

第九章 合成構材

9.1 適用範圍

本章適用於由熱軋型鋼、組合金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 $0.85 f'_c$ 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 $0.85 f'_c$ ，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型鋼而成，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 $h/t_w \leq 170/\sqrt{F_{yf}}$ ，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 ρ_{sr} 為 0.004， ρ_{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， cm^2

A_g = 合成斷面之全斷面積， 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 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 tf/cm^2 ，且不得超過 0.56 tf/cm^2 ，輕質混凝土則不得小於 0.28 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 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 tf/cm^2 ，但混凝土強度超過 4.2 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 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 tf/cm^2 ，常重混凝土強度之下限訂為 0.21 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 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 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 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 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， 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， 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， cm^2

A_r = 縱向鋼筋之斷面積， cm^2

A_s = 鋼骨之斷面積， cm^2

E = 鋼材之彈性模數， tf/cm^2

E_c = 混凝土之彈性模數， tf/cm^2

F_y = 型鋼或鋼管（圓形或矩型）之標稱降伏應力， tf/cm^2

F_{yr} = 縱向鋼筋之標稱降伏應力， tf/cm^2

f'_c = 混凝土之標稱抗壓強度， 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， cm^2

F_y = 鋼骨材料之降伏應力， tf/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/cm²

A_c = 有效寬度內之混凝土版面積，cm²

A_s = 鋼骨斷面之斷面積，cm²

A_{sw} = 鋼骨腹板之斷面面積，cm²

A_{sf} = 鋼骨翼板之斷面面積，cm²

F_y = 鋼材之標稱降伏強度，tf/cm²

F_{yw} = 鋼骨腹板之標稱降伏強度，tf/cm²

F_{yf} = 鋼骨翼板之標稱降伏強度，tf/cm²

ΣQ_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：

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

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。

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

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， cm^4

I_{tr} = 完全合成梁未開裂轉換斷面之慣性矩， cm^4

ΣQ_n = 彎矩與零彎矩之間剪力釘之總強度，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， 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， 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，cm

$d_3 = P_{yc}$ 作用位置至鋼骨上緣之距離，cm

I_{lb} = 慣性距下限值， 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。

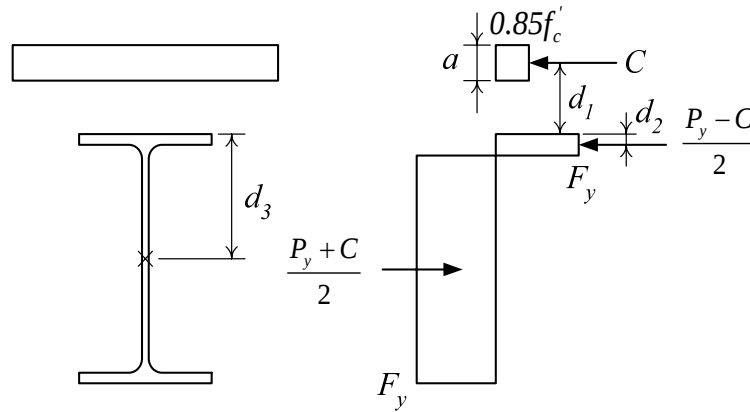


圖 C9.4-1 合成梁斷面正彎矩作用下塑性應力分布

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：

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

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

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， cm^2

F_{yr} = 混凝土版內鋼筋之標稱降伏應力， tf/cm^2

ΣQ_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， 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。

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

其中：

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

d_1 = 混凝土版中縱向鋼筋之形心至鋼骨上緣之距離， cm

d_2 = 鋼骨斷面拉力中心至鋼骨上緣之距離， cm

d_3 = P_{yc} 作用位置至鋼骨上緣之距離， cm

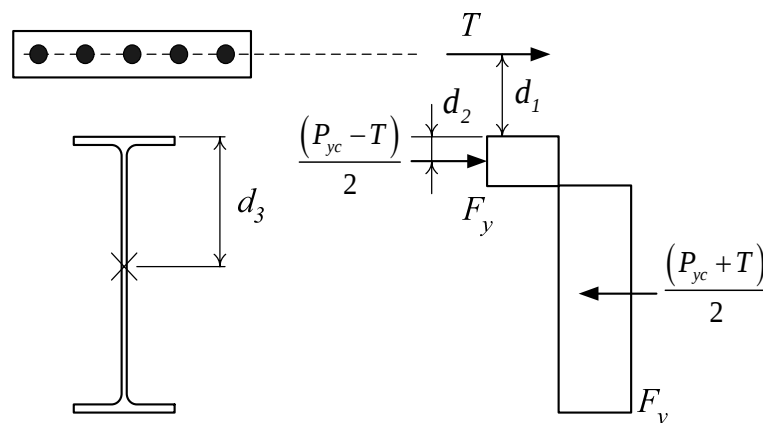


圖 C9.4-2 合成梁斷面負彎矩作用下塑性應力分布

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 $0.85 f'_c$ 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 $0.9F_yZ$ (F_yZ 為塑性彎矩)，近乎降伏彎矩 F_yS (註： $0.9F_yZ \approx 0.9 \times 1.1 \times F_yS \approx F_yS$)。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 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) 混凝土版須以鐸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。鐸接於鋼梁上剪力釘須鐸穿鋼浪板或直接鐸於鋼梁上。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 0.38kg/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。

