

建築耐風設計規範之載重組合及簡易風力修正研究

Study on Load Combination and Simplified Wind Load in Taiwan Code

主管單位：內政部建築研究所

陳建忠¹ 羅元隆² 王人牧³ 蔡宜中¹

Chen, Chien-Chung¹ Lo, Yuan-Lung² Wang, Jenmu³ Tsai, Yi-Chung¹

¹內政部建築研究所工程技術組

²國立臺北科技大學土木工程系

³淡江大學土木工程學系

摘要

我國建築物耐風設計規範及解說之內容僅適用於近似矩形之建築物。其中，風力計算方法參照國外規範，以陣風反應因子法作為順風向風力的計算理論，橫風向及扭轉向風力的計算則採用經驗式，以擬合風洞試驗的結果獲得。在依據規範公式計算獲得風力後，應該如何合理地組合這些風力，仍是一個急待解決的問題。根據目前作法，順、橫、扭轉向風力首先須分別獨立作用於結構模型上進行靜力分析，獲得了結構物的結構反應後再進行組合。接著取其組合後的最大反應者，對應此最大反應的來風方向的順、橫、扭轉向風力作為設計風力。實際上，目標結構物的結構反應可能因為結構系統之選擇而有所不同；而且三個方向的風力未必在同一時間發生最大值，故組合時理應存在機率問題。

本研究採用之研究方法有二：(1)以傳統的風洞物理模擬方法執行計畫內容有關必要的風力或風壓數據之取得及後續探討；(2)以 MATLAB 程式語言撰寫建築物結構分析程式進行靜力分析及動力分析；並以 MATLAB 程式語言撰寫探討載重組合所需要的機率分析理論程式。研究團隊針對規範修訂分為兩部分提出建議。首先是第十二節的部分，研究團隊提出三種不同方法以載重直接進行組合的方式，與動力分析結果進行比較。其結果雖然相較於日本規範及 ISO 規範採用結構效應組合的方式來得稍偏保守，但採用外力直接進行組合的方式較為快速且同樣具有與動力分析結果相同的變化趨勢。研究團隊也納入了目前國內外實驗室常採用的聯合機率方式來進行估算，證實了此種方式在具有風洞實驗數據的狀況下，可以獲得最佳的準確度，然而相對地，其計算過程也最為繁複。

接著是第十三節簡易風力的修訂部分，研究團隊認為簡易風力可以改用放大順風向風力的風載重效應的方式來涵蓋橫風向及扭轉向風力的作法。此作法在日本規範及 ISO 規範均已揭示許久，執行起來又十分快速便利。

關鍵詞：靜力分析、設計風力、載重組合、風洞試驗

Abstract

The In Taiwan's design wind code, it is clearly defined that the regulation content regarding the design wind load on the mainframe system and local component claddings is only applicable to those buildings with regular rectangular shapes. In design loads of the mainframe system, the along-wind load is estimated based on the gust response factor, the across-wind load and the torsional wind load are based on empirical models approximated from wind tunnel test data. Reasonably combining along-wind, across-wind, and torsional wind loads is one of the essential issues to define. According to the current regulation, the along-wind, across-wind, and torsional wind loads are individually applied to the structural model to obtain the corresponding individual structural responses. By selecting the target structural response quantity, individual along-wind responses, across-wind response, and torsional response are combined based on the SRSS concept as a resultant response. The maximum wind loads in the along-wind, across-wind, and torsional directions are not necessarily happening simultaneously. It would be reasonable to involve a joint probability relationship when combining them.

This research adopts two approaches: (1) to obtain necessary wind force data of buildings based on conventional wind tunnel testing; and (2) to proceed with static analysis and dynamic analysis based on MATLAB-language programs for structural response estimation. The research team has proposed two revision suggestions. The first suggestion is to suggest a new combination of rules for the along-wind, across-wind, and torsional wind forces. There are three approaches tested with the dynamic analysis results. Although the comparison results are more conservative, they are genuinely faster than the original way in the current code. The SRSS approach has also been verified to be precise enough and applicable. Finally, the research team would like to propose a procedure based on the same combination of rules in AIJ and ISO codes. The second suggestion in this research is to replace the current simplified procedure with the same one adopted in AIJ and ISO codes. If the existing code has remained, we can propose a new simplified formula for the torsional wind force to replace the current one. The new one will provide a better convergent result with the general formula for the torsional wind force.

Keywords: static analysis, design wind load, load combination, wind tunnel test.

一、前言

以規則的矩形高層建築物而言，目前耐風設計規範中所採用之陣風反應因子法所評估之結果與時間域動力分析結果十分符合。針對規則的高層建築物而言，在不簡化順風向風力的前提下，如何將其與橫風向風力及扭轉向風力進行有效的結合以獲得該結構物的最大反應，是規範第二章第十二節內容的重點。而由於此三種風向的最大風力不見得會同時發生，因此應該考慮此三力的機率組合問題。因此，提供一個合理且快速的載重組合方式，方能真正提升設計者使用規範的效率。我國規範第二章第十三節內容中，提供了高寬比小於3以下的低矮樓層建築物有關順風向、橫風向、及扭轉向簡化風力公式。其公式之提出，是針對高寬比較小的低矮建築物通常不需要複雜的陣風反應因子法，而逕自採取較快速的計算方式。然而，簡化公式通常提供以相較於一般風力計算式來得更保守的載重。因此在接近此簡化公式使用之門檻條件範圍的建築物高寬比時，採用何種方式給定風力將造成設計者的揣測，進而無法維持規範的一致性。因此，本計畫亦欲提出折衷方案以避免此敏感高寬比範圍的不協調現象。

