C10.2-4(b)所示張開且在銲接根部產生撕裂現象。

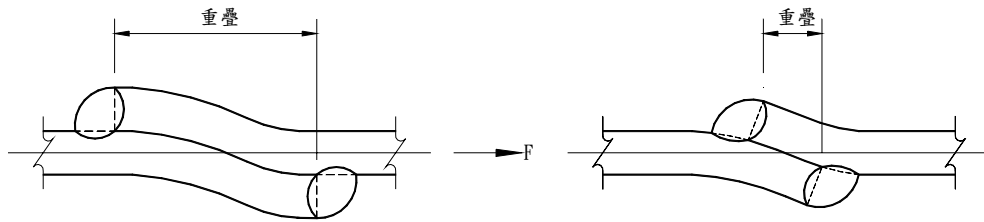
轉角銲接並未明顯增加接合強度（見圖C10.2-5），但可提供接合部在破壞前有較大之極限變形能力，進而增加結構之承載能力。轉角銲接亦可延緩接合部銲接之初始撕裂。



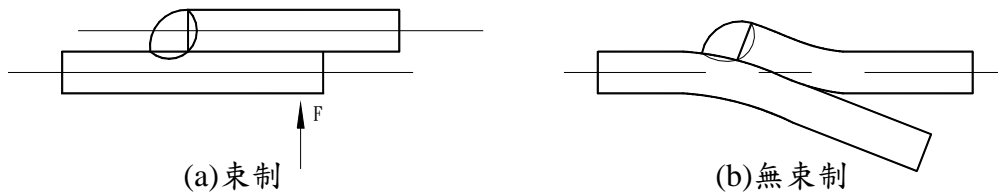
圖C10.2-1 填角銲尺寸之認定



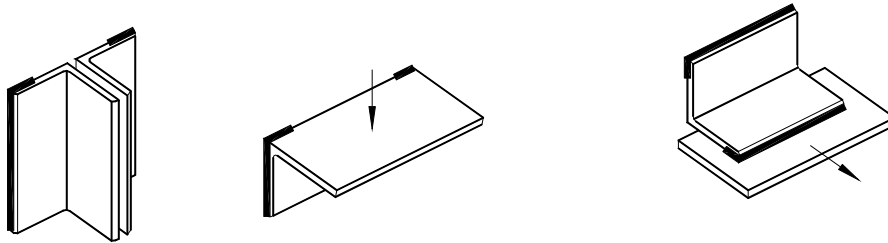
圖C10.2-2 縱向填角銲



圖C10.2-3 最小疊接長度



圖C10.2-4 疊接接頭之束制



圖C10.2-5 轉角銲接

### 10.2.3 塞孔銲與塞槽銲

#### 1. 有效面積

塞孔銲與塞槽銲之有效剪力面積，為其接合平面上圓孔或槽孔之標稱面積。

#### 2. 限制

塞孔銲或塞槽銲可用於傳遞搭接接頭剪力，或防止搭接部分之挫屈，並可用於連接組合構材之各構件。塞孔銲之孔徑，不得小於開孔板厚加8mm，亦不可大於銲接厚度之2.25倍。塞孔銲之最小中心間距應為孔徑之4倍。

塞槽銲之長孔長度不得超過銲接厚度之10倍。

槽孔寬不得小於開孔板厚加8mm，並以1.5mm向上進位，亦不得大於銲接厚度之2.25倍。槽端部應為半圓形，或為半徑不小於開孔板厚之圓角，當端部延伸至該板邊緣時，則不受此限。塞槽銲並排時，其最小中心間距，應為槽孔寬之4倍，塞槽銲縱排時，其最小中心間距應為槽孔長之2倍。

塞孔銲或塞槽銲之銲厚，在鋼材厚度等於或小於16mm時，應等於鋼材厚度。鋼材厚度大於16mm時，至少應為鋼材厚度之1/2，且不小於16mm。

### 10.2.4 設計強度

銲道之設計強度應低於  $\phi F_{BM}$  與  $\phi F_w$  之較小值，其中， $F_{BM}$  與  $F_w$  分別為母材及銲材之標稱應力強度， $\phi$ 、 $F_{BM}$  與  $F_w$  之規定如表 10.2-5。

解說：銲接強度係由母材或銲材二者之強度決定，表 10.2-5 中列有強度折減係數、標稱應力強度及相關之限制條件。

表 10.2-5 中填角銲之標稱強度係根據有效銲喉厚決定，而接合部母材之強度則是由其厚度決定。圖 C10.2-6 說明填角銲及母材之剪力面：

- 剖面 1-1 之強度係由母材 A 之剪力強度決定。
- 剖面 2-2 之強度係由銲材之剪力強度決定。
- 剖面 3-3 之強度係由母材 B 之剪力強度決定。

銲接接頭之強度取各剪力傳遞面所計得強度之最低者。剖面 1-1 及 3-3 取離開銲接熔合區以外的位置，由試驗 (Preece 1968) 顯示母材與銲材熔合區具足夠之剪力強度。

對不同強度母材之接合，其剪力面係由較低強度者之銲接熔合區所控制。

當部分滲透開槽銲之開槽縱軸與張力平行，或主要受壓力或承壓應力，則其可視為與母材所能承受之應力相同。

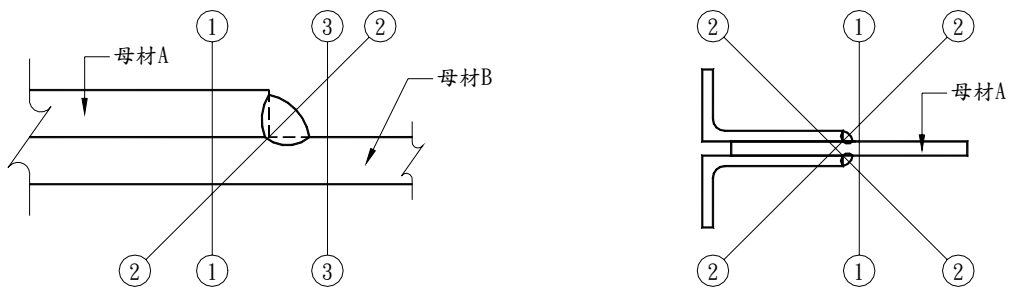


圖 C10.2-6 剪力面



表10.2-5 銲道之設計強度

銲道與應力型態[a]	材料	強度折減係數 $\phi$	標稱應力強度 $F_{BM}$ 或 $F_w$	所需銲材應力強度 [b,c]
全 滲 透 開 槽 銲				
垂直於有效面積之拉應力	母材	0.90	$F_y$	須採相稱之銲材
垂直於有效面積之壓應力	母材	0.90	$F_y$	可小於或等於相稱銲材[g]
平行於銲軸之拉應力或壓應力[d]				
有效面積上之剪應力	母材	0.90	$0.6F_y$	
	銲材	0.80	$0.6F_{EXX}[e]$	
部 份 滲 透 開 槽 銲				
垂直於有效面積之壓應力	母材	0.90	$F_y$	可小於或等於相稱銲材[g]
平行於銲軸之拉應力或壓應力[d]				
平行於銲軸之剪應力	母材[f] 銲材	0.75	$0.6F_{EXX}$	
垂直於有效面積之拉應力	母材	0.90	$F_y$	
	銲材	0.80	$0.6F_{EXX}$	
填 角 銲				
有效面積上之剪應力	母材[f] 銲材	0.75	$0.6F_{EXX}$	可小於或等於相稱銲材[g]
平行於銲軸之拉應力或壓應力[d]	母材	0.90	$F_y$	
塞 孔 銲 或 塞 槽 銲				
與接觸面平行之剪應力 (在有效面積上)	母材[f] 銲材	0.75	$0.6F_{EXX}$	可小於或等於相稱銲材[g]
註：				
[a]有效面積之定義，詳見10.2節。				
[b]相稱銲材，詳見10.2.6節。				
[c]可允許較相稱銲材強度高一級之銲材。				
[d]連結組合構材各構件之填角銲與部分滲透槽銲，如翼板與腹板之接合，設計時可不需考慮各構件與銲軸平行之拉應力或壓應力。				
[e] $F_{EXX}$ 為銲接金屬之標稱拉力強度				
[f]接合母材之設計參考解說10.2.4之說明，並依據10.4、10.5節之規定計算之。				
[g]除設計圖說另有說明外，仍以使用相稱銲材為原則。				

### 10.2.5 銲接組合

一處接頭中合用兩種或兩種以上之銲道類型時，應對銲道群之中心軸分別計算各銲道類型之設計強度，以決定其組合設計強度。

解說： 開槽銲、填角銲、塞孔銲、塞槽銲等銲道類型共用時之銲接強度疊加方法並不適用於使用單斜槽之部分滲透開槽銲外加填角銲之銲接接頭。此種銲接組合之設計強度必須依據組合銲道之有效銲喉厚計算，其有效銲喉為銲道根部至銲道表面之最短距離減去3mm。

### 10.2.6 相稱銲材

銲材之選擇，應依據鋼結構施工規範之規定使用相稱銲材。

解說： 銲接時所需之相稱銲材（含熔填金屬、銲藥、保護氣體）與鋼材強度、銲接方法、銲接環境與受力型式等相關，就設計強度而言，相稱之主要條件為銲材之熔填金屬拉力強度須與銲接母材拉力強度相匹配，以手銲條為例；標稱拉力強度為50kgf/mm<sup>2</sup>等級的鋼板（如SN490、SM490、A572 Gr.50、A992等），其強度相稱之銲材為E70系列銲條，而標稱拉力強度為40 kgf/mm<sup>2</sup>等級的鋼板（如SN400、SM400、A36等），其強度相稱之銲材為E60及E70系列銲條，其中A36鋼材因材質無拉力強度之上限而常為同時滿足A572 Gr.50之雙規格製品，故如有破壞面不發生於銲道之設計考量時，其強度相稱之銲材以E70銲條為宜。而使用新開發之鋼板時，其相稱銲材亦應考慮鋼材之實際拉力強度等級。

當銲接兩種不同強度等級之鋼材時，其相稱銲材之熔填金屬係定義為強度匹配於較低強度之母材，惟需使用該系列銲條中之低氫系銲條及對應之低氫處理程序。銲接規範亦允許逕行使用合於較高強度母材之相稱銲材。

### 10.2.7 銲道之銲材

當銲材有衝擊韌性之需求時，銲接時應考慮點銲、打底銲道之銲材規格及銲接道數等程序是否與主要銲道之銲接程序相稱。以確保由其所完成之銲道亦符合衝擊韌性之規格。

解說： 不同銲材或銲接方法混合使用時，可能影響其銲道之衝擊韌性，例如點銲之電銲過程採用鋁還原劑自護電弧銲法，即使點銲的銲材符合衝擊韌性的規格，若主要銲道使用潛弧銲接，則將導致兩種銲材熔合區之衝擊韌性降低。

### 10.2.8 混合銲材

當銲材有衝擊韌性之需求時，銲接時應考慮點銲、打底銲道之銲材規格及銲接道數等程序是否與主要銲道之銲接程序相稱。以確保由其所完成之銲道亦符合衝擊韌性之規格。

解說： 不同銲材或銲接方法混合使用時，可能影響其銲道之衝擊韌性，例如點銲之電銲過程採用鋁還原劑自護電弧銲法，即使點銲的銲材符合衝擊韌性的規格，若主要銲道使用潛弧銲接，則將導致兩種銲材熔合區之衝擊韌性降低。

## 10.3 螺栓及螺牙桿件

### 10.3.1 高強度螺栓

高強度螺栓須使用符合3.4節規定之螺栓及合於F35之墊圈及CNS F10螺帽。

ASTM A449螺栓為桿徑較大之ASTM規格高張力螺栓，當設計要求旋緊至規定最小抗拉強度之50%以上時，該螺栓使用於拉力及承壓式剪力接合時，須有合於ASTM F436之墊圈置於螺栓頭下，且螺帽須合於ASTM A563之規定。組合時，所有接合面，包括與墊圈之接觸面，除緊密之鐵鏽外，須無鏽污。除以下所述之外，F10T(S10T)螺栓須旋緊至不少於表10.3-1所列之螺栓拉力，並須用合適方法檢測之。

不承受拉力載重之接合螺栓，其設計時不須考慮鬆動與因振動或反復載重引起之疲勞，且容許螺栓滑動時，此螺栓僅須旋緊至緊貼程度。表10.3-2所列承壓式接合之標稱應力強度為用於旋緊至緊貼程度之螺栓。螺栓僅須旋緊至緊貼程度者須清楚註明於設計及安裝圖上。

表10.3-1 螺栓最小預拉力

螺栓標稱直徑(mm)	F10T(S10T)螺栓(t)
12	5.9
16	10.6
20	16.5
22	19.9
24	23.7
27	30.0
30	37.1
註：等於最小抗拉強度之0.7倍	

表10.3-2 螺栓及螺牙桿件設計強度

	拉力強度		承壓式接合剪力強度	
	強度折減 係數 $\phi$	標稱應力強度 tf/cm <sup>2</sup>	強度折減 係數 $\phi$	標稱應力強度 tf/cm <sup>2</sup>
A307 螺栓	0.75	3.15[a]	0.75	1.68[b][e]
F10T(S10T)螺栓、螺紋在 剪力平面		7.50[d]		4.00[e]
F10T(S10T)螺栓、螺紋不 在剪力平面		7.50[d]		5.00[e]
螺牙桿件符合 3.4 節規定 且螺紋在剪力平面		0.75F <sub>u</sub> [a][c]		0.40F <sub>u</sub>
螺牙桿件符合 3.4 節規定 且螺紋不在剪力平面		0.75F <sub>u</sub> [a][c]		0.50F <sub>u</sub>
註： [a]僅適用於靜載重。 [b]允許螺紋在剪力平面內。 [c]擴頭桿螺紋部分之標稱拉力強度，依據主螺紋直徑之斷面積 A <sub>b</sub> ，須大於未放大部分 標稱桿身斷面積乘以標稱降伏強度 F <sub>y</sub> 值。 [d]F10T 螺栓承受拉力疲勞載重時，其疲勞強度為 A490 螺栓之 0.95 倍，另見附錄 5。 [e]續接拉力構材以承壓式接合時，螺栓及螺牙桿件排列形式，其在平行拉力方向上之 長度超過 125cm 時，表列各值須減少 20%。				

解說： 雖然目前國家標準之高強度六角頭螺栓係以 JIS 為藍本，其最大直徑規格為 30mm(M30)，但因鋼構設計規範與相關施工規範係參考美國 AISC 規範，故設計時不可直接使用日本規範之螺栓設計強度，而為求設計精神與施工規範之一致，高強度螺栓之安裝與設計準則在我國之國家標準尚未訂定前，以符合美國結構接合研究學會 (Research Council on Structural Connections) 所認可之「ASTM A325 或 A490 結構接合螺栓規範」為原則。而本規範中係以 CNS 11328 F10T 六角頭螺栓為規定對象，M25 以下之螺栓，其安裝預力與設計強度係依據 A490 相同直徑螺栓的 95% 計算(陳生金、張敬昌 1983)，如使用 A325 及 A490 螺栓 (最大直徑規格為 38mm) 時可以由表 C10.3-1 及表 C10.3-2 求得相關參數。又如使用日本鋼結構協會 (JSS) 規格之 S10T 圓頭螺栓時，其設計強度則可比照 F10T 計算。

表 10.3-1 之螺栓最小預張力係以螺栓淨斷面積乘以螺栓拉力強度之 70% 計算而得，其中實際螺栓淨斷面積與單位長度之螺牙數目有關，一般可依螺栓不含螺牙面積之 75% 估算之。

A307 螺栓一般僅使用於承受靜載重之輕型結構，且因其預拉力不大，故僅能使用於承壓式接合而不得使用於摩阻型接合。A449 螺栓則建議使用於 M38 (A325 及 A490 規格之上限) 以上尺寸之螺栓使用，其淨斷面積標稱抗拉強度為 6.3 tf/cm<sup>2</sup> (M40-M75)。

表C10.3-1 ASTM螺栓最小預拉力

螺栓標稱直徑(mm)	A325 螺栓 (tf)	A490 螺栓(tf)
13 (1/2")	5.4	6.8
16 (5/8")	8.6	10.9
19 (3/4")	12.7	15.9
22 (7/8")	17.7	22.2
25 (1")	23.2	29.1
28 (1 <sup>1</sup> / <sub>8</sub> ")	25.4	36.3
32 (1 <sup>1</sup> / <sub>4</sub> ")	32.2	46.3
35(1 <sup>3</sup> / <sub>8</sub> ")	38.6	54.9
38 (1 <sup>1</sup> / <sub>2</sub> ")	46.8	67.2
等於最小抗拉強度之0.7倍		

註：較常用之螺栓直徑為3/4"至1"

表C10.3-2 ASTM規格螺栓及螺牙桿件設計強度

	拉力強度		承壓式接合剪力強度		
	強度折減 係數 $\phi$	標稱應力強度 tf/cm <sup>2</sup>	強度折減 係數 $\phi$	標稱應力強度 tf/cm <sup>2</sup>	
A307 螺栓	0.75	3.15[a]	0.75	1.68[b][e]	
A325 螺栓、螺紋在剪力平面		6.30[d]		3.36[e]	
A325 螺栓、螺紋不在剪力平面		6.30[d]		4.20[e]	
A490 螺栓、螺紋在剪力平面		7.95[d]		4.20	
A490 螺栓、螺紋不在剪力平面		7.95[d]		5.25	
A449 螺桿、螺紋在剪力平面		6.30 (直徑 ≤ 25mm)		3.36 (直徑 ≤ 25 mm)	
		5.51 (38 mm ≥ 直徑 ≥ 27 mm)		2.94 (38 mm ≥ 直徑 ≥ 27 mm)	
		4.72 (直徑 ≥ 40 mm)		2.52 (直徑 ≥ 40 mm)	
螺牙桿件符合 3.4 節規定且螺紋在剪力平面				0.75F <sub>u</sub> [a][c]	0.40F <sub>u</sub>
螺牙桿件符合 3.4 節規定且螺紋不在剪力平面				0.75F <sub>u</sub> [a][c]	0.50F <sub>u</sub>
註：					
[a]僅適用於靜載重。					
[b]允許螺紋在剪力平面內。					
[c]擴頭桿螺紋部分之標稱拉力強度，依據主螺紋直徑之斷面積 A <sub>b</sub> ，須大於未放大部分標稱桿身斷面積乘以標稱降伏強度 F <sub>y</sub> 值。					
[d]對於 A325 與 A490 螺栓承受拉力疲勞載重，見附錄 5。					
[e]續接拉力構材以承壓式接合時，螺栓及螺牙桿件排列形式，其在平行拉力方向上之長度超過 125cm 時，表列各值須減少 20%。					

### 10.3.2 有效承壓面積

螺栓及螺牙桿件之有效承壓面積為其直徑與承壓長度之乘積。

### 10.3.3 設計拉力強度或剪力強度

螺栓與螺牙桿件之設計強度須為強度折減係數 $\phi$ 與表10.3-2所列螺栓及螺紋部未車牙之標稱斷面之標稱應力強度相乘積，惟擴頭桿例外。承受直接拉力載重之高強度螺栓，其強度須依據標稱斷面積計算，且不考慮初始旋緊力。計算之載重須為外在荷重與因接合部變形所導致槓檯作用拉力之和。

解說： 螺栓承受拉力載重時，通常會因接合部受力變形而伴隨產生彎矩，因此螺栓設計拉力強度之強度折減係數 $\phi$ 相當低。表10.3-2所示之標稱強度值係由下式求得

$$R_n = 0.75A_b F_u \quad (C10.3-1)$$

上式係考量高強度螺栓接頭而得 (Kulak et al., 1987)，該式亦可使用於螺牙桿件。

對僅用少量螺栓之接頭，其受剪應變對承壓型螺栓剪力的影響幾可忽略(Kulak et al. 1987 and Fisher et al. 1978)。對較長的接頭，不同的應變在螺栓間產生不均勻的力量分佈（接近端部的螺栓將分擔較大力量），因此須折減螺栓之強度。1978年之AISC鋼結構設計規範允許接頭長度在125cm以內之螺栓接頭，其螺栓之最大剪力強度不必折減。因此承壓式接頭螺栓剪力強度之強度折減係數 $\phi$ 已予調整以配合相同範圍之接頭長度。

表10.3-2中所示之標稱強度係以下式求得(Kulak et al. 1987)：

$$\text{螺紋不在剪力平面時} \quad R_n / mA_b = 0.5F_u \quad (C10.3-2)$$

$$\text{螺紋在剪力平面時} \quad R_n / mA_b = 0.40F_u \quad (C10.3-3)$$

其中，m為剪力平面數。本公式亦可適用於螺牙桿件。對A307螺栓，表列數值係由公式(C10.3-3)求得，與螺紋之位置是否在剪力面內無關。表C10.3-2中之A325螺栓，雖然直徑超過25mm以上時其最小規定抗拉強度 $F_u$ 較低(105 ksi)，惟考量已使用較低的強度折減係數、大尺寸螺栓的有效面積比值較大及其他補償因素，故設計強度不依螺栓尺寸區分之。

### 10.3.4 承壓式接合同時承受拉力與剪力作用

螺栓承受拉力及剪力同時作用時，其設計應使係數化載重所產生在標稱面積 $A_b$ 上之拉應力 $f_t$ 不超過表10.3-3所列公式計算之數值 $\phi F_t$ ， $\phi = 0.75$ 。同時係數化載重產生之剪應力 $f_v$ 須不超過表10.3-2之規定值。

表10.3-3 承壓型接合所用螺栓及螺牙桿件之極限拉應力( $F_t$ )， $\text{tf/cm}^2$ 

螺栓及螺牙 桿件種類	螺紋在剪力平面	螺紋不在剪力平面
A307螺栓	$4.13 - 2.5f_v \leq 3.2$	
F10T螺栓	$9.8 - 2.5f_v \leq 7.5$	$9.8 - 2.0f_v \leq 7.5$

解說：由試驗顯示，承受剪應力或拉應力共同作用之承壓式螺栓，其合應力強度變化之圖形幾近橢圓 (Kulak et al. 1987)。此一曲線見圖C10.3-4所示，如稍加以修改可用三段直線取代。取代後之圖形當其中之剪應力或拉應力相當大時，另外之拉應力或剪應力可不必再加修正。表10.3-3對承壓型螺栓採用此線性方法表示，對拉應力 $F_t$ 則限制其最大值，並以 $f_v$ 之函數來表示。

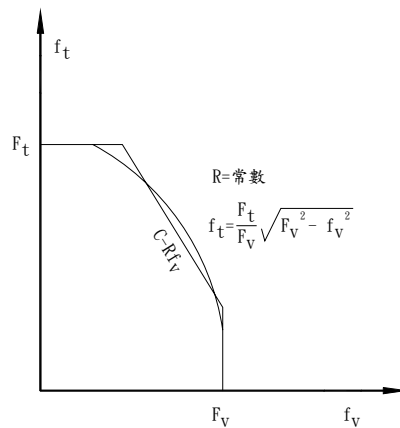


圖 C10.3-4 承壓式螺栓拉應力剪應力合應力強度圖

表C10.3-3 承壓型接合所用螺栓及螺牙桿件之極限拉應力( $F_t$ )， $\text{tf/cm}^2$ 

螺栓及螺牙 桿件種類	螺紋在剪力平面	螺紋不在剪力平面
A307螺栓	$4.13 - 2.5f_v \leq 3.2$	
A325螺栓	$8.19 - 2.5f_v \leq 6.3$	$8.19 - 2.0f_v \leq 6.3$
A490螺栓	$10.29 - 2.5f_v \leq 7.9$	$10.29 - 2.0f_v \leq 7.9$
A449螺栓	$6.17 - 2.5f_v \leq 4.7$	$6.17 - 2.0f_v \leq 4.7$

### 10.3.5 在工作載重下摩阻型接合之設計

摩阻型接合之設計抗剪力應利用表10.3-4數值乘以 $\phi=1.0$ ，但載重沿長槽孔之槽向時則取 $\phi=0.85$ 。工作載重下之螺栓剪力不得大於表列數值。當載重包括靜載重，活載重及風力或地震力時，其載重組合之總結果可乘以0.75。

在摩阻型接合上之螺栓亦承受拉力(T)時，表10.3-4所列容許剪力強度須乘以折減係數 $(1 - T/T_b)$ ，式中 $T_b$ 為表10.3-1所示最小預拉力。

表10.3-4 高強度螺栓容許摩阻剪應力強度[a]，tf/cm<sup>2</sup>

螺栓型式	容許剪應力強度			
	標準孔	擴大孔與短槽孔	長槽孔	
			載重平行於槽孔長向	載重垂直於槽孔長向
F10T	1.40	1.20	0.85	1.00

[a]潔淨銹皮與噴氣清除及表面塗以護膜者，其滑動係數應在0.33以上，或參考10.3.6節之滑動係數修正設計強度值。

解說：當摩阻型接合高強度螺栓發生滑動時，並不表示該接合已達到最大承載能力。發生滑動僅為一種使用性之極限狀態。惟當摩阻型接合承受反復載重而產生較大反復應力時，如發生滑動可能降低其疲勞強度。若在超大孔或槽孔之接合產生滑動，其剛體運動現象可能產生二次效應而降低結構物之載重能力。由於摩擦強度受到鋼板表面摩擦係數與螺栓安裝預張力大小所控制而有相當大的變異性，摩阻型接合之容許摩阻剪力強度大致為平均滑動強度的70%倍。此一設計標準約可達到90%可靠度。

當摩阻型接合在預期之使用載重下發生滑動而進入承壓情況之可能性不大時，該接頭仍須符合10.3.9節之規定，以防最大載重下發生接頭破壞。

表C10.3-4 高強度螺栓容許摩阻剪應力強度[a]，tf/cm<sup>2</sup>

螺栓型式	容許剪應力強度			
	標準孔	擴大孔與短槽孔	長槽孔	
			載重平行於槽孔長向	載重垂直於槽孔長向
A325	1.19	1.05	0.71	0.84
A490	1.40	1.20	0.89	1.05

[a]潔淨銹皮與噴氣清除及表面塗以護膜者，其滑動係數應在0.33以上，或參考10.3.6節之滑動係數修正設計強度值。

### 10.3.6 係數載重下摩阻型接合之設計

摩阻型高強度螺栓在係數化載重時之抗滑強度 $\phi R_{str}$ 應大於或等於其需求強度。 $R_{str}$ 依下式計算：

$$R_{str} = 1.13\mu T_b N_b N_s \quad (10.3-1)$$

其中，



$T_b$  = 螺栓最小預張力，見表10.3-1

$N_b$  = 接頭之總螺栓數

$N_s$  = 鋼板摩擦面數

$\mu$  = 鋼板接合面之滑動係數，依表面塗裝狀況選用下列數值或由試驗求得

=0.33，去除黑皮後未塗裝之鋼板面，或噴砂後進行A級塗裝之鋼板面

=0.50，噴砂後未塗裝之鋼板面，或噴砂後進行B級塗裝之鋼板面

=0.35，熱浸鍍鋅後進行表面粗糙化處理

$\phi$  = 強度折減係數

=1.0，標準孔

=0.85，超大孔及短槽孔

=0.70，垂直於在載重方向之長槽孔

=0.60，平行於在載重方向之長槽孔

解說：係數載重下之摩阻型接合強度係以平均試驗強度為計算基準，其強度因表面摩擦係數之增加而提高，基於可靠度之關係，螺栓依此設計仍有可能在設計載重下滑動而進入承壓階段，因此螺栓之極限強度仍以螺栓或鋼板之承壓強度為限。

### 10.3.7 拉力與剪力同時作用之摩阻型接合

在工作載重下摩阻型接合承受拉力作用時，依10.3.5節之計算值應再乘以一折減因子：

$$1 - \frac{T}{0.8T_b N_b}$$

在係數化載重下摩阻型接合承受拉力  $T_u$  作用時，依10.3.6節之計算值應再乘以一折減因子：

$$1 - \frac{T_u}{1.13T_b N_b}$$

其中， $T_b$  為高強度螺栓之預拉力，見表10.3-1。

### 10.3.8 螺栓孔大小及用途

1. 高強度螺栓之最大螺栓孔尺寸如表10.3-5所列。
2. 除設計者特別指定採用超大孔，短槽孔或長槽孔外，標準型螺栓孔一般用於桿件間之螺栓接頭。厚度小於6mm的填隙片可用於摩阻型接頭之螺栓標準型孔上，且螺栓剪力強度不需折減為槽孔之剪力強度。

表10.3-5 高強度螺栓之最大螺栓孔尺寸，mm

標稱直徑	孔徑(直徑)(mm)			
	d(mm)	標準	超大	短槽形(寬×長)
12	13.5	15	13.5×17.5	13.5×31.5
16	17.5	21	17.5×22.5	17.5×40.0
20	21.5	25	21.5×26.5	21.5×49.0
22	23.5	27	23.5×28.5	23.5×55.5
24	25.5	30	25.5×32.0	25.5×62.0
≥ 27	d+1.5	d+8	(d+1.5)×(d+10)	(d+1.5)×2.5d

3. 超大螺栓孔可用於摩阻型接頭之任何一層或所有各層之鋼板上，但不可用於承壓型之接頭。此種超大螺栓孔接頭之最外層鋼板必須採用強化墊圈。
4. 短槽螺栓孔可用於摩阻型或承壓型接頭之任何一層或所有各層之鋼板上。對摩阻型接頭而言，槽孔之長向可任意置放，而與受力方向無關；但對於承壓型接頭，其槽孔之長向必須與受力方向垂直。此種短槽螺栓孔接頭之最外層鋼板必須使用強化墊圈。
5. 長槽螺栓孔只限用於摩阻型或承壓型接頭某一接合面上。對摩阻型接頭而言，槽孔之長向可任意置放，而與受力方向無關；但對於承壓型接頭，其槽孔之長向必須與受力方向垂直。如長槽螺栓孔用於最外層之鋼板上，必須以具有標準螺栓孔之鋼板或鋼板條作為墊板，且此鋼板或鋼板條之大小必須完全蓋過此長槽螺栓孔。若所用之螺栓為高強度螺栓，這些作為墊板之鋼板或鋼板條之厚度必須大於 8mm，且其材質必須為結構用鋼材。若要使用經硬化處理之墊圈於高強度螺栓上，這些硬化墊圈必須放在作為墊板之鋼板或鋼板條之最外面。
6. 若直徑大於 25mm 之 F10T 高強度螺栓用於最外層具有槽孔或超大孔之螺栓接頭時，必須使用符合 CNS F10 且其最小厚度為 8mm 之硬化墊圈。

解說： 為了使構架在吊裝組合時有較大之彈性調整空間，表10.3-5提供了三種超大孔之型式及標稱最大尺寸，但使用時必須經原設計者認可。

這些超大孔限用於以螺栓組立之接頭，且須符合10.3.11節及10.3.12節之規定。

### 10.3.9 螺栓孔承壓強度

承壓型及摩阻型接合皆須檢核螺栓孔之承壓強度。當採用超大孔或平行於作用力方向之槽孔時，僅能採用摩阻型接合。

螺栓孔之承壓強度為  $\phi R_n$ ，其中， $\phi=0.75$ ， $R_n$  依下列公式計算：

1.標準孔或摩阻型超大孔、短槽孔或作用力方向與槽之長向平行的摩阻型接合。

(1)當螺栓孔附近之變形為設計之考量因素時

$$R_n = 1.2L_c t F_u \leq 2.4dt F_u \quad (10.3-2)$$

(2)當螺栓孔附近之變形非為設計之考量因素時

$$R_n = 1.5L_c t F_u \leq 3.0dt F_u \quad (10.3-3)$$

2.作用力方向與槽孔之長向正交的接合。

$$R_n = 1.0L_c t F_u \leq 2.0dt F_u \quad (10.3-4)$$

其中，

$R_n$  = 螺栓孔之標稱承壓強度

$L_c$  = 力量作用方向之淨距離，為兩個螺栓孔邊緣之距離或螺栓孔邊緣至結構  
桿件邊緣之距離

$t$  = 連接桿件之板厚

$F_u$  = 連接桿件之標稱張力強度

$d$  = 螺栓標稱直徑

解說： 本節不適用於樞梢孔之承壓強度。本節所規定之螺栓孔承壓值並非用來保護螺栓本身，螺栓承壓面不須保護。螺栓之承壓值與螺栓之剪力強度或剪力面有無通過螺紋等均無關，相同之承壓值可適用於所有以螺栓接合之接頭。

由試驗顯示(Kulak et al. 1987)，當螺栓孔之承壓應力超過式(10.3-2)及(10.3-4)所計得之值時，特別是在螺栓同時承受很大拉應力的情況下，螺栓孔附近之變形量將大於6mm，惟此時螺栓仍不致斷裂，而其標稱強度上限值即為式(10.3-3)所計得之值。

### 10.3.10 長夾距

若A307螺栓之夾距大於5倍之螺栓直徑，則夾距每增加1.5mm，所使用之螺栓數目就必須增加1%，且最大夾距不得大於8倍螺栓直徑。

解說： A307螺栓會因其接合部之夾距（締結物之厚度或螺栓頭與螺帽間之淨距）較長時而降低螺栓強度（可大致以隨夾距增加而增加螺栓數目來彌補）。高強度螺栓則不受夾距影響。由試驗顯示(Bendigo, Hansen, and Rumpf 1963)相當夾距為8至9倍螺栓直徑之高強度螺栓，其極限剪力強度並不低於較短夾距之同類螺栓。

### 10.3.11 最小間距

所有標準型孔、超大孔、及槽孔中心至中心之距離不得小於3倍螺栓之標稱直徑，並檢核10.3.9節之螺栓孔承壓強度。當沿作用力方向之螺栓孔尺寸較標準孔大時，螺栓孔間距所必須依據表10.3-6調整之增量。

表10.3-6 間距增量 $C_1$  (單位：mm)

螺栓及螺牙桿 件標稱直徑	超大孔	槽 形 孔		
		垂直於力量 之傳遞方向	平行於力量之傳遞方向	
			短槽孔	長槽孔[a]
≤ 22	3.0	0	5.0	1.5d-1.5
24	5.0	0	6.5	36.5
≥ 27	6.5	0	8.0	1.5d-1.5

註[a]：若所用之槽形孔長小於表10.3-5所規定之最大值，則 $C_1$ 按表10.3-5中所規定之最大值與實際上所用值之差予以減小。

解說： 螺栓孔最大承壓強度達到標稱強度 $R_n$ 時，螺栓中心沿作用力方向至接合部邊緣間之最小邊距不得小於該螺栓直徑之1.5倍(Kulak et al. 1987)。同理，欲達到最大承壓強度，從任一螺栓孔中心沿作用力方向至鄰近螺栓孔中心之距離不得小於該螺栓直徑的3倍。由試驗顯示，螺栓孔之承壓強度與前述定義之間距成正比，但前述間距超過3倍螺栓孔直徑時則承壓強度不再增加(Kulak et al. 1987)。

### 10.3.12 最小邊距

標準型螺栓孔中心至連接構件邊緣之距離不得小於表10.3-7所列之值，並檢核10.3.9節之承壓強度要求。

表10.3-7 最小邊距 (單位：mm) (標準型螺栓孔中心[a]至連接構件邊緣之距離)

螺栓及螺牙桿件 標稱直徑	剪 斷 邊	鋼板，型鋼或鋼條之軋壓 邊或熱切割邊[b]
13	22.0	19.0
16	28.5	22.0
20	32.0	25.0
22	38.0[c]	28.5
24	44.5[c]	32.0
27	50.0	38.0
30	57.0	41.0
> 30	1.75×直徑	1.25×直徑

[a]：對於超大孔或槽孔，參閱表10.3-8。  
 [b]：若構件在螺栓孔處之實際應力不大於此構件最大設計強度之25%，則此欄內之邊距可以減小3mm。  
 [c]：若角鋼用於樑之接頭，則其兩端之邊距可為32mm。

表10.3-8 邊距之增量 $C_2$  (單位: mm)

螺栓及螺牙桿 件標稱直徑	超大孔	槽 形 孔		
		垂直於構件之邊緣		平行於構件 之邊緣
		短 槽 形	長 槽 形[a]	
$\leq 22$	1.5	3.0	0.75×直徑	0
24	3.0	3.0		
$\geq 27$	3.0	4.5		

