

以斷面模型試驗評估長跨度橋梁 抗風性能之研究

內政部建築研究所委託研究報告

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)

以斷面模型試驗評估長跨度橋梁 抗風性能之研究

受委託者：社團法人中華民國風工程學會

研究主持人：方富民

協同主持人：陳振華

研究助理：邱凱斌 陳沛兆

內政部建築研究所委託研究報告

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

目次.....	I
表次.....	III
圖次.....	V
摘要.....	VII
第一章 緒論.....	1
第一節 研究緣起與背景.....	1
第二節 研究內容與方法.....	4
第三節 研究流程與執行進度.....	7
第二章 理論背景.....	9
第一節 長跨度橋梁之風力效應.....	9
第二節 氣動力參數.....	13
第三章 文獻回顧.....	17
第四章 風洞試驗.....	23
第一節 實驗設備與配置.....	23
第二節 橋體特性之獲取.....	29
第三節 試驗結果.....	32
第四節 分析與評估.....	37
第五章 系統識別方法.....	41
第一節 顫振導數之獲得.....	42
第二節 識別方法.....	44
第三節 數值模擬與分析驗證.....	49
第四節 風洞試驗結果與分析.....	54
第六章 研究成果與檢討.....	71

第一節 研究結果.....	71
第二節 問題檢討與對策.....	73
第七章 結論與建議.....	75
第一節 結論.....	75
第二節 建議.....	76
附錄一 斷面模型風洞試驗程序.....	77
附錄二 期中會議意見回覆.....	81
附錄三 期末會議意見回覆.....	85
附錄四 專家諮詢會議意見回覆.....	91
參考書目.....	97

表次

表 4-1 三個橋體模型之結構特性.....	31
表 4-2 臨界約化風速比較表(B/D=8).....	38
表 4-3 臨界約化風速比較表(B/D=15).....	38
表 5-1 高屏溪橋斷面模型參數.....	49

圖次

圖 1-1	三種橋梁模型斷面外型示意圖.....	5
圖 1-2	研究步驟流程圖.....	7
圖 1-3	研究甘特圖	8
圖 4-1	風洞系統簡圖.....	24
圖 4-2	斷面模型試驗設置圖.....	24
圖 4-3	典型模型圖.....	25
圖 4-4	懸吊系統照片與簡示圖.....	25
圖 4-5	皮托管風速計.....	26
圖 4-6	薄膜式壓力轉換器.....	26
圖 4-7	雷射源.....	27
圖 4-8	雷射控制器.....	27
圖 4-9	資料擷取系統.....	28
圖 4-10	結構運動衰減示意圖.....	29
圖 4-11	試驗個案說明圖.....	32
圖 4-12	矩形橋體動態反應圖(B/D=8).....	33
圖 4-13	梯形橋體動態反應圖(B/D=8).....	34
圖 4-14	六角形橋體動態反應圖(B/D=8).....	34
圖 4-15	矩形橋體動態反應圖(B/D=15).....	35
圖 4-16	梯形橋體動態反應圖(B/D=15).....	36
圖 4-17	六角形橋體動態反應圖(B/D=15).....	36
圖 4-18	矩形橋體臨界約化風速比較圖.....	37
圖 4-19	梯形橋體臨界約化風速比較圖.....	39
圖 4-20	六角形橋體臨界約化風速比較圖.....	39

圖 4-21	三個橋體斷面臨界約化風速比較圖(B/D=8).....	40
圖 4-22	三個橋體斷面臨界約化風速比較圖(B/D=15).....	40
圖 5-1	橋梁斷面模型試驗二維運動示意圖.....	42
圖 5-2	高屏溪橋斷面模型簡示圖.....	49
圖 5-3	平滑流場位移反應.....	50
圖 5-4	平滑流場顫振導數識別結果.....	52
圖 5-5	矩形斷面(B/D=8)顫振導數識別結果($\theta=0^\circ$).....	55
圖 5-6	矩形斷面(B/D=8)顫振導數識別結果($\theta=4^\circ$).....	56
圖 5-7	矩形斷面(B/D=15)顫振導數識別結果($\theta=0^\circ$).....	57
圖 5-8	矩形斷面(B/D=15)顫振導數識別結果($\theta=4^\circ$).....	58
圖 5-9	梯形斷面(B/D=8)顫振導數識別結果($\theta=0^\circ$).....	60
圖 5-10	梯形斷面(B/D=8)顫振導數識別結果($\theta=4^\circ$).....	61
圖 5-11	梯形斷面(B/D=15)顫振導數識別結果($\theta=0^\circ$).....	62
圖 5-12	梯形斷面(B/D=15)顫振導數識別結果($\theta=4^\circ$).....	63
圖 5-13	六角形斷面(B/D=8)顫振導數識別結果($\theta=0^\circ$).....	66
圖 5-14	六角形斷面(B/D=8)顫振導數識別結果($\theta=4^\circ$).....	67
圖 5-15	六角形斷面(B/D=15)顫振導數識別結果($\theta=0^\circ$)...	68
圖 5-16	六角形斷面(B/D=15)顫振導數識別結果($\theta=4^\circ$)...	69

摘要

關鍵詞：建築研究、氣彈力行為、數值模擬、風洞試驗

一、研究緣起

隨著高強度材料研發與橋梁工法之進步，長跨度橋梁之建造與日俱增。大跨度橋梁中的懸吊橋或斜張橋等，除了有施工對環境之衝擊較小之優點外，亦具壯觀之地標性，已成為目前世界上(超)長跨橋梁之首選橋型。相對於一般橋梁，懸吊橋或斜張橋有著輕軟結構特性。儘管上部結構較具抗震性，然而其在抗風方面確實存在著嚴重的氣動力穩定性問題，而這些問題則依橋梁斷面幾何形狀等因素呈現有不同之氣動力行為。為確保這些橋梁的安全性，目前則須藉由風洞試驗與數值理論方法檢核之。另外，在強風下發生倒塌的實例以 1836 年英國的 Brighton Chain Pier Bridge 與 1940 年美國的 Tacoma Narrows Bridge 為最典型，其原因皆是因為輕軟橋體在強風中發生了顯著之振動，繼而因互制作用產生之氣彈力效應所致。

目前本國橋梁設計規範中尚無長跨度橋梁耐風設計之相關規定，而台灣的大跨度橋梁發展愈來愈多之趨勢已不容忽視(例如：新北市中安橋、二重疏洪道斜張橋、鵬灣跨海大橋)。另外，未來政府將在新店溪、淡水河規劃興建至少四座大型斜張橋，而這些橋梁的安全性皆須藉由大型風洞試驗進行橋體受風特性與動態反應之評估以確保其氣動力穩定性。再者，對建研所而言，儘管其風洞設施頗具規模；然而，在本質上，風洞試驗量測技術經驗與分析方法則有待建立與提升。藉由本計畫之執行，未來除可協助工程界解決正面臨的此類橋梁設計與建造問題外，同時，經驗技術與理論方法亦可作為國內研究此類橋梁規範之參考，以提升國內在大跨度橋梁研究潛能。

二、研究方法及過程

本計畫研究內容涵蓋斷面模型試驗技術、系統識別理論方法以及試驗資

以斷面模型試驗評估長跨度橋梁抗風性能之研究

料庫等三大部份，涉及之工作包括風洞模型試驗以及系統識別理論建構與分析。由於研究之首要目標是建立建研所風洞試驗室在長跨度橋梁風力模型試驗之能力，故須針對風洞模型試驗中之斷面模型製作(含相似律的考量)、模型與量測儀器架設、資料擷取與統計分析、試驗程序之擬定等系統工作進行演練，據以歸納出一套試驗之標準操作程序。

另外，在橋梁之氣動穩定性分析方法方面，則須針對橋梁之動力特性與振動反應，依據動力學理論推衍出相關之系統識別方法與程序，以有效地獲得橋梁受風作用下相應之動力參數(顫振導數)，作為評量其氣動穩定性之主要根據。

三、重要發現

本計畫兼具實驗探討、理論分析與實務應用之成效。預期目計如下四項：

- 1、建立斷面模型風洞試驗模擬技術。
- 2、探討橋梁氣動力穩定性行為。
- 3、建立風洞試驗資料庫。

四、主要建議事項

建議一：增加斷面模型風洞試驗數量以增益橋梁氣動力分析資料庫：立即可行建議

主辦單位：內政部建築研究所

協辦單位：社團法人中華民國風工程學會

為擴展建研所風洞試驗室之服務範圍與能量，建議除持續提供有關長跨度橋梁之風力研究外，另宜增加與橋梁氣動力穩定性研究相關之計畫，使得橋體氣動力資料庫更形完備，對國內之橋梁之分析與設計提供更為實質之貢獻。

建議二：增加應用數值模擬分析風工程相關研究課題：中長期建議

主辦單位：內政部建築研究所

協辦單位：社團法人中華民國風工程學會

目前國際知名的大型風洞試驗室多配置有 CFD 實驗室或研究團隊，除在實驗上提供服務能量外，亦能配合數值計算以建立數值風洞的機制，在分析上達到相輔相成之功效。建議未來建研所風洞試驗室應作 CFD 實驗室或研究團隊建制之規劃並持續支持 CFD 之風工程相關研究，以更提昇其服務的能力與層次。

ABSTRACT

Keywords: Building Study, Aero-elastic Behavior, Numerical Simulation, Wind Tunnel Test

1. Introduction

Due to recent advancements of high-strength materials and construction methods, a number of long-span bridges are being built. The construction of suspended/suspension bridges can not only reduce the environmental impact but promote local landscape. Compared to normal ones, the suspended/suspension bridges are relatively soft. Although they possess better resistance capability against earthquake, aerodynamic instability due to wind action becomes another major issue. As the bridge stability depends on their shape and the dynamic properties, wind tunnel model experiments or analytical methods are usually applied for the analysis. Typical examples of bridge failures, such as Brighton Chain Pier Bridge in 1836 and Tacoma Narrows Bridge in 1940, indicated that the significant bridge vibration was enhanced due to aerodynamic effect. Therefore, the analysis of such instability problems is considered important.

Presently, there are no official codes regarding the wind-resistance design for long-span bridges in Taiwan. On the other hand, the tendency of increasing number of long-span bridges construction is obvious. Besides those under construction, there are at least four under planning at Danshui River and the analyses must be carried out to investigate their aerodynamic behaviors by wind tunnel model tests. Considering the wind tunnel facilities of ABRI, the experimental techniques and working experience need promotion regarding bridge instability analyses. By the execution of the proposed project, the laboratory personnel can learn additional research experience in this regard and the service energy of the laboratory can be upgraded. Moreover, the anticipated achievements of the project, including the related experimental techniques and theoretical methods, can be referred for future code composition.

The Wind Tunnel Laboratory in Architecture and Building Research

Institute (ABRI) has conducted many studies of high-rise buildings in a wind field. The work includes aero-dynamic model tests, in which interaction is neglected, and aero-elastic model tests, in which the interaction effect is of concern. However, most of them are carried out experimentally. Compared to other internationally well-known research institute with large-scale wind tunnel facility, the ABRI laboratory needs to establish a CFD group to promote its research and service capability. Accordingly, the execution of the project can then promote the skill and experience of numerical simulations in the analysis of flexible structures under wind action. Incorporated with the experimental method, numerical simulations are also performed in parallel to analyze the dynamics of the interactive problem. The computational results are used to supplement the completeness of the data base in help with the analysis of the problem in more detail.

2. Method and Procedure

The present project involves the techniques of section model tests, the theoretical methods of system identifications and the data base of the experiments. The associated work includes wind tunnel model tests as well as the theory development and analysis of system identifications. As the major goal of the study is to promote the test capability of Wind Tunnel Laboratory at Architecture and Building Research Institute in dealing with aerodynamic and aero-elastic instability analysis of long-span bridges, the model fabrication according to the similarity law, the establishment of the experimental set-up, the data acquisition and statistical analysis, and the determination of the test process are needed to be developed in practice so as to provide a standard operation procedure for the instability assessments of long span bridges.

3. Important Finding

The goals of the project include

- proposition of sectional-model wind-tunnel test procedure,
- investigations of instability of long-span bridges with certain cross-sections,
- establishment of a data base of wind tunnel results, and
- promotion of serviceability level of ABRI Wind Tunnel Laboratory.

4. Major suggestions

The major suggestions are

- to increase the number of sectional model tests of long-span bridges, and
- to establish a more complete data base for the analysis of aerodynamic instability of long-span bridges.

第一章 緒論

第一節 研究緣起與背景

一、緣起

隨著高強度材料研發與橋梁工法之進步，長跨度橋梁之建造與日俱增。大跨度橋梁中的懸吊橋或斜張橋等，除了有施工對環境之衝擊較小之優點外，亦具壯觀之地標性，已成為目前世界上(超)長跨橋梁之首選橋型。相對於一般橋梁，懸吊橋或斜張橋有著輕、軟的結構特性。儘管上部結構較具抗震性，然而其在抗風方面確實存在著不容忽視的氣動力穩定性問題，而這些問題則依橋梁斷面幾何形狀等因素呈現出不同之氣動力行為。

台灣位於颱風頻繁的地帶，平均每年受多次颱風的侵襲。因此，長跨度橋梁的受風效應是無法避免的。基於結構的安全性和使用上舒適性的考量，工程師必須將氣動力理論融入橋梁設計中，亦須對風的效應有進一步的瞭解，才能避免由於風的效應造成橋梁不穩定現象的發生。

懸吊式橋梁對風力所產生之反應頗為敏感，在風力設計上包括靜態與動態載重之考量，除須考慮以現地風速資料估算之平均風載重外，結構受風吹襲產生之氣動力效應(aerodynamic effect)亦為考量之重點。當結構受風力作用而產生振動時，會因其互制作用(interaction)導致橋體發生氣彈力(aeroelastic)效應。為確保這些橋梁的安全性，目前則須藉由風洞試驗與數值理論方法檢核之。

二、背景

從二次大戰以後，纜索支撐橋梁由於具有經濟與美學的價值，歐美各地出現相當多此類橋梁。近二十年來亞洲國家中，特別是日本與

中國大陸等，亦建造了為數不少世界級規模的纜索支撐橋梁。日本在1998年完成的明石大橋(Akashi-Kaikyo bridge)主跨徑有1990公尺，為目前世界最長之吊橋。在20世紀中葉時期，橋梁工程大舉採用新材料與新工法，除了加速了世界級橋梁的建造成長速度，同時也刺激了全世界在大跨度橋梁的競爭景象，其中尤以斜張橋的進展最為明顯。1995年法國完成主跨徑達856公尺的諾曼地大橋(Normandie bridge)後，1999年日本相繼完成多多羅大橋(Tatara bridge)之主跨徑達890公尺，2008年中國大陸完成蘇通大橋之主跨徑超過千米，成為世界第一長跨徑斜張橋。此外，蘇通大橋也突破四個世界第一，包括目前世界最長之斜張橋(1088公尺)、最高橋塔(306公尺)、最大深基礎(113.75公尺×48.1公尺)，以及最長的斜拉索(576公尺)。若以諾曼地大橋為準，建構之斜張橋在短短15年內其主跨徑增加25%，如此驚人的演進方式確實也為橋梁工程界帶來許多新的問題與契機。自美國Tacoma Narrow bridge在1940年破壞後，於橋梁工程界歷經70年努力的今日，橋梁風洞試驗技術與橋梁氣彈分析理論也邁前了一大步，而研究橋梁氣動力的學者專家也為斜張橋與吊橋找到了增進整體橋梁氣動力穩定性的方法。

在台灣本島，纜索支撐橋梁的建造在近十年來也相當熱絡，如南二高的高屏溪斜張橋、台北市新地標的釣竿式大直斜張橋、南投的貓羅溪鋼拱塔斜張橋以及新北市新北橋等，這些實績都足以顯示本國橋梁工程的發展與進步。

三、計畫之重要性

目前本國橋梁設計規範中尚無長跨度橋梁耐風設計之相關規定，然台灣的大跨度橋梁發展愈來愈愈之趨勢已不容忽視(例如：新北市中安橋、二重疏洪道斜張橋、鵬灣跨海大橋)。另外，未來政府將在新店溪、淡水河規劃興建至少四座大型斜張橋，而這些橋梁的安

全性皆須藉由大型風洞試驗進行橋體受風特性與動態反應之評估以確保其氣動力穩定性。再者，對建研所而言，儘管其風洞設施頗具規模，然而在橋梁氣動力分析上，風洞試驗量測技術經驗與分析方法，則有待更進一步的技術建立與服務能量提升。因此，藉由本計畫之執行，除了可以提升建研所在長跨度橋梁風力分析之技術與經驗外，更能擴展其對工程界與產業界之服務範疇與能量，除可以協助工程界解決此類橋梁設計與建造問題外，經驗技術與理論方法更可作為國內研究此類橋梁規範之參考。

四、計畫目的

本計畫擬針對長跨度橋梁，以風洞試驗探討其橋體斷面模型試驗技術與識別氣動力參數，並建立相關的風洞試驗標準作業程序與氣動力參數資料庫，期在實際應用上獲得更佳的試驗結果與快速應用能力。除了可以提升建研所在橋梁風力分析之實驗技術與擴展服務能量外，更期協助業界在橋梁規劃與設計階段能有較為精準的設計參數，提升後續細部設計之可行性與施工之安全性。

本計畫兼具實驗探討、理論分析與實務應用之成效，期達到如後四個目標：

- 1、建立斷面模型風洞試驗模擬技術。
- 2、探討橋梁氣動力穩定性行為。
- 3、建立風洞試驗資料庫。
- 4、提升建研所風洞試驗室在長跨度橋梁風力分析之服務能量。

第二節 研究內容與方法

一、研究採用之方法

本計畫研究內容涵蓋斷面模型試驗技術、系統識別理論方法以及試驗資料庫等三大部份，涉及之工作包括風洞模型試驗以及系統識別理論建構與分析。此外，在橋梁之氣動穩定性分析方法方面，則須針對橋梁之動力特性與振動反應，依據動力學理論推衍出相關之系統識別方法與程序，以有效地獲得橋梁受風作用下相應之動力參數(顫振導數)，作為評量其氣動穩定性之主要根據。

目前，斷面模型風洞試驗技術尚須進一步研究發展的範疇包括橋梁氣動力參數識別方法研究、氣動力參數識別過程修正斷面模型風洞試驗架構、斷面模型風洞試驗標準試驗準則，以及不同斷面模型之氣動力參數研究等。本計畫之工作計有：

(一)國內外研究文獻之收集與整理

- (1)國內外有關橋梁斷面模型試驗成果收集。
- (2)氣動力系統識別分析方法之文獻收集。
- (3)橋梁抗風設計與規範之文獻收集。

(二)橋梁斷面模型之製作(參見圖 1-1)

- (1) 2 個寬深比($B/D=8$ 與 15)之矩形斷面模型。
- (2) 2 個寬深比($B/D=8$ 與 15)之梯形斷面模型。
- (3) 2 個寬深比($B/D=8$ 與 15)之六角形斷面模型。

