

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 日本	SM-A 系列	型鋼 鋼板	X	X	○ ⁽¹⁾ (5-6.2 tf/cm ²)	X	X	X	X	0.035	0.035
	SM-B 系列	型鋼 鋼板	X	X	○ ⁽¹⁾ (5-6.2 tf/cm ²)	X	○ (27 焦耳@0°C)	X	X	0.035	0.035
	SM-C 系列	型鋼 鋼板	X	X	○ ⁽¹⁾ (5-6.2 tf/cm ²)	X	○ (47 焦耳@0°C)	X	X	0.035	0.035
	SM570	鋼板	○	X	○	X	○ (47 焦耳@-5°C)	X	X	0.035	0.035
	SM570M-CHW ⁽²⁾	鋼板	○	○	○	○	○	○	○	0.02	0.008
	SN-A 系列(無 50KG 級)	型鋼 鋼板	X	X	○	X	X	X	X	0.050	0.050
	SN-B 系列	型鋼 鋼板	○	○ ⁽¹⁾ (3.3-4.5 tf/cm ²)	○ ⁽¹⁾ (5-6.2 tf/cm ²)	○ (0.80)	○ (27 焦耳@0°C)	X	X	0.030	0.015
	SN-C 系列	型鋼 鋼板	○	○ ⁽¹⁾ (3.3-4.5 tf/cm ²)	○ ⁽¹⁾ (5-6.2 tf/cm ²)	○ (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	0.040	0.050
	A572-50	型鋼 鋼板	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	○	○ ⁽¹⁾ (3.5-4.55 tf/cm ²)	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 ²	抗拉強度 N/mm ²	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										
SM570M -C HW 註3	16 ≤ t < 50	420~540	570~720	85 以下	19 ~ 26 註2	25 以上	15 以上	t/4	47以上		
	50 ≤ t ≤ 80							t/4	47以上	t/2	

- 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 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 α_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 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 λ_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(θ_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。

θ_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， β 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。

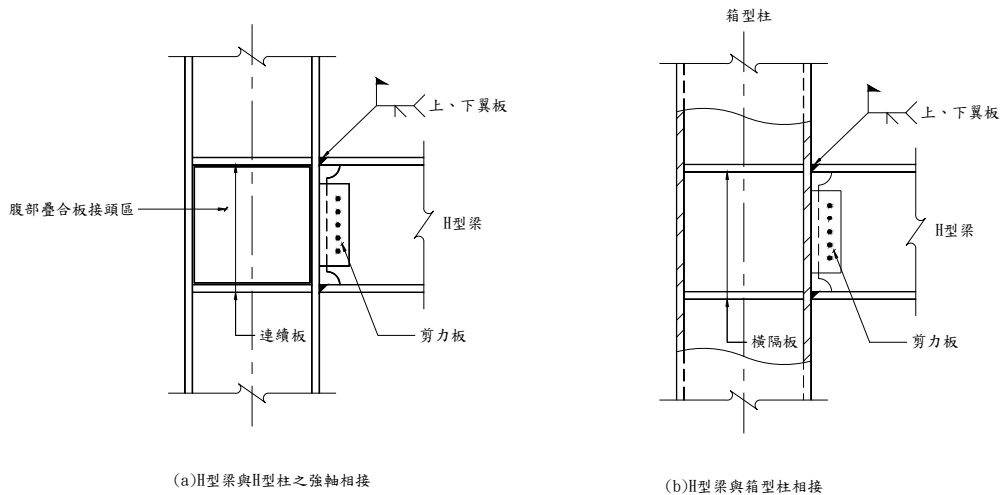
x = 梁臨界斷面至柱面之距離。

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 0.03rad ，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 0.04rad 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 θ_E 不會超過0.005弧度，因此 θ_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 λ_{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。連續板應以鉚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/cm²)。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(θ_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。

θ_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。

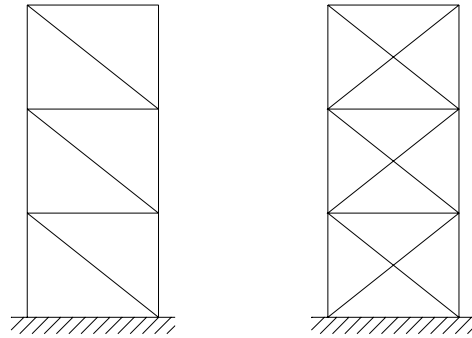
圖C13.8-1至C13.8-5所示為幾種可能之同心斜撐構架。CBF之主要受力桿件為斜撐構材，AISC耐震條款自1997年起配合相關設計規範而將同心斜撐區分為普通同心斜撐(OCBF)與特殊同心斜撐(SCBF)兩類普通同心斜撐構架(OCBF)單獨存在而無SMRF與之共同作用時，在非彈性階段易產生弱層(soft story)現象，除了耗能容量下降外，地震後之殘留位移亦較大(Tang and Goel 1987)，嚴重影響其耐震性能。因此強震區，純CBF不可使用於高樓或特殊建築中。

