

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、鉚接梁、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。

鉚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。於計算通過塞孔鉚或塞槽鉚之淨面積時不計塞孔鉚或塞槽鉚之鉚材。

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鉚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 $\ell \geq 2W$ $U = 1.00$

(2)當 $2W > \ell \geq 1.5W$ $U = 0.87$

(3)當 $1.5W > \ell \geq W$ $U = 0.75$

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

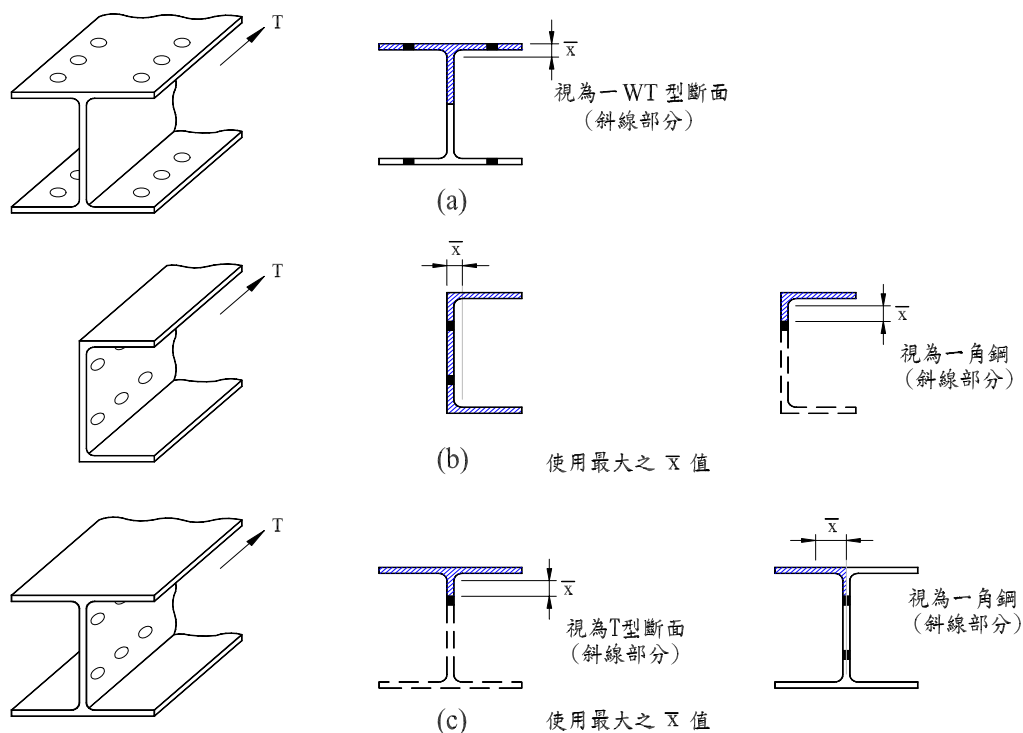
依下述的觀念及方法計算之（前述之鋼板接合除外）：接合（包括銲接及螺栓接合）之長度愈長，剪力遲滯效應就愈小。此觀念可由（Munse 及 Chesson, Jr. 1963）建立之經驗公式表示之：

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

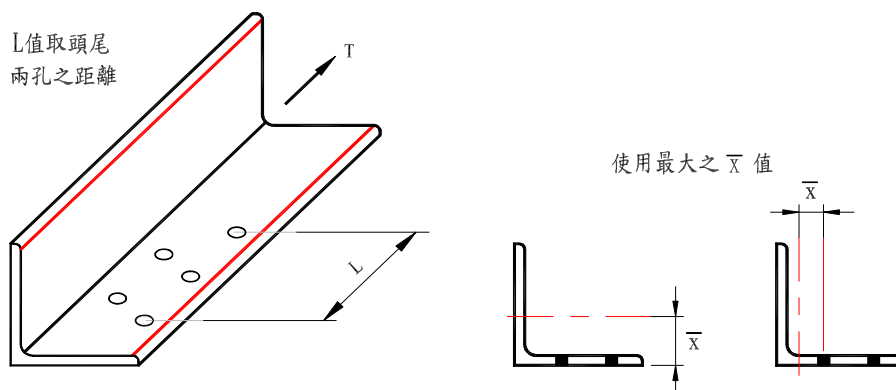
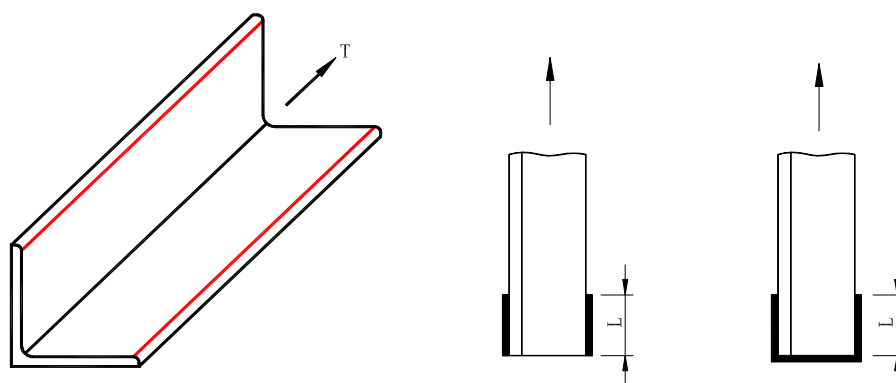
其中， $\bar{X}$ 表偏心矩，為剪力傳遞面到構材形心之距離（如圖C4.3-1及C4.3-2所示）； L 為接合長度（螺栓接合時， L 為在受力方向第一個螺栓到最後一個螺栓之距離，如圖C4.3-2所示者。另應注意不可為提高 U 值而在接合設計時特意加大螺栓間距來取得較大之 L 值；在銲接接合時， L 為沿受力方向銲道之長度，如圖C4.3-3）。