註[a]: 若所用之槽形螺栓孔小於表10.3-5所規定之最大值, 則 $C_2$ 可按表10.3-5中所規定之最大值與實際上所用值之差之一半予以減小。

解說: 螺栓孔之臨界承壓應力與承壓鋼材之張力強度、螺栓間距及沿作用力方向由螺栓孔中心至接合部邊緣間之距離等因素有關。由試驗顯示(Kulak et al. 1987), 螺栓孔的臨界承壓應力與接合鋼材張力強度的比值和螺栓沿作用力方向之間距與所用螺栓直徑之比值成線性關係。下式提供單根螺栓以標準孔接合, 由試驗數據所得之下限值, 此值並可保守地用於具適當間距之多根螺栓接頭:

$$\frac{F_{pcr}}{F_u} = \frac{\ell_e}{d}$$

其中,  $F_{pcr}$  = 臨界承壓應力,  $\text{tf/cm}^2$

$F_u$  = 接合部鋼材之標稱抗拉應力,  $\text{tf/cm}^2$

$\ell_e$  = 沿作用力方向由螺栓孔中心至最近之螺栓孔邊緣或連接板邊緣間之距離, cm

$d$  = 螺栓直徑, cm

### 10.3.13 最大邊距及間距

任一螺栓孔中心至最近之連接板邊緣之距離不得大於連接板厚度之12倍, 亦不得大於150mm。鋼板面間採連續密接時, 螺栓之縱向間距需符合下列規定:

- (1) 塗裝構材或不受腐蝕之未塗裝構材: 螺栓孔間距不得大於較薄板厚之24倍或300mm
- (2) 未經油漆處理而暴露於空氣中之耐候鋼之螺栓接頭, 其螺栓孔間距不得大於較薄板厚度之14倍或180mm。

解說: 螺栓孔之最大邊距不得大於接合部外側連接板厚之12倍, 亦不得大於15cm, 主要目的為避免油漆損壞時濕氣浸入而發生腐蝕現象, 甚至累積而迫使接合部位分離。至於曝露於大氣而未經油漆處理的鋼構接頭則需要更嚴格的規定。

## 10.4 設計斷裂破壞強度

### (1) 剪力撕裂強度

主要構件中，沿著剪力破壞路徑，其極限設計強度為  $\phi R_n$ 。

其中：

$$\begin{aligned}\phi &= 0.75 \\ R_n &= 0.6F_u \cdot A_{nv} \\ A_{nv} &= \text{剪力作用之淨斷面積}\end{aligned}\tag{10.4-1}$$

### (2) 張力斷裂強度

主要構件中，沿張力斷裂路徑上之極限設計強度為  $\phi R_n$ 。

其中：

$$\begin{aligned}\phi &= 0.75 \\ R_n &= F_u \cdot A_{nt} \\ A_{nt} &= \text{張力斷裂淨斷面積}\end{aligned}\tag{10.4-2}$$

### (3) 塊狀撕裂強度

塊狀撕裂強度為剪力撕裂強度及與其垂直面上張力斷裂強度之和，其設計強度為  $\phi R_n$ 。

當  $F_u A_{nt} \geq 0.6F_u A_{nv}$  時

$$\phi R_n = \phi(0.6F_y A_{gv} + F_u A_{nt}) \leq \phi(0.6F_u A_{nv} + F_u A_{nt})\tag{10.4-3}$$

當  $0.6F_u A_{nv} \geq F_u A_{nt}$  時

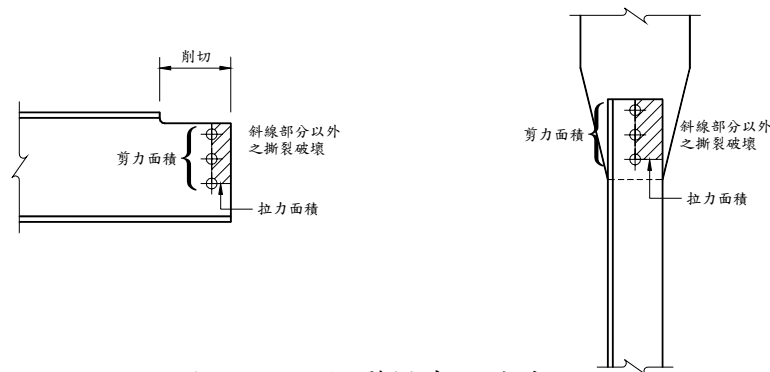
$$\phi R_n = \phi(0.6F_u A_{nv} + F_y A_{gt}) \leq \phi(0.6F_u A_{nv} + F_u A_{nt})\tag{10.4-4}$$

其中：

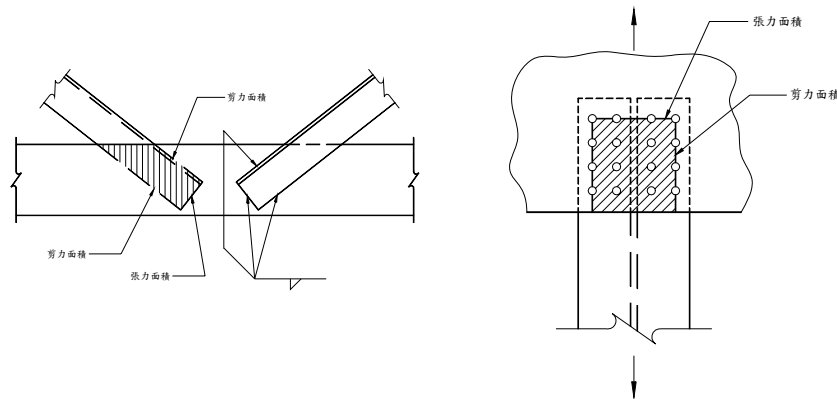
$$\begin{aligned}\phi &= 0.75 \\ A_{gv} &= \text{剪力全斷面積} \\ A_{gt} &= \text{張力全斷面積} \\ A_{nv} &= \text{剪力淨斷面積} \\ A_{nt} &= \text{張力淨斷面積}\end{aligned}$$

解說：由試驗顯示梁端翼板截除之接頭可能發生沿著螺栓孔周圍撕裂破壞之模式（如圖C10.4-1）。這種塊狀剪力模式係由一個斷面之張力強度及垂直此斷面之剪力強度組合而成。1989年版之AISC容許應力設計法規範所採用的分析模式為取張力淨斷面積強度及剪力淨斷面積破裂強度之和來估計塊狀剪力強度。剪力破裂強度取 $0.6F_u$ 。破壞路徑為取通過各螺栓孔中心之連線。塊狀剪力破壞模式在梁端翼板未截除之接頭亦可能發生。其他之例子見圖C10.4-2。在沿著銲接接合之周圍亦須檢核塊狀剪力破壞模式。

根據最近更多的試驗研究(Recles and Yura 1983, and Hardash and Bjorhovde 1985), AISC-LRFD規範已採用較保守的模式去評估塊狀剪力強度。以前的模式(AISC ASD 1989)為總和了二種互相垂直斷面的破裂強度,這表示此二斷面的極限破壞強度是同時發生的。但假如先在一個斷面上發生破壞,則其強度將會喪失,而全部力量必須由另一垂直斷面承受。根據試驗結果乃建議將一斷面的降伏強度加上另一垂直斷面的破壞強度可得到較為合理的結果。因此二者可能產生的塊狀剪力強度就可以計算出來;在受拉淨斷面上的張力破壞強度伴隨總剪力斷面的剪力降伏強度 $0.6F_y$ ,另一種為剪力淨斷面之破壞剪力強度 $0.6F_u$ 合併總受拉斷面上之降伏強度,如公式(10.4-1)、(10.4-2)。此與第五章受拉構材之理論一致,其總斷面積用來承受降伏限界而淨斷面積用來承受破裂限界。二式之控制式為產生較大力量者。此點可由圖C10.4-2中二個極端的例子來解釋,在左例中,全部的力量主要由剪力承受,因此為剪力破裂控制此塊狀剪力撕裂模式而非剪力降伏,所以使用(C10.4-4)式。在右例中,公式(10.4-3)中須達到受拉斷面破裂後塊狀撕裂模式才形成。如果公式(10.4-4)用來檢核右例(剪力面積很小,受拉面積很大),則將得到較小之值。事實上,當受剪面積愈來愈小至趨近於零時,右例中使用公式(10.4-4)所得到塊狀撕裂強度將全部由總受拉斷面積之降伏強度提供。塊狀撕裂為一種破壞或撕裂現象而非降伏限界,因此用來檢核此種情況之較適當公式為破壞強度項大於降伏強度項者。



圖C10.4-1 撕裂模式之破壞面



圖C10.4-2 剪力面積與張力面積示意圖

## 10.5 連接元件

本節應用於連接構件之設計，如：連接板、角鋼，托架以及梁柱接頭之接合區。

### 10.5.1 偏心接合

軸向應力構件交會時其斷面重心軸線宜交於一點，否則應考慮偏心而產生之彎曲應力和剪應力。

解說： 承受軸向應力構件平面交會時，其重心軸線除應交於一點外亦應考慮其面外之側向穩定性。如未能交會於一點，除應考慮前述現象及因偏心所產生之彎曲應力、剪應力及變形量與使用性外，亦應注意接合處面內之轉動穩定性。

梁端承受剪力之簡支接頭在實務上常未能接合於理論支點上，其因偏心產生之彎矩影響應予考慮。

### 10.5.2 連接元件之設計強度

以鉚道或螺栓接合之元件在張力作用下其設計強度 $\phi R_n$ 為連接元件之降伏強度、斷裂強度和塊狀撕裂三項中之最小者。

(1) 連接元件之拉力降伏強度

$$\begin{aligned}\phi &= 0.9 \\ R_n &= A_g F_y\end{aligned}\quad (10.5-1)$$

(2) 連接元件之拉力斷裂強度，在此 $A_n \leq 0.85A_g$

$$\begin{aligned}\phi &= 0.75 \\ R_n &= A_n F_u\end{aligned}\quad (10.5-2)$$

(3) 連接元件之塊狀撕裂強度依據10.4節計算。

其它連接元件，設計強度由 $\phi R_n$ 決定，其中， $R_n$ 是依據連接構件之幾何形狀與載重型式而計得之標稱極限強度。在剪力極限狀態依下式計算：

(1) 連接元件之剪力降伏強度

$$\begin{aligned}\phi &= 0.90 \\ R_n &= 0.6A_g F_y\end{aligned}\quad (10.5-3)$$

(2) 連接元件之剪力斷裂強度

$$\begin{aligned}\phi &= 0.75 \\ R_n &= 0.6A_n F_u\end{aligned}\quad (10.5-4)$$

當連結構件中受壓力時應分析其極限狀態下之受力行為。



解說： 由試驗顯示，當 $A_n/A_g \geq 0.85$ 時(Kulak et al. 1987)，在淨斷面積上之受拉斷裂強度達到之前，總斷面積上的降伏會先發生。因為連結構件之長度遠比構材長度為小，總斷面積僅能產生有限的非彈性變形量，因此連結構件於計算斷裂強度時其有效淨斷面積 $A_n$ 應限制在 $0.85A_g$ 內，以便反應此有限之非彈性變形量及提供較佳之承載。

## 10.6 填板

螺栓接合，除使用摩阻型強力螺栓外，如其填板之厚板超過6mm時，填板應延伸至連接板外，在其延伸之長度內應配置足夠之螺栓，使構材之應力均勻傳遞於構材與填板之組合斷面。當填板厚度介於6mm與19mm之間，且未依規定延伸至連接板外，螺栓之容許剪應力須乘以 $(1.1 - 0.16t)$ 折減之，其中， $t$ 為填板之總厚度（公分），且不大於19mm。如採用銲接接合，填板之厚度超過6mm時，填板須延伸至連接板外，且應以足夠之銲道將連接板全部應力經填板傳遞至構材，並應考慮偏心之影響。厚度6mm以下之填板可裁成與連接板齊平，其銲接尺寸應為傳遞連接板應力所需之尺寸及填板厚度之和。

解說： 以高強度摩阻型螺栓接合之接頭，不須以額外的螺栓來固定填板即可達各剪力接合構件發揮整體效果。此種接頭之接合部與填板間之摩阻效果與無填板之接頭相同。

填板亦可使用於以銲接方式疊接不同板厚之續接接頭或有錯位續接的情況。

## 10.7 續接

### 10.7.1 梁之續接

在板梁及梁中之開槽銲續接，其強度應發展至較小續接斷面之全部強度，在板梁和梁中之其它種型式之續接強度，應為續接點所需抵抗之作用力。

### 10.7.2 巨型斷面之續接

本節應用於厚度超過40mm之熱軋型鋼或由厚度超過 50mm之鋼板以銲接方式組合而成之組合型鋼斷面，其續接斷面受拉力或彎矩所產生之主要拉應力所作用。

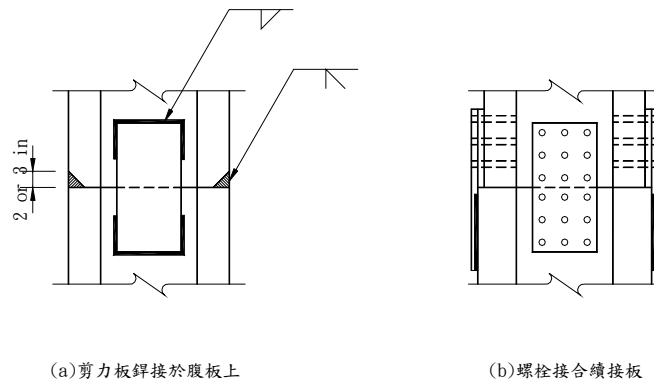
當這些斷面之拉應力由全滲透開槽銲之續接所傳遞時，其母材於21°C時應具有 27焦耳(J)之CVN衝擊能量，且應滿足相關之加工、預熱、銲接與檢驗要求，以槽銲續接時之預熱溫度並應高於175°C。此斷面於拉力續接時，銲接之起弧板導板應切除且表面須磨平。此外受壓構材以及因風力與地震力作用之受拉構材續接時，可使用續接板來達成，以避免過度之銲接收縮應變。

解說： 巨型斷面以銲接方式續接時，因熱量輸入較大，在冷縮過程中容易產生變形，故銲道設計時在對稱位置宜為相同之銲法且能夠同時進行銲接為原則，並須配合預熱、後熱及銲道非破壞檢驗等措施以避免扭曲並確保銲接品質。

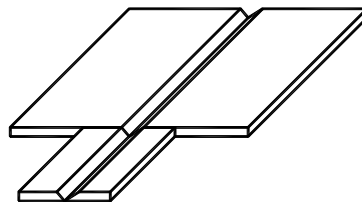
由於銲接過程的反復加熱及冷卻將造成銲道附近金屬之不均勻膨脹及收縮，造成殘留應變的產生，當構件之間有極大的銲量無法自由收縮時，此種應變可能超過降伏應變，特別是當材料相當厚時，厚度方向與長、寬二方向對銲道造成束制而形成三軸應力，而限制鋼材延展性變形的能力，可能造成脆性斷裂。過去曾有不少巨型斷面，在以銲接方法續接時，當銲接完成時即因此種殘留應力之影響而產生斷裂，因此對此類構件需要續接時須加特別之規定，一般可採用螺栓續接或填角銲搭接，或是以銲接與螺栓組合的方式續接以避免銲接收縮造成斷裂（見圖C10.7-1）。

由於巨型斷面之材質常因軋製過程而致其衝擊韌性較低，故對材質須規定其最小衝擊能量值。

對銲接頭或填角銲接頭之起點及終點二端應銲上與接頭同樣開槽方式之首尾導銲板，並於電銲完成後予以切除並磨平，以防銲接缺陷之發生（見圖C10.7-2）。



圖C10.7-1 巨型斷面之續接



圖C10.7-2 導銲板

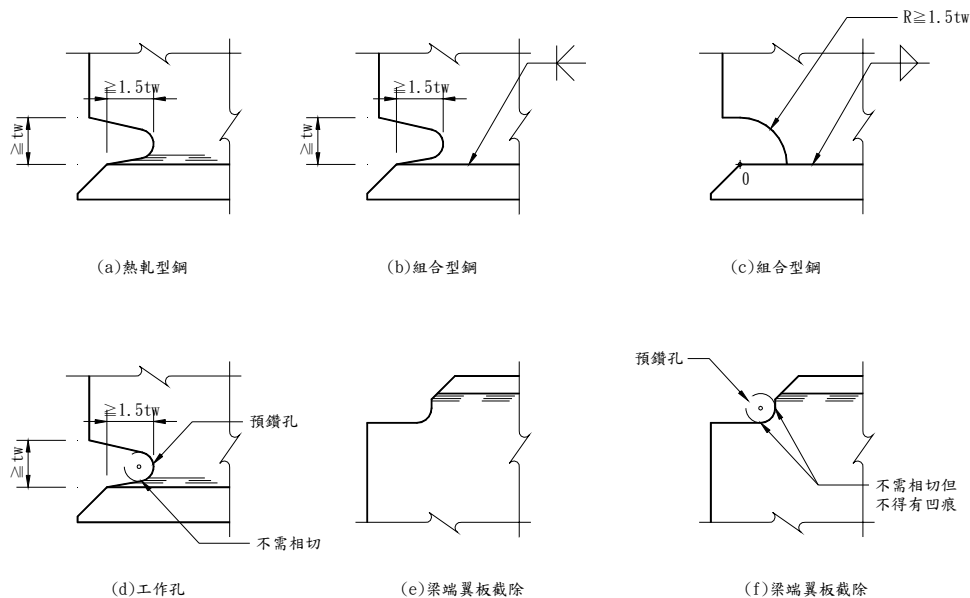
### 10.7.3 梁翼板切除與扇形銲接孔

所有扇形銲接孔之長度須能使得銲接處離預定銲道趾部之距不大於開孔之1.5倍。扇形銲接孔之高度應足夠容納與鄰接板間之銲材且提供墊板之空隙。梁翼板切除與扇形銲接孔採熱切割時表面應加以磨平以消除其刻痕或尖銳之凹角。對於巨型型鋼及厚度超過50mm之組合金鋼，並應使用磁粉探傷或滲透液探傷法檢驗之。若扇形銲接孔或梁翼板切除之彎曲轉變段以預先鑽孔或鋸孔，則不需再磨平。

解說： 巨型斷面續接時銲接之表面處理及細部方面除須滿足一般規定外，另須符合下列規定：

1. 採用較大且平滑的扇形銲接孔以減少銲接的收縮應變，避免垂直方向之銲接過於接近，並在孔位的準備、銲接與檢測上提供良好工作性，且應避免製作扇形切角時可能產生之尖銳凹痕或裂痕，圖C10-7-3所示為幾種可行方法。
2. 熱切割前必須預熱以減少硬表層的形成。
3. 切割面必須研磨或加工並以磁粉探傷或滲透液探傷檢測，可去除硬表層及保持平滑轉接面。

桁架弦材、撓曲構件拉力側的翼板及其他承受拉力的巨型斷面，接合之設計與製造過程均須符合上述之規定。



圖C10.7-3 扇形銲接孔之施工

## 10.8 承壓強度

承壓表面之設計強度為  $\phi R_n$ ，其中， $\phi = 0.75$ ， $R_n$  為標稱承壓強度，其定義如下：

1. 經研磨之表面或擴孔、鑽孔及搪孔之樞梢承壓加勁板之端部

$$R_n = 1.8F_y \cdot A_{pb} \quad (10.8-1)$$

其中：

$F_y$  = 規定最小降伏應力， $\text{tf/cm}^2$

$A_{pb}$  = 投影承壓面積， $\text{cm}^2$

2. 滾動支承和搖動支承

$$R_n = 1.2(F_y - 0.91)\ell d/20 \quad (10.8-2)$$

其中：

$d$  = 直徑， $\text{cm}$

$\ell$  = 承壓長度， $\text{cm}$

解說： 本規範所指的「研磨或加工表面」包含以任何適當的方法精確地鋸平或修平達到真實平面即可。

## 10.9 混凝土之承壓強度

混凝土之設計承壓強度為  $\phi_c P_p$ ，其計算如下

$$\phi_c = 0.6$$

由混凝土之全部面積支承

$$P_p = 0.85f'_c A_1 \quad (10.9-1)$$

承壓面積小於混凝土全部面積

$$P_p = 0.85f'_c A_1 \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \quad (10.9-2)$$

$A_1$  = 鋼材在混凝土支承上之承壓面積， $\text{cm}^2$

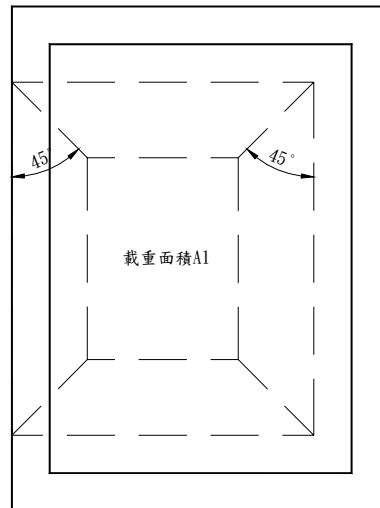
$A_2$  = 在混凝土支承面上與載重面積同心且幾何圖形相似之最大面積， $\text{cm}^2$

$$\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq 2$$

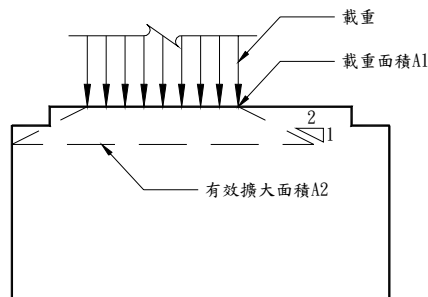
解說： 此節對混凝土承壓強度所用  $\phi = 0.6$  與 ACI 規範所使用之  $\phi = 0.7$  不同，其差別係因 ACI 所採用之載重係數較大的緣故。

當基板承壓面積之四周均小於混凝土基座之支承面積時，周圍之混凝土可對承壓區產生圍束作用，故可依  $\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq 2$  來提高承壓強度。當支承基

座之頂部為截頭錐形或階梯形時，只要其周圍的坡度不致太陡，則可利用此種圍束之效果。圖C10.9-1說明如何應用截頭錐來決定 $A_2$ ，圖中所示截頭錐之坡度與載重向四周擴散及向下傳遞之路徑不同，實際傳遞之坡度較為陡峭。截頭錐之四周坡度取較為平緩之坡度係為確保高承壓應力區之周圍立即有混凝土圍束。 $A_1$ 為載重面積但不得大於基板面基或承壓基座之斷面積。



平面圖



剖面圖

圖C10.9-1 有效截頭錐面積

## 10.10 錨栓和埋置

### 10.10.1 錨栓

錨栓之設計需能抵抗在各種載重組合下，柱端所承受之拉力和剪力，包含由柱底部束制產生之彎矩所引致之淨拉力分量。埋置之錨栓可使用高強度錨栓，必要時可施加預力錨定於混凝土結構。

解說： 將錨栓設置於混凝土結構內時，澆灌混凝土之前避免以電銲方式先予固定，如電銲無法避免，錨栓之材質應選用可銲性鋼材，以免產生脆化現象。

柱基如以鉸接的方式進行分析時應考慮接頭應具有足夠的轉動能力，否則勁度應合理模擬以分析柱底部束制所產生之彎矩。

為減少長細高聳結構物之撓度及減低錨栓受疲勞影響，得採用高強度錨栓。預力錨栓之錨定板須有足夠的勁度以防承壓而變形，同時螺桿須被覆潤滑材料以利施加預力。錨栓設計時須考慮適當的螺栓變形長度以便施加預力並有效傳遞至錨定結構。

CNS 4426 B2246基礎螺栓之基本強度區分為3.6（3代表最小抗拉強度為 $300\text{N/mm}^2$ ，6表示降伏應力之最小值為抗拉強度的60/100），因其強度較低（抗拉強度 $3\text{tf/cm}^2$ ，降伏強度 $1.8\text{tf/cm}^2$ ）且制式形狀與建築常用規格不同，故較少使用。ASTM A307螺栓一般僅使用於無預力施加需求之基礎螺桿。A449則建議使用於螺桿與高強度錨定螺栓使用，其標稱抗拉強度隨直徑之增加而減小，分別為 $8.4\text{tf/cm}^2$ (M6-M25)、 $7.35\text{tf/cm}^2$ (M27-M38)、 $6.3\text{tf/cm}^2$ (M40-M75)。因A307、A449主要為材料規格，設計圖說仍需就錨定螺栓訂定其幾何形狀等。ASTM F1554則為已包含彎勾、錨頭等多種制式之錨定螺桿規格，其標稱抗拉強度分為 $2.52\text{tf/cm}^2$ 、 $3.85\text{tf/cm}^2$ 及 $7.35\text{tf/cm}^2$ 三種等級。

### 10.10.2 埋置物

混凝土中埋置物之設計需能安全支承其上之載重，故其埋入深度需有一適當之安全因子，以確保埋置強度不會因支承混凝土結構之局部或全部破壞而折減。

利用螺栓，鋼釘及鋼棒所構成之埋置構件，以抵抗拉力載重時，設計時需將載重藉握裹力、剪力、承载力或聯合作用力，傳遞至混凝土上。

剪力載重應考慮經由埋置部分傳至混凝土，其傳遞係藉剪力樺或剪力摩擦來傳遞。

抵抗剪力之摩擦力依下式計算

$$V = \mu P \quad (10.10-1)$$

其中：

$P$  = 垂直力

$\mu$  = 摩擦係數

當鋼構件與混凝土接觸面之埋置深度大於支承板厚時，摩擦係數 $\mu$ 取0.9，當鋼構件與混凝土（或灌漿）之接觸面與混凝土表面一致時 $\mu$ 取0.7，若鋼構件與灌漿接觸面高於混凝土體之表面，則 $\mu$ 取0.55。

解說：(1)錨栓需有適當的錨錠長度，錨頭（或錨板）亦需有足夠的承壓面積。為確保超載時錨栓仍有韌性行為，混凝土應力錐之抗拉出設計強度 $\phi R_n$ 必須大於錨栓之最小規定抗拉強度 $F_u A_t$ 。混凝土抗拉出應力錐（見圖

C10.10-1) 之設計強度等於  $[\phi \times (\text{混凝土抗拉標稱應力強度}) \times (\text{錨栓群應力錐之有效投影面積})]$ 。其中， $\phi=0.75$ ，混凝土抗拉標稱應力強度  $=1.06\sqrt{f'_c} \text{ kg/cm}^2$ 。如果錨栓間距太近或離混凝土基座之邊距太小，其投影面積須扣除應力錐重疊部分及超出混凝土基座邊緣的面積，同時有效面積亦受混凝土總厚度的限制（見圖C10.10-2）。

(2) 錨栓過於接近混凝土基座的邊緣時，錨頭附近之混凝土由於周圍側向束制情況不同，可能會產生向外爆開現象（見圖C10.10-3）。此種現象係由於錨頭附近受高承壓力所致，可能爆開之形狀類似水平向外之受張應力錐。

(3) 錨栓藉摩擦力傳遞剪力時其設計剪力強度如下：

$$V_u \leq \phi A_{vf} \mu F_y$$

其中，

$F_y$  = 錨栓之降伏強度， $\text{tf/cm}^2$

$A_{vf}$  = 錨栓之張力面積， $\text{cm}^2$

$\phi$  = 強度折減係數 = 0.75

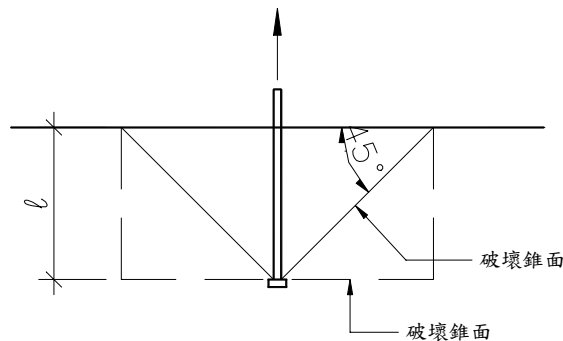
$\mu$  = 摩擦係數（見圖C10.10-4）

(4) 承受剪力之錨栓如過於接近混凝土基座邊緣，當剪力往外側方向作用時，在未完全發揮摩擦力之前，由於錨栓之變形會產生半圓錐形向外劈開之破壞模式（見圖C10.10-5），半圓錐形頂端位於錨栓上部與混凝土承壓處，為使錨栓達到最大剪力強度，必須保留適當的邊距。

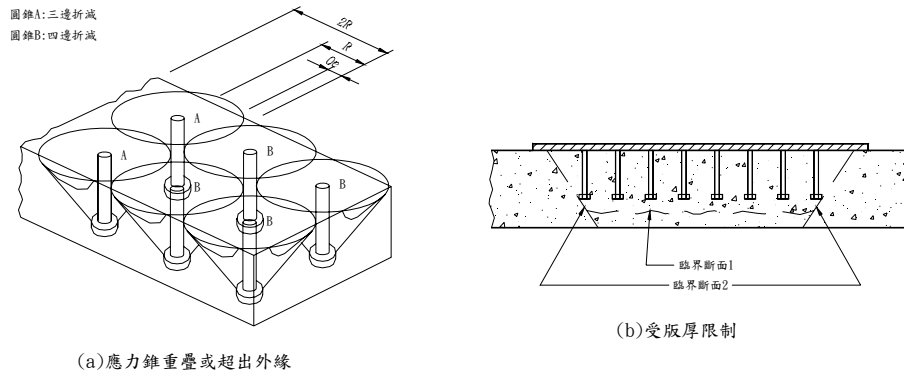
(5) 當埋置深度或邊距無法達到需求時，應以鋼筋補強之。

(6) 錨栓之承壓強度除須考慮錨栓本身之剪力與拉力之合應力外，亦須考慮混凝土應力錐同時承受剪力與拉力之影響。

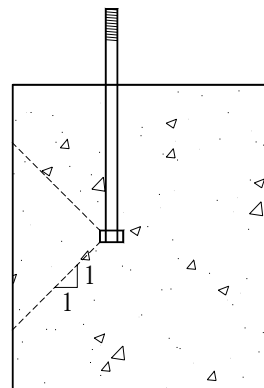
(7) 當柱基之剪力非由錨栓承受，而以剪力突出物（剪力樺）傳遞剪力至混凝土基座時，基板及剪力樺須有足夠的勁度以免過度變形而致混凝土局部承壓力集中。同時由於剪力作用位置與抵抗中心間之偏心彎矩應計入整體基板設計中（見圖C10.10-6）。



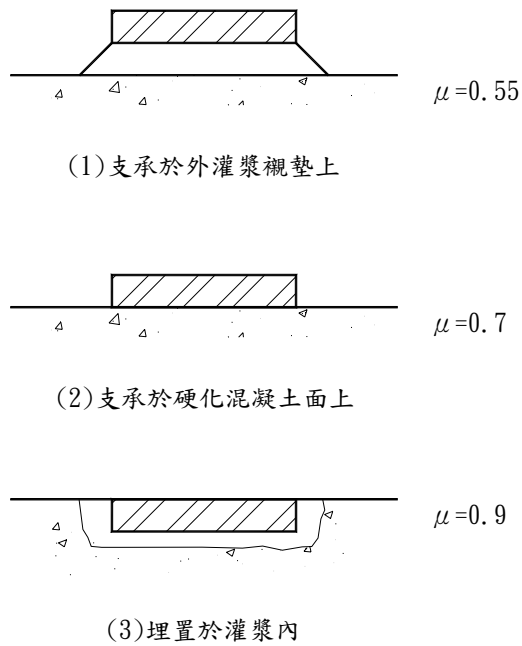
圖C10.10-1 混凝土抗拉出應力錐



圖C10.10-2 混凝土應力錐有效投影面積



圖C10.10-3 錨頭附近可能爆開模式



圖C10.10-4 基板支承情況



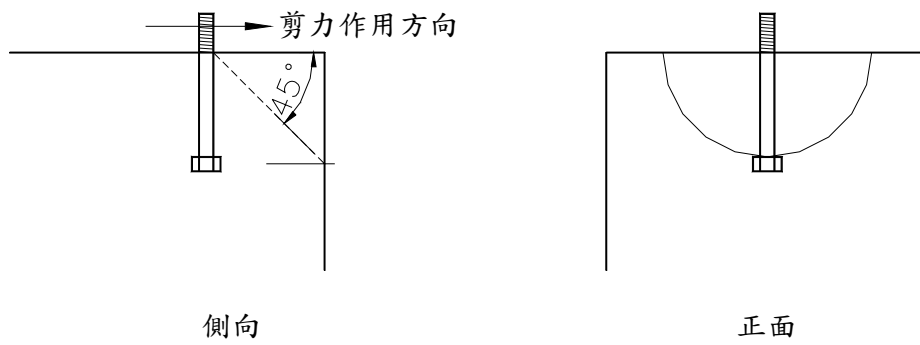
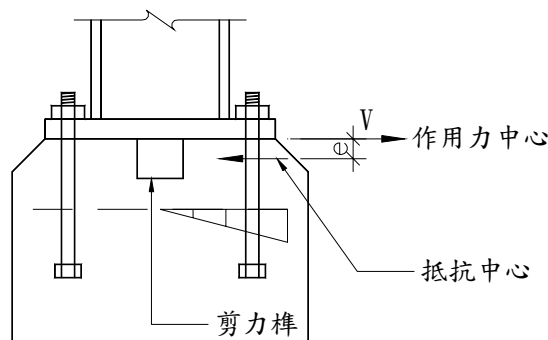


圖 C10.10-5 剪力向外側作用可能劈開模式



圖C10.10-6 剪力樁及二次彎矩示意圖

### 10.11 符號說明

- $A$  =斷面積
- $A_b$  =螺栓標稱斷面積， $\text{cm}^2$
- $A_b$  =擴頭桿在主螺紋直徑處的斷面積， $\text{cm}^2$
- $A_e$  =有效淨斷面積， $\text{cm}^2$
- $A_g$  =全斷面積， $\text{cm}^2$
- $A_n$  =受軸拉桿件之淨斷面積， $\text{cm}^2$
- $A_{pb}$  =投影承壓面積， $\text{cm}^2$
- $A_1$  =支承於混凝土之鋼材承壓面積， $\text{cm}^2$
- $A_2$  =在混凝土支承面上與載重面積同心且幾何形相似之最大面積， $\text{cm}^2$
- $C_1$  =擴大孔及槽孔計算螺栓最小間距之間距增量。
- $C_2$  =邊距增量。
- $F_{BM}$  =母材標稱應力強度， $\text{tf}/\text{cm}^2$
- $F_w$  =鍍材標稱應力強度， $\text{tf}/\text{cm}^2$

$F_t$	=螺栓及螺牙桿件極限拉應力強度，tf/cm <sup>2</sup>
$F_v$	=螺栓及螺牙桿件極限剪應力強度，tf/cm <sup>2</sup>
$F_u$	=鋼材或螺栓及螺牙桿件之標稱拉力強度，tf/cm <sup>2</sup>
$F_y$	=鋼材之標稱降伏應力，tf/cm <sup>2</sup> ，本規範中「降伏應力」係指規定最小降伏點（鋼材具降伏點者）或規定降伏強度（鋼材未具降伏點者）。
$J$	=斷面之扭轉常數，cm <sup>4</sup>
$L_c$	=槽形剪力接合器之長度，cm
$N_b$	=螺栓總數
$N_s$	=滑動面總數
$p_p$	=混凝土承壓強度，tf
$R$	=支承反力或集中載重，tf
$R_{str}$	=摩阻型接合之抗滑強度。
$R_n$	=標稱強度
$T$	=螺栓承受之拉力，tf
$T_b$	=強力螺栓之規定預拉力，tf
$V$	=剪力，tf
$V$	=摩擦力，tf
$V$	=梁柱接頭區之剪力強度，tf
$d$	=接合器標稱直徑，cm
$d_h$	=標準孔之直徑，cm
$f_c'$	=混凝土之規定抗壓強度，tf/cm <sup>2</sup>
$f_t$	=螺栓之計算拉應力，tf/cm <sup>2</sup>
$l$	=銲道長度，cm
$t$	=接合部之厚度，cm
$\mu$	=摩擦係數
$\phi$	=強度折減係數

