高層建物氣彈模型結構風載重試驗研究

內政部建築研究所自行研究報告

中華民國 110 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）

高層建物氣彈模型結構風載重試驗研究

研究人員：李鎮宏 研究員兼主任

內政部建築研究所自行研究報告
中華民國 110 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

表次……Ⅲ

圖次……Ⅴ

摘要……Ⅸ

第一章 緒論……1

第一節 研究緣起與背景……1

第二節 研究目的……2

第三節 研究方法與過程……3

第四節 文獻回顧……4

第二章 風洞實驗規劃……11

第一節 前言……11

第二節 量測儀器設備……12

第三節 紊流邊界層與模型設計……16

第三章 剛性氣動模型風力實驗……21

第一節 前言……21

第二節 試驗配置……24

第三節 基底風力係數……27

第四節 最高居室樓層角偶側向加速度……33

第四章 柔性氣彈模型風力實驗……37

第一節 模型自然振頻……37

第二節 模型振頻與共振風速……50

第三節 基底風力係數量測……53

第五章 結論與建議 ……65

第一節 結論……65

第二節 建議……66

附錄一 期中審查意見答復表……69

附錄二 期末審查意見答復表……73

參考書目……75

表次

表 2-1 1/250 C 地況之地況參數 15

表 3-1 A 棟最大側向尖峰加速度 32

表 3-2 B 棟最大側向尖峰加速度 33

表 4-1 A 棟模型自然振頻與試驗風速 46

表 4-2 B 棟模型自然振頻與試驗風速 47

表 4-3 風向角 0^0 試驗風速 55

表 4-4 風向角 90^0 試驗風速 57

表 4-5 風向角 180^0 試驗風速 59

表 4-6 風向角 270^0 試驗風速 61

圖次

圖 1-1 不同高層建物外型 5
圖 2-1 本所風洞示意圖 12
圖 2-2 熱線式風速計 13
圖 2-3 六軸力平衡儀 14
圖 2-4 NI 資料擷取系統 14
圖 2-5 單軸加速規 15
圖 2-6 加速規校正器 15
圖 2-7 進行加速規校正 16
圖 2-8 被動設施擺設示意圖 (側視圖) 16
圖 2-9 渦流產生器 17
圖 2-10 地表粗糙元素尺寸 17
圖 2-11 風洞地況實際擺設狀況 18
圖 2-12 剛性氣動模型 A 與 B 棟 18
圖 2-13 柔性氣彈模型 A 棟 19
圖 2-14 柔性氣彈模型 B 棟 19
圖 3-1 設計概念圖 22
圖 3-2 新建大樓模型 22
圖 3-3 本案新建大樓實驗配置(I) 23
圖 3-4 本案新建大樓實驗配置(II) 23
圖 3-5 來流風速剖面與紊流強度剖面 25
圖 3-6 A 棟風向角 0^0 風速歷時 26
圖 3-7 B 棟風向角 0^0 風速歷時 26
圖 3-8 風洞試驗模擬範圍 27

圖 3-9 設計風載重座標系統 29
圖 3-9 不同風向角之基底風力係數(A 棟) 31
圖 3-10 不同風向角之基底風力係數(B 棟) 32
圖 3-11 A 棟最大側向尖峰加速度 35
圖 3-12 B 棟最大側向尖峰加速度 36
圖 4-1 模型中心鋼棒 38
圖 4-2 完整柔性模型 38
圖 4-3 中心鋼棒自然振動頻率測試 38
圖 4-4 A 棟鋼棒自然振動頻率(19.9 Hz) 39
圖 4-5 B 棟鋼棒自然振動頻率(24.77Hz) 39
圖 4-6 A-TRY1 彈簧配置 40
圖 4-7 A-TRY1 X 向自然振頻 41
圖 4-8 A-TRY1 Y 向自然振頻 41
圖 4-9 A-TRY1 加速度歷時(ζ=1.9%) 42
圖 4-10 A-TRY2 彈簧配置 42
圖 4-11 A-TRY2 X 向自然振頻 43
圖 4-12 A-TRY2 Y 向自然振頻 43
圖 4-13 A-TRY2 加速度歷時(ζ=5.8%) 44
圖 4-14 B-TYR1 柔性模型彈簧配置 44
圖 4-15 B-TRY1 模型 X 向自然振頻 45
圖 4-16 B-TRY1 模型 Y 向自然振頻 45
圖 4-17 A-TRY3 加速度歷時(ζ=2.5%) 46
圖 4-18 B-TRY1 加速度歷時(ζ=2.4%) 46
圖 4-19 B-TRY1 模型 X 向自然振頻 47

圖 4-20 B-TRY1 模型 Y 向自然振頻 47
圖 4-21 B-TRY1 加速度歷時(ζ=2.4%) 48
圖 4-22 B-TYR2 柔性模型彈簧配置 48
圖 4-23 B-TRY2 模型 X 向自然振頻 49
圖 4-24 B-TRY2 模型 Y 向自然振頻 49
圖 4-25 風向角 0^0 正風力係數 55
圖 4-26 風向角 0^0 負風力係數 56
圖 4-27 共振前後基底風力歷時比對 56
圖 4-28 風向角 90^0 正風力係數 58
圖 4-29 風向角 90^0 負風力係數 58
圖 4-30 風向角 180^0 負風力係數 60
圖 4-31 風向角 180^0 負風力係數 60
圖 4-32 風速 12.32(左)與 13.98(右) m/s 基底風力歷時比對 61
圖 4-33 風向角 270^0 正風力係數 62
圖 4-34 風向角 270^0 負風力係數 62
圖 4-35 風速 12.18(左)與 13.94(右) m/s 基底風力歷時比對 63

摘要

關鍵字： 柔性模型、基底風力係數、風洞試驗

建築物耐風設計規範及解說第2.10節提到，「當建築物同時滿足以下各條件：$h/\sqrt{BL} \geq 4$ 且 $V_h > 8.3 f_a \sqrt{BL}$ 時，應進一步檢核避免在設計風速內發生渦散頻率與建築物自然頻率接近而產生之共振及空氣動力不穩定現象，必要時應進行風洞試驗。」其所指試驗方式是以能突顯渦致共振的方式進行風洞試驗，即本研究所進行之柔性模型氣彈試驗而非剛性氣動力模型風洞試驗。 進行風洞柔性模型結構風載試驗不同於剛性模型之處在於突顯渦致共振的效應，因此有二大差異須另行考量。其一為模型勁度與自然振頻的調整，二為渦致共振臨界風速與自然振頻範圍設定。

在柔性模型自然振頻調整上，本研究藉由樓層切割壓克力牆體容許層間變位，壓克力當外牆承受風壓後，傳遞樓層風力至中心骨幹上，其橫向勁度需靠與中心骨幹彈簧搭接效果而定。本案建築高度處共振風速規範值V_h=54.3 m/s，而風洞實驗結果X向與Y向之還原實場共振風速為73.9 m/s與77.7m/s皆大於規範值；亦即在以考慮實體建物與柔性模型間之基本振動頻率動力行為相似性下，本案建物在設計風速內不致發生「建築物耐風設計規範及解說」第2.10節提到，渦散頻率與建築物自然頻率接近而產生之共振及空氣動力不穩定現象。

第一章 緒論

第一節 研究緣起與背景

近年來由於國內經濟的快速成長和營建技術水準的大幅提高，加上台灣地區地狹人稠，高層建築紛紛拔地而起，這些高樓結構物有別於傳統的鋼筋混凝土建築，大都使用質量輕、強度高的建築材料，且具有高寬比大、自然振動頻率低及阻尼低之特性，使得風力作用成為地震之外，在結構設計階段所必須考慮的重要因素，特別是地處西大平洋颱風區強風頻繁的台灣。國內高層大樓之側向力的設計，不外乎取決於強風作用下結構安全性與舒適性之考量或以地震力做為控制因素，由此可見風力效應在高樓結構設計的重要性。

高層結構物在風力作用下會產生振動，風力規範中容許層間變位角限制(5/1000)，主要是避免建築物非結構體之損害，在靜態風力作用下滿足側移限制之高層結構，在強風作用下，仍會產生過大的振動，雖然此動態效應可能不足以造成結構物的損壞，但卻會使大樓使用者產生不舒適感，進而影響建築物的規劃與使用，此現象是導因於振動加速度產生之舒適性問題，根據相關文獻指出當振動加速度達0.05m/s^2時，居民開始感覺到建築物的擺盪。因此，結構受風力作用時安全性與舒適性之評估是結構設計的重要課題。

高層結構物與風力之交互作用相當複雜，當風流經結構物時，由於風本身的速度、紊流強度，以及風於結構物表面形成分離現象導致尾流的產生，皆會使得結構物發生各種形式的振動。此外，結構物振動也會影響附近的風場，改變風作用於結構物上的壓力，進而又使結構物的振幅

產生變化，此種耦合現象稱為結構與風力互制之氣彈力效應。

第二節 研究目的

建築物受風力作用之行為，可依順風向、橫風向及扭轉向等三方面加以討論。順風向風力牽涉氣動力現象較單純，主要以準穩定理論(Quasi-steady theory)及條狀理論(Strip theory)為基礎，而橫風向風力及扭轉向風力涉及建築物受風作用之側面分離剪力流及尾流區的行為，所造成的結構振動行為可分為(1)紊流引發之振動(2)尾跡引發之振動(3)上游結構物尾跡的紊流效應(4)氣彈效應。由於進行實際高層建築剛性與氣彈模型風力試驗差異分析，需有明確之之結構特性數據資料方可比對(如樓層轉動慣量、自然振動頻率、模態分析等)。由於缺乏該數據故前期研究尚無實際風載重比對結果。今實驗室於110年已完成二棟位於台南市安南區之117m高之結構風載重檢測案，相關結構特性數據皆已從委託單位及設計顧問公司取得，因此藉由本案氣動剛性與氣彈柔性風載重試驗果比對，更能突顯共振效應下之風載重變化差異。

另外104年建築物耐風設計規範及解說第2.10節提到，「當建築物同時滿足以下各條件：$h/\sqrt{BL} \geq 4$ 且 $V_h > 8.3 f_a \sqrt{BL}$ 時，應進一步檢核避免在設計風速內發生渦散頻率與建築物自然頻率接近而產生之共振及空氣動力不穩定現象，必要時應進行風洞試驗。」這所指的試驗方式是以能突顯渦致共振的方式進行風洞試驗，即本研究所進行之柔性模型氣彈試驗而非剛性氣動力模型風洞試驗，而柔性建物係指其基本振頻≦1 Hz。本案所提柔性氣彈風洞試驗主要目的係針對規範第2.10節所需加以探討，非用以取代剛性建築風洞試驗結果。

第三節 研究方法與過程

為了探討結構物受風力作用的情形、及與流場間的關係，因此在結構物順風向、橫風向及扭轉向三者間的反應均須做精確地預測與考慮，但在高層受風的位移計算中，除了順風向反應有大致的預測可靠模式外，橫風向及扭轉向均由於流體現象十分複雜，至今未能提出可靠的預測方法。而當流體流經結構體的前緣銳角處後所產生的分離剪力層在結構體後兩側交替形成的渦漩及其分離的渦散作用（vortex shedding）導致了結構體橫風向及扭轉向的振動反應。此種渦散現象會對結構體產生週期性的擾動力，而結構體的振動亦會反過來影響週期性的渦散作用。當此交互作用達最大時為共振，此時對建築結構體的影響亦達到最大。

本所前期相關於臨界風速下高層建築剛性與柔性氣彈模型之風洞試驗研究，對於二維剛性氣動模擬模型與柔性氣彈模擬模型之建立，藉由振動台識別試驗之模型參數識別結果，據以發展出預測風洞試驗渦散頻率與結構自然頻率相近所致共振效應行為，並建立矩形方柱柔性模型製作技術與數值分析等。本所 106 年研究案[11]測得傳統壓克力製作之剛性模型共振頻率約為 23Hz ~ 25Hz，而柔性模型橫風向之共振頻率約落在 14.5Hz 附近。

本次風洞剛性氣動試驗模型之長度縮尺 1/250，依據 104 年公布之「建築物耐風設計規範及解說」，台南市設計風速為 37.5m/s，為高度 10m 處之最大十分鐘平均風速，地況種類屬 C 地況。另將十分鐘平均風速換算為一小時平均風速(除以 1.06)，故設計風速為 35.4m/s ，設計風速經換算至邊界層高度風速為 58.9m/s，測試過程於建物樓頂高度位置安裝風速計以量測參考風速 10.5m/s，因此速度縮尺約 1/6，時間縮尺為 1/50。風力試驗所採用之取樣頻率為 300 Hz,有效頻率約 150Hz,相對於實場約 3Hz;；

採樣時間為 90 秒，相對於實場約 1.25 小時。實際建物高度為 117m，A 棟扇形其 X 向自然頻率 0.367Hz、y 向 0.414Hz；B 棟矩形其 X 向自然頻率 0.353Hz，y 向 0.425Hz。

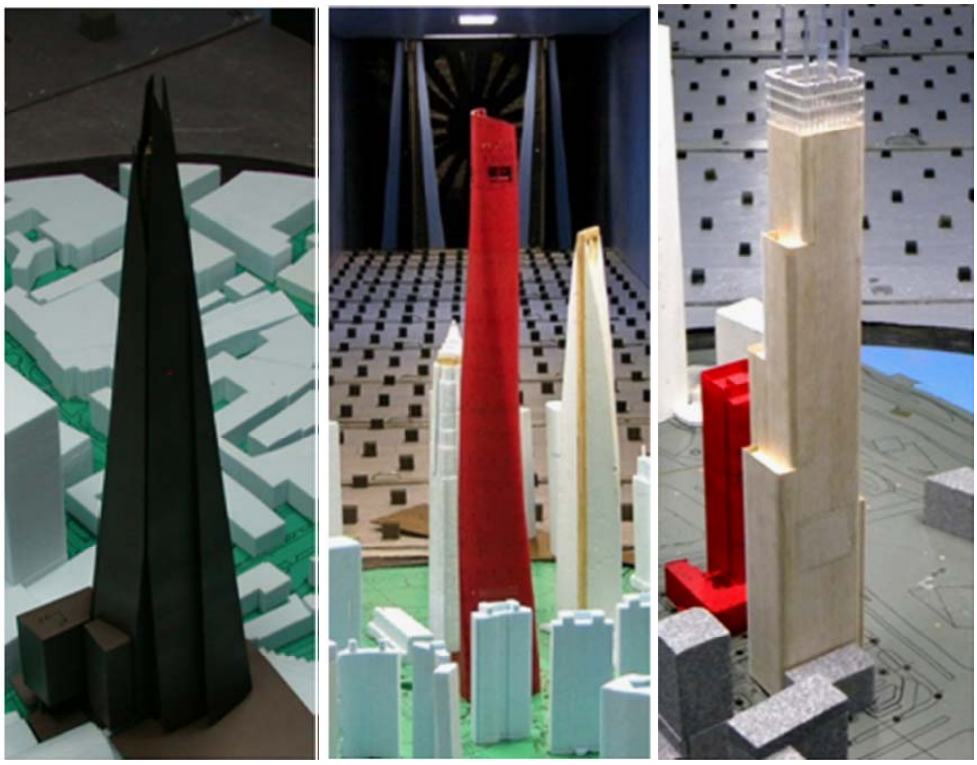
建築柔性模型採用中空設計於中心設置一直徑 8mm 不銹鋼圓心棒，作為整體結構主要勁度控制物件，隨樓層變化於其上設置掛勾，搭配小型彈簧，勾拉於模型外牆上，以製作具有柔性變形行為之風洞模型。

第四節 文獻回顧

在高層建築結構設計階段需對受風反應加以考量，由於順風向氣動阻尼為正值且隨著低約化速度而線性增加，橫風向氣動阻尼則隨著低約化速度呈現單調成長，然而它在某些約化速度下有可能受下列因素影響而成為負值，比方結構外型、結構阻尼比、自然振動頻率、風速與紊流強度等[1,2]。柔性結構常因渦散與馳振發生，而產生負值氣動阻尼[3]，依據史特赫數(Strouhal number)渦散共振理論上常發生在頻率降低[4]。最早對於結構氣彈效應的文獻可回顧到 1970 年代，當時有很多專家學者對於方形或矩形高層柔性建築，進行多篇氣彈不穩定問題的探討，1972 年 Novak[5]提出馳振(galloping)不穩定分析模式。

1978 年 Washizu[6]基於實驗方法提出對於馳振與渦散引致反應評估。在 1981 年 Kwok 與 Melbourne[7]進行了一系列氣彈試驗並基於隨機振動模式提出一預測方法。由於高層建築隨著高度承受著不同的平均風速與紊流強度，在渦散共振之特定頻率下將發生鎖定效應(Lock in)，大部分風洞試驗結果亦顯示，橫風向氣動阻尼在約化風速 8m/s 以後將陡降。2014 年 Jiming Xie[8]針對高層建物外型所受風力影響加以評估，包含漸細(Tapering)、階梯(Stepping)、扭轉(Twisting)等，發現漸細與階梯狀設計能

有效減少橫風向反應，對於加速度上卻有所增加，減少居住舒適度。而扭轉設計可以減少最大橫風向風力，也會影響順風向風力，因此最佳化風力設計時須同於考慮外型扭轉程度與建築坐落方位等 2 因素。



Tapering　　Twisting　　Stepping

圖 1-1 不同高層建物外型

資料來源:[8]

2019 年在義大利由 Giovanni F.[9]等針對一方型 4 個振動模態進行共計 12 個自由度之柔性氣彈風洞模型研究，對於所設計模型之基本振頻相對誤差最大為 9.72%。以下則分別就 3 種面向來探討風場與結構間之相互影響。

（一）結構物對風場的影響

當氣流流經鈍狀體時，鈍狀體會阻礙氣體的運動，逼迫流體改變其原來的運動行為；相反的，鈍狀體亦會受到氣體運動行為改變所引進的作用力。如上所述產生的一些特殊行為，諸如流體本身風速的改變、

紊流強度之大小，以及結構體造成流體於結構表面形成的分離現象、尾跡等，皆會使結構體受到各種形式的風力載重，這些都屬於氣動力現象（aero- dynamic phenomenon）。

(1)分離(Separation)

當流體流經鈍體表面，並於其上形成邊界層，受到黏滯力、表面粗糙度等之影響，其壓力梯度不足以維持其自身沿鈍體表面運動時，會造成流體分離的現象。對於具有銳緣支柱體，由於表面曲率在此銳緣上是一不連續點，故氣流之分離現象一定在此發生，而分離之剪力層會在鈍體後之尾跡申形成渦漩。

(2)再接觸現象(Reattachment)

由於外界自由流之捲增(roll-up)以及動量之傳遞(entrainment)，將使分離之剪力層曲率增大，並於下游處與鈍體表面接觸，稱之為再接觸現象。影響再接觸現象的因素有鈍體的長寬比、紊流強度等；長寬比的增加會使再接觸易於發生，紊流強度越強時，再接觸點會越靠近分離點。再接觸現象會破壞渦散的完整性，使渦散發展不完全，進而降低橫風向上的作用力，使擾動昇力減小，此外也會使尾跡內的壓力回復，因而使曳力變小。

(3)尾跡(Wake)

流體流經鈍狀體後產生分離，而分離出之渦漩所行走之軌跡稱之為尾跡。

(4)渦散作用(Vortex Shedding)

流體流經鈍體時，會在鈍體兩側形成分離剪力層，並於分離線後交替產生渦漩，並造成交互拍擊柱體側面之作用，我們稱此現象為渦散作用。渦散作用且有一特徵頻率，稱為渦散頻率；它與風速及結構物之幾何形狀、大小有關。一般我們以一無因次化參數來作比較，稱之為

史特赫數S_t(Strouhal No.)。一般說來方形斷面柱體之S_t 約為0.12~0.13，圓形斷面之柱體約為0.2。

$$S_t = \frac{f_s D}{U} \tag{1-1}$$

其中 *fs*：渦散頻率　　D：結構物之特徵長度

(二)風力所造成的結構振動

(1)紊流引發之振動(turbulence-induced oscillation)

自然界的風場為紊流，風速及風壓均會隨時問劇烈的變化，此種變化會對結構物順風向及扭轉向振動有較大的影響，其振動量會隨著紊流流速的增加而增加。

(2)尾跡引發之振動(wake-induced oscillation)

當氣流於建築物兩側分離後所發生的渦散現象，會使得結構物受到一週期性變化之側向力，導致結構物發生振動。其作用力方向多在於橫風向與扭轉向，較少影響到順風向的振動。

(3)上游結構物尾跡的紊流效應

由於上游結構物的尾跡含有渦散造成的強烈氣流，會對下游的結構物產生另一形式的振動。

(4)氣彈效應(aeroelastic effect)

當結構物發生振動時，會改變環繞在其周遭的流場，造成壓力的變化，此壓力變化又會回饋到結構物，改變其運動行為。此即結構與流場的耦合(couple)，若此壓力變化是與速度同相位，其效應可視為氣動力阻尼(aerodynamic damping)，正值氣動力阻尼會增大整體阻尼而使結構振動變小；負值氣動力阻尼會降低整體阻尼而使結構振動變大，導致結構產生大幅度的振幅，形成不穩定現象(如馳振)。若壓力變化是與位移同相位，其效應可視為氣動力勁度，若壓力變化是與加速度同相位，

其效應可視為氣動力質量，此二者會影響結構頻率的大小。若氣動力勁度為負，使得結構勁度降低，甚至發生如發散之不穩定現象(如扭轉發散)。

(三)相似性原則

當進行環境風洞大氣紊流邊界層之相關模擬時，為了使其近似實際之流場，須滿足相似性原則，包括：

1.幾何相似性(Geometric similarity)

模型和各方向比例縮尺與實際結構物尺度大小比例相同，以滿足流體之連續性。

2.動力相似性(Dynamic similarity)

即雷諾數(Reynolds Number)、密度福祿數(Densimetric Froude Number)、羅士培數(Rossby Number)、李察遜數(Richardson Number)等參數需與實際流場特性相吻合。

(1) 雷諾數(Reynolds Number)

