

冷軋型鋼構造建築物結構設計規範與 解說修正研擬

內政部建築研究所協同研究報告

中華民國 101 年 12 月

(本報告內容及建議，純屬研究小組意見，不代表本機關意見)

冷軋型鋼構造建築物結構設計規範與 解說修正研擬

研究主持人：林建宏

協同主持人：潘吉齡

研 究 員：林新華

研究助理：單明陽、曹孟修

內政部建築研究所協同研究報告

中華民國 101 年 12 月

(本報告內容及建議，純屬研究小組意見，不代表本機關意見)

目次

圖次	III
摘要	V
第一章 緒論	1
第一節 研究緣起與背景	1
第二節 計畫內容與目標	5
第二章 進行方式與步驟	9
第三章 各章修正說明	13
附件一 冷軋型鋼構造建築物結構設計規範及解說	19
附件二 期初甄審會議記錄	21
附件三 第一次專家座談會會議紀錄	29
附件四 期中審查會議記錄	37
附件五 第二次專家座談會會議紀錄	45
附件六 期末審查會議紀錄	55
參考書目	61

圖次

圖 1.1 輕鋼構建築(農舍).....	6
圖 1.2 輕鋼構建築(一般住宅).....	6
圖 1.3 輕鋼構建築(永久安置屋).....	6
圖 2.1 研究步驟流程圖.....	12

摘 要

關鍵詞：冷軋型鋼、結構設計、設計規範

一、研究緣起

目前國際間發展及從事研究冷軋型鋼的國家為數相當多，如美國、日本、澳洲、英國、歐洲大陸、加拿大、南非與中國大陸等國家，皆有制訂相關的冷軋型鋼規範。國內十多年前應用冷軋型鋼於建築物的情況即已相當普遍，冷軋型鋼構件使用的範圍也相當廣泛，如樓版、帷幕牆之支撐系統、建築物內之輕隔間、工廠、餐廳、一般住宅(別墅)的構建，尤其 921 地震與 88 風災後，政府為災民規劃中、長期性的生活長期方案，如興建臨時房屋、簡易教室、永久安置屋等；而諸如此類的輕鋼構建築，絕大多數係以冷軋型鋼材料組合而成，方便、迅速且質量輕，地震發生時所造成之加速度比 RC 構造小的多，是較有具有安全感的建築物。冷軋型鋼由於質量輕、強度大、加工容易等優點，已成為廣泛使用之工程材料，目前世界各國皆發展以鋼材為建築物的基本原料，使用具環保且可回收的鋼材做為建築材料，是台灣在建築發展的一個重要趨勢，因此制定國內本土的冷軋型鋼構造相關規範乃勢在必行，如此國內製造、設計與營造業者才能有所依循；也因如此，內政部建築研究所於 89 年度即著手研擬冷軋型鋼構造設計規範與解說(審議通過後名稱：冷軋型鋼構造建築物結構設計規範與解說)，國內建築技術規則的冷軋型鋼構造專章已於 92 年完成審議，並於 93 年 1 月 16 日公布 7 月 1 日實施。規範編撰至今業已有十多年了，隨著時代的向前行，相信規範不斷的更新與修正是一項必須進行的一項工作。

二、研究方法及過程

本研究主要目標在修正冷軋型鋼造建築物結構設計規範與解說，由於在 89 年度研擬之初乃以美國鋼鐵協會(American Iron and Steel Institute, AISI) 1996 的 Specification for the Design of Cold-Formed Steel Structural Members 為版本，並參考了國內的鋼構造建築物鋼結構設計技術規範的格式與編排方式；因此本研究亦遵循此種模式進行修

訂，惟除了修正原有的載重與強度係數設計法(極限強度設計法)外，原有未納入的容許強度法(容許應力法)在本研究中亦是一項重要的撰修任務；因此上述所提及的研究方法—相關資料之收集與整理、資料歸納整理與問題探討是最基本的研究基礎與方法，另在計畫進行的最後階段時期，也就是修正草案初期與初稿成形之時，邀請專家與學者進行座談也是一項必須的研究步驟，

三、重要發現

為確保施工之品質與建築使用之安全，本計畫針對構材設計做相關規定的研究探討，對於「冷軋型鋼構造建築物結構設計規範與解說」本身進行了大幅度的修正，透過本計畫的執行與推動，規範在修正方面有以下幾點重要發現：

1. 有效寬度與有效斷面的設計方法已行之有年，雖然可以正確的獲得構材設計值，然而，在使用上並不是相當的便利，近年來發展出的直接強度法(Direct Strength Method)已被相關設計規範，做為冷軋型鋼構材的結構設計，因此本次規範的修正也將此方法予以納入，置於附錄四。
2. 在撓曲構材與受軸向像壓力構材強度計算方面，除了需考慮冷軋型鋼特有的局部挫屈問題外，在結構不穩定的強度議題上，撓曲構材須計算側向扭轉挫屈，受軸向壓力構材須計算撓曲挫屈、扭轉挫屈與撓曲扭轉挫屈三種行為，然近十年的研究發現，一種特有的挫屈模式會發生在冷軋型鋼構材上，那就是扭曲挫屈(Distorsional Buckling)，因此本次規範將此種破壞行為的強度計算予以納入修正。
3. 原先規範版本僅規範了牆體隔間柱(立柱)與其組合，在考量外覆材支撐的計算上似乎過於保守，因此本次在本節的修正上，移除了原有的內容，而採用與 AISI 規範同步的方式編列，除了考量有 AISI 具有大量的研究數據為基礎外，另外亦增加了其他構材，如框梁、桁架與樓板框架及屋頂系統的運用與規範。
4. 由於冷軋型鋼構材內的肢材的寬厚比，相對熱軋型鋼構材因此有較複雜的行為，尤其在腹板摺曲(Web Crippling)上更顯得困難，本次規範在次腹板摺曲上

進行了大幅度的修正。

四、主要建議事項

根據研究發現，本研究針對「冷軋型鋼構造建築物結構設計規範與解說」的進行修正，提出下列具體建議。以下分別從立即可行建議及中長期建議加以列舉。

建議一

(建議事項)立即可行之建議－規範審議

主辦機關：內政部營建署

協辦機關：內政部建築研究所、行政院公共工程委員會

由行政院內政部營建署進行冷軋型鋼構造建築物結構設計規範與解說」的審議工作，以儘早完成相關行政作業與程序，讓業界能有最新的規範資料，以確保使用冷軋型鋼結構的安全與品質。

建議二

(建議事項)長期性建議－規範推廣

主辦機關：內政部建築研究所

協辦機關：各地方政府機構、台灣建築中心、台灣輕型鋼構建築協會

台灣在輕鋼構建築推展之初期，一般相關業界對於輕鋼構建築大多不予以重視，印象中認定此類鋼結構僅侷限於小型工廠、倉庫、增建物或假設工程設施等簡易工程。因此，一般設計人員可能誤用熱軋鋼結構規範。同時，施工人員對冷軋型鋼相關知識的匱乏，導致業界對冷軋型鋼結構應用於建築上的不確定性。另外，對於一般使用冷軋型鋼構件的單層或雙層建築物中，常被使用單位申請為臨時建築，各地建營單位在認定無危害的情形下草率過關；就算建營單位要求結構計算書，建築師事務所或工程顧問公司也僅能以國外之規範為標準提出審核。也因此使冷軋型鋼構造住宅在台灣的建築市場上一直無法大量的推廣，但考量此類建築物的種種優點，國內仍有不少的業者很努力在推動輕鋼構住宅，期許政府與一般民眾在注重「環保與安全」的觀念上，能慢慢的接受冷

軋型鋼構造的建築型態。所以，對於各地方政府的建築或土木主管部門的人員、建築師或技師等設計人員、製造與施工人員，皆可考慮安排有關輕型鋼構住宅的推廣工作。

ABSTRACT

Keywords: cold-formed steel, structural design, design specification

The study and research about the field of cold-formed steel are popular in some countries such as US, Canada, Australia, Japan, Mainland China, and British, and the specification related to cold-formed steel structural design has been established in these countries. The adoption of cold-formed steel in the buildings is very common in Taiwan since 10 years ago. The utilization of cold-formed steel members includes floor deck, bacing system of curtain wall, partition of room, as well as the construction of factory, restaurant, and low-rised house. Due to the effect of 921 Chi-Chi earthquake and 88 typhone, using steel as construction material seems a trend for the building construction in Taiwan. Because of lightness, high strength, easy to production characteristics, the cold-formed steel has been widely used as the engineering materials. In addition, the steel is kind of recyclable and enviromental material, using cold-formed steel member as the construction material is an important trend in the developing of building construction in Taiwan. Therefore, it is necessary to systematically establish relative information document of cold-formed steel in order to promote the light-weight steel building. In the begining of 1990, Architecture & Building Research Institute started to draft the design specification for the cold-formed steel using in the structural design of building. A special chapter related to cold-formed steel structures in Taiwan's Building Code and Regulations was accomplished in year of 2003 and was announced in Jan. 16th, 2004. A routine and regulative work for amending the existing specification is sort of important mission. Therefore, the purpose of this project is focused on amendind the design specification in order to provide the state of art information.

第一章 緒論

第一節 研究緣起與背景

一、研究主題

目前國內的「冷軋型鋼造建築物結構設計規範與解說」乃於民國 89 年度研擬，於 92 年度完成國內建築技術規則冷軋型鋼構造專章完成審議，並於 93 年公佈施行，從研擬至今業已經過 12 年了，隨著經濟的發展與科技的進步，適時的修正規範是必須進行的一項工作，因此本計畫主要目的在於修訂適合現今的冷軋型鋼造建築物結構設計規範與解說。另外國內「鋼構造建築物鋼結構設計技術規範」的設計上分為二部份：一為鋼結構容許應力設計法規範及解說；另一為鋼結構極限設計法規範及解說。89 年度研擬冷軋型鋼造建築物結構設計規範與解說時，僅呈現極限強度設計法，未能將容許應力法納入考量，因此，本次修正冷軋型鋼造建築物結構設計規範時，可參造美國鋼構造協會 AISC 與美國鋼鐵協會 AISI 在編修最新規範的作法，將國內冷軋型鋼的鋼造建築物結構設計規範，除了修正原有極限強度設計法的相關內容外，並加入容許應力法設計法於規範內。

二、研究緣起

目前國際間發展及從事研究冷軋型鋼的國家為數相當多，如美國、日本、澳洲、英國、歐洲大陸、加拿大、南非與中國大陸等國家，皆有制訂相關的冷軋型鋼規範。國內十多年前應用冷軋型鋼於建築物的情況即已相當普遍，冷軋型鋼構件使用的範圍也相當廣泛，如樓版、帷幕牆之支撐系統、建築物內之輕隔間、工廠、餐廳、一般住宅(別墅)的構建，尤其 921 地震與 88 風災後，政府為災民規劃中、長期性的生活長期方案，如興建臨時房屋、簡易教室、永久安置屋等；而諸如此類的輕鋼構建築，絕大多數係以冷軋型鋼材料組合而成，方便、迅速且質量輕，地震發生時所造成之加速度比 RC 構造小的多，是較有具有安全感的建築物。

近年來由於國內缺乏輕型鋼構建築的結構計算技術，國內部分廠商直接與

發展輕型鋼構建築多年的日本建築業合作，但在建材價格上與 know how 的技術上等因素上，讓輕鋼構建築的成本比傳統鋼筋混凝土建築高出許多，也因此市場上的競爭性相對不足；既使冷軋型鋼構造住宅在台灣的建築市場上一直無法大量的推廣，但考量此類建築物的種種優點，國內仍有不少的業者很努力在推動輕鋼構住宅，期許政府與一般民眾在注重「環保與安全」的觀念上，能慢慢的接受冷軋型鋼構造的建築型態。

冷軋型鋼由於質量輕、強度大、加工容易等優點，已成為廣泛使用之工程材料，目前世界各國皆發展以鋼材為建築物的基本原料，使用具環保且可回收的鋼材做為建築材料，是台灣在建築發展的一個重要趨勢，因此制定國內本土的冷軋型鋼構造相關規範乃勢在必行，如此國內製造、設計與營造業者才能有所依循；也因如此，內政部建築研究所於 89 年度即著手研擬冷軋型鋼構造設計規範與解說(審議通過後名稱：冷軋型鋼構造建築物結構設計規範與解說)，國內建築技術規則的冷軋型鋼構造專章已於 92 年完成審議，並於 93 年 1 月 16 日公布 7 月 1 日實施。

雖然國內已制訂了「冷軋型鋼構造建築物結構設計規範與解說」，但在 89 年度研擬此規範時，乃以美國鋼鐵協會(American Iron and Steel Institute,AISI)所編訂的 1996 年版「冷軋型鋼構材設計規範 (Specification for the Design of Cold-Formed Steel Structural Members)」為參考依據，事值今日業已有十多年了，隨著時代的向前行，相信規範不斷的更新與修正是一項必須進行的一項工作。

本規範的研擬與修正有其需求性與必要性，因此本計畫在推動和規劃上的基本動機及理由為：

1. 民國 2000 年所編撰的冷軋型鋼構造建築物設計規範與解說，乃依據 1996 年美國的冷軋型鋼結構構材設計規範，至今已近十二年未能予以修正。
2. 第一版的規範內容僅針對載重及強度係數設計法(LRFD)，未能將容許應力法(Allowable Stress Design)納入規範，然而近年對於原本欲以載重及強度係數設計法，取代的容許應力法已轉變為強度概念設計，如此對於規範在整合編撰上將較過去以往以兩本編列的方式為簡易清晰，所以本次規範修訂也將容許強度法(Allowable Strength Design)一併考量納入修正。

3. 更多的研究引導更安全更正確的設計規定，由於近十年是世界各國在冷軋型鋼領域上的研究相當的多，同時使用冷軋型鋼為結構主體的輕型鋼構建築已漸漸成為主要的構造方法，所以導入國外最新的規範以予同步修正本國規範，實為一與時俱進的作法。
4. 原規範的內容主要針對冷軋型鋼構材的結構設計與要求，然而，輕型鋼構建築的結構元件不像一般鋼結構為構架結構，實為以牆板為結構體的結構設計，因此純鋼的設計並不適用於冷軋型鋼建築，因此在規範上的相關章節須考量構件組合與輕型鋼構建築體的板牆結構。

三、研究背景

針對市場的需求，冷軋型鋼(Cold-Formed Steel)逐漸地出現在鋼結構設計之中，例如橋樑、樓版、外牆、廠房、屋頂、停機棚與電力輸送塔等(Yu, 2001)。冷軋型鋼構件乃由碳鋼或低合金鋼板(carbon or low alloy steel sheet, strip, plate or flat bar)經由軋軋(cold roll forming, press brake or bending brake operation)製造而成。而其本身之厚度通常介於 0.0149 in (0.378mm)至 0.25 in (6.35mm)之間。由於冷軋型鋼之厚度薄，在其重量極輕之下，仍然可提供足夠的承載能力，也因此冷軋型鋼的發展亦顯的極其重要，遠自西元 1850 年起，美國與英國開始使用冷軋型鋼構件於房屋建築用途上。

與其他建築材料如木材和混凝土比較之下，冷軋型鋼構材能提供下列之優點：(1)重量輕；(2)高強度與高勁度；(3)製造便捷與可大量製造；(4)裝設快速與簡易；(5)方便運輸與處理；(6)施工上不受氣候之影響；(7)可準確地細部規劃與施工；(8)在惡劣的溫度下不會收縮與潛變；(9)無需假設工程；(10)不易腐壞及防蟲害；(11)品質劃一；(12)不可燃性。在一般建築中，冷軋型鋼構件可被使用成為主要與次要建築體之結構。但在高層建築中，主要之結構架構仍以熱軋鋼構件(hot-rolled structural steel)為主，而冷軋型鋼構件使用之範圍則可大致為樓層版與屋頂版，牆板、輸送管、帷幕牆之支撐架，和天花板之固定支撐等。

由於環保的考量，木材、砂石等材料的短缺，美國、澳洲與日本等國發展之標準化的低層冷型鋼建築設計與施工已廣泛地使用在工、商業界及一般住宅上。以美國為例，在 1992 年推動初期，僅有 500 棟此類建築興建，在 1998 年一年間

已有 12 萬棟住宅使用輕鋼構建築，約佔當年住宅建築的 10%，在 2000 年其輕鋼構住宅達一年 20 萬戶的規模(約佔當年住宅建築的 20%)。由於加州與佛羅里達州的氣候則顯得潮濕，而加州則為地震頻繁區域，佛羅里達州則有相當的颶風發生，也因此，美國使用輕鋼構住宅有相當大的比例集中在加州與佛羅里達州，在 2004 年南佛羅里達州以輕鋼構形式新建的住宅已達 47%。而日本更是在短短的幾年間，在鋼鐵製造業共同的努力下結盟成立協會(鋼材俱樂部)，不但進行生產、製造及推廣，同時亦進行研究發展工作，讓所謂的鋼屋(steel house)市場在日本蓬勃發展，2001 年間日本已有超過 6000 戶的興建，2002 年已有 3 萬戶的規模。而輕鋼構住宅在澳洲方面，其市場在 2004 年佔有率約為 25%，每年皆有明顯的成長。

目前國際間發展及從事冷軋型鋼構材結構強度與其應用研究的國家為數相當多，如美國、日本、澳洲、英國、歐洲大陸、加拿大、南非與中國大陸等國家，皆有相當完整的冷軋型鋼規範。國內應用冷軋型鋼於建築物的情況也日益普遍，冷軋型鋼構件使用的範圍愈來愈廣，如樓版、帷幕牆之支撐系統、建築物內之輕隔間、工廠、餐廳、一般住宅(別墅)的構建，及到處可見之屋頂加蓋及搭建。大體而言，冷軋型鋼構件應用於建築工程時所具備的優點 (Yu, 2001)：(1)對於較輕的載重及/或較短的跨距，使用冷軋型鋼構件比熱軋型鋼較為經濟；(2)由於製造方式的特異性，冷軋型鋼可輕易製作成所需之特殊形狀，並可獲得較佳之強度對重量比(strength-to-weight ratios)；(3)製造完成之巢狀冷軋型鋼構件在包裝與運送上，不但節省空間且相當經濟；(4)冷軋型鋼承版或鋼片，除了可提供屋頂、牆板與樓版建築外，另可安置電器或其他設施之管路與導管；(5)如果與鄰近的支撐構件有良好的結合，冷軋型鋼承版或鋼片，不僅可承受垂直載重，更可設計為抵抗橫向力之剪力膈版(shear diaphragm)。

第二節 計畫內容與目標

一、本研究計畫之重要性

台灣地區地狹人稠，高層及高密度之集合住宅在近都會地區儼然成為建設居住住宅之主流，集合住宅不但可減輕土地成本，其安全的管理乃是另一項為民眾所期望的重要因素。但反觀自 921 集集大地震發生之後，一般民眾對於住宅的選擇又改向低層數的房屋。不論是往高樓或低層建築方向發展，近年來國內營造業面對生存環境的改變與轉型，已是不爭之事實。由於勞動人口的減少、工資的高漲、工地安全與環保的重視、建材防火性的要求、建材輕量化的趨勢與工程品質的提昇，在在顯示出營建業轉型的需求性。傳統厚重的建材與需要眾多勞力的施工方式已逐漸式微，取而代之是高品質、輕量化的營建材料，以及短工期與低勞動量的施工方法。

台灣在輕鋼構建築推展之初期，一般相關業界對於輕鋼構建築大多不予以重視，印象中認定此類鋼結構僅侷限於小型工廠、倉庫、增建物或假設工程設施等簡易工程。因此，一般設計人員可能誤用熱軋鋼結構規範。同時，施工人員對冷軋型鋼相關知識的匱乏，導致業界對冷軋型鋼結構應用於建築上的不確定性。另外，對於一般使用冷軋型鋼構件的單層或雙層建築物中，常被使用單位申請為臨時建築或丙種建築，各地建營單位在認定無危害的情形下草率過關；就算建營單位要求結構計算書，建築師事務所或工程顧問公司也僅能以國外之規範為標準提出審核。但在現今國內冷軋型鋼相關規範逐步建立的情形下，已有業者使用以冷軋型鋼構造為主的建築物出現。雖然目前已有不少營造業者嘗試推動以冷軋型構造為主的低層住宅，但皆因沒有相關的設計資料與數據來支撐這類建築的結構計算基礎，因此常以申請建照較為簡單的農舍為興建的對象，圖 1 則為建築實例。

另外由於國內缺乏輕型鋼構建築的結構計算技術，國內部分廠商直接與發展輕型鋼構建築多年的日本建築業合作，圖 2 則為此類建築的工程實例，但在建材價格上與 know how 的技術上等因素上，讓輕鋼構建築的成本比傳統鋼筋混凝土建築高出許多，也因此在市場上的競爭性相對不足。既使冷軋型鋼構造住宅在台灣的建築市場上一直無法大量的推廣，但考量此類建築物的種種優點，國內仍有不少的業者很努力在推動輕鋼構住宅，期許政府與一般民眾在注重「環保與安全」

的觀念上，能慢慢的接受冷軋型鋼構造的建築型態。圖 3 為 88 風災後，由政府與民間共同的力量，在南部所興建的輕型鋼構住宅(永久安置屋)。



圖 1.1 輕鋼構建築(農舍)



圖 1.2 輕鋼構建築(一般住宅)



圖 1.3 輕鋼構建築(永久安置屋)

目前國內的「鋼構造建築物鋼結構設計技術規範」一直持續的進行修正與調整，相信同樣為鋼結構領域的「冷軋型鋼構造建築物結構設計規範與解說」，亦應隨著時代的腳步而有所編修，如此才能與實務界接軌。

二、研究內容與目的

早在 1946 年美國業已了解冷軋型鋼的重要性與廣泛性，並制定了第一本設計標準，經過多年的研究與改進，在美國鋼鐵協會的主導下，目前的“冷軋型鋼構件設計規範-Specification for the Design of Cold-Formed Steel Structural Members”(AISI, 2007)涵蓋的範圍相當的廣泛。同樣身處地震頻繁的日本亦早有冷型鋼設計相關規範-Recommendations for the Design and Fabrication of Light Weight steel structures (AIJ, 1985)。其他國家如澳洲、加拿大、芬蘭、法國、德國、

印度、中國大陸、南非、瑞典、英國、蘇俄、奧地利、紐西蘭等國目前皆有對於冷軋型鋼設計之相關規範與標準。在目前國內使用冷軋型鋼構件建築日漸普遍的情況下，雖然國內已制訂了「冷軋型鋼構造建築物結構設計規範與解說」，修訂國內的冷軋型鋼構造設計規範是一項持續的工作，也是本研究的主要目的。

目前國內的「冷軋型鋼造建築物結構設計規範與解說」乃於民國 89 年度研擬，於 92 年度完成國內建築技術規則冷軋型鋼構造專章完成審議，並於 93 年公佈施行，從研擬至今業已經過 12 年了，隨著經濟的發展與科技的進步，適時的修正規範是必須進行的一項工作，因此本計畫主要目的在於修訂適合現今的冷軋型鋼造建築物結構設計規範與解說。另外國內「鋼構造建築物鋼結構設計技術規範」的設計上分為二部份：一為鋼結構容許應力設計法規範及解說；另一為鋼結構極限設計法規範及解說。89 年度研擬冷軋型鋼造建築物結構設計規範與解說時，僅呈現極限強度設計法，未能將容許應力法納入考量，因此，本次修正冷軋型鋼造建築物結構設計規範時，可參造美國鋼構造協會 AISC 與美國鋼鐵協會 AISI 在編修最新規範的作法，將國內冷軋型鋼的鋼造建築物結構設計規範，除了修正原有極限強度設計法的相關內容外，並加入容許應力法設計法於規範內。

第二章 計畫進行方式與步驟

一、研究採用之方法

在分析結構物強度時，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，而容許應力設計法(Allowable Stress Design - ASD)常以折減材料強度或放大載重作為設計之安全係數，對結構安全的掌握或許並不是最佳的方法，但往往是工程師普遍使用的設計法。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(一般稱為 Limit State Design or Load Resistant Factor Design)，此法以機率模式，將材料強度之變異性與載重之變異性當做決定強度折減係數與載重係數的依據，使結構物整體的安全性，較能達致一致之水準。目前國內之「鋼構造建築物鋼結構設計技術規範」分為二部份：一為鋼結構容許應力設計法規範及解說；另一為鋼結構極限設計法規範及解說。89 年度研擬冷軋型鋼造建築物結構設計規範時，僅呈現極限強度設計法，未能將容許應力法納入考量，因此，本次修正冷軋型鋼造建築物結構設計規範時，可參造美國鋼構造協會 AISC 與美國鋼鐵協會 AISI 在編修最新規範的作法，將容許應力法與極限強度法在構材的設計計算上，朝向整合一致化的方式呈現，因此，本次修正冷軋型鋼造建築物結構設計規範時，將容許應力法直接納入於規範內，如此較能符合業界與時代所需。

規範在研擬之初乃以美國的冷軋型鋼構材設計規範(Specification for the Design of Cold-Formed Steel Structural Members)為參考藍本，本次修正亦考慮以最新的北美設計規範(North American Specification for the Design of Cold-Formed Steel Structural Members)為依據，如此較能與先前的國內規範版本接軌並呈現其連慣性。另外考量國內有部分業者在輕型鋼構建築上，引用日本之技術與施工方法，因此當初在設計規範擬訂時，將“日本薄板輕量型鋼構造設計準則”納入規範並置入附錄三內，本次修正亦會參考最新的日本設計準則，修正規範的內容以符合市場的需求。

由於先前在研擬冷軋型鋼造建築物結構設計規範與解說時，乃參考美國鋼鐵協會 AISI 所制訂的冷軋型鋼構材設計規範，現今該規範在這十年進行大幅度的

修正外，亦已整合加拿大與墨西哥兩國的規範，成為「北美冷軋型鋼構材設計規範」。由於相當的學者專家在這些年，在冷軋型鋼相關領域的鑽研，因此在比較新舊規範的差異性時，發現有相當比例的修正，如在有效斷面的肢材計算上，進行了大幅度的改變，如構件設計計算上，考慮扭曲挫屈(distorsional buckling)對於撓曲構材與受壓構材的影響，如在樓板、屋頂或牆面等鋼隔板構造的強度計算上，將強度折減因子與安全因子做了全面的修正；另外，也將這些年在學界研究的成果，如利用直接強度法設計冷軋型鋼構材(Design of Cold-Formed Steel Structural Members Using Direct Strength Method)置於附錄內，以提供設計者在計算構材強度時的另一種選擇。

為確保施工之品質與建築使用之安全，本計畫除了針對構材設計做相關規定之研究探討外，冷軋型鋼構造建築物結構設計規範與解說的修正版本，亦考慮參考國內「鋼構造建築物鋼結構設計技術規範」之編排方式，對於製造、安裝與品管之類似章節亦需加以調整修正。而本計畫的具體實施，可依下列三個階段進行：

1. 相關資料之收集、整理

- (1) 美國與澳洲冷軋型鋼構材設計規範之相關參考資料。
- (2) 國內、外冷軋型鋼相關研究之文獻資料與技術報告。
- (3) 國內鋼構造建築物鋼結構設計與施工相關規範。
- (4) 網路相關研究資源。

2. 資料歸納、整理與問題探討

- (1) 探討澳洲冷軋型鋼構材設計規範參考美國規範之依據方法。
- (2) 界定國內冷軋型鋼規範與美國冷軋型鋼構件規範之差異性。
- (3) 研究國內冷軋型鋼規範與國內熱軋型鋼設計規範之互通性。
- (4) 針對所擬規範草案，請業界專家學者座談，提出修訂意見，俾使規範符合業界之需求。

3. 修正冷軋型鋼構造建築物結構設計規範及解說。

二、研究採用方法之原因

本研究主要目標在修正冷軋型鋼構造建築物結構設計規範與解說，由於在 89 年度研擬之初乃以美國鋼鐵協會(American Iron and Steel Institute, AISI) 1996 的 Specification for the Design of Cold-Formed Steel Structural Members 為版本，並參

考了國內的鋼構造建築物鋼結構設計技術規範的格式與編排方式；因此本研究亦遵循此種模式進行修訂，惟除了修正原有的極限強度設計法外，原有未納入的容許應力法在本研究中亦是一項重要的任務；因此上述所提及的研究方法—相關資料之收集與整理、資料歸納整理與問題探討是最基本的研究基礎與方法，另在計畫進行的最後階段時期，也就是修正草案已初稿成形之時，邀請專家與學者進行座談也是一項必須的研究步驟。

三、預計可能遭遇之困難及解決途徑

本研究除了針對既有的冷軋型鋼造建築物結構設計規範與解說進行修正研擬外，亦需加入原來規範未有的容許應力法，以現有的研究人員（包含協同主持人，研究人員與研究助理）而言，似乎在研究工作上人力有些吃緊，解決這個問題的途徑上僅有督促本研究團隊，在限定的期限內努力達成本計畫的目標。

四、預期成果

1. 完成修訂國內冷軋型鋼構件設計規範與解說，建立適合本土之設計規範，讓製造、設計與營造業者能有所依循。
2. 透過專家座談與計畫執行時的訪談，提出相關實務問題，並研擬解決之道，除了利於設計規範的修正外，對於未來在修正施工規範上亦有相當的助益。
3. 激發業界與設計者對冷型鋼之重視，確保建築結構安全，共同結合產、官、學之力量以提升工程品質。
4. 有利學術界及工程界能進一步了解其設計原理應用，以發掘和推廣冷軋型鋼在國內之研究。

五、研究步驟

<請參考下頁的流程圖>

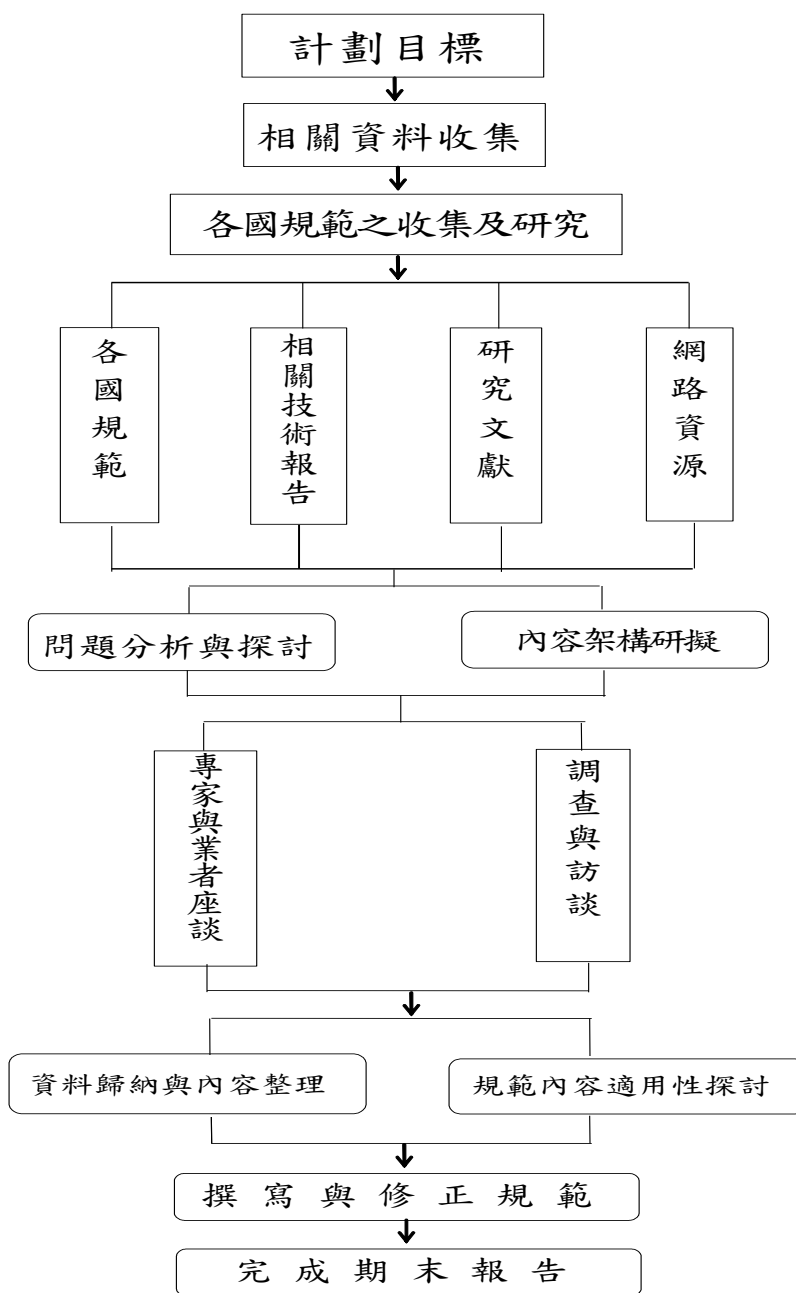


圖 2.1 研究步驟流程圖

第三章 各章修正說明

◆ 第一章

在民國 90 年編列之初，考量世界在鋼結構設計法上已漸漸趨向以載重與強度係數設計法(Load Resistance and Factored Design)為主軸，此種設計法類似鋼筋混凝土的極限強度設計法(Limit State Design)，主要是以統計的方法並以強度(strength)設計為基礎而發展出來的設計法，與業界使用已久的容許應力法(Allowable Stress Design)相比較，載重與強度係數設計法以機率理論設計，使結構的安全性較能達到一致之水準，也較為經濟與安全，也因此擬定本規範時則以此法為依歸，而未考慮將容許應力法納入。

惟經過多年後的今日，原本認為會漸漸失去其市場的容許應力法，並沒有如原來想像的被淘汰，反而將原有的設計基礎由應力轉型為強度，名稱也更名為容許強度法(Allowable Strength Design)，如此將可以與載重與強度係數設計法在結構構材的計算上採用相同的公式，對於原來容許應力法的使用者的設計習慣由應力設計轉變為強度設計，也對於規範在編撰上將較為簡易清晰，由美國鋼構造協會(AISC)在 2005 年編撰的鋼結構建築規範(Specification for Steel Structural Buildings)，與美國鋼鐵協會(AISI)在 2007 年的冷軋型鋼構材設計規範(Specification for Cold-Formed Steel Structural Members)，可觀察出皆將載重與強度係數設計法與容許強度法合併編列成為一本規範，所以本次規範修訂也將容許強度法一併考量修正，因此在本章第 1.3 節設計準則以予納入說明。

◆ 第二章

本次在第二章『載重』的修正依據主要為美國鋼鐵協會所編定之「北美冷軋型鋼構材設計規範」(North American Specification for the Design of Cold-Formed Steel Structural Members)，並參考美國土木工程師學會所制定之「建築與其他結構最小設計載重」(Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures)。除了原有的載重與強度係數設計法的載重係數與載重組合加以修正外，亦另加一節以規範容許強度法的載重組合。

原本在第 2.2 節解說部分所提的“強度折減因子(strength reduction factor)”，以予移除並納入第一章第 1.3.2 節中加以說明。另第 2.3 節『其他載重』以予刪除，

並在第 2.2 節的解說中加以說明。

◆ 第三章

為因應市場需求並於國外同步，將原規定的抗拉強度與降伏應力比不能低於 1.13 的限制改為 1.08，另外也提出國外可運用於冷軋型鋼結構上的材料修正。

◆ 第四章

在第 4.3.1 節均布受壓之加勁肢材的有效寬度公式的修正上，將原有隱藏在細長因子(λ)裡的彈性挫屈應力(F_{cr})，明顯的呈現在計算公式上。

在第 4.3.2 節上的修正，將原有僅針對「均布受壓具有圓孔之加勁肢材」的設計要求，擴大加入“具有非圓孔之加勁肢材”的相關規定。

在第 4.3.3 節「腹板及具應力坡度之加勁肢材」方面，原先用於計算腹板有效寬度的公式，對於腹板全寬(h_o)與翼板全寬(b_o)比值超過 4.0 時，會產生不保守的現象，因此，對於 $h_o / b_o \leq 4$ 情形下的計算公式仍加以保留，新增對於 $h_o / b_o > 4$ 情形下的計算公式。另外，對於原來規範未能含括“具應力坡度之 C 型斷面開孔腹板”的部分，新增一節(第 4.3.3 節)以予相關規定。

研究結果發現原第 4.4.2 節「具應力坡度之未加勁肢材及邊緣加勁材」，對於挫屈係數 k 值使用 0.43，用以計算具應力坡度的未加勁肢材似乎是有些保守，因此對於具應力坡度未加勁肢材的有效寬度計算提出修正。

原第 4.5 節的標題為「具中間加勁材或邊緣加勁材之肢材有效寬度」，此次修正將“中間加勁材”與“邊緣加勁材”以予分節處理，將具中間加勁材之肢材的有效寬度規定移至第 4.6 節，而新修正的第 4.5 節「具邊緣加勁材之均佈受壓肢材的有效寬度」中所適用的相關計算，僅針對邊緣加勁材為簡單突唇者，其因乃是先前版本的計算方式，似乎在較複雜的邊緣加勁材的斷面上有不保守的問題存在。

在新修正的第 4.6 節部分，前一版(民國 93 年)“具單個中間加勁材之均佈受壓肢材”和“多個中間加勁材之加勁肢材”的相關規定，主要以先前的研究結果發展研擬。透過後續的相關研究，本次將具單個中間加勁材或多個中間加勁材均佈受壓肢材的有效寬度計算，以予整合處理。另外，有別於前一版僅考量局部挫屈的影響，新修正的具中間加勁材之均佈受壓加勁肢材的板挫屈係數，取決於兩類的挫屈行為：(1)局部挫屈—中間加勁材在變形中維持一樣的位置；(2)扭曲挫屈—中間加勁材隨著板挫屈的曲線移動。

原第 4.6 節”加勁材”的部分，考量其作用乃屬撓曲構材的範疇，移至第六章以予修正說明。

◆ 第五章

受拉構材的受拉強度原規定以淨斷面(A_n)的降伏計算之，在本次修正上，將承受軸向拉力載重的標稱受拉強度的計算與「鋼結構極限設計法規範與解說」內容所呈現的計算法一致，也就是受拉強度應取在全斷面的降伏強度或在淨斷面之斷裂強度兩者之較低者。

載重與強度係數設計法上的強度折減因子 (ϕ) 與容許強度法上的安全因子 (Ω)，分別與本國鋼結構極限設計法規範與解說和鋼結構容許應力法規範與解說相同，也與美國鋼構造協會的鋼結構建築規範的值相同。

◆ 第六章

依非彈性保留容量計算標稱撓曲強度時，對於構材具未加勁受壓肢材的 C_y 值提供新的計算公式。

側向挫屈強度的要求，在本章分別給予不同的設計規定：(1)具開放斷面構材的側向-扭轉挫屈強度；及(2)具中空方管構材的側向-扭轉挫屈強度。

本章增加了對於具開放斷面構材可能發生扭曲挫屈(Distorsional Buckling)不穩定的破壞行為，並提供不同的設計公式給予不同斷面型式的要求。

對於原章節考慮翼板以貫穿式接合於鋼承板或外覆板之梁及翼板連接屋頂系統摺板之梁，將此章節更動移至第十章組合構材中。

剪力強度的規定修正分別給予不同的設計考量：(1)腹板不具有開孔，及(2)C-型斷面腹板具開孔。

腹板皺曲強度的設計考量於本章節中作大幅度的修改，包括使用單一腹板皺曲強度設計公式，配合表列之不同斷面型式所提供的設計係數，並依據不同的載重條件決定各項係數。另外，對於 C-型斷面腹板具開孔時也增加了這個設計規定。

本章也增加對於無側向支撐的撓曲構材承受彎曲-扭轉載重(Combined Bending and Torsional loading)時的設計規定要求。

◆ 第七章

本章的修改及增加的內容主要是對於軸心載重受壓之構材，其軸壓強度除了依

據原設計規定外(即考慮降伏、撓曲、撓曲-扭轉、及扭轉挫屈之標稱強度)，另外增加對於 I 型、Z 型、C 型、帽型或其他開放型斷面的扭曲挫屈強度(Distorsional Buckling Strength)的設計要求。第 7.5 節—翼板連接鋼承板或外覆板之受壓構材移至第十章組合構材中。

◆ 第八章

對於承受軸力及彎矩之構材，本章提供依據容許強度設計法(ASD)及載重與強度係數設計法(LRFD)之後設計規定，當構材承受軸向拉力與撓曲交互作用時，其標稱拉力強度應依規範第五章之規定計算；在構材承受軸向壓力與撓曲交互作用時，其標稱壓力強度應依規範第七章之規定計算。而構材之標稱撓曲強度則依第六章相關之規定計算。

◆ 第九章

在第 9.2 節中影響空圓管標稱撓曲強度之因子(D/t)修正；在第 9.3 節修正有效中空圓管之斷面積。

◆ 第十章

原先版本在第 10.4 節僅規範了牆體隔間柱(立柱)與其組合，在考量外覆材支撐的計算上似乎過於保守，因此本次在本節的修正上，移除了原有的內容，而採用與 AISI 規範同步的方式編列，除了考量有 AISI 具有大量的研究數據為基礎外，另外亦增加了其他構材，如框梁、桁架與樓板框架及屋頂系統的運用與規範。

原 10.3.2.1 節承受重力載重之屋頂系統的支撐之錨定—上翼板連結外覆材者移至 10.6.4 節說明與修改。

對於第五章考慮翼板以貫穿式接合於鋼承板或外覆板之梁及翼板連接屋頂系統摺板之梁，將此章節更動移至第十章第 10.6.1 節與第 10.6.2 節予以規範說明。

原第 7.5 節—翼板連接鋼承板或外覆板之受壓構材，更動移至第十章第 10.6.3 節予以規範說明。

◆ 第十一章

在第 11.2.2 節中修正電弧點鐸有效熔融區之直徑(de)為 9.53mm；在第 11.2.2.1 節增訂鋼板與鋼板接合處之電弧點鐸標稱剪力強度；在第 11.2.2.2 節連接鋼板及支

承材的每一電弧點銲，於無偏心載重下，其上揚標稱拉力強度之公式修正；在第 11.2.6 節修訂點銲的標稱剪力強度計算公式，並刪除以表列板厚與標稱剪力強度之關係；增加剪力遲滯現象對斷面張力強度影響之一節，以說明對斷面於銲接處有效淨斷面積之破壞及降伏現象；在第 11.3.2 節修正接合部淨斷面之破壞強度(剪力遲滯)，包含接合部材料是否有無開孔情形等均納入考慮因素；在第 11.3.3 節增訂螺栓接合承壓強度之計算公式，並增列螺栓承壓強度係數及承壓接合方式之修正係數；在第 11.4.2 節修訂從連結物中心點到任一邊緣的距離(即邊距)；在第 11.4.3.2 節修訂螺絲邊距大小影響連結物剪力強度之計算公式；在第 11.4.4.2 節在考慮螺絲型式與墊圈使用情形，修訂螺絲標稱穿刺強度；增訂剪力與穿刺力之聯合作用、張力撕裂、區塊剪力撕裂等內容；在第 11.6.1 節刪除材料接合之承壓面為混凝土支承之情形。

◆ 第十二章

配合行政院公共工程委員會所頒定之公共品質管理作業要點，修正部份用詞、用語。

◆ 第十三章

新增地 13.3.5 節—纖維板外覆材，也就是說用於抗剪力的牆體外覆材，除了原設定的鋼板、石膏板與木質板外，牆體外覆材的可使用纖維板外覆材。

對於所負的 3 種表格—「剪力牆之耐風及其它平面側向力標稱強度」、「石膏板與纖維板之耐風及耐震力」、「剪力牆之標稱耐震抗剪力」進行全面的更改與說明。

◆ 附錄一 (專有名詞中英文對照)

【修正完成】

◆ 附錄二 (符號說明)

【修正完成】

◆ 附錄三 (日本薄板輕量型鋼構造設計準則)

【無修正】

◆ 附錄四 (直接強度法)

【新增附錄】

◆ 參考文獻

【修正完成】

附件一

冷軋型鋼構造建築物結構設計規範與解說

冷軋型鋼構造建築物結構設計規範及解說

目 錄

第一章 通則

1.1 適用範圍	1-1
1.2 品質要求	1-2
1.3 設計基準	1-2
1.4 常數	1-7

第二章 載重

2.1 適用範圍	2-1
2.2 載重組合	2-1

第三章 材料

3.1 一般規定	3-1
3.2 適用鋼材	3-1
3.3 降伏應力	3-4
3.4 冷作成型之影響	3-5
3.5 延展性	3-8
3.6 鋼材厚度	3-8

第四章 肢材設計

4.1 適用範圍	4-1
4.2 肢材尺寸之限制與考量	4-4
4.3 加勁肢材之有效寬度	4-6
4.4 未加勁肢材之有效寬度	4-16
4.5 具 中間加勁材 或邊緣加勁材之 均部受壓 肢材的有效寬度	4-19
4.6 具中間加勁材之均部受壓加勁肢材或邊緣加勁肢材的有效寬度	4-26

第五章 受拉構材

5.1 適用範圍	5-1
5.2 設計 受拉強度 (抗力)	5-1

第六章 撓曲構材

6.1 適用範圍	6-1
6.2 一般撓曲 設計	6-1

6.3	剪力強度	6-20
6.4	撓曲 - 剪力強度	6-23
6.5	腹板皺曲強度	6-26
6.6	撓曲 - 腹板皺曲強度	6-37
6.7	撓曲 - 扭轉作用	6-41
6.8	加勁材	6-42
第七章 軸心載重受壓構材		
7.1	適用範圍	7-1
7.2	降伏、撓曲挫屈、撓曲-扭轉與扭轉挫屈之標稱強度設計受壓強度 ..	7-1
7.3	扭曲挫屈強度(抗力)	7-10
第八章 承受軸力及彎矩之構材		
8.1	適用範圍	8-1
8.2	軸向拉力與撓曲交互作用強度	8-1
8.3	軸向壓力與撓曲交互作用強度	8-2
第九章 中空圓管構材		
9.1	適用範圍	9-1
9.2	撓曲強度(抵抗彎矩)	9-3
9.3	軸向壓力強度(抗力)	9-4
9.4	軸向壓力與撓曲作用強度	9-5
第十章 組合構材		
10.1	適用範圍	10-1
10.2	組合斷面	10-1
10.3	側向支撐	10-5
10.4	冷軋型鋼框架式構造	10-18
10.5	樓板、屋頂或牆 體面等 鋼隔板構造	10-20
10.6	金屬屋頂與牆體系統	10-21
第十一章 接合設計		
11.1	一般規定	11-1
11.2	銲接接合	11-1
11.3	螺栓接合	11-20
11.4	螺絲接合	11-30
11.5	撕裂剪力撕裂	11-38
11.6	其他材料的接合	11-39

第十二章 製作、安裝、品管	
12.1 適用範圍	12-1
12.2 一般規定	12-1
12.3 製造	12-2
12.4 安裝	12-4
12.5 品質管制計畫	12-5
第十三章 耐震及耐風設計特別規定	
13.1 適用範圍	13-1
13.2 冷軋鋼輕型剪力牆壁之耐震及耐風要求	13-1
13.3 應用條件	13-1
13.4 設計抗剪力	13-3
13.5 耐震設計規定	13-3
附錄一 專有名詞中英對照	A-1
附錄二 符號說明	B-1
附錄三 日本薄板輕量型鋼構造設計準則	C-1
附錄四 以直接強度法設計冷軋型鋼構材(新增)	D-1
參考文獻	R-1

冷軋型鋼構造建築物結構設計規範及解說 (修正草案)

第一章 通則

1.1 適用範圍

本規範適用於以冷軋型鋼構材設計之建築物結構，該構材係由碳鋼或低合金鋼板或鋼片冷軋成型，其鋼材厚度不得超過 25.4 mm。

解說：冷軋型鋼構材(cold-formed steel members)乃由碳鋼或低合金鋼板或鋼片(carbon or low alloy steel sheet, strip, plate or flat bar)在室溫下經由軋軋或滾壓(cold roll forming, press brake or bending brake operation)製造而成。冷軋型鋼構材可應用的範圍相當廣泛，其使用於建築方面亦相當的普及。在目前的建築構材考量上，除非為低層住宅建築，一般而言，冷軋型鋼構材的使用大都為次結構構材或為非結構構材，其應用之部位可區分如下：

1. 結構構材(structural member, beam or column)
2. 屋頂桁條與橫桿(roof purlin and side rail)
3. 牆體立柱隔間牆(wall stud partition)
4. 樓板格柵梁托梁(floor joist)
5. 門或窗之過梁(lintels)
6. 牆板(wall claddings)
7. 屋頂板(roof panels)
8. 樓承板(floor deck)
9. 桁架(truss)

本規範係針對以冷軋型鋼構材設計之建築結構物，對於一般結構用熱軋型鋼構材設計，可參照國內建築技術規則[1.1]及鋼構造建築物鋼結構設計技術規範[1.2]或其他相關規範。冷軋型鋼構材的斷面形狀、製程及接合方式皆與熱軋型鋼結構有所不同，通常在室溫下經過軋壓或滾壓而成的冷軋型鋼構材與熱軋型鋼有下列之顯著的差異性：

1. 由於製造的方式不同，冷軋型鋼構材不如熱軋型鋼構材製造時在熱軋(hot-rolling)後，經由不均勻的冷卻(uneven cooling)而造成之殘留應力。
2. 冷軋型鋼構材在冷軋加工過程中會造成冷軋殘留應力，即是在斷面隅角處及其周邊的材料機械性質，如降伏應力與抗拉強度將明顯的增強，相反地延展度亦相對的降低。
3. 冷軋型鋼材在其製造過程中經冷軋作用(cold-rolling)後，在未完全退火(anneal)時，其材料本體應力將略為減少(cold-reducing stress)。
4. 由於厚度薄，冷軋型鋼構材內之肢材(element)擁有較大之寬厚比，也因此

在受到壓力之下極容易產生局部挫屈。

5.冷軋型鋼材的應力與應變關係，可為尖銳降伏形式(sharp-yielding type)或平緩降伏形式(gradual- yielding type)。

6.冷軋型鋼構材之隅角處(corner)為圓弧形，而非填角(corner fillet)。

冷軋型鋼材與一般熱軋型鋼材的厚度相比較之下相差甚多，其本體之厚度通常介於 0.38 mm (0.0149 in)至 6.35 mm (0.25 in)之間。在澳洲與紐西蘭的冷軋型鋼規範內則指出，針對結構之需求，某些厚及 25 mm 的鋼板或鋼棒(steel bar)成功地經過冷型作用而成為結構用型鋼。

由於國內冷軋型鋼構材之研究資料尚不齊全，本規範內容係主要參考美國鋼鐵協會所編定之「北美冷軋型鋼構材設計規範」(North American Specification for the Design of Cold-Formed Steel Structural Members)制定[1.3]，同時，本規範內所使用之相關資料，如圖表與符號等亦主要參考該規範。適用於本規範之冷軋型鋼構材設計，其斷面厚度之限制可參考研究文獻[1.4、1.5]。

1.2 品質要求

冷軋型鋼構造施工由購料、加工、接合及安裝完成，均應詳細查驗證明其品質及安全，為確證施工能以達到設計標準，設計人、監造人及承造人應依其權責辦理查驗工作，詳細記載查驗事項，並剔除不合格部分。在工廠施作鋼構部分，其品質要求亦須符合規定。

解說：冷軋型鋼結構之品質管制要求亦如熱軋型鋼結構之規定。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。

1.3 設計基準

本規範的設計基準包括依據載重及強度係數設計法及容許強度法制定，容許強度及設計強度分別依第 1.3.1 節及第 1.3.2 節的設計方法計算，當構材或接合的強度計算不適用於本規範的規定時，得依下列方式求取：

1. 相關規範建議之實驗。
2. 基於適當的學術理論、試驗的數據佐證、工程的判斷評估下的合理的工程分析。

當構材或接合的強度經由實驗或合理的工程分析取得時，安全因子及強度折減因子的應用值則須符合下列規定：

1. 構材： $\Omega = 2.00$ （容許強度法）， $\phi = 0.80$ （載重及強度係數設計法）。

2. 接合：Ω = 2.50 (容許強度法)，φ = 0.65 (載重及強度係數設計法)。

1.3.1 容許強度法 (ASD)

本規範中各構材及接合之容許強度必須大於或等於由載重組合所得之需要強度：

$$R_n/\Omega \geq R \quad (1.3-1)$$

其中

R = 所需強度

R_n = 標稱強度，見第四章至第十一章之規定

Ω = 安全因子，見第四章至第十一章之規定

R_n/Ω = 容許強度

解說：容許強度法的計算中，結構構材的所需強度（撓曲彎矩、軸力、剪力等）係以工作載重組合依合理的結構計算取得。

1.3.2 載重及強度係數設計法 (LRFD)

該設計載重及強度係數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，而使用性極限係指正常使用下其使用功能之極限狀態。

本規範中各構材及接合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：

$$\phi R_n \geq R_u \quad (1.3-2)$$

其中

R_u = 所需強度

R_n = 標稱強度，見第四章至第十一章之規定

φ = 強度折減因子，見第四章至第十一章之規定

φR_n = 設計強度

解說：當結構體或其構材在受力狀態下，無法滿足原設計之安全與功能時，此結構可能已進入其極限狀態(Limit State)。一般冷軋型鋼構材之極限狀態可能由於過量的撓度、降伏、挫屈或是後挫屈(post-buckling)之故。這類的極限狀態已經過充分的研究及分析證實，相關之研究報告可參考文獻[1.6、1.7]之說明。載重及強度係數設計法(Load and Resistance Factor Design, LRFD)的設計法是考慮下列二種極限狀態：(1)強度極限狀態，是指結構所能抵抗最大承載能力；(2)使用性極限狀態，是指結構在使用功能的狀態，結構設計之主要目標亦在於防止結構物於預估使用期限內產生上述之極限狀態。

一般若考慮強度極限狀態，LRFD 的公式可依下列說明：

$$\sum r_i Q_i \leq \phi R_n \quad (C-1.3-1)$$

$$\text{或 } R_u \leq \phi R_n$$

其中， R_n 是標稱強度，由標稱斷面依其分析模式計算而得之值， ϕ 是構材強度折減係數(考慮標稱強度存在的變化性)， $\phi < 1.0$ ； Q_i 是標稱載重，依載重狀況進行結構分析而得， r_i 是載重放大係數(考慮載重之不定性)。LRFD 設計法有如下之優點：(1)針對構材強度及載重分別考慮其不定性而使用不同的係數；(2)以機率理論設計，使結構的安全性，較能達到一致之水準。

(a) 機率模式

安全係數及載重因子是為考量在設計過程中所存在的不定性及變化性。結構設計乃包含了二個隨機變數 Q 及 R 的關係(詳圖 C-1.3-1)，若 $R < Q$ 時，則極限狀態成立。一種合適的結構設計是允許存在極小機率的極限狀態發生。然而， Q 及 R 的實際機率分佈並不確知，只有其中平均值 Q_m 及 R_m ，與標準偏差 δ_Q 及 δ_R 是可得知。

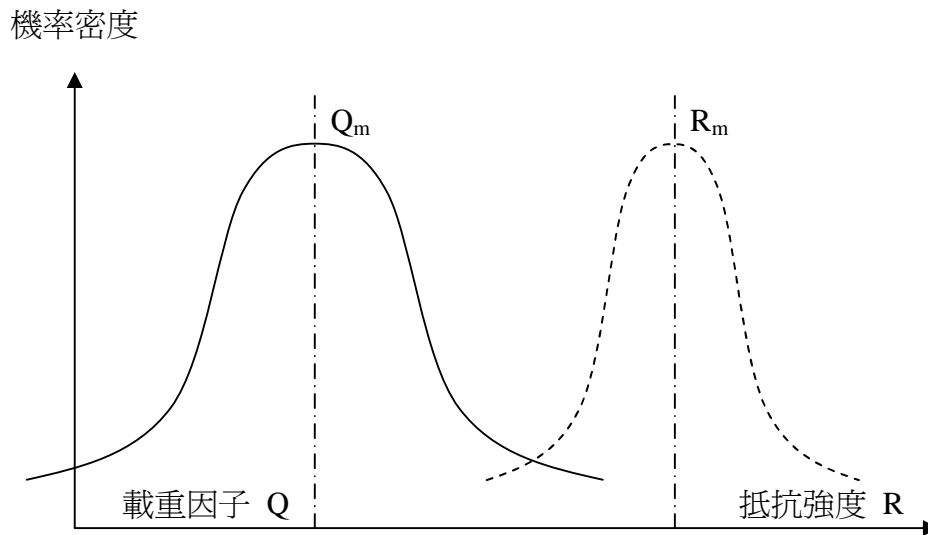


圖 C-1.3-1 隨機變數 Q 與 R 之定義

依據圖 C-1.3-2 所示，吾人即可決定不用構材設計之相對可靠度，圖中所示之分部曲線為 $\ln(R/Q)$ ，當 $\ln(R/Q) \leq 0$ 時，極限狀態即發生，圖中斜線部分即為極限狀態發生之機率。當統計數據 R_m 、 Q_m 、 δ_R 、 δ_Q 為已知，且 $\beta \sigma_{\ln(R/Q)} = \ln(R/Q)_m$ ，那麼在 $\ln(R/Q) \leq 0$ 之條件下的面積是決定 β 值的變化， β 值可概約地以下式表之：

$$\beta = \frac{\ln\left(\frac{R_m}{Q_m}\right)}{\sqrt{V_R^2 + V_Q^2}} \quad (C-1.3-2)$$

其中

$$V_R = \delta_R / R_m \quad \text{偏差係數}$$

$$V_Q = \delta_Q / Q_m \quad \text{載重偏差係數}$$

β 為可靠度指數

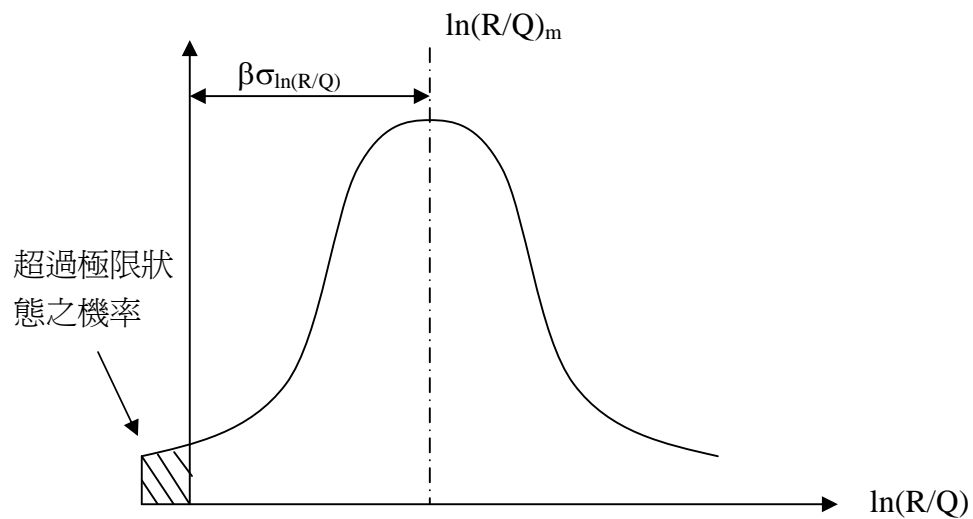


圖 C-1.3-2 可靠度指數 β 之定義

對結構設計之安全性可作相對性的指標，在比較二種設計時，有較大之 β 值者，代表其設計較為可靠。

利用可靠度指數的概念可以得知對現有設計所存在的相對可靠性，並可用來測試新設計公式的可靠度，上述可用下列有一梁承受靜重及活重之簡支、側撐來作說明。

針對此型梁，吾人用容許應力法設計可得：

$$S_e F_y / \Omega = (L_s^2 S / 8) (D+L) \quad (C-1.3-3)$$

其中

S_e =依有效斷面得之彈性斷面模數

Ω =5/3 彎矩之安全係數

F_y =降伏強度

L_s =梁長度

S =梁間距

D 及 L 分別是規範中設定之靜重及活重

標稱強度之平均值 R_m ，可由下式定義[1.8]

$$R_m = R_n (P_m M_m F_m) \quad (C-1.3-4)$$

上式中， R_n 是標稱強度，在此例中為

$$R_n = S_e F_y \quad (C-1.3-5)$$

是根據壓力翼板及腹板之後挫屈強度而計算得之標稱彎矩。

P_m =對實際材料及斷面之試體，其(試驗彎矩值 / 公式計算之彎矩)比值之平均值

M_m =(實際降伏強度 / 最小指定降伏強度)比值之平均值

F_m =(實際斷面模數 / 指定標稱斷面模數)比值之平均值
標稱強度 R 之偏差係數等於

$$V_R = \sqrt{V_P^2 + V_M^2 + V_F^2} \quad (C-1.3-6)$$

上述公式之數據，經由相關試驗、分析及量測得知[1.9、1.10]

$$P_m=1.11, \quad V_P=0.09, \quad M_m=1.10, \quad V_M=0.10, \quad F_m=1.0, \quad V_F=0.05$$

故可得， $R_m=1.22R_n$ 及 $V_R=0.14$

載重效應之平均值為

$$Q_m = (L_S^2 S/8)(D_m+L_m) \quad (C-1.3-7)$$

及

$$V_Q = \frac{\sqrt{(D_m V_D)^2 + (L_m V_L)^2}}{D_m + L_m} \quad (C-1.3-8)$$

其中， D_m 及 L_m 分別是靜重及活重的平均值， V_D 及 V_L 分別是其偏差係數。依美國標準局的不同載重統計研究分析指出 $D_m = 1.5D$ ， $V_D = 0.1$ ， $L_m = L$ ， $V_L = 0.25$ [1.11]。將此載重設計數據應用於上述公式(C-1.3-7)及(C-1.3-8)，可得

$$Q_m = \frac{L_S^2 S}{8} \left(\frac{1.05D}{L} + 1 \right) L \quad (C-1.3-9)$$

$$V_Q = \frac{\sqrt{(1.05D/L)^2 V_D^2 + V_L^2}}{(1.05D/L + 1)} \quad (C-1.3-10)$$

由上式可知 Q_m 及 V_Q 與 (D/L) 之比值有關，冷軋型鋼梁通常有較小之 (D/L) 比值，爲了檢核 LRFD 規範之可靠度，吾人假設 $(D/L)=1/5$ 。故 $Q_m=1.21L$ 及 $V_Q=0.21$ 。

從(C-1.3-3)式及(C-1.3-5)式中，及 $D/L=1/5$ 及 $\Omega=5/3$ ，可得標稱強度， $R_n=2L(L_S^2 S/8)$ 。利用公式(C-1.3-2)之可靠度指數， β 及 $R_m=1.22R_n$ ，吾人可得

$$\frac{R_m}{Q_m} = \frac{1.22 \times 2.0 \times L(L_S^2 S/8)}{1.21L(L_S^2 S/8)} = 2.02$$

及

$$\beta = \frac{\ln(2.02)}{\sqrt{(0.14)^2 + (0.21)^2}} = 2.79$$

單獨的由此例中所得之 $\beta=2.79$ 是毫無意義的。但是當此 β 值與其他冷軋型鋼構材或與熱軋型鋼設計，或與其他建材設計相比較時，則此例中之冷軋型鋼梁，可以說有達到平均的可靠度[1.12]。

(b)冷軋型鋼結構 LRFD 設計基礎

由於國內尚無相關之研究資料可供參考，本規範將採用美國 AISI 規範作爲本章之解說。有關熱軋型鋼結構之研究結果及數據，可參考文獻[1.8]，對於冷軋型鋼構材之 β 值，美國密蘇里大學有詳盡的研究結果及數據可供參考 [1.13 - 1.17]。

文獻[1.11、1.12、1.18]中，對於熱軋型鋼、冷軋型鋼、鋼筋混凝土、鋁結構、複合木材結構及磚造結構等設計之相關研究有極詳細之敘述，本章僅摘錄其主要之分析結果及要點。可靠度指數會因不同之載重、不同之施工及不同之材料設計而有變化，為求能達到更一致之可靠度文獻[1.18]，建議下列目標可靠度值， β_0 ，作為對不同材質 LRFD 設計之依據。

基本型式：受重力載重， $\beta_0=3.0$

接合設計： $\beta_0=4.5$

風力載重： $\beta_0=2.5$

由上例得知，在 $D/L=1/5$ ，該例可得 $\beta=2.79$ ，當使用不同的載重比例，或其他型式之冷軋型構材時，其相對的 β 值可能與 2.79 相差不多，本章建議使用較低之目標可靠度 $\beta_0=2.5$ ，基本上，此值是構材實際所得 β 值之下限。為了避免在接合處提前發生破壞，故建議使用較大之 $\beta_0=3.5$ 。這二個目標可靠度值與美國 AISI 規範相同[1-3]

(c)強度折減因子

本規範所建議使用之強度折減因子 ϕ ，與第 2 章使用之載重提供相互一致的可靠度指數(當載重組合條件為 1.2D+1.6L 及 $\beta_0=2.5$ 於構材， $\beta_0=3.5$ 於接合處)。然而在實際的情況下，當使用不同之強度折減因子時，實際之 β 值也會隨著設定目標值改變。即為以下之解釋：

$$\phi R_n = c(1.2D+1.6L) = (1.2D/L+1.6)cL$$

(C-1.3-11)

c = 轉換載重強度成為載重效應之影響係數

假設 $D/L=1/5$ ，公式(C-1.3-11)及(C-1.3-9)可重新改寫為

$$R_n = 1.84(cL/\phi) \quad (C-1.3-12)$$

$$Q_m = (1.05D/L+1)cL = 1.21cL \quad (C-1.3-13)$$

故

$$R_m/Q_m = (1.521/\phi)(R_m/R_n) \quad (C-1.3-14)$$

ϕ 值可由公式(C-1.3-2)、(C-1.3-4)及(C-1.3-14)計算而得知[1.19]：

$$\phi = 1.521(P_m M_m F_m) \exp(-\beta_0 \sqrt{V_R^2 + V_Q^2}) \quad (C-1.3-15)$$

β_0 是目標可靠度指數。

由已知的 ϕ 值及在 1.2D+1.6L 的載重組合條件下，可求得在容許強度設計法中相對應之安全因子， Ω ：

$$\Omega = (1.2D/L+1.6)/[\phi(D/L+1)] \quad (C-1.3-16)$$

其中 D/L 是靜載重與活載重之比值。

1.4 常數

冷軋型鋼構材設計時所用鋼材之彈性模數(E)為 ~~20,500~~20,700 kg/mm² (203,000 MPa)，剪力模數(G)為 ~~7,900~~7,950 kg/mm² (78,000 MPa)，波森比(μ)為 0.3，溫度伸縮係數為 0.000012/°C。

第二章 載重

2.1 適用範圍

本章在於規定冷軋型鋼構材設計時所應採用之載重大小及載重組合情形，各種標稱載重之規定除本章另有規定者外，應依建築技術規則及其相關規範之規定辦理。

解說：載重及強度係數設計法乃以可靠度理論為基礎，考量國內相關之資料尚不完整，本規範所採用之載重組合主要參考美國鋼鐵協會所編定之「北美冷軋型鋼構材設計規範」(North American Specification for the Design of Cold-Formed Steel Structural Members)制定。另外，美國土木工程師學會所制定之「建築與其他結構最小設計載重」(Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures)載重準則[2.1]有詳細資料可供參考。

2.2 載重組合

冷軋型鋼結構或建築的載重大小及載重組合，須依第 2.2.1 節的載重與強度係數設計法之規定計算或依第 2.2.2 節的容許強度設計法之規定計算。

本節中所提不同形式載重的定義如下：

D = 靜載重

E = 地震力載重

L = 活載重

L_r = 屋頂活載重

S = 雪載重

R = 雨載重

W = 風力載重

2.2.1 載重與強度係數設計法的載重係數與載重組合

依據載重及強度係數設計法，(冷軋型)鋼結構及其構材之設計強度必須大於或等於因數化載重組合後之需要強度，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。需要強度之決定若建築技術規則及相關規範中無相關規定，則須檢核下列之載重組合(載重設計)：

(1) 1.4D

(2) 1.2D + 1.6L + 0.5(L_r 或 S 或 R)

$$(3) 1.2D + 1.6(L_r \text{ 或 } S \text{ 或 } R) + (L \text{ 或 } 0.8W)$$

$$(4) 1.2D + 1.6W + L + 0.5(L_r \text{ 或 } S \text{ 或 } R)$$

$$(5) 1.2D + 1.0E + L + 0.2S$$

$$(6) 0.9D + 1.6W$$

$$(7) 0.9D + 1.0E$$

$$(1) 1.4D + L$$

$$(2) 1.2D + 1.6L + 0.5(L_r \text{ 或 } S \text{ 或 } R_r)$$

$$(3) 1.2D + 1.6(L_r \text{ 或 } S \text{ 或 } R_r) + (0.5L \text{ 或 } 0.8W)$$

$$(4) 1.2D + 1.3W + 0.5L + 0.5(L_r \text{ 或 } S \text{ 或 } R_r)$$

$$(5) 1.2D + 1.5E + 0.5L + 0.2S$$

$$(6) 0.9D + (1.3W \text{ 或 } 1.5E)$$

上式中：

D = 靜載重

E = 地震力

L = 活載重

L_r = 屋頂活載重

S = 雪重

R_r = 雨載重

W = 風力

注意事項：

1. 對於公共集會場所及活載重低於超過 500 kg/m² 之區域，載重組合(3)、(4)及(5)中之活載重(L)係數可應等於 **0.51.0**，公共集會場所仍須以 **1.0** 為其係數。

2. 載重組合(2)、(4)及(5)中之雪載重(S)可以是平屋頂之雪載重或是斜屋頂之雪載重。

2. 當桁條、圍梁、牆板及屋頂板承受風力時，應乘以風力載重係數 **0.9**。

3. 當屋頂活載重是由於工人及材料係在維修之故，在組合(3)中 L_r 之載重係數應以 **1.4** 取代 **1.6**。

4. 在極限狀態基礎下，如特定的規範規定之地震載重模型情況，載重組合(5)及(6)中之地震力(E)係數應等於 **1.0**。

解說：本規範仍將採用美國研發之結果[2.1、2.2、2.3]並摘錄於本章節中，俾利讀者參考相關文獻報告。針對所有不同的構材(包括冷軋型鋼)、結構、基礎，美國 ASCE 7-05 載重標準提供下列之載重係數及其組合：

$$1. 1.4(D+F)$$

$$2. 1.2(D+F+T) + 1.6(L+H) + 0.5(L_r \text{ 或 } S \text{ 或 } R)$$

$$3. 1.2D + 1.6(L_r \text{ 或 } S \text{ 或 } R) + (L \text{ 或 } 0.8W)$$

$$4. 1.2D + 1.6W + L + 0.5(L_r \text{ 或 } S \text{ 或 } R)$$

$$5. 1.2D + 1.0E + L + 0.2S$$

$$6. 0.9D + 1.6W + 1.6H$$

7. $0.9D + 1.0E + 1.6H$

其中 F 為洪水壓力， H 為側向土壓力或地下水壓力， T 為自我應變力 (self-straining force)，而自我應變力(T)乃結構或構材因溫度變化所造成膨脹或收縮的內部力量，或是因潛變或沉陷所造成的內部力量。

參考目前國內的「鋼結構極限設計法規範與解說」[2.2]對於載重所涵蓋之範圍，並未將此 3 種載重納入考量，其因應考慮結構體及其構材所受之載重，本節在載重係數與載重組合亦以此方式呈現，惟如有此類的載重出現時則須納入考量計算。

1. $1.4D$

2. $1.2D+1.6L+0.5(L \text{ 或 } S \text{ 或 } R_r)$

3. $1.2D+1.6(L_r \text{ 或 } S \text{ 或 } R_r)+(0.5L \text{ 或 } 0.8W)$

4. $1.2D+1.3W+0.5L+0.5(L_r \text{ 或 } S \text{ 或 } R_r)$

5. $1.2D+1.0E+(0.5L \text{ 或 } 0.2S)$

6. $0.9D-1.3W \text{ 或 } +1.0E$

本規範第 2.2 節中所規定之載重係數及其組合與上列組合條件有以下之不同處：

- (a)由於一般冷軋型鋼結構之靜重要比熱軋型鋼來得較小，故本規範載重組合(1)是 $(1.4D+L)$ 而非 $1.4D$ 。
- (b)在考量載重組合(3)時，當屋頂活載重是由於工人及材料用於維修時，標稱屋頂活載重之載重係數為 1.4 而非 ASCE 使用之 1.6。此類載重可歸類於施工之載重型式。
- (c)在考量載重組合(3)、(4)及(6)時，桁條、圍梁、牆板及屋頂板屬於次要構材，且承受短期之風力，故可使用較小之可靠度指數。
- (d)在考量載重組合(5)及(6)時，當地震力模式是根據極限狀態發展而得時，且特定的規範規定之地震載重模型情況，地震力係數可為 1.0。

當使用冷軋型鋼複合板施工時(Composite Construction)，下列載重組合應予檢核：

$$1.2 D_s + 1.6 C_w + 1.4 C$$

其中

D_s = 鋼承板重

C_w = 施工中濕混凝土重

C = 施工設備載重，包括人員及設備

強度折減因子

本規範所建議使用之強度折減因子 ϕ ，與上述使用之載重提供相互一致的可靠度指數(當載重組合條件為 $1.2D+1.6L$ 及 $\beta_0=2.5$ 於構材， $\beta_0=3.5$ 於接合處)。然而在實際的情況下，當使用不同之強度折減因子時，實際之 β 值也會隨著設定目標值改變。即為以下之解釋：

$$\phi R_n = c(1.2D+1.6L) = (1.2D/L+1.6)cL$$

(C-2.2-1)

e = 轉換載重強度成爲載重效應之影響係數

假設 $D/L=1/5$ ，公式(C-2.2-1)及(C-1.3-9)可重新改寫爲

$$R_n = 1.84(eL/\phi) \quad \text{(C-2.2-2)}$$

$$Q_m = (1.05D/L + 1)eL = 1.21eL \quad \text{(C-2.2-3)}$$

故

$$R_m/Q_m = (1.521/\phi)(R_m/R_n) \quad \text{(C-2.2-4)}$$

ϕ 值可由公式(C-1.3-2)、(C-1.3-4)及(C-2.2-4)計算而得知[2.4]：

$$\phi = 1.521(P_m M_m F_m) \exp(-\beta_0 \sqrt{V_R^2 + V_Q^2}) \quad \text{(C-2.2-5)}$$

β_0 是目標可靠度指數。

由已知的 ϕ 值及在 $1.2D+1.6L$ 的載重組合條件下，可求得在容許應力設計法中相對應之安全係數， Ω ：

$$\Omega = (1.2D/L + 1.6)/[\phi(D/L + 1)]$$

(C-2.2-6)

其中

D/L 是靜載重與活載重之比值。

2.2.2 容許強度法的載重組合

依據如許強度設計法，(冷軋型)鋼結構及其構材之容許強度必須大於或等於由載重組合所得之需要強度，其對應之工作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無相關規定，則須檢核下列之載重組合(載重設計)：

- (1) D
- (2) D + L
- (3) D + (L_r 或 S 或 R)
- (4) D + 0.75L + 0.75(L_r 或 S 或 R)
- (5) D + (W 或 0.7E)
- (6) D + 0.75(W 或 0.7E) + 0.75L + 0.75(L_r 或 S 或 R)
- (7) 0.6D + W
- (8) 0.6D + 0.7E

注意事項：

載重組合(4)及(6)中之雪載重(S)可以是平屋頂之雪載重或是斜屋頂之雪載重。

解說：針對所有不同的構材(包括冷軋型鋼)、結構、基礎，美國 ASCE 7-05 載重標準提供下列之工作載重及其組合：

1. D + F
2. D + H + F + L + T

3. $D + H + F + (L_r \text{ 或 } S \text{ 或 } R)$
4. $D + H + F + 0.75(L + T) + 0.75(L_r \text{ 或 } S \text{ 或 } R)$
5. $D + H + F + (W \text{ 或 } 0.7E)$
6. $D + H + F + 0.75(W \text{ 或 } 0.7E) + 0.75L + 0.75(L_r \text{ 或 } S \text{ 或 } R)$
7. $0.6D + W + H$
8. $0.6D + 0.7E + H$

參考目前國內的「鋼結構容許應力設計法規範與解說」[2.2]對於載重所涵蓋之範圍，並未將洪水壓力(F)、側向土壓力或地下水壓力(H)或自我應變力(T)此3種載重納入考量，其因應考慮結構體及其構材所受之載重，本節在工作載重與載重組合亦以此方式呈現，惟如有此類載重出現時則須納入考量計算。

2.3 其他載重

當結構體承受其他顯著外力如 F(水壓力)、H(土壓力)、P(屋頂積水)及 T(溫度變化效應)，其因數化載重效應分爲 1.3F、1.6H、1.2P 及 1.2T，且應於第 2.2 節中列入考慮。

解說：參考文獻[2.1]

第三章 材料

3.1 一般規定

3.1.1 冷軋型鋼構材

冷軋型鋼結構所使用之材料包括結構用鋼材(如鋼板、鋼片)及接合物(如螺栓、螺帽、墊片與銲接材料等)。鋼材應符合第 3.2 節所列之中國國家標準，接合物則需符合本規範第十一章之規定。

3.1.2 鋼材檢驗

未明列於第 3.2 節之鋼材應依 CNS2608 “鋼料之檢驗通則”及相關之國家標準檢驗測試，或相關主管機關認可之國際通行檢驗標準檢驗，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。

解說：本規範有關冷軋型鋼構材之材料均以符合中國國家標準(CNS)為原則，但因世界各國之鋼材不斷在發展及創新，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材料。且其中部分材料尚未訂立中國國家標準，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。

3.1.3 鋼材品質證明

冷軋型鋼構材所使用之各項鋼材，應由原生產廠家或公正之檢驗機構出具品質證明書或檢驗報告，文件內應備有具體之數據及明確之陳述，足以證明該項鋼材符合所指定之材料標準。各項鋼材如因特殊情況，必須使用同等規格品時，須經證明其材質及加工性均符合原規定，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：冷軋型鋼構材所使用之各項材料其化學成分、機械性質、衝擊值特性等均須符合所訂定之相關規定，若有未能符合 CNS 規定需求之鋼材，不應使用。至於品質之認定方法，通常可依原生產工廠所出具之品質證明書為準，或可以公正檢驗機構出具之品質證明書或檢驗報告辦理。

3.2 適用鋼材

冷軋型鋼結構之構材應選用符合下列中國國家標準規定之鋼材。

CNS 6183 (一般結構用輕型鋼)

結構用螺栓及螺帽除符合中國國家標準之製品外，亦可使用符合美國材料試驗標準 ASTM 相關規定之同級品。

中國國家標準對於應用一般結構用冷軋型鋼結構之構材，僅只有 CNS 6183 – SSC 400 之材質一種，考量冷軋型鋼結構應用之廣泛性，如符合下列要求之鋼材應可應用於構材之設計：

1. 降伏應力需介於 **16.920.4** 至 **56.251** kg/mm² (**165200** 至 **550500** MPa) 之間
2. 抗拉強度需介於 **29.530.6** 至 70.3 kg/mm² (**290300** 至 690 MPa) 之間
3. 抗拉強度與降伏應力比不能低於 **1.081.13**
4. 伸長率不得小於 10 % (**50 mm 標距長度**)

解說：鋼材之選用一般的三個基本原則為：(1)安全性、(2)加工性、(3)經濟性。目前國內土木建築界所使用之熱軋型鋼材大致可分為：(以中國國家標準—CNS 與美國材料試驗協會—ASTM 為例)

- ~~1. 一般結構用鋼 (CNS 2473, ASTM A36)~~
- ~~2. 熔(銲)接結構用鋼 (CNS 2947, ASTM A36, A283D, A572, A709)~~
- ~~3. 熔(銲)接結構用耐候性鋼 (CNS 4269, ASTM A242 Type I)~~
- ~~4. 高耐候性鋼 (CNS 4620 SPA-H, ASTM A588, A709 Gr.50W)~~
- ~~5. 建築構造用軋鋼片 (CNS 13812)~~

依據美國鋼鐵協會(AISI)冷軋型鋼構材設計規範內[3.1]，所規定可使用**做作**為冷軋型鋼材料之種類甚多，大致可分為：

1. 一般結構用鋼 A36
2. 高強度低合金**結構用**鋼 A242、A588
3. 中低強度**結構用**碳鋼板 A283
4. **冷軋銲接碳鋼管 A500**
5. **加碳鎂**高強度結構用鋼 A529
- ~~6. 結構用碳鋼 A570~~
7. **加鋰鈳**高強度低合金**熔(銲)接**結構用鋼 A572
8. 耐候性高強度低合金結構用鋼 A606 (**冷及**熱軋鋼捲、冷及熱軋鋼片)
- ~~9. 加鋰、鈳高強度低合金結構用鋼 A607 (熱軋或冷軋)~~
- ~~10. 冷軋結構用碳鋼 A611~~
11. **熱浸**鍍鋅**結構用**鋼片 A653
- ~~12. 改良成形高強度低合金鋼片 A715~~
13. 熱浸**法**鍍鋁鋅(**55% 鋁鋅**)合金鋼片 A792
14. **耐候性**高強度低合金冷軋銲接鋼管 **A847**
15. **熱浸**鍍鋁鋅(**5% 鋅**)鋼片 **A875**
16. 用於冷軋型鋼框架的金屬與非金屬塗層鋼片 **A1003**
17. 冷軋高強度低合金與成型改善低合金鋼片 **A1008**
18. 熱軋高強度低合金與成型改善高強度低合金鋼片 **A1011**

19. 熱軋雙輥鑄軋鋼片 A1039

一如目前國內「鋼構造建築物鋼結構設計技術規範」內[3.2]，第三章材料篇所示“結構用鋼板、鋼棒及型鋼應選用符合下列中國國家標準規定之鋼材”，並名列相關可使用之鋼材料。但依據中國國家標準 CNS 6183(一般結構用輕型鋼，修正日期：84年2月16日)之陳述，輕型鋼由鋼板或鋼帶以冷軋成型製造，而其適用之材料僅限於“SSC 400”。

目前我國 CNS 規範內對於冷軋型鋼構材之定義，除了在 CNS 6183 內所包含的構材如槽形、Z 形、L 形、C 形及帽形構材外，有矩形及圓形鋼管、鋼承板(steel deck，浪形鋼板 – CNS 9704)、屋頂鋼板(steel panel for roof，鋼製屋頂嵌板 – CNS 8182)、牆面鋼板(steel panel for wall，鋼製牆壁嵌板 – CNS 8184)、樓承板(steel panel for floor，鋼製樓板嵌板 – CNS 8186)、屋頂承板(steel roof deck，鋼製屋頂折板 – CNS 8339)等亦屬冷軋型鋼之構材。在 CNS 9704 浪形鋼板的標準中明定可使用之鋼材為 CNS 4622(熱軋軟鋼板)、CNS 9278(冷軋碳鋼鋼片及鋼帶)、CNS 2473(一般結構用軋鋼料)、CNS 4620(高耐候性軋鋼料)，在 CNS 8182、CNS 8184、CNS 8186 標準中，則明定可使用之鋼材為 CNS 1244(熱浸法鍍鋅鋼片)、CNS 10804(著色鍍鋅鋼片)及 CNS 12005(聚氯乙烯金屬積層板)，而在 CNS 8339 中則建議使用折板材料可為 CNS 4620(高耐候性軋鋼料)、CNS 1244(熱浸法鍍鋅鋼片)、CNS 10804(著色鍍鋅鋼片)、CNS 9998(熱浸鍍鋁鋼片及鋼帶)、CNS 9265(冷軋不銹鋼帶)與 CNS 12005(聚氯乙烯金屬積層板)。

另外，在 CNS 11984 標準中所說明之“建築用暗架式牆及平頂輕鋼架”(一般所謂之輕隔間及輕鋼架)，則另有規定其可使用之材料。歸納上述之構材類型，國內使用冷軋型鋼構材的鋼材應不僅限於 CNS 6183 之 SSC 400。

在美國的冷軋型鋼設計**規範手冊**[3.1]，定義冷軋型鋼材料特性在選擇上的限制為：

- (1) 降伏應力需介於 ~~16.9~~**17.5** 至 56.2 kg/mm^2 (~~165~~**172** 至 ~~550~~**552** MPa)之間
- (2) 抗拉強度需介於 ~~29.5~~**2.96** 至 70.3 kg/mm^2 (290 至 690 MPa)之間
- (3) 抗拉強度與降伏應力比不能低於 ~~1.08~~ **1.13**
- (4) 伸長率(elongation)不得小於 10 % (~~50 mm~~ **標距長度**)，不得小於 7 % (~~200 mm~~ **標距長度**)

澳洲的冷軋型鋼規範內亦定有類似的的要求：

- (1) 降伏應力需介於 20.4 至 51 kg/mm^2 (200 至 500 MPa)之間
- (2) 抗拉強度需介於 30.6 至 51 kg/mm^2 (300 至 500 MPa)之間
- (3) 抗拉強度與降伏應力比不能低於 1.08
- (4) 伸長率不得小於 8%

當然，在此二種規範內對於應力超出規定值或伸長率小於規定值的鋼材，在使用上則另予以限制或規範之。

對於抗拉強度與降伏應力比低於 1.08 的鋼材，僅可考慮應用在如屋頂桁桿

(purlin)、牆體橫桿(girt)、帷幕牆立柱(curtain wall stud)等非結構用途的構材，其使用限制可參考美國的冷軋型鋼設計規範[3.1]。

對於伸長率低於 10%的鋼材，可考慮應用在內彎半徑較大的構材，如浪板(deck)與折板(panel)，其使用限制可參考美國的冷軋型鋼設計規範[3.1]。

3.3 降伏應力

經由實驗所得之鋼材降伏應力，或考慮第 3.4 節規定所得之鋼材降伏應力，在結構設計時所使用之鋼材降伏應力(或降伏點) F_y ，不得大於第 3.2 節內材料所規定之最小降伏應力值。

解說：冷軋型鋼結構的構材強度通常是取決於鋼材之降伏強度，此外，彈性局部挫屈或是整體挫屈亦是影響構材強度的原因。圖 C-3.3-1 代表鋼材之應力-應變曲線，其中(a)圖是尖銳降伏型式 (sharp - yielding type)，(b)圖是平緩降伏型式 (gradual - yielding type)，冷軋型鋼材通常具有如(b)圖之應力-應變特性。

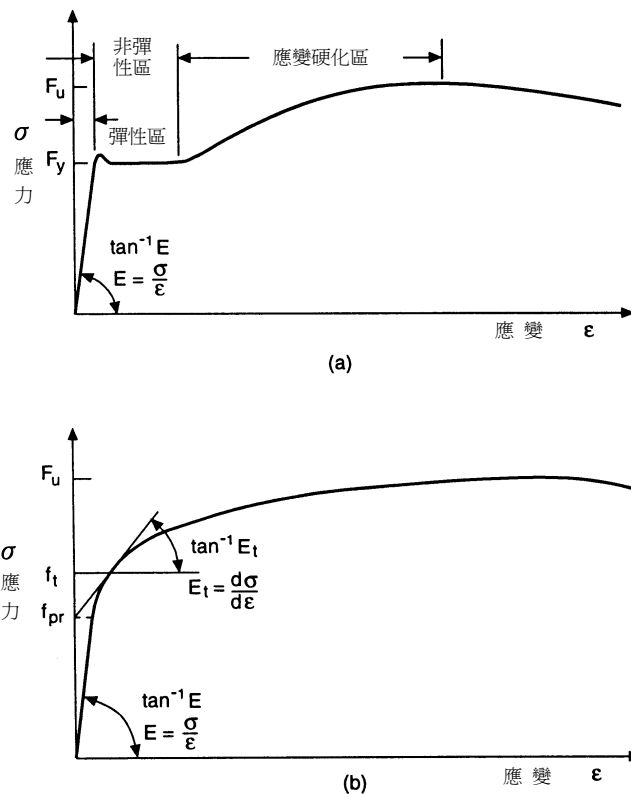


圖 C-3.3-1 鋼材之應力-應變曲線 (a)尖銳降伏型式；(b)平緩降伏型式

由於平緩降伏型式的應力-應變曲線上並無明顯之降伏點(yield point)，這類材料之降伏應力的取得則需採用橫距法(offset method)或定距法(strain-under-load method)。如圖 C-3.3-2(a)所示，在 offset method 中，一般在降伏點的抉擇上乃使用 0.2% offset，而虛線的斜率則與此應力-應變曲線之初始線段之斜率相同。另在 strain-under-load method 中(圖 C-3.3-2(b))，降伏點的決定則是在 0.5% 的固定應變處向上劃垂直線，此線與應力-應變曲線之交接處即為降伏點。影響構材挫屈強度的因素除了降伏強度之外，鋼材之彈性模數(E)也是主要因素之一。冷軋型鋼構材之 E 值通常介於 20000 與 21000 kg/mm^2 之間，為便於設計，本規範使用 $E = 2,070 \text{ t/cm}^2 = 20,700 \text{ kg/mm}^2$ (203 GPa)。

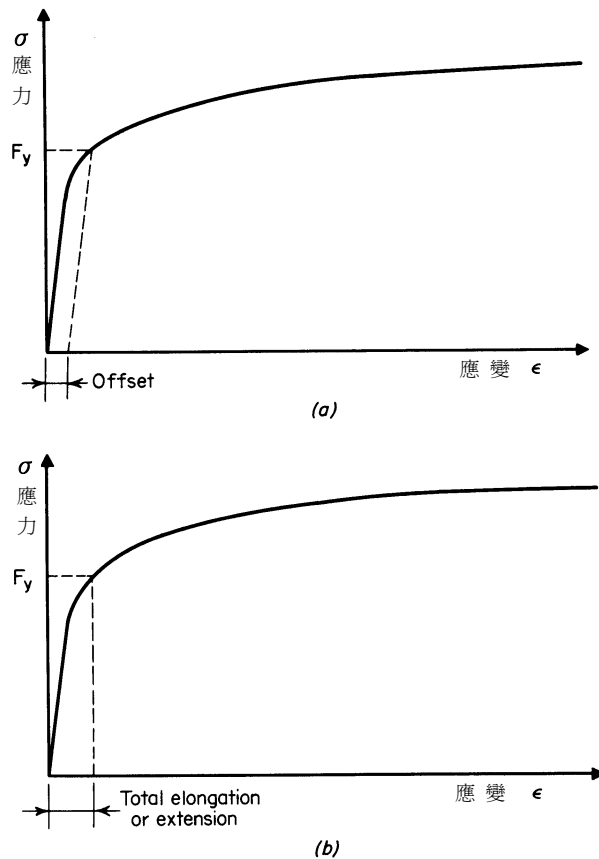


圖 C-3.3-2 平緩降伏型式之應力-應變曲線示意圖

3.4 冷作成型之影響

本規範於第五章、第 6.2.1 節、第七章、第八章、第九章及第 10.4 節中之構材

設計，其使用之鋼材降伏應力(F_y)得以較高值之平均降伏應力(F_{ya})用於構材之分析設計。

F_{ya} 可由下列條件決定：

1. 在軸向壓力構材及彎曲構材斷面之每一肢材，依第 4.2 節之規定計算出折減係數 ρ 值均為 1.0 時，且為載重設計之用時，其設計降伏應力 F_{ya} 可透過全斷面的拉力實驗或短柱實驗取得，或依下式計算：

$$F_{ya} = C F_{yc} + (1-C)F_{yf} \leq F_{uv} \quad (3.4-1)$$

其中

C = 受壓構材為所有隅角斷面積之和與全斷面積之比值；撓曲構材為所有控制翼板之隅角斷面積之和與所有控制翼板斷面積之和之比值

F_{yf} = 平板段權重平均張力降伏應力(可使用原始鋼材之降伏應力)

$$F_{yc} = \text{隅角處張力降伏應力} \\ = B_c F_{yv} / (R/t)^m \quad (3.4-2)$$

$$\text{其中, } B_c = 3.69(F_{uv}/F_{yv}) - 0.819(F_{uv}/F_{yv})^2 - 1.79 \quad (3.4-3)$$

$$m = 0.192(F_{uv}/F_{yv}) - 0.068 \quad (3.4-4)$$

R = 內彎半徑

t = 鋼板厚度

F_{yv} = 原始鋼材降伏應力

F_{uv} = 原始鋼材極限張力

2. 軸向張力構材之降伏應力應使用全斷面的拉力實驗或依上述公式決定之。

3. 具有銲接的構材，其降伏應力應使用全斷面的拉力實驗決定之。

解說：冷軋型鋼材與平鋼板之機械性質有所差異，圖 C-3.4-1 顯示冷軋型鋼斷面試驗結果有較高之抗張強度及降伏應力[3.3]，此乃由於鋼材受到冷作之過程所致。

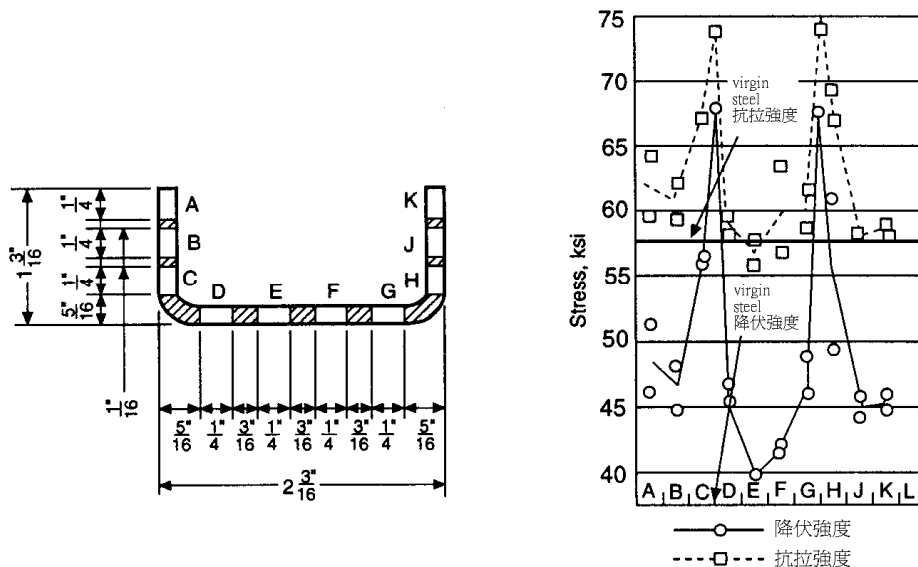


圖 C-3.4-1 冷軋效果對槽型鋼材料性質之影響

進一步的研究得知該機械性質的改變是由於冷作過程後造成應變硬化 (Strain Hardening) 及應變老化 (Strain Aging) 所致[3.4]，如圖 C-3.4-2 所示。在圖 C-3.4-2 中，A 曲線代表原有鋼材之應力-應變曲線，B 曲線代表鋼材在應變硬化區域時釋載，C 曲線是在釋載後立刻回載時之應力-應變曲線，而 D 曲線則是在釋載，經過一段時間的應變老化後回載時之應力-應變曲線。在圖中可觀察到 C 與 D 曲線的降伏點皆高於原鋼材的降伏點，同時，延展度在經應變硬化及應變老化的影響下亦會減低。