(三)風洞試驗之量測

- (1)針對各種斷面模型，量測在不同風速、不同變化風攻角下之橋體振動反應。
- (2)斷面模型風洞試驗模擬準則評估。

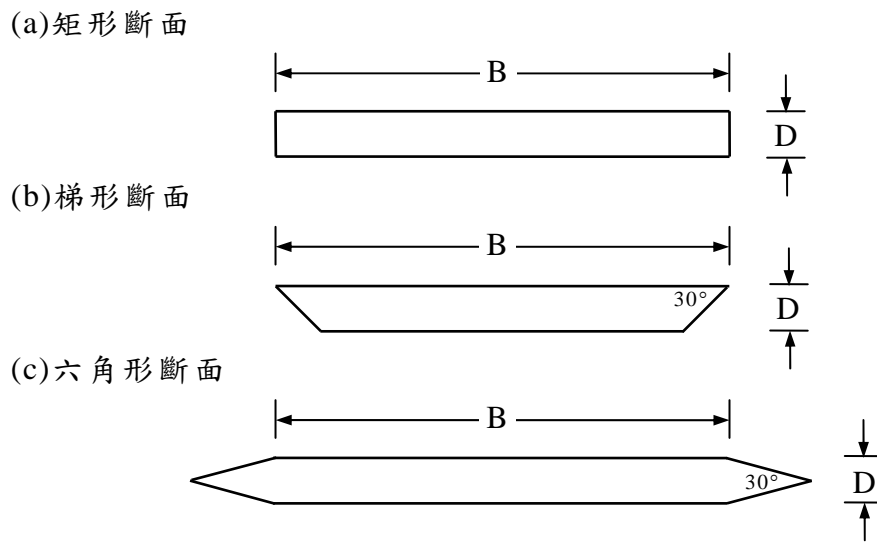


圖 1-1. 三種橋梁模型斷面外型示意圖

資料來源：本研究整理

(四) 氣動力參數識別分析

- (1) 考量標準化風洞試驗流程，發展簡便且有效的系統識別方法，據以獲得精準的氣動力參數。
- (2) 顫振導數之分析與比較。
- (3) 氣動力穩定性分析與比較。

(五) 風洞試驗模擬方法之評估

- (1) 斷面模型風洞試驗模擬準則再評估。
- (2) 檢核識別結果，風洞試驗架構評估。
- (3) 風洞試驗標準操作程序建立。

(六) 試驗資料庫建立

- (1) 整合前述 3 種斷面形狀與 2 個斷面寬深比之模型試驗結果，建立橋梁之氣動力參數資料庫。
- (2) 提升建研所橋梁風洞試驗能量，以為爾後相關研究之參考。

二、研究採用方法之原因

一般長跨徑橋梁的風洞試驗常使用的為全橋模型(full model)與斷面模型(section model)兩種試驗。前者係針對橋梁結構原型作縮尺模型，以實驗的方式直接求取橋梁原型的受風反應；而後者則採用主跨斷面的二維縮尺模型，實驗中獲得橋梁氣動力參數與風力係數，以瞭解橋梁斷面受風力影響的敏感度研究為主，並可作橋梁受風反應的初步預估。由於以斷面模型表現橋板運動的主要模態的模擬方式大幅降低了模型設計的複雜性，且有利於系統化的探討橋梁之氣動力行為，並在成本與經濟效益的考量上通常後者佔有較大的優勢，此乃本研究採行的主要原因。

由於研究之首要目標是建立建研所風洞試驗室在長跨度橋梁風力模型試驗之能力，故須針對風洞模型試驗中之斷面模型製作(含相似律的考量)、模型與量測儀器架設、資料擷取與統計分析、試驗程序之擬定等系統工作進行實際的操作演練，據以歸納出一套試驗之標準操作程序。

第三節 研究流程與執行進度

本計畫包括風洞模型試驗與氣動力參數識別方法數值模擬兩個部份的工作，各階段之研究步驟分列如後(參見圖 1-2 研究步驟流程)：

(一) 風洞模型試驗

- (1) 國內、外研究文獻之收集與整理。
- (2) 不同斷面模型風洞試驗。
- (3) 依識別結果修正斷面模型風洞試驗架構。
- (4) 檢核識別結果，風洞試驗架構再評估。
- (5) 不同斷面模型與變化風攻角之氣動力參數研究。
- (6) 建立斷面模型氣動力參數資料庫。

(二) 氣動力參數識別方法研究

- (1) 國內、外研究文獻之收集與整理。
- (2) 氣動力參數識別法之推導與數值模擬分析。
- (3) 考慮試驗流程與技術能力，進行識別方法之比對。

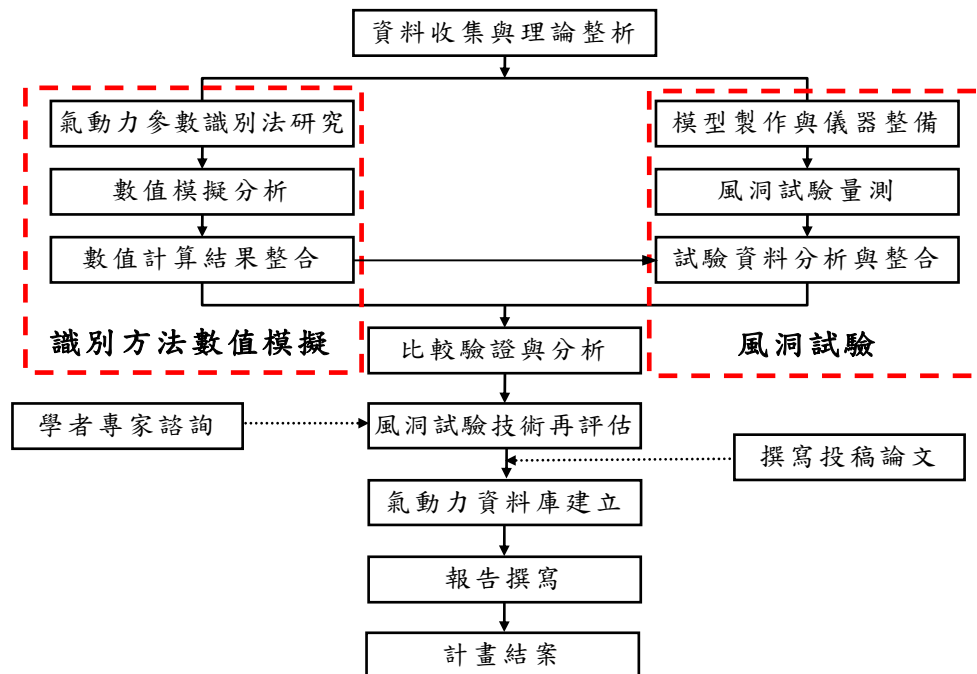


圖 1-2. 研究步驟流程圖

資料來源：本研究整理

以斷面模型試驗評估長跨度橋梁抗風性能之研究

本計畫研究甘特圖詳圖 1-3，工作項目包括資料收集與理論整析、風洞試驗、識別方法數值模擬、比較驗證與分析、風洞試驗技術再評估、氣動力資料庫建立等。計畫工作另包含兩次專家諮詢會議之舉行，待參酌諮詢意見後，針對計畫之執行與成果之呈現提出可能修正之建議。

月次 工作項目	第一月	第二月	第三月	第四月	第五月	第六月	第七月	第八月	第九月	第十月	備註
資料收集與理論整析	■										
模型製作與儀器整備	■	■									
氣動力參數識別方法研究		■	■								
風洞試驗量測			■	■	■	■	■				
數值模擬分析				■	■						
試驗資料分析與整合					■	■	■	■			
期中報告					■						
數值計算結果整合						■	■				
比較驗證與分析							■	■	■		
風洞試驗技術再評估									■	■	
氣動力資料庫建立								■	■	■	
專家座談		■							■		
期末報告										■	
預定進度 (累積數)	9 %	18 %	28 %	37 %	50 %	60 %	70 %	80 %	90 %	100 %	

圖 1-3. 研究甘特圖

資料來源：本研究整理

第二章 理論背景

第一節 長跨度橋梁之風力效應

長跨度橋梁所受的風力具有強烈的隨機特性，其受風力作用產生的效應包括抖振效應(buffeting)、渦流(vortex shedding)引致之振動、扭轉不穩定現象(torsion instability)、風馳效應(galloping)與顫振(flutter)效應等，茲分述如後。

一、抖振反應

抖振效應是由於來流(approaching flow)中紊流之速度擾動對橋梁造成非恆定之風載重，使得結構體產生振動的現象。由於現階段並沒有準確且有效的紊流解析模式可供依循，因此在實際應用上多假設外力符合準穩定定理(quasi-steady theory)然後再使用隨機振動理論(random vibration theory)來進行其效應之分析。

抖振反應不僅與來風之紊流特性有關，也受到橋梁斷面幾何形狀及橋梁基本振態影響。一般而言，橋梁的抖振效應通常不致造成橋體結構的破壞，但在設計風速下，若橋梁斷面有太大的位移量，會引起車輛和行人感到不適，亦可能在長期作用下使得橋體材料產生疲勞(fatigue)之虞。

二、渦流引致之振動

渦流引致之振動發生的原因是由於氣流受到非流線形橋體的阻礙而產生分離(separation)，導致結構體的上下側產生規律且具週期性之渦流(vortex)。由於上下側交替形成的渦流具有相位(phase)之差異，造成了結構體上下表面壓力的不同，使得橋體產生不穩定的振動。若當渦流頻率與橋梁結構體某一振態之頻率相近時，則會造成共振(resonance)的現象，使得渦流頻率被鎖在橋體之基本頻率上，直到風

速增加至脫離氣流與結構體共振作用之範圍方止。

因渦流引致振動所產生之垂直力，尤其在橋梁結構於低風速下垂直向的運動中扮演重要之角色。而渦流的頻率不但與風速有關，也和結構物形狀與大小有關；對於非圓柱形結構物，則與風攻角(attack angle)也有密切的關係。渦散頻率(N_s)之表示式如下：

$$N_s = \frac{S_t U_0}{D} \quad (2-1)$$

其中， U_0 為來流平均風速； D 為結構體之迎風面寬度； S_t 為史特赫數(Strouhal number)，一般隨著橋梁斷面幾何形狀之不同而改變。

三、扭轉不穩定現象

早期有關扭轉發散的研究始於在機翼之其扭轉運動上，而後期發現在類似於機翼的細長結構(如橋面版)情況中亦可能發生此現象。扭轉發散現象為一單自由度運動，其發生機制係當氣流方向與橋梁斷面呈某一風攻角時，則造成相應之扭轉彎矩及扭轉位移，繼使氣流相對之風攻角亦隨之增加，進而導致扭轉彎矩再形增加，如此反覆作用。而當到來風達到某一風速時，橋體所承受的扭轉彎矩超過其所能抵抗的能力時，則發生了因扭轉向不穩定的發散反應。扭轉發散類似於結構的挫屈問題，會造成橋梁全面性的破壞，因此在橋梁的設計風速內，必須避免此種破壞的發生。

四、風馳效應

一般橋梁斷面並不受風馳效應影響。需要考慮風馳效應的橋梁元素包括鋼纜(cable)、吊索(hanger)或桁架桿件等。風馳效應是由於結構垂直向的振動速度與氣流速度的合成導致風攻角的改變並造成結構體運動的不對稱，進而影響垂直向的外力，此垂直向外力的變化繼引發氣動力阻尼，繼而改變結構垂直向的振動速度，使得攻角再度改變，如此反覆的交互作用造成結構的不穩定現象。

風馳效應經常發生在空中的運送線或斷面為非圓形的狹長結構物。由於風雨的作用會使橋梁上的纜繩表面形成水流(rivulet)或結冰，造成纜繩斷面的改變，而使得風馳效應產生。與渦流引致振動明顯的不同點是，因風馳效應產生的振幅非常大，有時可達垂直風向剖面尺寸的 10 倍以上，故應避免其發生。通常為防止此現象的發生可於纜繩表面做特殊處理以防水流的產生；或加裝阻尼系統，以降低纜繩的振動。

五、顫振效應

顫振是一種氣彈力現象(aero-elastic phenomenon)，肇因於流體與結構體間的互制(interaction)行為。即當結構體的彈性位移影響了附近流體的行為變化，改變了結構體表面壓力與流體作用在結構體的力量，進而又使結構體的振幅產生變化。此壓力變化與結構體位移、速度相關聯者，分別可視為氣動力勁度與氣動力阻尼之效應，而顫振係發生於結構之總阻尼(材料組尼與氣動力阻尼之總合)為零之情況。早期研究中的氣彈力振動通常是指機翼(airfoil)的顫振，而在橋梁結構的顫振現象是一種由於橋體本身的微幅振動，經不斷從流場中吸取能量，當達到某一風速時振幅快速增大，使得結構破壞的自勵振動(self-excited oscillation)，而此風速即為該結構的顫振臨界風速(critical flutter speed)。若基於能量之觀點，橋體之所以會產生不穩定的運動是由於結構系統受到了一初始擾動，而則此結構的運動不是衰減(decay)就是發散(diverge)，必須根據此風所引發出來的運動能量小於或超出此結構系統的機械阻尼所能消散的能量。

一般橋梁結構的顫振效應可分為兩個種類，分述如後：

(一) 單自由度顫振(single-degree-of-freedom flutter)

流體經過斷面形狀為非流線形的結構時產生強大的分離流(separated flow)，進而發生扭轉向的不穩定現象。橋梁結構會發生此

類型顫振主要是因橋梁結構體扭轉向阻尼發散所致，所以又稱之為阻尼驅動顫振(damping-driven flutter)。

(二) 古典顫振(classical flutter)

此乃流體經過流線形的結構時流場並未發生分離，而使結構體因垂直向與扭轉向耦合所引發的不穩定振動，亦即垂直與扭轉兩個方向的耦合顫振(coupled flutter)。造成此種現象的主因是因氣彈力現象改變了前述兩個自由度的頻率，使得原為不同頻率的自由度逐漸耦合在某一頻率上。理論上，扭轉向與垂直向之頻率比以及扭轉向與垂直向的相位差密切關係著耦合顫振是否能產生，故古典顫振又可稱之為勁度驅動顫振(stiffness-driven flutter)。

據前人研究可知，造成顫振效應的臨界風速和橋梁斷面的幾何形狀有很大的關係，且橋梁之顫振效應對橋梁會造成致命性之破壞，故橋梁最大設計風速必須小於顫振效應之臨界風速。

第二節 氣動力參數

本研究中之橋梁試驗係針對斷面模型，亦即針對主跨斷面的二維縮尺模型進行垂直與扭轉兩個方向的反應進行量測與分析。茲就相關之氣動力參數分別予以說明。

一、顫振導數(flutter derivatives)

長跨度橋梁之氣動力現象以顫振現象及抖振效應為主，當橋梁斷面愈趨於流線形，其振態耦合的效應愈明顯。基於在垂直向與扭轉向兩個自由度的考慮，Scanlan 與 Tomko[11]提出了如後的相關式：

垂直向：

$$L_{se} = \frac{\rho U^2}{2} B \left[K H_1^* \frac{\dot{h}}{U_0} + K H_2^* \frac{B \dot{\alpha}}{U_0} + K^2 H_3^* \alpha + K^2 H_4^* \frac{h}{B} \right] \quad (2-1)$$

扭轉向：

$$M_{se} = \frac{\rho U^2}{2} B^2 \left[K A_1^* \frac{\dot{h}}{U_0} + K A_2^* \frac{B \dot{\alpha}}{U_0} + K^2 A_3^* \alpha + K^2 A_4^* \frac{h}{B} \right] \quad (2-2)$$

其中， L_{se} 與 M_{se} 分別橋體因互制效應產生在垂直向與扭轉向之自激力 (self-excited force)； U 為來流風速； $K = 2\pi f_v B / U$ ； f_v 為結構垂直向頻率； h 、 \dot{h} 、 \ddot{h} 與 α 、 $\dot{\alpha}$ 、 $\ddot{\alpha}$ 分別為垂直向與扭轉向之位移、速度與加速度； H_i^* 及 A_i^* ($i = 1 \sim 4$) 為顫振導數。

假設橋梁反應與時間調和 (harmonic) 且氣動過程屬線性者，則可整理成

$$\left(\frac{U}{f_h B} \right)^2 \frac{C_L (\cos \phi_v - i \sin \phi_v)}{2(2\pi)^2 h / B} = i H_1^* + H_4^* \quad (2-3)$$

$$\left(\frac{U}{f_h B} \right)^2 \frac{C_L (\cos \phi_v - i \sin \phi_v)}{2(2\pi)^2 \alpha} = i H_2^* + H_3^* \quad (2-4)$$

$$\left(\frac{U}{f_a B} \right)^2 \frac{C_M (\cos \phi_T - i \sin \phi_T)}{2(2\pi)^2 h / B} = i A_1^* + A_4^* \quad (2-5)$$

$$\left(\frac{U}{f_a B}\right)^2 \frac{C_M(\cos \varphi_T - i \sin \varphi_T)}{2(2\pi)^2 \alpha} = i A_2^* + A_3^* \quad (2-6)$$

其中， φ 為橋梁運動與受力頻率之相位差； C_L 與 C_M 分別為升力與扭力係數；下標 h 與 α 分別相應於垂直與扭轉之方向。

在斷面模型試驗分析中，一般決定顫振導數的典型程序為：

- (1) 求取 H_1^* 與 H_4^* 時鎖住扭轉向運動，僅讓橋體作垂直向運動。
- (2) 求取 H_2^* 與 H_3^* 時不鎖住橋體，讓橋體能作 2 個自由度的運動。
- (3) 求取 A_1^* 與 A_4^* 時不鎖住橋體，讓橋體能作 2 個自由度的運動。
- (4) 求取 A_2^* 與 A_3^* 時鎖住垂直向運動，僅讓橋體作扭轉向運動。

二、氣動阻尼與氣體勁度

當考慮結構物之氣動力不穩定現象，尤其是涉及結構物位移反應時，常使用氣動力阻尼 (aerodynamic damping) 與氣動力勁度 (aerodynamic stiffness) 的觀點來進行分析。在剖析具有顯著互制效應之問題時，除了考慮流場自身具有的氣動力作為結構物之外力載重外，尚須加考慮振動導納外力 (motion-induced force)。據此，對一個單一質量系統而言，其運動方程式可描述為：

$$m \ddot{y}(t) + c \dot{y}(t) + k y(t) = f(t) + [A_1 \ddot{y}(t) + A_2 \dot{y}(t) + A_3 y(t) + \dots] \quad (2-7)$$

其中， m 、 c 、 k 分別為質量、阻尼與勁度值； \ddot{y} 、 \dot{y} 與 y 為振動加速度、速度、與位移。振動導納外力中與結構振動之位移有關的部份稱作氣動力勁度力，與結構振動之速度有關的部份稱做氣動力阻尼力，而與結構振動之加速度有關的部份稱做氣動力質量。

由於空氣密度與實際建築物質量密度相去甚遠，因此氣動力質量通常均不予以考慮。另一方面，在橋體振動位移不大的情況下氣動力勁度力之影響亦低。相對地，氣動力阻尼則有非常重要的影響力。

異於結構之材料阻尼(material damping)，當橋體受風作用而引起振動時，氣動力阻尼係因結構運動與氣流間之互制效應而產生。藉由氣動力阻尼的變化可判斷出橋體在受風效應下其振態為穩定或發散之趨勢。在探討橋體的振動問題中，整體阻尼比為結構阻尼比與氣動力阻尼比的總和。於進行斷面模型試驗時若忽略氣動力勁度與氣動力質量力，即假設氣彈力現象只受氣動力阻尼影響，則自試驗中橋體位移均方根值與氣動力壓力模型所獲得位移均方根值所相應阻尼比的差值即可視為氣動力阻尼比。

研究中氣動力阻尼與結構阻尼求得之程序類似(後者係於無風的情況下進行，詳第四章第二節)，在進行斷面模型試驗時，氣動阻尼之獲得係在橋體受風狀況下給予固定之初始位移並持續記錄結構位移變化之時序列資料，再利用對數衰減法求取橋體之整體阻尼比，而氣動阻尼比則為整體阻尼比與結構阻尼比之差值。

此外，由(2-7)式得知，正的氣動力阻尼值會導致結構系統整體阻尼之增加，使得振動位移反應減小。反之，負的氣動力阻尼值會引致振動位移反應之放大。

以斷面模型試驗評估長跨度橋梁抗風性能之研究

第三章 文獻回顧

由於纜索支撐橋梁對風力極為敏感，此也是破壞主因之一。自1940年 Tacoma Narrows bridge 破壞之後，橋梁工程師才了解到氣彈力在纜索支撐橋梁設計上具有相當大之影響，因此開始就相關的反應作深入的探討與研究，以期了解橋梁氣動力的特性。然而，具鈍體外形之橋梁受風作用所引發的氣動力與流線型機翼並不相同，故為解決纜索支撐橋梁之氣動力穩定問題，首須了解作用於橋梁上之氣動力形式。