即為慣性力與黏滯力比值，其關係式如下：

$$\mathrm{Re} = \frac{\rho \mathrm{UL}}{\mu} = \frac{\mathrm{UL}}{\nu} \tag{1-2}$$

其中ρ為流體密度；U、L 為流場之特徵長度及速度；μ為動力黏滯係數；ν為運動黏滯係數。自然界大氣邊界層之雷諾數高達10^8以上，在風洞內絕無可能模擬。但 Townsend (1956)的研究顯示，紊流在高雷諾數時具有雷諾相似性之特徵，即當雷諾數超於某個臨界值後，紊流結構之特徵不受雷諾數大小之影響。Cermak (1981)和 Snyder (1972)提出風洞內之雷諾數臨界值為10^4，及邊界層之雷諾數大於10^4即可。

(2) 密度福祿數(Fr)

為慣性力與重力之比值，其關係式如下：

$$F_r = \frac{U}{\sqrt{gL\rho_s/\rho_a}} \quad (1\text{-}3)$$

其中 U、L 為流場之特徵長度及速度；g 為重力加速度；ρ_s為空氣密度，ρ_a為結構物密度。

(3)羅士培數(Ro)

為慣性力與科氏力之比值。根據 Snyder (1972)的研究結果顯示，嚴格來說應用非旋轉風洞模擬大氣邊界層時(即不需考慮地球自轉的影響)，模擬對象之水平尺度不得超過 5 公里。而 Cermak (1975)則認為水平尺度在 10 公里以內即可忽略科氏力的效應。

(4)李本遜數(Ri)

為浮力與慣性力之比值，當中浮力是由流場溫度變化之溫差所形成，本實驗之風場特性為中性大氣紊流邊界層，此邊界層內溫度不隨高度不同而產生變化，任一高度皆為等溫，因此不需考慮李本遜數。

第二章 風洞實驗規劃

第一節 前言

風力為建築物設計的主要影響因素之一，興建一座有足夠抗風強度之高層建築需要考慮到風對結構系統形成的動態載重效應，包含建築外牆的風壓以及建築物本身在強風作用下所產生的擺動等結構安全性問題，這些問題多年來一直是風工程相關研究的主要課題。當建築物超過 100m 後，其振動周期較長，受風的影響較顯著。尤其地震總橫力係數隨高度增加而降低，當風力總橫力大於地震總橫力後，建築物的結構設計將受風力控制，屆時風力計算是否準確就成為建築結構設計之要因，藉由風洞試驗將能提昇設計風力及其分佈預估，並增進建築物的安全性及舒適性。此外，當建築物之高度超過 100m 後，其大規模及高造價特性，使得一旦產生風力損壞所造成之損失也較一般建築嚴重許多，影響層面亦較廣，因此國內外規範均建議於前述狀況下應進行風洞試驗。

依據建築物耐風設計規範及解說：「建築物之耐風設計，依本規範無法提供所需之主要抗風系統設計風力或是外部被覆物之設計風壓風力資料時，得以風洞試驗作為耐風設計之依據。一般而言，建築物之高度超過 100m，或風力總橫力大於地震總橫力時，建議進行風洞試驗。凡施行風洞試驗之建築物，其設計風力、設計風壓與舒適性評估得以風洞試驗結果為準。」

目前預估大樓受風影響程度的方法，通常可利用數值計算或風洞物理模擬試驗。然而由於一般都市地形、地況過於複雜以及流況之高度三維性，使得數值模擬在應用上有其極大的侷限性與困難，以風洞物理模擬實驗，是目前較為可行及可信的方法。本研究即利用風洞物理縮尺實驗，對於進行上述試驗取得建築結構風載重。

第二節 量測儀器設備

研究實驗在本所風雨風洞實驗室進行，該風洞本體為垂直向封閉式循環風洞系統(圖 2-1)，需要時可轉為開放式，總長度為 77.9m，最大寬度為 9.12m，最大高度為 15.9m。本洞有兩個測試區，本次試驗於第一測試區進行，測試區截面積寬 4 米，高度為 2.6 米，內部有可調式上蓋板，可依據所需不同邊界層厚度變化進行調整，最高可以調整至 3 米高。

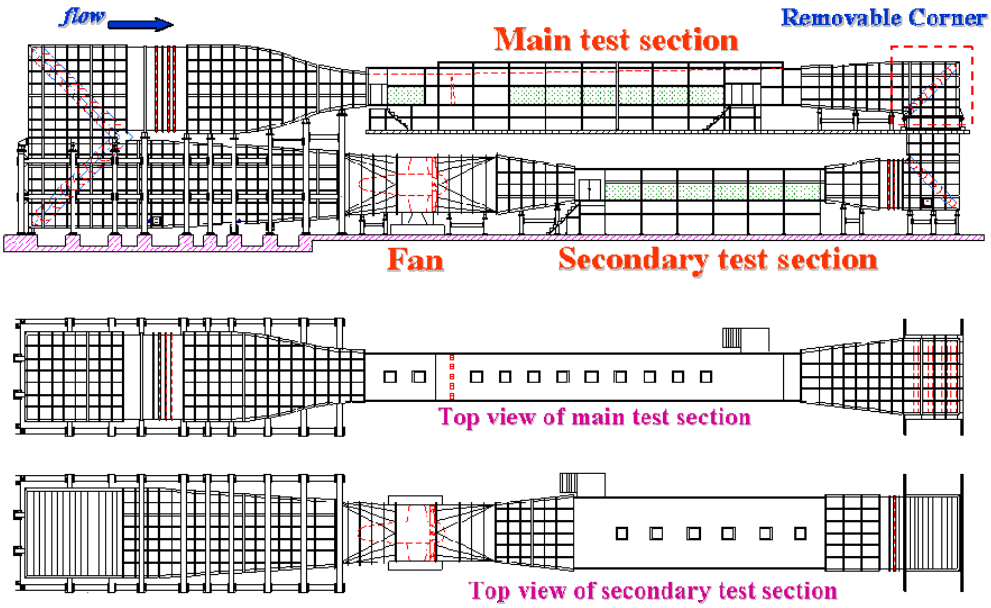


圖 2-1　本所風洞示意圖

資料來源:本研究

本次試驗規劃主要應用到 3 大類儀器，包含(1)風速計:確認來流風速剖面與紊流強度 (2)六力平衡儀:用以量測結構基底受力歷時資料 (3)加速度規 (4)加速規校正器，相關規格說明如下:

(1)熱線式風速計:廠牌為 TSI-8465，風速量測範圍為 0.127~50.8 m/s。

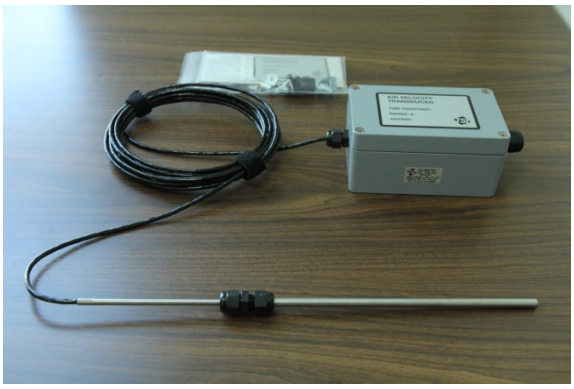


圖 2-2 熱線式風速計

資料來源:本研究

(2)六力平衡儀

本研究所使用六力平衡儀為日本 Nitta 公司所生產之六力平衡儀系統(圖 2-3)。其主要功能能將各軸之力、各軸之扭矩同時間、連續地以即時方式作高精度數據之輸出。其主要材質係鋁合金所構成。此系統可進行高速的訊號輸出，採樣頻率可達 8K Hz。且此六力平衡儀系統在訊號擷取器上加裝了一數位訊號處理器，以解決在高速輸出的情況下所產生的軸間偏移、數位濾波器的雜訊及計算控制臨界值等問題，使本系統可以適用於多種電腦主機及作業系統。高頻六力平衡儀(high frequency six-component force balance)乃利用應變規(strain gage)將物體所受之外力轉換成電壓。實驗時將高層建築模型固定在六分力平衡儀的感應器上，使整個系統呈現剛硬不易產生變形變位之特性，使得模型所承受之風力能完整傳遞至感應器。經由應變規受力形變所產生的變量，換算出物體所受到的順風向力(along-wind force；F_D)、橫風向力(across-wind force；F_L)、垂直向力(vertical force； F_z)、順風向扭矩(F_{MD})、橫風向扭矩(F_{ML})及垂直向扭矩(F_{Mz})。

圖 2-3 六軸力平衡儀

資料來源:本研究

(3)資料擷取系統

實驗所量得之類比訊號係經由 NI CompacDAQ-9172(圖 2-4)擷取後作類比數位(analog-digital)轉換。本系統最高可連結 8 個模組，配合 NI 9215 或 9234 模組，最高可串接 32 個頻道。本模組最高採樣頻率為 100 kHz，具有 16-bit 之解析度，精確度(accuracy)高達 0.02%。數位化的訊號以大於 3.2 MS/s 的速度經由 USB 界面傳至電腦，進行資料儲存與統計運算。

圖 2-4 NI 資料擷取系統

資料來源：本研究

(4)加速度規

本研究為探討模型頂部加速度與流場變化之間關係，於模型頂部安裝

The Endevco® model 27AM1單軸加速規(圖2-5)，其性能如下:

I. 輸出形式:電壓 ±5 V (IEPE)

II. 可量測尖峰加速度達±50 g ;

III. 振幅響應:1.5 ～15000 Hz。

該加速規可經由BNC連接至NI擷取系統9234模組將電壓訊號進行時序列資料取得加速度資料。

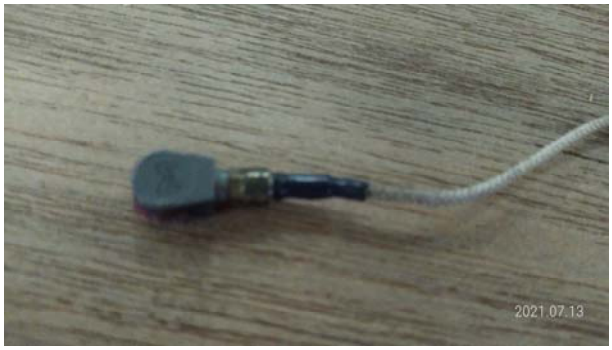


圖 2-5　單軸加速規

資料來源：本研究

(6)加速規校正器

校正器為 Metra Meβ-und Frequenztechnik in Radebeul e.K 生產，型號:VC 21(圖 2-6)，具可調整頻率功能，調整範圍為 15.92～1280 Hz，並具可調整加速度功能，調整範圍 1～20 m / s^2，受校物最大重量：500 gram，容許頻率誤差:± 0.05%。　實驗前需搭配 NI 9234 模組及 LabView 軟體進行加速規校正，以確保後續所量得數據正確性(圖 2-7)

圖 2-6 加速規校正器

資料來源：本研究

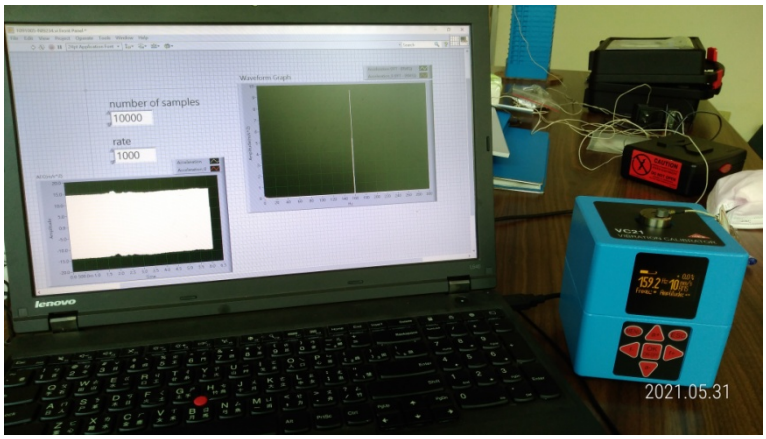


圖 2-7 進行加速規校正

資料來源：本研究

第三節 紊流邊界層與模型設計

本研究所採用之流場配置如圖2-8與表2-1所示，渦流產生器以三角形或梯形為主要形狀，其尺寸列於表2-2與圖2-9。地表粗糙元素尺寸如圖2-10所示，由於原粗糙元素三方向尺寸不同，rn01為最大面在底部且長邊垂直於上游方向，起始點皆為測試區中心往上游1.6m處，最靠後端2m並鋪設地毯。整體設置完成後如圖2-11所示。

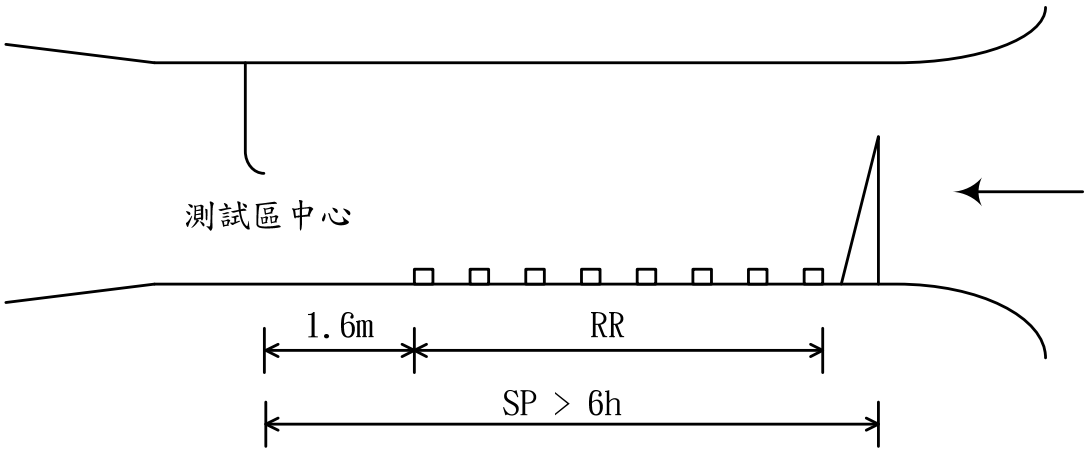


圖 2-8 被動設施擺設示意圖 (側視圖)

資料來源:本所 109 協同研究案[12]

表 2-1 1/250 C 地況之地況參數

渦流產生器 spire01					地表粗糙元素 rn01	
高度 h (cm)	寬度 b (cm)	間距 SPD (cm)	支數	距量測位置 SP (h)	間距 D (cm)	鋪設範圍 RR (cm)
155	16.5	77	5	6.25	80	720

資料來源:[10]

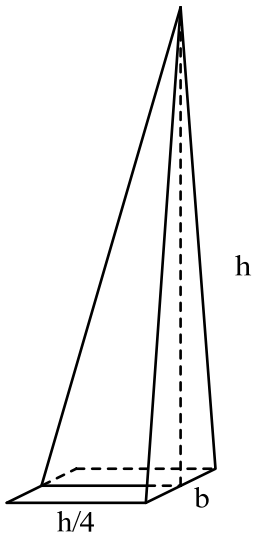


圖 2-9 渦流產生器

資料來源:本研究

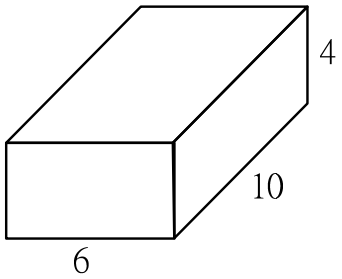


圖 2-10 地表粗糙元素尺寸(單位：cm)

資料來源:本研究

圖 2-11 風洞地況實際擺設狀況

資料來源:本研究

在試驗模型上分為高勁度之剛性氣動模型(圖 2-12)與可調勁度之柔性氣彈模型(圖 2-13、2-14)二種，皆以壓克力製，惟柔性模型係以剛性樓板且容許層間變位為基礎，將樓層切割後以彈簧將其上下層束制起來，橫向勁度則以中間柱為固定點與樓層內預留孔位以彈簧接合，形成一可側向變形之柔性模型。風洞實驗則以進行基底風力量測為主，用以分析渦致共振效應下之整體風力係數差異。

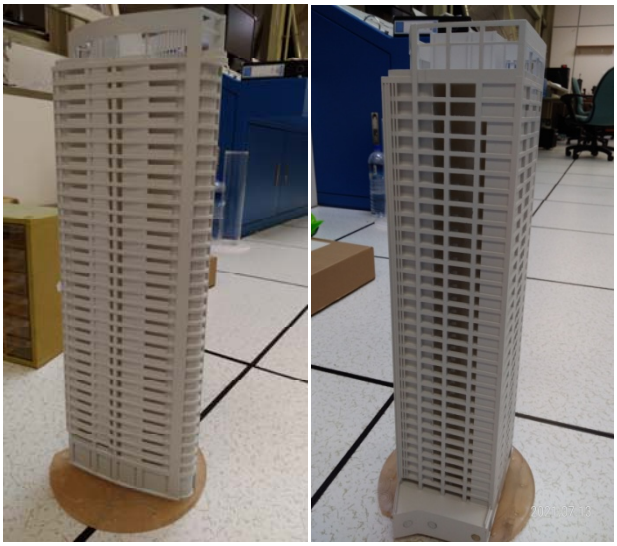


圖 2-12 剛性氣動模型 A 與 B 棟

資料來源:本研究

圖 2-13 柔性氣彈模型 A 棟

資料來源:本研究

圖 2-14 柔性氣彈模型 B 棟

資料來源:本研究

第三章 剛性氣動模型風力實驗

第一節 前言

風力為建築物設計的主要影響因素之一,興建一座有足夠抗風強度之高層建築需要考慮到風對結構系統形成的動態載重效應,包含建築外牆的風壓以及建築物本身在強風作用下所產生的擺動等結構安全性問題,這些問題多年來一直是風工程相關研究的主要課題。當建築物超過 100m 後，其振動周期較長，受風的影響較顯著。尤其地震總橫力係數隨高度增加而降低，當風力總橫力大於地震總橫力後，建築物的結構設計將受風力控制，屆時風力計算是否準確就成為建築結構設計之要因,藉由風洞試驗將能提昇設計風力及其分佈預估，並增進建築物的安全性及舒適性。此外，當建築物之高度超過 100m 後，其大規模及高造價特性，使得一旦產生風力損壞所造成之損失也較一般建築嚴重許多，影響層面亦較廣，因此國內外規範均建議於前述狀況下應進行風洞試驗。

依據建築物耐風設計規範及解說：「建築物之耐風設計，依本規範無法提供所需之主要抗風系統設計風力或是外部被覆物之設計風壓風力資料時，得以風洞試驗作為耐風設計之依據。一般而言，建築物之高度超過 100m，或風力總橫力大於地震總橫力時，建議進行風洞試驗。凡施行風洞試驗之建築物，其設計風力、設計風壓與舒適性評估得以風洞試驗結果為準。」

目前預估大樓受風影響程度的方法,通常可利用數值計算或風洞物理模擬試驗。然而由於一般都市地形、地況過於複雜以及流況之高度三維性，使得數值模擬在應用上有其極大的侷限性與困難，以風洞物理模擬實驗，是目前較為可行及可信的方法。

本案之建築物位於台南市安南區，主建築物分為斷面扇形（A 棟）及矩形（B 棟）的 2 棟大樓。均為 33 層樓與 4 頂層(樓高共計 117.3m)，2 棟之

間 1～3 樓連通，4 樓以上棟距為 6m。設計概念圖如圖 3-1 所示，大樓模型與周遭地況備置如圖 3-2 與 3-3。

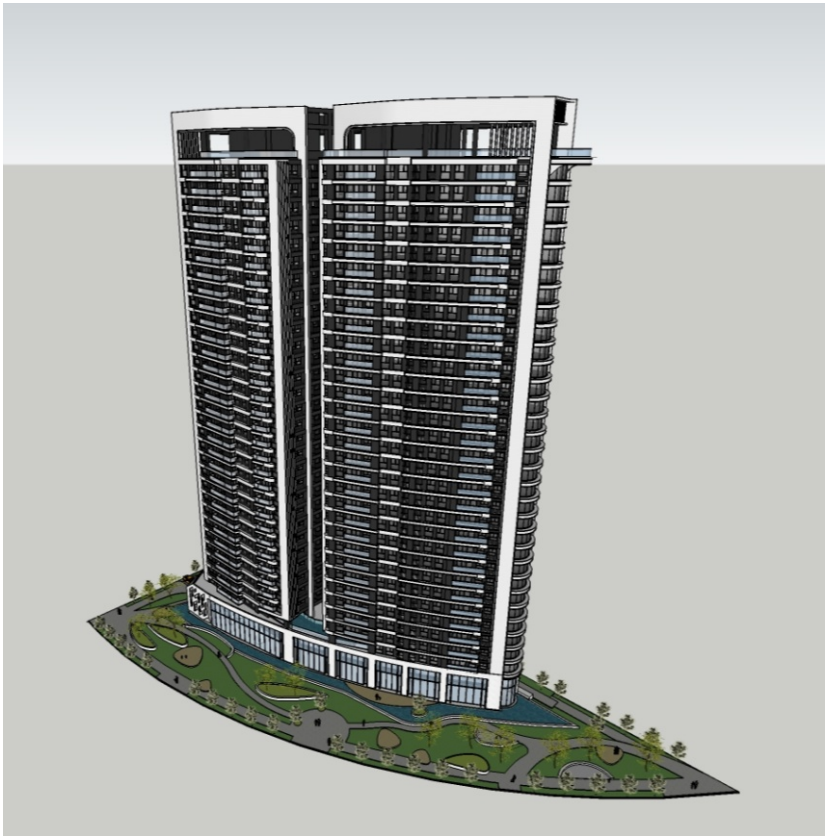


圖 3-1 設計概念圖

資料來源：本研究

圖 3-2 本案新建大樓模型

資料來源：本研究

圖 3-3 本案新建大樓實驗配置(I)