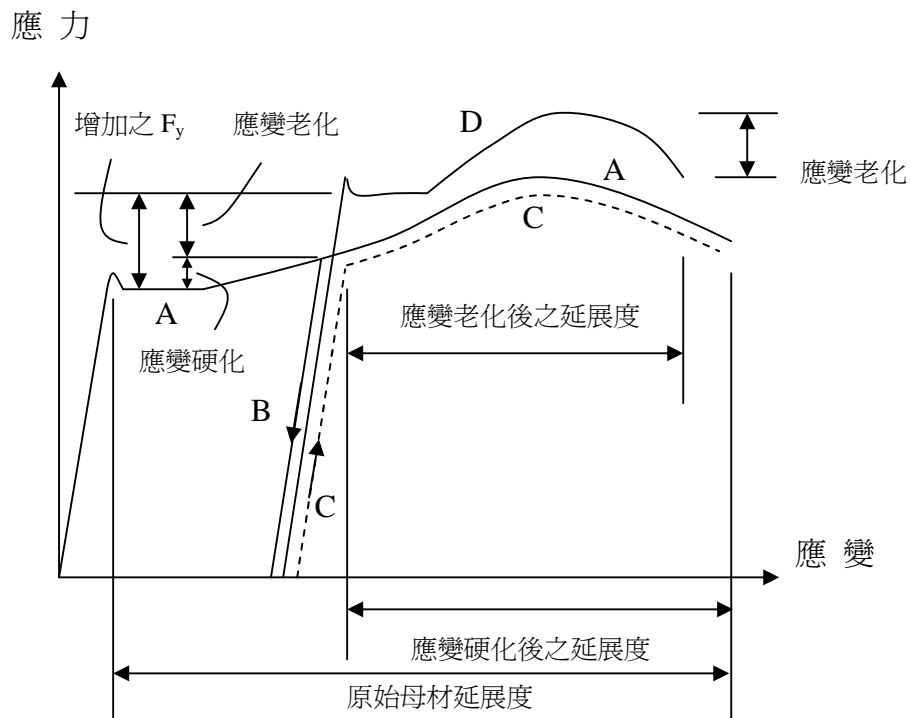


圖 C-3.4-2 應變硬化與應變老化對應力應變曲線之影響

冷軋型鋼構材乃由鋼板或鋼片經由滾壓或輾壓而成，與熱軋型鋼頗不相同，冷軋型鋼構材在冷作加工過程中會造成冷軋殘留應力，這就是所謂的冷軋效果 (cold-work effect)，也即是在斷面隅角處及其周邊的材料機械性質，如降伏應力與極限應力將明顯的增強，相反地延展度亦相對的降低。由於在計算壓力肢材的承載能力，係乃依其兩側加勁狀況，與其到達極限強度的應力而定。而冷軋效果所造成轉角周邊材料性質的變化則依下列因素而改變之：

1. 使用鋼的種類。
2. 壓力或張力。
3. 冷軋的方向與應力方向的差異。
4. 極限應力與降伏應力之比值 (F_u/F_y ratio)。
5. 內彎半徑與材料厚度之比值 (inside-radius-to-thickness ratio, R/t)。

6.冷軋的數量。

~~有關本節詳細之說明可參考[3.1]。~~

3.5 延展性

未列入本規範中所規定之鋼材，其材料之延展性必須符合下列之規定方得使用。

材料試驗應依據中國國家標準 CNS 試驗標準，其中(1)抗拉強度與降伏應力之比值不得小於 ~~1.08~~**1.13**，(2)測點距離為 50mm 長之標準試材，總伸長率不得小於 10%，或為 200mm 測點距離之標準試材試驗，其總伸長率不得小於 7%。

解說：**伸長率的要求乃在確保結構的安全與冷軋的成型度**，本節之規定乃依據美國 AISI 規範設定，其目的在於針對新開發之高強度鋼材，並應用於冷軋型鋼構材時，必須符合之性質。

3.6 鋼材厚度

冷軋型鋼結構於現場進料之鋼構材，其厚度(不含被覆之厚度)不得低於該構材設計時指定厚度之 95%，但構材隅角處之鋼材厚度不在此限。

解說：本節之規定提供冷軋型鋼材厚度之容許誤差，一般而言，應在構材翼板中央的部分量測。

在計算斷面的性質與承載能力時，除非有特別的考量，一般則考慮以材料本體的厚度為基準。對於經由冷作作用而減少厚度的隅角處，亦使用原本之厚度計算之。另加諸於材料上之被覆(coating)或塗料所增加之厚度，也不應考量計算。

第四章 肢材設計

4.1 適用範圍

本章涵蓋了肢材平板寬厚比的設計要求，~~同時~~加勁受壓肢材、未加勁受壓肢材、具邊緣加勁材的受壓肢材與中間加勁的受壓肢材的有效寬度計算式分別於亦為本章規範內予以說明之內容。

解說：冷軋型鋼構材之斷面可視為由許多個斷面肢材(element)所組成。與熱軋型鋼構材比較之下，冷軋型鋼構材的肢材平板寬厚比則顯得相當大，即肢材過於寬而薄。當構材在承受撓曲力、軸向壓力、剪力或支承壓力時，構材肢材可能產生挫屈應力小於該構材降伏應力的局部挫屈。圖 C-4.1-1 顯示梁及柱在受力時的局部挫屈型態[4.1]。冷軋型鋼壓力構材之應力行為較熱軋鋼複雜，分析理論也不盡相同。因為冷軋型鋼構材的壓力肢材使用了相當大的平板寬厚比，同時受壓肢材在產生局部挫屈後，冷軋型鋼構材仍然能繼續承載相當大的力量，這就是所謂的後挫屈強度，因此局部挫屈在設計冷軋型鋼構材當中是極須考慮的一個因素。

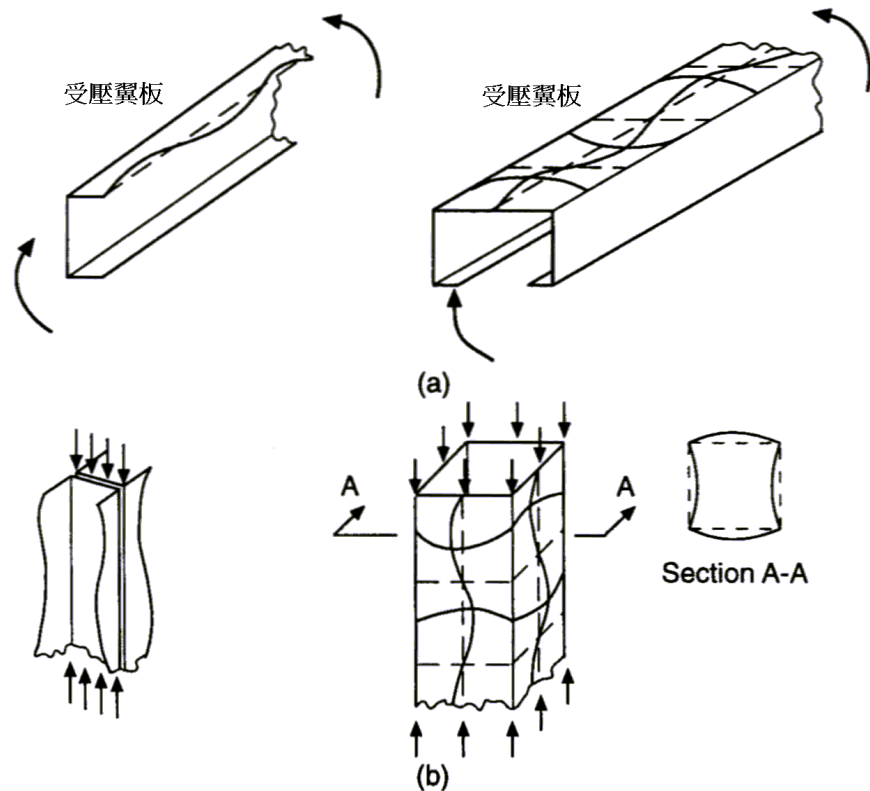
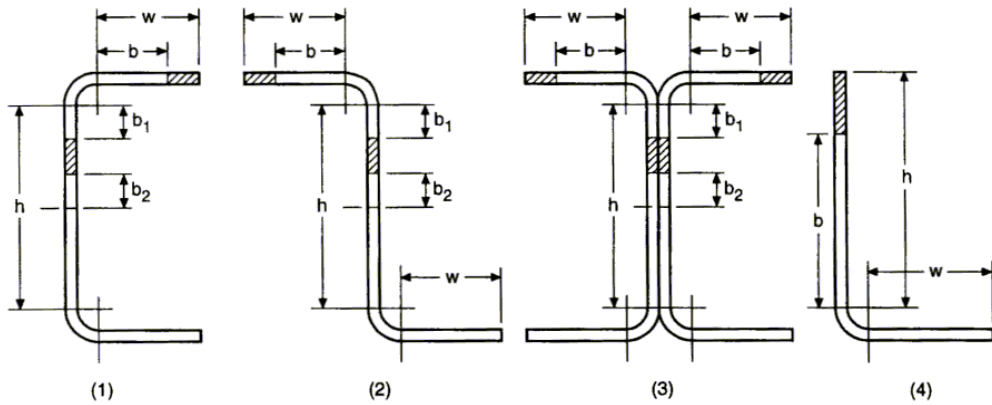
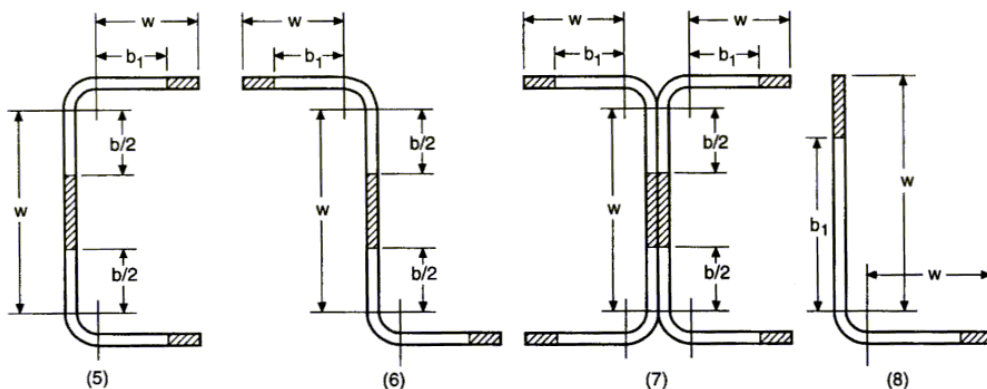


圖 C-4.1-1 受壓肢材的局部挫屈-(a)撓曲構材、(b)受壓構材

冷軋型鋼壓力構材之應力行為較熱軋型鋼複雜，分析理論也不盡相同，因為冷軋型鋼構材的受壓肢材(compression element)使用了相當大的寬厚比，同時壓力肢材在產生局部挫屈後，冷軋型鋼構材仍然能繼續承載相當大的力量，這就是所謂的挫屈後強度(post-buckling strength)，因此局部挫屈在設計冷軋型鋼構材當中是極須考慮的一個因素。冷軋型鋼構材在局部挫屈問題上採用有效斷面之觀念，當壓力構材之寬厚比超出最大限制值時，構材之使用斷面積不可視為全部有效，需將斷面各單元之平板寬(flat width)乘上折減係數得到有效寬度，依據有效寬度計算構材之有效斷面積，以降低構材之容許載重。對於未加勁受壓肢材與加勁受壓肢材有效寬度的示意圖可參考圖 C-4.1-2 與圖 C-4.1-3 [4.2]。定義及計算公式詳 4.3 節與 4.4 節。

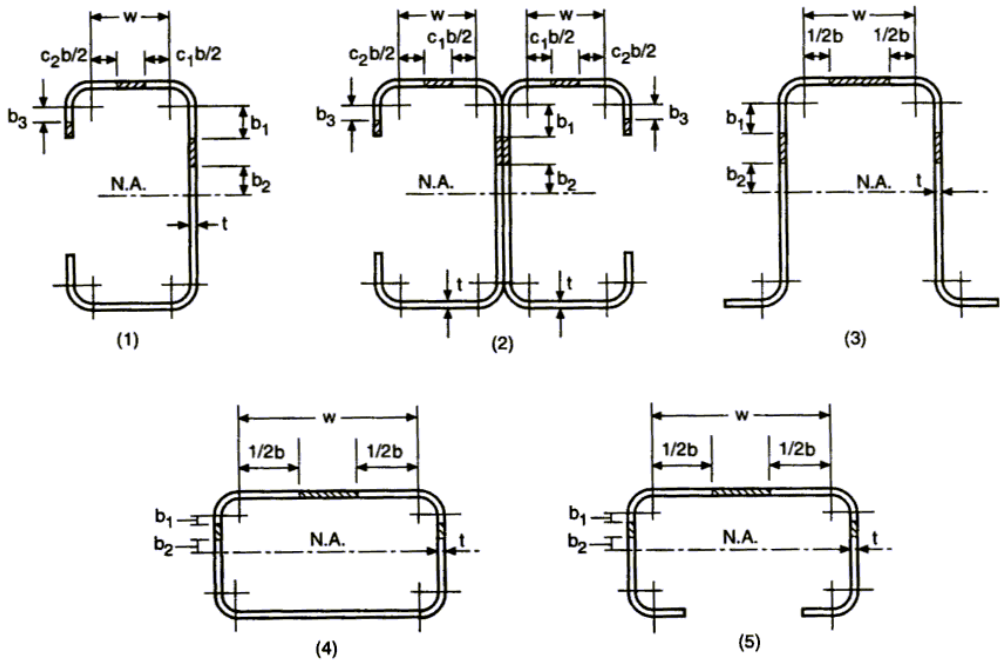


撓曲構材 (上翼板受壓力)

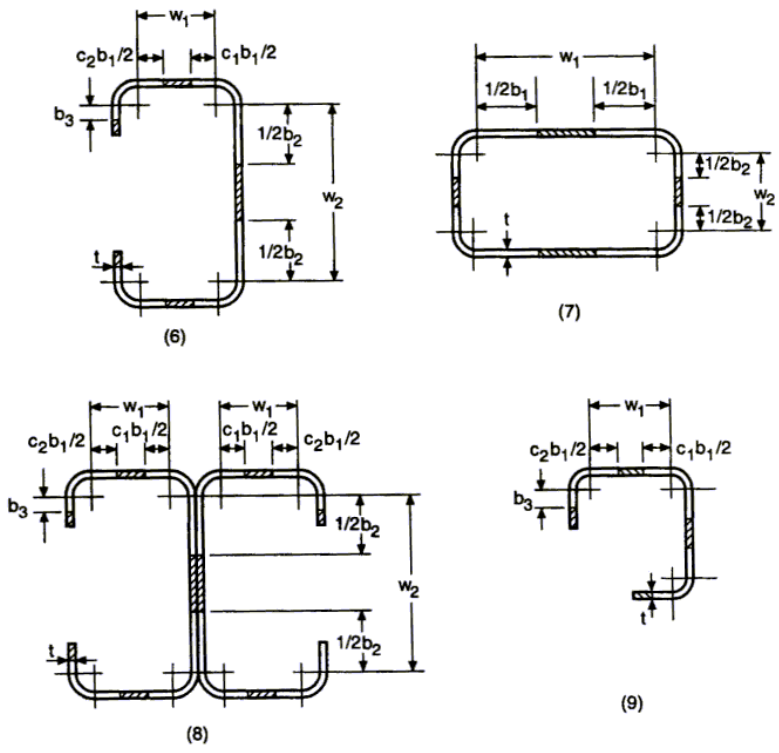


受壓構材 (全斷面受壓力)

圖 C-4.1-2 未加勁受壓肢材有效寬度的示意圖



撓曲構材 (上翼板受壓力)



受壓構材 (全斷面受壓力)

圖 C-4.1-3 加勁受壓肢材有效寬度的示意圖

4.2 肢材尺寸之限制與考量

4.2.1 翼板平板段之寬厚比

1. 翼板平板段寬厚比之限制 - **不無論梁或柱撓曲構材或受壓構材**之翼板平板段是否具有中間加勁材，翼板平板段之容許寬厚比(w/t)之上限值須符合下列規定：

- (1)加勁受壓肢材一長邊連接腹板或翼板肢材，另一長邊以下列肢材加勁者：
- a.突唇 60
 - b.其他之加勁材，**當其** $I_s \geq I_a$ **及** $D/w \leq 0.8$ **者(按第4.5.2節之規定)** 90
當 $I_s < I_a$ 60
- (2)加勁受壓肢材二長邊皆與其他加勁肢材連接者 500
- (3)未加勁受壓肢材 60**
- (3)未加勁受壓肢材與具邊緣加勁材之受壓肢材，其** $I_s \leq I_a$ **及** $D/w \geq 0.8$ **者(按第4.5.2節之規定) 60**

其中

w = 翼板平板段寬度

t = 翼板之實際厚度

I_a = 加勁材的適用慣性矩，即加勁之部分可視為加勁肢材

I_s = 加勁材的全斷面慣性矩(對平行於被加勁肢材之加勁材中性軸)

w 為翼板平板段寬度；t 為翼板之實際厚度。

註：未加勁受壓肢材之 w/t 大於 30 及加勁受壓肢材之 w/t 大於 250 時，在完全承受全部設計強度載重之情況下，會產生相當大之變形，但不致影響其構材發展其設計所需強度；加勁受壓肢材之 w/t 大於 500 時，雖仍可擁有適當之設計強度，但因會產生相當大之變形，本規範所列之有關計算式皆不適用。

2.翼板捲曲 - 冷軋型鋼載重梁翼板過寬，則可能產生翼板朝向中性軸方向上捲曲，其捲曲量(c_f)可由公式(4.2-1)計算之，此公式可適用受壓或受拉之加勁或未加勁翼板。

$$w_f = \sqrt{\frac{0.061tdE}{f_{av}}} \sqrt[4]{\frac{100c_f}{d}} \quad (4.2-1)$$

其中

d = 梁之深度

f_{av} = 以未折減之翼板全寬為基準計得的平均應力(如以有效翼板設計寬為基準計得之應力，則應為其最大應力乘以有效設計寬度與實際寬度之比值)

t = 翼板之厚度

w_f = 突出腹板外，懸挑之翼板寬；如為箱形梁或 U 形梁，則為腹板間距的 1/2

c_f = 梁翼板之捲曲量，如已知 c_f 之限制值，則可求得容許之翼板最大寬度， c_f 之限制值可由設計人員自訂，一般假定為梁深 d 之 5%

3. 剪力延遲- 當梁之跨距小於 $30w_f$ ，同時，其所受之載重為單一集中載重或為數個集中載重且其間距大於 $2w_f$ 時，此梁之翼板(含壓力與張力面)的有效設計寬度與其實際寬度比的上限值見表 4.2.1。

表 4.2.1 簡支短跨距梁承受集中荷重時翼板有效設計寬度與實際寬度比之上限比值

L/w_f	上限比值	L/w_f	上限比值
30	1.00	14	0.82
25	0.96	12	0.78
20	0.91	10	0.73
18	0.89	8	0.67
16	0.86	6	0.55

上表內係針對簡支梁而言， L 乃指全跨距；如為連續梁， L 則為反曲點間之距離；若為懸臂梁， L 為全長之一半。 w_f 為 I 形梁(或類似斷面)突出腹板外之翼板寬；如為箱形梁或 U 形梁，則為腹板間距的 1/2。若 I 形梁或類似斷面的翼板具突唇者，則 w_f 的計算為突出腹板外之翼板寬加上突唇之深度。

解說：大體而言，未加勁受壓翼板的寬厚比超過 30，加勁受壓翼板的寬厚比超過 250，在到達極限設計強度時，構材會產生相當大的變形。然而經由實驗的觀察，在構材達到極限設計強度時，此二種情形的限制值各為 60 與 500 時其變形量尚在合理的範圍內。當受壓肢材超過此限制值時，試驗的進行是必需的。

如果冷軋型鋼載重梁翼板過寬或翼板厚度較薄時，可能產生翼板朝向中性軸方向上的捲曲，因而減低梁的承載能力。造成翼板捲曲的原因，乃在於梁在其長向上撓曲，於翼板之內產生撓曲應力。經實驗證明，翼板捲曲會減低梁的承載能力。在已知 c_f 之條件下，公式(4.2-1)則可用以計算 w_f 值。另對於此類翼板捲曲問題的分析運算，可參考文獻[4.3]。

剪力延遲乃意指短梁受彎曲荷重時的行為表現。在冷軋型鋼構材中，剪力變形對載重梁斷面的應力分布影響通常皆可以予忽略不計，但與梁跨距相比之下，如果梁翼板過寬，剪力變形對於彎曲應力的影響將甚為顯著，也就是說，如果載重梁的跨距與翼板寬度比過小，其由彎曲所造成之翼板長向(軸向)應力將呈現不均勻之分布情形(如圖 C-4.2-1)。如圖所示，翼板的彎曲軸向應力，隨著離腹板距離愈遠則愈小。為簡化計算，不均勻的應力

可轉換為均布應力，再以有效寬度的觀念而計算之[4.4]。表 4.2.1 則明列有效設計寬度與實際寬度比的對照表。

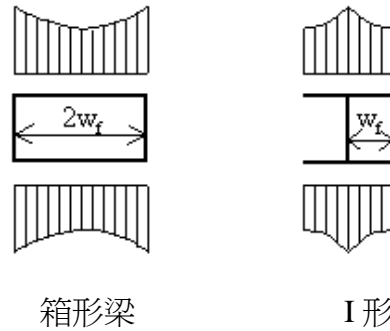


圖 C-4.2-1 梁翼板受剪力延遲的軸向應力分布情形

4.2.2 腹板之最大寬厚比

撓曲構材腹板容許寬厚比(h/t)之上限值應限制如下：

- | | |
|--------------------------------|-----|
| 1. 未加強之腹板 | 200 |
| 2. 腹板具有橫向加勁材且符合第 4.6.1 節之相關規定： | |
| (1) 腹板僅具有承載型橫向加勁材 | 260 |
| (2) 腹板具有承載型橫向加勁材與中間加勁材 | 300 |

h 為腹板平板段之深度； t 則為腹板厚度。

如腹板為 2 片鋼板或數片鋼板，則 h/t 之限制值應以各片獨立鋼板定之。

解說：在計算腹板寬厚比時所使用之腹板深度(腹板平板段之深度)，與計算翼板寬厚比時所使用之翼板寬度(翼板平板段之寬度)之長度取得方式相同。如為槽型斷面構材，腹板深度乃指二翼板外緣間之距離減去二倍之翼板厚度與內彎半徑。

第 4.2.2 節所規定之限定值乃依據美國密蘇里大學羅拉校區所研究之成果，研究文獻請參考[4.5 - 4.11]。

4.3 加勁肢材之有效寬度

4.3.1 均布受壓之加勁肢材

1. 載重能力考量 – 用於計算載重能力之有效寬度(b)依下列規定計算之：

$$\text{當 } \lambda \leq 0.673 \quad b = w \quad (4.3-1)$$

$$\text{當 } \lambda > 0.673 \quad b = \rho w \quad (4.3-2)$$

其中

w = 肢材平板段之寬度，如圖 C-4.3-1 所示

$$\rho = \text{局部折減係數} = (1 - 0.22/\lambda)/\lambda \leq 1.0 \quad (4.3-3)$$

λ = 細長因子比，其計算可參考下式：

$$\lambda = \sqrt{\frac{f}{F_{cr}}} \quad (4.3-4)$$

公式(4.3-4)中， f 為受壓肢材內的應力，其計算方式如下：

(1) 撓曲構材：

a. 若依第 6.2.1 節內的方式一計算：

如初始降伏發生於受壓肢材，則 $f = F_y$ 。

如初始降伏發生於張力面，則 f 值應以有效斷面在張力初始降伏彎矩 (M_y) 時計算之。

b. 若依第 6.2.1 節內的方式二計算， f 值之取得則應以有效斷面在標稱彎矩 (M_n) 時計算之。

c. 若依第 6.2.2 節計算有效斷面模數 S_e 時， f 值之取得則以撓曲臨界彎矩除以彈性全斷面模數 (M_c/S_f) 計算之。

(2) 受壓構材：

f 值之計算依第 7.2 節(受壓構材)或第 10.4.2 節(牆間柱)內所規定之 F_n 值相同。

公式(4.3-4)中， F_{cr} 為鋼板的彈性挫屈應力，其計算方式如下：

$$F_{cr} = k \frac{\pi^2 E}{12(1-\mu^2)} \left(\frac{t}{w} \right)^2 \quad (4.3-5)$$

其中

E = 彈性模數

k = 鋼板之挫屈係數，如受壓加勁肢材之每一縱向邊緣均與腹板連接者，其值為 4.0

t = 均布受壓加勁肢材之厚度

w = 受壓肢材平板段之寬度

μ = 伯松比，如鋼材在彈性範圍內則其值為 0.3

2. 位移考量 – 用於計算位移之有效寬度 (b_d) 依下列規定計算之：

$$\text{當 } \lambda \leq 0.673 \quad b_d = w \quad (4.3-6)$$

$$\text{當 } \lambda > 0.673 \quad b_d = \rho w \quad (4.3-7)$$

其中

w = 肢材平板段之寬度

ρ = 折減係數，其值則依下列任一程序計算之：

(1) 程序 I：

以 f_d 替代 f 值，並代入公式(4.3-3)與(4.3-4)以求得 ρ 值。此處所示之 f_d 值，乃依據工作載重產生的位移或依照指定的位移考量下，基於有效斷面得之受壓應力。

(2) 程序 II：

受壓加勁肢材之每一長邊均以腹板連接者， ρ 值可依下列公式計算：

$$\text{當 } \lambda \leq 0.673 \quad \rho = 1 \quad (4.3-8)$$

$$\text{當 } 0.673 < \lambda < \lambda_c \quad \rho = (1.358 - 0.461/\lambda)/\lambda \quad (4.3-9)$$

$$\text{當 } \lambda \geq \lambda_c \quad \rho = (0.41 + 0.59\sqrt{F_y/f_d} - 0.22/\lambda)/\lambda \quad (4.3-10)$$

其中

$$\lambda_c = 0.256 + 0.328(w/t)\sqrt{F_y/E} \quad (4.3-11)$$

上列公式中所示之 λ 值，乃以 f_d 替代 f 值，利用公式(4.3-4)計算之。

上列公式所計得之 ρ 值皆不得大於 1.0。

解說：撓曲構材的結構行為與載重能力乃依其受壓肢材的寬厚比(w/t)與肢材本身支撐情形而有所影響。舉例而言，一帽形撓曲構材受壓加勁翼板的寬厚比甚小時，翼板的受壓應力將可完全到達降伏點；然而，如受壓翼板的寬厚比相當大時，如圖 C-4.3-2 彈性局部挫屈將可能發生於受壓翼板內，而彈性臨界挫屈應力可以下列公式(4.3-5)求得。

$$f_{cr} = \frac{k\pi^2 E}{12(1-\mu^2)(w/t)^2} \quad (C-4.3-1)$$

其中

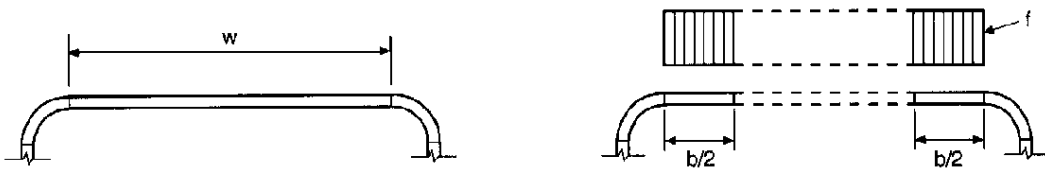
E = 彈性模數

k = 鋼板之挫屈係數

t = 受壓肢材之厚度

w = 受壓肢材平板段之寬度

μ = 柏松比，如鋼材在彈性範圍內則其值為 0.3



肢材平板段實際寬度 w

肢材有效寬度 b 及其應力分布 f

圖 C-4.3-1 受壓加勁肢材有效寬度示意圖

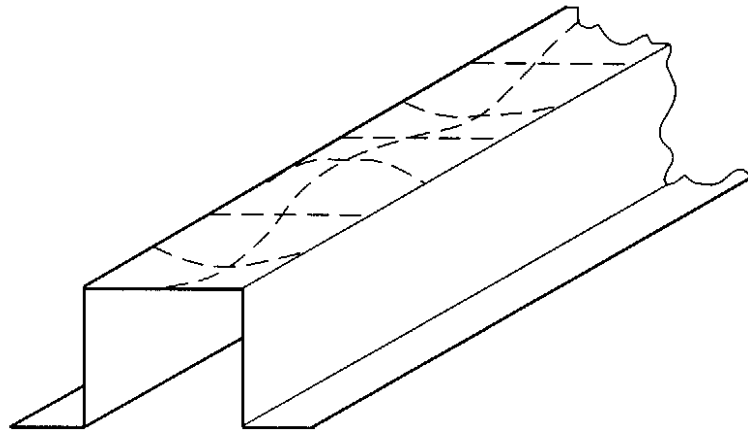


圖 C-4.3-2 帽形構材受撓曲時翼板局部挫屈示意圖

當彈性臨界局部挫屈應力依公式(4.3-5)(C-4.3-1)所計得之值超過鋼材之比例值時，受壓肢材將產生非彈性挫屈。[4.12]

不如線性結構，加勁受壓肢材在到達挫屈應力時不會立即破壞，藉由應力重新分佈，肢材本體承受更多的力量，這種行為稱之為後挫屈強度 (post-buckling strength)，這類現象在寬厚比大的加勁受壓肢材特別的明顯。當受壓肢材一旦產生挫屈，應力分布可用兩種方式表現：(1)局部挫屈應力將平均分布在壓力肢材各部分上；(2)當應力高於局部挫屈應力，但小於降伏應力時，新增加之應力將集中於隅角處或轉角附近的肢材上(如圖 C-4.3-3)。因此，冷軋型鋼在局部挫屈問題上採用有效斷面之觀念。當壓力構材之寬厚比超出最大限制值時，構材之斷面積不可視為全部有效，需將斷面肢材之平板段實際寬乘上折減係數得到有效寬度，依據有效寬度計算構材之有效斷面積，以降低構材之容許承壓力，如圖 C-4.3-3 所示，以等於邊緣端應力 f_{max} 均勻分布於肢材有效寬度 b 替代不均勻應力分布於平板段實際寬 w 。

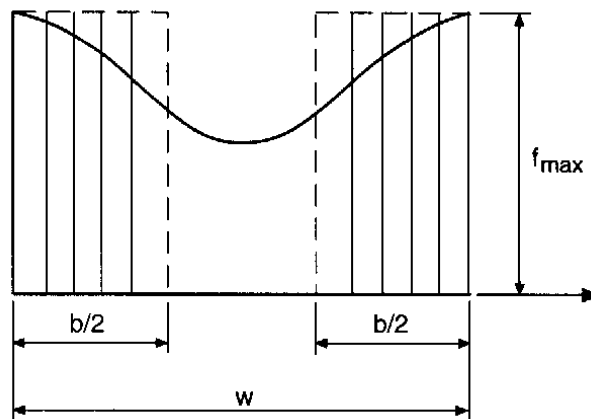


圖 C-4.3-3 受壓加勁肢材應力分布

正如圖 C-4.3-3 所示，受壓肢材在產生局部挫屈後，冷軋型鋼構材仍然能繼續承載相當的力量，而通常在靠近支承邊之應力，也就是 f_{\max} 可到達鋼材之降伏點 F_y ，這就是所謂的後挫屈強度。有關後挫屈強度的實驗研究可追溯至 1932 年，而首先提出近似理論的則為 von. Karman [4.13]。

有效寬度的設計方法乃應用了後挫屈強度的觀念，且利用有效寬度計算構材斷面之相關性質。針對有效寬度的設計，第 4.3 節提供了三類均布受壓加勁肢材的計算：(1) 均布受壓之加勁肢材、(2) 均布受壓具有圓孔或非圓孔之加勁肢材、(3) 腹板及具應力坡度之加勁肢材。

均布受壓之加勁肢材

載重能力考量 – 在有效寬度的應用理念內，基本上不考慮受壓肢材平板段寬度(w)上不均勻應力之分布，換言之，乃以均布應力(等於邊緣應力 f_{\max})分布於肢材部分寬度(b)為考量。基於 von. Karman [4.13]提出的有效寬度觀念後，Winter 於 1946 年發展出均布受壓之加勁肢材的有效寬度計算公式：

$$b = 1.9t \sqrt{\frac{E}{f_{\max}}} \left[1 - 0.475 \left(\frac{t}{w} \right) \sqrt{\frac{E}{f_{\max}}} \right] \quad (\text{C-4.3-1})$$

上式如改以 f_{cr}/f_{\max} 的項次來表示，則：

$$\frac{b}{w} = \sqrt{\frac{F_{cr}}{f_{\max}}} \left(1 - 0.25 \sqrt{\frac{F_{cr}}{f_{\max}}} \right) \quad (\text{C-4.3-2})$$

在 1946 至 1968 年間，美國鋼鐵協會的設計規範一直採用公式(C-4.3-1)為計算有效寬度的規定。在經過了多年的累積經驗後，有效寬度的計算公式乃改為下式[4.4]：

$$b = 1.9t \sqrt{\frac{E}{f_{\max}}} \left[1 - 0.415 \left(\frac{t}{w} \right) \sqrt{\frac{E}{f_{\max}}} \right] \quad (\text{C-4.3-3})$$

同樣地，將公式(C-4.3-3)改以 f_{cr}/f_{\max} 的項次來表示，則：

$$\frac{b}{w} = \sqrt{\frac{F_{cr}}{f_{\max}}} \left(1 - 0.22 \sqrt{\frac{F_{cr}}{f_{\max}}} \right) \quad (\text{C-4.3-4})$$

因此，有效寬度的計算公式可寫成：

$$b = \rho w \quad (\text{C-4.3-5})$$

$$\text{其中 } \rho = (1 - 0.22 / \sqrt{f_{\max} / F_{cr}}) / \sqrt{f_{\max} / F_{cr}}$$

$$= (1 - 0.22 / \lambda) / \lambda \leq 1 \quad (\text{C-4.3-6})$$

$$\begin{aligned} \text{而 } \lambda &= \sqrt{f_{\max} / f_{cr}} = \sqrt{f_{\max} [12(1 - \mu^2)(w/t)^2] / (k\pi^2 E)} \\ &= (1.052 / \sqrt{k})(w/t) \sqrt{f_{\max} / E} \end{aligned} \quad \text{(C-4.3-7)}$$

民國 93 年版的規範乃使用了公式(C-4.3-5)至公式(C-4.3-7)，以計算加勁肢材的有效寬度。

位移考量 – 程序 I 所使用之有效寬度計算與載重能力考量的方式相同，而所謂的 f_d 值，乃依據工作載重產生的位移或依照指定的位移考量下，基於有效斷面得之受壓應力，有效寬度 b_d 在程序 I 的步驟計算之下將較為保守。

受壓加勁肢材之每一縱向邊緣均以腹板支持者，在 Weng 與 Pekoz [4.14] 的研究中指出，在位移考量之下，公式(4.3-8 至 4.3-11)的有效寬度計算較為準確。設計人員可考慮使用程序 I 或程序 II 計算有效寬度值。

4.3.2 均布受壓具有圓孔或非圓孔之加勁肢材

1. 載重能力考量

(1) 具有圓孔之加勁肢材–用於計算載重能力之有效寬度(b)依下列規定計算之：

對於 $0.50 \geq d_h/w \geq 0$ 及 $w/t \leq 70$ 且圓孔的中心間距大於或等於 $0.50 w$ 且大於或等於 $3d_h$ 的加勁肢材

$$\text{當 } \lambda \leq 0.673 \quad b = w - d_h \quad \text{(4.3-12)}$$

$$\text{當 } \lambda > 0.673 \quad b = \frac{w \left[1 - \frac{0.22}{\lambda} - \frac{0.8d_h}{w} + \frac{0.085d_h}{w\lambda} \right]}{\lambda} \quad \text{(4.3-13)}$$

$$\text{當 } \lambda > 0.673 \quad b = \frac{w \left[1 - \frac{0.22}{\lambda} - \frac{0.8d_h}{w} \right]}{\lambda} \quad \text{(4.3-12)}$$

公式(4.3-13)中的 b 值不得大於 $w - d_h$

其中

w = 肢材平板段之寬度

d_h = 圓孔直徑

λ = 如公式(4.3-4)所示

(2) 具有非圓孔之加勁肢材–用於計算載重能力之有效寬度，可假設孔洞兩側皆為未加勁肢材計算之，各未加勁肢材的有效寬度依第 4.3.1 節之規定計算，然 k 值（挫屈係數）則以 0.43 取代之。此計算方式必須符合以下的條件：

(a) 孔洞的中心間距大於或等於 610 mm

(b) 孔洞的淨邊緣距離大於或等於 254 mm

(c) 孔洞的深度小於或等於 63.5 mm

(d) 孔洞的長度小於或等於 114 mm

(e) 孔洞的深度與加勁肢材的全深比值小於或等於 0.5

另外可以短柱試驗的方式求得有效寬度，實驗方法須符合國家檢驗標準或相關主管機構認可之國際通行檢驗標準。

2. 位移考量 - 用於計算位移之有效寬度(b_d)計算同第 4.3.1 節內之第 2 部分(程序 I)所示之方法。以 f_d 替代 f 值， f_d =計得之肢材壓應力。

解說：在冷軋型鋼構材中，圓孔的設計常出現於翼板或腹板內，主要乃為了易於放置水管、電管等工程目的。圓孔的存在將導致構材強度的減弱，而減少的程度則依圓孔的形狀、圓孔的大小、圓孔安排的位置、構材本身的形狀與構材材料的機械特性。4.3.2 節內的規定乃針對某些特定範圍的受壓加勁肢材，而本節之計算公式是基於 Ortiz-Colberg 與 Pekoz [4.15]所研究的成果。對於具有圓孔構材的結構行為可參考 Yu [4.12]。對於具非圓孔的均佈受壓肢材，其有效寬度亦可以本節所規定的方式計算，惟須符合本節中的限制條件，相關研究可參考 Miller 與 Pekoz [4.16]和 Pan 與 Peng [4.17]。對於其他形狀開孔尺寸未能符合本節規定的條件，加勁肢材有效寬度之計算可以實驗方式求得。

4.3.3 腹板及具應力坡度之加勁肢材

1. 載重能力考量

(1) 對於如圖 C-4.3-4 所示 f_1 為受壓應力且 f_2 為受拉應力的腹板及具應力坡度之加勁肢材，其有效寬度 b_1 與 b_2 (如圖 C-4.3-4 所示)依下列規定計算之：

如 $h_o / b_o \leq 4$

$$b_1 = b_e / (3 + \psi) \quad (4.3-14)$$

當 $\psi > 0.236$ $b_2 = b_e / 2$ (4.3-15)

當 $\psi \leq -0.236$ $b_2 = b_e / 2$ (4.3-14)

當 $\psi \leq 0.236$ $b_2 = b_e - b_1$ (4.3-16)

$b_1 + b_2$ 值不可超過基於有效斷面計算之下的腹板受壓部分之長度。

當 $\psi > -0.236$ $b_2 = b_e - b_1$ (4.3-15)

如 $h_o / b_o > 4$

$$b_1 = b_e / (3 + \psi) \quad (4.3-17)$$

$$b_2 = b_e / (1 + \psi) - b_1 \quad (4.3-18)$$

其中

b_o = 翼板全寬

h_o = 腹板全寬

b_e = 有效寬度，依據 4.3.1 節之規定並以 f_1 替代 f 值計算之，而 k 值

之計算方式如下：

$$k = 4 + 2(1 + \psi)^3 + 2(1 - \psi) \quad (4.3-19)$$

$$\psi = |f_2 / f_1| \quad (4.3-20)$$

f_1 、 f_2 = 基於有效斷面而得之應力，如圖 C-4.3-4 所示

f_1 為受壓應力(+), f_2 可為受拉應力(-)或受壓應力(+), 如 f_1 與 f_2 同為受壓應力, 則 $f_1 \geq f_2$ 。

(2) 對於如圖 C-4.3-4 所示 f_1 與 f_2 皆為受壓應力的腹板及具應力坡度之加勁肢材, 其有效寬度 b_1 與 b_2 依下列規定計算之：

$$b_1 = b_e / (3 - \psi) \quad (4.3-21)$$

$$b_2 = b_e - b_1 \quad (4.3-22)$$

f_1 與 f_2 同為受壓應力, 則 $f_1 \geq f_2$; 而用於計算有效寬度(b_e)的 k 值計算方式如下：

$$k = 4 + 2(1 - \psi)^3 + 2(1 - \psi) \quad (4.3-23)$$

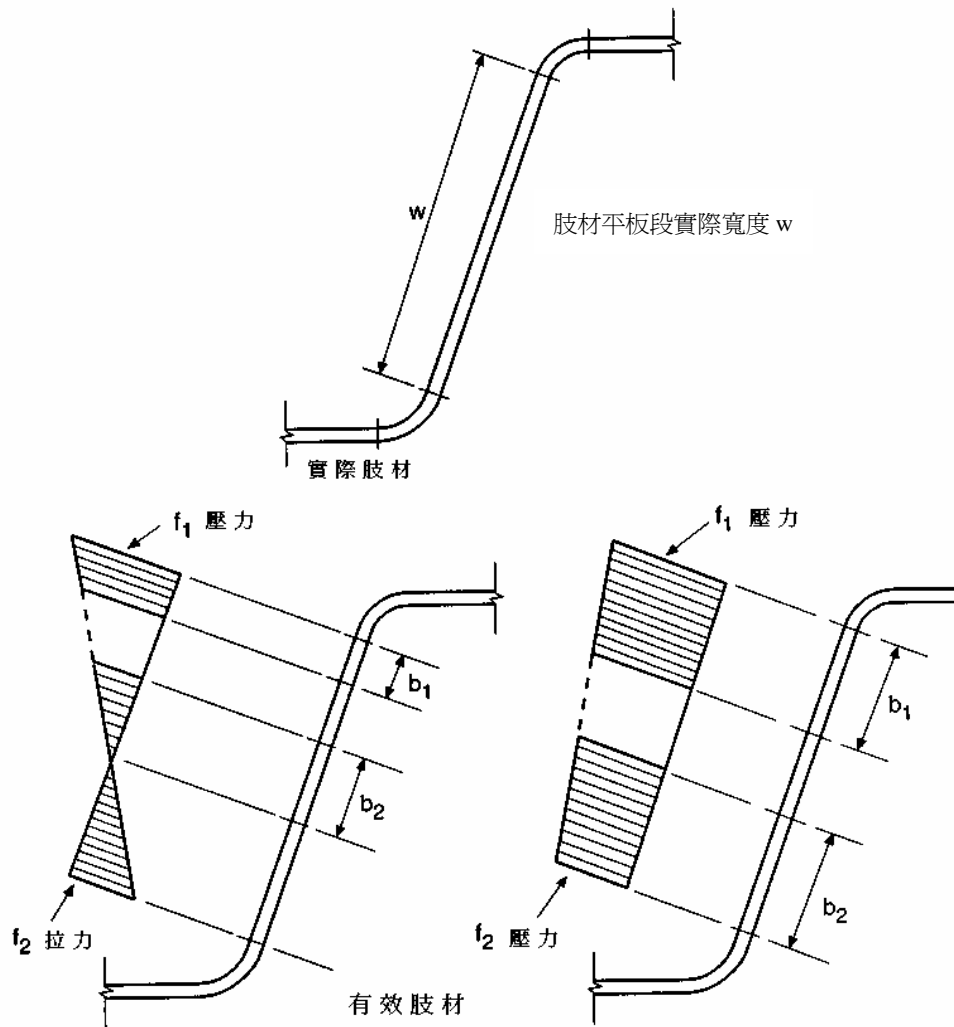
2. 位移考量

用於計算位移之有效寬度之計算依本節載重能力考量方式取得, 並以 f_{d1} 與 f_{d2} 替代 f_1 與 f_2 值, f_{d1} 與 f_{d2} 值乃依所承受載重產生之位移量以有效斷面計得之應力。

解說：當一構材受到撓曲彎矩時, 腹板受壓部分因受壓應力的作用而產生挫屈, 對於一矩形板結構在受到純撓曲時的理論挫屈應力, 可依公式 (4.3-5)(C-4.3-1) 求得, 其寬厚比應以深厚比(h/t)替代之, 板結構的挫屈係數 (k 值) 為 23.9 (請參考表 C-4.3-1)。**腹板**有效設計寬度的觀念始於 Pekoz [4.18] 及 Cohen 與 Pekoz [4.19] 的研究成果。

Schafer 與 Pekoz [4.20] 的研究發現, 原先用於計算腹板有效寬度的公式, 對於腹板全寬(h_o)與翼板全寬(b_o)比值超過 4.0 時, 會產生不保守的現象, 因此, 對於 $h_o / b_o \leq 4$ 情形下的計算公式仍加以保留, 但對於 $h_o / b_o > 4$ 情形下的計算公式則參考 Cohen 與 Pekoz [4.19] 的研究結果。

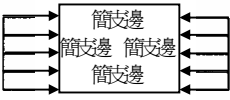
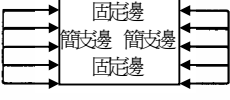
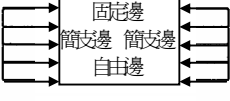
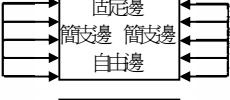
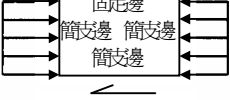
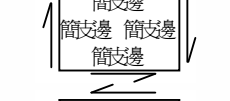
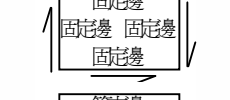
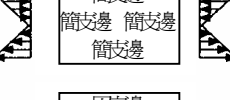
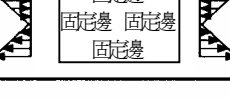
由於應力比(ψ)的計算採用絕對值與前一版稍有不同, 也因此原有之公式在正負號上有所變化, 在此特加以說明。



肢材有效寬度 b_1 、 b_2 及其應力分布 $f_1 \sim f_2$

圖 C-4.3-4 具應力坡度之加勁肢材

表 C-4.3-1 板結構的挫屈係數值

類別	邊界條件	應力型式	長向板的K值
(a)		壓應力	4.0
(b)		壓應力	6.97
(c)		壓應力	0.425
(d)		壓應力	1.277
(e)		壓應力	5.42
(f)		剪應力	5.34
(g)		剪應力	8.98
(h)		撓曲應力	23.9
(i)		撓曲應力	41.8

4.3.4 具應力坡度之 C 型斷面開孔腹板

本節所涵蓋範圍的限制如下：

- (1) $d_h / h \leq 0.7$
- (2) $h / t \leq 200$
- (3) 孔洞中心須位於腹板中間處
- (4) 孔洞間的淨距離須大於等於 457 mm
- (5) 對於非圓形孔，轉角的半徑須大於等於 2 倍的腹板厚度(t)
- (6) 對於非圓形孔， $d_h \leq 64 \text{ mm}$ 且 $L_h \leq 114 \text{ mm}$
- (7) 對於圓形孔，直徑須小於等於 152 mm
- (8) 孔洞的深度(d_h)須大於 14 mm

其中

d_h = 孔洞的深度

h = 腹板平板段的深度

L_h = 孔洞的長度

t = 腹板厚度

1. 載重能力考量

當 $d_h / h < 0.38$ ，可視腹板為無開孔的情形， b_1 與 b_2 則依據第 4.3.3 節規定計算之。

當 $d_h / h \geq 0.38$ ，腹板受壓部分可視為鄰近開孔的未加勁肢材，其有效寬度則依第 4.4.1 節方式計算，受壓應力 f 以 f_1 取代之。

2. 位移考量

腹板則假設為未開孔，有效寬度之計算與第 4.3.3 節內的位移考量同。

解說：依據 Shan 等人[4.21]所進行的撓曲研究，當 $d_h / h < 0.38$ 的情形，C 型斷面腹板的開孔不會影響撓曲強度(抗力)，而當 $d_h / h \geq 0.38$ 的情形，腹板受壓部分可視為鄰近開孔的未加勁肢材。

有關 C 型斷面腹板開孔的剪力強度(抗力)與腹板皺曲強度(抗力)，可分別參考第 6.3 節與 6.5 節。

4.4 未加勁肢材之有效寬度

4.4.1 均布受壓之未加勁肢材

1. 載重能力考量

有效寬度(b)依第 4.3.1 節內載重能力考量部分規定計算，**挫屈係數** k 值則取 0.43，未加勁肢材平板段寬度(w)之定義請參考圖 C-4.4-1。

2. 位移考量

有效寬度(b_d)依第 4.3.1 節內位移考量部分的程序 I 規定計算，**挫屈係數** k 值則取 0.43，並以 f_d 代替 f 值計算之， f_d 值乃依據所承受載重產生之位移量以有效斷面計得之肢材受壓應力。

解說：與加勁受壓肢材相類似，如果寬厚比(w/t)較小時，未加勁受壓肢材的應力可達到鋼材之降伏點。因未加勁肢材僅一邊有支承，另一邊則為自由端，其寬厚比的限制值遠比加勁肢材來得小。當未加勁肢材的寬厚比值較大時，局部挫屈將會發生，其彈性臨界應力值可用公式(4.3-5)(~~C-4.3-1~~)計算之。而挫屈係數(k)則以 0.43 代之(如表 C-4.3-1 所示)。當寬厚比值較小時，未加勁肢材的挫屈則發生在非彈性範圍內。

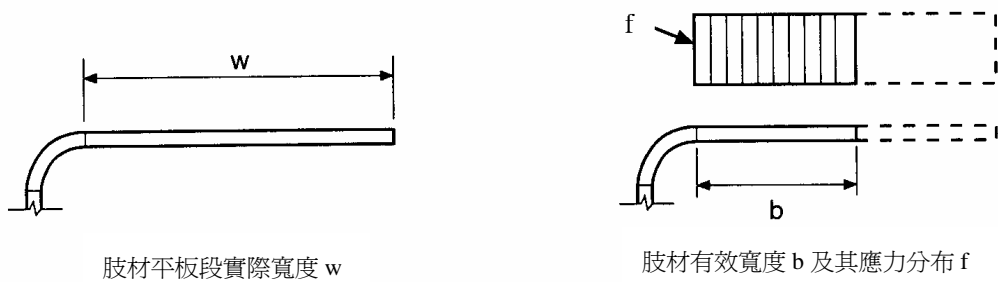


圖 C-4.4-1 均布受壓之未加勁肢材

4.4.2 具應力坡度之未加勁肢材及邊緣加勁材

1. 載重能力考量

有效寬度(b)依第 4.3.1 節內載重能力考量部分規定計算，~~k 值則取 0.43~~，並以 f_3 替代 f 值計算之， f_3 之定義請參考圖 C-4.5-2。f 值以 f_1 (如圖 C-4.4-2 與圖 C-4.4-3 所示) 替代之，k 值依本節規定計算；如 f_1 為受壓應力， f_2 (如圖 C-4.4-3 所示) 為受拉應力，折減係數(ρ)則依本節規定計算。

(1) 當 f_1 與 f_2 皆為受壓應力，如圖 C-4.4-2 所示，挫屈係數(k)的計算如下：

如應力往未支撐邊緣減少 (圖 C-4.4-2(a))

$$k = 0.578 / (\psi + 0.34) \quad (4.4-1)$$

如應力往未支撐邊緣增加 (圖 C-4.4-2(b))

$$k = 0.57 - 0.21\psi + 0.07\psi^2 \quad (4.4-2)$$

(2) 當 f_1 為受壓應力， f_2 為受拉應力，如圖 C-4.4-3 所示，挫屈係數(k)及折減係數(ρ)的計算如下：

a. 如未支撐邊緣為受壓應力 (圖 C-4.4-3(a))

$$\text{當 } \lambda \leq 0.673(1+\psi) \quad \rho = 1 \quad (4.4-3)$$

$$\text{當 } \lambda > 0.673(1+\psi) \quad \rho = (1+\psi) \frac{\left(1 - \frac{0.22(1+\psi)}{\lambda}\right)}{\lambda} \quad (4.4-4)$$

$$k = 0.57 + 0.21\psi + 0.07\psi^2 \quad (4.4-5)$$

b. 如未支撐邊緣為受拉應力 (圖 C-4.4-3(b))

(a) $\psi < 1$

$$\text{當 } \lambda \leq 0.673 \quad \rho = 1 \quad (4.4-6)$$

$$\text{當 } \lambda > 0.673 \quad \rho = (1-\psi) \frac{\left(1 - \frac{0.22}{\lambda}\right)}{\lambda} + \psi \quad (4.4-7)$$

$$k = 1.70 + 5\psi + 1.71\psi^2 \quad (4.4-8)$$

(b) $\psi \geq 1$

$$\rho = 1$$

(4.4-9)

$$\text{其中 } \psi = |f_2 / f_1|$$

(4.4-10)

2. 位移考量

用於計算位移之有效寬度之計算依本節載重能力考量方式取得，並以 f_{d1} 與 f_{d2} 替代 f_1 與 f_2 值， f_{d1} 與 f_{d2} 值乃依所承受載重產生之位移量以有效斷面計得之應力。

有效寬度(b_e)依第 4.3.1 節內位移考量部分的程序 I 規定計算， k 值則取 0.43，並以 f_{d3} 替代 f 值計算之， f_{d3} 值乃依所承受載重產生之位移量以有效斷面計得之應力。

解說：在一受撓曲構材當中未加勁受壓肢材與中性軸相互平行，在未發生局部挫屈前，未加勁受壓肢材的應力呈均勻分布。但對於撓曲構材的邊緣加勁材與中性軸不平行時，邊緣加勁材(突唇)的受壓應力則為不均勻之分布，且與中性軸的距離成比例。

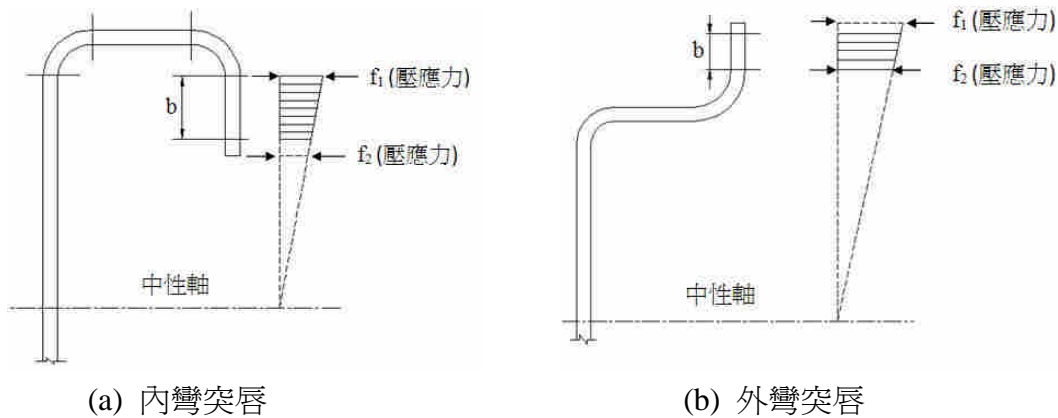


圖 C-4.4-2 具應力坡度的未加勁受壓肢材（兩端皆承受壓力）

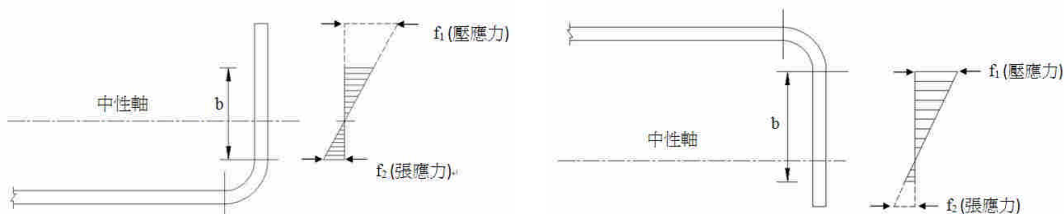


圖 C-4.4-3 具應力坡度的未加勁受壓肢材（兩端分別承受壓力與張力）

具應力坡度之未加勁肢材行為的相關資訊甚少，在 Pekoz [4.18] 的研究報告中得知，Winter 的有效寬度公式(公式 C-4.3-4)在採用 $k=0.43$ 的計算中，與具應力坡度之未加勁肢材實驗結果相似。因此，先前採用本節所討論之具應力坡度未加勁肢材或邊緣加勁材的有效寬度計算，可考慮使用均勻分

布應力的原則，惟其應力 f 則以受壓肢材內應力的最大值而定。**Bambach 與 Rasmussen [4.22, 4.23, 4.24]**進行了一系列的未加勁平板的實驗，研究結果發現 k 值使用 0.43，用以計算具應力坡度的未加勁肢材似乎是有些保守，因此對於具應力坡度未加勁肢材的有效寬度計算提出修正，本節所呈現的相關公式乃依據 **Bambach 與 Rasmussen** 的研究結果制訂。

4.5 具中間加勁材或邊緣加勁材之均佈受壓肢材的有效寬度

本節之符號定義：

~~—— A_s = 加勁材的折減有效面積。 A_s 乃用於計算構材的有效斷面特性值。加勁材中性軸的位置依加勁材原有全斷面計算之。~~

~~—— A_{se} = 加勁材的有效斷面積。對於邊緣加勁材而言，轉角部分(介於邊緣加勁材與被加勁之肢材間)不考慮為加勁材的一部分。~~

~~—— b_0 = 尺寸，明示於圖 C-4.5-1。~~

~~—— C_1, C_2 = 係數，明示於圖 C-4.5-2。~~

~~—— d, w, D = 尺寸，明示於圖 C-4.5-2。~~

b = 有效設計寬度

b_1, b_2 = 有效寬度區塊寬度，明示於圖 C-4.5.1

d = 邊緣加勁材平板的寬度

d_s = 加勁材的折減有效寬度，明示於圖 C-4.5.1，依第 4.5.2 節規定計算。
用於計算構材的有效斷面特性值

d_{se} = 加勁材的有效寬度，依第 4.4.2 節規定計算

I_a = 加勁材的適用慣性矩，即加勁之部分可視為加勁肢材

$$= 399t^4[(w/t)/S - 0.328]^3 \leq t^4[115(w/t)/S + 5] \quad (4.5-1)$$

I_s = 加勁材的全斷面慣性矩(對平行於被加勁肢材之加勁材中性軸)

$$= (d^3 t \sin^2 \theta) / 12 \quad (4.5-2)$$

k = 挫屈係數

$$(R_f) = I_s / I_a \leq 1 \quad (4.5-3)$$

$$S = 1.28 \sqrt{E / f} \quad (4.5-4)$$

~~—— 對於圖 C-4.5-2 所示之加勁材：~~

~~—— $I_s = (d^3 t \sin^2 \theta) / 12$ (4.5-2)~~

~~—— $A_{se} = d_{se} t$ (4.5-3)~~

1. 載重能力考量

對於如圖 C-4.5-1 的邊緣加勁材為簡單突唇者，其有效寬度 b_1 與 b_2 依下列

規定計算之：

當 $w/t \leq 0.328S$

$I_a = 0$ (不需要邊緣加勁材)

$$b = w \quad (4.5-5)$$

$$d_s = d_{se} \quad (4.5-6)$$

當 $w/t \geq 0.328S$

$$b_1 = (b/2)(R_f) \quad (4.5-7)$$

$$b_2 = b - b_1 \quad (4.5-8)$$

$$d_s = d_{se}(R_f) \quad (4.5-9)$$

公式(4.5-7)與公式(4.5-8)中的有效寬度(b)，依第 4.3.1 節規定計算，而計算有效寬度所使用的挫屈係數(k)，則依下列方式計算：

當 $D/w \leq 0.25$

$$k = 3.57(R_f)^n + 0.43 \leq 4 \quad (4.5-10)$$

當 $0.25 \leq D/w \leq 0.8$

$$k = [4.82 - (5D/w)](R_f)^n + 0.43 \leq 4 \quad (4.5-11)$$

其中 $n = [0.582 - (w/t)/4S] \geq 1/3$ (4.5-12)

公式(4.5-10)與公式(4.5-11)中挫屈係數的計算，僅限於邊緣加勁材為簡單突唇者，且夾角 θ (如圖 C-4.5.1 所示)介於 40° 與 140° 之間。

2. 位移考量

有效寬度(b_d)依本節載重能力考量部分規定計算，並以 f_d 替代 f 值計算之。

解說：對於帽形、箱形與倒置 U 形之撓曲構材，其受壓翼板的二長向邊緣由腹板所支撐，如果腹板的設計良好，則受壓翼板的二長向邊緣將不會產生垂直於平面之位移。反之，如槽形與 I 形構材僅一長向邊緣由腹板所支撐，而另一長向邊緣則由邊緣加勁材所支撐的情形則相當多。

邊緣加勁材乃提供了受壓翼板一長向邊緣的連續支撐，也因此翼板的挫屈應力得以改善。雖然大部分的邊緣加勁材為簡單突唇，但其他形狀的邊緣加勁材是可以被採用的。為提供受壓肢材足夠的支撐，邊緣加勁材必須具有足夠的剛性，否則邊緣加勁材可能在垂直於欲支撐肢材的平面方向上挫屈。

對於具邊緣加勁材之受壓肢材的局部穩定問題，在學理與實驗的研究上已進行多年。本節內所規範之內容，其主要的理論基礎則源自於 Desmond, Pekoz 與 Winter [4.27] 及 Pekoz 與 Cohen [4.18] 的研究。

本節所適用的相關計算僅針對邊緣加勁材為簡單突唇者，其因乃是先前版本的計算方式，似乎在較複雜的邊緣加勁材的斷面上有不保守的問題存在，相關分析比較可參考 Schafer [4.28]，對於邊緣加勁材不為簡單突唇者，構材強度則可參考附錄四（直接強度法）的方式計算。

加勁材的適用慣性矩或充足慣性矩(adequate moment of inertia)，乃指加勁材慣性矩達到能使被加勁的肢材成為加勁肢材時之值。

除了較小的寬厚比情形外，一般而言，構材結構的效率在同樣寬厚比值的加勁肢材會比未加勁肢材來得大。但對於寬厚比值大的加勁肢材而言，在受到壓力作用之下，可能造成加勁肢材的寬度不能完全有效。正如一般使用的浪板與嵌板，因使用需求而使其寬厚比值甚大，在此種情形下，中間加勁材則提供了受壓加勁肢材相當的承載能力，也就是在經濟效益的表現上提供了相當的幫助。而因中間加勁材的存在，如圖 C-4.5-1 所示，加勁受壓肢材的變形波動型式改爲二個加勁肢材(中間加勁材兩側)的受壓情形。有關於具中間加勁材與邊緣加勁材的肢材有效寬度計算方式，乃基於 Pekoz [4.14] 的研究發現。

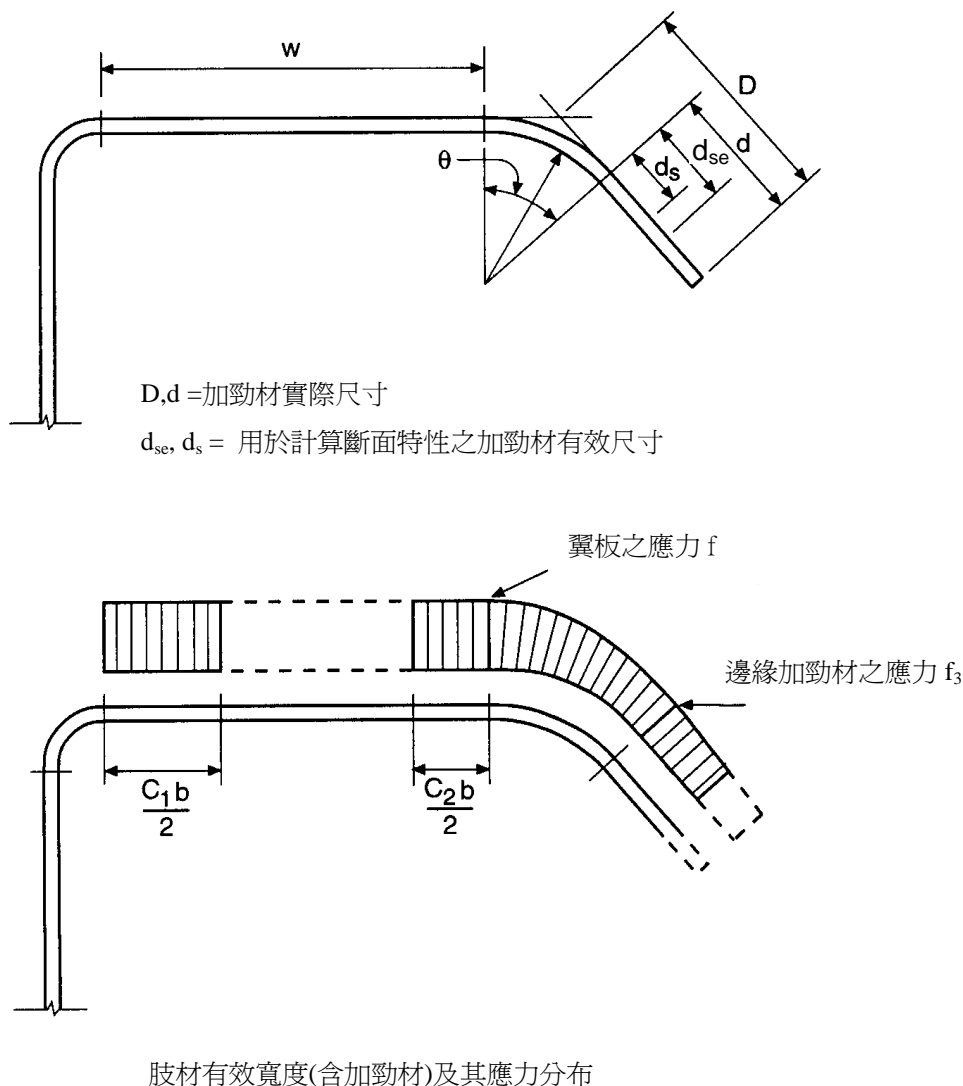


圖 C-4.5-1 具邊緣加勁材之肢材

4.5.1 具單個中間加勁材之均布受壓肢材

1. 載重能力考量

當 $b_0/t \leq S$

$I_a = 0$ (不需要中間加勁材)

$$b = w \quad (4.5-4)$$

$$A_s = A_{se} \quad (4.5-5)$$

當 $S < b_0/t < 3S$

$$I_a/t^4 = [50(b_0/t)/S] - 50 \quad (4.5-6)$$

b 與 A_s 則依第 4.3.1 節內載重能力考量部分規定計算之。

其中

$$k = 3(I_s/I_a)^{1/2} + 1 \leq 4 \quad (4.5-7)$$

$$A_s = A_{se}(I_s/I_a) \leq A_{se} \quad (4.5-8)$$

當 $b_0/t \geq 3S$

$$I_a/t^4 = [128(b_0/t)/S] - 285 \quad (4.5-9)$$

b 與 A_s 則依第 4.3.1 節內載重能力考量部分規定計算之。

其中

$$k = 3(I_s/I_a)^{1/3} + 1 \leq 4 \quad (4.5-10)$$

$$A_s = A_{se}(I_s/I_a) \leq A_{se} \quad (4.5-11)$$

2. 位移考量

有效寬度(b_d)依本節載重能力考量部分規定計算，並以 f_d 替代 f 值計算之。

解說：具中間加勁材矩形板結構挫屈行爲的研究始於 Bulson [4.16]，本節中的規範則基於 Pekoz [4.14、4.17] 的研究發現。在分割肢材(中間加勁材兩側)的有效寬度(b)與加勁材的折減面積(A_s)計算中，所應用的挫屈係數乃使用了 I_s/I_a 比值。 I_s 為加勁材的全斷面慣性矩， I_a 為加勁材的適用慣性矩，而 I_a 的計算則依本節的規定。

4.5.2 具邊緣加勁材之均布受壓肢材

1. 載重能力考量

當 $w/t \leq S/3$

$I_a = 0$ (不需要邊緣加勁材)

$$b = w \quad (4.5-12)$$

$$d_s = d_{se} \text{ 若邊緣加勁材爲簡單突唇者} \quad (4.5-13)$$

$$A_s = A_{se} \text{ 若邊緣加勁材爲其他形狀者} \quad (4.5-14)$$

當 $S/3 < w/t < S$

$$I_a/t^4 = 399 \left\{ [(w/t)/S] - \sqrt{k_u/4} \right\}^3 \quad (4.5-15)$$

$$n = 1/2$$

$$C_2 = I_s / I_a \leq 1 \quad (4.5-16)$$

$$C_1 = 2 - C_2 \quad (4.5-17)$$

$b =$ 依第 4.3.1 節之規定計算

$$k = C_2^2 (k_a + k_u) + k_u \quad (4.5-18)$$

$$k_u = 0.43$$

(1) 邊緣加勁材為簡單突唇者，且 $D/w \leq 0.8$ ， $140^\circ \geq \theta \geq 40^\circ$ 者，則：

(θ 為邊緣加勁材與受壓肢材間之夾角，如圖 C-4.5-2 所示)

$$k_a = 5.25 - 5(D/w) \leq 4.0 \quad (4.5-19)$$

$$d_s = C_2 d_{se} \quad (4.5-20)$$

(2) 邊緣加勁材為其他形狀者，則：

$$k_a = 4.0$$

$$A_s = C_2 A_{se} \quad (4.5-21)$$

當 $w/t \geq S$

$$I_a/t^4 = [115(w/t)/S] + 5 \quad (4.5-22)$$

C_1 、 C_2 、 b 、 k 、 d_s 與 A_s 之計算與前款 ($S/3 < w/t < S$ 情況) 相同，但 $n = 1/3$ 。

2. 位移考量

有效寬度 (b_e) 依本節載重能力考量部分規定計算，並以 f_a 替代 f 值計算之。

解說：邊緣加勁材乃提供了受壓翼板一長向邊緣的連續支撐，也因此翼板的挫屈應力得以改善。雖然大部分的邊緣加勁材為簡單突唇，但其他形狀的邊緣加勁材是可以被採用的。為提供受壓肢材足夠的支撐，邊緣加勁材必需具有足夠的剛性，否則邊緣加勁材可能在垂直於欲支撐肢材的平面方向上挫屈。

對於具邊緣加勁材之受壓肢材的局部穩定問題，在學理與實驗的研究上已進行多年。本節內所規範之內容，其主要的理論基礎則源自於 Desmond、Pekoz 與 Winter [4.18] 及 Pekoz 與 Cohen [4.14] 的研究。

4.5.3 具中間加勁材之邊緣加勁肢材或具多個中間加勁材之加勁肢材

具有中間加勁材與邊緣加勁材之加勁肢材，或具多於一組中間加勁材之加勁肢材，除非每一中間加勁材之全斷面慣性矩須符合公式 (4.5-23) 之要求，否則計算有效寬度時應忽略不計中間加勁材。

$$I_{\min} / t^4 = 3.66 \sqrt{(w/t)^2 - (0.136E) / F_y} \geq 18.4 \quad (4.5-23)$$

其中

$w/t =$ 取較大之加勁次肢材 (即介於中間加勁材間之部分或中間加勁材與邊緣間之部分) 寬厚比

$I_s =$ 加勁材的全斷面慣性矩 (對平行於被加勁肢材之加勁材中性軸)

——1.若二腹板間的中間加勁材間距能令依第 4.3.1 節規定計得中間加勁材間之寬度(次肢材) b 小於 w 時，僅能考慮最接近各個腹板之兩加勁材為有效。

——2. 若腹板與邊緣加勁材間的中間加勁材間距能令依第 4.3.1 節規定計得中間加勁材間之寬度(次肢材) b 小於 w 時，僅能考慮最接近腹板的一個加勁材為有效。

——3.如中間加勁材相互間間距不大時，依據第 4.3.1 節內規定計得次肢材寬合乎 $b = w$ 的要求情況下，則全部中間加勁材可視為有效。在計算含中間加勁材部分的加勁肢材的寬厚比時，可考慮以“等代肢材”(無中間加勁材)的方式計算之，其平板段寬度為介於二腹板間或腹板與邊緣加勁材間的全寬(b_0)，而相對肢材的厚度則以“等代厚度”(t_s)計算之， t_s 依公式(4.5-24)計算之：—

$$t_s = \sqrt[3]{12I_{sf} / b_0} \quad (4.5-24)$$

——其中

—— I_{sf} = 加勁肢材(含中間加勁材)的全斷面慣性矩。等代肢材中性軸的位置與原加勁肢材(含中間加勁材)的中性軸位置應假設一致；斷面模數的計算應以原加勁肢材的實際最外緣而定之。

——4.當 $w/t > 60$ 時，次肢材或肢材的有效寬度(b_e)依下列公式計算之：—

$$\frac{b_e}{t} = \frac{b}{t} - 0.10 \left(\frac{w}{t} - 60 \right) \quad (4.5-25)$$

——其中

—— w/t = 次肢材或肢材的寬厚比

—— b = 依第 4.3.1 節規定計算之有效設計寬度

—— b_e = 次肢材或肢材的有效設計寬度

——在計算有效結構斷面特性時，如構材的次肢材或肢材依上述規定計算有效寬度 b_e ，則加勁材(中間加勁材與邊緣加勁材)的斷面積(A_{st})應予以折減為以下之有效斷面積(A_{ef})：—

$$(1) \text{當 } 60 < w/t < 90 \quad A_{ef} = \alpha A_{st} \quad (4.5-26)$$

——其中

$$\alpha = (3 - 2b_e/w) - 1/30(1 - b_e/w)(w/t) \quad (4.5-27)$$

$$(2) \text{當 } w/t \geq 90 \quad A_{ef} = (b_e/w)A_{st} \quad (4.5-28)$$

——在上述公式中， A_{ef} 與 A_{st} 皆純為加勁材之斷面積，並不包括其他鄰近肢材之部分。

——加勁材的中性軸位置應以其全斷面之中性軸為準，同時，加勁材的慣性矩亦以其全斷面之中性軸為準而計算之。

解說：如果中間加勁材的實際慣性矩(I_s)不能符合公式(4.5-23)之最小要求，則中間加勁材應不可考慮在加勁肢材的有效寬度計算上。其原因乃是當中間加勁材不能提供相當作用時，中間加勁材無法阻止肢材的挫屈應力曲線的延展，當此情況發生時，中間加勁材的存在與否並不重要，因此，肢材的有效寬度計算僅需考量其平板段並忽略中間加勁材的作用。

對於介於二腹板間的中間加勁材而言，如介於中間加勁材之部分(次肢材)的有效寬度小於其平板段寬度時，則僅考慮最接近腹板的兩個加勁材為有效，其他中間加勁材則視為無效。同樣的情況亦適用於介於腹板與邊緣加勁材的中間加勁材。

如果中間加勁材間之距離夠近，使得次肢材成為完全有效，也就是說，次肢材內不致發生局部挫屈，因此介於腹板間之中間加勁材與次肢材似乎形成一單一受壓加勁肢材。而此受壓加勁肢材的剛度乃由原肢材(含中間加勁材)的全斷面慣性矩所提供，雖然其有效寬度計算基於全寬(b_0 ，含中間加勁材寬度)與相對厚度(t)，但在計算斷面模數時仍使用原有厚度。

針對有效設計寬度，在經由具中間加勁材的冷軋型鋼斷面實驗的結果，可瞭解到與相同 w/t 值的加勁肢材(無加勁材)相比較之下，受壓的次肢材的有效寬度則相對較小，此種現象對於寬厚比大於 60 的次肢材的情形甚為顯著。其原因主要是在梁的斷面中，梁翼板中的軸向應力可由腹板的剪力產生並傳遞，事實上，腹板與中間加勁材的基本差異，是在於中間加勁材並不能提供剪力抵抗力，亦不能產生剪應力並傳達軸向應力。

中間加勁材內由剪力產生的軸向應力仍需由腹板透過肢材傳遞，此種情形必須在次肢材在傳遞應力時並無較大的挫屈，應力傳遞至中間加勁材的過程將不致破壞，此時中間加勁材的應力與初始由腹板傳遞的應力相同。然而，當次肢材的寬厚比較大時，次肢材的挫屈幅度將足夠影響剪應力的傳遞，同時，“剪力延遲”的問題亦會出現，結果將如圖 C-4.5-3 所示的應力分布情形。

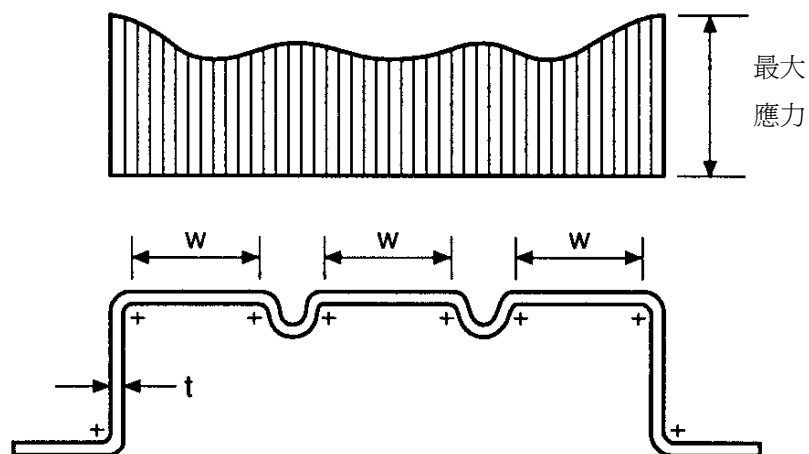


圖 C-4.5-3 含中間加勁材受壓翼板的應力分布情形

4.6 具中間加勁材之均佈受壓加勁肢材或邊緣加勁肢材的有效寬度

4.6.1 具單個或數個中間加勁材之均佈受壓加勁肢材

本節之符號定義：

A_g = 含加勁材的肢材全斷面積

A_s = 加勁材的全斷面積

b_e = 位於原肢材(含加勁材)中性軸上的有效寬度，明示於圖 C-4.6-1

b_p = 次肢材的最大平寬，明示於圖 C-4.6-1

b_w = 加勁肢材的整體平寬，明示於圖 C-4.6-1

c_i = 肢材邊緣至加勁材中心線的距離，明示於圖 C-4.6-1

F_{cr} = 板彈性挫屈應力

f = 作用於平板段的均佈受壓應力

h = 緊連著加勁肢材邊的肢材長度（如具中間加勁材翼板邊的腹板深度），如兩邊肢材長度不同時，取較小者

I_{sp} = 對於平板段中心線之加勁材的慣性矩，計算時需包含連結於平板段的轉角

k = 肢材的板挫屈係數

k_d = 對於扭曲挫屈的板挫屈係數

k_{loc} = 局部次肢材的板挫屈係數

L_{br} = 對於支撐點間或限制扭曲挫屈束縛間的未支撐長度

R = 對於扭曲挫屈的板挫屈係數之修正係數

n = 中間加勁材的數量

t = 肢材厚度

i = 加勁材的編號

λ = 細長因子

ρ = 折減因子

1. 載重能力考量

有效寬度(b_e)依下列規定計算之：

$$b_e = \rho \left(\frac{A_{og}}{t} \right) \quad (4.6-1)$$

其中

$$\text{當 } \lambda \leq 0.673 \quad \rho = 1 \quad (4.6-2)$$

$$\text{當 } \lambda > 0.673 \quad \rho = (1 - 0.22/\lambda)/\lambda \quad (4.6-3)$$

其中

$$\lambda = \sqrt{\frac{f}{F_{cr}}} \quad (4.6-4)$$

其中

$$F_{cr} = k \frac{\pi^2 E}{12(1-\mu^2)} \left(\frac{t}{b_w} \right)^2 \quad (4.6-5)$$

肢材的板挫屈係數(k)為 Rk_d 與 k_{loc} 取小者， k_d 和 k_{loc} 則依第 4.6.1.1 節規定計算。

修正係數(R)依下列規定計算之：

$$\text{當 } b_w/h < 1 \quad R = 1 \quad (4.6-6)$$

$$\text{當 } b_w/h \geq 1 \quad R = (11 - b_w/h)/5 \geq 0.5 \quad (4.6-7)$$

2. 位移考量

有效寬度(b_d)依本節載重能力考量部分規定計算，並以 f_d 替代 f 值計算之。

解說：除了較小的寬厚比情形外，一般而言，構材結構的效率在同樣寬厚比值的加勁肢材會比未加勁肢材來得大。但對於寬厚比值大的加勁肢材而言，在受到壓力作用之下，可能造成加勁肢材的寬度不能完全有效。正如一般使用的浪板與嵌板，因使用需求而使其寬厚比值甚大，在此種情形下，中間加勁材則提供了受壓加勁肢材相當的承載能力，也就是在經濟效益的表現上提供了相當的幫助。

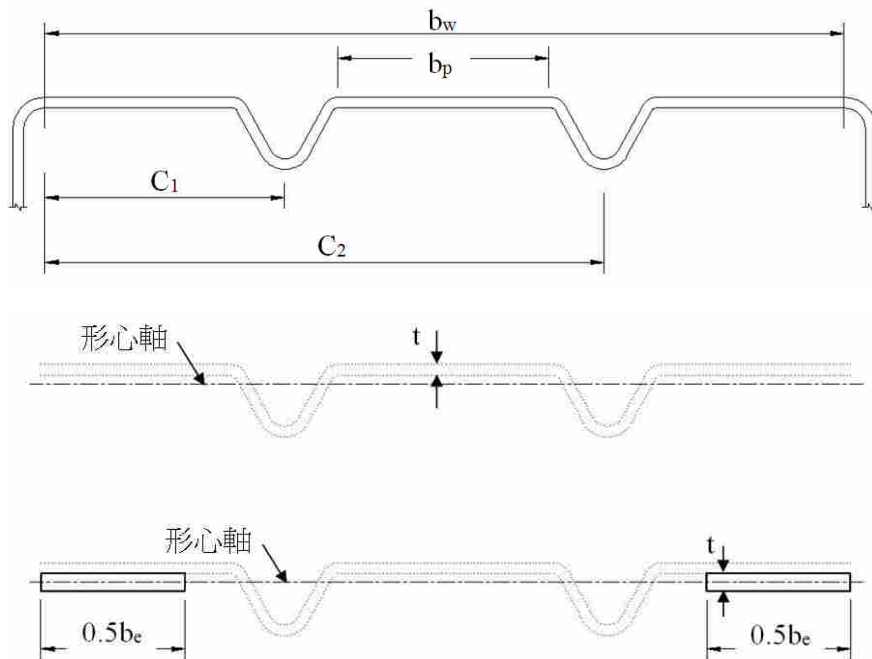


圖 C-4.6-1 有效寬度的位置示意圖

前一版(民國 93 年)“具單個中間加勁材之均布受壓肢材”和“多個中間加勁材之加勁肢材”的相關規定，主要以 Pekoz [4.18, 4.19]的研究結果發展研擬。透過後續的相關研究 – Schafer 與 Pekoz [4.28]和 Yang 與 Schafer

[4.29]，將具單個中間加勁材或多個中間加勁材均佈受壓肢材的有效寬度計算，以予整合處理。

折減因子(ρ)的計算乃基於整體的肢材，並不是以肢材平板的部分考量，也就是忽略中間加勁材的幾何複雜度，將肢材整體折減為有效寬度以利計算有效斷面的相關性質，同時將扭曲挫屈(distortional buckling)的情形納入考量，有效寬度的位置將位於原有整體肢材中心線上，以取代原有肢材複雜的幾何形狀；在計算有效寬度時，有可能產生有效寬度(b_e)大於加勁肢材的平寬(b_w)的現象，這是因為 b_e 計算時包含了來至加勁材的貢獻，然 b_w 則僅為肢材的平板段，所以當 ρ 值接近 1.0 時，有效寬度會大於加勁肢材的平寬，此種現象可視為正確的。

4.6.1.1 具中間加勁材之均佈受壓肢材的板挫屈係數

1. 對於受均佈受壓的加勁肢材含任意數量、尺寸和位置的中間加勁材，其板挫屈係數依下列規定計算之：

$$k_{loc} = 4 \left(\frac{b_w}{b_p} \right)^2 \quad (4.6-8)$$

$$k_d = \frac{(1 + \beta^2)^2 + 2 \sum_{i=1}^n r_i \omega_i}{\beta^2 \left(1 + 2 \sum_{i=1}^n \delta_i \omega_i \right)} \quad (4.6-9)$$

其中

$$\beta = \left(2 \sum_{i=1}^n r_i \omega_i + 1 \right)^{1/4} \quad (4.6-10)$$

其中

$$r_i = \frac{10.92(I_{sp})_i}{b_w t^3} \quad (4.6-11)$$

$$\omega_i = \sin^2 \left(\pi \frac{c_i}{b_w} \right) \quad (4.6-12)$$

$$\delta_i = \frac{(A_s)_i}{b_w t} \quad (4.6-13)$$

如 $L_{br} < \beta b_w$ ， β 值可以 L_{br} / b_w 的值取代，以考量側向支撐所增加的能力。

2. 對於受均佈受壓的加勁肢材含單一個中間加勁材或數個相同尺寸和間距的中間加勁材，其板挫屈係數依下列規定計算之：

$$k_{loc} = 4(n+1)^2 \quad (4.6-14)$$

$$\frac{(1+\beta^2)^2 + \gamma(1+n)}{\beta^2(1+\delta(n+1))} \quad (4.6-15)$$

其中

$$\beta = (1 + \gamma(n+1))^{1/4} \quad (4.6-16)$$

其中

$$\gamma = \frac{10.92I_{sp}}{b_w t^3} \quad (4.6-17)$$

$$\delta = \frac{A_s}{b_w t} \quad (4.6-18)$$

如 $L_{br} < \beta b_w$ ， β 值可以 L_{br} / b_w 的值取代，以考量側向支撐所增加的能力。

解說：有別於前一版僅考量局部挫屈的影響，具中間加勁材之均佈受壓加勁肢材的板挫屈係數，取決於兩類的挫屈行爲：(1) 局部挫屈－中間加勁材在變形中維持一樣的位置；(2) 扭曲挫屈－中間加勁材隨著板挫屈的曲線移動，如圖 C-4.6-1 所示。實驗研究發現具有數個中間加勁材的加勁肢材較容易有扭曲挫屈的現象產生。

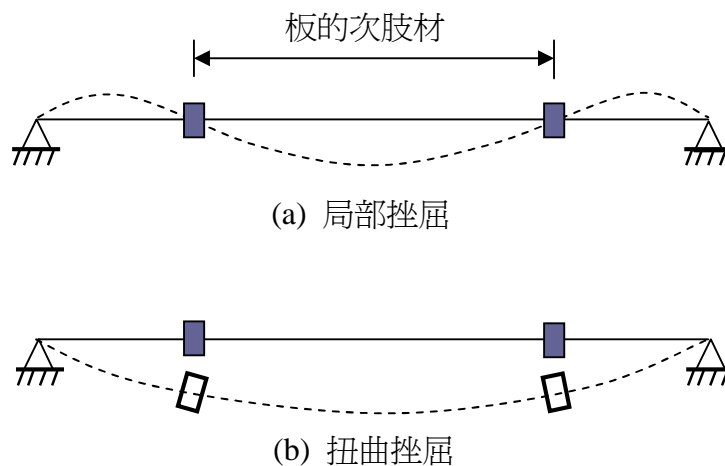


圖 C-4.6-1 具中間加勁材之均佈受壓加勁肢材的挫屈模式

4.6.2 具中間加勁材之邊緣加勁肢材的有效寬度

邊緣加勁肢材係指具邊緣加勁材的肢材

1. 載重能力考量

對於具中間加勁材的受壓邊緣加勁肢材，其有效寬度依下列規定計算之：

當 $b_w/t \leq 0.328S$ 邊緣加勁肢材視為完全有效不需要折減

當 $b_w/t > 0.328S$ 邊緣加勁肢材則需要折減，其板挫屈係數 (k) 依第 4.5 節規定計算，其中 w 值以 b_w 的值取代

如挫屈係數(k)的計算結果小於 4.0，則中間加勁材可以予忽視，邊緣加勁肢材之有效寬度則依第 4.5 節規定計算

如挫屈係數(k)的計算結果等於 4.0，邊緣加勁肢材之有效寬度則依第 4.6.1 節規定計算，扭曲挫屈的板挫屈係數之修正係數(R)依第 4.6.1 節規定計算，但其值必須小於或等於 1.0

其中

b_w = 邊緣加勁肢材之整體平寬

2. 位移考量

有效寬度(b_d)依本節載重能力考量部分規定計算，並以 f_d 替代 f 值計算之。

解說：具中間加勁材的受壓邊緣加勁肢材，其挫屈模式包含：局部次肢材的挫屈、中間加勁材的扭曲挫屈、邊緣加勁肢材整體扭曲挫屈。當邊緣加勁肢材夠堅實($b_w/t \leq 0.328S$)，或邊緣加勁材的長度在足夠的情況下($I_s > I_a$)，邊緣加勁肢材就如同加勁肢材一般，在這樣的情形下，對於局部次肢材的挫屈或中間加勁材的扭曲挫屈的影響下，受壓肢材的有效寬度可依第 4.6.1 節規定計算。然而，考量邊緣加勁肢材並不如加勁肢材一般，有腹板的旋轉束縛，因此對於第 4.6.1 節內的修正係數(R)採保守的小於或等於 1.0。

原第 4.6 節 加勁材 — 移至第六章第 6.8 節

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。

解說：本章之內容提供了受拉構材的設計要求。本章對於構材標稱強度的應用，乃依據容許強度設計法(ASD)與載重及強度設計係數設計法 (LRFD) 規定之。而對於受拉構材的設計而言，構材的全斷面或淨斷面則用於計算承受軸拉載重構材的標稱受拉強度。

5.2 設計受拉強度(抗力)

承受軸拉載重構材的標稱受拉強度 T_n 依下列三項計算之最小值控制規定計算之：

1.全斷面降伏破壞

$$T_n = A_g F_y \quad (5.2-1)$$

$$\Omega_t = 1.67 \quad (\text{ASD})$$

$$\phi_t = 0.90 \quad (\text{LRFD})$$

其中

T_n = 承受軸拉載重構材的標稱受拉強度

A_g = 全斷面積

F_y = 設計降伏應力，依第 3.3 節計算

2.淨斷面拉力破壞

$$T_n = A_n F_u \quad (5.2-2)$$

$$\Omega_t = 2.00 \quad (\text{ASD})$$

$$\phi_t = 0.75 \quad (\text{LRFD})$$

其中

A_n = 淨斷面積

F_u = 極限強度，依第 3.3 節計算

3.接合斷裂破壞

當受拉構材為銲接接合、螺栓接合、及螺絲接合時，受拉強度亦受本規範第 11.3.2 節第十一章之限制。

解說：受拉冷軋型鋼構材的標稱受拉強度(抵抗能力)，乃依據構材的全斷面降伏破壞或淨斷面拉力破壞淨斷面積與材料的降伏應力決定之。當在受拉構材的接合處，標稱受拉強度亦需符合本規範第 11.3.2 節(接合部受拉強度)之

規定。

全斷面降伏是間接地提供了受拉構材伸長變形的限制，全斷面降伏所計算之受拉強度的定義在熱軋型鋼上已被完整的建立。

在載重及強度係數設計法(LRFD)中，受淨斷面拉力破壞受拉構材的強度折減係數因子 $\phi_t = 0.75$ 是與國內「鋼結構極限設計法規範與解說」和美國鋼構造協會的「鋼結構建築規範」的 ϕ 值相同取決(AISC 2005)[5.1]，而全斷面降伏破壞之 ϕ 值也選擇了與國內「鋼結構容許應力法規範與解說」和美國鋼構造協會的「鋼結構建築規範」相同的 ϕ 值 (AISC 2005)。乃遵循本規範第 1.3 節之程序，安全指標或可靠度指數(β_0)則設定為 2.5。而在決定強度折減係數值時， R_m 與 R_n 則應用下列二式：

$$R_m = A_n (F_y)_m \quad (C-5.2-1)$$

$$R_n = A_n F_y \quad (C-5.2-2)$$

$$\text{則 } R_m/R_n = (F_y)_m/F_y \quad (C-5.2-3)$$

在上式中， A_n 為構材的淨斷面積，依據 Rang、Galambos 與 Yu[1.13,1.14]的計算統計， $(F_y)_m$ 等於 $1.10F_y$ 。利用 $V_M = 0.10$ 、 $V_F = 0.05$ 與 $V_P = 0$ ，變異係數(V_R ，coefficient of variation)值則為：

$$V_R = \sqrt{V_M^2 + V_F^2 + V_P^2} = 0.11$$

依據 $V_Q = 0.21$ ，強度折減係數 0.95，可靠度指數(β)則為 2.4，此值相當接近原設定之 $\beta_0 = 2.5$ 。

第六章 撓曲構材

6.1 適用範圍

冷軋鋼撓曲構材之設計必須包含下列四種設計考量：(a)撓曲強度(抗力)與變位，(b)腹板剪力強度(抗力)與撓曲－剪力強度，(c)腹板皺曲強度(抗力)與撓曲－皺曲強度，(d)支撐需求。此外，若使用較薄的材料時，在某些情形下，尚需特別注意剪力遲滯與翼板捲曲現象。

解說：設計考量(a)，(b)，(c)等三項考量，請參考本章第 6.2 節至第 6.6 節規定，(d)項考量請參考第七章受壓構材中相關規定，**翼板捲曲與剪力遲滯現象詳第 4.2.1 節。**

~~以上之斷面性質(如斷面積、慣性矩、斷面模數、迴轉半徑等)應以構材全斷面(如有特別要求時得以構材淨斷面)為計算基準。如遇有特殊要求其折減斷面或有效寬度之情況，則不在此限。~~

6.2 一般撓曲設計

斷面之標稱撓曲強度(抵抗彎矩) M_n 取**第 6.2.1 節**及符合**第 6.2.2 節至第 6.2.3 節**中規定所得計算值之最小值設計。

解說：撓曲構材之撓曲強度(抗力)視其是否具側撐而有不同，當構材側向具支撐時，可由其標稱斷面強度(抗力)進行設計(見第 6.2.1 節)，**因為扭曲挫屈具有中等的半波長，對於具側向支撐構材的扭曲挫屈仍須考慮計算。**當構材無側向支撐時，其極限狀態為側向扭轉挫屈(Lateral-Torsional Buckling，見第 6.2.2 節)。至於張力翼板連接於鋼承板或外覆板，而壓力翼板無側支撐之 C 型或 Z 型斷面之梁，構材之撓曲容量介於受完全支撐構材與無支撐構材的容量之間(見第十章)。**相同地，**翼板連接摺板屋頂系統(standing seam roof system)之 C 型或 Z 型斷面之梁，構材之撓曲容量大於無支撐構材之容量，也可能達相當於完全支撐構材之容量(見第十章)。**相同地，對於翼板連接摺板屋頂系統之撓曲強度可依被認可的規範第 D6.2.1 節之規定試驗取得，**構材之標稱撓曲強度則取適用公式中之最小值設計。

6.2.1 標稱撓曲強度(抗力)