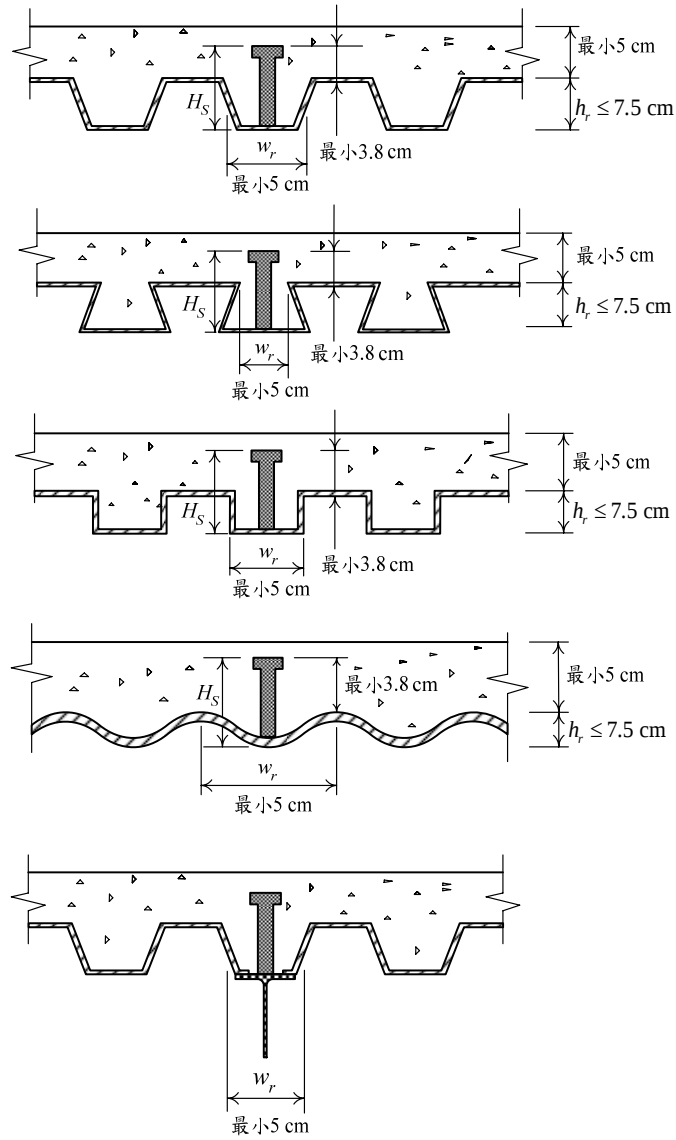


圖 C9.4-3 冷軋鋼浪板及剪力釘

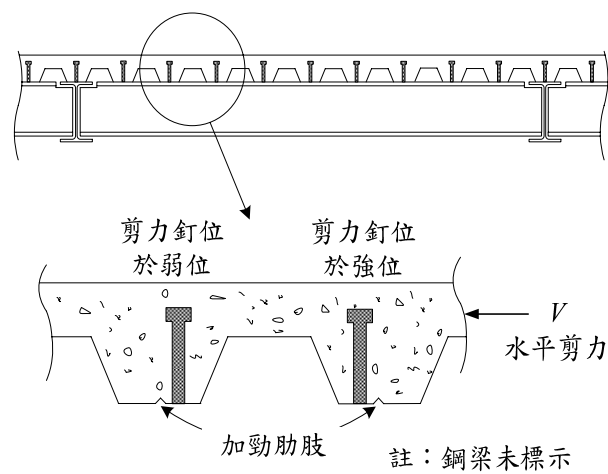


圖 C9.4-4 含加勁肋鋼浪板上剪力釘之弱位與強位

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/cm²

$\sqrt{f'_c}$ = 混凝土標稱抗壓強度之平方根值，kgf/cm²

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，cm²

F_{yr} = 剪力鋼筋之標稱降伏應力，kgf/cm²

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/cm²，參考 9.3 節

ϕ_b = 依 9.4 節所規定之撓曲折減係數

ϕ_c = 壓力折減係數 = 0.85

λ_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。

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

其中：

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

Z = 鋼骨之塑性斷面模數， 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， cm

h_l = 與彎矩平面垂直之合成斷面寬度， cm

h_2 = 與彎矩平面平行之合成斷面寬度， 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) $0.85 f'_c A_c$ ；(2) $A_s F_y$ 及 (3) ΣQ_n 。