二、研究內容與方法

本研究採用之研究方法有二：(1)以傳統的風洞物理模擬方法執行計畫內容有關必要的風力或風壓數據之取得及後續探討；(2)以MATLAB程式語言撰寫建築物結構分析程式進行靜力分析及動力分析；並以MATLAB程式語言撰寫探討載重組合所需要的機率分析理論程式。結合以上兩方法以及本計畫所蒐集之重要文獻進行綜合討論，最後提出本研究的結論。

在風洞實驗方面，由於本計畫首要任務為探討高層建築物的載重組合，因此首先製作具代表性的高層建築物模型至少兩座作為風洞試驗模型，量取其表面風壓並分析其風壓及風力係數與各規範比較，確認此兩模型可用以作為後續分析所用。此兩模型與過去模型不同之處在於，此兩模型必須進行高寬比不同的風洞實驗，且分別為方柱與矩柱外型，足以提供可顯示出橫風向風力及扭轉向風力比例較大的案例模型為原則。本研究預備於內政部建築研究所的風雨風洞實驗室中進行風壓量測實驗。為了確保後續探討所需要的實驗數量足夠，以淡江大學風工程研究中心的第一號風洞實驗室作為預備。首先以皮托管量測邊界層高度風速，原理為利用量測內外管的壓力差，經Cobra風速計及皮托管校正後可量測邊界層位置的動態風速作為參考風速壓。接著量測模型表面的動態分壓分布，並利用參考風速壓來計算風壓係數。獲得風壓係數積分為各樓層風力，然後按照長度縮尺放大回實場估算實場建築物風力，最後建立實場尺寸的建築物有限元素模型進行靜、動力分析。對於高層建築物而言，風速的改變並不會造成分離的現象改變，因此可以僅採用一合理縮尺風速即可；然而具有曲面的結構物則會因為雷諾數的影響而改變風力的估算。在本研究中，將盡量採用高風速以獲得符合實際的高雷諾數範圍。

三、理論背景

3.1 時間域動力分析

現實結構物是一個無限自由度的連續質量體，然而要對其進行分析有其困難性，因此發展出將系統離散化的方法，有限元素就是其中一種。可以將結構物分成若干段，稱之為有限單元，對於建築結構物來說通常是一根梁、柱或是一片樓板。這些單元只在節點處連接，可以利用單元的節點自由度來組合結構物整體性質，如式(1)、(2)所示為常見的的單元質量矩陣與勁度矩陣。

$$m = \begin{bmatrix} m_x & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & m_y & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & m_z & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & m_{\theta_x} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & m_{\theta_y} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & m_{\theta_z} \end{bmatrix} \quad (1)$$

$$k = \begin{bmatrix} \frac{AE}{L} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & \frac{12EI_z}{L^3} & 0 & 0 & 0 & \frac{6EI_z}{L^2} \\ 0 & 0 & \frac{12EI_y}{L^3} & 0 & -\frac{6EI_y}{L^2} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{GJ}{L} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -\frac{6EI_y}{L^2} & 0 & \frac{4EI_y}{L} & 0 \\ 0 & \frac{6EI_z}{L^2} & 0 & 0 & 0 & \frac{4EI_z}{L} \end{bmatrix} \quad (2)$$

利用單元的質量矩陣及勁度矩陣，可將各自由度的質量與勁度進行組合形成整個結構體的全矩陣。經過適當的假設，例如結構阻尼比假設為1%或2%，可以進一步估算系統阻尼矩陣。由於常見的高層建築受風反應行為多半假設為剪力樓板，因此可以將單層樓的自由度轉移至質心上，簡化各層樓的結構質量與勁度矩陣為每一樓層僅具備兩水平向位移自由度以及一扭轉向角度自由度。然後進行後續的動力分析。另一個情況為假設高層建築為抗彎樓板，容許單一樓層具有較多的自由度，以便估算梁、柱桿件之複雜應力行為。

若外力或地面加速度是隨時間變化的隨機變數訊號，那麼對於度運動方程式進行解析解，通常是不可能的。此類問題可以通過時間逐步積分法，對運動方程式來進行求解。常見的時間逐步積分法為1959年N. M. Newmark發展的廣泛公式如下：

$$\dot{u}_{i+1} = \dot{u}_i + [(1 - \gamma) \Delta t] \ddot{u}_t + (\gamma \Delta t) \ddot{u}_{i+1} \quad (3)$$

$$u_{i+1} = u_i + (\Delta t) \dot{u}_i + [(0.5 - \beta)(\Delta t)^2] \ddot{u}_i + [\beta(\Delta t)^2] \ddot{u}_{i+1} \quad (4)$$

參數 β 及 γ 定義了時間步進法的加速度變化，並且決定穩定性與精度。利用前節所述之質量、阻尼、勁度矩陣(在風力作用下，一般假設為恆定值)，推算出式(3-30)、

(3-31)中的 β 及 γ ；此外，進一步檢驗 Δt 的時間間隔是否影響其求解的收斂度。接下來可以透過特徵值求解模態頻率、模態的方式，將多自由度的結構系統轉變為對應多組模態的各單自由度廣義座標系統，分別求解單自由度廣義運動方程式之後，再利用模態分布反算回原有座標系統的反應。另一方面亦可以直接利用矩陣進行逐步積分求解。前者多稱為模態分析，後者為直接積分分析。

