

第二章 載重

2.1 適用範圍

本章規定結構設計時所應採用之載重大小及載重組合，除本章另有規定者外，應依據建築技術規則及相關規範之規定辦理。

2.2 載重係數與載重組合

結構及其構件所需提供之強度，須依係數化載重組合後之臨界狀況決定。臨界狀況可能在一種或多種載重作用時發生，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。若建築技術規則及相關規範中並無相關規定，則須檢核下列之載重組合：

$$1.4D \quad (2.2-1)$$

$$1.2D + 1.6L \quad (2.2-2)$$

$$1.2D + 0.5L \pm 1.6W \quad (2.2-3)$$

$$1.2D + 0.5L \pm E \quad (2.2-4)$$

$$0.9D \pm E \quad (2.2-5)$$

$$0.9D \pm 1.6W \quad (2.2-6)$$

其中，

D = 靜載重，結構物構件重量及永久附加物重量。

L = 活載重，包括室內人員、傢俱、設備、貯存物品、活動隔間等。

W = 風力載重，依據「建築物耐風設計規範及解說」之規定。

E = 地震力載重，依據「建築物耐震設計規範及解說」之規定，惟其中起始降伏地震力放大係數 α_y 取1.0。

式(2.2-3)與(2.2-4)中，若結構物之用途為車庫、公眾使用場所或活載重大於 0.5tf/m^2 時， L 之載重係數應為1.0。

解說： 結構及其構件所需提供之強度，須依係數化載重組合後之臨界狀況決定。臨界狀況可能在一種或多種載重作用時發生，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。影響極限狀態之參數主要為材料或構件強度及載重大小，由於結構之強度或外力載重之大小及作用之時機，並未呈現規律性，須藉或然率理論來探討各參數之分佈情形。對於這些參數之分佈情形須進行大規模的調查統計，屬於外載重之活載重、風力載重與地震力載重受地域性影響甚鉅，擬議中之「建築物設計載重規範」（葉祥海與陳瑞華 2003）利用可靠度分析台灣地區之調查資料，訂定各種載重組合及其活載重、風力與地震力之載重係數。至於構材強度

及靜載重受地域性之影響較小，而台灣地區尚欠缺此方面資料，且美國國家標準局曾作大規模之研究 (Ellingwood et al. 1980；ANSI 1982) 已有詳細資料，故暫參考美國地區之研究資料，待國內有更新統計資料時再行修正之。

利用或然率理論和可靠度分析，可以預估結構極限狀態的發生機率，並將其界定於可接受的範圍內，如此較符合結構安全與經濟性之要求。在極限設計法中安全指標 (β 值) 之選定將影響設計之載重放大係數與強度折減係數，美國鋼構極限設計法對於桿件在受垂直力時其安全指標 β 乃界定於 $\beta=3.0$ (AISC 1986)，而在垂直力及橫向之風力作用下 ($D+L+W$) 其安全指標 β 則設定於 $\beta=2.5$ ，在垂直力與地震力共同作用下 ($D+L+E$) 則 $\beta=1.75$ ，此種在短期載重下採用較小之安全指標與過去的設計方法並無不同。在單獨垂直作用力時，載重作用的速率 (loading rate) 是假設靜力作用，在考慮風力或地震力時，因載重速率加快，而使實際抵抗力稍增，考慮此種影響，將 R/R_n 的比值乘以 1.10 倍 (Ellingwood et al. 1980)，由於風力載重屬於短期載重，其 β 值通常隨風力增大而降低，平均而言，比靜載重與活載重組合時安全性為小，此外附屬結構物對於減輕風壓力效應也有助益，但計算外力影響之過程中，則忽略應力重分配以及附屬結構物之影響，所以在垂直作用力與風力聯合作用下的安全指標，比單獨垂直作用力下之安全指標略低，應屬合理。本規範在長期載重與風力共同作用下安全指標定為 2.5，此安全程度與美國地區相同，而比日本地區為高 (日本規範風力與長期載重下之安全指標 β 為 2.0 (日本建築學會 1990))。

在風力或地震力等橫力作用下僅考慮自重為穩定結構的安定力，此時之橫力稱為傾倒作用力，而自重則為抵抗傾倒之穩定力，現行規範中風力反向作用時之安全指標，比風力正向作用時略低，而且安全指標下降的速率很快，風壓力漸增時安全指標約在 1.5 至 1.75 之間，現行規範低估了反向作用力的影響，反向作用力在以往規範中很少成為控制設計條件，乃因載重組合係數之低估所致，在本文中反向作用風力之安全指標為 2.0，較現行規範值略高，此條件下之安全程度與美國以及日本地區使用者相同。