標稱撓曲強度(抵抗彎矩) M_n 應由下列二種方式之一計算：[方式一] 為依據有效斷面開始降伏時之斷面強度，[方式二] 為依據非彈性保留容量計算之強度。

本節中所列之安全係數與強度折減因子應依第一章之相關設計方法計算其

容許強度或設計強度(折減抗力)。

對於有加勁或部分加勁之受壓翼板：

$$\Omega_b = 1.67 \quad (\text{ASD})$$

$$\phi_b = 0.95 \quad (\text{LRFD})$$

對於未加勁之受壓翼板：

$$\Omega_b = 1.67 \quad (\text{ASD})$$

$$\phi_b = 0.90 \quad (\text{LRFD})$$

1. [方式一] 依據斷面開始降伏計算

斷面之標稱撓曲強度(抵抗彎矩) M_n 以下式有效降伏彎矩計算

$$M_n = S_e F_y \quad (6.2-1)$$

其中

S_e = 有效斷面之彈性斷面模數(以受張或受壓最外緣達 F_y 計算)

F_y = 設計降伏應力

2. [方式二] 依據非彈性保留容量計算

當下列五種情況皆滿足時，可被允許依本方式計算標稱撓曲強度。

- (1) 構材未受到扭轉力矩或不致形成側向挫屈、扭轉挫屈或扭轉 - 撓曲挫屈。
- (2) 冷作成型效應在決定降伏點之 F_y 時並未考慮。
- (3) 腹板受壓力部分之深度對腹板厚之比例小於 λ_1 。
- (4) 剪力未超過 $0.35F_y$ (ASD 方法) 或 $0.6F_y$ (LRFD 方法) 乘上腹板面積 ($h \times t$ 用於加勁肢材或 $w \times t$ 用於未加勁肢材)。
- (5) 任一腹板與垂直軸之夾角不超過 30 度角。

標稱撓曲強度(抵抗彎矩) M_n 不可超過(a) $1.25S_e F_y$ (以[方式一]計算)，或(b) 造成最大壓力應變 $C_y \varepsilon_y$ (張力應變無上限之限制)。

其中

h = 腹板平直段深度

t = 構材厚度

ε_y = 降伏應變 = F_y / E

w = 肢材平直段寬度

E = 彈性模數

C_y = 壓力應變因數，由下列公式決定：

(a) 無中間加勁之受壓加勁肢材，其 C_y 值決定如下：

$$C_y = 3 \quad \text{當 } w/t \leq \lambda_1$$

$$C_y = 3 - 2 \left(\frac{w/t - \lambda_1}{\lambda_2 - \lambda_1} \right) \quad \text{當 } \lambda_1 < w/t < \lambda_2 \quad (6.2-2)$$

$$C_y = 1 \quad \text{當 } w/t \geq \lambda_2$$

其中

$$\lambda_1 = \frac{1.11}{\sqrt{F_y/E}} \quad (6.2-3)$$

$$\lambda_2 = \frac{1.28}{\sqrt{F_y/E}} \quad (6.2-4)$$

(b) 未加勁受壓肢材，其 C_y 值決定如下：

(b.1) 具應力坡度之未加勁受壓肢材，在其一端產生壓力另一端產生張力時：

$$C_y = 3.0 \quad \text{當 } \lambda \leq \lambda_3$$

$$C_y = 3 - 2 \left(\frac{\lambda - \lambda_3}{\lambda_4 - \lambda_3} \right) \quad \text{當 } \lambda_3 < \lambda < \lambda_4 \quad (6.2-5)$$

$$C_y = 1 \quad \text{當 } \lambda \geq \lambda_4$$

其中

$$\lambda_3 = 0.43$$

$$\lambda_4 = 0.673(1 + \psi) \quad (6.2-6)$$

ψ 詳第 4.3.3 節

(b.2) 具應力坡度之未加勁受壓肢材，在其兩端均產生壓力時：

$$C_y = 1$$

(b.3) 具均勻壓力之未加勁受壓肢材：

$$C_y = 1$$

(c) 多重加勁受壓肢材及包含邊緣加勁之受壓肢材，其 C_y 值如下：

$$C_y = 1$$

上述公式中，應以有效設計寬度計算斷面性質。標稱撓曲強度 M_n 之計算應考慮(a)假設應力 - 應變曲線為理想彈塑曲線，且在受張力與受壓力區之性質相同，(b)假設小變形，以及(c)撓曲過程中平面斷面保持平面時之應力平衡。至於撓曲 - 腹板皺曲組合強度應以第 6.6 節公式檢核。

解說：本節包含兩種計算撓曲構材之標稱斷面強度(抗力)的方式。

1. [方式一]：依據斷面初始降伏應力計算

方式一中的標稱彎矩 M_n ，是由翼板及腹板的有效作用區域所決定出之斷面有效降伏彎矩 M_y ，有關受壓翼板之有效寬度及腹板之有效深度，可由第四章肢材設計之公式求得。

冷軋鋼梁對降伏彎矩 M_y 的定義與熱軋鋼相同，即最外緣(受壓受張皆同)初達鋼材之降伏點時，斷面所受到的彎矩。此值為應用於彈性設計時的最大值。圖 C-6.2-1 所示為不同中性軸位置下，降伏彎矩所造成之應力分布。圖 C-6.2-1(a)所示之對稱斷面中，受壓及受張側之最外緣同時達到降伏點。反之，當中性軸至受壓及受張面最外側之距離不同時，初始降伏點將

首先發生於中性軸較遠離面之最外緣，如圖 C-6.2-1(b)所示之受張翼板及(c)所示之受壓翼板。

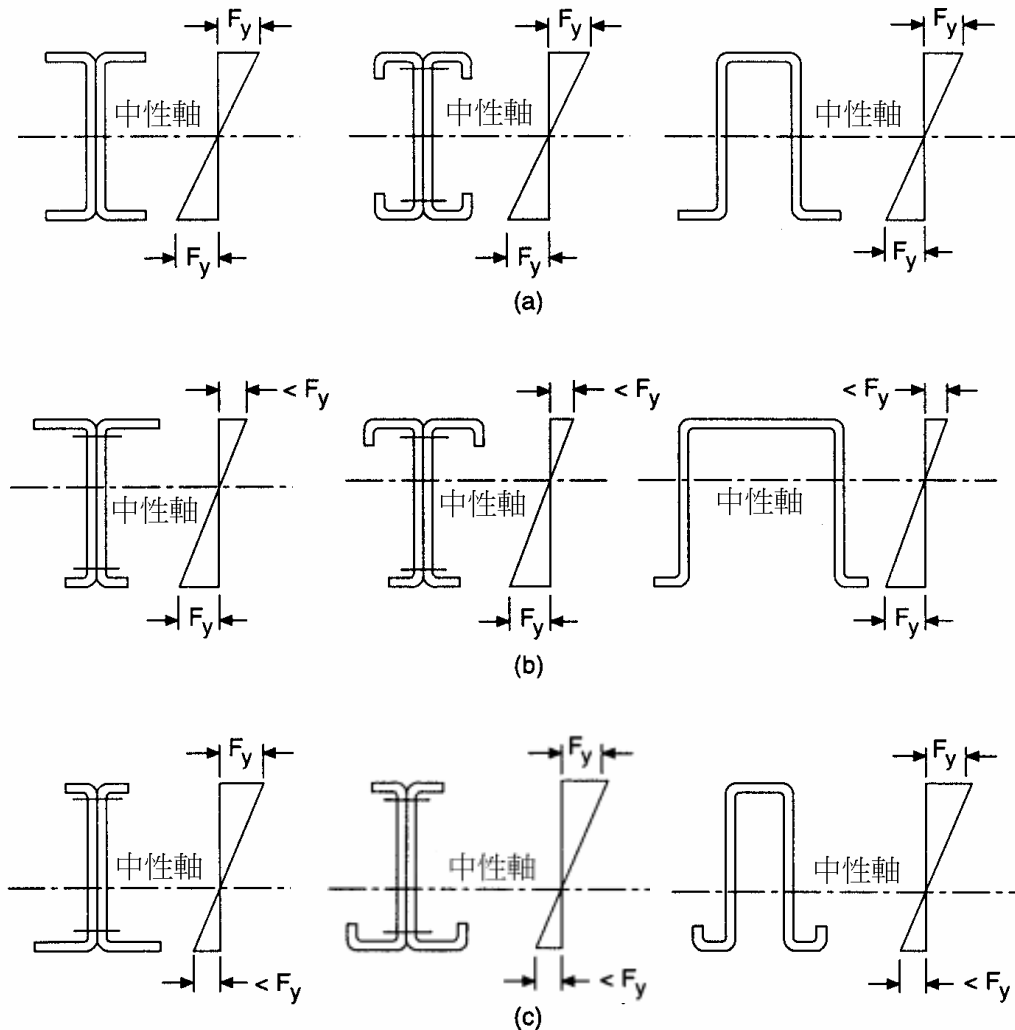


圖 C-6.2-1 降伏彎矩時之應力分布

(a) 平衡斷面，(b) 中性軸較接近受壓翼板，(c) 中性軸較接近受張翼板

根據初始降伏發生時，所計算之標稱斷面強度如公式(C-6.2-1)所示。

$$M_n = S_e F_y \quad (C-6.2-1)$$

公式中

F_y = 設計降伏應力

S_e = 有效斷面之彈性斷面模數(以受張或受壓最外緣應力達 F_y 時計算)

冷軋鋼構材設計中， S_e 值通常由下列二情況之一者決定出來。

- (1) 若中性軸較接近受張力側之翼板，最大應力發生在受壓力側之翼板。因此，受壓翼板細長比 λ 及有效寬度由 w/t 比值與 $f=F_y$ 決定之。同樣地，對於中性軸位於深度中央之斷面，亦可以此方式計算。

(2) 若中性軸較接近受壓力側之翼板，最大應力 F_y 發生在受張力側之翼板。受壓力翼板上之應力取決於有效斷面區域所決定出之中性軸位置。由於有效斷面區域係由壓應力所決定出，以封閉型式解 (closed-form solution) 的方式進行設計雖屬可能，其過程卻相當繁瑣與複雜。一般通用之做法是，則以連續逼近法 (successive approximation) 之方式決定斷面之性質。

以 LRFD 方式決定設計撓曲強度 $\phi_b M_n$ 時，對加勁或部分加勁與無加勁的受壓翼板，所使用之折減因子稍有不同。這些 ϕ_b 值之計算建立在呆重與活重之比為 1/5 之試驗資料上，所對應之 β 值應介於 2.53 至 4.05 之間，可參見文獻[6.1, 6.2]。

2. [方式二]：依據非彈性保留容量計算

根據 1970 年到 1980 年間，部分學者所進行之冷軋鋼構材非彈性強度之研究顯示[6.3-6.5]。靜不定梁斷面之部分塑化 (partial plastification) 與彎矩再分配現象，使得特定斷面形狀之冷軋鋼梁之非彈性保留強度相當顯著。在妥善控制條件下，此保留強度之運用，可使該類特定構材之設計更加經濟。自 1980 年以來，AISI 規範便規定，滿足特定條件限制之梁，其斷面之標稱強度 M_n 上限為 $1.25M_y$ ， M_y 為有效降伏彎矩。 M_n/M_y 之比值即代表梁斷面之非彈性保留強度。標稱彎矩 M_n 便是考慮斷面部分塑化之非彈性保留強度下，梁之最大彎矩容量。

斷面之非彈性應力分配取決於受壓翼板之最大應變 ϵ_{cu} 。根據康乃爾大學進行之具加勁受壓翼板之帽型斷面研究[6.3]，AISI 規範訂定出最大壓應變上限為 $C_y \epsilon_y$ ， C_y 稱為壓力應變因數，由公式(見第 6-2 頁)決定之，其計算值與 w/t 值之關係表示於圖 C-6.2-2。

以規範中所容許之最大壓應變 ϵ_{cu} 決定中性軸及標稱彎矩 M_n 時，以公式 (C-6.2-2) 與 (C-6.2-3) 計算。

$$\int \sigma dA = 0 \quad (C-6.2-2)$$

$$\int \sigma y dA = M_n \quad (C-6.2-3)$$

其中 σ 為斷面之應力，關於 M_n 之計算亦可參考 ~~2008~~1996 年 AISI 冷軋鋼 **規範設計手冊** 之 Part I [6.6] 或 **Yu 的教科書** [6.7]。

根據 Bambach 與 Rasmussen [6.8、6.9] 在 I-型及槽型斷面在弱軸撓曲的研究，壓力應變係數 C_y 可決定在無加勁肢材斷面上之最大壓力應變， C_y 值與無加勁肢材之 ψ 值及 λ 值有關，詳規範第 4.3.3 節。

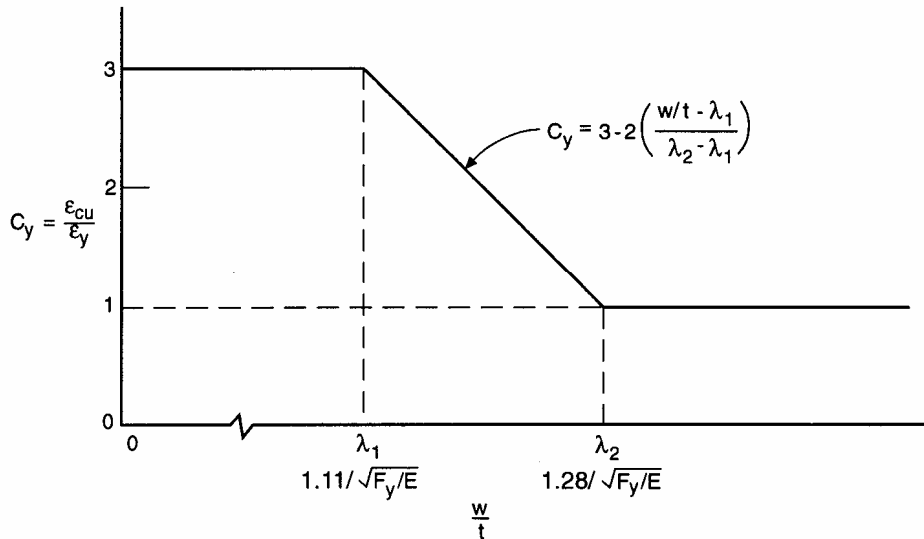


圖 C-6.2-2 不具中間加勁材的受壓加勁肢材之 C_y 值

6.2.2 側向扭轉挫屈強度(抗力)

本節適用於構材具開放型的斷面(第 6.2.2.1 節)與封閉型中空箱型斷面(第 6.2.2.2 節)，封閉型中空圓管斷面規範於第九章，除非另有要求，本節中所列之安全係數及強度折減因子應依第一章之相關設計方法，計算其容許撓曲強度或設計撓曲強度(折減抗力)。

$$\Omega_b = 1.67 \quad (\text{ASD})$$

$$\phi_b = 0.90 \quad (\text{LRFD})$$

6.2.2.1 構材具開放型斷面之側向扭轉挫屈強度(抗力)

本節係針對具 I 型、Z 型、C 型、及其他單軸對稱斷面(但不包括具多重腹板之浪板、U 型及封閉型中空箱型斷面)承受側向扭轉挫屈之撓曲構材。

無側支撐之單軸對稱、雙軸對稱以及點對稱斷面受到側向扭轉挫屈時之標稱強度(抗力) M_n 依下式計算：

$$M_n = S_c F_c \quad (6.2-7)$$

其中

S_c = 以受壓最外緣計算之完全未折減斷面之彈性斷面模數

F_c = 以受壓最外緣達應力狀態 $F_c M_e / S_c$ 時，計算之有效斷面之彈性斷面模數

F_c 可依下列公式計算：

1. 當 $F_e \geq 2.78 F_y$

不承受側向扭曲挫屈構材且彎矩值小於或等於 M_y ，其撓曲強度(抵抗彎矩)應依第 6.2.1 節中(a)方式一計算之。

2. 當 $2.78F_y > F_e > 0.56F_y$

$$F_c = \frac{10}{9} F_y \left(1 - \frac{10F_y}{36F_e} \right) \quad (6.2-8)$$

3. 當 $F_e \leq 0.56 F_y$

$$F_c = F_e \quad (6.2-9)$$

其中

F_y = 設計降伏應力

F_e = 彈性臨界側向扭轉挫屈應力，由下列(1)或(2)公式計算而得

(1) 單軸對稱、雙軸對稱以及點對稱斷面：

(a) 對稱軸彎曲之彎矩，以下式計算

$$F_e = \frac{C_b r_o A}{S_f} \sqrt{\sigma_{ey} \sigma_t} \quad \text{單軸對稱或雙軸對稱斷面} \quad (6.2-10)$$

$$F_e = \frac{C_b r_o A}{2S_f} \sqrt{\sigma_{ey} \sigma_t} \quad \text{點對稱斷面} \quad (6.2-11)$$

其中

$$C_b = \frac{12.5M_{\max}}{2.5M_{\max} + 3M_A + 4M_B + 3M_C} \quad (6.2-12)$$

其中

M_{\max} = 無支撐區段最大彎矩之絕對值

M_A = 無支撐區段 1/4 點位置彎矩之絕對值

M_B = 無支撐區段中點位置彎矩之絕對值

M_C = 無支撐區段 3/4 點位置彎矩之絕對值

上述之 C_b 值可保守的取 1.0，對懸臂自由端無支撐者其 C_b 值應取 1.0。

r_o = 以剪力中心計算之全斷面之極座標迴旋半徑 (polar radius of gyration)

$$= \sqrt{r_x^2 + r_y^2 + x_0^2} \quad (6.2-13)$$

其中

r_x 、 r_y = 以形心主軸計算全斷面之迴旋半徑

x_0 = 斷面剪力中心沿 x-軸至形心之距離，取負值

A = 完全未折減全斷面面積

S_f = 以受壓最外緣計算之完全未折減斷面之彈性斷面模數

$$\sigma_{ey} = \frac{\pi^2 E}{(K_y L_y / r_y)^2} \quad (6.2-14)$$

其中

E = 彈性模數

K_y = 對應 y-軸彎曲之有效長度係數

$L_y =$ 對應 y -軸彎曲之構材無側撐長度

$$\sigma_t = \frac{1}{Ar_o^2} \left[GJ + \frac{\pi^2 EC_w}{(K_t L_t)^2} \right] \quad (6.2-15)$$

其中

$G =$ 剪力模數

$J =$ 斷面之 St. Venant 扭轉常數

$C_w =$ 斷面之翹曲常數

$K_t =$ 扭轉有效長度係數

$L_t =$ 構材扭轉之無側撐長度

具單軸對稱之斷面，剪力中心於對稱軸 x 軸之座標值為負值。

具點對稱斷面如 **Z 型斷面**， x 軸為中性軸垂直於腹板改用 **0.5 M_e** 。

對於雙軸對稱斷面如 **I 型斷面**，單軸對稱之斷面如 **C 型斷面** 或點對稱斷面如 **Z 型斷面** 之 M_e ， F_e 值亦可參考公式(6.2-18)或(6.2-19)下列第(2)項所列公式計算。

(b) 針對垂直於單對稱斷面對稱軸之撓曲，以下式計算

$$F_e = \frac{C_s A \sigma_{ex}}{C_{TF} S_f} \left[j + C_s \sqrt{j^2 + r_o^2 (\sigma_t / \sigma_{ex})} \right] \quad (6.2-16)$$

其中

對應形心，壓應力產生於剪力中心側， C_s 取 +1

對應形心，張應力產生於剪力中心側， C_s 取 -1

$$\sigma_{ex} = \frac{\pi^2 E}{(K_x L_x / r_x)^2} \quad (6.2-17)$$

其中

$K_x =$ 對應 x -軸彎曲之有效長度係數

$L_x =$ 構材對應 x -軸彎曲之無側撐長度

$$C_{TF} = 0.6 - 0.4(M_1/M_2) \quad (6.2-18)$$

其中

M_1 及 $M_2 = M_1$ 為撓曲平面上，無支撐段之較小端點彎矩， M_2 為較大者。 M_1/M_2 之正負號取決於 M_1 與 M_2 是否同向，同向彎曲取正，反向彎曲（單曲率彎曲）取負。若無支撐段中非於端點之任一位置上彎矩大於端點彎矩值， C_{TF} 應為 1。

$$j = \frac{1}{2I_y} \left[\int_A x^3 dA + \int_A xy^2 dA \right] - x_0 \quad (6.2-19)$$

(2) 對 **I 型斷面**、單對稱 **C 型斷面**、或 **Z 型斷面** 對應垂直於腹板之軸線(x -軸)彎曲，下列公式可以計算 F_e 值：

$$F_e = \frac{C_b \pi^2 E d I_{yc}}{S_f (K_y L_y)^2} \quad \text{雙對稱 I 型及單對稱 C 型斷面} \quad (6.2-20)$$

$$F_e = \frac{C_b \pi^2 E d I_{yc}}{2 S_f (K_y L_y)^2} \quad \text{點對稱 Z 型斷面} \quad (6.2-21)$$

其中

d = 斷面深度

I_{yc} = 斷面受壓部分對平行於腹板及通過(全斷面)重心之軸所計算之慣性矩(以未折減之全斷面計算)

其他符號之定義與(1)部分之公式相同。

解說：撓曲構材之彎曲強度不僅由斷面的強度控制，也可能由於支撐長度的不足而發生側向扭轉挫屈，當構材具開放型斷面時之側向扭轉挫屈強度依規範第 6.2.2.1 節設計。

本節適用斷面範圍為 I 型、Z 型、C 型及其他單軸對稱之撓曲構材斷面，不包括多層腹板，U 型與閉合之箱型構材，以及曲型或拱型構材。本節亦不適用於無側向支撐之受壓翼板，有關此類構材請參考第 6.2.3 節第十章。撓曲構材之彎矩容量不僅受到斷面之強度控制，當構材之側撐材不足時，其容量亦受到構材側向挫屈強度之限制。有關側向挫屈強度之計算，依第 6.2.2.1 節之說明進行。

當等翼寬之 I 型梁無側向支撐時，該構材可能因側向扭轉挫屈而破壞。在彈性範圍內，臨界側向挫屈彎矩可由公式(C-6.2-4)決定。

對側向無支撐雙對稱或單軸對稱之撓曲構材，其可能發生側向扭轉挫屈，當簡支梁端點有側向及扭轉支撐時，其彈性臨界側向扭轉挫屈應力可由下列公式(C-6.2-4)計算：

$$\sigma_{cr} = \frac{\pi}{L S_f} \sqrt{E I_y G J \left(1 + \frac{\pi^2 E C_w}{G J L^2} \right)} \quad (C-6.2-4)$$

對於其他的簡支端點條件，可由下列公式(C-6.2-5)計算：

$$\sigma_{cr} = \frac{\pi}{(K_y L_y) S_f} \sqrt{E I_y G J \left(1 + \frac{\pi^2 E C_w}{G J (K_t L_t)^2} \right)} \quad (C-6.2-5)$$

上式中，E 為彈性模數，G 為剪力模數， L_y 及 L_t 是無側撐長度分別對應 y 軸及扭轉， I_y 為對 y 軸之慣性矩， C_w 為翹曲常數(Warping constant of torsion)，J 為 St. Venant 扭轉常數。

當等翼寬之 I 型簡支梁端點有側向及扭轉支撐時，其彈性臨界挫屈應力可由公式(C-6.2-6)決定 [6.10]。

$$\sigma_{cr} = \frac{\pi^2 E}{2 \left(\frac{L}{d}\right)^2} \sqrt{\left(\frac{I_y}{2 I_x}\right)^2 + \left(\frac{J I_y}{2(1+\mu) I_x^2}\right) \left(\frac{L}{\pi d}\right)^2} \quad (C-6.2-6)$$

C-6.2-6 式中，開根號符號下第一項，代表梁之側向撓曲剛度所對應之強度，第二項代表扭轉剛度所對應之強度。對薄板冷軋鋼斷面而言，第一項通常明顯大於第二項。

當 I 型梁具不等長翼寬時，側向挫屈應力以下式計算[6.11]：

$$\sigma_{cr} = \frac{\pi^2 E d}{2L^2 S_{xc}} \left[I_{yc} - I_{yt} + I_y \sqrt{1 + \frac{4GJL^2}{\pi^2 I_y E d^2}} \right] \quad (\text{C-6.2-7})$$

其中， S_{xc} 為相對於受壓最外緣之斷面模數， I_{yc} 及 I_{yt} 分別為全斷面之受壓區及受張區平行於腹板之形心軸的慣性矩，其他符號之定義如前。如果翼寬相等時， $I_{yc} = I_{yt} = I_y/2$ ，則公式(C-6.2-6)與(C-6.2-7)相等。

對於其他的簡支 端點條件時，下列公式可參考應用

$$\sigma_{cr} = \frac{\pi^2 E d}{2(K_y L_y)^2 S_f} \left[I_{yc} - I_{yt} + I_y \sqrt{1 + \frac{4GJ(K_t L_t)^2}{\pi^2 I_y E d^2}} \right] \quad (\text{C-6.2-8})$$

如前所述，公式(C-6.2-7)中代表扭轉剛度之第二項可被忽略掉，因此以 $I_y = I_{yc} + I_{yt}$ 並忽略 $4GJL^2/\pi^2 I_y E d^2$ 項時，公式(C-6.2-7)可改寫為

$$\sigma_{cr} = \frac{\pi^2 E d I_{yc}}{L^2 S_{xc}} \quad (\text{C-6.2-9})$$

上式為考慮均勻撓曲彎矩時所推導而得，且對非均勻撓曲彎矩之情況時為保守估計值。因此，可於式子右邊項乘上一係數 C_b 以修正 σ_{cr} 值如下，

$$\sigma_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E}{L^2 S_{xc} / d I_{yc}} \quad (\text{C-6.2-10})$$

其中，定義 C_b 為撓曲係數(bending coefficient)，可取保守值 1 或由下式計算

$$C_b = 1.75 + 1.05 \left(\frac{M_1}{M_2} \right) + 0.3 \left(\frac{M_1}{M_2} \right)^2 \leq 2.3 \quad (\text{C-6.2-11})$$

式中， M_1 與 M_2 分別為無支撐段之端點撓曲彎矩的較小與較大值。由於 C-6.2-11 式僅適用於彎矩圖為直線變化之情形時。因此，自 1996 年以後 AISI 規範改以 Kirby and Nethercot [6.12]推導之公式(C-6.2-12)取代之，

$$C_b = \frac{12.5 M_{\max}}{2.5 M_{\max} + 3 M_A + 4 M_B + 3 M_C} \quad (\text{C-6.2-12})$$

其中

M_{\max} = 無支撐區段最大彎矩之絕對值

M_A = 無支撐區段 1/4 點位置彎矩之絕對值

M_B = 無支撐區段中點位置彎矩之絕對值

M_C = 無支撐區段 3/4 點位置彎矩之絕對值

C-6.2-12 式適用於無支撐段之各種型式彎矩圖，且對非直線變化彎矩圖之情形(如具固定端之構材)，其結果更加準確。此式與鋼構 LRFD 設計手冊中之規定相同。圖 C-6.2-3 所示為公式(C-6.2-11)與(C-6.2-12)之差異。

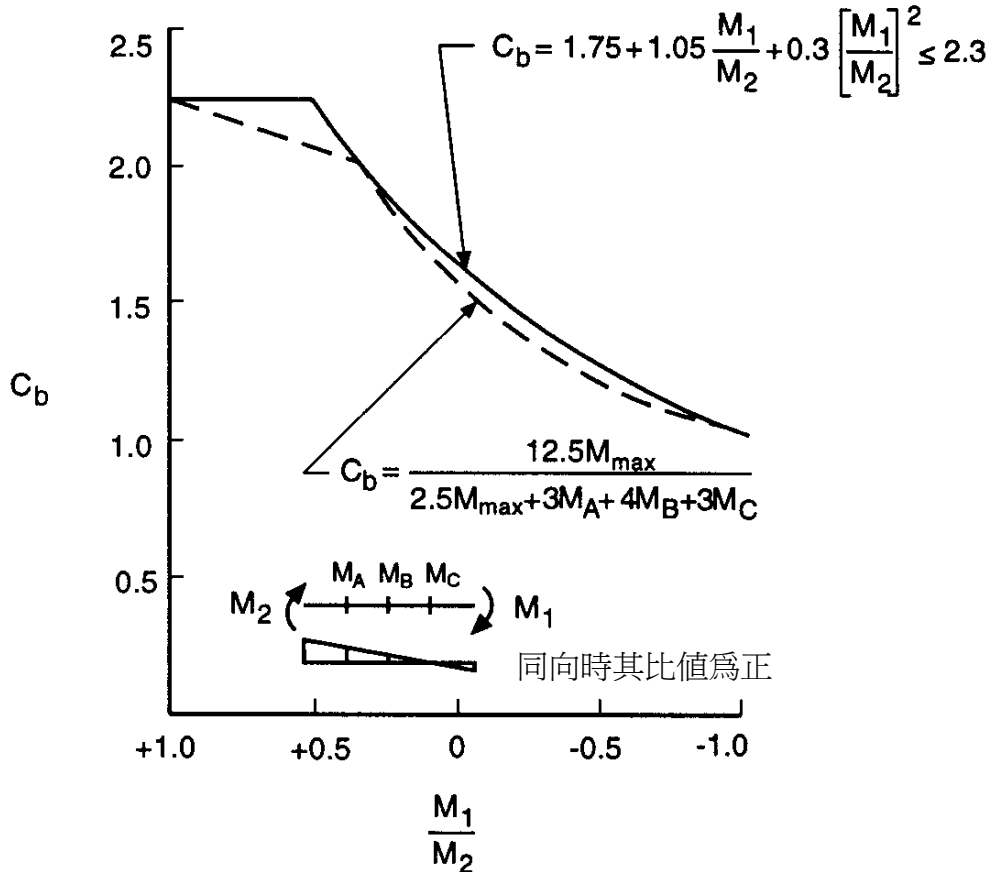


圖 C-6.2-3 直線變化彎矩圖之 C_b 值

以簡化後之公式(C-6.2-10)計算的 I 型梁側向挫屈彈性臨界彎矩，則為公式(C-6.2-13)，此式即公式(6.2-20)。

$$F_e = \frac{C_b \pi^2 E d I_{yc}}{S_f (K_y L_y)^2} \quad (\text{C-6.2-13})$$

需特別注意的是，公式(C-6.2-10)僅適用於，當所計算之理論挫屈應力小於或等於彈性限度值 σ_{pr} 時，冷軋鋼梁構材的彈性挫屈應力。當計算應力超過彈性限度值時，梁之行為將由非彈性挫屈控制。非彈性挫屈應力(F_c)可由公式(C-6.2-14)計算[6.7]：

$$F_c = \frac{10}{9} F_y \left(1 - \frac{10 F_y}{36 F_e} \right) \quad (\text{C-6.2-14})$$

圖 C-6.2-4 所示為側向挫屈強度之彈性與非彈性臨界彎矩值。

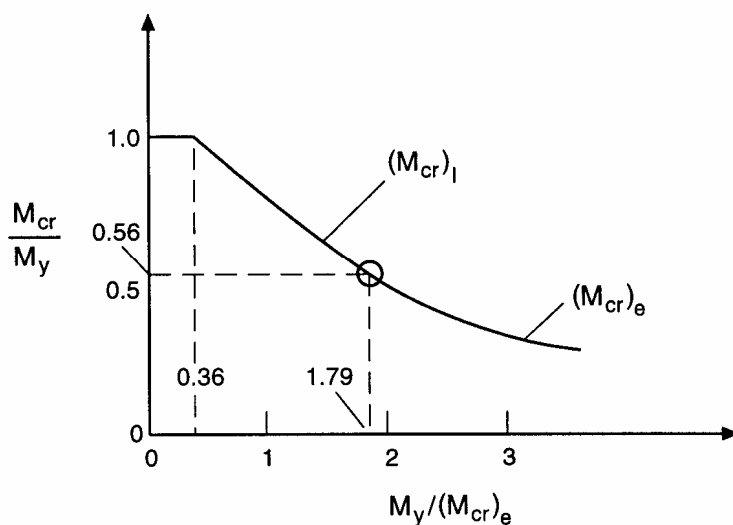


圖 C-6.2-4 側向挫屈強度之彈性與非彈性臨界彎矩

有關 AISI 冷軋鋼規範之演進，公式(C-6.2-10)與(C-6.2-13)早在 1968 年便使用於工作應力設計法中。1986 年以後公式(C-6.2-13)與(C-6.2-14)亦加入規範中，用以計算臨界彎矩值。而 1996 年規範再加兩個計算公式(C-6.2-11)與(C-6.2-12)做為計算彈性臨界彎矩之平行替代方式。此一平行方式主要是由[6.13, 6.14]研究群，早期針對偏心荷重下，薄板斷面之扭轉撓曲挫屈研究結果所發展而來。總言之，這些設計公式皆可應用於單軸、雙軸及點對稱斷面之計算。但需注意的是，點對稱斷面(如具等翼寬之 Z 型斷面)其側向挫屈強度將低於單軸及雙軸對軸斷面。因此，本規範採行 AISI 規範中的保守規定，即點對稱斷面之彈性臨界彎矩為 I 型斷面值之一半。至於非彈性臨界彎矩公式方面，1986 年之 AISI 規範是以下式計算單軸、雙軸及點對稱斷面之非彈性臨界彎矩。

$$(M_{cr})_I = M_y \left(1 - \frac{M_y}{4(M_{cr})_e} \right) \quad (C-6.2-15)$$

惟 1996 年之 AISI 規範，重新使用 1980 年 AISI 規範中，對 I 型或 Z 型斷面之非彈性臨界彎矩規定(即本節相關規定)。

如規範中所規定，彈性挫屈之上限為 $0.56M_y$ 。而非彈性區域之定義是一條由 $0.56 M_y$ 到係數 $(10/9) M_y$ 之強森拋物線(Johnson Parabola)(在無支撐長度為 0 之情形下)。因數 $(10/9)$ 是因斷面受撓曲而部分塑化之假設[6.15]。若設定最大彎矩上限為 M_y ，則 M_y 值可設為 Johnson Parabola 之值，用以計算最大無支撐長度。換言之，不需因側向不穩定而折減彎矩強度之最大長度值。

上述之討論僅限於局部穩定之梁的側向挫屈強度，若為局部不穩定之梁，此時受壓單元之局部挫屈與構材之整體側向挫屈的交互作用，可能導致構材側向挫屈強度之折減。此項因局部挫屈造成臨界彎矩之影響，在本節中亦加以考慮如下：

$$M_n = F_c S_c \quad (C-6.2-16)$$

其中

$F_c =$ 彈性或非彈性臨界側向扭轉挫屈應力

$S_c =$ 以受壓最外緣應力達 M_c/S_f 時，計算之有效斷面之彈性斷面模數當 $\phi_b=0.9$ ，運用本式之標稱側向挫屈強度進行 LRFD 設計時， β 值介於 2.4 至 3.8 之間。

本節探討 I 型、槽型與 Z 型等斷面型式所產生整體斷面旋轉及整體構材側向變位之側向挫屈問題，但對於具如圖 C-6.2-5 所示之 U 型斷面構材與板(加勁材)所形成之複合斷面構材卻不適用。當 U 型斷面之帽緣及加勁材之翼板受壓力時，梁構材之受張力翼板會保持筆直，而不會向側面變形。若無足夠之側向支撐，只有受壓翼板傾向於向單獨側向挫屈，並伴隨腹板在垂直其本身方向上之撓曲變形，如圖 C-6.2-6 所示。

至於詳細之 U 型斷面側向挫屈分析相當複雜，可參考 AISI 設計手冊相關之輔助說明。

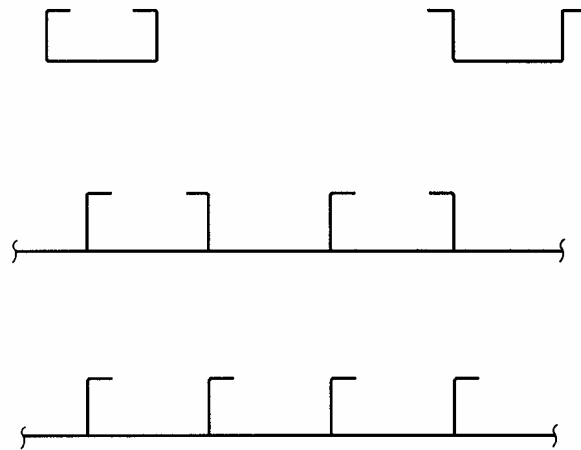


圖 C-6.2-5 板與加勁肢材形成之複合斷面



圖 C-6.2-6 U 型斷面梁之側向挫屈

至於詳細之 U 型斷面側向挫屈分析相當複雜，可參考 AISI 設計手冊相關之輔助說明。

6.2.2.2 閉合箱型構材之側向扭轉挫屈強度(抗力)

本節係針對閉合箱型之構材，其標稱撓曲強度(抵抗彎矩) M_n 以本節所示的公式計算。

若構件之無側撐長度小於或等於 L_u ，則其標稱撓曲強度(抵抗彎矩)應依第 6.2.1 節計算， L_u 之計算公式如下：

$$L_u = \frac{0.36C_b\pi}{F_r S_f} \sqrt{EGJ_y} \quad (6.2-22)$$

上式中的係數定義詳見 C3.1.2.1。

若構件之無側撐長度大於上列計算之 L_u ，則其標稱撓曲強度(抵抗彎矩)應依第 6.2.2.1 節計算，其中之彈性臨界側向扭轉挫屈應力 F_e 計算公式如下：

$$F_e = \frac{C_b\pi}{K_y L_y S_f} \sqrt{EGJ_y} \quad (6.2-23)$$

其中

J = 箱型構材斷面之扭轉常數

I_y = 平行於腹板及通過全斷面形心之軸所計算的慣性矩

其他係數詳見第 6.2.2.1 節之定義。

解說：由於閉合箱型斷面高抗扭勁度的特性，側向扭轉挫屈在典型的設計考慮中並不常見。由於較大的 L_u 值，變形的限制往往掌控在大部分的設計。當構材無支撐長度大於 L_u ，側向扭轉挫屈還是有可能成為設計時的控制因素。

在計算閉合箱型斷面之側向扭轉挫屈應力時，翹曲常數(C_w)或許可以被忽略，主要是因為箱形斷面的非均勻翹曲的影響是很小的。本節公式(6.2-23)的發展可參考 SSRC Guide [6.15]。閉合箱型斷面聖萬能扭轉常數 J (Saint-Venant torsional constant)，在忽略其彎折處迴轉半徑的情形下，可以保守的計算如下：

$$J = \frac{2(ab)^2}{(a/t_1) + (b/t_2)} \quad (C-6.2-17)$$

其中

a = 腹板間中心線的距離

b = 翼板間中心線的距離

t_1 = 翼板厚度

t_2 = 腹板厚度

原第 6.2.3 節 翼板以貫穿式接合於鋼承板或外覆板之梁—移至第十章 10.6.1 節

原第 6.2.4 節 翼板連接屋頂系統摺板之梁—移至第十章第 10.6.2 節

6.2.3 扭曲挫屈強度(抗力)

本節適用 I 型、Z 型、C 型及開放型斷面構件且其壓力翼板具邊緣加勁材，不包括符合第 10.6.1 及 10.6.2 節之構材，其標稱撓曲強度(抵抗彎矩)應依下列公式計算，本節中所列之安全係數及強度折減因子應依第一章之相關設計方法計算其容許撓曲強度或設計撓曲強度(折減抗力)。

$$\Omega_b = 1.67 \quad (\text{ASD})$$

$$\phi_b = 0.90 \quad (\text{LRFD})$$

$$\text{當 } \lambda_d \leq 0.673 \quad (6.2-24)$$

$$M_n = M_y$$

$$\text{當 } \lambda_d > 0.673$$

$$M_n = \left[1 - 0.22 \left(\frac{M_{crd}}{M_y} \right)^{0.5} \right] \left(\frac{M_{crd}}{M_y} \right)^{0.5} M_y \quad (6.2-25)$$

其中

$$\lambda_d = \sqrt{M_y / M_{crd}} \quad (6.2-26)$$

$$M_y = S_{fy} F_y \quad (6.2-27)$$

其中

S_{fy} = 未折減斷面最外緣達降伏時計算的彈性斷面模數

$$M_{crd} = S_f F_d \quad (6.2-28)$$

其中

S_f = 以受壓最外緣計算之完全未折減斷面之彈性斷面模數

F_d = 依本下列 1、2 或 3 項所計算之彈性扭曲挫屈應力

1. 無束制具突唇 C 型及 Z 型斷面之簡化設計

對具突唇之 C 型及 Z 型斷面在壓力翼板上無扭轉束制，並符合本章節之尺度限制，公式 6.2-29 可以保守計算扭曲挫屈應力 F_d ，當構材超出本節規定尺度限制時，可選擇由本節之 2 項或 3 項計算之。

尺度限制：

$$(1) 50 \leq h_o/t \leq 200$$

$$(2) 25 \leq b_o/t \leq 100$$

$$(3) 6.25 < D/t \leq 50$$

$$(4) 45^\circ \leq \theta \leq 90^\circ$$

$$(5) 2 \leq h_o/b_o \leq 8$$

$$(6) 0.04 \leq D \sin \theta / b_o \leq 0.5$$

其中

h_o = 腹板全寬

b_o = 翼板全寬

D = 突唇總長，詳圖 C-4.5-1

t = 鋼板厚

θ = 突唇之角度，詳圖 C-4.5-1

扭曲挫屈應力 F_d 應計算如下：

$$F_d = \beta k_d \frac{\pi^2 E}{12(1-\mu^2)} \left(\frac{t}{b_o} \right)^2 \quad (6.2-29)$$

其中

β = 考慮彎矩坡度時之係數，可以保守的取 1.0

$$= 1.0 \leq 1 + 0.4(L/L_m)^{0.7} (1 - M_1/M_2)^{0.7} \leq 1.3 \quad (6.2-30)$$

其中

L = L_{cr} 與 L_m 較小者

其中

$$L_{cr} = 1.2 h_o \left(\frac{b_o D \sin \theta}{h_o t} \right)^{0.6} \leq 10 h_o \quad (6.2-31)$$

L_m = 束縛扭曲挫屈之束制間距(對有連續束制的構材， $L_m = L_{cr}$)

M_1 與 M_2 = 在梁無側撐段中(L_m)最小及最大之端點彎矩；當彎矩造成反轉曲率時 M_1/M_2 為負，當彎矩造成單曲率時 M_1/M_2 為正

$$k_d = 0.5 \leq 0.6 \left(\frac{b_o D \sin \theta}{h_o t} \right)^{0.7} \leq 8.0 \quad (6.2-32)$$

E = 彈性模數

μ = 伯松比

2. 對 C 及 Z 型斷面，加勁受壓翼板一邊為腹板，另一邊為簡單突唇或複雜的邊緣加勁肢

本節可應用於任何開口斷面具單一腹板及加勁受壓翼板，包括符合本節第 1 項所限制的斷面，其扭曲挫屈應力 F_d 應依公式 6.2-33 計算如下：

$$F_d = \beta \frac{k_{\phi fe} + k_{\phi we} + k_{\phi}}{\tilde{k}_{\phi fg} + \tilde{k}_{\phi wg}} \quad (6.2-33)$$

其中

$$\beta = \text{考慮彎矩坡度時之係數，可以保守的取 } 1.0 \\ = 1.0 \leq 1 + 0.4(L/L_m)^{0.7} (1 - M_1/M_2)^{0.7} \leq 1.3 \quad (6.2-34)$$

其中

$L = L_{cr}$ 與 L_m 之較小者

其中

$$L_{cr} = \left(\frac{4\pi^4 h_o (1 - \mu^2)}{t^3} \left(I_{xf} (x_o - h_x)^2 + C_{wf} - \frac{I_{xyf}^2}{I_{yf}} (x_o - h_x)^2 \right) + \frac{\pi^4 h_o^4}{720} \right)^{1/4}$$

(6.2-35)

其中

h_o = 腹板全寬

h_x = 翼板形心至翼板剪力中心在 x 軸方向之距離

I_{xf} = 翼板在 x 軸之慣性矩

I_{yf} = 翼板在 y 軸之慣性矩

I_{xyf} = 翼板之慣性矩積

t = 鋼板厚度

x_o = 翼板形心至翼板與腹板交接處在 x 軸方向之距離

C_{wf} = 翼板翹曲扭轉常數

μ = 伯松比

上示符號中， I_{xf} 、 I_{yf} 、 I_{xyf} 、 C_{wf} 、 x_o 及 h_x 是含邊緣加勁材的受壓翼板以翼板形心在 x - y 座標系統上的性質， x 軸在形心向右方向為正， y 軸在其形心向下方向為正

L_m = 束縛扭曲挫屈之束制間距(對有連續束制的構材， $L_m = L_{cr}$)

M_1 與 M_2 = 在梁無側撐段中(L_m)最小及最大之端點彎矩；當彎矩造成反轉曲率時 M_1/M_2 為負，當彎矩造成單曲率時 M_1/M_2 為正

$k_{\phi fe}$ = 由翼板至翼板與腹板交接處所提供之彈性旋轉勁度

$$= \left(\frac{\pi}{L} \right)^4 \left(EI_{xf} (x_o - h_x)^2 + EC_{wf} - E \frac{I_{xyf}^2}{I_{yf}} (x_o - h_x)^2 \right) + \left(\frac{\pi}{L} \right)^2 GJ_f$$

(6.2-36)

其中

E = 鋼材彈性模數

G = 剪力模數

J_f = 含邊緣加勁材的受壓翼板，對於以翼板形心在 x - y 座標系統上的聖萬能扭矩常數， x 軸在形心向右方向為正， y 軸在其形心向下方向為正

$k_{\phi we}$ = 由腹板至翼板與腹板交接處所提供之彈性旋轉勁度

$$= \frac{Et^3}{12(1-\mu^2)} \left(\frac{3}{h_o} + \left(\frac{\pi}{L} \right)^2 \frac{19h_o}{60} + \left(\frac{\pi}{L} \right)^4 \frac{h_o^3}{240} \right) \quad (6.2-37)$$

k_{ϕ} = 由構材束制元件(側支撐、外覆材等)至翼板與腹板交接處所提供之旋轉勁度(當壓翼板無束制時 $k_{\phi} = 0$)

$\tilde{k}_{\phi fg}$ = 由翼板至翼板與腹板交接處所提供之幾何旋轉勁度(除以 F_d)

$$= \left(\frac{\pi}{L} \right)^2 \left[A_f \left((x_o - h_x)^2 \left(\frac{I_{xyf}}{I_{yf}} \right)^2 - 2y_o (x_o - h_x) \left(\frac{I_{xyf}}{I_{yf}} \right) + h_x^2 + y_o^2 \right) + I_{xf} + I_{yf} \right] \quad (6.2-38)$$

其中

A_f = 含邊緣加勁材的受壓翼板，對於以翼板形心在 x - y 座標系統上的全斷面積， x 軸在形心向右方向為正， y 軸在其形心向下方向為正

y_o = 翼板形心至翼板剪力中心在 y 軸方向之距離

$\tilde{k}_{\phi wg}$ = 由腹板至翼板與腹板交接處所提供之幾何旋轉勁度(除以 F_d)

$$= \frac{h_o t \pi^2}{13440} \left(\frac{[45360(1-\xi_{web}) + 62160] \left(\frac{L}{h_o} \right)^2 + 448\pi^2 + \left(\frac{h_o}{L} \right)^2 [53 + 3(1-\xi_{web})] \pi^4}{\pi^4 + 28\pi^2 \left(\frac{L}{h_o} \right)^2 + 420 \left(\frac{L}{h_o} \right)^4} \right) \quad (6.2-39)$$

其中

$\xi_{web} = (f_1 - f_2) / f_1$ ，腹板之應力坡降，其中 f_1 及 f_2 是腹板兩端的應力， $f_1 > f_2$ ， f 為壓力時是正值， f 為拉力時是負值，應力計算是以全斷面為基準，例如在純對稱彎曲時 $f_1 = f_2$ ，因此 $\xi_{web} = 2$

3. 合理化彈性挫屈分析

任一含扭曲挫屈之合理的彈性挫屈分析可被允許使用，而取代本節第 1 項及第 2 項之內容，其安全係數及強度折減係數應依本節之規定

解說：扭曲挫屈是一種不穩定的行為，它可以發生在具端點加勁肢材的構件，例如 C 及 Z 型的斷面，此種挫屈模式發生在整個翼板的不穩定，即整個翼板含突唇在對翼板與腹板交界處作旋轉，扭曲挫屈的挫屈波長是較局部挫屈長的多，較側向扭轉挫屈短許多，規範第 4.5 節中考量了部份的扭曲挫屈，但是研究顯示此種扭曲挫屈需要另外的限制檢核。

用以計算扭曲挫屈標稱強度的規範公式(6.2-25)是經過試驗證實，公式

(6.2-25)最初是為直接強度法[6.16]所發展出來的，其中公式所用的安全係數與折減係數的校定可詳文獻[6.17]。

若符合下列條件之一，構材的強度是不太可能由扭曲挫屈控制：(a)腹板之細長比過大而提早發生局部挫屈例如 C 型斷面，(b)具足夠的端點加勁肢材穩定住翼板如 C 型斷面而非 Z 型斷面，(c)無支撐長度過大以致於撓曲或撓曲-扭轉挫屈強度控制，(d)翼板與板材或外覆材相連結提供足夠的旋轉束制。

在計算扭曲挫屈強度時最困難是在如何預估彈性扭曲挫屈應力 F_a ，由於計算的複雜性，規範提供了三個選項：(a) 針對無束制的 C-及 Z-型斷面，規範第 6.2.3(1)節提供保守的預測值；(b) 規範第 6.2.3(2)節提供較完整的方法應用於 C-及 Z-型斷面，及其他具單一腹板與翼板的開放斷面；(c)或規範第 6.2.3(3)節提供用合理的彈性挫屈分析。在規範第 6.2.3(1)節中的公式假設壓力翼板無束制，但是規範第 6.2.3(2)及(3)節中允許旋轉束制 k_ψ 以考量翼板旋轉的約束， k_ψ 值可參詳規範第 6.2.3 節中的解說。

1. 具突唇無束制 C 及 Z 型斷面之簡化設計

對於具突唇的 C 及 Z 型斷面，規範第 6.2.3(1)節提供保守的預估扭曲挫屈應力值 F_a ，這是特別演導成保守的簡化公式，對多數普通的斷面，規範第 6.2.3(1)節可用以證明柱的扭曲挫屈不會控制其強度。

2. 對 C 及 Z 型或帽型斷面或其他開口斷面具等長加勁壓力翼板，其加勁肢可為突唇或複雜的邊緣加勁肢

對於其他開口斷面具等長加勁壓力翼板或複雜的邊緣加勁肢，規範第 6.2.3(2)節提供一個基本方法計算。應力值 F_a ，對 C 及 Z 型斷面，它也提供比 6.2.3(1)節較精準的答案，這些公式是由文獻[6.18]所發表並經確認[6.19]。因為這些公式較複雜，對 C 及 Z 型斷面的幾何性質可由表 C-6.2-1 的公式計算。

3. 合理化彈性挫屈分析

合理化的彈性挫屈分析包括任何的運用力學原則，求得一正確的彈性扭曲挫屈應力，本法非使用特定的合理方法來計算強度，有許多的合理計算及分析的方法可以求得高準度的彈性挫屈彎矩，詳細的說明可參詳文獻[6.17]得附錄 1。本章節使用的安全係數及折減係數可應用於多數的斷面承受扭曲挫屈，只要構件是符合本規範之幾何限制，相同的安全係數及折減係數可應用於該構件。

表 C-6.2-1 C 及 Z 型斷面的翼板幾何性質

$A_f = (b+d)t$ $J_f = \frac{1}{3}bt^3 + \frac{1}{3}dt^3$ $I_{xf} = \frac{t(t^2b^2 + 4bd^3 + t^2bd + d^4)}{12(b+d)}$ $I_{yf} = \frac{t(b^4 + 4db^3)}{12(b+d)}$ $I_{xyf} = \frac{tb^2d^2}{4(b+d)}$ $C_{wf} = 0$ $x_o = \frac{b^2}{2(b+d)}$ $h_x = \frac{-(b^2 + 2db)}{2(b+d)}$ $h_y = y_o = \frac{-d^2}{2(b+d)}$	$A_f = (b+d)t$ $J_f = \frac{1}{3}bt^3 + \frac{1}{3}dt^3$ $I_{xf} = \frac{t(t^2b^2 + 4bd^3 - 4bd^3(\cos^2\theta) + t^2bd + d^4 - d^4\cos^2(\theta))}{12(b+d)}$ $I_{yf} = \frac{t(b^4 + 4db^3 + 6d^2b^2\cos(\theta) + 4d^3b\cos^2(\theta) + d^4\cos^2(\theta))}{12(b+d)}$ $I_{xyf} = \frac{tbd^2\sin(\theta)(b + d\cos(\theta))}{4(b+d)}$ $C_{wf} = 0$ $x_o = \frac{b^2 - d^2\cos(\theta)}{2(b+d)}$ $h_x = \frac{-(b^2 + 2db + d^2\cos(\theta))}{2(b+d)}$ $h_y = y_o = \frac{-d^2\sin(\theta)}{2(b+d)}$

6.3 剪力強度

6.3.1 腹板無開孔之剪力強度(抗力)

任一斷面之標稱剪力強度(抗力) V_n 可依下列公式(6.3-1)規定計算，本節中所列之安全係數及強度折減因子應依第一章相關設計方法計算其容許剪力強度或設計剪力強度(折減抵抗剪力)。

$$V_n = A_w F_v \quad (6.3-1)$$

$$\Omega_b = 1.60 \quad (\text{ASD})$$

$$\phi_b = 0.95 \quad (\text{LRFD})$$

1. 若 $h/t \leq \sqrt{Ek_v/F_y}$

$$F_v = 0.6F_y \quad (6.3-2)$$

2. 若 $\sqrt{Ek_v/F_y} < h/t \leq 1.51\sqrt{Ek_v/F_y}$

$$F_v = \frac{0.60\sqrt{Ek_v F_y}}{(h/t)} \quad (6.3-3)$$

3. 若 $h/t > 1.51\sqrt{Ek_v/F_y}$

$$F_v = \frac{\pi^2 Ek_v}{12(1-\mu^2)(h/t)^2} = 0.904Ek_v/(h/t)^2 \quad (6.3-4)$$

其中

$V_n =$ 梁之標稱剪力強度(抗力)

$A_w =$ 腹板面積 = ht

$h =$ 腹板平板段之深度

$t =$ 腹板厚度

$F_v =$ 標稱剪應力

$E =$ 鋼材彈性模數

$k_v =$ 剪力挫屈係數，由下列(1)或(2)公式計算：

(1) 未加強之腹板

$$k_v = 5.34$$

(2) 梁腹板其橫向加勁配置方式能滿足第 6.8 節規定者

當 $a/h \leq 1.0$

$$k_v = 4.00 + \frac{5.34}{(a/h)^2} \quad (6.3-5)$$

當 $a/h > 1.0$

$$k_v = 5.34 + \frac{4.00}{(a/h)^2} \quad (6.3-6)$$

其中

$a =$ 無加勁腹板間之長度

= 橫向加勁材間之淨距離

$F_y =$ 設計降伏強度

$\mu =$ 伯松比 = 0.3

由二片及二片以上薄板組成之腹板，各薄板應視為單獨之肢材加以考慮，其載重為分配至該肢材部分之剪力。

解說：梁腹板之剪力強度(抗力)依照 h/t 比值與鋼材之力學性質，由降伏或者挫屈行為所控制。對於 h/t 比值很小之梁腹板，其標稱剪力強度(抗力)受剪力降伏所控制，

$$V_n = A_w \tau_y = A_w F_y / \sqrt{3} \cong 0.6F_y ht \quad (C-6.3.1-1)$$

其中

A_w 為梁腹板面積 = ht

τ_y 為鋼材之剪力降伏應力，其值可為 $F_y/\sqrt{3}$

至於 h/t 比值很大之梁腹板，其標稱剪力強度則由彈性剪力挫屈控制，

$$V_n = A_w \tau_{cr} = \frac{k_v \pi^2 E A_w}{12(1 - \mu^2)(h/t)^2} \quad (\text{C-6.3.1-2})$$

其中

τ_{cr} = 彈性範圍內之臨界剪力挫屈應力

k_v = 剪力挫屈係數

E = 彈性模數

μ = 柏森比

h = 腹板深度

t = 腹板厚度

當 $\mu = 0.3$ 時，可得剪力強度(抗力) V_n ，

$$V_n = 0.905 E k_v t^3 / h \quad (\text{C-6.3.1-3})$$

至於 h/t 值適中之梁腹板，其標稱剪力強度(抗力)則由非彈性剪力挫屈決定之，

$$V_n = 0.64 t^2 \sqrt{k_v F_y E} \quad (\text{C-6.3.1-4})$$

本節規範對於有或無橫向腹板加勁材之梁或平板之設計皆適用。所列之標稱強度計算公式也與 LRFD 鋼結構設計規範規定相同。

6.3.2 C 型斷面腹板有開孔之剪力強度(抗力)

本章節內容應符合下列之限制條件：

- (1) $d_h/h \leq 0.7$
- (2) $h/t \leq 200$
- (3) 開孔中心位於腹板中央
- (4) 開孔間之淨距 $\geq 457 \text{ mm}$
- (5) 非圓形開孔之轉角半徑 $\geq 2t$
- (6) 非圓形開孔之 $d_h \leq 64 \text{ mm}$ 及 $L_h \leq 114 \text{ mm}$
- (7) 圓形開孔之直徑 $\leq 152 \text{ mm}$ 及
- (8) $d_h > 14 \text{ mm}$

其中

d_h = 腹板開孔深度

h = 腹板平板段之深度

t = 腹板厚度

L_h = 腹板開孔長度

當 C 型斷面腹板有開孔時，其剪力強度除應依第 6.3.1 節計算，且要乘以一折減係數 **q_s**，定義如下所示。

當 **c/t ≥ 54**

$$q_s = 1.0$$

當 **5 ≤ c/t < 54**

$$q_s = c/(54t) \quad (6.3-7)$$

其中

$$c = h/2 - d_h / 2.83 \quad \text{適用於圓形開孔} \quad (6.3-8)$$

$$= h/2 - d_h / 2 \quad \text{適用於非圓形開孔} \quad (6.3-9)$$

解說：文獻[6.20、6.21]研究具腹板開孔的 C-型斷面，因為腹板開孔導致腹板剪力強度的降低，公式 **q_s** 是考量腹板預先的鑽孔及現場切割孔，有關詳細之實驗內容及條件可參詳文獻[6.20、6.21]。本章節也適用於其他的腹板開孔型式，可利用虛擬孔洞之概念，如設計長方形的開孔是依幾何虛構的圓形開孔，而非實際的開孔，此部分可參考 AISI 規範解說的 B2.4 節[6.17]。

6.4 撓曲 - 剪力強度

6.4.1 容許強度法(ASD)

當梁承受彎矩及剪力，其所需之撓曲強度 **M** 及所需之剪力強度 **V** 應分別小於 **M_n/Ω_b** 及 **V_n/Ω_v**。

腹板未加強之梁，其所需之撓曲強度 **M** 及所需之剪力強度 **V** 應滿足下列之交互作用方程式：

$$\sqrt{\left(\frac{\Omega_b M}{M_{nxo}}\right)^2 + \left(\frac{\Omega_v V}{V_n}\right)^2} \leq 1.0 \quad (6.4-1)$$

腹板具橫向加勁材之梁，當 **Ω_bM/M_{nxo} > 0.5** 及 **Ω_vV/V_n > 0.7**，其撓曲強度 **M** 及剪力強度 **V**，應滿足下列之交互作用方程式：

$$0.6 \left(\frac{\Omega_b M}{M_{nxo}}\right) + \left(\frac{\Omega_v V}{V_n}\right) \leq 1.3 \quad (6.4-2)$$

其中

M_n = 僅受撓曲時之標稱撓曲強度

Ω_b = 撓曲之安全係數見第 6.2.1 節

M_{nxo} = 由第 6.2.1 節所決定，對通過形心 **x** 軸之標稱撓曲強度

$\Omega_v =$ 剪力之安全係數見第 6.3 節

$V_n =$ 僅受剪力時之標稱剪力強度

6.4.2 載重及強度係數法(LRFD)

當梁承受彎矩及剪力，其所需之撓曲強度 M_u 及所需之剪力強度 V_u 應分別小於 $\phi_b M_n$ 及 $\phi_v V_n$ 。

腹板未加強之梁，其所需之撓曲強度 M_u 及所需之剪力強度 V_u 應滿足下列之交互作用方程式：

$$\sqrt{\left(\frac{M_u}{\phi_b M_{nxo}}\right)^2 + \left(\frac{V_u}{\phi_v V_n}\right)^2} \leq 1.0 \quad (6.4-3)$$

腹板具橫向加勁材之梁，當 $M_u / (\phi_b M_{nxo}) > 0.5$ 及 $V_u / (\phi_v V_n) > 0.7$ ，其撓曲強度 M_u 及剪力強度 V_u ，應滿足下列之交互作用方程式：

$$0.6 \left(\frac{M_u}{\phi_b M_{nxo}}\right) + \left(\frac{V_u}{\phi_v V_n}\right) \leq 1.3 \quad (6.4-4)$$

其中

$M_n =$ 僅受撓曲時之標稱撓曲強度

$M_u =$ 所需之撓曲強度

$M_{nxo} =$ 由第 6.2.1 節所決定，對通過形心 x 軸之標稱撓曲強度

$\phi_b =$ 撓曲之折減因數(見第 6.2.1 節)

$V_n =$ 僅受剪力時之標稱剪力強度

$V_u =$ 所需之剪力強度

$\phi_v =$ 剪力之折減因數(見第 6.3 節)

解說：懸臂梁與連續梁支承處，通常同時受到顯著之撓曲應力與剪應力。因此，對於此類構材梁腹板之設計，必須加以規定，防止其撓曲與剪應力聯合作用下，產生挫屈現象。

Bleich[6.22]研究指出，無連結之矩形平板受撓曲與剪力共同作用下之臨界組合應力，可採下列之交互作用公式(單位圓的部份)：

$$\left(\frac{f_b}{f_{cr}}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{cr}}\right)^2 = 1.0 \quad (C-6.4-1a)$$

或

$$\sqrt{\left(\frac{f_b}{f_{cr}}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{cr}}\right)^2} = 1.0 \quad (C-6.4-1b)$$

其中，

- f_b = 實際之撓曲壓應力
- f_{cr} = 純撓曲狀態下之理論挫屈應力
- τ = 實際之剪應力
- τ_{cr} = 純剪力狀態下之理論挫屈應力

研究亦發現具足夠橫向加勁材之梁腹板，由於斜向張力場作用（diagonal tension field action）之故，上式之計算值趨於保守[6.23]。因此，對於滿足第 6.8 節加勁材規定之梁腹板，其計算可以下式為之，

$$0.6 \frac{f_b}{f_{bmax}} + \frac{\tau}{\tau_{max}} = 1.3 \quad (C-6.4-2)$$

圖 C-6.4-1 所示為公式(C-6.4-2)與具斜向張力場作用之梁腹板的試驗值間之關係。

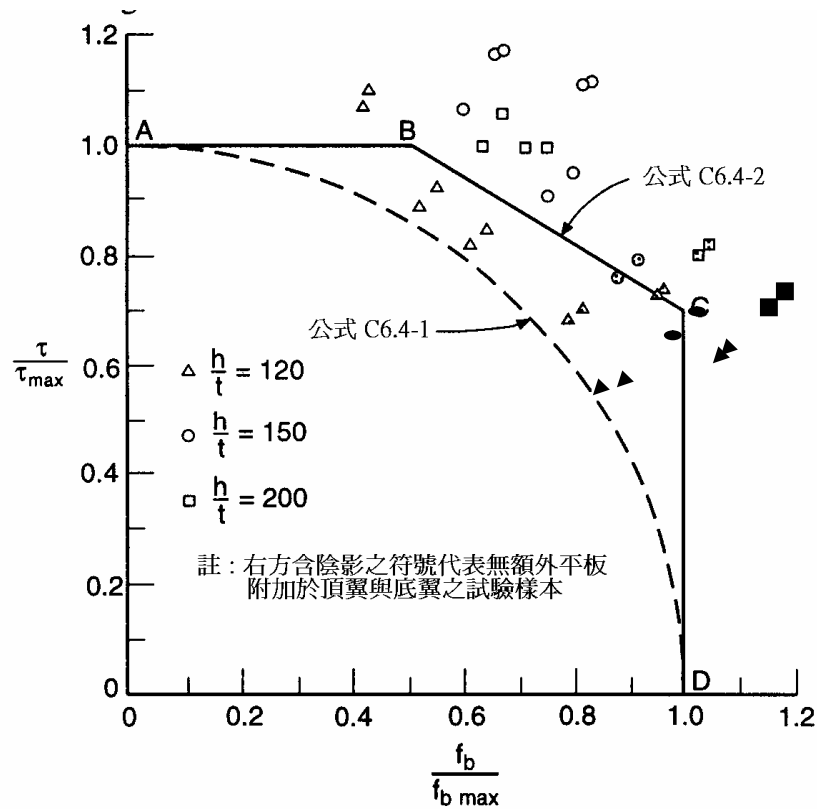


圖 C-6.4-1 τ/τ_{max} 與 f_b/f_{bmax} 之交互作用圖

在容許強度法(ASD)使用的公式(6.4-1)及公式(6.4-2)是分別依據上述公式(C-6.4-1b)及公式(C-6.4-2)以容許彎矩 M_{nx0}/Ω_b 及容許剪力 V_n/Ω_v 而得。在載重及強度係數設計法(LRFD)彎曲與剪力交互作用使用的公式(6.4-3)及公式(6.4-4)也是分別依據上述公式(C-6.4-1b)及公式(C-6.4-2)以其所需與設計強度而得。

6.5 腹板皺曲強度

6.5.1 腹板無開孔之腹板皺曲強度(抗力)

標稱腹板皺曲強度(抗力) P_n 應依下列公式(6.5-1)或(6.5-2)計算。在表 6.5-1 至表 6.5-5 中所列之安全係數及強度折減因子應依第一章之相關設計方法計算其容許強度或設計強度(折減抗力)。

$$P_n = Ct^2 F_y \sin \theta (1 - C_R \sqrt{\frac{R}{t}}) \left(1 + C_N \sqrt{\frac{N}{t}} \right) (1 - C_h \sqrt{\frac{h}{t}}) \quad (6.5-1)$$

其中

P_n = 標稱腹板皺曲強度(抗力)

C = 係數，詳表 6.5-1、表 6.5-2、表 6.5-3、表 6.5-4 或表 6.5-5

t = 腹板厚度

F_y = 腹板設計降伏應力

θ = 腹板平面與承載平面之夾角($45^\circ \leq \theta \leq 90^\circ$)

C_R = 內彎曲半徑係數，詳表 6.5-1、表 6.5-2、表 6.5-3、表 6.5-4 或表 6.5-5

R = 內彎曲半徑

C_N = 承壓板長度係數，詳表 6.5-1、表 6.5-2、表 6.5-3、表 6.5-4 或表 6.5-5

N = 承壓板長度(最少 19 mm)

C_h = 腹板長細係數，詳表 6.5-1、表 6.5-2、表 6.5-3、表 6.5-4 或表 6.5-5

h = 腹板平板段之深度

對於 C 或 Z 型斷面且有懸臂端時承受端點單翼(EOF)載重，其標稱腹板皺曲強度(抗力) P_{nc} 可由下列公式計算，但不得大於內部單翼載重(IOF)時之強度。

$$P_{nc} = \alpha P_n \quad (6.5-2)$$

其中

P_{nc} = C -或 Z -型斷面且有懸臂端時之標稱腹板皺曲強度(抗力)

$$\alpha = \frac{1.34(L_o/h)^{0.26}}{0.009(h/t) + 0.3} \geq 1.0 \quad (6.5-3)$$

其中

L_o = 懸臂端長度，梁端至承壓板邊緣之距離

P_n = 端點單翼(EOF)載重時之標稱腹板皺曲強度(抗力)，依公式(6.5-1)及表 6.5-2、表 6.5-3 計算。

公式(6.5-2)須符合以下限制： $0.5 \leq L_o/h \leq 1.5$ 及 $h/t \leq 154$ ，當 L_o/h 或 h/t 超出此限制時 $\alpha = 1$ 。

撓曲構材腹板之深厚比 h/t 大於 200 者，應有適當之傳力路徑將集中載重

及或反力傳至腹板中。

P_n 及 P_{nc} 代表連接上翼板與下翼板之單一實心(無開孔)腹板受到集中載重或反力時之標稱皺曲強度。對於具兩個及兩個以上腹板之構材， P_n 及 P_{nc} 應以各單獨之腹板之計算值相加而得。

單翼載重或反力的定義，是當鄰近對向集中荷重或反力間之承壓板邊緣之淨距離大於或等於 $1.5h$ 。

雙翼載重或反力的定義，是當鄰近對向集中荷重或反力間之承壓板邊緣之淨距離小於 $1.5h$ 。

端點載重或反力的定義，是當承壓板邊緣至梁末端的距離小於或等於 $1.5h$ 。

內部載重或反力的定義，是當承壓板邊緣至梁末端的距離大於 $1.5h$ 。

表 6.5-1 適用於由兩個槽型斷面背對背所組成的 I-型梁，其中 $h/t \leq 200$ 、 $N/t \leq 210$ 、 $N/h \leq 1.0$ 及 $\theta = 90^\circ$ ，詳本節詳細之解說。

表 6.5-1 組合斷面之安全係數、強度折減因子及相關係數

支承及加勁條件		載重條件	C	C_R	C_N	C_h	Ω_w	ϕ_w	限制	
支承鎖固	加勁或部分加勁翼板	單翼載重或反力	端點	10	0.14	0.28	0.001	2.00	0.75	$R/t \leq 5$
			內部	20.5	0.17	0.11	0.001	1.75	0.85	$R/t \leq 5$
支承無鎖固	加勁或部分加勁翼板	單翼載重或反力	端點	10	0.14	0.28	0.001	2.00	0.75	$R/t \leq 5$
			內部	20.5	0.17	0.11	0.001	1.75	0.85	$R/t \leq 5$
		雙翼載重或反力	端點	15.5	0.09	0.08	0.04	2.00	0.75	$R/t \leq 5$
			內部	36	0.14	0.08	0.04	2.00	0.75	$R/t \leq 5$
	無加勁翼板	單翼載重或反力	端點	10	0.14	0.28	0.001	2.00	0.75	$R/t \leq 5$
			內部	20.5	0.17	0.11	0.001	1.75	0.85	$R/t \leq 5$

表 6.5-2 適用於具單腹板之槽型及 C-型斷面梁，其中 $h/t \leq 200$ 、 $N/t \leq 210$ 、 $N/h \leq 2.0$ 及 $\theta = 90^\circ$ 。在表 6.5-2 中，對支承有鎖固之構件載重條件為內部雙翼載

重或反力時，支承板邊緣至梁端點之距離須至少有 $2.5h$ 。對支承無鎖固者，支承板邊緣至梁端點之距離須至少有 $1.5h$ 。

表 6.5-2 具單腹板之槽型及 C 型斷面之安全係數、強度折減因子及相關係數

支承及加勁條件		載重條件	C	C_R	C_N	C_h	Ω_w	ϕ_w	限制	
支承鎖固	加勁或部分加勁翼板	單翼載重或反力	端點	4	0.14	0.35	0.02	1.75	0.85	$R/t \leq 9$
			內部	13	0.23	0.14	0.01	1.65	0.90	$R/t \leq 5$
		雙翼載重或反力	端點	7.5	0.08	0.12	0.048	1.75	0.85	$R/t \leq 12$
			內部	20	0.10	0.08	0.031	1.75	0.85	$R/t \leq 12$
支承無鎖固	加勁或部分加勁翼板	單翼載重或反力	端點	4	0.14	0.35	0.02	1.85	0.80	$R/t \leq 5$
			內部	13	0.23	0.14	0.01	1.65	0.90	
		雙翼載重或反力	端點	13	0.32	0.05	0.04	1.65	0.90	$R/t \leq 3$
			內部	24	0.52	0.15	0.001	1.90	0.80	
	無加勁翼板	單翼載重或反力	端點	4	0.40	0.60	0.03	1.80	0.85	$R/t \leq 2$
			內部	13	0.32	0.10	0.01	1.80	0.85	$R/t \leq 1$
		雙翼載重或反力	端點	2	0.11	0.37	0.01	2.00	0.75	$R/t \leq 1$
			內部	13	0.47	0.25	0.04	1.90	0.80	

表 6.5-3 適用於具單腹板之 Z 型斷面梁，其中 $h/t \leq 200$ 、 $N/t \leq 210$ 、 $N/h \leq 2.0$ 及 $\theta = 90^\circ$ 。在表 6.5-3 中，對支承有鎖固之構件載重條件為內部雙翼載重或反力

時，支承板邊緣至梁端點之距離須至少有 $2.5h$ 。對支承無鎖固者，支承板邊緣至梁端點之距離須至少有 $1.5h$ 。

表 6.5-3 具單腹板之 Z 型斷面之安全係數、強度折減因子及相關係數

支承及加勁條件		載重條件	C	C_R	C_N	C_h	Ω_w	ϕ_w	限制	
支承鎖固	加勁或部分加勁翼板	單翼載重或反力	端點	4	0.14	0.35	0.02	1.75	0.85	$R/t \leq 9$
			內部	13	0.23	0.14	0.01	1.65	0.90	$R/t \leq 5.5$
		雙翼載重或反力	端點	9	0.05	0.16	0.052	1.75	0.85	$R/t \leq 12$
			內部	24	0.07	0.07	0.04	1.85	0.80	$R/t \leq 12$
支承無鎖固	加勁或部分加勁翼板	單翼載重或反力	端點	5	0.09	0.02	0.001	1.80	0.85	$R/t \leq 5$
			內部	13	0.23	0.14	0.01	1.65	0.90	
		雙翼載重或反力	端點	13	0.32	0.05	0.04	1.65	0.90	$R/t \leq 3$
			內部	24	0.52	0.15	0.001	1.90	0.80	
	無加勁翼板	單翼載重或反力	端點	4	0.40	0.60	0.03	1.80	0.85	$R/t \leq 2$
			內部	13	0.32	0.10	0.01	1.80	0.85	$R/t \leq 1$
		雙翼載重或反力	端點	2	0.11	0.37	0.01	2.00	0.75	$R/t \leq 1$
			內部	13	0.47	0.25	0.04	1.90	0.80	

表 6.5-4 適用於具單腹板之帽型斷面梁，其中 $h/t \leq 200$ 、 $N/t \leq 200$ 、 $N/h \leq 2.0$ 及 $\theta = 90^\circ$ 。

表 6.5-4 具單腹板之帽型斷面之安全係數、強度折減因子及相關係數

支承形式	載重條件		C	C _R	C _N	C _h	Ω _w	φ _w	限制
支承鎖固	單翼載重 或反力	端點	4	0.25	0.68	0.04	2.00	0.75	R/t ≤ 5
		內部	17	0.13	0.13	0.04	1.80	0.85	R/t ≤ 10
	雙翼載重 或反力	端點	9	0.10	0.07	0.03	1.75	0.85	R/t ≤ 10
		內部	10	0.14	0.22	0.02	1.80	0.85	
支承無鎖固	單翼載重 或反力	端點	4	0.25	0.68	0.04	2.00	0.75	R/t ≤ 4
		內部	17	0.13	0.13	0.04	1.80	0.85	R/t ≤ 4

表 6.5-5 適用於具多腹板斷面梁，其中 $h/t \leq 200$ 、 $N/t \leq 210$ 、 $N/h \leq 3$ 及 $45^\circ \leq \theta \leq 90^\circ$ 。

表 6.5-5-5 具多腹板斷面梁之安全係數、強度折減因子及相關係數

支承形式	載重條件		C	C _R	C _N	C _h	Ω _w	φ _w	限制
支承鎖固	單翼載重 或反力	端點	4	0.04	0.25	0.025	1.70	0.90	R/t ≤ 20
		內部	8	0.10	0.17	0.004	1.75	0.85	R/t ≤ 10
	雙翼載重 或反力	端點	9	0.12	0.14	0.040	1.80	0.85	R/t ≤ 10
		內部	10	0.11	0.21	0.020	1.75	0.85	
支承無鎖固	單翼載重 或反力	端點	3	0.04	0.29	0.028	2.45	0.60	R/t ≤ 20
		內部	8	0.10	0.17	0.004	1.75	0.85	
	雙翼載重 或反力	端點	6	0.16	0.15	0.050	1.65	0.90	R/t ≤ 5
		內部	17	0.10	0.10	0.046	1.65	0.90	

本節適用於撓曲構材之腹板受集中載重或反力，或者載重於腹板平面方向且垂直構材縱軸之分量造成腹板受壓力之情況。

標稱腹板皺曲強度 P_n 由表 6.5-1 決定。

對於單一未加強腹板 $\phi_w = 0.75$

對於 I 型斷面 $\phi_w = 0.8$

對於具兩重疊之 Z 型斷面(two-nested Z-sections)，以公式(6.5-4)決定腹板皺曲強度時 $\phi_w = 0.85$

撓曲構材腹板之深厚比 h/t 大於 200 者，應有適當之傳力路徑將集中載重及或反力傳至腹板中。

表 6.5-1 之公式適用於 R/t 值小於 6 之梁，與 R/t 值小於 7， N/t 值小於 210 且 N/h 值小於 3.5 之鋼承板。對於翼板以螺栓連接於其斷面尾端支承構材之 Z 型斷面，公式(6.5-1)可以乘上係數 1.3。但此斷面必須滿足下列限制：

1. $h/t \leq 150$
2. $R/t \leq 4$
3. 斷面基材厚度 $\geq 1.52\text{mm}$
4. 支承構材厚度 $\geq 4.76\text{mm}$

P_n 代表連接上翼板與下翼板之單一實心(無開孔)腹板受到集中載重或反力時之標稱皺曲強度。對於具兩個及兩個以上腹板之構材， P_n 應以各單獨之腹板之計算值相加而得。

組合而成之 I 型斷面或相似斷面，腹板連接物至翼板間之距離應儘可能接近。

表 6.5-1 之註腳說明：

(1) 以兩個 C 型斷面背對背連接組合成之 I 型斷面或其他相似對腹板轉動有高束制度之斷面(例如以二個角鋼鉚接於 C 型斷面所成的 I 型斷面)

(2) 適用於作用於上翼或下翼之單一集中荷重或反力與鄰近對向集中荷重或反力間之承壓板邊緣之淨距離需大於 $1.5h$ 。

(3) 適用於梁之末端反力或懸臂梁末端之集中荷重之情形，其中承壓板邊緣到梁末端之距離小於 $1.5h$ 。

(4) 適用於梁之集中荷重及反力承壓板邊緣至梁末端距離等於或大於 $1.5h$ 。

(5) 適用於兩反向作用之集中荷重或一組集中荷重及反向反力同時作用於上翼與下翼板，而相鄰之承壓板邊緣淨距離等於或小於 $1.5h$ 。

表 6.5-1 之公式如下：

$$t^2 k C_3 C_4 C_9 C_\theta \left[331 - 0.61 \left(\frac{h}{t} \right) \right] \left[1 + 0.01 \left(\frac{N}{t} \right) \right] \quad \text{註} \quad (6.5-1)$$

$$t^2 k C_3 C_4 C_9 C_\theta \left[217 - 0.28 \left(\frac{h}{t} \right) \right] \left[1 + 0.01 \left(\frac{N}{t} \right) \right] \quad \text{註} \quad (6.5-2)$$

$$\text{當 } \frac{N}{t} > 60, \left[1 + 0.01 \left(\frac{N}{t} \right) \right] \text{ 可增為 } \left[0.71 + 0.015 \left(\frac{N}{t} \right) \right]$$

$$t^2 F_y C_6 \left(10.0 + 1.25 \sqrt{\frac{N}{t}} \right) \quad (6.5-3)$$

$$t^2 k C_1 C_2 C_9 C_\theta \left[538 - 0.74 \left(\frac{h}{t} \right) \right] \left[1 + 0.007 \left(\frac{N}{t} \right) \right] \quad (6.5-4)$$

當 $N/t > 60$ 時， $\left[1 + 0.007\left(\frac{N}{t}\right)\right]$ 可增為 $\left[0.75 + 0.011\left(\frac{N}{t}\right)\right]$

$$t^2 F_y C_5 (0.88 + 0.12m) \left(15.0 + 3.25\sqrt{\frac{N}{t}}\right) \quad (6.5-5)$$

$$t^2 k C_3 C_4 C_9 C_\theta \left[244 - 0.57\left(\frac{h}{t}\right)\right] \left[1 + 0.01\left(\frac{N}{t}\right)\right] \quad (6.5-6)$$

$$t^2 F_y C_8 (0.64 + 0.31m) \left(10.0 + 1.25\sqrt{\frac{N}{t}}\right) \quad (6.5-7)$$

$$t^2 k C_1 C_2 C_9 C_\theta \left[771 - 2.26\left(\frac{h}{t}\right)\right] \left[1 + 0.0013\left(\frac{N}{t}\right)\right] \quad (6.5-8)$$

$$t^2 F_y C_7 (0.82 + 0.15m) \left(15.0 + 3.25\sqrt{\frac{N}{t}}\right) \quad (6.5-9)$$

註：當 $F_y \geq 46.8 \text{ kg/mm}^2$ (459 MPa) 時，則 kC_3 應取 1.34。

其中

P_n = 單一腹板受集中荷重或反力之標稱強度，(公制單位 kg)

$$C_1 = 1.22 - 0.22k \quad (6.5-10)$$

$$C_2 = 1.06 - 0.06 R/t \leq 1.0 \quad (6.5-11)$$

$$C_3 = 1.33 - 0.33k \quad (6.5-12)$$

$$C_4 = 1.15 - 0.15 R/t \leq 1.0 \quad (\text{但不小於 } 0.5) \quad (6.5-13)$$

$$C_5 = 1.49 - 0.53k \geq 0.6 \quad (6.5-14)$$

$$C_6 = 1 + \left(\frac{h/t}{750}\right) \quad \text{當 } h/t \leq 150 \quad (6.5-15)$$

$$= 1.2 \quad \text{當 } h/t > 150 \quad (6.5-16)$$

$$C_7 = \frac{1}{k} \quad \text{當 } h/t \leq 66.5 \quad (6.5-17)$$

$$= \left[1.1 - \frac{h/t}{665}\right] \frac{1}{k} \quad \text{當 } h/t > 66.5 \quad (6.5-18)$$

$$C_8 = \left[0.98 - \frac{h/t}{865}\right] \frac{1}{k} \quad (6.5-19)$$

$C_9 = 0.7$ (為一常數，但需配合 kg 與 mm 之單位計算之)

$$C_\theta = 0.7 + 0.3\left(\frac{\theta}{90}\right)^2 \quad (6.5-20)$$

F_y = 腹板設計降伏應力 (kg/mm^2)

E = 鋼之彈性模數 (kg/mm^2)

h = 腹板平板段之深度 (mm)

$$k = 894 F_y / E \quad (6.5-21)$$

$$m = t / 1.91 \text{ (mm)} \quad (6.5-22)$$

t = 腹板厚度 (mm)

N = 承壓板實際長度 (mm)

對於兩大小相等作用方向相反之集中荷重分配於不相同之承壓板長度時，取較小之 N 值計算

R = 內彎曲半徑

θ = 腹板平面與承載平面之夾角 ($45^\circ \leq \theta < 90^\circ$)

解說：因為冷軋型鋼撓曲構件常具有較大的腹板高厚比，對於不常使用橫向及剪力加勁肢材之冷軋鋼梁而言，局部當受到極高載重及反力時，可能造成腹板皺曲之現象。圖 C-6.5-1 所示為**支承未鎖固條件下**未加勁之單一腹板**帽型斷面圖(C-6.5-1(a))**及**I 型斷面(C-6.5-1(b))**所產生之腹板皺曲破壞型式。

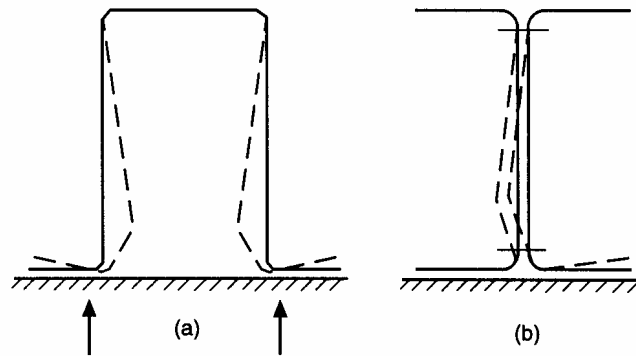


圖 C-6.5-1 冷軋鋼梁之腹板皺曲現象

有關單一矩型平板之挫屈問題與冷軋鋼梁腹板受到局部分佈之邊緣作用力時之皺曲行為的研究顯示，由於有關腹板皺曲之理論值分析相當複雜，冷軋鋼撓曲構材之腹板皺曲現象，受下列 7 項因素影響：

1. 作用力下腹板鄰近區域應力非均勻分佈。
2. 腹板單元彈性與非彈性之穩定性。
3. 作用力施力區域之局部降伏現象。
4. 作用力(或反力)偏心作用於假定之承載翼板受力範圍之外時所產生之彎矩。
5. 板單元具初始不平整。
6. 梁翼板之邊緣束制和翼、腹單元間之交互作用。
7. 非鉛直腹板之影響。

上述現象使得現行 AISI 規範之相關規定，係由一系列**機構及研究者密集之實驗研究結果[6.24-6.32]**所決定出來的。**這些有關腹板皺曲行為之試驗，包括具單獨未加強腹板之梁與 I 型梁，在這些實驗中針對梁具有未加勁之單一腹板與 I 型梁，及帽型斷面與多腹板型斷面**，以下列四種載重情況下執行：(1)端點單翼承受載重(**EOF**)，(2)內部單翼承受載重(**IOF**)，(3)

端點雙翼承受載重(ETF)，(4)內部雙翼承受載重(ITF)。

各載重案示意於圖 C-6.5-2。圖(a)及(b)中，承載板間之距離保持在腹板深度之 1.5 倍以上，以防止發生雙翼受載之情形。

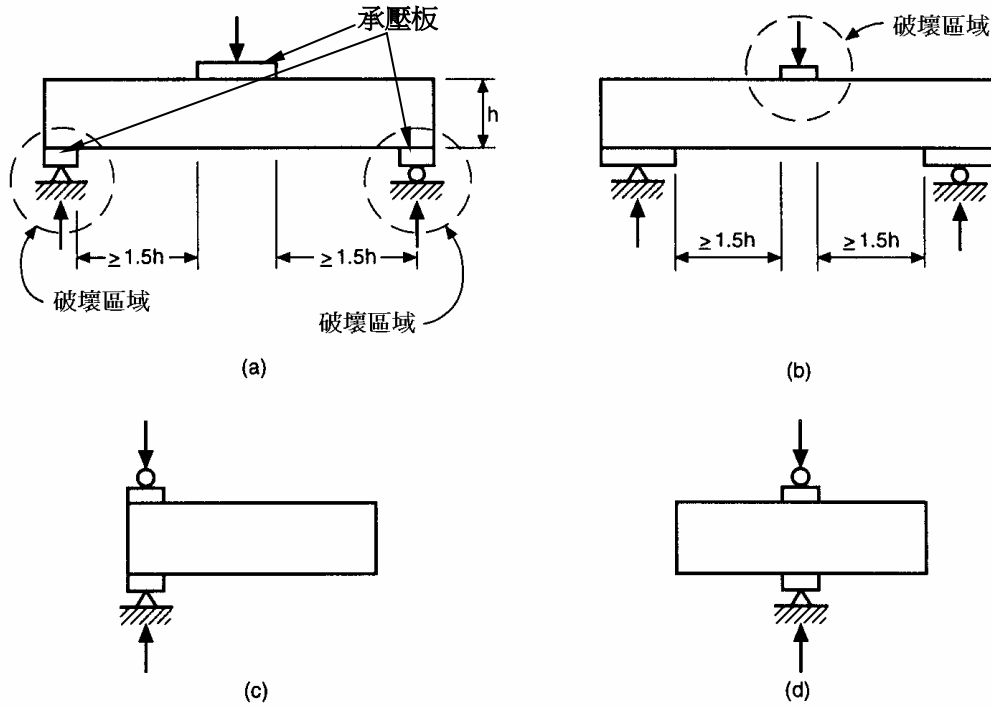


圖 C-6.5-2 腹板皺曲試驗之載重型式

- (a)端點單翼承受載重(EOF)，(b)內部單翼承受載重(IOF)
 (c)端點雙翼承受載重(ETF)，(d)內部雙翼承受載重(ITF)

本節所提供之腹板皺曲強度設計公式，針對之對象係具單一平坦腹板之撓曲構材(槽型斷面、Z 型斷面、帽型斷面、管狀構材，屋頂平板、地板等)以及 I 型梁(由兩槽型斷面背對背組合而成、以兩角鋼銲接至一槽型或由三個槽型斷面連結而成)。對於不同之載重情況，應以不同之公式進行設計。圖 C-6.5-3 說明各設計公式之適用情況；其中公式(6.5-1)、(6.5-2)和(6.5-3)適用於端點單翼受載之狀況，公式(6.5-4)和(6.5-5)適用於內部單翼受載之狀況，公式(6.5-6)和(6.5-7)適用於端點雙翼受載之狀況，公式(6.5-8)和(6.5-9)則為內部雙翼受載之狀況。

上述各公式由來，係依據[6.24、6.25]之實驗結果所發展出來，其中假設載重與反力於腹板之分佈情形如圖 C-6.5-3 所示，圖中所示之力分佈狀況與梁之撓曲反應無關。同時，由於撓曲作用之故，承載點之位置會因承載平面不同而有差異，導致承載力非均勻傳入腹板之中。由圖 C-6.5-3(b)至圖 C-6.5-3(a)之過渡情形，標稱腹板皺曲強度 P_n 之值將隨之改變。本規範(同 AISI 規範)所依據的實驗，具上述各種不連續之差異情況，已反應於

各條規定中。

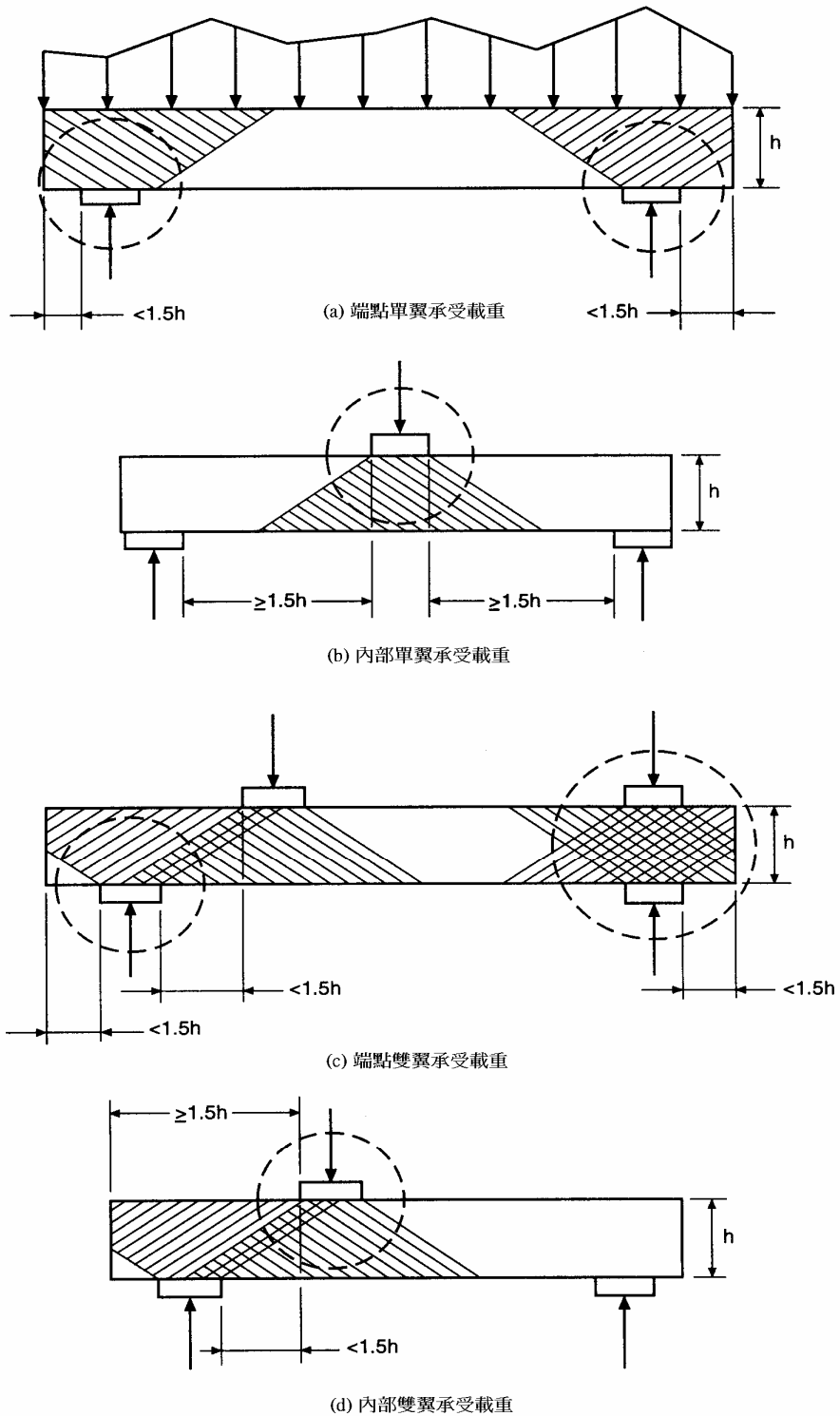


圖 C-6.5-3 載重與反力分布示意圖

由公式(6.5-1)至(6.5-22)可看出，規範所規定之冷軋鋼梁標稱腹板皺曲強度與 (h/t) 、 (N/t) 、 (R/t) 、腹板厚 (t) 、降伏應力 (F_y) 以及腹板傾角 (θ) 有關。以

LRFD 方法，使用 $\phi=0.75$ 及 $\phi=0.8$ ，分別計算單一未加強腹板和 I 型斷面強度時，可得安全指數(safety index)介於 2.4 到 3.8 之間。

近年部分研究顯示，以螺栓連結翼板於斷面支承構材之 Z 型斷面，其端點單翼皺曲強度有增加之現象[6.26, 6.27]。以規範內所描述之限制而言，此承載能力增加百分比在 27%到 55%之間。因此，規範內現行允許之下限增加百分比為 30% (AISI 1996)。

關於重疊之雙 Z 型斷面，現行規範允許內部單翼承受載重之情況，可以有稍微不同之安全因數及折減因數。此項規定主要是依據[6.28]之研究發現，重疊腹板之交互作用可改善各未加勁重疊腹板之皺曲表現，而對內部單翼受載之情況，公式(6.5-4)可提供足夠之腹板皺曲強度。