資料來源：本研究

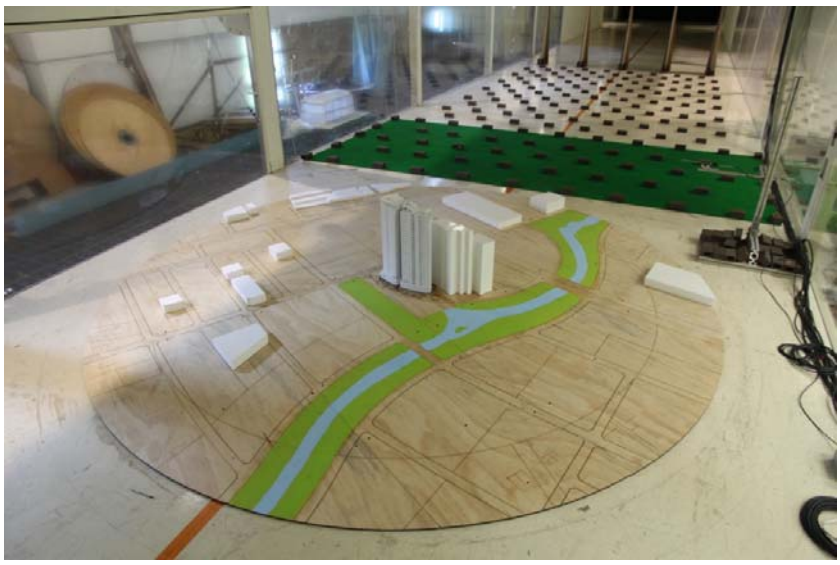


圖 3-4 本案新建大樓實驗配置(II)

資料來源：本研究

第二節 試驗配置

風洞試驗進行前需決定試驗縮尺及模擬的範圍，以正確模擬現地之流場特性。除目標建築模型力求精細外，包含鄰近建築物的外型、樓高，以及空地分佈、圍牆、樹木的模擬製作等盡可能與現地一致。本試驗於本所風洞實驗室第一測試段進行。第一測試段高 2.6 m×寬 4 m×長 36 m，試驗段設有 3.3 m 直徑轉盤。風洞試驗採用 1/250 模型縮尺，以主建築物為中心，模擬半徑 400m 範圍內之建築，置於風洞試驗段轉盤上。本案採用結構風載種模型進行量測，將模型固定於測力儀器上，藉以量取建物基部之風力載重。

依據 104 年公布之「建築物耐風設計規範及解說」，台南市設計風速為 37.5m/s，為高度 10m 處之最大十分鐘平均風速，地況種類屬 C 地況。另將十分鐘平均風速換算為一小時平均風速(除以 1.06)，故設計風速為 35.4m/s ，設計風速經換算至邊界層高度風速為 58.9m/s，測試過程於建物樓頂高度位置安裝風速計以量測參考風速。風力試驗所採用之取樣頻率為 300 Hz，採樣時間為 90 秒。試驗風向以建物西向為 0°，每 10°做一組量測，所量測之風向共有 36 組。

風洞試驗的來流風場應採用適於該地區地形特性之紊流邊界層流，故考慮本案位於台南市安南區，周邊為空曠地形，平均風速剖面採指數律 α=0.15，Z_δ 約為 300m。本案在風洞測試段鋪設錐形擾流板和配套之粗糙元組合，以建立與現場情況相當之等比例縮尺大氣邊界層來流。圖 3-5 分別顯示順風方向之平均流速及紊流強度隨高度變化之剖面曲線。其中，地表最大紊流強度約 15 %，建築等高位置處紊流強度約 9 %。

進行風洞實驗時為了能使縮尺模型的風速量測能適當地用於實際風場，所量測的各個地表風速必須對一穩定的參考風速，本實驗選取模型樓頂高度位置(47cm)的量測風速作為參考風速，風速歷時如圖 3-6 與圖 3-7。街道及

建築物之模擬範圍乃以主建築物基地為中心，在半徑 400 m 內之建築物均按縮尺比例 1/250 製成模型，配置圖面如圖 3-8。模型根據主要建築基地及附近區域的建築物分佈圖、鄰近建築物的樓層數、空地以及綠地分佈來製作。其中針對主建築物的模型製作，需考慮建築細部的造型。至於模擬範圍內的其他建築物則模擬其形狀及高度，忽略造型上的細節變化來製作量體模型，風洞試驗中邊界層舖設與模擬半徑配置如見圖 3-8。結構風力載重以六力平衡儀量測基底載重後，求得各樓層順風向力、橫風向力及扭矩，再將各風向之風載重實驗數據，以統計分析計算數種影響最大之載重組合，配合結構之振動頻率、振態、阻尼等相關結構資料，以結構動力方式計算各個風向角下實際建築物之設計風載重。並根據結構型式、基底載重大小及統計學之假設，由各個風向角之載重資料進行計算，選擇出對結構設計有關鍵性影響之載重組合。

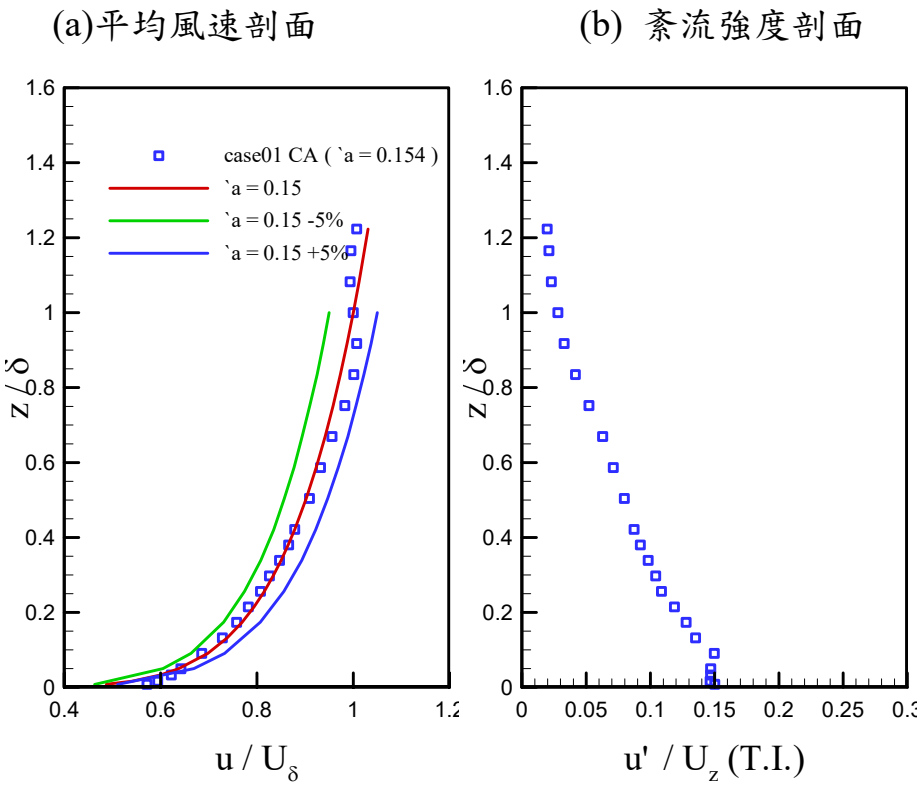


圖 3-5 來流風速剖面與紊流強度剖面

資料來源：本研究

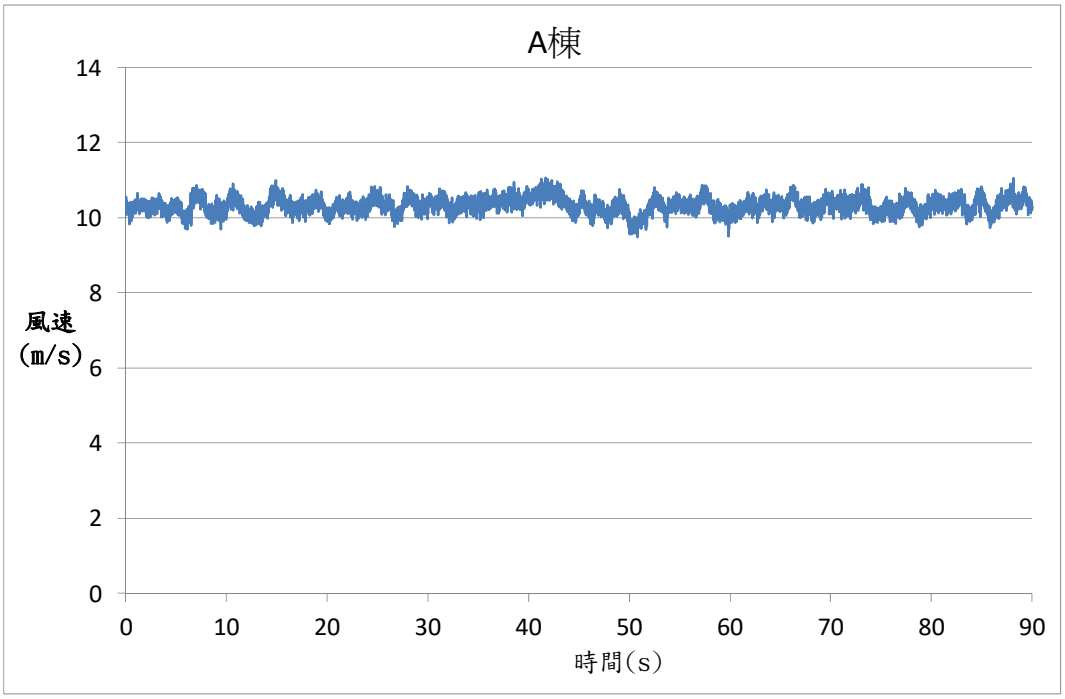


圖 3-6　A 棟風向角 0^0 風速歷時

資料來源：本研究

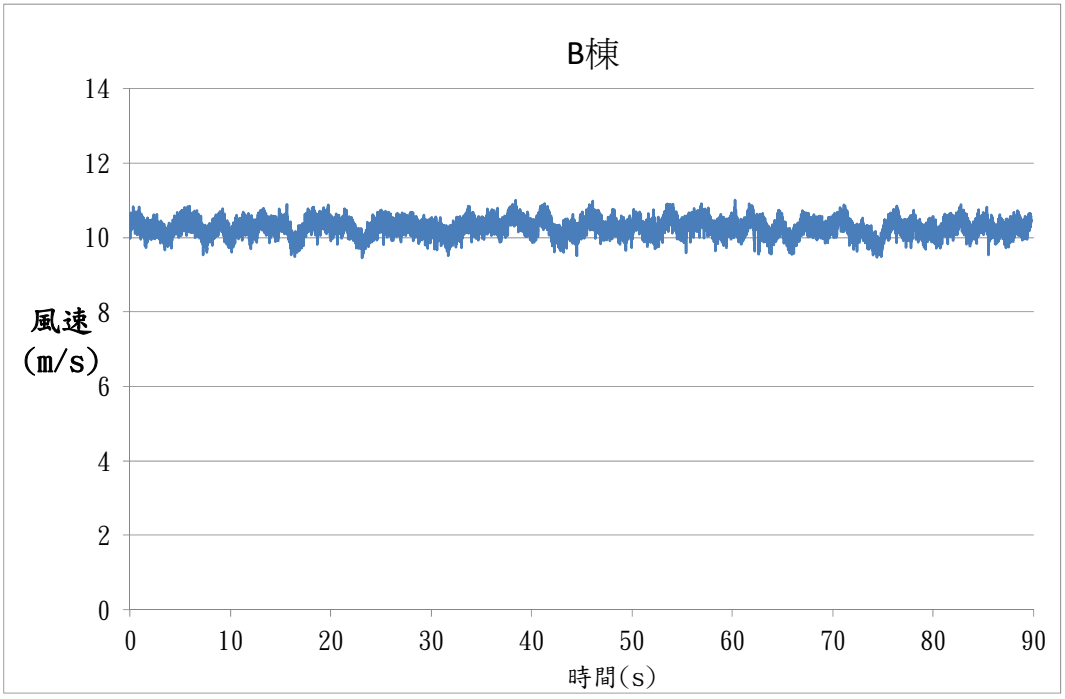


圖 3-7 B 棟風向角 0^0 風速歷時

資料來源：本研究

圖 3-8 風洞試驗模擬範圍

資料來源：本研究

第三節 基底風力係數

由實驗所量測之結構基底風力，包括 x、y 方向之剪力及扭矩等(圖 3-9)，將以下列方式進行無因次化，求得一個與實驗風速、建築物模型縮尺比例及流體密度無關之無因次風力係數。實際使用上則將真實建築物之相關外形數據、預期之設計風速大小，以及空氣密度代入風力係數公式內，即可得知該風速作用下之結構受力情形。平均風力係數定義如後：

$$C_{fx} = \frac{\overline{F}_x}{\frac{1}{2}\rho U^2 BH} \tag{3-1}$$

$$C_{fy} = \frac{\overline{F_y}}{\frac{1}{2}\rho U^2 DH} \tag{3-2}$$

$$T_{rz} = \frac{\overline{T_z}}{\frac{1}{2}\rho U^2 BDH} \tag{3-3}$$

C_{fx}、C_{fy}：x 方向、y 方向基底平均風力係數。

T_{rz}：$\overline{T_z}$ 作用產生之扭矩平均風力係數。

$\overline{F_x}$、$\overline{F_y}$：模型 x、y 方向整體平均剪力。

$\overline{T_z}$：模型平均扭矩。

B、D、H：分別為建築物 x、y 方向迎風面之寬度及高度。

U、ρ：邊界層高度之平均風速、空氣密度。

擾動風力係數定義如後：

$$C'_{fx} = \frac{F'_x}{\frac{1}{2}\rho U^2 BH} \tag{3-4}$$

$$C'_{fy} = \frac{F'_y}{\frac{1}{2}\rho U^2 DH} \tag{3-5}$$

$$C'_{Tz} = \frac{T'_z}{\frac{1}{2}\rho U^2 BDH} \tag{3-6}$$

C'_{fx}、C'_{fy}：x 方向、y 方向擾動風力係數。

C'_{Tz}：T'_z作用產生之擾動扭矩風力係數。

F'_x、F'_y：模型 x、y 方向整體擾動剪力均方根值。

T'_z：擾動扭矩之均方根值。

風力係數量測結果

本案針對 A 棟及 B 棟分別進行風力計算，故後續有關風力部分可分為 A 棟及 B 棟來討論。由 A 棟風力試驗結果可以得知(圖 3-10)順風向平均風

力係數在風向角 360°有最大值約 0.35，在風向角 80°時有最小值約-0.87。y 向平均風力係數在風向角 40°有最大值約 0.74，310°有最小值約-0.29。順風、橫風方向擾動風力係數約略在 0.1~0.2 附近變化。平均基底扭矩風力係數在風向角 20°時，有局部最大值 0.22 發生，在風向角 310°則有局部最小值-0.09；擾動基底扭矩風力係數約 0.15。

B 棟風力部分(圖 3-11)，順風方向平均風力係數在風向角 180°有最大值約 0.92，在風向角 90°時有最小值約-1.0。橫風方向平均風力係數在風向角 220°有最大值約 0.88，130° 有最小值約-0.92。順風、橫風方向之擾動風力係數介於 0.1~0.2。平均基底扭矩風力係數，在風向角 60°時，有局部最大值 0.09 發生，在風向角 200°則有局部最小值-0.16，擾動基底扭矩風力係數介於 0.1~0.2 間。

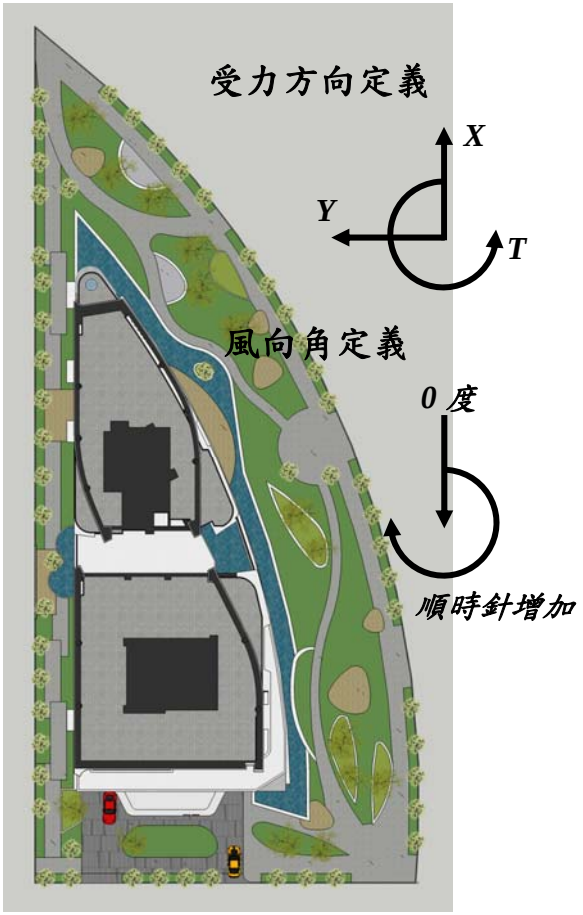
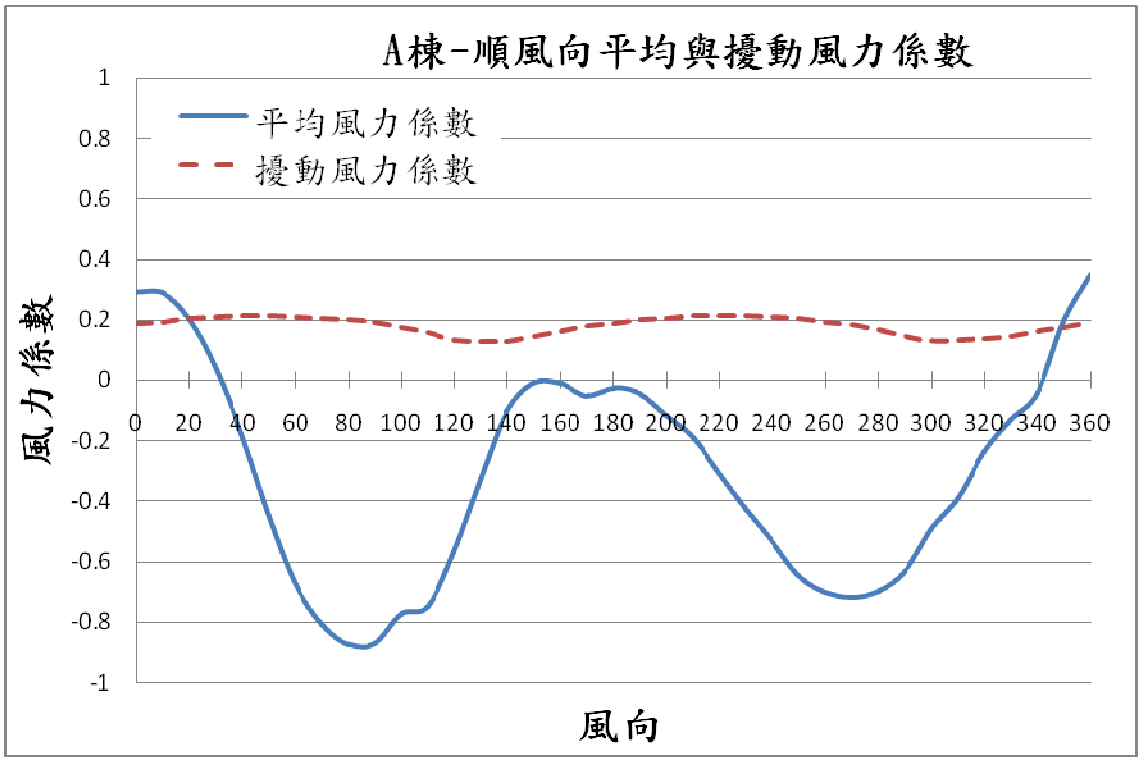


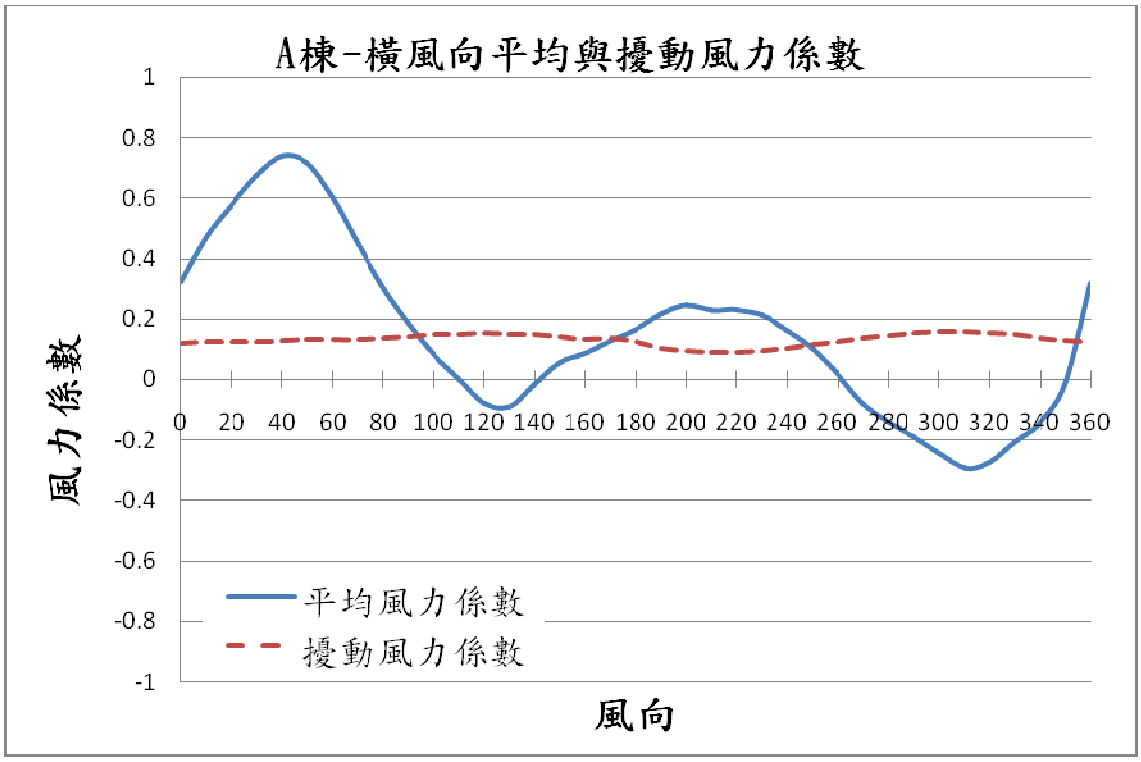
圖 3-9 設計風載重座標系統

資料來源：本研究

(A) 順風向


A棟-順風向平均與擾動風力係數
平均風力係數
擾動風力係數
風力係數
1
0.8
0.6
0.4
0.2
0
-0.2
-0.4
-0.6
-0.8
-1
0 20 40 60 80 100 120 140 160 180 200 220 240 260 280 300 320 340 360
風向