強度折減係數與安全指標之配合，須經不同載重組合計算與比較，此類計算甚為費時，在實際設計中，甚多實例其最大載重組合是由垂直力所控制，而垂直作用力之組合，亦是首先必須檢核之載重組合。若建築技術規則及相關規範中並無相關規定，則可採用本規範所列之載重組合。在訂定本規範所列之載重組合時，靜載重與活載重之統計資料，為引用美國地區之研究結果，因此在垂直力作用下之載重係數，本規範採用與美國地區相同之 $\phi R_n \geq 1.2D + 1.6L$ ，若考慮材料強度之分佈情形及設定安全指標 β 為 3.0 時，上式之 ϕ 值約在 0.8 至 0.85 之間。

表C2.2-1為AISC規範委員會在LRFD規範中所決定之強度折減係數，我國之鋼構材質與製造標準與美國地區差異不大，在未有更進一步之廣泛調查資料可資運用前，本文之抵抗力部分暫時參照美國地區之研究成果。在求取風力載重係數時有關構件之抵抗力部分則只取較具有代表性之張力桿件、組合梁與柱構件，而風力大小除用全臺灣平均值外，另檢核臺北、臺中、高雄等大都會區，取其較保守者為本規範建議之載重係數。

對中央氣象局於臺灣地區歷年來各測站之風速資料進行研究，求得風壓力的平均值與變異係數後(陳生金等 1992)，再利用一階二次矩準則，求取限制方程 $g(x)$ 為 $R - (D + L_{apt} + W)$ L_{apt} 表示任意時間之活載重 (arbitrary-print-in-time load) 及 $R - (D - W)$ 的載重組合時各載重之載重係數，以符合預先選定之安全指標。在求取風力載重係數的過程中，假設活載重係數 $\gamma_L = 0.5$ ，靜載重係數滿載時為 $\gamma_D = 1.2$ ，空載時為 $\gamma_D = 0.9$ (AISC 1986)，如下式：

$$\phi R_n \geq 1.2D + 0.5L + \gamma_w W \quad (C2.2-1)$$

$$\phi R_n \geq 0.9D - \gamma_w W \quad (C2.2-2)$$

取 $\gamma_D = 1.2$ ，是由於在靜載重與活載重組合時為 $1.2D + 1.6L$ ，在安全係數相同的前題下，可將 γ_w 調至較方便之常數，同理，在現行AISC之極限設計中，反向作用力時： $\phi R_n \geq 0.9D - 0.3W$ 故將 γ_D 定於0.9，並假設在極限狀態發生時，風載重與靜載重比介於0.5至4.0間，活載重與靜載重比值則代入0.5與1.0，以求 γ_w 之變化情形。

由研究顯示(陳生金等 1992)，臺灣地區與臺北市、高雄市、臺中市的風力載重係數變化約在1.4至1.6之間，因此可保守的取 $\gamma_w = 1.6$ ，於是式 (C2.2-1)可寫為：

$$\phi R_n \geq 1.2D + 0.5L + 1.6W \quad (C2.2-3)$$

同理在空載時受風力作用時， γ_w 的分佈在1.4至1.7之間，取 $\gamma_w = 1.6$ ，而式(C2.2-2)變為：

$$\phi R_n \geq 0.9D - 1.6W \quad (C2.2-4)$$

美國規範與日本鋼結構極限設計規範在相同載重組合下之風力係數與本規範採用值之比較如下：

臺灣地區：

$$\phi R_n \geq 1.2D + 0.5L + 1.6W \quad \beta = 2.5 \quad (C2.2-5)$$

$$\phi R_n \geq 0.9D - 1.6W \quad \beta = 2.0 \quad (C2.2-6)$$

美國地區：

$$\phi R_n \geq 1.2D + 0.5L + 1.3W \quad \beta = 2.5 \quad (C2.2-7)$$

$$\phi R_n \geq 0.9D - 1.3W \quad \beta = 2.0 \quad (C2.2-8)$$

日本地區：

$$\phi R_n \geq 1.1D + 0.6L + 1.6W \quad \beta = 2.0 \quad (C2.2-9)$$

$$\phi R_n \geq 0.9D - 1.6W \quad \beta = 2.0 \quad (C2.2-10)$$

而使用式(C2.2-5)及式(C2.2-6)之載重係數時，其標稱風力大小須依據「建築物耐風設計規範及解說」之規定辦理。

評估結構物所受地震力，通常須考慮工址可能發生之最大加速度，及結構與土壤之互制作用，現行地震力規範中評估地震力之方法，是以等值的靜態作用力，取代繁複之動態分析，另外，結構物本身所能承受地震力之能力，是以結構系統所能提供之勁度與韌度來衡量。工址加速度值，與地震力有直接的關係，地震力對結構物所造成的破壞，是由於強震時之加速度造成，若以可能發生之最大加速度來設計，對一般結構物可能過於保守，但因強烈地震出現的機率，和規模大小呈反比關係，建築物之耐震設計容許在強烈的地震作用下，結構物可以產生相當的損害，但崩塌和生命的損失則必須避免。基於上述的考慮，並假設一般工程壽命使用週期為50年，且限定地震力所造成的加速度超過設計加速度之機率為百分之十，而若以回歸週期來表示則為475年。本節有關地震力之計算應依據「建築物耐震設計規範及解說」之規定辦理，惟其中起始降伏地震力放大係數 α_y 應取1.0。