6.5.2 C 型斷面腹板有開孔之腹板皺曲強度(抗力)

當腹板開孔位在支承長度的範圍時，應使用支承加勁板。對於梁腹板有開孔之腹板皺曲強度(折減抗力)應依第 6.5.1 節計算及乘以本節所列之折減係數 R_c 。

本節內容應適用於下列之限制：

- (1) $d_h/h \leq 0.7$
- (2) $h/t \leq 200$
- (3) 開孔位於腹板中央
- (4) 開孔間之淨距 ≥ 457 mm
- (5) 開孔邊緣至構件端點之距離 $\geq d$
- (6) 非圓形開孔之角處半徑 $\geq 2t$
- (7) 非圓形開孔之 $d_h \leq 64$ mm 及 $L_h \leq 114$ mm
- (8) 圓形開孔之直徑 ≤ 152 mm 及
- (9) $d_h > 14$ mm

其中

- d_h = 腹版開孔深度
- h = 腹板的平板寬度
- t = 腹板厚度
- d = 斷面的縱深
- L_h = 腹版開孔長度

當腹板開孔不在支承長度的範圍，承受端點單翼反力(EOF)時 (公式(6.5-1)及表 6.5-2)，其折減係數 R_c 應由下列公式計算：

$$R_c = 1.01 - 0.325d_h/h + 0.083x/h \leq 1.0 \quad (6.5-4)$$

$$N \geq 25 \text{ mm}$$

當腹板開孔之任何部份不在支承長度的範圍，承受內部單翼反力(IOF)時(公式 6.5-1 及表 6.5-2)，其折減係數 R_c 應由下列公式計算：

$$R_c = 0.90 - 0.047d_h/h + 0.053x/h \leq 1.0 \quad (6.5-5)$$

$$N \geq 76 \text{ mm}$$

其中

x = 腹版開孔與支承邊緣最近之距離

N = 支承長度

解說：文獻研究[6.33-6.35]顯示當腹板有開孔時，腹板皺曲強度會減少，這些研究包括端點單翼(EOF)及內部單翼(IOF)載重條件，具 h/t 及 d_h/t 分別上限為 200 及 0.81，研究顯示腹板皺曲強度減少的主要原因在於開孔的尺寸，與 d_h/t 值及開孔位置 x/h 值有關。本章節也適用於其他的腹板開孔型式， L_h 及 d_h 可用以多種開孔型式時使用而非屬圓形的開孔，可利用虛擬孔洞之概念，如設計長方形的開孔是依幾何虛構的圓形開孔，而非實際的開孔，此部分可參考 AISI 規範解說的 B2.4 節[6.17]。

6.6 撓曲 - 腹板皺曲強度

6.6.1 容許強度法(ASD)

具未加勁平坦腹板之斷面，同時受彎矩與集中荷重或反力作用，在設計時其彎矩 M 及集中荷重或反力 P 應滿足 $M \leq M_{nx0}/\Omega_b$ 及 $P \leq P_n/\Omega_w$ 。另外，在設計時應滿足下列適合的 1、2 及 3 的要求。

1. 具單一未加強腹板之斷面，應滿足下列公式(6.6-1)：

$$0.91\left(\frac{P}{P_n}\right) + \left(\frac{M}{M_{nx0}}\right) \leq \frac{1.33}{\Omega} \quad (6.6-1)$$

例外：鋼承板或具有兩個(或兩個以上)腹板之連續梁之內支承，如果其相鄰腹板之受壓側係由翼板肢材、剛性襯材或側支撐材在負彎矩區內作連續或間斷之支撐，且相鄰腹板之間距不超過 254 mm，則公式(6.6-1)不適用。

2. 具有多個未加強之腹板之斷面，例如以兩個 C 型斷面背對背連接組合成之 I 型斷面，或其他相似斷面在腹板上提供了高度的抗旋轉束制(例如由兩個角鋼焊接在 C-型鋼上)，應滿足下列公式(6.6-2)：

$$0.88\left(\frac{P}{P_n}\right) + \left(\frac{M}{M_{nx0}}\right) \leq \frac{1.46}{\Omega} \quad (6.6-2)$$

3. 具兩重疊之 Z 型斷面(two-nested Z-shapes)考慮在支承點時，應滿足下列公式(6.6-3)：

$$0.86\left(\frac{P}{P_n}\right) + \left(\frac{M}{M_{nx0}}\right) \leq \frac{1.65}{\Omega} \quad (6.6-3)$$

公式(6.6-3)應符合下列限制：

- (1) $h/t \leq 150$
- (2) $N/t \leq 140$
- (3) $F_y \leq 483 \text{ MPa}$ 或 4.92 t/cm^2

(4) $R/t \leq 5.5$

同時，下列條件亦需滿足：

- (1) 相鄰斷面間之端部需透過腹板以至少 2 根直徑 12.7 mm 之 A307 螺栓之方式連接。
- (2) 組合斷面與支承之連接需透過翼板以至少 2 根直徑 12.7 mm 之 A307 螺栓之方式連接。
- (3) 相接之斷面其腹板必須相互接觸。
- (4) 較厚斷面對較薄斷面之厚度比值不可超過 1.3。

本節所使用之符號如下列所示：

M = 集中荷重或反力 P 施力點附近之所需要的撓曲強度

P = 當彎矩作用時所需要的集中荷重或反力強度

M_{nx0} = 如第 6.2.1 節定義，對通過形心 x 軸之標稱撓曲強度

Ω_b = 撓曲之安全係數

P_n = 第 6.5 節所計算之無彎矩作用下，集中荷重或反力作用之標稱腹板皺曲強度

Ω_w = 腹板皺曲之安全係數

Ω = 撓曲及腹板皺曲之安全係數
= 1.70

6.6.2 載重與強度係數設計法(LRFD)

具未加勁平坦腹板之斷面，同時受彎矩與集中荷重或反力作用時，可依下列公式設計，在設計時其彎矩 M_u 及集中荷重或反力 P_u 應滿足 $M_u \leq \phi_b M_{nx0}$ 及 $P_u \leq \phi_w P_n$ 。另外，在設計時應滿足下列適合的 1、2 及 3 的要求。

1. 具單一未加強腹板之斷面，應滿足下列公式 6.6-4：

$$0.91\left(\frac{P_u}{P_n}\right) + \left(\frac{M_u}{M_{nx0}}\right) \leq 1.33\phi \quad (6.6-4)$$

其中 $\phi = 0.90$

例外：鋼承板或具有兩個(或兩個以上)腹板之連續梁之內支承，如果其相鄰腹板之受壓側係由翼板肢材、剛性襯材或側支撐材在負彎矩區內作連續或間斷之支撐，且相鄰腹板之間距不超過 254 mm，則公式(6.6-4)不適用。

2. 具有多個未加強之腹板之斷面，例如以兩個 C 型斷面背對背連接組合成之 I 型斷面，或其他相似斷面在腹板上提供了高度的抗旋轉束制(例如由兩個角鋼焊接在 C-型鋼上)，應滿足下列公式 6.6-5：

$$0.88\left(\frac{P_u}{P_n}\right) + \left(\frac{M_u}{M_{nx0}}\right) \leq 1.46\phi \quad (6.6-5)$$

其中 $\phi = 0.90$

例外：當 $h/t \leq 2.33/\sqrt{F_y/E}$ 且 $\lambda \leq 0.673$ 時，可以第 6.5 節有關 $\phi_w P_n$ 之規定取

代公式(6.6-2)來計算單一集中荷重或反力處之設計強度。

公式(6.6-2)中，

ϕ_b = 撓曲之折減因數(見第 6.2.1 節)

ϕ_w = 腹板皺曲之折減因數(見第 6.5 節)

P_u = 彎矩作用下，集中荷重或反力之強度

P_n = 第 6.5 節所計算之無彎矩作用下，集中荷重或反力作用之標稱腹板皺曲強度

M_u = 集中荷重或反力 P_u 施力點附近之撓曲強度

M_{nxo} = 如第 6.2.1 節定義，對通過形心 x 軸之標稱撓曲強度

w = 梁翼板接觸承壓板之平板段寬度

t = 翼板厚度或腹板厚度

— = 細長因數(見第 4.3.1 節)

3. 具兩重疊之 Z 型斷面(two-nested Z-shapes)形狀考慮在支承點時，應滿足下列公式 6.6-6：

$$0.86\left(\frac{P_u}{P_n}\right) + \left(\frac{M_u}{M_{nxo}}\right) \leq 1.65\phi \quad (6.6-6)$$

其中 $\phi = 0.90$

公式(6.6-6)應符合下列限制：

- (1) $h/t \leq 150$
- (2) $N/t \leq 140$
- (3) $F_y \leq 483 \text{ MPa}$ 或 4.92 t/cm^2
- (4) $R/t \leq 5.5$

同時，下列條件亦需滿足：

- (1) 相鄰斷面間之端部需透過腹板以至少 2 根直徑 12.7 mm 之 A307 螺栓之方式連接。
- (2) 組合斷面與支承之連接需透過翼板以至少 2 根直徑 12.7 mm 之 A307 螺栓之方式連接。
- (3) 相接之斷面其腹板必須相互接觸。
- (4) 較厚斷面對較薄斷面之厚度比值不可超過 1.3。

本節所使用之符號如下列所示：

M_u = 集中荷重或反力 P 施力點附近之撓曲強度

P_u = 彎矩作用下，集中荷重或反力之強度

ϕ_b = 撓曲之折減因數(見第 6.2.1 節)

M_{nxo} = 如第 6.2.1 節定義，對通過形心 x 軸之標稱撓曲強度

ϕ_w = 腹板皺曲之折減因數(見第 6.5 節)

P_n = 第 6.5 節所計算之無彎矩作用下，集中荷重或反力作用之標稱腹板

皺曲強度

解說：公式(6.6-4)和(6.6-5)是依據圖(C-6.6-1)和(C-6.6-2)中之 551 組試驗值進行分析研究後，所發展出來的。以 $\phi_w = 0.75$ 和 $\phi_w = 0.8$ 分別計算單一未加強腹板及 I 斷面之撓曲-腹板皺曲強度(combined bending and web crippling strength)時，所得之安全指數介於 2.5 到 3.3 之間。關於具重疊 Z 型斷面，公式(6.6-6)係依據[6.28]對 14 種典型之重疊腹板配置方式，進行試驗所得之結果。

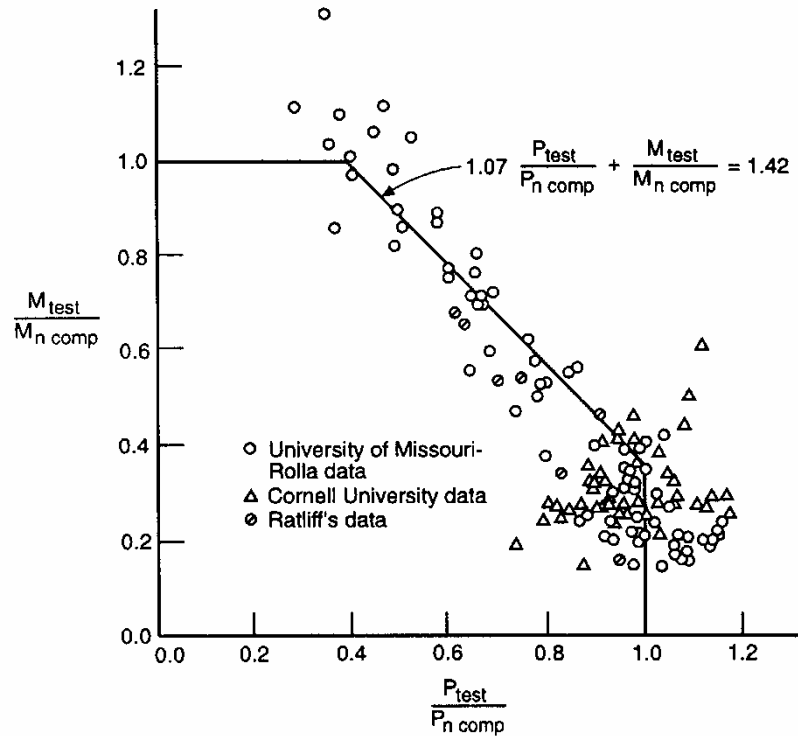


圖 C-6.6-1 單一未加強腹板之皺曲及撓曲-皺曲強度曲線與試驗資料

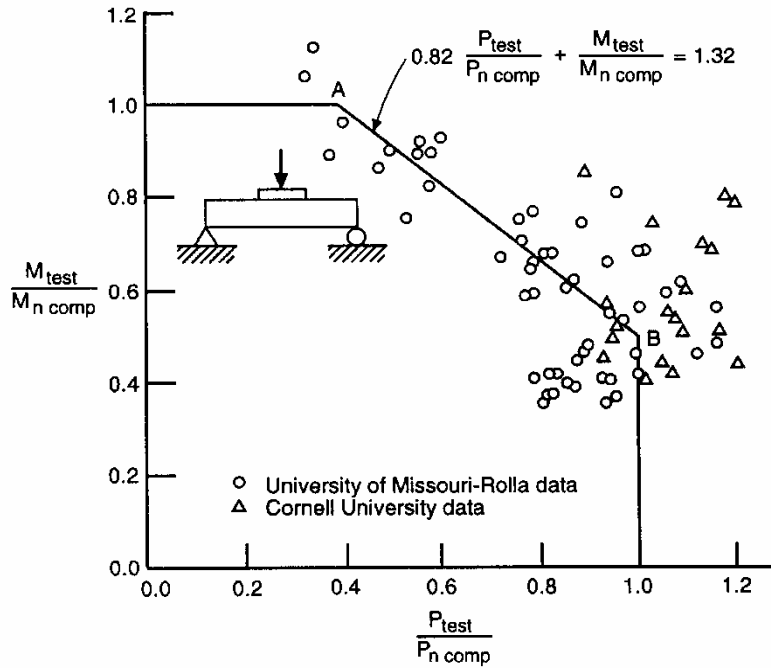


圖 C-6.6-2 不具加強腹板 I 型梁之腹板皺曲與撓曲交互作用曲線與試驗資料

6.7 撓曲 - 扭轉作用

對於無側向支撐的撓曲構件同時承受撓曲與扭轉作用力時，其撓曲強度(係數彎矩抗力)由第 6.2.1(1)計算後應乘以一折減係數 R 。如公式 6.7-1 所示，折減係數 R 等於在斷面上單獨彎矩應力除以彎矩與扭轉作用產生之最大應力的比值。

$$R = \frac{f_{\text{bending}}}{f_{\text{bending}} + f_{\text{torsion}}} \leq 1 \quad (6.7-1)$$

計算應力時應使用全斷面性質計算扭轉應力，及使用有效斷面性質計算撓曲應力，對 C 型斷面有加勁翼板時，若其最大之組合壓應力發生在腹板與翼板交接處，這 R 係數可增加 15%，但是 R 值不可大於 1.0。

當使用第 10.6.1 節及第 10.6.2 節時，本節內容即不適用。

解說：當橫向載重作用在梁上而沒有通過斷面的剪力中心時，扭曲和扭轉應力即會發生，開放型的冷軋型鋼斷面對扭曲的抵抗力較小，故嚴重的扭曲及過大的應力可能發生，然而梁構件的接合提供了扭曲的約束，導致扭曲效應無法產生。

本節提供當構件承受扭矩載重的設計要求，使用一個降低係數來減少標稱彎矩強度(規範第 6.2.1(a)節)，這個降低係數使用在彎曲應力及扭矩應力的計算位置斷面的臨界點上。本節無需運用於規範第 10.6.1 及 10.6.2 節，因為該章節的相關公式是依據扭轉效應的試驗而得。

6.8 加勁材

6.8.1 支承橫向加勁材

位於集中荷重或反力處，連接於梁腹板的**橫向支承**加勁材，應以受壓構材設計。集中荷重與反力應直接作用於加勁材，加勁材的端點應準確地與翼板平面部分相貼齊，如此才能直接提供承載力於加勁材的端點處。對於加勁材與腹板間的剪力傳遞問題請參考第十一章。而在集中荷重與反力處的標稱強度(P_n)，則依下列第 1 項或第 2 項計算之較小值決定公式(4.6-1)與(4.6-2)計算取較小值。本節中所列之安全係數及強度折減因子應依第一章之相關設計方法計算其容許強度或設計強度(係數抗力)。

$$\Omega_c = 2.00 \quad (\text{ASD})$$

$$\phi_c = 0.85 \quad (\text{LRFD})$$

$$1. P_n = F_{wy}A_c \quad (6.8-1)$$

$$2. P_n = \text{依第 7.2 節第一項款規定計算之標稱軸向強度(抗力)(以 } A_b \text{ 替代 } A_c)$$

其中

F_{wy} = 梁腹板或加勁材的降伏應力(F_y 或 F_{ys})，取小者

$A_c = 18t^2 + A_s$ ，當橫向加勁材位於內部支承處與集中荷重處

$A_c = 10t^2 + A_s$ ，當橫向加勁材位於端點支承處

其中

t = 梁腹板厚度

A_s = 橫向加勁材的斷面積

$A_b = b_1t + A_s$ ，當橫向加勁材位於內部支承處與集中荷重處

$A_b = b_2t + A_s$ ，當橫向加勁材位於端點支承處

其中

$$b_1 = 25t[0.0024(L_{st}/t) + 0.72] \leq 25t \quad (6.8-2)$$

$$b_2 = 12t[0.0044(L_{st}/t) + 0.83] \leq 12t \quad (6.8-3)$$

其中

L_{st} = 橫向加勁材長度

加勁**橫向支承**加勁材的寬厚比(w/t_s)不可超過 $1.28(E/F_{ys})^{1/2}$ ，而未加勁**橫向支承**加勁材的寬厚比則不可超過 $0.370.42(E/F_{ys})^{1/2}$ ， F_{ys} 與 t_s 分別為加勁材的降伏應力與厚度。

解說：公式(6.8-1)的標稱強度計算乃針對橫向加勁材端點處的壓縮破壞情況而定之，同時，~~公式(4.6-2)的標稱強度~~依第 7.2 節第一項規定計算之標稱軸向強度計算乃基於加勁材的整體挫屈(如受壓構材)問題而定之。公式中用於計算有效面積(A_b 與 A_c)以及有效寬度(b_1 與 b_2)是依據 Nguyen 與 Yu[6.36]的研究成果並加以修改而定之。

冷軋型鋼橫向加勁材的相關實驗可參考 Hsiao、Yu 與 Galambos[6.37]61 組試驗之研究。強度設計折減係數(ϕ_c)0.85 則基於統計資料而得之。

6.8.2 C 型撓曲構材中的支承加勁材

具支承加勁材 C 型撓曲構材承受雙翼載重，且不符合第 6.8.1 節之要求時，其標稱強度(抗力) P_n 應依公式(6.8-1)計算。本節中所列之安全係數及強度折減因子，應依第一章之相關設計方法計算其容許強度或設計強度。

$$P_n = 0.7(P_{wc} + A_e F_y) \geq P_{wc} \quad (6.8-4)$$

$$\Omega = 1.70 \quad (\text{ASD})$$

$$\phi = 0.90 \quad (\text{LRFD})$$

其中

A_e = 支承加勁材承受均佈壓應力之有效面積，以降伏應力計算

F_y = 支承加勁材鋼料的降伏應力

P_{wc} = C 型撓曲構件之標稱皺曲強度(抗力)，在端點或內部位置依公式(6.5-1)計算之

公式 6.8-4 應符合下列限制：

- (1) 在支承處上方須安置加勁材，如果加勁材未落於支承處，導致該加勁材處之翼板無支撐，則 P_n 值減少 50%。
- (2) 加勁材選用 C 型或槽型斷面時，其最小腹板深度為 89 mm 及最小鋼料厚度為 0.84 mm。
- (3) 加勁材與撓曲構件腹板之接合須最少用三顆連接物(螺絲或螺栓)。
- (4) 撓曲構材翼板至第一顆固定物的距離須大於 $d/8$ ，其中 d 是撓曲構件斷面的總深度。
- (5) 加勁材的長度須大於撓曲構件深度減 9 mm。
- (6) 支承板寬度須大於 38 mm。

解說：本章節是依據文獻[6.38]對於冷軋型 C-型斷面具支承加勁材的梁構件研究結果，設計公式是一簡化的方法且配合試驗的限制條件，可參詳文獻[6.39]有關詳細的梁柱設計方法。

6.8.3 剪力加勁材

如果需要剪力加勁材時，其間距的要求須依第 6.3 節規定之標稱剪力強度(V_n)而定，同時， a/h 值不得超過 $[260/(h/t)]^2$ 與 3.0。

成對剪力加勁材或單個剪力加勁材，在其以腹板平面為軸方向上的實際慣性矩(I_s)，應滿足下式計得之最小值：

$$I_{s\min} = 5ht^3 \left[\frac{h}{a} - 0.7 \left(\frac{a}{h} \right) \right] \geq \left(\frac{h}{50} \right)^4 \quad (6.8-5)$$

其中

h 及 t = 定義與第 4.2.2 節同

a = 剪力加勁材之間距

且剪力加勁材的全斷面積不得小於：

$$A_{st} = \frac{1 - C_v}{2} \left[\frac{a}{h} - \frac{(a/h)^2}{(a/h) + \sqrt{1 + (a/h)^2}} \right] YDht \quad (6.8-6)$$

其中

$D = 1.0$ ，當採用成對加勁材

$= 1.8$ ，當採用單個角鋼加勁材

$= 2.4$ ，當採用單個鋼板加勁材

$Y = (\text{腹板降伏點})/(\text{加勁材降伏點})$

$$C_v = \frac{1.53Ek_v}{F_y(h/t)^2} \quad \text{當 } C_v \leq 0.8 \quad (6.8-7)$$

$$= \frac{1.11}{h/t} \sqrt{\frac{Ek_v}{F_y}} \quad \text{當 } C_v > 0.8 \quad (6.8-8)$$

其中

$$k_v = 4.00 + \frac{5.34}{(a/h)^2} \quad \text{當 } a/h \leq 1.0 \quad (6.8-9)$$

$$= 5.34 + \frac{4.00}{(a/h)^2} \quad \text{當 } a/h > 1.0 \quad (6.8-10)$$

解說：公式(6.8-5)的剪力加勁材之慣性矩最小需求值，與公式(6.8-6)的剪力加勁材之全斷面積最小需求值，乃依據 Nguyen 與 Yu [6.36]的研究成果。在公式(6.8-5)中的最小值 $(h/50)^4$ 是依 AISC 規範[6.40]而定。

第七章 軸心載重受壓構材

7.1 適用範圍

本章適用於承受軸向壓力之冷軋型鋼構材，且其軸力通過有效斷面之形心，該有效斷面依本章定義之設計受壓強度計算。

軸向壓力強度(抗壓強度)應依合適的第 7.2 節、第 7.3 節、第 10.2 節、第 10.6.3 節、第 10.6.4 節計算所得之較小值控制。

解說：軸向壓力構材應依不同限制設計之，並考量斷面的形狀、材料的厚度、未支撐長度及端點束制條件而定：(1)降伏；(2)整體柱挫屈(撓曲挫屈、扭轉挫屈或撓曲-扭轉挫屈)；(3)單獨肢材的局部挫屈；(4)扭曲挫屈。前三項條件在本章第 7.2 節中說明討論，第 7.3 節討論扭曲挫屈。

7.2 降伏、撓曲挫屈、撓曲-扭轉與扭轉挫屈之標稱強度 設計受壓強度

本章適用於承受軸向壓力之冷軋型鋼構材，且其軸力通過有效斷面之形心，該有效斷面依本章定義之設計受壓應力強度計算。

1. 受壓構材之標稱設計軸向強度(抗壓強度)為 $\phi_c P_n$ 應依公式 7.2-1 計算。本節中所列之安全係數及強度折減因子應依第一章所示之相關設計方法計算其容許軸向強度或設計軸向強度。

$$P_n = A_e F_n \quad (7.2-1)$$

$$\Omega_c = 1.80 \quad (\text{ASD})$$

$$\phi_c = 0.85 \quad (\text{LFRD})$$

其中

A_e = 於壓應力 F_n 時之有效斷面積。斷面有開圓孔者其 A_e 應依第 4.2.2 節之規定及限制決定。當有效長度區段中之圓孔數乘以圓孔直徑除以有效長度後，其值若不大於 0.015，圓孔可不計入考慮。對於中空圓管構材之 A_e 應依第九章決定。

F_n 計算如下式：

$$\text{當 } \lambda_c \leq 1.5$$

$$F_n = (0.658^{\lambda_c^2}) F_y \quad (7.2-2)$$

$$\text{當 } \lambda_c > 1.5$$

$$F_n = \left[\frac{0.877}{\lambda_c^2} \right] F_y \quad (7.2-3)$$

其中

$$\lambda_c = \sqrt{\frac{F_y}{F_e}} \quad (7.2-4)$$

F_e = 取彈性撓曲挫屈、扭轉挫屈與撓曲-扭轉挫屈應力之三者中最小值。(依第 7.2.1 節至第 7.2.4 節決定)。

2. 無偏心載重之角型斷面構材設計時應額外考慮在第 8.2 節定義的撓曲彎矩 M_x 及 M_y (ASD 法) 或 M_{ux} 及 M_{uy} (LRFD 法)。(第 8.3 節)

—壓力構材之細長比， KL/r ，不得大於 200。但於施工中 KL/r 不得大於 300。

解說：壓力構材依其斷面形狀、材料厚度、無側撐長度及邊界條件可按下列極限狀態設計：(1)降伏、(2)整體挫屈(撓曲挫屈、扭轉挫屈、撓曲-扭轉挫屈)、(3)肢材之局部挫屈。

1. 降伏

短柱及結實斷面柱承受軸向壓力，通常會發生降伏破壞。

$$P_y = A_g F_y \quad (C-7.2-1)$$

其中 A_g = 柱之全斷面積， F_y = 構材之降伏強度。

2. 撓曲挫屈

(1) 彈性挫屈應力

具雙對稱斷面、封閉斷面、圓柱及點對稱之長柱通常會發生整體撓曲挫屈。而具單軸對稱之柱，撓曲挫屈是可能發生的一種破壞模式。長柱之彈性極限挫屈載重可依 Euler 公式計算：

$$(P_{cr})_e = \frac{\pi^2 EI}{(KL)^2} \quad (C-7.2-2)$$

其中 $(P_{cr})_e$ 是彈性範圍之柱挫屈載重， E 是彈性模數， I 是慣性矩， K 是有效長度係數及 L 是無側撐長度。吾人可知彈性挫屈應力即

$$(F_{cr})_e = \frac{(P_{cr})_e}{A_g} = \frac{\pi^2 E}{(KL/r)^2} \quad (C-7.2-3)$$

其中 r 是柱全斷面之迴轉半徑， KL/r 是有效長細比。

(2) 非彈性挫屈應力

當公式(C-7.2-3)計算之 $(F_{cr})_e$ 大於比例極限 $(F_{pr})_e$ 時，柱即發生非彈性挫屈，在 1996 年之前，美國 AISI 規範設計非彈性挫屈應力之公式為：

$$(F_{cr})_I = F_y \left(1 - \frac{F_y}{4(F_{cr})_e} \right) \quad (C-7.2-4)$$

上式乃根據 $F_{pr} = F_y/2$ ，因此公式(C-7.2-4)只適用於當 $(F_{cr})_e \geq F_y/2$ 。

本規範使用柱之長細係數， λ_c ，公式(C-7.2-4)即為：

$$(F_{cr})_I = (1 - \frac{\lambda_c^2}{4})F_y \quad (C-7.2-5)$$

其中

$$\lambda_c = \sqrt{\frac{F_y}{(F_{cr})_e}} = \frac{KL}{r\pi} \sqrt{\frac{F_y}{E}} \quad (C-7.2-6)$$

上式(C-7.2-6)只適用於當 $\lambda_c \leq \sqrt{2}$ 。

(3)無局部挫屈柱之標稱軸向壓力強度

當壓力構材之寬厚比(w/t)小時，局部挫屈即不會發生，柱之標稱軸向壓力強度可依下列公式計算：

$$P_n = A_g F_{cr} \quad (C-7.2-7)$$

其中

P_n =標稱軸向壓力強度

A_g =柱之全斷面面積

F_{cr} =柱之挫屈應力

(4)發生局部挫屈柱之標稱軸向壓力強度

冷軋型鋼壓力構材有較大之寬厚比(w/t)時，其個別板構材會發生局部挫屈，而使柱之強度無法依公式(C-7.2-7)計算標稱軸向壓力強度。局部挫屈之發生將使柱之整體承載能力減小。

由於局部挫屈之影響，柱之標稱軸向壓力強度是依據臨界挫屈應力(F_{cr})及有效斷面面積(A_e)，文獻[7.1、7.2]提供更深入之相關說明。因此，冷軋型鋼壓力構材之標稱軸向壓力強度可依下列公式決定：

$$P_n = A_e F_{cr} \quad (C-7.2-8)$$

其中 F_{cr} 是彈性挫屈應力或非彈性挫屈應力， A_e 是壓應力為 F_{cr} 時之有效斷面積。

1996版美國 AISI 規範[7.1]乃參考 AISC LRFD 規範[7.3]之挫屈應力公式發展出下列設計公式：

$$\text{當 } \lambda_c \leq 1.5 : F_n = (0.658^{\lambda_c^2})F_y \quad (C-7.2-9)$$

$$\text{當 } \lambda_c > 1.5 : F_n = \left[\frac{0.877}{\lambda_c^2} \right] F_y \quad (C-7.2-10)$$

其中 F_n 是標稱撓曲挫屈應力， $\lambda_c = \sqrt{F_y / F_e}$ ， F_e 是彈性撓曲挫屈應力

(公式(C-7.2-3))。吾人可得標稱軸向壓力強度之公式為：

$$P_n = A_e F_n \quad (C-7.2-11)$$

修正的柱設計公式(C-7.2-9)與公式(C-7.2-10)被 Pekoz 與 Sumer [7.4]

證實較為準確，在 Pekoz 與 Sumer 的實驗裡，含柱與梁柱共 299 試體被進行研究，這些試體承受撓曲挫屈或撓曲-扭轉挫屈，同時，構材所屬肢材的局部挫屈問題亦納入試體的考量設計內。

在考量構材的初始彎曲(initial crookedness)情形下，修正的柱設計公式仍然提供了與試驗較吻合的結果，也因此，所需的安全因子(factor of safety)可以被減低。再者，修正公式中之 λ_c 允許使用同一安全因子值，即使瞭解到構材的初始不平整(out-of-straightness)會減低構材的標稱軸向壓力強度。在適當的選擇安全因子與強度折減因子，對於活載重與靜載重比例值在 5.0 的情形下，使用 ASD 與 LRFD 所計算之結果將呈現幾乎相同的答案。

(5)有效長度係數，K

有效長度係數 K 是依據柱的兩端束制及側移條件而定，當柱兩端支承為鉸接且其橫向無法移動時，通常會發生半弧形狀的挫屈，而其有效長度 KL 即為實際的柱長(詳圖 C-7.2-1)，即是 $K=1$ 。當結構體中之壓力構材其中一端具有無側向位移的支點，此類的端點條件可以用雙角撐、模板撐、剪力牆等方式的構造，阻止柱頂端水平位移的發生，此種結構型式，吾人可取 $K=1$ 。

若無側位位移發生及桿件之兩端固接而無法旋轉時， K 值通常是小於 1。表 C-7.2-1 提供六種不同端點條件的理論 K 值，或可參考文獻 [7.5]。結構桁架在受力後，其壓力構材受到其他桿件的束制而無法旋轉，破壞發生時桿件達到降伏束縛的條件也隨之減低，是故，桁架中的構材通常取 $K=1.0$ 。近年的研究文獻[7.6]指出，當襯板與壓力弦桿之上翼板結合時， K 值可取 0.75。

圖 C-7.2-2 是一無側撐之門構架，此結構依賴其本身之彎曲勁度來維持穩定，通常其破壞發生在柱的挫屈(詳圖示)，其承载力比較小，此乃 K 大於 1.0 之故，圖 C-7.2-3 為不同之端點條件之 K 值[7.7]可供參考。另外，文獻[7.3、7.8]提供多層構架時， K 值可取自貫線圖，其他相關文獻可參考[7.5]。

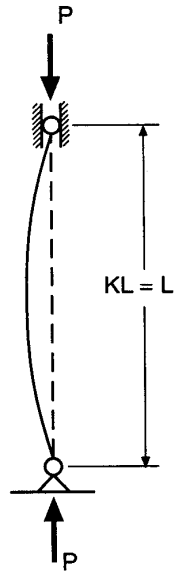


圖 C-7.2-1 整體柱之挫屈

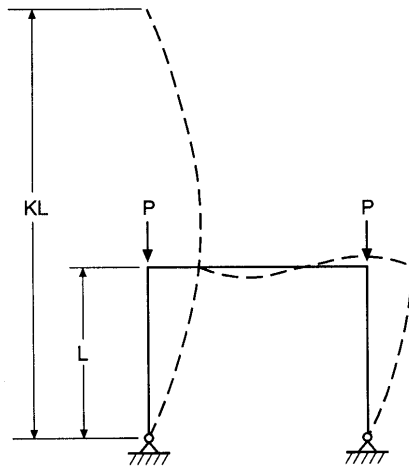






圖 C-7.2-2 無側撐門式構架

表 C-7.2-1 同心載重柱之有效長度係數，K

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	1.2	1.0	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				

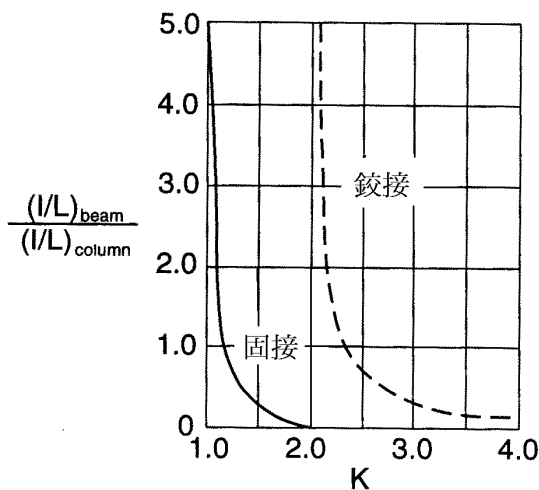


圖 C-7.2-3 無側撐門式構架之 K 值

3. 柱之扭轉挫屈

對於有一些開放型柱構材會在瞬間發生扭轉挫屈而破壞，這些構材多為點對稱的斷面（即剪力中心與形心同一點），例如對稱型 I，反對稱型 Z 及十字型皆為此類的斷面。然而在同軸載重下，此類構材之設計載重也非受控於扭轉挫屈，這是因為在實際狀況下撓曲挫屈或伴隨著局部挫屈

會比扭轉挫屈早發生，有些短柱可能發生扭轉挫屈，下式即為計算其彈性臨界應力[7.7]：

$$\sigma_t = \frac{1}{Ar_o^2} \left[GJ + \frac{\pi^2 EC_w}{(K_t L_t)^2} \right] \quad (C-7.2-12)$$

其中 A 是全斷面面積， r_o 是對斷面剪力中心之極迴轉半徑，G 是剪力彈性模數，J 是 St. Venant 扭轉常數，E 是彈性模數， C_w 翹曲常數， $K_t L_t$ 是扭轉之有效長度。

在非彈性挫屈範圍，其臨界扭轉挫屈應力可依公式(C-7.2-10)計算，用 σ_t 代替 F_n 計算 λ_c 。

4. 柱之撓曲-扭轉挫屈

同心載重的柱是可能發生撓曲挫屈即對主軸彎曲，或發生扭轉挫屈即對剪力中心扭曲，或是發生撓曲-扭轉挫屈即彎曲與扭曲同時發生。具單軸對稱之斷面，例如槽型、帽型、角型、T 型及 I 型斷面（此類斷面剪力中心與形心非同一點），撓曲-扭轉挫屈是可能發生之挫屈模式，如圖 C-7.2-4 所示，非對稱斷面之柱通常會發生撓曲-扭轉挫屈。

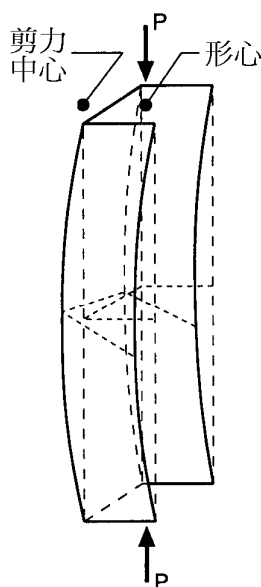


圖 C-7.2-4 槽型斷面受壓之撓曲-扭轉挫屈

撓曲-扭轉挫屈僅是對於構材會發生此類破壞行為時才須考慮的設計，具有襯板結合的構材是只會發生彎曲的，故僅須設計其撓曲挫屈即可。柱之彈性撓曲-扭轉挫屈載重可依下式決定之：[7.9、7.10、7.11]

$$P_n = \frac{1}{2\beta} \left[(P_x + P_z) - \sqrt{(P_x + P_z)^2 - 4\beta P_x P_z} \right] \quad (C-7.2-13)$$

或其彈性撓曲-扭轉挫屈應力 F_e 為：

$$F_e = \frac{1}{2\beta} \left[(\sigma_{ex} + \sigma_t) - \sqrt{(\sigma_{ex} + \sigma_t)^2 - 4\beta\sigma_{ex}\sigma_t} \right] \quad (C-7.2-14)$$

上式公式中 x 軸是對稱軸， $\sigma_{ex} = \pi^2 E / (K_x L_x / r_x)^2$ 是對應於 x 軸之撓曲 Euler 挫屈應力， σ_t 是扭轉挫屈應力(公式(C-7.2-12))， $\beta = 1 - (x_0 / r_0)^2$ 。值得注意的是撓曲-扭轉挫屈應力較撓曲挫屈應力 σ_{ex} 為小，故具單軸對稱之斷面撓曲挫屈僅能發生於 y 軸，即垂直於對稱軸之另一主軸。

非彈性臨界撓曲-扭轉挫屈應力也可依公式(C-7.2-10)求得。

上述對於撓曲-扭轉挫屈之討論是不考量斷面局部挫屈(其 w/t 較小)，具有 w/t 較大之斷面，局部挫屈會伴隨著撓曲-扭轉挫屈發生，此時局部挫屈的效應可用有效面積 A_e 的觀念作考量。

在計算公式(C-7.2-14)時，為了求得 β 與 σ_t ，一些參數如 x_0 (剪力中心至形心的距離)、 J (斷面的 St. Venant 常數)、 C_w (斷面的翹曲常數)等須先行計算之，因此計算構材的撓曲-扭轉挫屈強度遠比計算構材的撓曲挫屈強度複雜得多，為了方便起見，對於一般普遍的斷面，AISI 設計手冊[7.1] 內 Part VII 提供了簡易計算方式，以求得斷面性質與參數。

7.2.1 無扭轉挫屈或撓曲-扭轉挫屈之斷面 彈性撓曲強度、扭轉挫屈強度與撓曲-扭轉挫屈強度

雙對稱斷面、封閉型斷面及其它不會發生扭轉挫屈或撓曲-扭轉挫屈之斷面，其彈性撓曲挫屈應力， F_e ，可依下式決定：

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{(KL/r)^2} \quad (7.2-1)$$

其中

E = 彈性模數

K = 有效長度係數

L = 構材無側撐長度

r = 全斷面之迴轉半徑

解說：如果同心受壓構材在沿著其中一個主軸承受撓曲時發生撓曲挫屈，則柱之標稱撓曲挫屈強度[抵抗]的可以使用規範公式(7.2-1)的計算。彈性撓曲挫屈應力之公式是顯示於規範公式(7.2-1)，和公式(C-7-3)是一樣的。此規定是適用於雙對稱斷面，封閉斷面和任何其他斷面不受扭轉和撓曲扭轉挫屈。

7.2.2 扭轉挫屈或撓曲-扭轉挫屈的雙對稱或單對稱斷面

具單對稱斷面之柱，其斷面對稱軸為 x 軸，承受撓曲-扭轉挫屈，其挫屈應力， F_e ，應取第 7.2.1 節之公式(7.2-2)或下列公式(7.2-2)之較小值。

$$F_e = \frac{1}{2\beta} \left[(\sigma_{ex} + \sigma_t) - \sqrt{(\sigma_{ex} + \sigma_t)^2 - 4\beta\sigma_{ex}\sigma_t} \right] \quad (7.2-2)$$

或可用下列保守公式代替求 F_e ：

$$F_e = \frac{\sigma_t\sigma_{ex}}{\sigma_t + \sigma_{ex}} \quad (7.2-3)$$

其中

$$\sigma_{ex} = \frac{\pi^2 E}{(K_x L_x / r_x)^2} \quad (\text{詳第 6.2.2 節}) \quad (7.2-4)$$

$$\sigma_t = \frac{1}{Ar_o^2} \left[GJ + \frac{\pi^2 EC_w}{(K_t L_t)^2} \right] \quad (\text{詳第 6.2.2 節}) \quad (7.2-5)$$

$$\beta = 1 - (x_o / r_o)^2 \quad (7.2-6)$$

對具單對稱之斷面， x 軸應選擇為對稱軸。

對具雙對稱斷面之柱承受扭轉挫屈，其挫屈應力 F_e 應取公式(7.2-1)或 $F_e = \sigma_t$ 之較小值， σ_t 之定義如公式(6.2-13)。

對具單對稱之無邊緣加勁肢的 L 型斷面，其在降伏應力時的有效面積(A_e)等於全斷面積時， F_e 應依公式 7.2-1 計算，其中 r 是最小迴轉半徑。

解說：承受同心載重的柱會發生撓曲挫屈，即向其中之一的主軸發生彎曲，其標稱撓曲挫屈應力可依公式(7.2-1)決定，本章節適用於具雙對稱斷面，封閉型斷面及其他不會發生扭轉挫屈或撓曲-扭轉挫屈之斷面。

對於具雙對稱及單對稱之斷面，扭轉挫屈是可能會發生的一種挫屈模式；具單對稱之斷面，撓曲-扭轉挫屈會是可能發生的一種挫屈。另外可能發生的挫屈形式是撓曲挫屈，即對 y 軸發生彎曲(x 軸為對稱軸)。

彈性扭轉挫屈應力可依公式(C-7.2-12)決定，而彈性撓曲-扭轉應力可依公式(C-7.2-14)求得，下列簡化的公式可以取代公式(C-7.2-14)：

$$F_e = \frac{\sigma_t\sigma_{ex}}{\sigma_t + \sigma_{ex}} \quad (C-7.2-15)$$

上式是依據下列交互關係而得[7.11]：

$$\frac{1}{P_n} = \frac{1}{P_x} + \frac{1}{P_z} \quad (C-7.2-16)$$

或

$$\frac{1}{F_e} = \frac{1}{\sigma_{ex}} + \frac{1}{\sigma_t} \quad (C-7.2-17)$$

在澳洲雪梨大學[7.12]的研究說明，單對稱非加勁冷軋型鋼的 L 型，在降

伏時依然保有全斷面的有效斷面，沒有因撓曲-扭轉挫屈而破壞，則可以用規範章節 7.2.1 來設計。

7.2.3 點對稱斷面構材

對具點對稱的斷面，其 F_e 應取第 6.2.2.1 節中定義之 σ_t 或第 7.2.1 節以斷面弱軸計算之 F_e 兩者之較小值。

解說：本節乃針對承受軸向壓力的點對稱斷面構材(離散支撐)，例如：具邊緣加勁肢或未具邊緣加勁肢的點對稱斷面 Z 型斷面(具有相同的翼板長度)。

7.2.4 非對稱斷面構材

不具任何點對稱或軸對稱之斷面，其挫屈應力 F_e 應以合理方式分析之，或具有此形式之壓力構材可允許被認可的實驗測試之。

解說：對於非對稱開放型斷面，撓曲-扭轉挫屈應力分析是很繁複的，因為它是解決三次方程式的問題，尤其在計算斷面係數， C_w ，更是複雜。參考文獻 [7.1、7.11] 之計算方式。

7.3 扭曲挫屈強度(抗力)

本節適用 I 型、Z 型、C 型、帽型及其他開放型斷面構件且其翼板具邊緣加勁肢，但不包括符合第 10.6.2 節之構件，其標稱軸力強度(抵抗壓力)應依下列公式(7.3-1)及公式(7.3-2)計算，本節中所列之安全係數及強度折減因子應依第一章之相關設計方法計算其容許壓力強度或設計壓力強度。

$$\Omega_b = 1.80 \quad (\text{ASD})$$

$$\phi_c = 0.85 \quad (\text{LFRD})$$

當 $\lambda_d \leq 0.561$

$$P_n = P_y \quad (7.3-1)$$

當 $\lambda_d > 0.561$

$$P_n = \left[1 - 0.25 \left(\frac{P_{crd}}{P_y} \right)^{0.6} \right] \left(\frac{P_{crd}}{P_y} \right)^{0.6} P_y \quad (7.3-2)$$

其中

$$\lambda_d = \sqrt{P_y / P_{crd}} \quad (7.3-3)$$

P_n = 標稱軸力強度

$$P_y = A_g F_y \quad (7.3-4)$$

其中

A_g = 全斷面積

F_y = 降伏應力

$$P_{crd} = A_g F_d \quad (7.3-5)$$

其中

F_d = 依本節下列第(1)、(2)或(3)項所計算之彈性扭曲挫屈應力

1. 具突唇無束制 C 及 Z 型斷面之簡化設計

對具突唇之 C 及 Z 型斷面在壓力翼板上無扭轉束制，並符合本章節之尺度限制，下列公式(7.3-6)可以保守計算扭曲挫屈應力 F_d 。當構件超出本節規定尺度限制時，可選擇由本節之(2)項或(3)項計算之。

應符合下列之尺度限制：

- (1) $50 \leq h_o/t \leq 200$ ，
- (2) $25 \leq b_o/t \leq 100$ ，
- (3) $6.25 \leq D/t \leq 50$ ，
- (4) $45^\circ \leq \theta \leq 90^\circ$ ，
- (5) $2 \leq h_o/b_o \leq 8$ ，及
- (6) $0.04 \leq D \sin \theta / b_o \leq 0.5$ 。

其中

h_o = 腹板全寬

b_o = 翼板全寬

D = 突唇總長，詳圖 C-4.5-1

t = 鋼板厚

θ = 突唇之角度，詳圖 C-4.5-1

扭曲挫屈應力 F_d 應依下列公式計算：

$$F_d = \alpha k_d \frac{\pi^2 E}{12(1-\mu^2)} \left(\frac{t}{b_o} \right)^2 \quad (7.3-6)$$

其中

α = 考慮未支撐長度 L_m (小於 L_{cr}) 之係數，可以保守的取 1.0

= 1.0 當 $L_m \geq L_{cr}$

= $(L_m/L_{cr})^{\ln(L_m/L_{cr})}$ 當 $L_m < L_{cr}$ (7.3-7)

其中

L_m = 約束扭曲挫屈之束制間距(對有連續束制的構件， $L_m = L_{cr}$ ，但是束制也可能是旋轉彈簧 k_ϕ ，依本節之(2)項或(3)項決定

$$L_{cr} = 1.2h_o \left(\frac{b_o D \sin \theta}{h_o t} \right)^{0.6} \leq 10h_o \quad (7.3-8)$$

$$k_d = 0.05 \leq 0.1 \left(\frac{b_o D \sin \theta}{h_o t} \right)^{1.4} \leq 8.0 \quad (7.3-9)$$

E = 彈性模數

μ = 伯松比

2. 對 C 及 Z 型斷面或其他開口斷面一邊腹板具加勁壓力翼板，當加勁肢可為突唇或複雜的邊緣加勁肢

本章節可應用於任何開口斷面具單一腹板及加勁壓力翼板，包括符合前節 6.2.4(a)限制的斷面，其扭曲挫屈應力 F_d 應依公式(6.2.4-10)計算如下：

$$F_d = \frac{k_{\phi fe} + k_{\phi we} + k_{\phi}}{\tilde{k}_{\phi fg} + \tilde{k}_{\phi wg}} \quad (7.3-10)$$

其中

$k_{\phi fe}$ = 由翼板至翼板與腹板交接處所提供之彈性旋轉勁度，依公式(6.2-36)決定

$k_{\phi we}$ = 由腹板至翼板與腹板交接處所提供之彈性旋轉勁度

$$= \frac{Et^3}{6h_o(1-\mu^2)} \quad (7.3-11)$$

k_{ϕ} = 由構材束制元件(側支撐、外覆材等)至翼板與腹板交接處所提供之旋轉勁度(當壓翼板無束制時 $k_{\phi} = 0$)

$\tilde{k}_{\phi fg}$ = 由翼板至翼板與腹板交接處所提供之幾何旋轉勁度(除以 F_d)，依公式 6.2-38 決定

$$\tilde{k}_{\phi wg} = \left(\frac{\pi}{L} \right)^2 \frac{th_o^3}{60} \quad (7.3-12)$$

其中

$L = L_{cr}$ 與 L_m 之較小者

其中

$$L_{cr} = \left(\frac{6\pi^4 h_o (1-\mu^2)}{t^3} \left(I_{yf} (x_o - h_x)^2 + C_{wf} - \frac{I_{xyf}^2}{I_{yf}} (x_o - h_x)^2 \right) \right)^{1/4} \quad (7.3-13)$$

L_m = 約束扭曲挫屈之束制間距(對有連續束制的構件， $L_m = L_{cr}$)

公式 7.3-13 之係數定義可詳第 6.2.3 節說明。

3. 合理化彈性挫屈分析

任一含扭曲挫屈之合理的彈性挫屈分析可被允許使用，而取代本節第 1 項及

第 2 項之內容，其安全係數及強度折減係數應依本節之規定

解說：扭曲挫屈是一種不穩定的行爲，它可以發生在具端點加勁肢材的構件，例如 C 及 Z 型的斷面，此種挫屈模式發生在整個翼板的不穩定，即整個翼板在對翼板與腹板交界處做旋轉，扭曲挫屈的挫屈波長是較局部挫屈長的多，較撓曲或撓曲-扭轉挫屈短許多，規範第 4.5 節中考量了部份的扭曲挫屈，但是研究顯示此種扭曲挫屈需要另外的限制檢核。

用以計算扭曲挫屈標稱強度的規範公式(7.3-2)是經過試驗證實，此公式最初是為直接強度法所發展出來的，可參考本規範附錄四。

若符合下列條件之一，柱的強度是不太可能由扭曲挫屈控制：(a) 腹板之細長比過大而提早發生局部挫屈例如 C 型斷面；(b) 具足夠的端點加勁肢材穩定住翼板如 C 型斷面而非 Z-型斷面；(c) 無支撐長度過大以致於撓曲或撓曲-扭轉挫屈強度控制；(d) 翼板上貼覆平板或牆提供足夠的旋轉束制。

在計算扭曲挫屈強度時最困難是在如何預估彈性扭曲挫屈應力 F_d ，由於計算的複雜性，規範提供了三個選項：(a) 針對無束制的 C 及 Z 型斷面，規範第 7.3(1)節提供保守的預測值；(b) 規範第 7.3(2)節提供較完整的方法應用於 C 及 Z 型斷面，及其他具單一腹板與翼板的開放斷面；(c) 或規範第 7.3(3)節提供用合理的彈性挫屈分析。在規範第 7.3(1)節中的公式假設壓力翼板無束制，但是規範第 7.3(2)及(3)節中允許旋轉束制 k_ϕ 以考量翼板旋轉的約束， k_ϕ 值可參詳規範第 6.2.3 節中的解說。

1. 具突唇無束制 C-及 Z-型斷面之簡化設計

對於具突唇的 C-及 Z-型斷面，規範第 7.3(1)節提供保守的預估扭曲挫屈應力值 F_d ，這是特別演導成保守的簡化公式，對多數普通的斷面，規範第 7.3(1)節可用以證明柱的扭曲挫屈不會控制其強度。

2. 對 C-及 Z-型或帽型斷面或其他開口斷面具等長加勁壓力翼板，其加勁肢可為突唇或複雜的邊緣加勁肢

對於其他開口斷面具等長加勁壓力翼板或複雜的邊緣加勁肢，規範第 7.3(2)節提供一個基本方法計算。應力值 F_d ，對 C 及 Z 型斷面，它也提供比第 7.3(1)節較精準的答案，這些公式是由文獻[7.13]所發表並經確認[7.14]。

3. 合理化彈性挫屈分析

合理化的彈性挫屈分析包括任何的運用力學原則，求得一正確的彈性扭曲挫屈應力，有許多的合理計算及分析的方法可以求得高準度的彈性挫屈彎矩，詳細的說明可參詳文獻[7.15]。本章節使用的安全係數及折減係數可應用於多數的斷面承受扭曲挫屈，只要構材是符合本規範之幾何限制，相同的安全係數及折減係數可應用於該構材。

原第 7.5 節 翼板連接鋼承板或外覆板之受壓構材—移至第十章

第八章 承受軸力及彎矩之構材

8.1 適用範圍

本章適用於具雙對稱或單對稱斷面受軸力及彎矩組合作用力之構材。

8.2 軸向拉力與撓曲交互作用強度

8.2.1 容許強度法 (ASD)

構材在承受軸向拉力及彎矩交互作用時，所需強度 T 、 M_x 與 M_y 須滿足下列交互作用公式：

$$\frac{\Omega_b M_x}{M_{nxt}} + \frac{\Omega_b M_y}{M_{nyt}} + \frac{\Omega_t T}{T_n} \leq 1.0 \quad (8.2-1)$$

$$\frac{\Omega_b M_x}{M_{nx}} + \frac{\Omega_b M_y}{M_{ny}} - \frac{\Omega_t T}{T_n} \leq 1.0 \quad (8.2-2)$$

其中

$$\Omega_b = 1.67$$

M_x 、 M_y = 對應中性軸的所需之撓曲強度

M_{nx} 、 M_{ny} = 對應中性軸的標稱撓曲強度(依第六章相關規定計算)

$$M_{nxt}、M_{nyt} = S_{ft} F_y$$

其中

S_{ft} = 受張最外緣之全面積之斷面模數

F_y = 設計降伏應力

$$\Omega_t = 1.67$$

T = 所需軸向拉力強度

T_n = 標稱軸向拉力強度(依第五章相關規定計算)

解說：對於承受軸向拉力及彎矩交互作用的構材，如果存在僅承受彎矩力的情況下，構材須符合第六章、第 10.4 節及第 10.6 節的相關規定。另外，對於軸向拉力不可過於超預估，以導致計算趨於不保守。

公式(8.2-1)乃對於承受軸向拉力及彎矩交互作用的構材爲了防止張力翼板的降伏破壞而設計，同時，公式(8.2-2)乃設計防止壓力翼板的破壞。

8.2.2 載重及強度係數設計法 (LRFD)

構材在承受軸向拉力及彎矩交互作用時，所需強度(軸向拉力及彎矩)、 T_u 、 M_{ux} 與 M_{uy} 須滿足下列交互作用公式：

$$\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nxt}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{nyt}} + \frac{T_u}{\phi_t T_n} \leq 1.0 \quad (8.2-3)$$

$$\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} - \frac{T_u}{\phi_t T_n} \leq 1.0 \quad (8.2-4)$$

其中

$\phi_b = 0.90$ 或 0.95 (依第 6.2.1 節計算撓曲強度)； **0.90** (依第 6.2.2 節計算側向扭轉挫屈強度)

M_{ux} 、 M_{uy} = 對應中性軸的所需撓曲強度

M_{nx} 、 M_{ny} = 對應中性軸的標稱撓曲強度(依第六章相關規定計算)

M_{nxt} 、 $M_{nyt} = S_{ft} F_y$

其中

S_{ft} = 受張最外緣之全面積之斷面模數

F_y = 設計降伏應力

$\phi_t = 0.95$

T_u = 所需軸向拉力強度

T_n = 標稱軸向拉力強度(依第五章相關規定計算)

解說：本章節類似於容許強度法也包含兩個交互作用公式，公式(8.2-3)乃對於承受軸向拉力及彎矩交互作用的構材爲了防止張力翼板的降伏破壞而設計，而公式(8.2-4)乃設計防止壓力翼板的破壞。

8.3 軸向壓力與撓曲交互作用強度

8.3.1 容許強度法(ASD)

構材在承受軸向壓力及彎矩交互作用時，所需強度 P 、 M_x 與 M_y 應以一階彈性分析計算且須滿足下列交互作用公式，或所需強度 P 、 M_x 與 M_y 可依二階分析法中所示之 K_x 、 K_y 、 α_x 、 α_y 、 C_{mx} 、 C_{my} 值及下列交互作用公式計算之，下列公式(8.3.1-1)至公式(8.3.1-3)中任一項之比值不得大於 1.0。

對單對稱之無加勁肢角鋼斷面具全斷面積時， M_y 可僅取所需之撓曲強度，對其他型式角鋼斷面或單對稱之無加勁肢角鋼斷面其在降伏應力之有效面積(A_e)小於全斷面積時， M_y 應取所需之撓曲強度或所需之撓曲強度加上 $PL/1000$ 兩者中何者得出一較小之 P 值。

$$\frac{\Omega_c P}{P_n} + \frac{\Omega_b C_{mx} M_x}{M_{nx} \alpha_x} + \frac{\Omega_b C_{my} M_y}{M_{ny} \alpha_y} \leq 1.0 \quad (8.3-1)$$

$$\frac{\Omega_c P}{P_{no}} + \frac{\Omega_b M_x}{M_{nx}} + \frac{\Omega_b M_y}{M_{ny}} \leq 1.0 \quad (8.3-2)$$

當 $\Omega_c P / P_n \leq 0.15$ ，則需滿足下列公式：

$$\frac{\Omega_c P}{P_n} + \frac{\Omega_b M_x}{M_{nx}} + \frac{\Omega_b M_y}{M_{ny}} \leq 1.0 \quad (8.3-3)$$

其中

$$\Omega_c = 1.80$$

P = 所需軸向壓力強度

P_n = 標稱軸向壓力強度(依第七章相關規定計算)

P_{no} = 標稱軸向壓力強度(依第七章相關規定計算，而 $F_n = F_y$)

$$\Omega_b = 1.80$$

M_x 、 M_y = 對應中性軸的所需撓曲強度，而中性軸位置的決定依所需軸向壓力強度計算之有效斷面而定。

M_{nx} 、 M_{ny} = 對應中性軸的標稱撓曲強度(依第六章相關規定計算)

$$\alpha_x = 1 - \frac{\Omega_c P}{P_{Ex}} > 0 \quad (8.3-4)$$

$$\alpha_y = 1 - \frac{\Omega_c P}{P_{Ey}} > 0 \quad (8.3-5)$$

其中

$$P_{Ex} = \frac{\pi^2 EI_x}{(K_x L_x)^2} \quad (8.3-6)$$

$$P_{Ey} = \frac{\pi^2 EI_y}{(K_y L_y)^2} \quad (8.3-7)$$

其中

I_x = 對 x 軸之全斷面慣性矩

K_x = 對 x 軸之有效長度係數

L_x = 對 x 軸之實際未支撐長度

I_y = 對 y 軸之全斷面慣性矩

K_y = 對 y 軸之有效長度係數

L_y = 對 y 軸之實際未支撐長度

C_{mx} 、 C_{my} = 彎矩修正係數，可採用下列之值：

1. 受壓構材於構架中結點有橫向移動時 $C_m = 0.85$
2. 受壓構材之支承點受束制無位移，且在支承點間撓曲面內並無橫向載重時

$$C_m = 0.6 - 0.4(M_1/M_2) \quad (8.3-8)$$

其中， M_1 與 M_2 分別為無支撐段之端點撓曲彎矩的較小與較大值。當構材彎曲為反曲率時， M_1/M_2 為正值，而構材彎曲為單曲率時， M_1/M_2 為負值。

3. 受壓構材之支承點無位移，但在支承點間撓曲面內有橫向載重時， C_m 值可以由相關理論分析得之。然而，其值可採用：
 - (a) 支承點有束制之構材， $C_m = 0.85$
 - (b) 支承點無束制之構材， $C_m = 1.0$

解說：對於承受軸向壓力及彎矩交互作用的構材，通常稱之為梁柱。彎矩力的形成可能由偏心荷重、橫向載重或彎矩載重所造成。一般承受彎矩及軸向壓力的冷軋型鋼構材，易出現在框架系統結構、桁架與外牆豎材中。此種構材的設計，乃經由嚴密的理論與實驗的結果[8.1、8.2]，並考量局部穩定及梁柱不穩定的情況下，所推導出的交互作用公式而計算之。

影響梁柱結構行為的因素包含了：斷面積的形狀與尺寸、偏心荷重的位置、柱的長度、端點的束制與支撐的情形。

本章節可用二階分析的方式作為穩定分析的另一方法[8.3]，此方法規定使用幾合非線性二階分析計算所需之彎矩及軸力，彎矩及軸力取構件的最大值，可使用上述文獻中所示之 K_x 、 K_y 、 α_x 、 α_y 、 C_{mx} 、 C_{my} 值計算及解說。一階彈性分析的方式仍可用於計算所需之彎矩及軸力，可選取適當的 K 值及 α_x 、 α_y 、 C_{mx} 、 C_{my} 值依第 8.3.1 及 8.3.2 節計算之。

為避免軸力 $\Omega_c P$ (或 P_u) 大於尤拉挫屈載重 P_E ，放大係數 α 須為一正數。當梁柱構件承受軸力 P 及端點彎矩 M 作用如圖 C-8.3-1(a)，構件若能維持垂直，其軸力及彎矩組合之壓應力等於下列公式(C-8.3-1)所示：

$$f = \frac{P}{A} + \frac{M}{S} \quad (C-8.3-1)$$

$$= f_a + f_b$$

其中

f = 組合之壓應力

f_a = 軸向壓應力

f_b = 彎矩壓應力

P = 軸向力

A = 斷面積

M = 撓曲彎矩

S = 斷面模數

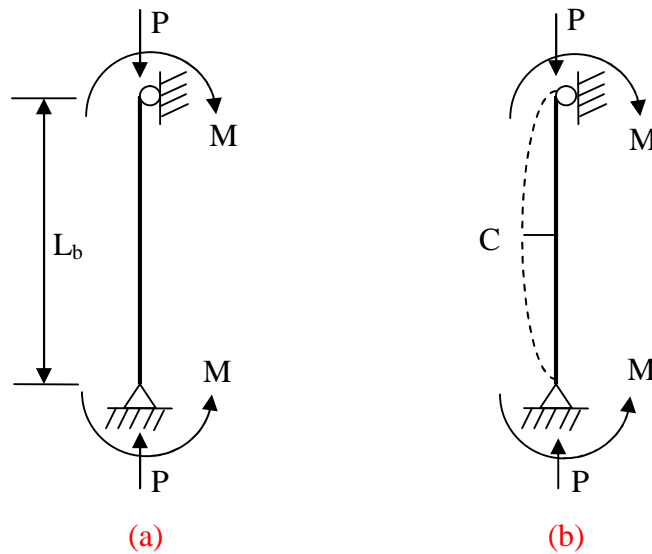


圖 C-8.3-1 梁柱構件承受軸力及端點彎矩

以容許強度設計法(ASD)設計梁柱構件，其組合之應力應小於或等於下列容許應力值 **F**：

$$f_a + f_b \leq F$$

或

$$\frac{f_a}{F} + \frac{f_b}{F} \leq 1.0 \quad (\text{C-8.3-2})$$

在規範第 6.2 節、D6.1 節及第七章規定，壓力構件之安全係數 Ω_c 與撓曲構件之安全係數 Ω_b 是不相同的，故公式(C-8.3-2)可被修正為下列公式：

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_b}{F_b} \leq 1.0 \quad (\text{C-8.3-3})$$

其中

F_a = 容許軸向壓應力

F_b = 容許撓曲應力

若以強度比例取代應力比例時，公式(C-8.3-3)可改寫為：

$$\frac{P}{P_a} + \frac{M}{M_a} \leq 1.0 \quad (\text{C-8.3-4})$$

其中

P = 軸向力 = **A f_a**

P_a = 容許軸向壓力 = **A F_a**

M = 撓曲彎矩 = **S f_b**

M_a = 容許彎矩 = **S F_b**

其中 $P_a = \frac{P_n}{\Omega_c}$; $M_a = \frac{M_n}{\Omega_b}$

上述兩公式中， P_n 與 Ω_c 詳規範第七章及第 10.6 節， M_n 與 Ω_b 詳規範第 6.2 節及第 10.6 節，將上述兩公式代入公式(C-8.3-4)中，可以得出下列之交互公式：

$$\frac{\Omega_c P}{P_n} + \frac{\Omega_b M}{M_n} \leq 1.0 \quad (\text{C-8.3-5})$$

公式(C-8.3-4)之交互公式已被廣泛的應用在梁柱的設計，當較小的軸力作用在短構件時，此公式可得不錯的結果，但是在實際的應用上當彎矩作用在構件端點時，構件則會彎曲如圖 C-8.3-1(b)所示，這是因為彎矩作用及次要彎矩作用的效應，最大的彎矩在 C 點可用下式計算：

$$M_{\max} = \Phi M \quad (\text{C-8.3-6})$$

其中

M_{\max} = 構件中央處最大撓曲彎矩

M = 撓曲彎矩

Φ = 放大係數

放大係數 Φ 可由下列公式計算：

$$\Phi = \frac{1}{1 - P/P_E} \quad (\text{C-8.3-7})$$

其中 P_E = 彈性挫屈載重(Euler 載重) = $\pi^2 EI / (KL_b)^2$ ，若給 P_E 值一個安全係數 Ω_c 時公式(C-8.3-7)可寫成下式：

$$\Phi = \frac{1}{1 - \Omega_c P / P_E} \quad (\text{C-8.3-8})$$

若使用最大撓曲彎矩時，由公式(C-8.3-5)與公式(C-8.3-8)可得出下列交互公式：

$$\frac{\Omega_c P}{P_n} + \frac{\Omega_b M}{(1 - \Omega_c P / P_E) M_n} \leq 1.0 \quad (\text{C-8.3-9})$$

公式(C-8.3-9)可用於有支撐及無約束端點的構件時，其承受軸力與均佈橫向載重，但是當柱為無支撐型(有側移)且成雙彎曲時，則公式(C-8.3.1-9)計算保守，故公式(C-8.3-9)須加一修正係數 C_m 以考慮端點彎矩的效應，如下列公式(C-8.3-10)所示：

$$\frac{\Omega_c P}{P_n} + \frac{\Omega_b C_m M}{\alpha M_n} \leq 1.0 \quad (\text{C-8.3-10})$$

上式即為規範公式(8.3-1)，其中 $\alpha = 1 - \Omega_c P / P_E$ 。

在公式(C-8.3-10)中， C_m 可以依據規範第 8.2.1 節中所規定三種情形之一，第一種情形時 $C_m = 0.85$ ，第二種情形時 C_m 可依公式(C-8.3-11)計算：

$$C_m = 0.6 - 0.4 \frac{M_1}{M_2} \quad (\text{C-8.3-11})$$

其中 M_1/M_2 是端點上較小與較大彎矩的比值，第三種情形時 C_m 可用文獻 [8.4、8.5、8.6]之數值作進似的計算。

公式(8.3-3)可用於軸力值小的情形，這個保守簡化的交互關係可由公式(8.3-1)及公式(8.3-2)定義之。

在公式(8.3-1)至公式(8.3-3)中每項單獨的比率皆不可超過 1.0，此為避免載重 $\Omega_c P$ 大於挫屈載重 P_E ，否則公式(C-8.3-8)之放大係數將為負值。

8.3.2 載重及強度係數設計法 (LRFD)

構材在承受軸向壓力及彎矩交互作用時，所需強度(壓力與彎矩) T_u 、 M_{ux} 與 M_{uy} 應以一階彈性分析計算且須滿足下列交互作用公式，或所需強度(壓力與彎矩) T_u 、 M_{ux} 與 M_{uy} 可依二階分析法中所示之應依附錄 2 所示之 K_x 、 K_y 、 α_x 、 α_y 、 C_{mx} 、 C_{my} 值及下列交互作用公式計算之，下列公式(8.3-8)至(8.3-9)中任一項之比值不得大於 1.0。

對單對稱之無加勁肢角鋼斷面具全斷面積時， M_{ux} 可僅取所需之撓曲強度，對其他型式角鋼斷面或單對稱之無加勁肢角鋼斷面其在降伏應力之有效面積 (A_e) 小於全斷面積時， M_{ux} 應取所需之撓曲強度或所需之撓曲強度加上 $P_u L / 1000$ 兩者中何者得出一較小之 P_u 值。

$$\frac{P_u}{\phi_c P_n} + \frac{C_{mx} M_{ux}}{\phi_b M_{nx} \alpha_x} + \frac{C_{my} M_{uy}}{\phi_b M_{ny} \alpha_y} \leq 1.0 \quad (8.3-8)$$

$$\frac{P_u}{\phi_c P_{no}} + \frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \leq 1.0 \quad (8.3-9)$$

當 $P / \phi_c P_n \leq 0.15$ ，則需滿足下列公式：

$$\frac{P_u}{\phi_c P_n} + \frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \leq 1.0 \quad (8.3-10)$$

其中

$$\phi_c = 0.85$$

P_n = 標稱軸向壓力強度(依第七章相關規定計算)

P_{no} = 標稱軸向壓力強度(依第七章相關規定計算，而 $F_n = F_y$)

P_u = 所需軸向壓力強度

$\phi_b = 0.90$ 或 0.95 (依第 6.2.1 節計算撓曲強度)；**0.90(依第 6.2.2 節計算側向扭轉挫屈強度)**

M_{nx} 、 M_{ny} = 對應中性軸的標稱撓曲強度(依第六章相關規定計算)

M_{ux} 、 M_{uy} = 對應中性軸的所需撓曲強度，而中性軸位置的決定依所需軸向壓力強度計算之有效斷面而定。

$$\alpha_x = 1 - \frac{P_u}{P_{Ex}} > 0 \quad (8.3-11)$$

$$\alpha_y = 1 - \frac{P_u}{P_{Ey}} > 0 \quad (8.3-12)$$

其中

$$P_{Ex} = \frac{\pi^2 EI_x}{(K_x L_x)^2} \quad (8.3-13)$$

$$P_{Ey} = \frac{\pi^2 EI_y}{(K_y L_y)^2} \quad (8.3-14)$$

其中

I_x = 對 x 軸之全斷面慣性矩

I_y = 對 y 軸之全斷面慣性矩

L_x = 對 x 軸之實際未支撐長度

L_y = 對 y 軸之實際未支撐長度

K_x = 對 x 軸之有效長度係數

K_y = 對 y 軸之有效長度係數

C_{mx} 、 C_{my} = 彎矩修正係數，可採用下列之值：

1. 受壓構材於構架中結點有橫向移動時 $C_m = 0.85$
2. 受壓構材之支承點受束制無位移，且在支承點間撓曲面內並無橫向載重時

$$C_m = 0.6 - 0.4(M_1/M_2) \quad (8.3-15)$$

其中， M_1 與 M_2 分別為無支撐段之端點撓曲彎矩的較小與較大值。當構材彎曲為反曲率時， M_1/M_2 為正值，而構材彎曲為單曲率時， M_1/M_2 為負值。

3. 受壓構材之支承點無位移，但在支承點間撓曲面內有橫向載重時， C_m 值可以由相關理論分析得之。然而，其值可採用：

(a) 支承點有束制之構材， $C_m = 0.85$

(b) 支承點無束制之構材， $C_m = 1.0$

解說：公式(8.3-8)至公式(8.3-10)中 P_u 及 M_u 分別代表是所需受壓強度及所需撓曲強度。

與前章節之容許強度法相同，在公式(8.3-8)至公式(8.3-10)中的每項單獨的比率皆不可超過 1.0。

本節的交互作用公式，與 AISC LRFD 規範[8.7]與國內「鋼構造建築物鋼結構設計技術規範」[8.8]內的相關規定不盡相同，主要乃因無足夠的冷軋型鋼構材的資料可應用於 AISC 規範內。

第九章 中空圓管構材

9.1 適用範圍

本章的相關規定僅適用於中空圓管的外徑與壁厚比值(D/t)小於 $0.441E/F_y$ 值的構材。

解說：因為具有較大的旋轉半徑與面積之比值，在各方向上有相同的旋轉半徑，與較大的扭轉剛度等優點，薄壁的中空圓管在受壓與扭轉上為相當經濟的構材。正如其他的冷軋型鋼構材般，中空圓管在設計上不僅需提供足夠的力量以抵抗柱之整體挫屈外，同時，局部挫屈亦為考量的一個因素。一般在應用傳統的局部挫屈理論上，似乎對於中空圓管在長向受壓有過高估計的情形，另外，在不可避免的不完整性(imperfection)，與殘留應力的影響下，通常會造成中空圓管的實驗抗壓強度低於理論計算值。因此，基於大量實驗結果，本章的一項主要項目，乃在提供中空圓管局部挫屈的相關規定。

局部挫屈應力

在考量受軸向壓力的中空圓管之後挫屈行為，以及初始變形(不完整性)的重要因素，設計規範的原始理論來自於 Plantema 的示意圖，與實驗的結果[9.1]。

觀察受壓中空圓管的實驗結果，Plantema 發現 F_{ult}/F_y 比值與參數 $(E/F_y)(t/D)$ 有關，其中 t 為壁厚， D 為平均直徑， F_{ult} 為極限應力或破壞應力(collapse stress)。如圖 C-9.1-1 所示，線 1 代表破壞應力小於比例限(proportional limit)，線 2 表示破壞應力介於比例限與降伏點之間，線 3 則代表破壞應力發生在降伏點。在線 3 的區域內，局部挫屈則不會發生在應力到達降伏點之前，線 1 與線 2 的區域內，應力在未到達降伏點之前，局部挫屈即可能發生，對於受壓中空圓管的設計，應盡量避免局部挫屈的發生。

依據保守的估算，AISI 規定—當 D/t 值小於或等於 $0.112 E/F_y$ 值時，中空圓管應可設計達到降伏。此規則乃基於圖 C-9.1-1 所示之 A_1 點，其 $(E/F_y)(t/D)$ 值為 8.93。

當 $0.112 E/F_y < D/t < 0.441 E/F_y$ 時，中空圓管的設計乃基於非彈性局部挫屈的準則。為了發展非彈性挫屈設計公式，圖 C-9.1-1 上之 B_1 點乃取決代表比例點之處。對於 B_1 點而言，其

$$\left(\frac{E}{F_y}\right)\left(\frac{t}{D}\right) = 2.27 \quad \frac{F_{ult}}{F_y} = 0.75 \quad (C-9.1-1)$$

利用線 A₁B₁，中空圓管的極大應力可由下式表示之：

$$\frac{F_{ult}}{F_y} = 0.037 \left(\frac{E}{F_y} \right) \left(\frac{t}{D} \right) + 0.667 \quad (C-9.1-2)$$

當 $D/t \geq 0.441E/F_y$ ，下式則代表圖 C-9.1-1 上的彈性局部挫屈區域-線 1：

$$\frac{F_{ult}}{F_y} = 0.328 \left(\frac{E}{F_y} \right) \left(\frac{t}{D} \right) \quad (C-9.1-3)$$

對於相關實驗及公式(C-9.1-2)與(C-9.1-3)間之關聯性，可參考圖 C-9.1-2，本章的相關規定僅適用於，中空圓管的外徑與壁厚比值(D/t)小於 0.441E/F_y 值的構材，其因乃在於-非常薄壁的圓管易產生彈性局部挫屈，如此並不是一經濟的設計，再者，過大 D/t 值的薄壁中空圓，對於幾何不完整性則相當的敏感。

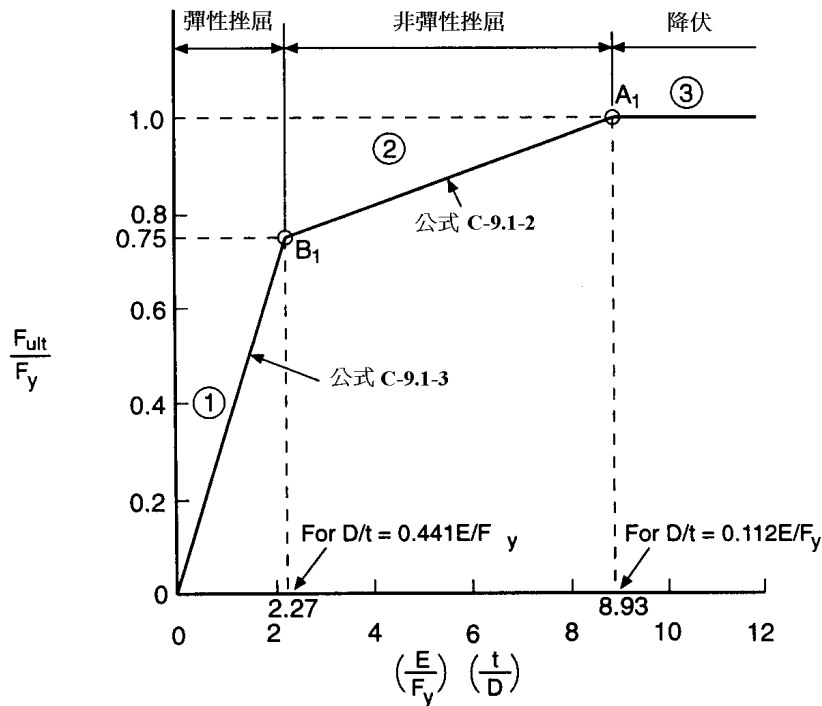


圖 C-9.1-1 中空圓管局部挫屈臨界應力示意圖

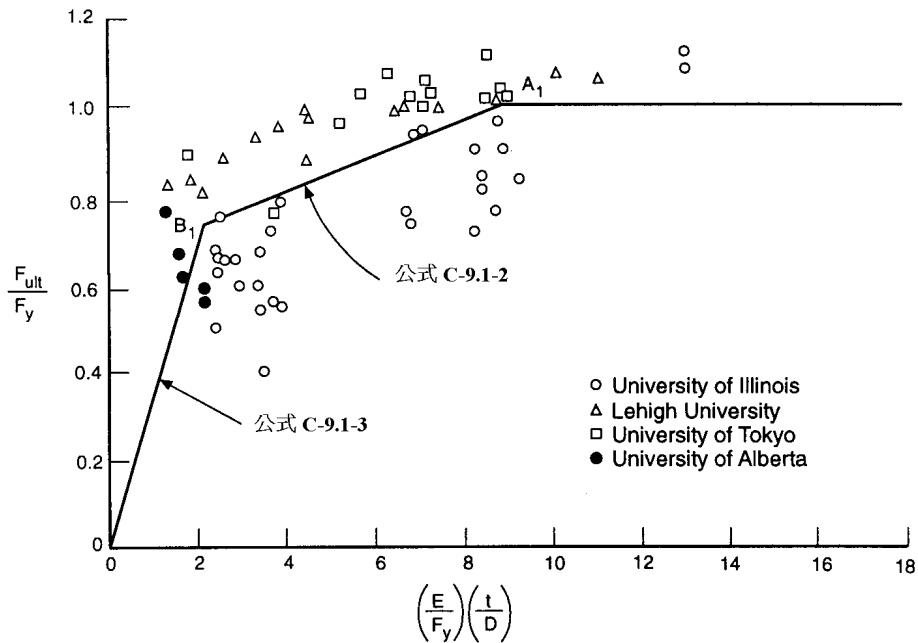


圖 C-9.1-2 中空圓管受軸向壓力實驗與局部挫屈準則之關係

9.2 撓曲強度(抵抗彎矩)

對於中空圓管構材之外徑與管壁厚比值 D/t 小於 $0.441E/F_y$ ，其標稱撓曲強度(抵抗彎矩) M_n 應依下列規定計算之：對於撓曲構材，其標稱撓曲強度(M_n)應依下列規定計算之

$$\Omega_b = 1.67 \quad (\text{ASD})$$

$$\phi_b = 0.95 \quad (\text{LRFD})$$

$$\text{當 } D/t \leq 0.0714 \cdot 0.070 E/F_y$$

$$M_n = 1.25 F_y S_f \quad (9.2-1)$$

$$\text{當 } 0.0714 \cdot 0.070 E/F_y < D/t \leq 0.318 \cdot 0.319 E/F_y$$

$$M_n = \left[0.970 + 0.020 \left(\frac{E/F_y}{D/t} \right) \right] F_y S_f \quad (9.2-2)$$

$$\text{當 } 0.318 \cdot 0.319 E/F_y < D/t \leq 0.441 E/F_y$$

$$M_n = [0.328E/(D/t)] S_f \quad (9.2-3)$$

其中

D = 中空圓管直徑

t = 圓管壁厚

S_f = 全斷面之彈性模數

解說：對於較厚的中空圓管撓曲而言，與軸向受壓載重情形相異，故不以初始降伏為其破壞基準。事實上，構材的塑性彎矩可大於 1.29 倍的初始降伏彎矩。再者，當構材發生非彈性局部挫屈時，其應力呈坡度的變化，此情形與構材受軸向壓力的情況亦不相同。

公式(9.2-1 至 9.2-3)乃依據 Sherman[9.2]的工作報告，同時，形狀因子(shape factor)乃假設為 1.25。

在中空圓管構材之行爲和挫曲模態在前節(第 9.1 節)中討論。本節只適用於中空圓管構材外徑和管壁厚之比值 D/t ，不大於 $0.441E/F_y$ 之情形，因為極細管的設計將受彈性局部挫曲所限制，而導致不符合經濟原則的設計。

此外，中空圓管狀之構材常有較大的 D/t ，常容易造成幾何不平整(geometric imperfection)。厚壁中空圓管在承受撓曲時，一開始產生之降伏並不代表破壞的狀況。一般假設條件是軸向載荷。破壞是在塑性彎矩能力，其值至少為一開始降伏值之 1.29 倍。

9.3 軸向壓力強度(抗力)

對於中空圓管構材之外徑與管壁厚比值 D/t 小於 $0.441E/F_y$ ，本節所規定適用之範圍，乃僅應用於軸力(或合力)穿過斷面形心之構材。所有作用在構材上的外力可應用單一軸力(或合力)穿過斷面形心之構材。其彈性撓曲挫屈應力 F_e 應依第 7.2.1 節計算，有效斷面應依下列計算之標稱受壓強度(P_n)應依下列規定計算之：

$$A_e = A_o + R(A - A_o) \quad (9.3-1)$$

其中

$$A_o = \left[\frac{0.037}{(DF_y)/(tE)} + 0.667 \right] A \leq A \quad \text{當 } D/t \leq 0.441 (E/F_y) \quad (9.3-2)$$

其中

D = 中空圓管構材之外徑

F_y = 降伏應力

t = 中空圓管構材之厚度

E = 鋼材之彈性模數

A = 全斷面積

$$R = F_y / (2F_e) \leq 1.0 \quad (9.3-3)$$

$$P_n = F_n A_e \quad (9.3-1)$$

$$\phi_e = 0.85$$

F_n 依下列規定決定之：

當 $\lambda_e \leq 1.5$

$$F_n = (0.658^{\lambda_e^2}) F_y \quad (9.3-2)$$

當 $\lambda_e > 1.5$

$$F_n = \left(\frac{0.877}{\lambda_c^2} \right) F_y \quad (9.3-3)$$

其中

$$\lambda_c = \sqrt{\frac{F_y}{F_e}} \quad (9.3-4)$$

F_e = 彈性撓曲挫屈應力(詳見第 7.3 節)

$$A_e = [1 - (1 - R^2)(1 - A_o/A)]A \quad (9.3-5)$$

$$R = \sqrt{F_y / 2F_e} \quad (9.3-6)$$

$$A_o = \left[\frac{0.037}{(DF_y)/(tE)} + 0.667 \right] A \leq A \quad \text{當 } D/t \leq 0.441 (E/F_y) \quad (9.3-7)$$

A = 全斷面積

解說：當中空圓管被使用為承受軸向載重的受壓構材，其標稱受壓強度依第七章規定計算之，但是其挫屈應力(F_e)，則以第 7.2.1 節計算撓曲挫屈決定之，同時，其有效面積(A_e)，則依公式(9.3-1)計算之。當中空圓管斷面產生局部挫屈時，可採用公式(9.3-2)計算斷面折減面積大小。當斷面產生非彈性挫屈應力時，公式(9.3-2)是由公式(C9.1-2)推導而得。

9.4 軸向壓力與撓曲作用強度

軸向壓力與撓曲作用強度組合應符合第八章之相關規定。

第十章 組合構材

10.1 適用範圍

本章乃針對常用之(1)C 型鋼組合 I 型鋼構材、(2)C 型鋼或 Z 型鋼的側向支撐、(3)牆間柱與其組合冷軋型鋼框架構築、(4)樓板、屋頂或牆體構造，進行相關之規定。

解說：當同時使用冷軋鋼構材與其他結構材料形成複合系統(mixed system)時，除遵守本規範外亦須滿足其他使用材料之設計需求規範。

10.2 組合斷面

10.2.1 兩 C 型斷面構成之 I 型斷面的撓曲構材

撓曲構材由兩 C 型斷面組合之 I 型斷面，其長向鉚接(或其他連結物)之最大容許間距(S_{max})應為

1. 若為受壓構材

$$S_{max} = \frac{Lr_{cy}}{2r_l} \quad (10.2-1)$$

其中

L = 受壓構材的未支撐長度

r_l = 於已知端部束制與中間支撐條件的情況下，對垂直於可能產生挫屈方向之軸的 I 型斷面的迴轉半徑

r_{cy} = 單一 C 型斷面對平行於其腹板之中性軸的迴轉半徑

1. 若為撓曲構材

$$S_{max} = \frac{L}{6} \leq \frac{2gT_s}{mq} \quad (10.2-1)$$

其中

L = 梁之跨距

T_s = 接合部之拉力強度(見第十一章)

g = 最接近上下翼板之二排連結物的垂直距離

m = 單一 C 型鋼之剪力中心至其腹板厚度中心的距離 (可參考圖 C-10.2-1)。

(1)若為無邊緣加勁材(突唇)之 C 型斷面

$$m = \frac{w_f^2}{2w_f + d/3} \quad (10.2-2)$$

(2)若為具邊緣加勁材(突唇)之 C 型斷面

$$m = \frac{w_f dt}{4I_x} \left[w_f d + 2D \left(d - \frac{4D^2}{3d} \right) \right] \quad (10.2-3)$$

w_f = 腹板內側面至翼板最外緣之距離，若 C 型斷面具有不同之翼板寬度， w_f 應採取較寬之翼板

d = 梁或 C 型鋼之深度

D = 邊緣加勁材之全深

I_x = 單一 C 型斷面對垂直其腹板之中性軸的慣性矩

q = 因數化載重(LRFD)或設計載重(ASD) q 的計算可由集中載重或支承反力除以承壓長度而獲得。對於受均佈載重之梁而言， q 則均佈載重的三倍。如果在集中載重或支承處的承壓長度小於所需銲接的間距(s)，其在靠近集中載重或支承反力處的銲接或連結物所需設計強度則為：

$$T_s = P_s m / 2g \quad (10.2-4)$$

其中， P_s 乃基於因數化載重或設計載重下的集中載重或支承反力。

每處結合之最大容許間距(S_{max})，係以該處受最大載重時之接合間距定之。因此，如梁的整體長度採取均等間距的接合，其間距的決擇係以最大載重處之接合間距而定，但因此卻造成不經濟的結果，以下二種方法則可考慮採用：(1)連結物之間距依照載重大小的變化而有所不同；(2)可於集中載重之翼板處銲上加強蓋板。結合這些蓋板與翼板之連結物其設計剪力強度須用於 T_s 的計算，且 g 應採梁之深度。

解說：I 型斷面可由兩個背靠背的 C 型斷面連接而成，通常使用於受壓或撓曲構材。圖 C-4.1-2 (3), (7)和圖 C-4.1-3 (2), (8)所示為幾種組合 I 型斷面。

1. 壓力構材

對於 I 型斷面用於受壓構材時，其長向接合之間距必須不得超過依本規範公式(10.2-1)計算求得之值(S_{max})，其因乃為防止個別 C 型斷面在整體 I 型斷面挫屈前之較小載重下，先行在其平行腹板之軸上撓曲挫屈。此規定乃基於單一 C 型斷面在接合間的細長比 S_{max}/r_{cy} ，不得大於 I 型斷面細長比 (L/r_t) 的 1/2 [10.1, 10.2]，理由為考量一個接合處形成鬆脫或無效用。即使本節記載僅論及 I 型斷面，但是公式(10.2-1)亦可應用於由二 C 型斷面接合的箱型受壓構材的最大銲接間距，此時 r_t 取箱型斷面中迴轉半徑較小者。

2. 撓曲構材

對於 I 型斷面用於撓曲構材時，其長向接合之間距則於公式(10.2-2)內規範之，其第一個考量乃在於防止接合間的上翼板處產生過度的扭轉變形。第二個考量乃針對連結物的配置與強度，以及作用於梁的載重密度 [10.2]。第二個考量要求乃因為 C 型斷面的剪力中心既不在腹板上也與腹板不在同一平面上，如圖 C-10.2-1 所示，當一載重 Q 作用於腹板平面上時，將對

於其剪力中心產生一扭矩(Qm)，則其上部連接物的拉力(T_s)，可以由扭矩(Qm)與抵抗彎矩($T_s g$)相等而求得

$$Qm = T_s g \quad (C-10.2-1)$$

$$T_s = Qm/g \quad (C-10.2-2)$$

如圖 C-10.2-2 所示，如 q 為載重密度(單位載重)， s 為接合間距，則載重 $Q = qs/2$ ，因此，最大容許間距(S_{max})可輕易地將 Q 代入公式(C-10.2-2)中而求得，而載重密度 q 則根據作用於梁之載重類型而定。

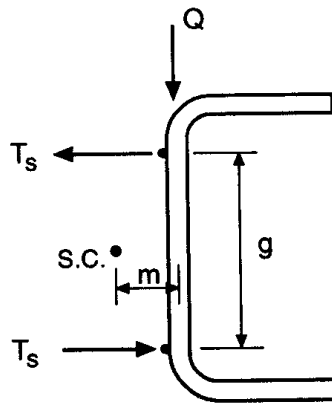


圖 C-10.2-1 C 型斷面上接合處之拉力

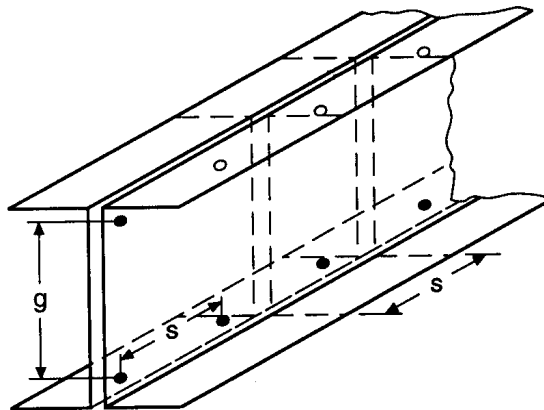


圖 C-10.2-2 接合間距示意圖

除了以上考量的接合強度需求外，接合間距不得大到因上翼板處的分離，而使得接合間有過大的扭矩。事實上 C 型斷面乃背對著背連接，最大的間隔限度或許可以採用 $L/3$ ，但考慮到一處的連結可能有缺陷，因此在公式 (10.2-2) 中將最大間隔限度 $L/6$ 作為首要條件。

10.2.2 兩斷面組合的受壓構材

對於受壓構材由 2 個斷面所構成，其受壓強度(抗力)應由第 7.2 節的規定決定之；如果挫屈行為中有相當的變形，造成剪力發生在結合 2 個斷面的連接物上，受壓構材的 KL/r 須由 $(KL/r)_m$ 替代之。

$$\left(\frac{KL}{r}\right)_m = \sqrt{\left(\frac{KL}{r}\right)_o^2 + \left(\frac{a}{r_i}\right)^2} \quad (10.2-5)$$

其中

$(KL/r)_o$ = 組合構材整體斷面的細長比

a = 點銲或連結物的間距

r_i = 組合構材內 2 個斷面中的最小迴轉半徑(未折減之斷面)

連結物的強度(抗力)和其間距應符合下列的要求：

1. 點銲或連結物的間距(a)須限制在，讓 a/r_i 不得超過組合構材的細長比一半的情形下
2. 組合構材的兩端連結銲接的長度須超過構材最大的尺寸長度，或連結物的間距不得超過 4 倍連結物的直徑，且其連結長度要達到 1.5 倍構材最大的尺寸長度
3. 構材在長向中間部分連結的點銲或連結物，在任一方向須能承受 2.5% 的標稱軸向強度

解說：透過間隔式連結 2 個斷面所構成的受壓構材會有較小的剪力剛度，考量減少的剪力剛度對於挫屈應力的影響，修正的細長比(公式(10.2-5))可用於計算彈性臨界挫屈應力[10.3]。

本節的規定乃引用熱軋型鋼組合構材(銲接與螺栓接合)，目前熱軋型鋼規範也將其他連結物如冷軋型構造常用的螺絲納入考量，同樣的要求，連結物須能承受 2.5% 的剪力強度，且其間距須符合 a/r_i 不得超過組合構材的細長比一半 ($a/r_i \leq 0.5(KL/r)_o$)。

10.2.3 受壓肢材之接合間距

以銲接、螺栓或鉚釘將蓋板、鋼板或非為整體的受壓加勁材連接至其他構材時，其在應力作用線上的間距 s 不得超過下述各項：

1. 根據每一接合處的設計強度，計算傳遞連接部間之剪力所需的間距。
2. $1.16t\sqrt{E/f_c}$ ，其中 t 乃為蓋板或鋼板的厚度， f_c 為服務載重之下蓋板或鋼板內的應力
3. 影響該接合處之區間，其未加勁受壓肢材最窄翼板平板寬度 w 的三倍。

當 $w/t < 0.50\sqrt{E/F_y}$ 時其值不必小於 $1.11t\sqrt{E/F_y}$ ，或當 $w/t \geq 0.50\sqrt{E/F_y}$

時其值不必小於 $1.33t\sqrt{E/F_y}$ ，惟其值不得大於第 1.項或第 2.項之間距。

接合若為平行應力方向之間斷填角銲，間距應為填角銲間的淨距離加上 12.5 mm。其他接合方式的間距，應取連結物中心點間距離。

例外：本章之需求不適用於僅當作被覆材而非做為承載肢材之蓋板。

解說：當受壓肢材與組合構材之其他部分作不連續接合時，其連結物間距必須緊密到足以提供被連接肢材必要的強度，圖 C-10.2-3 顯示由一平板與一倒置的帽型斷面組合而成的箱型梁，假如適當的配置連結物，則此平薄板將可視為一加勁受壓肢材，而其寬度(w)相當於兩列連結物間的距離，構材斷面性質則依此原則計算之。

本節內第一款所述規定中之必要剪力強度，可由與計算螺栓翼板接合或銲接板梁或類似結構，其相同之標準結構設計流程求得。本節第二款乃為了保證，平板在兩個鄰近的接合間，其應力小於 $1.67f_c$ 時不致產生圖 C-10.2-3 所示如柱般的挫屈，其中 f_c 為連接之受壓肢材在服務載重下的應力 [10.1，10.2]，而此規定的依據為尤拉(Euler)柱挫屈公式：

$$\sigma_{cr} = \frac{\pi^2 E}{(KL/r)^2} \quad (\text{C-10.2-3})$$

而以 $\sigma_{cr} = 1.67f_c$ ， $K = 0.6$ ， $L = s$ 與 $r = t/\sqrt{12}$ 代入而得之。此規定較保守，因為長度乃取連結物中心間之距離而不是以淨距離為依據，而係數 K 乃以 0.6 取代 0.5(柱兩端為固定端之理論值)。