(B) 橫風向


A棟-橫風向平均與擾動風力係數
風力係數
1
0.8
0.6
0.4
0.2
0
-0.2
-0.4
-0.6
-0.8
-1
0 20 40 60 80 100 120 140 160 180 200 220 240 260 280 300 320 340 360
平均風力係數
擾動風力係數
風向

(C) 扭轉向

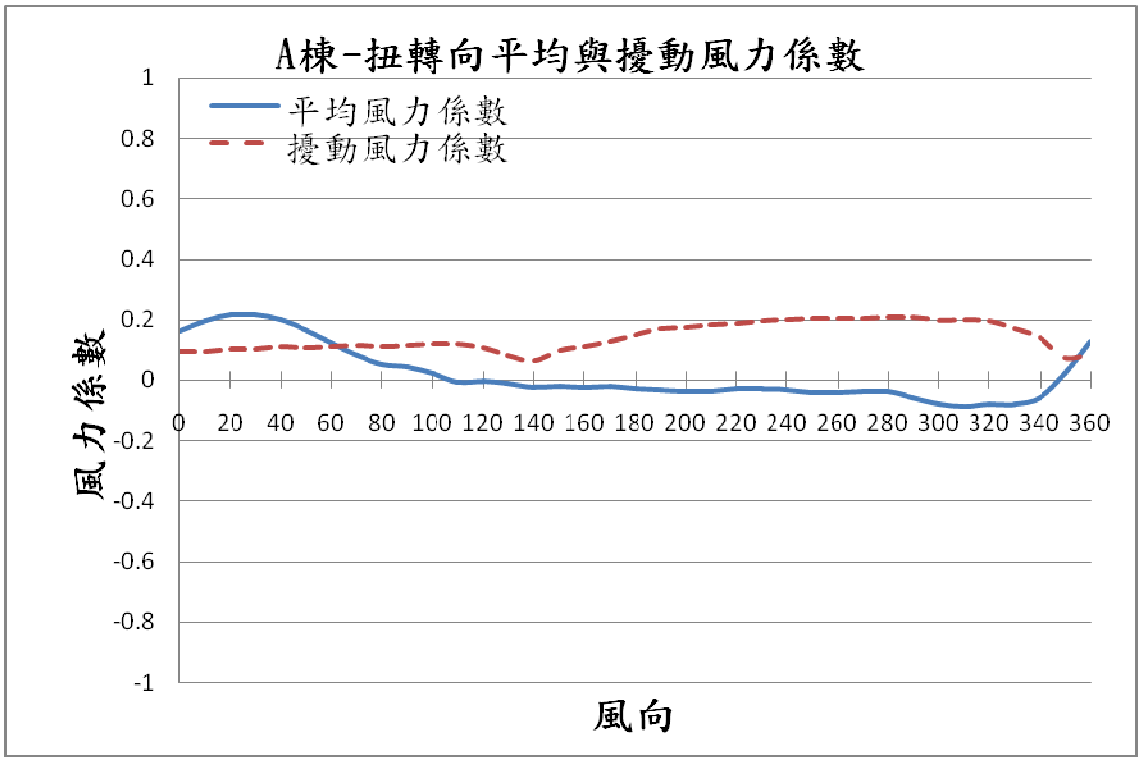
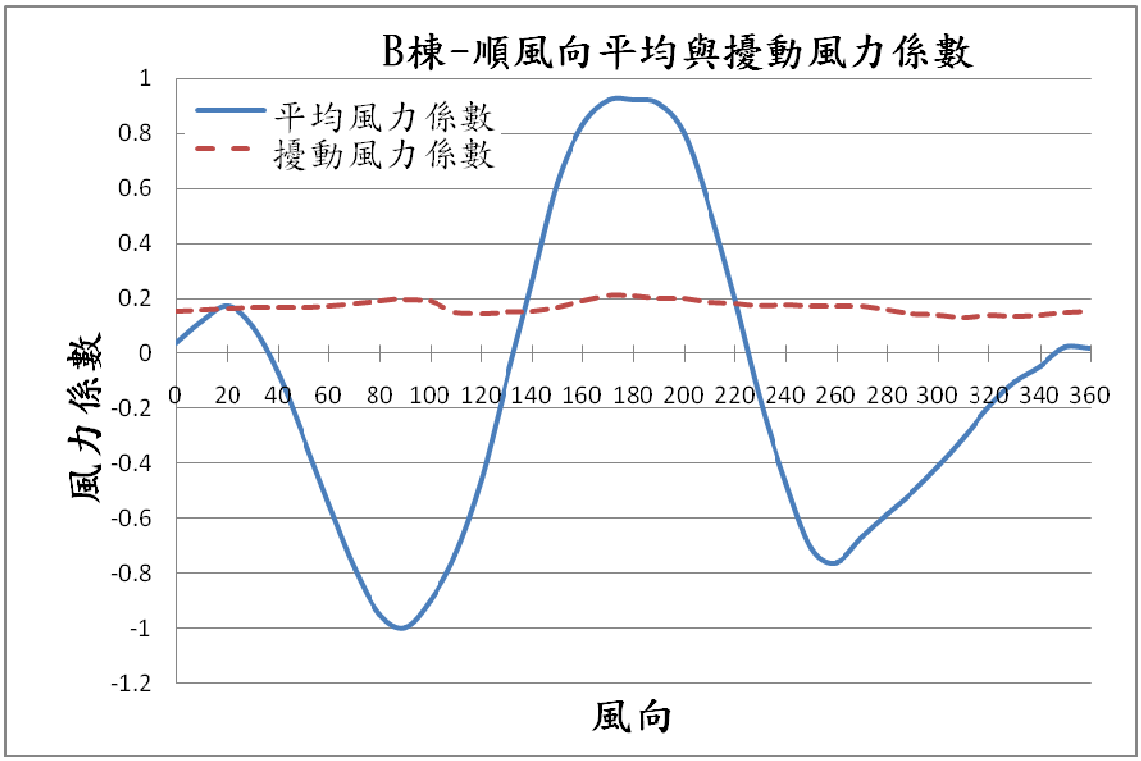


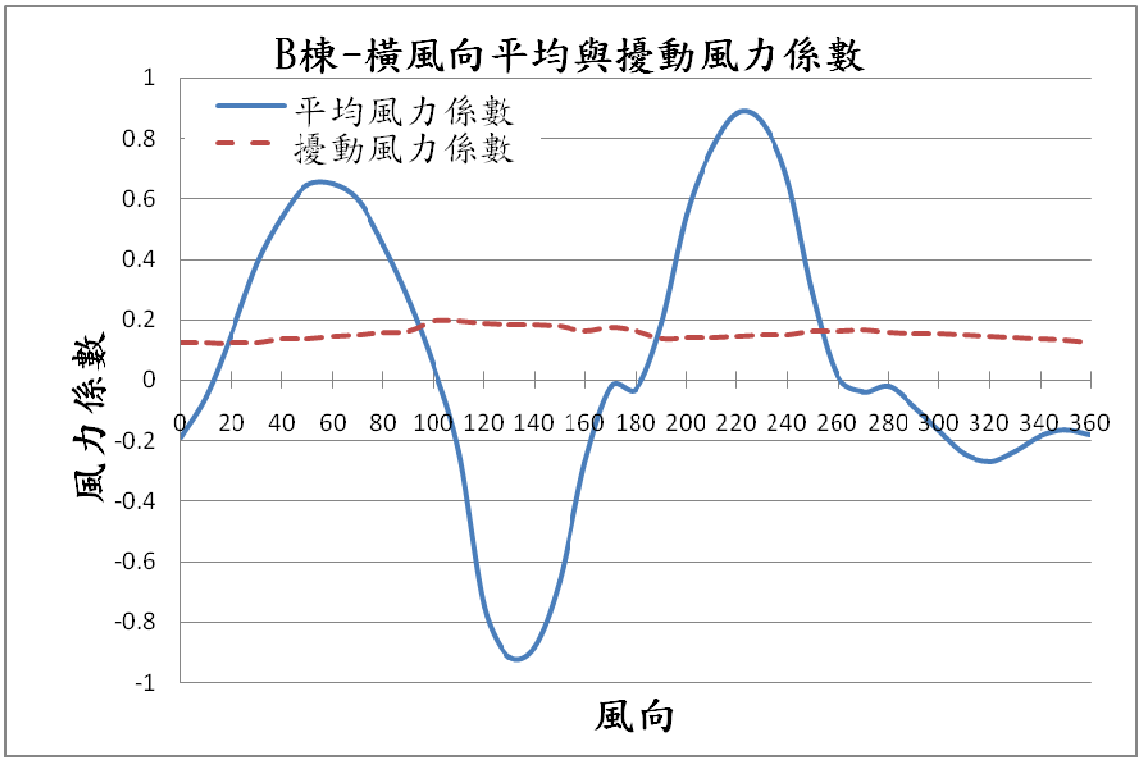
圖 3-10 不同風向角之基底風力係數(A 棟)

資料來源：本研究

(A) 順風向



(B) 橫風向



(C) 扭轉向

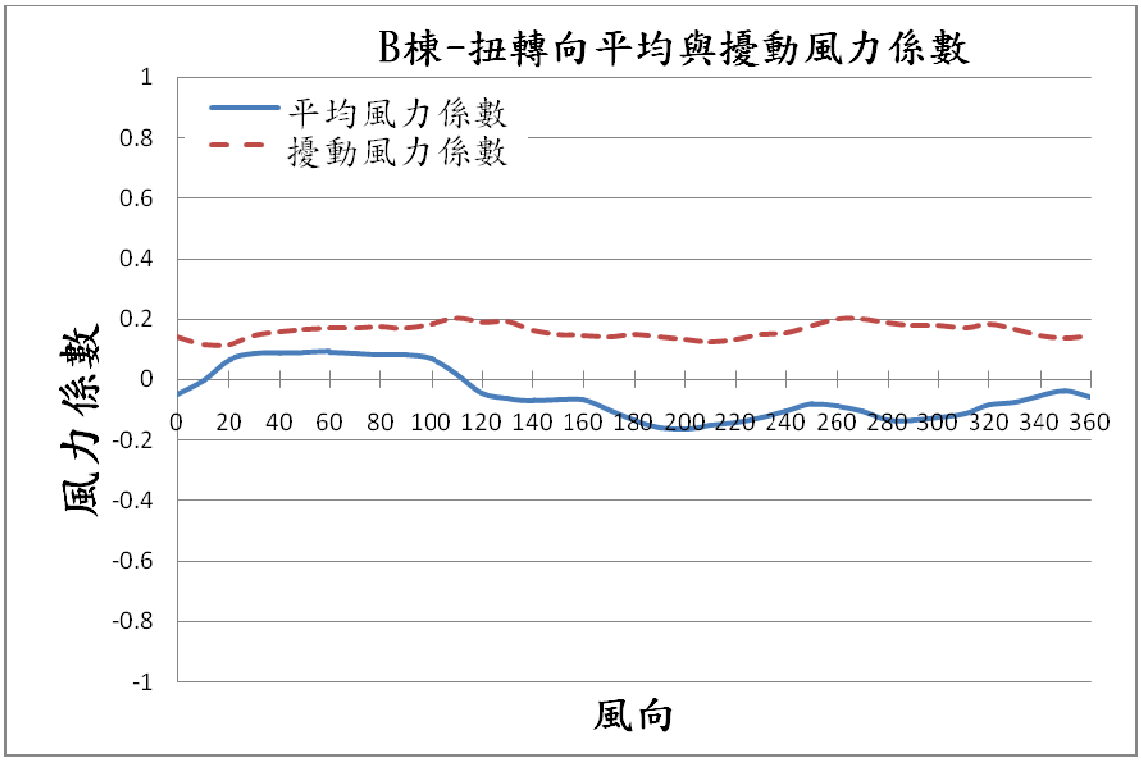


圖 3-11 不同風向角之基底風力係數(B 棟)

資料來源：本研究

第四節 最高居室樓層角偶側向加速度

建築物在風力作用下會產生振動，如振動加速度過大則會造成居民的不舒適。在評估振動加速度所造成影響時，多以建築物最高居室樓層角隅之振動加速度尖峰值為參考標準。「建築物耐風設計規範及解說」提到，在檢核振動加速度所使用之風力回歸期時，若考慮前節抗風系統以結構安全為前提之設計風力，使用平均 50 年甚至 100 年(用途係數 1.0)發生一次之回歸期風速，則其發生機率偏低且建築成本過高。使用一年發生兩次不舒適之半年回歸期風速，應是合理而經濟的評估方式。50 年回歸期與半年回歸期風速的比值約為 3.34，故本案之半年回歸期風速為 11.23 m/s。

最高居室樓層角隅之振動加速度尖峰值需同時計算順風向、橫風向與扭轉向振動所造成的加速度。按風載重分析所得之載重組合，分別計算各載重組合順、橫風向與扭轉向於勁度中心之加速度值，並乘上各自載重組合所使用之尖峰因子而得到各方向之尖峰加速度。再將此三個方向的尖峰加速度換算至建築物角隅處，進而得到角隅水平振動尖峰加速度值。根據「建築物耐風設計規範及解說」規定，建築物最高居室樓層角隅之振動加速度尖峰值不得超過 0.05 m/s^2。

計算順風向加速度、橫風向加速度及扭轉加速度時，僅需考慮回歸期為半年的風速作用下，所產生共振部分風力的影響。令 D^*、L^*、θ^*分別是在回歸期為半年的共振部分風力作用下，經分析所得建築物最高居室樓層之順風向、橫風向與扭轉向位移，則建築物最高居室樓層形心位置之順風向最大加速度 A_D、橫風向最大加速度 A_L 與扭轉向最大加速度 A_T，分別為：

$$A_D = (2\pi f_n)^2 D^* \tag{3-7}$$

$$A_L = (2\pi f_a)^2 L^* \tag{3-8}$$

$$A_T = (2\pi f_t)^2 \theta^* \tag{3-9}$$

建築物角隅處之水平方向振動尖峰加速度$\tilde{A}$，以下式計算之：

$$\tilde{A} = \sqrt{A_D{}^2 + A_L{}^2 + A_T{}^2\left(\frac{B^2}{4} + \frac{L^2}{4}\right) + LA_L A_T} \tag{3-10}$$

本案之 A 棟角隅振動加速度尖峰值計算結果如表 3-1 與圖 3-12 所示，於風向角 0°時有最大值 0.03 m/s^2。B 棟角隅振動加速度尖峰值計算結果如表 3-2 與圖 3-13 所示，於風向角 150°與 160°有最大值 0.02 m/s^2。本案 A、B 兩棟之最高居室樓層角隅之振動加速度尖峰值，皆低於法規規定 0.05 m/s^2 之要求。

表 3-1 A 棟最大側向尖峰加速度

風向角	回歸期半年風力下最大側向振動尖峰加速度(m/s^2)	風向角	回歸期半年風力下最大側向振動尖峰加速度(m/s^2)	風向角	回歸期半年風力下最大側向振動尖峰加速度(m/s^2)
0	0.0299	120	0.0114	240	0.0208
10	0.0288	130	0.0111	250	0.0209
20	0.0276	140	0.0149	260	0.0211
30	0.0283	150	0.0213	270	0.0190
40	0.0264	160	0.0204	280	0.0151
50	0.0228	170	0.0196	290	0.0149
60	0.0200	180	0.0196	300	0.0136
70	0.0162	190	0.0204	310	0.0129
80	0.0117	200	0.0217	320	0.0117
90	0.0109	210	0.0213	330	0.0126
100	0.0126	220	0.0209	340	0.0147
110	0.0101	230	0.0210	350	0.0264

資料來源：本研究

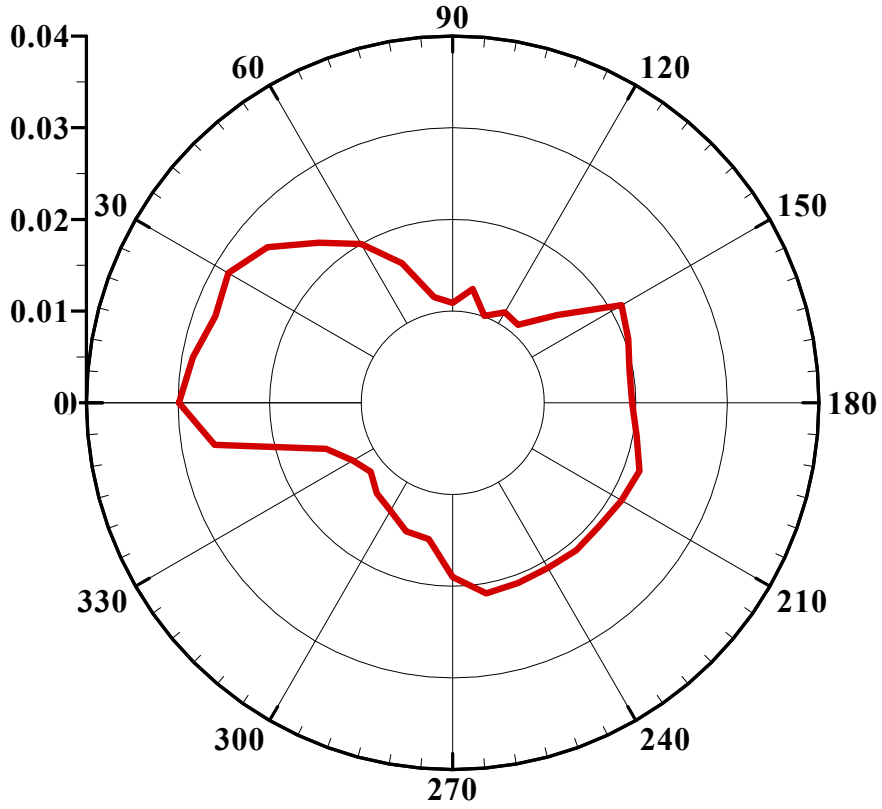


圖 3-12　A 棟最大側向尖峰加速度

資料來源：本研究

表 3-2　B 棟最大側向尖峰加速度

風向角	回歸期半年風力下最大側向振動尖峰加速度(m/s^2)	風向角	回歸期半年風力下最大側向振動尖峰加速度(m/s^2)	風向角	回歸期半年風力下最大側向振動尖峰加速度(m/s^2)
0	0.0134	120	0.0087	240	0.0136
10	0.0131	130	0.0095	250	0.0134
20	0.0114	140	0.0110	260	0.0115
30	0.0117	150	0.0200	270	0.0112
40	0.0169	160	0.0200	280	0.0116
50	0.0151	170	0.0120	290	0.0120
60	0.0171	180	0.0110	300	0.0120
70	0.0160	190	0.0090	310	0.0131
80	0.0180	200	0.0100	320	0.0136
90	0.0166	210	0.0100	330	0.0139
100	0.0110	220	0.0110	340	0.0141
110	0.0103	230	0.0120	350	0.0138

資料來源：本研究

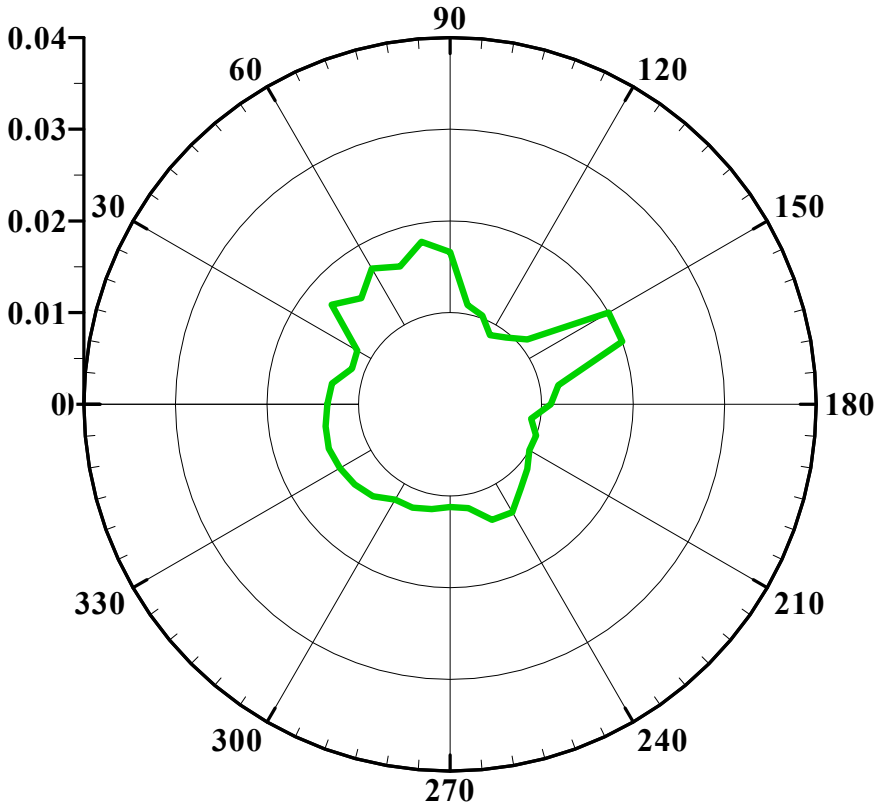


圖 3-13 B 棟最大側向尖峰加速度

資料來源：本研究

第四章 柔性氣彈模型風力實驗

第一節 模型自然振頻

在進行風洞試驗量測基底風力前，柔性模型不同於剛性模型，須先率定其自然振動頻率，以符合動力相似性原則，後續因渦致共振所測得之基底風力係數方能與實際建物所受風力契合。因此，本研究採自由振動方式，先給予模型適當之初始位移，並在初始速度為零下釋放，讓由其自由反復振動記錄其加速度歷時，經傅利葉轉換成頻率域做頻譜分析。然後從加速度反應頻譜上的尖峰值所對應的頻率，可知結構自然頻率。由於柔性模型組成係採壓克力當外牆承受風壓後，傳遞樓層風力至中心骨幹上，其橫向勁度需靠與中心骨幹彈簧搭接效果而定。因此，須分別針對中心骨幹與整體柔性模型之自然振頻分別加以率定。