本研究主要針對渦流引致之振動以及顫振效應兩種易對長跨度橋梁造成破壞行為為對象進行探討，其相關之研究頗多，茲分別針對較典型之文獻概述如後。

一般而言，橋梁氣動力理論是由機翼理論推演而來的。Sabzerari & Scanlan[12,13]曾發展一套顫振理論來描述氣動力。Scanlan & Tomko[11]根據既有的實驗模式與類似於機翼的理論建構出橋梁斷面垂直向與扭轉向顫振導數的表示式。研究中另針對不同橋梁斷面進行實驗，結果指出橋梁斷面的幾何形狀是影響顫振導數的最重要因素，且其與影響橋梁動態反應的大小與顫振臨界風速。Scanlan 在1978年[14,15]又以能量的觀點解釋顫振與抖振理論。由於古典吊橋理論無法完全適用於分析斜張橋的氣彈穩定，Scanlan 與 Scanlan & Jones [16,17]曾以實驗模型的自由振動來進行氣彈力分析，並以顫振導數來描述作用於橋梁之氣動力是一項重要之突破。其考慮是，若能求得橋梁之顫振導數，則能清楚地定義出自激力，且可預測纜索支撐橋梁受風破壞時的臨界風速或顫振反應[1,2]。

在其他相關的風洞試驗研究方面，Sarkar 等[18]針對橋梁之顫振導數建議了一套系統識別的程序，並以數值模擬與實驗方法呈現出顫

振導數結果。Bienkiewicz[19]針對閉合箱型斷面、部分流線型斷面與完全流線型斷面之橋體進行風洞實驗，結果發現橋梁斷面愈接近流線形其氣動力穩定性愈佳，且其對於渦流引致振動反應之抑制亦較為有效。Bienkiewicz 等[20]繼經由風洞試驗指出，橋梁最低之顫振臨界風速不一定是發生在零度風攻角(attack angle)，且風攻角的改變對橋梁斷面相應的顫振導數具有顯著的影響，而於較大風攻角的情況，橋梁斷面有呈現愈不穩定的趨勢。Iwamoto & Fujino[21]使用自由振動的方法同時定義出橋體的八個顫振導數，並將其應用在鑽石型斷面橋板的風洞試驗中。研究中顯示，增加斷面模型的質量與轉動慣量對於鑑別高風速下之顫振導數有較高的精確度。Larsen[22]探討在施工階段偏心作用對鑽石型斜張橋橋板氣動穩定性的影響，結果顯示在上風位置增加偏心質量的狀況下，偏心質量愈大則橋體穩定性愈佳。此外，風攻角之增加會導致臨界風速之降低，而在橋板上部增加隔板會使臨界風速略為下降。Jain 等[23]針對舊金山金門大橋以多振態耦合的分析模式求取其顫振臨界風速，並比較不同風攻角時的差異。結果顯示於正攻角時會降低臨界風速，而在風攻角 -5° 範圍內則有氣動力穩定的效果。研究中亦指出，於結構系統增加額外的阻尼裝置亦能有效地提昇顫振臨界風速並降低橋體動態反應的大小。Matsumoto 等[24]針對鑽石形、橢圓形、倒三角形與矩形等斷面之橋體進行風洞試驗。結果顯示矩形斷面相應之顫振型態屬於扭轉向的單自由度顫振，而流線形斷面之顫振型態較趨向於雙自由度的耦合顫振。Gu 等[25]根據垂直與扭轉耦合之自由振動信號，應用最小平方原理提出了斷面模型顫振導數之識別方法。研究中另應用同樣的方法針對薄板獲得其顫振導數，結果與 Theodorsen 理論值頗為吻合。Xu 等[26]針對六角形斷面之懸吊橋(Tsing Ma bridge)，應用有限元素觀點解析橋體之抖振反應。Ge & Tanaka[27]就三種斷面外形(矩形、梯形與六角形)長跨度橋梁實例進

行全模態(full-mode)顫振分析，進而比較全模態與多模態(multi-mode)觀點分析結果之差異。Foti & Monaco[28]以白噪音(white noise)作為來流之紊流部份，以解析單自由度(1-DOF)斜張橋扭力向之動態反應。Phongkumsing 等[29]設計偏心質量以抑制長跨度橋梁顫振之發生。研究中指出，當質量中心移向迎風面時，作用在橋板上的氣動動量降低，使得顫振風速有上升的情況。研究中亦將偏心質量設置於全橋的有限元素模式上作分析，結果發現顫振風速有明顯的改善，尤其將偏心質量置於中間跨度位置時有最佳的效果。Noda 等[30]以風洞試驗探討不同振動幅度對不同寬深比矩形橋板顫振導數的影響，結果發現扭轉振幅顯著地影響顫振導數 H_2^* 與 A_2^* ，並會造成臨界風速下降約 10%。此外，在觀察橋體表面壓力變化後得知，振動幅度對於矩形橋板影響甚巨，而複雜構造的實際橋體更需謹慎處理其氣動控制機制。

至於在國內文獻方面，相關之試驗研究如楊&陳[1]、楊等[2]解析斜張橋之氣彈力穩定度；林等[3-4,31]檢視長跨度橋梁受風作用下之顫振與抖振反應；Lin 等[32,33]進而探討調諧質量阻尼器(tuned mass damper)在降低長跨度橋梁顫振與抖振反應之應用。

茲針對近期有關應用數值模擬方法從事長跨度橋梁氣動力穩定性的典型研究分述如後：

Santo 等[34]針對梯型截面橋面板以風洞實驗及有限元素法進行橋面板附近的流場分析，結果顯示在考慮來流有攻角的情況下，平均昇力係數是與風攻角成正比；而在無攻角來流下平均昇力係數為負值，平均阻力係數則為最小。Larsen 等[35,36]使用離散渦法(discrete vortex method; DVM)預測不同斷面形狀橋梁的氣動力現象。結果發現雖然計算值與風洞實驗仍有一段差距，但在橋梁設計初期使用數值模擬應為一有效工具。Kuroda[37]使用隱式上風法探討高雷諾數(Reynolds number)下六角形斷面的氣動力特性，結果指出數值模擬結

果與實驗所得到的靜力係數頗為吻合。Selvam & Govindaswamy[38]使用大渦模擬(large eddy simulation; LES)預測橋體顫振風速，結果發現大渦模擬在預測渦散現象的結果十分良好，但預測之阻力係數(drag coefficient)則略低於風洞實驗結果。但在預測顫振風速方面，計算值與風洞實驗頗為一致。陳[5]以微可壓縮流(weakly-compressible-flow method)與大渦模擬的方法計算均勻來流中二維梯形鈍體紊流流場。研究結果指出，風攻角對流場的速度場及風力係數的影響大於幾何斷面的影響。此外，平均阻力係數值隨著幾何角之增大而增大，而平均昇力係數(lift coefficient)亦隨著來流攻角之遞增而遞增，且在攻角為零時有最小之擾動曳力係數與擾動昇力係數。張[6]使用非恆定紊流流場與結構動力行為的兩組控制方程式以交替的方式進行解析，並加入垂直座標轉換以模擬流場與結構互制之特性。研究中發現，考慮互制效應之數值模式對於預測流體流經二維梯形斷面鈍體之運動反應結果頗為良好。Jeong 與 Kwon[39]使用移動網格的有限元素方法模擬4種不同形狀的橋板，結果發現數值模擬與實驗結果有相當不錯的吻合度，但在預測顫振風速時會有高估的狀況。Fang 等[40-41]分別針對梯形與六角形斷面之橋體以風洞試驗進行橋梁氣動力穩定性分析，並以數值模擬從事橋體反應之預測。研究中使用非恆定紊流流場與結構動力行為的兩組控制方程式以交替的方式進行解析，並加入座標轉換以模擬流場與結構互制之特性；結果顯示包括橋體反應、氣動阻尼、顫振導數等結果均與實驗值相當接近。

此外，應用於結構系統識別的方法眾多，Shinozuka 等[42]曾引介幾種適用於線性結構的識別方法，包括最小平方法(least squares approach, LS)、工具變數法(instrumental variable, IV)、最大或然率法(maximum likelihood, ML)與有限訊息最大或然率法(limit information maximum likelihood, LIML)，以上之時間序列方法主要是建立在

AR(auto-regressive)模式。Imai 等[43]除引介前述方法外，繼探討延伸卡式過濾器(extended Kalman filter)，並將其應用在吊橋、海域平台與高層建築物等結構。Pappa & Ibrahim[44]發展出一套適用於自由振動的時域法，此 Ibrahim 時間域系統識別法(Ibrahim time domain identification technique; ITD)乃依據系統自由衰減之振動反應，在時間域識別該系統各模態之自然振動頻率、阻尼比和振態；此法主要係以複數模態列出線性系統之自由衰減振動反應式。Mickleborough & Pi[45]引用多自由度的 ARMA 模式至 ITD 以分析連續梁與懸臂梁之反應。林等[7]曾應用隨機遞減法進行鋼筋混凝土梁損壞之識別研究。Huang 等[46]亦使用同樣的方法將微動反應轉換成結構自由衰減振動反應，再利用 ITD 方法求取一座高速公路橋梁之動態特性。陳等[8]曾利用次空間識別法(subspace identification method)處理煙囪結構微動反應，進而識別結構系統之動態特性。另外，在平滑流條件下，Sarkar 等[47]亦針對日本 Tsurumi bridge 進行了顫振導數的識別。

以斷面模型試驗評估長跨度橋梁抗風性能之研究

第四章 風洞試驗

研究中以風洞試驗，針對矩 3 種斷面形狀(矩形、梯形、六角形)、2 種寬深比($B/D=8$ 與 15)之橋體進行模型試驗，依據橋體在各種不同風速下振動反應之時序列資料評估其氣動力穩定性。

第一節 實驗設備與配置

一、風洞系統

風洞試驗係於內政部建築研究所風洞實驗室進行。風洞本體為一垂直向的封閉迴路系統(參見圖 4-1)，其總長度為 77.9m，最大寬度為 9.12m，最大高度為 15.9m，並具有第一與第二兩個測試區(斷面分別為 $4\text{ m} \times 2.6\text{ m}$ 與 $6\text{ m} \times 2.6\text{ m}$)。風洞中之氣流係由直接傳動軸流式風扇(直徑 4.75m，驅動馬達最大馬力為 500kW，最高轉速為 390rpm)驅動，正常運轉風速範圍為 2 m/s 至 35 m/s，最高風速為 39 m/s。斷面模型試驗乃於第一測試區緊鄰收縮段後進行(參見圖 4-2)，其風況屬低紊流強度(0.17%至 2%)且均勻(uniform)之平滑流(smooth flow)。斷面橋體模型沿水平橫風向之長度取 100 cm，厚度(D)固定為 4 cm(參見圖 1-1)，在 2 種寬深比($B/D=8$ 與 15)下模型橋體之橋面寬度(B)分別為 20 與 60 cm。包括橋體與模型架設系統，試驗之阻塞比(blockage ratio)小於 4%。隨著來流風速之不同，模型試驗之雷諾數($Re = UD/v$ ；U 為來流風速)約在 5×10^3 至 8×10^4 之間。

二、橋體模型製作與架設

斷面模型之製作主要以質量輕、勁度高為原則，研究中之橋體模型乃以白鐵匡架為骨幹，內外填充以硬質之保麗龍，外披珍珠板製作(如見圖 4-3)以確保模型體之剛度與表面之硬度。模型橋版係置於風洞測試段內具有懸吊式架設系統的橋座上。如圖 4-4 所示，模型係連結

以斷面模型試驗評估長跨度橋梁抗風性能之研究

於四組懸吊彈簧，並藉勁度彈簧之適當選取以獲得橋體在垂直向之基本頻率。至於在扭轉向之基本頻率，則以彈簧組在順風方向間距之改變調整之。此外，系統中另設一能量吸取器，阻尼油槽內置黏滯性油料，以模擬橋體在垂直向及扭轉向的阻尼比。

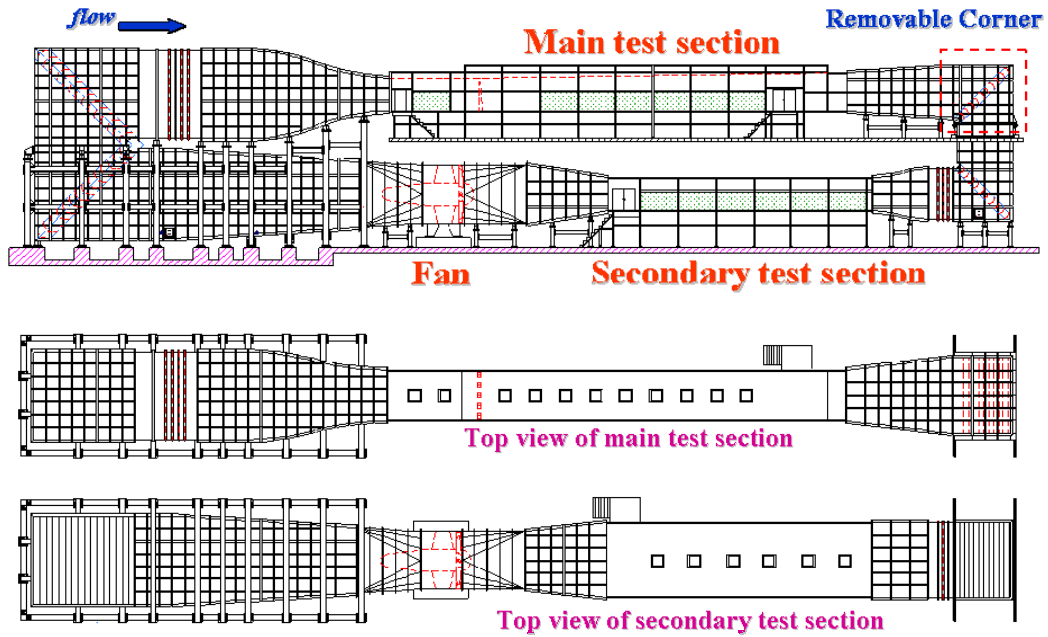


圖 4-1. 風洞系統簡圖

資料來源：本研究整理



圖 4-2. 斷面模型試驗設置圖

資料來源：本研究整理



圖 4-3. 典型模型圖

資料來源：本研究整理

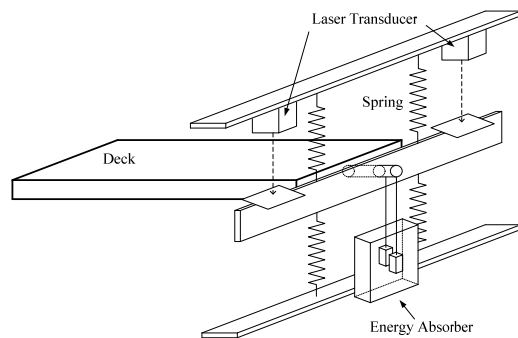
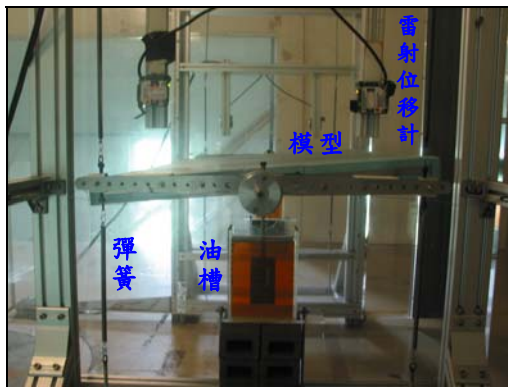


圖 4-4. 懸吊系統照片與簡示圖

資料來源：本研究整理

三、風速量測

風洞試驗中來流風速係採用直式皮托管(圖 4-5)配合以薄膜式壓力計(圖 4-6)進行量度。由皮托管所量測到的風壓變化，經由壓力轉換器轉換為類比電壓值，再藉由類比/數位(A/D)轉換器將類比訊號轉換為數位訊號，最後經電腦讀取、記錄與分析。待量得皮托管的壓力差值(Δp)後，即代入後式計算出相應之風速(ρ_{air} 為空氣密度)。

$$U = \sqrt{\frac{2\Delta p}{\rho_{\text{air}}}} \quad (4-1)$$

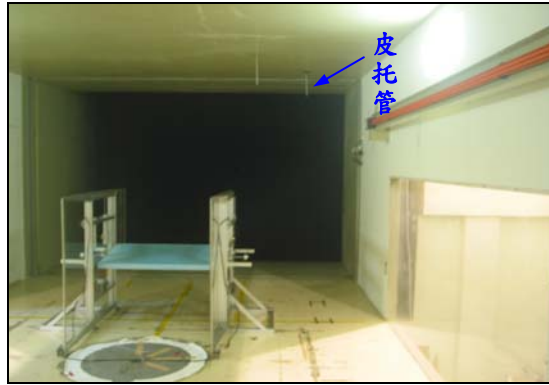


圖 4-5. 皮托管風速計

資料來源：本研究整理



圖 4-6. 薄膜式壓力轉換器

資料來源：本研究整理

四、振動橋體位移量測

試驗中橋體振動量(位移)係以裝設於橋座上對稱放置之四個雷射位移計來進行量測。雷射位移計由雷射源(圖 4-7)與雷射控制器(圖 4-8)兩個部份組成，為確保雷射光源正確地投射至橋體模型之反射板上，操作時必須保持正交以減少誤差。量測時待直接讀取相應之電壓值

後，繼而計算出雷射頭與板面反射點間距離之時序列資料(率定關係為 1 volt=1 cm)，並進一步地從事統計分析。研究中雷射測距之採樣頻率為 500 Hz，採樣時間為 152 秒(每次取樣 76000 個資料)。



圖 4-7. 雷射源

資料來源：本研究整理



圖 4-8. 雷射控制器

資料來源：本研究整理

五、資料之處理

試驗信號經擷取系統(見圖 4-9)與類比/數位(A/D)轉換後，其時序列資料續儲存於電腦，以作進一步的統計分析。

以斷面模型試驗評估長跨度橋梁抗風性能之研究



圖 4-9. 資料擷取系統

資料來源：本研究整理

第二節 橋體特性之獲取

一、自然頻率

研究中橋體自然頻率之求取是在無風的狀況下給予斷面模型一個初始擾動，依據其自由振動的位移歷時記錄，經傅利葉轉換(Fourier transform)後，位移反應頻譜上尖峰值所對應之頻率即為結構之自然頻率。

二、阻尼比

橋體模型阻尼比(ζ)之決定則是採用自由振動之對數衰減(logarithmic decrement) δ 的方法。如圖 4-10 所示，在量得運動振幅的衰減率(rate of decay)後，可找出任二個連續出現尖峰值 y_1 以及 y_2 比值的自然對數值，其計算式為

$$\delta = \ln \frac{y_1}{y_2} = \frac{2\pi\zeta}{\sqrt{1-\zeta^2}} \quad (4-2)$$

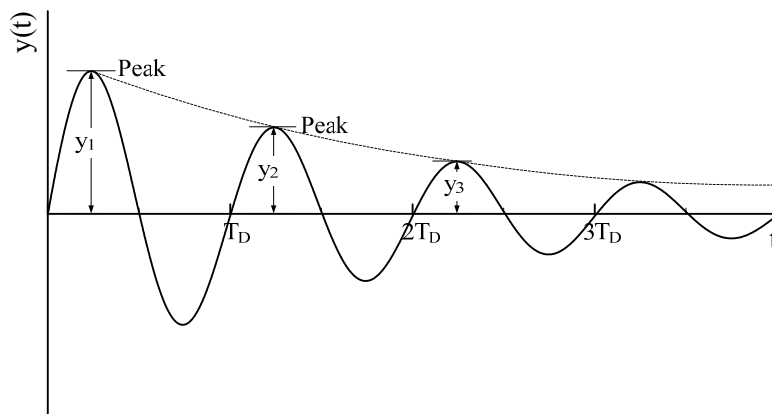


圖 4-10. 結構運動衰減示意圖

資料來源：本研究整理

當阻尼值過低時，除了將增大實驗架構的誤差外，實驗過程中亦會因過大的振幅引致的非線性效應造成取值上的困難而使實驗之準

確度降低。本研究為了要確保實驗過程的穩定性與量測之準確性，乃利用調整阻尼裝置以控制橋體之阻尼比在合理的範圍內，以利實驗的進行。

研究中氣動阻尼求得之程序與結構阻尼類似，然係於有風的情況下進行。

三、轉動慣量

由於模型是由不同的材料所組成，故其轉動慣量不易計算。因此，本研究之轉動慣量乃利用實驗方法求得扭轉頻率及扭轉勁度繼以反推的方式求得[10]，其過程敘述如後：

$$\omega_{\alpha i}^2 = \frac{k_{\alpha}}{I + I_i} \quad (4-3)$$

或
$$\frac{1}{\omega_{\alpha i}^2} = \frac{I_i}{k_{\alpha}} + \frac{I}{k_{\alpha}} \quad (4-4)$$