本節第三款保證在大部分情況下合乎規定的間距，使平板之整列連接物具有如連續加勁的行為。[10.1，10.2]。

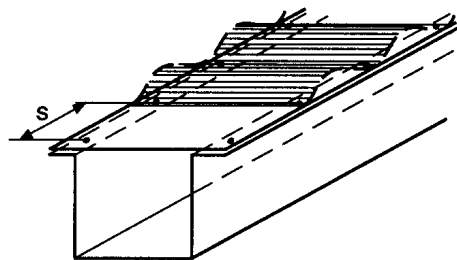


圖 C-10.2-3 組合斷面的接合間距

10.3 側向支撐

側向支撐的設計應使其能束制承載梁或柱的側向彎曲（或位移）或扭轉，同

時，亦要避免支撐接觸點的局部皺曲。

解說：本節所涵蓋之應用範圍為對稱梁與柱，及用於屋頂系統上承受重力之 C 型斷面與 Z 型斷面梁。

10.3.1 對稱梁與柱

側撐與側撐系統（包括接合在內），其設計應考量強度與勁度要求。

解說：在鋼結構中，並沒有簡單的、一般可接受的手法用以決定分離的側支撐所需之強度與勁度。Winter [10.4] 提供了局部的解決方式，而其他人士延續此學理如 Haussler [10.5]、Haussler 和 Pabers [10.6]、Lutz 和 Fisher [10.7]、Salmon 和 Johnson [10.8]、Yura [10.9]、SSRC [10.10]。設計人員應多尋找相關文件，以正確的設計側支撐或其系統。

在受壓面上的側向支撐細長比不得超過 200。

10.3.2 C 型斷面與 Z 型斷面梁

本節針對承受腹板面上載重的 C 型斷面與 Z 型斷面梁，以側支撐束制其扭轉時之相關規定。在本節中討論下述二種情形：(1) 上翼板連接至鋼承板或外覆材，並能有效的束制該翼板的側向位移；(2) 無任一翼板以(1)方式連結。當兩翼板皆以(1)方式連接時，側向支撐就無存在的需要。

解說：C 型斷面與 Z 型斷面被當作梁使用，以承受與腹板平面相同方向的橫向載重，如果沒有提供足夠的側支撐則可能產生扭轉與側位移。本節內包含了二部分：(1) 針對梁之單一翼板連接鋼承板或外覆材時的支撐需求；(2) 梁之任一翼板皆未連接鋼承板或外覆材時，側撐之間距與設計需求。

原 10.3.2.1 承受重力載重之屋頂系統的支撐之錨定—上翼板連結外覆材者移至 10.6.4 節說明與修改

10.3.2.1 承受重力載重之屋頂系統的支撐錨定—翼板不與外覆材連結者的 C 型斷面與 Z 型斷面

位於上下翼板處之每一中間支撐，應被設計成可抵抗如下述決定本節規定之所需側向力 P_{L1} (位於第一象限的翼板所需的側支撐力) 與 P_{L2} (另一個翼板所需的側支撐力)。

本節所應用的 x 軸為垂直於腹板方向上的斷面中心軸， y 軸為平行於腹板方向上的斷面中心軸， x 軸與 y 軸的設置應將一個翼板安排於第一象限內，可參考圖 C-10.3-1 有關座標系統的介紹。

1. 對於均佈力： $P_L = 1.5 K'$ 倍的因數化載重組合設計載重 (含支撐兩側各 $0.5a$ 的範圍內)。

$$P_{L1} = 1.5[W_y K' - (W_x/2) + (M_z/d)] \quad (10.3-1)$$

$$P_{L2} = 1.5[W_y K' - (W_x/2) - (M_z/d)] \quad (10.3-2)$$

當均佈力 W 作用於於平行於腹板方向時，也就是 $W_y=W$

$$P_{L1} = -P_{L2} = 1.5(m/d)W \quad \text{如爲 C 型斷面} \quad (10.3-3)$$

$$P_{L1} = P_{L2} = 1.5(I_{xy}/(2I_x))W \quad \text{如爲 Z 型斷面} \quad (10.3-4)$$

其中

W_x 、 W_y = 分別爲設計載重(因數化載重) W 平行於 x 軸和 y 軸的分量，
 W_x 與 W_y 爲正值當其朝向正 x 軸和正 y 軸時

其中

W = 介於支撐點兩邊各 $0.5a$ 距離間的設計載重(因數化載重)

其中

a = 側支撐間在長向上的間距

$$\begin{aligned} K' &= 0 && \text{如爲 C 型斷面} \\ &= I_{xy}/(2I_x) && \text{如爲 Z 型斷面} \end{aligned} \quad (10.3-5)$$

其中

I_{xy} = 未折減全斷面的慣性積

I_x = 未折減全斷面對於 x 軸的的慣性矩

$M_z = -W_x e_{sy} + W_y e_{sx}$ ， W 對於剪力中心的扭轉彎矩

其中

e_{sx} 、 e_{sy} = x 軸和 y 軸的載重分量對於剪力中心的偏心距

d = 斷面的深度

m = 剪力中心到腹板中心線的距離

2.對於集中力： $P_L=1.0 K'$ 倍的因數化載重組合設計集中載重(位於支撐兩側各 $0.3a$ 的範圍內)，再加上 $1.4 K'(1-x/a)$ 倍的因數化載重組合設計集中載重(位於支撐兩側 $0.3a$ 至 $1.0a$ 的範圍內)。

$$P_{L1} = P_y K' - (P_x/2) + (M_z/d) \quad (10.3-6)$$

$$P_{L2} = P_y K' - (P_x/2) - (M_z/d) \quad (10.3-7)$$

當集中力 P 作用於於平行於腹板方向時，也就是 $P_y=P$

$$P_{L1} = -P_{L2} = (m/d)P \quad \text{如爲 C 型斷面} \quad (10.3-8)$$

$$P_{L1} = P_{L2} = (I_{xy}/(2I_x))P \quad \text{如爲 Z 型斷面} \quad (10.3-9)$$

其中

P_x 、 P_y = 分別爲設計載重(因數化載重) P 平行於 x 軸和 y 軸的分量，
 P_x 與 P_y 爲正值當其朝向正 x 軸和正 y 軸時

$M_z = -P_x e_{sy} + P_y e_{sx}$ ， P 對於剪力中心的扭轉彎矩

P = 介於支撐點兩邊各 $0.3a$ 距離間的設計載重(因數化載重)，再加上
位於超過支撐點 $0.3a$ 但不得超過 $1.0a$ 距離間的設計集中載重
 $1.4(1 - l/a)$ 倍的值

其中

l = 集中力到側支撐間的距離

側支撐力 P_{L1} 與 P_{L2} 為正值，當其束縛支撐的翼板是防止往負 x 軸方向的移動。

此節所謂之側支撐乃指其能有效地束縛斷面，翼板端點及中間側支撐點的側向位移。

——上述的公式中：

——如為 C 型斷面及 Z 型斷面：

—— x = 集中載重至支撐的距離

—— a = 相鄰二支撐中心線的距離

——對於 C 型斷面：

$$K' = m/d \quad (10.3-7)$$

——其中

—— m = 剪力中心到腹板中心面間的距離，如第 10.2.1 節所示

—— d = C 斷面之深度

——對於 Z 型斷面：

$$K' = I_{xy} / I_x \quad (10.3-8)$$

——其中

—— I_{xy} = 全斷面對垂直腹板與平行腹板之中性軸的慣性積

—— I_x = 全斷面對垂直腹板之中性軸的慣性矩

支撐的設計需避免支撐與構材接觸點的局部皺曲，並且有效的束制斷面以避免構材上下翼板於端部或中間支撐處發生側向位移。

當作用於梁之所有載重和反力皆透過其他構架構材傳遞而來，且其傳遞力量之構材能有效地束制梁斷面抵抗扭轉和側向位移時，將不再需要外加的支撐，除非其無法滿足第 6.2.2.1 節規定之所需強度。

解說：假如 C 型斷面被單獨使用成爲梁，而不是以成對的 I 型斷面出現，則 C 型構材應以間隔方式支撐，以防止如同圖 C-10.3-2 旋轉情形發生，圖 C-10.3-3 顯示二 C 型斷面相互支撐的情況，這情況頗與圖 C-10.2-3 所示的組合 I 型斷面雷同，除了原來的接合方式改以支撐方式形成，支撐的間距通常比組合 I 型梁的接合間距來得大，也因此 C 型斷面本身在支撐間隔區域內可能產生少量的旋轉，導致在受到載重時，將比單純的梁撓曲情況會多一些額外的應力產生在斷面內。所以，支撐的安排應：(1)讓額外增加之應力量減小而不致影響 C 斷面應有的承載能力(與連續性支撐條件相比較)；(2)旋轉角度應儘可能減小(1 至 2 度之範圍內)。

爲了發展建立適當支撐相關規定之資料，在康乃爾大學進行了不同 C 型斷面之實驗 [10.11]，實驗則包含了全支撐，無側支撐與位於兩不同位置之中間支撐等，除了試驗外也發展近似分析法，用來印證實驗的結果。Winter, Lansing 與 McCalley[10.12]提出有關此之概要計算。於該參考文獻中指出假如支承間設置 3 個以上之等距支撐(即位於 1/4 跨度處或更近)，則上述

規定對於大部分的梁載重分布皆能滿足。惟當大部分之梁總載重集中於跨度之較小區域時則為例外；此情況下須於該載重處設置外加之支撐。相同的，先前版本之 AISI 規範(AISI, 1986; AISC, 1991)規定支撐間之距離不得大於 1/4 跨度，同時規定應於局部集中載重處設置外加支撐。

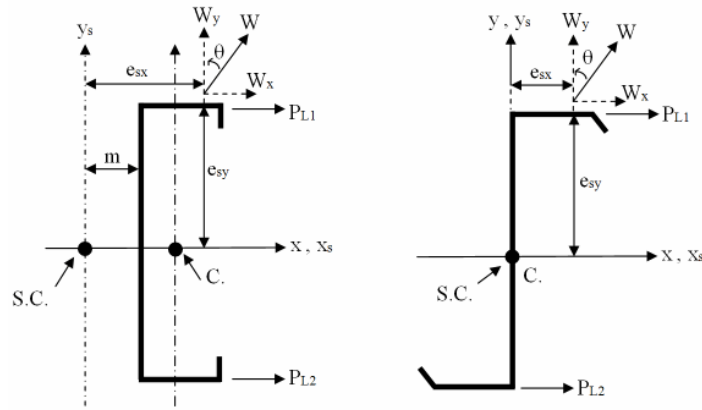


圖 C-10.3-1 座標系統與正值力量方向

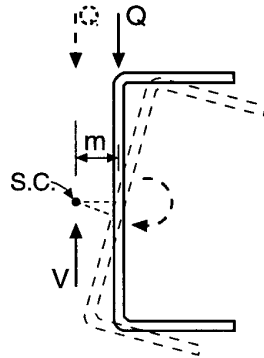


圖 C-10.3-2 C 型斷面旋轉示意圖

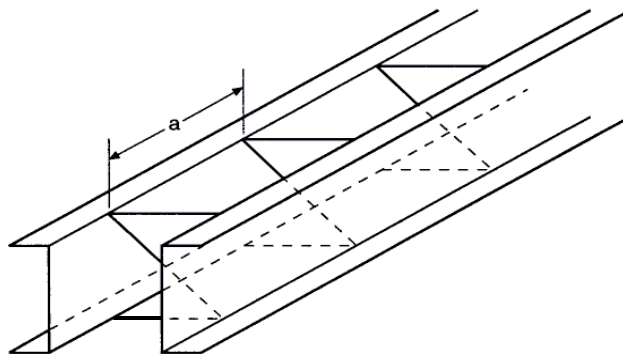


圖 C-10.3-2 二 C 型斷面相互支撐的情況

對於側支撐的要求不僅於其間距的安排，其本體強度是否可以防止 C 型斷面免於旋轉亦為考量的重點，因此有必要決定將會作用於支撐的力量。如圖 C-10.3-4 所示，當一載重作用於平行腹板的平面方向上，則將會產生扭矩(Qm)，此情形如同將載重施力於剪力中心(不產生扭矩)，另加上二平行力 $P = Qm/d$ 於 C 型斷面上(產生相同之扭矩 Qm)。另外 Winter, Lansing 與 McCalley[10.12]將此情形描述成如圖 C-10.3-5 所示，C 型斷面的半邊可以被視為一連續梁，承受橫向力且支承於支撐點，如此，橫向支撐力正如同連續梁的支承反力。本節內提出簡單與保守的方式以決定這些反力，其等於支撐於上下翼板所須抵抗之力 P_L 。

從 1956 到 1996 年間，AISI 規範規定支撐須與梁之上下翼板相連接於端部和小於 1/4 跨度間，以防止端部之傾倒和中間支撐處任一方向上下翼板之側向變形。規範提供之側向挫屈公式可用於預估構材的彎曲強度。近年來由 Ellifritt、Sputo 與 Haynes[10.13]所指導之梁實驗指出，對於標準斷面，中間支撐比起全無側撐梁，可降低服務載重水平撓度和轉動達 80%。無論如何，支撐之拘束效果可將破壞模式從側向-扭轉挫屈轉變成支撐處之翼板或緣端之扭轉挫屈。構材受到垂直載重時其自然傾向為，使緣端能緩和受壓似的扭轉與變形，當此種移動受到中間支撐之拘束時，加勁緣端之受壓將不會緩和或可能將增加。此種情況下，可能於比規範之側向挫屈公式預估之更小載重下發生局部挫屈。

研究報告[10.13]也同時顯示出 AISC 規範有關側向挫屈公式預估之載重，對於使用一個中間支撐之情形為保守，但是對於使用一個以上中間支撐者可能為不保守。基於上述之研究發現，本節於 1996 年修正了 1/4 點支撐之需求。其建議使用於 C 斷面和 Z 斷面梁之中間支撐，最少要能控制服務載重下之側向位移和旋轉。

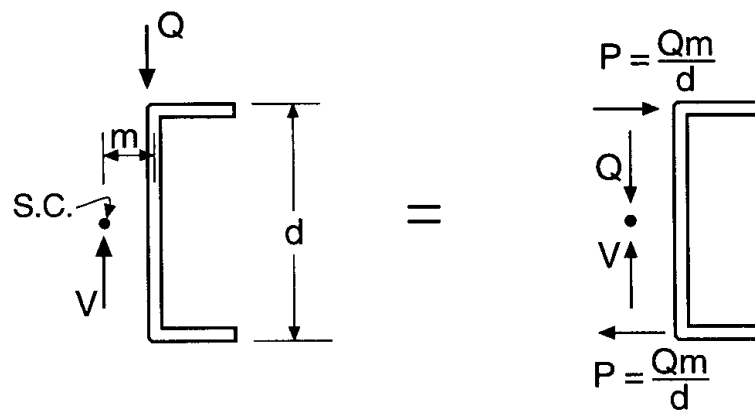


圖 C-10.3-4 C 型斷面的橫向力

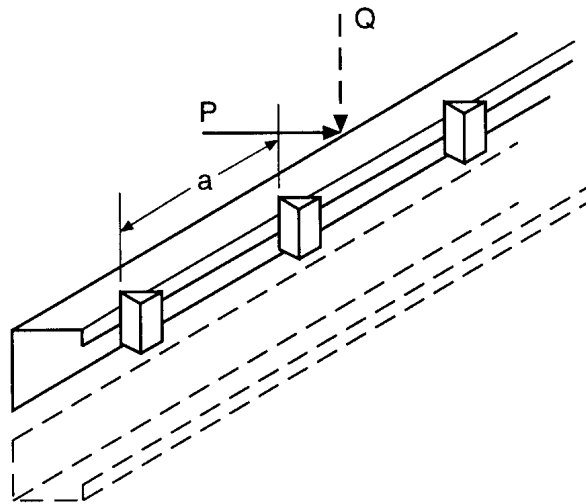


圖 C-10.3-5 視為連續梁的一半 C 型斷面

10.3.3 無側向支撐之組合箱形梁

對於主軸承受彎矩的組合箱形梁，其側向無支撐長度與箱形梁腹板間之距離的比值不應超過 $0.086 E/F_y$ 。

解說：箱形梁比具相同深寬比之單腹板斷面具有更佳之側向安定性。本節指出當未側撐長度與斷面腹板間之距離的比值 (L/b) 不超過 $0.086 E/F_y$ 時，箱形斷面計算側向挫曲時可不作任何強度之折減。此設計需求係根據 Winter 之發表文章 (Winter, 1944 and 1970)，其提出當鋼材之降伏應力為 228 MPa 而 L/b 大到 100 為止時，箱形梁之破壞應力將不受到側向挫曲之明顯影響。

10.3.3 受軸向壓力構材的側支撐

束縛受軸向壓力構材在側支撐點側向位移，所需的支撐強度(抗力)依下列公式計算：

$$P_{br} = 0.01P_n \quad (10.3-10)$$

束縛受軸向壓力構材在側支撐點側向位移，所需的支撐勁度依下列公式計算：

$$\beta_{br} = \frac{2[4 - (2/n)]P_n}{L_b} \quad (10.3-11)$$

其中

P_{br} = 對於單一個受軸向壓力構材所需的支撐強度(抗力)

P_n = 受軸向壓力構材的標稱抗壓強度(抗力)

β_{br} = 對於單一個受軸向壓力構材所需的支撐勁度

n = 相等距離的側支撐數量

L_b = 側支撐間的距離

解說：對於單一個受軸向壓力構材所需的側支撐，是以 Green [10.14]的研究為基礎發展，單一個受軸向壓力構材所需的支撐強度計算與 AISC 規範[10.15]類似，由 Sputo 與 Beery[10.16]的研究中發現，這些規定的應用亦可適合不同的構材斷面。

10.4 牆間柱與其組合

——牆間柱的設計可按照第六章、第七章、第八章之全鋼材系統的基準來做設計，亦可依第 10.4.1 節到第 10.4.3 節之外覆材的基準做設計。牆間柱之腹板可為實心或穿孔型態，間柱兩端的接合處需能抵抗沿柱長軸方向之旋轉及垂直柱方向的水平位移。

1.全鋼材設計（不計外覆材支撐）

——牆間柱的組合假如使用全鋼材設計，需忽略外覆材對結構的加強效果，並依第六、七、八章的設計規定。對於腹板有圓形穿孔的情況，有效面積的計算參照第 4.3.2 節之規定，若腹板穿孔形狀非圓形時，則依據下列所述計算之：

——在 F_n 應力之下的有效斷面積(A_e)，依第四章之規定計算，並假設腹板由位於穿孔兩側之兩未加勁肢材所組成，或考量經由短柱試驗來求得有效斷面積值。

——當 A_e 依照第四章來決定時，則有關穿孔大小、間距及間柱深度之限制需符合下列之要求：

- (1) 腹板穿孔的中心與中心之間距不得小於 610mm。
- (2) 腹板穿孔的最大寬度不得大於 0.5 倍的斷面深度 d 或 65mm。
- (3) 腹板穿孔的長度不得超過 114mm。
- (4) 斷面之深厚比(d/t)不得小於 20。
- (5) 柱端部到最近穿孔邊緣的距離不得小於 254mm。

2.考慮外覆材支撐效應之設計

——牆間柱組合以外覆材支撐之設計須依據第 10.4.1 節至第 10.4.3 節規定計算之，並遵從下列之規定：

——腹板穿孔時其有效面積(A_e)之計算，按上述 1.之規定。

——外覆材須附著於間柱的兩側，並連結至牆的上下端水平構材，以提供間柱在牆面內的側向及扭轉支承。

——外覆材須依照表 10.4-1 的規定。另在建造時如果有特別需要，可加裝額外的支撐。

——本節規定之公式的運用，牆間柱須符合下列限制：

$$\text{降伏強度 } F_y \leq 35.2 \text{ kg/mm}^2 \text{ (345 MPa)}$$

斷面深度 $d \leq 152 \text{ mm}$

斷面厚度 $t \leq 1.9 \text{ mm}$

全長 $L \leq 4.88 \text{ m (16ft)}$

間柱的間距最小為 305 mm ，最大為 610 mm

解說：眾所皆知柱可因使用適當之支撐而提高其強度，即使支撐相對上較為柔性，此種情形對於經常使用作為承載牆間柱的斷面(較大的 I_x/I_y 比值)便是很好的範例。

冷軋型 I 、 C 、 Z 或箱形斷面經常作為牆體內之間柱使用，其腹板面垂直於牆面，而牆面板可能以纖維板、石膏板、合板等為材料，如果牆面材強度夠且與間柱作適當連結時，將可提供間柱側向的支撐能力，因此，牆面材因實質上增加間柱的強度而對於減少結構造價有幫助。

為了決定牆間柱所需的側向支撐條件，Green、Winter 與 Cuykendall [10.12] 進行相關的理論研究與實驗，此實驗共包含了 102 個間柱與 24 種不同牆面材，AISI 規範參考了此研究的成果發展出牆間柱之設計方法。

在 1970 年代，康乃爾大學與其他研究機構針對利用鋼隔板支撐之柱的結構行為進行研究。牆支撐間柱的重新研究指出，鋼格板提供給間柱之支撐為剪力隔板類型而非 1947 年研究時所考量的非線性類型。Yu [10.2] 整理了 Simaan [10.13] 及 Simaan 與 Pekoz [10.14] 的研究成果，針對利用外覆材支撐之 C 型與 Z 型斷面的牆間柱提出了強度計算程序。外覆材提供剪力勁度與旋轉束制的支撐效果，Simaan [10.13] 及 Simaan 與 Pekoz [10.14] 的研究內容相當完整，對於間柱僅有單翼板面有支撐，或兩翼板面皆有支撐的情況皆進行研究。有關具有穿孔之間柱的短柱實驗與其相關理論分析則可參考 Davis 與 Yu [10.15] 與文獻 16。

對於外覆材支撐設計，為了確保其支撐效用，外覆材於牆之預期使用其間必須保持其設計強度和完整性。特別要注意的是使用於潮濕環境的石膏外覆材。本規範表 10.4-1 有關石膏板的值為基於乾燥環境之使用條件。

10.4.1 撓曲強度

對於牆間柱兩翼板皆連結相同材料的外覆材，且忽略外覆材所提供的旋轉束制時，其標稱撓曲強度為 M_{nxo} 與 M_{nyo} ，其中

對於斷面具加勁或部分加勁之受壓翼板：

$$\phi_b = 0.95$$

對於斷面具未加勁之受壓翼板：

$$\phi_b = 0.90$$

——對中性軸的標稱撓曲強度 M_{nxo} 與 M_{nyo} 乃依據第 6.2 節的規定計算，而第 6.2.2 節有關側向挫屈之規定不予以考慮。

解說：本節內所提及的間柱標稱撓曲強度，僅針對採用全鋼材設計，對於外覆材所提供之結構性增強效果則以予忽略。

10.4.2 軸向壓力強度

——對於牆間柱其兩翼板皆連結有相同材料的外覆材，且忽略外覆材所提供的旋轉束制時，其標稱受壓強度則依下式計算之：

$$P_n = A_e F_n \quad (10.4-1)$$

$$\phi_c = 0.85$$

——其中

—— $A_e = F_n$ 應力下的有效斷面積

—— $F_n =$ 以下三種情況中最小值：

1. 為避免柱於牆面方向的兩連結物間發生挫屈， F_n 必須根據第七章中之規定計算，且其 KL 值等於兩倍的連結物間距離。

2. 為子避免柱整體之撓曲或扭轉挫屈， F_n 值必須根據第七章中所規定計算，而 F_e 值須採取以下各斷面型式所定義之 σ_{CR} 中的較小值，其中 σ_{CR} 為集中荷重下之理論彈性挫屈應力。

——(1) 單對稱 C 型斷面

$$\sigma_{CR} = \sigma_{ey} + \bar{Q}_a \quad (10.4-2)$$

$$\sigma_{CR} = \frac{1}{2\beta} \left[(\sigma_{ex} + \sigma_{tQ}) - \sqrt{(\sigma_{ex} + \sigma_{tQ})^2 - 4\beta\sigma_{ex}\sigma_{tQ}} \right] \quad (10.4-3)$$

——(2) Z 型斷面

$$\sigma_{CR} = \sigma_t + \bar{Q}_t \quad (10.4-4)$$

$$\sigma_{CR} = \frac{1}{2} \left\{ (\sigma_{ex} + \sigma_{ey} + \bar{Q}_a) - \sqrt{[(\sigma_{ex} + \sigma_{ey} + \bar{Q}_a)^2 - 4(\sigma_{ex}\sigma_{ey} + \sigma_{ex}\bar{Q}_a - \sigma_{exy}^2)]} \right\} \quad (10.4-5)$$

(3) I 型斷面(雙對稱)

$$\sigma_{CR} = \sigma_{ey} + \bar{Q}_a \quad (10.4-6)$$

$$\sigma_{CR} = \sigma_{ex} \quad (10.4-7)$$

——在上列公式中：

$$\sigma_{ex} = \frac{\pi^2 E}{(L/r_x)^2} \quad (10.4-8)$$

$$\sigma_{exy} = \frac{\pi^2 EI_{xy}}{AL^2} \quad (10.4-9)$$

$$\sigma_{ey} = \frac{\pi^2 E}{(L/r_y)^2} \quad (10.4-10)$$

$$\sigma_t = \frac{1}{Ar_0^2} \left[GJ + \frac{\pi^2 EC_w}{L^2} \right] \quad (10.4-11)$$

$$\sigma_{tQ} = \sigma_t + \bar{Q}_t \quad (10.4-12)$$

$$\bar{Q} = \bar{Q}_o (2-s/s') \quad (10.4-13)$$

其中

s = 連結物的間距(mm) , $152\text{mm} \leq s \leq 305\text{mm}$

$s' = 305\text{mm}$

\bar{Q}_o = 參照表 10.4-1

$$\bar{Q}_a = \bar{Q} / A \quad (10.4-14)$$

A = 未折減的全斷面積

L = 牆間柱的長度

$$\bar{Q}_t = (\bar{Q} d^2) / (4Ar_0^2) \quad (10.4-15)$$

d = 斷面深度

I_{xy} = 慣性積

3. 爲了避免外覆材的剪力破壞，下述公式所使用之 F_n 值應該使外覆材的剪應變 γ 不致於超過容許剪應變 $\bar{\gamma}$ 。 γ 值則依下式求得：

$$\gamma = (\pi/L) [C_1 + (E_1 d/2)] \quad (10.4-16)$$

其中

C_1 、 E_1 爲根據下列不同斷面所規定的公式計算，同時， C_1 及 E_1 取其絕對值：

(1) 單對稱 C 型斷面

$$C_1 = (F_n C_o) / (-\sigma_{ey} F_n + \bar{Q}_a) \quad (10.4-17)$$

$$E_1 = \frac{F_n [(\sigma_{ex} - F_n)(r_o^2 E_o - x_o D_o) - F_n x_o (D_o - x_o E_o)]}{(\sigma_{ex} - F_n) r_o^2 (\sigma_{tQ} - F_n) - (F_n x_o)^2} \quad (10.4-18)$$

(2) Z 型斷面

$$C_1 = \frac{F_n [C_o (\sigma_{ex} - F_n) - D_o \sigma_{exy}]}{(\sigma_{ey} - F_n + \bar{Q}_a) (\sigma_{ex} - F_n) - \sigma_{exy}^2} \quad (10.4-19)$$

$$E_1 = (F_n E_o) / (-\sigma_{tQ} F_n) \quad (10.4-20)$$

(3) I 型斷面

$$C_1 = (F_n C_o) / (\sigma_{ey} F_n + \bar{Q}_o) \quad (10.4-21)$$

$$E_1 = 0$$

其中

x_o = 剪力中心至形心沿 x 主軸之距離(絕對值)

C_o 、 E_o 及 D_o 為柱的初始不平整，其值至少應假設如下：

$$C_o = L/350 \text{ (平行牆的方向)} \quad (10.4-22)$$

$$D_o = L/700 \text{ (垂直牆的方向)} \quad (10.4-23)$$

$$E_o = L/(d \times 10,000) \text{，單位：rad，此為間柱的初始扭轉角度(自其初始理想無挫屈形狀量取)} \quad (10.4-24)$$

如果 $F_n > 0.5F_y$ ，則在定義 σ_{ex} 、 σ_{ey} 、 σ_{exy} 及 σ_{tQ} 時，其參數 E 及 G 值應以下述定義之 E' 及 G' 來取代：

$$E' = 4EF_n(F_y - F_n)/F_y^2 \quad (10.4-25)$$

$$G' = G(E' \cdot E) \quad (10.4-26)$$

外覆材的參數 \bar{Q}_o 與 $\bar{\gamma}$ 可由全尺寸試驗求得，其試驗方式與分析則參考相關文件(見解說)，或按照表 10.4-1 由小尺寸試驗所求得之值。

表 10.4 -1 外覆材的參數

外覆材	\bar{Q}_o		$\bar{\gamma}$
	kg	kN	長度/長度
9.5mm 至 15.9mm 的石膏板	10914	107.0	0.008
木質纖維板	5447	53.4	0.009
纖維板(普通的或浸注的)	3264	32.0	0.007
纖維板(高度浸注的)	6538	64.1	0.010

表 10.4-1 中的值受下列的限制：

所有的值是針對牆的雙面皆有外覆材

所有的連結物為 6 號 S-12 型的乾式牆自攻螺絲具平頭或喇叭頭，或同等品。

除了另有註明之外，所有外覆材為 12.7mm 厚。

對於其他型的外覆材，可按已發表的文獻的方法做小尺寸的試驗，藉以保守地求取 \bar{Q}_o 及 $\bar{\gamma}$ 。

解說：本節之規定乃在防止三種破壞模式的發生，本節第一款的內容乃針對如圖 C-10.4-1 所示柱在連結物間的挫屈情形。第二款則說明了子柱整體挫屈(圖 C-10.4-2)的臨界應力公式。基本上這些規定取決於外覆材之剪力剛度的大小，在本章內提供了決定外覆材剪力剛度之表列值和公式，這些值乃根據 Simaan[10.13]及 Simaan 與 Pekoz[10.14]所進行的小尺寸模型實驗得之。其他材質的外覆材則可依類似的程序而試驗求得。

第三款的規定乃是為了確定外覆材是否有足夠的扭轉強度，而計算程序

上，則先假定極限應力值，接著檢核達到此極限應力之載重下的剪應變是否超出外覆材之容許剪應變。原則上此程序為一種連續近似法，但是假如嘗試較小的 F_c (規定 1.) 或 σ_{CR} (規定 2.) 而滿足公式，則並不須反覆計算。在第 10.4 節內第一款所提及之間柱(含穿孔)的有效斷面積計算方式，在 Peko \check{z} [10.17] 及 Miller 與 Peko \check{z} [10.18, 10.19] 所進行的研究中被證實。在第 10.4 節 1. 內有關穿孔的尺寸和間距以及間柱之深度等限制，皆根據實驗計劃中所使用之參數。對於穿孔不滿足此限制者，其有效面積 A_e 可根據短柱實驗來決定。

規範中，腹板定義為垂直於牆之斷面構成肢材，而翼板則平行於牆面。僅於單側有外覆材之間柱，或兩側翼板之外覆材為不同材料，或考慮旋轉束制，或為上述情形之任何組合時，可依照本節誘導各項規定時所使用的相同基本分析原則來設計(Simaan and Peko \check{z} , 1976)。

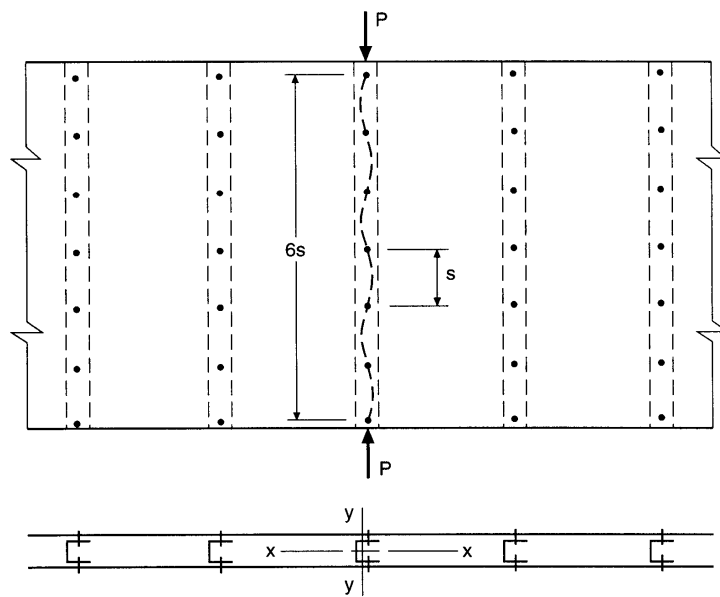


圖 C-10.4-1 有效連結物間之間柱挫屈強度

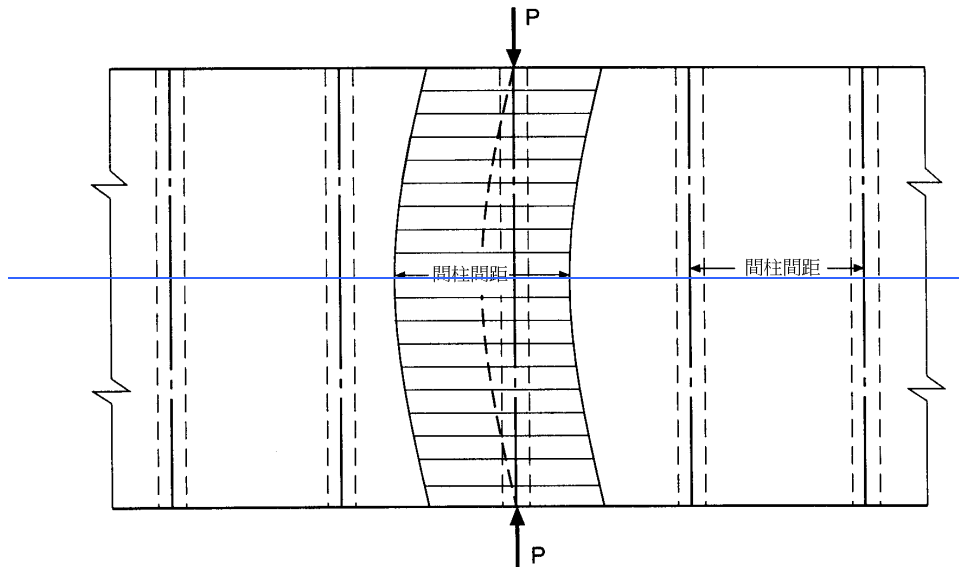


圖 C-10.4-2 間柱之整體挫屈

10.4.3 軸向壓力—撓曲強度

——所需的軸向壓力—撓曲強度需滿足第八章的交互公式，其相關的定義如下：

P_n = 第 10.4.2 節規定的標稱軸向壓力

在公式(8.3-1)、(8.3-2)與(8.3-3)內之 M_{nx} 與 M_{ny} 應以標稱撓曲強度 M_{nxo} 與 M_{nyo} 替代。

解說：第八章之一般性交互作用公式也適用於牆間柱，但是標稱撓曲強度之評估應考慮側向挫屈。

10.4 冷軋型鋼框架式構造

應用於冷軋型鋼框架中的結構構材和非結構構材，其鋼材厚度介於 0.455 mm 與 3.0 mm 間，相關位置的運用應遵循下列之規定：

1. 框梁：設計應符合 AISI S212 的相關規定
2. 桁架：設計應符合 AISI S214 的相關規定
3. 牆立柱：設計應符合 AISI S211 的相關規定，或依地第 10.4.1 節全鋼的設計，或考量外覆材支撐影響的設計（依據適當的理論、實驗或合理的工程分析）
立柱兩端的接合處須能抵抗沿柱長軸方向之旋轉及垂直柱方向的水平位移
4. 樓板框架及屋頂系統：設計應符合 AISI S210 的相關規定

解說：原先版本在第 10.4 節僅規範了牆體隔間柱(立柱)與其組合，在立柱全鋼材系統的基準的設計考量方面，依然可按照第六章、第七章、第八章之相關規定予以計算，然在考量外覆材支撐的計算上似乎過於保守，因此本次在本節的修正上，移除了原有的內容，而採用與 AISI 規範同步的方式編列，除了考量有 AISI 具有大量的研究數據為基礎外，另外亦增加了其他構材，如框梁、桁架與樓板框架及屋頂系統的運用與規範。

以下敘述本節所提及的相關規範：

AISI S212 — North American for Cold-Formed Steel Framing – Header Design [Header Standard]

AISI S214 — North American for Cold-Formed Steel Framing – Truss Design [Truss Standard]

AISI S211 — North American for Cold-Formed Steel Framing – Wall Stud Design [Wall Stud Standard]

AISI S210 — North American for Cold-Formed Steel Framing – Floor and Roof System Design [FRSD Standard]

10.4.1 牆立柱組合的全鋼設計

全鋼設計的牆立柱組合應忽略來自外覆材所提供的結構貢獻，同時在抗壓強度上應符合第六章的相關要求，另外對於具圓孔或非圓孔腹板的有效斷面性質，應依第 4.3.2 節之規定計算。

解說：眾所皆知柱可因使用適當之支撐而提高其強度，即使支撐相對上較為柔性，此種情形對於經常使用作為承載牆間柱的斷面(較大的 I_x/I_y 比值)便是很好的範例。

冷軋型 **I**、**C**、**Z** 或箱形斷面經常作為牆體內之間柱使用，其腹板面垂直於牆面，而牆面板可能以纖維板、石膏板、合板等為材料，如果牆面材強度夠且與間柱作適當連結時，將可提供間柱側向的支撐能力，因此，牆面材因實質上增加間柱的強度而對於減少結構造價有幫助。

為了決定牆間柱所需的側向支撐條件，Green, Winter 與 Cuykendall [10.17] 進行相關的理論研究與實驗，此實驗共包含了 102 個間柱與 24 種不同牆面材，AISI 規範參考了此研究的成果發展出牆間柱之設計方法。

在 1970 年代，康乃爾大學與其他研究機構針對利用鋼隔板支撐之柱的結構行為進行研究。牆-支撐間柱的重新研究指出，鋼格板提供給間柱之支撐為剪力隔板類型而非 1947 年研究時所考量的非線性類型。Yu [10.2] 整理了 Simaan [10.18] 及 Simaan 與 Pekoz [10.19] 的研究成果，針對利用外覆材支撐之 **C** 型與 **Z** 型斷面的牆間柱提出了強度計算程序。外覆材提供剪力勁度與旋轉束制的支撐效果，Simaan [10.18] 及 Simaan 與 Pekoz [10.19] 的研究內容相當完整，對於間柱僅有單翼板面有支撐，或兩翼板面

皆有支撐的情況皆進行研究。有關具有穿孔之間柱的短柱實驗與其相關理論分析則可參考 Davis 與 Yu [10.20]與文獻 21。

10.5 樓板、屋頂或牆體面等鋼隔板構造

隔板面內的標稱剪力強度 S_n 得經計算求得或以實驗得之。

安全因子 Ω 與折減因子 ϕ 顯示於表 10.5-1 中，如在建立標稱剪力強度時未能定義其相關的極限狀態，表 10.5-1 的安全因子與折減因子應只限於“接合問題”的極限狀態中取得，另外，當連接物混搭運用於隔板系統時，應選取較保守安全的因子值。

ϕ_d 如表 10-5 所指定。

表 10.5-1 隔板之安全因子及強度折減因子

ϕ_d	隔板狀況
0.60	隔板之破壞模式為挫屈。
0.50	隔板銲接至結構體，並承受地震載重或承受包括地震載重之載重組合。
0.55	隔板銲接至結構體，並承受風力載重或承受包括風力載重之載重組合。
0.60	隔板與結構體間採用機械性接合，並承受地震載重或承受包括地震載重之載重組合。
0.65	隔板與結構體間採用機械性接合，並承受風力載重或承受包括風力載重之載重組合。
0.65	隔板與結構體間採用銲接或機械性接合，而其承受之載重不包括地震或風力載重。

載重組合內含	接合形式	極限狀態			
		接合部分		板挫屈	
		Ω_d	ϕ_d	Ω_d	ϕ_d
地震力	銲接	3.00	0.55	2.00	0.80
	螺絲	2.50	0.65		
風力	銲接	2.35	0.70		
	螺絲	2.35	0.70		
其他	銲接	2.65	0.60		
	螺絲	2.50	0.65		

表 10.5-1 中板挫屈極限狀態是指板出平面的挫屈，而非接合物的局部挫屈。如使用其他的機械類的接合物，安全因子 Ω_d 不得小於表 10.5-1 中螺絲的值，折減因子 ϕ_d 不得大於表 10.5-1 中螺絲的值。

解說：於房屋結構上，通常會另行設置斜撐系統來抵抗風載重、爆炸力或地震等水平載重。然而，鋼樓板和鋼屋頂板不管是否填充混凝土，假如其適切地

相互連接並連接至支承構架，則除了能加強梁抵抗重力載重外，也有能力抵抗水平載重。因此有效地運用鋼樓板和屋頂鋼承板可省去另設斜撐系統，而降低建築造價。相同的理由，牆格板不僅可提供空間之區隔和支承垂直載重外，亦可於其面內提供隔板之效用。

隔板束制之結構效用可根據計算或試驗來評估。數個分析程序概述於參考文獻內(Steel Deck Institute, 1988; Department of Army, 1985; and ECCS, 1977)。有關試驗之執行可參照 Standard Method for Static Load Testing of Framed Floor, Roof and Wall Diaphragm Construction for Buildings, ASTM E455 之標準程序。Yu [10.22]則提出結構性隔板行為之一般性討論。

本規範要求之折減因子係根據實尺寸試驗(Steel Deck Institute, 1981)所得標稱和平均折減因子之統計上的研究結果。為機械性連接物之定量評估比銲接接合較易控制，且其效果較易預測。因此對於機械式連接物採用較大的折減因子與較小的安全因子。

10.6 金屬屋頂與牆體系統

10.6.1 翼板以貫穿式接合於鋼承板或外覆板之梁

本節規定不適用於連續梁鄰近支承處之反曲點區域，亦不適用於懸臂梁。

承受載重於一平行於腹板之平面，其受張力翼板連接於鋼承板或外覆板且受壓力翼板側向不具支撐之 C 型或 Z 型斷面，其標稱撓曲強度 M_n 依下式計算：

$$M_n = R S_e F_y \quad (10.6-1)$$

$$\Omega_d = 1.67 \quad (\text{ASD})$$

$$\phi_d = 0.9 \quad (\text{LRFD})$$

其中

$R = 0.4$	簡支梁 C 型斷面
$= 0.5$	簡支梁 Z 型斷面
$= 0.6$	連續梁之 C 型斷面
$= 0.7$	連續梁之 Z 型斷面

S_e 與 F_y 如第 6.2.1 節之定義。

上列折減因數 R 受到屋頂與牆系統之限制，其條件如下：

1. 構材深度小於 292 mm (11.5 英吋)
2. 翼板為邊緣加勁之受壓構材。
3. 深度／厚度比介於 60 與 170 之間。
4. 深度／翼寬比介於 2.8 與 4.5 之間。
5. 翼板平板寬／厚度比介於 16 與 43 之間。
6. 連續跨系統中之各內支點，其各方向搭接長度(支承中心至搭接段末端)不得少於 $1.5d$ 。

7. 構材跨長不得大於 10 公尺(33 英尺)。
8. 連續跨系統中之最長跨長度多於最短跨之長度不得超過 20%。
9. 支承處之上下翼板皆無上下移動之可能性。
10. 屋頂之鋼承板與牆之外覆板皆為鋼材，其包含保護膜最小厚度 0.48mm，肋材之最小深度為 25.4 mm，且最大中心至中心間距 310mm，其接合方式必須能有效防止外覆板與桁條間產生相對移動。
11. 隔熱板須為 0 到 152 mm 厚之玻璃纖維氈，填充於構材與承板之間並與所使用之栓緊材密合。
12. 栓緊材之形式：至少為#12 自鑽式或自栓式金屬螺絲釘，或者 4.76 mm 鉚釘，以及 12.7mm 直徑之墊圈。
13. 栓緊材不可使用 standoff 型式螺絲釘(參考圖 C-10.6-1)。
14. 栓緊材之中心至中心間距不得大於 305mm，並須位於接近梁翼板中心之位置。

假若不符合上述任一限制條件，則需以全尺寸之試驗決定 R 值。

解說：對於以受張力翼板連接平板或外覆板，而受壓翼板無支撐之梁構材而言(如受風力吸力之屋頂橫梁或牆四周之橫梁)。其撓曲容量少於全支撐構材，但大於無支撐構材之容量。此項部分束制效果來自於格板與梁連接處，所提供之旋轉勁度。規範中所訂之折減因數為相較於全支撐材之減少後容量，係由簡支與連續跨梁之實驗資料所獲得之建議值[6.14-6.19]。其中連續跨試驗以三等跨連續梁進行，其 R 值之計算依據破壞載重造成最大正彎矩 $M=0.08wL^2$ 計算。



圖 C-10.6-1 Standoff 型式螺絲釘

La Boube [10.23] 的研究指出，上述格板與梁連接處之旋轉勁度，主要與構材厚度、平板厚度、螺栓型式與位置有關。為確保一依規範公式設計之屋頂與牆系統具有足夠之旋轉勁度，本節明白列舉合乎計算條件之各種格板與栓材型式。

10.6.2 翼板連接屋頂系統摺板之梁

上翼板支承摺板屋頂之 C 型或 Z 型斷面受平行於腹板之重力，其標稱撓曲

強度 M_n 可以不連續點支撐依第 6.2.2 節規定計算或依下列公式計算：

$$M_n = R S_e F_y \quad (10.6-1)$$

$$\Omega_d = 1.67 \quad (\text{ASD})$$

$$\phi_d = 0.9 \quad (\text{LRFD})$$

其中

R = 折減因數

由廠商根據 AISI 冷軋鋼設計手冊之相關試驗求得。

S_e 與 F_y 如第 6.2.1 節之定義

解說：對於支撐受重力作用之摺板屋頂系統(standing seam roof system)之梁（如受呆重與活重之屋頂橫梁），其撓曲容量大於無支撐構材者，且可能等於完全支撐構材者。撓曲容量受力型式、重力或上揚力、及個別屋頂系統之特性影響。由於業界存在相當多不同型式摺板屋頂系統，目前並無任何解析方法被提出，用以計算正彎矩與負彎矩容量。本節僅列出 1996 年 AISI 規範所規定之標稱撓曲強度決定公式，其中折減因數 R 須由提供系統的廠商根據 AISI 的實驗求得。

10.6.3 翼板連接鋼承板或外覆板之受壓構材

本節僅適用於在沿縱軸承受集中載重的 C 或 Z 型斷面構材，且斷面僅一翼板與鋼承板或外覆板以貫穿式接合。

C 或 Z 型斷面受壓構材之標稱軸向壓力強度依下列規定計算之：

1. 弱軸的標稱軸向壓力強度

$$P_n = C_1 C_2 C_3 A E / 29500 \quad (\text{kg}) \quad (10.6-2)$$

$$\phi = 0.85$$

其中

A = C 或 Z 型斷面的全斷面積

$$C_1 = 0.79x + 0.54 \quad (10.6-3)$$

$$C_2 = 0.0461t + 0.93 \quad (10.6-4)$$

$$C_3 = 0.0984b - 0.0642d + 22.8 \quad (10.6-5)$$

b = C 或 Z 型斷面翼板寬（單位：mm）

d = C 或 Z 型斷面深度（單位：mm）

E = 鋼材的彈性模數(20,500 kg/mm²)

t = C 或 Z 型斷面厚度（單位：mm）

x = Z 型斷面為扣件中心至腹板外緣之距離除以翼板寬

(如圖 C-7.5-1 所示)

C 型斷面為翼板寬減去扣件中心至腹板外緣之距離再除以翼板寬(如圖 C-10.6-2 所示)

公式(10.6-2)僅適用於牆與屋頂系統中，且符合下列之條件：

(1) $t \leq 3.22 \text{ mm}$

(2) $152 \text{ mm} \leq d \leq 305 \text{ mm}$

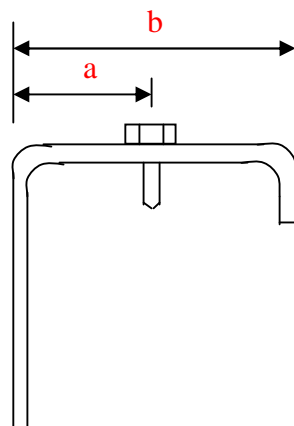
- (3) $70 \leq d/t \leq 170$
- (4) $2.8 \leq d/b \leq 5$
- (5) 翼板皆具邊緣加勁材
- (6) $16 \leq \text{翼板平板段寬度}/t \leq 50$
- (7) 支承處的兩翼板皆無側移
- (8) 牆及屋頂的鋼格板(steel panel)與構材連接的扣件，其中心間距不得大於 305 mm (12 in)，且其旋轉側向勁度(rotational lateral stiffness)不得小於 1,060 t/m/m (扣件在構材翼板寬度之中央)
- (9) C 或 Z 型斷面構材的鋼材降伏應力不得小於 23.0 kg/mm² (33 ksi)
- (10) 構材跨距不得超過 10 m (33 ft)

2.強軸的標稱軸向壓力強度，則依第 7.2 節與第 7.3 節中計算彈性撓曲挫屈應力之規定計算。

解說：本節適用範圍乃為軸向上受集中載重的 C 或 Z 型斷面構材，斷面僅一翼板與鋼承板或外覆板連接，另一翼板則無任何支撐，如屋頂桁條(roof purlin)與牆圍梁(wall girt)在承受風力或地震力所產生之軸向壓力，此時，構材承載能力則介於構材完全側撐及無側撐情形之間。此種在弱軸挫屈方向的部分束制，與構材及鋼承板或外覆板間所提供的旋轉側向勁度(rotational lateral stiffness)有相當的關係。公式(10.6-2)乃適用於構材在弱軸方向上的強度計算，但此公式不適用於構材與摺板系統屋頂(standing seam roof)連接之情形。公式(10.6-2)乃由 Glaser、Kaehler 與 Fisher [10.24] 所推導出來，同時，參考了 Hatch、Easterling 與 Murray [10.25]及 Simaan [10.19]的報告。

在公式(10.6-2)的應用上，對於 C 或 Z 型斷面構材的鋼材降伏應力並無上限之設定，主要是因為公式(10.6-2)基於彈性挫屈考量。另外，公式(10.6-2)亦無針對構材長度做下限的設定，其因乃考量當構材跨距小於 4.6 m (15 ft) 時，使用公式(10.6-2)計算將得到較保守之結果。

本節所計算的軸向強度(強軸或弱軸控制)，可應用於本規範第八章構材承受彎矩及軸力的計算。



Z 型斷面： $x = a/b$

C 型斷面： $x = (b-a)/b$

圖 C-10.6-2 x 值之定義圖

10.6.4 承受重力載重之屋頂系統的支撐之錨定—上翼板連結外覆材者

對於依據第 6.2.1 節設計的 C 型斷面與 Z 型斷面構材，且其上翼板連接鋼承板或外覆材的情形下，相對於桁條支承處之上翼板最大側向位移量，不得大於該桁條跨距/360 之值。如桁條的上翼板全朝向同一方向，則其錨定束縛系統需滿足本節第一款與第二款所列之相關規定。如桁條上翼板與緊鄰桁條上翼板朝相反之方向設置，則本節第一款與第二款所列之規定並不適用。

錨定支撐於每一斜屋面之每一桁條節間僅要連接至其中一列桁條，條件為其他列桁條能透過屋頂鋼承板和其連接系統將力傳遞至該桁條錨定支撐。錨定支撐應儘可能接近於鋼承板或外覆材連接的翼板處，每一桁條間內均應有桁條錨定支撐的設置。

對於支撐配置與本節第一款與第二款所列之情形不同時，應進行實驗以瞭解實際的行為表現作為設計之依據。

1. C 型斷面

採用 C 型斷面作為屋頂系統之桁條，且其受壓翼板全朝向同一方向時，束制系統需能額外承受 0.05W 之載重，W 為所有受束制桁條所承受之設計載重，當一列桁條上之支撐超過一組時，束制力 0.05W 應等分至所有支撐。

2. Z 型斷面

對於屋頂系統含 4 至 20 組 Z 型斷面桁條，且上翼板全朝向屋頂斜坡上方，其束制支撐在桁條支承點、中間點、三分之一點處的設計承受力量依下列規定計算：

- (1) 單跨距且束制支撐在支點處

$$P_L = 0.5 \left[\frac{0.220b^{1.50}}{n_p^{0.72} d^{0.90} t^{0.60}} - \sin \theta \right] W \quad (10.6-6)$$

- (2) 單跨距且束制支撐在 1/3 分點處

$$P_L = 0.5 \left[\frac{0.474b^{1.22}}{n_p^{0.57} d^{0.89} t^{0.33}} - \sin \theta \right] W \quad (10.6-7)$$

- (3) 單跨距且束制支撐在 1/2 分點處

$$P_L = \left[\frac{0.224b^{1.32}}{n_p^{0.65} d^{0.83} t^{0.50}} - \sin \theta \right] W \quad (10.6-8)$$

- (4) 多跨距且束制支撐在支點處

$$P_L = C_{tr} \left[\frac{0.053b^{1.88} L^{0.13}}{n_p^{0.95} d^{1.07} t^{0.94}} - \sin \theta \right] W \quad (10.6-9)$$

$C_{tr} = 0.63$ ，在外端支承點處支撐

$C_{tr} = 0.87$ ，在第一個內支承點處支撐

$C_{tr} = 0.81$ ，其他支撐

(5) 多跨距且束制支撐在 1/3 分點處

$$P_L = C_{th} \left[\frac{0.181b^{1.15} L^{0.25}}{n_p^{0.54} d^{1.11} t^{0.29}} - \sin \theta \right] W \quad (10.6-10)$$

$C_{th} = 0.57$ ，最外跨距處之最外側支撐

$C_{th} = 0.48$ ，其他支撐

(6) 多跨距且束制支撐在 1/2 分點處

$$P_L = C_{ms} \left[\frac{0.116b^{1.32} L^{0.18}}{n_p^{0.70} d t^{0.50}} - \sin \theta \right] W \quad (10.6-11)$$

$C_{ms} = 1.05$ ，最外跨距處之側支撐

$C_{ms} = 0.90$ ，其他支撐

其中

b = 翼板寬

d = 斷面深度

t = 厚度

L = 跨距長

θ = Z 型斷面的腹板面與垂直面之夾角(度)

n_p = 互相平行之桁條列數

W = 相鄰支點間所有桁條列所承受之所有設計載重

當支撐之功用為防止桁條翼板朝向屋頂上方的移動時， P_L 力為正值。對於系統少於 4 列桁條的情況，支撐力應為根據公式(10.6-6 至 10.6-11)且 $n_p = 4$ 所求得值的 1.1 倍，當系統多於 20 列桁條的情況，公式(10.6-6 至 10.6-11)仍可採用，但 n_p 值為 20，同時 W 之計算以總桁條列數為基準。

解說：在鋼構造屋頂系統中，除非提供外在的束制，否則整體系統將會產生側移之現象，所謂的束制或錨定可利用構材於沿著跨度之不同位置與桁條相連接，並設計該構材能承受抵抗系統側移之力。對於以 Z 桁條支撐屋頂系統的設計，可參考 Murray 與 Elhouar [10.11] 的一次彈性勁度模型。在設計支撐的問題上，公式(10.6-6)至(10.6-11)適用於決定單跨距與多跨距支撐於不同位置之束制力，這些公式以桁條的斷面積、桁條列數、跨距數、跨距長度與作用於系統之總載重等為參數計算，這些公式的精確性已由 Murray 與 Elhouar 利用六組原型與三十三組 1/4 比例之試體實驗中被證實。

第十一章 接合設計

11.1 一般規定

接合部包含接合構材與連結物。接合設計須使接合後之構材能傳遞最大設計載重。對於接合的偏心問題亦應適當考慮。

解說：冷軋型鋼的接合通常使用銲接、螺栓、螺絲、鉚釘和其它特別的裝置如金屬縫合和黏著[11.1]。本規範所規定之項目包含以銲接、螺栓接合與螺絲接合。對於鉚釘及其它特殊的裝置，則略述如下：

1. 鉚釘

熱作鉚釘較少運用在冷軋型鋼結構中，相對的冷作鉚釘則應用的較廣，特別是應用在特殊用途上，如塞脹鉚釘(blind rivet，僅由構材單側使用)、管狀鉚釘(tubular rivet，可增加軸承面積)、高剪力鉚釘(high shear rivet)、以及爆炸鉚釘(explosive rivet)。使用冷作鉚釘作接合設計，除了鉚釘剪力強度與螺栓接合可能相當不同之外，可以採用螺栓接合設計規定為一般準則。鉚釘強度的補充設計資訊，可以從製造商或試驗得來。

2. 特殊的裝置

特殊的裝置包括：(1)金屬縫合，使用工具(由一般辦公之釘書機)發展出的特殊效果；(2)藉著特殊工具將鋼板彎曲，以達到板與板間嵌接之方式。對於設計圖未詳細標明之接合，其資料及設計需求數據應以圖說規範涵蓋。

本章未涵蓋之接合方式與其傳遞之強度，須經建築主管機關認可之公證檢驗機構實驗證明之。

11.2 銲接接合

本節的設計準則乃應用於厚度較小之冷軋型鋼構材銲接接合之設計，其構材接合部中之最薄板的厚度不大於 4.57 mm。構材接合部的厚度大於 4.57 mm 時，銲接接合則須依「鋼構造建築物鋼結構設計技術規範」的規定而設計之。

對於接合部分中厚度等於或小於 4.57 mm 鋼材的電弧銲接的相關規定，除了本節規定外，須符合美國銲接協會 (AWS) AWS D1.3 以及其註解規定。銲接技工及銲接程序須符合於 AWS D1.3 的規定。有關於銲接位置的規定列於表 11.2-1 中。

電阻銲接須與 AWS C1.1 或 AWS C1.3 中所規定的程序一致。

表 11.2-1 銲接位置

接合構材	銲接位置					
	對接 開槽銲	電弧 點銲	電弧 縫銲	填角銲 疊接、T 接	斜角喇叭 型開槽銲	V 形喇叭 型開槽銲
鋼板對 鋼板	F H V OH	— — — —	F H — —	F H V OH	F H V OH	F H V OH
鋼板對支 承構材	— — —	F — — —	F — — —	F H V OH	F H V OH	— — — —

(F=平銲，H=橫銲，V=立銲，OH=仰銲)

解說：用在冷軋型鋼的銲接可以分類成熔銲(或電弧銲)和電阻銲。熔銲可用於冷軋型鋼構材間之接合，與連接至熱軋鋼構架(如樓板與鋼構架梁之連結)。基本的應用可分為槽銲(groove weld)、電弧點銲(arc spot weld)、電弧縫銲(arc seam weld)、填角銲(fillet weld)及喇叭形開槽銲(flare groove weld)。本節有關於熔銲的相關規定，主要是依據康乃爾大學所從事的廣泛試驗所得的數據。針對試驗的結果，Pekoz 與 McGuire [11.2]的報告有詳細的記載，而在參考文獻[11.3]內有相關的綜合整理說明。所有可能的破壞模式都包含在本規範內。

在大部分由 Pekoz 與 McGuire[11.2]所進行的接合試驗中，並未針對初始降伏有做進一步的瞭解。因此本節的規定中，斷裂情形較降伏情形更適合作為破壞的標準。

康乃爾大學的研究提供了美國銲接協會(American Welding Society)在鋼板(片)銲接規範[11.4]的根據，因此在大部分事例中，本節的規定與 AWS 規範中的規定一致。

在銲接接合實驗中，如圖 C-11.2-1 至 C-11.2-6 所示，上部蓋板的最大總合鋼板厚度近 3.81 mm (0.15 in)。然而在本章第 11.2.1 至 11.2.6 節相關規定，乃延伸其有效性達銲接的最薄接合處厚度為 4.57 mm (0.18 in)或者更小。但對於電弧點銲規定內，一單層板(參照圖 C-11.2-3)的最大厚度以及雙層板(參照圖 C-11.2-4)結合起來的厚度則被設定為 3.81 mm。

依據 Tangorrs, Schuster 與 LaBoube [11.5]之研究,本節所考慮之載重及強度係數設計法所計算之銲接強度，需予以修正。

11.2.1 對接開槽銲

單面銲或雙面銲的對接開槽銲接合的標稱強度 P_n 依下列公式計算之：

1.承受垂直於有效面積或平行銲軸的拉力或壓力

$$P_n = L t_e F_y \quad (11.2-1)$$

$$\Omega = 1.70 \quad (\text{ASD})$$

$$\phi = 0.90 \quad (\text{LRFD})$$

2.有效面積上的剪力為公式(11.2-2)或(11.2-3)兩者中較小者

$$P_n = L t_e 0.6F_{xx} \quad (11.2-2)$$

$$\Omega = 1.90 \quad (\text{ASD})$$

$$\phi = 0.80 \quad (\text{LRFD})$$

$$P_n = L t_e F_y / \sqrt{3} \quad (11.2-3)$$

$$\Omega = 1.70 \quad (\text{ASD})$$

$$\phi = 0.90 \quad (\text{LRFD})$$

其中

P_n = 開槽銲接合的標稱強度

F_{xx} = 美國銲接協會電極分類中銲料金屬的強度編號

F_y = 強度最低母材之規定最低降伏點

L = 銲道長

t_e = 開槽銲的有效喉厚

解說：對接開槽銲(groove welds in butt joints)標稱強度的公式與國內「鋼構造建築物鋼結構設計技術規範」內相似，因此「鋼構造建築物鋼結構設計技術規範」定義的有效喉厚 t_e 同樣地運用在本節。

11.2.2 電弧點銲

本節所允許的電弧點銲，主要是用在鋼板(片)銲接於較厚支承材或鋼板(片)與鋼板(片)之間的平銲，對於銲接部分最薄處的厚度不可超過 3.81 mm，同時，二鋼板結合在一起時的總厚度亦不得超過 3.81 mm。

如圖 C-11.2-1 與 C-11.2-2 中所示，如果鋼板的厚度小於 0.711 mm 時，就得用銲接墊片。銲接墊片的厚度必須介於 1.27 mm 與 2.03 mm 之間，且必須具備一最小直徑為 9.53 9.5 mm 的預先沖孔。

電弧點銲須以最小有效熔融區之直徑 d_e 表示，最小的容許有效直徑(d_e)為 9.53 9.5 mm。

解說：電弧點銲(arc spot welds)是用在較薄的鋼板(片)接合的應用，而相當於塞孔銲是用在較厚的鋼板，兩者的不同點，塞孔銲必須要有預先沖孔，但電弧點銲則不需沖孔必有。只須在上鋼板燒一個洞，再填入銲接金屬熔合到下鋼板或框架構材。

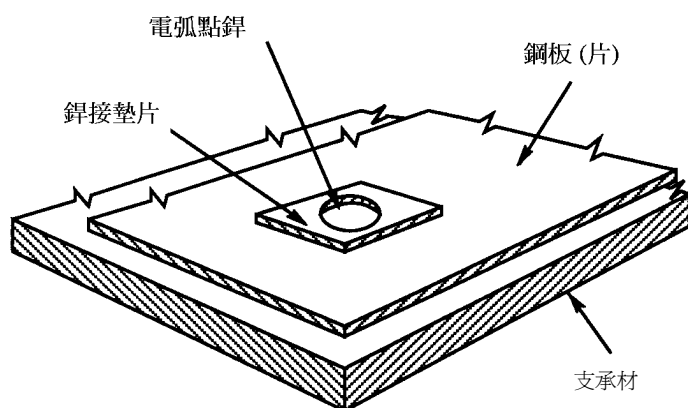


圖 C-11.2-1 典型銲接墊片示意圖

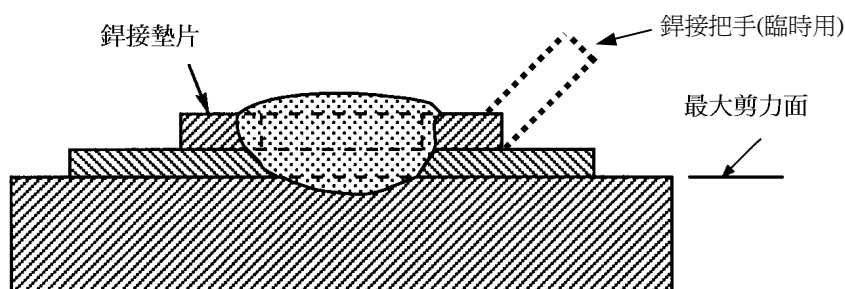


圖 C-11.2-2 採用銲接墊片之電弧點銲剖面圖

11.2.2.1 剪力

鋼板與鋼板間或鋼板與支承材間的電弧點銲標稱剪力強度 P_n 取決於下式中之較小者：

$$1. P_n = \frac{\pi d_e^2}{4} 0.75 F_{xx} \quad (11.2-4)$$

$$\Omega = 2.25 \quad (\text{ASD})$$

$$\phi = 0.60 \quad (\text{LRFD})$$

$$2. \text{對於 } (d_a/t) \leq 0.815 \sqrt{(E/F_u)}$$

$$P_n = 2.20 t d_a F_u \quad (11.2-5)$$

$$\Omega = 2.20 \quad (\text{ASD})$$

$$\phi = 0.70-0.60 \quad (\text{LRFD})$$

若對於 $0.815\sqrt{(E/F_u)} < (d_a/t) < 1.397\sqrt{(E/F_u)}$

$$P_n = 0.280 \left[1 + 5.59 \frac{\sqrt{E/F_u}}{d_a/t} \right] t d_a F_u \quad (11.2-6)$$

$\Omega = 2.80$ (ASD)

$\phi = 0.55$ (LRFD)

若對於 $(d_a/t) \geq 1.397\sqrt{(E/F_u)}$

$$P_n = 1.40 t d_a F_u \quad (11.2-7)$$

$\Omega = 3.05$ (ASD)

$\phi = 0.50$ (LRFD)

其中

P_n = 電弧點銲的標稱剪力強度

d = 電弧點銲外圍實際可視直徑

d_a = 對於單層鋼板 $d_a = d - t$

對於多層鋼板 $d_a = d - 2t$ (不超過四層，可參照圖 C-11.2-3、C-11.2-4)

d_e = 最大剪力傳遞面的熔融區有效直徑

$$= 0.7d - 1.5t \leq 0.55d \quad (11.2-8)$$

t = 在最大剪力傳遞面上的所有母材的總厚度(不計外層塗料)

F_{xx} = 為美國銲接協會電極分類中銲料的強度編號

E = 鋼材彈性模數

F_u = 抗拉強度

註：直徑尺寸的定義請參照圖 C-11.2-3 及圖 C-11.2-4。

鋼板與鋼板接合處之電弧點銲標稱剪力強度 P_n 取決於下式中之較小者：

$$P_n = 1.65 t d_a F_u \quad (11.2-9)$$

$\Omega = 2.25$ (ASD)

$\phi = 0.70$ (LRFD)

其中

P_n = 鋼板與鋼板接合處之電弧點銲的標稱剪力強度

t = 在最大剪力傳遞面上的所有母材的總厚度(不計外層塗料)

$d_a = d - t$

d_e = 最大剪力傳遞面的熔融區有效直徑

$$= 0.7d - 1.5t \leq 0.55d \quad (11.2-10)$$

F_u = 抗拉強度

除上述之外，下列條件亦需滿足

(1) $F_u \leq 4150 \text{ kg/cm}^2$ (407Mpa)

(2) $F_{xx} > F_u$

(3) $0.71\text{mm} \leq t \leq 1.61\text{mm}$

沿力的方向，從銲點中心點到鄰近下一個銲點邊緣的距離，或到接合部的最近邊緣的距離，不可小於下列所示的 e_{\min} 值：

$$e_{\min} = \frac{P\Omega}{F_u t} \quad (\text{ASD}) \quad (11.2-11)$$

$$e_{\min} = \frac{P_u}{\phi F_u t} \quad (\text{LRFD}) \quad (11.2-12)$$

當 $F_u/F_{sy} \geq 1.08$

$$\Omega = 2.20 \quad (\text{ASD})$$

$$\phi = 0.70 \quad (\text{LRFD})$$

當 $F_u/F_{sy} < 1.08$

$$\Omega = 2.55 \quad (\text{ASD})$$

$$\phi = 0.60 \quad (\text{LRFD})$$

其中

P = 構材標稱剪力強度

F_u = 須由銲接所傳遞的所需強度

t = 接合部中最大剪力作用之薄板的厚度

P_u = 構材標稱剪力強度

F_{sy} = 降伏應力點

註：參照圖 C-11.2-5 及圖 C-11.2-6 中電弧銲接的邊距

此外，從銲點中心點到鄰近下一個銲點邊緣的距離，或到接合部的最近邊緣的距離，不可小於 $1.5 d$ 。同時，銲點到構材邊緣的淨間距應不得小於 $1.0 d$ 。

解說：由康乃爾大學的試驗[11.2]中確認電弧點銲的四種破壞模式為：

- (1) 在銲接的熔融區的剪力破壞；
- (2) 鋼板沿著銲點的周圍撕裂，一直蔓延到銲點的銲道的前緣；
- (3) 鋼板延著銲點邊緣撕裂並且挫屈；
- (4) 鋼板在銲點後方的撕裂。

在許多破壞模式中須留特注意的是板的撕裂，因為在撕裂前或同時，將會發生非彈性脫離平面的變形，如圖 C-11.2-7 所示，在銲接時縮小每個銲點間間距，可避免這種情況的發生。當二鋼板用電弧點銲銲接在框式構材上（如圖 C-11.2-4 所示），必須注意此二薄片之間發生剪力破壞。

在厚度小於 0.711 mm 的鋼板上加裝銲接墊片的目的是，主要為避免鋼板過度的燒穿，而影響銲接的品質。

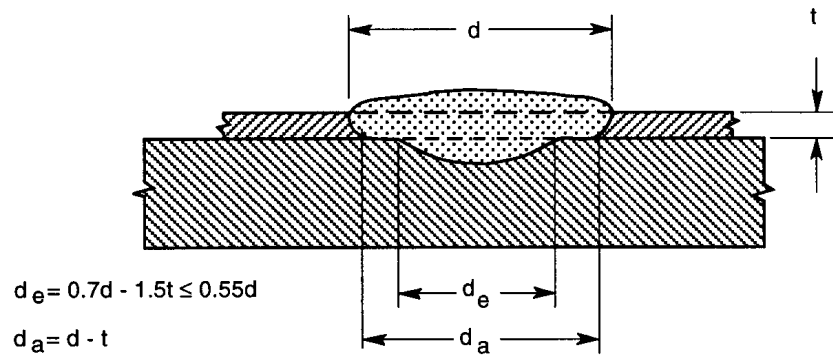


圖 C-11.2-3 電弧點銲 - 單層鋼板

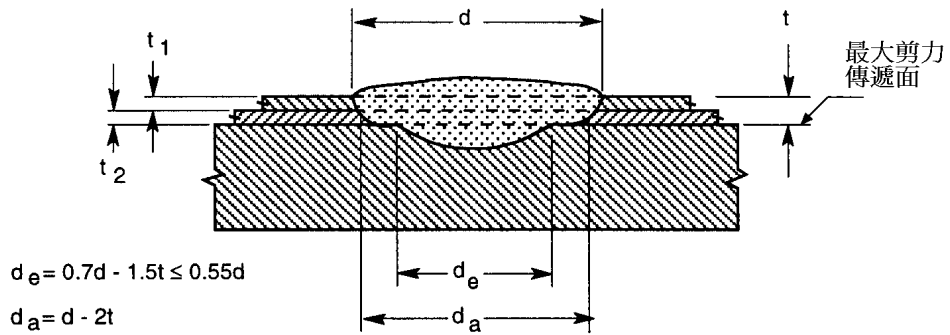


圖 C-11.2-4 電弧點銲 - 雙層鋼板

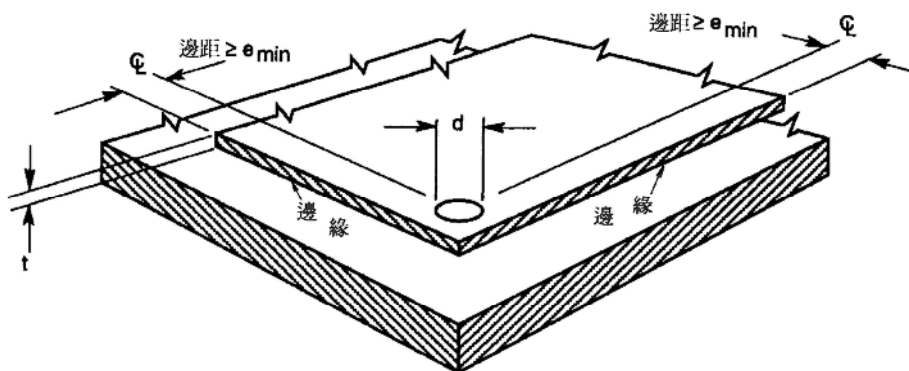


圖 C-11.2-5 電弧點銲的邊距 - 單層鋼板

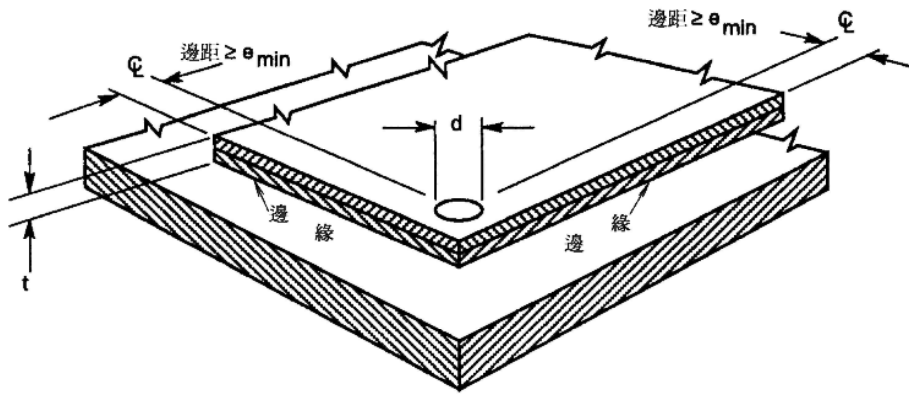


圖 C-11.2-6 電弧點銲的邊距 - 雙層鋼板

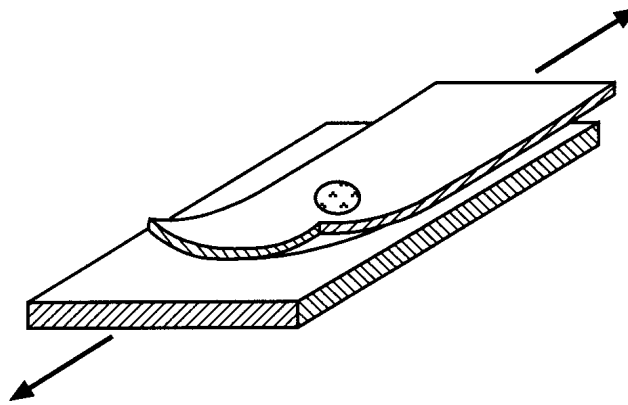


圖 C-11.2-7 銲接的扭曲破壞

經由 LaBoube [11.6、11.7]採用 Luttrell 之 SDI [11.8]分析模式，研究發現鋼板與鋼板接合處之電弧點銲厚度需小於 0.75mm。

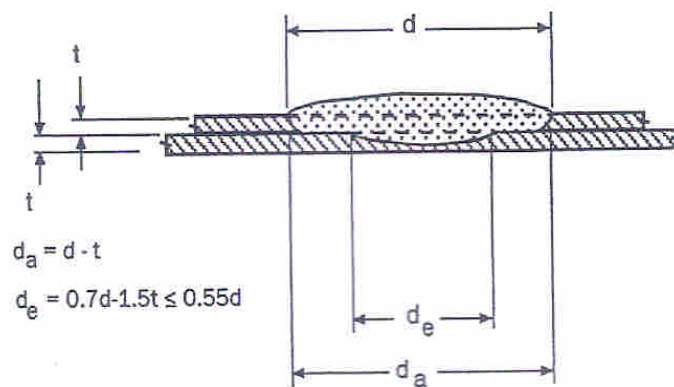


圖 C-11.2-8 鋼板與鋼板接合處之電弧點銲

11.2.2.2 拉力

連接鋼板及支承材的每一電弧點銲，於無偏心載重下，其上揚標稱拉力強度 P_n 取決於下列二種情況中較小者：

$$1. P_n = \frac{\pi d_e^2}{4} F_{xx} \quad (11.2-13)$$

$$P_n = 0.8(F_u/F_y)^2 t d_a F_u \quad (11.2-14)$$

若使用於天花板及屋頂板：

$$\Omega = 2.50 \quad (\text{ASD})$$

$$\phi = 0.60 \quad (\text{LRFD})$$

若使用於其他結構：

$$\Omega = 3.00 \quad (\text{ASD})$$

$$\phi = 0.50 \quad (\text{LRFD})$$

2. 對於 $F_u/E < 0.00187$

$$P_n = [6.59 - 3150(F_u/E)] t d_a F_u \leq 1.46 t d_a F_u \quad (11.2-11)$$

對於 $F_u/E \geq 0.00187$

$$P_n = 0.70 t d_a F_u \quad (11.2-12)$$

$$\phi = 0.60$$

以下的限制亦須考慮：

$$t d_a F_u \leq 13.34 \text{ kN}$$

$$e_{\min} \geq d$$

$$F_{xx} \geq 42.2 \text{ kg/mm}^2 (414 \text{ MPa})$$

$$F_u \leq 57.6 \text{ kg/mm}^2 (565 \text{ MPa})$$

$$F_{xx} > F_u$$

其中所有參數都定義在第 11.2.2.1 節

若電弧點銲承受到上揚的偏心拉力，則標稱拉力強度為上述值之 50%。

對於多層鋼板的接合，標稱拉力強度在採用公式(11.2-14)11.2-11及公式11.2-12時，須以多層鋼板的總厚度計算之。

在鋼承板或摺板系統的接合中，在其邊緣重疊部分銲接的標稱拉力強度為上述值之 70%。

解說：對於電弧點銲的拉力承載能力，設計規範是根據密蘇里大學-羅拉分校 [11.6、11.7] 所做的實驗，試驗結果顯示有兩種潛在的極限破壞狀態可能發生，(1) 其中最可能發生的破壞型式為鋼板在銲接周圍發生撕裂，此種破壞的狀況的影響因素分別為鋼板厚度、平均銲點直徑以及材料的拉力強度。(2) 在某些例子中，銲點的拉力破壞也可能發生，銲點的強度可以由熔融區的橫斷面積以及銲材的拉力來決定。試驗中 [11.6、11.7] 也顯示，如果加上銲接墊片作補強，薄鋼板的銲接接合可達到公式(11.2-14)11.2-11及

公式 11.2-12 的設計強度。

本節之規定乃依據集中拉力載重對銲接部的實驗。屋頂板系統的銲接會承受由風力所造成的上揚力，實驗顯示，因為偏心力的影響將會有 50% 標稱接合強度會受到折減[11.6、11.7]。

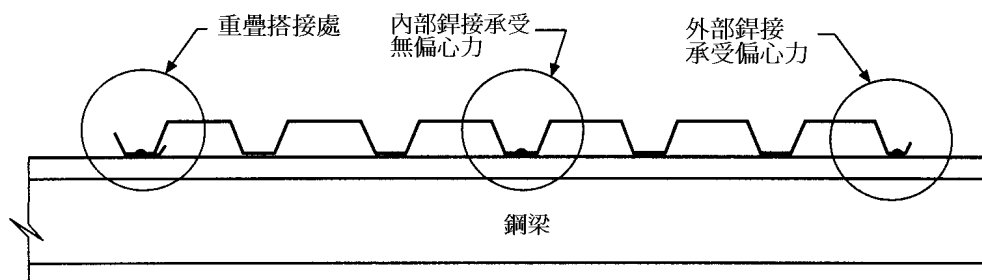


圖 C-11.2-9 屋頂板與鋼梁之接合

如圖 C-11.2-9 所示，偏心狀態可能發生於重疊搭接處。在兩個摺板断面之間的搭接接合(如圖 C-11.2-8 所示)，未加勁的翼板長度以及銲接點侵入翼板長度的程度對銲接接合部分的強度將會有適度的影響[11.9]。因此，對於邊緣重疊部分銲接的標稱拉力強度為一般標稱拉力強度的 70%。

11.2.3 電弧縫銲

本節的電弧縫銲(圖 C-11.2-10)僅適用在以下的接合型式：

1. 鋼板(片)對較厚支承材的平銲位置
2. 鋼板(片)對鋼板(片)的橫銲或平銲位置

電弧縫銲的標稱剪力強度 P_n 取決於下式中較小者：

$$P_n = \left[\frac{\pi d_e^2}{4} + L d_e \right] 0.75 F_{xx} \quad (11.2-15)$$

$$P_n = 2.5 t F_u (0.25L + 0.96d_a) \quad (11.2-16)$$

$$\Omega = 2.55 \quad (\text{ASD})$$

$$\phi = 0.60 \quad (\text{LRFD})$$

其中

P_n = 電弧縫銲的標稱剪力強度

D = 縫銲的寬度

L = 不包括末端半圓部分的縫銲長度
(在計算時 L 的長度不得超過 $3d$)

d_a = 縫鐸的平均寬度

對於單、雙層板 $d_a = d - t$

對於雙層板 $d_a = d - 2t$

d_e = 電弧縫接熔融面上的有效寬度

= $0.7d - 1.5t$

其中

d = 縫鐸的寬度

而 F_u 及 F_{xx} 定義請參照第 11.2.2.1 節。最小邊距(e_{min})規定與第 11.2.2.1 節中電弧點鐸的一致。(參照圖 C-11.2-11)

解說：電弧縫鐸(arc seam welds)的一般行為相似於電弧點鐸。本節剪力破壞公式 (11.2-15)，乃採用美國鐸接協會的鋼板鐸接規範[11.4]。公式(11.2-16)是為了避免連接蓋板受拉力撕裂及剪力的合成作用而致破壞。

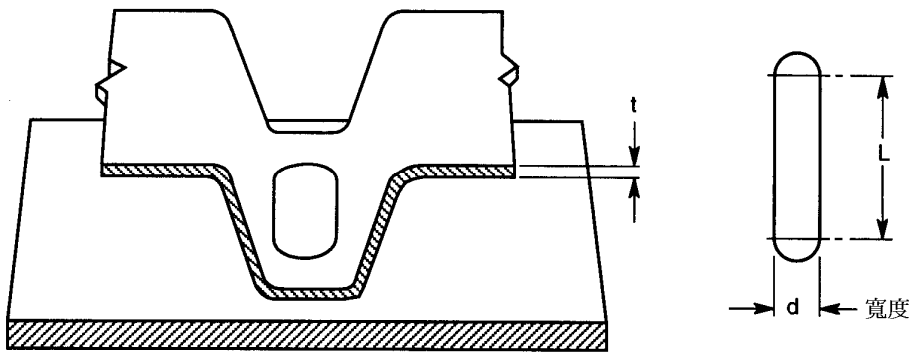


圖 C-11.2-10 電弧縫鐸 - 鋼板對支承構材的平鐸位置

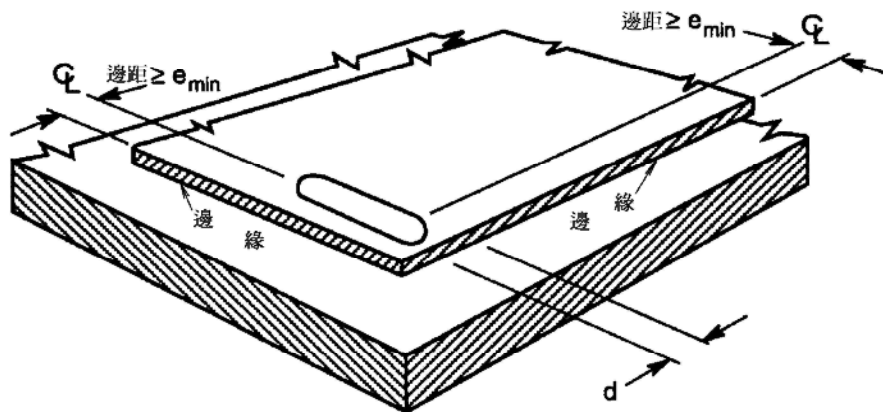


圖 C-11.2-11 電弧縫鐸的邊距

11.2.4 填角銲

本節填角銲適用於以下的銲接接頭之各種銲接位置：

1. 鋼板對鋼板
2. 鋼板對較厚的鋼構材

填角銲的標稱剪力強度 P_n 依下列公式計算之：

1. 縱向載重

當 $L/t < 25$

$$P_n = \left(1 - \frac{0.01L}{t}\right) tLF_u \quad (11.2-17)$$

$$\Omega = 2.55 \quad (\text{ASD})$$

$$\phi = 0.60 \quad (\text{LRFD})$$

當 $L/t \geq 25$ ：

$$P_n = 0.75tLF_u \quad (11.2-18)$$

$$\Omega = 3.05 \quad (\text{ASD})$$

$$\phi = 0.500.55 \quad (\text{LRFD})$$

2. 橫向載重：

$$P_n = tLF_u \quad (11.2-19)$$

$$\Omega = 2.35 \quad (\text{ASD})$$

$$\phi = 0.650.60 \quad (\text{LRFD})$$

其中 t 為圖 C-11.2-11 與圖 C-11.2-12 中 t_1 與 t_2 較小者。

此外，對於厚度 $t > 2.54 \text{ } 3.81 \text{ mm}$ 的情形，標稱強度不得超過下式計算之值：

$$P_n = 0.75t_w LF_{xx} \quad (11.2-20)$$

$$\Omega = 2.55 \quad (\text{ASD})$$

$$\phi = 0.60 \quad (\text{LRFD})$$

其中

P_n = 填角銲的標稱強度

L = 銲道長

t_w = 有效喉厚 = $0.707w_1$ 或 $0.707w_2$ ，取兩者中較小者

w_1 及 w_2 = 銲道腳長(參照圖 C-11.2-12 及圖 C-11.2-13)，在疊接時，

$w_1 \leq t_1$

F_u 及 F_{xx} 為第 11.2.2.1 節所定義。

解說：在康乃爾大學的研究試驗中[11.2]，疊接填角銲的尺寸中 w_1 為銲道腳長，通常與鋼板的厚度相同，而另一個銲道腳長 w_2 通常為兩倍或三倍的 w_1 (參照圖 C-11.2-12)。此種疊接式的填角銲喉厚通常都比同樣銲接尺寸之習用的填角銲喉厚還要大。填角銲的極限破壞通常在鄰接銲道的平板發生撕裂，參照圖 C-11.2-14。

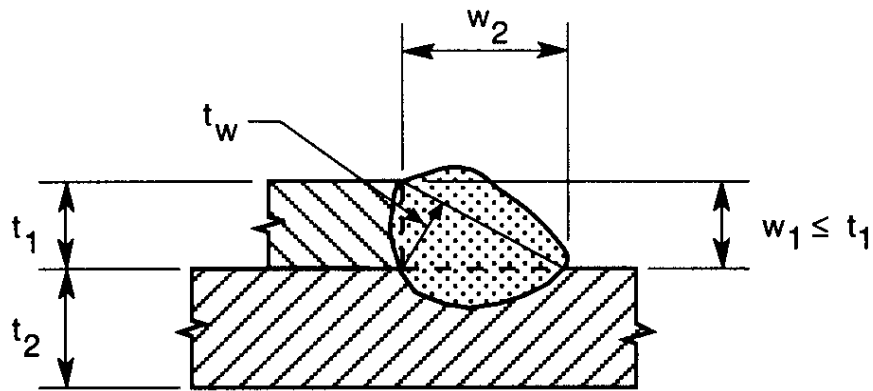


圖 C-11.2-12 疊接填角銲

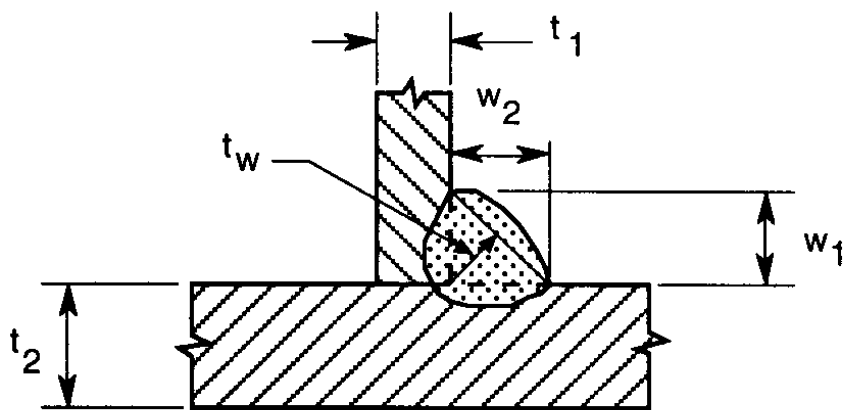


圖 C-11.2-13 T 型填角銲

在大部分的例子中，銲材通常具有較高的強度，可避免發生銲道的剪力破壞，因此本節規定主要是基於鋼板的撕裂破壞。因為在康乃爾大學的研究試驗中[11.2]，試體尺寸厚度的上限值為 3.81mm。在本節的最後部分包含了試體尺寸厚度可能超過 3.81 mm，喉厚的尺寸可能小於蓋板的厚度，並且破壞較可能發生在銲道而不是在鋼板。**澳洲雪梨大學研究指出降伏強度大於 448 MPa 之鋼材，當銲材厚度小於 2.54 mm，喉厚處不會產生破壞。**

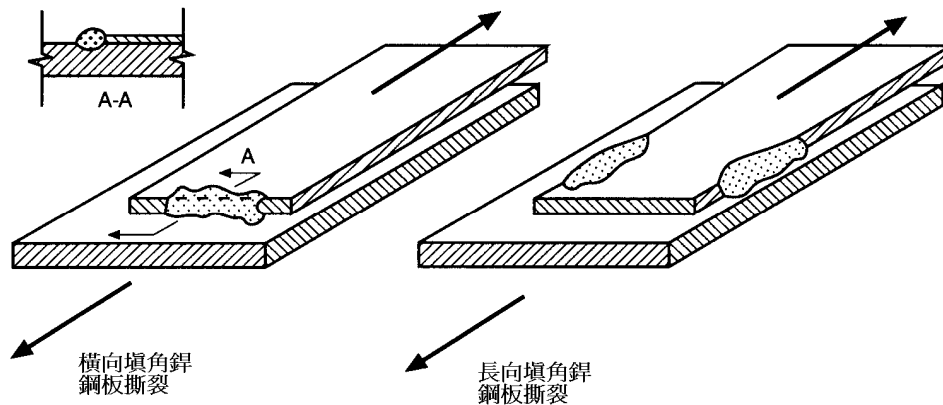


圖 C-11.2-14 填角銲破壞型態

11.2.5 喇叭形開槽銲

本節的喇叭型開槽銲適用於以下的銲接接頭之各種銲接位置：

1. 鋼板對鋼板的 V 型喇叭型開槽銲
2. 鋼板對鋼板的斜角喇叭型開槽銲
3. 鋼板對較厚的鋼構材的斜角喇叭型開槽銲

喇叭型開槽銲的標稱剪力強度 P_n 可以下列公式表示：

1. 斜角喇叭型開槽銲，橫向載重(如圖 C-11.2-14)

$$P_n = 0.833tLF_u \quad (11.2-21)$$

$$\Omega = 2.55 \quad (\text{ASD})$$

$$\phi = 0.600.55 \quad (\text{LRFD})$$

2. 斜角喇叭型開槽銲，縱向載重(如圖 C-11.2-15 ~ C-11.2-17d)

- (1) 當 $t \leq t_w < 2t$ 或者唇緣高度 h 小於銲道長度 L

$$P_n = 0.75tLF_u \quad (11.2-22)$$

$$\Omega = 2.80 \quad (\text{ASD})$$

$$\phi = 0.55 \quad (\text{LRFD})$$

- (2) 當於 $t_w \geq 2t$ 且唇緣高度 h 等於或大於銲道長度 L

$$P_n = 1.50tLF_u \quad (11.2-23)$$

$$\Omega = 2.80 \quad (\text{ASD})$$

$$\phi = 0.55 \quad (\text{LRFD})$$

此外，對於厚度 $t > 2.54\text{mm}$ 3.81mm 的標稱強度不得超過下式計算之值：

$$P_n = 0.75t_wLF_{xx} \quad (11.2-24)$$

$$\Omega = 2.55 \quad (\text{ASD})$$

$$\phi = 0.60 \quad (\text{LRFD})$$

其中

P_n = 銲接的標稱強度

h = 唇緣高度

L = 銲道長

t_w = 喇叭形開槽銲與 90 度彎折之斷面表面齊平時之有效喉厚(參照圖 **C-11.2-18a** 及圖 **C-11.2-18b**)

斜角喇叭形開槽銲 = $5/16R$

V 型喇叭形開槽銲 = $1/2R$ (當 $R > 12.7\text{mm}$ 時為 $3/8R$)

= 喇叭形開槽銲與 90 度彎折之斷面表面沒有齊平時之有效喉厚 = $0.707w_1$ 或 $0.707w_2$ ，取兩者中較小者(參照圖 **C-11.2-18c** 及圖 **C-11.2-18d**)

= 如果經量測證明採用之焊接程序可產生較大之 t_w 時，可容許比前述較大的有效喉厚值

R = 鋼板彎折處外皮的轉彎半徑

w_1 、 w_2 = 銲道腳長(參照圖 **C-11.2-18c** 及圖 **C-11.2-18d**)

F_u 、 F_{xx} 為第 11.2.2.1 節所定義。

解說：喇叭形開槽銲的冷軋型鋼斷面不論是受橫向加載或軸向加載，其主要的破壞模式為在銲道周圍的鋼板撕裂。(如圖 **C-11.2-19**)

除了公式 **11.2-24** 外，本節的規定主要是為了防止鋼材的剪力撕裂破壞。公式 **11.2-24** 隱含了一可能行爲，對於較厚的斷面而言，有效喉厚可能會比槽型鋼的厚度還小，故銲道的破壞可能產生。

圖 **11.2-18a** 及圖 **11.2-18b** 顯示銲道與 90 度彎折之斷面表面齊平，此種銲接模式為 AWS D1.1-96[**11.18**]所規定的有效喉厚的型式，同時，喇叭形開槽銲的單剪與雙剪型式，亦表示在此二圖上。

圖 **11.2-18c** 及圖 **11.2-18d** 顯示在冷軋型鋼結構的喇叭形銲接，通常銲道與 90 度彎折之斷面表面沒有齊平。垂直銲角 w_1 可大於鋼板外彎半徑值(如圖 **11.2-18c**)，或小於鋼板外彎半徑值(如圖 **11.2-18d**)。而在此二圖中，可發現到水平銲腳位置的定義上並不相同。