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。

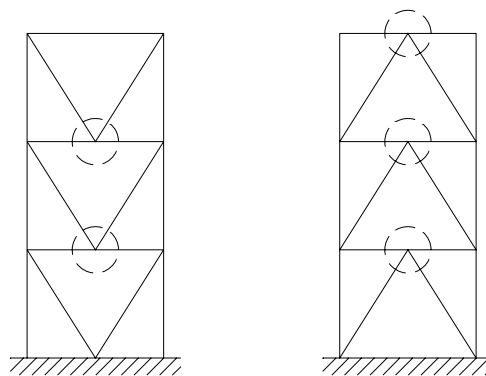
此外並非所有型式之同心斜撐均可符合耐震韌性之要求，如圖C13.8-1至C13.8-5之每一種斜撐構架型式各具不同之耐震特性。在2支斜撐和一直通桿件相交之情況（如圖C13.8-3至C13.8-5中圓圈所標示者）當其中一支斜撐受壓挫屈後，另一支斜撐之拉力必需大部分由直通桿件（梁或柱）之剪力來平衡。在上述三種CBF中，K型斜撐構架在斜撐挫屈後柱會嚴重受損，耐震性能最差，不可使用於地震帶；至於V型及倒V型構架，梁兩端應使用剛性接合，加大梁之勁度與強度以提高其耐震性能。

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。

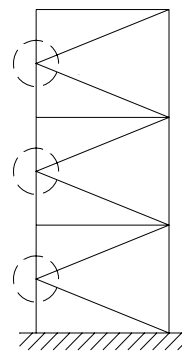
X型構架（如圖C13.8-2所示）中斜撐構材之行為理論上與對角型類似，惟兩斜撐構材交接處（如圖C13.8-2中圓圈所示者）之接合設計不佳時會影響其耐震性能。



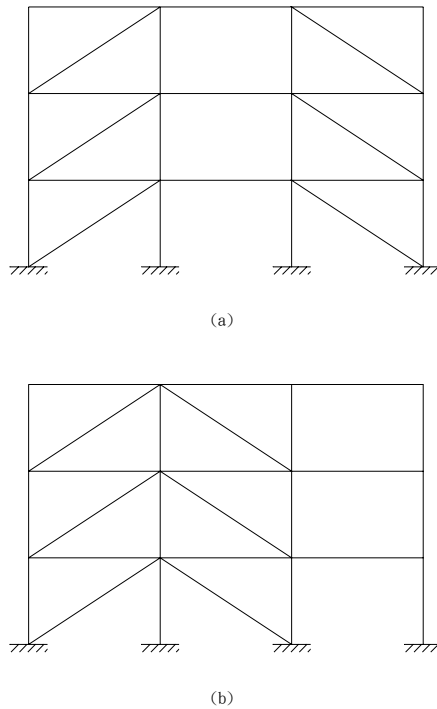
圖C13.8-1 對角型斜撐構架 圖C13.8-2 X型斜撐構架



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 λ_{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）。

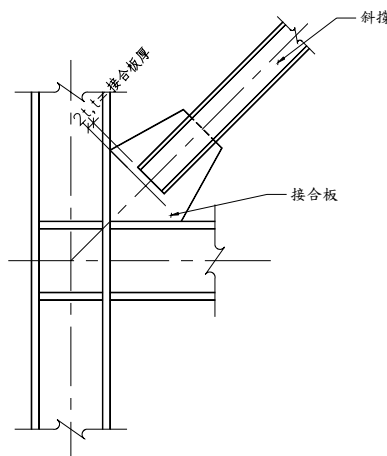


圖 C13.8-7 斜撐構材面外挫屈時接合板之設計

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。

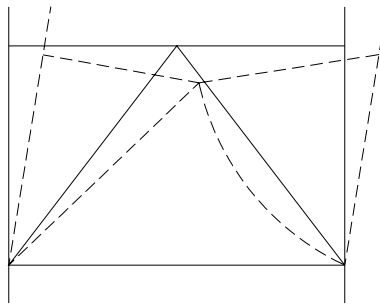


圖 C13.8-8 倒 V 型斜撐構之破壞機構

13.8.4 低層建築物

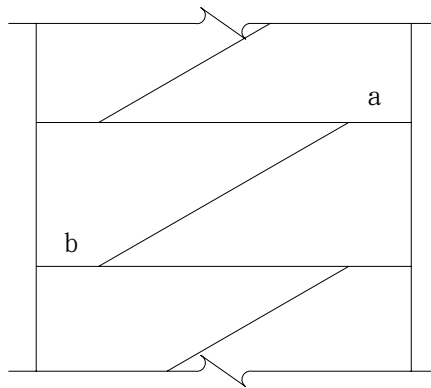
不超過二層樓之建築物或屋頂結構，若使用式(13.3-1)與(13.3-2)載重組合決定構材及接頭所需強度時，則其斜撐構架可不需符合13.8.1節至13.8.3節之規定。