其中， I 為欲求整個橋體系統之轉動慣量； I_i 為額外加載物體之轉動慣量($I_i = m_i r_i^2$)； r_i 與 m_i 分別為額外物體之力臂； $\omega_{\alpha i}$ 為加載額外物體後橋梁斷面模型的扭轉頻率； k_{α} 為待求之橋梁扭轉勁度。

(4-4)式可簡化成為如後之線性形式

$$y = a x + b \quad (4-5)$$

其中， $y = \frac{1}{\omega_{\alpha i}^2}$ ； $x = I_i$ ； $a = \frac{1}{k_T}$ ； $b = \frac{I}{k_T}$ 。

試驗中在 i 次不同之額外加載中可得到 i 個扭轉頻率(ω_{α})與相應之 y ，並由每次額外加載已知之轉動慣量得到相應之 x 值。故依據最小平方差(least-square)原理，可求得(4-5)式之線性迴歸結果。據此，橋體之扭轉勁度(k_T)即為迴歸式中截距之倒數($1/b$)，而整個橋體系統

待求之轉動慣量則為截距與斜率之比值(b/a)。

針對 B/D 為 8 與 15 之情況，表 4-1 顯示三種外形橋體斷面之結構特性。其中，模型在垂直向與扭轉向之頻率(f_h 與 f_α)分別約為 5.0Hz 與 9.0Hz；扭轉向與垂直向頻率比($\varepsilon=f_\alpha/f_h$)約為 1.8。此外，在垂直向與扭轉向之阻尼比約選取在 0.35%與 0.65%間，以利爾後分析結果之比對。

表 4-1. 三個橋體模型之結構特性

外形 物理量	B/D	矩形	梯形	六角形
質量 M (kg/m)	8	3.734	3.508	3.832
	15	4.377	4.180	4.524
轉動慣量 I (kg-m ² /m)	8	0.0464	0.0380	0.0544
	15	0.0989	0.0784	0.1129
垂直向頻率 f_v (Hz)	8	4.608	4.760	4.456
	15	5.066	5.188	4.913
扭轉向頻率 f_t (Hz)	8	8.545	8.331	8.026
	15	9.460	9.400	8.601
頻率比 f_t/f_v	8	1.854	1.750	1.801
	15	1.867	1.812	1.751
垂直向阻尼 ζ_v (%)	8	0.37	0.34	0.45
	15	0.62	0.58	0.64
扭轉向阻尼 ζ_t (%)	8	0.62	0.66	0.66
	15	0.54	0.52	0.50

資料來源：本研究整理

第三節 試驗結果

在風洞試驗方面，本研究進行了矩形、梯形與六角形三種橋體斷面兩個寬深比($B/D=8$ 與 15)之模型試驗。在每次的斷面模型試驗中，來流風速由低速逐漸增加直至約 30m/s 為止，並針對不同風攻角($\theta=0^\circ, \pm 4^\circ, \pm 8^\circ$ ；參見圖 4-11)之情況進行橋體振動反應量測，繼依據橋體在垂直與扭轉兩個方向的時序列資料進行統計分析。其結果敘述如後：

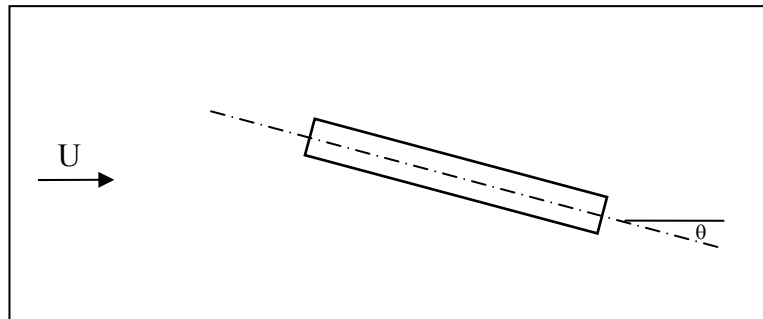


圖 4-11. 試驗個案說明圖

資料來源：本研究整理

一、橋體振動反應 ($B/D=8$)

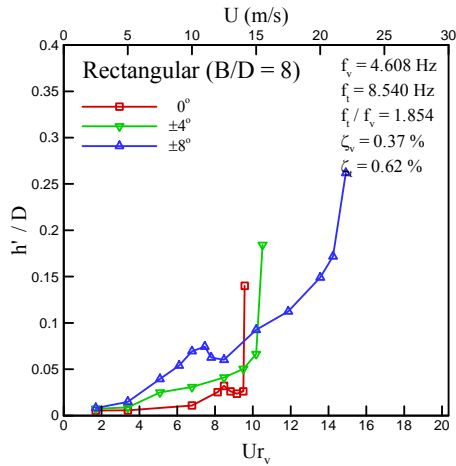
(一) 矩形橋體

依據風洞試驗量測結果，圖 4-12 顯示在不同風攻角情況下橋體在垂直與扭轉兩個方向位移擾動量(以均方根值呈現)與無因次來流風速間之變化關係。其中，約化風速(reduced velocity)在兩個方向之定義分別為 $U_{r_v}=U/f_v B$ 與 $U_{r_t}=U/f_t B$ (f_v 與 f_t 分別為模型在兩個方向之自然頻率)。此外，由於在本情況中問題係屬(對橋體中心)對稱者，故其結果僅與風攻角之絕對值有關，而與其正負號無關。

由圖中所見之一般趨勢顯示，當風速自低速漸增時，橋體質心在垂直向與橋面在扭轉向之位移擾動量(h' 與 α')亦隨之增加；而當來流續增至某一高風速時，橋體在兩個方向之擾動量則劇增。在本研究的

分析中，於此振動反應劇增現象發生時之風速乃定義為顫振(flutter)發生相應之臨界風速(critical velocity)。

(a) 垂直向



(b) 扭轉向

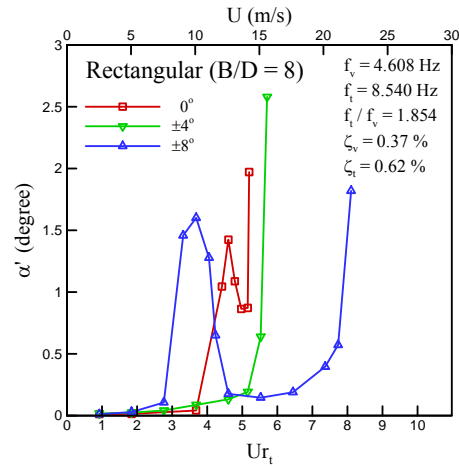


圖 4-12. 矩形橋體動態反應圖(B/D=8)

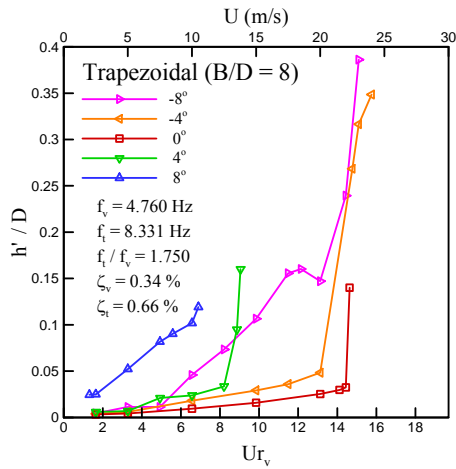
資料來源：本研究整理

在風攻角為 0° 的情況中，試驗結果顯示當風速(U)達到約 15.0 m/s (U_{rv} 與 U_{rt} 約為 9.6 與 5.3)時，矩形橋體在兩個方向的擾動量均呈現開始發散的現象；而當風攻角逐次改變至 $\pm 4^\circ$ 與 $\pm 8^\circ$ 時，擾動量開始發散之臨界風速則隨之增加。由於在風攻角為 0° 的情況呈現相對最低之臨界風速，故其氣動穩定性屬最差者。隨著風攻角(絕對值)之增加，顫振發生之臨界風速漸增，故相應之氣動穩定性變佳。

(二) 梯形橋體

試驗結果顯示(圖 4-13)，隨著風攻角之改變，橋體擾動量之反應形態與矩形橋體稍有不同。在風攻角為正的情況中，當 θ 值逐次由 8° 減至 4° 與 0° 時，臨界風速則隨之增加(或橋體之氣動穩定性變佳)。在風攻角為負的情況中，當 θ 值逐次由 0° 減至 -4° 與 -8° 時，臨界風速則隨之減少(或橋體之氣動穩定性變差)。綜合而論，由於在零攻角情況相應之臨界風速最大，故其氣動穩定性呈現最佳之情況。

(a) 垂直向



(b) 扭轉向

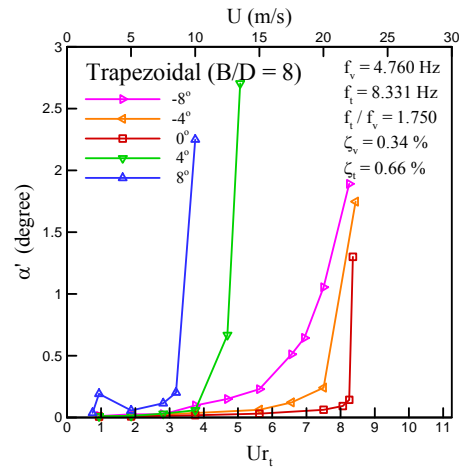


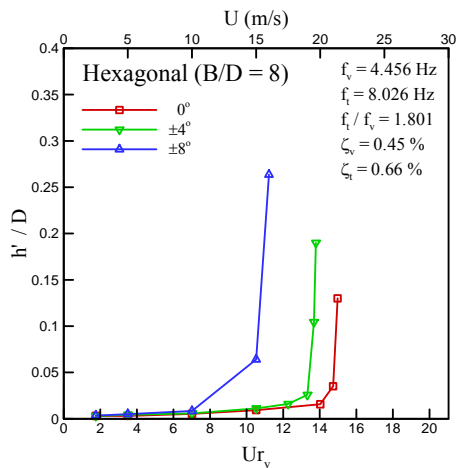
圖 4-13. 梯形橋體動態反應圖(B/D=8)

資料來源：本研究整理

(三) 六角形橋體

不同於矩形橋體之情況，六角形橋體之試驗結果 (圖 4-14)顯示，隨著風攻角(絕對值)之增加，橋體相應之臨界風速減少，故其相應之氣動穩定性變差。

(a) 垂直向



(b) 扭轉向

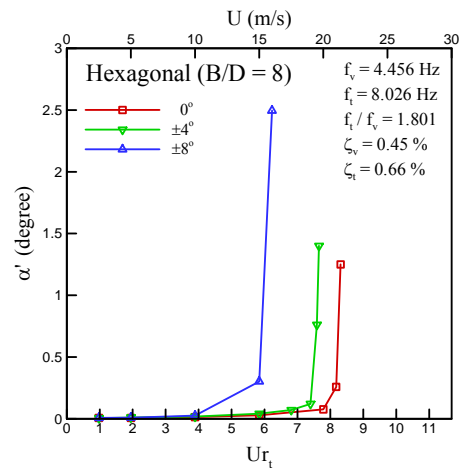


圖 4-14. 六角形橋體動態反應圖(B/D=8)

二、橋體振動反應 (B/D=15)

(一) 矩形橋體

在風攻角為 0° 的情況，試驗結果(圖 4-15)顯示當風速(U)達到約 25.2 m/s (U_{Rv} 與 U_{Rt} 約為 8.3 與 4.4)時，矩形橋體在兩個方向的擾動量均呈現開始發散的現象；而當風攻角逐次改變至 $\pm 4^\circ$ 與 $\pm 8^\circ$ 時，擾動量開始發散之風速則隨之減少。本結果顯示，由於在風攻角為 0° 的情況呈現相對最高之臨界風速，故其氣動穩定性屬最佳者。隨著風攻角(絕對值)之增加，顫振發生之臨界風速漸減，故相應之氣動穩定性變差。

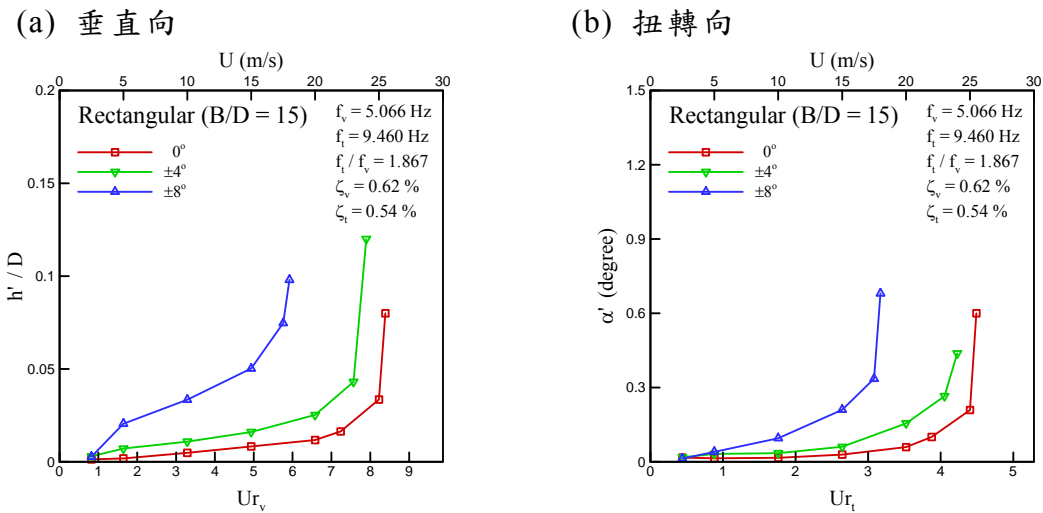


圖 4-15. 矩形橋體動態反應圖(B/D=15)

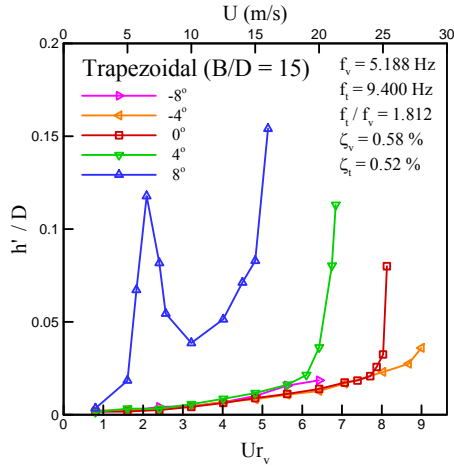
資料來源：本研究整理

(二) 梯形橋體

試驗結果顯示(圖 4-16)，在風攻角為正的情況中，當 θ 值逐次由 8° 減至 4° 與 0° 時，臨界風速則隨之增加(或橋體之氣動穩定性變佳)。其中，當 θ 為 8° 且約化風速(U_{Rv})約為 2.1 時，橋體反應擾動量因共振效應之故而有顯著尖峰值之發生。另一方面，當風攻角(θ)自 0° 續減至 -4° 時，試驗結果則呈現類似之趨勢，即橋體氣動穩定性變佳(或臨界風速增加)。儘管在 θ 為 -8° 情況中獲得之結果似仍維持一致之變化趨勢，然在試驗過程中當風速(U)約達 21m/s 時模型已呈現整體上移的

現象，故未獲得更高風速之結果。

(a) 垂直向



(b) 扭轉向

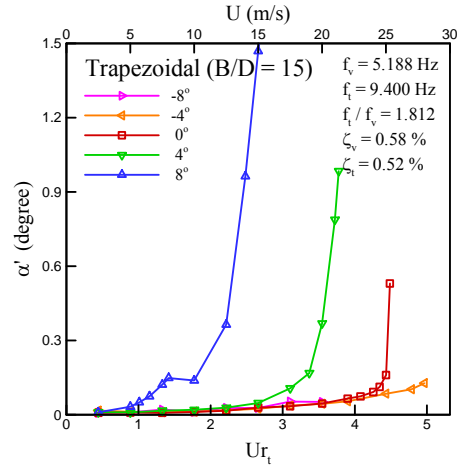


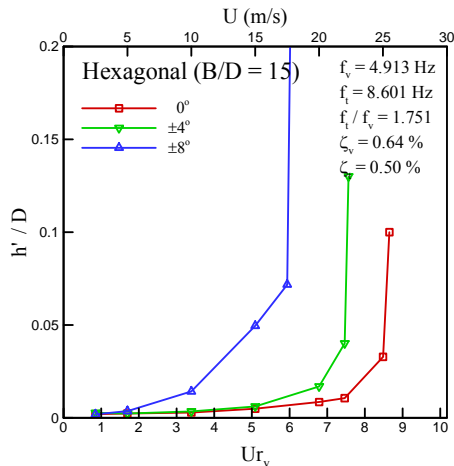
圖 4-16. 梯形橋體動態反應圖(B/D=15)

資料來源：本研究整理

(三) 六角形橋體

類似於矩形橋體之情況，六角形橋體之試驗結果（圖 4-17）顯示，隨著風攻角（絕對值）之增加，橋體相應之臨界風速減少，故其相應之氣動穩定性變差。

(a) 垂直向



(b) 扭轉向

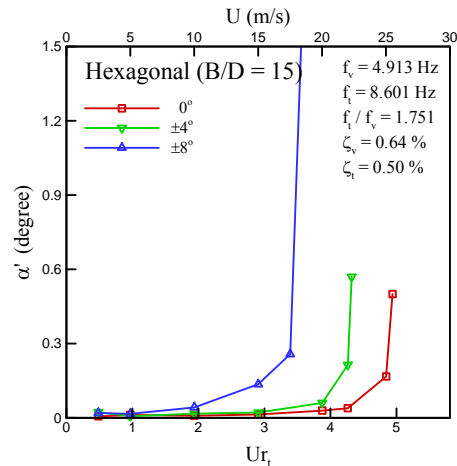


圖 4-17. 六角形橋體動態反應圖(B/D=15)

資料來源：本研究整理

第四節 分析與評估

臨界風速的大小攸關橋體氣動穩定性之優劣，如後乃以臨界風速為指標，針對斷面形狀與寬深比之影響分別予以探討。

(一) 各橋體斷面形狀結果比較

(1) 矩形橋體

圖 4-18 顯示兩個寬深比(B/D)情況臨界約化風速隨風攻角(θ)變化之結果(亦參見表 4-2 與表 4-3)。當寬深比為 8 時，臨界風速隨著風攻角(絕對值)之增加而增加，於風攻角 0° 發生最差之氣動穩定性情況。另一方面，當寬深比為 15 時則呈現正好相反的趨勢：臨界風速隨著風攻角(絕對值)之增加而漸減，而以 0° 情況表現出最佳之氣動穩定性。