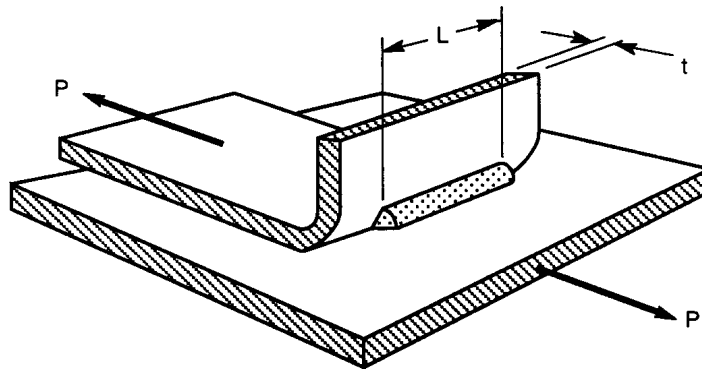


圖 **C-11.2-15** 斜角喇叭型開槽銲

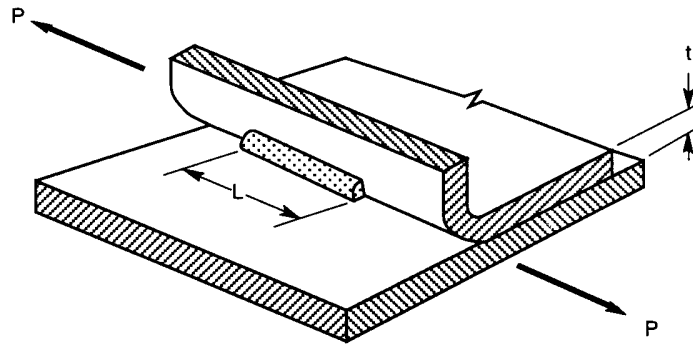


圖 C-11.2-16 斜角喇叭型開槽銲

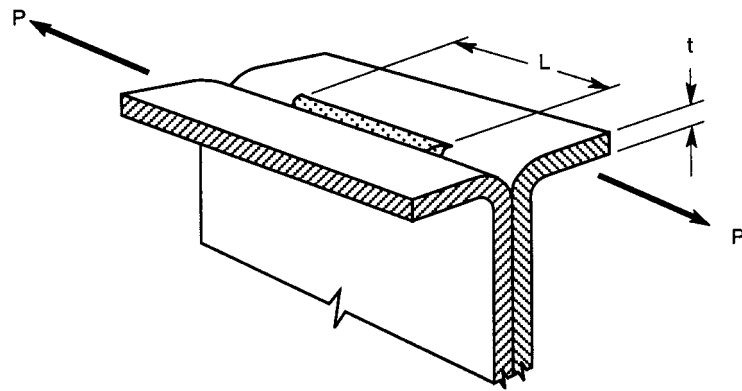


圖 C-11.2-17 V型喇叭型開槽銲

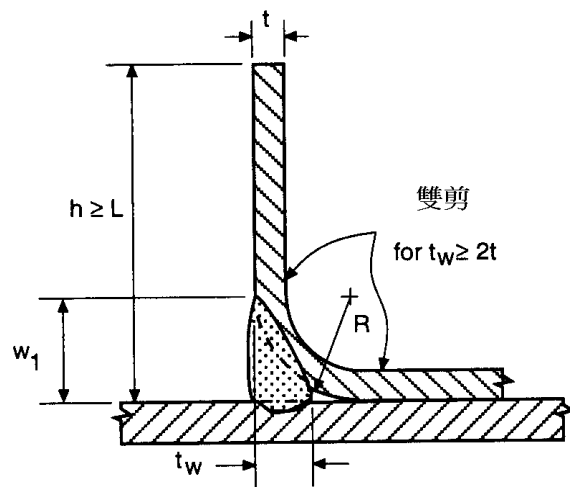


圖 C-11.2-18a 斜角喇叭型開槽銲($w_1=R$)(銲道與表面齊平)

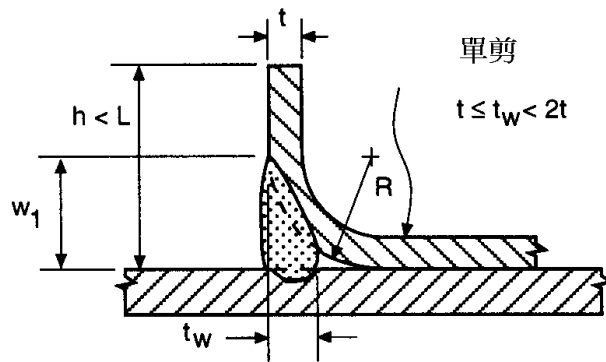


圖 C-11.2-18b 斜角喇叭型開槽銲($w_1=R$) (銲道與表面齊平)

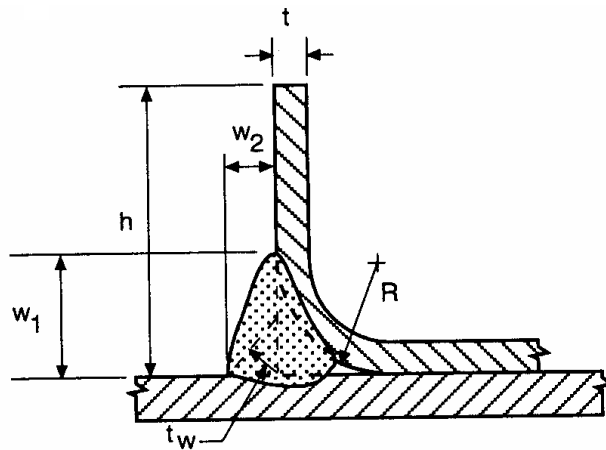


圖 C-11.2-18c 斜角喇叭型開槽銲($w_1>R$) (銲道與表面不齊平)

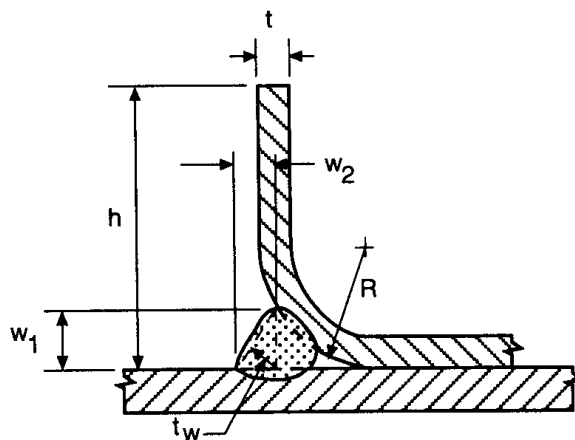


圖 C-11.2-18d 斜角喇叭型開槽銲($w_1<R$) (銲道與表面不齊平)

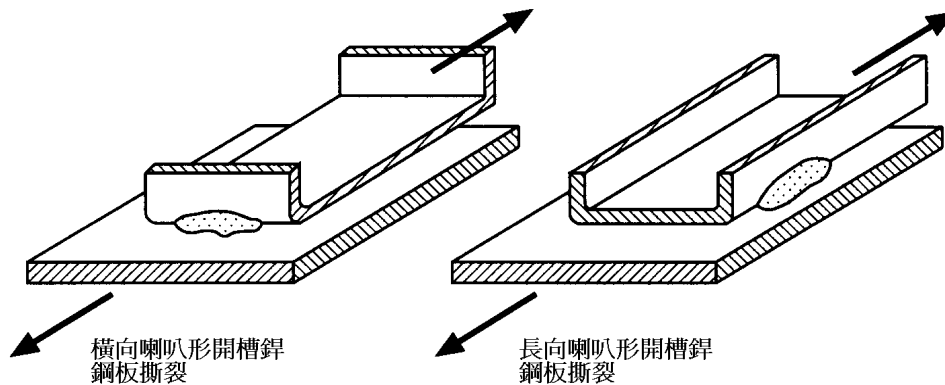


圖 C-11.2-19 喇叭型開槽銲破壞模式

11.2.6 電阻銲接

點銲的標稱剪力強度 P_n 之計算公式如下：表 11.2.2 所示 ($\phi = 0.65$)

(1) 當 $0.25 \text{ mm} \leq t < 3.56 \text{ mm}$:

$$P_n = 5.51t^{1.47} \quad (11.2-25)$$

(2) 當 $3.56 \text{ mm} \leq t \leq 4.57 \text{ mm}$:

$$P_n = 7.6t + 8.57 \quad (11.2-26)$$

$\Omega = 2.35$ (ASD)

$\phi = 0.65$ (LRFD)

P_n = 銲接的標稱強度 (kN)

t = 最薄之板厚 (mm)

(此表全刪除)——表 11.2.2 點銲的標稱剪力強度

外側最薄板厚 (mm)	單一點銲的標 稱剪力強度 (kg)——(kN)	外側最薄板厚 (mm)	單一點銲的標 稱剪力強度 (kg)——(kN)
0.25	59—0.58	2.03	1511—14.81
0.51	218—2.14	2.29	1814—17.79
0.76	454—4.45	2.54	2264—22.20
1.02	645—6.32	2.79	2754—27.00
1.27	749—7.34	3.17	3308—32.43
1.52	1034—10.14	4.83	4609—45.19
1.78	1284—12.59	6.35	6805—66.72

解說：對於外側鋼板厚度小於 3.18mm，其剪力強度可依「Recommended Practice for Resistance Welding Coated Low-Carbon Steel」，AWS C1.3-70(表 2.1-鍍鋅低碳鋼點銲)；而大於 3.18 mm 的外側板厚之剪力值乃依據

「Recommended Practice for Resistance Welding」, AWS C1.1-66(表 1.3-低碳鋼脈衝式電阻銲), 並且如點銲一樣適用於脈衝式電阻銲。未包覆或鍍鋅強度為 2.7 N/m^2 的鋼板或更小者, 其剪力強度值是根據 AWS C1.3-70 表 2.1 及 AWS C1.1-66 表 1.3。以上所述之剪力強度值亦可運用在中碳鋼及低合金鋼, 此些鋼材如果用點銲的方式, 其剪力強度會較為高些, 但是它們可能會有一些特別的銲接限制。對於所有的銲接情況, 都需根據 AWS C1.3-70 及 AWS C1.1-66[11.11、11.12]。有關點銲的標稱剪力強度可參考 AWS C1.1-2000 [11.13]。目前分析時均採用上述公式計算點銲的標稱剪力強度, 取代以前表列之板厚與標稱剪力強度。

解說：表 11.2.2 所列小於 3.22 mm 的外側板厚剪力值乃依根據「Recommended Practice for Resistance Welding Coated Low-Carbon Steel」, AWS C1.3-70 (表 2.1 鍍鋅低碳鋼點銲)；而大於 3.22 mm 的外側板厚之剪力值乃依據「Recommended Practice for Resistance Welding Coated Low-Carbon Steel」, AWS C1.1-66(表 1.3 低碳鋼脈衝式電阻銲), 並且如點銲一樣適用於脈衝式電阻銲。可適用於各種結構用低碳鋼、未包覆或鍍鋅強度為 2.7 N/m^2 的鋼板或更小者, 其剪力強度值是根據 AWS C1.3-70 表 2.1 及 AWS C1.1-66 表 1.3。如果厚度的大小介於表上兩種厚度之間, 則用內插法來求取剪力強度。上表的值亦可運用在中碳鋼及低合金鋼, 此些鋼材如果用點銲的方式, 其剪力強度會較為高些, 但是它們可能會有一些特別的銲接限制。對於所有的銲接情況, 都需根據 AWS C1.3-70 及 AWS C1.1-66[11.9~11.10]。

11.2.7 淨斷面積之破壞(非平板之剪力遲滯)

對斷面於銲接處產生有效淨斷面積之破壞及降伏現象, 其標稱剪力強度 P_n 之計算公式如下：

$$P_n = A_e F_u \quad (11.2-27)$$

$$\Omega = 2.50 \quad (\text{ASD})$$

$$\phi = 0.60 \quad (\text{LRFD})$$

其中

F_u = 鋼板銲接處之抗拉強度

$A_e = AU$ = 鋼板銲接處之有效淨斷面積

當橫向載重作用時：

A = 銲接接合處之面積

$U = 1.0$

當只有縱向載重作用及橫向載重與縱向載重同時作用時：

A = 構材之全斷面積

當縱向載重作用於全斷面積時： $U = 1.0$

而其他載重作用方式之 U 值則以下列方式計算之：

(1)角鋼：

$$U = 1.0 - 1.20 \frac{\bar{x}}{L} < 0.9, \text{ 但 } U \geq 0.4 \quad (11.2-28)$$

(2)槽鋼：

$$U = 1.0 - 0.36 \frac{\bar{x}}{L} < 0.9, \text{ 但 } U \geq 0.5 \quad (11.2-29)$$

其中 \bar{x} 為剪力面至斷面形心之距離

L = 縱向銲接長度

解說：剪力遲滯現象對斷面張力強度有顯著之影響，當計算 U 值時，需考慮縱向銲接長度，橫向之銲接長度影響較小，其 \bar{x} 之計算方式可參考圖 C-11.2-20 所示。

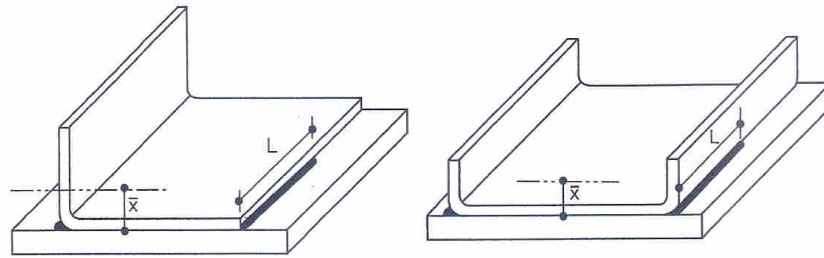


圖 C-11.2-20 \bar{x} 值之計算方式

11.3 螺栓接合

本節的設計準則乃應用於厚度較小之冷軋型鋼構材以螺栓接合之設計，其構材接合部分中其最薄厚度小於 4.76 mm。對於構材接合部分的厚度皆等於或大於 4.76 mm 時，螺栓接合則依「鋼構造建築物鋼結構設計技術規範」的規定而設計之。

螺栓、螺帽與墊圈應依下列規定選用(以美國 ASTM 為例)：

ASTM A194/A194M, Carbon and Alloy Steel Nuts for Bolts for High-Pressure and High-Temperature Service

ASTM A307 (Type A), Carbon Steel Bolts and Studs, 60000 PSI Tensile Strength

ASTM A325, Structural Bolts, Steel, Heat Treated, 120/105 ksi Minimum Tensile Strength

ASTM A325M, High Strength Bolts for Structural Steel Joints [Metric]

ASTM A354 (Grade BD), Quenched and Tempered Alloy Steel Bolts, Studs, and

- Other Externally Threaded Fasteners (for diameter of bolt smaller than 1/2 inch)
 - ASTM A449, Quenched and Tempered Steel Bolts and Studs (for diameter of bolt smaller than 1/2 inch)
 - ASTM A490, Heat-Treated Steel Structural Bolts, 150 ksi Minimum Tensile Strength
 - ASTM A490M, High Strength Steel **B**bolts, Classes 10.9 and 10.9.3 for Structural Steel Joints [Metric]
 - ASTM A563, Carbon and Alloy Steel Nuts
 - ASTM A563M, Carbon and Alloy Steel Nuts [Metric]
 - ASTM F436, Hardened Steel Washers
 - ASTM F436M, Hardened Steel Washers [Metric]
 - ASTM F844, Washers, Steel, Plain (Flat), Unhardened for General Use
 - ASTM F959, Compressible Washer-Type Direct Tension Indicators for Use with Structural Fasteners
 - ASTM F959M, Compressible Washer-Type Direct Tension Indicators for Use with Structural Fasteners [Metric]

使用以上所示之外的連結物及材料，在設計圖上須**詳細註明明白的表示**接合連結物的型式和尺寸，**以及**其設計標稱強度。

螺栓之裝置及旋緊，需達到滿足接合部分之功能。

較大的孔徑可允許用在柱基腳，或結構系統與混凝土牆的接合上，一般螺栓的孔徑不可超過表 11.3-1 所規定的尺寸。

除了經設計**者人員**認可使用擴大孔或開槽孔外，螺栓接合皆應使用標準孔。開槽孔的長度需垂直於剪力的方向。除非有實驗證明得知其適用性，否則墊圈或墊板需加裝於擴大孔或開槽孔的最外層。

表 11.3-1 最大螺栓孔尺寸 (單位：mm)

標稱螺栓直徑 d	標準孔直徑 d _h	擴大孔直徑 d _h	短槽孔尺寸	長槽孔尺寸
<12.7	d + 0.8	d + 1.6	(d+0.8)×(d+6.4)	(d+0.8)×(2.5d)
≥12.7	d + 1.6	d + 3.2	(d+ 1.6 0.6)× (d+6.4)	(d+1.6)×(2.5d)

解說：冷軋型鋼結構的螺栓接合與熱軋型鋼有些許不同，主要是因為在接合處厚度的差異上。先前的研究及試驗顯示出，相當厚度的冷軋型鋼構材在螺栓接合上的結構行為，與熱軋型鋼構材的接合相似。

1. 範圍

本規範標準主要乃針對冷軋型鋼構材厚度小於 4.76 mm 的接合做一規定。對於厚度大於 4.76 mm 的冷軋型鋼構材接合，則依「鋼構造建築物鋼

結構設計技術規範」[11.14]的規定而設計之。

因為缺少適當的測試數據，以及甚多的表面狀況，所以本節規範內並不提供摩阻型接合的設計規定。當摩阻型接合設計用在冷軋型鋼構材(厚度小於 4.76 mm)，本規範建議可經由試驗以證實設計的要求。試驗的資料應確認接合的設計容量，並可提供足夠的安全來抵抗初始滑動，同時，需符合「鋼構造建築物鋼結構設計技術規範」內所規定之事項。此外極限承載能力的設計，也至少需等於本規範對於承載型接合所規定的內容。

規範中的規定只提供在接合面中無縫隙者。設計人員必須體認在構材的螺栓接合中，如接合面中存在縫隙則其接合強度會比無縫隙者低。因此，在構材接合中存在無可避免的縫隙，則需經由實驗得知實際之強度。

2. 材料

本節條列了適用冷軋型鋼構材的五種類型連結物。在實際應用上，A325 及 A490 螺栓乃使用於直徑在 12.7 mm 以上者，而 A449 及 A354 Grade BD 螺栓則是用於直徑在 12.7 mm 以下者。

近年來其他類型的連結物，不管有無特殊的墊圈，已廣泛的使用在冷軋鋼結構構材上。這些連結物的設計應需經由實驗的證實。

3. 螺栓的安裝

使用在冷軋型鋼結構上的螺栓接合，一般或高強度鋼螺栓通常被設計為承壓型接合。而螺栓的預拉力是不需要的，因為螺栓接合的極限強度與螺栓本身的預力是相互獨立的事項。在安裝上必須確定在使用時螺栓的裝配不會分離。經實驗顯示螺栓安裝到合適的緊度時，在正常的建造狀態而不是在振動或疲勞的狀態下，一般不會產生鬆脫的現象。

4. 孔徑尺寸

在表 11.3-1 內所述之最大螺栓孔徑尺寸，對於螺栓直徑大於 12.7 mm 的規定(除了擴大孔直徑的要求外)，則依據參考文獻[11.15、11.16]內表格一的內容所定之。

對於螺栓直徑小於 12.7 mm 者，其標準孔直徑乃是以螺栓直徑加上 0.8 mm 規定之。

在表 11.3-1 中對於擴大孔、開槽孔的設計規定，乃是因這些孔在實際上是為了預留在裝配上尺寸的誤差。然而，在使用擴大孔時，設計人員需注意的是確保滑動所引起的過大變形將不會發生在工作載重上。會發生在開槽方向上的過大變形，可以使用螺栓的預拉力來預防。

短槽孔通常視為與擴大孔一樣的行爲。墊圈或墊板應用於擴大孔或短槽孔的最外層，除非較適當的性能有被實驗所證實。對於長槽孔的接合，規範第 11.3.4 節要求使用墊圈或墊板，同時，因可能會遭遇到強度的折減，螺栓的剪力能力需經由實驗測定。

11.3.1 接合部剪力強度、間距及邊距

接合部的標稱剪力強度(P_n)，係受到施力方向的間距與邊距的影響，其強度依下式計算之：

$$P_n = t e F_u \quad (11.3-1)$$

當 $F_u/F_{sy} \geq 1.08$

$$\Omega = 2.00 \quad (\text{ASD})$$

$$\phi = 0.70 \quad (\text{LRFD})$$

當 $F_u/F_{sy} < 1.08$

$$\Omega = 2.22 \quad (\text{ASD})$$

$$\phi = 0.60 \quad (\text{LRFD})$$

其中

P_n = 單一螺栓的標稱強度

F_u = 接合部材料的抗拉強度

F_{sy} = 接合部材料的降伏強度點

e = 沿著受力方向，從標準孔中央點至最鄰近孔邊緣的距離，或至接合部的邊界距離

t = 接合部最薄的厚度

此外，相鄰兩孔中央點間的最小距離必須提供足夠的空間予螺栓頭、螺帽、墊圈與螺栓鉗，且不能小於三倍標稱螺栓直徑($3d$)。同時，從任一標準孔中央點到構材端緣或連接構材的其他的邊界的距離，不得小於 **1.52** 倍的標稱螺栓直徑 (**1.52** d)。

對於擴大孔與開槽孔，兩個鄰近孔外緣的距離，以及從孔的邊緣至構材端緣或在應力線上之連接構材的其他的邊界的距離，不得小於 $e - d_h/2$ 的值，其中 e 為前式所示，而 d_h 為表 11.3-1 所定義的標準孔直徑。另外，下列之限制亦必需符合，兩個鄰近孔的邊緣間的淨間距，不得小於兩倍的標稱螺栓直徑($2d$)，以及孔的邊緣至構材的端緣不得小於標稱螺栓直徑(**1.5** d)。

解說：在接合部的任一最小邊距 e_{min} ，取決於鋼材的抗拉強度(F_u)，以及接合部的厚度。根據不同的 F_u/F_{sy} 的比值範圍，兩種不同的安全係數來用在所需要最小邊距上。這些規定主要是基於由試驗結果所建立的基本方程式：

$$e = \frac{P}{F_u t} \quad (\text{C-11.3-1})$$

其中

e = 避免在接合部產生剪力破壞所需之最小邊距

P = 單一螺栓所傳遞的力量

t = 接合部最薄的厚度

公式(C-11.3-1)乃依據 Winter [11.17、11.18]與 Yu [11.3,11.19-11.21]的研究成果所推導得來的。

11.3.2 接合部淨斷面之破壞(剪力延遲)接合部拉力強度

在接合部淨斷面的標稱拉力強度 P_n ，其計算公式如下：

1. 接合部材料無開孔情形

(1) 螺栓頭與螺帽處皆使用墊圈與構材表面相接合

若單一或單一排螺栓排列方向與作用力互相垂直

$$F_t = (0.1 + 3d/s)F_u \leq F_u \quad (11.3-2)$$

$$P_n = (1.0 - 0.9r + 3rd/s)F_u A_n \leq F_u A_n \quad (11.3-2)$$

若多個螺栓排列方向與作用力互相平行

$$F_t = F_u \quad (11.3-3)$$

若為雙剪力

$$\Omega = 2.00 \quad (\text{ASD})$$

$$\phi = 0.650 \quad (\text{LRFD})$$

若為單剪力

$$\Omega = 2.22 \quad (\text{ASD})$$

$$\phi = 0.55 \quad (\text{LRFD})$$

(2) 螺栓頭與螺帽處皆無使用墊圈，或僅有其一使用墊圈與構材表面相接合

若單一或單一排螺栓排列方向與作用力互相垂直

$$F_t = (2.5d/s)F_u \leq F_u \quad (11.3-4)$$

$$P_n = (1.0 - r + 2.5rd/s)F_u A_n \leq F_u A_n \quad (11.3-3)$$

若多個螺栓排列方向與作用力互相平行

$$F_t = F_u \quad (11.3-5)$$

$$\Omega = 2.22 \quad (\text{ASD})$$

$$\phi = 0.55 \quad (\text{LRFD}) \quad \text{---} \phi = 0.65$$

此外，標稱拉力強度不得超過下式之值：

$$P_n = F_y A_n \quad (11.3-4)$$

$$\phi = 0.95$$

其中

A_n = 接合部的淨斷面積

F_t = 接合部材料的標稱抗拉強度降伏點

d = 螺栓標稱直徑

r = 螺栓在斷面的承受力與構材張力之比值。如果 r 值小於 0.2，則 r 值可取為 0

s = 螺栓間之行距(當計算 F_t 時採用與應力方向垂直)，若為單一螺栓，則 s 為板之全寬

F_u = 接合部材料的抗拉強度

~~F_y = 接合部材料的降伏點~~

2. 接合部材料有開孔情形

$$F_n = A_n F_t \quad (11.3-6)$$

$$\Omega = 2.20 \quad (\text{ASD})$$

$$\phi = 0.65 \quad (\text{LRFD})$$

其中

F_t 可由公式(11.3-2)、(11.3-3)、(11.3-4)或(11.3-5)計算

$$A_n = 0.90[A_g - n_b d_h t + (\Sigma \frac{s'^2}{4g} t)] \quad (11.3-7)$$

A_g = 接合部的全斷面積

s' = 螺栓間之縱向間距

g = 螺栓間之橫向間距

n_b = 接合部材料之螺栓開孔數

d_h = 螺栓之開孔直徑

3. 其他接合部材料

$$F_n = A_e F_u \quad (11.3-8)$$

$$\Omega = 2.22 \quad (\text{ASD})$$

$$\phi = 0.65 \quad (\text{LRFD})$$

其中

$A_e = A_n U$, U 值之計算方式如下：

$U = 1.0$ (當載重直接作用於斷面時，否則應依下列公式計算折減係數)

(1) 當角鋼於受力方向有兩個或兩個以上之螺栓使用時

$$U = 1.0 - 1.20 \frac{\bar{x}}{L} < 0.9 \quad \text{但 } U \geq 0.4$$

(2) 當 C 型槽鋼於受力方向有兩個或兩個以上之螺栓使用時

$$U = 1.0 - 1.20 \frac{\bar{x}}{L} < 0.9 \quad \text{但 } U \geq 0.5$$

\bar{x} = 斷面剪力之作用面與斷面形心之距離

L = 接合部之長度

解說：本節的設計規定中的重要特點：

1. 規範中所適用的基本條件是接合部材料最薄的厚度必需小於 4.76 mm，對於大於 4.76 mm 厚度的張力問題，則依「鋼構造建築物鋼結構設計技術規範」的規定而計算之。
2. 在連接構材淨斷面處的張力強度(P_n)是根據接合部的抗拉強度(F_u)、 r 值與 d/s 值。
3. 根據接合部有無墊圈的情況，其公式亦有所不同[11.22]。
4. 根據接合型式的不同(單剪接頭或雙剪接頭)，連接構材淨斷面處的標稱張力強度(P_n)亦有所不同。

11.3.3 承壓強度

針對螺栓接合之承壓強度可依 11.3.1 節及 11.3.2 節之計算方式，對於在本節

未提供的狀況，其螺栓接合的設計承壓強度應由試驗決定之。

1.不考慮螺栓接合處變位之承壓強度

在螺栓開孔周圍之變位可忽略不計之情形，其結合處之標稱承壓強度為：

$$P_n = C m_f d t F_u \quad (11.3-9)$$

$$\Omega = 2.50 \quad (\text{ASD})$$

$$\phi = 0.60 \quad (\text{LRFD})$$

其中

C = 承壓強度係數，可由表 11.3-2 計算

m_f= 不同接合方式之修正係數，可由表 11.3-3 決定

d = 標稱螺栓直徑

t = 未有披護之鋼板厚度

F_u= 鋼板抗拉強度

(1)當角鋼於受力方向有兩個或兩個以上之螺使用時

$$U = 1.0 - 1.20 \frac{\bar{x}}{L} < 0.9 \quad \text{但 } U \geq 0.4$$

表 11.3-2 承壓強度係數(C)

接合處的厚度 t (mm)	接合處直徑與構材厚度之比值 d/t	C
0.61 ≤ t < 4.76	d/t < 10	3.0
	10 ≤ d/t ≤ 22	4 - 0.1(d/t)
	d/t > 22	1.8

表 11.3-2 螺栓頭及螺帽處皆使用墊圈的螺栓接合標稱承壓強度

接合處的厚度 t (mm)	接合的型式	接合處的 F _u /F _{sy} 比值	φ	標稱承壓強度 P _n
0.61 ≤ t < 4.76	雙剪接合的內部板	≥ 1.08	0.55	3.33F _u dt
		< 1.08	0.65	3.00F _u dt
	單剪及雙剪接合的外部板	不受限	0.60	3.00F _u dt
t ≥ 4.76	依鋼構造建築物鋼結構設計技術規範			

表 11.3-3 承壓接合方式之修正係數(m_f)

承壓接合方式	m_f
接合處受單剪力或外側鋼板受雙剪力作用，而其兩側螺栓頭及螺帽使用墊圈	1.00
接合處受單剪力或外側鋼板受雙剪力作用，而其兩側螺栓頭及螺帽未使用墊圈或僅使用一墊圈	0.75
接合處之內側鋼板受雙剪力作用	1.33

表 11.3-3 螺栓頭及螺帽處皆未使用墊圈或僅有一者
一有使用墊圈的螺栓接合標稱承壓強度

接合處的厚度 t (mm)	接合的型式	接合處的 F_u/F_{sy} 比值	ϕ	標稱承壓強度 P_n
$0.61 \leq t < 4.76$	雙剪接合的內部板	≥ 1.08	0.65	$3.00F_u dt$
	單剪及雙剪接合的外部板	≥ 1.08	0.70	$2.22F_u dt$
$t \geq 4.76$	依鋼構造建築物鋼結構設計技術規範			

2. 考慮螺栓接合處變位之承壓強度

在螺栓開孔周圍之變位不可忽略之情形，其結合處之標稱承壓強度為：

$$P_n = (4.64\alpha t + 1.53) dt F_u \quad (11.3-10)$$

$$\Omega = 2.22 \quad (\text{ASD})$$

$$\phi = 0.65 \quad (\text{LRFD})$$

其中

α = 單位換算係數

= 1 (當 t 單位採用 inches)

= 0.0394 (當 t 單位採用 mm)

= 0.394 (當 t 單位採用 cm)

解說：依據現有試驗資料顯示，螺栓接合的承壓強度(bearing strength)，與以下的情況有關，如：接合部的抗拉強度、接合部的厚度、單剪力或雙剪力的連接、 F_u/F_{sy} 比值、以及墊圈的有無(Winter[11.14~11.15]、Yu [11.19、11.21]、Rogers [11.23]與 Wallace [11.24]、Chong Matlock[11.19])。接合部的標稱承壓強度，根據不同的情況列於表 11.3-2 及表 11.3-3。

11.3.4 螺栓的剪力及拉力

由剪力、拉力或是由剪力及拉力共同作用的標稱螺栓強度 P_n ，其計算公式如下：

$$P_n = A_b F_n \quad (11.3-11)$$

其中

A_b = 螺栓的全斷面積

F_n = 螺栓的標稱強度

1. 當螺栓受剪力或拉力作用時：

F 為表 11.3-4 中的 F_{nv} 或 F_{nt}

ϕ 值列於表 11.3-4 內

2. 當螺栓受剪力及拉力的組合作用時：

ASD：

$$F'_{nt} = 1.3F_{nt} - \frac{\Omega F_{nt}}{F_{nv}} f_v \leq F_{nt}$$

LRFD：

$$F'_{nt} = 1.3F_{nt} - \frac{F_{nt}}{\phi F_{nv}} f_v \leq F_{nt}$$

F'_{nt} = 螺栓標稱拉應力含剪應力強度之組合作用

F_{nt} = 螺栓標稱拉應力強度(參考表 11.3-4)

F_{nv} = 螺栓標稱剪應力強度(參考表 11.3-4)

f_v = 所需剪應力強度

Ω = 螺栓剪力強度之安全係數(參考表 11.3-4)

ϕ = 螺栓剪力強度折減係數(參考表 11.3-4)

螺栓所需剪應力強度(f_v)不能超過容許剪應力強度 F_{nv}/Ω (ASD)或剪應力設計強度 ϕF_{nv} (LRFD)。

表 11.3-4 螺栓的標稱拉力及剪力強度

接合螺栓型式	拉力強度			剪力強度		
	安全係數 Ω (ASD)	強度折減 係數 ϕ (LRFD)	標稱應力 $F_{nt} \cdot t/cm^2$ (MPa)	安全係數 Ω (ASD)	強度折減 係數 ϕ (LRFD)	標稱應力 $F_{nv} \cdot t/cm^2$ (MPa)
A307 螺栓， Grade A6.4 mm≤d<12.7 mm	2.25	0.75	2.84(279)	2.4	0.65	1.68(165)
A307 螺栓， Grade A d≥12.7 mm			3.16(310)			1.90(186)
A325 螺栓，螺 紋在剪力平面	2.0		6.33(621)			3.79(372)
A325 螺栓，螺 紋不在剪力平 面			6.33(621)			5.05(496)
A354 Grade BD 螺 栓 6.4 mm≤d<12.7 mm 螺紋在剪力平 面			7.09(696)			4.15(407)
A354 Grade BD 螺 栓 6.4 mm≤d<12.7 mm 螺紋不在剪力 平面			7.09(696)			6.33(621)
A449 螺栓 6.4 mm≤d<12.7 mm 螺紋在剪力 平面			5.69(558)			3.3(324)
A449 螺栓 6.4 mm≤d<12.7 mm 螺紋不在剪力 平面			5.69(558)			5.05(496)
A490 螺栓 6.4 mm≤d<12.7 mm 螺紋在剪力 平面			7.91(776)			4.74(465)
A490 螺栓 6.4 mm≤d<12.7 mm 螺紋不在剪 力平面			7.91(776)			6.33(621)

表 11.3-5 剪力及拉力組合作用的螺栓標稱拉應力 $F_{nt}' \cdot t / \text{cm}^2$ (MPa)

接合螺栓型式	螺紋在剪力平面	螺紋不在剪力平面	強度折減係數 ϕ
A325 螺栓	$7.94 - 0.17f_v \leq 6.33$ ($779 - 17f_v \leq 621$)	$7.94 - 0.13f_v \leq 6.33$ ($779 - 13f_v \leq 621$)	0.75
A354 Grade BD 螺栓	$8.93 - 0.17f_v \leq 7.09$ ($876 - 17f_v \leq 696$)	$8.93 - 0.13f_v \leq 7.09$ ($876 - 13f_v \leq 696$)	
A449 螺栓	$7.09 - 0.17f_v \leq 5.96$ ($696 - 17f_v \leq 558$)	$7.09 - 0.13f_v \leq 5.69$ ($696 - 13f_v \leq 558$)	
A490 螺栓	$9.9 - 0.17f_v \leq 7.91$ ($972 - 17f_v \leq 776$)	$9.9 - 0.13f_v \leq 7.91$ ($972 - 13f_v \leq 776$)	
A307 螺栓, Grade A 當 $6.4 \text{ mm} \leq d < 12.7 \text{ mm}$ 當 $d \geq 12.7 \text{ mm}$	$3.3 - 0.25f_v \leq 2.84$ — ($324 - 25f_v \leq 279$) $3.66 - 0.25f_v \leq 3.16$ — ($359 - 25f_v \leq 310$)		0.75

解說：對於直徑小於 12.7 mm (1/2 in.)的 A307、A449 與 A354 螺栓，與直徑大於 12.7 mm 的螺栓相比較之下，其容許拉應力則減少 10%，其因乃為如 6.35 mm (1/4 in.)與 9.63 mm (3/8 in.)直徑螺栓的平均拉應力面與全斷面比值 (tensile-stress area / gross-area)為 0.68，而 12.7 mm(1/2 in)與 25.4 mm(1 in.)直徑螺栓的平均拉應力面與全斷面比值為 0.75，兩者間相差約 10%。表 11.3-4 提供了對於各種的螺栓接合型式之標稱拉力與剪力強度，也提供了 LRFD 設計法的強度折減係數。

對於螺栓接合設計，當螺栓承受拉力時，在連接鋼板(片)的部分極可能在螺栓頭、螺帽或墊圈處產生拔出破壞(pull-out failure)，而在厚度較薄鋼板(如屋頂蓬)的情形上尤為嚴重。對於非對稱的構材斷面，如 C 型斷面或 Z 型斷面被使用來當副梁或小梁，其在連接薄鋼板時，由於構材在扭轉時產生對於鋼板的垂直推拉力，拔出破壞的情形更形嚴重。設計人員必須參考產品的相關規格與規定，或經由其它文獻與測試瞭解相關應用。

11.4 螺絲接合

以下是有關本節所使用到之符號及所代表的意義：

$\Omega = 3.00$ (ASD)

$\phi = 0.50$ (LRFD)

d = 標稱螺絲直徑 (圖 C-11.4-1)

$\phi = 0.5$

d_h = 螺絲頭直徑或六角螺絲頭與墊圈直徑

d_w = 墊圈直徑

d'_w = 有效抵抗拔出直徑

P_{ns} = 單個螺絲的標稱剪力強度

P_{ss} = 單個螺絲的標稱剪力強度(由製造商提供或由試驗得知)

~~P_{nt} = 單個螺絲的標稱拉力強度~~

P_{not} = 單個螺絲的標稱拔出強度

P_{nov} = 單個螺絲的標稱穿刺強度

P_{ts} = 螺絲的標稱拉力強度(由製造商提供或由試驗得知)

t_1 = 與螺絲頭或墊圈接觸的構材厚度

t_2 = 未與螺絲頭或墊圈接觸的構材厚度

t_c = 取構材穿入深度與 t_2 之較小值

F_{u1} = 與螺絲頭或墊圈接觸的構材拉力強度

F_{u2} = 未與螺絲頭或墊圈接觸的構材拉力強度

所有第 11.4 節之規定僅應用於直徑在 2.03 mm(0.08 in.)到 6.35 mm(0.25 in.)之間的自攻螺絲。螺絲的螺紋皆應為一體成型或車牙完成，而是否在其端點處具自鑽鑽孔點或無自鑽鑽孔點皆可適用。對於特別的應用，其設計值可經由實驗測試而得。對於隔板的應用，則依第 10.5 節之規定。

螺絲的安裝應遵循製造商的說明書上的說明。

每一個由螺絲接合的構材之淨斷面積標稱拉力強度，不得超過第五章規定的構材抗拉強度或第 11.2.3 節所規定的標稱拉力強度。

解說：超過 3500 個世界各地的實驗結果被應用於螺絲接合規範條文的擬定 [11.25]。同時，歐洲的規定[11.26]與英國國家標準[11.27]亦被採納且經修正後置入本規定內。因為規範應用於許多不同的螺絲接合及連結物的細節，其中有相當程度乃以隱含保守的規定呈現於規範內，即使無充分數目之實驗結果可供參酌，這些條文仍刻意用於特殊之應用上。任何一種特殊的應用，皆可經由以實驗獲得較高的正確性[11.28]。

如何正確地上緊螺絲，以確保螺絲的效用，具可調整扭矩和可控制深度功能的電動工具是需要的。

雖然用來推導規範中螺絲接合公式之測試試體，包括了單一連結物及多個連結物，然而在安裝接合時，建議使用至少二個螺絲，如此可對於扭距產生多餘的力量，同時可防止接合構材在受到剪力時的錯位或翹曲現象。

為了讓設計人員更方便，在表 C-11.4-1 中條列了標號與螺絲標稱直徑的關係。而圖 C-11.4-1 為螺絲直徑(d)的示意圖。

t_1 、 t_2 請詳見圖 C-11.4-3、圖 C-11.4-4 所示。

表 C-11.4-1 螺絲標稱直徑編號

設計的號數	標稱直徑 d mm (in.)
0	1.52 (0.060)
1	1.85 (0.073)
2	2.18 (0.086)
3	2.51 (0.099)
4	2.84 (0.112)
5	3.18 (0.125)
6	3.51 (0.138)
7	3.84 (0.151)
8	4.17 (0.164)
10	4.83 (0.190)
12	5.49 (0.216)
1/4	6.35 (0.250)



圖 C-11.4-1 螺絲直徑示意圖

11.4.1 最小間距

在兩個連接物中心點間的最小間距不應小於三倍直徑(3d)。

解說：螺絲最小間距與螺栓接合的規定一致。

11.4.2 最小邊距

從連結物中心點到任一邊緣的距離(即邊距)不得小於 **1.5** 三倍直徑(**1.53d**)。
~~如果接合只受單方向剪力的支配，則垂直剪力方向的最小邊距為二倍直徑(2d)。~~

解說：試驗中顯示螺絲接合在承受剪力時，當螺絲的中心點到自由邊的距離小於 **1.53** 倍螺絲直徑時，通常會產生邊緣破壞。

11.4.3 剪力

11.4.3.1 接合部剪力

單一螺絲的標稱剪力強度(P_{ns})可由以下列各式計算之：

對於 $t_2/t_1 \leq 1.0$ ， P_{ns} 為以下最小者：

$$P_{ns} = 4.2 \sqrt{t_2^3 d} F_{u2} \quad (11.4-1)$$

$$P_{ns} = 2.7 t_1 d F_{u1} \quad (11.4-2)$$

$$P_{ns} = 2.7 t_2 d F_{u2} \quad (11.4-3)$$

對於 $t_2/t_1 \geq 2.5$ ， P_{ns} 為以下最小者：

$$P_{ns} = 2.7 t_1 d F_{u1} \quad (11.4-4)$$

$$P_{ns} = 2.7 t_2 d F_{u2} \quad (11.4-5)$$

對於 $1.0 < t_2/t_1 < 2.5$ ， P_{ns} 值為由以上兩種情況的線性內插分決定之。

解說：承受剪力的螺絲接合可能發生一種模式破壞或者以數種組合模式破壞。這些模式包括了螺絲剪斷、洞孔邊緣撕裂、螺絲偏斜及其引發的螺絲拔出破壞、以及接合材料的承壓破壞。

如圖 C-11.4-2 所示，對於一般的連接承載強度，螺絲偏斜而引發螺紋撕裂下方連接板，降低了接合的剪力能力。

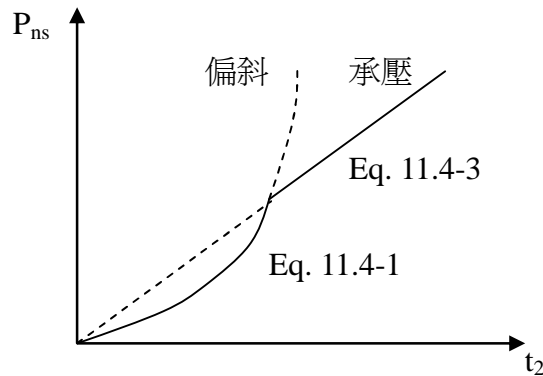


圖 C-11.4-2

這些規定主要是針對偏斜及承壓破壞模式。這兩種情況則依接合構材的厚度比而定。在正常的情況下，螺絲頭會裝設在較薄的接合構材上(如圖 C-11.4-3 所示)。然而當兩種構材皆同厚度時，或者當螺絲頭是接觸在較薄的構材時(如圖 C-11.4-4)，將需要考慮偏斜。

在計算承載能力時，則依據兩種接合構材的個別的厚度及其抗拉強度的乘積之較低值的承載力決定之。

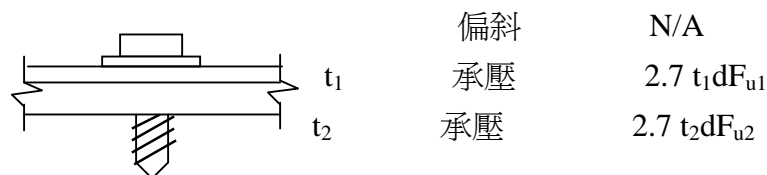


圖 C-11.4-3

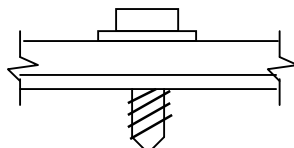
	偏斜	$4.2 \sqrt{t_2^3 d} F_{u2}$
	承壓	$2.7 t_1 d F_{u1}$
	承壓	$2.7 t_2 d F_{u2}$

圖 C-11.4-4

11.4.3.2 邊距大小影響連結物之剪力強度 螺絲的剪力強度

螺絲的標稱剪力強度應依據實驗來確定。沿著受力方向，從標準孔中央點至接合部最鄰近孔邊緣的距離，可計算螺絲的標稱剪力強度：不應小於 1.25 倍的 P_{ns} 。極限強度設計法的強度折減係數 ϕ 亦應依據實驗來確定。

$$P_{ns} = teF_u \quad (11.4-6)$$

$$\Omega = 3.00 \quad (\text{ASD})$$

$$\phi = 0.50 \quad (\text{LRFD})$$

其中

t = 構材邊距厚度

e = 沿著受力方向，從標準孔中央點至接合部最鄰近孔邊緣的距離

F_u = 構材拉力強度

11.4.3.3 螺絲的剪力強度

螺絲的標稱剪力強度應依據實驗來確定。螺絲的標稱剪力強度不應小於 1.25 倍的 P_{ns} 。極限強度設計法的強度折減係數亦應依據實驗來確定。

解說：螺絲連結物的剪力強度必須由試驗來證實。廠商所生產螺絲的強度，應明白地建立在其手冊或型錄上。為了避免脆化及螺絲會突然的剪斷，規範第 11.4.3.2 節要求螺絲本身剪力強度不得小於規範第 11.4.3.1 節所要求的剪力強度的 1.25 倍。

11.4.4 受拉強度

對於承載拉力的螺絲而言，螺絲頭或者是墊圈(如果有提供)，其直徑 d_w 或 d_h 應不得小於 7.94 mm，而墊圈至少需 1.27 mm 的厚度。

解說：螺絲接合在承受拉力時，其可能產生破壞的情形有三：(1) 拔出破壞 (pull-out failure) - 螺絲與其接合板脫離、(2) 穿刺破壞 (pull-over failure) - 接合物與其接近之螺絲頭或墊圈處脫離、(3) 螺絲本身的拉力破壞。可使

用之墊圈與螺絲頭的樣式與尺寸有相當多。但墊圈厚度必需要在 1.27 mm 以上，如此才不致於受彎而變形。

11.4.4.1 螺絲拔出破壞

標稱拔出強度(P_{not})可由下式計算之：

$$P_{not} = 0.85 t_c d F_{u2} \quad (11.4-7)$$

其中 t_c 為鑽入深度或厚度 t_2 ，取兩者較小者。

解說：對於拔出的極限狀態，公式 11.4-6 的推導乃修正歐洲的規定[11.21]及依據大量試驗的結果。拔出設計考量的資料統計是由 Pekoz 所提出[11.23]。

11.4.4.2 螺絲穿刺破壞

標稱穿刺強度(P_{nov})可由下式計算之：

$$P_{nov} = 1.5 t_1 d'_w d_w F_{u1} \quad (11.4-8)$$

其中 $d'_w d_w$ 為有效螺絲頭直徑，其決定方式如下：或墊圈直徑，取兩者較大者，但不得超過 12.7 mm。

1. 螺絲若為圓頭或六角型頭，其與構材間使用墊圈（圖 C-11.4-5(a)與圖 C-11.4-5(b)），則 d'_w 計算方式如下：

$$d'_w = d_h + 2t_w + t_1 \leq d_w \quad (11.4-9)$$

其中

d_h = 螺絲頭直徑或六角型螺絲頭墊圈之直徑

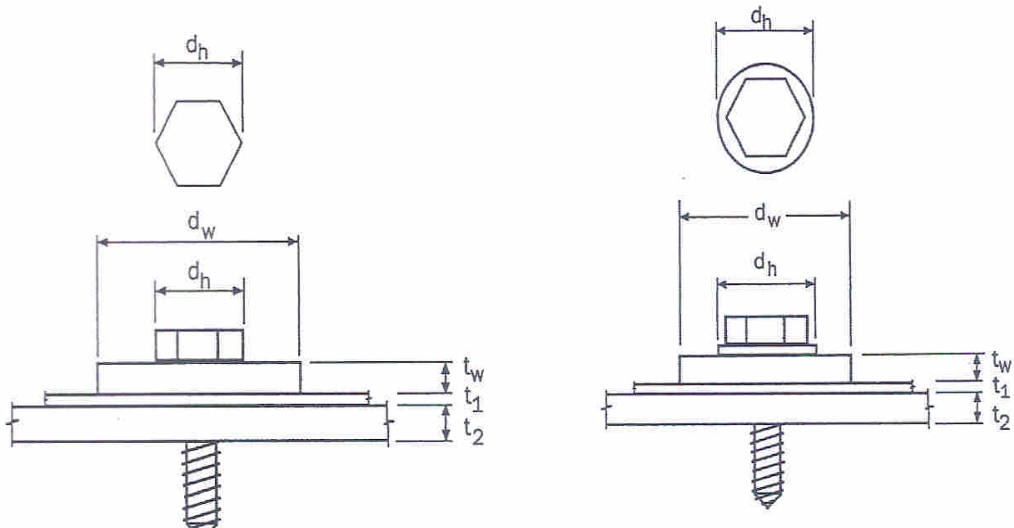
t_w = 墊圈厚度

d_w = 墊圈直徑

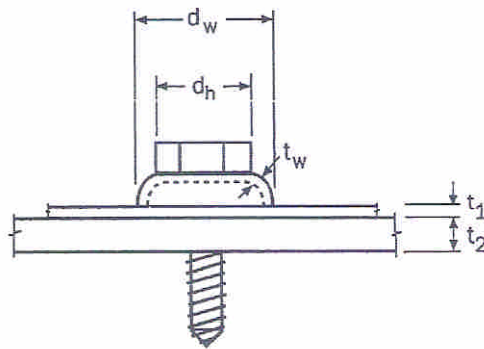
2. 螺絲若為圓頭或六角型頭，其與構材間未使用墊圈，其 $d'_w = d_h$ ，但不超過 12.7 mm。

3. 若為半球型頭墊圈（圖 C-11.4-5(c)），其 d'_w 計算方式依方程式(11.4-9)，但不超過 16 mm。

解說：對於穿刺的極限狀態，公式(11.4-8)的推導乃修正英國國家標準[11.29]，及由 Pekoz [11.28]所做的一系列試驗結果。



(a)圓頭或六角型頭螺絲且使用墊圈 (b)本身具有墊圈之圓頭或六角型頭螺絲
且使用墊圈



(c)使用半球型頭墊圈

圖 C-11.4-5 墊圈使用之示意圖

11.4.4.3 螺絲拉力強度

單一螺絲的標稱拉力強度(P_{ts} P_{nt})應依據實驗來確定。螺絲的標稱拉力強度不得小於 1.25 倍的 P_{not} 或 P_{nov} 兩者較小者。極限強度設計法的強度折減係數 ϕ 亦應依據實驗來確定。

解說：螺絲拉力強度必須由試驗來證實。廠商所生產螺絲的強度，應明白地建立在其手冊或型錄上。為了避免脆裂及螺絲的突然拉力破裂，螺絲的拉力強度必須不得小於 1.25 倍的拔出強度及穿刺強度兩者中之較小者。

11.4.5 剪力與穿刺力之交互作用

11.4.5.1 ASD 方式

當螺絲同時承受剪力與張力同時交互作用時，下列方程式需滿足：

$$\frac{Q}{P_{ns}} + 0.71 \frac{T}{P_{nov}} \leq \frac{1.10}{\Omega} \quad (11.4-10)$$

其中

Q = 連結處之容許剪力強度

T = 連結處之容許拉力強度

$$P_{ns} \text{ (連結處之標稱剪力強度)} = 2.7t_1d F_{u1} \quad (11.4-11)$$

$$P_{nov} \text{ (連結處之標稱穿刺力強度)} = 1.5t_1d_w F_{u1} \quad (11.4-12)$$

而 d_w = 取螺絲頭直徑或墊圈直徑之較大值

$$\Omega = 2.35$$

且為符合公式 11.5-1 之應用，下列之限制條件需滿足：

(1) $0.724\text{mm} \leq t_1 \leq 1.130\text{mm}$

(2) 使用自攻螺絲 12 號或 14 號，墊圈之使用可有可無

(3) $d_w \leq 19.1\text{mm}$

(4) $F_{u1} \leq 483\text{MPa}$ 或 4920kg/cm^2

(5) $t_2 / t_1 \geq 2.5$

當連結處有偏心載重作用，造成連結處之穿刺力分佈不均勻時，連結處標稱穿刺力強度為 P_{nov} 之一半。

解說：若偏心載重造成螺絲穿刺力不均勻作用於連結處，螺絲標稱穿刺力強度為 50% 之連結處之標稱穿刺力強度 (P_{nov})。

11.4.5.2 LRFD 方式

當螺絲同時承受剪力與張力同時交互作用時，下列方程式需滿足：

$$\frac{V_u}{P_{ns}} + 0.71 \frac{T_u}{P_{nov}} \leq 1.10\phi \quad (11.4-13)$$

其中

$$P_{ns} \text{ (連結處之標稱剪力強度)} = 2.7t_1d F_{u1} \quad (11.4-14)$$

$$P_{nov} \text{ (連結處之標稱穿刺力強度)} = 1.5t_1d_w F_{u1} \quad (11.4-15)$$

而 d_w = 取螺絲頭直徑或墊圈直徑之較大值

$$\phi = 0.65$$

且為符合公式 11.5-1 之應用，下列之限制條件需滿足：

(1) $0.724\text{mm} \leq t_1 \leq 1.130\text{mm}$

(2) 使用自攻螺絲 12 號或 14 號，墊圈之使用可有可無

(3) $d_w \leq 19.1\text{mm}$

(4) $F_{u1} \leq 483\text{MPa}$ 或 4920kg/cm^2

(5) $t_2 / t_1 \geq 2.5$

當連結處有偏心載重作用，造成連結處之穿刺力分佈不均勻時，連結處標稱穿刺力強度為 P_{nov} 之一半。

解說：若偏心載重造成螺絲穿刺力不均勻作用於連結處，螺絲標稱穿刺力強度為 50% 之連結處之標稱穿刺力強度 (P_{nov})。

11.5 撕裂剪力撕裂

11.5.1 剪力撕裂

通常梁翼板在其端點連接處被裁剪，因此沿著梁接合的平面處易產生破壞，其標稱剪力強度 (V_n)，則依下式計算之：

$$V_n = 0.6 F_u A_{wn} \quad (11.5-1)$$

$$\Omega = 2.00 \quad (\text{ASD})$$

$$\phi = 0.75 \quad (\text{LFRD})$$

其中

$$A_{wn} = (d_{wc} - n d_h) t$$

d_{wc} = 被裁剪區域的腹板深度

n = 臨界平面的孔洞數

d_h = 洞孔直徑

F_u = 構材材料的抗拉強度

t = 被裁剪區域的腹板厚度

解說：由 Birknoe 與 Gilmor [11.30] 所進行的接合實驗指出，在如圖 C-11.5-1 所示，梁在被裁剪區域會沿著孔洞週邊發生撕裂破壞。本節所規定的剪力撕裂已在“鋼構造建築物鋼結構設計規範”內被採用 [11.14]。本節所採用的規定乃採保守的出發點而設計，對於拉力面的力量予以忽略。對於拉力撕裂強度與剪力塊狀撕裂強度相關設計資訊，可參考“鋼構造建築物鋼結構設計規範” [11.14]。

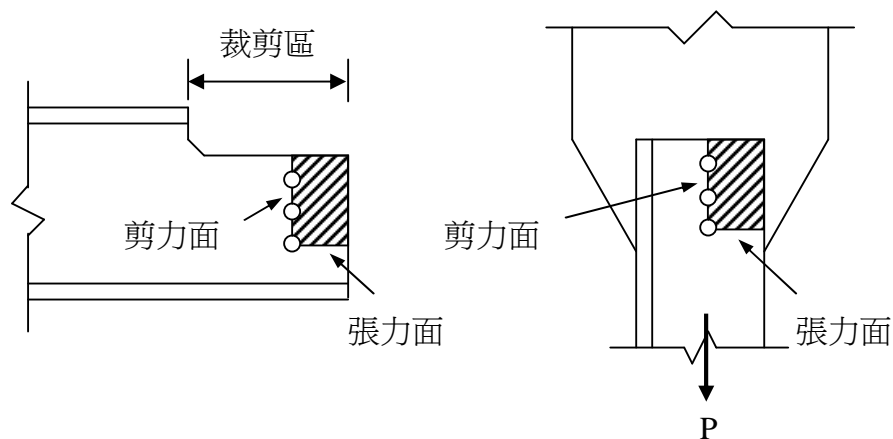


圖 C-11.5-1 撕裂破壞示意圖

11.5.2 張力撕裂

針對連接處不論採用焊接或螺栓之結合方式，其容許張力撕裂強度可由 11.2.7 節及 11.3.2 節之公式計算得之。

11.5.3 塊狀剪力撕裂

若連接處板之最薄厚度小於 4.76 mm 時，其標稱塊狀剪力可依下列計算之：

$$R_n = 0.6 F_y A_{gv} + F_u A_{nt} \quad (11.5-2)$$

$$R_n = 0.6 F_u A_{nv} + F_u A_{nt} \quad (11.5-3)$$

若為螺栓結合：

$$\Omega = 2.22 \quad (\text{ASD})$$

$$\phi = 0.65 \quad (\text{LFRD})$$

若為鐸接結合：

$$\Omega = 2.50 \quad (\text{ASD})$$

$$\phi = 0.60 \quad (\text{LFRD})$$

其中

A_{gv} = 承受剪力作用之全斷面積

A_{nv} = 承受剪力作用之淨斷面積

A_{nt} = 承受拉力作用之淨斷面積

11.6 其他材料的接合

11.6.1 承壓力

由規範中鋼構材的軸力及彎矩所引起的承壓力，在轉移到鄰近的其他材料之結構構材，須適當地予以規定。

承壓面等於混凝土支承全面積：

$$P_p = 0.85 f'_c A_1 \quad (11.6-1)$$

承壓面小於混凝土支承全面積：

$$P_p = 0.85 f'_c A_1 \sqrt{A_2 / A_1} \quad (11.6-2)$$

其中

$$\phi_c = 0.60$$

f'_c = 混凝土規定抗壓強度

- A_1 = 承壓面積
- A_2 = 混凝土支承全面積
- $\sqrt{A_2/A_1}$ 的計算值應不可超過 2.0。

11.6.2 拉力

靠近連接物(螺栓或螺絲)頭部位的鋼板(片)，其可能產生的剪力及拉力之穿刺力量，應予以考慮。由接合組件之其他材料傳遞至連接物之拉出力，亦應予考慮。

連接物的標稱拉力強度及於連接結構組件中的嵌入強度，皆應該由適當的產品規範認可，或者由相關的產品說明書或產品文件來決定。

解說：規範中之所以會列出本節，主要是爲了提高設計者人員對於連接物及接合構材拉力的重視。

11.6.3 剪力

規範所規定的相關剪力計算乃基針對於鋼構材，同樣地，適當的規定亦需針對鄰近其他材料結構構材。鋼板剪力及承載強度不應超過本規範之允許的值，同樣地，連接物及其他材料的剪力設計值也都不應該超過。連接構材之埋設規定必須符合。剪力與其它應力之合力亦應有適宜之規範。

解說：本節之所以被規範包含，是爲了提高設計者人員的重視。

第十二章 製作、安裝、品管

12.1 適用範圍

除原設計圖說另行規定外，本章主要內容在於規範冷軋型鋼構材之製作、安裝品管之基本原則，設計人應依本規範之要求於設計說圖中另訂詳細之冷軋型鋼之施工規範或施工說明書。

12.1.1 定義

1.製造者-是指依核可之細部設計圖說製作冷軋型鋼構材詳細施工尺寸、大小者，亦可是承造人。

2.安裝者-是指安裝組立已製做完成的冷軋型鋼構材，得與製造者同，或與承造人同。

3.CNS-**Chinese National Standard (國家標準)**。

4.ASTM-The material standard of the American Society for Testing and Materials (**美國材料試驗學會**)。

5.AWS - American Welding Society (**美國銲接學會**)。

6.JIS- **Japan Institute Standard** 日本工業規格。

12.2 一般規定

冷軋型鋼結構設計圖應依結構計算書之計算結果繪製，並應依設計及施工規範規定。

冷軋型鋼結構施工前應依據設計圖說，事先繪製施工詳圖（應註明構材製造、組合及安裝時所需之完整資料）及提送施工計畫書，並依設計及施工規範規定，經設計人同意後加工製作，結構組裝與架設應盡量在工廠加工製造再運送至工地安裝為原則。

冷軋型鋼結構之製圖比例、圖線規定、構材符號及相關連結物符號等應依設計及施工規範規定。

解說：冷軋型鋼構材製作前應依據設計圖說事先繪製製造圖(Shop drawing)，經設計人核可(Approve)後始可加工製造，嗣後若有變更製造細節時，亦應經設計人同意後始可變更，其中構材所製造細部尺寸(Detail Dimension)之正確性，應由製造者負責，而設計人僅就其設計原意、構材尺寸及結合方式同意負責；同時製造圖應各送乙份於設計人和起造人或監造人處存查。施工計畫書應包括工廠製造及工地施工要領說明書、銲接計畫、品質管制計畫、必要之結構計算書。

12.3 製造

製造者應依品質管制計畫及核可之細部製作圖辦理自主品質管制及製造，並隨時接受起造人或監造人之**抽查**。

12.3.1 材料

製造者應提供所製造材料之材質證明或由原材料供應者提供之材質證明，以供監造人**抽驗查核**。

解說：製造者在製做構材之前應確認所使用之材料應符合本規範第 1.2 節之品質要求。如有特別須求註明於設計圖上或材料規範中，且與本規範中第 1.2 節之規定不符者，則須依照本規範中第 3.1.2 節及第 3.1.3 節之鋼材檢驗並取得鋼材品質證明**文件**。

12.3.2 切割

冷軋型鋼之切割方式原則上採機械切割，避免使用瓦斯切割，切割處應做防鏽塗裝處理。但若經監造人及(或)起造人審核認可使用瓦斯切割時，須保持切口美觀，且不可有缺口。

解說：冷軋型鋼之切割以鋸割為主，且在構材之製作過程中應避免刻痕，同時切口應整齊，切割後應清除毛刺和熔渣；**且**構材之切割面除圖面上特別規定者外，皆須與軸線垂直，不可破壞斷面形狀。

12.3.3 彎曲與整平加工

構材之彎曲與整平得以機械方式或加熱法加工，同時應避免因加工而引起之材料變質、斷面變形及內應力產生。

解說：構材彎曲加工時如產生歪斜變形，應予以矯正。構材不平直或有變形時應予以矯正。而矯正過程中應加墊模保護，以避免部分構材直接接觸而產生局部變形。加熱矯正時，不可澆水以防材質變化，同時須注意內應力之產生。

12.3.4 開口

構材因高拉力螺栓或螺絲接合所開之孔，應以機械方式為之，孔中心軸應與開口面垂直。

解說：無論是用鑽孔或沖孔方式，皆須去除因開孔產生之捲起或歪斜變形。同時對於影響摩擦力之浮銹、塵埃、油污及塗料等，皆應除去。

12.3.5 銲接

銲接應由持有合法銲接執照之技工施作，銲接技工應就其預備使用之銲接方法參加檢定考試，銲接注意事項在 CNS 尚無規定前可參照 AWS D1.1 及 AWS D1.3 之規定辦理。

- 1.除所使用銲接設備能進行冷軋型鋼之銲接機能外，應熟悉冷軋型鋼構材的特點、銲接方法及程序應經核可。
- 2.銲接前應將銲接部位的鐵銹、水、油脂及塗料等清除乾淨，並對銲條進行烘乾處理。
- 3.進行銲接時，須依照第十一章銲接相關規定及製造圖說選擇適當起銲與銲接條件，並小心施工，以確保圖說中所規定之喉厚與腳長。
- 4.銲接時須減少因銲接所造成之歪斜變形，對於銲接成型的型鋼，銲接前應採取反變形措施。
- 5.銲接時應避免發生銲斷、接口端部切的不夠深、喉厚腳長過大或不足等。若發生則須以適當之方法進行補正。
- 6.所有銲縫表面的熔渣必須清除。
- 7.銲接組立構材之開孔與切割，應於原則上在完成銲接並矯正歪斜變形後才進行。
- 8.銲接完成後，於後續工程施工前，應將銲接處做防鏽塗裝處理。
- 9.採用薄板輕量型鋼構之銲接接合構材應經核可。

解說：薄板輕量型鋼係指鋼板厚度 0.4mm 以上未達 2.3mm 之結構用薄板鋼材，詳見附錄三。

12.3.6 表面處理

若冷軋型鋼鋼材之厚度很薄，因生銹會大幅降低構材之承載能力，故須採取適當的預防措施，依其使用條件及所處環境，應採用防銹塗裝及鍍鋅法，或其他經認可之方法保護。

解說：鋼材會因為水份、濕氣滯留而造成腐蝕，故須十分注意構材之配置，必要時可考慮加設出水孔，以確保構材處於完全乾燥之狀態，而防銹塗裝之塗層會有因老化、打孔造成化學性或機械性局部惡化，故常須訂定含再塗裝等保護全措施之塗裝計畫劃，以確保結構物之良好狀態。故對於很難再塗裝之結構物或處於環境易使結構物生防銹，建議以鍍鋅法保護。薄板輕量型鋼構之構材及接合構件之表面處理，請參考規範附錄三規定處理。

12.3.6.1 防銹塗裝

- 1.構材須根據使用地點、部位等環境因素逐一檢查，再塗裝之結構可能性等應訂之塗裝計畫，以進行防銹塗裝。
- 2.冷軋型鋼構材埋入混凝土部分或與混凝土直接接觸部位，不使用塗裝，應採取其他它同等級保護之適當措施。
- 3.因組立構材之接合部分、進行工地現場銲接部分、高拉力螺栓摩擦接合之摩擦面，以及在運輸、吊裝過程中構材塗裝如有脫落部分，應於結構安裝就定位後進行再塗裝防銹處理。
- 4.針對易接觸碰到雨水之構材、箱形構材之內部及墊片板夾之空隙等，無法再塗裝部位，必須採取適當密封保護措施。
- 5.塗裝計畫劃除應針對環境因素及工程進行方式之考量來決定塗料之種類及塗裝方法，同時必須包含再塗裝時檢查頻率與方法，施作方式如何配合及塗

料與塗裝次數等。

12.3.6.2 鍍鋅法

鋼材之鍍鋅方法可分為熱浸法與電鍍法兩種。若冷軋型鋼構材因採用為結構構材，則應採熱浸法為原則。

1. 熱浸法

- (1) 進行熱浸鍍鋅前，應先將鋼材酸洗、加熱去除材質表面上油漬或雜質。
- (2) 熱浸鍍鋅鋼材表面之最小鍍鋅量應符合 CNS 或 ASTM 或 JIS 之相關規定。設計人須於施工規範中明定之。
- (3) 鋼材於熱浸鍍鋅後之乾燥過程中施以表面處理，以有效地防止白銹 (White Rust) 發生。

2. 電鍍法

- (1) 進行電鍍前之鋼材，須經過脫脂、清洗、酸洗等處理成為表面乾淨無雜質之鋼材。
- (2) 進行電鍍時，由於會因電鍍造成構材之變形或銲接銲道之龜裂，故電鍍後須詳細檢查，並採取適當之處置。
- (3) 進行電鍍面之塗裝時，因一般塗料之黏著性不理想，塗裝前應進行除油、磷化及鈍化處理外，尚須考量塗料之選擇。

12.3.7 成品儲放

製作完成之構材於工廠及工地應堆置於整潔、堅固、平整的地面，以枕木墊高，並覆以防水膠布。嚴防發生碰撞、彎曲、扭曲等，同時注意構材之平衡或高度，以防止滑動、傾覆。

12.3.8 成品運輸及吊放

製作完成之構材運輸及吊放時應避免構材扭曲變形。運輸時應適當固定構材，以防止跳動、滑落。使用吊具時應避免損傷構材和塗裝，或損害吊索造成意外。

12.4 安裝

工地安裝前，承造人應詳細勘查工地現場，並檢討各項安裝(含工地吊裝)事宜，製定詳細安裝計畫書，並提出設計及施工圖說有關安裝作業之質疑事項，送請監造人及起造人審核簽認。

12.4.1 安裝計畫書內容

安裝計畫書之內容包括基礎、牆面、樓板、屋頂、門窗開口等各部構材及接合部之各種構件之安裝、吊裝及接合等事宜，應包括下列各項目：

1. 工地現況調查。
2. 安裝分區、分節計畫及安裝圖。
3. 主要設備之機具名稱與數量，及其電力需求計畫。
4. 安裝及吊裝所使用之起重設備、裝置位置、爬昇及拆裝計畫。
5. 安裝作業能力分析。
6. 安裝程序、方法及步驟。
7. 安裝用構台、臨時支撐配置詳圖及其強度計算書。
8. 運搬及儲放計畫。
9. 人員之專長編制及組織表。
10. 安全措施及現場安裝管理。
11. 預定施工進度表。
12. 工廠製造品質管制計畫。
13. 工業安全衛生、環境保護措施、交通維持及其他依法應辦理事項。

12.5 品質管制計畫

冷軋型鋼製造工廠及冷軋型鋼工地安裝廠商均應實施品質管制與**檢查**驗。承造人之工廠製造品質管制計畫及現場施工品質管制計畫，應先經起造人及監造人**審查，並經業主核定核定**。

12.5.1 工廠製造品質管制計畫

冷軋型鋼製造工廠之品質管制實施的內容包括：

1. 工廠製造品質管制計畫之擬定及實施
冷軋型鋼製造廠商須依設計圖說之規定提出具體之品質管制計畫，並經起造人及監造人**審查，並經業主核定核可**。
2. 設計圖說之確認
冷軋型鋼製造廠商應詳細**瞭**解設計圖說及相關施工規範，若有疑義應提出質疑書以確認設計人之設計原意。廠商並須與原結構設計人定期協商，並將協商結果予以記錄。
3. 品質檢驗
對材料及完成之製品，**應**實施檢查及必要之**檢(試)**驗，評定其品質以確保品質之維持。
4. **製造**作業標準之擬定
5. **製造**檢查計畫之擬定及實施
 - (1) 自主檢查表訂定
 - (2) 施工精度校核表之檢點作業
 - (3) 作業標準之遵守度的確認
6. **製造**異常處置與改善
 - (1) 一般缺失改善流程

(2)重大缺失(NCR)之緊急處置方式

解說：工廠製造品質管制計畫應中對於下述狀況之處理應有明確之規定：

1.品質不良之處理

對工程作業之結果有異常情況時，應查明其真正原因及重大不良部分之處置方式，並提出防止再發生之對策及協議書。

2.品管記錄與改善

廠內檢查之結果應加以記錄，並提出必要之報告書予業主及監造人。

12.5.2 工地安裝品質管制計畫

工地安裝品質管制之實施包括：

1.安裝計畫：

安裝計畫為工地現場品質管制的方針，記載事項如下：

(1)安裝順序

(2)作業人員之計畫及機具設備計畫

(3)組織表及機能分擔表

(4)品質管制計畫

施工檢驗流程之訂定、品質管理標準之訂定、自主檢查表之訂定、不合格品之處理方式。

(5)安全衛生管理計畫

可能會發生災害之處，並記載災害發生之主要原因及對策。

2.品質管制流程：

(1)品管目的

(2)管理對象

(3)執行品管之部位

(4)實施品管自主檢查之頻率與時機

(5)品質管制工作之負責人

(6)品質管理之落實與稽核

3.設計圖說之確認

安裝階段應確認設計品質，有關之品質係以具體之安裝精度為基準。

4.安裝作業標準之擬定

5.安裝檢查計畫之擬定及實施

(1)自主檢查表訂定

(2)施工精度校核表之檢查點作業

(3)作業標準之遵守度的確認

6.安裝異常處置與改善

(1)一般缺失改善流程

(2)重大缺失(NCR)之緊急處置方式

第十三章 耐震及耐風設計特別規定

13.1 適用範圍

冷軋型鋼之構材考慮耐震設計時須符合內政部所頒佈「建築物耐震設計規範及解說」，以及本章之規定。冷軋型鋼構造建築物之簷高不得超過十四公尺，並不得超過四層樓。

解說：本章主要根據 IBC-2000 中之耐震規定而來。考慮國內無冷軋型鋼構造之經驗，以四層樓為設計高度上限。

13.2 冷軋鋼輕型剪力壁牆之耐震及耐風要求

剪力格板連結輕型冷軋型鋼框架之剪力壁牆用以抵抗地震力及風力，其標稱抗剪力之抗風力標稱剪力值示如表 13.2(1)及 13.2(2)，抗地震力標稱剪力值示如表 13.2(3)。

解說：對於地震力，冷軋型鋼輕型剪力壁牆之設計/容許強度為表 13.2(1)、13.2(2)及 13.2(3)之標稱值乘以強度折減因子 ϕ ， $\phi=0.55$ ， $\phi=0.60$ (LRFD)；或除以安全因子 Ω ， $\Omega=2.5$ (ASD)。

對於風力或其它平面側向力，冷軋型鋼剪力牆設計/容許強度為表 13.2(1)、13.2(2)及 13.2(3)之標稱值乘以強度折減因子 ϕ ， $\phi=0.65$ ；或除以安全因子 Ω ， $\Omega=2.0$ 。

13.3 應用條件

邊界構材之接合應依其所傳送之應力設計之。接合之螺絲長度須穿透冷軋鋼框組構材至少三個螺紋。框組螺絲不可低於 SAE J78 之要求，且最小邊距為 12.7mm。螺絲須依照 ASTM B633 加以塗裝。

13.3.1 表 13.2(1),13.2(2)及 13.2(3)之限制

表 13.2(1)、13.2(2)及 13.2(3)之抗側向力系統須符合下列要求：

1. 間柱立柱（垂直向之框組架構材）最小為 C 型 89mm × 41mm × 9.5mm。剪力牆之兩側端材須為雙柱（背對背）。
2. 水平框材（Track）最小為槽型 89mm × 32mm。
3. 根據 ASTM C1513，框架用螺絲最小號數為 8 號。
4. 接合扣件（Fasteners）沿剪力牆隔板之四邊須距板緣至少 9.5mm。
5. 剪力牆之高寬比不可超出表 13.2(1)、13.2(2)及 13.2(3)之規定。
6. 框架各立柱中心最大間距為 610mm。
7. 表之板厚為表 13.2(1)、13.2(2)、13.2(3)所呈現之外覆材厚度為最小值，外

覆隔板材寬少於 305mm 者不可使用。板邊緣須密封。使用水平帶做為背擋時，帶寬不可小於 38mm 材質須與間立柱及水平框材槽鋼相同。

13.3.2 木質板外覆壁材(Sheathing)

輕型冷軋鋼耐力壁系統以木質結構板片做為牆體之外覆材，可准許用於抵抗風力及地震力。

1. 抗剪值標稱抗剪值，以供設計風力荷重如表 13.2(1)，地震力如表 13.2(3)。木質板須膠合並符合 DOC PS1 或 PS2。前述二表亦可以力學原則計算，使用木構造板剪力值及容許之接合扣件值求取之。
2. 配置結構剪力壁牆之配置可平行或垂直於結構構架。
3. 固定螺絲用以固定合板者，其螺絲頭不可小於 7.42mm，或 10 號埋頭自攻螺絲，其螺絲頭不可小於 8.46mm，對於連續覆材面應使用 8 號螺絲，各位覆材邊緣之螺絲中心間距為 100mm，各外覆材中間部分之螺絲中心間距為 300mm。螺絲長度須穿透冷軋型鋼框組構材至少三個螺紋。

解說：表 13.2(1)及 13.2(3)之標稱值不可因荷重期之長短或剪力壁兩側增設外覆壁材而增大。

13.3.3 石膏板外覆壁材

輕型冷軋鋼耐力壁系統以石膏板做為牆體之外覆材可准許用於抵抗風力，其值如表 13.2(2)。

1. 抗剪值表 13.2(2)之抗剪值不可累積其它使用於同一壁之材料之抗剪值，除非另准。表中之標準值須如規定於壁之兩側封石膏板方可使用，且不可以單側封板折算抗剪力。
2. 配置石膏板應垂直於間柱之腹板如表 13.2(2)之規定。石膏板各道之相鄰板端之接點不可位於同一間柱上。1. 石膏板應垂直於框架，使用石膏板時需使用繫條橫撐結合，在牆體兩端立柱間使用槽鋼架撐。
3. 固定 2. 螺絲用以固定石膏板者最小號數為 6 號符合 ASTM C954 或 ASTM C1002，其長度須穿透冷軋型鋼框組構材至少三個螺紋。
3. 石膏板需符合 ASTM C1396 / C1396M。

解說：石膏板材料裁切應有規則性，每道板材間之兩塊相鄰板端於間柱上之接點應予錯開。

13.3.4 鋼板外覆壁材

輕型冷軋型鋼結構牆耐力壁系統，以鋼板做為壁牆體之外覆材，可准許用於抵抗風力及地震力。

1. 抗剪值用以建立標稱抗剪值以供設計抗風力之標稱抗剪值如表 13.2(1)，抗地震力如表 13.2(3)。壁牆體之雙面皆用鋼板封覆來比例增加抗剪力是不被允許的，除非另示。

2. **配置**鋼板面材可垂直或平行於框架。
3. **固定**螺絲用以固定鋼板者須為最小 8 號之改良穗花狀螺絲頭(modified-truss head)，其長度須穿透冷軋型鋼框架組件至少三個螺紋。
4. 在封閉的板材的部分，**板材邊緣與其它連接部分以及板材螺絲間距可允許重疊。**

13.3.5 纖維板外覆材

1. 纖維板符合 AHA A194.1 或 ASTM C208。
2. 纖維板應垂直於框架，在每個牆體邊端兩支立柱間需有細條橫撐在托梁與架撐或垂直框架構件連接到所有邊緣。
3. 根據 ASTM C1513，用在纖維板上的螺絲最小號數為 8 號。應選擇平頭螺絲提供平面承載面，在接觸面上螺絲頭不可小於 10.9mm。
4. 標稱強度在表 13.2(2)。

13.4 設計抗剪力

使用載重及強度係數設計法與容許強度法時，設計剪力值以 3.2(1)，13.2(2) 及 13.2(3)之標稱抗剪力乘以強度折減係數 ϕ ($\phi=0.55$)，或除以安全因子 Ω 。

13.5 耐震設計規定

13.5.1 邊界構材

設計邊界構材、上下弦材及匯集構材時應考慮傳遞其所引[受的軸力。

解說：冷軋鋼輕型剪力牆壁之邊界構材因構法不同而有各種構材形式。此構材設計之受力應予合理分析。

13.5.2 接合物

斜撐、上弦材之續接材、邊界構材及匯集構材等之接合物的設計應取構材之標稱抗拉強度或設計地震力乘以 Ω_0 之小者。 Ω_0 為地震力放大係數(或取 3.0)。不可以螺絲之拔出阻力抵抗設計地震力。

解說： Ω_0 值不論採用何種剪力牆，規定等於 3。

13.5.3 跨間有斜撐之構材

跨間內有斜撐之垂直及對角構材其錨定須不使下方水平框材(Track)受到上拔力。間柱之兩翼板應予加固以免產生側向扭曲挫屈。垂直邊界桿件及錨定皆應能抵抗各種合應力。

13.5.4 木質板外覆壁材

以木質板覆板版材板壁抵抗側向力時，版壁之開口四周應有周邊構材，且設計能分配剪力。木質覆板不可用來接續上述構材。壁牆體之間柱及水平框材

應具未塗裝金屬板厚達 0.838mm 以上，但亦不大於 1.22mm 以上。

解說：抗震設計時只能採用表 13.2(3)之標稱值，不可使用木質板外壁覆材。

13.5.5 對角斜撐

對角斜撐用以抵抗側向力時，斜撐之長細比 l/r 可大於 200。規定斜撐應施預力或以其它方法裝置僅受拉力之斜撐以防止鬆弛之斜撐板帶。

表 13.2(1) 冷軋鋼間柱耐力壁之標稱耐風抗剪力 剪力牆之耐風及其它平面側向力 標稱強度(N/m)

組合	最大高寬比	板邊緣固定件之間距(mm)				最大間柱間距
		150	100	75	50	
12mm 結構 1 種夾板覆板 (4 層) 單側	2:1	15540	—	—	—	61cm O.C.
12mm OSB 覆板單側	2:1	13280	20570	25320	27870	61cm O.C.
12mm OSB 覆板單側垂直於構架間柱	2:1	14885	—	—	—	61cm O.C.
12mm OSB 覆板單側	4:1	—	14950	20790	26630	61cm O.C.
0.45mm 鋼板單側	2:1	7070	—	—	—	61cm O.C.
0.69mm 鋼板單側	4:1	—	14590	15830	17070	61cm O.C.

1. 標稱強度應乘以折減因子(ϕ)，或是除以安全因子(Ω)得到設計/容許強度。
2. 除非另有說明，否則外覆材中間部份之螺絲中心間距為 30 cm。
3. 完全封閉的石膏板適合在組立的另一側安裝。
4. 剪力牆高寬比 (h/w) 可大於 2:1，但不超過 4:1，應允許標稱強度乘以 $2w/h$ 。
5. 在耐震設計中使用剪力值，耐震反應修正因子 R 為小於或等於 3。
6. 對木結構外覆材，標稱強度值適用在短時間內的持續負載(風力)。

表 13.2(2) 冷軋鋼間柱耐力壁覆以石膏板之標稱耐風抗剪力 (N/m)

耐力壁施工	最大高寬比	配置方向	螺絲間距(mm)		標稱抗剪力(N/m)
			邊	現場	
13mm 石膏板覆封壁之兩側，間柱最大心到心間距 60cm	2:1	石膏板垂直於間柱，水平接頭之後加以封條並且端部三間柱間確實加以背擋	16	16	8530
			10	10	12400

表 13.2(2) 石膏板與纖維板之耐風及耐震力(N/m)

組合	最大高寬比	板邊緣/間柱 固定間距(mm)						
		178/178	100/100	100/305	203/305	100/150	75/150	50/150
13mm 單向石膏板；立柱與立柱中心間距為 60cm	2:1	4231	6200	4304	3355	-	-	-
13mm 單向纖維板；立柱與立柱中心間距為	1:1	-	-	-	-	6200	8972	9775

60cm							
------	--	--	--	--	--	--	--

1. 標稱強度應乘以折減因子(ϕ)，或是除以安全因子(Ω)得到設計/容許強度。
2. 對石膏板或纖維板外覆材，其標稱強度值適用在短時間內的持續負載(風力或地震力)。

表 13.2(3)冷軋鋼間柱耐力壁剪力牆之標稱耐震抗剪力(N/m)

組合	最大高寬比	版緣固定件之間距(mm)				最大間柱間距
		6	4	3	2	
12mm 結構 1 種夾板覆板 (4 層) 單側	2:1	11380	14440	21380	23710	61cm O.C.
12mm 結構 1 種夾板覆板 (4 層) 單側端部間柱最小 1.1mm 厚	2:1	—	—	25900	31960	61cm O.C.
12mm 結構 1 種夾板覆板 (4 層) 單側所有間柱及下部水平桿件皆最小 1.1mm 厚	2:1	12980	19400	25900	31960	61cm O.C.
12mm 單側 OSB 覆板	2:1	10210	13350	18600	23710	61cm O.C.
12mm 單側 OSB 覆板間柱最小 1.1mm 厚	2:1	—	—	22180	30060	61cm O.C.
4.5mm 單側鋼板	2:1	5690	—	—	—	61cm O.C.
6.9mm 單側鋼板	2:1	—	1450	15830	17070	61cm O.C.

現場版壁之螺絲間距為 30cm O.C.