## 第十一章 其它考慮事項

### 11.1 適用範圍

本章包括下列規定：

- (1) 構材受集中載重下之強度設計。
- (2) 構材受積水、疲勞、拱度、膨脹及收縮、撓度及振動、腐蝕等之使用性。

解說：(1) 構材受集中載重，係依據係數化組合載重計得之強度需求。

- (2) 構材受積水、疲勞、拱度、膨脹及收縮、撓度及振動、腐蝕等使用性之規定，係依據非係數化載重組合計得之需求。

### 11.2 承受集中載重之腹板及翼板

#### 11.2.1 設計基準

構材受集中載重之作用且方向與一翼板垂直並對稱於腹板者，其翼板與腹板之設計強度需足以抵抗本節所規定之翼板局部彎曲、腹板局部降伏、腹板壓皺及腹板側向挫屈強度。若兩翼板均受集中載重，其腹板之設計強度需足以抵抗腹板降伏、腹板壓皺及腹板受壓挫屈。

在集中載重處，腹板兩側有成對之加勁板，且加勁板之長度不小於構材深度之半並符合本章11.2.8節之規定者，無須檢查翼板之局部彎曲、腹板局部降伏及腹板壓皺。

解說： 本規範依據不同的可能破壞狀況，將腹板及翼板強度分成以下數類：

翼板局部彎曲	(11.2-2)
腹板局部降伏	(11.2-3)
腹板壓皺	(11.2-4)
腹板側向挫屈	(11.2-5)
腹板受壓挫屈	(11.2-6)
梁柱接頭區承受剪力	(11.2-7)

施加於構材翼板之集中載重主要可分為兩種類型，一種稱為單集中載重，另一種為雙集中載重。單集中載重可為拉力（如吊桿傳遞之拉力）或壓力（如梁中段由承壓板傳遞而來之壓力，或梁端支承反力等）。雙集中載重在構材一邊由一個拉力與一個壓力載重組成，並形成一彎矩（如梁柱抗彎接頭）。

#### 11.2.2 翼板局部彎曲

翼板受集中載重之設計強度為  $\phi R_n$ ，

$$\phi = 0.90$$

$$R_n = 6.25t_f^2 F_{yf} \quad (11.2-1)$$

其中， $\phi$  = 強度折減係數

$R_n$  = 集中載重，tf

$F_{yf}$  = 翼板之標稱降伏應力，tf/cm<sup>2</sup>

$t_f$  = 受拉翼板之厚度，cm

若載重長度在翼板之橫方向小於  $0.15b_f$ ， $b_f$  為翼板寬度，則無須檢核公式(11.2-1)。

當施加之集中載重距梁端  $10t_f$  以內時，則公式(11.2-1)之  $R_n$  須折減50%。

當採用橫向加勁板時，須為成對之加勁板且須與翼板以銲接接合，且加勁板與腹板間之銲道須能傳遞加勁板與腹板間之應力。

解說： 當張力經由銲接在翼板上之板傳遞時，翼板應有足夠之剛度，以避免變形過大而引起腹板附近銲接處之高應力集中。容許應力設計法(AISC 1978)之設計規範以  $t_{fc} \geq 0.4\sqrt{P_{bf}/F_{yc}}$  來控制此情況。極限設計法規範則以公式(11.2-1)檢核。

### 11.2.3 腹板局部降伏

在集中載重下，腹板在角隅趾端之設計強度為  $\phi R_n$ ，其中， $\phi=1.0$ ，而  $R_n$  依下列規定計算：

1. 當所受之力其作用點與構材端部之距離大於構材深

$$R_n = (5k + N)F_{yw}t_w \quad (11.2-2)$$

2. 當所受之力作用於構材端部或靠近構材端

$$R_n = (2.5k + N)F_{yw}t_w \quad (11.2-3)$$

其中， $F_{yw}$  = 腹板之標稱降伏應力，tf/cm<sup>2</sup>

錯誤! 物件無法用編輯功能變數代碼來建立。= 集中載重，tf

錯誤! 物件無法用編輯功能變數代碼來建立。= 支承長度，cm

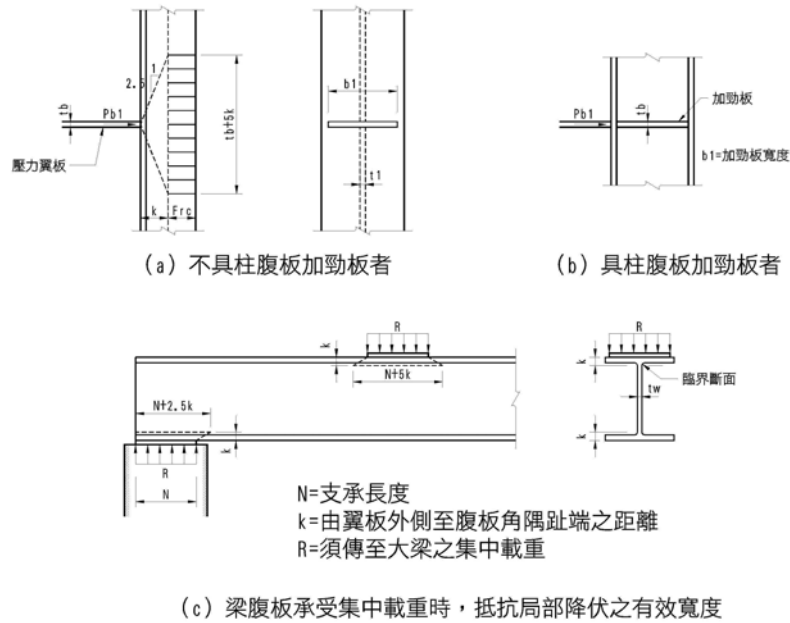
錯誤! 物件無法用編輯功能變數代碼來建立。= 翼板外側至腹板角隅趾端之距離，cm

$t_w$  = 腹板厚度，cm

當採用橫向加勁板時，加勁板須與梁之翼板及腹板以銲接連結。橫向加勁板與腹板間之銲道須能傳遞加勁板與腹板間之應力。

解說： 本節之規定在於限制由構材之腹板所傳遞之應力。理論上不論承受作用力者為梁或柱，對構材應無甚差別，(AISC 1978 ; Galambos 1978) 對梁與柱之規定不同，通過梁翼板之應力梯度為2:1，通過柱翼板之應力梯度為

2.5:1。本極限設計法規範則均採用2.5:1之應力梯度（如圖C11.2-1）。



圖C11.2-1 集中載重產生之應力分布梯度

### 11.2.4 腹板壓皺

對受集中載重之構材，其未加勁部分之腹板設計抗壓強度為  $\phi R_n$ 。其中， $\phi=0.75$ ，而標稱強度  $R_n$  依下列規定計算：

1. 當集中載重作用在距構材端部之距離不小於構材深度之半者

$$R_n = 36t_w^2 \left\{ 1 + 3 \left[ \frac{N}{d} \right] \left[ \frac{t_w}{t_f} \right]^{1.5} \right\} \sqrt{\frac{F_{yw} t_f}{t_w}} \quad (11.2-4)$$

2. 當集中載重作用在距構材端部之距離小於構材深度之半者

當  $N/d \leq 0.2$

$$R_n = 18t_w^2 \left\{ 1 + 3 \left[ \frac{N}{d} \right] \left[ \frac{t_w}{t_f} \right]^{1.5} \right\} \sqrt{\frac{F_{yw} t_f}{t_w}} \quad (11.2-5)$$

當  $N/d > 0.2$

$$R_n = 18 t_w^2 \left\{ 1 + \left[ \frac{4N}{d} - 0.2 \right] \left[ \frac{t_w}{t_f} \right]^{1.5} \right\} \sqrt{\frac{F_{yw} t_f}{t_w}} \quad (11.2-6)$$

其中， $R_n$  = 標稱強度，tf

$N$  = 支承長度，cm

$F_{yw}$  = 腹板之標稱降伏應力，tf/cm<sup>2</sup>

$d$  = 構材之全深，cm

$t_f$  = 翼板厚度，cm

$t_w$  = 腹板厚度，cm

若有橫向加勁板，且加勁板之長度不小於腹板深度之半者，則無須檢核上述之限制。

前述橫向加勁板須與梁之翼板及腹板以銲接連結。橫向加勁板與腹板間之銲道須能傳遞加勁板與腹板間之應力。

解說： 在集中載重下之腹板抵抗壓皺之規定與以前之規範不同，公式(11.2-4)及(11.2-5)二式係取自(Roberts 1981)之研究。

### 11.2.5 腹板側向挫屈

當構材之翼板未使用加勁板或側向支撐以束制其相對移動，且承受集中載重者，其腹板之設計強度為 $\phi R_n$ ，其中， $\phi=0.85$ ，而標稱強度 $R_n$ 則依下列規定計算之：

1. 若受壓翼板有轉動束制，且 $(h/t_w)/(\ell/b_f)$ 小於2.3

$$R_n = \frac{C t_w^3 t_f}{h^2} \left\{ 1 + 0.4 \left[ \frac{h/t_w}{\ell/b_f} \right]^3 \right\} \quad (11.2-7)$$

當需求強度超過公式(11.2-7)之 $\phi R_n$ 時，受拉翼板須加上局部之側向支撐，或採用橫向加勁板或疊合板加強。橫向加勁板須與梁之翼板及腹板以銲接連結。橫向加勁板與腹板間之銲道須能傳遞加勁板與腹板間之應力。

2. 若受壓之翼板無轉動束制，且 $(h/t_w)/(\ell/b_f)$ 小於1.7

$$R_n = \frac{C t_w^3 t_f}{h^2} \left\{ 0.4 \left[ \frac{h/t_w}{\ell/b_f} \right]^3 \right\} \quad (11.2-8)$$

其中， $R_n$  = 標稱強度，tf

$\ell$  = 於載重點處，沿任一翼板之最大無支撐段長度，cm

$b_f$  = 翼板寬度，cm

$t_f$  = 翼板厚度，cm

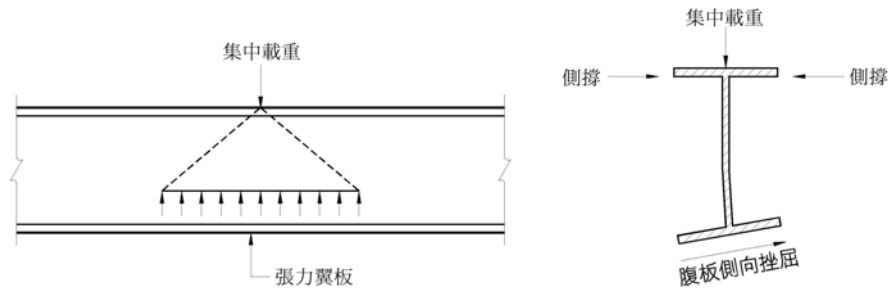
$t_w$  = 腹板厚度，cm

$h = (d - 2k)$  = 兩角隅趾端間之腹板淨深，cm

若需求強度超過公式(11.2-8)之 $\phi R_n$ 時則在集中載重點之上下翼板皆須加上局部之側向支撐。若上述之 $(h/t_w)/(\ell/b_f)$ 分別大於2.3或1.7，則無須檢核上列公式(11.2-7)及(11.2-8)之規定。

上述  $C_r = 67600$ ，若在載重點  $M_u < M_y = 33800$ ，若在載重點  $M_u \geq M_y$ 。

解說： 梁上下翼板之局部側撐之設計載重可採用作用於該點集中載重之1%。加勁板應由受力點延伸至少超過梁深之半。此外，該對加勁板應設計為可傳遞全部之載重。當受載重之翼板容許轉動時，則加勁板無法發揮作用。



圖C11.2-2 腹板側向挫屈

### 11.2.6 腹板受壓挫屈

兩翼板均受集中載重之構材，其無加勁板之腹板設計抗壓強度為  $\phi R_n$ ，其中， $\phi = 0.90$ ， $R_n$  依下式計算：

$$R_n = \frac{1100t_w^3 \sqrt{F_{yw}}}{h} \quad (11.2-9)$$

其中， $R_n$  = 標稱強度，tf

$t_w$  = 柱腹板厚度，cm

$F_{yw}$  = 腹板之標稱降伏應力，tf/cm<sup>2</sup>

$h = (d - 2k)$  = 兩角隅趾端間之腹板淨深，cm

若有符合7.4節規定之成對橫向加勁板，則無須檢核公式(11.2-9)之規定。

當施加之集中載重距梁端  $0.5d$  以內時，則公式(11.2-9)之  $R_n$  須折減50%。

當採用橫向加勁板時，加勁板須與翼板以鉚接接合，且加勁板與腹板間之鉚道須能傳遞加勁板與腹板間之應力。

解說： 腹板之受壓挫屈主要係考慮梁翼板之集中載重作用於柱之二側翼板。

若只有一側柱翼板承受集中載重，則不須檢核柱腹板之受壓挫屈。

### 11.2.7 梁柱接頭區承受剪力

若構材之腹板受高剪應力，作用於腹板厚乘以斷面全深面積之剪力強度為：

1. 當構架分析不包括梁柱接頭區之塑性變形及其所造成之P- $\Delta$ 效應時

$$P_u \leq 0.4P_y \quad R_v = 0.6F_y d_c t_w \quad (11.2-10)$$

$$P_u > 0.4P_y \quad R_v = 0.6F_y d_c t_w \left[ 1.4 - \frac{P_u}{P_y} \right] \quad (11.2-11)$$

2. 當構架分析包括梁柱接頭塑性變形及其所造成之P- $\Delta$ 效應時

$$P_u \leq 0.75P_y \quad R_v = 0.6F_y d_c t_w \quad (11.2-12)$$

$$P_u > 0.75P_y \quad R_v = 0.6F_y d_c t_w \left[ 1.9 - \frac{1.2P_u}{P_y} \right] \quad (11.2-13)$$

其中， $t_w$  = 柱腹板厚，cm

$d_c$  = 柱全深，cm

$F_y$  = 柱腹板標稱降伏強度，tf/cm<sup>2</sup>

$P_y = F_y A$ ，柱之降伏強度，tf

$A$  = 柱斷面積，cm<sup>2</sup>

若梁柱接頭區之剪力太大，柱腹板不足以承擔時，可設置疊合板或對角加勁板來與柱腹板共同承擔接頭區剪力。

若使用疊合板，則疊合板需有足夠的銲接來傳遞剪力；若使用對角加勁板，則加勁板與翼板或腹板間之銲接強度需能有效傳遞剪力。

解說： 剛性接合之梁柱腹板交會區通常有很大的剪力產生，如圖C11.2-3所示，其中：

$$M_1 = M_{1L} - M_{1G}$$

$$M_2 = M_{2L} - M_{2G}$$

$M_{1L}$ 、 $M_{2L}$  = 側向力作用下之彎矩(工作狀態)

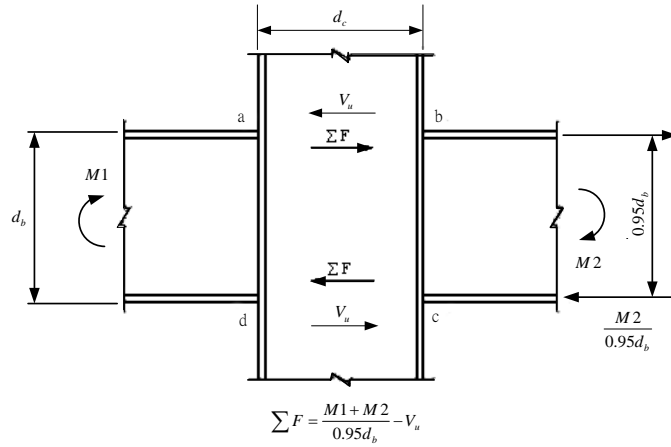
$M_{1G}$ 、 $M_{2G}$  = 垂直力作用下之彎矩(工作狀態)

而 $\sum F$ 即為梁柱腹板交會區剪力。當 $\sum F$ 大於腹板交會區之容許最大剪力，則需設置疊合板或對角加勁板來與柱腹板共同抵抗接頭剪力。

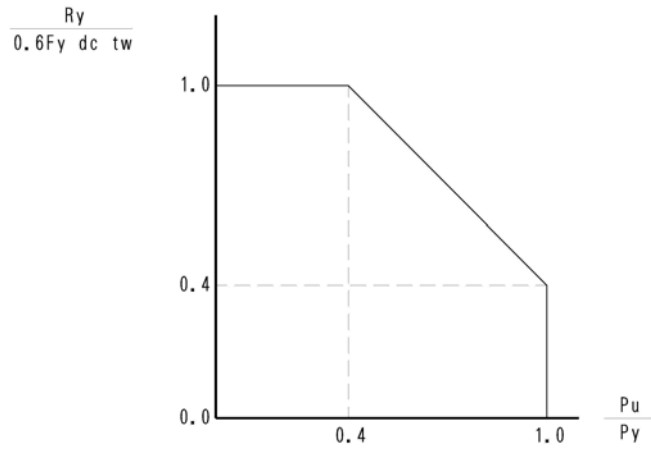
研究結果顯示，梁柱腹板交會區降伏後不但構架勁度下降，且所產生之額外轉角及位移會造成顯著的P- $\Delta$ 效應。因此設計者若採用彈性分析且不考慮腹板交會區塑性變形對P- $\Delta$ 之效應，則梁柱腹板交會區應保持在彈性範圍，此時使用剪力與軸力降伏之互制關係(如圖C11.2-4所示)，標稱剪力強度如公式(11.2-10)及(11.2-11)所規定。

若梁柱腹板交會區之塑性變形及其所造成之P- $\Delta$ 效應在分析及設計時皆加以考慮，則腹板交會區之剪力強度可採用降伏後之強度，此時可使用剪力與軸力之完全塑性互制關係(如圖C11.2-5)所示，標稱剪力強度則如公式(11.2-12)及(11.2-13)之規定。

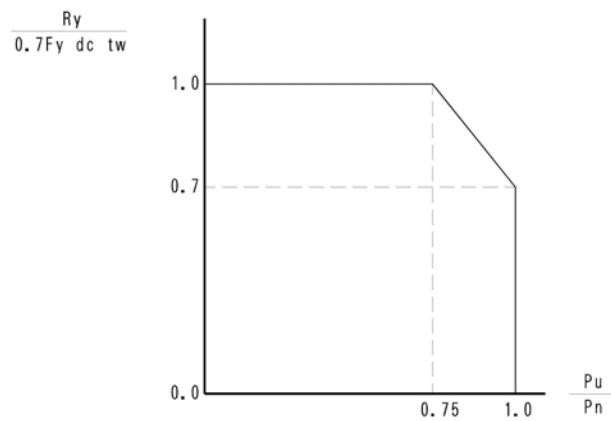




圖C11.2-3 腹板作用力平衡圖



圖C11.2-4 剪力與軸力降伏互制關係圖



圖C11.2-5 剪力及軸向完全塑性互制關係圖

### 11.2.8 集中載重所需之加勁板

若梁、大樑或柱之載重，大於由11.2.2節至11.2.6節所述之標稱強度 $\phi R_n$ ，則在集中載重處需放置成對之橫向加勁板。集中載重若大於11.2.2節或11.2.3節所規定之 $\phi R_n$ ，其加勁板不需延伸至腹板深度之一半，但以下情況除外：

當構材承受之壓力載重大於11.2.4節或11.2.6節所規定之腹板抗壓強度 $\phi R_n$ 時，加勁板應根據6.2節之規定，以軸向壓力構材（柱）方式設計，加勁板之有效柱長取 $0.75h$ ，在構材中間時，此軸向受壓面積取兩加勁板及25倍腹板厚度（ $25t_w$ ）之面積；在構材端部時，此軸向受壓斷面則取兩加勁板及12倍腹板寬（ $12t_w$ ）之斷面積。加勁板應銲接於受載之翼板。

解說： 當腹板壓皺(11.1.4)或腹板受壓挫屈(11.1.6)之極限狀態顯示需加勁板時，必須根據本節之規定以軸向載重之受壓構材設計之。當腹板受壓挫屈(11.1.6)控制時，橫向加勁板必須延伸至柱腹板之全深度。而當腹板局部降伏(11.1.3)控制，且集中載重 $P_{bf}$ 只作用於柱一側之翼板，則橫向加勁板不需延伸過柱腹板深度之一半。當腹板受局部降伏(11.1.3)控制，則所需成對橫向加勁板之面積為：

$$A_{st} \geq \frac{P_{bf} - \phi F_{yc}(t_{bf} + 5k)t_{wc}}{\phi F_{yst}} \quad (C11.2-1)$$

其中， $\phi=1.0$

$P_{bf}$  = 因數化載重，tf

$F_{yc}$  = 柱翼板之標稱降伏應力，tf/cm<sup>2</sup>

$F_{yst}$  = 加勁板之標稱降伏應力，tf/cm<sup>2</sup>

$t_{wc}$  = 柱腹板厚度，cm

$t_{bf}$  = 梁翼板厚度，cm

$k$  = 翼板外側至腹板角趾端之距離，cm

橫向加勁板之尺寸配置可依下述方法規定：

橫向加勁板之寬度( $b_{st}$ )加上柱腹板厚度( $t_{wc}$ )之一半，不得少於1/3倍的梁翼板寬度( $b_{fb}$ )或傳遞 $P_{bf}$ 力之板寬度

$$b_{st} + 0.5t_{wc} \geq b_{fb} / 3$$

亦即

$$b_{st} \geq b_{fb} / 3 - 0.5t_{wc}$$

橫向加勁板必須符合4.5節有關無加勁受壓肢材局部挫屈之規定。橫向加勁板與柱腹板之銲接必須依柱兩對邊之彎矩所作用於橫向加勁板之不平衡力來進行銲道設計。

### 11.2.9 未接其他構材之梁端橫向斷面

未接其他構材之梁端斷面，且該斷面未受扭轉拘束時，梁端斷面在梁腹兩側應設置延伸全梁腹深之加勁板。加勁板之設置應符合11.2.8節之規定。

### 11.3 積水

除非屋頂有足夠之斜度及排水設施以防止雨水累積，否則應分析屋頂在積水情況下，具足夠之強度及穩定性。

屋頂若符合下述條件，應可視為穩定，不須再作其他分析：

$$C_p + 0.9C_s \leq 0.25 \quad (11.3-1)$$

$$\text{及 } I_d \leq 0.4S^4 \quad (11.3-1)$$

其中：

$$C_p = \frac{0.05L_s L_p^4}{I_p}$$

$$C_s = \frac{0.05S L_s^4}{I_s}$$

$L_p$  = 沿大梁方向之柱間距（主要構材之長度），m

$L_s$  = 垂直於大梁方向之柱間距（次要構材之長度），m

$S$  = 次要構材之間距，m

$I_p$  = 主要構材之慣性矩， $\text{cm}^4$

$I_s$  = 次要構材之慣性矩， $\text{cm}^4$

$I_d$  = 支承在次要構材上之鋼承板慣性矩， $\text{cm}^4/\text{m}$ 。

上式中，若為桁架或小梁系統時，其慣性矩  $I_s$  應減少15%。鋼浪板支承在主要構材上時，應視為次要構材。

平屋頂構架剛度之替代法可參考附錄3。

解說： 規範所稱之積水，係指由於平屋頂之撓度而使水積留。積水量之多少依構架之柔度而定，若構架之勁度及強度考慮不足時，此等積留之水重可能導致屋頂倒塌(參考ANSI A58.1-82)。

### 11.4 疲勞

承受疲勞載重之構材及其接合應依照附錄5之規定設計之。

解說： 一般房屋構件或接合之設計須考慮疲勞問題者為數甚少，因一般房屋結構受動態反復載重次數不多。但吊車行走之軌道、承載機械及設備之結構，則經常承受疲勞載重。因大多數建築結構之構材並未承受到必須考慮疲勞設計之足夠反復應力次數。疲勞設計主要受載重之反復次數、應力差

值之大小和接合細部之應力集中現象所影響，這些因素在一般建築物的結構設計中甚少遇到，惟遇到或發生疲勞現象時，則須符合附錄5中之相關規定。

構材或接合承受少於20000次之反復載重，並不需考慮疲勞設計，除非反復載重之應力差值相當大。此種情況容許之應力差值可保守地依表A-5.3載重狀況1所列數值的1.5倍取用。

應力之變化不產生拉力時，不致使裂縫延伸，故不需考慮疲勞之狀況。而當構材之元件只承受計算之壓應力時，疲勞裂縫可能在高殘留拉應力處出現，在此種狀況下，裂縫通常不會延伸至殘留拉應力範圍之外，因為殘留應力將因裂縫而解除。因此，若應力範圍完全為壓應力時，並未列入附錄5之表A-5.2中的應力種類欄。在目前的AASHTO與AREA規範中之規定亦然。

當一構材在同一位置有一種以上之製造細部時，在該位置之應力範圍應取最嚴格之情況。若將尖銳凹痕之細部置於承受較小應力範圍處，則依靜態載重設計之構材尺寸通常已足夠。

由過去許多實尺寸試驗及理論應力分析，已得下列之一般結論：

1. 應力差值和尖銳凹痕為設計銲接細部及梁之主要變數。
2. 其他的變數如最小應力、平均應力與最大應力對設計目的而言較不重要。
3. 具  $2.53tf/cm^2$  (36ksi)~ $7.03tf/cm^2$  (100ksi) 之不同降伏強度之結構鋼，以相同方法製造之銲接細部，其疲勞強度之差異並不顯著。

由表A-5.3可查得特定細部類型與載重情況之容許應力範圍，這些資料係依近期之研究而得(Grant 1977)。有關螺栓承受拉力之規定列於表A-5.4。由試驗發現高強度螺栓之疲勞壽命有極大的不同，無法完全利用已發表的公式來估計槓抬力之真正數值 (Fisher 1974)。為了限制槓抬作用對這些螺栓疲勞行為之不確定性，在反復作用下只有當設計拉應力中之槓抬力較小時，表10.3-2之拉應力方可採用。當不符上述條件時，設計拉應力須大幅降低以便涵蓋可能之槓抬影響。

其它形式之機械桿件應避免採用於抵抗反復載重。因缺乏可靠的預拉力，應力差值通常太大而不能長期抵抗此種載重。

## 11.5 使用性之考慮

本節乃針對使用性之考慮。使用性是指在正常使用下，建築物之功能、外觀、可維修性、耐久性及居住者的舒適感等都保持合乎要求之一種狀態。

使用性之一般設計要求如1.5節第4款所述。為維持使用性而須限制之結構行為之極限值（如最大位移、加速度等），應依該結構所欲發揮之功能而定。必要時，使用性應以在實際載重下與其相關之極限值加以檢核。

解說： 明定使用性準則是為確保結構物在日常使用中，不致發生功能之失敗或結構損壞。雖然功能之不正常未必造成結構物的崩塌或人員的傷亡，但卻嚴重損及結構物之使用性，並可能導致需要昂貴的修復。由於高強度材料之使用日增，產生出較具柔性之結構物，因此考慮使用性是很重要的。基本上下列三種結構行為將損及其使用性：

1. 過度的局部損壞（局部降伏、挫屈、滑動或開裂）可能需要額外的維修，否則會引起腐蝕。
2. 過度之撓度或旋轉可能影響結構物之外觀、功能或排水，也可能導致非結構構件及其上附屬物之損壞。
3. 由於風或暫態活載重引起之過度振動，會影響建築物使用人之舒適感或機械設備之操作。

在容許應力設計法，局部損壞的問題是經由隱含在容許應力內之安全係數加以處理；而過量之撓度或振動，則經由直接或間接的規定撓度、側向位移之限制值及最大跨深比加以控制。依過去之工程經驗，除了無隔間之大面積樓版開孔外，依據這些規定可得到令人滿意之結構行為。在極限設計法中，使用性之檢核應考慮適當的載重，結構物的反應行為及結構物反應行為對居住者的影響。

在使用性檢核中須考慮之載重，例如永久性活載重、風力及地震力；人類活動如行走、跳舞等之影響；溫度之變動以及建築物附近交通或內部機器運轉所引起的振動。使用性檢核之目標為在適當的載重情況下結構物之合宜性能。結構物之反應通常假設為彈性，然而，某些結構構材必須依其在載重下之長期行為來考慮。

基於使用性之考慮來規定結構物性能之限制值是很困難的，因其受到結構類型、使用之用途以及主觀的心理反應等因素的影響很大。例如，醫院所能容許之結構運動，顯然遠小於一般的工業建築物，而且人類對結構運動之感受程度遠小於會造成結構損壞之運動。使用性之限制值必須由設計者及業主仔細考慮後決定。

### 11.5.1 拱度

構材為配合其相鄰結構而須特別預拱時，應在設計圖說中註明。

若設計圖說中未註明樑與桁架之預拱，則由製作或安裝產生之拱度應朝上。若拱度係由構件安裝時受預力所形成，應於設計圖說中註明。

解說：當在適當的載重下會造成使用性的問題時，設計者須考慮預拱。

### 11.5.2 膨脹及收縮

結構物應依其使用情形預留適當的膨脹及收縮之餘裕。

解說：對膨脹之合宜控制無法簡化為幾條簡單的規則為之，必須依賴合格的設計者作良好的判斷。尺寸改變之原因除了溫度變化外，混凝土之潛變與收縮及鋼材之降伏，亦是可能之原因。

### 11.5.3 撓度及振動

構件及結構系統受載重所產生之變形，不應損及結構之使用性。

由於活載重所產生之撓度不得大於跨度之 $1/360$ ，吊車行走之軌道梁之撓度不得大於跨度之 $1/500$ ，電動吊車依其實際應用情形不得大於跨度之 $1/800$ 至 $1/1200$ 。

在設計支撐寬大樓版之建築時，若樓版上無隔間牆或其他阻尼裝置，應考慮由行人走動或其他原因引起之建築物內之振動。

解說：過度的橫向撓度或側移可能導致建築物構材之永久性損壞、外覆層之分離或水密性之喪失，亦可能使載重轉移至非承重構材而致破壞、建築物設施系統運轉之中斷，建築物部分外觀變得令人難以接受以及居住者的不舒適感。

構材或結構體之撓度限制應依結構物的功能而定(Stang et al. 1984；Kulak et al. 1987；Johnston 1939)。

限制撓度在跨度的某一百分比之內的規定，對某些大跨距的樓版系統可能不足。為避免對鄰接或相連之非結構構材之損壞可限制其最大撓度值（與跨距無關）。梁或板梁之深度不宜小於其跨度之 $F_y/56$ ，桁條梁之深度不宜小於其跨度之 $F_y/70$ ，如用較小深度之梁時其單位彎曲應力應按深度比例折減。

變形限制值應依結構系統之整體性考慮。對於潛變收縮量應考慮容許值。在有反復載重發生時，應考慮殘留變形增加的可能性，此種變形可能導致漸增的破壞。

本規範並未提供側移限制值的規定。進行側移分析時，對於非承重構材如隔間、填充牆等若已知其對勁度之影響，則可考慮在側移量之計算中。某些構造型式在設計載重下可能會發生非彈性變形。亦即當撓曲構材的形狀因素 $Z/S$ 超過 $1.5$ 時，這種變形之影響程度也可能很重要，視結構物的功能而定，必須由設計者依個案來考慮。

在設計支撐寬大樓版之建築時，若樓版上無隔間牆或其他阻尼裝置，應考慮由行人走動或其他原因引起之建築物內之振動，而且梁之深度不宜小於跨度之 $1/20$ 。

高強度材料的使用日增及有效的結構系統可能導致較長的跨距及較柔性的樓版系統。雖然在過去使用相對於跨距的撓度限制通常排除振動問題，但對於某些樓版系統可能仍須考慮其靜態及動態行為。

因結構實際之質量、勁度與阻尼特性難以確定，結構物或結構系統之動力反應可能很難分析，況且不同的載重來源會造成不同的反應。例如鋼梁混凝土版系統對活載重之反應如同非合成系統，但對人類活動引起之暫態振動之反應則如合成系統。隔間、外覆層與固定之傢俱會加大結構物之勁度及阻尼，會減少可能的振動問題，其阻尼亦可能與振動的振幅有關。

為減少過度的結構運動，一般的目標是將加速度、速度及位移限制在不會干擾建築物內居住者的程度。一般說來，居住者感覺持續性的振動較暫態的振動更難以接受。使人們感覺不適的最大加速度依反應的頻率而定。暫態運動會引起不適的起始點較高些，且依樓版系統之阻尼量大小而定。這些數值的大小與個人及他在結構受擾動時之活動有關。

最有效的減少連續振動效應之方法是使用隔振裝置。當規則性擾動之頻率與結構系統之基本頻率相近時，應小心避免共振。最有效減少暫態振動的方法為增加結構系統的阻尼。在結構物任何部位產生難以忍受之振動的機械設備，應有足夠的隔振裝置以減低傳到結構物之振動。

#### 11.5.4 腐蝕

構件設計應考慮腐蝕之影響，以防止因腐蝕而導致結構強度或其使用性受損。

解說：鋼構材在特殊之環境下品質可能會惡化。此惡化可能顯現為由外部可見之腐蝕，亦可能發生無法查覺的材料改變而減低其載重能力。

設計者應瞭解這些問題，在其設計中考慮適當的腐蝕容許值，或提供足夠的保護系統（如塗料、陰極防蝕處理），或規劃維護作業程序以使此類問題不致發生。

#### 11.6 符號說明

$A$  = 柱斷面積， $\text{cm}^2$

$b_f$  = 翼板寬度， $\text{cm}$

$d$  = 構材之全深， $\text{cm}$

$d_c$  = 柱全深， $\text{cm}$

$F_y$  = 柱腹板標稱降伏強度， $\text{tf}/\text{cm}^2$

$F_{yc}$  = 柱翼板之標稱降伏應力， $\text{tf}/\text{cm}^2$

$F_{yf}$  = 翼板之標稱降伏應力，tf/cm<sup>2</sup>

$F_{yst}$  = 加勁板之標稱降伏應力，tf/cm<sup>2</sup>

$F_{yw}$  = 腹板之標稱降伏應力，tf/cm<sup>2</sup>

$h = (d - 2k)$  = 兩角隅趾端間之腹板淨深，cm

$I_d$  = 支承在次要構材上之鋼承板慣性矩，cm<sup>4</sup>/m。

$I_p$  = 主要構材之慣性矩，cm<sup>4</sup>

$I_s$  = 次要構材之慣性矩，cm<sup>4</sup>

$k$  = 翼板外側至腹板角隅趾端之距離，cm

$\ell$  = 於載重點處，沿任一翼板之最大無支撐段長度，cm

$L_p$  = 沿大梁方向之柱間距（主要構材之長度），m

$L_s$  = 垂直於大梁方向之柱間距（次要構材之長度），m

$N$  = 支承長度，cm

$P_{bf}$  = 只有活載重及靜載重之作用時，tf

$$P_{bf} = \frac{5}{3} \text{ 倍集中工作載重，tf}$$

活載重、靜載重及風力或地震力同時作用時，

$$P_{bf} = \frac{4}{3} \text{ 倍集中工作載重，tf}$$

$P_y = F_y A$ ，柱之降伏強度，tf

$P_{bf}$  = 因數化載重，tf

$R_n$  = 標稱強度，tf

$R_n$  = 集中載重，tf

$S$  = 次要構材之間距，m

$t_{bf}$  = 梁翼板厚度，cm

$t_f$  = 翼板厚度，cm

$t_{fb}$  = 柱腹板厚度，cm

$t_{fc}$  = 柱翼板厚度，cm

$t_w$  = 腹板厚度，cm

$t_w$  = 柱腹板厚度，cm

$t_{wc}$  = 柱腹板厚度，cm

$\phi$  = 強度折減係數



## 第十二章 製作、安裝及品管

### 12.1 一般規定

- 1.鋼結構之製作、安裝及品管應依據「鋼結構施工規範」之規定辦理。
- 2.鋼構件應在工廠加工製作再運送至工地安裝，若必須在工地加工製作時，應經審查認可。

解說： 鋼結構之設計與施工之品質有密切的關連，為避免設計與施工之品質標準產生不一致現象，在本章作原則上之規定。有關鋼結構施工較詳盡之規定應依照內政部頒布之「鋼結構施工規範」，並參考中華民國鋼結構協會研訂之「鋼結構品質管制作業標準」(鋼結構協會，2007)辦理。

鋼結構製作前應依據設計圖說事先繪製施工詳圖，其內容應至少包含製造圖及安裝圖。

## 第十三章 耐震設計

### 13.1 適用範圍

本章適用於抵抗地震力之普通抗彎矩構架、斜撐構架、韌性抗彎矩構架或韌性抗彎矩構架與斜撐構架共同抵抗地震力之鋼結構系統。對於斜撐構架與韌性抗彎矩構架合併使用以抵抗地震力之結構系統，須具完整豎向承重之立體構架，且全部地震力須由韌性抗彎矩構架與斜撐構架依其勁度與互制作用共同承擔，惟韌性抗彎矩構架至少須能抵抗全部地震力之四分之一。