3.2 頻譜域動力分析

另外可以利用頻譜分析方法來針對隨機振動訊號進行動力分析。一般可從風洞試驗中取得建物模型的風力資料，進而利用結構模態估算廣義風力(Generalize force)歷時 $F(t)$ ，對其進行傅立葉轉換取得功率頻率密度(Power spectrum density) $S_F(f)$ 。將此外力頻譜乘上建築物的機械阻抗函數(Mechanical admittance function)的平方 $|H(f)|^2$ ，可以得到廣義結構反應頻譜 $S_x(f)$ 。最後再積分廣義結構反應頻譜求得反應變異數。不同模態的變異數則可以SRSS方式組合而得總反應之變異數值。此外，亦可以直接採用交頻譜方式進行計算，最後再以CQC方式獲得具有耦合效應的總反應之變異數值。式(5)表示為 x 、 y 、 θ 三方向的位移反應均方根值，式(6)表示為 x 、 y 、 θ 三方向的加速度反應均方根值，式(7)則為建築物機械阻抗函數，依照對應的方向來給予相對應的結構頻率 f_0 及阻尼比 ξ 。

$$\sigma_x = \frac{\sqrt{\int_0^\infty |H(w)|^2 S_{F_x}(w) dw}}{K} \quad \sigma_y = \frac{\sqrt{\int_0^\infty |H(w)|^2 S_{F_y}(w) dw}}{K} \quad \sigma_\theta = \frac{\sqrt{\int_0^\infty |H(w)|^2 S_{M_z}(w) dw}}{K} \quad (5)$$

$$\sigma_{\ddot{x}} = \frac{\sqrt{\int_0^\infty |H(w)|^2 w^4 S_{F_x}(w) dw}}{K} \quad \sigma_{\ddot{y}} = \frac{\sqrt{\int_0^\infty |H(w)|^2 w^4 S_{F_y}(w) dw}}{K} \quad \sigma_{\ddot{\theta}} = \frac{\sqrt{\int_0^\infty |H(w)|^2 w^4 S_{M_z}(w) dw}}{K} \quad (6)$$

$$|H(f)|^2 = \frac{1}{\left(1 - \left(\frac{f}{f_0}\right)^2\right)^2 + \left(2\xi \frac{f}{f_0}\right)^2} \quad (7)$$

3.3 Copula 聯合機率分布原理

Copula 為處理統計中隨機變數相關性問題的一種方法，由一組隨機變數的邊際分布(Marginal distribution)來確定它們之間的聯合分布。通過 Copula 來確定一個聯合分布的方法是基於一個簡單轉換，分別將每個隨機變數的邊際分布均轉換為平均分布的組成。本研究採取 Copula 關聯函數來了解風力與結構反應的聯合機率分布關係的主要原因。由於本研究針對高層建築水平兩個方向及扭轉向風載重所造成的結構反應進行探討，因此採用於描述極限狀態的 Copula 關聯函數 Gumbel-Hougaard 函數 Gumbel-Hougaard 函數可表示為：

$$C_\theta(u, v) = C_\theta[F_X(x), F_Y(y)] = \exp\left[-\left((-\ln(u))^\theta + (-\ln(v))^\theta\right)^{1/\theta}\right] \quad \theta \in [1, \infty) \quad (8)$$

其中 θ 為 Gumbel-Hougaard 函數的參數。其他亦有描述極限狀態的不同 Copula 函數，如 Frank 函數及 Clayton 函數(統稱為 Archimedean 關聯函數)，但其分析結果不會差異太大。有關 θ 的估算，則可以透過最大概似法針對觀察的資料進行近似得之。

四、研究成果

4.1 流場特性及結構動力特性假設

本研究採用高層建築物模型來進行風洞試驗，所採用的模型為高寬比1.5、2、2.5、3、3.5、4、5、6、7、8的方柱，以及高寬比1.5、2、2.5、3、3.5、4、5、6、7、8的矩柱。如圖1所示為高寬比8的方柱及矩柱照片。建築物高度 H 方形柱與矩形柱皆為56公分，方柱模型寬度為7公分，矩柱模型寬度為14公分；方柱模型寬度為7公分，矩柱模型寬度為7公分。風洞實驗中使用Cobra進行流場之量測，採樣頻率為500 Hz，每筆採樣時長180秒，由靠近風洞地面逐一量測至風洞高度之位置，得到風速及紊流強度如圖2所示。為了簡化後續的探討，將針對剪力樓層模型進行探討，各樓層特性均假設為相同。根據式(9)至式(11)的單元矩陣所建立的高層建築第一振態頻率值，配合樓層單位質量 180 Kg/m^3 ，利用特徵值分析得到振態分布。為了能快速調整，柱斷面採取方形斷面，雙向均為相同斷面模數以利後續柱的彎矩應力計算。在後續的分析中，阻尼均假設為1%。其中 f_1 為第一振態頻率值； H 高層建築高度。

$$f_1 = \frac{46}{H} \quad (9)$$

$$f_1 = 1/0.0731H^{0.75} \quad (10)$$

$$f_1 = \frac{50}{H} \quad (11)$$

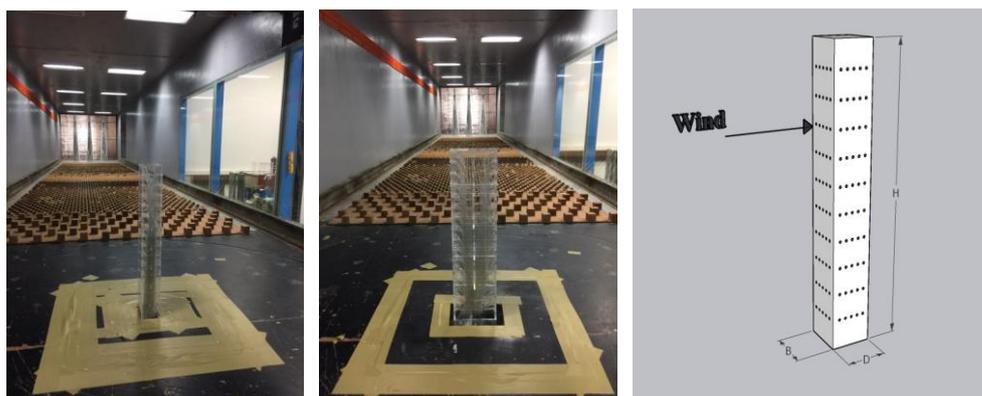


圖1、高層建築物模型(左：高寬比8方柱，中：高寬比8矩柱，右：尺寸示意圖)