表 13.2(3)剪力牆之標稱耐震抗剪力(N/m)

組合	最大高寬比	板邊緣之固定件間距 (mm)				槽鋼與立柱設計厚度(mm)	螺絲號數要求
		150	100	75	50		
12mm 夾板外覆材(單側)	2:1	11380	14444	-	-	0.8 or 1.1	8
	2:1	12985	19404	25897	31952	1.1 or 1.73 1.73	8 10
11mm OSB 板 (單側)	2:1	10213	13350	-	-	0.8	8
	2:1	12036	18018	22541	30055	1.1 or 1.37	8
	2:1	13714	20572	25678	34286	1.37	8
	2:1	17975	26962	33703	44937	1.73	10
0.45mm 單側鋼板	2:1	5690	-	-	-	0.8 (最小)	8
0.69mm 單側鋼板	4:1	-	14590	15830	17070	0.8 (最小)	8

1. 標稱強度應乘以折減因子(ϕ)，或是除以安全因子(Ω)得到設計/容許強度。
2. 在外覆材中間部分之螺絲中心間距應為 30cm。
3. 剪力牆高寬比可大於 2:1，但不超過 4:1，應允許標稱強度乘以 2w/h。
4. 除非另有說明，否則不允許取代與指定厚度不同的立柱或槽鋼。
5. 牆體立柱與槽鋼指定厚度為 0.84mm 與 1.1mm 應使用 ASTM A1003 Grade 33 結構 H 型鋼；指定厚度大於 1.37mm 應使用 Grade 50 結構 H 型鋼。
6. 對於木結構板外覆材其標稱強度值適用在短時間內的持續負載(風力或地震力)。

附錄一 專有名詞中英對照

退火	Anneal
放大係數	Amplification factor
電弧縫銲	Arc seam weld
電弧點銲	Arc spot weld
長寬比	Aspect ratio
條板	Batten plate
梁	Beam
梁柱	Beam-column
雙軸撓曲	Biaxial bending
含斜撐構架	Braced frame
挫屈係數	Buckling Coefficient
脆性斷裂	Buckling fracture
挫屈載重	Buckling load
組合構材	Built-up member
對接	Butt joint
外覆材	Cladding
封閉型式解	Closed-form solution
偏差係數	Coefficient of variation
冷軋型鋼構材	Cold-formed steel member
冷軋效果	Cold-work effect
柱	Column
組合機構	Combined mechanism
結實斷面	Compact section
合成梁	Composite beam
合成柱	Composite column
接合	Connection
臨界載重	Critical load
臨界彎矩	Critical moment
曲率	Curvature
設計文件	Design documents
設計強度	Design strength
斜向支撐	Diagonal bracing
斜向張力場作用	Diagonal tension field action
隔板	Diaphragm
隔板作用	Diaphragm action
直接強度法設計	Direct strength design
扭曲挫屈	Distorsional buckling
雙曲率	Double curvature
側移	Drift

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
肢材	Element
伸長率	Elongation
埋置物	Embedment
尤拉公式	Euler formula
尤拉載重	Euler load
因數化載重	Factor load
聯結物	Fastener
疲勞	Fatigue
填角銲	Fillet weld
一階分析	First-order analysis
平寬	Flat width
翼板捲曲	Flange Curling
撓曲強度	Flexural strength
樓板系統	Floor system
力	Force
斷裂韌度	Fracture toughness
構架挫屈	Fracture buckling
構架不穩定	Fracture instability
完全合成梁	Fully composite beam
熔銲	Fusion weld
平緩降伏型式	Gradual-yielding type
槽銲	Groove weld
熱作鉚釘	Hot rivet
熱軋	Hot-rolling
混合梁	Hybrid-beam
非彈性作用	Inelastic action
內彎半徑	Inside bend radius
不穩定性	Instability
接頭	Joint
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
突唇	Lip
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
下限載重	Lower-bound load
彎矩再分配	Moment redistribution
標稱載重	Nominal load
標稱長度	Nominal length
非結實斷面	Noncompact section
平面構架	Plane frame
塞孔鉚	Plug weld
後挫屈強度	Post-buckling strength
拉拔破壞	Pull-out failure
穿刺破壞	Pull-over failure
橫樑	Purlin
旋轉半徑	Radius of gyration
所需強度	Required strength
殘留應力	Residual stress
抵抗能力	Resistance
強度折減因子	Resistance factor
電阻鉚接	Resistance weld
鋼構架	Ridge frame
屋頂板	Roof deck
翼板根部	Root of the flange
旋轉容量	Rotation capacity
旋轉勁度	Rotational stiffness
聖斐南扭矩	St. Venant torsion
二階分析	Second-order analysis
斷面模數	Section modulus
使用載重	Service load
使用性極限狀態	Serviceability limit state
形狀係數	Shape factor
尖銳降伏型式	Sharp-yielding type
剪力磨擦	Shear-friction
剪力延遲	Shear lag
剪力牆	Shear wall
側傾	Sidesway
側向挫屈	Sidesway buckling
單曲率	Single curvature
細長比	Slenderness ratio
長細比	Slenderness section
摩擦型接頭	Slip-critical joint
空間構架	Space frame

續接	Splice
穩定極限載重	Stability-limit load
鋼承板	Steel deck
屋頂鋼板	Steel panel for roof
樓承板	Steel panel for floor
牆承板	Steel panel for wall
屋頂承板	Steel roof deck
加勁肢材	Stiffened element
加勁肢	Stiffer
勁度	Stiffness
應變老化	Strain aging
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	Strength axial
結構系統	Structural system
短柱	Stub column
連續逼近法	Successive approximation
被支撐構架	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
角焊之焊趾	Toe of the fillet
扭矩-拉力關係	Torque-tensile relationship
無支撐長度	Unbraced length
銲蝕	Undercut
不均勻冷卻	Uneven cooling
邊滾軋鋼板	Universal-mill plate
未加勁肢材	Unstiffened element
上限載重	Upper bound load
豎向支撐系統	Vertical bracing
牆板	Wall panel
豎材(牆面材)	Wall stud
翹曲扭矩	Warping torsion
弱軸	Weak axial
腹板挫屈	Web buckling
腹板皺曲	Web crippling
銲接	Weld
寬厚比	Width-to-thickness ratio

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

附錄二 符號說明

a	無加勁腹板間之長度 橫向加勁材間之淨距離
A	橫向加勁材之間距 銲接接合處之面積 構材之全斷面積
A₁	承壓面積
A₂	混凝土支撐的全面積
A_b	螺栓的全斷面積
A_c	$18t^2+As$ 當橫向加勁材位於內部支承處與集中荷重處 $10t^2+As$ 當橫向加勁材位於端點支承處
A_e	有效斷面積
A_g	總斷面面積 接合部的全斷面積
A_{gv}	承受剪力作用之全斷面積
A_{nt}	承受拉力作用之淨斷面積
A_{nv}	承受剪力作用之淨斷面積
A_n	淨斷面積
A_s	加勁材的折減面積 橫向加勁材的斷面積
A_{sc}	加勁材的有效斷面積
A_{st}	剪力加勁材的全斷面積
A_w	樑腹板面積
b_e	有效寬度 次肢材或肢材的有效設計寬度
b_o	斷面總寬度
c	轉換載重強度成爲載重效應之影響係數
C	全部轉角總斷面積與全斷面積之比值 施工設備載重，包括人員及設備 承壓強度係數
C_b	撓曲係數
C_R	內彎曲半徑係數
C_N	承壓板長度係數
Ch	腹板平板段之深度
C_v	計算剪力加勁材的全斷面積之係數

C_{mx} 、 C_{my}	彎矩修正係數
C_w	施工中濕混凝土重 斷面之扭轉-摺曲常數
C_y	壓力應變因數
d	螺栓標稱直徑 電弧點銲外圍的實際直徑 樑之深度 斷面深度 縫銲的寬度
D	縫銲的寬度 靜載重 中空圓管直徑 斷面突唇深度 突唇總長
d_a	電弧點銲的平均直徑 縫銲的平均寬度
d_e	最大剪力傳遞面的熔融區有效直徑 電弧縫接熔融面上的有效寬度
d_h	洞孔直徑 腹板開孔深度 螺絲頭直徑或六角螺絲頭與墊圈直徑
d_s	加勁材的折減有效寬度
D_s	鋼承板重
d_{se}	加勁材的有效寬度 = d_s'
d_w	墊圈直徑
d'_w	有效抵抗拔出直徑
d_{wc}	被裁剪區域的腹板深度
e	沿著受力方向，從基準孔中央點至最鄰近孔邊緣的距離，或至接合部的邊界距離 避免在接合部產生剪力破壞所須之最小邊矩
E	彈性模數 地震力
e_y	降伏應變 = F_y/E
f'_c	混凝土抗壓強度
f_1 、 f_2	基於有效斷面而得之應力
f_{av}	未折減之翼板全寬的平均應力(平均應力為翼板最大應力乘以有效設計寬度與真實寬度之比值)
f_b	實際之撓曲壓應力

f_{cr}	純撓曲狀態下之理論挫屈應力
F_c	受壓最外緣之應力
F_e	彈性臨界側向扭轉挫屈應力
F_d	彈性扭曲挫屈應力
F_{cr}	柱之挫屈應力
F_{m}	(實際斷面模數 / 指定標稱斷面模數) 比值之平均值
F_n	螺栓的標稱強度 標稱撓曲挫屈應力
F'_{nt}	螺栓標稱拉應力含剪應力強度之組合作用
F_{nt}	螺栓標稱拉應力強度
F_{nv}	螺栓標稱剪應力強度
F_{sy}	降伏點 接合部材料的降伏 強度點
F_u	抗拉強度 極限強度
F_{u1}	與螺絲頭相接的構材拉力強度
F_{u2}	未與螺絲頭相接的構材拉力強度
F_v	標稱剪應力
F_{wy}	樑腹板或加勁材的降伏應力(F_y or F_{ys})，取小者
F_{xx}	美國銲接協會電極分類中銲料金屬的強度編號
F_y	降伏強度
F_{yc}	轉角之伸長降伏應力
F_{yf}	權重平均降伏應力
F_{yu}	原始鋼材極限張力
F_{yv}	原始鋼材降伏應力
g	接近上下翼板的二排聯結物之垂直距離 螺栓間之橫向間距
G	剪力模數
h	腹板深度
h_o	斷面總深度
h_x	翼板形心至翼板剪力中心在 x 軸方向之距離
H	唇緣高度 腹板平坦部分之深度
I_a	加勁材的適用慣性矩
I_s	加勁材的全斷面慣性矩
I_{sf}	加勁肢材 (含中間加勁材) 的全斷面慣性矩
I_x	對應 X 軸向之全斷面慣性矩
I_y	對應 Y 軸向之全斷面慣性矩

I_{xf}	翼板在 x 軸之慣性矩
I_{yf}	翼板在 y 軸之慣性矩
I_{xyf}	翼板之慣性矩積
I_{yc}	斷面受壓部分針對平行於腹通過(全斷面)重心之軸所計算之慣性矩
J	斷面之 St. Venant 扭力常數
J_f	含邊緣加勁材的受壓翼板之扭矩常數
$k_{\phi fe}$	由翼板至翼板與腹板交接處所提供之彈性旋轉勁度
$k_{\phi we}$	由腹板至翼板與腹板交接處所提供之彈性旋轉勁度
k_{ϕ}	由構件束制元件至翼板與腹板交接處所提供之旋轉勁度
$\tilde{k}_{\phi fg}$	由翼板至翼板與腹板交接處所提供之幾何旋轉勁度(除以 F_d)
$\tilde{k}_{\phi wg}$	由腹板至翼板與腹板交接處所提供之幾何旋轉勁度(除以 F_d)
k	為鋼板之挫屈係數 挫屈係數
K	有效長度係數
K_v	剪力挫屈係數
K_t	扭轉有效長度係數
K_x	X 軸向之有效長度係數
K_y	Y 軸向之有效長度係數
L	不包括末端半圓部分的縫銲長度 銲道長 活載重 構材之無支撐段長度 縱向銲接長度
L_r	屋頂活載重
L_s	樑長度
L_h	腹板開孔長度
L_m	束縛扭曲挫屈之束制間距
L_t	構件扭轉之無側撐長度
L_u	構材無側撐長度之限制
L_{st}	橫向加勁材長度
L_x	X 軸向之實際未支撐長度
L_y	Y 軸向之實際未支撐長度
m	單一 C 型鋼的剪力中心至其腹板中間面的距離
m_f	不同接合方式之修正係數
M_1	無支撐段之端點撓曲彎矩最小值
M_2	無支撐段之端點撓曲彎矩最大值
M_A	無支撐區段 1/4 位置彎矩之絕對值
M_B	無支撐區段中點位置彎矩之絕對值
M_c	臨界彎矩

	無支撐區段 3/4 位置彎矩之絕對值 彈性或非彈性臨界彎矩
M_{cre}	最小臨界彈性側向扭轉挫屈彎矩
M _e	彈性臨界彎矩
M _m	(實際降伏強度 / 最小指定降伏強度)比値之平均值
M _{max}	無支撐區段最大彎矩之絕對值
M _n	僅撓曲存在時之標稱撓曲強度
M _{no}	Z 型斷面之標稱撓曲強度
M _{nx} 、M _{ny}	對應中性軸的標稱撓曲強度
M_{nxt}、M_{nyt}	= S_{ft}F_y
M _{nxo}	通過形心 X 軸之標稱撓曲強度
M _u	集中荷重或反力 P _u 施力點附近之所需撓曲強度 斷面之所需撓曲強度
M _{ux} 、M _{uy}	對應中性軸的所需撓曲強度
M _y	使全斷面之最外層受壓纖維開始降伏之彎矩
n	臨界平面得孔洞數
n_b	接合部材料之螺栓開孔數
n _p	互相平行之橫樑數
N	支承墊實際長度
P	單一螺栓所傳遞的力量 當彎矩作用時所需要的集中荷重或反力強度 構材標稱剪力強度
P _{DL}	垂直所造成之軸力
P _E	地震力所造成之軸力
P _{LL}	活載重所造成之軸力
P _m	(試驗彎矩值/公式計算之彎矩)比値之平均值
P _n	標稱軸壓力強度 型斷面之標稱腹板摺曲強度，為兩個單一腹板依其內側單翼板之載重所計算腹板摺曲強度之和 開槽鐸的標稱強度 電弧點鐸的標稱剪力強度 填角鐸的標稱強度 鐸接的標稱強度 單一螺栓的標稱強度
P _{no}	標稱軸壓力強度
P _{not}	單個螺絲的標稱拔出強度
P _{nov}	單個螺絲的標稱穿刺強度
P _{ns}	單個螺絲的標稱剪力強度

P_{nt}	單個螺絲的標稱拉力強度
P_{ts}	螺絲的標稱拉力強度(由製造商提供或由試驗得知)
P_u	所需軸向壓力強度 彎矩作用下，集中荷重或反力之所需強度 由銲接所傳遞的所需強度
P_y	$= A_g F_y$
P_{crd}	$= A_g F_d$
P_{wc}	C 型撓曲構件之標稱皺曲強度
R	鋼片彎折處外圍的轉彎半徑 內彎半徑 全斷面之迴轉半徑 折減因數
r	螺栓在斷面的承受力與構材張力之比值
r_{cy}	平行於腹板之中性軸向的 C 型斷面旋轉半徑
r_I	合成 I 型鋼在垂直於可能產生挫屈之軸向的旋轉半徑
r_0	以剪力中心計算之全斷面極座標迴旋半徑
r_x, r_y	以形心主軸計算全斷面之迴轉半徑
R_c	折減係數
R_n	標稱強度
R_r	雨載重
R_u	所需強度
s	螺栓間之行距(與應力方向垂直)，若為單一螺栓，則 s 為板之全寬
S	雪重 樑間距
S_c	以 受壓最外緣達應力狀態 F_c 最外層受壓纖維應力達 M_c/S_f 時，計算之有效斷面彈性斷面模數
S_e	有效斷面之彈性斷面模數
S_f	以最外層受壓纖維計算之完全未折減斷面之彈性斷面模數 斷面降伏時所計算之全斷面模數
S_{ft}	對應極端張力面之全面積斷面模數
s'	螺栓間之縱向間距
t	被裁剪區域的腹板厚度 在最大剪力傳遞面上的所有母材的總厚度 接合板中最薄處的厚度 樑腹板厚度 受壓肢材之厚度 翼板之厚度或腹板厚度 圓管壁厚

	未有披護之鋼板厚度
t_1	與螺絲頭相接的構材厚度
t_2	未與螺絲頭相接的構材厚度
t_c	取構材穿入深度與 t_2 之較小值
t_e	開槽銲的有效喉厚
T_n	標稱軸拉力強度 標稱受拉強度
T_s	接合部之受拉強度
T_u	所需軸向拉力強度
t_w	有效喉厚 喇叭形開槽銲與 90 度彎折之斷面表面齊平時之有效喉厚
V_R	偏差係數
V_Q	載重偏差係數
V_n	僅剪力存在時之標稱剪力強度 樑之標稱剪力強度
w	受壓肢材之平寬 肢材平寬 樑翼板接觸承載板之寬度
W	風力
w_1 、 w_2	銲道腳長
w_f	腹板下投影之翼板全寬
x_o	翼板形心至翼板與腹板交接處在 x 軸方向之距離
x	腹板開孔與支承邊緣最近之距離
Y	(腹板降伏點)/(加勁材降伏點)
Ω	彎矩之安全係數 螺栓剪力強度之安全係數
Ω_o	安全係數
α	單位換算係數
β	可靠度指數
μ	柏松比，如鋼材則其值為 0.3
λ	細長比 細長因數
λ_c	細長比係數
ϵ_y	降伏應變
ϕ	強度折減因子 螺栓剪力強度折減係數
ϕ_b	撓曲之折減因數
ϕ_v	剪力之折減因數

ϕ_w	腹板摺曲之折減因數
ψ	應力比
ϕR_n	設計強度
θ	腹板平面與承載平面之夾角($45^\circ \leq \theta < 90^\circ$) Z型斷面的腹板面與垂直面之夾角(度)
ρ	減低係數
σ	斷面之應力
τ	實際之剪應力
τ_{cr}	彈性範圍內之臨界剪力挫屈應力 純剪力狀態下之理論挫屈應力 鋼之剪力降伏應力
ξ_{web}	腹板之應力坡降

附錄三 日本薄板輕量型鋼構造設計準則

C.1 定義

1. 薄板輕量型鋼（以下簡稱薄型鋼）
係指鋼板厚度自 0.4 公釐(mm)以上至未滿 2.3 公釐(mm)之結構用薄板鋼材，經冷軋彎曲成型之型鋼。(以下簡稱薄型鋼)。其冷軋彎曲成型部分之內側彎曲半徑尺寸需大於該薄板厚度之數值以上。
2. 薄板輕量型鋼構造（以下簡稱薄型鋼構）
指建築物的主要結構耐力構造部分，使用薄型鋼與緊結構件接合組成「框組」構造者。除其基本構材、組合用緊結構件及接合組成框組構造均須符合本準則相關構造方法在安全上必要技術基準規定外，其結構計算，依建築技術規則結構設計法計算，均須確定應有其同等以上之結構安全需求。

解說：

1. 本設計準則僅適用於厚度 2.3 公釐以下之鋼材之使用。
2. 本設計準則係參照日本 2001 年 11 月 15 日日本國土交通省公佈告示第 1641 號，關於「薄板輕量型鋼造之建築物或建築物之結構部分之構造方法相關安全上必要之技術基準訂定」編訂。
3. 緊結構件：薄型鋼構其構材板厚均在 2.3 公釐以下，除特殊起造人及設計者允許外，均不得採用焊接，其構材與構材之接合部，均須以特定設計並經認證許可之結合構件接合，除能接合或固定構材功能外，並能使其構材之存在應力直接傳達者，稱為緊結構件。

C.2 結構用薄型鋼基本構材

1. 薄型鋼之機械性品質要求，應符合下表規定

輕量型鋼用途	種類記號	降伏點 N/mm ²	拉力強度 N/mm ²	伸展率	
				試片	%
主要結構用	SSC400	295 以上	400~510	5 號	18 以上
非結構用	SSC270	205 以上	270 以上	5 號	21 以上
一般結構用	SSC400	245 以上	400~540	1A 號	17 以上

2. 薄型鋼之表面處理

(1)結構用之構材及接合構材之表面為有效防止生銹及磨損，均須先經熱浸法電鍍處理，除另經建築主管機關認證核可者外，表面處理需符合下表表列標準：

表面處理種類	表面處理方法	電鍍附著量 g/m ²			備註
		兩面電鍍表示記號	兩面三點法平均附著量	兩面一點法最小附著量	
① 塗裝鍍鋅鋼板	熱浸鍍鋅 JIS-G3312 標準	Z18	180	153	塗裝用
② 鍍鋅鋼板	熱浸鍍鋅 JIS-G3302 標準	Z27	275	234	裸露使用
③ 5% 鍍鋁鋅鋼板	熱浸鍍鋁鋅 JIS-G3317 標準	Y18	180	153	裸露使用
④ 55% 鍍鋁鋅鋼板	熱浸鍍鋁鋅 JIS-G3321 標準	AZ150	150	130	裸露使用

但下列狀況不受上述表面處理之限制：

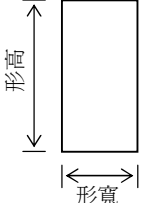
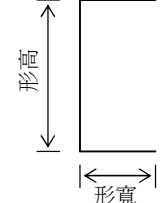
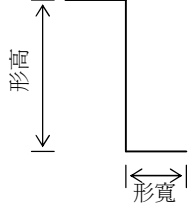
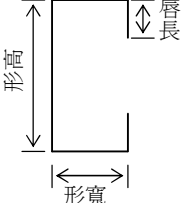
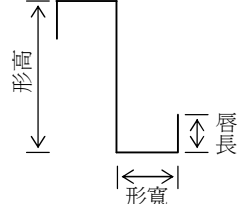
- ① 薄型鋼在屋外面使用防水材料能有效防水部分及發生潮濕狀態以外之部分。
 - ② 薄型鋼之地板材、壁材及屋頂表面粉飾下面基層構材等有被覆或類似之有效防止磨損之措施部材。
- (2) 塗裝於鍍鋅鋼板均須兩面施作二度以上，並經 500 小時鹽水噴霧試驗無異常。
3. 各類型結構構造用薄型鋼應符合下表最小尺寸規格及國家標準，但依據建築技術相關規範規定，並經結構計算其材料應力確實安全無虞者或經中央主管機構材料試驗對組合框組構材實況上相對應的單一方向與反覆加力試驗結果，確認無偏移挫屈者，不在此限。

斷面形狀	最小尺寸規格（單位：公釐 mm）			備註
	形高	形寬	唇長	
① 輕方型鋼	89	44.5	—	
② 輕槽型鋼	91	30	—	
③ 輕 Z 型鋼	89	40	—	
④ 輕 C 型鋼	80	30	12	有唇
⑤ 輕唇 Z 型鋼	89	40	12	有唇

4. 建築物之主要結構應力構造部分，使用之薄型鋼組成框組之基本構材，絕不可有屈折、偏心歪曲、剪切缺口等結構應力缺點。
5. 薄型鋼構使用於基礎及主要結構部分之構材，包括木材、鋼材、混凝土等建築材料，均須在防火性能、安全性能及衛生性能上符合國家建築法令之規定，且均須經國家主管建築機構認證核可之指定建築材料。

解說：

1. 針對薄型鋼使用在結構耐力上主要部分之框組基本構材之使用斷面之形狀及尺寸加以規定，其尺寸標示如下：

(1)輕方型鋼	(2)輕槽型鋼	(3)輕 Z 型鋼	(4)輕 C 型鋼	(5)輕唇 Z 型鋼
				

另鋼材之彎曲、及在框組構材與橫架構材端部緊結接合之需求，有使用閉鎖形（封口）等斷面形狀。

除在生產工場為形成閉鎖形斷面可允許採用相同薄型鋼焊接接合外，在施工現場不得採用焊接接合。

2. 對使用在薄型鋼構之薄型鋼之冷軋彎曲成型，其內側彎曲尺寸數值應大於鋼板厚度之數值以上。
3. 薄型鋼厚度僅介於 0.4~2.3mm，其斷面一小部分腐蝕後，其必要的結構耐力將消失，故鋼材之材質及表面防銹處理相當重要。
4. 薄型鋼材質種類記號在國家標準為 SSC400，應相當於日本之 ZSB400。ZSB400 為建築結構用鍍鋅薄板輕量鋼板(Zinc-Coated Light Gauge Steels for Building Structures)，其拉力強度須達 400 N/mm² 以上。
5. 熱浸法標準，規定於國家標準 CNS1244（熱浸法鍍鋅鋼片及鋼捲），CNS9998（熱浸法鋁鋼片及鋼帶），CNS10804（烤漆熱浸鍍鋅鋼片及鋼捲）等規定；日本工業規格（Japanese Industrial Standards 簡稱 JIS）JIS-G3312（熱浸法烤漆鍍鋅鋼板及鋼帶），JIS-G3302（熱浸法鍍鋅鋼板及鋼帶），JIS-G3317（熱浸法鍍 5% 鋁鋅合金鋼板及鋼帶），JIS-G3321（熱浸法鍍 55% 鋁鋅合金鋼板及鋼帶）等規定；美國 ASTM-A653，A653M-94 等相關規定。

C.3 樓層數

以薄型鋼構為主體結構構造之建築物，除地下層外，樓層數需在三層以下。但薄型鋼構與鋼骨構造、鋼筋混凝土構造、或其他經審核認可之構造並用之混合式構造建築物，並依照本準則之結構計算結果其結構耐力被確定為安全者，其總樓層數不受此限，但其薄型鋼構部分仍僅限三層以下。

解說：

依目前試驗及實例，主要結構耐力上主要部分的柱、橫架材或斜材以薄型鋼構

之耐力壁構造者，樓層數僅三層。

下半部樓層為鋼骨構造、鋼筋混凝土構造、或其他經審核認可之構造，與上半部為薄型鋼構之間混合並用之構造，可不受總樓層數三層之限制。但其薄型鋼構部分仍僅限於三層以下。

C.4 基礎地檻

1. 一層（地面層）耐力壁之下部需設有基礎地檻。但若設有地下層（地下室）等狀態，該耐力壁之垂直下方之地板欄柵已在結構應力上作有效之補強，或該耐力壁之下框組構材與基礎緊密結合之狀態致使地板與基礎緊密結合，可使其存在應力相互傳達時，不在此限。
2. 基礎地檻必須以下述狀況與基礎緊密結合。但以本準則結構計算及相關技術規則結構應力強度計算，其承受結構應力之主要部分之斷面依長期及短期荷重及各種外力作用合併計算，其應力強度，確定安全者不在此限。
 - (1)以直徑 12mm ϕ 以上，長度 25cm 以上之錨錠螺栓或具同等附著強度之錨錠螺栓緊密結合。
 - (2)錨錠螺栓之間距需在 2m 以下，且須配置在隅角部及基礎地檻連接部。
3. 基礎地檻之尺寸，其高度應在 38mm 以上，其寬度應在 89mm 以上，並且其與基礎或與地板欄柵、端部地板欄柵、或邊地板欄柵之緊密結合間不能有任何障礙。

解說：

1. 基礎地檻（日文稱為土台）之設置部位之規定如下圖所示：

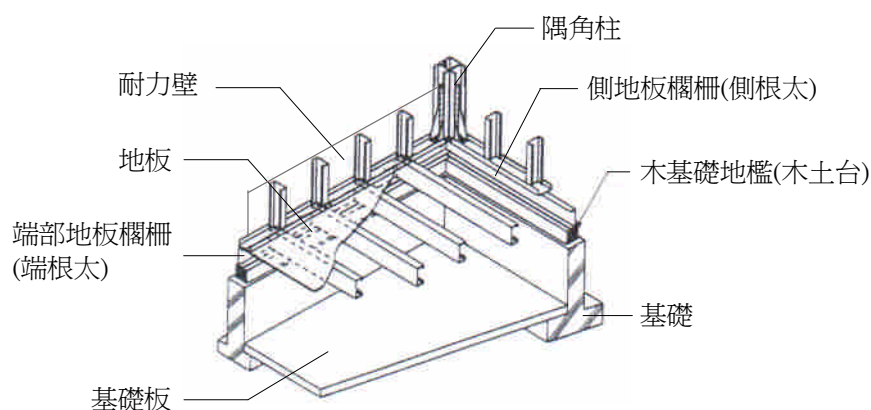


圖 C.4.1 耐力壁之下部設置基礎地檻

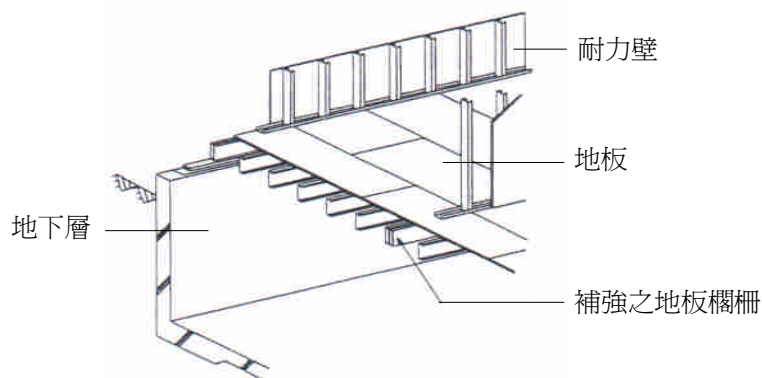


圖 C.4.2 耐力壁之下部之地板欄柵補強

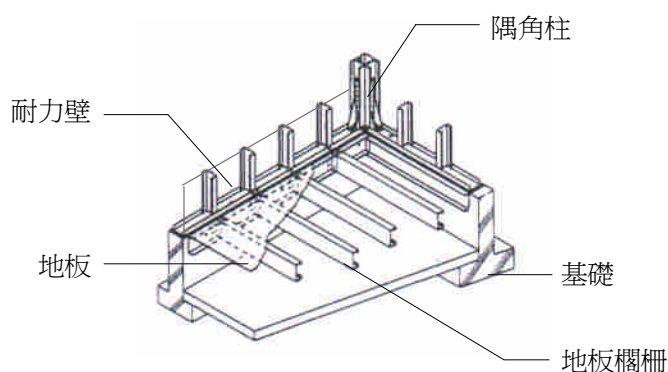


圖 C.4.3 耐力壁或地板直接與基礎緊結之狀況

2. 本條第 2 項強調基礎地檻與基礎之緊密結合非常重要，但經本準則結構計算及相關技術規則應力強度結構計算分析確定符合結構安全者，可不受此限制。
應力強度結構計算之荷重及各種外力作用合併計算，可參照日本“建築基準法施行令”第 82 條第 1 項至第 3 項規定。
3. 本條第 3 項規範基礎地檻之最小尺寸，係因薄型鋼構構造由 2x4 木構構造工法發展而來，相當於 2x4 木構之「框組壁板工法構造」之用材。
建築物超過三層以上，加植於基礎地檻之垂直載重有過大之狀況。
因此有關本準則之基礎地檻均須符合本構造規範之規定
4. 地板欄柵（日文稱為根太，英文稱為 Floor joist），依各所在部位不同，有邊地板欄柵（側根太）、端部地板欄柵（端根太）、地板欄柵（根太）之分。

C.5 樓板組合系統

樓板組合系統為結構耐力上主要部分。樓板之使用構材以結構用合板（以下簡稱「結構用合板」等）、結構用格板(panel)及其他類似構材。並且因水平力而產生之應力，在結構耐力上，要能有效的傳達到耐力壁、柱、及橫架材上。

(最下層之地板為基礎)之剛性及具耐力結構之構造。但經本準則應力強度結構計算確定符合結構安全者，不在此限。

解說：

本條樓板組合系統以使用「結構用合板等」、構材、在性能上要求當水平力產生時，以能有效傳達到耐力構造垂直及水平組合構件之剛性及具耐力結構之構造者。樓板當然須能安全支承水平力以外之固定載重及各種積載載重等之垂直載重。樓板之形狀儘量避免細長形狀，原則上長邊與短邊之比(邊長比)在 1/2 以上。

C.6 耐力壁

1. 耐力壁為建築物針對各方向水平力及垂直力作用之結構安全之重要單元構件，必須配置良好均衡狀態。但經由本準則第 C.11 節應力結構計算能確定結構安全無慮者不在此限。
2. 耐力壁必須遵照下列規定，但經由本準則第 C.11 節應力結構計算能確定結構安全無慮者，不在此限。
 - a. 使用薄型鋼之「框組構材」及壁材使用之「結構用合板等」必須緊密結合，其間存在之應力必須能互相傳達。
 - b. 長度應在 45cm 以上。
 - c. 耐力壁之「框組構材」相互間距必須小於 50cm 以下。
 - d. 耐力壁上不能設有妨礙結構耐力之開口部。
 - e. 端部之垂直框組構材(不含連續耐力壁之互相接合部之垂直框組構材)，需用厚 3.2mm 以上之添加補強鋼板，並以 6 支自攻鑽尾螺絲(Drilling Tapping Screw)固定於該端部垂直框組構材。
與橫架材、基礎及基礎地檻用直徑 M-12mmφ 以上之錨錠螺栓固著該添加補強鋼板，或使用同等效力以上的接合方法。
 - f. 耐力壁材之種類及其周圍框組構材之接合，依下表規定：

壁材之種類	周圍框組構材之接合方法	
	接合構件	間 距
(1) 厚度 9mm 以上之結構用合板，結構用格板(panel)、塑合板、或厚度 7mm 以上之木纖維合板等	自攻鑽尾螺絲 (Drilling Tapping Screw)	壁材之外周邊為 22.5cm 以下，其他部位為 45cm 以下
	螺絲釘 (Screw-nail)	壁材之外周邊為 7.5cm 以下，其他部位為 15cm 以下
(2) 厚度 12.5mm 以上之石膏板(僅限於框組材兩面均能釘接者)	自攻鑽尾螺絲 (Drilling Tapping Screw)	壁材之外周邊為 15cm 以下，其他部位為 30cm 以下

耐力壁材均須經國家主管建材機構認定符合標準者。

3. 耐力壁線互相距離應在 12 公尺(m)以下，並且耐力壁所圍成之水平投影面積應在 72m^2 以下。但依本準則結構計算，確定結構安全無慮者，不在此限。
4. 耐力壁之上方可設有與耐力壁之上框組構材同尺寸以上之頂部繫件，並使耐力壁互相間之結構耐力能有效緊密結合。但如樓板組合系統或屋架組合系統與耐力壁上部緊結時，其存在應力可以相互傳達時，則不受此限。

解說：

1. 第 1 項針對良好知之耐力壁配置必須均衡狀態，過大之開口、或隅角開口均會造成偏心之不良配置。
2. 耐力壁一般係由垂直框組構材、上框組構材及下框組構材（框組構材一般採用 C 型薄型鋼）組成框組構架，表面兩面或單面用自攻鑽尾螺絲相等間距固定結構面材，結合形成之結構用格板(structural panel)。耐力壁應可同時有效抵抗垂直載重、壁面內剪力載重、壁面外彎距載重。

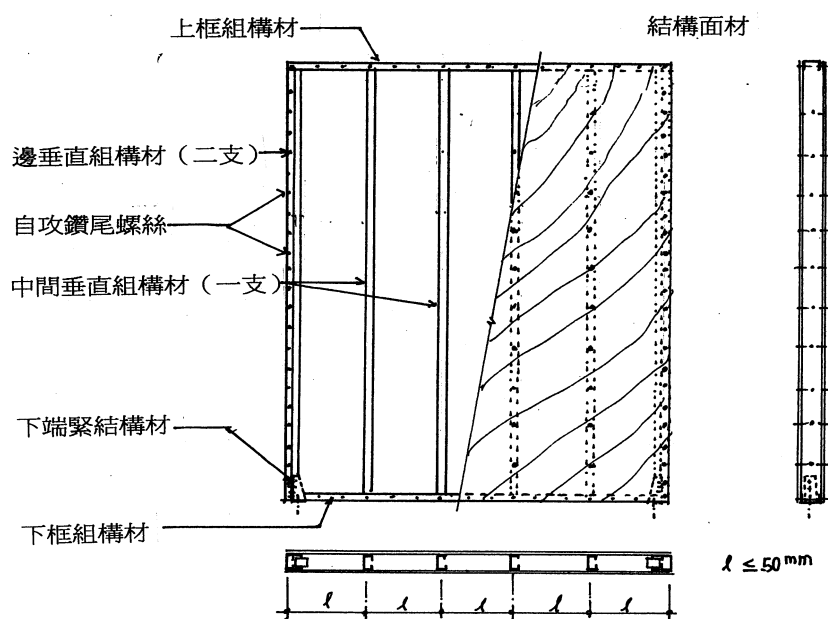


圖 C.6.1 耐力壁之構成

3. 耐力壁長度太短則耐力及剛性將降低，原則上耐力壁長度應大於 90cm。耐力壁上之開口面積超過 $30\text{cm} \times 30\text{cm}$ 將降低耐力，連續開口面積超過 $40\text{cm} \times 60\text{cm}$ 之耐力壁將不可計入耐力壁面積計算。開口部周邊均應補強至不妨礙剪力之傳達為度。
4. 耐力壁為有效抵抗地震及其他水平力，故垂直框組構材之端部必須固定於基

礎地檻。

C.7 柱、橫架材及斜材

主要結構耐力之柱、橫架材及斜材，需依照下列之規定：

1. 薄型鋼厚度應在 0.8mm 以上。
2. 受壓力部材之有效細長比，柱應小於 200，柱以外之部材應小於 250。
3. 柱腳應與基礎緊密結合。
4. 二個以上薄型鋼之組合，應考慮周圍構材之接合及該當構材之受挫屈拘束等之實況之外，並依下列規定將薄型鋼接合。但若依本規範結構計算，或經國家認可之試驗機構作單方向或反覆加力試驗，確認結構安全無慮或可達下列標準接合規定之同等以上可傳達存在應力者，不在此限。
 - (1)須使用至少 3 支之直徑 4mm ϕ 以上之自攻鑽尾螺絲(Drilling Tapping Screw)。
 - (2)薄型鋼之翼板部位之接合，使用之自攻鑽尾螺絲之間距應在 30cm 以下。
 - (3)薄型鋼之腹板部位之接合，使用之自攻鑽尾螺絲採用雙排，其間距應在 30cm 以下。

解說：

1. 柱腳與基礎緊密結合，使框組架構之水平力作用下產生之剪力、拉拔力不致於發生拉拔出來現象。

C.8 屋頂組合系統

1. 屋面板構造為結構耐力之主要部分，由屋板欄柵及結構用合板等組合形成。必須能有效地將結構耐力傳達至耐力壁、柱及橫架材之剛性具耐力之結構構造。但依本準則第 C.11 節結構計算，確定符合結構安全者，不在此限。
2. 結構椽條(Rafter)及椽條結繫需依結構耐力有效設置。但依本準則第 C.11 節結構計算，確定符合結構安全者，不在此限。
3. 屋頂桁架(Truss)構材，必須使用厚度 0.8mm 以上之薄型鋼。但依本準則第 C.11 節結構計算，確定符合結構安全者，可使用厚度 0.6mm 以上之薄型鋼。
4. 屋頂桁架(Truss)受各種載重及外力作用，其結構耐力應確保安全無慮。
5. 結構椽條(Rafter)及桁架(Truss)，其頂部結繫構材及上框使用之連結物（鐵件），在結構耐力上，必須有效緊密結合。但依本準則第 C.11 節結構計算，確定符合結構安全者，不在此限。
6. 屋頂組合系統，受水平力作用必須設置有防止搖晃之安全措施。
- 7 屋面板，必須考慮風壓、及其他外力作用之安全性。

解說：

1. 屋頂組合系統之組合，係由屋面板(支撐屋頂面荷重作用，確保面板內剛性。)及支撐屋面板及其上之荷重之由上下弦材、斜材及束材組成之桁架(Truss)或由一對人形斜棟木及平頂欄柵組成之三角形樺棟屋架(結構椽條)(Rafter形式)及平頂欄柵(天井根太)，與拉繫補強構件等所組合構成。
薄型鋼構之屋頂組合系統必須為組合構件緊結成爲一體之組合剛性構造。

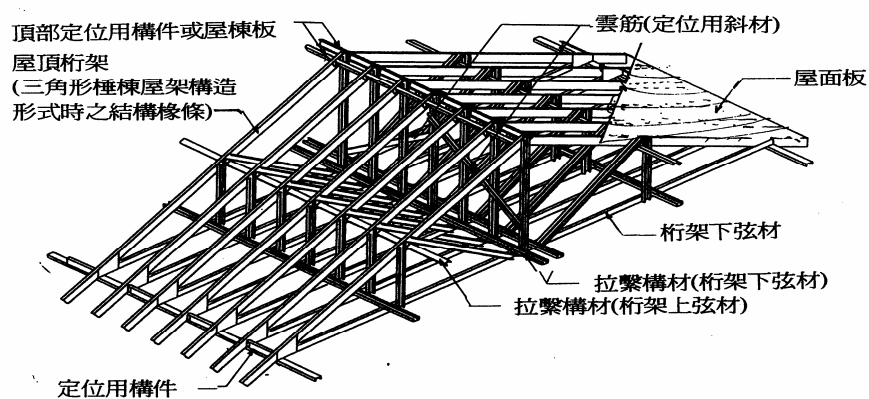


圖 C.8.1 屋頂組合系統

C.9 部材之接合

採用薄型鋼作為結構耐力上之主要構造，其部材接合，必須遵照下列規定：

1. 自攻鑽尾螺絲(Drilling Tapping Screw)或螺釘(screw nail)，必須正垂直打入薄型鋼，使接合部材在結構耐力上互相緊密有效結合。接合之種類必須依下列規定。但依本準則第 C.11 節結構計算或因應接合部分之實況，經國家認定之試驗機構作單一方向或反覆加力實驗，能確定符合結構安全或被確認與下列所規定接合部具同等以上能傳達存在應力時，不在此限。
 - (1) 第 C.6 節所規定之柱、橫架材及斜材間之對向及側向之接合，依下述方法處理：
 - a. 需使用直徑 4mm ϕ 以上之自攻鑽尾螺絲。
 - b. 需使用 3 支以上之自攻鑽尾螺絲，並且作良好之螺絲位置配置。
 - c. 使用節點接合鋼板接合，被接合之橫架材等高度較大時，或其他因可能產生局部應力而致使妨礙結構耐力時，該當部分應以添加補強鋼板補強。
 - (2) 耐力壁之框組構材與樓板等之「結構用合板等」、基礎地檻、及頭部接繫材等軸向接合，依下述方法處理：
 - a. 需使用直徑 4mm ϕ 以上之自攻鑽尾螺絲。
 - b. 每平方公尺需使用 5 支以上之自攻鑽尾螺絲，如使用鋼材頭部繫結器時，可用 4 支以上自攻鑽尾螺絲。

(3)上述(1)項及(2)項以外之對向或側向接合，該部分應緊密結合，致使其存在應力能夠傳達。

(4)自攻鑽尾螺絲之互相距離及其至邊緣端之距離（該自攻鑽尾螺絲之中心軸至接合之薄型鋼之邊緣端部之最短距離），需為該自攻鑽尾螺絲直徑之 3 倍以上。（端部不會拔出脫落時為 1.5 倍以上）。

2.前項規定以外，使用特殊鉚釘咬合時，須針對該接合部成形後之形狀及接觸之實況，作單一方向或反覆加力試驗，在結構耐力之相關性能經確認符合結構安全者，允許使用特殊鉚釘咬合。

3.使用焊接、鉚釘咬合或螺栓結合應經設計者及（或）業主核可。針對結構耐力上主要部分之對向或側向接合部分應能使其存在應力傳達，並依建築主管機關訂定之構造方法使用。

4.除在生產工場為形成閉鎖形（封口）斷面可允許採用相同薄型鋼焊接接合外，在施工現場不得採用焊接接合。

解說：

1. 對向接合（日文稱繼手接合）為相同長方向構材之延續接合，一般稱為連接接合。側向接合（日文稱仕口接合）為垂直直角方向或有角度之斜方向構材之接合，一般稱為“T”接接合。

2. 對向接合應選擇在作用應力較小處所為設計原則，尤其在傳達彎曲應力之部材不可在中間部接合。自攻鑽尾螺絲(Drilling Tapping Screw)應依材料之組合、用途及相對應之螺絲頭形狀，作必要適切的選定。

3. 部材接合部應使接合部之存在應力能順利傳達為要件。一般接合部之容許應力以該部材之 1.5 倍設計。

4. 部材之接合部應儘量形狀明確簡單，以避免因接合部複雜而發生局部二次應力之影響。

C.10 防腐措施等

C.10.1 木材之防腐措施

結構耐力上主要部使用之木材，應依下列規定：

- 1.基礎木地樑與基礎之接面，必須使用具防水功能產品，以達有效防水。
- 2.用於框組壁工法之基礎地樑，應依建築主管機構規定之防腐處理或其類似防腐處理，以達有效之防腐。
- 3.自地面起算 1 公尺高度以內之結構耐力之主要部分（地板欄柵及樓板材除外）除要有效防腐措施外，還須考慮白蟻及其他蟲害之防範。
- 4.關於有腐蝕的部位及經常潮濕狀態之部位之構材之緊結用五金須有效防止生銹。

C.10.2 薄型鋼之表面處理

依本附錄第 C.2 節所規定薄型鋼之表面處理規定。

C.10.3 接觸而劣化之防止

作為結構用之薄型鋼，若防腐處理之木材或其他薄型鋼以外之材料，含因接觸而致使薄型鋼表面容易造成腐蝕，以致造成妨礙結構強度時，薄型鋼與薄型鋼以外之材料間，須使用如橡膠墊片等絕緣材料作有效的防腐處理。

解說：

1. 基礎地樁之防腐處理，在國家主管機構未規定前可參照國內外之相關規格辦理。

C.10.4 固定金屬接合物之防銹

使用於結構耐力主要部分之薄型鋼接合用之固定金屬接合物之使用，須不得損及接合部之薄型鋼及金屬接合物之防銹處理。

C.11 結構計算

C.11.1 薄型鋼之建築物的構造計算，須依以下之結構計算：

使用於結構耐力主要部分的薄型鋼所產生的壓縮應力強度計算時，有效斷面做為該當薄型鋼之斷面計算。

解說：

1. 容許應力等計算，可參照日本「建築基準法施行令」第 82 條～第 82 條之 5；
極限強度計算，可參照日本「建築基準法施行令」第 82 條之 6 規定。

C.11.2 肢材之有效寬度

針對第 C.11.1 節所規定之有效斷面之面積，其薄型鋼之肢材須依下述計算式計算：

$$A_e = \min \left[b, 0.86 \frac{b}{p\lambda} \right] \cdot t$$

A_e ：肢材之有效斷面面積（單位：mm²）

b ：肢材之寬度（單位：mm）

$p\lambda$ ：肢材之一般寬厚比以下式計算之數值

$${}_p\lambda = \sqrt{\frac{F}{\sigma_p}}$$

F：規定之基準強度（單位：N/mm²）

σ_p ：枝材之彈性挫屈強度（單位：N/mm²）（參考第 C.11.5a 節）

t：枝材厚度（單位：mm）

解說：

1. 薄型鋼斷面內枝材之位置及挫屈係數及有效寬度

枝材位置	挫屈係數	有效寬度 b_e (mm)		
		公式	F = 280 N/mm ²	F = 345 N/mm ²
受壓之輕方型鋼、輕 C 型鋼、輕唇 Z 型鋼之翼板及腹板	4.0	$\frac{740}{\sqrt{F}} t$	44.2 t	39.8 t
受壓之輕 C 型鋼之翼板、受壓之輕唇 Z 型鋼之唇	0.425	$\frac{240}{\sqrt{F}} t$	14.3 t	12.9 t
受彎距之腹板	8.98	$\frac{1100}{\sqrt{F}} t$	65.7 t	59.2 t

C.11.3 容許受壓應力強度

第 C.11.1 節所規定的構造計算時之薄型鋼之容許應力強度，除依照有關鋼結構法令之容許應力強度結構計算外，還須依照下列規定事項：

C.11.3.1 受壓構材之容許受壓應力強度：

受壓構材之挫屈容許應力強度，必須依下表之數值。但長期所發生的對應受壓構材之挫屈容許應力強度上，除了使用輕方型鋼外，薄型鋼對兩面緊結之「構造用合板等」，在挫屈上被有效補強之狀況以外，及依第 C.11.5 節之規定該受壓構材之彈性挫屈強度之應有值解析等之計算方法以外狀態，於長期力作用下之容許壓縮應力強度之數值若超過 0.45 倍數值時，長期產生之力作用下之數值被確定為對應該受壓構材之挫屈之容許應力強度之數值。

受壓構材的一般化有效細長比	受壓構材長期挫屈容許應力 (單位：N/mm ²)	受壓構材短期挫屈容許應力 (單位：N/mm ²)
$c\lambda \leq 1.3$	$F \left\{ \frac{1 - 0.24_c \lambda^2}{3/2 + 2/3(c\lambda/1.3)^2} \right\}$ 或依規定之長期受力作用下所產生之容許壓應力之數值內之較小值	長期受壓構材之挫屈容許應力之 1.5 倍計算
$c\lambda > 1.3$	$6/13 \cdot F/c\lambda^2$ 或受依規定長期所產生力之受壓構材之容許壓應力之較小值	
<p>F：規定之基準強度（單位：N/mm²） cλ：依下式所計算的軸向力關係之一般有效細長比</p> $c\lambda = \sqrt{\frac{F}{\sigma_c}}$ <p>此式之 σ_c 是表示第 C.11.5 節所規定受壓構材之彈性挫屈強度。</p>		

解說：

有關鋼結構之容許應力強度之結構計算法令，可參照日本「建築基準法施行令」第 90 條規定。（公元 2000 年日本建設省告示第 2464 號）

<p>C.11.3.2 撓曲構材之容許撓曲應力：</p> <p>撓曲構材（使用薄輕方型鋼時及受到撓曲之薄型鋼的受壓側之肢材與「構造用合板等」緊結，對橫向挫屈有效補強之狀況時除外）之容許挫屈應力，須依下表之數值計算。但對長期所產生力作用對於撓曲構材之容許挫屈應力，依照第 C.11.5 節所規定之該撓曲構材之彈性挫屈強度以特徵值解析等的方法計算之狀態除外，依建築法令所規定的長期所產生應力作用於撓曲構材之撓曲容許度若超過 0.45 倍時，該當在長期所產生應力之作用下之數值被確定為對應該撓曲之挫屈容許應力之數值。</p>

撓曲構材的一般化有效細長比	長期所產生力作用之撓曲構材之挫屈容許應力 (單位：N/mm ²)	短期所產生力作用之撓曲構材之挫屈容許應力 (單位：N/mm ²)
$b\lambda \leq 1.3$	$(1 - 0.24_b \lambda^2) \cdot \frac{F}{1.5}$ 或依法所規定的長期所產生力作用於受壓構材之撓曲容許應力之較小值	長期所產生力作用於受壓構材之挫屈容許應力之 1.5 倍計算
$b\lambda > 1.3$	$\frac{1}{b \lambda^2} \cdot \frac{F}{1.5}$ 或依法所規定的長期所產生力作用於撓區構材之撓曲容許應力之較小值	

F：依法規定之基準強度（單位：N/mm²）

$b\lambda$ ：依下式所計算的彎曲力距之一般有效細長比

$$b\lambda = \sqrt{\frac{F}{\sigma_b}}$$

此式之 σ_b 是表示第 C.11.5.3 節所規定受壓構材之彈性挫屈應力。

解說：

有關依法規定長期及短期所產生之應力，可參照日本「建築基準法施行令」第 90 條規定。（公元 2000 年日本建設省告示第 2464 號）

C.11.3.3 腹板之剪力容許應力強度：

對撓曲構材腹板之剪力容許應力強度，須依下表之數值：

撓曲構材的腹板一般寬厚比	針對長期所產生力之撓曲構材腹板之挫屈容許應力 (單位：N/mm ²)	針對短期所產生力之腹板之挫屈容許應力 (單位：N/mm ²)
$w\lambda \leq 1.4$	$\frac{0.85}{w\lambda} \cdot \frac{F}{1.5\sqrt{3}}$ 或依所規定的長期所產生力之對於撓曲構材腹板之剪力容許應力之較小值	針對長期所產生力之受壓構材之挫屈容許應力之 1.5 倍計算
$w\lambda > 1.4$	$\frac{1.16}{w\lambda} \cdot \frac{F}{1.5\sqrt{3}}$ 或依所規定的長期所產生力對於剪力容許應力之較小值	
<p>F：規定之基準強度（單位：N/mm²） $w\lambda$：依次式所計算的軸向一般有效細長比</p> $w\lambda = \sqrt{\frac{F}{\sqrt{3}\sigma_s}}$ <p>此式之 σ_s 是表示第 C.11.5.4 節所規定撓曲構材腹板之彈性挫屈強度。</p>		

C.11.3.4 承壓容許應力強度

薄型鋼之承壓容許應力強度，須依下表之數值（異型薄型鋼在接合時取較小值）處理。

承壓型式	針對長期所產生力之承壓之容許應力 (單位：N/mm ²)	針對短期所產生力之承壓之容許應力 (單位：N/mm ²)
(1) 依螺栓或鉚釘接合之薄型鋼之螺栓軸部分接觸面所產生的承壓及其他類似狀態	1.05F	針對長期所產生力之承壓之容許應力之 1.5 倍計算
(2) (1)項以外狀態	$\frac{F}{1.3}$	
<p>F：依法規定之基準強度（單位：N/mm²）</p>		

C.11.3.5 自攻鑽尾螺絲接合部之強度

自攻鑽尾螺絲(Drilling Tapping Screw)接合部之拉力及剪力之容許應力強度須依下表的數值：

針對長期所產生力之容許應力 (單位：N/mm ²)		針對短期所產生力之容許應力 (單位：N/mm ²)	
拉力	剪力	拉力	剪力
0.4F	$2.2\eta^{0.5}(t_2/d)^{1.5}F$, $0.43 \{ 0.6+12(t_2/d) \} \cdot (t_1/d)F$ 或 $0.43 \{ 1.5+6.7(t_1/d) \} \cdot (t_2/d)F$ 之內取小值	針對長期所產生力之拉立及剪力之容許應力強度 1.5 倍計算	
F：規定之基準強度（單位：N/mm ² ） η：所接合之薄型鋼厚度之比率相關影響係數，為依下列公式計算出之數值 $\eta = 3.1 - 5.6(t_1/t_2) + 3.5(t_1/t_2)^2$ d：自攻鑽尾螺絲之標稱直徑（單位：mm） t ₁ ：螺絲頭部之薄型鋼之厚度（單位：mm） t ₂ ：螺絲前部之薄型鋼之厚度（單位：mm）			

C.11.4 材料強度

於第 C.11.1 節規定之構造計算時，所使用的薄型鋼之材料強度除依相關材料強度規定外，並須依照下列事項規定：

C.11.4.1 受壓構材之挫屈材料強度須依照下表數值。但除使用輕方型鋼外，針對薄板輕量型鋼之表面雙面須與「構造用合板等」緊結，除對挫屈作有效補強狀況外，並除依據第 C.11.5 節之規定，該受壓構材之彈性挫屈強度之固有值解析等之方法計算之外之狀況，如超過依所規定之受壓之材料強度數值之 0.45 倍時，該當數值作為受壓構材之挫屈材料強度數值。

受壓構材之一般化有效細長比	受壓構材之挫屈材料強度 (單位：N/mm ²)
$\lambda \leq 1.3$	$(1 - 0.24 \lambda^2)F$
$\lambda > 1.3$	$\frac{1}{c \lambda^2} F$

F：規定之基準強度（單位：N/mm²）
 λ ：依下式所計算的軸向力關係之一般化有效細長比

$$c \lambda = \sqrt{\frac{F}{\sigma_c}}$$

此式之 σ_c 為第 C.11.5b 節所規定壓縮材之彈性挫屈強度。

C.11.4.2 撓曲構材之挫屈材料強度須為第 C.11.3.2 節所規定針對短期所產生力之撓曲構材之容許挫屈應力強度之數值。

C.11.4.3 針對撓曲構材之腹板之剪力挫屈材料強度，須為第 C.11.3.3 節所規定針對短期所產生力之撓曲構材腹板之容許挫屈應力強度之數值。

C.11.4.4 薄型鋼之承壓材料強度須為第 C.11.3.4 節所規定針對短期所產生力之容許承壓應力強度之數值。

C.11.4.5 使用自攻鑽尾螺絲之接合部之拉力及剪力之材料強度須為第 C.11.3.5 節所規定針對長期所產生力之容許應力之 3 倍數值。

C.11.5 · 彈性挫屈強度計算之考慮要項

第 C.11.2 節所規定的有效斷面之面積，第 C.11.3 節所規定的容許應力強度，及第 C.11.4 節所規定之材料強度計算所使用之彈性挫曲強度，是依據該薄板輕量型鋼之斷面形狀，周圍之部材的接合，及挫屈或針對橫向挫屈而補強狀

況，以特徵值解析等方法計算。但第 C.2 節結構用薄型鋼基本構材所規定之斷面形狀，及類似斷面形狀之薄板輕量型鋼之彈性挫屈強度，依下列第 C.11.5.1 節至第 C.11.5.4 節各款規定決定。

C.11.5a · 肢材之彈性挫屈強度

第 C.11.2 節所規定之肢材有效寬度之計算用之板要素之彈性挫屈強度須依下列公式計算之：

$$\sigma_p = k\pi^2 E \frac{(t/b)^2}{12(1-\nu^2)}$$

式內之 k、E、t、b 及 ν 以下述數值表示

k 為下表之肢材之位置之挫屈係數

肢材之位置		挫屈係數
	受壓之輕方型鋼，C 型鋼及輕唇 Z 型鋼之翼板及腹板	4.0
	受壓之輕槽型鋼之翼板，及受壓之 C 型鋼與輕唇 Z 型鋼之唇	0.425
	承受撓曲的腹板	8.98
<p>E：楊氏彈性模數（單位：N/mm²） t：肢材之厚度（單位：mm） b：肢材之寬度（單位：mm） ν：垂直應變與水平應變之比（包森比）</p>		

C.11.5.2 受壓構材之彈性挫屈強度

第 C.11.3.1 節所規定受壓構材之挫屈容許應力強度之計算所用之受壓構材之彈性挫屈強度，須依下表之數值規定：

斷面形狀	受壓構材之彈性挫屈強度 (單位：N/mm ²)
(1) 輕方型鋼及其他類似之閉鎖形斷面（肢材緊結於「結構用合板等」，對挫屈變形之有效補強狀況下(2)或(3)其中之斷面）	σ_f
(2) 「雙軸對稱」斷面（與(1)項同樣者不在此限）及輕 Z 型鋼或其他類似「點對稱」斷面	Min { σ_f , σ_t }
(3) 輕槽型鋼及其他類似「單軸對稱」之斷面	Min { σ_f , σ_{ft} }

本表之 σ_f 、 σ_t 、 σ_{ft} 為對應挫屈種類於下表(1)及(2)及(3)款所規定之受壓構材之彈性挫屈強度之數值。

挫屈種類		壓縮材料之彈性挫屈強度 (單位：N/mm ²)
(1)	彈性撓曲挫屈	$\frac{\pi^2 E}{(\ell_k / i)^2}$
(2)	彈性扭轉挫屈	$\frac{GJ + \pi^2 EC_w / \ell_t^2}{Ar_0^2}$
(3)	彈性撓曲扭轉挫屈	$\frac{\pi^2 E}{(\ell_{kx} / i_x)^2} \cdot \frac{GJ + \pi^2 EC_w / \ell_t^2}{Ar_0^2}$ $\frac{\pi^2 E}{(\ell_{kx} / i_x)^2} + \frac{GJ + \pi^2 EC_w / \ell_t^2}{Ar_0^2}$

E：楊氏彈性模數（單位：N/mm²）

ℓ_k ：針對彈性彎曲挫屈之有效挫屈長度（單位：mm）

i：彈性彎曲挫屈所產生對軸向之斷面二次半徑（單位：mm）

G：壓縮材之挫屈剪力彈性係數（單位：N/mm²）

J：壓縮材之均勻扭曲常數（單位：mm⁴）（torsion）

C_w ：壓縮材之彎曲扭曲變形常數（單位：mm⁶）（torsion）

ℓ_t ：針對彈性扭曲挫屈之有效挫屈長度（單位：mm）

A：壓縮材之斷面積（單位：mm²）

r_0 ：下式計算之數值（單位：mm）

$$r_0 = \sqrt{i_x^2 + i_y^2 + x_0^2}$$

上式之 i_x 及 i_y 及 x_0 為下記數值表示：

i_x ：強軸周圍的斷面迴轉半徑（單位：mm）

i_y ：弱軸周圍的斷面迴轉半徑（單位：mm）

x_0 ：壓縮材之斷面之重心及剪力中心間之距離（單位：mm）

ℓ_{kx} ：針對強軸周圍的彈性彎曲挫屈之有效挫屈長度（單位：mm）

C.11.5.3 · 撓曲構材之彈性挫屈強度

於第 C.11.3.2 節所規定撓曲構材挫屈之容許應力強度之計算所用的撓曲構材之彈性挫屈強度，依下表的第(1)及(2)款撓曲構材對應之斷面形狀之之數值表示。

斷面形狀	撓曲構材之彈性撓曲挫屈強度 (單位：N/mm ²)
(1) 輕方型鋼及其他類似之「雙軸對稱」斷面及輕槽型鋼及其他類似之「單軸對稱」斷面	$\frac{C r_{\ell} A}{Z_m} \sqrt{\frac{\pi^2 E}{(\ell_{kn}/i_n)^2} \cdot \frac{GJ + \pi^2 EC_w / \ell_t^2}{A r_0^2}}$
(2) 輕 Z 型鋼及其他類似之「點對稱」斷面	(1)項表示之撓曲構材之彈性挫屈強度除以 2 之數值
<p>C：依下式計算之修正係數（超過 2.3 時視為 2.3，鋼度補強區間內之彎曲力距大於 M₁ 時其值以 1 計算）</p> $C = 1.75 + 1.05\left(\frac{M_2}{M_1}\right) + 0.3\left(\frac{M_2}{M_1}\right)^2$ <p>上式之 M₂ 及 M₁ 表示挫屈區間端部之較小者及較大者的強軸周圍的撓曲力距。M₂/M₁ 係該當彎曲力距在複曲率數為正數時之狀況，及單曲率為負數時之狀況。</p> $r_{\ell} : \sqrt{i_m^2 + i_n^2 + x_{\ell}^2}$ <p>i_m：針對撓曲構材軸向承受彎曲之斷面二次半徑（單位：mm）</p> <p>i_n：針對撓曲構材軸向承受與軸向正交之撓曲之斷面二次半徑（單位：mm）</p> <p>x_ℓ：針對撓曲構材軸上承受撓曲之斷面的重心與剪力中心間之距離（單位：mm）</p> <p>A：薄型鋼之斷面積（單位：mm²）</p> <p>Z_m：針對軸向承受撓曲之斷面二次力距（單位：mm⁴）</p> <p>E：楊氏彈性模數（單位：N/mm²）</p> <p>ℓ_{kn}：橫向挫屈剛度補強間隔（有效橫向剛性補強之「結構用合板等」，受壓側斷面接合之狀況：該當接合使用材料的種類與接合方法之實況之數值）（單位：mm）</p> <p>G：撓曲構材之剪力彈性係數（單位：N/mm²）</p> <p>J：撓曲構材之均勻扭曲常數（單位：mm⁴）（Torsion）</p> <p>C_w：撓曲構材之撓曲扭曲變形常數（單位：mm⁶）</p> <p>ℓ_t：對扭轉之有效挫屈長度（單位：mm）</p> <p>r₀：第 C.11.5.2 節之表內所規定之 r₀（單位：mm）</p>	

C.11.5.4 · 撓曲構材之腹板之剪力挫屈強度

第 C.11.3.5 節規定對撓曲構材之腹板之剪力之撓曲挫屈容許應力強度計算所

用之撓曲構材之腹板之彈性挫屈強度，依下式計算：

$$\sigma_s = 5.34\pi^2 E \frac{(t/h)^2}{12(1-\nu^2)}$$

σ_s ：撓曲構材腹板之彈性挫屈強度（單位：N/mm²）

E：楊氏彈性模數（單位：N/mm²）

t：撓曲構材之腹板厚度（單位：mm）

h：撓曲構材之腹板寬度（單位：mm）

ν ：垂直向應變與水平橫向應變之比（包森比）

C.12 相關規定

- 1.薄型鋼構之設計者，應針對薄型鋼構之主要結構部分包括基礎、樓板組合系統及與框組組合、壁與其耐力壁框組組合、屋頂屋架組合系統及隔熱、防潮、防火等性能措施提供詳細施工說明書作為施工之依據。
- 2.隔熱、防潮、防水、氣密隔音防止噪音通氣等性能：
薄型鋼構之建築物須特別針對基礎、樓板、外壁、平頂及屋頂，使用適當之隔熱材料、防潮材料及防水材料、氣密性材料、隔音材料、及通氣措施，並採用正確工法，使薄型鋼構之建築物能達到隔熱、防潮、防水及氣密、隔音之優良節省能源性能。
- 3.防火構造
薄型鋼構須符合建築技術規則之相關規定，其中防火區劃、防火時效、防火構造應使用適當合格之被覆材料包覆薄型鋼構材，使主要結構耐力部分達 1 小時以上防火時效之防火構造。
- 4.薄型鋼構之主要構材部分，包括基礎、樓板組合系統、耐力壁、屋頂組合系統、結構用合板等及接合部分構件所組而成之「框組構造」之構造工法及構材、構件均應經依法規定之結構計算，並經建築主管機關指定之安全試驗認證及審核核可認證。

附錄四 以直接強度法設計冷軋型鋼構材（新增）

D.1 一般準則

D.1.1 適用性

冷軋型鋼構材之標稱軸向強度及撓曲強度可由本附錄準則計算之。於附錄 D.2.1 及 D.2.2 節中提供冷軋型鋼構材柱及梁斷面之使用，但其斷面幾何性質及材料使用限制則分別於 D.1.1.1 及 D.1.1.2 節說明，標準化安全係數(Ω)及強度折減因子(ϕ)亦於 D.2.1 及 D.2.2 節中說明。若使用 D.2.1 及 D.2.2 節之柱及梁斷面，其標準化安全係數(Ω)及強度折減因子(ϕ)應以合理之工程分析方法獲得。

目前直接強度法對冷軋型鋼構材承受張力、剪力、撓曲與剪力、腹板皺曲、撓曲與腹板皺曲或軸向荷重與撓曲(梁柱)等構材行爲，並無明確設計準則；冷軋型鋼構件之組合、結合與接頭亦未規範。

對冷軋型鋼構材之行爲或其他條件未於原設計規範述及者，此附錄所提及之直接強度法可考慮採用。當採用直接強度法時，應配合合理之工程分析方法分析之，並依照下列原則處理：

1. 採用之規範應以原冷軋型鋼構造建築物結構設計規範爲主。
2. 當採用合理之工程分析方法時，應提高標準化安全係數(Ω)並降低強度折減因子(ϕ)。

解說：冷軋型鋼構材(例如梁、柱等)可採用直接強度法分析構材強度與勁度，附錄中採用標準化安全係數(Ω)及強度折減因子(ϕ)以說明構材之幾何性質與形狀關係。附錄所呈現對目前冷軋型鋼構材之梁、柱強度分析大都採用規範 [A1.1] 及 附錄四等方法，若無其他更好的方式，上述兩種方式會被採用分析構材強度，任一方式所預測之構材強度或許較高或較低，這代表需有其他調整或修正係數，而 Ω 與 ϕ 係數即是用來修正以獲得較高之準確值。附錄所提供之設計規範係針對梁與柱斷面，但需配合規範 [A1.1] 以涵蓋剪力或梁-柱等其他行爲。例如若以附錄之方式設計過梁之彎矩強度，相同情形之下，規範 [A1.1] 因考慮剪力作用或剪力與彎矩交互作用下，其斷面強度會較高。若採用規範 [A1.1] 分析梁-柱行爲，則較爲保守，當採用此附錄規範分析則可得較真實應力分佈情形。

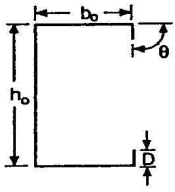
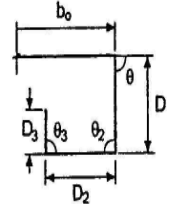
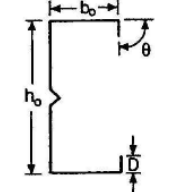
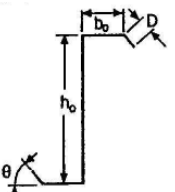
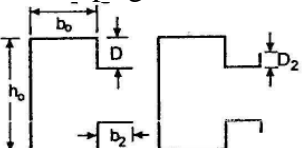
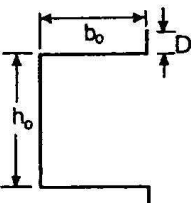
D.1.1.1 合格柱斷面

未開孔之柱斷面，其幾何形狀與材料性質符合表 D.1.1-1 者，應採用 D.2.1 節之標準化安全係數(Ω)及強度折減因子(ϕ)。

解說：有許多柱斷面以絞支承及集中載重測試[A1.2,1.3]，其結果皆以直接強度法修正。陸續有相關更多的斷面以直接強度法被驗證，因此表格及斷面一直被增加與建構，針對特殊之斷面，使用者可依照可自行測試並參考規範

[A1.1]採用較低之 Ω 值與較高之 ϕ 值；若使用非合格之斷面，仍可使用本附錄規定，但需以合理之分析[A1.1]，增加 Ω 值與降低 ϕ 值。

表 D.1.1-1 合格柱斷面之限制

<p>有突唇之 C 型斷面 簡單突唇</p>  <p>複雜突唇</p> 	<p>對所有 C 型斷面： $h_o/t < 472$ $b_o/t < 159$ $4 < D/t < 33$ $0.7 < h_o/b_o < 472$ $0.05 < D/b_o < 0.41$ $\theta = 90^\circ$ $E/F_y > 340$ [$F_y < 593\text{MPa}$]</p> <p>對有複雜突唇之 C 型斷面： $D_2/t < 34$ $D_2/D < 2$ $D_3/t < 34$ $D_3/D_2 < 1$</p> <p>注意事項： (1) θ_2 之值可不同 (D_2 之突唇角度可內彎或外彎) (2) θ_3 之值可不同 (D_3 之突唇角度可朝上或朝下)</p>
<p>有突唇與加勁腹板之 C 型斷面</p> 	<p>有一或二個中間加勁板： $h_o/t < 489$ $b_o/t < 160$ $6 < D/t < 33$ $1.3 < h_o/b_o < 2.7$ $0.05 < D/b_o < 0.41$ $E/F_y > 340$ [$F_y < 593\text{MPa}$]</p>
<p>Z 型斷面</p> 	<p>$h_o/t < 137$ $b_o/t < 56$ $0 < D/t < 36$ $1.5 < h_o/b_o < 2.7$ $0.00 < D/b_o < 0.73$ $E/F_y > 590$ [$F_y < 345\text{MPa}$]</p>
<p>Rack Upright</p> 	<p>請參考有複雜突唇之 C 型斷面</p>
<p>帽型斷面</p> 	<p>$h_o/t < 137$ $b_o/t < 56$ $0 < D/t < 36$ $1.5 < h_o/b_o < 2.7$ $0.00 < D/b_o < 0.73$ $E/F_y > 590$ [$F_y < 345\text{MPa}$]</p>

其中 $r/t < 10$ ， r 為中心線之撓曲半徑

b_o 為斷面總寬度

D 為斷面突唇深度

t 為板厚

h_o 為斷面總深度

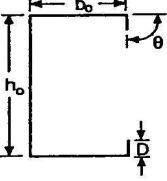
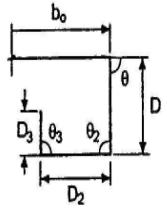
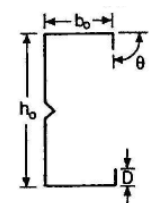
D.1.1.2 合格梁斷面

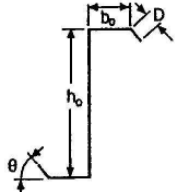
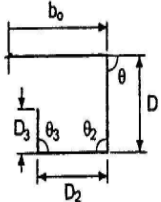
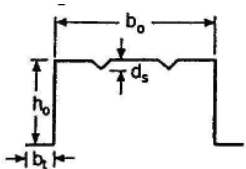
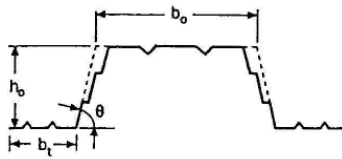
未開孔之梁斷面，其幾何形狀與材料性質符合表 D.1.1-2 者，應採用 D.2.1 節之標準化安全係數(Ω)及強度折減因子(ϕ)。

解說：有許多側向支撐梁斷面[A1.4,1.5,1.6,1.7]與帽型梁、鋼承板[A1.8,1.9,1.10]等被檢(試)驗，其結果皆以直接強度法修正，斷面之幾何形狀詳如本附錄，斷面幾何形狀發展至 C 型斷面、Z 型斷面等含突唇加勁肢材，若採用不合本規範知斷面，即需修正合理之 Ω 值與。

使用者需瞭解合格梁斷面，通常擁有較大寬厚比之受壓肢材，其採用本附錄之分析模式會比規範 [A1.1]預測斷面強度更保守[A1.11]。若梁斷面之受壓翼板有較小之縱向加勁肢材，當採用本附錄規範有較佳之預測值。

表 D.1.1-2 合格梁斷面之限制

<p>C 型斷面 簡單突唇</p>  <p>複雜突唇</p> 	<p>對所有 C 型斷面：</p> <p>$h_o/t < 321$ $b_o/t < 75$ $0 < D/t < 34$ $1.5 < h_o/b_o < 17.0$ $0 < D/b_o < 0.70$ $44^\circ < \theta < 90^\circ$ $E/F_y > 421$ [$F_y < 483\text{MPa}$]</p> <p>對有複雜突唇之 C 型斷面：</p> <p>$D_2/t < 34$ $D_2/D < 2$ $D_3/t < 34$ $D_3/D_2 < 1$</p> <p>注意事項：</p> <p>(1)θ_2 之值可不同(D_2 之突唇角度可內彎或外彎) (2)θ_3 之值可不同(D_3 之突唇角度可朝上或朝下)</p>
<p>有突唇與加勁腹板之 C 型斷面</p> 	<p>$h_o/t < 358$ $b_o/t < 58$ $14 < D/t < 17$ $5.5 < h_o/b_o < 11.7$ $0.27 < D/b_o < 0.56$ $\theta = 90^\circ$ $E/F_y > 578$ [$F_y < 352\text{MPa}$]</p>

<p>Z 型斷面 簡單突唇</p>  <p>複雜突唇</p> 	<p>對所有 Z 型斷面：</p> $h_o/t < 183$ $b_o/t < 71$ $10 < D/t < 16$ $2.5 < h_o/b_o < 4.1$ $0.15 < D/b_o < 0.34$ $36^\circ < \theta < 90^\circ$ $E/F_y > 440$ [$F_y < 462\text{MPa}$] 對有複雜突唇之 Z 型斷面： $D_2/t < 34$ $D_2/D < 2$ $D_3/t < 34$ $D_3/D_2 < 1$ 注意事項： (1) θ_2 之值可不同(D_2 之突唇角度可內彎或外彎) (2) θ_3 之值可不同(D_3 之突唇角度可朝上或朝下)
<p>帽型(鋼承板)斷面有受壓 之加勁翼版</p> 	<p>$h_o/t < 97$ $b_o/t < 467$ $0 < d_s/t < 26$ (d_s 為加勁肢材之深度) $0.14 < h_o/b_o < 0.87$ $0.88 < b_o/b_t < 5.4$ $0 < n < 4$ (n 為受壓加勁肢材之數量) $E/F_y > 492$ [$F_y < 414\text{MPa}$]</p>
<p>不規則四邊型之帽型(鋼 承板)斷面有受壓之加勁 翼版</p> 	<p>$h_o/t < 203$ $b_o/t < 231$ $0.42 < (h_o/\sin\theta)/b_o < 1.91$ $1.10 < b_o/b_t < 3.38$ $0 < n_c \leq 2$ (n_c 為受壓翼板加勁肢材之數量) $0 < n_w \leq 2$ (n_w 為腹板加勁肢材之數量或摺疊數) $0 < n_t \leq 2$ (n_t 為張力翼板加勁肢材之數量) $52^\circ < \theta < 84^\circ$ (θ 為腹板與水平面之夾角) $E/F_y > 310$ [$F_y < 655\text{MPa}$]</p>

其中 $r/t < 10$ ， r 為中心線之撓曲半徑

b_o 為斷面總寬度

D 為斷面突唇深度

t 為板厚

h_o 為斷面總深度

D.1.2 彈性挫屈

柱之分析需考慮其局部挫屈、扭曲挫屈和整體挫屈之載重，而梁之分析則需考慮其局部挫屈、扭曲挫屈和整體挫屈之彎矩。對某些斷面而言，上述之梁及柱之行爲不一定存在，斷面強度則依 D.2.1 及 D.2.2 節內容計算。

解說：彈性挫屈載重是使構材呈中性化平衡，包含斷面挫屈與平直狀態。輕薄鋼至少有 3 種彈性挫屈模式，包含局部挫屈、扭曲挫屈和整體挫屈等；柱之

整體挫屈行為則有撓曲挫屈、扭轉挫屈和撓曲-扭轉挫屈，而梁之整體挫屈行為則有側向扭轉挫屈。傳統規範[A1.1]只論述局部挫屈與整體挫屈，針對局部挫屈行為之分析，是將構件拆成肢材狀，探討每一肢材之局部挫屈行為。

本附錄將構材所可能產生之挫屈行為全數納入考慮，而斷面之挫屈行為是整體行為考慮，並非將構材拆成單一肢材，如此方能確保構材結點之相容性及平衡。以圖 C-D.1.2-1(a)之具突唇 C 型斷面為例，經分析構材之彈性局部挫屈載重為：

$$P_{cr1} = 0.12 \times 48.42 \text{kips} = 5.81 \text{kips} (25.84 \text{kN})$$

假設柱之全斷面積(A_g)為 $0.881 \text{ in}^2 (568.4 \text{ mm}^2)$

$$f_{cr1} = P_{cr1} / A_g = 6.59 \text{ksi} (45.44 \text{MPa})$$

根據規範[A1.1]計算每一肢材之板挫屈係數、應力及有效長度，而推估臨界挫屈應力如下：

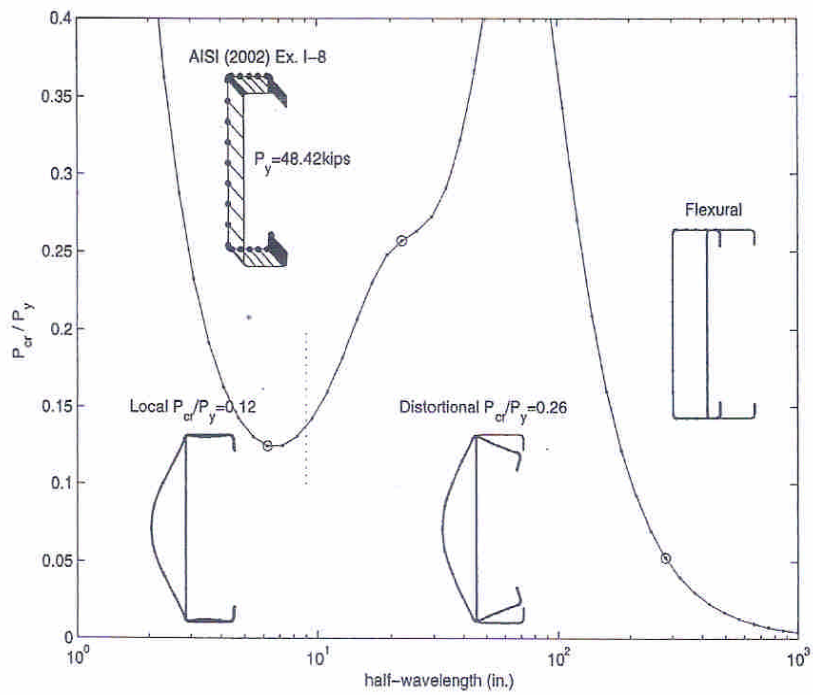
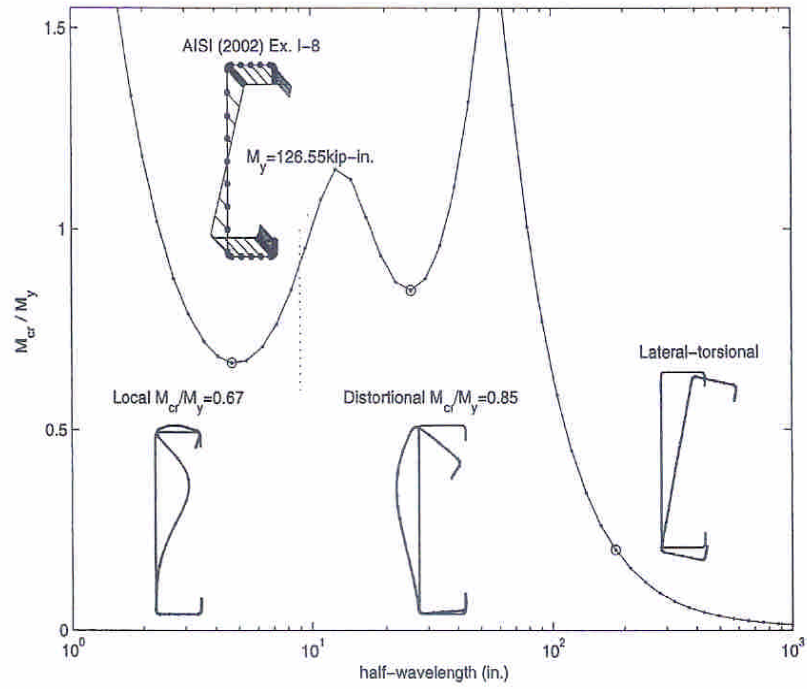
$$\text{突唇: } k = 0.43, f_{cr1-lip} = 0.43[\pi^2 E / (12(1 - \nu^2))](t/d)^2 = 72.1 \text{kips} (497 \text{MPa})$$

$$\text{翼板: } k = 4, f_{cr1-flange} = 4.0[\pi^2 E / (12(1 - \nu^2))](t/d)^2 = 62.4 \text{kips} (430 \text{MPa})$$

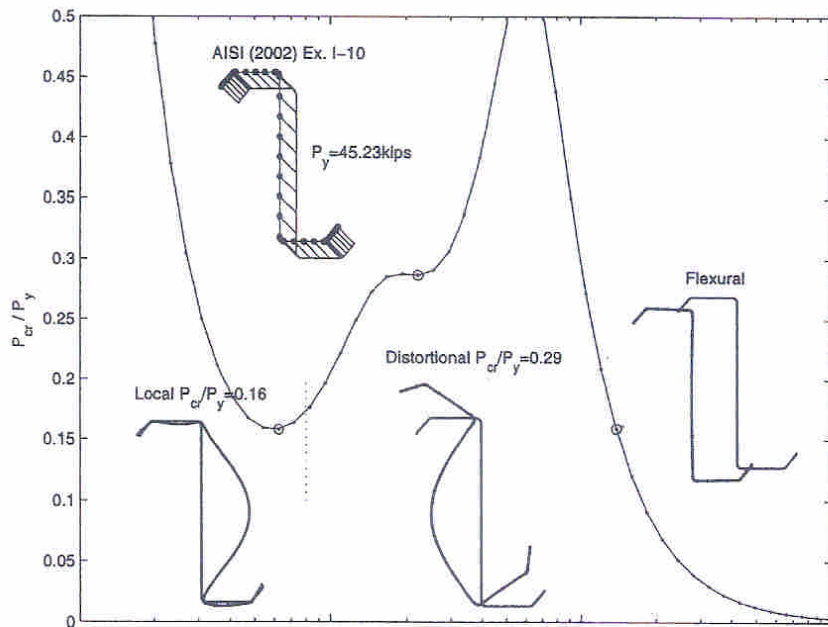
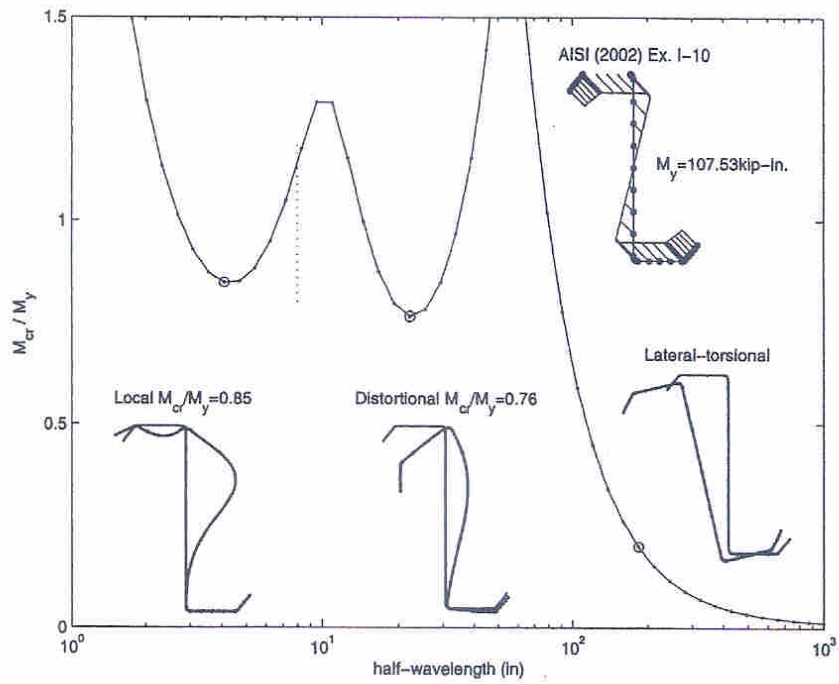
$$\text{腹板: } k = 4, f_{cr1-web} = 4[\pi^2 E / (12(1 - \nu^2))](t/d)^2 = 4.6 \text{kips} (32.0 \text{MPa})$$

即使整個斷面以肢材聯接在一起，每一肢材仍呈現不同之挫屈應力，這些應力之不同並未反應於傳統規範[A1.1]，翼板與突唇擁有較高之應力與低應力之腹板截然不同，經有限元素法分析得知翼板可協助腹板之挫屈應力，由 32MPa 提昇至 45.4MPa ，但翼板與突唇因交互作用也因此下降挫屈應力。傳統規範[A1.1]亦未述及斷面扭曲挫屈應力之行為[A1.12, A1.13]。

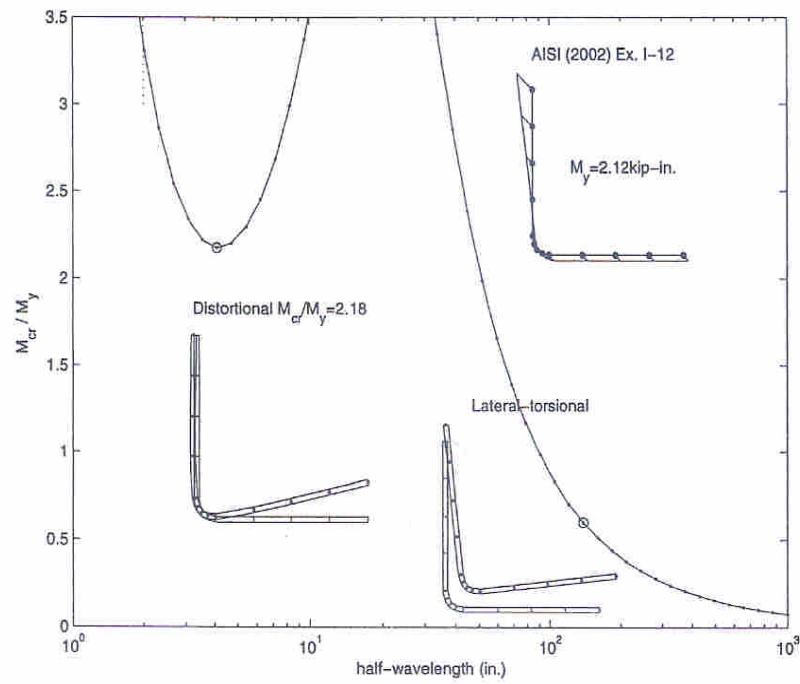
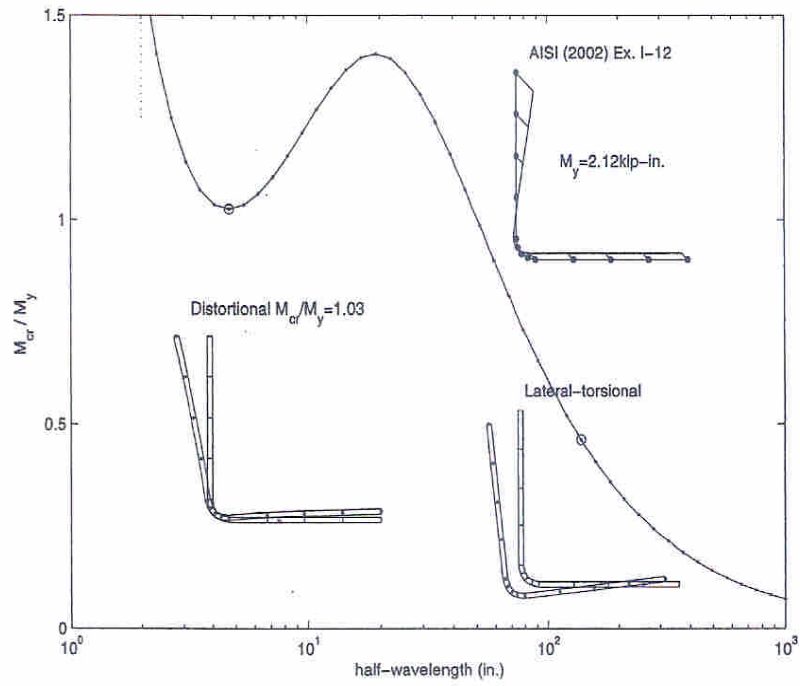
本附錄採用合理之分析方法來決定局部挫屈、扭曲挫屈和整體挫屈之載重或彎矩，使用者需留意構材之強度不等於其彈性挫屈載重(彎矩)，事實上構材之彈性挫屈載重會低於構材強度，尤其是長細構件有挫屈後強度時，或忽略構件非彈性行為之效應而高估彈性挫屈載重。無論如何構件之長細與極限強度都將影響斷面彈性挫屈載重之大小。



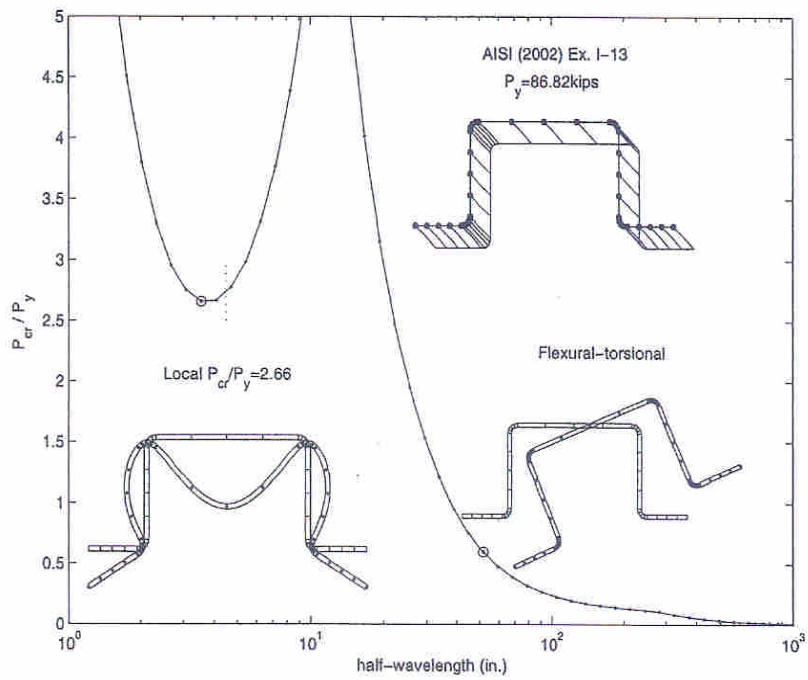
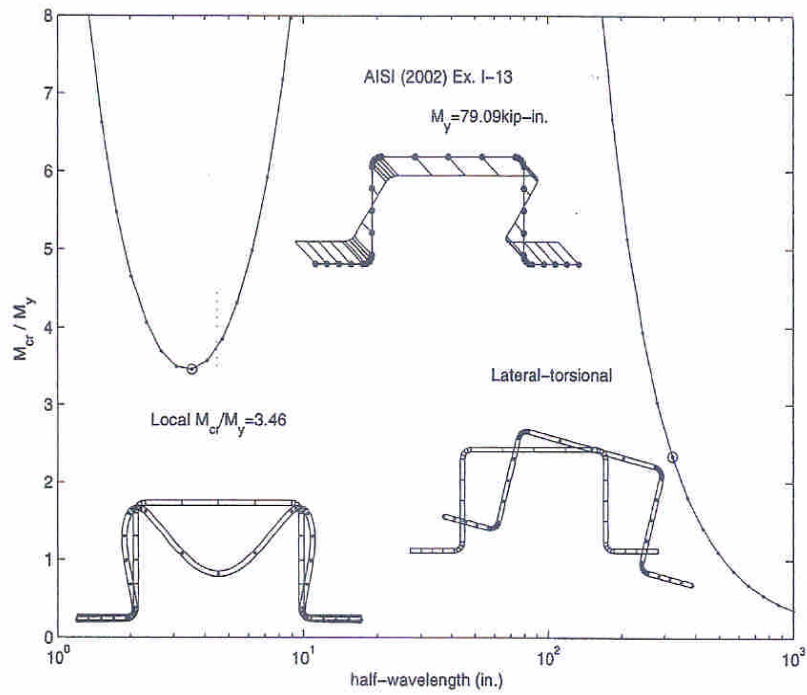
(a) AISI 2002 冷軋型鋼設計手冊範例 I-8 CS2.5x059
 圖 C-D.1.2-1 以有限元素法分析彎矩和軸向載重之彈性挫屈



(b) AISI 冷軋型鋼設計手冊範例 I-10 20029ZS2.25x059
 圖 C-D.1.2-1 以有限元素法分析彎矩和軸向載重之彈性挫屈(續)



(c) AISI 冷軋型鋼設計手冊範例 I-12 2LU2x060
 圖 C-D.1.2-1 以有限元素法分析彎矩和軸向載重之彈性挫屈(續)



(d) AISI 冷軋型鋼設計手冊範例 I-13 3HU4.5x135
 圖 C-D.1.2-1 以有限元素法分析彎矩和軸向載重之彈性挫屈(續)

D.1.3 使用性之決定

由標稱載重所造成之彎矩需考慮撓度因素，撓度過大會降低其斷面之慣性矩，斷面之有效慣性矩計算如下：

$$L_{\text{eff}} = I_g(M_d/M) \leq I_g \quad (\text{D.1.3-1})$$

其中

M_d =依 1.2.2 節所訂之 M_n 值，於 1.2.2 節內方程式之 M_y 值以 M 取代

M =標稱載重所形成之彎矩大小 ($M \leq M_y$)

解說：本附錄假設斷面強度與慣性矩成線性關係，以簡單化之方式計算撓度，此方法可避免有效斷面之冗長計算。

D.2 鋼構件

D.2.1 柱設計

柱之標稱軸向強度(P_n)應為 P_{ne} , P_{nl} 與 P_{nd} 之最小值，而柱之幾何性質和材料符合 1.1.1.1 之規定者， Ω_c 及 ϕ_c 之值可由下列公式計算之：

$$\Omega_c = 1.80 \quad (\text{ASD})$$

$$\phi_c = 0.85 \quad (\text{LRFD})$$

解說：傳統規範[A1.1]有關柱之強度是考慮挫之標稱柱屈應力和有效斷面積，這說明局部挫屈會降低實際柱之強度(例如局部與整體之交互作用)。在直接強度法中考慮兩部份：一為長柱未因局部挫屈(P_{ne})而降低強度，二為長柱應考慮局部與整體之交互作用(P_{nl})。

針對充份支撐柱其局部挫屈與扭曲挫屈之強度曲線圖詳如圖 C-D.2.1-1 所示，此曲線呈現構件長細影響關係，說明長細影響構件之局部或扭曲行為，非彈性及挫屈後強度會影響局部挫屈與扭曲挫屈之行為模式。扭曲挫屈後之挫屈強度小於局部挫屈後之挫屈強度，其關係可由曲線圖之相對位置比較得知。

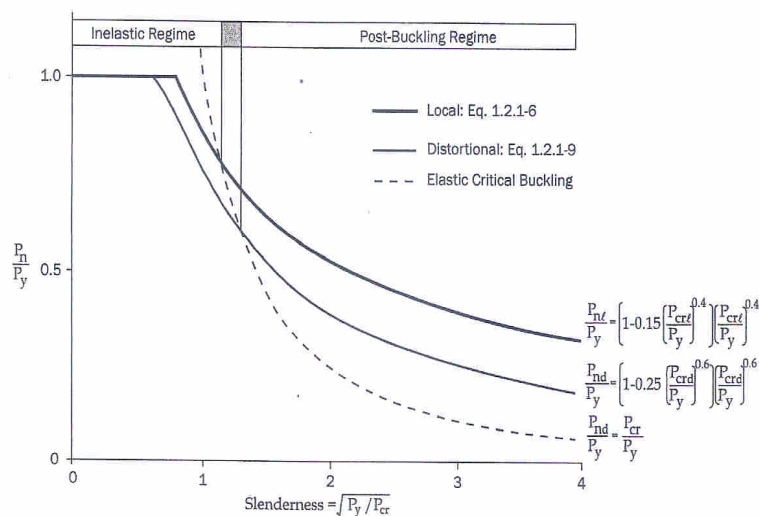


圖 C-D.2.1-1 有支撐之柱，其局部挫屈與扭曲挫屈直接強度曲線($P_{ne}=P_y$)

D.2.1.1 撓曲、扭轉或撓曲-扭轉挫屈

構件若產生撓曲、扭轉或撓曲-扭轉挫屈，其標稱軸向強度(P_{ne})可由下列公式計算之：

(a)當 $\lambda_c \leq 1.5$

$$P_{ne} = (0.658^{\lambda_c^2}) P_y \quad (D.2.1-1)$$

(b)當 $\lambda_c > 1.5$

$$P_{ne} = \left(\frac{0.877}{\lambda_c^2} \right) P_y \quad (D.2.1-2)$$

其中

$$\lambda_c = \sqrt{P_y / P_{cre}} \quad (D.2.1-3)$$

$$P_y = A_g F_y \quad (D.2.1-4)$$

P_{cre} = 在撓曲、扭轉或撓曲-扭轉挫屈情形下，依 1.1.2 節計算最小臨界彈性柱挫屈載重

解說：本節所探討之軸向強度(P_{ne})是柱之上限值，真正柱之強度應考慮局部挫屈所造成之折減，若有產生扭曲挫屈之情形，亦應考慮其影響，可參考 D.1.2 節有關合理性分析以計算 P_{cre} 。

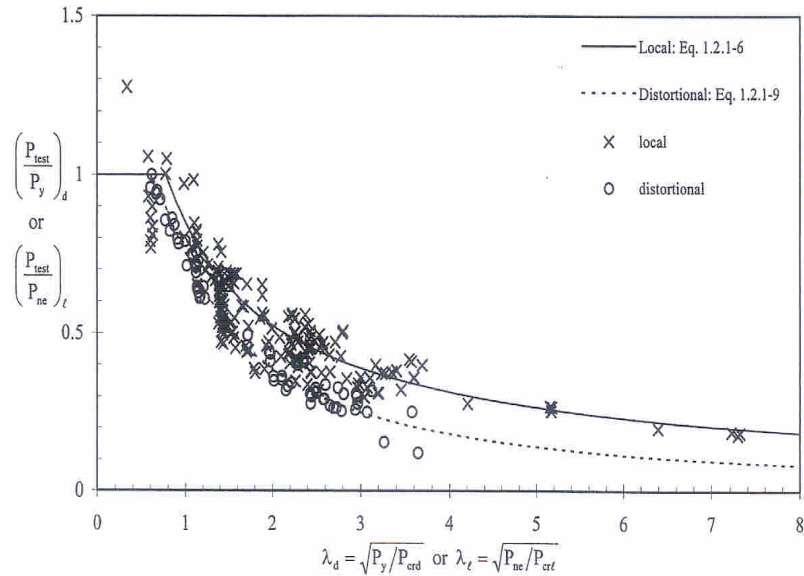


圖 C-D.2.1-2 直接強度法分析承受集中載重並擁有絞支承之柱

D.2.1.2 局部挫屈

構件若產生局部挫屈，其標稱軸向強度(P_{ne})可由下列公式計算之：

(a)當 $\lambda_1 \leq 0.776$

$$P_{nl} = P_{ne} \quad (D.2.1-5)$$

(b)當 $\lambda_1 > 0.776$

$$P_{nl} = \left(1 - 0.15 \left(\frac{P_{cr1}}{P_{ne}} \right)^{0.4} \right) \left(\frac{P_{cr1}}{P_{ne}} \right)^{0.4} P_{ne} \quad (D.2.1-6)$$

其中

$$\lambda_1 = \sqrt{P_{ne} / P_{cr1}} \quad (D.2.1-7)$$

P_{ne} = 由 D.2.1.1 節計算之

P_{cr1} = 依 D.1.2 節計算臨界彈性柱局部挫屈載重

解說：圖 C-D.2.1-1 及 C-D.2.1-2 為柱之局部挫屈行為模式，柱受力產生局部與整體挫屈之交互作用已納入考慮因素，因此局部挫屈模式為長柱之最大強度(P_{ce})，請參考 D.1.2 節有關合理性分析以計算 P_{cr1} 。

D.2.1.3 扭曲挫屈

構件若產生扭曲挫屈，其標稱軸向強度(P_{nd})可由下列公式計算之：

(a)當 $\lambda_d \leq 0.561$

$$P_{nd} = P_{ny} \quad (D.2.1-8)$$

(b)當 $\lambda_d > 0.561$

$$P_{nd} = \left(1 - 0.25 \left(\frac{P_{crd}}{P_y} \right)^{0.6} \right) \left(\frac{P_{crd}}{P_y} \right)^{0.6} P_y \quad (D.2.1-9)$$

其中

$$\lambda_d = \sqrt{P_y / P_{crd}} \quad (D.2.1-10)$$

P_y = 由公式(D.2.1-4)計算之

P_{crd} = 依 D.1.2 節計算臨界彈性柱扭曲挫屈載重

解說：圖 C-D.2.1-1 及 C-D.2.1-2 為柱之局部挫屈行為模式，柱受力產生局部與整體挫屈之交互作用已納入考慮因素，因此局部挫屈模式為長柱之最大強度(P_{ce})，請參考 D.1.2 節有關合理性分析以計算 P_{cr1} 。

D.2.2 梁設計

梁之標稱彎矩強度(M_n)應為 M_{ne} , M_{nl} 與 M_{nd} 之最小值，且應符合 D.2.2.1 與 D.2.2.3 等節之規定者， Ω_b 及 Φ_b 之值可由下列公式計算之：

$$\Omega_b = 1.67 \quad (\text{ASD})$$

$$\Phi_b = 0.90 \quad (\text{LRFD})$$

解說：輕量型冷軋型鋼構材的行為與設計是複雜的，當採用彈性挫屈分析構材於強軸彎曲時，通常需考慮局部挫屈、扭曲挫屈及側向一扭轉挫屈等三種挫屈行為，此附錄之直接強度設計法採用更精細之方法評估局部挫屈與扭曲挫屈強度，經由試驗證明此分析方式可預測構材挫屈後強度和扭曲挫屈之破壞行為。

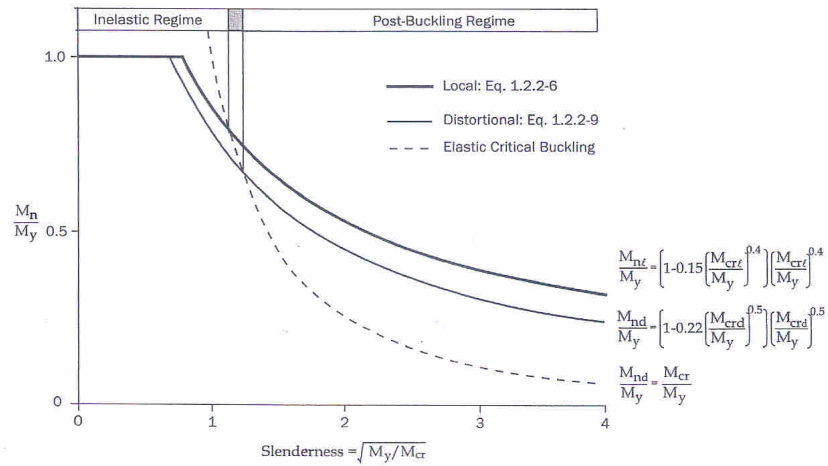


圖 C-D.2.2-1 梁具側向支撐之局部挫屈與扭曲挫屈之直接強度法曲線

傳統規範[A1.1]所考慮之梁屬於非充份側向支撐，因此有局部不穩定現象，梁之彎矩強度計算是由側向挫屈應力(P_c)與有效斷面模數之相乘積，有效斷面模數是由挫屈應力(P_c)計算而得，這說明局部挫屈行為會降低構材側向扭轉挫屈強度。直接強度設計法將上述情形分成兩部份考慮，一為構材側向一扭轉挫屈強度不需考慮局部挫屈所造成之折減，二為構材為局部挫屈與整體挫屈之交互行為。

對充份側向支撐梁斷面有局部挫屈和扭曲挫屈產生時，其強度曲線與臨界彈性挫屈之關係圖詳如圖 C-D.2.2-1 所示，當構材擁有局部挫屈和扭曲挫屈型式，並兼具非彈性及挫屈後強度等特性時，局部挫屈後強度比扭曲挫屈後強度為大。

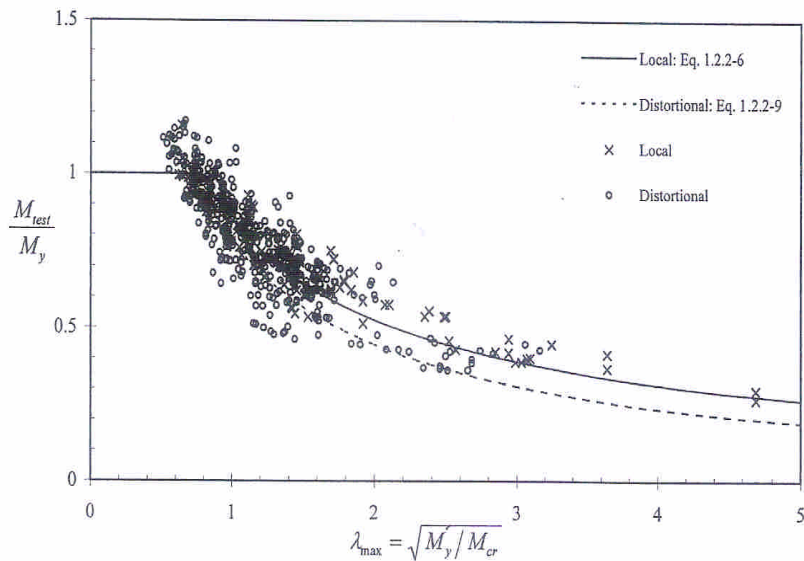


圖 C-D.2.2-2 梁具側向支撐之直接強度法

1.2.2.1 側向扭轉挫屈

構材若產生側向扭轉挫屈，其標稱彎矩強度(M_{ne})可由下列公式計算之：

(a)當 $M_{cre} \leq 0.56M_y$

$$M_{ne} = M_{cre} \quad (D.2.2-1)$$

(b)當 $2.78M_y \geq M_{cre} \geq 0.56M_y$

$$M_{ne} = \frac{10}{9} M_y \left(1 - \frac{10M_y}{36M_{cre}} \right) \quad (D.2.2-2)$$

(c)當 $M_{cre} \geq 2.78M_y$

$$M_{ne} = M_y \quad (D.2.2-3)$$

其中

M_{cre} = 依 D.1.2 節計算最小臨界彈性側向扭轉挫屈彎矩

$$M_y = S_f F_y \quad (D.2.2-4)$$

而 S_f = 斷面降伏時所計算之全斷面模數

解說：本節所探討構材之側向扭轉挫屈強度(M_{ne})是梁強度之上限值，真正梁之強度應分別考慮構件因局部挫屈或扭曲挫屈等因素，而造成強度是否折減，請參考 D.1.2 節所述之合理性分析法以計算 M_{cre} 之大小。

D.2.2.2 局部挫屈

構件若產生局部挫屈，其標稱彎矩強度(M_{nl})可由下列公式計算之：

(a)當 $\lambda_1 \leq 0.776$

$$M_{nl} = M_{ne} \quad (D.2.2-5)$$

(b)當 $\lambda_1 > 0.776$

$$M_{nl} = \left(1 - 0.15 \left(\frac{M_{crl}}{M_{ne}} \right) \right)^{0.4} \left(\frac{M_{crl}}{M_{ne}} \right)^{0.4} M_{ne} \quad (D.2.2-6)$$

其中

$$\lambda_1 = \sqrt{M_{ne} / M_{crl}} \quad (D.2.2-7)$$

M_{ne} = 依 D.2.2.1 節計算之

S_f = 斷面降伏時所計算之全斷面模數

M_{crl} = 依 D.1.2 節計算臨界彈性局部挫屈彎矩

解說：梁之局部挫屈分析模式詳如 D.2.2 節所述，其結果可參考圖 C-D.2.2-1 及 C-D.2.2-2。使用直接強度法分析構件行為，並由實驗推導計算公式 [A1.14]，其中局部挫屈與整體挫屈交互作用之因素已考慮在內，所以梁之強度被限制最大只能達到側向扭轉挫屈強度(M_{ne})，而具充份側向支撐之梁，最大側向扭轉挫屈強度(M_{ne})則為斷面降伏強度(M_y)，請參考 D.1.2 節所述之合理性分析法以計算 M_{crl} 之大小。

1.2.2.3 扭曲挫屈

構件若產生扭曲挫屈，其標稱彎矩強度(M_{nd})可由下列公式計算之：

(a)當 $\lambda_d \leq 0.673$

$$M_{nd} = M_y \quad (\text{D.2.2-8})$$

(b)當 $\lambda_d > 0.673$

$$M_{nd} = \left(1 - 0.22 \left(\frac{M_{crd}}{M_y} \right) \right)^{0.5} \left(\frac{M_{crd}}{M_y} \right)^{0.5} M_y \quad (\text{D.2.2-9})$$

其中

$$\lambda_d = \sqrt{M_y / M_{crd}} \quad (\text{D.2.2-10})$$

M_y = 依 D.2.2.4 節計算之

M_{crd} = 依 D.1.2 節計算臨界彈性扭曲挫屈彎矩

解說：梁之扭曲挫屈分析模式詳如 D.2.2 節所述，其結果可參考圖 C-D.2.2-1 及 C-D.2.2-2。根據實驗結果[A1.15]，梁之扭曲挫屈強度為 M_y ，而非 M_{ne} ，其中扭曲挫屈之產生與側向扭轉挫屈之形成是無關聯性的，也就是說扭曲挫屈與整體挫屈之交互作用是不存在的，請參考 D.1.2 節所述之合理性分析法以計算 M_{crd} 之大小。

參考文獻

- 1.1 內政部營建署，“最新建築技術規則”，詹氏書局，1998。
- 1.2 營建雜誌社，“鋼構造建築物鋼結構設計技術規範”。
- 1.3 American Iron and Steel Institute, **North American Specification for the Design of Cold-Formed Steel Structural Members, 2007** Edition.
- 1.4 Yu, W. W., V. A. Liu, and W. M. Mckinney, “Structural Behavior and Design of Thick, Cold-Formed Steel Members,” Proceeding of the Second Specialty Conference on Cold-Formed Steel Structure, University of Missouri-Rolla, Rolla, MO, October 1973.
- 1.5 Yu, W. W., V. A. Liu, and W. M. Mckinney, “Structural Behavior of thick Cold-Formed steel Menders,” Journal of the Structural Division, ASCE, Vo1. 100, No. ST1, January 1974.
- 1.6 Pekoz, T. B, “Development of a Unified Approach to the Design of Cold-Formed Steel Members,” Report SG-86-4, American Iron and Steel Institute, 1986.
- 1.7 Yu, W. W., *Cold-Formed Steel Design*, 2nd Edition, Wiley-Interscience, New York, NY, 1991.
- 1.8 Ravindra, M.. K. and T. V. Galambos, “Load and Resistance Factor Design for steel,” Journal of the Structural Division ASCE, Vo1. 104, No. ST9, September 1978.
- 1.9 Hsiao, L. E., W. W Yu and T. V. Galambos, “Load and Resistance Factor Design of Cold-Formed Steel : Calibration of the AISI Design Provisions,” Ninth Progress Report, Civil Engineering Study 88-2, University of Missouri-Rolla, Rolla, MO, February **1988**.
- 1.10 Hsiao, L. E., W. W. Yu and T. V. Galambos; “AISI LRFD Method for Cold-Formed Steel Structural Members,” Journal of Structural Engineering, ASCE, Vo1. 116, No. 2, February 1990.
- 1.11 Ellingwood, B., T. V. Galambos, J. G. MacGregor, and C. A. Cornell, “Development of a Probability Based Load Criterion for American National Standard A58:Building Code Requirements for Minimum Design Loads in Buildings and Other Structures,” U. S. Department of Commerce, National Bureau of Standards, NBS Special Publication, June 1980.
- 1.12 Galambos, T. V., B. Ellingwood, J. G. MacGregor, and C. A. Cornell, “Probability Based Load Criteria: Assessment of Current Design Practices,” Journal of the Structural Division, ASCE, Vo1. 108, No. ST5, May 1982.