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 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 λ_{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 λ_{pd} ，但未超過表4.5-1之 λ_p 者。半結實斷面係指任一受壓肢之寬厚比超過 λ_p ，但未超過表4.5-1之 λ_r 者。細長肢材斷面係指若斷面受壓肢之寬厚比超過 λ_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釐道之距離。
- (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) 熱軋型鋼或釐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釐道之距離。
- (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) 釐接箱型斷面寬度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 λ_{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 λ_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 λ_r 時，此斷面可歸類於半結實斷面。肢材之寬厚比小於 λ_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 λ_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 λ_{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； λ_p 及 λ_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 λ_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 λ_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。 λ_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/cm²)

構 材		寬厚比	寬 厚 比 限 制		
			λ_{pd}	λ_p	λ_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
 $= 0.7 \text{ tf/cm}^2$ (熱軋型鋼)
 $= 1.16 \text{ tf/cm}^2$ (鉚接型鋼)

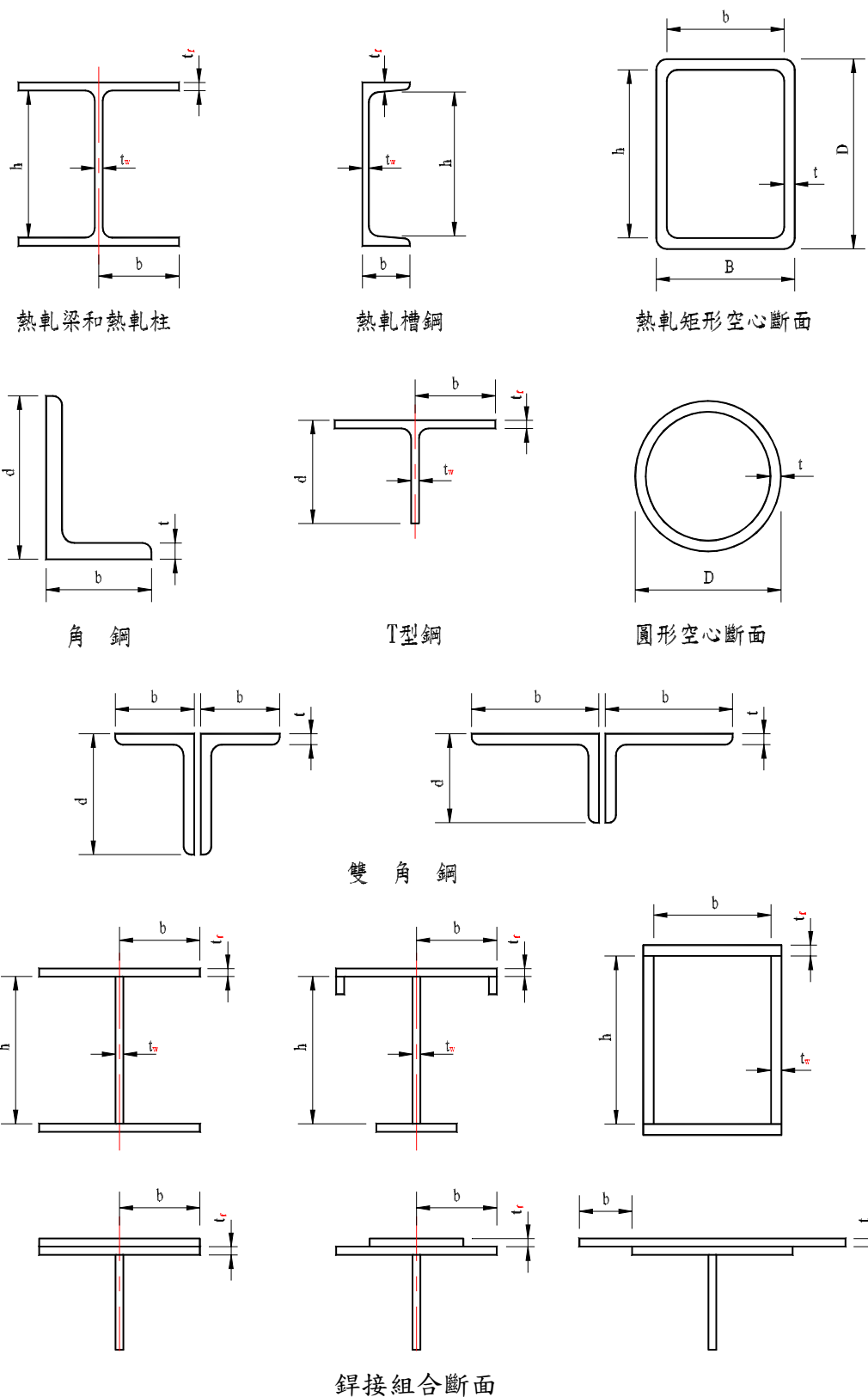


圖 4.5-1 斷面尺寸