解說：1.本章中引述的地震力為「建築物耐震設計規範及解說」所規定者。

- 2.本章主要是根據UBC-97及AISC-1997，2002，2005耐震篇，並參考北嶺地震及阪神地震後之相關研究報告，及國內之相關研究綜合而成。
- 3.斜撐構架與韌性抗彎矩構架合用以抵抗地震力的二元系統，根據UBC-97的規定，斜撐構架不須單獨抵抗100%的設計地震力，但韌性抗彎矩構架至少須足以抵抗25%的地震力（包含扭矩效應）。

### 13.2 材料及構材強度

#### 13.2.1 使用材料

- 1.用以抵抗地震力之鋼構材其材料規格應符合第三章之規定，且須符合下列規格：CNS 13812 (SN400A、SN400B、SN400C、SN490B、SN490C)，CNS 2947 (SM400A、SM400B、SM400C、SM490A、SM490B、SM490C、SM490YA、SM490YB、SM520B、SM520C、SM570)，CNS 4435，CNS 4269 (SMA400AW、SMA400BW、SMA400CW、SMA400AP、SMA400CP、SMA490AW、SMA490CW、SMA490AP、SMA490BP、SMA490CP)。
- 2.銲接組合箱型柱應使用符合CNS 13812 SN400B、SN400C、SN490B或SN490C規格之鋼材。
- 3.銲接組合箱型柱斷面板厚大於40mm時應使用符合CNS 13812 SN400C或SN490C規格之鋼材。
- 4.使用遮護金屬電弧銲接、潛弧銲接、氣體遮護金屬電弧銲接、包藥銲線電弧銲接等銲接方法之全滲透銲接，其相稱銲材於-29°C時至少具有27焦耳之衝擊韌性值。

解說：CNS 2947「熔接結構用軋鋼料」之規定主要沿用JIS G3106「熔接構造用壓延鋼材」，其鋼材編號前兩個字母為SM，一般以SM系列稱之。CNS 13812「建築構造用軋鋼材」之規定則主要沿用JIS G3136「建築構造用壓延鋼材」，其鋼材編號前兩個字母為SN，日本規範係鑒於既有建築銲接用SM鋼板的機械性能與銲接性能無法充分滿足耐震與施工性的需求，因此於

1994 年推出建築用 SN 鋼材，推廣初期因為價格與鋼廠的生產能力等因素而較少使用，但在 1995 年阪神地震發生後，SM 鋼板的規格被認為無法適用於所有的建築耐震構材，日本通產省工技所已於同年 11 月公告取消 SM 鋼材適用範圍中的「建築」項目，目前日本鋼構規範則規定耐震構材應使用 SN 鋼材，其中 SN400B 及 SN490B 除基本性質分別與 SM400 及 SM490 相近外，還具有狹降伏強度及低降伏比之特性，更適合使用於耐震構材，造成層裂原因之一的磷、硫雜質含量標準也較為嚴格，故較適用於使用潛弧銲等高入熱量銲接之組合型鋼；而 SN400C 及 SN490C 則對鋼板厚度方向之性質與超音波檢驗有額外之要求，規格中並再降低磷、硫之成分含量，適用於鋼板較厚之巨型構材或需使用高入熱與高束制性銲接之構材。

另外 JIS G3101「一般構造用壓延鋼材」亦規定有 SS 系列鋼材，SS 系列鋼材對化學成分之限制不夠明確，無法評估其可銲性，因此應歸類於不可銲鋼材。目前大部分用以抵抗地震力之鋼構材會使用到銲接，考慮製作與施工管理之成本並減少錯誤之發生，本條文排除 SS 系列鋼材使用於耐震構材；但不使用銲接之非耐震構材（如小梁），可考慮選用 SS 系列鋼材。

美國傳統使用於耐震結構之鋼材主要為 ASTM 規格之 A36 及 A572(Grade 50)，1994 北嶺地震發生後，美國因既有鋼材的變異性過高，在 AISC 推動下所開發的 ASTM A992 規格型鋼(不含鋼板規格)，因具有降伏強度範圍限制及降伏比要求(0.85)而被建議取代 A36 及 A572(Grade 50)型鋼。由於美國地區以使用熱軋型鋼為主，鋼材的銲接性以滿足低入熱銲接為主，因此鋼板材質的基本規格相對於 CNS 規格仍然較低，但規範同時要求以較為嚴謹的細部設計與施工配合之，相對於日本地區，雖使用規格較佳之鋼板及較大之彈性設計地震力，但因配合較高效率的銲接施工，其細部要求仍漸趨嚴格，如設計時使用美規鋼板而細部要求採習用的日本寬鬆施工習慣，則會得到不安全的組合結果。國內所使用的構材以組合型鋼為主，銲接方法等則主要參考日本，因此耐震構材應以使用 CNS 13812 為原則。國內常用鋼材與美國常用 ASTM 鋼材之基本規格比較表如表 C13.2.1（表中○代表有制式規定，X 代表無規定或需協商）

由表 C13.2-1 常見結構鋼材之比較可見美系之鋼材規格相較於 JIS、CNS 之鋼材規格寬鬆，日系規格中則以 SN-C 最為嚴格。表 C13.2-1 所列之各種化性物性之比較，其中較為特殊之規定為：降伏強度之範圍、拉力強度之範圍、降伏比、厚度向斷面縮減率、及嚴格規定之磷、硫含量。由表中之各項規格可見影響鋼材之耐震性能除銲接性外，降伏強度及拉力強度之範圍，降伏比，及厚度方向(Z 方向)之性質亦甚為重要，但傳統之鋼材對此並無明確規定。降伏強度之範圍規定在於避免鋼材之強度遠高於規範值致產生非預期之破壞，低降伏比則在於希望提供較佳之塑性區，但事實上塑性區亦受力量分佈所影響，僅低降伏比並無法確保結構之韌性，且降伏比太低亦易於造成銲道斷裂，目前鋼材之降伏比規定在 0.80~0.85。Z 方向之斷面縮減率規定則在於避免鋼板受面外力量時產生撕裂現象，其亦受硫

含量(硫化物)所影響，因此對於採高入熱銲接之銲接箱型柱應採用 SN-B，SN-C 或 SM570M-CHW 之鋼板。而若採高入熱銲接且厚度在 40mm 以上(含)之銲接箱型柱應採用 SN-C 或 SM570M-CHW 之鋼板。而受較大塑性變形之桿件，如梁桿件，則應採用 SM-B，SMC，SM570，SM570M-CHW，SN-B，或 SN-C 之鋼材。

近年來鋼材亦逐漸往高強度發展，如 SM570 系列之鋼材亦受重視，使用高強度鋼時應注意採用匹配銲材，其銲接程序亦較嚴格，如其預熱溫度通常較高，銲接作業應確實依檢定合格之銲接程序施作。

若採用不同於上述規格之鋼材，或採用新開發之鋼材，則可比照前述之鋼材規定，考量其物性與化性，厚度方向特性等，若其結構行為皆可等同或優於現行之鋼材，亦可使用。

表 C13.2-1 常用結構鋼材之比較

種類		規格	適用範圍	碳當量或 冷裂敏感 係數	降伏強度 範圍限制	拉力強度 範圍限制	降伏比	軋延向衝擊 試驗	厚度 向斷 面縮 減率	超音波檢 驗	含磷量	含硫量	
台灣	SM-A 系列	型鋼 鋼板	X	X	○ <sup>(1)</sup> (5-6.2 tf/cm <sup>2</sup> )	X	X	X	X	X	0.035	0.035	
	SM-B 系列	型鋼 鋼板	X	X	○ <sup>(1)</sup> (5-6.2 tf/cm <sup>2</sup> )	X	○ (27 焦耳@0°C)	X	X	X	0.035	0.035	
	SM-C 系列	型鋼 鋼板	X	X	○ <sup>(1)</sup> (5-6.2 tf/cm <sup>2</sup> )	X	○ (47 焦耳@0°C)	X	X	X	0.035	0.035	
	SM570	鋼板	○	X	○	X	○ (47 焦耳@-5°C)	X	X	X	0.035	0.035	
	SM570M-CHW <sup>(2)</sup>	鋼板	○	○	○	○	○	○	○	○	0.02	0.008	
	SN-A 系列(無 50KG 級)	型鋼 鋼板	X	X	○	X	X	X	X	X	X	0.050	0.050
	SN-B 系列	型鋼 鋼板	○	○ <sup>(1)</sup> (3.3-4.5 tf/cm <sup>2</sup> )	○ <sup>(1)</sup> (5-6.2 tf/cm <sup>2</sup> )	○ (0.80)	○ (27 焦耳@0°C)	X	X	X	0.030	0.015	
	SN-C 系列	型鋼 鋼板	○	○ <sup>(1)</sup> (3.3-4.5 tf/cm <sup>2</sup> )	○ <sup>(1)</sup> (5-6.2 tf/cm <sup>2</sup> )	○ (0.80)	○ (27 焦耳@0°C)	○ (3 個平均 25%)	○	○	0.020	0.008	
美國	A36	型鋼 鋼板	X	X	X	X	X	X	X	X	0.040	0.050	
	A572-50	型鋼 鋼板	X	X	X	X	X	X	X	X	0.040	0.050	

A913-50	型鋼	○	X	X	X	○ (54 點耳@21°C)	X	X	0.040	0.030
A913-65	型鋼	○	X	X	X	○ (54 點耳@21°C)	X	X	0.030	0.030
A992-50	型鋼	○	○ <sup>(1)</sup> (3.5-4.55 tf/cm <sup>2</sup> )	X	○ (0.85)	X	X	X	0.035	0.045

註：(1)：表中規格值係以抗拉強度為 50KG 級 40mm 以下之鋼材為代表。(2)：SM570M-CHW 為中鋼公司之規格，見表 C13.2-2。

表C13.2-2 SM570與SM570M-CHW鋼材之化性、物性與適用範圍

鋼種	厚度範圍 (mm)	化學成分 %						
		C	Si	Mn	P	S	Ceq	Pcm
SM570	13 ≤ t < 50	0.18 以下	0.55 以下	1.60 以下	0.035 以下	0.035 以下	0.44 以下	0.28
	50 ≤ t ≤ 80						0.47 以下	0.30
SM570M-C HW	16 ≤ t < 50				0.020 以下	0.008 以下	0.44 以下	0.29
	50 ≤ t ≤ 80						0.46 以下	0.29

鋼種	厚度範圍 (mm)	機械性質								
		降伏強度 N/mm <sup>2</sup>	抗拉強度 N/mm <sup>2</sup>	降伏比 %	伸長率 %	ZRa% 註1		-5°C 衝擊試驗		
						平均值	個別值	試驗位置	衝擊值 (J)	試片
SM570	16 ≤ t < 40	450	570~720		19~26 註2	-		t/4	47以上	4 號 平行 軋延 方向
	40 ≤ t ≤ 75	430								
SM570M-C HW 註3	16 ≤ t < 50	420~	570~720	85 以下	19~26 註2	25 以上	15 以上	t/4	47以上	
	50 ≤ t ≤ 80	540						t/4 t/2	47以上 27以上	

- 備註：(1). 厚度向斷面縮率 ZRa 要求標準：三塊一組平均值 25% min，個別值 15% min。  
 (2). 板厚 ≤ 16mm 時用 No.5 試片，伸長率 EL(%) 19 以上。板厚 > 16mm 時用 No.5 試片，伸長率 EL(%) 為 26 以上。板厚 > 20mm 時用 No.4 試片，伸長率 EL(%) 為 20 以上。  
 (3). SM570M-C HW 高入熱銲接用板其銲接熱影響區 (HAZ) 可於承受入熱量 ≤ 880KJ/CM 時，衝擊值達 -5°C 15J 以上。  
 (4). SM570M-C HW 鋼須進行建築結構用鋼之超音波 (UT) 檢測 JIS G0901 CL.Y。

### 13.2.2 構材強度

本章中構材及接合之標稱強度除另有說明者外，均以下述各項為依據：

1. 標稱塑性撓曲強度  $M_p = ZF_y$
2. 標稱剪力強度  $V_p = 0.6F_y dt$
3. 標稱軸向壓力強度  $P_{uc} = F_{cr} A$
4. 標稱軸向拉力強度  $P_{ut} = F_y A$

### 13.3 放大設計地震力

結構分析時除須檢核各種載重組合外，若其他條文規定需再考慮放大地震力  $E'$  之情況時，使用  $E' = 1.4F_u E$ ，其中， $E$  為地震力， $F_u$  為結構系統地震力折減係數，其值不必超過 2.5。若使用放大地震力時其載重組合如下：

$$1.2D + 0.5L \pm 1.0E' \quad (13.3-1)$$

$$0.9D \pm 1.0E' \quad (13.3-2)$$

例外：對於停車場、供公眾使用之集會堂以及活載重超過  $0.5 \text{ tf/m}^2$  者，式 (13.3-1) 中  $L$  之載重係數應使用 1.0。又使用  $E'$  時不需同時考慮正交方向地震力之影響。

解說：地震力  $E$  應依「建築物耐震設計規範及解說」計算，惟其中之  $\alpha_y$  取 1.0。

### 13.4 柱設計要求

#### 13.4.1 柱強度要求

用以抵抗地震力之柱構材，除應滿足相關之載重組合外，在不考慮彎矩作用下，柱之軸向強度亦須滿足下列兩種載重組合：

##### 1. 軸壓力

$$1.2P_D + 0.5P_L \pm 1.4F_u P_E \leq \phi_c P_n \quad (13.4-1)$$

而對於停車場、供公眾使用之集會堂或活載重超過  $0.5 \text{ tf/m}^2$  者，式 (13.4-1) 中  $P_L$  係數應使用 1.0。

##### 2. 軸拉力

$$0.9P_D \pm 1.4F_u P_E \leq \phi_c P_n \quad (13.4-2)$$

其中， $P_D$ 、 $P_L$ 、 $P_E$  分別為靜載重、活載重及地震力作用下所造成之柱軸力。

上列組合中  $1.4F_u P_E$  項不必超過與該柱相接之梁或斜撐構材在極限狀態下所能傳至柱之最大軸力之 1.25 倍。又抗彎矩構架之柱構材，當設計考慮垂直地震之作用

影響時，若其  $\frac{P_u}{\phi_c P_n} \leq 0.5$ ，或不考慮垂直地震作用之影響時，其  $\frac{P_u}{\phi_c P_n} \leq 0.4$ ，且滿足本規範之其他規定，則不必檢核上列載重組合。

解說： 柱若根據所規定之設計地震力及彈性分析結果來設計，則在可能發生之最大地震作用下，所產生之柱軸力很可能會超過柱之強度。造成此現象的原因有：(1)彈性分析使用之設計地震力係經過折減，以考慮結構物塑性變形或韌性行為之效應，而實際設計結果與預期破壞模式不同；(2)結構體在大地震發生時之傾覆彎矩遠高於設計彎矩。式(13.4-1)及(13.4-2)乃分別用來估計最大地震作用下柱可能產生之最大軸壓力與最大軸拉力，因該軸力已使用彈性地震力放大係數模擬最大柱軸力，故檢核柱強度時不必考慮彎矩之作用。

而不需檢核式(13.4-1)及(13.4-2)之情況主要是考慮：(1)柱軸力必需由與其相接之構材傳入，因此柱軸向強度不必大於所能傳入之最大軸力；(2)抗彎構架中柱符合強柱弱梁且設計軸力小於  $0.5\phi_c P_n$  時，柱被認為具有足夠之強度來抵抗可能發生之最大柱軸力。

1988年UBC規範及1992年AISC規範對地震力之計算有一明顯的改變，即引入一反應譜修正因子( $R_w$ 或 $R$ )來取代原先之組構係數 $K$ 。其發展主要係考量工程之設計仍以彈性分析為主，故採彈性反應譜為基準，再除以一反應譜修正因子以反應結構之非彈性抗震行為。不過目前之 $R_w$ (UBC)或 $R$ (1992 AISC)仍是以組構係數 $K$ 轉換而得，此部分之研究發展時間甚短，尚有甚多疑點待澄清。

就韌性抗彎矩構架而言，以往將彈性變形乘以 $\frac{3}{K}$ (或 $\frac{3}{8}R_w$ )來估計結構之非彈性變形，在等位移之設計觀念下，結構物依 $\frac{3}{K}$ 倍地震力來設計，則結構應保持在彈性範圍，本規範之放大地震力仍採用此種設計概念，但將 $\frac{3}{K}$ 或 $\frac{3}{8}R_w$ 改為 $1.4F_u$ 。

此外紐西蘭規範在估計地震下柱可能承受之最大柱軸力 $P_{eq}$ 時，採用 $P_{eq} = lSV_{oe}$ 公式，其中 $V_{oe}$ 為13.6.1節第二款規定之梁剪力， $SV_{oe}$ 為所考慮柱以上各樓層梁傳至柱之剪力和， $l$ 為柱軸力折減係數，其值為 $l=1-0.015n \geq 0.7$ ， $n$ 為所考慮柱以上之樓層數。惟依此方式計得之軸力需與柱彎矩共同作用以檢核柱之強度，此一方式亦適合用來估計韌性抗彎矩構架之柱軸力。

偏心斜撐跨度柱之柱軸力應依13.9.6之規定計算之。

### 13.4.2 柱續接

柱續接處須有足夠之強度抵抗13.4.1節所規定之軸力，續接處須離梁柱接頭處梁翼板1.2公尺以上或在1/2柱淨高處。續接時須採全滲透鐸或高強度螺栓接合，以發揮斷面之全部強度。

解說： 在強烈地震下，柱可能產生淨張力而且柱內反曲點的位置與靜力分析

所得者，可能相去甚遠，有關的試驗顯示(Bruneau 1987)，部分滲透開槽鐸在張力作用下幾無韌性可言，因此柱續接時採用全滲透鐸接為最佳。UBC-94及AISC-92條文中，雖允許半滲透的使用，但由相關之試驗顯示，半滲透鐸將在續接處產生一初始裂縫，於反復力作用下，易產生柱板撕裂破壞，故不適用於耐震設計中，本規範只允許柱以全滲透鐸作續接以確保結構安全。

### 13.4.3 鐸接組合箱型柱

鐸接箱型柱中，相鄰柱板間之鐸接應以全滲透鐸為之；但在放大地震力作用下，若柱之設計軸壓力在設計軸壓強度之80%以下，則相鄰柱板間之鐸接得以部分滲透鐸為之，惟在梁柱接頭區及其上下方各一倍柱寬之範圍內，仍須以全滲透鐸為之，其中柱寬取兩向之較大值。含柱續接樓層之柱應全長採全滲透鐸。

### 13.4.4 柱之長細比

若抗彎矩構架之柱構材滿足下列各項要求，在檢核放大地震力下柱之軸向強度時，其有效長度係數K得取1.0：

- a. 柱在兩端為連續或接頭均為剛性接合。
- b. 在放大設計地震力下，柱最大軸向壓力  $P_u$  不超過  $0.4 P_y$ 。

### 13.4.5 柱之錨定與柱基

柱在地震力作用下應依第十章之規定進行錨定設計，並檢核柱基在13.4.1節所規定之放大地震力作用下，或經可靠的方法分析地上層構架於極限層剪力作用時，具足夠之強度抵抗軸向壓力及軸向拉力。

解說： 在阪神地震中甚多鋼骨建築物因錨定不足，而致錨栓產生拉拔破壞，甚至造成建築物傾倒破壞，尤其是露出型基腳錨定更是大量破壞，本節乃規定在放大地震力作用下不得產生錨定破壞。柱基及其支承構材之強度亦應足以承擔上述載重，否則柱基（錨定）及其基礎應具有非線性變形能力且滿足結構體在放大地震力作用下考慮基礎變形及  $P-\Delta$  效應後之結構穩定。

## 13.5 普通抗彎矩構架

普通抗彎矩構架係指符合本節之規定，但不完全符合13.6節韌性抗彎矩構架之規定之抗彎矩構架。

解說： 美國因含非地震區而有普通彎矩構架(OMRF)之結構系統，因其構材及接頭僅能承受極小之非線性變形能力，依據「建築物耐震設計規範及解說」之分類，目前僅適用於弱震區之使用。建議若採用此類OMRF設計時應採放



大地震力設計。

### 13.5.1 設計強度

符合要求之普通抗彎矩構架，應具有抵抗第二章所規定組合載重作用之設計強度，其構材之設計強度應符合本規範相關章節之規定。

### 13.5.2 梁柱接頭之規定

抵抗地震力之普通抗彎矩構架，其梁柱接頭應符合下列規定中之任一項：

1. 完全束制(FR)接頭應符合13.6.1節之規定。
2. 完全束制接頭之設計強度須能抵抗載重組合式(13.3-1)與(13.3-2)之作用。
3. 完全束制或部分束制(PR)接頭須符合下列條件：
  - (1) 構材與接頭之設計強度均符合13.6.1節之規定。
  - (2) 經以反復加載試驗證明其在於放大地震力作用產生之層間位移下，具有足夠轉動能力之接頭。
  - (3) 部分束制接頭所造成之額外側向位移在設計時應加以考慮。

其中，完全束制(FR)接頭符合下列接頭細部時，其接頭具有發揮梁斷面塑性彎矩之能力。

1. 翼板之寬厚比 ( $b_f / 2t_f$ ) 與腹板之深厚比 ( $h_c / t_w$ ) 不得大於表4.5-1所列之  $\lambda_p$  值。
2. 梁翼板之塑性模數應大於全斷面塑性模數的70%以上。
3. 梁上下翼板以全滲透銲接合。
4. 接頭剪力強度符合13.6.1節之規定。
5. 導銲板應予切除並磨平。

解說： 依據AISC耐震設計篇(2002)之規定，傳統梁柱接頭之翼板採全滲透銲而腹板以高張力螺栓接合的方式，如將下翼板之銲接背墊板移除補銲，同時使用應力集中較小的銲接扇形孔形式，並依規定將銲接導銲板切除，則可視為普通抗彎構架(OMRF)之標準抗彎接頭。依據研究顯示，銲接組合梁使用圖C10.7-3形式(c)之銲接孔時，腹板與翼板間之銲道於距離銲接孔一定距離內採用全滲透銲形式接合時，有助於減緩該處在極限狀態下之應力集中現象。惟考慮部分韌性抗彎構架之梁柱接頭非彈性變形需求低，依據過去國內實尺寸接頭試驗結果統計顯示，符合本節規定細部之梁柱接頭強度已可符合設計要求，故本規範對於OMRF接頭並未要求使用應力集中較小之銲接穿孔，且不要求下翼板之背墊板需移除、補銲。

## 13.6 韌性抗彎矩構架

韌性抗彎矩構架主要使用於抵抗地震力所引致之水平力，滿足本節規定之此類抗彎矩構架具可靠且足夠之韌性，以消散地震引致之能量。

### 13.6.1 梁柱接頭

韌性抗彎矩構架之梁柱接頭應符合下列規定：

#### 1. 設計撓曲強度 $M_u$

梁柱接合處之撓曲強度須依下述個別規定之一決定之；惟若梁柱接合之作用非用來抵抗彎矩，且接合之變形能力可容許構材在放大變位（含地震力之載重組合計算所得之變位乘以係數 $1.4F_u$ ）下仍能維持接合之原有功能，則梁柱接合之撓曲強度可不須滿足下述要求。

a. 梁柱接合處所需之撓曲強度  $M_u$  為下列二者中之較小者；此外銲接時採用之銲條除應與母材相稱外且至少應在CNS3506級以上。

(1) 梁標稱塑性彎矩  $M_p$ 。

(2) 依式(13.6-1)計算梁柱腹板交會區標稱剪力強度所對應之梁端彎矩。

#### b. 補強式接頭

梁柱接合處所需之撓曲強度  $M_u$  為梁臨界斷面產生塑性鉸時對應之梁端彎矩，惟計算該彎矩時應考慮臨界斷面部位實際鋼材材質之變異性及鋼材應變硬化之影響；此外銲接時採用之銲條除應與母材相稱外且至少應在CNS3506級以上。

#### c. 減弱式接頭

梁柱接合處所需之撓曲強度  $M_u$  為梁標稱塑性彎矩  $M_p$ ；此外銲接時採用之銲條除應與母材相稱外且至少應在CNS3506級以上。

#### 2. 設計剪力強度

接合處之剪力強度須能抵抗由載重組合 $1.2D+0.5L$ 而得，並加上梁臨界斷面處產生該斷面之塑性彎矩所造成之剪力。但所需之剪力強度不須超過由載重組合式(13.3-1)所得之剪力。

#### 3. 塑性之轉角要求

a. 梁柱接頭所需塑性轉角( $\theta_p$ )應以下述三規定之一決定之：

(1) 0.03弧度。

(2) 非線性動力分析所得之最大塑性轉角加上0.005弧度。

(3)  $\theta_p = 1.1(R - 1.0)\theta_E$

其中：

$R$  = 結構系統韌性容量。

$\theta_E$  = 在設計地震力E作用下之最大層間變位角。

b. 梁柱接頭所能提供之塑性轉角應以下列方式之一決定之：

- (1) 反復載重試驗，最大塑性轉角以彎矩試驗強度之90%值所對應之最大轉角為基準。
- (2) 若未進行結構試驗，則設計者應提供一可信之證明，說明其設計之柱、梁構材、側向支撐條件及接頭細部與過去所進行過之破壞試驗不僅在設計方式上相同，且其採用之材料、銲接方法、尺寸、銲接孔形式、施工方法、施工流程皆與過去所做的結構試驗情況類似，而其最大梁翼板厚不大於1.25倍過去所試驗之梁翼板厚，且其梁翼板之塑性模數與全斷面塑性模數之比值不小於過去所試驗之梁。
- (3) 不符前述(2)之板厚或塑性模數比值要求但梁翼板不超過45mm者，設計者應提供可信之分析或計算，並經公正之第三者審查通過方得使用。

#### 4. 銲接細則：

梁柱接頭全滲透銲接之銲接程序應與結構試驗所採用之方法相同，而其銲接導銲板應於完成後切除磨平並符合表面粗糙度之標準。惟銲接背襯板無需切除，以免傷及柱板。

解說： 梁柱接頭的基本設計原則為：(1)發揮相接桿件預期之強度；(2)使梁構材發展出所需之塑性轉角。本條文即根據此原則，並參考現有之研究成果及各方之共識訂定之。

耐震梁構材之標稱強度為鋼材標稱降伏強度乘以斷面塑性模數，然而材料實際降伏強度通常高於其標稱降伏強度，依據鋼材之實際降伏強度統計顯示(Baker 1969 and Galambos et al. 1978)，A36鋼材之實際降伏強度平均值為44ksi，約為標稱值的1.25倍；此外梁在進入塑性化後最後可能進入應變硬化的階段，因此在1953年文獻(Knudsen et al. 1953)即曾建議梁之極限強度應考慮應變硬化的影響。另一方面梁柱接合之實際強度亦高於其標稱強度，因此翼板全滲透銲腹板栓接梁柱接頭（如圖C13.6-1），平均可發揮1.3倍以上梁之塑性彎矩 $M_p$ ，而AISC之耐震設計規範直到1992年仍然只要求梁柱接頭之標稱強度需能發揮梁之塑性彎矩。1994年美國發生北嶺地震後發現傳統梁柱接頭的變形能力嚴重不足，不少研究乃針對銲接、材料、基本設計等因素加以探討(SAC 1995；Tasi et al. 1996；Chen et al. 1996)。目前美、日等國仍持續進行梁柱接頭相關之研究，較為廣泛接受之共識則是應將梁柱接頭之最大受力位置移離梁與柱之交界面，因此FEMA(SAC 1995)乃建議可採補強方式或減弱方式，將塑性鉸移離柱面。本節主要參考FEMA之建議並考慮國內之現況訂定之，設計者設計梁柱接頭時應注意其發展。

1. 1994年美國北嶺地震後進行材料強度方面之調查，發現近年來A36鋼材之平均降伏強度已高達49.2 ksi，比起以往之44 ksi為高，美國有些鋼廠甚至提供A572 GR50的鋼材當A36鋼材使用。為反應此現象，A36鋼材之匹配銲條應採用E70級以上之銲條。

- a. 試驗結果顯示，傳統翼板全滲透銲腹板栓接或銲接之梁柱接頭，不但有約15%至20%之接頭會產生脆性斷裂，而且被認為僅具有0.005弧度之可用塑性轉角，且這些試驗接頭基本上可歸類為工廠銲接，但其韌性仍嚴重不足，故採日式之工廠銲接接頭亦無法提供足夠之韌性，北嶺地震後此類接頭不被允許使用。
- b. 補強式接頭之塑性彎矩強度則建議以下式計算：

$$M_{pr} = \beta M_p = \beta Z_b F_y$$

其中， $\beta$ 須考慮翼板及腹板之材質變化，鋼材實際材料與標稱值之差異，硬變硬化之影響，及材料不確定性之影響等，在考慮這些影響後對A572GR50之鋼材計得 $\beta=1.4$ ，而由於在美國縱使設計上指定A36之鋼材，廠商通常提供A572鋼材，因此在設計接頭時建議以A572設計其補強措施。與柱面交界處接頭補強措施之強度則以下二式計算：

$$M_f = M_{pr} + V_p x, \text{ 或}$$

$$M_c = M_{pr} + V_p (x + 0.5d_c)$$

其中：

$\beta=1.4$  或其他經過驗證之數值。

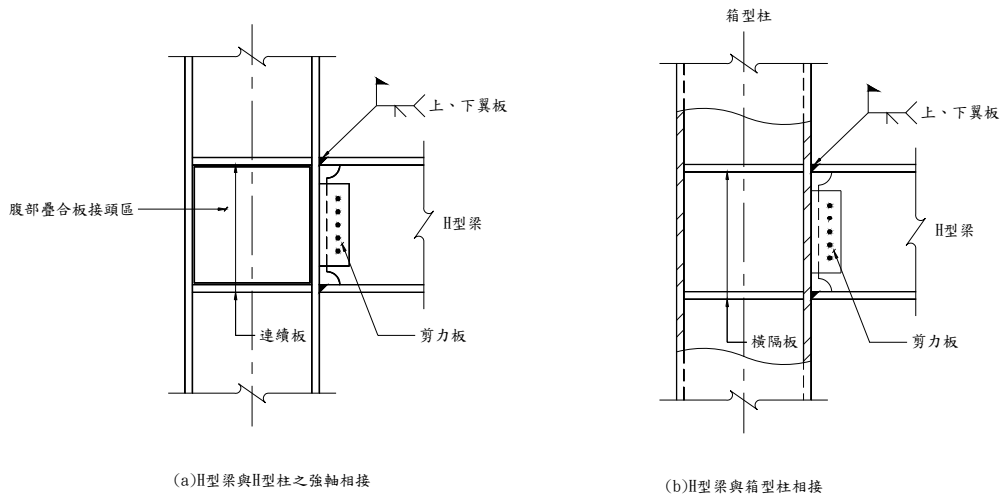
$x$  = 梁臨界斷面至柱面之距離。

$V_p$  = 極限狀態下梁臨界斷面處之剪力。

$d_c$  = 柱斷面深。

$M_p$  = 梁標稱塑性彎矩。

- c. 相關文獻(Engelhardt et al. 1996; Iwankiw et al. 1996; Plumier et al. 1994; 陳生金等 1996)建議減弱式接頭在梁減弱後，由臨界斷面之標稱撓曲強度推算柱面所需撓曲強度可在梁塑性彎矩 $M_p$ 之90%左右（一般為90%至95%之間），且可使用於傳統翼板全滲透銲腹板栓接之梁柱接頭而無須進行額外之補強工作，其試驗強度仍可達到1.1  $M_p$ 以上。而AISC耐震設計篇(2002)則允許減弱式接頭之彎矩強度最大可降至標稱彎矩強度 $M_p$ 之80%，由於傳統梁柱接頭之平均試驗強度達到1.3 $M_p$ 以上，因此容許之斷面減弱塑性彎矩比例將達到40%，雖然較大的折減比例可以提高轉角的變形能力，但有彈性勁度折減過大及塑性消能體積相形較小之虞。而構架在較小的設計地震力下即進入降伏階段，是否符合耐震規範之基本精神仍待討論，設計地震力亦有需要放大調整之可能性，本規範則仍要求接頭需達到標稱彎矩 $M_p$ 以上，而塑性轉角之認定則為90%試驗強度以上所對應之最大轉角而非AISC所容許之80%標稱強度對應值。



圖C13.6-1 傳統翼板全滲透銲腹板栓接梁柱接頭

3. 梁柱接頭之非彈性變形能力是韌性抗彎矩構架抵抗強烈地震之主要機構之一，在美系之抗彎接頭一般以梁之腹板鎖螺栓，翼板工地全滲透銲接為主(Welded Steel Moment Frame, WSMF)，而在過去之震災報告中WSMF也一直未見重大之破壞情形，因此一向被視為最佳之耐震結構系統，但1994年洛杉磯北嶺地震震災中，鋼結構之損壞多發生於梁柱接頭中，乃引起極大之關注，UBC甚至在地震後發出緊急通告刪除其有關接頭設計之部分條文，及不再准許AISC耐震設計篇(1992) 8.2節所規定之梁柱接頭設計細則，AISC耐震設計篇(1997)則明定梁柱接頭之塑性轉角需求為 $0.03\text{rad}$ ，並須有2組以上實尺寸試體驗證接合設計方法之可行性，減弱式的接頭形式已被允許使用。一般亦容許梁柱腹板交會區(panel zone)產生降伏，惟在此情況下設計者應進行較詳細之分析以探討梁柱腹板交會區降伏對構架設計之影響。

AISC耐震設計篇(2002)要求梁柱接頭須至少滿足層間位移角達到 $0.04\text{rad}$ 時之變形需求。而傳統梁柱接頭上下翼板採全滲透銲而腹板以高張力螺栓接合的方式，如將下翼板之銲接背墊板移除補銲、使用應力集中較小之銲接穿孔形式，並依規定將銲接導板切除，則可視為普通抗彎構架(OMRF)之標準抗彎接頭，而不需經試驗驗證。

韌性抗彎構架中韌性接頭則需經試驗驗證或已有過去之驗證資料佐證方可使用。其中全滲透銲應採與結構驗證方式相同之銲接程序，美國AISC規範要求去除下翼板之背墊板之規定，易傷及母材，且工地仰銲品質難以控制。日本則常採用無銲接孔之工法，此亦難以施工，本規範要求接頭之各細部需與驗證之資料相符，故不再對背墊板及銲接孔作規定，惟因銲接導銲板(End tab)處之瑕疵將導致裂縫成長，故仍需切除，切割面並應磨平至其粗糙度低於 $25\mu\text{m}$ 以下。

4. 梁柱接頭的韌性需求為何？在北嶺地震前一般認為若未進行非線性動力分析時，採用0.015弧度的塑性轉角可能已足夠，1994年SAC之抗彎矩構架暫行指針(SAC 1995)及1996年洛杉磯市政府之通告(LA County 1996)皆要求梁柱接頭應能提供至少0.03弧度的塑性轉角，而若採用非線性動力分析以決定韌性需求時，計算所得之塑性轉角應再加上0.005弧度，以作為設計之目標。

結構在罕見強烈地震作用下其塑性轉角之需求可使用  $\theta_p = 1.1(R-1.0)\theta_E$  公式求得，此方法乃以設計地震力作用下之層間位移角乘以1.1(R-1.0)倍估計塑性轉角之需求，其中，(R-1.0)代表扣除彈性變形而僅取塑性變形部分。以R=4.8為例則此放大因子為4.18，較UBC一般所採用之放大因子  $\frac{3}{k} = \frac{3}{0.67} = 4.5$  或  $\frac{3}{8}R_w = \frac{3}{8}12 = 4.5$  為小，又  $\theta_E$  不會超過0.005弧度，因此  $\theta_p$  之最大可能值亦僅有0.021弧度，仍然小於FEMA所規定之0.03弧度。