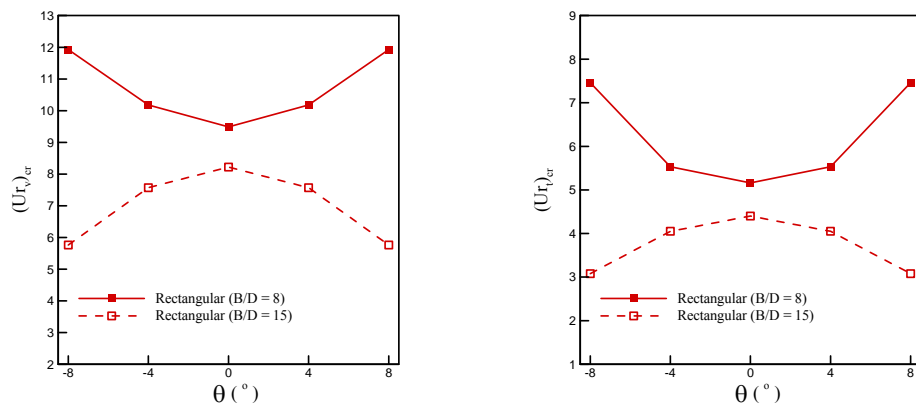


圖 4-18. 矩形橋體臨界約化風速比較圖

資料來源：本研究整理

(2) 梯形橋體

圖 4-19 顯示兩個寬深比(B/D)情況梯形橋體臨界約化風速之比較結果(亦參見表 4-2 與表 4-3)。隨著風攻角由負值漸增至正值時，臨界風速之變化有先增後減之趨勢，而以風攻角為 0° 時發生最佳氣動穩定性之情況。此外，在 0° 風攻角時，寬深比之改變對臨界約化風速之影響並不顯著。

表 4-2. 臨界約化風速比較表(B/D=8)

	θ (°)	$(U_{rv})_{cr}$	$(U_{rt})_{cr}$	U_{cr} (m/s)
矩形	0	9.49	5.16	14.0
	±4	10.18	5.53	15.0
	±8	11.93	7.46	17.5
梯形	-8	10.01	5.76	15.0
	-4	13.22	7.54	20.0
	0	14.48	8.29	22.0
	±4	8.21	3.90	12.5
	±8	6.62	3.30	10.0
六角形	0	14.70	8.16	21.0
	±4	13.33	7.44	19.0
	±8	10.50	5.87	15.0

資料來源：本研究整理

表 4-3. 臨界約化風速比較表(B/D=15)

	θ (°)	$(U_{rv})_{cr}$	$(U_{rt})_{cr}$	U_{cr} (m/s)
矩形	0	8.22	4.40	25.0
	±4	7.57	4.05	23.0
	±8	5.76	3.08	17.5
梯形	-8	--	--	--
	-4	--	--	--
	0	7.87	4.34	24.5
	4	6.10	3.37	19.0
	8	4.02	2.22	12.5
六角形	0	8.53	4.86	25.0
	±4	7.51	4.28	22.0
	±8	5.97	3.40	17.5

資料來源：本研究整理

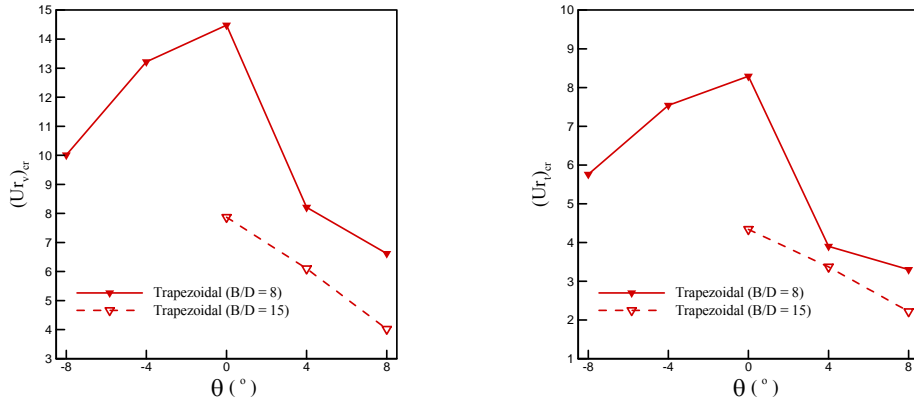


圖 4-19. 梯形橋體臨界約化風速比較圖

資料來源：本研究整理

(3)六角形橋體

圖 4-20 顯示(亦參見表 4-2 與表 4-3)，六角形橋體臨界風速之變化趨勢係隨著風攻角由負值漸增至正值而有先增後減之趨勢，且以風攻角 0° 時呈現出最佳氣動穩定性之情況。

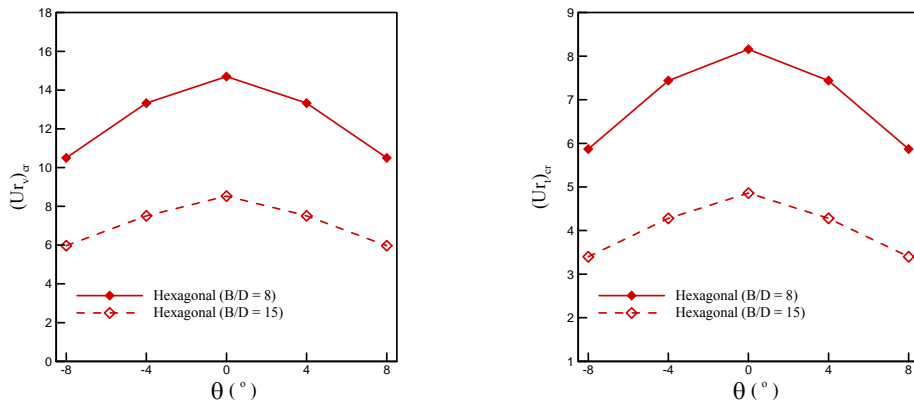


圖 4-20. 六角形橋體臨界約化風速比較圖

資料來源：本研究整理

(二)不同寬深比(B/D)之結果比較

在寬深比為 8 之情況，圖 4-21 顯示當為風攻角 0° 時，氣動穩定性之表現以六角形與梯形斷面之橋體較佳(二者之臨界風速非常接近)，而以矩形橋體之表現最差。若以三種斷面氣動力行為表現最差

者(即該斷面試驗風攻角範圍中臨界風速最低者)之觀點評斷，氣動穩定性以梯形斷面之橋體最差($\theta=8^\circ$)，其次為矩形與六角形橋體。

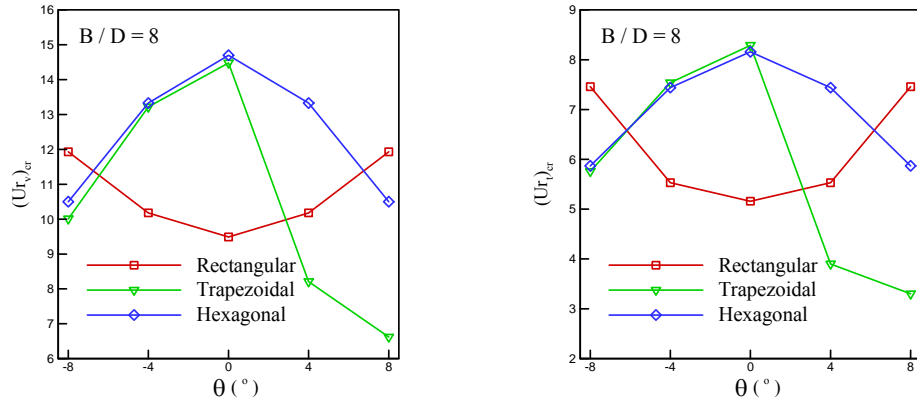


圖 4-21. 三個橋體斷面臨界約化風速比較圖(B/D=8)

資料來源：本研究整理

當寬深比為 15 時，圖 4-22 顯示在 0° 風攻角情況，氣動穩定性之表現以六角形與梯形斷面之橋體較佳(二者之臨界風速非常接近)，而以矩形橋體之表現最差。若以三種斷面氣動力行為表現最差者(即該斷面試驗風攻角範圍中臨界風速最低者)之觀點評斷，氣動穩定性以梯形斷面之橋體最差($\theta=8^\circ$)，其次為矩形與六角形橋體。

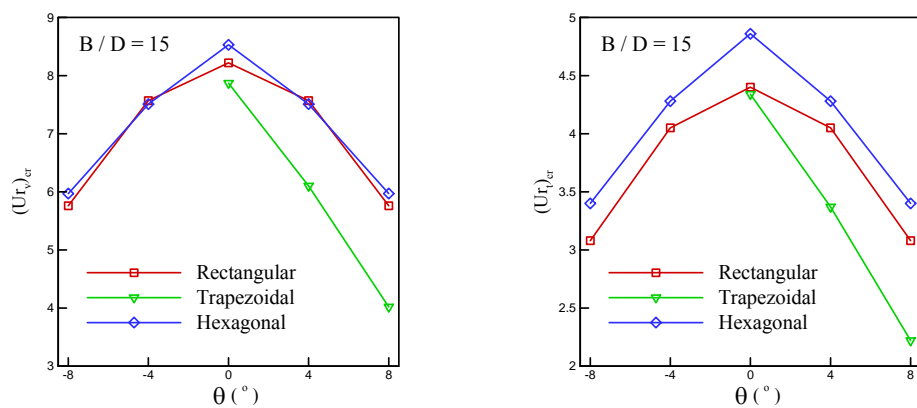


圖 4-22. 三個橋體斷面臨界約化風速比較圖(B/D=15)

資料來源：本研究整理

第五章 系統識別方法

研究中為分析纜索支撐橋梁之氣彈穩定性，乃以斷面模型風洞試驗，配合適當的識別方法求得氣彈參數以評估其臨界風速。本研究採用工具變數修正Ibrahim時間域識別法探求橋梁斷面模型在平滑流與亂流條件下之顫振導數。

由於纜索支撐橋梁對風力極為敏感，此也是破壞主因之一。自1940年Tacoma Narrows舊橋破壞之後，橋梁工程師才了解到氣彈力在纜索支撐橋梁設計上具有相當大之影響，因此開始就相關的反應作深入的探討與研究，以期能了解橋梁氣動力的特性。然而，具鈍體外形之橋梁受風作用所引發的氣動力與流線型機翼並不相同，故為解決纜索支撐橋梁之氣動力穩定問題，首須了解作用於橋梁上之氣動力形式。

有關氣彈力的分析常需藉由風洞試驗來獲得，而複雜風洞試驗數據之處理確為一個非常重要的過程，因為氣彈力參數若不夠精準，可能會造成作用於橋梁上之氣彈力的估計錯誤，直接影響到顫振臨界風速與結構反應的分析。在本研究中將採用較為可靠的系統識別方法，應用於風洞試驗數據，以求取描述氣彈力的橋梁顫振導數。

由於纜索支撐橋梁所承受的氣彈力包括自激力與抖振力，自激力常以顫振導數描述平均風速的效應，而抖振力則與擾動風速有關。研究中為分析纜索支撐橋梁之氣彈穩定性，乃以斷面模型風洞試驗，配合適當的識別方法求得氣彈參數以評估其臨界風速。因此，本研究乃以工具變數矩陣修正Ibrahim時間域識別法(Modified Ibrahim time domain identification technique，簡稱MITD)探求在平滑流場下橋梁斷面模型之顫振導數。

第一節 顛振導數之獲得

考慮風洞試驗下之橋梁斷面模型屬雙自由度運動(如見圖 5-1),其方程式可表示成

$$\begin{bmatrix} m & 0 \\ 0 & I \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{h} \\ \ddot{\alpha} \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} c_{11} & c_{12} \\ c_{21} & c_{22} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{h} \\ \dot{\alpha} \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} k_{11} & k_{12} \\ k_{21} & k_{22} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} h \\ \alpha \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} L_{se} \\ M_{se} \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} L_b \\ M_b \end{Bmatrix} \quad (5-1)$$

式中 m 為質量; I 為轉動慣性矩; c_{ij} 為阻尼值; k_{ij} 為勁度值($i, j = 1, 2$); h 和 α 分別為垂直向和扭轉向之振動位移; \dot{h} 和 $\dot{\alpha}$ 分別表示垂直向和扭轉向之振動速度; \ddot{h} 和 $\ddot{\alpha}$ 分別為此二方向之加速度。另外, 垂直向與扭轉向自激力分別為

$$L_{se} = \frac{\rho U^2}{2} B \left[K H_1^* \frac{\dot{h}}{U_0} + K H_2^* \frac{B \dot{\alpha}}{U_0} + K^2 H_3^* \alpha + K^2 H_4^* \frac{h}{B} \right] \quad (5-2)$$

$$M_{se} = \frac{\rho U^2}{2} B^2 \left[K A_1^* \frac{\dot{h}}{U_0} + K A_2^* \frac{B \dot{\alpha}}{U_0} + K^2 A_3^* \alpha + K^2 A_4^* \frac{h}{B} \right] \quad (5-3)$$

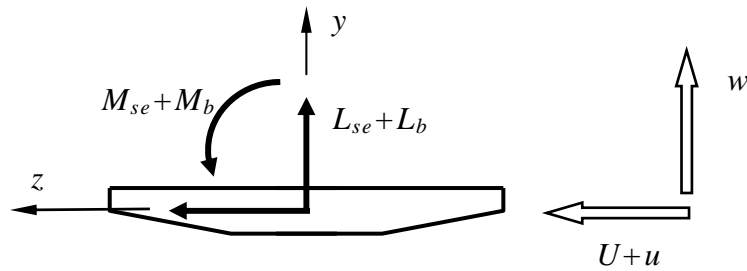


圖 5-1. 橋梁斷面模型試驗二維運動示意圖

資料來源：本研究整理

其中, ρ 為空氣密度, U 為平均風速, B 為斷面模型寬度, $H_i^*(K)$ 和 $A_i^*(K)$, ($i=1\sim 4$) 為無因次顛振導數; 這些導數都是約化頻率(reduced frequency) $K (=B\omega/U)$ 的函數, 其中 ω 為結構振動角頻率。而垂直向與

扭轉向之抖振力則可分別表示為

$$L_b = \frac{1}{2} \rho U^2 B \left[C_L \left(\frac{2u(x,t)}{U} \right) + \left(\frac{\partial C_L}{\partial \alpha} + C_D \right) \left(\frac{w(x,t)}{U} \right) \right] \quad (5-4)$$

$$M_b = \frac{1}{2} \rho U^2 B^2 \left[C_M \left(\frac{2u(x,t)}{U} \right) + \frac{\partial C_M}{\partial \alpha} \left(\frac{w(x,t)}{U} \right) \right] \quad (5-5)$$

式中 θ 為風攻角， C_L 與 $\frac{\partial C_L}{\partial \alpha}$ 分別為升力係數(lift coefficient)及其曲線斜率， C_M 與 $\frac{\partial C_M}{\partial \alpha}$ 分別為扭力係數及曲線斜率。 $u(x,t)$ 與 $w(x,t)$ 分別為水平向與垂直向之擾動風速，二者皆與縱向位置 x 與時間 t 有關。將(5-2)與(5-3)式代入(5-1)式可得

$$M \begin{Bmatrix} \ddot{h} \\ \ddot{\alpha} \end{Bmatrix} + C^{\text{eff}} \begin{Bmatrix} \dot{h} \\ \dot{\alpha} \end{Bmatrix} + K^{\text{eff}} \begin{Bmatrix} h \\ \alpha \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} L_b \\ M_b \end{Bmatrix} \quad (5-6)$$

$$\text{其中 } M = \begin{bmatrix} m & 0 \\ 0 & I \end{bmatrix}, \quad C^{\text{eff}} = \begin{bmatrix} c_{11}^{\text{eff}} & c_{12}^{\text{eff}} \\ c_{21}^{\text{eff}} & c_{22}^{\text{eff}} \end{bmatrix}, \quad K^{\text{eff}} = \begin{bmatrix} k_{11}^{\text{eff}} & k_{12}^{\text{eff}} \\ k_{21}^{\text{eff}} & k_{22}^{\text{eff}} \end{bmatrix};$$

$$\begin{aligned} c_{11}^{\text{eff}} &= c_{11} - \frac{1}{2} \rho U B K H_1^* & ; & \quad k_{11}^{\text{eff}} = k_{11} - \frac{1}{2} \rho U^2 K^2 H_4^* \\ c_{12}^{\text{eff}} &= c_{12} - \frac{1}{2} \rho U B^2 K H_2^* & ; & \quad k_{12}^{\text{eff}} = k_{12} - \frac{1}{2} \rho U^2 B K^2 H_3^* \\ c_{21}^{\text{eff}} &= c_{21} - \frac{1}{2} \rho U B^2 K A_1^* & ; & \quad k_{21}^{\text{eff}} = k_{21} - \frac{1}{2} \rho U^2 B K^2 A_4^* \\ c_{22}^{\text{eff}} &= c_{22} - \frac{1}{2} \rho U B^3 K A_2^* & ; & \quad k_{22}^{\text{eff}} = k_{22} - \frac{1}{2} \rho U^2 B^2 K^2 A_3^* \end{aligned} \quad (5-7)$$

式中 C^{eff} 與 K^{eff} 分別為有效阻尼與勁度矩陣。由式(5-7)得知，此二矩陣隱含著氣動力阻尼與氣動力勁度之效應。因此，若能求得在無風狀態與某一風速下之結構特性參數，即可經由上式求得8個顫振導數值。

第二節 識別方法

一、Ibrahim 時間域識別法(ITD)

Ibrahim 時間域系統識別法是依據系統之自由衰減振動反應，識別系統在時間域各模態之自然振動頻率、阻尼比和振態。結構反應之量測訊號可為位移、速度或加速度。此識別方法主要是以複數模態列出線性系統之自由衰減振動反應式。對於一線性系統，

$$[M]\{\ddot{u}\} + [C]\{\dot{u}\} + [K]\{u\} = \{0\} \quad (5-8)$$

其中 $\{u\}$ 表 n 維自由衰減振動位移向量。若以狀態空間法改寫前式，則得

$$\begin{pmatrix} [C] & [M] \\ [M] & [0] \end{pmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{u} \\ \ddot{u} \end{Bmatrix} + \begin{pmatrix} [K] & [0] \\ [0] & -[M] \end{pmatrix} \begin{Bmatrix} u \\ \dot{u} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (5-9)$$

其解為

$$\hat{u} = \begin{Bmatrix} u \\ \dot{u} \end{Bmatrix} = \sum_{j=1}^{2n} q_j \tilde{\varphi}_j e^{\lambda_j t} = \sum_{j=1}^{2n} \tilde{\psi}_j e^{\lambda_j t} \quad (5-10)$$

其中， $\tilde{\psi}_j$ 為第 j 個振動模態； λ_j 為其對應之特徵值。若將上式改寫為矩陣型式，可表成

$$\begin{bmatrix} \hat{u}_{1,1} & \hat{u}_{1,2} & \cdots & \hat{u}_{1,s} \\ \hat{u}_{2,1} & \hat{u}_{2,2} & \cdots & \hat{u}_{2,s} \\ \vdots & & & \\ \hat{u}_{2n,1} & \hat{u}_{2n,2} & \cdots & \hat{u}_{2n,s} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \tilde{\Psi}_{1,1} & \tilde{\Psi}_{1,2} & \cdots & \tilde{\Psi}_{1,2n} \\ \tilde{\Psi}_{2,1} & \tilde{\Psi}_{2,1} & \cdots & \tilde{\Psi}_{2,2n} \\ \vdots & & & \\ \tilde{\Psi}_{2n,1} & \tilde{\Psi}_{2n,2} & \cdots & \tilde{\Psi}_{2n,2n} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} e^{\lambda_1 t_1} & e^{\lambda_1 t_2} & \cdots & e^{\lambda_1 t_s} \\ e^{\lambda_2 t_1} & e^{\lambda_2 t_2} & \cdots & e^{\lambda_2 t_s} \\ \vdots & & & \\ e^{\lambda_{2n} t_1} & e^{\lambda_{2n} t_2} & \cdots & e^{\lambda_{2n} t_s} \end{bmatrix} \quad (5-11)$$