(一)模型中心骨幹自然振頻

於選擇中心主骨幹圓形鋼棒時，其自然振動頻率宜接近上述之目標值，因為模型外牆係以小型彈簧勾接其上(圖 4-1)，屆時整體模型自然振動將減小周期拉長頻率；鋼棒自然振動頻率亦不得設計過高，恐造成整體模型勁度過硬，僅靠彈簧拉伸來降低自然頻率，恐不及消散動能。因此，本次試驗設計一直徑 8mm 鋼棒，作為主要控制結構勁度，並搭配彈簧側拉模型外牆，來完成整個柔性模型製作(圖 4-2)。取樣頻率 1,000 Hz、取樣總數 10,000 筆，經測試後鋼棒自然振動頻率為 f_a =19.9 Hz，f_b =24.77 Hz(圖 4-4 與 4-5)，接近目標模型自然頻率，且勁度不至過硬，符合原先預期設計。

圖 4-1 模型中心鋼棒

資料來源：本研究

圖 4-2 完整柔性模型

資料來源：本研究

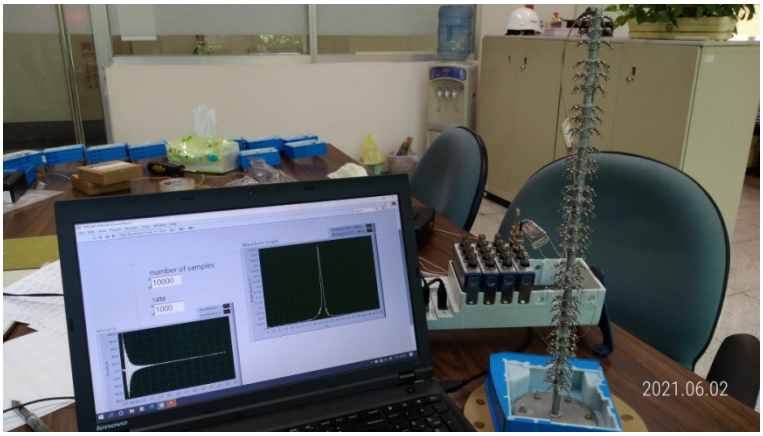


圖 4-3 中心鋼棒自然振動頻率測試

資料來源：本研究

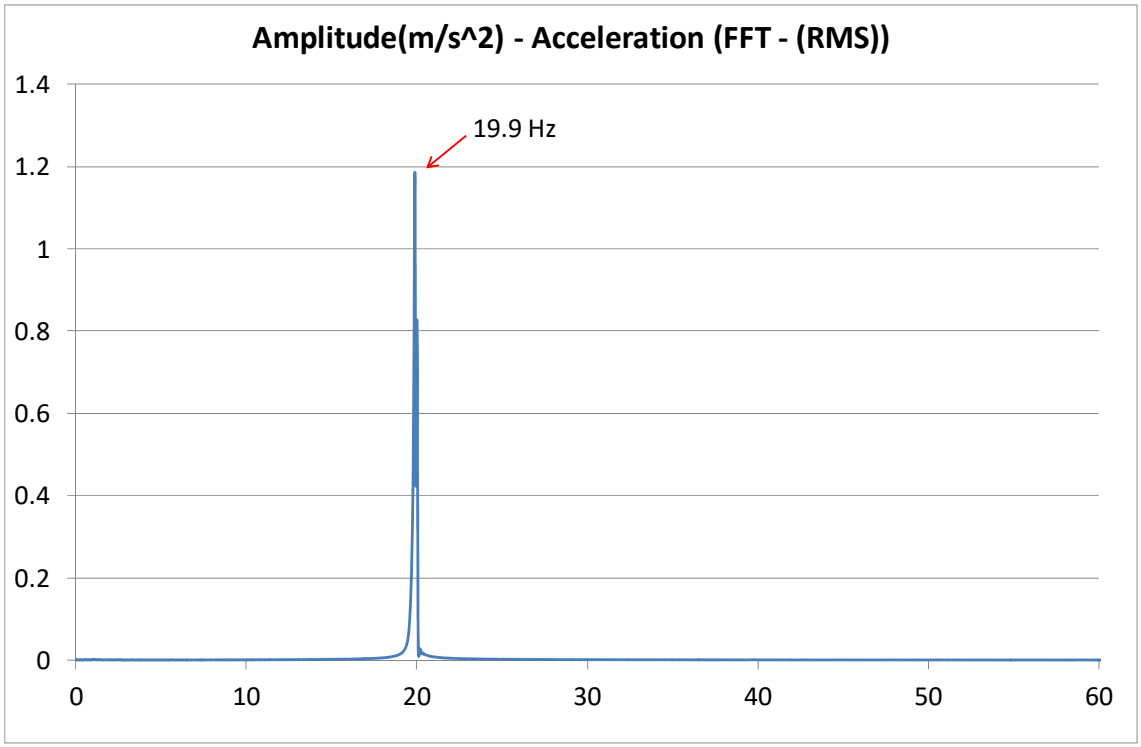


圖 4-4　A 棟鋼棒自然振動頻率(19.9 Hz)

資料來源：本研究

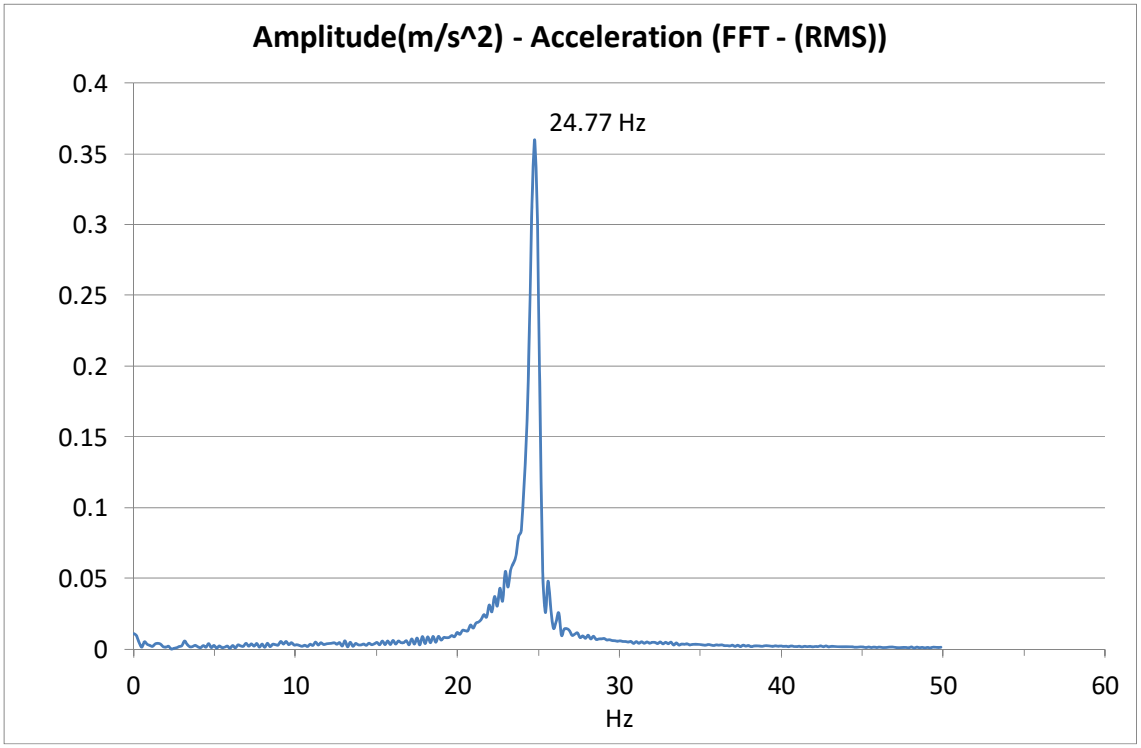


圖 4-5　B 棟鋼棒自然振動頻率(24.77Hz)

資料來源：本研究

(二)整體柔性模型自然振頻

此階段則針對整體模型之橫向勁度加以調整，由於牆體材質為壓克力製，逐層切割後縱向勁度仍較大，僅須於層與層之間以彈簧加以斜向束制，避免層間變位過大，而 X 與 Y 橫向勁度則以不同長度之彈簧掛接於樓板預留孔上，與中心柱加以連結。試驗過程中，主要於二橫向安裝單軸加速度規，並使其自由振動加以量測加速度歷時並加以分析其主要振動頻率，另亦嘗試量測其阻尼比 ζ，其與低阻尼系統中的對數衰減有關，數衰減定義為二個相鄰振幅比例的自然對數如式 4-1。研究過程中逐漸增加彈簧數量與改變連結方式，可得到不同之自然振頻，修正後朝目標值邁進。

$$\zeta = \frac{\delta}{\sqrt{(2\pi)^2+\delta^2}} \qquad \text{where} \qquad \delta \triangleq \ln\frac{x1}{x2} \qquad (4\text{-}1)$$

I. A 棟模型

1. 試件(A-TRY1):以 3 長彈簧與中心柱搭接如下圖(4-6)。經測試後其 f_{ax} =8.25 Hz(圖 4-7)，f_{ay} =8.43 Hz(圖 4-8)，阻尼比 ζ =1. 9%(圖 4-9)。勁度偏軟，離目標值尚有一段距離，後續增加彈簧與調整位置，以增加橫向勁度，提升振動頻率。

圖 4-6 A-TRY1 彈簧配置

資料來源：本研究

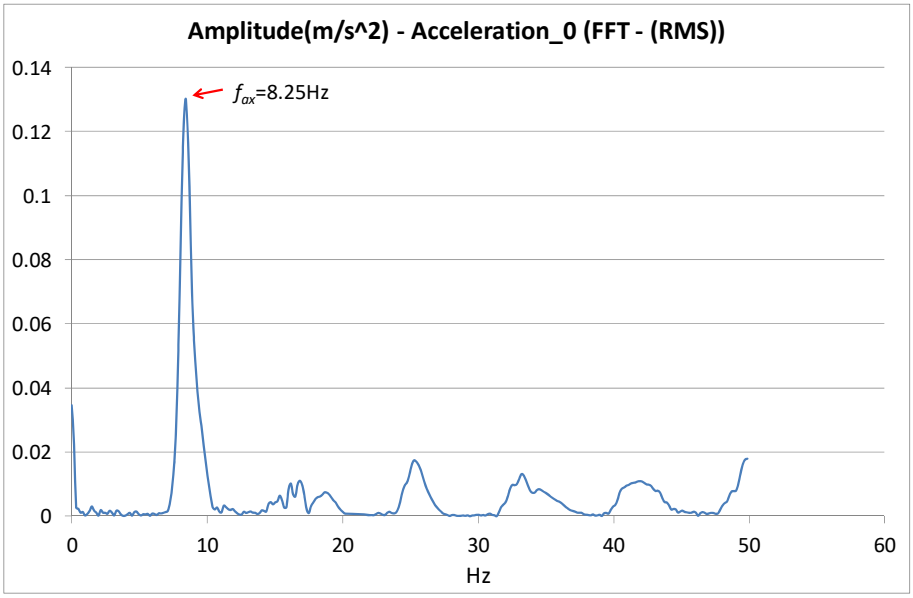


圖 4-7 A-TRY1 X 向自然振頻

資料來源：本研究

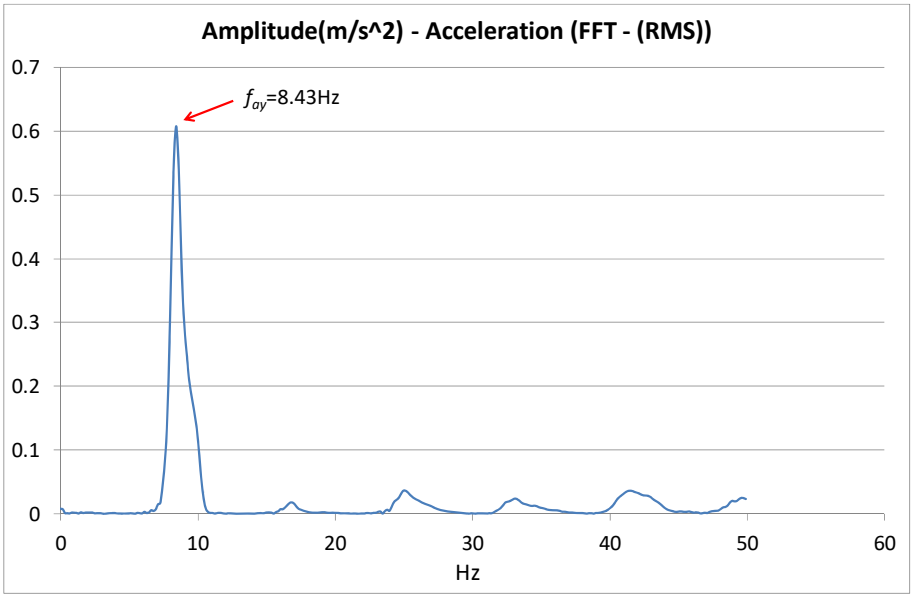


圖 4-8 A-TRY1 Y 向自然振頻

資料來源：本研究

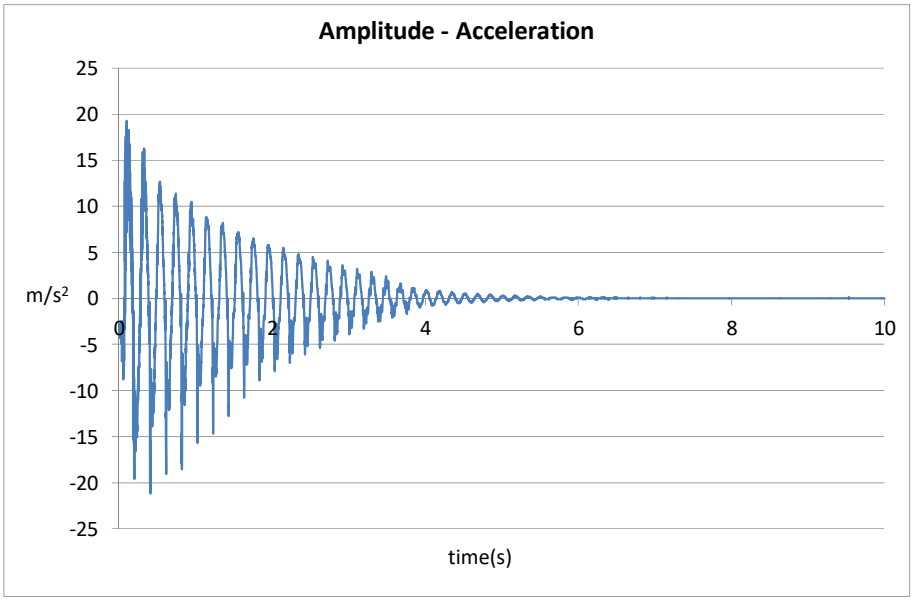


圖 4-9 A-TRY1 加速度歷時(ζ=1.9%)

資料來源：本研究

2. 試件(A-TRY2):除層與層間斜向連結 2 處外，以 2 長 2 短彈簧與中心柱搭接如下圖(4-10)。經測試後其 f_{ax} =7.4 Hz(圖 4-11)，f_{ay} =10 Hz(圖 4-12)，阻尼比 ζ=1. 9%(圖 4-13)。其勁度雖有增加但幅度不大，待增加彈簧數量與調整位置以增加橫向勁度。由於本階段試件之阻尼比 ζ=5. 8%，已超過實際建物之設計阻尼比 2%。

圖 4-10 A-TRY2 彈簧配置

資料來源：本研究

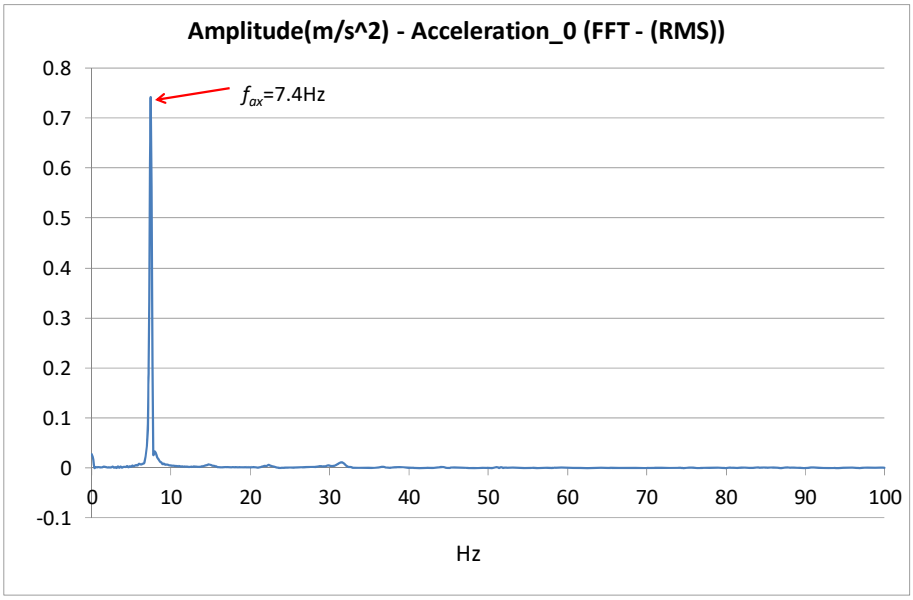


圖 4-11 A-TRY2 X 向自然振頻

資料來源：本研究

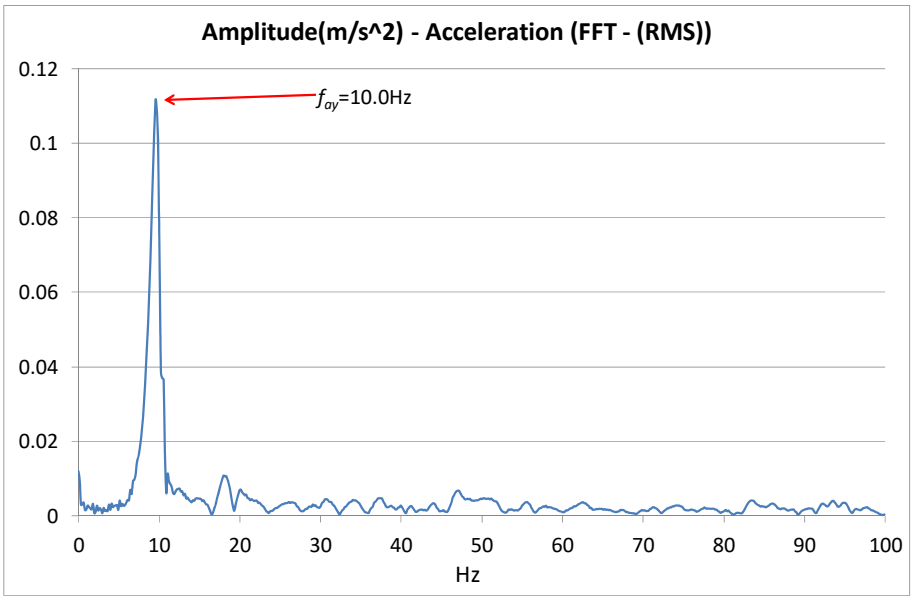


圖 4-12 A-TRY2 Y 向自然振頻

資料來源：本研究

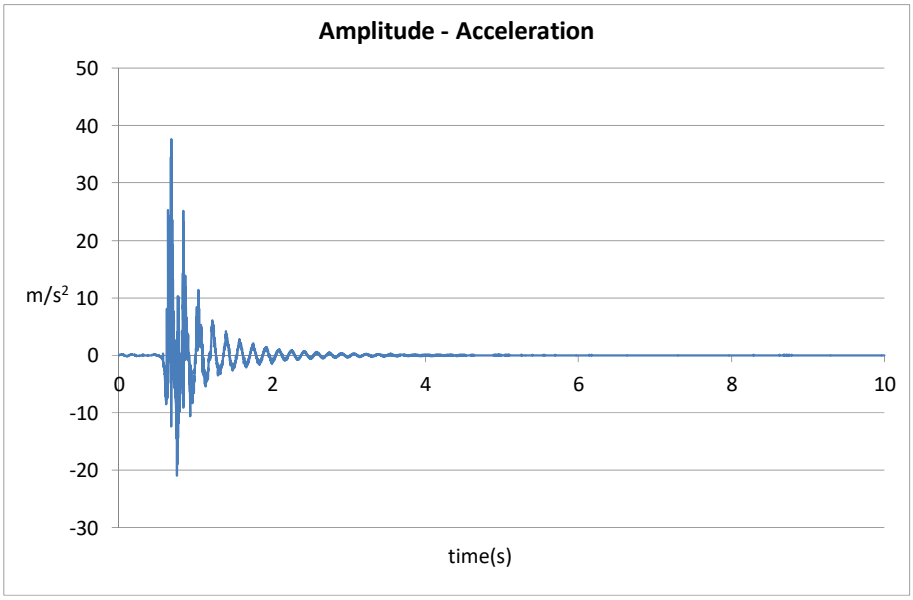


圖 4-13 A-TRY2 加速度歷時(ζ=5.8%)

資料來源：本研究

3. 試件(A-TRY3):於層與層間以塑膠製束帶連結 3 處，並僅於頂層以 2 長 2 短彈簧與中心柱搭接如下圖(4-14)。經測試後其 f_{ax} = 12.7Hz(圖 4-15)，f_{ay} =13.9 Hz(圖 4-16)。試件之阻尼比 ζ=2. 5%(圖 4-17)。