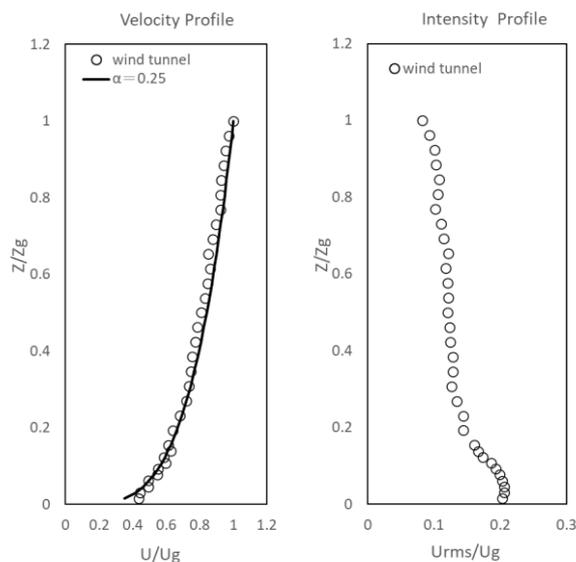


圖 2 本研究風場特性(左：平均風速剖面，右：紊流強度剖面)

4.2 氣動力特性

根據鈍體空氣動力學理論及風洞實驗中所獲得風壓歷時資料，可以進行氣動力參數計算，進而以無因次化的數值進行後續的研究分析探討。一般來說，氣動力參數多以風壓係數及風力係數表示。由於本研究所採用的模型數量較多，因此在此小節的成果中僅顯示高寬比8的方柱的平均風壓係數等高線分布以及擾動風壓係數等高線分布證實本研究風洞實驗結果屬於合理，可用以進行動力分析。圖3中分別為高寬比8、深寬比1、風攻角0的方柱立面平均及擾動風壓係數分布圖，其中Face A為迎風面、Face C為背風面。

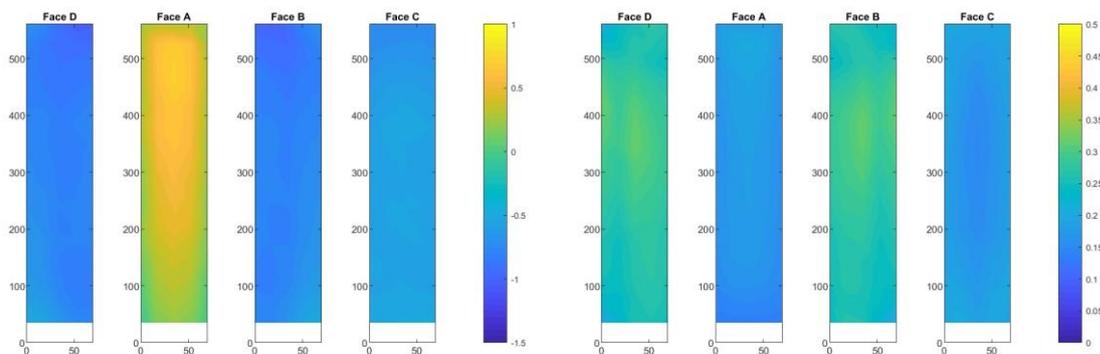


圖3 高寬比8、深寬比1、風攻角0的方柱立面平均(左)、擾動(右)風壓係數分布圖

4.3 針對規範 2.12 節的風載重效應組合係數之檢討

研究團隊針對幾個較為國內外引用的規範的相關內容來作探討。在美國 ASCE 7-16 規範中針對風載重的計算定義了十分詳盡的內容，然而卻並沒有建築物的橫風向風力及扭轉向風力的定義，而是採用風壓方式估算。因此也沒有如同我國規範第二章第十二節的風載重效應組合的建議。加拿大規範 NRC-NBC 2015 則與美國規範類似，因此兩者不予多加討論。

在最新版的日本規範AIJ 2016中揭示，針對高寬比大於3的建築物部分，提供三種不同的組合情境如表1所示。表中的 W_D 、 W_L 、 W_T 皆由該規範中所定義的順風向風力、橫風向風力、扭轉向風力所分別造成的風載重效應求得。 G_D 則是日本規範中計算順風向風力的陣風反應因子。 ρ_{LT} 則是橫風向振動與扭轉向振動的相關係數。為了簡便，表2所示為各種不同深寬比(D/B)及頻率比所歸納出的相關係數 ρ_{LT} 值。由此兩表可得知，日本規範要求三種情境來測試高寬比大於3的建築物風載重效應，分別為當順風向風力為其最大值時，橫風向及扭轉向的風載重效應進行折減。同理，當橫風向風力或扭轉向風力為最大值時，其他兩風向的風載重係數也需折減。這是考慮到規範中所估算的三個風向的風力均為該風向下的最大值，若直接將其組合使用則導致過度保守，因此必須進行折減。在考慮折減(組合)係數時，日本規範除了考慮深寬比影響以外，也考慮了三個風向反應的主要影響因素，對於順風向風力來說，考量了陣風反應因子的效應。對於橫風向及扭轉向風力來說，考量了其第一振態頻率值的相對關係以及振動的相關性。可以說十分詳細。

在國際標準規範ISO 4354 2009中，同樣也揭示了與日本規範AIJ 2016相似的組合係數建議表格。然而比較兩組表格可以得知，ISO 4354 2009的表格進一步簡化了有關橫風向風力與扭轉向風力因為結構振態的影響。