式中下標表所取的資料點數，而 $\tilde{\psi}_{i,j}$ 為 $\tilde{\psi}_j$ 之第 i 個元素。當所有自由度之位移和速度均有量測時， $\hat{u}_{i,j} = \hat{u}_i(t_j)$ ，而 \hat{u}_i 為 \hat{u} 之第 i 元素。但在實際量測中，所量測之自由度個數往往小於系統之自由度個數（通常僅量測位移、速度或加速度其中之一）。因此，可用時間平移法[45]建立(5-11)式左邊之矩陣，故可簡單地表示為

$$[\tilde{u}] = [\tilde{\psi}] [\lambda] \quad (5-12)$$

同理，再將 $[\tilde{u}]$ 中所對應之時間平移 Δt_1 ，則可得

$$[\bar{u}] = [\bar{\psi}] [\lambda] \quad (5-13)$$

其中， $[\bar{\psi}] = [\tilde{\psi}] \begin{bmatrix} \cdot \\ \cdot \\ \cdot \\ \cdot \\ \cdot \end{bmatrix}$ ；對角矩陣 $\begin{bmatrix} \cdot \\ \cdot \\ \cdot \\ \cdot \\ \cdot \end{bmatrix}$ 之對角元素為 $(e^{\lambda_1 \Delta t_1}, e^{\lambda_2 \Delta t_1}, \dots, e^{\lambda_n \Delta t_1})$ 。

利用式(5-12)和(5-13)，經最小平方差法可得

$$[A] \tilde{\psi}_j = e^{\lambda_j \Delta t_1} \tilde{\psi}_j \quad (5-14)$$

其中 $[A]$ 為系統特性矩陣。

$$[A] = [\bar{u}] [\bar{\psi}]^T ([\bar{\psi}] [\bar{\psi}]^T)^{-1} \quad (5-15)$$

由於 $[A]$ 可以由量測得到自由衰減振動訊號建立，因此 (5-14) 式為典型之特徵值問題，可以很容易地求得其特徵值與特徵向量。若令 $[A]$ 之第 k 個特徵值為 $a_k + ib_k$ ，則由 (5-14) 式可知

$$e^{\lambda_k \Delta t_1} = a_k + ib_k \quad (5-16)$$

令 $\lambda_k = \alpha_k + i\beta_k$ ，代入前式可得

$$\alpha_k = \frac{1}{2 \Delta t_1} \ln (a_k^2 + b_k^2) \quad (5-17)$$

$$\beta_k = \frac{1}{\Delta t_1} \tan^{-1} \left(\frac{b_k}{a_k} \right) \quad (5-18)$$

式中 β_k 為阻尼自然振動頻率，而擬自然振動頻率可定義為

$$\hat{\beta}_k = \sqrt{\alpha_k^2 + \beta_k^2} \quad (5-19)$$

阻尼比為

$$\xi_k = -\frac{\alpha_k}{\hat{\beta}_k} \quad (5-20)$$

二、修正 Ibrahim 時間域法(MITD)

延續前述之推導，當 λ 與 $[\tilde{\psi}]$ 經識別後，位移反應 $\{u\}$ 便可以(5-10)式計算而得。若將工具變數法的觀念到引入 ITD 中，則可藉由工具變數消除雜訊之影響。如同工具變數法的作法，其步驟說明如後：

1. 首先利用 ITD，根據量測的歷時反應，由 (5-10)式建立系統矩陣 $[A]$ ，再由系統矩陣的特徵值與特徵向量求出 λ 與 $[\tilde{\psi}]$ 的估計值。
2. 以估計值自(5-10)式得到新的一組時間差為 Δt 、共 N 點的位移歷時數據， $u_i = u_i(t_i)(i=1, 2, \dots, N)$ 。而工具變數矩陣 $[\hat{u}]$ 可由下式產生

$$[\hat{u}] = \begin{bmatrix} u(0) & u(\Delta t) & \dots & u((N - N_1 - N_2 - 1)\Delta t) \\ u((N_2)\Delta t) & u((N_2 + 1)\Delta t) & \dots & u((N - N_1 - 1)\Delta t) \end{bmatrix} \quad (5-21)$$

其中， N_1 與 N_2 為時間間隔調整參數。

Sarkar 等[47]在處理平滑流場的資料時曾提出以資料的取樣頻率及結構最高頻率計算 N_1 與 N_2 ，其所得的識別結果可能較佳。然而，結構的最高頻率在識別前尚屬未知。而本研究所用方法並不須事先計算 N_1 與 N_2 之值，二者可取任意合理值計算工具變數矩陣 $[\hat{u}]$ ，且在應用於平滑與紊流流場之情況下均有相當之精度。

3. 由步驟 2 建立新的系統矩陣 $[\bar{A}] = [\bar{u}][\bar{u}]^T([\bar{u}][\bar{u}]^T)^{-1}$ ，並計算 $[\bar{A}]$ 的 λ 與 $[\bar{\psi}]$ 。此與原系統矩陣 $[A]$ ((5-15) 式) 的差別在於以 $[\bar{u}]^T$ 替代 $[\bar{u}]^T$ 。
4. 由於工具變數法是預先假設一組參數的估計值以計算出結構反應，繼而求出工具變數矩陣 $[\bar{u}]$ 。然而，此實際參數估計值並非已知，必須透過迭代過程方能求出實際參數估計值。因此，必須重複步驟 2 與步驟 3 之迭代過程，直到收斂至真正的參數值為止。

三、等效阻尼與勁度矩陣

由前述說明可知，模態參數可由 ITD 方法所建立的系統矩陣 $[A]$ ，或由 MITD 方法所建立的系統矩陣 $[\bar{A}]$ 之特徵值與特徵向量求得。而系統矩陣之特徵向量具有如後之特性

$$\{\psi_k\} = (\{\psi_k\}_{j_1}^T, \lambda_k \{\psi_k\}_{j_1}^T, \lambda_k^2 \{\psi_k\}_{j_1}^T, \dots, \lambda_k^{n-1} \{\psi_k\}_{j_1}^T)^T \quad (5-22)$$

其中 $\{\psi_k\}_{j_1}$ 是自然頻率 $\tilde{\beta}_k$ 相對應的振態形狀。因此，對於前述的二自由度斷面模型系統，等效阻尼與勁度矩陣之元素 c_{ij}^{eff} 和 k_{ij}^{eff} 可以利用後式求得

$$\begin{bmatrix} \mathbf{K}^{\text{eff}} & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & -\mathbf{M} \end{bmatrix} \{\varphi_k\} + \hat{\lambda}_k \begin{bmatrix} \mathbf{C}^{\text{eff}} & \mathbf{M} \\ \mathbf{M} & \mathbf{0} \end{bmatrix} \{\varphi_k\} = \{\mathbf{0}\} \quad (5-23)$$

其中， $\{\varphi_k\} = (\{\psi_k\}_{j_1}^T \hat{\lambda}_k \{\psi_k\}_{j_1}^T)^T$ ， $\hat{\lambda}_k = \log_e(\lambda_k) / \Delta t$ 。改寫上式可得

$$\begin{bmatrix} \mathbf{C}^{\text{eff}} & \mathbf{M} \\ \mathbf{M} & \mathbf{0} \end{bmatrix}^{-1} \begin{bmatrix} \mathbf{K}^{\text{eff}} & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & -\mathbf{M} \end{bmatrix} = \Phi \Lambda \Phi^{-1} \quad (5-24)$$

式中 Φ 矩陣的行向量為 $\{\varphi_k\}$ 和其共軛向量所組成， Λ 則是由 $\hat{\lambda}_k$ 所組成的對角矩陣。若將上式等號左邊兩個矩陣相乘，則可改寫成

以斷面模型試驗評估長跨度橋梁抗風性能之研究

$$\begin{bmatrix} 0 & \mathbf{I} \\ -\mathbf{M}^{-1}\mathbf{K}^{\text{eff}} & -\mathbf{M}^{-1}\mathbf{C}^{\text{eff}} \end{bmatrix} = \Phi\Lambda\Phi^{-1} \quad (5-25)$$

其中 \mathbf{I} 為單位矩陣。因此，若斷面模型的質量 m 與轉動慣性矩 I 為已知(即質量矩陣 \mathbf{M} 為已知)，由上式可求得等效的阻尼矩陣 \mathbf{C}^{eff} 與勁度矩陣 \mathbf{K}^{eff} ，再根據式(5-7)即可求得顫振導數[9]。

第三節 數值模擬與分析驗證

本節研究乃應用前述之方法針對高屏溪斜張橋風洞實驗資料[48]進行模擬，以驗證其準確性。圖 5-2 顯示高屏溪橋之斷面模型尺寸，表 5-1 列舉出模型之相關參數。

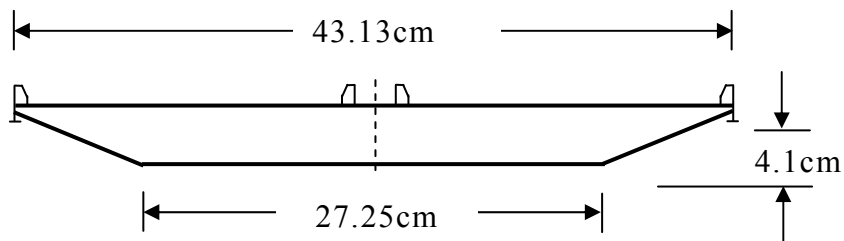


圖 5-2. 高屏溪橋斷面模型簡示圖

資料來源：本研究整理

表 5-1. 高屏溪橋斷面模型參數

項目	單位	參數值
質量 m	kg/m	4.66
轉動慣量 I	$\text{kg} \cdot \text{m}^2 / \text{m}$	0.157
橋面版寬度 B	m	0.431
空氣密度 ρ	kg / m^3	1.22
垂直向自然頻率 f_v	Hz	2.441
扭轉向自然頻率 f_t	Hz	5.591
垂直向阻尼比 ζ_v	%	0.206
扭轉向阻尼比 ζ_t	%	0.159

資料來源：本研究整理

一、平滑流場情況之分析

在平滑流場之情況下可不考慮擾動風速造成的抖振力效應，因此

(5-6)式中等號右邊之抖振力可不計，使得整個運動方程式成為自由振動的運動方程式(但此方程式已隱含有自激力的效應)。在平滑流場之模擬中，為求得模型之振動位移反應歷時，故於垂直與扭轉二個方向皆給予一個單位起始之擾動位移。此外，為模擬實驗量測的雜訊，研究中沿用 Shinozuka 等[42]的作法，其雜訊程度定義為

$$\text{noise level (\%)} = \frac{\sqrt{E(\eta_i^2)} \times 100}{\sqrt{E(Y_i^2) - E(\eta_i^2)}} \quad (5-26)$$

其中 η_i 為雜訊； Y_i 為量測向量 $\{Y\}$ 的分量； $E(\eta_i^2)$ 與 $E(Y_i^2)$ 分別表 η_i^2 與 Y_i^2 之期望值。

在平滑流場條件下，圖 5-3 為採用文獻[48]所載之高屏斜張橋的顫振導數資料以及該橋斷面資料(表 5-1)後僅考慮自激力作用下的振動位移歷時反應。其中，時間歷時取 40 秒，取樣頻率 50Hz。圖中僅呈出前 8 秒之反應，而由此二方向之反應可知在自激力作用下斷面模型呈現自由衰減振動的反應形態。

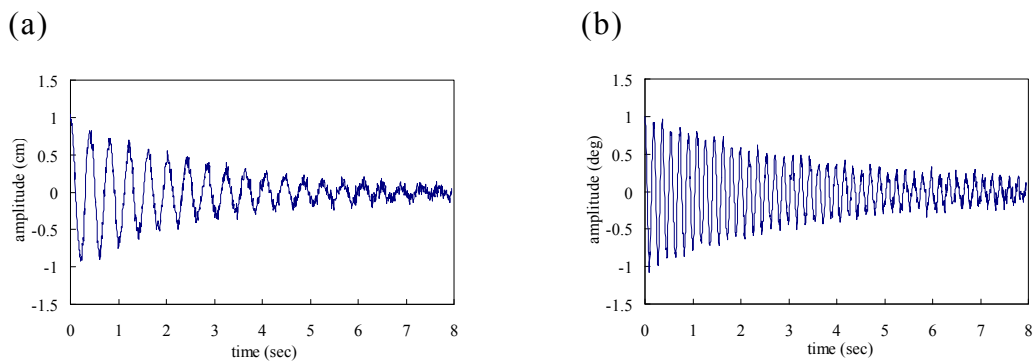


圖 5-3. 平滑流場位移反應(雜訊 10%; $U=12.07\text{m/s}$)

(a)垂直向；(b) 扭轉向

資料來源：本研究整理

為驗證本文方法之可靠性，研究中繼分別以 ITD 和 MITD 二個方法進行分析，其顫振導數之識別結果如圖 5-4 所示。由圖可見，利用 MITD 識別無雜訊資料的結果與實驗值相當吻合。針對含雜訊 10% 資料的識別結果可明顯地發現，在低風速下此二方法對於雜訊之處理能力皆有相當不錯的識別效果。但是，在高風速的情況下，MITD 所得之結果則較 ITD 為佳。此乃因 MITD 引用了工具變數矩陣，以迭代收斂的過程降低了雜訊之影響，使識別結果更為精準之故。另外，除了顫振導數 A_4^* 之識別誤差較大外，其餘導數皆非常接近，這是因為 A_4^* 數值較小而導致數值運算上之誤差。

另值得一提的是，由(5-2)式可知，顫振導數 H_1^* 與垂直向阻尼有關。然而，圖 5-4(a)顯示此導數在任一風速下皆為負值，並不會使得垂直向總阻尼變為負阻尼。因此，垂直向氣動力阻尼具有穩定橋梁之效果。另一方面，由式(5-3)式可知， A_2^* 與扭轉向之阻尼有關。若 A_2^* 值為負則可增加扭轉向之阻尼，橋梁將趨於穩定；若 A_2^* 值隨著風速轉為正值，則會抵消扭轉向結構阻尼產生負阻尼情況，因而造成氣彈不穩定現象。如圖 5-4(f)所示，高屏溪斜張橋之顫振導數 A_2^* 曲線原係往下遞減，但在高風速下，導數值突然往上跳動，不再往下遞減。由此可預測出在約化風速 $U/f_u B$ 約為 6.8 之後， A_2^* 即隨著風速之增加開始往上遞增而轉趨於正值，此時橋梁漸趨於顫振之氣彈不穩定。由前述之檢討可以很清楚了解導數 A_2^* 對橋梁氣彈力穩定有決定性的影響。據此，對於高屏溪斜張橋斷面模型而言，應為一氣彈力穩定之斷面。

綜合而論，由圖 5-4 之識別結果可知，本研究所採用的 MITD 識別方法對於平滑流場識別所得之結果與實驗值非常接近，顯示其應用有不錯的精準度，而且優於 ITD 的識別方法。另外，在迭代收斂速率方面，MITD 識別法也都有較佳之表現。

以斷面模型試驗評估長跨度橋梁抗風性能之研究

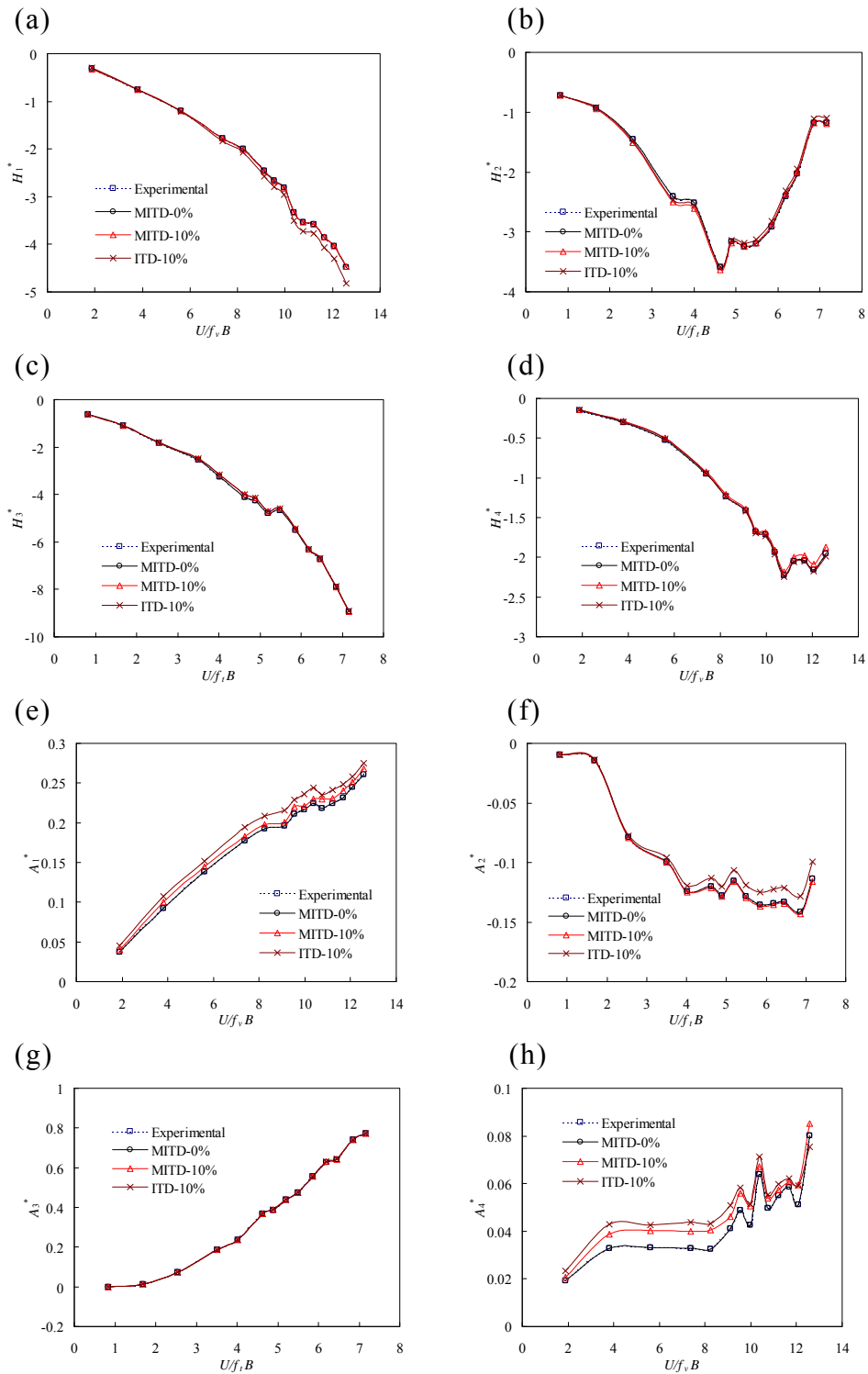


圖 5-4. 平滑流場顫振導數識別結果

資料來源：本研究整理

二、平滑流場情況分析方法之評估

在平滑流場之情況下可不考慮擾動風速造成的抖振力效應，因此本節中利用數值模擬的方法模擬出平滑流場時橋面版之位移歷時反應，再以工具變數矩陣修正 Ibrahim 時間域系統識別法，建立一套適合於橋梁氣彈參數的系統識別方法。其結論可歸納如後：

1. 由本文的分析結果可知，引入工具變數矩陣修正 ITD 所得之 MITD 方法，可適當地消除雜訊影響，具有較佳的精度。
2. 由數值模擬的結果發現，在平滑流場下，斷面模型之位移歷時反應呈現出自由振動衰減的趨勢。因此，本研究採用之識別方法可適用於平滑流場之參數識別。
3. 傳統的氣彈參數識別方法必須配合三種不同的試驗方式才能識別出八個顫振導數；若配合使用 MITD，則不須要進行多次的實驗，只須進行一次二個自由度耦合風洞試驗，即可同時識別出八個顫振導數，因此可以簡化實驗步驟。
4. 實際上，MITD 只需自由振動位移歷時反應即可進行識別工作，而且不須如卡氏過濾器等方法必須準確地估計初始條件。
5. 本研究後續將利用識別方法實際應用於風洞試驗之數據，當可正確地識別出顫振導數，並探討不同風攻角對顫振導數之影響。