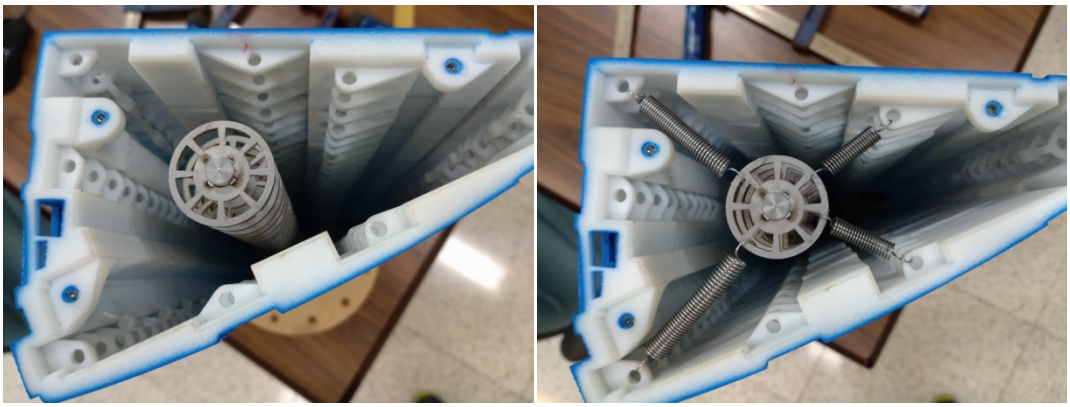


圖 4-14 A-TRY3 彈簧配置

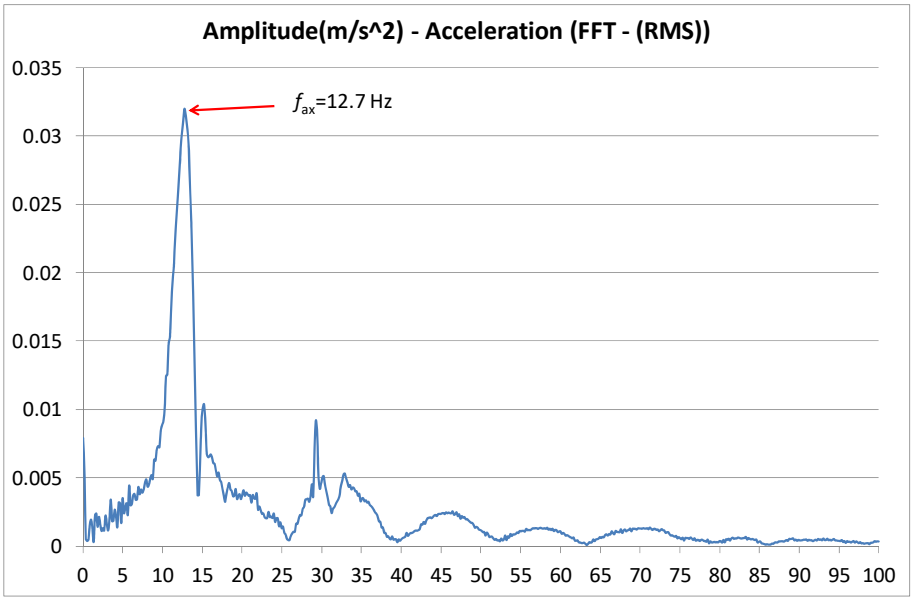


圖 4-15 A-TRY3 X 向自然振頻

資料來源：本研究

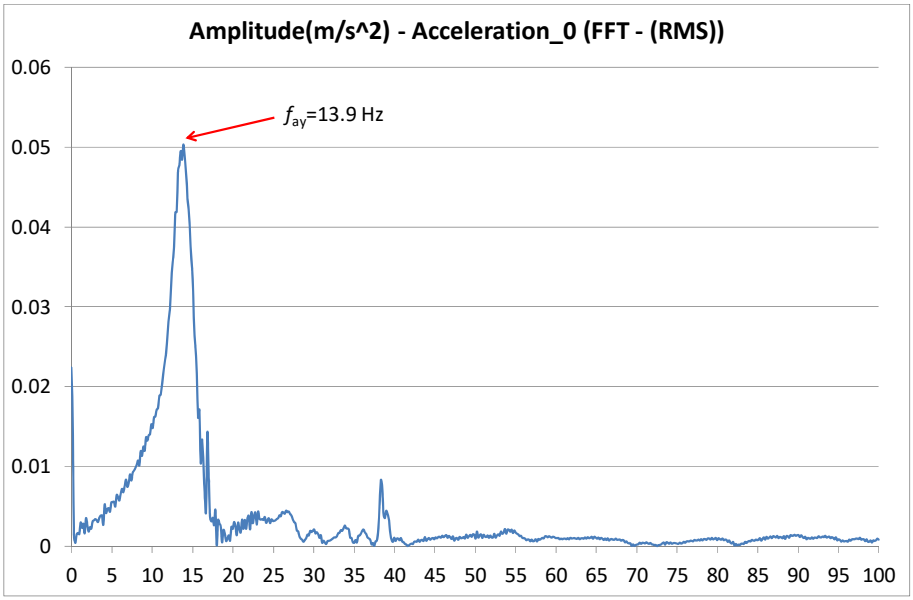


圖 4-16 A-TRY3 Y 向自然振頻

資料來源：本研究

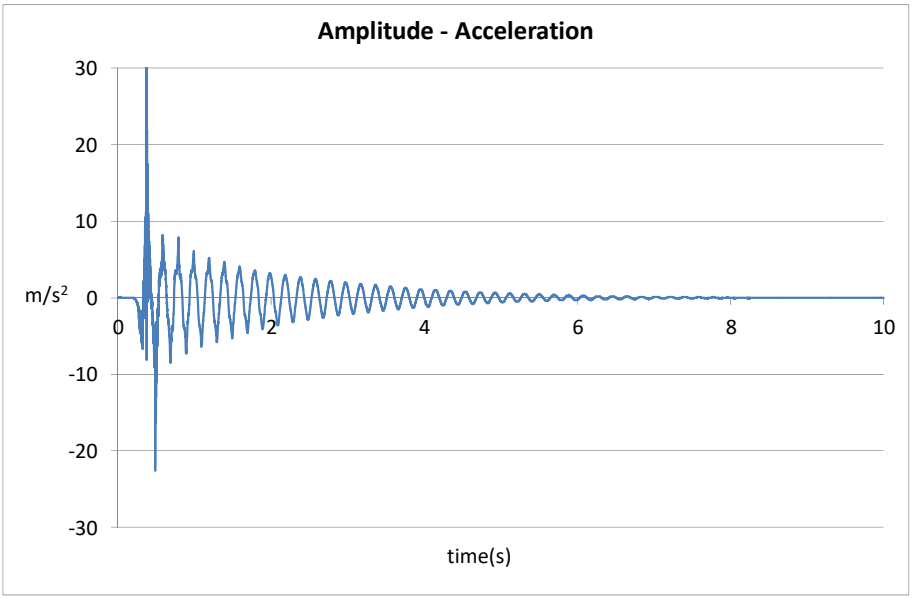


圖 4-17 A-TRY3 加速度歷時(ζ=2.5%)

資料來源：本研究

Ⅱ. B 棟模型

1. 試件(B-TRY1)

於 X 向每層各邊以 2 短彈簧 V 字形搭接至牆邊掛勾處，除提供橫向勁度外，並賦予抵抗扭矩能力；Y 向每邊每層中心與中心柱以 1 短彈簧搭接如下圖(4-18)。經測試後其 f_{ax} =9.9 Hz(圖 4-19)，f_{ay} = 10.7 Hz(圖 4-20)。 本試件之阻尼比ζ為 2.4%(圖 4-21)，與實際建物設計阻尼比 2.0% 仍有所差異。

圖 4-18　B-TYR1 柔性模型彈簧配置

資料來源：本研究

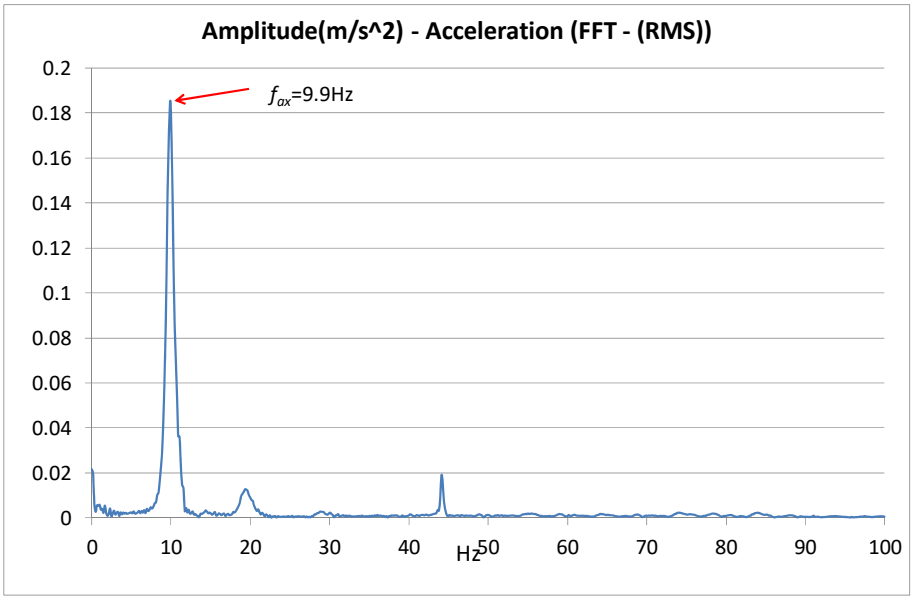


圖 4-19　B-TRY1 模型 X 向自然振頻

資料來源：本研究

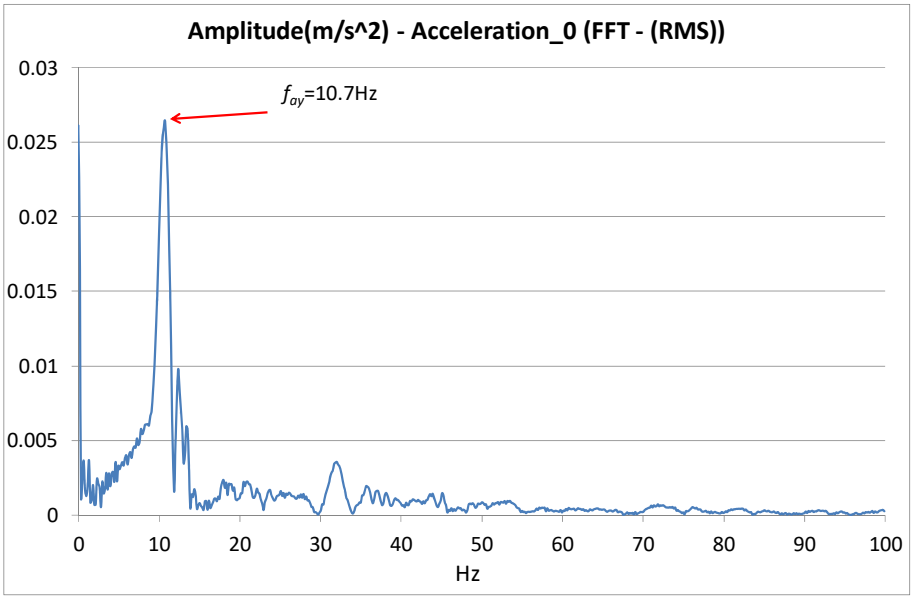


圖 4-20　B-TRY1 模型 Y 向自然振頻

資料來源：本研究

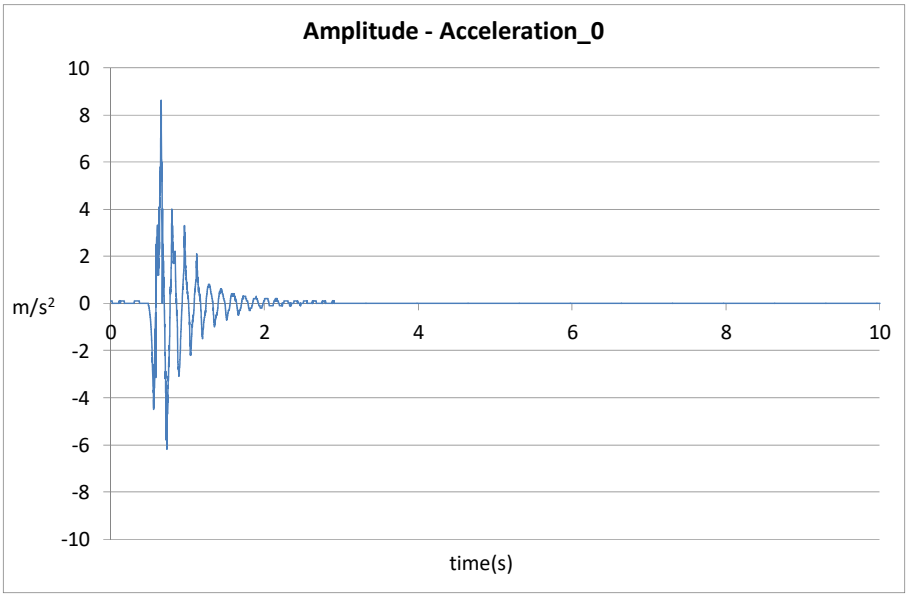


圖 4-21　B-TRY1 加速度歷時(ζ=2.4%)

資料來源：本研究

2. 試件(B-TRY2)

於 X 向每層各邊以 1 長彈簧往下隔 2 掛勾搭接於中心柱上，除提供橫向勁度外，並賦予較大之軸向勁度；Y 向每邊每層中心與中心柱以 1 短彈簧搭接如下圖(4-22)。經測試後其 f_{ax} =12.0 Hz(圖 4-23)，f_{ay} = 12.4 Hz(圖 4-24)。

圖 4-21

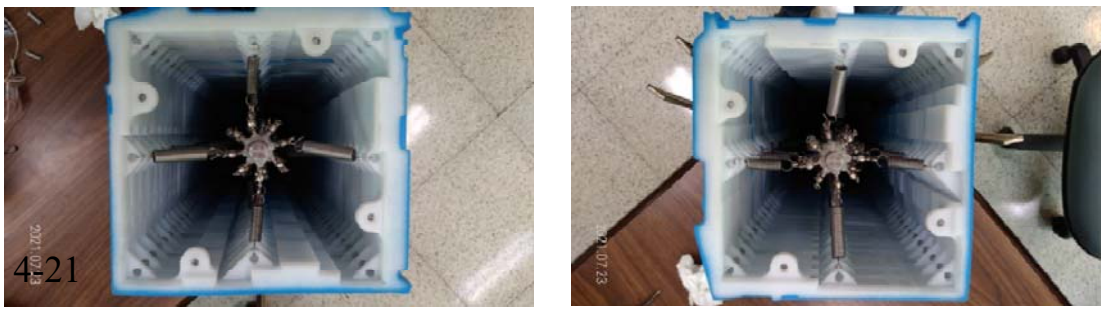


圖 4-22 B-TYR2 柔性模型彈簧配置

資料來源：本研究

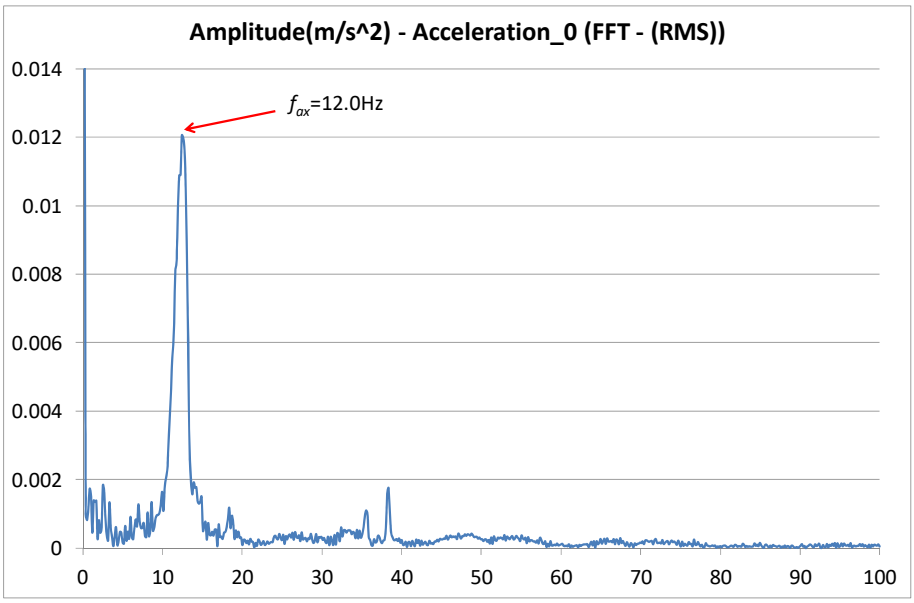


圖 4-23　B-TRY2 模型 X 向自然振頻

資料來源：本研究

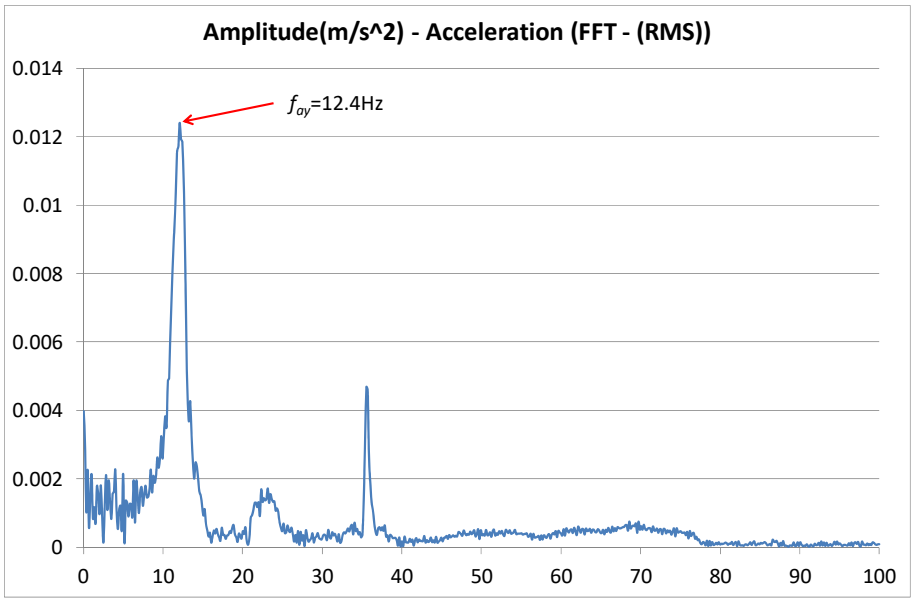


圖 4-24　B-TRY2 模型 Y 向自然振頻

資料來源：本研究

第二節 模型振頻與共振風速

由於渦致共振之約化風速與 Strouhal number(St)有關，在進行柔性模型風力試驗前，需知道造成柔性模型共振風力所需之風速範圍，以縮短風洞試驗測試時間。依文獻[8]所示在風洞內進行柔性氣彈風力試驗，其 St 需與實場一致以符合動力相似性。其特性可以理解成，實際建物因其自身振頻於設計時已然確定，當風速發展至一定規模，其渦散頻率將與結構振頻相逼近，而造成共振。因此，為讓風洞內柔性模型亦能重現該特性，需與實場建立動力關聯性。亦即在柔性模型之振頻與試驗風速相關，為達到共振效應，當試驗風速設計高一點，則模型之基本振頻則需大些，如設計風速減少，模型之基本振頻則需跟著變小，而建立自然振頻與試驗風速間關係則有賴 St，如此才符合動力相似性。以下則依據 St=0.12 [10]建立 A、B 兩棟模型於風洞試驗所需之共振風速與自然振頻關係:

(1) A 棟模型

實際建物:最長 36.5m、寬 26.5m、fx=0.367 Hz、fy=0.414 Hz

約化風速=1/0.12=8.33

X 向建物高度處渦致共振所需風速 V_h

$$8.33 = \frac{V_h}{0.367\times26.5} \qquad V_h = 81.01 \text{ m/s}$$

Y 向建物高度處渦致共振所需風速 V_h

$$8.33 = \frac{V_h}{0.367\times36.5} \qquad V_h = 125.87 \text{ m/s}$$

假設風洞模型高度處風速採用 12 m/s

(1)在 X 向共振風速縮尺為 1/6.75

長度縮尺為 1/250

時間縮尺為 6.75/250=1/37.04

因此模型自然振頻 fx 需設計成 0.367×37.04=13.6 Hz

檢核設計後 St 是否符合 0.12

$$\frac{12}{13.6\times26.5/250}=8.32 \quad \mathrm{St}=0.12 \quad \text{ok!}$$

(2)在 Y 向共振風速縮尺為 1/10.49

長度縮尺為 1/250

時間縮尺為 10.49/250=1/23.83

因此模型自然振頻 *fy* 需設計成 0.414×23.83=9.9 Hz

檢核設計後 St 是否符合 0.12

$$\frac{12}{9.9\times36.5/250}=8.3 \quad \mathrm{St}=0.12 \quad \text{ok!}$$

同理計算風洞模型高度處不同風速所得之模型振頻如下表 4-1

表 4-1　A 棟模型自然振頻與試驗風速

V_h (m/s) / 模型自然振頻	14	13	12	11	10	9
f_{ax} (Hz)	15.86	14.72	13.6	12.5	11.3	10.2
f_{ay} (Hz)	11.51	10.69	9.9	9.0	8.2	7.4

資料來源：本研究

(2)B 棟模型

實際建物:最長 31m、寬 29m、*fx*=0.353 Hz、*fy*=0.425 Hz

約化風速=1/0.12=8.33

X 向建物高度處渦致共振所需風速 V_h

$$8.33=\frac{V_h}{0.353\times29} \qquad V_h=85.27 \text{ m/s}$$

Y 向建物高度處渦致共振所需風速 V_h

$$8.33=\frac{V_h}{0.425\times31} \qquad V_h=109.75 \text{ m/s}$$

假設風洞模型高度處風速採用 12 m/s

(1)在 X 向上則風速縮尺為 1/7.106

長度縮尺為 1/250

時間縮尺為 7.106/250=1/35.18

因此模型自然振頻 *fx* 需設計成 0.353×35.18=12.4 Hz

檢核設計後 St 是否符合 0.12

$$\frac{12}{12.4\times29/250} = 8.34 \quad \mathrm{St} = 0.12 \quad \text{ok!}$$

(2)在 Y 向上則風速縮尺為 1/9.146

長度縮尺為 1/250

時間縮尺為 9.146/250=1/27.33

因此模型自然振頻 *fy* 需設計成 0.425×27.33=11.6 Hz

檢核設計後 St 是否符合 0.12

$$\frac{12}{11.6\times31/250} = 8.34 \quad \mathrm{St} = 0.12 \quad \text{ok!}$$

同理計算風洞模型高度處不同風速所得之模型振頻如下表 4-2

表 4-2　B 棟模型自然振頻與風速

V_h (m/s) / 模型自然振頻	12	11	10	9	8	7
f_{bx} (Hz)	12.4	11.4	10.3	9.3	8.3	7.2
f_{by} (Hz)	11.6	10.6	9.7	8.7	7.7	6.8