在我國規範的解說文字中，同樣也參考日本規範類似的作法，如式(12)所示。重新整理可以獲得式(13)。其中 \bar{G} 即為陣風反應因子，普通建築物為 G ，柔性建築物為 G_f 。 W_D 、 W_L 、 W_T 為順風向風力、橫風向風力、扭轉向風力所造成的風載重效應，其定義基本與表1相同，但計算方式需依據各自規定內容而定。

$$W_{1,2} = W_D \left\{ \left(\frac{1}{1.128\bar{G}} \right) + 0.7 \left(\frac{1.128\bar{G} - 1}{1.128\bar{G}} \right) \right\} + 0.7(W_L + W_T) \quad (12)$$

$$W_{1,2} = \left(\frac{0.3 + 0.8\bar{G}}{1.128\bar{G}} \right) W_D + 0.7W_L + 0.7W_T \quad (13)$$

表 1 日本規範 AIJ 2016 水平風力組合方式

組合情境	順風向風力	橫風向風力	扭轉向風力
1	W_D	$0.4W_L$	$0.4W_T$
2	$W_D \left(0.4 + \frac{0.6}{G_D} \right)$	W_L	$(\sqrt{2 + 2\rho_{LT}} - 1)W_T$
3	$W_D \left(0.4 + \frac{0.6}{G_D} \right)$	$(\sqrt{2 + 2\rho_{LT}} - 1)W_L$	W_T

表 2 日本規範 AIJ 2016 橫風向風力與扭轉向風力之相關係數 ρ_{LT} 建議值

D/B	$f_1 B/U_H$	ρ_{LT}
-------	-------------	-------------

		$\xi = 1.0$	$\xi = 1.1$	$\xi = 1.4$
≤ 0.5	≤ 0.1	0.9	0.7	0.5
	0.2	0.3	0.6	0.5
	0.3	0.4	0.6	0.6
	0.6	0.6	0.6	0.6
	≥ 1	0.7	0.7	0.7
1	≤ 0.1	0.8	0.5	0.2
	0.2	0.6	0.5	0.5
	≥ 0.3	0.5	0.5	0.5
≥ 2	≤ 0.05	0.6	0.4	0.3
	0.1	0.6	0.2	0.2
	≥ 0.2	0.2	0.2	0.2

註：
$$\xi = \begin{cases} f_L/f_T & f_L \geq f_T \\ f_T/f_L & f_L < f_T \end{cases}$$

f_L ：橫風向結構第一模態的振動頻率值； f_T ：扭轉向結構第一模態的振動頻率值；
 f_1 ： f_L 與 f_T 取小者。對於介於 D/B 、 $f_1 B/U_H$ 、 ξ 的中間值，可採用線性內插方式估算。

由於目前規範中沒有針對風攻角的改變，因此風載重組合的考慮以 0 度風攻角為主來作討論。本研究探討不同深寬比的影響，除了引用我國規範、日本規範、ISO 規範以外，尚提出三種不同組合方法作為比較。以下針對三種組合方法及聯合機率法作概要說明。

以王靚蕙(2013)論文為主的作法，首先利用風洞實驗中的基底順風向風力係數、基底橫風向風力係數、基底扭轉向風力係數，求取出當基底順風向風力係數值為最大時，相對應時間的基底橫風向風力係數值及基底扭轉向風力係數值。接著將取出的基底橫風向風力係數值及基底扭轉向風力係數值分別除以基底橫風向最大風力係數值、基底扭轉向最大風力係數值，獲得橫風向折減係數及扭轉向折減係數。分別擬合其非超越機率分布曲線，以 80% 非超越機率作為目標值，取得橫風向風力的折減係數以及扭轉向風力的折減係數。相同的道理，也可以取得當基底橫風向風力係數值為最大時，其餘兩風向的折減係數，以及當基底扭轉向風力係數值為最大時，其餘兩風向的折減係數。此為本研究嘗試的第一種方法。

同樣採用第一種作法，但將基底順風向風力係數、基底橫風向風力係數、基底扭轉向風力係數改為建築物屋頂高的順風向位移、橫風向位移、扭轉向位移。然後依照相同的方式取得第二種方法的折減係數。第三種方法則參考 Copula 關聯函數，將基底順風向風力係數歷時、基底橫風向風力係數歷時、基底扭轉向風力係數歷時進行 Copula 關聯函數的兩兩擬合，然後以亂數產生大量的 Copula 變數組合，接著將產生的亂數以非超越機率的方式排列後，再取 80% 非超越機率相對應的值作為折減係數。

此三種方法均包含了兩兩變數之間的相關性，然而對於前兩種方法而言，有可能因為樣本數不足的關係導致取值的時候有所偏差。而第三種方法因為具有其關聯函數特性，則可以無止盡產生多種組合來獲得十分平滑的非超越機率分布曲線，有助於取值。表3所示為本研究於假設橫風向及扭轉向完全相關的作法下所設計的兩種情境組合。

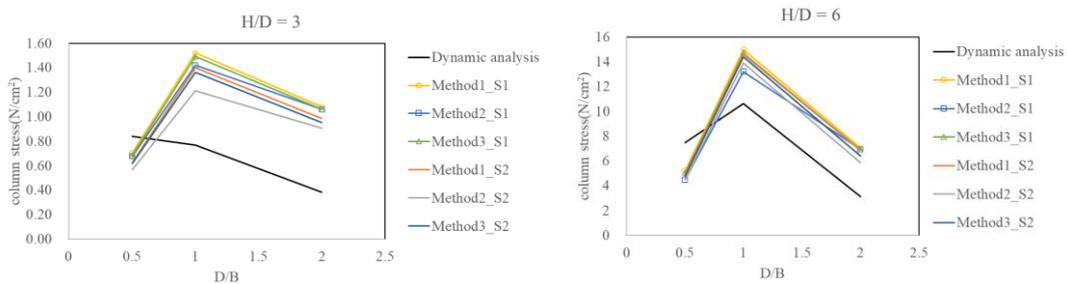
圖4為利用上述所描述的三種方法，配合兩種情境，進行三風力的組合之後再將此組合風力作用於結構有限模型進行靜力分析，並將各種案例的底層柱最大應力選取出來後，跟動力分析歷時的最大應力值進行比較。從深寬比系列來看，當高寬比越高時，不管情境1或2，均較為貼近動力分析結果。也可以從中發現，當深寬比為0.5時，此三種方法顯然均出現了不保守的結果，推估可能是目前僅假設為橫風向與扭轉向為完全相關的背景下造成的。此外，可以發現情境1會獲得較為保守的結果。從高寬比系列來看，在方柱時，此三種方法在不同高寬比時，均提供了偏保守的預測值。隨著高寬比升高，其保守差異變大。對於結構設計者來說，高寬比系列顯然是可以採用的。綜合深寬比及高寬比系列結果，在深寬比1以上者，此三種方法對於不同高寬比均有不錯的預測。