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固化階段，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 λ_{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 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 ϕV_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 ϕV_{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。

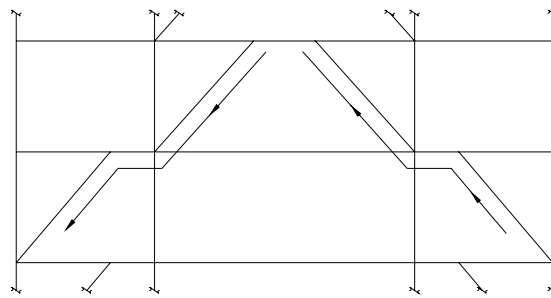
- 1.連桿梁為主要消能元件，故肢材寬厚比之規定應至少與韌性抗彎矩構架對梁之規定同。
- 2.鋼材強度之限制主要在鋼材延展性（或伸長率）之考量；若鋼材之伸長率達18%(gauge length = 200mm)以上，且經結構試驗印證其可靠性，強度超過本款規定之鋼材亦可使用。
- 3.疊合板與腹板開口皆有害連桿梁塑性變形及消能容量之發展，故連桿梁上應嚴格禁止設置疊合板與腹板開口。
- 4.經適當設計之連桿梁，其極限狀態有兩種可能，一為腹板降伏另一為梁兩端產生塑性鉸，此時其剪力分別為 V_p 及 $2M_p/e$ 。
- 5.若連桿梁內之軸壓力 $f_a \leq 0.15F_y$ ，連桿梁之彎矩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 Δp 可保守的以層間全位移 Δt 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。

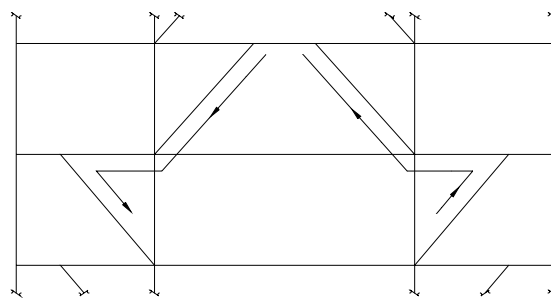
連桿梁長度若小於 $1.6M_p/V_p$ ，剪力行為主控連桿梁之行為；當連桿梁長度大於 $2.6M_p/V_p$ ，彎曲行為主控連桿梁之行為；連桿梁長度介於上述兩者之間者，其行為亦介於其間，其所需之變形角以線性內差之方式求得。