資料來源：本研究

第三節 基底風力係數量測

進行風洞柔性模型結構風載試驗不同於剛性模型之處在於突顯渦致共振的效應，由於實際建物所處之遠端地況與四周建物遮蔽效應不一，因此需界定不同來流風向角下，可達成該共振效應之臨界試驗風速。以剛性模型試驗一圈 360 度，每 10 度轉角量測一次基底風力，已需進行 36 次測試，倘若柔性風力試驗亦是如此進行，在每一風向角下為測得臨界試驗風速，雖然依上一節分析結果已約略知道該風速大小，但如以 0.2 m/s 之風速增幅，則在每個不同風向角下需進行至少 10 次試驗方可將渦致共振基底風力係數測得。簡而言之，柔性風載試驗次數將為剛性模型風載試驗之 10 倍。經由上一節所設計出之試驗風速與自然振頻關係後，後續風洞試驗選擇搭配如下:

1.A 棟以模型(A-TRY3)為試體，其 X 向自然振頻為 12.7 Hz、Y 向自然振頻為 13.9 Hz。測試時之風速自模型最高處平均 8 m/s 開始吹試，增幅為 0.5 m/s，風速持續至試驗產生橫風向共振風力，風向角以 0^0、90^0、180^0 與 270^0 為主。

(1)X 向共振風速估算:

$$8.33 = \frac{V_h}{0.367\times\sqrt{36.5\times26.5}} \qquad V_h = 95.07 \text{ m/s}$$

f_{mx}/f_{nx}=12.7/0.367=34.6　　f_{mx}:模型自然振頻　　f_{nx}:結構自然振頻

風速縮尺 250/34.6=7.225

V_{ax} 共振風速=95.07/7.225=13.1m/s

(2)Y 向共振風速估算:

$$8.33 = \frac{V_h}{0.414\times\sqrt{36.5\times26.5}} \qquad V_h = 107.25 \text{ m/s}$$

f_{mx}/f_{nx}=13.9/0.414=33.57　　f_{mx}:模型自然振頻　　f_{nx}:結構自然振頻

風速縮尺 250/33.57=7.446

V_{ay} 共振風速=107.25/7.446=14.4m/s

2. B 棟以模型(B-TRY2)為試體，其 X 向自然振頻為 12.0 Hz、Y 向自然振頻為

12.4 Hz。測試時之風速自模型最高處平均 8 m/s 開始吹試，增幅為 0.5 m/s，風速持續至試驗產生橫風向共振風力，風向角以 0^0、90^0、180^0 與 270^0 為主。

(1)X 向共振風速估算:

$8.33 = \frac{V_h}{0.353\times\sqrt{31\times29}}$　　V_h=88.166 m/s

f_{mx}/f_{nx}=12.0/0.353=34.0　　f_{mx}:模型自然振頻　　f_{nx}:結構自然振頻

風速縮尺 250/34.0=7.35

V_{bx} 共振風速=88.166/7.35=12.0m/s

(2)Y 向共振風速估算:

$8.33 = \frac{V_h}{0.425\times\sqrt{31\times29}}$　　V_h=106.15 m/s

f_{mx}/f_{nx}=12.7/0.414=30.68　　f_{mx}:模型自然振頻　　f_{nx}:結構自然振頻

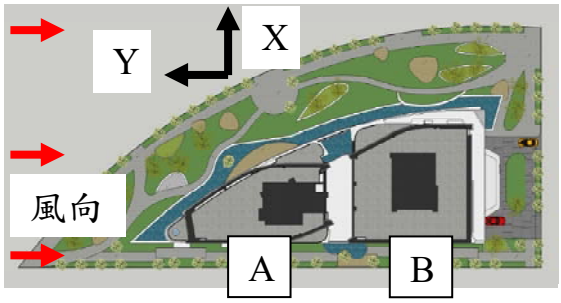
風速縮尺 250/30.68=8.15

V_{by} 共振風速=106.15/8.15=13.02m/s

一、 基底風力係數試驗結果

(一)模型 A

1.風向角 0^0



基底風力量測自風扇轉速 90 rpm 開始擷取，此時之平均風速為 7.36m/s (表 4-3)。當風速持續增加至 10.78 m/s，該區段內之橫風向正值風力係數於 0.2 至 0.4 間、負值風力係數於-1 至-1.1 間變動，當風速增加至 11.62m/s 時，其正值風力係數躍升至 0.8，再往上提速至 12.32m/s 時，其正值風力係數達最大值 1.14(圖 4-25)；而最大負風力係數-1.23 則發生在風速達 13.6m/s 時(圖 4-26)。

經觀察比對橫向風力歷時於共振前後波形差異比對可知(圖 4-27)，共振後可明顯看出其具週期性簡諧運動所產生的動力特性。因此，該渦致共振風速應介於 12.32~13.6m/s 間。原設計之共振風速為 13.1m/s，其差異介於-6%至4%。由於規範所列約化風速 8.33、史特赫數 0.1，係以矩形建物為主，且左右對稱故正、負風力係數一致。本案屬扇形左右非對稱建物，造成橫風力正、負極值發生時之共振風速有所差異。共振發生時，正風力係數自 0.2 增加至 1.1，放大 5 倍，負風力係數放大 1.1 倍。

表 4-3 風向角 0^0 試驗風速

風扇轉速 (rpm)	90	100	112	124	130	140	148	150	154
模型高度處之平均風速 (m/s)	7.36	8.18	9.26	10.31	10.78	11.62	12.32	12.42	12.73
風扇轉速 (rpm)	158	160	165	168	170	175			
模型高度處之平均風速 (m/s)	13.04	13.34	13.60	13.82	13.97	14.39			

資料來源：本研究

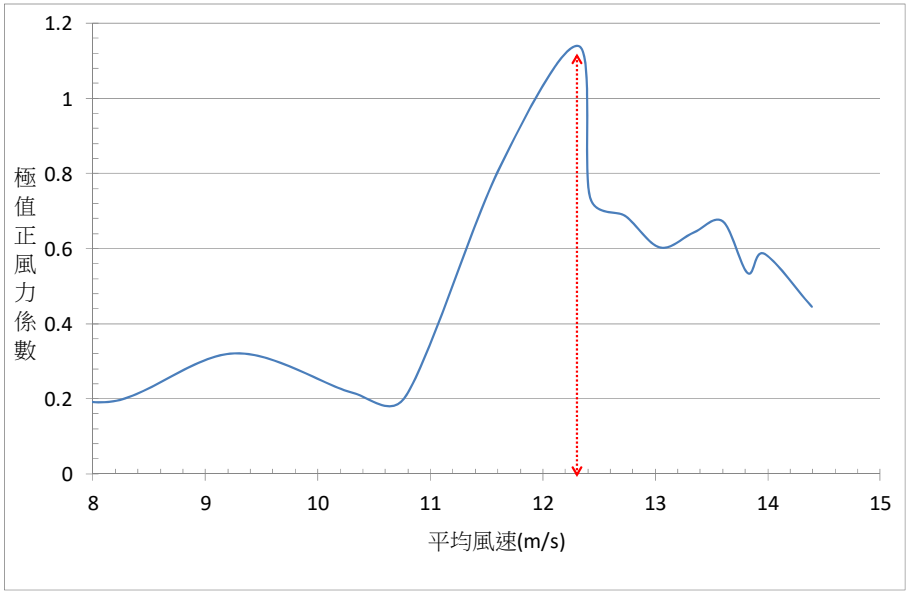


圖 4-25 風向角 0^0 正風力係數

資料來源：本研究

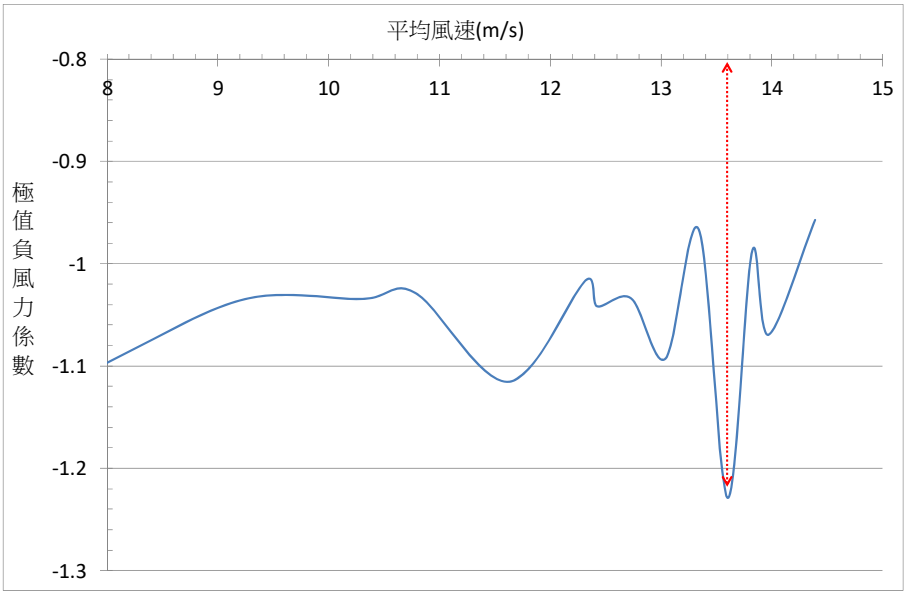


圖 4-26 風向角 0^0 負風力係數

資料來源：本研究

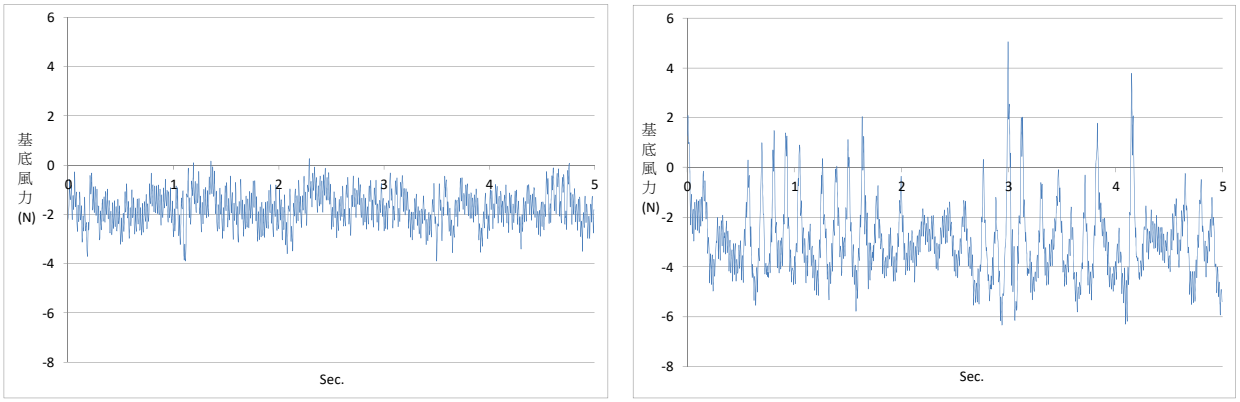
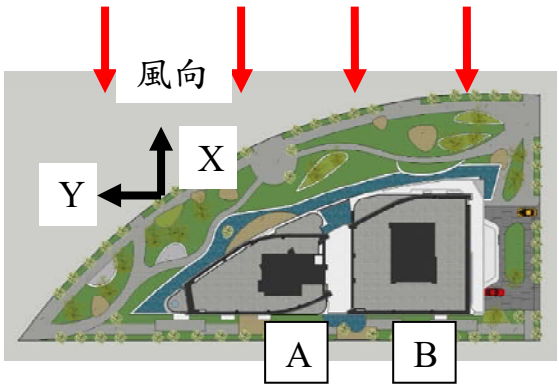


圖 4-27 共振前後基底風力歷時比對

資料來源：本研究

2.風向角 90^0

基底風力量測自風扇轉速 100 rpm 開始擷取，此時之平均風速為 7.93 m/s(表 4-4)。當風速持續增加至 12.36 m/s，該區段內之橫風向正值風力係數於 0.0 至



0.2 間、負值風力係數於-0.7 至-0.96 間變動，當風速增加至 12.75m/s 時，其正值風力係數躍升至 0.61，負值風力係數躍升至-1.23。再往上提速至 12.95m/s 時，其正值風力係數達最大值 0.77(圖 4-28)；而最大負風力係數-1.55 則發生在風速達 13.14m/s 時(圖 4-29)。

因此，該渦致共振風速應介於 12.95~13.14m/s 間。原設計之共振風速為 14.4m/s，其最大差異為 10%。共振發生時，正風力係數自 0.2 增加至 0.8，放大 4 倍，負風力係數放大約 2 倍。

4-4 風向角 90^0 試驗風速

風扇轉速 (rpm)	100	110	120	130	135	140	145	150	155
模型高度處之平均風速 (m/s)	7.93	8.78	9.62	10.38	10.76	11.16	11.65	11.99	12.36
風扇轉速 (rpm)	160	162	164	166	168	170	172	175	177
模型高度處之平均風速 (m/s)	12.75	12.95	13.14	13.22	13.39	13.56	13.69	13.95	14.07
風扇轉速 (rpm)	179								
模型高度處之平均風速 (m/s)	14.28								

資料來源：本研究

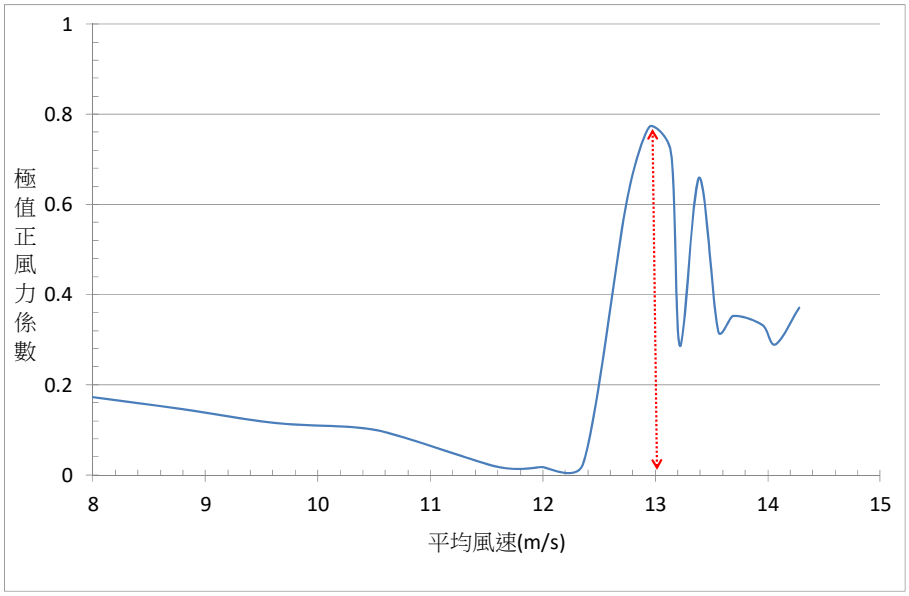


圖 4-28 風向角 90^0 正風力係數

資料來源：本研究

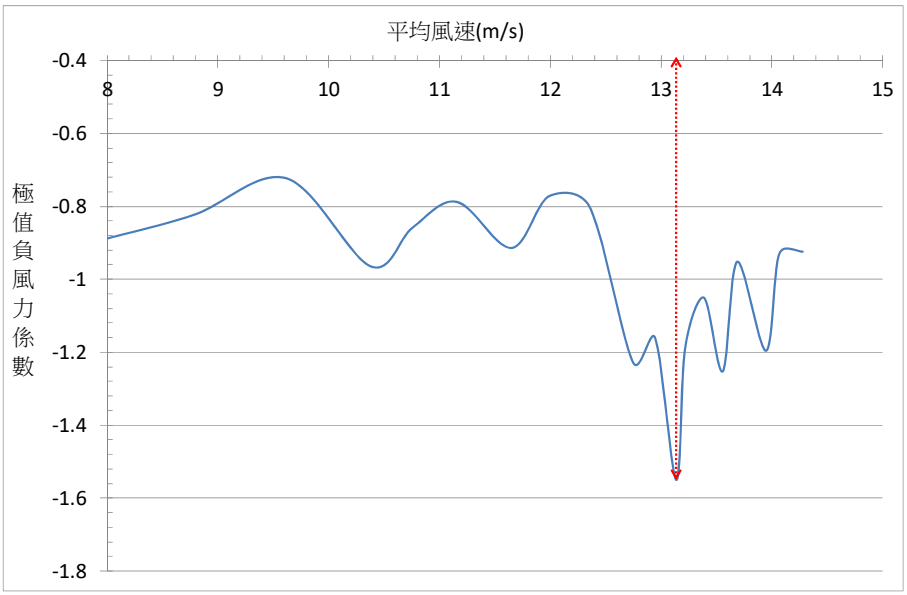
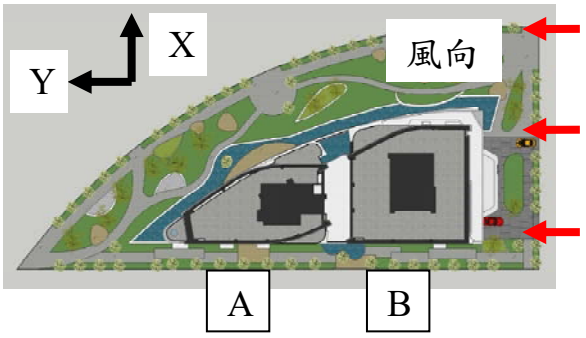


圖 4-29 風向角 90^0 負風力係數

資料來源：本研究

3.風向角 180^0



基底風力量測自風扇轉速 100 rpm 開始擷取，此時之平均風速為 7.86 m/s(表 4-5)。當風速持續增加至 13.98 m/s，該區段內之橫風向正值風力係數於 0.8 至 1.2 間(圖 4-30)、負值風力係數於-0.9 至-1.4 間變動(圖 4-31)。經由圖 4-32 基底風力歷時判讀，該風向上未有明顯簡諧運動跡象，主要緣由係 A 棟模型位於背風面，且 A、B 兩棟間有通道間距，致 B 棟橫風向渦旋未能傳遞至 A 棟，當試驗風速達 13.98m/s 時，A 棟仍無明顯之橫風向風力共振。

4-5 風向角 180^0 試驗風速

風扇轉速 (rpm)	100	110	120	130	140	150	152	154	160
模型高度處之平均風速 (m/s)	7.86	8.74	9.86	10.39	11.21	11.89	12.11	12.32	12.77
風扇轉速 (rpm)	163	165	167	170	172	174	176		
模型高度處之平均風速 (m/s)	12.99	13.08	13.28	13.56	13.7	13.83	13.98		