- 1.13 Rang, T. N., T. V. Galambos, and W. W. Yu, "Load and Resistance Factor Design of Cold-Formed Steel: Study of Design Formats and Safety Index Combined with Calibration of the AISI Formulas for Cold Work and Effective Design Width," First Progress Report, Civil Engineering Study 79-1, University of Missouri-Rolla, Rolla, MO, January 1979.
- 1.14 Rang, T. N., T. V. Galambos, and W. W. Yu, "Load and Resistance Factor Design of Cold-Formed Steel: Statistical Analysis of Mechanical Properties and Thickness of Material Combined with Calibration of the AISI Design Provisions on Unstiffened Compression Elements and Connections," Second Progress Report, Civil Engineering Study 79-2, University of Missouri-Rolla, Rolla, MO, January 1979.
- 1.15 Rang, T. N., T. V. Galambos, and W. W. Yu, "Load and Resistance Factor Design of Cold-Formed Steel: Calibration of the Design Provisions on Connections and Axially Loaded Compression Members," Third Progress Report, Civil Engineering Study 79-3, University of Missouri-Rolla, Rolla, MO, January 1979.
- 1.16 Rang, T. N., T. V. Galambos, and W. W. Yu, "Load and Resistance Factor Design of Cold-Formed Steel: Calibration of the Design Provisions on Laterally Unbraced Beams and Beam-Columns," Fourth Progress Report, Civil Engineering Study 79-4, University of Missouri-Rolla, Rolla, MO, January 1979.
- 1.17 Supomsilaphachai, B., T. V. Galambos, and W. W. Yu, "Load and Resistance Factor Design of Cold-Formed Steel: Calibration of the Design Provisions on Beam Webs," Fifth Progress Report, Civil Engineering Study 79-5, University of Missouri-Rolla, Rolla, MO, September 1979.
- 1.18 Ellingwood, B., J. G. MacGregor, T. V. Galambos, and C. A. Cornell, "Probability Based Load Criteria: Load Factors and Load Combinations," Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 108, No. ST5, May 1982.
- 1.19 Hsiao, L. E., W. W. Yu and T. V. Galambos, "Load and Resistance Factor Design of Cold-Formed Steel: Comparative Study of Design Methods for Cold-Formed Steel," Eleventh Progress Report, Civil Engineering Study 88-4, University of Missouri-Rolla, Rolla, MO, February 1988.**
- 2.1 American Society of Civil Engineers, Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures, ASCE Standard 7-05, 2005.
- 2.2 營建雜誌社, "鋼結構極限設計法規範與解說"。
- ~~2.3 Ellingwood, B., T. V. Galambos, J. G. MacGregor, and C. A. Cornell,~~

- ~~“Development of a Probability Based Load Criterion for American National Standard A58: Building Code Requirements for Minimum Design Loads in Buildings and Other Structures,” U. S. Department of Commerce, National Bureau of Standards, NBS Special Publication, June 1980.~~
- ~~2.4 Ellingwood, B., J. G. MacGregor, T. V. Galambos, and C. A. Cornell, “Probability Based Load Criteria: Load Factors and Load Combinations,” Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 108, No. ST5, May 1982.~~
- ~~2.5 Hsiao, L. E., W. W. Yu and T. V. Galambos, “Load and Resistance Factor Design of Cold-Formed Steel: Comparative Study of Design Methods for Cold-Formed Steel,” Eleventh Progress Report, Civil Engineering Study 88-4, University of Missouri-Rolla, Rolla, MO, February 1988.~~
- 3.1 American Iron and Steel Institute, **North American Specification for the Design of Cold-Formed Steel Structural Members, 2007** Edition.
- 3.2 營建雜誌社， “鋼構造建築物鋼結構設計技術規範”。
- 3.3 Karren, K. W. and G. Winter, “Effects of Cold-Work on Light Gage Steel Members,” Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 93, No. ST1, February 1967.
- 3.4 Chajes, A., S. J. Britvec, and G. Winter, “Effects of Cold-Straining on Structural Steels,” Journal of Structure Division, ASCE, Vol. 89, No. ST2, February 1963.
- 3.5 American Society for Testing and Materials, “Standard Methods and Definitions for Mechanical Testing of Steel Products,” ASTM 370, 1994.
- 4.1 Yu, W. W., Cold-Formed Steel Design, 3rd Edition, John Wiley & Sons, New York, NY, 2000.**
- 4.2 American Iron and Steel Institute, Specification for the Design of Cold-Formed Steel Structural Members, 1996 Edition.**
- 4.3 Winter, G., “Performance of Thin Steel Compression Flanges,” Preliminary Publication, 3rd Congress of the International Association of Bridge and Structural Engineering, Liege, Belgium, **1948**.
- 4.4 Winter, G., Commentary on the 1968 Edition of the Specification for the Design of Cold-Formed Steel Structural Members, American Iron and Steel Institute, New York, NY, 1970.
- 4.5 LaBoube, R. A. and W. W. Yu, “Structural Behavior of Beam Webs Subjected Primarily to Shear Stress,” Final Report, Civil Engineering Study 78-2, University of Missouri-Rolla, Rolla, MO, June 1978.

- 4.6 LaBoube, R. A. and W. W. Yu, "Structural Behavior of Beam Webs Subjected to a Combination of Bending and Shear," Final Report, Civil Engineering Study 78-3, University of Missouri-Rolla, Rolla, MO, June 1978.
- 4.7 LaBoube, R. A. and W. W. Yu, "Bending Strength of Webs of Cold-Formed Steel Beams," Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 108, No. ST7, July 1982.
- 4.8 Hetrakul, N. and W. W. Yu, "Structural Behavior of Beam Webs Subjected to Web Crippling and a Combination of Web Crippling and Bending," Final Report, Civil Engineering Study 78-4, University of Missouri-Rolla, Rolla, MO, June 1978.
- 4.9 Hetrakul, N. and W. W. Yu, "Cold-Formed Steel I-Beams Subjected to Combined Bending and Web Crippling," Thin-Walled Structures – Recent Technical Advances and Trends in Design, Research and Construction, Rhodes, J. and A. C. Walker (Eds), Granada Publishing Limited, London, 1980.
- 4.10 Nguyen, P. and W. W. Yu, "Structural Behavior of Transversely Reinforced Beams Webs," Final Report, Civil Engineering Study 78-5, University of Missouri-Rolla, Rolla, MO, July 1978.
- 4.11 Nguyen, P. and W. W. Yu, "Structural Behavior of Longitudinally Reinforced Beams Webs," Final Report, Civil Engineering Study 78-6, University of Missouri-Rolla, Rolla, MO, July 1978.
- 4.12 Yu, W. W., *Cold-Formed Steel Design*, 2nd Edition, Wiley-Interscience, New York, NY, 1991.
- 4.13 Bleich, F., *Buckling strength of Metal Structures*, McGraw-Hill Book Co., New York, NY, 1952.
- 4.14 Weng, C. C. and T. B. Pekoz, "Subultimate Behavior of Uniformly Compressed Stiffened Plate Elements," Research Report, Cornell University, Ithaca, NY, 1986.
- 4.15 Ortiz-Colberg, R. and T. B. Pekoz, "Load Carrying Capacity of Perforated Cold-Formed Steel Columns," Research Report No. 81-12, Cornell University, Ithaca, NY, 1981.
- 4.16 Miller, T. H. and T. Pekoz, "Unstiffened Strip Approach for Perforated Wall Studs," Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 120, No. 2, 1994.**
- 4.17 Pan, C. L. and J. L., Peng, "Performance of Cold-Formed Steel Wall Frames under Compression," Steel & Composite Structures, Vol. 5, No. 5, 2005.**
- 4.18 Pekoz, T. B., "Development of a Unified Approach to the Design of Cold-Formed Steel Members," Report SG-86-4, American Iron and Steel

Institute, 1986.

- 4.19 Cohen, J. M. and T. B. Pekoz, "Local Buckling Behavior of Plate Elements," Research Report, Cornell University, Ithaca, NY, 1987.
- 4.20 Schafer, B. W. and T. Pekoz, "Laterally Braced Cold-formed Steel Flexural Members with Edge Stiffened Flanges," Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 125, No. 2, 1999.**
- 4.21 Shan, M. Y., R. A. LaBoube, and W. W. Yu, "Behavior of Web Elements with Openings Subjected to Bending, Shear and Combination of Bending and Shear," Final Report, Civil Engineering Series 94-2, Cold-Formed Steel Series, Department of Civil Engineering, University of Missouri-Rolla, 1994.**
- 4.22 Bambach, M. R. and K. J. R. Rasmussen, "Tests on Unstiffened Elements under Combined Bending and Compression," Research Report R818, Department of Civil Engineering, University of Sydney, Australia, 2002.**
- 4.23 Bambach, M. R. and K. J. R. Rasmussen, "Elastic and Plastic Effective Width Equations for Unstiffened Elements," Research Report R819, Department of Civil Engineering, University of Sydney, Australia, 2002.**
- 4.24 Bambach, M. R. and K. J. R. Rasmussen, "Design Method for Thin-Walled Sections Containing Unstiffened Elements," Research Report R820, Department of Civil Engineering, University of Sydney, Australia, 2002.**
- 4.25 Bulson, P. S., *The Stability of Flat Plates*, American Elsevier Publishing Company, New York, NY, 1969.
- 4.26 Pekoz, T. B., "Development of a Unified Approach to the Design of Cold-Formed Steel Members," Proceedings of the Eighth International Specialty Conference on Cold-Formed Steel Structures, University of Missouri-Rolla, Rolla, MO, November 1986.
- 4.27 Desmond, T. P., T. B. Pekoz, and G. Winter, "Edge Stiffeners for Thin-Walled Members," Journal of Structural Division, ASCE, Vol. 107, No. ST2, Feb. 1981.
- 4.28 Schafer, B. W., A. Sarawit, T. Pekoz, "Complex Edge Stiffeners for Thin-Walled Members," Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 132, No. 2, 2006.**
- 4.29 Yang, H. and B. W. Schafer, "Comparison of AISI Specification Methods for Members with Single Intermediate Longitudinal Stiffeners," Report to American Iron and Steel Institute, Washington, DC, 2006.**
- ~~4.30 Nguyen, P. and W. W. Yu, "Structural Behavior of Transversely Reinforced Beam Webs," Final Report, Civil Engineering Study 78-5, University of Missouri-Rolla, Rolla, MO, July 1978.~~
- ~~4.31 Hsiao, L. E., W. W. Yu, and T. V. Galambos, "Load and Resistance Factor~~

~~Design of Cold-Formed Steel: Calibration of the AISI Design Provisions,”
Ninth Progress Report, Civil Engineering Study 88-2, University of
Missouri-Rolla, Rolla, MO, February 1988.~~

5.1 American Institute of Steel Construction, Specification for Structural Steel Buildings, ANSI/AISC 360-05, 2005.

- 6.1 American Iron and Steel Institute, *LRFD Cold-Formed Steel Design Manual*, Washington, D. C., 1991.
- 6.2 Hsiao, L. E., W. W. Yu, and T. V. Galambos, “Load and Resistance Factor Design of Cold-Formed Steel: Calibration of the AISI Design Provisions,” Ninth Progress Report, Civil Engineering Study 88-2 University of Missouri-Rolla, Rolla, MO, February 1988.
- 6.3 Reck, H. P., T. Pekoz, and G. Winter, “Inelastic Strength of Cold-Formed Steel Beams,” *Journal of Structural Division*, ASCE, Vol. 101, No. ST11, November 1975.
- 6.4 Yener, M. and T. B. Pekoz, “Partial Stress Redistribution in Cold-Formed Steel,” *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 111, No. 6, June 1985.
- 6.5 Yener, M. and T. B. Pekoz, “Partial Moment Redistribution in Cold-Formed Steel,” *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 111, No. 6, June 1985.
- 6.6 American Iron and Steel Institute, *Cold-Formed Steel Design Manual*, Washington, D. C., **2008**.
- 6.7 Yu, W. W., *Cold-Formed Steel Design*, 3rd edition, **John Wiley & Sons**, NY, **2000**.
- 6.8 Bambach, M. R. and K. J. R. Rasmussen, “Tests on Unstiffened Elements under Combined Bending and Compression,” Research Report R818, Department of Civil Engineering, University of Sydney, Australia, 2002.**
- 6.9 Bambach, M. R. and K. J. R. Rasmussen, “Elastic and Plastic Effective Width Equations for Unstiffened Elements” Research Report R819, Department of Civil Engineering, University of Sydney, Australia, 2002.**
- 6.10 Winter, G., Discussion of “Strength of Beams as Determined by Lateral Buckling,” by Karl de Vries, *Transactions*, ASCE, Vol. 112, 1947.
- 6.11 Winter, G., “Lateral Stability of Unsymmetrical I-beams and Trusses,” *Transactions*, ASCE, Vol. 198, 1943.
- 6.12 Kirby, P. A. and D. A. Nethercot, *Design for Structural Stability*, John Wiley and Sons, Inc., NY, 1979.

- 6.13 Pekoz, T. B. and G. Winter, "Torsional-Flexural Buckling of Thin-Walled Sections Under Eccentric Load," *Journal of Structural Division*, ASCE, Vol. 95, No. ST5, May 1969.
- 6.14 Pekoz, T. B. and N. Celebi, "Torsional-Flexural Buckling of Thin-Walled Sections Under Eccentric Load," *Engineering Research Bulletin 69-1*, Cornell University, 1969.
- 6.15 Galambos, T. V., "Guide to Stability Design Criteria for Metal Structures," Fifth Edition, John Wiley & Sons, NY, 1998.**
- 6.16 Yu, C. and B. W. Schafer, "Distorsional Buckling Tests on Cold-Formed Steel Beams," *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 132, No. 4, 2006.**
- 6.17 American Iron and Steel Institute, Commentary on North American Specification for the Design of Cold-Formed Steel Structural Members, Washington, DC, 2007.**
- 6.18 Schafer, B. W. and T. Pekoz, "Lateral Braced Cold-Formed Steel Flexural Members with Edge Stiffened Flanges," *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 125, No. 2, 1999.**
- 6.19 Schafer, B. W., A. Sarawit, and T. Pekoz, "Complex Edge Stiffeners for Thin-Walled Members," *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 132, No. 2, 2006**
- 6.20 Schuster, R. M., C. A. Rogers, and A. Celli, "Research into Cold-Formed Steel Perforated C-Sections in Shear," Progress Report No. 1 of Phase I of CSSBI/IRAP Project, Department of Civil Engineering, University of Waterloo, Ontario, Canada, 1995.**
- 6.21 Shan, M. Y., R. A. LaBoube, and W. W. Yu, "Behavior of Web Elements with Openings Subjected to Bending, Shear and Combination of Bending and Shear," Final Report, Civil Engineering Series 94-2, Cold-Formed Steel Series, Department of Civil Engineering, University of Missouri-Rolla, 1994.**
- ~~6.22 Galambos, T. V., "Inelastic Buckling of Beams," *Journal of Structural Division*, ASCE, Vol. 89, No. ST5, October 1963.~~
- ~~6.23 Pekoz, T. B. and P. Soroushian, "Behavior of C and Z Purlins Under Uplift," *Report*, No. 81-2, Cornell University, 1981.~~
- ~~6.24 Pekoz, T. B. and P. Soroushian, "Behavior of C and Z Purlins Under Wind Uplift," *Proceedings of the Sixth International Specialty Conference on Cold-Formed Steel Structures*, University of Missouri-Rolla, Rolla, MO, November 1982.~~

- ~~6.25 LaBoube, R. A., “Roof Panel to Purlin Connection: Rotational Restraint Factor,” *Proceedings of the IABSE Colloquium on Thin-Walled Metal Structures in Buildings*, Stockholm, Sweden, 1986.~~
- ~~6.26 LaBoube, R. A., M. Golovin, D. J. Montague, D. C. Perry, and L. L. Wilson, “Behavior of Continuous Span Purlin System,” *Proceedings of the Ninth International Specialty Conference on Cold-Formed Steel Structures*, University of Missouri-Rolla, Rolla, MO, November 1988.~~
- ~~6.27 Haussler, R. W. and R. F. Pahers, “Connection Strength in Thin Metal Roof Structures,” *Proceedings of the Second International Specialty Conference on Cold-Formed Steel Structures*, University of Missouri-Rolla, Rolla, MO, October 1973.~~
- ~~6.28 Haussler, R. W., “Theory of Cold-Formed Steel Purlin/Girt Flexure,” *Proceedings of the Ninth International Specialty Conference on Cold-Formed Steel Structures*, University of Missouri-Rolla, Rolla, MO, November 1988.~~
- 6.22 Bleich, F., *Buckling Strength of Metal Structures*, McGraw-Hill, NY, 1952.
- 6.23 LaBoube, R. A. and W. W. Yu, “Structural Behavior of Beam Webs Subjected Primarily to Shear Stress,” Final Report, Civil Engineering Study 78-2, University of Missouri-Rolla, Rolla, MO, June 1978.
- 6.24 Winter, G. and R. H. J. Pian, “Crushing Strength of Thin Steel Webs,” *Cornell Bulletin* 35, pt. 1, April 1946.
- 6.25 Zetlin, L., “Elastic Instability of Flat Plates Subjected to Partial Edge Loads,” *Journal of Structural Division*, ASCE, Vol. 81, September 1955.
- 6.26 Hetrakul, N. and W. W. Yu, “Structural Behavior of Beam Webs Subjected to Web Crippling and a Combination of Web Crippling and Bending,” Final Report, Civil Engineering Study 78-4, University of Missouri-Rolla, Rolla, MO, June 1978.
- 6.27 Bhaka, B. H., R. A. LaBoube, and W. W. Yu, “The Effect of Flange Restraint on Web Crippling Strength,” Final Report, Civil Engineering Study 92-1, University of Missouri-Rolla, Rolla, MO, March 1992.
- 6.28 Cain, D. E., R. A. LaBoube, and W. W. Yu, “The Effect of Flange Restraint on Web Crippling Strength of Cold-Formed Steel Z- and I-Sections,” Final Report, Civil Engineering Study 95-2, University of Missouri-Rolla, Rolla, MO, May 1995.
- 6.29 Laboube, R. A., J. N. Nunney, and R. E. Hodge, “Web Crippling Behavior of Nested Z-Purlins,” *Engineering Structures*, Hancock, G. J., Editor, Vol. 16, No. 5, Butterworth-Heinemann Ltd., London, July, 1994.
- 6.30 LaBoube, R. A. and W. W. Yu, “Tensile and Bearing Capacities of Bolted**

- Connections,” Final Summary Report, Civil Engineering Study 95-6, University of Missouri-Rolla, Rolla, MO, 1995.
- 6.31 Gergers, R. R. and R. M. Schuster, “Web Crippling of Members Using High-Strength Steels,” Proceeding of the Fourteenth International Specialty Conference on Cold-Formed Steel Structures, University of Missouri-Rolla, Rolla, MO, June 1998.
- 6.32 Beshara, B. and R. M. Schuster, “Web Crippling of Cold-Formed C- and Z-Sections,” Proceeding of the Fifteenth International Specialty Conference on Cold-Formed Steel Structures, University of Missouri-Rolla, Rolla, MO, June 2000.
- 6.33 Langan, J. E, R. A. LaBoube,, and W. W. Yu, “Structural Behavior of Perforated Web Element of Cold-Formed Steel Flexural Members Subjected to Web Crippling and a Combination of Web Crippling and Bending,” Final Report, Civil Engineering Study 94-3, University of Missouri-Rolla, Rolla, MO, 1994.
- 6.34 Uphoff, C. A., “Structural Behavior of Circular Holes in Web Element of Cold-Formed Steel Flexural Members Subjected to Web Crippling for End-One-Flange Loading,” thesis presented to the faculty of the University of Missouri-Rolla in partial fulfillment for the degree Master of Science, 1996.
- 6.35 Deshmukh, S. U., “Behavior of Cold-Formed Steel Web Element with Web Openings Subjected to Web Crippling and a Combination of Web Crippling and Bending for Interior-One-Flange Loading,” thesis presented to the faculty of the University of Missouri-Rolla in partial fulfillment for the degree Master of Science, 1996.
- 6.36 Nguyen, P. and W. W. Yu, “Structural Behavior of Transversely Reinforced Beam Webs,” Final Report, Civil Engineering Study 78-5, University of Missouri-Rolla, Rolla, MO, July 1978.
- 6.37 Hsiao, L. E., W. W. Yu, and T. V. Galambos, “Load and Resistance Factor Design of Cold-Formed Steel: Calibration of the AISI Design Provisions,” Ninth Progress Report, Civil Engineering Study 88-2, University of Missouri-Rolla, Rolla, MO, February 1988.
- 6.38 Fox, S. R. and R. M. Schuster, “Bearing Stiffeners in Cold-Formed Steel C Sections,” Final Report, American Iron and Steel Institute, Washington, DC, 2002.
- 6.39 Fox, S. R., “Bearing Stiffeners in Cold-Formed Steel C Sections,” Ph.D. Thesis, Department of Civil Engineering, University of Waterloo, Waterloo, Ontario, Canada, 2002.

6.40 American Institute of Steel Construction, Specification for the Design, Fabrication and Erection of Structural Steel Buildings, Chicago, IL, 1978.

- 7.1 American Iron and Steel Institute, *Cold-Formed Steel Design Manual*, Washington, D. C., 1996.
- 7.2 Pekoz, T. B., "Development of a Unified Approach to the Design of Cold-Formed Steel Members," Report SG-86-4, American Iron and Steel Institute, 1986.
- 7.3 American Institute of Steel Construction, *Load and Resistance Factor Design Specification for Structural Steel Buildings*, Chicago, IL., December 1993.
- 7.4 Galambos, T. V. (Editor), *Guide to Stability Design Criteria for Metal Structures*, Fourth Edition, John Wilen and Sons, New York, N.Y., 1988.
- 7.5 Harper, M. M., R. A. LaBoube and W. W. Yu, "Behavior of Cold-Formed Steel Roof Trusses," Summary Report, Civil Engineering study 95-3, University of Missouri-Rolla, Rolla, MO, May 1995.
- 7.6 Winter, G., *Commentary on the 1968 Edition of the Specification for the Design of Cold-Formed Steel Structural Members*, American Iron Steel Institute, New York, NY, 1970.
- 7.7 American Institute of Steel Construction, *Specification for Structural Steel Building-Allowable Stress Design and Plastic Design*, Chicago, IL, 1989.
- 7.8 Chajes, A. and G. Winter, "Torsional-Flexural Buckling of Thin-Walled Members," *Journal of the Structural Division*, ASCE, Vol. 91, No. ST4, August 1965.
- 7.9 Chajes, A., P. J. Fang, and G. Winter, "Torsional-Flexural Buckling, Elastic and Inelastic and Inelastic of Cold-Formed Thin-Walled Columns," Engineering Research Bulletin, No. 66-1, Cornell University, 1966.
- 7.10 Yu, W. W., *Cold-Formed Steel Design*, 2nd Edition, Wiley-Interscience, New York, N. Y. 1991.
- 7.11 Pekoz, T. B. and G. Winter, "Torsional-Flexural Buckling of Thin-Walled Section Under Eccentric Load," *Journal of the Structural Division*, ASCE, Vol. 95, No. ST5, May 1969.
- 7.12 Popovic, D., G.J. Hancock, and K.J.R. Rasmussen, "Axial Compression Tests of Cold-Formed Angles," *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 125, No.5, May 1999.**
- 7.13 Schafer, B.W., "Local, Distortional, and Euler Buckling in Thin-Walled Columns," *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 128, No.3, March 2002.**

- 7.14 Schafer, B.W., Sarawit, A., Peköz, T., “Complex Edge Stiffeners for Thin-Walled Members.” Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 132, No. 2, February, 2006.**
- 7.15 American Iron and Steel Institute, Commentary on North American Specification for the Design of Cold-Formed Steel Structural Members, Washington, DC, 2007.**
- 8.1 Pekoz, T. B., “Combined Axial Load and Bending in Cold-Formed Steel Members,” Thin-Walled Metal Structures in Buildings, IABSE Colloquium, Stockholm, Sweden, 1986.
- 8.2 Pekoz, T. B. and O. Sumer, “Design Provisions for Cold-Formed Steel Columns and Beam-Column,” Final Report, submitted to American Iron and Steel Institute, Cornell University, September 1992.
- 8.3 American Iron and Steel Institute, Commentary on North American Specification for the Design of Cold-Formed Steel Structural Members, Washington, DC, 2007.**
- 8.4 American Institute of Steel Construction, Specification for Structural Steel Buildings - Allowable Stress Design and Plastic Design, Chicago, IL, 1989.**
- 8.1 American Institute of Steel Construction, Load and Resistance Factor Design**
- 8.5 Specification for Structural Steel Buildings, Chicago, IL, 1999.**
- 8.6 American Institute of Steel Construction, Specification for Structural Steel Buildings, Chicago, IL, 2005.**
- 8.7 American Institute of Steel Construction, Specification for Structural Steel Buildings, ANSI/AISC 360-05, 2005**
- 8.8 營建雜誌社，”鋼構造建築物鋼結構設計技術規範”。
- 9.1 Winter, G., Commentary on the 1968 Edition of the Specification for the Design of Cold-Formed Steel Structural Members, American Iron and Steel Institute, New York, NY, 1970.
- 9.2 Sherman, D. R., “Bending Equations for Circular Tubes,” Annual Technical Session Proceedings, Structural Stability Research Council, 1985.
- 9.3 Yu, W. W., Cold-Formed Steel Design, 3rd Edition, John Wiley & Sons, New York, NY, 2000.**
- 10.1 Winter, G., Commentary on the 1968 Edition of the Specification for the Design of Cold-Formed Steel Structural Members, American Iron and Steel Institute,

- New York, NY, 1970.
- 10.2 Yu, W. W., Cold-Formed Steel Design, 2nd Edition, Wiley-Interscience, New York, NY, 1991.
- 10.3 Bleich, F., *Buckling strength of Metal Structures*, McGraw-Hill Book Co., New York, NY, 1952.**
- 10.4 Winter, G., "Lateral Bracing of Columns and Beams," Transactions, ASCE, Vol. 125, 1960.
- 10.5 Haussler, R. W., "Strength of Elastically Stabilized Beams," Journal of Structural Division, ASCE, Vol. 90, No. ST3, June 1964; also ASCE Transaction, Vol. 130, 1965.
- 10.6 Haussler, R. W. and R. F. Pahers, "Connection Strength in Thin Metal Roof Structures," Proceeding of the Second Specialty Conference on Cold-Formed Steel Structures, University of Missouri-Rolla, Rolla, MO, October 1973.
- 10.7 Lutz, L. A. and J. M. Fisher, "A Unified Approach for Stability Bracing Requirements," Engineering Journal, AISC, 4th Quarter, Vol. 22, No. 4, 1985.
- 10.8 Salmon, C. G., and J. E. Johnson, Steel Structures: Design and Behavior, Third Edition, Harper & Row, New York, NY, 1990.
- 10.9 Yura, J. A., "Fundamentals of Beam Bracing," Is Your Structure Suitably Braced? Structural Stability Research Council, April 1993.
- 10.10 Structural Stability Research Council, Is Your Structure Suitably Braced? , Lehigh University, Bethlehem, PA, April 1993.
- 10.11 Murray, T. M. and S. Elhouar, "Stability Requirements of Z-Purlin Supported Conventional Metal Building Roof Systems," Annual Technical Session Proceedings, Structural Stability Research Council, 1985.
- 10.12 Winter, G., W. Lansing, and R. B. McCalley, Jr., "Performance of Laterally Loaded Channel Beams," Research, Engineering Structures Supplement. (Colton Papers, Vol. II), 1949.
- 10.13 Ellifritt, D.S., T. Sputo, and J. Haynes, "Flexural Capacity of Discretely Braced C's and Z's," Proceedings of the Eleventh International Specialty Conference on Cold-Formed Steel Structural University of Missouri-Rolla, Rolla, MO, 1992.**
- 10.14 Green, P.S., T. Sputo, and V. Urala, "Bracing Strength and Stiffness Requirements for Axial Loaded Lipped Cee Studs," Proceedings of the Seventeenth International Specialty Conference on Cold-Formed Steel Structural University of Missouri-Rolla, Rolla, MO, 2004.**
- 10.15 American Institute of Steel Construction, Specification for Structural Steel Buildings, ANSI/AISC 360-05, 2005.**
- 10.16 Sputo, T. and K. Beery, "Accumulation of Bracing Strength and Stiffness**

Demand in Cold-Formed Steel Stud Walls,” Proceedings of the Eightteenth International Specialty Conference on Cold-Formed Steel Structural University of Missouri-Rolla, Rolla, MO, 2006.

- 10.17 Green, G. G., G. Winter and T. R. Cuykendall, “Light Gage Steel Columns in Wall-Braced Panels,” Bulletin, No. 35/2, Cornell University Engineering Experimental Station, 1947.
- 10.18 Simaan, A., “Buckling of Diaphragm-Braced Columns of Unsymmetrical Sections and Applications to Wall Studs Design,” Report No. 353, Cornell University, Ithaca, NY, 1973.
- 10.19 Simaan, A. and T. Pekoz, “Diaphragm-Braced Members and Design of Wall Studs,” Journal of the Structural Division, ASCE, Vol 102, ST1, January 1976.
- 10.20 Davis, C. S. and W. W. Yu, “The Structural Performance of Cold-Formed Steel Members with Perforated Elements,” Final Report, University of Missouri-Rolla, Rolla, MO, May 1972.
- 10.21 Rack Manufacturers Institute, Specification for the Design, Testing, and Utilization of Industrial Steel Storage Racks, Charlotte, NC, 1990.
- 10.22 Yu, W. W., Cold-Formed Steel Design, 3rd Edition, John Wiley & Sons, New York, NY, 2000.**
- 10.23 LaBoube, R. A., “Roof Panel to Purlin Connection: Rotational Restraint Factor,” Proceedings of the IABSE Colloquium on Thin-Walled Metal Structures in Buildings, Stockholm, Sweden, 1986.**
- 10.24 Glaser, N. J., R. C. Kaehler, and J. M. Fisher, “Axial Load Capacity of Sheeted C and Z Members,” Proceedings of the Twelfth International Specialty Conference on Cold-Formed Steel Structural University of Missouri-Rolla, Rolla, MO, 1994.**
- 10.25 Hatch, J., W. S. Easterling, and T. M. Murray, “Strength Evaluation of Strut-Purlins,” Proceedings of the Tenth International Specialty Conference on Cold-Formed Steel Structural University of Missouri-Rolla, Rolla, MO, 1990.**
- 10.26 Pekoz, T. B., “Design of Cold-Formed Steel Columns,” Proceedings of the Ninth International Specialty Conference on Cold-Formed Steel Structural University of Missouri-Rolla, Rolla, MO, November 1988.
- 10.27 Miller, T. H. and T. Pekoz, “Studies on the Behavior of Cold-Formed Steel Wall Stud Assemblies,” Final Report, Cornell University, Ithaca, NY, 1989.
- 10.28 Miller, T. H. and T. Pekoz, “Unstiffened Strip Approach for Perforated Wall Studs,” Journal of the Structural Engineering, ASCE, Vol 120, No. 2, February 1994.

- 11.1 Brokenbrough, R. L., Fastening of Cold-Formed Steel Framing, American Iron and Steel Institute, Washington, DC, September 1995.
- 11.2 Pekoz, T. B. and W. McGuire, "Welding of Sheet Steel," Report SG-79-2, American Iron and Steel Institute, January 1979.
- 11.3 Yu, W. W., *Cold-Formed Steel Design*, 3rd 2nd Edition, **John Wiley & Sons Wiley-Interscience**, New York, NY, **2000. 1991**
- 11.4 American Welding Society, *Structural Welding Code – Sheet Steel*, ANSI/AWS D1.3-89, Miami, FL, 1989.
- ~~11.5 LaBoube, R. A. and W. W. Yu, "Tensile Strength of Welded Connections," Final Report, Civil Engineering Study 91-3, University of Missouri-Rolla, Rolla, MO, June 1991.~~
- 11.5 Tangorra, F. M., R. M. Schuster, and LaBoube, R. A. "Calibration of Cold Formed Steel Welded Construction," Research Report, University of Waterloo, Ontario, Canada, 2001.**
- ~~11.6 LaBoube, R. A. and W. W. Yu, "Behavior of Arc Spot Weld Connections in Tension," Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 119, No. 7, July 1993.~~
- 11.6 LaBoube, R. A., "Tensile on Arc Spot Welded Connections- AISI Section E2.2.2," University of Missouri-Rolla, Rolla, MO, 2001.**
- ~~11.7 LaBoube, R. A. and W. W. Yu, "Tensile Strength of Welded Connections," Final Report, Civil Engineering Study 91-3, University of Missouri-Rolla, Rolla, MO, June 1991.~~
- 11.7 LaBoube, R. A., "Arc Spot Welds in Sheet-to-Sheet Connections," Department of Civil Engineering, University of Missouri-Rolla, Rolla, MO, 2001.**
- 11.8 Steel Deck Institute, Inc. "Steel Deck Institute Diaphragm Design Manual", Canton, OH, 1987.**
- 11.9 The, L.H. and G.J. Hancock, "Strength of Fillet Welded Connection in G450 Sheet Steels," Research Report R802, Center for Advanced Structural Engineering, University of Sydney, July, 2000.**
- 11.10 American Welding Society, *Structural Welding Code – Steel*, ANSI/AWS D1.1-96, Miami, FL, 1996.
- 11.11 American Welding Society, *Recommended Practice for Resistance Welding*, AWS C1.1-66, Miami, FL, 1966.
- 11.12 AWS, *Recommended Practice for Resistance Welding Coated Low Carbon Steels*, AWS C1.3-70, Miami, FL, 1970.
- 11.13 American Welding Society, *Recommended Practice for Resistance Welding*,**

ANSI/AWS C1.1/C1.1M-2000, Miami, FL, 2000.

- 11.14 營建雜誌社，「鋼構造建築物鋼結構設計技術規範」。
- 11.15 Research Council and Structural Connections, *Allowable Stress Design Specification for Structural Joints Using ASTM A325 or A490 Bolts*, 1985.
- 11.16 Research Council and Structural Connections, *Load and Resistance Factor Design Specification for Structural Joints Using ASTM A325 or A490 Bolts*, 1988.
- 11.17 Winter, G, "Light Gage Steel Connections with High-Strength, High-Torqued Bolts," *Publications*, IABSE, Vol. 16, 1956.
- 11.18 Winter, G, "Tests on Bolted Connections in Light Gage Steel," *Journal of the Structural Division*, ASCE, Vol. 82, No. ST2, February 1956.
- 11.19 Yu, W. W., "AISI Design Criteria for Bolted Connections," *Proceedings of the Sixth International Specialty Conference on Cold-Formed Steel Structures*, University of Missouri-Rolla, Rolla, MO, November 1982.
- 11.20 Yu, W. W., *Cold-Formed Steel Design*, Wiley-Interscience, New York, NY, 1985.
- 11.21 Yu, W. W., *Cold-Formed Steel Design*, 2nd Edition, Wiley-Interscience, New York, NY, 1991.
- 11.22 Chong, K. P. and R. B. Matlock, "Light Gage Steel Bolted Connections without Washers," *Journal of the Structural Division*, ASCE, Vol. 101, No. ST7, July 1974.
- 11.23 Rogers, C. A., and G. J. Hancock, "Bolted Connection Tests of Thin G550 and G300 Sheet Steels," *Journal of the Structural Engineering*, ASCE, Vol. 124, No.7, 1998.**
- 11.24 Wallace, J. A., R. A. LaBoube, and R. M. Schuster, "Calibration of Bolted Cold-Formed Steel Connections in Bearing (With and Without Washers)", *University of Waterloo, Waterloo, Canada, 2001.***
- 11.25 Pekoz, T.B., "Design of Cold-Formed Steel Screw Connections," *Proceedings of the Tenth International Specialty Conference on Cold-Formed Steel Structures*, University of Missouri-Rolla, Rolla, MO, October 1990.
- 11.26 European Convention for Construction Steelwork, "European Recommendations for the Design of Light Gage Steel Members," First Edition, Brussels, Belgium, 1987.
- 11.27 British Standards Institution, *British Standard: Structural Use of Steelwork in Building*, "Part 5 – Code of Practice for Design of Cold-Formed Sections," BS 5950: Part 5: CF92-2, 1992.
- 11.28 American Iron and Steel Institute, "Test Methods for Mechanically Fastened Cold-Formed Steel Connections," Research Report CF92-2, Washington, D. C.,

1992.

11.29 British Standards Institution, British Standard: Structural Use of Steelwork in Building, “Part 5 – Code of Practice for Design of Cold-Formed Sections,” BS 5950: Part 5: CF92-2, 1992.

11.30 Birkernoe, P. C. and M. I. Gilmor, “Behavior of Bearing – Critical Double-Angle Beam Connections,” *Engineering Journal*, AISC, Fourth Quarter,

A.1 The North American Specification for the Design of Cold-Formed Steel Structural Member, Chapter A through G and Appendices A and B and Appendix 2, is herein referred to as the main Specification.

A2 Lau, S. C. W. and G. J. Hancock “Distortional Buckling Formulas for Channel Columns,” Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 113, No. 5, 1987.

A3 Miller, T. H. and T. Pekoz “Unstiffened Strip Approach for Perforated Wall Studs,” Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 120, No. 2, 1994.

A4 Cohen, J. M. “Local Buckling Behavior of Plate Elements,” Department of Structural Engineering Report, Cornell University, Ithaca, NY, 1987.

A5 Ellifritt, D., B. Glover and J. Hren “Distortional Buckling of Channels and Zees Not Attached to Sheathing,” Report for the American and Steel Institute, Washington DC, 1997.

A6 Shan, M. Y., R. A. LaBoube, and W. W. Yu, “Behavior of Web Elements with Openings Subjected to Bending, Shear and the Combination of Bending and Shear,” Final Report, Civil Engineering Series 94-2, Cold-Formed Steel Series, Department of Civil Engineering, University of Missouri-Rolla, 1994.

A7 Willis, C. T., and B. Wallace, “Behavior of Cold-Formed Steel Purlins under Gravity Loading,” Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 116, No. 8, 1990.

A8 Acharya, V. V. and R. M. Schuster, “Bending Test of Hat Section with Multiple Longitudinal Stiffeners, ”Proceeding of the Fourteenth International Specialty Conference on Cold-Formed Steel Structures, University of Missouri-Rolla, Rolla, MO, October, 1998.

A9 Bernard, E. S., “Flexural Behavior of Cold-Formed Profiled Steel Deckling,” Ph.D. Thesis, University of Sydney, Australia, 1993.

A10 Papazian, R. P., R. M. Schuster and M. Sommerstein, “Multiple Stiffened Deck Profiles, ”Proceedings of the Twelfth International Specialty Conference on Cold-Formed Steel Structure, University of Missouri-Rolla, MO, 1994.

- A11 Schafer, B. W., Sarawit, A., Pekoz, T., “Complex Edge Stiffness for Thin-Walled Member,” Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 132, No. 2, 2006.**
- A12 Schafer, B. W., and T. Pekoz, “Laterally Braced Cold-Formed Steel Flexural Members with Edge Stiffened Flanges,” Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 125, No. 2, 1999.**
- A13 Schafer, B. W., “Distortional Buckling of Cold-Formed Steel Columns,” Final Report, sponsored by the American Iron and Steel Institute, Washington, D. C., 2000.**
- A14 Schafer, B. W., and T. Pekoz, “Cold-Formed Steel Members with Multiple Longitudinal Intermediate Stiffeners in the Compression Flanges,” Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 124, No. 10, 1998.**
- A15 Hancock, G.J., T.M. Murry and D.S. Ellifritt, Cold-Formed Steel Structures to the AISI Specification, Marcell-Dekker, New York, NY., 2001.**

附件二
期初甄審會議記錄

內政部建築研究所

101 年度建築先進技術創新開發與推廣應用計畫協同研究計畫

第 2 場次

「第 4 案：冷軋型鋼構造建築物結構設計規範與解說修正研擬」

甄審會議紀錄

- 一、時 間：101 年 2 月 16 日（星期四）上午 10 時整
- 二、地 點：本所簡報室(新北市新店區北新路三段 200 號 13 樓)
- 三、主 席：林主持人建宏
記錄：李台光
- 四、出席及請假甄審小組成員：(如簽到單)
出席：林主持人建宏、甘副董事長錫澄、曾教授俊達、劉建築師瑞豐、高教授健章、陶研究員其駿
請假：雷約聘研究員明遠
- 五、主持人報告：本協同研究計畫共聘甄審成員 7 人，目前會場中出席之外聘專家學者甄審成員 4 人及本所甄審成員 2 人，合計 6 人，超過甄審成員總額二分之一，外聘之專家學者甄審成員人數亦超過出席甄審成員人數之三分之一，宣布會議正式開始。
- 六、主辦單位報告：
 - (一)本科技計畫協同研究計畫自 101 年 2 月 8 日公告招標訊息，並於 101 年 2 月 13 日下午 5 時截止投標收件，本場次協同研究計畫計有 2 家廠商投標；經 101 年 2 月 14 日資格審查，資格合於規定之投標廠商共計 2 家，為潘吉齡及陳啟仁。本場次協同研究計畫甄審作業已於 2 月 15 日下午 2 時 30 分召開工作小組會議，其初審意見請甄審小組參考。
 - (二)本科技計畫協同研究計畫之甄審須知之「甄審作業流程」、「甄審項目及權重」、「優勝廠商評定方式」等要項，請甄審成員確認。

決定：出席之甄審成員均同意依原公告之甄審須知規定辦理。

七、投標受甄審廠商簡報：略。

八、甄審小組成員發言重點與投標受甄審廠商回應：

(一) 第 4 案：冷軋型鋼構造建築物結構設計規範與解說修正研擬

投標廠商：潘吉齡

項次	甄審意見	廠商回應
甘甄審成員錫滢	1.建議在設計規範內，增加以輕型鋼構為主要結構系統時，應增加採剪力嵌板或具對角斜撐時，其接合細部如何施作？因為臺灣地區有地震與颱風，與國外不同，且現行臺灣規範內對抗震系統，輕鋼架必須要配合斜撐與剪力嵌板，才被允許採用。	1.此部分將於承受軸向載重構材內提及冷軋型鋼構架牆體時，予以說明，並建議於施工規範修正時，詳加討論與規定。
曾甄審成員俊達	1.建議宜針對現行規範與解說之爭議，或實際施行之疑議事項，提出見解。 2.請確認冷軋型鋼構造之用途及限制。 3.本案如有涉及實驗驗證部分時，則宜於研究經費配置部分修正配合。	1.外界對於現行規範與解說，並沒有提出具體的窒礙難行或爭議之處，除了因為國內輕型鋼構建築並不普及，且其基本的結構系統有別於鋼結構的構架結構，輕型鋼構建築乃以牆板為其主要的結構構材，也因此冷軋型鋼構造的施工規範，則相對的較為業者所注重；在計畫執行的過程中，將透過專家座談會邀請有參與設計或施工輕型鋼構建築的建築師、技師與業者，以瞭解是否有需修正或改進之處。 2.現行規範的第 1 章，已定義適用範圍為以冷軋型鋼構材設計之建築

		<p>物結構，在第 13 章耐震及耐風設計特別規定，亦定義冷軋型鋼構造建築物之簷高，不得超過 14 公尺。本次規範修正過程中，將再檢討並釐清適用範圍。</p> <p>3.因國內在冷軋型鋼結構的相關研究較少，規範在研擬之初，乃以美國的冷軋型鋼構材設計規範為參考依據，本次修正亦考慮以最新的北美設計規範為藍本，因此可能暫不考慮進行相關研究或證實試驗。</p>
<p>劉甄審成 員瑞豐</p>	<p>1.建議應考慮扭力、層間變位、風力(有密集、空曠、海邊、機場、山上等地區不同)及防火構造(註明依照建築技術第 3 章防火構造規定)等問題。</p>	<p>1.使用冷軋型鋼構材的輕型鋼構建築，主要以牆板為其結構系統，因此牆體與牆體、牆體與樓版的接合相對的顯的異常重要，如何正確的接合，不但會影響層間變位，最重要的是能否形成完整的結構系統以抵抗風力、地震力等載重。由於本結構設計規範，主要內容在於構材的強度設計，因此建議未來在修正施工規範時，將予以納入考量。本次修正研擬中將適度的將此建議置入適當位置說明。</p>
<p>高甄審成 員健章</p>	<p>1.請補充說明所採用研究方法之原因。</p> <p>2.因冷軋型鋼板較薄，構件之連接細節即顯重要，需詳加規範。</p>	<p>1.目前國內之「鋼構造建築物鋼結構設計技術規範」分為二部份：一為鋼結構容許應力設計法規範及解說；另一為鋼結構極限設計法規範及解說。89 年度研擬冷軋型鋼造建築物結構設計規範時，僅呈現極限強度設計法，未能將容許應力法納入考量，目前容許應力法與極限強度法在構材的設計</p>

		<p>計算上，已整合朝向一致化的方式呈現，因此，本次修正冷軋型鋼造建築物結構設計規範時，將容許應力法直接納入於規範內，如此較能符合業界與時代所需。</p> <p>2.現行規範業已針對冷軋型鋼構材接合做了規範與說明，除了因冷軋型鋼本體厚度較薄，在銲接方面做了不少的限制與要求外，對於一般輕型鋼構建築習慣使用的螺絲接合(screw connection)，也提供相當多的規定，本次修正的過程中，亦會重新審視並進行適當的限制。</p>
<p>陶甄審成 員其駿</p>	<p>1.本案規範公佈施行至今已 12 年，在此期間是否有相關技師或建築師，曾針對適用性提出疑義，另就協同主持人以前之實驗成果，亦是否已驗證現有規範存有待修正之事項，煩請於研究企劃書中，簡略說明之。</p> <p>2.本案規範未來增列容許應力法之部分，是否會比照鋼構造建築設計規範，以 2 本之方式呈現，請予說明之。</p>	<p>1.由於冷軋型鋼結構應用於輕型鋼構建築上有一定的門檻，目前國內對於此類建築的設計與結構計算，並不是很熟悉，所以建築業者一般皆引用美國或日本既有之建築形式，或透過雙方合作請他國進行結構計算與檢核，因此在規範上的適用性，並沒有太多的疑慮。</p> <p>2.近年來，國外制訂規範者的努力之下，除了載重組合與安全因子的考量上，仍各依其設計的基礎與理論不同外，容許應力法與極限強度法在構材的設計計算，已整合朝向一致化的方式呈現。因此，在修正現有規範的同時，將容許應力法直接納入於規範內，是一項實際與時代接軌的作法。</p>

<p>林主持人 建宏</p>	<ol style="list-style-type: none"> 1.本規範初擬迄今 10 餘年，在材料、工法與實務需求(耐震要求、使用行為)等發展情形，甚至業界有誤用情形、案例，建議蒐集補充。 2.現行規範建議進行檢討分析，初步規劃研修方向。 3.本案僅規劃 1 次專家座談會，是否足夠？ 	<ol style="list-style-type: none"> 1.國內因在輕型鋼構建築的設計上缺乏經驗，因此廠商在施工上一般皆偏向於保守，當然有一些案例與現有的冷軋型鋼構造建築物施工規範不符；另外在副(次)結構的應用上，亦有發現一些不符規定之應用，本計畫在進行中將透過訪談與專家座談會，蒐集相關案例。 2.感謝委員建議，將於計畫初期探討設計規範之研修方向與方式。 3.依委員意見，將於計畫推動初期召開專家座談會，並於計畫執行期末時期亦舉行 1 場專家座談會。
--------------------	--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------	----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------

附件 三
第一次專家座談會會議紀錄

內政部建築研究所「冷軋型鋼構造建築物結構設計規範與解說修正研擬」

協同研究計畫第 1 次專家座談會會議記錄

時間：民國 101 年 4 月 27 日(五) 上午 10 時 00 分

地點：朝陽科技大學 理工大樓 E-219 室

主席：潘吉齡（代）

紀錄：陳祐承

出席人員：何喬木理事長、陳坤鐘總經理、呂東苗教授、董皇志教授、黃添進總經理、陳行中副總經理、吳朝景理事長、陳火成董事長、鄭誠中主任

一、主席致詞：

自民國 89 年研擬到 93 年頒佈「冷軋型鋼構造建築物結構設計規範與解說」至今已十年的光景了，相信這十年間，業界在使用此規範上必有覺得些許不適宜之所在或認為需要加強改進之處，內政部建築研究所於今（101）年計劃針對本規範進行研修之研究，因此，邀請請各位專家學者與相專業領域人士提供建議，以做為在修訂此規範之參考依據。

二、簡報說明：

冷軋型鋼由於質量輕、強度大、加工容易等優點，已成為廣泛使用之工程材料，目前世界各國皆發展以鋼材為建築物的基本原料，使用具環保且可回收的鋼材做為建築材料，是台灣在建築發展的一個重要趨勢，因此制定國內本土的冷軋型鋼構造相關規範乃勢在必行，如此國內製造、設計與營造業者才能有所依循；也因如此，內政部建築研究所於 89 年度即著手研擬冷軋型鋼構造設計規範與解說（審議通過後名稱：冷軋型鋼構造建築物結構設計規範與解說），國內建築技術規則的冷軋型鋼構造專章已於 92 年完成審議，並於 93 年 1 月 16 日公布 7 月 1 日實施。

台灣在輕鋼構建築推展之初期，一般相關業界對於輕鋼構建築大多不予以重視，印象中認定此類鋼結構僅侷限於小型工廠、倉庫、增建物或假設工程設施等簡易工程。因此，一般設計人員可能誤用熱軋鋼結構規範。但在現今國內冷軋型鋼相關規範逐步建立的情形下，已有業者使用以冷軋型鋼構造為主的建築物出現。雖然目前已有不少營造業者嘗試推動以冷軋型構造為主的低層住宅，但皆因沒有相關的設計資料與數據來支撐這類建築的結構計算基礎，因此常以申請建照較為簡單的農舍為興建的對象。另外由於國內缺乏輕型鋼構建築的結構計算技術，國內部分廠商直接與發展輕型鋼構建築多年的日本建築業合作，但在建材價格上與 know how 的技術上等因素上，讓輕鋼構建築的成本比傳統鋼筋混凝土建築高出許多，也因此在市場上的競爭性相對不足。

目前國內之「鋼構造建築物鋼結構設計技術規範」分為二部份：一為鋼結構容許應力設計法規範及解說；另一為鋼結構極限設計法規範及解說。89 年度研擬冷軋型鋼造建築物結構設計規範時，僅呈現極限強度設計法，未能將容許應力法納入考量，因此，本次修正冷軋型鋼造建築物結構設計規範時，可參造美國鋼鐵協會 AISI 在編修最新規範的作法，將國內冷軋型鋼的鋼造建築物結構設計規範，除了修正原有極限強度設計法(LRFD)的相關內容外，並加入容許強度設計法(ASD)於規範內。

為確保施工之品質與建築使用之安全，本計畫除了針對構材設計做相關規定之研究探討外，冷軋型鋼構造建築物結構設計規範與解說的修正版本，亦考慮參考國內「鋼構造建築物鋼結構設計技術規範」之編排方式，對於製造、安裝與品管之類似章節亦需加以調整修正。而推動本計畫的預期目標計有：(1)完成冷軋型鋼構造建築物結構設計規範與解說的修訂；(2)提供最新的規範內容以利設計者之使用；(3)提升冷軋型鋼構造建築之結構安全。

三、建議與討論：

◎呂東苗教授：

冷軋型鋼規範所提的局部挫屈曲與扭曲挫屈，在熱軋型鋼上幾乎沒有這樣的問題，因此完好的規範對於業界在設計上是必須的。另外，在美國 AISC 的鋼結構規範已是將 LRFD 與 ASD 兩種設計方法納入在同一本規範內，同時相關計算公式也都是以無因次(No Dimension)的方式處理，所以可得知目前計畫所修訂的方向應該是合乎時代需求的。

◎陳坤鐘總經理：

由於輕型鋼構建築的主要結構體為牆體，不如一般建築的梁柱構架結構，所以在設計上必須要有相關的數據，否則難以計算，建議在規範修訂時可以考慮提供此類的設計數據。

主席回應：冷軋型鋼牆體的承載能力、抗剪強度與彎曲強度，並非由純冷軋型鋼框架所提供，其牆體外覆材在力量上扮演了相當重要的地位，因此，在國外對於牆體的設計數據，主要依據廠商所使用的牆體形式並透過試驗而取得，當然如美國的相關規範是有提供一些制式的牆體設計數據，但其對於國內所採用的牆體系統與尺寸，似乎並不一定適合，因此，是否在本規範內置入類似的參考數據，還是要放入在施工規範內是可以討論的；當然，針對國內輕鋼構建築相關的實驗與研究是絕對應該進行的一項工作。

◎陳行中副總經理：

目前規範限制採用冷軋型鋼構造之輕型鋼構建築的高度為 4 層樓，國外已有相當多此類的建築已達 8 層樓，建議將高度由 4 層提高至 6 層樓。另外，台灣的生活習慣與日本不相同，日本工法所興建的低層建築室內空間較小，而台灣除了樓層

間的高度較高，各室內空間較大外，在衛浴設備空間上需求也較大，因此樓版與牆體的承載能力也因此要求較高，所以我們需發展適合本土的輕鋼構建築。

◎陳坤鐘總經理：

國內住宅的樓層高度一樓通常為 4.2 m，一般樓層高度為 3.3 m，因此即使現有規範可興建為 4 層樓，但限制簷高為 14 m，似乎也有所不足，因此，建議提高樓層與簷高的限制。

◎董皇志教授：

國內法規規定五層以上須設置電梯，如果將冷軋型鋼構造建築的樓層限制提高到 6 樓，在構造強度上則需要特別考量。

主席回應：將建議修改樓層限制，以滿足市場需求；另外在因其他要求如裝置電梯所衍生之問題，在結構設計上是可以克服的，如以熱軋型鋼構架應用在電梯的部分。

◎陳行中副總經理：

就房地產來說，台北市最搶手是地上七層地下兩層，此類高度較適合國內都會居民的需求。現在廠商會覺得若是興建五層並設置電梯，如此不但可以提高建築面積，亦可在整體的售價上有提升的效果。

◎吳朝景理事長：

1. 規範內的文字與公式須明確，在法律上較能有效，否則可能產生模糊地帶。
2. 台灣與日本同位於地震帶，921 地震的強度相當的大，因此有關規範在耐震方面的規定可以參考日本，比較符合實際需求。
3. 設計軟體在結構計算是相當必要且好用的，由於輕型鋼構建築與一般鋼結構建築的結構系統不同，一般所採用的結構設計軟體似乎無法計算，建議是否可研發相關的結構設計程式以利此類版牆結構建築的推動與發展。
4. 在台灣鋼結構的接合不少使用焊接，然而合格的焊工又不多，因此鋼構在焊接的部分沒有那麼的嚴謹，鋼構出問題的地方也因此多半在於焊接，希望冷軋型鋼構造的規範在焊接的部分應需嚴格要求。

主席回應：冷軋型鋼由於厚度較薄，在建築構造的接合上一般採用自攻螺絲，如需使用焊接，在目前的規範內是有相當嚴格的要求。另外，在輕型鋼構建築的結構分析計算程式，希望未來能結合本土的廠商共同開發，如此才能達到資源共享並朝向營建自動化的境界。

◎何喬木理事長：

日本在輕型鋼構建築的形式是以實質的生活方式與生活空間的要求規劃之，因為地狹人多的關係且考量地震的因素，設計的安全係數高，也因此房屋的建築單價相當的高（一坪約 12~15 萬元），同時在設計與施工技術的門檻亦相當的高，因

此，如依照日本的模式來興建，基本上在台灣是很難推銷的，因為房屋空間不符需求請價格不合實際。

◎吳朝景理事長：國內輕型鋼構建築相對較少，日本的建築工法在考量抗震達9級的情況下，其單價則相當的高。國內該考慮在這樣的建築在商品化之後，所遇到問題，在消費者及業者之間是否能夠接受。因此建議在市場上也能考慮到整個台灣地理氣候的條件，並能考慮在安全性夠的情形下，發展本土化的建築形式。

主席回應：由於輕型鋼構建築乃為牆板式的結構系統，國內除了缺乏結構計算軟體外，設計人才與施工技術也亟待提升，如同層樓牆體與牆體的接合、不同樓層牆體與牆體的接合、牆體與樓版的接合等問題，皆有待國內發展本土之技術與方法；另外考慮國內居住空間需求較日本來的大的問題，在實務上，應可以混搭熱軋型鋼構材以獲得解決。希望未來能結合相關對這樣主題有興趣的專家學者，能在政府的經費支持下進行研究，以發展本土的設計與施工技術。

◎董皇志教授：

結構計算有一定的難度，是否能由藉由設計平面圖與建築面積檢核結構強度？

主席回應：技術而言是正確的，透過牆體的整體配置可以檢核是否偏心或有扭矩產生，在結構計算上，牆體除了承受垂直載重外，也必須擔任抵抗剪力與抗彎的角色，另各樓層樓版是否能與假設的一樣可完整的傳遞水平力，這些也都是必須要考慮的，未來在結構設計軟體的開發上也應該要朝向此方向進行。

◎陳火成董事長：

在建築物送地方審核單位上，送審文件內沒有”冷軋型鋼構造”的勾選項目，無法顯示輕型鋼構建築的構造型態，如此有可能造成不正確的審查。另，目前規範規定簷高不得超過十四公尺，是否包含十四公尺？建議可改為十四公尺以上不適用較為妥適。

主席回應：送審文件上沒有”冷軋型鋼構造”的選項，將會造成承辦人的混淆，建議請內政部有關部門以予瞭解確認。另外在此規範上的相關文句，除了經過內政部審查委員會逐一檢核修正外，亦透過行政人員對於規範用語逐一審視，因此，目前的寫法是否含十四公尺，將會以予釐清。

◎陳行中副總經理：

在規範第十三章的表 13.2(1)內文字”最大間柱間距”，是否有所錯誤；另外在表 13.2(2)和表 13.2(3)內的間距單位是否有誤，應該為”in”而非”mm”。

主席回應：謝謝提出錯誤之處，將以予修正改進。



圖 5 第一次專家座談會會議照片

附件四
期中審查會議記錄

內政部建築研究所
101 年度協同研究「冷軋型鋼構造建築物結構設計規
範與解說修正研擬」期中審查會議紀錄

一、時 間：101 年 7 月 27 日（星期五）下午 2 時 30 分

二、地 點：本所簡報室

（新北市新店區北新路 3 段 200 號 13 樓）

三、主持人：林組長建宏

記錄：李台光

四、出席人員：（如簽到單）

五、主席致詞：（略）

六、承辦單位報告：（略）

七、研究單位簡報：（略）

八、出席人員審查意見：

（一）「冷軋型鋼構造建築物結構設計規範與解說修正研擬」案：

石建築師正義：

1. 期中報告書第 III~17 頁第 12.1.1 節，提及「中國國家標準」現已改為「中華民國國家標準」，請修正。
2. 期中報告書第 III-19 頁第 12.3.5 節「銲接」，是否需規定使用銲條強度應大於母材強度。
3. 規範第 12.3.6 節「表面處理」，建議增列銲接的特別要求。
4. 規範附錄 3 的內容，未列於期中報告書，請修正。

邱顧問昌平：

1. 貴所於民國 90 年左右，進行一系列有關冷軋型鋼構之研究，且在 93 年已納入建築技術規則中，惟尚缺乏容許應力設計法的部分，此為本研究案修正之方向，值得辦理。
2. 前述重點請在第 1 章第 1 節中提及，以便與第 2 節後段呼應，除增加容許強度法有關之內容外，原已通過審查規範條文有修正之必要時，仍須納入。

3. 依工程會之要求，設計者須審核承造人及專業分包商(輕型鋼構)之整體施工計畫書，以及分項工程(冷軋型鋼)之施工計畫書，後者含工地施工與工廠製造兩套施工計畫及品質管理計畫，故第 12 章之內容及名詞，宜適度反應，可參照工程會相關規定。(本案協同主持人 93 年底完成之施工規範，亦可納入。)
4. 僅有梁、柱等構材之容許強度法設計，未來是否納入耐震(風)壁，消能元件等，否則冷軋型鋼構建築物之結構設計，仍不免難以應用。此可仿木構造設計之相關內容為之，未來若有建築師或結構技師將美、日之完整設計例，整理成為技術手冊，可能有益於業界採用。

高教授健章：

1. 冷軋輕型鋼已普通使用於國內屋頂構架及低層倉儲庫房，且逐漸被擴大使用於住宅，本研究案研擬設計規範，確有必要性。
2. 目前國內較缺乏構件接合部細節規定，需對此部分，儘速加以規定及提供範例。

陳教授正誠：

1. 「容許強度法」應改稱為「容許強度設計法」。
2. 規範第 12.3.6 節「表面處理」，內容與防蝕處理相關，建議改為「防蝕處理」。
3. 請探討是否需要樓層數之限制，超過限制者以特殊審查為之。
4. 專家座談會出席人員之專業分佈應擴大，如建築師、結構及土木技師等。

鄭建築師永興：

1. 建築技術規則構造編第 8 章冷軋型鋼構造第 521~540 條，是否因本次修正，而有重新檢視之必要。
2. 本研究案多次提及業界對此輕鋼結構不熟悉及不重視，能否

提出對策，以改善此狀況。

3. 期中報告書第 III-4 頁，提出本規範內容，主要參考「北美冷軋型鋼設計規範」制定，應將該內容作為附錄之一。
4. 期中報告書內容順序為第 1 章、第 2 章，後逕跳至第 5 章及 12 章，其他章節是否不予更動，應有所交代。
5. 第 12 章內容較多細節文字之修改，是否有其必要性，否則應於第 1 節先作統一性修改理念之說明。
6. 本規範 ASD 與 LRFD 之規定，係採交錯陳列，建議將其分章提列，較不易誤用。
7. 冷軋鋼材料之 CNS 規格及特性，建議增列章節規範之。
8. 規範第 2.2.1 及 2.2.2 節，依 101 年 3 月修正之「建築物耐震設計規範與解說」，針對不同適用情況地震力設計，所採之 α_y 分別為 1.0、1.2 及 1.5，建議本規範 α_y 需加以規範及說明，以免誤用。

中華民國全國建築師公會代表 江建築師星仁：

1. 期中報告書第 III-22 頁，有一些錯別字，請修正。
2. 期中報告書第 III-10 頁，載重組合是否可刪除雪載重？

中華民國結構工程技師公會全國聯合會代表 夏技師沛禹

1. 目前耐震設計規範，並未列入冷軋型鋼系統之分類，致實務設計上仍無所遵循，建議於規範內，增列耐震及風力之橫力規定。
2. 請於規範中，提供冷軋型鋼構造之結構系統、橫力系統之介紹及接合細部大樣與設計方法。

林組長建宏

1. 本研究案由各國規範彙整研擬，過程中若有需本土化實驗驗證部分，可提列為後續研究課題。
2. 後續專家座談會建議邀請建築師、相關技師及營建署與建築技術審議委員參與，提供意見。

研究單位回應：

1. 原規範第 2 章「載重」已將雪載重納入，雖然臺灣大部分區域未能有降雪現象，但考量高山區域仍是有其可能性。
2. 第 12 章「製造、安裝、品管」第 12.3.5 節，所提及銲接乃針對施工與品管部分，規範第 11 章詳實規範接合的設計，相關銲接皆有嚴格的要求，將會依委員意見做修正。
3. 本次期中報告書未將未完成修改的章節與內容納入，致使未能完整呈現，造成委員困擾，還請見諒。
4. 規範第 12.3.6 節「表面處理」建議改為「防蝕處理」之部分，將依委員意見修正。
5. 原規範第 13 章「耐震及耐風設計特別規定」，已規範限制冷軋型鋼構造建築物之簷高不得超過 14 公尺，對於是否放寬高度限制之問題，將依委員意見，朝向特殊審查方式處理之。
6. 第 1 次專家座談會出席人員以建築與營造業者為主，第 2 次專家座談會出席人員將以建築師、結構技師、土木技師與公務人員為主。
7. 建築技術規則第 8 章冷軋型鋼構造第 521~540 條，將依委員意見，做一審視檢討。
8. 由於目前使用冷軋型鋼框架所興建的輕型鋼構建築為數不多，一般會誤認市面上的鐵皮屋與鐵工廠為此類建築，而不予重視，事實上，輕型鋼構建築平均造價比傳統 RC 建築高出許多，結構計算上又無相關的商業應用軟體，且建築構築上的技術門檻也相對較高。
9. 國內在輕型鋼構建築的設計上，不是仰賴日本，就是依照美國的規範設計，因此一般建築與營造業者，對於此類建築一直有裹足不前的現象，未來還期待結合政府與民間的力量，推廣輕型鋼構建築，如內政部建築研究所與台灣建築中心或台灣輕型鋼構建築協會，共同辦理相關推廣活動。
10. 在本次規範修正上，除針對各個章節進行修改探討外，亦會將各章節修正之部分與其意義，做一解釋彙整。

11. 在鋼結構與鋼筋混凝土現行規範中，將「容許應力法」與「極限強度法」分開編列，本研究計畫將「容許強度設計法」與「載重及強度係數設計法」同時呈現，其主要原因為兩者所使用的設計公式業已一致，只有在「安全係數」與「強度折減係數」上有所不同，相信不會造成混淆的情形發生。
12. 冷軋型鋼所使用之材料，將於第 3 章「材料」做一完整之審視與修正。
13. 「建築物耐震設計規範與解說」針對不同適用情況，地震力設計所採用之 α_y ，將於規範第 13 章「耐震及耐風設計特別規定」修正時，做一說明或連結。
14. 目前規範第 11 章「接合」，係針對冷軋型鋼構材之接合，包含銲接、螺栓接合、螺絲接合做詳細的規範，當然仍須進行審視與修改，而冷軋型鋼構造之結構系統、橫力系統與設計方法之介紹，將於規範適合之章節處，予以說明介紹。
15. 透過本研究案之進行，所衍生之研究議題，與推動適合國內本土研究之相關議題，將於計畫成果報告書中提出，以供後續研究之參考。
16. 有關新增容許強度設計法的意義，將依委員意見於第一章第一節，予以說明。
17. 有關工程會之要求，設計者須審核承造人及專業分包商(輕型鋼構)之整體施工計畫書及分項工程(冷軋型鋼)之施工計畫書，後者含工地施工與工廠製造兩套施工計畫及品質管理計畫，將於第 12 章的內容做適度的修正與連貫，另未來在進行施工規範研修時，亦同樣須予以延續修正之。
18. 目前設計規範乃以冷軋型鋼構材結構設計為其主題研擬，對於冷軋型鋼應用於輕型鋼構建築之部分，將於規範內適合之章節以予說明，而「冷軋型鋼構造建築物施工規範」，則在輕型鋼構建築的施工上，有較完整實質的規定與說明，因此對於使用板牆結構的輕型鋼構建築的結構計算與設計，將規劃後續計畫進行研究，進而思考編撰書籍出版，以供設計與施工業者參考。

九、會議結論：

- (一) 本次會議 3 案期中報告，經審查結果原則通過，請將與會專家學者及出席代表意見，詳實紀錄供各計畫案參採，並於期末報告作適當回應。
- (二) 請各計畫掌握辦理時程及進度，協同研究計畫請研究團隊注意控制經費核銷進度；補助案請依規定辦理第 2 期經費核撥。

十、散會：下午 5 時整。

附件 五

第二次專家座談會會議紀錄

內政部建築研究所「冷軋型鋼構造建築物結構設計規範與解說修正研擬」

協同研究計畫第 2 次專家座談會會議記錄

時間：民國 101 年 10 月 26 日(五) 上午 10 時 00 分

地點：朝陽科技大學 理工大樓 E-219 室

主席：潘吉齡（代）

紀錄：陳景鴻

出席人員：林新華教授 彭瑞麟教授 鄭錦銅教授 李松興建築師
黃丈展建築師 張繼仁技師 陳建利幫工程司

一、主席致詞：

在會議前先介紹修正此計畫的源由以及本規範與輕型鋼結構建築之連結，希望各位專家學者與相關專業領域人士透過本次會議提供建議與指導，以作為在修訂此規範之參考依據。

二、簡報說明：

冷軋型鋼厚度較薄，規範上將其厚度定為 0.4 cm，一般常用於製造業，反觀建築界所用之冷軋型鋼之厚度甚至可達 2.54 cm，而其製造過程係透過衝壓、彎折或冷軋成型，若以質量的觀點來看，冷軋型鋼之質量較熱軋型鋼輕，製造過程上也較為便捷，因為冷軋鋼不需像熱軋鋼一樣加熱處理，在製造成本上也較為經濟，而冷軋鋼結構也與熱軋鋼構造一樣，所以在裝束、運輸、乾式施工方面上，並無混凝土之潛變或是木材腐壞等現象。

國外早期皆以木構造建築為主，例如：歐美、澳洲，西元 1992 年，美國華盛頓建造第一棟高度達兩層樓之輕鋼構示範屋，其立柱由木構造改為以 C 型鋼為主的主架構，屋頂結構部分可以框架式或桁架式的構築方式呈現，而其用途不只侷限於使用在民生住宅方面，也可將輕鋼構用於商業大樓等高層建築，早期國內已有使用輕鋼構的概念，例如：農舍、工廠、或作為增建或加蓋等用途。國內早期對於輕鋼構為主要構材之工法並未受到重視，故大部分皆屬於副結構材，至西元 1998 年，營造業者引進新材料新工法之概念，於國內苗栗地區施築一座以輕鋼構為主結構之農舍，因在設計上無相關的資料或法規可依循，故其設計及施工方法皆採以保守方式施做，而後國內自美國、日本引進冷軋型鋼之計算公式及工法，於近年來，國內在部分地區分別採用日本工法及美國工法，施築以農舍為主要用途之輕鋼構建築。

「冷軋型鋼構造建築物結構設計規範與解說」自西元 2000 年著手研擬至西元 2004 年公布。目前國內之「鋼構造建築物鋼結構設計技術規範」分為二部份：一為鋼結構容許應力設計法規範及解說；另一為鋼結構極限設計法規範及解說。西元 2000 年，研擬冷軋型鋼造建築物結構設計規範時，僅呈現極限強度設計法，未能將容許應力法納入考量，因此，本次修正冷軋型鋼造建築物結構設計規範時，可參造美國鋼鐵協會 AISI 在編修最新規範的作法，將國內冷軋型鋼的鋼造建築物結構設計規範，除了修正原有極限強度設計法(LRFD)的相關內容外，並加入容許強度設計法(ASD)於規範內。

為確保施工之品質與建築使用之安全，本計畫除了針對構材設計做相關規定之研究探討外，冷軋型鋼構造建築物結構設計規範與解說的修正版本，亦考慮參考國內「鋼構造建築物鋼結構設計技術規範」之編排方式，對於標準焊接之要求、耐震及耐風設計、肢材承载力之設計、製造、安裝與品管之類似章節亦需加以調整修正。而推動本計畫的預期目標計有：(1)完成冷軋型鋼構造建築物結構設計規範與解說的修訂；(2)提供最新的規範內容以利設計者之使用；(3)提升冷軋型鋼構造建築之結構安全。

三、建議與討論：

◎黃丈展建築師：

參訪過斗六市施工案例，此例屬新日鐵系統，其工程之施工圖、結構計算書等相關資料及文獻，皆於施工前已具備完善且精確的紙本資料(編號、編料、建材尺寸等)及電子檔。訪問該項工程之工地負責人：於施工過程中是否出現任何問題?工地負責人回應：於施工過程中，曾出現所需使用之螺絲量不足，而不需使用支螺絲量卻增加，於是將此情形回覆至新日鐵公司，回覆後得知現場施工人員未將正確尺寸之螺絲接合於正確之位置，導致此問題之衍生。新日鐵公司於數日後，指派專人至工地清點構材之數量，事後證實此問題實屬現場作業人員之施工不當所造成。實際參訪斗六市集已完工之建築，其樓板與牆板採相同原理之斷音結構設計，可將聲音傳遞至斷音結構時完全阻斷，反觀台灣輕鋼構建築在斷音部分，尚未能夠將來自於外在的聲音完全阻斷。

台灣地區於基礎開挖後至灌漿之前，常出現反潮現象，依日本的施作技術能夠將此影響完全阻斷，以確保施工品質，此點值得讚許。

1. 規範內容多注重於設計和施工規範，對於設計建築師所需的建築設計資訊幾乎較沒有任何著墨，例如：露臺地板、衛浴空間的防水、共同壁、建築內外牆的材料(耐用性)和厚度建議、牆壁(屋頂)隔音、樓板震動的聲音。
2. 是否能將內外牆材料、厚度之要求或國家既定之規範，及以往成功的經驗與如何修補已損壞之牆體，納入修正規範中。

3. 規範中欠缺平、剖面圖之圖說，是否能納入規範之補充資料中，以利於建築師設計。
4. 針對輕型鋼構運用於低層住宅設計上需考量的設計限制因素。
5. 是否於規範中納入舊房舍之拆除、整建或新建之邊間部分(輕鋼構建築)，如何與既有之建築物連結。
6. 第五百二十四條 冷軋型鋼結構製圖，應符合左列規定：
 - (1)設計圖應依結構計算書之計算結果繪製，並應依設計及施工規範規定。
 - (2)冷軋型鋼結構施工前應依設計圖說，事先繪製施工圖；施工圖應註明構材於製造、組合及安裝時所需之完整資料，並應依設計及施工規範規定。
 - (3)冷軋型鋼結構之繪圖比例、圖線規定、構材符號、鋼材符號及相關連結物符號、應依設計及施工規範規定。

主席回應：

自攻螺絲在輕鋼構建築上之地位是舉足輕重的，每支自攻螺絲的寬度及螺紋間距皆會影響到輕鋼構建築，所以鋼材多少厚以內，及其多少厚度以外或厚度與厚度之間，對於自攻螺絲的尺寸都有要求。基本上，此規範主要以設計為優先考量，在與既有房舍之連結及共同壁的問題，建議於明、後年修正規範中提出牆與牆、牆與板或地板與牆體間的鉚定之參考圖說，另外，在輕鋼構建築之建築細部設計計畫中，也有提供圖例，以利於建築師做為設計之參考。輕隔間面板如做為主體結構之用途，將不允許開孔或移動，但若非主結構強體，於此方面法規並未強制要求，因此對於此部分將建議在施工規範中，針對結構強體之特殊部位提出適當之厚度尺寸及材質之要求。低層建築之限制於規範中第 13 章，限制高度為 14 公尺(純輕鋼構建築)。規範中缺少圖例之部分，將以予修正。

◎李嵩興建築師

- 1.冷軋型鋼構造主要結構系統是板牆，而大部分所見之板牆設計類型及擺設方式，皆以水平、垂直為主要考量，是否能於設計規範中加入對於牆體在 free form 上之設計。
- 2.冷軋型鋼本身是板牆系統，往後是否有機會與預鑄系統結合，建議在規範中可提出相關研究之案例。
- 3.因冷軋型鋼質量輕，所以在隔音方面需由牆體內部之填充材或斷音結構之設計，達到阻絕聲音傳遞的目的，而目前台灣廠商在外牆材料及斷音之部分尚嫌不足，須針對此部分做細部討論。
- 4.建築技術規則要求外牆之防火時效需達 1 小時，內牆則是靠耐燃等級做裝修材

之要求，通常設計者在設計外牆時，為達到規範要求之防火時效，需在外牆上多加一層防火材，但就建築師的立場而言，認為使用此方法與整體設計之美感呈現上有所差異。

5.依規範中，牆體在垂直方向之 free form 實屬可行，但在 3D 的模式中 free form 的設計上仍需進一步地突破。

主席回應：

針對冷軋型鋼用於各式形狀或曲線甚至角度上的變化，可依本規範做全鋼設計，至於全鋼設計之冷軋型鋼構造如何與建築物組合搭配，關於這點，就得完全依靠結構或土木技師之專業能力，在本規範第 10 章 組合構材中，已提到鋼的支撐材(橫材)如何與系統折板結合之設計，所以不論結構體本身是外牆或是內部結構，皆可參考本規範之設計方法。至於如何將各式形狀或曲線甚至是角度上的變化與輕鋼構建築之牆板作結合，因礙於無分析此結構之軟體，一般在計算上皆是靠手算，而計算之數據都經由實驗所得知，若以弧形之冷軋型鋼構造，較難以單位寬度的抗剪強度去進行分析計算，所以在設計計算上仍需進一步的探討。將冷軋型鋼構造建築與預鑄系統結合，此兩種類型之工法仍須更進一步地探討及討論，若達成共識將考慮編入本規範中。隔音效果之優劣乃取決於成本之高低，若牆板內加入玻璃棉、防潮用之塑膠板及透氣層等填充材時，其隔音系統愈良好但相對的成本就愈高。規範中要求針對立柱(腹板)之深度需達 8.7cm 以上，在加上外覆材(耐燃材料)，因此符合規範外牆結構體防火時效需達 1 小時之規定。針對防火時效在本規範之牆體或組合構材章節中將以予編入。

◎陳建利幫工程司

- 1.鋼結構外型可施作的型式很多，但以整體施工圖說與實際使用上非近相符，建議可先以接合型式、組合構材型式，統整接合參考圖說。
- 2.目前國內冷軋型鋼法規之設計及施工規範中，冷軋型鋼以牆板為主要系統，但在垂直及水平之施工精度上，於規範內仍未呈現相關之參考依據。
- 3.本規範第 13 章 風力及地震力之斜撐加勁補強，仍有可補足之空間。

主席回應：

組合構件與組合構材之接合方面，將研擬出更為恰當之呈現方式，編列於規範中。施工規範規定，上部牆板與下部牆板，偏心之距離不得超過 1.9cm，但於垂直或水平精度方面，規範中仍未提供具體之參考數值，而精度值應以何種方式(實際之參考值、比例值)呈現，將逐步歸納，編入施工規範中。目前國內設計規範第 13 章只提供耐震(抗剪強度)及耐風設計之參考資料，利於設計者使用，關於垂直力之設計強度，將考慮於本規範第 13 章 組合構件(牆體部分)新增此項目。

◎張繼仁技師

- 1.建管人員不知如何審核輕鋼構建築，是否提供簡潔之品管方式，例如：平面配置、跨距之容許值於多少內，可免除結構計算，於規範內，利於建管人員使用。
- 2.是否於安全考量下，簡化冷軋型鋼構造之計算式，利於建管人員使用。

主席回應：

本規範訂定完畢之初，曾於台灣各地進行推廣及召開說明會議，邀請各縣(市)政府之建管人員參與，目的為了使建管人員對於輕鋼構建築及相關規範更加熟悉，但推廣效果始終不佳，其原因有：(1)參加人員不踴躍；(2)建管人員較少接觸此類型之建築；(3)行政人員調度之關係。目前國內審查制度已採外包制度，建議審查制度能以技師簽證之方式執行，但對於推廣輕型鋼構建築及相關法規，仍需倚靠政府機關的高度支持。

◎黃丈展建築師

- 1.是否於規範中編入法定工程造价，便於申請書之填寫。

主席回應：

工程造价於規範中未確實說明，考慮將此建議引入相關規範中。

◎彭瑞麟教授

- 1.建議規範訂定後 5-6 年，提出規範的修正及研擬之要求。
- 2.建議參考國外文獻資料時，以一個國家為參考依據，其他國家為輔。
- 3.Direct Strength Method 於附錄第幾章?是否屬於鋼結構 2010 年規範中之 Direct Analysis Method?
- 4.規範中第一章 1-4 節 C-1-3-1 中，圖面與實際情形不吻合， R_m 的分佈應較 Q_m 的分佈較窄才合理。
- 5.針對輕鋼構建築之防火問題及其優缺點，建議編入規範內容。

主席回應：

規範內尚在歸納整理階段中，規範內容缺失之部分將以予修正，其中 Direct Strength Method 屬直接強度法，Direct Analysis Method 屬直接分析法，此兩法為不同之分析法。另外，本規範主要探討設計技術方面之問題，於法令方面，建築技術規則中已有相關法令之依據。其針對輕鋼構建築之優缺點之部分，將考慮納入本規範中。

◎李嵩興建築師

- 1.建議在法規上或施工規範上，將冷軋型鋼構造建築或輕鋼構建築，界定為防火構造建築。

主席回應：

感謝委員針對此部分提出建議。

◎鄭錦銅教授

建議規範內容中，針對結構設計時能免除複雜之計算公式，盡量以圖、表方式呈現。

主席回應：

此作法無法落實國內之原因有：(1)無法進行結構計算；(2)挑高問題(美國的設計表格有高度限制)，但將建議於本規範中第十章規定，其構造若符合美國 AISI 之規範，得以此規範做為施作參考之依據。

◎李嵩興建築師

- 1.建議於規範中制定精算法(整體結構之設計)及簡算法(查圖、表)。

主席回應：

對於結構體屬對稱性結構且牆體配置一致時，此方法實屬可行，但對於水平力(地震力)之影響，仍需加以審核，所以在此法的應用上是有諸多條件限制的。

◎黃丈展建築師

- 1.牆體配置之限制。

主席回應：

未來將統整出牆體配置之限制，並歸納至規範內



圖 6 第二次專家座談會會議照片

附件 六
期末甄審會議紀錄

內政部建築研究所
101 年度協同研究「冷軋型鋼構造建築物結構設計規
範與解說修正研擬」期末審查會議紀錄

一、時 間：101 年 11 月 14 日（星期三）下午 2 時 30 分

二、地 點：15 樓第 1 會議室

（新北市新店區北新路 3 段 200 號 15 樓）

三、主持人：陳副所長瑞鈴

記錄：李台光

四、出席人員：（如簽到單）

五、主席致詞：（略）

六、承辦單位報告：（略）

七、研究單位簡報：（略）

八、出席人員審查意見：

（一）「冷軋型鋼構造建築物結構設計規範與解說修正研擬」案：

甘總工程師錫滢：

1. 本研究增加 ASD 之內容，符合現行社會上顧問公司工程師之習慣，值得肯定。
2. 建議增加剪力嵌板與構材框架接合之細部圖例，方便設計者參考。

邱顧問昌平：

1. 「冷軋型鋼構造建築物結構設計規範與解說」已於 93 年 1 月 16 日公布實施(請在第 II-1 頁中註明參考文獻[1.1])。而由於美日等國相關技術及研究成果有長足的進步，且美國 AISI 協會亦於 2007 年公布新版規範，故本規範之修正研擬，確有必要，研究報告於第三章的說明及附件五建議修正條文均已詳細，成

果良好。

2. 建議目次編排稍做修正：附件五為主要成果，宜改列為附件一；且在第三章內容稍加描述。附件一至四應置於較後處為宜，或可置於參考文獻及附錄一至四之後。

高教授健章：

1. 規範之修訂內容尚為完整，符合預期成果。
2. 建議提供構材接合部之設計範例，以資業者引用。
3. 螺孔之防蝕要求，需加以規定。

陳技師正平：

冷軋型鋼接合甚為困難，建議提供適用的接頭設計方法及接合型式供參，以利推廣。

中華民國全國建築師公會代表 江建築師星仁：

1. 研究報告第 III-22 頁，有錯別字，請修正。
2. 研究報告第 III-10 頁，載重組合是否可刪除雪載重？

陳組長建忠：

1. 有關修正標示法，為利黑白字體呈現，刪除者用刪除線，增列部分可考量粗黑字體或加斜字體。
2. 本規範請考量予以 BIM 化。並評估、計算導入程度百分比，並於審查會議後調整方向與重點。
3. 請標示節目錄，並編列圖目錄表目錄(附件亦同)。
4. 請考量補充本規範修訂理由及說明(或可在研究報告第三章各章修正說明中，再增列各節及各條文修正理由及說明)。

陳副所長瑞鈴：

1. 有關本規範修正的原因未能完整說明，請確實提出說明。
2. 在研究報告所提重要發現，似未能確實呼應本研究執行的結

果，應予以修正說明。

研究單位回應：

1. 冷軋型鋼運用於建築上的構材接合，基本上以螺絲接合為主，除需針對各種內力如拉力、剪力、穿刺、拔出等破壞，進行檢核外，接合鋼材的總厚度，也必須加以考量，相關的接合位置與其適用螺絲號碼，將於冷軋型鋼構造施工規範內提供。
2. 國內於 93 年公布施行的「冷軋型鋼構造建築物結構設計規範與解說」，將於研究報告第二章中予以引用，並列入參考文獻中。
3. 有關目次的編列方式，研究報告將依委員意見予以修正。
4. 用於建築上的冷軋型鋼構材，在本規範第十二章第 12.3.6.2 節規定須使用鍍鋅處理的鋼板製作，一般的防銹塗裝亦於第十二章第 12.3.6.1 節訂有相關規定，而接合上所使用的螺栓與螺絲的防銹保護，將於相關章節予以規範。
5. 不同於一般以梁柱組成的構架結構，輕型鋼構建築主要乃以牆體為承載構材，因此以冷軋型鋼框架結合外覆材的複合牆體，其接合的方式與要求，即顯得相當的重要，此部分於第十章「組合構材」予以說明及引用，並將於冷軋型鋼構造建築物施工規範，予以規定說明。
6. 修正標示法將依委員意見，進行全面的修正，刪除者使用刪除線標示，增列部分以粗體表現。
7. 目錄將比照「鋼結構建築物結構設計規範與解說」的編排方式處理。
8. 本規範修正的理由與其背景，將予以完整說明，各章修正的內容與細節將再強化。

九、會議結論：

- (一) 本次 3 案期末報告審查原則通過。

- (二) 審查委員及機關團體代表所提意見，請承辦同仁詳實紀錄，並請各執行團隊除於本會議綜合回應外，應於成果報告書中提出詳細回覆，另建回應表，並如期如質完成。
- (三) 研究成果報告書請確實依本部規定之格式撰寫，並於成果報告初稿完成後，先送本所承辦同仁協助檢視，確認無誤後再印製。

十、散會：下午 4 時 50 分。

參考書目

1. 內政部營建署，“最新建築技術規則”，詹氏書局。
2. 營建雜誌社，“鋼構造建築物鋼結構設計技術規範”。
3. 營建雜誌社，“鋼結構極限設計法規範與解說”。
4. American Iron and Steel Institute, North American Specification for the Design of Cold-Formed Steel Structural Members, Washington, D.C., 2007 Edition.
5. American Iron and Steel Institute, Commentary on North American Specification for the Design of Cold-Formed Steel Structural Members, Washington, D.C., 2007.
6. American Institute of Steel Construction, Specification for Structural Steel Buildings, ANSI/AISC 360-05, 2005.
7. American Iron and Steel Institute, LRFD Cold-Formed Steel Design Manual, Washington, D. C., 2008.
8. American Society of Civil Engineers, Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures, ASCE Standard 7-05, 2005.
9. AS/NSZ Standard Australia, Cold-Formed Steel Structures, AS/NZS 4600:2005.
10. Yu, W. W., Cold-Formed Steel Design, 3rd Edition, John Wiley & Sons, New York, NY, 2000.
11. American Welding Society, Structural Welding Code – Steel, ANSI/AWS D1.1-96, Miami, FL, 1996.
12. American Welding Society, Recommended Practice for Resistance Welding, ANSI/AWS C1.1/C1.1M-2000, Miami, FL, 2000.
13. British Standards Institution, British Standard: Structural Use of Steelwork in Building, “Part 5 – Code of Practice for Design of Cold-Formed Sections,” BS 5950: Part 5: CF92-2, 1998.

冷軋型鋼構造建築物結構設計規範與解說修正研擬

出版機關：內政部建築研究所

電話：(02) 89127890

地址：新北市新店區北新路3段200號13樓

網址：<http://www.abri.gov.tw>

編者：林建宏 潘吉齡 林新華 單明陽 曹孟修

出版年月：101年12月

版次：第1版

ISBN：978-986-03-5625-0