### 13.6.2 梁柱腹板交會區設計

#### 1. 梁柱腹板交會區剪力強度

梁柱腹板交會區必須具有足夠之剪力強度，以抵抗(2.2-4)與(2.2-5)載重組合所造成梁彎矩引致之剪力，但不得小於該接合處連結於柱翼板之梁總設計撓曲強度 ( $\sum M_p$ ) 所對應之剪力。梁柱接頭區之設計剪力強度  $V_n$  可依下列公式決定之：

$$V_n = 0.6F_y d_c t_p \quad (13.6-1)$$

其中：

$t_p$  = 梁柱接頭交會區柱腹板總厚度，包括箱型柱兩腹板或H型柱含腹部疊合板時之總厚度。

$d_c$  = 柱斷面深度。

$F_y$  = 柱腹板與疊合板之標稱降伏強度。

#### 2. 梁柱腹板交會區厚度 $t_z$

$t_z$  須符合下式之要求：

$$t_z \geq \frac{d_z + w_z}{90} \quad (13.6-2)$$

其中：

$d_z$  = 梁柱腹板交會區柱連續板間之淨深度。

$w_z$  = 梁柱腹板交會區柱翼板間之淨寬度。

上述  $t_z$  不包含疊合板之厚度；若疊合板以足夠之塞銲接合至柱腹板，以防

止疊合板或腹板之挫屈，則 $t_c$ 可包含疊合板之厚度。

### 3. 梁與H型柱接頭區腹部疊合板之銲接

疊合板須緊靠柱腹板，且疊合板除上下端需有足夠強度之銲接外，尚須使用滲透銲與柱之翼板相接，以發揮疊合板之剪力強度。

解說：傳統梁柱接頭區的剪力設計多以相接梁達標稱塑性彎矩強度( $\sum M_p$ )引致之剪力為設計載重，並以鋼材之塑性剪力強度 $0.6F_y d_c t_p$ 為設計強度，因此除非梁柱接合處梁塑性鉸之應變硬化效應非常顯著，依此種方式設計之接頭區應可保持在彈性範圍；另由於許多試驗都顯示，製作適當的接頭區可在發生剪力降伏後，仍具有很穩定的消能特性，Krawinkler (1978)首先提出應考慮接頭區在降伏後，荷重能力繼續上升的事實，建議採用 $0.6F_y d_c t (1 + 3b_{cf} t_{cf}^2 / d_b d_c t)$ 為接頭區之剪力設計強度，認為如此可在梁達到彎矩強度時，考慮接頭區初始降伏後，柱翼板對剪力強度的貢獻，而讓梁柱接頭區也進入非線性變形的範圍，以達共同消能的目的。本規範(1999)原要求梁柱接頭區降伏前應確保至少有一梁端先行產生塑鉸，則考慮地震力在梁柱接頭區兩側造成之梁彎矩通常同方向而垂直載重在梁兩側造成之梁彎矩則互為反向，若地震力引致之兩梁彎矩大小相同，則在載重組合下，接頭區兩側梁塑性鉸勢必不會同時形成，因此若假設重力引致之梁彎矩為 $0.2M_p$ ，並以其中一塑性鉸形成時的梁彎矩和所引致的剪力為接頭區的設計依據時，則總彎矩可表為 $0.9 \sum M_p$  (Tsai and Popov 1990)。本規範基於梁端塑鉸仍為較可靠的消能方式，故要求梁柱接頭區的強度應能確保與其相接之梁端在形成塑鉸前不發生降伏。

梁柱接頭腹板交會區之力學行為主要是抵抗梁彎矩由翼板傳入柱之剪力，而北嶺地震中梁柱接頭腹板交會區除承受梁翼作用產生之剪力外，並同時承受柱端傳入之拉力，造成其腹板交會區開裂。若塑性鉸發生在梁柱腹板交會區，由於可能在梁翼板與柱翼板交接處（通常為全滲透銲處）發生過大的變形轉折，引致極大的局部應變集中現象而導致接頭發生脆性斷裂。另若梁柱腹板交會區採用疊合板，則其銲接可能會影響接頭之韌性發展，因此建議在決定柱之尺寸時，儘量使其腹板滿足梁柱腹板交會區之強度需求，以避免使用疊合板。此種破壞模式發生於結構體內側，較不易於災後察覺，且修復不易、費用高昂，若接頭交會區產生開裂破壞，該接頭將完全喪失抗震作用。整體而言，梁柱腹板交會區以不產生過大之塑性變形為佳，另一方面國內多採用箱型柱，其梁柱接頭柱腹板交會區強度一般皆具足夠之強度，因此本規範乃不採用 $3b_{cf} t_{cf}^2 / d_b d_c t$ 項所提供之額外強度，如此不但可簡化設計而且對結構之行為有正面之影響。

### 13.6.3 梁斷面限制

- 1.翼板之寬厚比( $b_f / 2t_f$ )與腹板之深厚比( $h_c / t_w$ )不得大於表4.5-1所列之 $\lambda_{pd}$ 值。
- 2.產生塑性鉸之區域，梁斷面形狀不得有不利於梁韌性發展之變化。
- 3.梁翼板之塑性模數應大於全斷面塑性模數的70%以上。

解說： 梁在塑性區斷面之變化會影響其塑性變形能力，在適當的設計下斷面變化可提高塑性變形能力，反之，不當的斷面變化則會嚴重減損梁之塑性變形能力。因此除非有明確的試驗數據為依據，否則梁斷面形狀在塑性區不可隨意改變，基於相同之理由，除非有明確的試驗數據為依據，梁腹亦不可隨意開孔。其實梁斷面形狀之改變或梁腹開孔在非塑性區亦應小心為之，因這些斷面之改變有可能造成塑性區移位，不但梁之塑性變形能力可能下降，且梁之塑性變形需求也會提高，進而降低構架之耐震性能。

翼板塑性模數小於全斷面塑性模數70%之梁斷面，其在梁柱接頭區之設計尚無定論，且結構試驗之結果顯示其塑性變形能力較低，應儘量避免使用。

### 13.6.4 H型柱翼板間之連續板

當柱翼板局部標稱拉力強度 $R_n$ 小於 $1.8F_{yb}b_f t_{bf}$ 時應設置連續板。連續板應以鉸接固定於柱之翼板及腹板或疊合板。

### 13.6.5 梁柱彎矩強度比

任何梁柱接頭應滿足下式：

$$\frac{\sum Z_c (F_{yc} - P_{uc} / A_g)}{\sum Z_b F_{yb}} \geq 1.25 \quad (13.6-3)$$

其中：

- $A_g$  = 柱全斷面積。
- $F_{yb}$  = 梁鋼材之標稱降伏強度。
- $F_{yc}$  = 柱鋼材之標稱降伏強度。
- $P_{uc}$  = 所需之柱軸向受壓強度。
- $Z_b$  = 梁斷面塑性模數。
- $Z_c$  = 柱斷面塑性模數。

若梁、柱斷面符合4.5節寬厚比之規定，則在下列之任一情況下可不須符合上述之規定：

- 1.柱之 $P_{uc} < 0.3F_{yc}A_g$ ，且滿足下列條件之一：

(1)多層結構頂層之柱。



(2)式(13.6-3)之各柱設計剪力總值應低於該樓層設計剪力之20%，且各軸線於平面尺寸1/10的範圍內，此類柱之設計剪力總值不超過該軸線範圍內總設計剪力之33%。

2.在某一樓層中之柱，其樓層之側向剪力強度較上一樓層者大百分之五十以上時。

解說：雖然有關試驗結果顯示(Krawinkler et al. 1975)抗彎構架之柱發生降伏時，不一定會出現側向抵抗力顯著減弱的現象，但一般認為，假如柱不降伏，則抗彎構架的耐震性能會更可靠。因此本節之規定是期望能使降伏發生在梁端。

若採用補強式梁柱接頭，則宜將式(13.6-3)中 $\sum Z_b F_{yb}$ 以 $\sum(Z_b F_{yb} + V_p x)$ 取代之，見13.6.1解說。

### 13.6.6 梁柱接頭處之側向束制

#### 1.側向束制接頭

a.若柱在接頭區以外保持彈性，則柱翼板之側向支撐僅須設置於梁柱接頭與梁上翼板同高處。但在下列各情況成立時，才可假設柱在接頭區以外在彈性範圍內：

(1)柱強度符合式(13.6.3)。

(2)柱在式(13.4-1)之載重組合下仍然保持彈性。

b.若柱接頭區以外無法如上述情形保持彈性，則需符合下列規定：

(1)柱翼板在與梁上下翼板同高處均須設置側向支撐。

(2)上述側向支撐須能抵抗梁翼板強度( $F_y b_f t_f$ )之2%。

(3)柱翼板之側向支撐可直接或間接由柱腹板或梁翼板提供之。

#### 2.非側向束制之接頭

包含梁柱接頭之柱，若接頭在垂直於抗震構架平面方向無側向支撐，則在計算該柱在垂直於抗震構架平面方向之挫屈強度時，應取相鄰側向支撐間之距離為柱高，且除符合8.1節之要求外，尚須滿足下列規定：

a.柱之設計力為垂直載重加上下述二項之較小者：

(1) $1.4F_u$  倍的地震力。

(2)對應於梁或梁柱腹板交會區設計強度1.25倍之地震力。

b.柱設計強度之計算應假設柱為兩端鉸接。

c.柱之 $L/r$ 小於60。

d.柱在垂直於抗震構架平面方向之設計彎矩應包括13.6.6中1.b(2)支撐設計力所引致之彎矩加上柱在該方向位移所引起之 $P-\Delta$ 效應。

解說： 為了使韌性立體剛構架能適當的發揮其功能，特別是在強烈地震下，梁柱接頭內或附近發生非彈性行為時，柱需有側向支撐以避免產生構架平面外變形。

#### 1.側向束制接頭：

梁柱接頭通常由樓板中之梁構材作側向支撐。本章節依梁柱接頭區以外是否保持彈性而有不同的束制要求。

#### 2.非側向束制接頭：

非側向束制接頭在樓板挑空或機械層附近偶會發生，本節的目的在於防止此種接頭情形下，柱發生挫屈的機會。

### 13.6.7 梁之側向支撐

梁之上下翼板均須設置足夠之直接或間接側向支撐。側向支撐之間距應滿足7.2.4節之規定且不得超過 $\frac{170r_y}{F_y}$ 。其中， $r_y$ 為梁弱軸之迴轉半徑(cm)， $F_y$ 為梁鋼材標稱降伏強度(tf/cm<sup>2</sup>)。上述側向支撐須能抵抗梁翼板強度( $F_y b_f t_f$ )之2%，此外梁承受集中載重處若會產塑性鉸則亦需設置側向支撐。

解說： 梁應具有足夠的側向支撐以發揮斷面強度與韌性，一般條件下之側向支撐須能抵抗梁翼板強度( $F_y b_f t_f$ )之2%，而根據AISC耐震設計篇(2002)之規定，塑鉸形成位置之側向支撐必須能抵抗梁翼板強度( $F_y b_f t_f$ )之6%，推論此乃反應美國地區所完成的梁柱接頭試驗結果。係因美國地區所發展的減弱式梁柱接頭，其接頭勁度與彎矩強度容許折減比例過大，造成塑鉸形成時往往伴隨產生較大的側向扭轉變形或挫屈，故提高側向支撐之強度至梁翼板強度( $F_y b_f t_f$ )之6%並要求考慮側向支撐之勁度。建議側向支撐之位置、強度與勁度需求依據梁柱接頭形式及援用之接頭試驗配置與結果決定之。

### 13.6.8 韌性抗彎矩構架中之桁架

當用以抵抗地震力之桁架其撓曲強度較其上下柱構材抵抗地震力之總撓曲強度的1.25倍高時，此桁架可被使用為韌性抗彎矩構架中之水平桿件，惟其強度須扣除垂直載重之效應。當建築物樓層數超過一層，柱之軸力不得超過 $0.4P_y$ ，且柱之 $L/r$ 不得超過60。當柱之一端連接於桁架上時，其設計強度須折減25%，當柱之兩端均連接於桁架上時，其設計強度須折減50%，桁架弦材與柱之接頭至少須具有下列二項中之較小強度：

- 1.桁架弦材之強度。
- 2.發揮1.25倍柱撓曲強度所需之桁架弦材力。

### 13.7 部分韌性抗彎矩構架

部分韌性抗彎矩構架係指符合本節之規定，但不完全符合13.6節韌性抗彎矩構架之規定之抗彎矩構架。

解說： 部分韌性抗彎矩構架(IMRF)之構材及接頭僅能承受不大之非線性變形能力，其適用範圍應依據「建築物耐震設計規範及解說」。

#### 13.7.1 設計強度

符合要求之部分韌性抗彎矩構架，應具有抵抗第二章所規定組合載重作用之設計強度，其構材之設計強度應符合本規範相關章節之規定。

#### 13.7.2 梁柱接頭之規定

抵抗地震力之部分韌性抗彎矩構架，其梁柱接頭應符合下列規定：

1.設計撓曲強度  $M_u$

同13.6.1節規定。

2.設計剪力強度

同13.6.1節規定。

3.塑性轉角要求

a.梁柱接頭所需塑性轉角( $\theta_p$ )應以下述三規定之一決定之：

(1)0.01弧度。

(2)非線性動力分析所得之最大塑性轉角加上0.005弧度。

(3) $\theta_p = 1.1(R - 1.0)\theta_E$

其中：

$R$  = 結構系統韌性容量。

$\theta_E$  = 在設計地震力E作用下之最大層間變位角。

b.梁柱接頭所能提供之塑性轉角應以13.6.1節之規定方式決定之：

4.銲接細則：

同13.6.1節規定。

解說： 部分韌性抗彎矩構架之梁柱接頭韌性，仍應依據設計需求而以試驗資料驗證其接合細部，故並無類似普通抗彎矩構架(OMRF)之標準抗彎接頭細部。各相關說明詳13.6.1節解說。

### 13.8 特殊同心斜撐構架

本節之規定適用於除依13.9節規定設計之偏心斜撐構架外之所有斜撐構架。對於藉著剪力與彎矩抵抗全部或部分地震力之構材應依照13.6節有關韌性抗彎矩構

架之規定設計。

解說： 本節所規定之同心斜撐構架可單獨抵抗全部之水平或與韌性抗彎矩構架共同抵抗水平力。若與韌性抗彎矩構架共同抵抗水平力，則韌性抗彎矩構架之設計需符合13.6節之規定，而此類構架即稱為二元同心斜撐構架。

同心斜撐構架(CBF)，基本上所有相交構材之中心線應交於一點，但為獲得較佳之細部設計或施工環境，斜撐構材中心線與梁、柱中心線交點可有微量之偏心，惟梁柱中心線交點不可落在斜撐構材寬度之外。

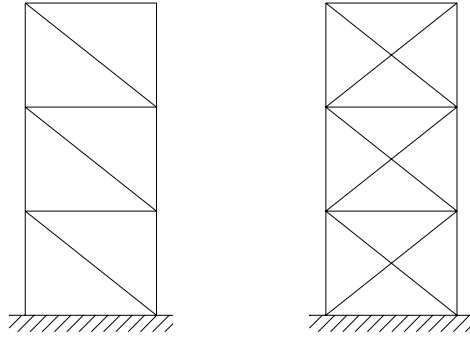
圖C13.8-1至C13.8-5所示為幾種可能之同心斜撐構架。CBF之主要受力桿件為斜撐構材，AISC耐震條款自1997年起配合相關設計規範而將同心斜撐區分為普通同心斜撐(OCBF)與特殊同心斜撐(SCBF)兩類普通同心斜撐構架(OCBF)單獨存在而無SMRF與之共同作用時，在非彈性階段易產生弱層(soft story)現象，除了耗能容量下降外，地震後之殘留位移亦較大(Tang and Goel 1987)，嚴重影響其耐震性能。因此強震區，純CBF不可使用於高樓或特殊建築中。

特殊同心斜撐(SCBF)有別於普通同心斜撐(OCBF)，具有較佳之系統配置規定與接合細部要求，因此可以承受較大的非彈性變形而可單獨使用於中低層之耐震建築，而特殊同心斜撐二元系統（SCBF與SMRF共同作用）之適用高度則未受限制。當二元系統之SCBF達極限強度時，SMRF基本上還在彈性範圍，也就是說當受壓斜撐構材開始失去勁度時，拉力斜撐與SMRF還可提供相當程度的勁度，延遲非彈性階段弱層之產生，提高整個構架之耗能容量及耐震性能。二元系統中之SMRF除了上述之功能外，尚可在主要抗震系統（在這裏為SCBF）嚴重受損後提供第二道抗震系統，提高整個構架之殘存能力。

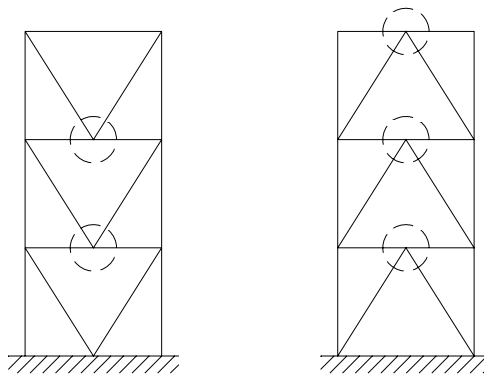
此外並非所有型式之同心斜撐均可符合耐震韌性之要求，如圖C13.8-1至C13.8-5之每一種斜撐構架型式各具不同之耐震特性。在2支斜撐和一直通桿件相交之情況（如圖C13.8-3至C13.8-5中圓圈所標示者）當其中一支斜撐受壓挫屈後，另一支斜撐之拉力必需大部分由直通桿件（梁或柱）之剪力來平衡。在上述三種CBF中，K型斜撐構架在斜撐挫屈後柱會嚴重受損，耐震性能最差，不可使用於地震帶；至於V型及倒V型構架，梁兩端應使用剛性接合，加大梁之勁度與強度以提高其耐震性能。

對角型斜撐構架（如圖C13.8-1所示者）之斜撐構材直接與梁及柱相交，因此沒有上述構架中斜撐之現象，其耗能容量較大，但在斜撐受拉時有勁度驟昇之現象，接合設計時應注意由此造成之衝擊載重。圖C13.8-1所示之對角斜撐構架在非彈性階段為一不對稱構架，此不對稱性在非彈性階段會嚴重降低構架之耐震性能，因此最好在構架內配置對稱之斜撐，如圖C13.8-6所示。

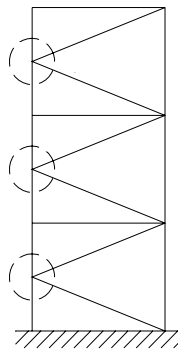
X型構架（如圖C13.8-2所示）中斜撐構材之行為理論上與對角型類似，惟兩斜撐構材交接處（如圖C13.8-2中圓圈所示者）之接合設計不佳時會影響其耐震性能。



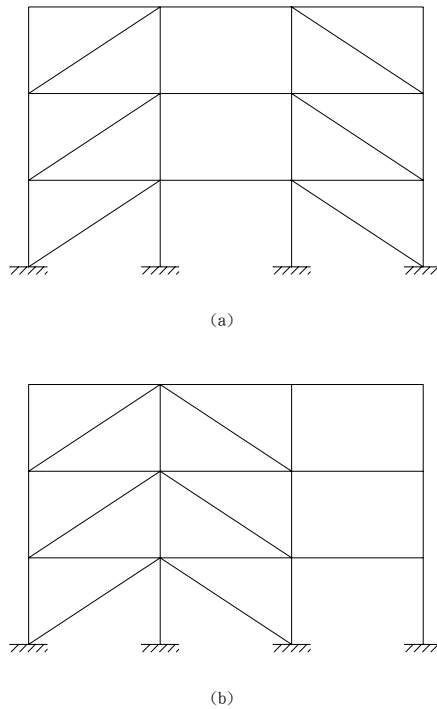
圖C13.8-1 對角型斜撐構架 圖C13.8-2 X型斜撐構架



圖C13.8-3 V型斜撐構架 圖C13.8-4 倒V型斜撐構架



圖C13.8-5 K型斜撐構架



圖C13.8-6 對稱之對角型同心斜稱配置

### 13.8.1 斜撐構材

#### 1. 長細比

除13.8.4節所容許者外，斜撐構材之 $KL/r$ 應小於 $265/\sqrt{F_y}$ 。

#### 2. 設計受壓強度

斜撐構材受軸壓力之設計強度不得大於 $\phi_c P_n$ ，其中， $\phi_c P_n$ 為本規範第六章規定之設計受壓強度。

#### 3. 地震橫力分配

任一系列斜撐構架在地震力作用下，斜撐構材所承受之總壓力或總張力之水平分量皆不得超過該系列斜撐構架所承受地震力之百分之七十；但受壓斜撐構材之 $\phi_c P_n$ 大於式(13.3-1)及(13.3-2)之地震力放大載重組合所得之需要強度者除外。前述任一系列斜撐構架乃指單一平面構架上或間距在建築物平面尺度百分之十內之平行構架上的斜撐構架。

#### 4. 斷面寬厚比

斜撐斷面中加勁肢材與未加勁肢材之寬厚比須小於表4.5-1所列之 $\lambda_{pd}$ 值。

#### 5. 斜撐構材之綴合

斜撐構材由數個子構材組合而成時，螺栓或綴合銲接之剪力強度至少應等於鄰子構材之拉力強度，且沿斜撐中心線至少須有兩個等距配置之綴合點，以螺栓接合之綴合且不得使用於斜撐中央1/4淨長的範圍內。斜撐構材之任一子構

材在綴合點間之長細比 $L/r$ 均不得超過組合斜撐構材整體長細比之40%。惟斜撐構材挫屈時之綴合處不產生剪力時，此一長細比限制可放寬為整體長細比之75%。

解說：1.長細比

低層同心斜撐構架符合13.8.4節之規定者，其斜撐構材之長細比( $KL/r$ )可不需遵守本條文之規定，傳統普通同心斜撐構架(OCBF)中斜撐構材限制 $KL/r$ 應小於 $190/\sqrt{F_y}$ 。係基於 $KL/r$ 較小之斜撐構材承受軸壓力時，會產生非彈性挫屈，並在斷裂前可承受較多回次之非彈性變形，故能消散較多的能量；而細長斜撐構材則在挫屈發生後，消能性能差、受壓強度退化(Black et al. 1980)，故嚴格限制斜撐長細比。近年來之研究則發現具較大細長比之斜撐可延緩其挫屈後之斷裂(Tang et al. 1989)，故目前規範可容許較高之長細比。而限制最大長細比之目的則在於控制其仍具一合理之受壓強度。

#### 2.設計受壓強度

在地震之作用下，建築物來回擺動，因此斜撐構材會承受拉、壓反復軸力，而傳統斜撐在受壓挫屈後即進入強度漸減的階段，其抗壓強度會隨反復回次之增加而降低。以往設計同心斜撐時，第六章受壓構材之公式僅適合用來計算斜撐構材之最大挫屈強度，構材在挫屈後再度受壓時，其抗壓強度之計算必需對最大挫屈強度作適度之折減。折減量基本上隨構材之 $KL/r$ 而改變(SEAOC 1988 and 1990)，過去規範以0.8為折減係數乃為文獻(SEAOC 1988 and 1990)建議公式簡化後之結果。本節對於韌性同心斜撐之壓力強度計算則不予以折減。

#### 3.地震橫力分配

同心斜撐構架在彈性範圍，不論斜撐是承受壓力或拉力，對水平力而言為對稱反應。但當斜撐受壓挫屈後，其抗拉強度會遠大於抗壓強度，因而構架即產生嚴重的不對稱反應，導致構架在地震作用下容易產生單邊大量非彈位移並造成大量之永久變位。本節的目的在藉由要求斜撐在構架立面上配置方向之對稱，確保有一定比例的水平力由斜撐的拉力所承擔，以降低CBF在非彈性範圍之不對稱反應並提高其韌性。當然若斜撐在強震下仍保持在彈性範圍，則非彈性階段之不對稱性即可不必考慮。

#### 4.斷面寬厚比

降低斷面寬厚比的目的在於減少局部挫屈及反覆載重下斷裂的不利影響。

5.本節有關組合斜撐構材之規定，主要係限制綴合間距以減少子構材的彎矩及所引至的提前斷裂現象，並避免螺栓綴合設置於斜撐挫屈時可能產生塑鉸之範圍，以防止斜撐提前破壞之現象。

### 13.8.2 斜撐接合

#### 1. 設計強度

斜撐接頭（含同一斜撐系統內之梁柱接頭）之強度須大於下列兩者之最小者：

- a. 構材之軸向拉力強度 $P_{st}$ 。
- b. 結構系統能傳至斜撐之最大力量。

#### 2. 淨斷面積

以螺栓接合之斜撐接頭，其有效淨斷面積與總斷面積需滿足下式之限制：

$$\frac{A_e}{A_g} \geq \frac{1.2F_y}{F_u}$$

其中：

$A_e$  = 4.3節所定義之有效淨斷面積。

$F_y$  = 鋼材之標稱降伏強度。

$F_u$  = 鋼材之標稱抗拉強度。

此外斜撐構材及其接合處之塊狀撕裂強度亦應滿足第一項設計強度之要求。

#### 3. 接合板之設計

- a. 若斜撐可能發生構架平面內挫屈，則接合板及其它接合處之強度需大於斜撐構材在構架平面內之標稱彎矩強度。
- b. 若斜撐可能發生構架平面外挫屈，則斜撐端點須停在距接合板不受彎矩束制的位置外兩倍接合板厚度之處。接合板須能抵抗斜撐之設計受壓強度而不發生挫屈。若假設斜撐以純受壓構材設計，則螺栓或銲接所傳遞之軸力應通過斜撐中心線。

解說：1. 設計強度

在同心斜撐系統中，斜撐構材一般會承擔大部分因地震造成之樓層剪力，尤其當系統為非二元系統時更是如此，因此斜撐構材之強度是否能健全的發展，對結構安全之影響甚大。因此斜撐接合必需有充份的強度，接合板之面外挫屈及接合之脆性斷裂必須排除之。

#### 2. 淨斷面積

為使斜撐構材產生塑性變形以發揮其消能能力，本條文規定斜撐構材接合處之淨斷面積斷裂強度須為其全斷面積降伏強度之1.2倍。

惟對於管狀或箱型斷面以單一鋼板嵌入的方式接合時，另應予以加勁補強以增加有效斷面積，確保其強度與韌性。

#### 3. 接合板之設計



同心斜撐構架一般需依賴同心斜撐構材之塑性變形來協助抵抗地震，此時連接同心斜撐構材接合板之設計是否適當，會嚴重影響構架之行為，因此接合板之設計顯然很重要。當預期之斜撐構材破壞模式屬構架平面內挫屈時，接合之設計強度須足以抵抗斜撐構材之標稱軸壓及彎矩強度；當預期之斜撐構材破壞模式屬於面外挫屈時，則接合板除須具有適當的強度外，亦應容許接合板在斜撐構材端點  $2t$  範圍處產生塑性變形，如圖 C13.8-7 所示。此外梁及柱與接合板交接處，應在適當之位置設置加勁板（若為箱型柱則使用橫隔板）。

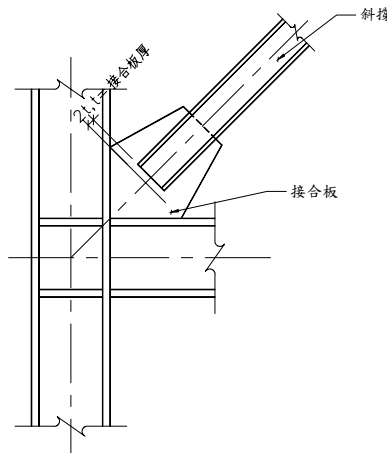


圖 C13.8-7 斜撐構材面外挫屈時接合板之設計

### 13.8.3 V 型、倒 V 型及 K 型斜撐構架

#### 1.V 型或倒 V 型斜撐構架

- (1) 與斜撐構材交接之梁必須連續於兩柱之間。
- (2) 與斜撐構材交接之梁，其強度須能在斜撐不存在時，仍能承受所承載之靜載重與活載重。
- (3) 與斜撐構材交接之梁，其強度須能抵抗拉力側斜撐降伏及壓力側斜撐挫屈同時發生時之不平衡載重，其中壓力側斜撐挫屈時之最大殘餘強度可以  $0.3\phi_c P_n$  估算之。
- (4) 與斜撐構材交接處梁上下翼板之側向支撐須能承擔梁翼板標稱強度  $(F_y b_f t_f)$  2.0% 之側向力。

#### 2.K 型斜撐構架

除符合 13.8.4 節之規定者外，K 型斜撐構架不得使用於耐震結構系統中。

解說：由於 V 型及 K 型同心斜撐構架中斜撐構材之配置較特殊，此兩種系統除了須滿足前述各節之一般要求外，尚須符合本節之特殊規定。

在倒 V 或 V 型斜撐構架中之一斜撐構材受壓挫屈後，該構材之受壓強度不再隨變形之增大而增加，而另一構材亦很難發揮其拉力強度，此時構架之變形如圖 C13.8-8 所示，而當受力方向相反時，斜撐構材之行為類似，不同之處為兩斜撐構材之角色互換。其拉力強度及消能容量比對角斜撐構材為差。針對 V 型斜撐構材消能容量較差之現象，有幾種可能之策略：(1) 禁止使用；(2) 提高斜撐構材之長細比與寬厚比之限制，增加其消能容量；(3) 提高抗水平力強度，以降低消能容量之需求；(4) 檢核與斜撐相接梁之強度，以滿足斜撐挫屈時載重平衡需求。此種方式係取代以往將斜撐設計載重放大 1.5 倍的做法，可避免結構地震反應同時被放大的不利影響。

1. 本規範採用第 4 種策略，而其相關規定之考慮因素如下：

- a. 當構架產生如圖 C13.8-8 之變形時，與斜撐構材相交之梁在中點處會承受一斜撐垂直分力，若梁所能承受之垂直分力愈大則斜撐構材所能發揮之抗拉強度愈大，構架承受水平力之能力也愈高，因此以採用連續梁為佳，若梁柱間採用剛接，其效果更佳。另一方面，斜撐構材在承受數週次之塑性變形後會斷裂，此時梁若不連續且梁柱間亦非剛接，則會形成局結構不穩定之現象，故必需用連續梁以避免之。
- b. 由於斜撐可能斷裂，因此原有斜撐構材提供之梁中央支撐即消失，此時梁之強度須至少能承受其所分擔之靜載重與活載重。
- c. 由於壓力側斜撐挫屈時，在梁與斜撐交點位置產生不平衡載重，由試驗顯示斜撐挫屈時之殘餘強度僅約為斜撐壓力強度的 30%，故要求梁設計時考慮此一不平衡載重需求。此種方式係取代以往將斜撐設計載重放大 1.5 倍的做法，可避免斜撐尺寸放大的同時反而造成結構地震反應被放大的不利影響。
- d. 梁與斜撐構材交接處，在水平力作用下可能產生塑性變形，梁可能產生側向扭轉挫屈，且由梁及斜撐所組成之子構架亦可能產生面外挫屈，因此在梁與斜撐構材交接處，須設有足夠之側向支撐。

2. K 型斜撐構架

K 型斜撐構架中斜撐之行為與 V 型或倒 V 型者類似；惟在非彈性階段 V 型與倒 V 型構架中梁會承受一垂直力，但 K 型構架中卻是柱會承受一水平力，此水平力將使柱因嚴重之側向位移因而產生挫屈，進而造成構架之崩塌。故 K 型斜撐構架不宜使用於耐震結構系統。

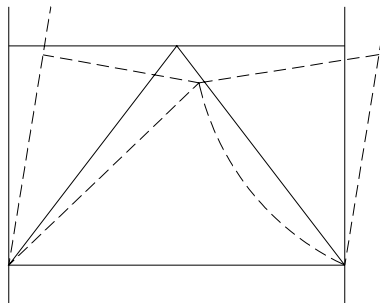


圖 C13.8-8 倒 V 型斜撐構之破壞機構

### 13.8.4 低層建築物

不超過二層樓之建築物或屋頂結構，若使用式(13.3-1)與(13.3-2)載重組合決定構材及接頭所需強度時，則其斜撐構架可不需符合13.8.1節至13.8.3節之規定。

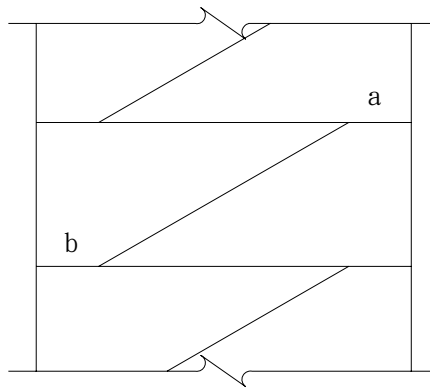
### 13.9 偏心斜撐構架之規定

偏心斜撐構架(EBF)之設計應使構架在地震力作用下，構架之降伏主要發生在連桿梁上。在連桿梁產生完全降伏與應變硬化之最大作用力下，斜撐、柱與連桿梁外之梁應保持在彈性範圍內。

解說： 偏心斜撐系統(EBF)及偏心斜撐二元系統(Dual EBF)，如圖C13.9-1所示，主要利用連桿梁(Link)之大量塑性變形來消耗能量，該系統之行為深受連桿梁行為之影響。研究結果(Roeder and Popov 1978; Libby 1981; Merovich et al. 1982; Hjelmstad and Popov 1983; Malley and Popov 1983; Kasai and Popov 1986a and 1986b; Ricles and Popov 1987a and 1987b; Engelhardt and Popov 1989a and 1989b; Popov et al. 1989)顯示：Dual EBF不但具有與Dual CBF相近之高勁度，且具有良好之延展性及消能容量，為一優良之耐震系統。但為確保連桿梁發展出穩定之遲滯行為及消能容量，在地震力下當連桿梁降伏甚或進入應變硬化階段，與連桿梁相接之梁、柱及斜撐等構材，應基本上保持在彈性範圍；此外為避免非彈性階段弱層之發生，Dual EBF之SMRF部分亦應滿足強柱—弱梁之設計理念。為滿足上述之要求，柱應依13.3節之放大設計地震載重設計之，另一方面斜撐構材與接合之設計力亦需將連桿梁之標稱強度放大1.5倍來計算之。

有些斜撐與連桿梁之安排會造成某些連桿無法發揮預期的功能，圖C13.9-2所示即為一例。圖中連桿梁a及b中強度較高者（一般樓層較低者強度較高）將無法充分發揮其消能之功能，縱使兩者強度相同，在相同之變位下，每支連桿梁亦只發揮一半之功能；另一方面該種EBF之勁度會較低，且造價較高，為一不理想之連桿梁配置。





圖C13.9-2 不理想之連桿梁配置

### 13.9.1 連桿梁

1. 斜撐構材至少須有一端與連桿梁相接，且連桿梁斷面翼板及腹板之寬厚比須小於表4.5-1所列之 $\lambda_{pd}$ 值。
2. 連桿梁使用之鋼材，其最小標稱降伏強度 $F_y$ 不得超過 $3.7 \text{ tf/cm}^2$ 。
3. 連桿梁之腹板應為單一之鋼板，不得使用補強之疊合板且不得開孔。
4. 除本節第6款另有規定外，連桿梁之設計剪力強度不得超過 $\phi V_n$ ，其中：

$$\phi V_n = \phi V_p \text{ 及 } 2\phi M_p / e \text{ 中之較小者}$$

$$\phi = 0.9$$

$$e = \text{連桿梁長度}$$

$$V_p = 0.6 F_y d t_w$$

5. 當連桿梁所需之軸向強度 $P_u \leq 0.15 P_y$ 時，可不需考慮軸力對連桿梁設計剪力強度之影響。
6. 當連桿梁之 $P_u > 0.15 P_y$ 時，連桿梁之設計須再滿足下列條件：

- (1) 連桿梁之設計剪力強度為 $\phi V_{pa}$ 及 $2\phi M_{pa} / e$ 之較小值，其中：

$$V_{pa} = V_p \sqrt{1 - (P_u / P_y)^2}$$

$$M_{pa} = 1.18 M_p [1 - (P_u / P_y)]$$

$$\phi = 0.9$$

- (2) 連桿梁之長度不可超過

$$\left[ 1.15 - 0.5 \rho (A_w / A_g) \right] 1.6 M_p / V_p, \text{ 當 } \rho (A_w / A_g) \geq 0.3$$

$$1.6 M_p / V_p, \text{ 當 } \rho (A_w / A_g) < 0.3$$

其中：

$$A_w = d t_w$$

$$\rho = P_u / V_u$$

7.連桿梁之最大變形角應以規定地震力作用下，構架之側位移角放大 $1.4F_u$ 倍計算之，除另有規定外，連桿梁之最大變形角不得超過下列之值：

- (1)連桿梁淨長度小於或等於 $1.6M_p/V_p$ 者，其最大變形角不得超過0.08弧度。
- (2)連桿梁淨長度大於或等於 $2.6M_p/V_p$ 者，其最大變形角不得超過0.02弧度。
- (3)連桿梁淨長度介於 $1.6M_p/V_p$ 與 $2.6M_p/V_p$ 間者，其容許最大變形角應以線性內插法決定之。