資料來源：本研究

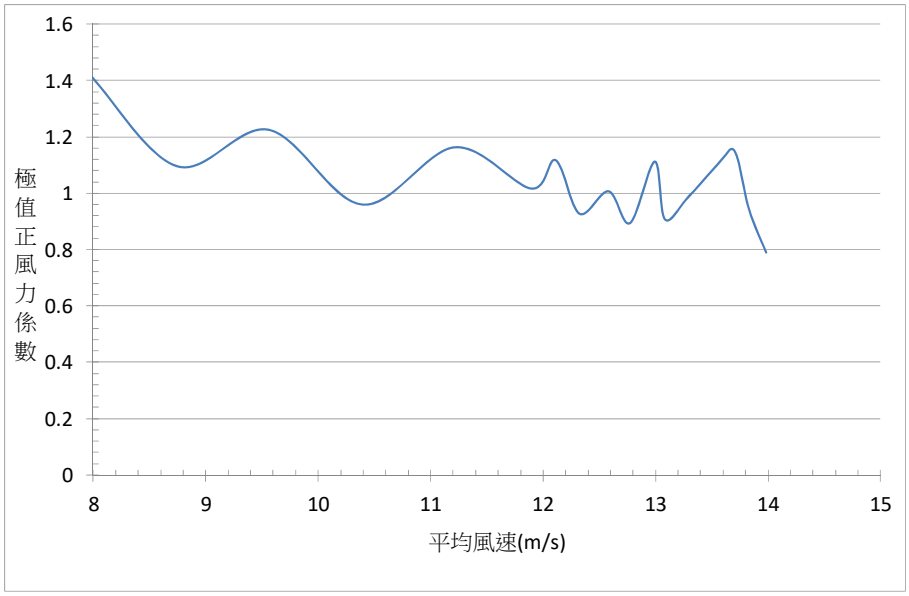


圖 4-30 風向角 180^0 正風力係數

資料來源：本研究

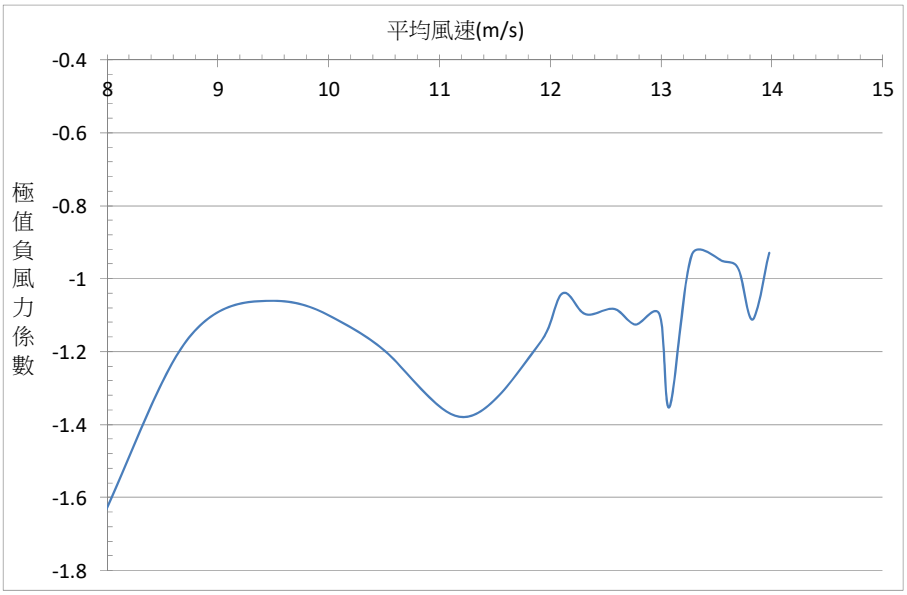


圖 4-31 風向角 180^0 負風力係數

資料來源：本研究

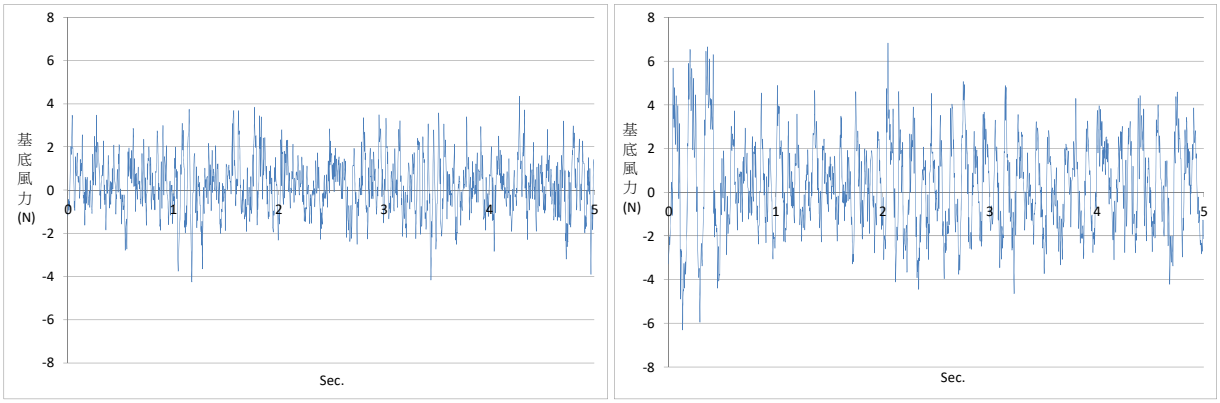
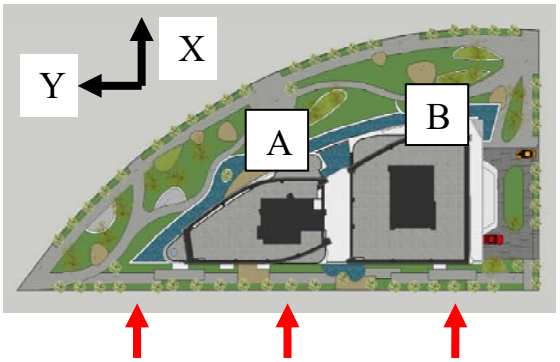


圖 4-32 風速 12.32(左)與 13.98(右) m/s 基底風力歷時比對

資料來源：本研究

4.風向角 270^0

基底風力量測自風扇轉速 110 rpm 開始擷取，此時之平均風速為 8.58 m/s(表 4-6)。當風速持續增加至 13.94 m/s，該區段內之橫風向正值風力係數介於 0.5 至 0.7 間(圖 4-33)、負值風力係數於-0.25 至-0.35 間變動(圖 4-34)。經由圖 4-34 基底風力歷時判讀，該風向上未有明顯簡諧運動跡象，主要緣由係 A 棟模型為扇形，橫風向渦漩作用在模型上左側面之面積銳減，造成左側面橫向風力與另一側(右側)面之橫向風力不相當，儘管試驗風速達 13.94m/s 時，A 棟仍無明顯之橫風向風力共振。



4-6 風向角 270^0 試驗風速

風扇轉速 (rpm)	110	120	130	140	150	155	160	165	169
模型高度處之平均風速 (m/s)	8.58	9.4	10.26	11.03	11.81	12.18	12.64	12.98	13.18
風扇轉速	170	172	174	176					

(rpm)				
模型高度處之平均風速 (m/s)	13.39	13.51	13.7	13.94

資料來源：本研究

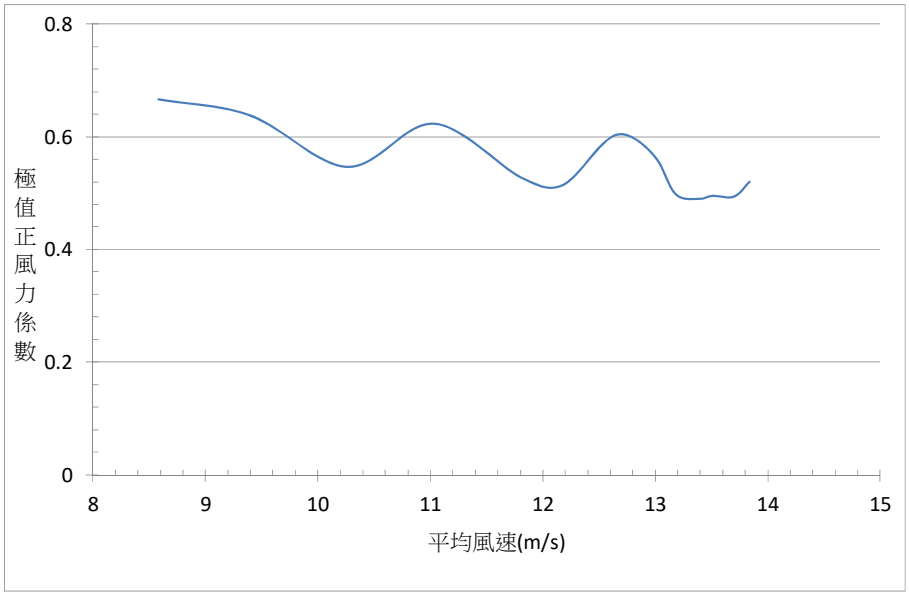


圖 4-33 風向角 270^0 正風力係數

資料來源：本研究

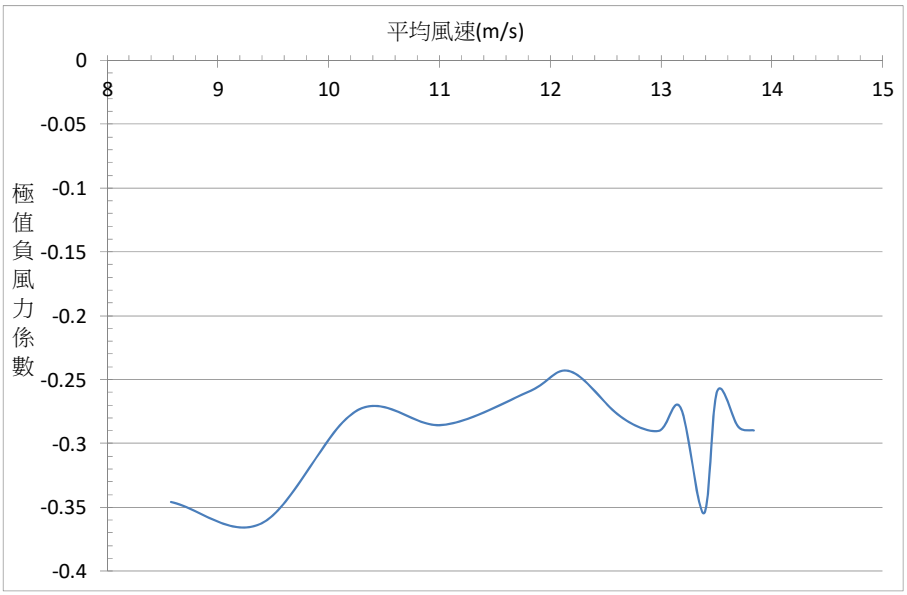


圖 4-34 風向角 270^0 負風力係數

資料來源：本研究

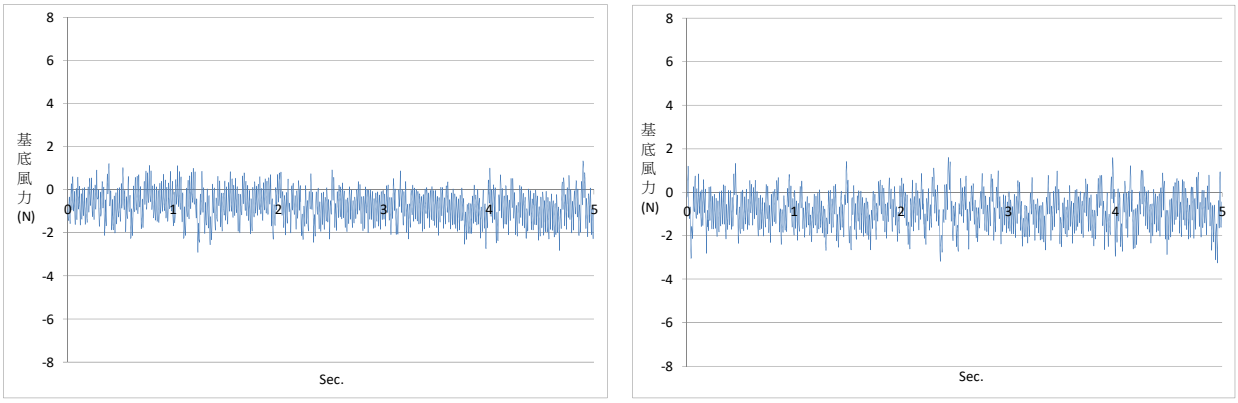


圖 4-35 風速 12.18(左)與 13.94(右) m/s 基底風力歷時比對

資料來源：本研究

第五章 結論與建議

第一節 結 論

一、建築剛性模型風洞試驗之基底風力係數結果如下:

(一)模型 A 於不同風向下所得橫風向最大平均風力係數為 0.74，最大擾動風力係數約為 0.2。

(二)模型 B 於不同風向下所得橫風向最大平均風力係數為 0.92，最大擾動風力係數約為 0.2。

二、本案建築柔性模型風洞模型之自然振頻與渦致共振風速設計如下:

(一)A 棟以模型(A-TRY3)為試體，其 X 向自然振頻為 f_{mx}=12.7 Hz，而實場建物之自然振頻為 f_{rx}=0.367 Hz，兩者比例為 34.8，經計算其 X 向風洞共振設計風速 13.1m/s；Y 向模型自然振頻為 13.9 Hz，而實場建物之自然振頻為 f_{ry}=0.414 Hz，兩者比例為 33.6，經計算其 Y 向風洞共振設計風速 14.4m/s。

(一)B 棟以模型(B-TRY2)為試體，其 X 向自然振頻為 12.0 Hz，而實場建物之自然振頻為 f_{rx}=0.353 Hz，兩者比例為 34.0，經計算其 X 向風洞共振設計風速 12.0 m/s；Y 向模型自然振頻為 12.4 Hz，而實場建物之自然振頻為 f_{ry}=0.425 Hz，兩者比例為 29.2，經計算其 Y 向風洞共振設計風速 13.2m/s。

三、A 棟柔性模型風洞試驗結果如下:

(一) X 向渦致共振:當風速達 12.32m/s 時，其正值風力係數達最大值 1.14；而最大負風力係數-1.23 則發生在風速達 13.6m/s 時。該渦致共振風速介於 12.32~13.6m/s 間。原設計之共振風速為 13.1m/s，其差異介於-6%

至 4%。共振發生時，正風力係數自 0.2 增加至 1.14，放大 5 倍，負風力係數放大 1.1 倍。

(二) Y 向渦致共振:當風速達 12.95m/s 時,其正值風力係數達最大值 0.77；而最大負風力係數-1.55 則發生在風速達 13.14m/s 時。該渦致共振風速介於 12.95~13.14m/s 間。原設計之共振風速為 14.4m/s，其最大差異為-10%。共振發生時，正風力係數自 0.2 增加至 0.8，放大 4 倍，負風力係數放大約 2 倍。

(三)本案建築高度處共振風速規範值 V_h=54.3 m/s，而風洞實驗結果 X 向與 Y 向之還原實場共振風速為 73.9 m/s 與 77.7m/s 皆大於規範值；亦即在以考慮實體建物與柔性模型間之基本振動頻率動力行為相似性下，本案建物在設計風速內不致發生「建築物耐風設計規範及解說」第 2.10 節提到，渦散頻率與建築物自然頻率接近而產生之共振及空氣動力不穩定現象。

第二節 建 議

建議一

對於颱風來襲所造成極大風壓引致振動之居住舒適度評估: 中長期建議

主辦機關：內政部建築研究所

協辦機關：—

建築物耐風設計規範對於居住舒適性評估係以振動加速度不得超過 0.05m/s^2 為基準。為能真實反映實場建物與柔性模型間加速度特性間之關聯性，須對本研究並未探究之模型阻尼比與福祿數二參數以分析討論，建議後續可加以精進延伸至舒適度的評估上。

建議二

針對CFD流場與結構振動行為加以分析模擬:中長期建議

主辦機關：內政部建築研究所

協辦機關： —

配合柔性模型風洞實驗所得風力數據，驗證 CFD 流場與結構耦合之數值分析模擬結果，能更進一步衍伸探討不同參數之影響，建議後續可加以建立耦合分析數值模擬。

附錄一 期中審查意見答復表

審查委員	審查意見	意見答復
中華民國全國建築師公會江建築師支川	建築物造型、高度等對外牆風壓有極大影響，對於減低風阻效應上是否可提出改善方法或對策	本案係針對建築柔性模型所造成之渦致共振現象，以量測基底風力為主，尚無納入表面風壓差異研究
	居住舒適度評估中對於颱風來襲所造成極大風壓引致振動，在風洞試驗中如何考量?	剛性模型試驗結果於第三章第 33 頁，針對居住舒適度已納入加速度影響探討；柔性模性試驗則得另行針對動力相似因子「福祿數」，以考量慣性力與重力比值。本案研究範圍尚未納入。
中華民國土木技師公會全國聯合會梁技師詩桐	本案所提柔性氣彈風洞試驗是否將取代剛性氣動試驗或彼此間關聯性如何？請再補充說明	請參考第一章研究目的。
李副研究員其忠	本案柔性如何定義？本次試驗係以之前剛性試驗來比較建立柔性試驗，所得結果可否直接應用在其他案例。另有自然振頻的允收範圍嗎？	請參考第一章研究目的。另模型自然振頻設計，係決定風洞內達共振風速參數之一，非定量數值。
	本研究所得結果若較剛性試驗結果嚴重，則之前結果如何因應	本案所提柔性氣彈風洞試驗主要目的係針對規範第 2.10 節所需加

		以探討，非用以取代剛性建築風洞試驗結果。
陶主任其駿	請於文中述明A棟與B棟氣動模型本身差異在哪？此兩種氣動模型可做何項試驗參數之探討？	兩棟建物之高寬比、深寬比不同，因此其自然振頻亦不同，導致在不同方向下其樓層設計風載亦不同，在評估其舒適度上有所差異。
	請註明實測柔性氣彈模型的自然基本振動週期為何?相關實際建築物的基本振動週期為何?兩者存有的差異為何?	請參閱第五章結論
陳助理研究員士明	建議針對CFD流場與結構振動行為加以分析模擬，可與試驗結果相互驗證比對，以擴展本研究之可應用性	該建議可納入未來研究擴充方向。
厲副研究員娓娓	本研究是以位於台南市的某A棟、B棟建築物為實驗對象。請問挑選此二建築物的原因為何（例如斷面的特殊性或具有代表性）？建議於研究報告中補充說明	本案研究標的建物係以109年委託本所進行結構風載重為對象，其主要緣由係因結構分析數據資料可自設計顧問公司取得，方能知悉實際建物結構自然振頻與模態等柔性氣彈試驗所需基本要件
陳組長建忠	本所委託林子平教授有關都市風廊研究，以及朱佳仁教授均已做出極有價值之都市橫風方向資料，請於本案落實應用	都市風廊風向風速係以考慮行人舒適性與降低熱島效應為主，其風向風速雪花圖

		(風向間格 22.5^0)，係呈現當地所受主要季節風環境；對於本案結構風力而言，該主要季節風向風速並非一定造成結構所受最大風力，而需考慮其結構勁度配置與順風、橫風及扭轉向風力疊加結果(風向間格 10^0)
	本次宜以災害耐風及一般風速下高樓在高層加速度上的不舒適量測(現都更、重建基地少，反而高樓的案子很多)	剛性模型試驗結果於第三章第 33 頁，針對居住舒適度已納入加速度影響探討；柔性模性試驗則得另行針對動力相似因子「福祿數」，以考量慣性力與重力比值。本案研究範圍尚未納入。
	查找收集整理世界先進國家比擬實際建物之柔性模型材料分類及相關參數，以降低全以實驗方式之人力負擔。	請參閱第第一章第 5 頁
	本所曾委託成大對建築物實際材質相對模型材質進行研究，亦經計算提出建議之金屬材質，請檢討比對有價值部分納入本研究	請參閱第第一章第 3 頁
	審視國內建築物風洞實驗報告品管之規定項目(如模	國內風洞試驗剛性模型多採壓克

	型材質…)	力材質製作。
	去年本所委託成大已建置高樓風洞試驗方法，本案據以試驗的情形及檢核請詳加說明	請參閱第第二章第 16 頁
黃助理研究員國倫	報告書之角度符號「^{0}」似非研究論文常用符號「°」，建議修正之	相關部分已修改
	報告書第 VII 頁倒數第 2 行「60^{0}度」，「度」應屬誤植，建議刪除。	已修改
	後續期末報告有待補充「結論與建議」之「建議」內容	請參閱期末報告第五章

附錄二 期末審查意見答復表

審查委員	審查意見	意見答復
中華民國全國建築師公會江建築師支川	目前建築構造主要分為下列幾種:RC、SRC、SS 等構造，柔性風洞試驗模型如何模擬建築物的韌性及勁度，才能得到較為仿真的數據。	對於不同結構特性之建築物，於風洞試驗模型設計中，除須考慮模型之基本振頻外，阻尼比及福祿數動力特性等參數相似性需一併考量，方能真實呈現實際建物受風反應。
	不規則形的建築物對風環境及受風狀況的影響是建築設計最需要了解的	感謝委員意見
中華民國土木技師公會全國聯合會梁技師詩桐	目前本研究主要成果已針對柔性模型因渦致共振產生氣彈不穩定動力現象加以釐清，並說明如何於風洞試驗中得到共振風速，極具創新與應用價值	感謝委員意見
陶主任其駿	請問試驗的阻尼比是如何量測及計算的，請予說明	模型阻尼比係以裝設於頂層之加速規，量測其自由振動下之歷時數據，依對數遞減定義為 2 個相鄰振幅比例的自然對數加以計算求得
	因為目前結論仍屬個案之試驗及分析，故再請補充說明於研究所獲得 之結果，有關各類模型的特性及試驗條件。	已於成果報告中補述本案模型特性與測試條件

陳助理研究員士明	試驗內容豐富，本研究除了設計建築結構風載重試驗檢測技術及建立柔性模型氣彈風洞試驗外，若爾後能再探討如何進一步應用於建築設計，將能更發揮本研究成果。	感謝委員意見
厲副研究員娓娓	研究顯示測出之共振風速大於規範設計風速，並無發生氣動不穩定現象。是否可能風速到達某種程度便會發生氣動不穩定的現象？此時柔性模型試驗該如何處理？	高層建物如發生氣彈不穩定共振現象，即共振風速低於規範設計風速時，可檢討其建築外型以減低橫風向風力、改變構造形式提升其勁度或增設阻尼器等方式，來提升共振風速使其大於規範設計值

參考書目

[1] Marukawa, H., Kato, N., Fujii, K. and Tamura, Y. (1996), ”Experimental evaluation of aerodynamic damping oftall buildings”, J. Wind Eng. Ind. Aerod., 59(2-3), 177-190.

[2] Wu, H.Y., Liang, S.G., Chen, Z.Q. and Peng, X.H. (2010) “Research on the aerodynamic damping ratios ofsquare tall buildings in across-wind direction under strong wind”, Gongcheng Lixue/Eng. Mech., 27(10), 96-103.

[3]Kawai, H. (1998), “Effect of corner modifications on aeroelastic instabilities of tall buildings”, J. Wind Eng. Ind.Aerod., 74-76, 719-729.

[4]Amandolese, X. and Hemon, P. (2010), “Vortex-induced vibration of a square cylinder in wind tunnel”, C. R.Mecanique, 338(1), 12-17.

[5]Novak, M. (1972), “Galloping oscillations of prismatic structures”, J. Eng. Mech. Div., 98(EM1), 27-46.

[6]Washizu, K., Ohya, A., Otsuki, Y. and Fujii, K. (1978), “Aeroelastic instability of rectangular cylinders in a heaving mode”, J. Sound Vib., 59(2), 195-210.

[7]Kwok, K.C.S. and Melbourne, W.H. (1981), “Wind induced lock-in excitation of tall structures”, J. Struct. Div.-ASCE, 107(1), 57-72

[8]Jiming Xie (2014), “Aerodynamic optimization of super-tall buildings and its effectiveness assessment”, J. Wind Eng. Ind. Aerod., 130, 88-98.

[9]Giovanni F., Antonino M., Gianni B., Roberto S.(2019), “Full-aeroelastic model of CAARC building:iterative design procedure and wind tunnel tests”, Proceedings of the XV Conference of the Italian Association for Wind Engineering, 310-323

[10] Emil S. , Robert H.S.,” Wind Effects on Structures-Fundamentals and Applications to Design”, 1996(Third Edition) ,A Wiley-Interscience Publication.

[11]內政部建築研究所委託研究報告(2017) ，”高層建築物柔性氣彈模型風洞試驗研究”。

[12]內政部建築研究所協同研究報告(2020) ，”風洞實驗室不同縮尺流場之地況模擬研究”。