圖5採用了三個規範的組合係數進行探討。其中我國規範是以結構反應的SRSS組合原理為主。而日本規範跟ISO規範則具有三種不同情境組合來作比較。為了具有一致性的比較基準，圖5首先採用我國規範將三個風向的風力事先計算出來後，各自結合有限元素模型進行靜力分析而獲得底層柱的各自應力值。接著按照不同規範的組合係數直接將各自應力組合為合成應力值。最後將此合成應力值與動力分析的結果作比較。深寬比系列的圖中顯示，高寬比3的預測結果相較高寬比6的保守很多，此為合理現象。可以從結果中看出，我國規範的組合介於日本規範及ISO規範的結果範圍之內，預測結果不錯。以最為貼近的結果而言，應當要考量不同情境的可能組合為佳。整體來說，多數的組合預測均屬偏保守。與圖4的深寬比比較，可以看出以結構反應的組合其效果比以外力的組合更為貼近動力分析，然而互相之間呈現出較為不一致的分布。高寬比系列的預測比較結果則顯示出圖4較圖5略為保守。

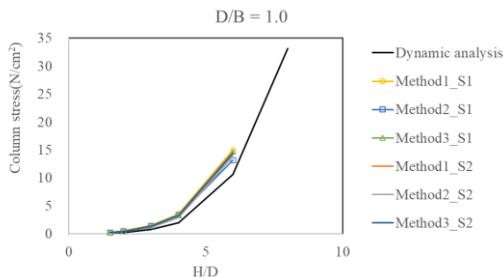
綜合圖4及圖5的結果來看，若以預測準確度來說，則日本規範及ISO規範的方式有可能提供較貼近動力分析的結果。但若以規範使用者操作便利性來說，則直接以外力進行組合之後進行單次的靜力分析較快。對於初步設計所使用的風載重評估來說，稍微保守但快速具有相同趨勢的作法應是可以被接受的。

表 3 風載重組合情境係數

	順風向	橫風向	扭轉向
情境 1 (S1)	1	η	η
情境 2 (S2)	ζ	1	1

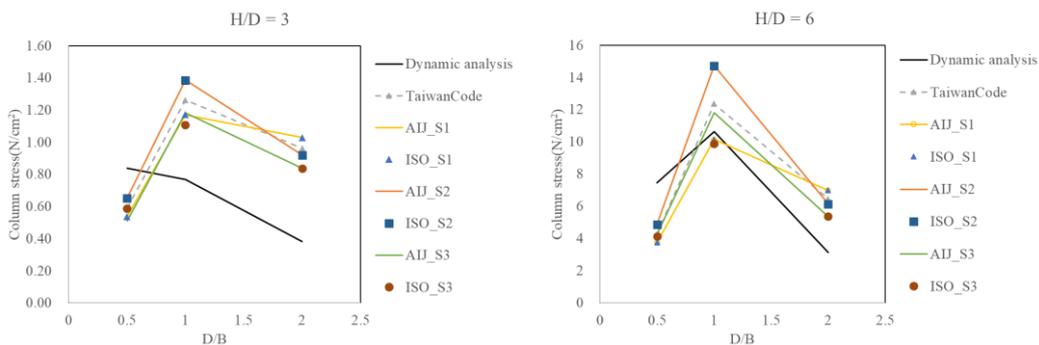


(a) 深寬比系列

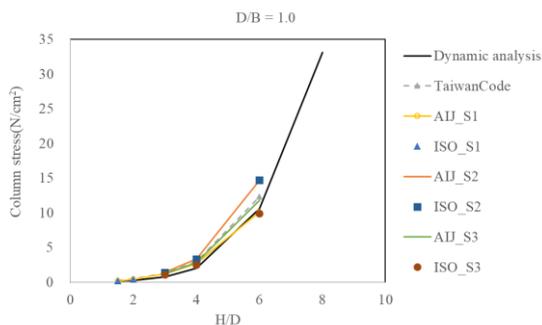


(b) 高寬比系列

圖 4 以風力作組合後進行動力分析的柱應力分布圖



(a) 深寬比系列



(b) 高寬比系列

圖 5 以結構反應直接作組合後的柱應力分布圖

4.4 針對規範 2.13 節的簡易風力計算式之檢討

本節則針對我國規範中對於高寬比小於3的簡易風力計算式做檢討。同樣的，本

研究採用與我國規範相近的日本規範及ISO規範來做比較。日本規範AIJ 2015中同樣把高寬比3作為分界，高寬比小於3的建築物為對象的時候，除了計算既有的順風向風力以外，必須要配合一個等值的橫風向風力作為組合。而由於低矮建築物較小扭轉向的效應，因此通常忽略不計。式(14)所示為日本規範中假設等值橫風向風力的公式。 W_{LC} 為等值橫風向風力； W_D 是順風向風力； B 是建築物迎風面寬度； D 是建築物側面深度。

$$W_{LC} = \gamma W_D \quad (14)$$

$$\gamma = 0.35 \left(\frac{D}{B} \right) \quad \text{and} \quad \gamma \geq 0.2 \quad (15)$$