第四節 風洞試驗結果與分析

本案採用三種斷面進行風洞試驗，分別是矩形、六角形與梯形。另外，每一種斷面皆測試在 0 度風攻角與 4 度風攻角之下的氣動力反應。試驗結果分別如圖 5-5 至圖 5-16 所示，說明如後。

(一) 矩形斷面：

矩形斷面本屬鈍體斷面，但若寬深比很大時，則可能接近於平板的流線型斷面。本案測試的兩個寬深比模型， $B/D=8$ 斷面應屬鈍體斷面而 $B/D=15$ 斷面較接近於流線型斷面。另外，由前一節數值模擬分析可知，顫振導數 H_1^* 與垂直向阻尼有關。若此導數在任一風速下皆為負值，並不會使得垂直向總阻尼變為負阻尼。因此，垂直向氣動力阻尼具有穩定橋梁之效果。另一方面， A_2^* 與扭轉向之阻尼有關。若 A_2^* 值為負則可增加扭轉向之阻尼，橋梁將趨於穩定；若 A_2^* 值隨著風速之增加轉為正值，則會抵消扭轉向結構阻尼產生負阻尼情況，因而可能造成氣彈不穩定現象。據此，如後將針對此二顫振導數進行討論與比較。

$B/D=8$ 斷面試驗分析結果如圖 5-5 所示，為相應於 0° 風攻角之試驗結果。由於顫振導數 H_1^* 在試驗風速範圍中皆為負值，故在垂直向的總阻尼為正阻尼，垂直向氣動力阻尼具有穩定橋梁之效果。另一方面，顫振導數 A_2^* 在試驗風速範圍中皆為正值，故 A_2^* 隨風速持續成長將會抵消扭轉向結構阻尼產生負阻尼情況，因而可能造成氣彈不穩定現象。至於在不同風攻角變化方面(參見圖 5-5 與圖 5-6)，顫振導數 H_1^* 在不同風攻角變化尚維持在負值，垂直向氣動力阻尼是穩定的；在風攻角為 4° 時，顫振導數 A_2^* 約在約化風速($U/f_v B$)等於 3.5 時由負轉正，因此可研判當有正攻角產生時，其氣動力穩定性較佳。

相較於 $B/D=8$ 斷面，矩形 $B/D=15$ 斷面是屬於較為流線形之氣動力斷面。 $B/D=15$ 斷面試驗分析結果如圖 5-7 所示，為相應於 0° 風攻

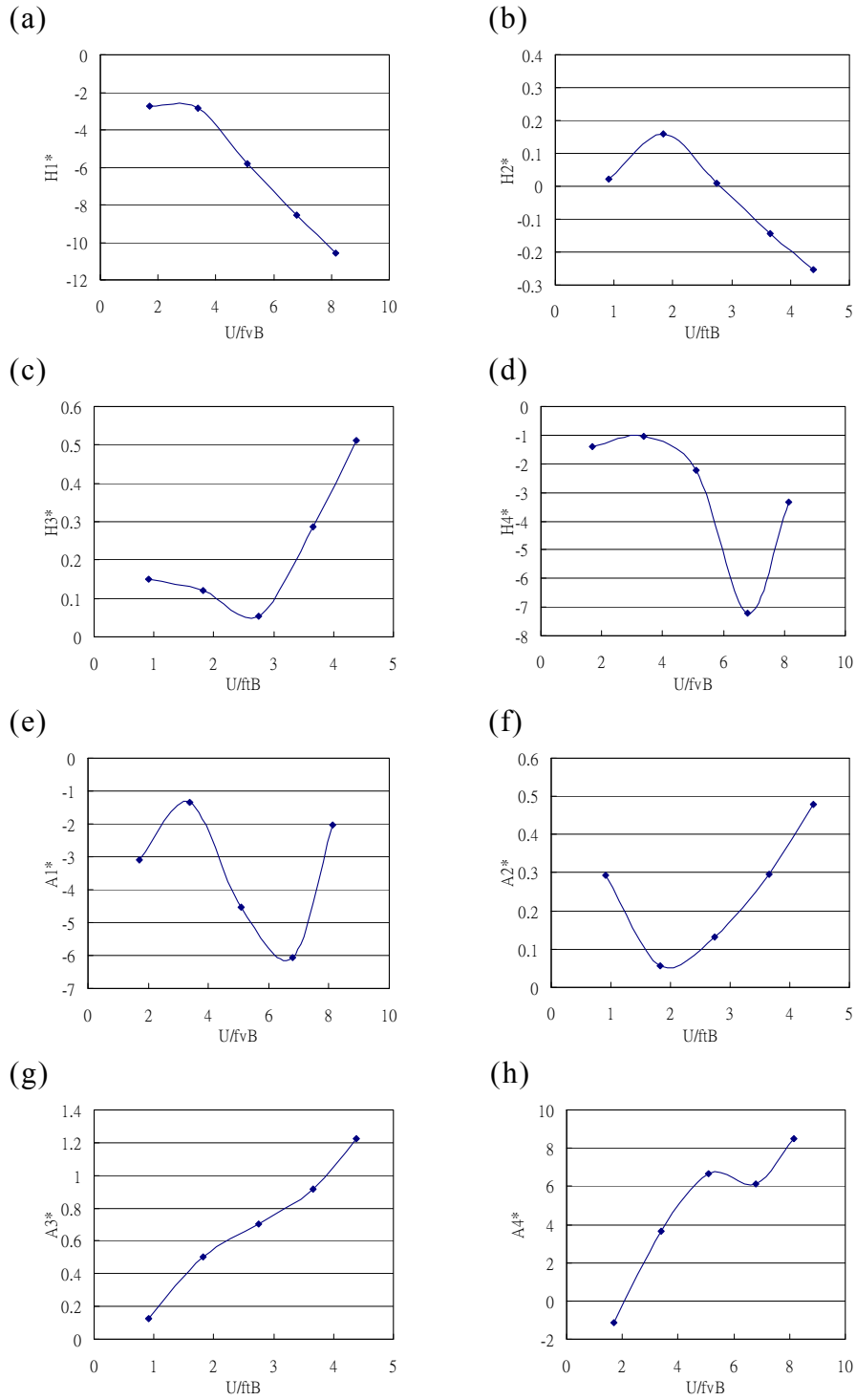


圖 5-5. 矩形斷面($B/D=8$)顫振導數識別結果($\theta=0^\circ$)

資料來源：本研究整理

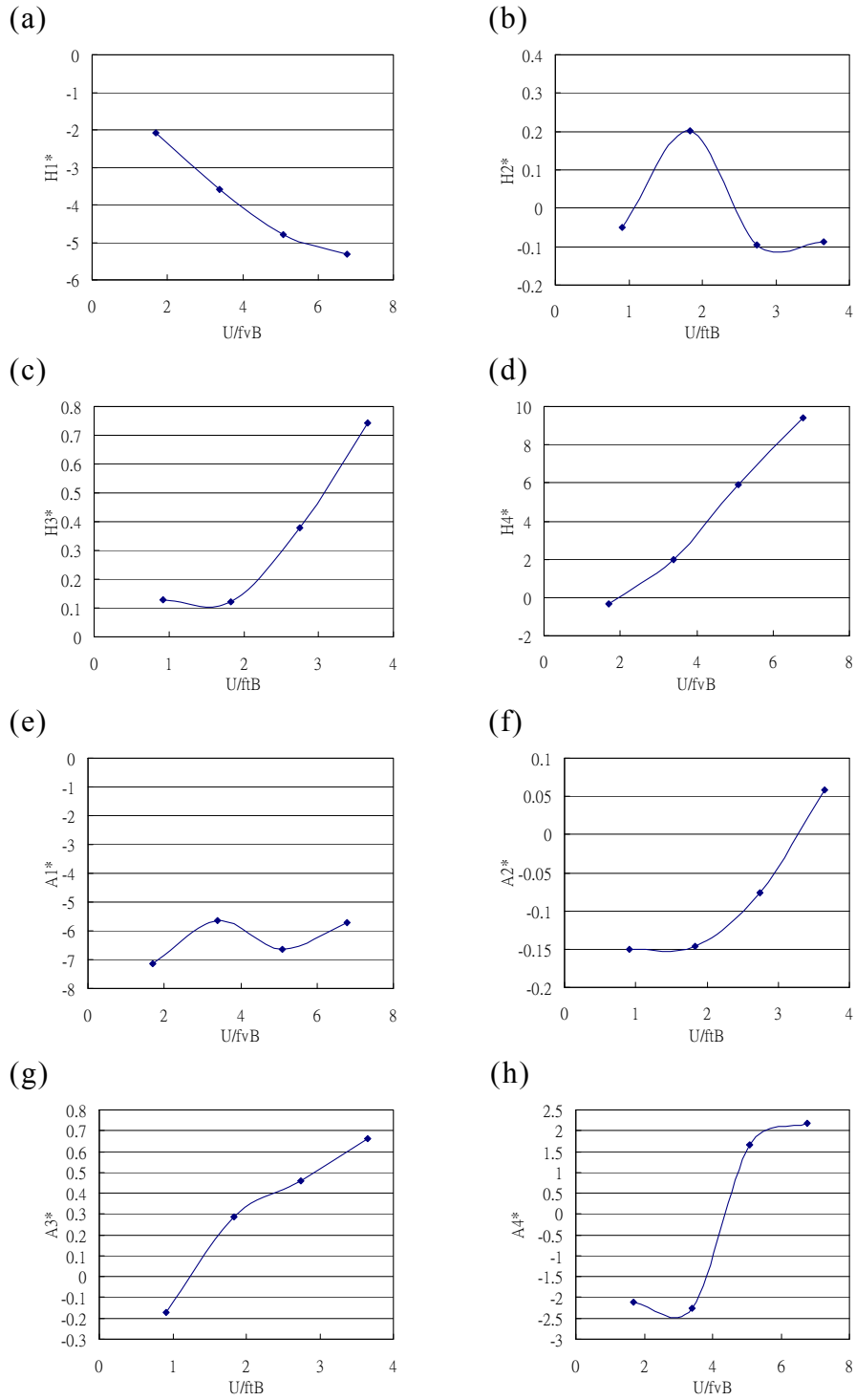


圖 5-6. 矩形斷面(B/D=8)顫振導數識別結果($\theta=4^\circ$)

資料來源：本研究整理

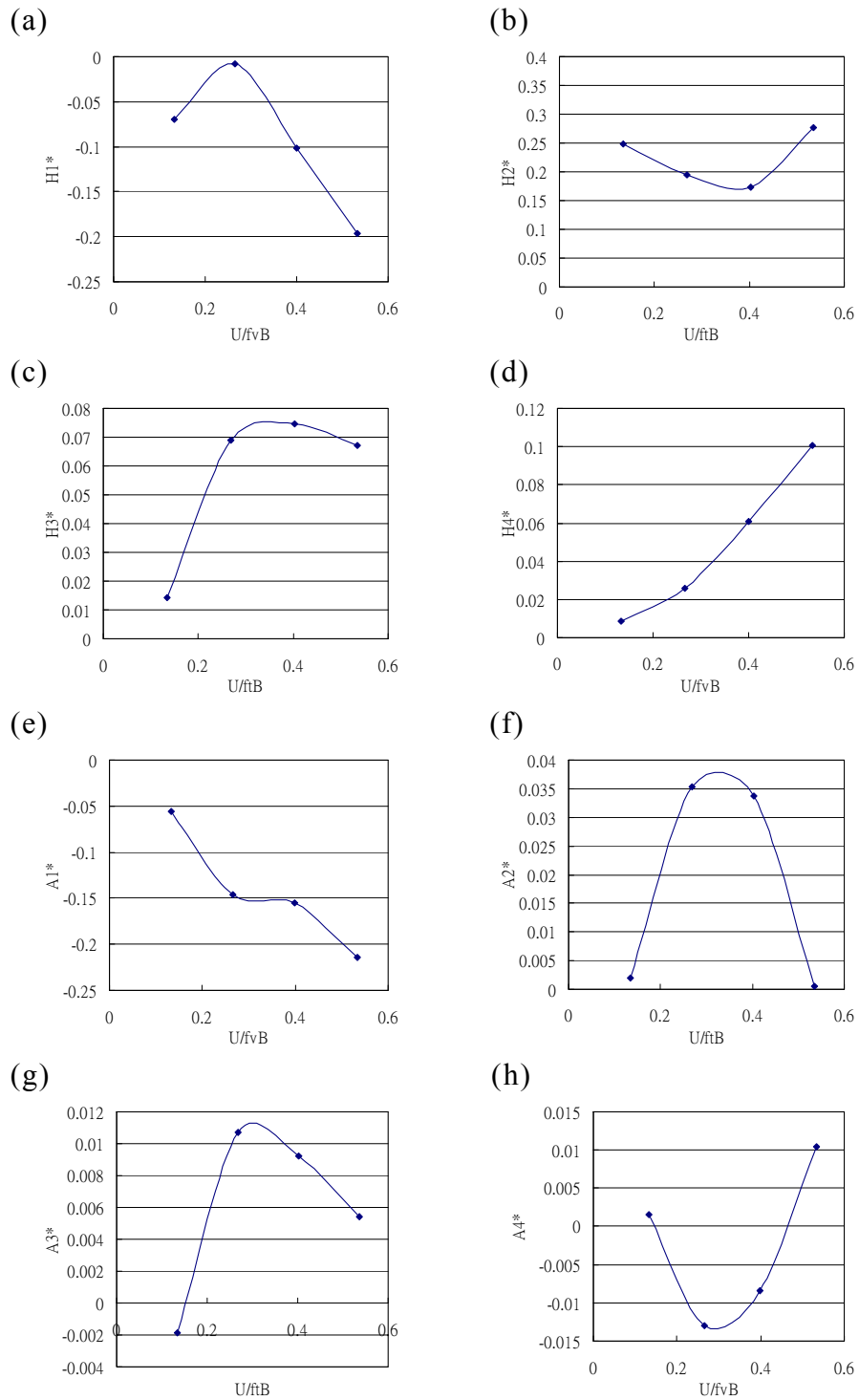


圖 5-7. 矩形斷面(B/D=15)顫振導數識別結果($\theta=0^\circ$)

資料來源：本研究整理

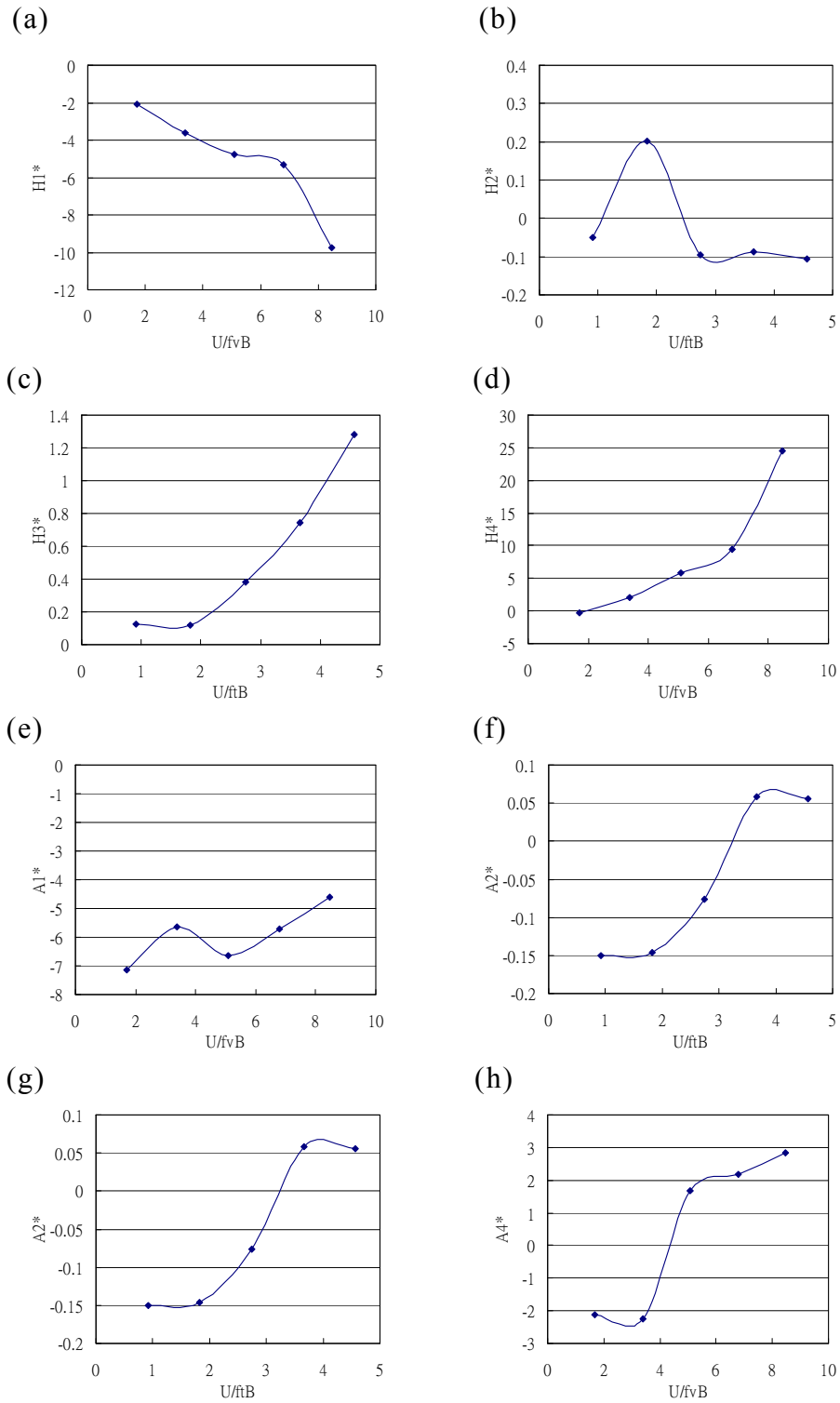


圖 5-8. 矩形斷面($B/D=15$)顫振導數識別結果($\theta=4^\circ$)

資料來源：本研究整理

角之試驗結果，顫振導數 H_1^* 在試驗風速範圍中皆為負值，因此在垂直向的總阻尼為正阻尼，垂直向氣動力阻尼具有穩定橋梁之效果。然而，本寬深比情況 H_1^* 負值較 $B/D=8$ 為低。因此， $B/D=15$ 斷面的垂直向氣動力穩定性較 $B/D=8$ 斷面為低。另外，顫振導數 A_2^* 在試驗風速範圍中皆為正值。因此， A_2^* 隨風速持續成長將會抵消扭轉向結構阻尼產生負阻尼情況，因而可能造成氣彈不穩定現象。此外，在不同風攻角變化方面(參見圖 5-7 與圖 5-8)，顫振導數 H_1^* 在不同風攻角變化尚維持在負值，垂直向氣動力阻尼是穩定的；當風攻角為 4° 時，顫振導數 A_2^* 約在約化風速(U/fB)等於 3.3 時由負轉正，因此可研判當有正攻角產生時，其氣動力穩定性較佳。

(二) 梯形斷面：

梯形斷面因具銳緣之導流效果，較矩形斷面為流線，亦為常用橋梁斷面形狀，高屏溪斜張橋即是一例。本案測試的兩個寬深比模型為 $B/D=8$ 斷面與 $B/D=15$ 斷面。梯形 $B/D=8$ 斷面試驗分析結果如圖 5-9 所示，為 0° 風攻角之試驗結果。因測試風速不多，故無較多數據，但尚可看出各顫振導數變化之趨勢。顫振導數 H_1^* 在不同約化風速下皆為負值，因此在垂直向的總阻尼為正阻尼，垂直向氣動力阻尼具有穩定橋梁之效果。另外，顫振導數 A_2^* 在測試風速範圍中皆為負值，故此斷面扭轉向結構阻尼較不會產生產生負阻尼情況，但是隨著風速的增加，顫振導數 A_2^* 具有由正轉負之趨勢。此外，在不同風攻角變化方面(參見圖 5-9 與圖 5-10 所示)，顫振導數 H_1^* 在在風攻角變化時尚維持在負值，垂直向氣動力阻尼是穩定的；當風攻角為 4° 時，顫振導數 A_2^* 約為約化風速($U/f_v B$)等於 3.4 時由負轉正，其氣動力穩定性應屬較佳。