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 λ_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 λ_{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、梁及斜撐構材組合成一豎向斜撐系統，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)。

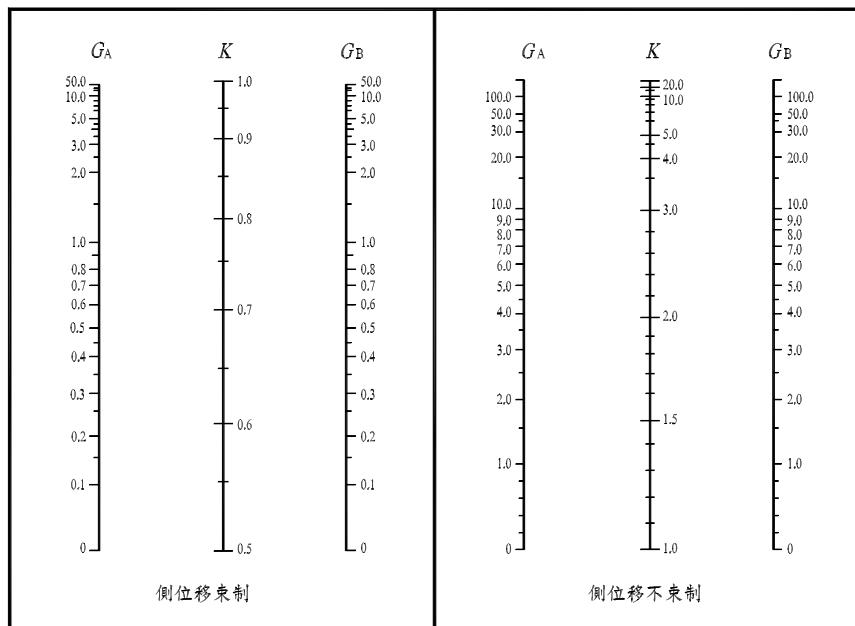
桁架內每一接點在桁架平面上之位移基本上可忽略，因此桁架每一構材之兩端可視為無相對位移，再加上和其連接之其他構材對此構材提供端點彎曲束制效應，因此其有效長度係數 K 應小於1；但在實際設計時通常取 $K=1.0$ (Johnston 1976)，此乃因當所有構材同時達到或趨近於其極限強度時，受壓構材所能提供之束制作用將消失或大量下降之故。

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	 轉動固定, 移動固定  轉動自由, 移動固定  轉動固定, 移動自由  轉動自由, 移動自由					

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, Σ 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， cm^2
 A =直接連接部分構材之面積，公式 $A_e = UA$ 內， cm^2
 A_e =有效淨斷面積， cm^2
 A_g =全斷面積， cm^2
 A_n =受軸拉桿件之淨斷面積， cm^2
 D =圓管形構材之外徑， cm
 E =鋼材之彈性模數 2040， tf/cm^2
 F_r =翼板之殘留壓應力， tf/cm^2
 F_y =鋼材之標稱降伏應力， tf/cm^2
 F_{yf} =翼板之標稱降伏應力， tf/cm^2
 F_{yw} =腹板之標稱降伏應力， tf/cm^2
 I =慣性矩， cm^4
 I_c =柱慣性矩， cm^4
 I_g =梁慣性矩， 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 $U = 1 - \bar{X} / L$ ， cm
 L =第4.4節構材之無支撐長度，取二斜撐重心間之距離， cm
 L_c =柱長度， cm
 L_g =梁長度， cm
 P_u =軸向壓力或拉力強度， tf
 P_y =軸向降伏強度， tf
 Q =梁內軸力， 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， cm
 d =構材總深度， cm
 d_L =無支撐漸變段構材較大端之深度， cm
 d_o =無支撐漸變段構材較小端之深度， cm
 g =螺栓準距線間之橫向中心距， 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， cm
 r =控制之迴轉半徑， cm
 r_{ox}, r_{oy} = 漸變斷面構材較小端 X 與 Y 軸之迴轉半徑， cm
 s =任何兩鄰孔之縱向中心間距， cm
 t =接合部之厚度， cm
 t_w =腹板厚度， cm
 z =公式(4.6-1)中離漸變斷面較小端之距離， cm
 α =深度漸變比值
 λ_{pd} =塑性設計斷面之極限細長參數
 λ_p =結實構件之極限細長比
 λ_r =非結實構件之極限細長比