$$K_C = 0.35 \left(\frac{D}{B} \right) \geq 0.2 \quad (16)$$

在國際標準規範ISO 4354 2009中，對於具有高寬比小於3以及約化風速小於0.4以下的建築物而言，橫風向及扭轉向風力並不明顯。因此建議以順風向風力作用後所得之柱結構的尖峰軸應力值乘上 $1+K_C$ 被作為估算。其中 K_C 可以公式(16)表示。在我國規範中，對於建築物高度小於18公尺、高寬比小於3、深寬比介於0.2至5之間的近似矩形建築物直接給予三個風向的簡易風力計算式：

$$S_{Dz} = 1.49 \{IV_{10}(C)\}^2 \lambda K_{zt}(h) A_z \quad (17)$$

$$S_{Lz} = \left(0.6 \frac{D}{B} + 0.05 \right) S_{Dz} \quad (18)$$

$$S_{Tz} = 0.21 (BS_{Dz})^* \quad (19)$$

其中 I 為用途係數； $V_{10}(C)$ 為基本設計風速； λ 為建築物高度和地況之調整係數； $K_{zt}(h)$ 為考量特殊地形的參數； A_z 為離地面高度 z 處迎風面面積。 $(BS_{Dz})^*$ 為各向來風高度 z 處順風向風力 S_{Dz} 與迎風面寬度乘積之較大值，所得之 S_{Tz} 適用於各向來風。式(17)實際上為順風向風力的一般計算式中，假設為剛性樓板建築物且考量其外牆、斜屋頂和屋頂女兒牆之個別迎風面面積和對應之背風面面積相近，考慮陣風反應因子的保守值，合成迎風面風力和背風面風力所得。式(18)及式(19)則是以橫風向風力及扭轉向風力的一般計算式中，計算其與順風向風力的比值後，再以回歸的方式求得。

研究團隊參考Tamura et al. (2014)及日本規範作法，採用每一模型最底層的四根柱子的合成最大應力作為探討對象。式(20)中所列的 γ 與日本規範中的式(14)及ISO規範中的式(16)具有相同的含意。

$$\gamma = \frac{\text{Peak stress obtained when all three loads are added}}{\text{Peak stress obtained when only along - wind load is added}} - 1 \quad (20)$$

圖6所示為風攻角系列進行式5-13估算的結果分布圖。實際上規範中並沒有針對風攻角改變而回歸出不同的等值橫風向風力組合係數 γ 。但我們可以從風攻角的改變上看出，由於順風向風力開始轉變風向，因此橫風向風力所造成的結構效應比例上升，因而造成等值橫風向風力的組合係數變大，當風攻角為45度時，已沒有所謂的順風向跟橫風向而言，因此其組合係數將近0.9，而理論值應當為1.0。若我們只觀察風攻角0度的分布，則可以看出，此組合係數 γ 與高寬比沒有關連性，其值的變化範圍在0.2至0.35左右。若保守一點的話，可以採取0.35則與日本規範與ISO規範所建議的倍數相同。

圖7顯示為深寬比系列風洞實驗與結構模型進行動力分析後的結果。可以看出以 D/B 為變數的等值橫風向風力係數 γ 與兩規範的變化趨勢相同，而兩規範的值稍微偏保守一點。較為可惜的是，本研究所執行的風洞實驗案例僅達到深寬比0.5、1.0、2.0的變化，若可以進行更多深寬比變化的動力分析，則有助於回歸分析。另一方面來說，本研究所執行的風洞實驗結果也驗證了日本規範與ISO規範的可引用性。

圖8顯示為高寬比系列的結果。其中有關我國規範對於橫風向的組合係數是採用式5-11來做計算。可以看出當高寬比小於或等於3的時候，日本規範與ISO規範的建議值與本研究或者Tamura et al. (2014)的結果頗為接近。而當高寬比大於3之後，本研究及Tamura et al. (2014)的結果逐漸往上爬升，已與兩規範不相符。此一結果顯示出確實規範的建議值適用範圍僅在高寬比3以下。然而從另一方面來說，我國規範給定的建議值相對保守很多，甚至包含了高寬比3至5之間的範圍。可見得即便是在此範圍內的高寬比，只要其結構接近剛性且其約化風速較低，也應當可以採用目前的規範建議式。以修訂規範的角度，若不更改高寬比3的門檻，則可以建議採用日本規範或者ISO規範的方式進行建議，可以有效降低簡易風力計算式的作法，又可以降低設計風力值。

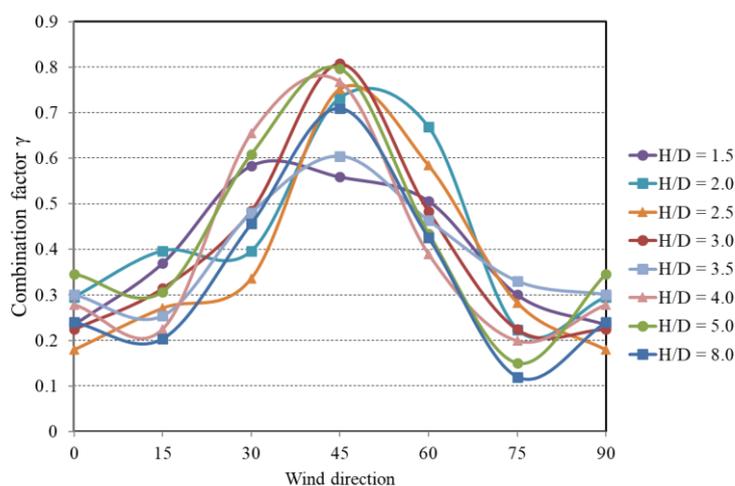


圖 6 風攻角系列

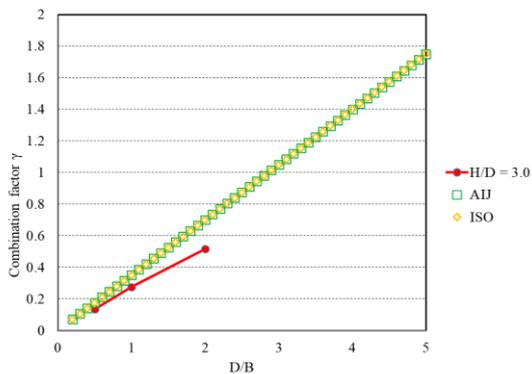


圖 7 深寬比系列(刪除 H/D=6 案例)