解說： 本節之規定主要在促使連桿梁產生穩定之塑性變形。

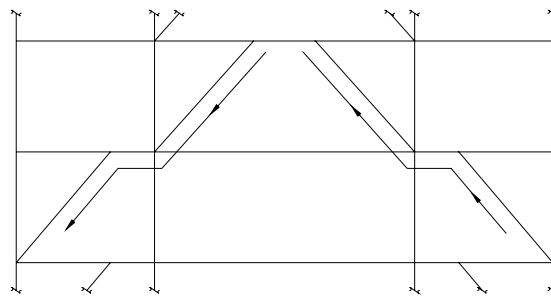
- 1.連桿梁為主要消能元件，故肢材寬厚比之規定應至少與韌性抗彎矩構架對梁之規定同。
- 2.鋼材強度之限制主要在鋼材延展性（或伸長率）之考量；若鋼材之伸長率達18%(gauge length = 200mm)以上，且經結構試驗印證其可靠性，強度超過本款規定之鋼材亦可使用。
- 3.疊合板與腹板開口皆有害連桿梁塑性變形及消能容量之發展，故連桿梁上應嚴格禁止設置疊合板與腹板開口。
- 4.經適當設計之連桿梁，其極限狀態有兩種可能，一為腹板降伏另一為梁兩端產生塑性鉸，此時其剪力分別為 $V_p$ 及 $2M_p/e$ 。
- 5.若連桿梁內之軸壓力 $f_a \leq 0.15F_y$ ，連桿梁之彎矩及剪力強度受軸壓力之影響很有限，可忽略之。構架中斜撐構材之水平分力，一般由連桿梁外之梁傳遞（如圖 C13.9-3(a)所示），連桿梁之軸力一般可忽略之；若斜撐之配置較特殊（如圖 C13.9-3(b)所示），則連桿梁可能產生較大之軸力。當 $f_a > 0.15F_y$ 時，連桿梁之剪力及彎矩強度應依本節第6款之規定計算。
- 6.連桿梁之變形角，在此定義為連桿梁與連桿梁外之梁間之塑性轉角；而最大變形角則為在放大地震力作用下之最大塑性轉角。連桿梁之最大變形角，可假設偏心斜撐跨之變形為如剛性—塑性機構者，並根據放大地震力作用下之層間位移求之。圖 C13.9-4 所示為幾種偏心斜撐跨之變形機構及所對應最大變形角之計算公式，其中塑性層間位移 $\Delta p$ 可保守的以層間全位移 $\Delta t$ 代之，連桿梁變形角 $r_p$ 與層間位移之轉換乃根據兩者之幾何關係。更準確之連桿梁變形角，可由非線性彈塑性結構分析求得。

倒 Y 型偏心斜撐系統之最大變形角（圖 C13.9-4(d)）無法以前述之塑性轉角定義之，但其基本觀念與其他偏心斜撐系統相同；惟此系統應特別注意其連桿梁上下兩端均須設置側向支撐。

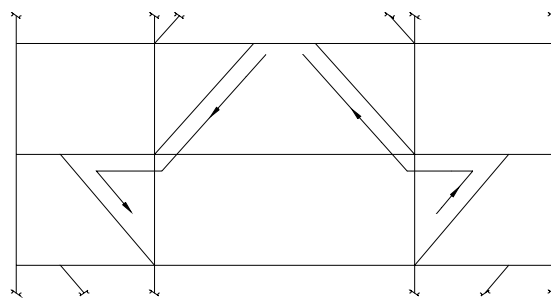
連桿梁長度若小於 $1.6M_p/V_p$ ，剪力行為主控連桿梁之行為；當連桿梁長度大於 $2.6M_p/V_p$ ，彎曲行為主控連桿梁之行為；連桿梁長度介於上述兩者之間者，其行為亦介於其間，其所需之變形角以線性內差之方式求得。

試驗與分析結果(Whittaker, Uang, and Bertero 1987 ; Foutch 1989 ; Popov et al. 1989)皆顯示，一般一樓連桿梁所產生之塑性變形最大，在較極端的情況結構體有產生弱層之趨勢；相對的，較高樓層連桿梁之塑性變形則有緩和之趨勢。因此在強震區，宜將最低二至三層連桿梁之剪力強度需求提高 10%，如此可獲得較安全之設計。

圖 C13.9-1 所示偏心斜撐構架之連桿梁中，由於形式(b)連桿梁之翼板無須以全滲透銲與其他構材相接，且其腹板之兩端亦為連續，因此其消能容量與穩定性為最佳；其他形式之連桿梁若銲接品質未有效控制，容易在連桿梁與柱或與梁（形式(d)）之接合處過早產生斷裂甚或產生脆性斷裂，尤其當連桿梁之翼板較厚時（如 30mm 以上）更應小心，宜經結構試驗印證其韌性後方使用。



(a)軸力之發生



(b)軸力之消滅

圖 C13.9-3 連桿梁中顯著軸力之產生與消除

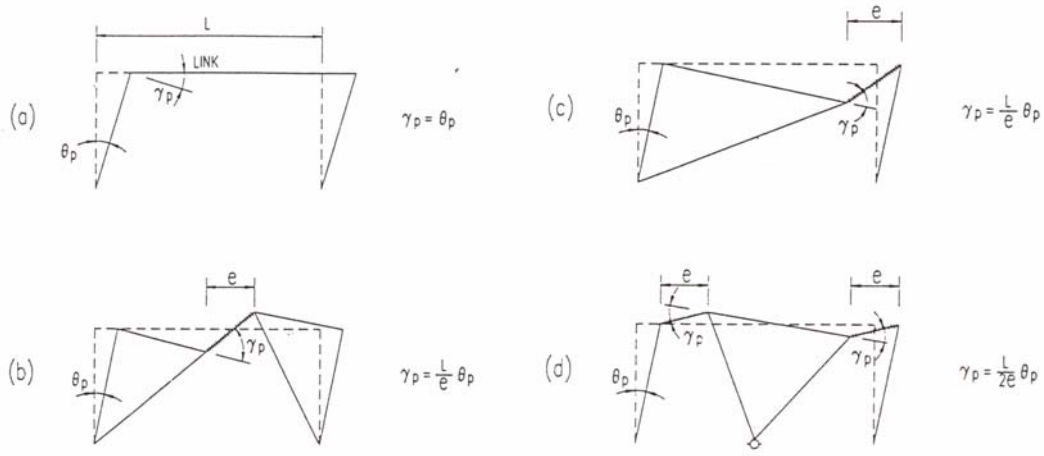


圖 C13.9-4 連桿梁塑性變形角與塑性位移關係圖

### 13.9.2 連桿梁加勁板

#### 1. 連桿梁與斜撐相接處之加勁板

- (1) 連桿梁與斜撐相接之處，必須在梁腹板兩側設置高度為梁腹全深之加勁板，加勁板之總寬度不得小於梁翼板寬減掉兩倍腹板之厚度( $b_f - 2t_w$ )，且加勁板之厚度最少必須為腹板厚度之四分之三，但不得小於9mm。
- (2) 連接加勁板與梁腹板及加勁板與梁翼板之填角鉚，其設計強度應能各抵抗  $A_{st}F_y$  之力。其中  $A_{st}$  為加勁板之斷面積。

#### 2. 連桿梁內腹板加勁板

- (1) 連桿長度等於或小於  $1.6 M_p / V_p$  者：

當連桿梁變形角為0.08弧度時，腹板加勁板間腹板加勁板間間距不得大於  $(30t_w - \frac{d}{5})$ 。其中， $t_w$  為梁腹板厚， $d$  為梁深。當連桿梁變形角為0.02弧度時，腹板加勁板間腹板加勁板間間距不得大於  $(52t_w - \frac{d}{5})$ ；當連桿梁變形角介於為0.08與0.02弧度間時，腹板加勁板之最大容許間距應以內插法求得。

- (2) 連桿梁長度介於  $2.6 M_p / V_p$  與  $5 M_p / V_p$  之間者，需於連桿梁兩端向內1.5倍翼板寬之處設置腹板加勁板。
- (3) 連桿梁長度介於  $1.6 M_p / V_p$  與  $2.6 M_p / V_p$  之間者，腹板加勁板之設置需同時滿足上列兩項之規定。
- (4) 連桿梁長度超過  $5 M_p / V_p$  者連桿梁內不須設置加勁板。
- (5) 連桿梁內腹板加勁板之高度須為梁腹全深，梁深不超過60公分者，只須在梁腹板之單側設置加勁板。單側腹板加勁板之厚度至少須為腹板厚度，且不得小於9mm，其寬度不得小於翼板寬度之半減去腹板之厚度( $0.5b_f - t_w$ )。深度



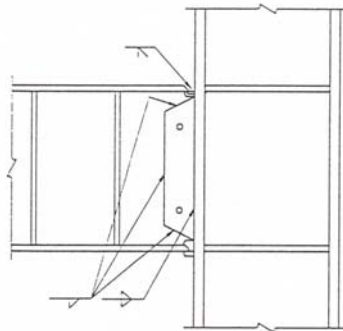
大於60公分之連桿梁，需在腹板兩側設置上述之加勁板。

(6)連桿梁之腹板不得附加疊合板且腹板不得開孔。

(7)連接加勁板與梁腹板之填角銲，其設計強度應能抵抗 $A_{st}F_y$ 之力。連接加勁板與梁翼板之填角銲，其設計強度應能抵抗 $A_{st}F_y/4$ 之力，其中， $A_{st}$ 為加勁板之斷面積。

解說：連桿梁及其細部需詳加設計，以避免各種挫屈行為並防止應力集中及塑變形集中等現象，如此方能使連桿梁保有可靠而充分之延展性及消能能力。

- 1.連桿梁與斜撐構材接合處之腹板加勁板（接合處加勁板）需成對設置於梁腹板兩側且與梁腹板同深，此外加勁板亦需有足夠之銲接與梁連結，以將連桿梁之剪力傳遞至斜撐構材同時防止腹板產生挫屈。接合處加勁板配置之位置應注意力量之有效傳遞，且應避免產生局部應力集中及二次應力。
- 2.連桿梁在接合處以外亦需設置加勁板，稱為中間加勁板；中間加勁板主要用來防止梁及梁腹板之挫屈，中間加勁板需與腹板同深。連桿梁長度小於 $1.6M_p/V_p$ 者屬於剪力型連桿梁，主要以剪力塑性變形來提供塑性轉角及消能，其中間加勁板之容許最大間距隨塑性轉角之需求而改變(Kasai and Popov 1986b)，塑性轉角之需求愈大加勁板之容許最大間距愈小。長度介於 $2.6M_p/V_p$ 與 $5M_p/V_p$ 間之撓曲型連桿梁，在端點處會產生嚴重之撓曲塑性變形，因此在離端點1.5倍翼板寬之距離處需設置中間加勁板，以防止梁產生塑性側向扭轉挫屈。連桿梁長度在 $1.6M_p/V_p$ 與 $2.6M_p/V_p$ 之間者，介於剪力型與撓曲型連桿梁之間，為安全計其中間加勁板需同時符和兩者之規定。連桿梁長度大於 $5M_p/V_p$ 者無須設置中間加勁板。當連桿梁深度小於60公分時，中間加勁板可僅在梁腹板單邊設置；但接合處加勁板則仍需成對設置於腹板兩側。加勁板需有足夠之銲接與梁結合，以發揮加勁板之功能；但亦不宜使用過量之銲接，過量之銲接增加銲接入熱量，有害連桿梁發揮其消能能力。



圖C13.9-5 剪力連桿與柱接頭細部

### 13.9.3 連桿梁之側向支撐

在連桿梁兩端之上下翼板處均須設置側向支撐，該側向支撐的設計強度應為連桿梁翼板標稱強度  $F_y b_f t_f$  之0.06倍。

解說： 在地震作用下，偏心斜撐跨度內梁承受很大之彎矩而斜撐則承受很大之軸力。為避免梁與斜撐產生面外挫屈，連桿梁與斜撐構材接合處需設置側向支撐。此外由於地震作用之反復應力及高塑性變形之特性，以6%連桿梁翼板強度為側向支撐構材軸向及其接合之設計強度，且連桿梁上下翼板皆需受到側向支撐。較長之連桿梁亦應視需要設置側向支撐，以防止連桿梁產生側向扭轉挫屈。

### 13.9.4 斜撐設計及連桿梁外之梁設計

- 1.斜撐與連桿梁外之梁所受之軸力與彎矩應為13.9.1節定義之連桿梁設計剪力強度乘以1.5倍所計得之軸力與彎矩，且應依第八章之規定進行設計。
- 2.連桿梁外之梁須有足夠之側向支撐，側向支撐須設置於梁之上下翼板處且其強度須能承受梁翼板強度( $F_y b_f t_f$ )之0.02倍。
- 3.在連桿梁與斜撐交接處，連桿梁與斜撐中心線之交點須位於連桿梁內或其端點，連桿梁與連桿梁外之梁需為連續，且不得在連桿梁內或連桿梁與斜撐交接處之附近續接。
- 4.斜撐斷面之肢材寬厚比應符合第13.8.1節第4款之規定。

解說：1.使塑性變形集中在連桿梁為 EBF 構架設計要項之一；因此與連桿梁連結之斜撐構材及連桿梁外之梁，在極限狀態需能承擔連桿梁所能產生之最大力量。連桿梁所能產生之最大力量（連桿梁之實際強度）比連桿梁設計強度（或標稱強度）高，其主要原因有：(1)材料之應變硬化；(2)樓板所產生之合成效應；(3)實際材料降伏強度比標稱降伏强度高。EBF 系統之研究一般以 1.5 倍連桿梁設計強度估計連桿梁之實際強度，並以其為根據來設計斜稱構材及連桿梁外梁，本條文沿用此 1.5 係數，但此時  $f$  可取 1.0 (Engelhardt and Popov 1989a)。至於計算所需斜撐構材強度及連桿梁外梁強度之對應連桿梁剪力與彎矩，可採用下述之方法為之：

$$\begin{aligned} \text{當 } e \leq 2M_p/V_p & \quad \text{連桿梁剪力} = 1.5V_p \\ & \quad \text{連桿梁彎矩} = e(1.5V_p)/2 \\ \text{當 } e > 2M_p/V_p & \quad \text{連桿梁剪力} = 2(1.5M_p)/e \\ & \quad \text{連桿梁彎矩} = 1.5M_p \end{aligned}$$

上述方法為假設連桿梁兩端點彎矩相等所得；但試驗結果顯示(Kasai and Popov 1986)，當連桿梁長度小於或等於  $1.3M_p/V_p$  且一端與柱連接時，

連桿梁兩端之彎矩並不相等，此時連桿梁之剪力及彎矩可依下述方法計算：

當  $e \leq 1.3M_p/V_p$  且與柱連結

$$\text{連桿梁剪力} = 1.5V_p$$

$$\text{與柱連結端連桿梁彎矩} = 0.95M_p$$

$$\text{與斜撐連結端連桿梁彎矩} = e(1.5V_p) - 0.95M_p$$

一般之 EBF 構架，連桿梁之剪力需由斜撐構材及連桿梁外梁之軸力平衡之，其軸力之分佈主要決定於 EBF 構架之幾何形狀，而基本上不受 EBF 構架非彈性行為之影響。因此斜撐構材及連桿梁外梁之設計軸力，可採用彈性分析之結果，根據極限狀態下之連桿梁剪力（由上述公式計算而得），依比例放大求得。此外連桿梁之彎矩亦需由斜撐構材及連桿梁外梁來平衡之。斜撐構材及連桿梁外梁需依所分配之軸力與彎矩，根據第八章之規定設計之。

斜撐構材與連桿梁之接合需具有足夠之強度傳遞連桿梁在極限狀態時所產生之力量，圖 C13.9-6 所示接合細部在受力過程中連接板挫屈而失去功能，改良後之接合細部（圖 C13.9-7）則可滿足所需，圖 C13.9-8 亦為一可行之接合細部。

2. 連桿梁外梁應視需要設置側向支撐，以防止其產生側向扭轉挫屈。
3. EBF 中斜撐構材與連桿梁之中心線交點一般位於連桿梁之端點，本條文允許中心線交點位於連桿梁內，但禁止中心線交點位於連桿梁外。當中心線交點位於連桿梁內時，偏心距使連桿梁在與斜撐構材接合端之彎矩下降，此不但降低連桿梁外梁與斜撐構材所需承擔之彎矩，還可降低接合處之應力，有利於 EBF 之設計與連桿梁之行為。反之，當中心線交點位於連桿梁外時，對連桿梁外梁、斜撐構材及連桿梁皆有不不利之影響。梁在與斜撐構材交接之附近，會產生大量之塑性變形，但梁續接造成應力集中之現象，不利塑性變形之穩定發展，應避免之。斜撐構材之一部分延伸至連桿梁內，會造成額外之應力集中現象，亦應避免之。

### 13.9.5 梁柱接頭

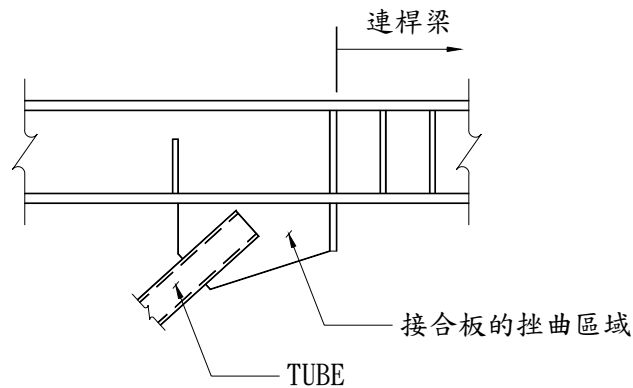
連桿梁外之梁與柱之梁柱接頭須符合下列之規定：

1. 連桿梁外之梁與柱之梁柱接頭，其所需設計強度應為 13.9.1 節定義之連桿梁設計剪力強度乘以 1.5 倍所計得之剪力、軸力與彎矩。
2. 連桿梁外之梁與柱之梁柱接頭在腹板面得採鉸接設計，惟此接頭須能抵抗  $0.02F_y b_f t_f d$  之扭矩。

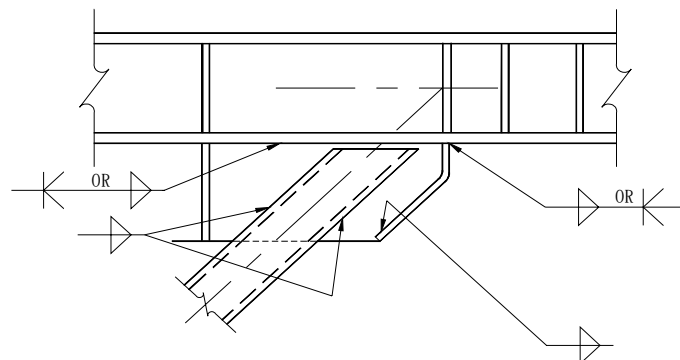
解說：1. 連桿梁外梁與柱之接合若產生剪力破壞，會使斜撐構材承受過大之彎矩，

導致連桿梁失去應有之功能。因此連桿梁外梁與柱之接合以剪力之有效傳遞最為重要，其剪力強度至少需為連桿梁達極限狀態時所引致之接頭剪力。

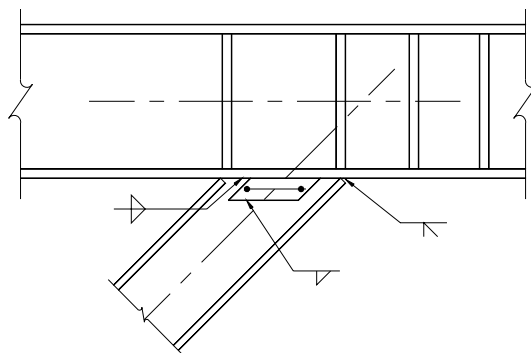
2. 本條文規定若接頭抗扭強度達到要求，則連桿梁外梁與柱之間可採用鉸接，惟此時亦應注意：(1)所設計之接頭需能在產生可能之最大強軸旋轉角時，仍然保持傳遞剪力及扭矩之功能；(2)所設計之抗扭矩鉸接接頭，需具有足夠之強軸旋轉能力；(3)所設計之抗扭矩接頭若具有傳遞強軸彎矩之功能時，計算設計剪力時應考慮其影響。



圖C13.9-6 不良之斜撐與連桿梁接合細部



圖C13.9-7 改良之斜撐與連桿梁接合細部



圖C13.9-8 H型斷面斜撐與連桿梁接合細部

### 13.9.6 柱所需強度

柱之強度需求應依載重組合(2.2-4)與(2.2-5)決定之，但連桿梁或斜撐經由接頭傳遞至柱之彎矩與軸力，不得小於連桿梁標稱強度乘1.5倍後所傳至柱之彎矩與軸力。

解說： 由於連桿梁之實際強度比設計強度高，而傳入柱構材之軸力與彎矩亦隨之增大，因此柱之設計地震力亦應隨著調大。

### 13.10 施工品質要求

鋼結構之施工應符合「鋼結構施工規範」之規定。用以抵抗地震力之鋼構架之重要銲接接合須依規定進行非破壞性檢驗，檢驗工作至少應包括下列三項：

- 工廠實施之鋼構接頭與續接之所有全滲透銲均須進行超音波或放射線檢驗。
- 工地實施之接頭與柱續接之全滲透銲均須進行超音波或放射線檢驗。
- 鋼材厚度超過四公分且承受垂直於厚度方向銲接冷縮應變之處，須在接頭銲接完成後進行超音波檢驗。

解說： 本條文規定的目的，係因所有鋼構架在地震中的行為與建造的技術息息相關，因此設計工程師必須提供適當的品質控制措施，特別是結構主要構件中受拉構材之銲道。AISC(1992) 提供一檢驗及試驗的特別規定(Marino 1966)，其中對鋼構架的特別規定適用於所有的地震區。

### 13.11 符號說明

$A$  =斷面積， $\text{cm}^2$

$A_e$  =有效淨斷面積， $\text{cm}^2$

$A_g$  =全斷面積， $\text{cm}^2$

$A_w$  =腹板斷面積， $\text{cm}^2$

$A_{st}$  =成對或單邊之加勁板全斷面積。

$C_c$  =受壓構材彈性與非彈性挫屈之臨界長細比

$D$  =結構物本身及固定於其上永久構件之靜重， $\text{tf}$

$E$  =鋼材之彈性模數， $2100\text{tf}/\text{cm}^2$

$E'$  =放大地震力， $\text{tf}$

$F_u$  =鋼材或聯結物之標稱拉力強度， $\text{tf}/\text{cm}^2$

$F_u$  =結構系統地震力折減係數

$F_y$  =鋼材之標稱降伏應力 ( $\text{tf}/\text{cm}^2$ )，本規範中「降伏應力」係指規定最小降

伏點 (鋼材具降伏點者) 或規定降伏強度 (鋼材未具降伏點者)

$F_{yc}$  =柱之標稱降伏應力， $\text{tf}/\text{cm}^2$

$F_y$	=翼板之標稱降伏應力，tf/cm <sup>2</sup>
$H$	=樓層高度，cm
$I$	=慣性矩，cm <sup>4</sup>
$J$	=斷面之扭轉常數，cm <sup>4</sup>
$K$	=等斷面構材之有效長度係數
$L$	=構材之無支撐長度，取二斜撐重心間之距離，cm
$L$	=樓層高度，cm
$L$	=活載重，tf
$L_b$	=側向無支撐長度，用來抵抗受壓翼板側向位移或防止斷面扭轉之支撐距離，cm
$L_p$	=沿大梁方向之柱間距，cm
$M_p$	=塑性彎矩，tf-cm
$M_{pa}$	=連桿梁之標稱彎矩強度，tf-cm
$M_{rp}$	=連桿梁之折減彎矩，tf-cm
$M_u$	=設計撓曲強度，tf-cm
$p_D$	=靜載重，tf
$p_L$	=活載重，tf
$p_E$	=地震力作用下所造成之軸力，tf
$P_{uc}$	=軸向壓力強度，tf
$p_{ut}$	=軸向拉力強度，tf
$P_y$	=軸向降伏強度，tf
$R$	=結構系統韌性容量
$R$	=支承反力或集中載重，tf
$R_n$	=標稱強度，tf
$V$	=剪力，tf
$V$	=梁柱接頭區之剪力強度，tf
$V_p$	=剪力強度，tf
$V_{pa}$	=連桿梁之標稱剪力強度，tf
$W$	=鋼板寬度，cm
$Y$	=腹板與翼板降伏應力之比
$Z$	=塑性斷面模數，cm <sup>2</sup>
$Z_b$	=梁塑性斷面模數，cm <sup>2</sup>
$Z_c$	=柱塑性斷面模數，cm <sup>2</sup>
$b$	=受壓構件寬度，cm
$b_e$	=細長受壓構件折減後之有效寬度，cm
$b_{eff}$	=有效邊距，cm
$b_f$	=翼板寬度，cm

- $d$  = 構材總深度，cm  
 $d_c$  = 柱斷面深度，cm  
 $d_z$  = 梁柱腹板交會區柱連續板間之淨深度，cm  
 $e$  = 連桿梁長度，cm  
 $f_a$  = 柱之計算軸應力，tf/cm<sup>2</sup>  
 $g$  = 重力加速度，980 cm/sec<sup>2</sup>  
 $h$  = 熱軋型鋼翼板間之淨距減去趾部或角隅半徑之距離；組合斷面中則為二相鄰螺栓列線間之距離或銲接梁翼板間之淨距，cm  
 $l$  = 於載重點處，沿任一翼板之最大無支撐長度，cm  
 $r$  = 控制之迴轉半徑，cm  
 $r_x$  ,  $r_y$  = 對 x 與 y 軸之迴轉半徑，cm  
 $t$  = 接合部之厚度，cm  
 $t_f$  = 翼板厚度，cm  
 $t_p$  = 梁柱接頭交會區柱腹板總厚度，cm  
 $t_w$  = 腹板厚度，cm  
 $t_z$  = 梁柱接頭交會區厚度，cm  
 $w$  = 鋼板之厚度（銲道間之距離），cm  
 $w_z$  = 梁柱腹板交會區柱翼板間之淨寬度，cm  
 $x$  = 與強軸撓曲符號相關之下標  
 $x_o$  ,  $y_o$  = 剪力中心對重心之座標，cm  
 $y$  = 與弱軸撓曲符號相關之下標  
 $y_p$  = 連桿梁變形角連桿梁變形角，rad  
 $\lambda_c$  = 柱之細長參數  
 $\lambda_e$  = 等值細長參數  
 $\lambda_{pd}$  = 塑性設計斷面之極限細長參數  
 $\lambda_p$  = 結實構件之極限細長比  
 $\lambda_r$  = 非結實構件之極限細長比  
 $\phi$  = 強度折減係數。  
 $\phi_b$  = 撓曲強度折減係數  
 $\phi_c$  = 受壓強度折減係數  
 $\phi_t$  = 拉力強度折減係數  
 $\phi_v$  = 剪力強度折減係數

## 參考文獻

- American Institute of Steel Construction (1978), Specification for the Design, Fabrication and Erection of Structural Steel for Buildings, Chicago, Ill.
- American Institute of Steel Construction (1986), Manual of Steel Construction - Load & Resistance Factor Design.
- American Association of State Highway and Transportation Officials (1977), Standard Specification for Highway Bridges.
- American National Standards Institute (1982), Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures ANSI .
- American Welding Bureau (1931), Report of Structural Welding Committee.
- American Society of Civil Engineers (1971), Plastic Design in Steel-A Guide and a Commentary ASCE Manual 41, 2nd Ed.
- Austin, W. J. (1961), Strength and Design of Metal Beam-Columns ASCE Journal of the Structural Division, Vol. 87, No. ST4, April.
- American Society of Civil Engineers (1979), Structural Design of Tall Steel Buildings.
- American Institute of Steel Construction (1973), Commentary on Highly Restrained Welded Connections AISC Engineering Journal, 2nd Qtr..
- AISE, (1979), Guide for the Design and Construction of Mill Buildings, ASCE Technical Report No.13.
- AISC (1990), "Specifications of Seismic Provisions for Structural Steel Buildings", American Institute of Steel Constructions.
- ASCE (1992), "Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures", American National Standards Institute, Inc., New York, NY.
- Joint ASCE-AAHSO Committee on Flexural Members (1968), "Design of Hybrid Steel Beams", Report of Subcommittee 1, Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 94, No. ST6.
- Applied Technology Council (1996), "Guidelines for Cyclic Seismic Testing of Components of Steel Structures", ATC-24, Redwood City, CA.
- Basler K. (1961), "Strength of Plate Girders in Shear", ASCE Journal of the Structural Division, Vol. 104, No. ST9, October.
- Basler, K., Yen, B.T., Mueller, J. A. and Thurlimann, B. (1960), "Web-buckling Tests on Welded Plate Girders", Welding Research Council Bulletin No. 64.
- Basler, K. (1961), "Strength of Plate Girders Under Combined Bending and Shear", Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 87, No. ST7.
- Basler, K. and Thurlimann, B. (1963), "Strength of Plate Girders in Bending", Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 89, No. ST4.
- Bergfelt, A. (1971), Studies and Tests on Slender Plate Girders Without Stiffeners March.
- Bendigo, R. A., Handson R. H. and Rumpf J. L. (1963), Long-bolted Joints ASCE



- Journal of the Structural Division, Vol. 89, No. ST6, December.
- Birkemoe, P. C. and Gilmore M. I. (1978), "Behavior of Bearing Critical Double-angle Beam Connections", AISC Engineering Journal, 4th Qtr.
- Bleich, F. (1952), "Buckling Strength of Metal Structures", McGraw-Hill Book Co.
- Bigos, J., Smith, G. W. Ball E. F. and Foehl P. J. (1954), Shop Paint and Painting Practice AISC National Engineering Conference, Proceeding,
- Bridge, P. Q. and Roderick J. W. (1978), "Behavior Of Built-up Composite Columns", ASCE Journal of the Structural Division, Vol. 104, No. ST7, July, pp 1,141-1,165.
- Beedle, L. S. and Tall L. (1960), "Basic Column Strength ASCE Journal of the Structural Division", Vol. 86, No. ST7, July.
- Bjorhovde, R. and Tall, L. (1971), "Maximum Column Strength and the Multiple Column Curve Concept", Rep. No.337. 29, Lehigh University, Fritz Eng. Lab., Bethlehem, Pa., October.
- Bleich, F. (1952), "Buckling Strength of Metal Structures", McGraw-Hill Book Co. .
- Brockenbrough, R.L.(1983), "Considerations in the Design of Bolted Joints for Weathering Steel", AISC Engineering Journal, 1st Qtr.,P.40, Chicago, Ill.
- Bruneau, M., Mahin, S.A. and Popov, E.P. (1987), "Ultimate Behavior of Butt Welded Splices in Heavy Rolled Steel Sections", Report No. UCB/EERC-87/10, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, CA, .
- Baker, J.P. (1969), "Variations in the Mechanical Properties of Structural Steel", Final Report, Symposium on Concepts of Safety of Structures and Methods of Design, IABSE, London, Sept.
- Chopra, A. K. and Newmark, N. M. (1980), "Design of Earthquake Resistant Structures", John Wiley and Sons, Inc., New York, N.Y. .
- Cooper, P. B., et al (1978), "LRFD Criteria for Plate Girders", ASCE Journal of the Structural Division, Vol. 104, No. ST9, September.
- Cheong-Siat Moy, F., Ozer, E. and Lu, L.W. ( 1977), "Strength of Steel Frames Under Gravity Loads", ASCE Journal of the Structural Division, Vol. 103, No. ST6, June.
- Canadian Standards Association Steel Structures for Buildings (1974), Appendices G, H and I CSA S16.1-1974, Rexdale, Ontario, Canada,
- Chajes, A. and Winter, G. (1965), "Torsional Flexural Buckling of Thin-Walled Members", Journal of the Structural Division, ASCE, Vol.91, No. ST4, August.
- Chen, S.J., Yeh, J.H. and Chu, J.M. (1996), "Ductile Steel Beam-to-Column Connections for Seismic Resistance" Structural Journal, ASCE.
- Chen, S.J. and Wang, W. C. (1999), "Moment Amplification Factor for P- $\delta$  Effect of Steel Beam-Column.", ASCE Journal of Structural Engineering.
- Chen, W.F. and Newlin, D.E (1973), "Column Web Strength in Beam-to-Column Connections" Journal of the Structural Division, ASCE, 99, ST9.
- Chen, W.F. and Oppenheim, I.J. (1974), "Web Buckling Strength of Beam-to-Column Connections" Journal of the Structural Division, ASCE, 100, ST1.
- Disque, R. O. (1973), "Inelastic K-Factor in Design", AISC Engineering Journal, 2nd Qtr.

- Daniels, J. H. and Lu L. W. (1972), "Plastic Subassemblage Analysis for Unbraced Frames", ASCE Journal of the Structural Division, Vol. 98, No. ST8, August.
- Darwin, D.(1990), "Design of Steel and Composite Beams with Web Openings", AISC Steel Design Guide Series, No. 2 .
- Ellingwood, B., et al(1980), "Development of a Probability Based Load Criterion for American National Standard A58 Building Code Requirements for Minimum Design Loads in Buildings and Other Structures" ,Special Publication 577, National Bureau of Standards, June .
- Elgaaly, M. 1983, "Web Design under Compressive Edge Loads", AISC Engineering Journal, 4th Qtr.
- Easterling, W. S. and L. Gonzales(1993), "Shear Lag Effects in Steel Tension Members", Engineering Journal, AISC, Vol. 30, No. 2, 2nd Quarter.
- Engelhardt, M.D. and Popov, E.P. (1989), Behavior of Long Links in Eccentrically Braced Frames", Report No.UCB/EERC-89/01,Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, CA,.
- Engelhardt, M.D. and Popov, E.P.(1989), "On Design of Eccentrically Braced Frames", Earthquake Engineering Research Institute, El Cerrito, CA, Earthquake Spectra, Vol. 5, No.3, August.
- Engelhardt, M.D., Winneberger,T., Zekany, A., & Potyraj, T.J. (1996), "The Dogbone Connection" Modern Steel Construction, AISC, August.
- Fisher, J. W. and Struik J. H. A. (1974), "Guide to Design Criteria for Bolted and Riveted Joints",John Wiley and Sons, Inc., New York, N.Y.
- Freeman, F.R.(1930), "The Strength of Arc-welded Joints", Proc. Inst. Civil Engineers 231, London, England,.
- Fisher, J. W., Galambos, T.V. Kulak G. L. and Ravindra M. K. (1978), "Load and Resistance Factor Design Criteria for Connectors" ,ASCE Journal of the Structural Division, Vol. 104, No. ST9, September .
- Fisher, J. W., Frank, K. H. Hirt , M. A.and McNamee, B. M. (1970), "Effect of Weldments on the Fatigue Strength of Beams", National Cooperative Highway Research Program, Report 102.
- Fisher, J. W., Albrecht, P. A. Yen, B. T. Klingerman, D. J. and McNamee, B. M. (1974), "Fatigue Strength of Steel Beams with Welded Stiffeners and Attachments",National Cooperative Highway Research Program, Report 147.
- Frank, K. H. and Yura, J. A. (1981), "An Experimental Study of Bolted Shear Connections ",FHWA/RD-81/148, December .
- Preece, F.R. (1968), "AWS-AISC Fillet Weld Study-Longitudinal and Transverse Shear Tests ", Testing Engineers, Inc.
- Foutch, D.A. (1989), "Seismic Behavior of Eccentrically Braced Steel Buildings", ASCE Journal of Structural Engineering, Vol.115, No.8.
- Galambos, T. V. (1978), "Proposed Criteria for Load Resistance Factor Design of Steel Building Structures" ,Research Report No. 45, Civil Engineering Dept., Washington Univ, St. Louis, Mo., .
- Galambos, T. V. (1980) , "Reliability of Axially Loaded Columns" , Washington

- Univ., Dept. of Civil Engineering. St. Louis, Mo.
- Galambos, T. V. and Ravindra, M. K. (1973), "Tentative Load and Resistance Factor Design Criteria for Steel Buildings", Research Report No.18, Washington Univ., Dept. of Civil Engineering, St. Louis, Mo., September.
- Galambos, T. V. and Chapuis, J. (1980), "LRFD Criteria for Composite Columns and Beam Columns", Revised Draft, December. Washington Univ., Dept. of Civil Engineering, St. Louis, Mo.
- Grant, J. A., Jr., Fisher J. W. and Slutter R. G. (1977), "Composite Beams With Formed Steel Deck", ASIC Engineering Journal, 1st Qtr.
- Gibson, G. T. and Wake, B. T. (1942), "An Investigation of Welded Connections for Angle Tension Members", AWS, The Welding Journal, January.
- Galambos, T.V. (1960), "Influence of Partial Base Fixity on Frame Stability", ASCE Journal of the Structural Division, Vol. 86, No. ST5,.
- Galambos, T.V. (1968), "Structural Members and Frames", Prentice-Hall, Englewood Cliffs, N. J.
- Galambos, T. V., et al, "Structural Deflections: A Literature and State of the Art Survey", National Bureau of Standards Building Science Series 47, Washington, D.C.
- Galambos, T. V. (1988), "Structural Stability Research Council Guide to Stability Design Criteria for Metal Structures", 4th Edition. John Wiley & Sons, New York.
- Galambos, T. V. and Ravindra M. K.(1976), "Load and Resistance Factor Design Criteria for Steel Beams", Research Report No. 27, Washington Univ., Dept. of Civil Engineering, St. Louis, Mo., February .
- Galambos, T. V. and Ravindra M. K.(1978), "Properties of Steel for Use in LRFD", ASCE Journal of the Structural Division, Vol. 104, No. ST9, September.
- Galambos, T.V., Ellingwood, B. Mac Gregor J. G. and Cornell, C. A.(1982), "Probability Based Load Criteria: Assessment of Current Design Practice", ASCE Journal of the Structural Division, Vol. 108, No. ST5, May.
- Goble, G. G. (1968), "Shear Strength of Thin Flange Composite Specimens", AISC Engineering Journal, April, Chicago, Ill.
- Galambos, T.V. and Ravindra, M.K.(1978), "Properties of Steel for Use in LRFD", J. of Structural Div. ASCE, Vol. 104.
- Hall. Dann H.(1981) , "Proposed Steel Column Strength Criteria", ASCE Journal of the Structural Division, Vol. 107, No. ST4, April.
- Hansell, W. C., Galambos T. V. Ravindra M. K. and Viest I. M.(1978), "Composite Beam Criteria in LRFD", ASCE Journal of the Structural Division, Vol. 104, No. ST9, September.
- Hardash, S. and Bjorhovde R. (1985), "New Design Criteria for Gusset Plates in Tension", AISC Engineering Journal, 2nd Qtr., Chicago, Ill.(p.77).
- Hielmstad, K. D. and Popov, E.P.(1983), "Cyclic Behavior and Design of Link Beams", Journal of the Structural Division, Vol. 109, No. 10, American Society of Civil Engineer, October.
- International Organization for Standardization (1974), "Guide for the Evaluation of Human Exposure to Whole-Body Vibration", Document ISO 2631, September.

