

第四章 一般要求

4.3 有效淨斷面積

無論是銲接或螺栓接合，當受拉構材只有部份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（詳規範5.1節(b)）。

。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。當接合處螺栓每行的個數不少於3時，不論螺栓或銲接接合，本規範皆採用相同的 U 值；當螺栓每行個數小於3時，剪力遲滯效應增大，故 U 值較小。

折減係數 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（帶狀鋼板構材除外）：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 [92,93] 建立之經驗公式表示之：

$$U = 1 - \bar{x}/L$$

其中 $\bar{x}$ 偏心矩為剪力傳遞面到構材形心之距離（如圖C-4.3.1所示）； L 為接合長度（在螺栓接合情況下， L 為第一個螺栓到最後一個螺栓之距離；此外，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或銲接長度來取得較大之 U 值）。

Munse 和Chesson 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份在 $\pm 10\%$ 之內。規範規定之 U 值也是根據相同的觀念訂定而成，唯直接使用規範規定之 U 值可簡化構材設計過程。

當受拉之帶狀鋼板構材在縱向（即受拉方向）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。

4.4 長細比

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，本規範4.4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 (initial crookness)。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 $0.183t/cm^2$ 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

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，為確保剛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斷面。此外，處於地震帶之耐震剛構架，本規範13.5.3節亦規定其構件需為塑性設計斷面。

一般的塑性斷面構材具有約6至7之韌性[2]。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，塑性斷面並不保證能供給所需之韌性。塑性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。結實斷面之彎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[14]。

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4 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，此類腹板具有後彈性挫屈強度，其設計準則另詳本規範7.5 節。

表4.1 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規範之1.9、2.7 節及參考文獻9 之表2.3.3.3 而定，其中有兩個例外：(1) 參考文獻9 將公式 $\lambda_p=65\sqrt{F_y}$ 之適用範圍定在靜定梁或超靜定梁依線性分析求其彎矩，但參考參考文獻14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 $\lambda_p=1300/\sqrt{F_y}$ 乃由參考文獻10而來。

圓形中空斷面之 λ_p 公式乃由數個研究計劃[79,81] 之試驗數據經分析所得，非彈性彎矩強度之預估可依附錄6 所述之方法得之。 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[80]起即延用至今。本規範附錄4 及附錄6 內規定圓形中空斷面之直徑寬厚比上限為 $13000/F_y$ ；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[11]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AISC之規定[80]，這些規定亦由試驗所得。而其他的試驗結果[81]顯示這些規定偏保守。

4.6 腹板變深之構材

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份，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6.1節之規定設計之；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15、50及49（第11及13章）估算之，然後利用 λ_{eff} 來計算其抵抗強度。

變深之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11第12章或參考文獻49及50行之。

4.7 P - Δ 效應

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、各式側撐系統、抗彎構架等來抵抗，而這些抗水平力系統或元件除了抵抗水平力外同時也提供了整體剛構在垂直力作用下之穩定強度。

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 - Δ 效應。P - Δ 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。無側撐系統構架之水平勁度通常比含側撐系統構架低，水平位移較大，因而其P - Δ 效應也就比較顯著。惟不論構架是否含側撐系統，構架之設計皆須將P - Δ 效應納入考慮範圍。在考慮P - Δ 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 - Δ 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

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、側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"[81]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 K 係數將原構架內長度 L 之受壓構材轉換成等強度、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。

表C-4.8-1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，若柱端有相對側向位移（如(a)、(b)及(d)），則其長度係數不大於1；反之若柱端有相對側向位移（如(c)、(e)及(f)），則其長度係數不小於1。在實際結構物，含側撐系統剛架之柱的行為可視為柱端無相對側向位移；無側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，因此表C-4.8-1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（除非設計成摩擦很小之栓式鉸接）亦不常見，參考文獻51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；在這種情況下， K 值取1.5一般而言尚屬保守。

低層建築物內磚牆之功能可視為一側撐系統，亦即可將柱視為無柱端相對位移來設計之，惟強震下磚牆側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，忽略磚牆之側撐功能。高層建築物內柱間距較大，輕型帷幕牆無法提供有效的側撐，應忽略其側撐

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，其中包括根據表C-4.8-1 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份設計者接受之方法。設計時當剛架內構材斷面假設完成時，柱之K 值即可依圖C-4.8-1 或C-4.8-2 求得，其中圖C-4.8-1 適用於不含側撐系統剛架，圖C-4.8-2 適用於含側撐系統剛架。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. 含側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. 含側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。

上述假設之情況很少發生在實際結構物上[11]，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52及53提供了更符合實際情況之G 值（圖C-4.8-1 及C-4.8-2 中之G）計算方法，可在設計時使用。

使用部份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C-4.8-1 及C-4.8-2 所示公式計算G 值。