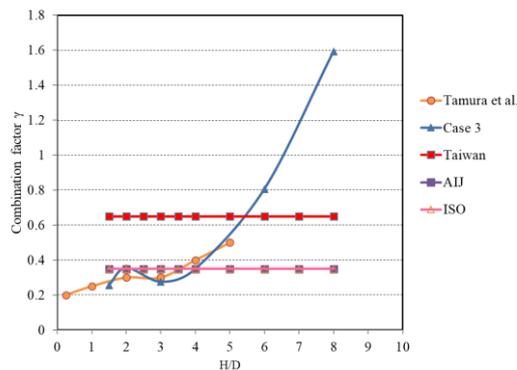


圖 8 高寬比系列

五、結論與建議

本研究針對規範修訂分為兩部分提出建議。首先是第十二節的部分，研究團隊提出三種不同方法以載重直接進行組合的方式，與動力分析結果進行比較。其結果雖然相較於日本規範及ISO規範採用結構效應組合的方式來得稍偏保守，但採用外力直接進行組合的方式較為快速且同樣具有與動力分析結果相同的變化趨勢。研究團隊也納入了目前國內外實驗室常採用的聯合機率方式來進行估算，證實了此種方式在具有風洞實驗數據的狀況下，可以獲得最佳的準確度，然而相對地，其計算過程也最為繁複。接著是第十三節簡易風力的修訂部分，研究團隊認為簡易風力可以改用放大順風向風力的風載重效應的方式來涵蓋橫風向及扭轉向風力的作法。此作法在日本規範及ISO規範均已揭示許久，執行起來又十分快速便利。

由本研究成果可以了解目前我國規範在第十二節及第十三節的內容上均有可以調整的空間，而且第十三節與第十節尚有矛盾的公式不一致的情況。研究團隊建議可以參考日本規範或ISO規範的作法，並且採用本研究提出的三種方法其中一種作為風力組合的模式，簡化風力組合時的繁複過程。此外，研究團隊亦建議可以採用日本規範及ISO規範中等值橫風向風力的方式，以放大順風向風力效應的方法來估算低矮建築物的整體風力。

我國規範第一版承襲美國規範架構而來，定義了順風向風力計算方式。而後於第二版中納入了日本規範的橫風向與扭轉向風力計算方式。如今最新版的美國規範實際上已經跟過去我國規範第一版所參考的版本內容相差甚多，架構也已完全不同。相互比較之下，反倒我國規範的架構與日本規範或者歐洲國家多採用的ISO規範較為相近。研究團隊認為，我國規範在下一版的修訂中，應首先探討整個架構的問題，然後再討論細部修訂，如此規範的修訂才能有條不紊，遵循穩定的發展。研究團隊建議可以考慮以日本規範架構為主進行架構翻修，其主要原因有三：第一、日本建築物環境跟氣象條件跟我國類似；第二、日本規範採用十分鐘平均風速與我國相同，且我國規範有許多部份參考日本規範而來；第三、日本規範篇幅及計算方式較最新版的美國規範來得容易調整，而且未來也較為容易持續引用其新增的內容。

參考文獻

1. 建築物耐風設計規範及解說(2015)，中華民國內政部營建署。
2. 羅元隆(2016)建築耐風設計規範風速模式探討及設計風速修訂研究，內政部建築研究所協同研究計畫報告。
3. 朱佳仁(2019)建築物耐風設計規範之基本設計風速修訂研究，內政部建築研究所協同研究計畫報告。
4. 陳若華(2007)低層建築耐風設計風載重之修訂研究，內政部建築研究所委託研究計畫報告。
5. 鄭啟明(2007)高層建築耐風設計風力頻譜與風載重之修訂研究，內政部建築研究所委託研究計畫報告。
6. 羅元隆(2018)應用風洞試驗進行建築結構物等值靜載重評估研究，內政部建築研究所委託研究計畫報告。
7. ASCE 7-16 Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures (2016), American Society of Civil Engineers.
8. AIJ Recommendations for Loads on Buildings (2015), Architectural Institute of Japan.
9. ISO 4354:2009 (2015), International Organization for Standardization.
10. National Building Code of Canada (2015), National Research Council Canada.
11. AS/NZS 1170.2:2011 (R2016) Structural design actions Wind actions (2016), Standards Australia.
12. Y. Tamura, H. Kikuchi, and K. Hibi (2003) Quasi-static wind load combinations for low- and middle-rise buildings, *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, 91, p1613–1625.
13. G. Bartoli, C. Mannini, and T. Massai (2011) Quasi-static combination of wind loads: A copula-based approach, *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, 99, p672–681.
14. Y. Tamura, Y.C. Kim, H. Kikuchi, and K. Hibi (2014) Correlation and combination of wind force components and responses, *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, 125, p81–93.
15. X. Chen (2015) Revisiting combination rules for estimating extremes of linearly combined correlated wind load effects, *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, 141, p1-11.
16. T. Stathopoulos, and H. Alrawashdeh (2020) Wind loads on buildings: A code of practice perspective, *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, 206, online.
17. E. Simiu (1978) *Wind Effects on Structures: An introduction to wind engineering*, Wiley.