- Iwankiw, N.(1984), “Note on Beam-Column Moment Amplification Factor” , AISC Engineering Journal, 1st Qtr., 1984, Chicago, Ill. (p.21).
- ICBO, (1991),”Uniform Building Code”, International Conference of Building Officials, Whittier, CA.
- Iwankiw, N.R., and Carter, C.J.(1996), “The Dogbone: A New Idea to Chew On” Modern Steel Construction, AISC, April.
- Johnston, B. G.(1976), “Guide to Design Criteria for Metal Compression Members” ,3rd. Ed., Structural Stability Research Council, John Wiley and Sons, New York, N.Y.
- Jones, J. (1940) , “Static Tests on Riveted Joints”, Civil Engineering, May.
- Johnston, B. G. and Green L. F. (1940), “Flexible Welded Angle Connections” The Welding Journal, October.
- Joints for Weathering Steel AISC Engineering Journal, 1st Qtr. (1983), Chicago, Ill (p.40).
- Graham, J. D. Sherbourne, A. N. Khabbaz, R. N. and Jensen C. D. (1959), “Welded Interior Beam-to-Column Connections”. New York: American Institute of Steel Construction, Inc.
- Regec, J.E. Huang, J.S. and Chen.W.F. (1973),”Test of Fully-Welded Beam-to-Column Connection”, WRC Bulletin 188, Welding Research Council , New York, October, 24-35.
- Kitipornchai, S. and Trahair N. S. (1980),”Buckling Properties of Monosymmetric I-Beams “ ASCE Journal of the Structural Division, Vol. 109, No. ST5, May.
- Kanchanalai, T. and Lu L. W. (1979), “Analysis and Design of Framed Columns Under Minor Axis Bending” ,AISC Engineering Journal, 2nd Qtr.
- Kanchanalai, T. (1977), The Design and Behavior of Beam-columns in Unbraced Steel Frames” , AISI Project No.189, Report No.2, Civil Engineering/Structures Research Lab, Univ. of Texas-Austin, October.
- Ketter, R.L. (1961), “Further Studies of the Strength of Beam Columns “,ASCE Journal of the Structural Division, Vol. 87, No. ST6, August .
- Keating, P. B. and Fisher J. W. (1985), “Review of Fatigue Tests and Design Criteria on Welded Details” ,NCHRP Project 12-15(50), October.
- Kishi, N. and Chen W. F. (1986), “Data Base of Steel Beam-to-Column Connections”, School of Civil Engineering, Purdue University.
- Kasai, K. and Popov, E.P.(1986), “Cyclic Web Buckling Control for Shear Link Beams”, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol.112, No.3, March, pp.505-523.
- Kasai, K. and Popov, E.P.(1986), “A Study of Seismically Resistant Eccentrically Braced Frames”, Report No.UCB/EERC-86/01,Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, USA.
- Krawinkler, H.(1978), “Shear in Beam-Column Joints in Seismic Design of Steel Frames”, Engineering Journal, American Institute of Steel Construction, Chicago, IL, Vol.15 .
- Krawinkler, H., Bertero, V.V. and Popov, E.P.(1975), “Hysteresis Behavior of Steel

- Columns”, Report No. UCB/EERC-75/11, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, CA,
- Kasai, K. and Popov, E.P.(1986), “General Behavior of WF Steel Link Beams”, Journal of the Structural Division, Vol. 112, No. 2, American Society of Civil Engineers, February .
- Knudsen, K.E., Young, C.H. Johnston B.G. and Beedle L.S. (1953),”Plastic Strength and Deflection of Continuous Beams”, Welding J. Research Supplement .
- Lim, L. C. and Lu L. W. (1970) , “The Stength and Behavior of Laterally Unsupported Columns “ ,Fritz Engineering Laboratory Report No. 329.5, Lehigh Univ., Bethlehem, Pa., June.
- LeMessurier, W. J., McNamara R.J. and Scrivener J. C. (1974), “Approximate Analytical Model for Multi-Story Frames”, AISC Engineering Journal, 4th Qtr.
- LeMseurier, W. J.(1976) , “A Practical Method of Second Order Analysis. Part 1-Pin-jointed Frames “ AISC Engineering Journal, 4th Qtr.
- LeMessurier, W. J.(1977), “A Practical Method of Second Order Analysis, Part 2-Rigid Frames “,AISC Engineering Journal, 2nd Qtr.
- Lu, L. W., E., Ozer, J. H. Daniels, Okten O. S. Morino S. (1977),”Strength and Drift Characteristics of Steel Frames” ,ASCE Journal of the Structural Dicision Vol. 103, No. ST11, November .
- Liapunow, S.(1974), “Ultimate Load Studies of Plane Multi-story Steel Rigid Frames “, ASCE Journal of the Structural Division, Vol. 100, No. ST8, Proc. Paper 10750, August .
- Lu, Le-Wu (1967), “Design of Braced Multi-story Frames by the Plastic Method”, AISC Engineering Journal, January.
- Lee, G. C., Morrell M. L. and Ketter R. L. (1972), “Design of Tapered Members”, WRC Bulletin No.173, June.
- Liu, Z. and Goel, S.C.(1987), “Investigation of Concrete Filled Steel Tubes under Cyclic Bending and Buckling”,UMCE Report 87-3,University of Michigan, Ann Arbor, MI,
- Libby, J.R.(1982), “Eccentrically Braced Frame Construction - A Case History”, Engineering Journal, American Institute of Steel Construction, Chicago, IL, Vol.18, No.9, American Society of Civil Engineers, September .
- LA County(1996), “County of Los Angeles Current Position on the Design and Construction of Welded Moment Resisting Frame Systems (WMRF) “
- Massonnet, C.(1959), “Stability Consideration in the Design of Steel Columns”, J. of Structural Division, ASCE, Vol. 85, No.9 .
- Marino, F. J.(1966), “Ponding of Two-way Roof Systems” ,AISC Engineering Journal, July .
- Morrell, M. L. and Lee G. C. (1974), “Allowable Stress for Web-tapered Beams with Lateral Restraints ,WRC Bulletin No. 192, February .
- Munse, W. H. and Chesson, E.Jr. (1963), “Riveted and Bolted Joints: Net Section Design “,ASCE Journal of the Structural Division, Vol. 89, No. ST1, February .
- Murray, T. M.(1975), “Design to Prevent Floor Vibration” ,AISC Engineering Journal,

- 3rd Qtr., Chicago, Ill.(p.82).
- Murray, T. M.(1981), "Acceptability Criterion for Occupant-induced Floor Vibrations "AISC Engineering Journal, 2nd Qtr., Chicago, Ill.(p.62).
- Malley, J.O. and Popov, E.P.(1983), "Design Considerations for Shear Links in Eccentrically Braced Frames", Report No.UCB/EERC-83/24,Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, CA.
- Merovich, A. T., Nicoletti, J.P. and Hartle, E.(1982), "Eccentric Bracing in Tall Buildings," Journal of the Structural Division, Vol. 108, No.9, American Society of Civil Engineers, September .
- Ollgaard, J. G., Slutter R. G. and Fisher J. W. (1971), "Shear Strength of Stud Connectors in Light Weight and Normal Weight Concrete" ,AISC Engineering Journal, April .
- Popov, E. P.(1980), "An Update on Eccentric Seismic Bracing" AISC Engineering Journal, 3rd Qtr.
- Popov, E. P. and Stephen R. M. (1977),"Capacity of Columns with Splice Imperfections" ,AISC Engineering Journal, 1st Qtr.
- Popov, E.P., Amin, N.R., Louie, J.C. and Stephan, R.M.(1986),"Cyclic Behavior of Large Beam-Column Assemblies", Engineering Journal, AISC Volume 23, No. 1 .
- Popov, E.P. and Tsai, K.C.(1989), "Performance of Large Seismic Steel Moment Connections under Cyclic Loads", Engineering Journal, American Institute of Steel Constructions, Vol.26,No.2 .
- Popov, E.P.and Stephen, R.M.(1977),"Tensile Capacity of Partial Penetration Welds", Journal of the Structural Division, American Society of Civil Engineers, Vol.103, No. ST9,September .
- Popov, E.P., Engelhardt, M.D. and Ricles, J.M.(1989), "Eccentrically Braced Frames: U.S. Practice", Engineering Journal, American Institute of Steel Construction, Chicago, IL., Vol. 26, No. 2.
- Plumier, A(1994), "Behavior of Connection",Journal of Constructional Steel Research,29,P95-119 .
- Ravindra, M.K. and Galambos T.V. (1978), "Load and Resistance Factor Design for Steel ", ASCE Journal of the Structural Division, Vol. 104, No.ST9, September 8.
- Ross, D. A. and Chen W. F. (1975), "Design Criteria for Steel I-Columns Under Axial Load and Biaxial Bending", Fritz Engineering Laboratory Report No. 389.6/393.3A, Lehigh Univ., Bethlehem, Pa., August .
- Research Council on Riveted and Bolted Structural Joints Specification for Structural Joints Using ASTM A325 or A490 Bolts (1980) .
- Rao, N. R. N. Lohrmann M. and Tall L. (1966), "Effect of Strain Rate on the Yield Stress of Structural Steels Journal of Materials", Vol. 1, No. 1, ASTM, March .
- Roberts,T.M.(1981), "Slender Plate Girders Subjected to Edge Loading", Proceedings of Institute of Civil Engineers, Part 2, 71, September.
- Research Council on Riveted and Bolted Structural Joints Specification for Structural Joints Using ASTM A325 or A490 Bolts Load and Resistance Factor Design. (1978)
- Ricles,J.M. and Yura J. A. (1983), "Strength of Double-row Bolted Web

- Connections“ ,ASCE Journal of the Structural Division, Vol. 109, No. ST1, January .
- Roeder, C.W. and Popov, E.P.(1978), “Cyclic Shear Yielding of Wide Flange Beams”, Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE, Vol.104, No.EM4, August .
- Roeder, C.W. and Popov, E.P.(1978), “Eccentrically Braced Frames for Earthquakes”, Journal of the Structural Division, Vol.104, No.3, American Society of Civil Engineers, March .
- Ricles, J.M. and Popov, E.P.(1987), “Dynamic Analysis of Seismically Resistant Eccentrically Braced Frames”, Report No.UCB/EERC-87/107 , Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, CA .
- Sherman, D. R.(1976), “Tentative Criteria for Structural Applications of Steel Tubing and Pipe”, American Iron and Steel Institute, Washington, D.C..
- Springfield, J. (1975), “ Design of Columns Subject to Biaxial Bending “, AISC Engineering Journal, 3rd Qtr.
- SSRC Task Group 20(1979) , “A Specificaiton for the Design of Steel-Concrete Composite Columns “, AISC Engineeing Journal, 4th Qtr.
- Slutter, R. G. and Driscoll G. C. (1965), “Flexural Strength of Steel-concrete Composite Beams” , ASCE Journal of the Structural Division, Vol. 91, No. ST2, April.
- Springfield, J. and Adams P. F. (1972), “Aspects of Column Design in Tall Steel Buildings “, ASCE Journal of the Structural Division, Vol. 98, No. ST5, May .
- Steel Structures Painting Council Steel Structures Painting Manual, Vol. 2, Systems and Specifications Pittsburgh, Pa.
- Sherman, D. R. and Tanavde A. S. (1984), “Comparative Study of Flexural Capacity of Pipes”, Civil Engineering Department Report, Univ. of Wisconsin-Milwaukee, March .
- Stang, A. H. and Jaffe B. S. (1984), “Perforated Cover Plates for Steel Columns” Research Paper RP 1861, National Bureau of Standards.
- Mau,S.T. (1979), “The Development of A Velocity Risk Map of Taiwan for Seismic Resistant Design of Buildings”, Journal of the Chinese Institute of Engineers, vol.2 No.2, pp.135-141 .
- Shanley, F.R.(1947), “Inelastic Column Theory”, J.Aeronaut. Sci., Vol.14, No.5, P.216 .
- Stang, A.H. and Jaffe, B.S.(1984), “Perforated Cover Plated for Steel Columns”, Research Paper Rp 1861, National Bureauof Standards.
- Sherman, D.R.(1976), “Tentative Criteria for Structural Applications of Steel Tubing and Pipe”, American Iron and Steel Institute, Washington, D.C., August .
- SEAOC (1990), “Recommended Lateral Force Requirements”, Seismology Committee, Structural Engineers Association of California, Sacramento/ San Francisco/Los Angeles, AC .
- SAC (1995)”Interim Guidelines, Evaluation Repair Modificaaion and Design of Steel Moment Frames”, Federal Emergency Management Agency, Report No.SAC-95-02 .
- Tentative Provisions for the Development of Seismic Regulations for Buildings ATC Publication 3-06, June 1978.

- Timoshenko, S. P. and Gere J. M. (1961), "Theory of Elastic Stability", McGraw-Hill Book Co.
- Tide, R. H. R.(1985) , Reasonable Column Design Equations Annual Technical Session of Structural Stability Research Council, April 16-17 .
- Tang, X. and Goel, S.C.(1987), "Seismic Analysis and Design Considerations of Braced Steel Structures", UMCE Report 87-4, University of Michigan, Ann Arbor, MI .
- Tang, X. and Goel, S.C.(1989), "Brace Fractures and Analysis of Phase I Structure", Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol.115, No.8, August .
- Tsai, K.C.and Popov, E.P.(1990), "Seismic Panel Zone Design Effecton Elastic Story Drift in Steel Moment Resisting Frames", Journal of Structural Engineering, Vol.116, No.12, December .
- Tsai,K.C.and Popov,E.P.(1996), "Seismic Steel Beam-to-Column Moment Connections", SAC Report.
- Uang, C.M. and Bertero, V.V.(1986), "Earthquake Simulation Tests and Associated Studies of 0.3-Scale Model of a Six-Story Concentrically Braced Steel Structure", Report No.UCB/EERC-86/10, EERC, Berkeley, CA, December .
- Von Karman, T., Sechler, E.E. and Donnell, L.H.(1932), "The Strength of the Thin Plates in Compression, ASMET ransactions, Vol. 54, APM-54-5.
- Winter,G.(1958) "Lateral Bracing of Columns and Beams" ,ASCE Journal of the Structural Division, Vol. 84, No. ST2, March .
- Wood, B. R., Beaulieu D. and Adams P. F. (1976), "Column Design by P-Delta Method", ASCE Journal of the Structural Division, Vol. 102, No. ST2, February .
- Winter, G.(1970) , "Commentary on the 1968 Edition of Light Gage Cold-formed Steel Design Manual", American Iron and Steel Institute .
- Winter, G.(1947), "Strength of Steel Compression Flanges", ASCE Transactions.
- Yura, J. A., et al (1978), "The Bending Resistance of Steel Beams", ASCE Journal of the Structural Division, Vol. 104, No. ST9, September .
- Yura, J. A.(1971), "The Effective Length of Columns in Unbraced Frames" ,AISC Engineering Journal, April .
- Zandonini, R.(1985), "Stability of Compact Built-up Struts: Experimental Investigation and Numerical Simulation ", Contruzione Metalliche, November 4 .
- 日本建築學會(1990), "鋼構造限界狀態設計規準(案)・同解説", 日本建築學會。日本建築學會, "建築工事標準仕様書6"。
- 日本建築學會, "鋼構造設計規準"。
- 中央氣象局(1978), "臺灣八十年來之颱風", 中央氣象局編印, 文英印書公司。
- 陳生金, 張敬昌(1993), "高張力螺栓接合之設計強度" 結構工程, 第八卷第二期, 6月。
- 陳生金, 陳希舜, 馬道奇(1992), "極限設計法風力載重研究", 中國土木水利工程學刊, 第四卷, 第四期。
- 陳生金, 陳舜田, 葉禎輝, 周作隆(1996), "強烈地震下鋼骨結構梁柱接頭之破壞及高韌性接頭之開發", 結構工程, 第十一卷第四期, 10月。



- 陳生金，陳希舜，曾清銓(1992)，”鋼結構極限設計法規範及解說研究”，中華民國結構工程學會，9月。
- 陳生金，陳正誠，翁正強(1995)，”鋼構造容許應力設計法規範及解說研究”，中華民國結構工程學會，6月。
- 張學誠(1994)，”巨形鉸接箱型柱之結構行為”，國立台灣工業技術學院營建工程技術系博士論文，1月，台北市。
- 蔡益超，陳瑞華，項維邦(1996)，”建築物風力規範條文、解說及示範例之研訂”，中華民國結構工程學會研究報告CSSE85-05B，6月。
- 蔡克銓，蔡益超，邱昌平(1992)，”結構構材韌性設計規範研究”，中華民國結構工程學會研究報告CSSE81-01，9月。
- 營建署(1995)，”鋼結構施工規範及解說”。
- 營建署(1996)，”鋼結構容許應力設計法規範及解說”。
- 營建署(1996)，”建築物耐震設計規範及解說”。
- 營建署(2005)，”建築物耐震設計規範及解說”。
- 葉祥海，陳瑞華 (2003) ，”建築物設計載重規範之研訂”，內政部建築研究所計畫成果報告。
- 中華民國鋼結構協會(1997) ，”鋼結構品質管制作業標準”。

## 附錄1 細長受壓肢材之局部挫屈

受軸向壓力之桿件，當其肢材之寬厚比超過4.5節第1款所規定之 $\lambda_r$ 值者應按本節規定設計。細長受壓撓曲構件應依附錄3設計。

### 1. 未加勁受壓肢材

未加勁受壓肢材之寬厚比超過4.5節1款規定之 $\lambda_r$ 值者，其設計強度應乘以折減係數 $Q_s$ ， $Q_s$ 值應按公式(A-1-1)至公式(A-1-6)計算，具細長受壓肢材之撓曲構件，其撓曲應力不可超過 $\phi_b F_y Q_s$ ，其中， $\phi_b = 0.90$ ，而受軸壓力構材之設計強度應依第3款中之折減係數 $Q_s$ 修正。

單角鋼：

$$\text{當 } \frac{20}{\sqrt{F_y}} < \frac{b}{t} < \frac{40}{\sqrt{F_y}}$$

$$Q_s = 1.340 - 0.017\left(\frac{b}{t}\right)\sqrt{F_y} \quad (\text{A-1-1})$$

$$\text{當 } \frac{b}{t} \geq \frac{40}{\sqrt{F_y}}$$

$$Q_s = \frac{1100}{F_y (b/t)^2} \quad (\text{A-1-2})$$

柱或其他受壓桿件之突出肢材或角鋼，或梁受壓翼板之突出肢材：

$$\text{當 } \frac{30}{\sqrt{F_y/k_c}} < \frac{b}{t} < \frac{53}{\sqrt{F_y/k_c}}$$

$$Q_s = 1.415 - 0.0143\left(\frac{b}{t}\right)\sqrt{F_y/k_c} \quad (\text{A-1-3})$$

$$\text{當 } \frac{b}{t} \geq \frac{53}{\sqrt{F_y/k_c}}$$

$$Q_s = \frac{1840k_c}{F_y (b/t)^2} \quad (\text{A-1-4})$$

T型鋼之腹板：

$$\text{當 } \frac{34}{\sqrt{F_y}} < \frac{b}{t} < \frac{47}{\sqrt{F_y}}$$

$$Q_s = 1.91 - 0.027\left(\frac{b}{t}\right)\sqrt{F_y} \quad (\text{A-1-5})$$

$$\text{當 } \frac{b}{t} \geq \frac{47}{\sqrt{F_y}}$$

$$Q_s = \frac{1400}{F_y (b/t)^2} \quad (\text{A-1-6})$$

其中：

$$k_c = (1) \text{ I 型斷面： } k_c = \frac{4}{\sqrt{h/t_w}}, \quad 0.35 \leq k_c \leq 0.763$$

$$(2) \text{ 其他斷面： } k_c = 0.763$$

$b = 4.5$  節1款中定義之未加勁肢材之寬度，cm

$t =$  未加勁肢材之厚度，cm。

$t_w =$  腹板之厚度，cm

$h =$  腹板之深度，cm

$F_y =$  標稱降伏應力，tf/cm<sup>2</sup>

未符合4.5節1款規定之 T 型鋼未加勁肢材，其斷面須符合表A-1.1之規定。

表A-1.1 T型鋼及槽鋼之斷面規定

斷面形狀	翼板全寬與斷面全深之比	翼板厚與腹板厚之比
組合 T 型鋼	$\geq 0.50$	$\geq 1.25$
熱軋 T 型鋼	$\geq 0.50$	$\geq 1.10$
組合或熱軋槽鋼	$\leq 0.25$	$\leq 3.0$
	$\leq 0.50$	$\leq 2.0$

## 2. 加勁受壓構件

除開孔蓋板外，受均勻壓應力之加勁肢材，其寬厚比超過4.5節1款之 $\lambda_r$ 規定時，應以有效寬度( $b_e$ )代替其實際寬度計算斷面性質。

(1) 等厚之方形或矩形斷面翼板：

$$\text{若 } \frac{b}{t} \geq \frac{64}{\sqrt{f}} \quad \text{則} \quad b_e = \frac{87t}{\sqrt{f}} \left[ 1 - \frac{17}{(b/t)\sqrt{f}} \right] \leq b \quad (\text{A-1-7})$$

其他情況  $b_e = b$

(2) 其他受均勻壓力之加勁肢材：

$$\text{若 } \frac{b}{t} \geq \frac{68}{\sqrt{f}} \quad \text{則} \quad b_e = \frac{87t}{\sqrt{f}} \left[ 1 - \frac{15}{(b/t)\sqrt{f}} \right] \leq b \quad (\text{A-1-8})$$

其他情況  $b_e = b$

其中：

$b =$  依4.5節定義之受壓加勁肢材之實際寬度，cm

$b_e =$  有效寬度，cm

$t =$  加勁肢材厚度，cm

$f =$  依本附錄第3款規定所計得之加勁肢材彈性壓應力，tf/cm<sup>2</sup>。若斷面含有未加勁肢材，計算加勁肢材之 $f$ 值時，未加勁肢材之最大壓應力不得超過本附錄第3款規定中之 $\phi_c F_{cr}$ ，其中， $Q = Q_s$  且  $\phi_c = 0.85$ ，或  $\phi_b F_y Q_s$ ，其中， $\phi_b = 0.90$ 。

(3)承受軸向載重之圓管斷面：

當構材之直徑－厚度比  $D/t$  超過  $232/F_y$ ，但小於  $914/F_y$  者：

$$Q = Q_a = \frac{77}{F_y(D/t)} + \frac{2}{3} \quad (\text{A-1-9})$$

其中：

$D$  = 外徑，cm

$t$  = 管壁厚，cm

### 3.設計斷面性質

除下列情形外，斷面性質應以構材之全斷面計算：

計算受撓構材之慣性矩及斷面模數時，依第2款定義之均佈受壓加勁肢材有效寬度計算其有效全斷面積。未加勁肢材之斷面， $Q_s$  值依1款計算。加勁肢材之斷面其  $Q_a$  值規定如下：

$$Q_a = (\text{有效面積})/(\text{實際面積}) \quad (\text{A-1-10})$$

上式中有效面積等於斷面有效面積之總和。

受軸壓載重之構材，全斷面積及迴轉半徑  $r$  應以實際斷面計算。然而，當  $\lambda_c \sqrt{Q} \leq 1.5$ ，臨界應力  $F_{cr}$  應依下式計算：

$$F_{cr} = Q [\exp(-0.419Q\lambda_c^2)] F_y \quad (\text{A-1-11})$$

其中：

$$Q = Q_s Q_a \quad (\text{A-1-12})$$

(1)全部由未加勁肢材組成之斷面， $Q = Q_s$ ，( $Q_a = 1.0$ )

(2)全部由加勁肢材組成之斷面， $Q = Q_a$ ，( $Q_s = 1.0$ )

(3)由加勁肢材及未加勁肢材聯合組成之斷面， $Q = Q_s Q_a$

當  $\lambda_c \sqrt{Q} > 1.5$ ，臨界應力  $F_{cr}$  依下式計算

$$F_{cr} = \left[ \frac{0.877}{\lambda_c^2} \right] F_y \quad (\text{A-1-13})$$

解說：本附錄適用於當受壓肢材之寬厚比超過4.5節第1款規定之  $\lambda_r$  值時之狀況。當未加勁肢材之  $\lambda$  大於  $\lambda_r$  時，其設計強度應乘以一折減係數；當有加勁肢材之  $\lambda$  大於  $\lambda_r$  時，應以有效寬度 ( $b_e$ ) 代替其實際寬度來計算斷面性質。

公式(A-1-1)至(A-1-6)係基於薄板受壓臨界挫屈應力公式而發展出來：

$$\sigma_{cr} = K \left[ \frac{\pi^2 E \sqrt{n}}{12(1-\nu^2)(b/t)^2} \right]$$

其中， $n = E_t/E$ ， $E_t$  為切線模數， $\nu$  為 Poisson's ratio， $K$  為挫屈係數，其值視薄板兩側（與受力方向平行）之束制條件而定。在理想狀況下，當板的單側受簡支撐時， $K = 0.425$ ；若板的兩側均為簡支撐時， $K = 4.0$ 。

當薄板的臨界挫屈應力  $\sigma_{cr}$  小於降伏應力  $F_y$  時，局部挫屈將取代降伏控制設計。因此若定義  $Q = \sigma_{cr}/F_y$ ，則

$$Q = \frac{K}{F_y} \left[ \frac{\pi^2 E \sqrt{n}}{12(1-\nu^2)(b/t)^2} \right]$$

此一公式可由圖 CA-1.1 中的曲線表示。為了簡化設計，圖 CA-1.1 中的曲線可採用兩條直線來近似，此二直線分別為公式 (A-1-1) 與 (A-1-2)。

由於具有較大寬厚比肢材的單對稱斷面較易因扭轉挫屈而失敗 (Chajes and Winter 1965)，為了防止這種失敗模式，表 A-1.1 特別限制了 T 形斷面的相對尺寸比例。

對於加勁受壓肢材，公式 (A-1-7) 與 (A-1-8) 主要採用由 von Karman et al. (1932) 所提出的有效寬度觀念 (effective width concept) 來考慮薄板挫屈後強度。此一觀念後來由 Winter (1947) 加以實驗證明，並提出以下的公式：

$$\frac{b_e}{t} = 1.9 \sqrt{\frac{E}{f}} \left( 1 - \frac{C}{b/t} \sqrt{\frac{E}{f}} \right)$$

其中， $C$  係依實驗結果推導而得之係數。

對受軸向壓力的圓管而言，許多實驗證明 (Sherman 1976) 古典理論過於高估圓管的實際挫屈強度，因實際上圓管本身具有初始變形、殘留應力等缺陷所致。因此，公式 (A-1-9) 主要是依據實驗結果而得。當圓管之  $D/t \leq 232/F_y$  時，局部挫屈將不會控制其設計強度；當圓管之  $D/t$  超過  $914/F_y$  時，局部挫屈強度急速下降，使設計斷面變得不經濟而不實際，此類圓管不適於建築結構物使用。

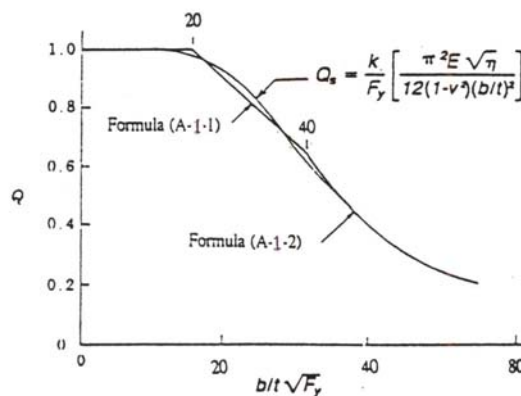


圖 CA-1.1 細長受壓肢材之強度折減係數

## 附錄 2 撓曲扭轉挫屈

本附錄適用於單軸對稱柱及非對稱柱在撓曲—扭轉挫屈及扭轉挫屈等極限狀態下的強度。

對稱斷面柱之扭轉挫屈及非對稱斷面柱之撓曲—扭轉挫屈，通常在設計時未予考慮，但對於較薄平板所構成的柱及非對稱斷面柱，可能會因此類挫屈極限狀態而破壞。

扭轉挫屈及撓曲—扭轉挫屈之極限強度為  $\phi_c P_n$ ，

其中，

$$\phi_c = 0.85$$

$P_n$  = 標稱抗壓強度

$$= A_g F_{cr} \quad (\text{A-2-1})$$

$A_g$  = 斷面積

$Q = 1.0$ ，當構件寬厚比小於第 4.5 節 1 款之  $\lambda_r$  值時。

$= Q_s Q_a$ ，當構件寬厚比大於第 4.5 節 1 款之  $\lambda_r$  值時， $Q_s$ ， $Q_a$  之規定

見附錄 1。

標稱臨界應力  $F_{cr}$  其值由下列二式決定：

1. 當  $\lambda_e \sqrt{Q} \leq 1.5$ ：

$$F_{cr} = Q[\exp(-0.419Q\lambda_e^2)]F_y \quad (\text{A-2-2})$$

2. 當  $\lambda_e \sqrt{Q} > 1.5$ ：

$$F_{cr} = \left[ \frac{0.877}{\lambda_e^2} \right] F_y \quad (\text{A-2-3})$$

其中： $\lambda_e = \sqrt{F_y/F_e}$  (A-2-4)

$F_y$  = 標稱降伏應力

臨界扭轉挫屈應力或臨界撓曲—扭轉挫屈應力  $F_e$ ，可依下列規定計算：

1. 雙軸對稱斷面之臨界扭轉挫屈應力：

$$F_e = \left[ \frac{\pi^2 EC_w}{(K_z L)^2} + GJ \right] \frac{1}{I_x + I_y} \quad (\text{A-2-5})$$

2. 對稱斷面（以 Y 軸為對稱軸）之臨界撓曲—扭轉挫屈應力：

$$F_e = \frac{F_{ey} + F_{ez}}{(2H)} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{4F_{ey}F_{ez}H}{(F_{ey} + F_{ez})^2}} \right) \quad (\text{A-2-6})$$

3. 非對稱斷面之臨界撓曲—扭轉挫屈應力值為下列三次方程式之最小值：

$$(F_e - F_{ex})(F_e - F_{ey})(F_e - F_{ez}) - F_e^2(F_e - F_{ey})(x_o/\bar{r}_o)^2 - F_e^2(F_e - F_{ex})(y_o/\bar{r}_o)^2 = 0 \quad (\text{A-2-7})$$

其中：

$K_z$  = 扭轉挫屈之有效長度係數

$E$  = 彈性模數

$G$  = 剪力模數

$C_w$  = 翹曲常數

$J$  = 扭轉常數

$I_x$  ,  $I_y$  = 對於主軸之慣性矩

$x_o$  ,  $y_o$  = 剪力中心對斷面形心之座標

$$\bar{r}_o^2 = x_o^2 + y_o^2 + \frac{I_x + I_y}{A} \quad (\text{A-2-8})$$

$$H = 1 - \left( \frac{x_o^2 + y_o^2}{\bar{r}_o^2} \right) \quad (\text{A-2-9})$$

$$F_{ex} = \frac{\pi^2 E}{(K_x L / r_x)^2} \quad (\text{A-2-10})$$

$$F_{ey} = \frac{\pi^2 E}{(K_y L / r_y)^2} \quad (\text{A-2-11})$$

$$F_{ez} = \left[ \frac{\pi^2 E C_w}{(K_z L)^2} + GJ \right] \frac{1}{A \bar{r}_o^2} \quad (\text{A-2-12})$$

其中：

$A$  = 構材之斷面積

$L$  = 無支撐長度

$K_x$  ,  $K_y$  = 對  $x$  和  $y$  軸之有效長度係數

$r_x$  ,  $r_y$  = 對主軸之迴轉半徑，cm

$\bar{r}_o$  = 對剪力中心之極迴轉半徑，cm

### 附錄3 撓曲構材補充規定

未包含於第七章之其他斷面（含非結實斷面或細長肢材斷面）之標稱撓曲強度為依下列極限狀態計算所得之最低值：

(1)側向扭轉挫屈；(2)翼板局部挫屈；(3)腹板局部挫屈。

對於各種極限狀態其標稱撓曲強度之決定如下：

當  $\lambda \leq \lambda_p$ ：

$$M_n = M_p \quad (A-3-1)$$

當  $\lambda_p < \lambda \leq \lambda_r$ ：

對側向扭轉挫屈之極限狀態：

$$M_n = C_b [M_p - (M_p - M_r)(\lambda - \lambda_p) / (\lambda_r - \lambda_p)] \leq M_p \quad (A-3-2)$$

對翼板及腹板局部挫屈之極限狀態：

$$M_n = M_p - (M_p - M_r)(\lambda - \lambda_p) / (\lambda_r - \lambda_p) \quad (A-3-3)$$

當  $\lambda > \lambda_r$ ：

對於側向扭轉挫屈及翼板局部挫屈極限狀態：

$$M_n = M_{cr} = SF_{cr} \leq M_p \quad (A-3-4)$$

對於翼板之  $\lambda > \lambda_r$ ，但其形狀不包含於表A-3.1，見附錄1。

對於腹板之  $\lambda > \lambda_r$ ，見7.6節板梁。

上式中， $M_r$ 及 $F_{cr}$ 之計算依表A-3.1所規定者。

$\lambda$  為控制之長細比參數

= 對側向扭轉挫屈之弱軸長細比 $L_b/r_y$

= 依4.5節定義之翼板局部挫屈之翼板寬厚比 $b/t$

= 依4.5節定義之腹板局部挫屈之腹板深厚比 $h/t_w$

$\lambda_p$  = 當 $M_n = M_p$ 時， $\lambda$ 之最大值

$\lambda_r$  = 非彈性挫屈時， $\lambda$ 之最大值

$F_{cr}$  = 臨界應力

本附錄所包含之構件斷面，其適用之極限狀態及 $M_p$ 、 $M_r$ 、 $F_{cr}$ 、 $\lambda$ 、 $\lambda_p$ 及 $\lambda_r$ 之公式如表A-3.1所列，表中所用之符號定義如下：