無側撐系統剛架，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，其中柱的部份在本規範第八章互制公式至中已加以考慮。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側撐系統與構架內其他的柱，而這些柱同時以剪力牆或側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[59]。

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 $K=1.0$ [11]，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。

表C-4.8-1 理想化邊界狀況下柱承受軸向力之有效長度係數K

Buckled shape of column shown by dashed line	(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)
	Theoretical K value	0.5	0.7	1.0	1.0	2.0
Recommended design values when ideal conditions are approximated	0.65	0.80	1.0	1.2	2.10	2.0
End conditions code	 Rotation fixed, Translation fixed  Rotation free, Translation fixed  Rotation fixed, Translation free  Rotation free, Translation free					

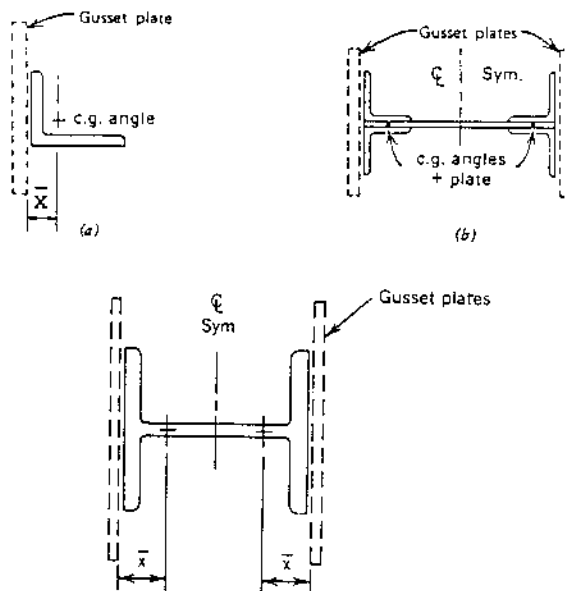
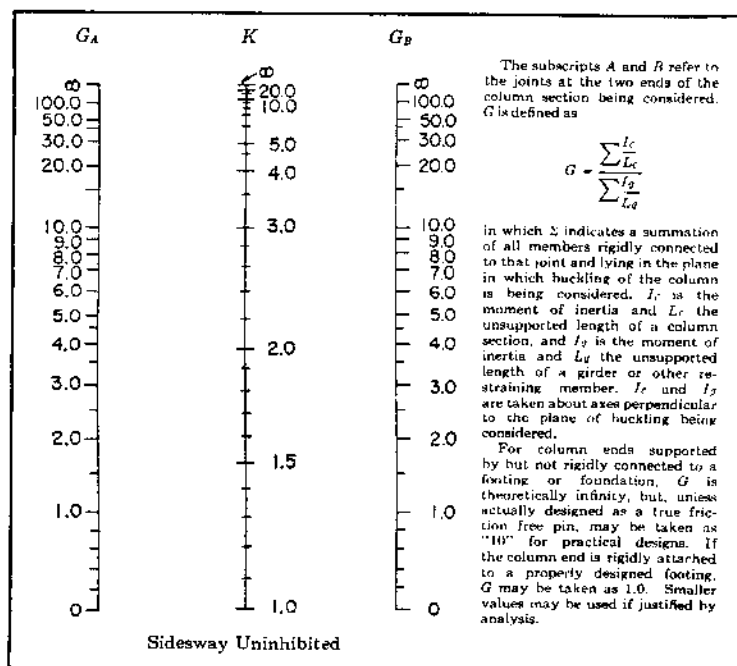


圖 C-4.3.1



Alignment Chart for Effective Length of Columns in Continuous Frames

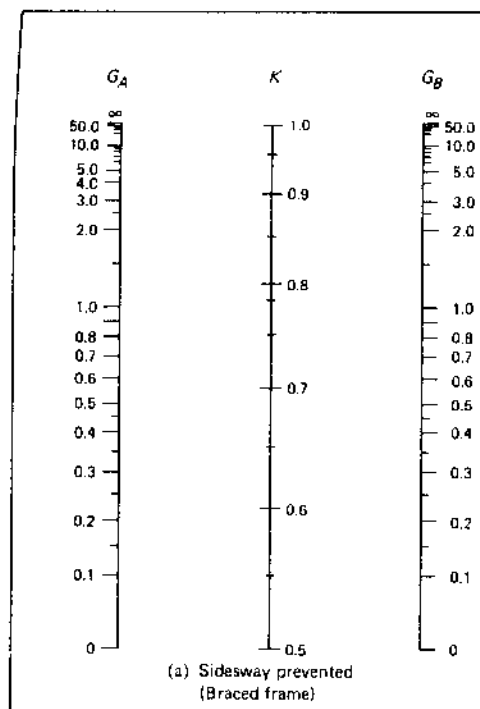


圖 C-4.8-1 無側撐系統剛架柱之 K 值

圖 C-4.8-2 含側撐系統剛架柱之 K 值