表 C2.2-1 AISC-LRFD 規範中之強度折減係數

構 件	極 限 狀 態	強度折減係數
張力桿件	降 伏 極 限 狀 態	0.9
	撕 裂 極 限 狀 態	0.75
壓力桿件	—	0.85
撓曲桿件	—	0.9
組 合 梁	—	0.85
銲 接	依銲接方式不同而定	0.75
		0.8
		0.9
螺栓接合	張力及承壓強度極限狀態	0.75
	承壓型螺栓剪力極限狀態	0.65
	摩阻型螺栓剪力極限狀態	1.0
接合剪力斷裂	接合之剪力斷裂極限狀態	0.75
腹板或翼板 承受集中力	翼板局部彎曲	0.9
	腹板局部降伏	1.0
	腹板壓褶	0.75
	腹板承壓挫屈	0.9
	腹板側移挫屈	0.85

2.3 衝擊載重

若因活載重而產生衝擊效應時，活載重須增加。若未特別指定，則其增加量應為：

電梯及其機具之支承設計	100%
輕機具、馬達驅動或軸驅動輕機具之支承設計	20%
往復式或電力驅動機具之支承設計	50%
懸吊之樓版或陽台	30%
以控制室操作吊車之大梁及其接合	25%
以吊纜操作吊車之大梁及其接合	10%

解說：快速移動之活載重通常會對承載結構物產生瞬間之衝擊效應，於設計時須加以妥當考慮，最常見的例子為車輛通過橋梁時所產生之衝擊效應，本規範雖不包含橋梁設計，惟於房屋建築結構中亦偶須加以考慮，如當有吊車存在時，吊車梁將承受此類動態載重，而其考慮時應以總體移動重量計之，此因最大載重乃發生在吊車吊重尚在移動中，惟此類載重通常僅對直接承載之桿件產生效應，因此種衝擊載重歷時甚短，較不易傳遞至結構之其它桿件，惟對特殊之衝擊式振動載重（如機械之振動），須詳加設計，以免造成結構破壞或機械運轉產生困難。而此類特殊衝擊振動設計可參考相關之廠房設計標準，如美國之廠房設計手冊 (AISE 1979)。

日本鋼結構極限設計法規範（日本建築學會 1990）中建議支承衝擊載重之構材，考慮衝擊效應，須加大其載重，如不經特別之調查可依下述方式增大之：

1. 支承電梯之構材	電梯重量（含載重及配重）之100%
2. 支承振動機械之構材	機械重量之 20%
3. 懸吊樓板或露台之構材	活載重之 33%
4. 吊車梁及其支承材	
a. 於地面上以按鈕操作吊車者	車輪載重之 10%
b. 人員乘坐於吊車內操作者	車輪載重之 25%

其它如吊車行走時作用之水平力，地震力及集中應力，亦可參照該規範。

2.4 吊車車道梁水平力

吊車車道梁之標稱水平力係基於吊機移動時之效應，其值至少為吊機重與吊重和之20%（不含吊車之其他部分）。此作用力假設作用於軌道之頂端，其作用力方向為垂直於軌道之方向，且此作用力之分佈將依軌道支撐結構之側向勁度而定。

沿軌道軸向之載重至少應為吊車作用於軌道上最大載重之10%。

2.5 施工載重

鋼結構設計時應考慮所預期之施工載重，並將所考慮之施工載重大小註明於設計圖說上。施工廠商應在施工前依其採用之工法及施工順序檢核施工載重，詳附於施工計畫中，並經核可後方得施工。

解說： 鋼結構設計時應考慮所預期之施工載重。因實際承包商所採用之各種工法及機具各有不同，於結構設計時無法一一計入，故僅要求結構設計者將其所考慮之施工載重載明於設計圖說上，施工時，由施工廠商再行檢討。於考慮施工載重時，其載重組合可採用活載重之載重係數，惟因其為臨時載重，在與風力及地震力組合時，可視其工期長短，採用較小回歸期之載重。

2.6 符號說明

D = 靜載重

L = 活載重

W = 風力載重

E = 地震力載重

R_n = 標稱強度

α_y = 起始降伏地震力放大係數

β = 安全指標

ϕ = 強度折減係數

γ_D = 靜載重放大係數

γ_L = 活載重放大係數

γ_w = 風力載重放大係數