$R_e$  = 見7.6節

$(S_x)_{eff}$  = 對強軸之有效斷面模數

$S_{xc}$  = 受壓翼板之斷面模數

$S_{xt}$  = 受拉翼板之斷面模數

$h_c$  = 從中性軸至受壓翼板內面減去趾部或角隅半徑後距離之兩倍

$t_f$  = 翼板厚度

$t_w$  = 腹板厚度



表 A-3.1 標稱強度參數

形 狀	塑性彎矩 $M_p$	挫屈之極限狀態	極限挫屈彎矩 $M_r$	臨界應力 $F_{cr}$	長 細 比 參 數			限 制
					$\lambda$	$\lambda_p$	$\lambda_r$	
槽形鋼，雙向對稱及單向對稱 I 形梁 (包括混合梁)，對強軸彎曲	$F_y Z_x$ (e)	側向-扭轉挫屈 (LTB)，雙向對稱及槽形構材	$(F_{yw} - F_r) S_x$	$\frac{C_b X_1 \sqrt{2} \sqrt{1 + \frac{X_1^2 X_2}{2\lambda^2}}}{\lambda}$ (b)	$\frac{L_b}{r_y}$	$\frac{80}{\sqrt{F_{yf}}}$	(a, b)	1. 若 $h_c/t_w \leq 257\sqrt{F_{yf}}$ 則適用於 I 型構材，當 $h_c/t_w > 257\sqrt{F_{yf}}$ 見 7.5 節。 2. 當 $\lambda > \lambda_r$ a) 若 $b/d \leq 0.25$ 及 $t_f/t_w \leq 3.0$ 則適用於組合槽形鋼。 b) 若 $b/d \leq 0.25$ 及 $t_f/t_w \leq 2.0$ 則適用於軋製槽形鋼。
		側向-扭轉挫屈 (LTB)，單向對稱構材	$(F_{yw} - F_r) S_{xc} \leq F_{yf} S_{xt}$	(c)	$\frac{L_b}{r_y}$	$\frac{80}{\sqrt{F_{yf}}}$	同 $\lambda$ ，且 $M_{cr} = S_{xc} (F_{yf} - F_r)$	
		翼板局部挫屈 (FLB)	$(F_{yw} - F_r) S_x$	(g)	$\frac{b}{t}$	$\frac{17}{\sqrt{F_{yf}}}$	(h)	
		腹板局部挫屈 (WLB)	$R_e F_{yf} S_x$	不 適 用	$\frac{h_c}{t_w}$	$\frac{170}{\sqrt{F_{yf}}}$	$\frac{260}{\sqrt{F_{yf}}}$	
槽形鋼及雙向對稱 I 形構材，對弱軸彎曲。	$F_y Z_y$	翼板局部挫屈 (FLB)	$F_y S_y$	同 對 強 軸 彎 曲				
實心對稱形狀，不包括矩形棒對強軸彎曲。	$F_y Z_x$	不 適 用						
實心矩形棒，對強軸彎曲。	$F_y Z_x$	側向-扭轉挫屈 (LTB)	$F_y S_x$	$\frac{4010 C_b \sqrt{JA}}{S_x}$	$\frac{L_b}{r_y}$	$\frac{264 \sqrt{JA}}{M_p}$	$\frac{4010 \sqrt{JA}}{M_r}$	

A3-2

鋼結構極限設計法

形 狀	塑性彎矩 $M_p$	挫屈之極限狀態	極限挫屈彎矩 $M_r$	臨界應力 $F_{cr}$	長 細 比 參 數			限 制
					$\lambda$	$\lambda_p$	$\lambda_r$	
對稱箱形斷面， 於對稱平面受力	$F_y Z_x$	側向 - 扭轉挫屈 (LTB)	$(F_{yf} - F_r) S_x$	$\frac{4010 C_b \sqrt{JA}}{\lambda S_x}$	$\frac{L_b}{r_y}$	$\frac{264 \sqrt{JA}}{M_p}$	$\frac{4010 \sqrt{JA}}{M_r}$	適用於 $\frac{h_c}{t_w} \leq \frac{257}{\sqrt{F_{yf}}}$
		翼板局部挫屈 (FLB)	$F_y S_x$	$\frac{(S_x)_{eff}}{S_x} F_y (d)$	$\frac{b}{t}$	$\frac{13}{F_y}$	$\frac{63}{\sqrt{(F_y - F_r)}}$	側向 - 扭轉挫屈 (LTB) 只適用於 $d > b$
		腹板局部挫屈 (WLB)	同 I 型					
圓 形 管	$F_y Z$	側向 - 扭轉挫屈 (LTB)	不 適 用					
		翼板局部挫屈 (FLB)	$M_n = (\frac{42}{D/t} + F_y) S (f)$	$\frac{686}{D/t}$	$\frac{D}{t}$	$\frac{146}{F_y}$	$\frac{630}{F_y}$	$\frac{D}{t} < \frac{915}{F_y}$
		腹板局部挫屈 (WLB)	不 適 用					
<p>a. <math>\lambda_r = \frac{X_1}{(F_{yw} - F_{yr})} \sqrt{1 + \sqrt{1 + X_2 (F_{yw} - F_r)^2}}</math></p> <p>b. <math>X_1 = \frac{\pi}{S_x} \sqrt{\frac{EGJA}{2}}</math>    <math>X_2 = 4 \frac{C_w}{I_y} (\frac{S_x}{GJ})^2</math></p> <p>c. <math>M_{cr} = \frac{4010 C_b}{L_b} \sqrt{I_y J (B_1 + \sqrt{(1 + B_2 + B_1^2)})} \leq S_{xt} F_y</math></p> <p>其中 <math>B_1 = 2.25 [2(I_{yc}/I_y) - 1] (\frac{h}{L_b}) \sqrt{(I_y/J)}</math></p> <p><math>B_2 = 25 [1 - I_{yc}/I_y] (I_{yc}/J) (h/L_b)^2</math></p> <p>若受壓翼板大於受拉翼板，<math>M_{cr}</math> 可以雙向對稱構材之公式估計； 而於計算 <math>X_1</math> 與 <math>X_2</math> 值時，其上下翼板面積可使用壓力翼板之面積。</p>					<p>d. 為方形或矩形斷面之翼板，具同一厚度，其受壓翼板寬度為 b<sub>e</sub> 時之斷面模數，其中 <math>b_e = \frac{87t}{\sqrt{f}} (1 - \frac{17}{(b/t)\sqrt{f}})</math></p> <p>e. 混合斷面，由全塑性應力分佈算出。</p> <p>f. 此公式用於代替公式 (A-3-3)。</p> <p>g. <math>F_{cr} = \frac{1400}{\lambda^2}</math> 對軋製型鋼    <math>F_{cr} = \frac{790}{\lambda^2}</math> 對銲接型鋼</p> <p>h. <math>\lambda_r = \frac{37}{\sqrt{F_{yw} - 0.7}}</math> 對軋製型鋼    <math>\lambda_r = \frac{37}{\sqrt{F_{yw} - 1.16}}</math> 對銲接型鋼</p> <p>其中 <math>F_{yw}</math> = 腹板之規定最小降伏應力，t/cm<sup>2</sup></p>			

A3-3

鋼結構極限設計法



## 附錄4 積水載重之設計

本節提供較11.3節  $C_p + 0.9C_s \leq 0.25$  更為精確之平屋頂結構勁度計算方法。

對任何主要和次要構架之組合，應力指數可依下式計算之：

$$U_p = \left[ \frac{\phi_b F_y - f_o}{f_o} \right]_p \quad \text{主要構材用} \quad (\text{A-4-1})$$

$$U_s = \left[ \frac{\phi_b F_y - f_o}{f_o} \right]_s \quad \text{次要構材用} \quad (\text{A-4-2})$$

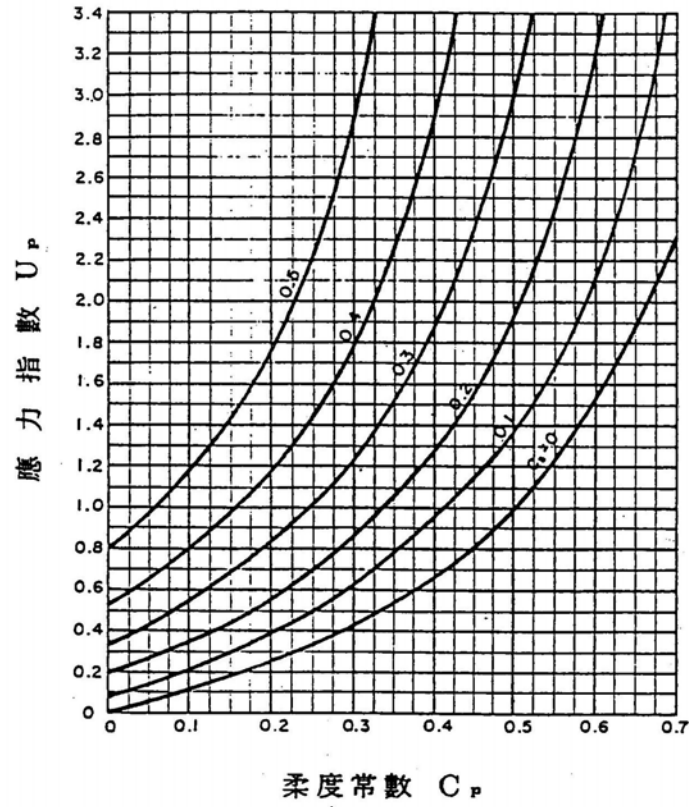
其中： $f_o$  = 不考慮積水作用下之彎曲應力

$\phi_b$  = 撓曲強度折減係數值(=0.9)

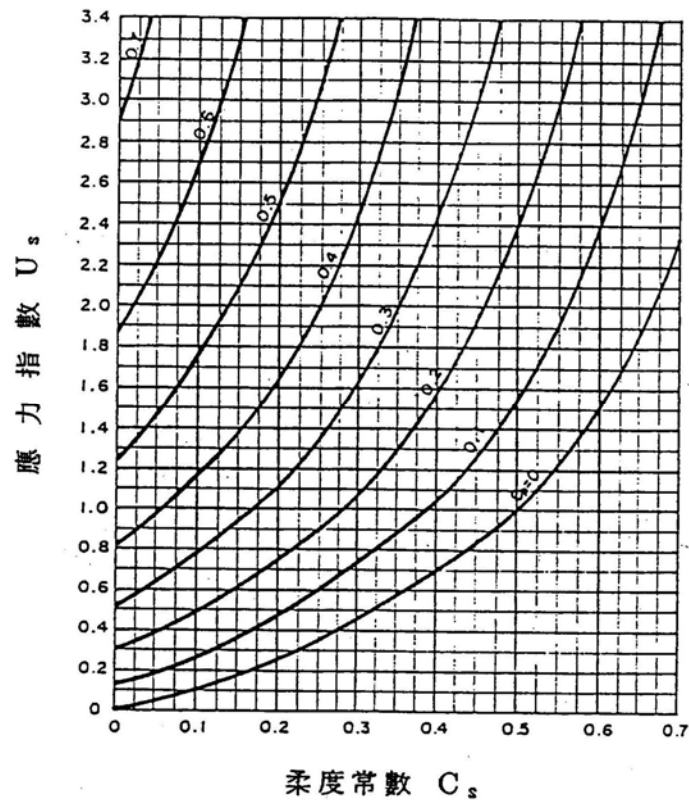
由圖A-4.1可得到主要和次要系統組合之柔性常數 $C_s$ 、 $C_p$ 及 $U_p$ 之關係，如果從此圖所得之柔性常數大於從主要構件計得之 $U_p$ 值時，此主要和次要構架勁度便足以承受積水，否則須使用勁度較大的主要梁或次要梁，而 $C_p$ 、 $C_s$ 之規定參見11.3節。

當屋頂構造由一系列等距支承在牆頂的梁所構成時，視其為次要構材支承在一剛性主要構材上，對這種情形，需將所計得之應力指數 $U_s$ 代入圖A-4.2，從水平線 $U_s$ 和 $C_p$ 之曲線交點可得 $C_p$ 之極值。

因鋼浪板所造成的積水撓度只為總積水撓度的一小部分，它僅需限制其慣性矩（和其跨徑垂直的每米寬）為0.4乘上其跨徑的四次方，梁直接支承於柱上，而深度—跨度比較細長之鋼浪板，需檢查其在積水載重下的穩定性，這可以用圖A-4.1或圖A-4.2，視 $C_s$ 為屋頂版單位米寬之柔性常數。



圖A-4.1 主要和次要系統組合之柔性常數



圖A-4.2 單獨次要梁之柔性常數

## 附錄5 疲勞應力設計

### 5.1 適用範圍

受疲勞載重之構材及接合應依照本附錄之規定設計之。本規範中，疲勞定義為構材經足夠多次之反復應力變動後所產生之斷裂現象。應力差值之定義為應力變動之大小。若應力改變方向，則某一點應力差值之計算，應為該處最大反復張應力與壓應力之數值和或相反方向之最大剪應力之數值和，其發生原因為活載重之變化所造成者。

### 5.2 載重狀況、鋼材之類型與部位

設計承受反復變動活載重應力之構件與接頭，應考慮應力反復次數，預期之應力差值，以及構材或細部之類型與部位。

載重狀況依應力反復次數分類如表A-5.1。

鋼材依類型與部位，歸類如表A-5.2。

### 5.3 設計應力之範圍

在工作載重下其最大設計應力範圍不得超過表A-5.3所列值。

### 5.4 螺栓在張力下之設計強度

使用適當鎖緊之或強力螺栓，當其承受張力反復疲勞載重時，其設計之張力強度應包含外力及槓抬作用且應符合表A-5.4之規定。

表A-5.1 載重狀況

載重狀況	反復次數
1	自 20,000 <sup>a</sup> 至 100,000 <sup>b</sup>
2	自100,000 至 500,000 <sup>c</sup>
3	自500,000 至2,000,000 <sup>d</sup>
4	自2,000,000以上

註：a. 約相當於每日作用 2次為期25年。

b. 約相當於每日作用 10次為期25年。

c. 約相當於每日作用 50次為期25年。

d. 約相當於每日作用200次為期25年。

表 A-5.2 鋼材之類型與部位

一般狀況	適用情況	應力類型 <sup>a</sup>	應力分類 (詳表 A-5.3)	圖例號碼 (詳圖 A-5.1) <sup>b</sup>
鋼材	軋製或乾淨表面之母材，焰切邊其平整度在 ANSI 平整度 1000(含)以下。	T 或 Rev	A	1,2
組合構材	鋼板或型鋼之組合構材中之母材及銲材。此構件係以平行於作用力方向之連續全滲透開槽銲或連續角銲組合，且構材之母材及銲材上無附加物。	T 或 Rev	B	3,4,5,6
	鋼板或型鋼之組合構材中之母材及銲材。此構件係以平行於作用力方向之全滲透開槽銲或以半滲透銲組合，且未移除背墊板，且構件上之母材及銲材上無附加物。	T 或 Rev	B'	3,4,5,6
	腹板或翼板上，緊鄰銲接橫向加勁板銲趾處之母材。	T 或 Rev	C	7
	端部為正方形或梯形之局部銲接蓋板，無論蓋板端有無銲道，或端部較翼板寬且有銲道，該端部處之母材。 翼板厚度 ≤ 20mm	T 或 Rev	E	5
	翼板厚度 > 20mm	T 或 Rev	E'	5
蓋板端部較翼板寬且端部無銲道，該端部處之母材。		E'	5	

表 A-5.2 鋼材之類型與部位(續)

一般狀況	適用情況	應力類型 <sup>a</sup>	應力分類 (詳表 A-5.3)	圖例號碼 (詳圖 A-5.1) <sup>b</sup>
開槽銲	二相似斷面以全滲透開槽銲續接處之母材及銲材。其接合處須沿應力作用方向磨平，並按相關規定做放射線照相或超音波檢驗者。	T 或 Rev	B	10,11
	二不同厚度或寬度之斷面在轉接斷面處以全滲透開槽銲續接處之母材及銲材。其轉接斷面處及銲縫沿應力作用方向磨成不大於 1:2:5 之斜度，並按相關規定做放射線照相或超音波檢驗者。 其他類母材	T 或 Rev	B	12,13
	二斷面以全滲透開槽銲續接處之母材及銲材。其轉接斷面處不論有無符合 1:2:5 之斜度，且銲縫未磨平，但已照有關規定做放射線照相或超音波檢驗者。	T 或 Rev	C	10,11,12,13
部分滲透開槽銲	部分滲透之橫向開槽銲處之銲材，並以有效銲喉面積計算。	T 或 Rev	F <sup>c</sup>	16



表 A-5.2 鋼材之類型與部位(續)

一般狀況	適用情況	應力類型 <sup>a</sup>	應力分類 (詳表 A-5.3)	圖例號碼 (詳圖 A-5.1) <sup>b</sup>
填角銲接頭	位於斷續填角銲處之母材。	T 或 Rev	E	
	受軸力構材，端部以填角銲接合，其交界處之母材。該處銲縫之配置需使銲接應力保持平衡。			
	$b \leq 25\text{mm}$	T 或 Rev	E	17,18
	$b > 25\text{mm}$	T 或 Rev	E	17,18
	以橫向填角銲連結之橫件其母材。			
	$b \leq 12\text{mm}$	T 或 Rev	C	20,21
	$b > 12\text{mm}$	T 或 Rev	見附註 C	
填角銲	縱向或橫向之連續或斷續角銲處之銲材。	S	F <sup>c</sup>	15,17,18,20,21
塞孔銲或塞槽銲	塞孔銲或塞槽銲之母材。	T 或 Rev	E	27
	塞孔銲或塞槽銲之剪應力。	S	F	27
機械鎖緊之接頭	抗滑型強力螺栓接合處之母材全斷面(但承受軸向力之接頭，且會使被接合鋼材產生面外彎矩者除外)。	T 或 Rev	B	8
	其他以機械鎖緊接合處之母材淨斷面。	T 或 Rev	D	8,9
	承壓式強力螺栓接合處之母材淨斷面。	T 或 Rev	B	8,9

表 A-5.2 鋼材之類型與部位(續)

一般狀況	適用情況	應力類型 <sup>a</sup>	應力分類 (詳表 A-5.3)	圖例號碼 (詳圖 A-5.1) <sup>b</sup>
附加物	以開槽銲連接之附加物其銲縫處之母材。此母材並承受橫向及(或)縱向載重，且附加物具有轉接半徑(R)且銲接末端順向磨平。對於橫向載重其銲道已依相關規定做放射線照相或超音波檢驗。			
	縱向載重：			
	R > 600mm	T 或 Rev	B	14
	600mm > R > 150mm	T 或 Rev	C	14
	150mm > R > 50m	T 或 Rev	D	14
	50mm > R	T 或 Rev	E	14
	受橫向載重附加物之母材，具有等厚度且其補增強銲已磨平。			
	R > 600mm	T 或 Rev	B	14
	600mm > R > 150mm	T 或 Rev	C	14
	150mm > R > 50m	T 或 Rev	D	14
	50mm > R	T 或 Rev	E	14, 15
	受橫向載重附加物之母材，具有等厚度，但其補強銲層未磨平。			
	R > 600mm	T 或 Rev	C	14
600mm > R > 150mm	T 或 Rev	C	14	
150mm > R > 50m	T 或 Rev	D	14	
50mm > R	T 或 Rev	E	14, 15	

表 A-5.2 鋼材之類型與部位(續)

一般狀況	適用情況	應力類型 <sup>a</sup>	應力分類 (詳表 A-5.3)	圖例號碼 (詳圖 A-5.1) <sup>b</sup>
附加物 (續)	受橫向載重附加物之母材，不等厚度而補強銲層已磨平。 $R > 50\text{mm}$ $50\text{mm} > R$	T 或 Rev	D	14
		T 或 Rev	E	14,15
	受橫向載重附加物之母材不等，厚度不同且增強銲層未磨平所有 R 值	T 或 Rev	E	14,15
	受橫向載重附加物之母材 $R > 150\text{mm}$ $150\text{mm} > R > 50\text{mm}$ $50\text{mm} > R$	T 或 Rev	C	19
		T 或 Rev	D	19
		T 或 Rev	E	19
	以全滲透開槽銲連接而承受縱向載重之母材 $50\text{mm} < a < 12b$ 或 $100\text{mm}$ $a > 12b$ 或 $100\text{mm}$ ，當 $b \leq 25\text{mm}$ $b > 12b$ 或 $100\text{mm}$ ，當 $b > 25\text{mm}$	T 或 Rev	D	15
		T 或 Rev	E	15
		T 或 Rev	E'	15
	以半滲透開槽銲或填角銲連接而承受縱向載重附加物上之母材。 $a < 50\text{mm}$ $50\text{mm} < a < 12b$ 或 $100\text{mm}$ $a > 12b$ 或 $100\text{mm}$ ，當 $b \leq 25\text{mm}$ $b > 12b$ 或 $100\text{mm}$ ，當 $b > 25\text{mm}$	T 或 Rev	C	15,23,24,25,26
T 或 Rev		D	15,23,24,26	
T 或 Rev		E	15,23,24,26	
T 或 Rev		E'	15,23,24,26	

表 A-5.2 鋼材之類型與部位(續)

一般狀況	適用情況	應力類型 <sup>a</sup>	應力分類 (詳表 A-5.3)	圖例號碼 (詳圖 A-5.1) <sup>b</sup>	
附加物 (續)	母材上附有以半滲透銲或填角銲連結物，承受縱向載重，且附加物具有轉接半徑且其銲接末端順向磨平。				
	R > 50mm	T 或 Rev	D	19	
	R ≤ 50mm	T 或 Rev	E	19	
	附加物以填角銲連接具有轉接半徑，其銲端順向磨平，且其主材承受縱向載重； 附加物上之母材承受橫向載重				
	R > 50mm	T 或 Rev	D	19	
R < 50mm	T 或 Rev	E	19		
	以角銲或自動端銲接合之剪力釘式接合物，其接合處之母材	T 或 Rev	C	22	
	剪力釘接合物標稱斷面積上之剪應力。	S	F		
附註：					
a. T 表拉力應力範圍，Rev 表反復拉力及壓力之應力範圍。 S 表剪力(含反復剪力)之應力範圍。					
b. 此僅為範例，並不排除其他合理之類似情形。					
c. 橫向填角銲或半滲透銲之容許疲勞應力差值受有效喉深，滲透深度及板厚等影響，請參閱 Frank and Fisher, Journal of the Structural Division, Vol.105 NO.ST9, Sept.1979					

表A-5.3 容許之應力差值 $t/cm^2$ 

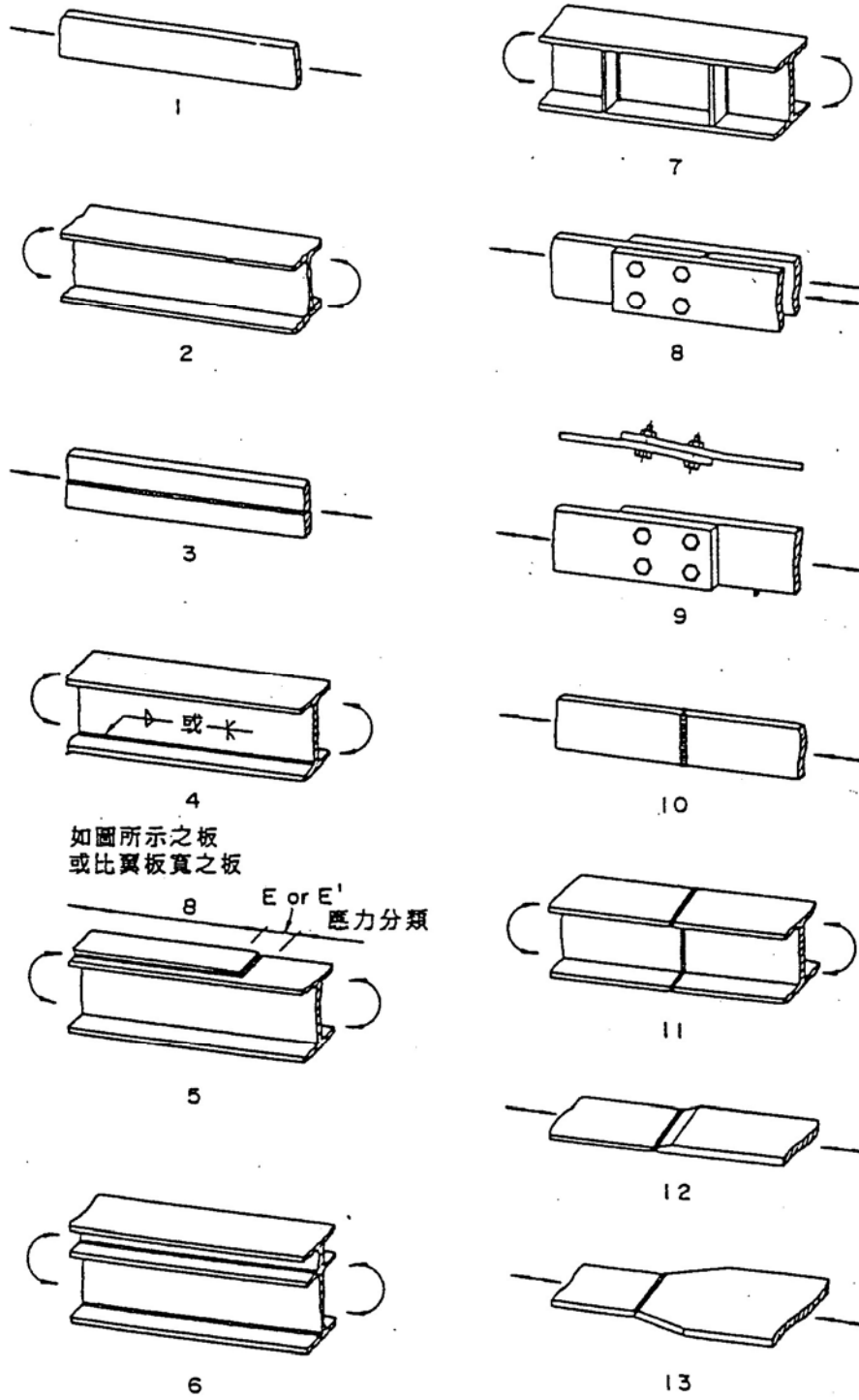
類別 (表A-5.2)	載種狀況1	載種狀況2	載種狀況3	載種狀況4
A	4.43	2.60	1.69	1.69
B	3.45	2.04	1.27	1.13
B'	2.75	1.62	1.06	0.84
C	2.46	1.48	0.92	0.70 <sup>a</sup>
D	1.97	1.13	0.70	0.49
E	1.55	0.92	0.56	0.32
E'	1.13	0.65	0.41	0.18
F	1.06	0.84	0.63	0.56

註：a. 加勁板銲接於翼板時，其銲趾處容許之彎曲應力差值應為 $0.84t/cm^2$ 。

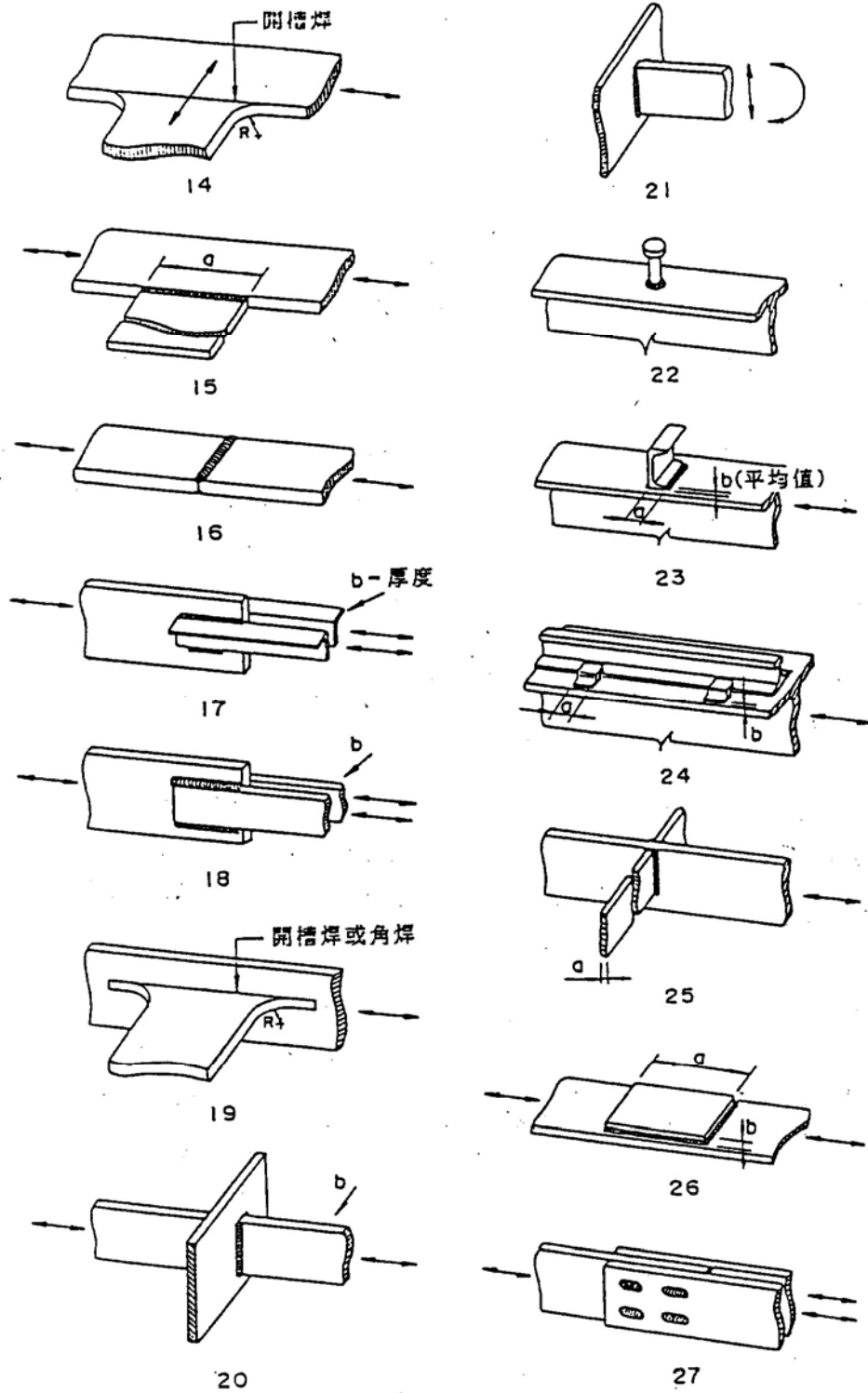
表A-5.4 A325或A490螺栓之設計拉力強度

反復次數	設計強度
少於20,000次	依10.3節之規定
自20,000次至500,000次	$0.30A_bF_u^a$
500,000次以上	$0.25 A_bF_u^a$

a. 工作載重下



圖A-5.1 範例



圖A-5.1 範例 (續)

## 附錄6 專有名詞中英對照

柱之有效長度係數圖	Alignment chart for column
放大係數	Amplification factor
長寬比	Aspect ratio
條板	Batten plate
梁	Beam
梁柱	Beam-column
排架	Bent
雙軸撓曲	Biaxial bending
含斜撐構架	Braced frame
脆性斷裂	Brittle fracture
挫屈載重	Buckling load
組合構材	Built-up member
外覆材	Cladding
冷軋構材	Cold-formed members
柱	Column
柱曲線	Column curve
組合機構	Combined mechanism
結實斷面	Compact section
合成梁	Composite beam
合成柱	Composite column
混凝土包覆梁	Concrete-encased beam
接合	Connection
臨界載重	Critical load
曲率	Curvature
設計文件	Design documents
設計強度	Design strength
斜向支撐	Diagonal bracing
隔板	Diaphragm
隔板作用	Diaphragm action
雙曲率	Double curvature
側移	Drift
側移指數	Drift index
韌性係數	Ductility factor
有效長度	Effective length
有效長度係數 $k$	Effective length factor $k$
有效慣性矩	Effective moment of inertia
有效勁度	Effective stiffness
有效寬度	Effective width
彈性分析	Elastic analysis
彈性-完全塑性	Elastic-perfectly plastic
埋置物	Embedment



包覆混凝土之鋼構造	Encased steel structure
尤拉公式	Euler formula
尤拉載重	Euler load
眼桿	Eyebar
因數化載重	Factored load
聯結物	Fastener
疲勞	Fatigue
一階分析	First-order analysis
火燄切割板	Flame-cut plate
平寬	Flat width
柔性接頭	Flexible connection
樓板系統	Floor system
力	Force
斷裂韌度	Fracture toughness
構架挫屈	Frame buckling
構架不穩定	Frame instability
完全合成梁	Fully composite beam
高週次疲勞	High-cycle fatigue
混合梁	Hybrid-beam
遲滯迴路	Hysteresis loop
夾雜物	Inclusions
不完全熔合	Incomplete fusion
非彈性作用	Inelastic action
不穩定性	Instability
接頭	Joint
K 型斜撐	K-bracing
層狀撕裂	Lamellar tearing
側向支撐構材	Lateral bracing member
側向(或側向-扭轉)挫屈	Lateral (or lateral-torsional) buckling
極限狀態	Limit state
載重係數	Load factor
載重	Loads
載重及強度係數設計	LRFD
載重及強度係數設計	Load and Resistance Factor Design
局部挫屈	Local buckling
低週次疲勞	Low-cycle fatigue
下限載重	Lower bound load
機構	Mechanism
機構法	Mechanism method
標稱載重	Nominal loads
標稱強度	Nominal strength
非結實斷面	Noncompact section
P- $\Delta$ 效應	P-delta effect
梁柱腹板交會處	Panel-zone

部分合成梁	Partially composite beam
平面構架	Plane frame
塑性分析	Plastic analysis
塑性設計斷面	Plastic design section
塑性鉸	Plastic hinge
塑性極限載重	Plastic-limit load
塑性機構	Plastic mechanism
塑性模數	Plastic modulus
塑性彎矩	Plastic moment
塑性應變	Plastic strain
塑性區	Plastic zone
塑性化	Plastification
板梁	Plate girder
後挫屈強度	Post-buckling strength
彎矩再分配	Redistribution of moment
所需強度	Required strength
殘留應力	Residual stress
抵抗能力	Resistance
強度係數	Resistance factor
剛構架	Rigid frame
翼板根部	Root of the flange
旋轉容量	Rotation capacity
聖裴南扭矩	St. Venant torsion
二階分析	Second-order analysis
使用載重	Service load
使用性極限狀態	Serviceability limit state
形狀係數	Shape factor
剪力摩擦	Shear-friction
剪力凸出物	Shear lugs
剪力牆	Shear wall
側傾	Sidesway
側向挫屈	Sidesway buckling
簡單塑性理論	Simple plastic theory
單曲率	Single curvature
細長斷面	Slender section
長細比	Slenderness ratio
摩阻型接頭	Slip-critical joint
空間構架	Space frame
續接	Splice
穩定極限載重	Stability-limit load
階形柱	Stepped column
加勁材	Stiffener
勁度	Stiffness
層間變位	Story drift

應變硬化	Strain hardening
強度設計	Strength design
強度極限狀態	Strength limit state
應力	Stress
應力集中	Stress concentration
強軸	Strong axis
結構設計文件	Structural design documents
結構系統	Structural system
短柱	Stub column
部分構架	Subassembly
被支承構架	Supported frame
切線模數	Tangent modulus
臨時結構物	Temporary structure
張力強度	Tensile strength
張力區效應	Tensile field action
角銲之銲趾	Toe of the fillet
扭矩-拉力關係	Torque-tension relationship
旋轉螺帽法	Turn-of-nut method
無支撐長度	Unbraced length
銲蝕	Undercut
邊滾軋鋼板	Universal-mill plate
上限載重	Upper bound load
豎向支撐系統	Vertical bracing system
Von Mises 降伏準則	Von Mises yield criterion
翹曲扭矩	Warping torsion
弱軸	Weak axis
耐候鋼	Weathering steel
腹板挫屈	Web buckling
腹板皺曲	Web crippling
銲接	Weld
工作載重	Working load
降伏彎矩	Yield moment
降伏平台	Yield plateau
降伏點	Yield point
降伏強度	Yield strength
降伏應力	Yield stress