其中：

f'_c = 混凝土之標稱抗壓強度，tf/cm²

A_c = 在有效寬度內之混凝土斷面積，cm²

A_s = 鋼骨之斷面積，cm²

F_y = 鋼骨標稱降伏應力，tf/cm²

ΣQ_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 $A_r F_{yr}$ 及 ΣQ_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，cm²

F_{yr} = 縱向鋼筋之標稱降伏應力，tf/cm²

ΣQ_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：

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

其中：

A_{sc} = 剪力釘之斷面積，cm²

f'_c = 混凝土之抗壓強度，tf/cm²

F_u = 剪力釘之標稱抗拉強度，tf/cm²

E_c = 混凝土之彈性模數，tf/cm²

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 $0.5 A_{sc} \sqrt{f'_c E_c}$ 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 5tf/cm^2 以上並在 9tf/cm^2 以下，超出 9tf/cm^2 時以 9tf/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。

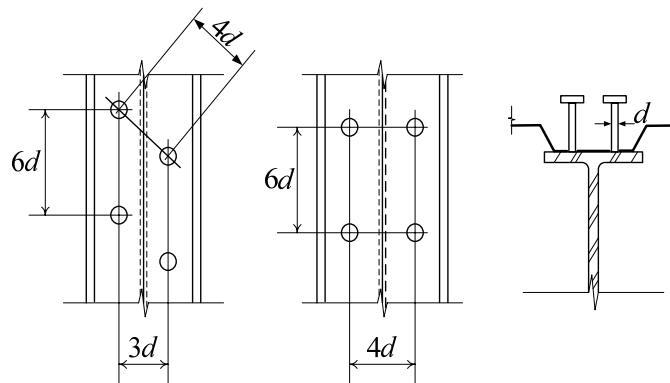


圖 C9.6-1 剪力釘可能之配置方式

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， cm^2

A_g = 合成斷面之全斷面積， cm^2

A_s = 鋼骨之斷面積， cm^2

A_r = 縱向鋼筋之斷面積， cm^2

A_v = 剪力鋼筋於 s 距離內之斷面積， cm^2

D = 圓形鋼管之外徑(9.3 節)， cm

E = 鋼材之彈性模數， tf/cm^2

E_m = 依式 (9.3-2) 計得之修正彈性模數， tf/cm^2

- E_c = 混凝土之彈性模數， tf/cm^2
 F_{my} = 依式 (9.3-1) 計得之修正降伏應力， tf/cm^2
 F_y = 型鋼或鋼管 (圓形或矩型) 之標稱降伏應力， tf/cm^2
 F_{yf} = 型鋼翼板之標稱降伏應力， tf/cm^2
 F_{yr} = 鋼筋之標稱降伏應力， tf/cm^2
 F_{yw} = 型鋼腹板之標稱降伏應力， tf/cm^2
 H_s = 剪力釘之長度，但不得超過 $(h_r + 7.5\text{cm})$ ， cm
 M_n = 合成梁斷面標稱撓曲強度， 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
 $P_e = A_s F_{my} / \lambda_c^2$ ，彈性挫屈強度， 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)； tf
 V_c = 合成斷面中混凝土提供之剪力強度， tf
 V_{nrc} = 合成斷面中鋼筋混凝土提供之剪力強度 $= V_c + V_s$ ， tf
 V_s = 合成斷面中剪力鋼筋提供之剪力強度， tf
 V_u = 柱所承擔之軸力， tf
 V'_u = 合成柱內鋼骨與混凝土間所需傳遞之力量， tf
 b = 矩形鋼管斷面之邊寬(9.3 節)， cm
 b_w = 包覆型合成梁斷面寬度， 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， cm
 f'_c = 混凝土之標稱抗壓強度， tf/cm^2
 $\sqrt{f'_c}$ = 混凝土標稱抗壓強度之平方根值， kgf/cm^2
 f_y = 剪力鋼筋之標稱降伏應力， kgf/cm^2
 h = 型鋼翼板之淨間距減去每一翼板角隅之半徑， cm
 h_r = 標稱肋條高度， cm
 r_m = 型鋼或鋼管之迴轉半徑， cm
 s = 剪力鋼筋於縱向鋼筋方向之間距， cm
 t_w = 型鋼腹板厚度， cm
 w_r = 混凝土肋條或托肩之平均寬度(詳圖 C9.4-3)， cm
 ϕ_b = 合成梁斷面撓曲強度折減係數
 ϕ_c = 壓力折減係數 = 0.85
 ϕ_v = 合成梁斷面剪力強度折減係數
 λ_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