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

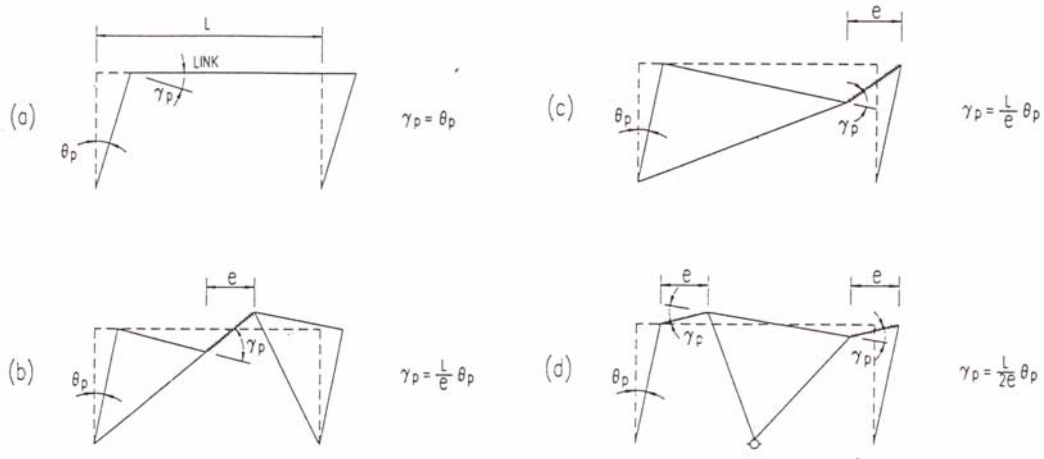


圖 C13.9-4 連桿梁塑性變形角與塑性位移關係圖

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

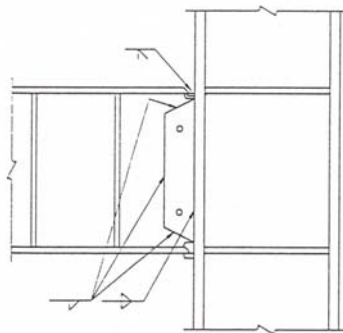
大於60公分之連桿梁，需在腹板兩側設置上述之加勁板。

(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

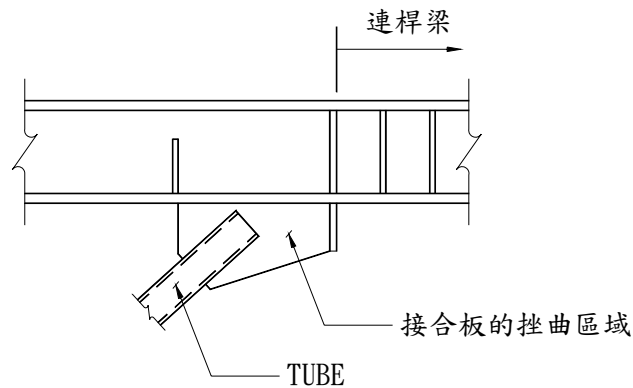
連桿梁外之梁與柱之梁柱接頭須符合下列之規定：

- 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。

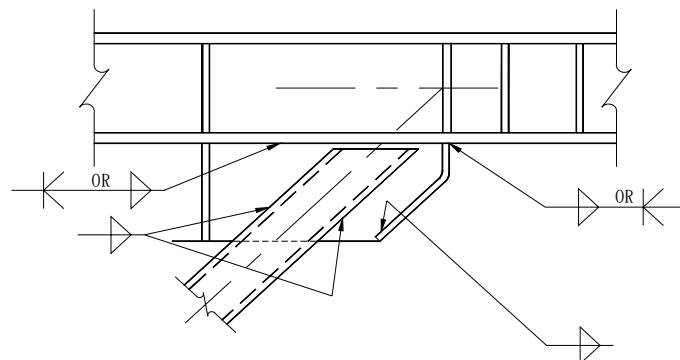
解說：1.連桿梁外梁與柱之接合若產生剪力破壞，會使斜撐構材承受過大之彎矩，

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。

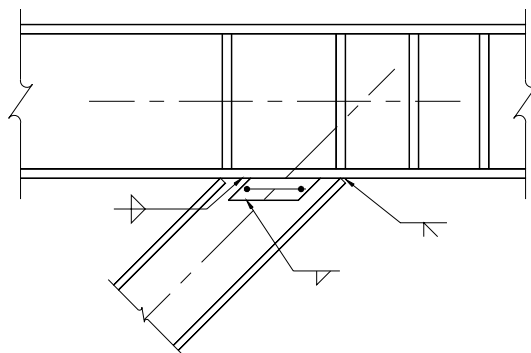
2. 本條文規定若接頭抗扭強度達到要求，則連桿梁外梁與柱之間可採用鉸接，惟此時亦應注意：(1)所設計之接頭需能在產生可能之最大強軸旋轉角時，仍然保持傳遞剪力及扭矩之功能；(2)所設計之抗扭矩鉸接接頭，需具有足夠之強軸旋轉能力；(3)所設計之抗扭矩接頭若具有傳遞強軸彎矩之功能時，計算設計剪力時應考慮其影響。



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， cm^2

A_e =有效淨斷面積， cm^2

A_g =全斷面積， cm^2

A_w =腹板斷面積， 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， tf

E =鋼材之彈性模數， $2100\text{tf}/\text{cm}^2$

E' =放大地震力， tf

F_u =鋼材或聯結物之標稱拉力強度， tf/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 (tf/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， tf/cm^2

F_y	=翼板之標稱降伏應力，tf/cm ²
H	=樓層高度，cm
I	=慣性矩，cm ⁴
J	=斷面之扭轉常數，cm ⁴
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 ²
Z_b	=梁塑性斷面模數，cm ²
Z_c	=柱塑性斷面模數，cm ²
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/cm²
 g = 重力加速度，980 cm/sec²
 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
 λ_c = 柱之細長參數
 λ_e = 等值細長參數
 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
 ϕ = 強度折減係數。
 ϕ_b = 撓曲強度折減係數
 ϕ_c = 受壓強度折減係數
 ϕ_t = 拉力強度折減係數
 ϕ_v = 剪力強度折減係數