梯形 $B/D=15$ 斷面試驗分析結果如圖 5-11 所示，為 0° 風攻角之試

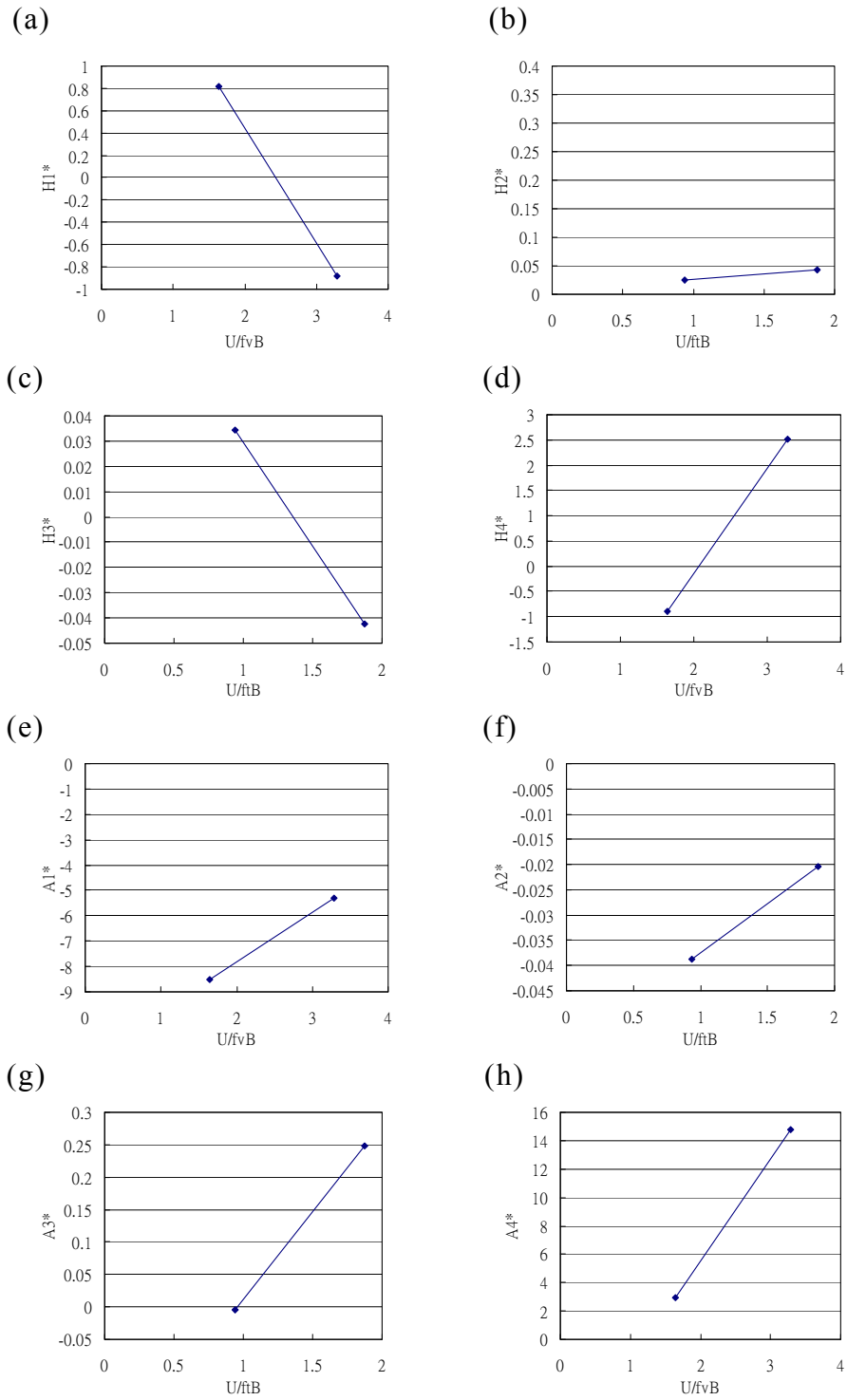


圖 5-9. 梯形斷面(B/D=8)顫振導數識別結果($\theta=0^\circ$)
資料來源：本研究整理

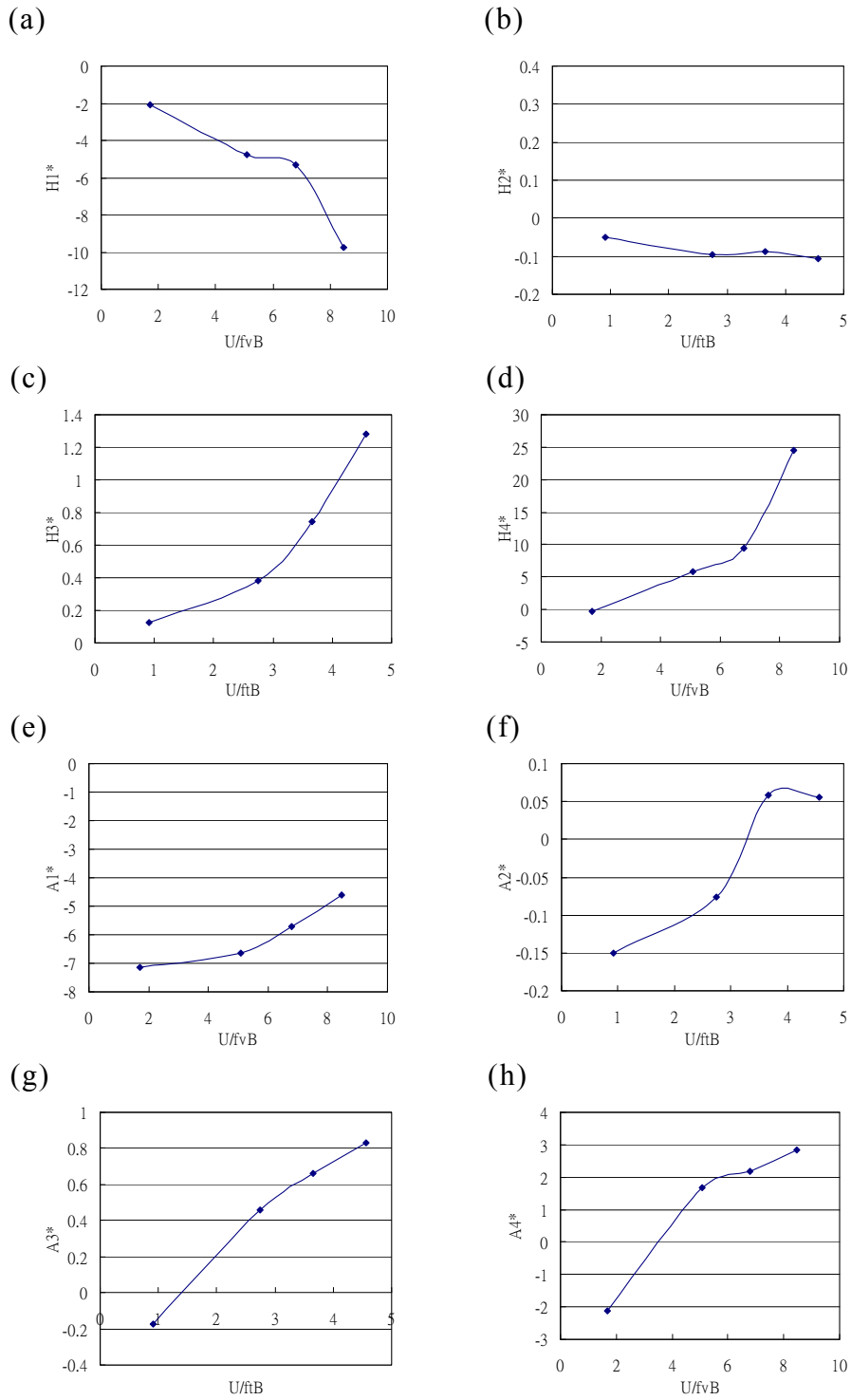


圖 5-10. 梯形斷面($B/D=8$)顫振導數識別結果($\theta=4^\circ$)

資料來源：本研究整理

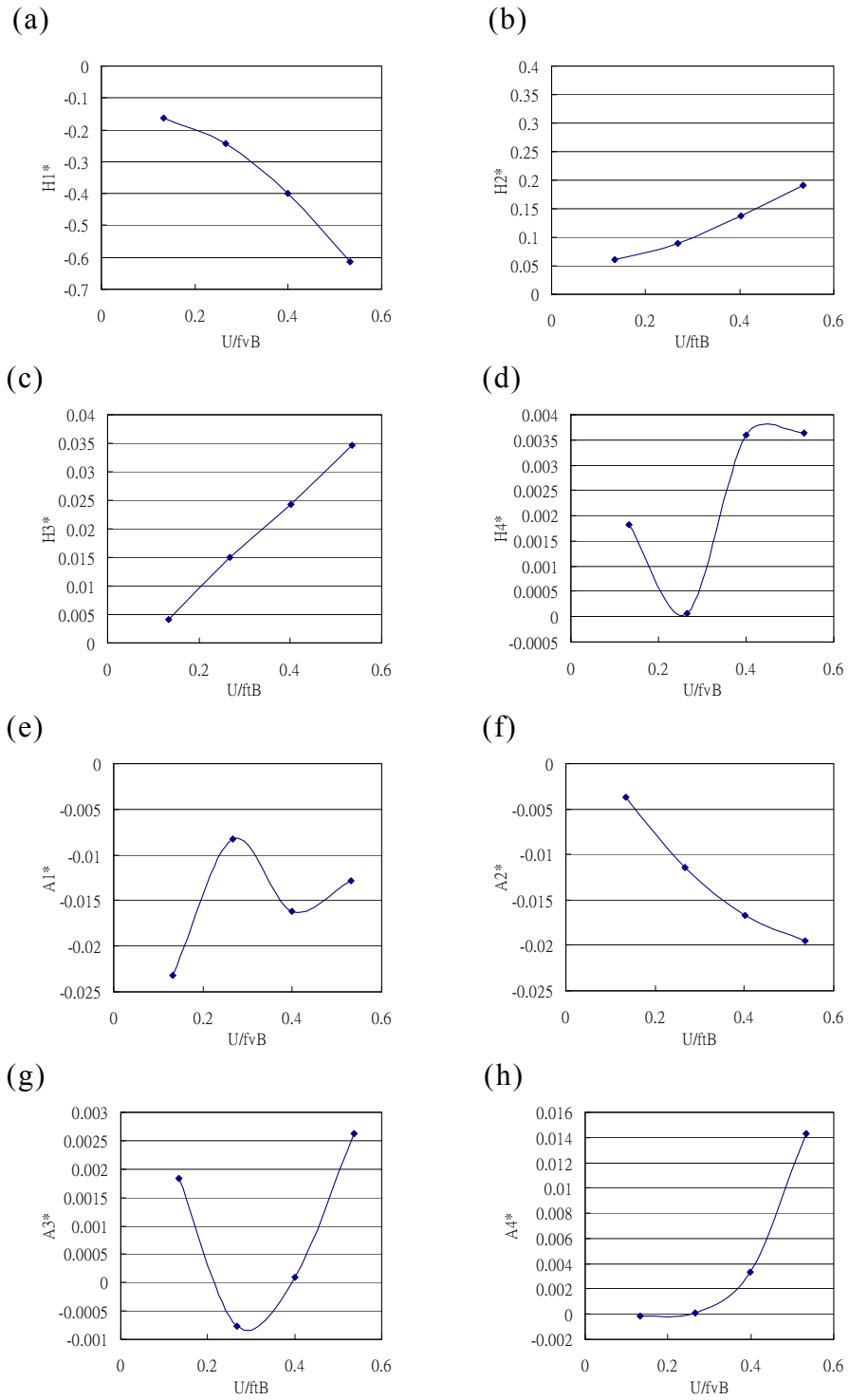


圖 5-11. 梯形斷面(B/D=15)顫振導數識別結果($\theta=0^\circ$)

資料來源：本研究整理

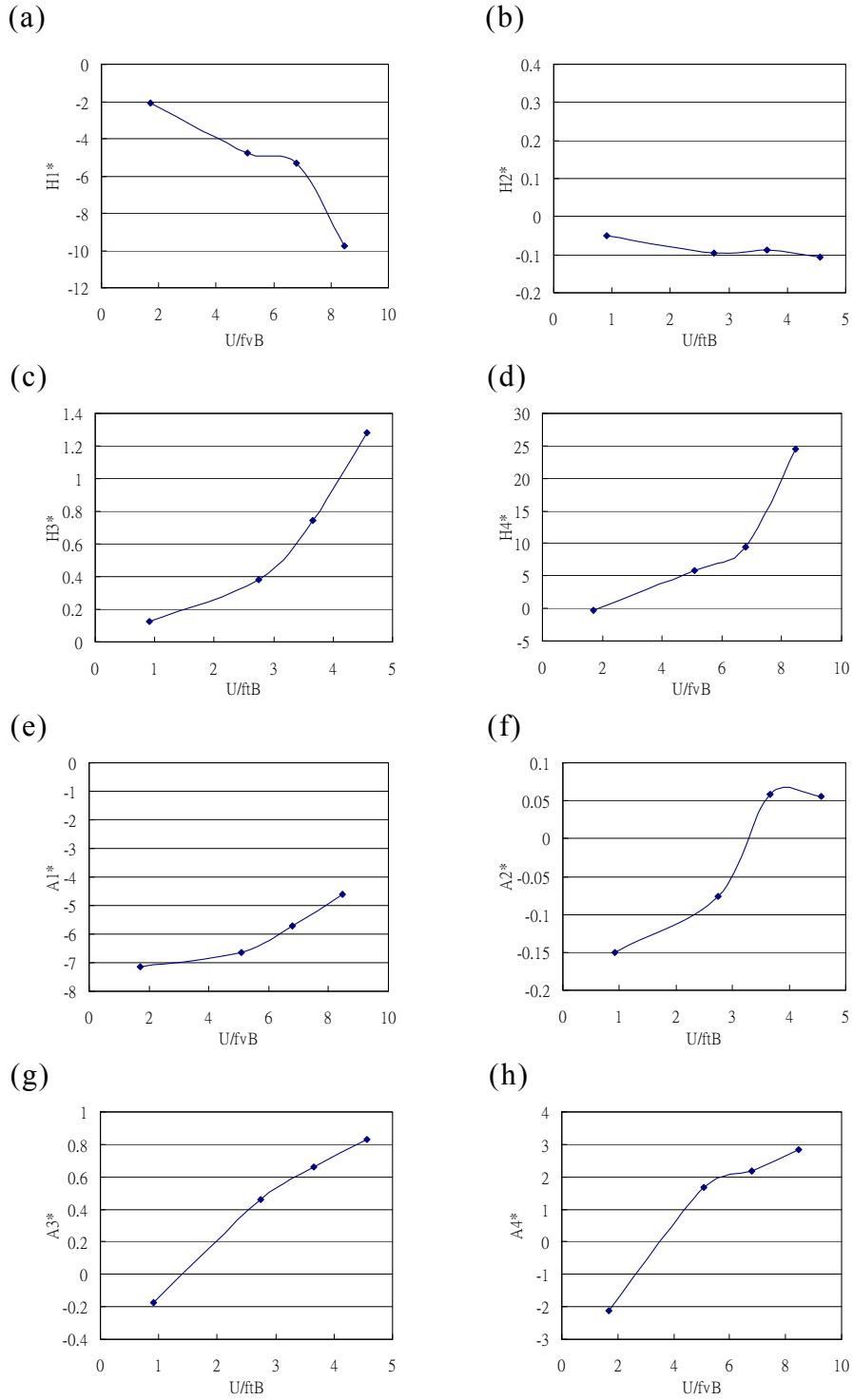


圖 5-12. 梯形斷面(B/D=15)顫振導數識別結果($\theta=4^\circ$)

資料來源：本研究整理

驗結果，顫振導數 H_1^* 在試驗風速範圍中皆為負值，因此，在垂直向的總阻尼為正阻尼，垂直向氣動力阻尼具有穩定橋梁之效果。另外，顫振導數 A_2^* 在試驗風速範圍中皆為負值，故較不易發生氣彈不穩定現象，但因測試風速不高，研判若風速越來越高時，顫振導數 A_2^* 將可能由負轉正。另外，在不同風攻角變化方面(參見圖 5-11 與圖 5-12)，顫振導數 H_1^* 在在風攻角變化皆維持在負值，垂直向氣動力阻尼是穩定的；當風攻角為 4° 時，顫振導數 A_2^* 約在約化風速(U/fB)等於 3.4 時由負轉正。

(三) 六角形斷面：

六角形斷面因具有風嘴邊緣之導流效果，應較矩形斷面更具流線外形。本案測試的兩個寬深比模型為 $B/D=8$ 斷面與 $B/D=15$ 斷面。六角形 $B/D=8$ 斷面試驗分析結果如圖 5-13 所示，為 0° 風攻角之試驗結果，顫振導數 H_1^* 在低風速與中風速皆為負值，因此在垂直向的總阻尼為正阻尼，垂直向氣動力阻尼具有穩定橋梁之效果。而後儘管隨著風速達最高測試風速時呈現由轉正之趨勢，但還是在負值範圍內，垂直向氣動力阻尼亦具有穩定性。另一方面，顫振導數 A_2^* 在試驗風速範圍中皆為負值，故此斷面扭轉向結構阻尼較不會產生產生負阻尼情況。此外，在不同風攻角變化方面(參見圖 5-13 與圖 5-14)，顫振導數 H_1^* 在在風攻角變化尚維持在負值，垂直向氣動力阻尼是穩定的；當風攻角為 4° 時，顫振導數 A_2^* 約在約化風速($U/f_v B$)等於 3.4 時由負轉正，其氣動力穩定性應屬較佳之情況。

六角形 $B/D=15$ 斷面試驗分析結果如圖 5-15 所示，為 0° 風攻角之試驗結果，顫振導數 H_1^* 在試驗風速範圍中皆為負值，故在垂直向的總阻尼為正阻尼，垂直向氣動力阻尼具有穩定橋梁之效果，但 H_1^* 負值較 $B/D=8$ 為小，因此， $B/D=15$ 斷面的垂直向氣動力穩定較低。另一方

面，顫振導數 A_2^* 在試驗風速範圍中皆為正值，因此 A_2^* 隨風速持續成長將會抵消扭轉向結構阻尼產生負阻尼情況，故可能造成氣彈不穩定現象。此外，在不同風攻角變化方面(參見圖 5-15 與圖 5-16)，顫振導數 H_1^* 在不同風攻角變化尚維持在負值，垂直向氣動力阻尼是穩定的；當風攻角為 4° 時，顫振導數 A_2^* 約在約化風速(U/fB)等於 3.3 時由負轉正，與 $B/D=8$ 之結果相差不大。

綜合前述試驗結果與分析，長跨橋梁外型設計變化各有不同，而設計時又須確認其斷面型式之穩定性。因此，若能先行建立常用斷面之氣動力資料庫，如本文研究的矩形斷面、六角形斷面與梯形斷面等，皆屬常用的設計斷面形狀，除可提供初設時的氣動力參數，亦可作為日後風洞試驗結果比較之基礎。目前在本計畫中已針對矩形、梯形與六角形等三種形狀橋體與兩個典型的寬深比(8 與 15)，藉由風洞斷面模型試驗之執行初步建立了相關的試驗標準作業流程，並建議了探討橋體斷面模型試驗技術與識別氣動力參數的分析方法。由於橋梁之氣動力穩定性與橋體斷面之形狀與尺度息息相關，若能持續增加橋體模型之形狀與寬深比，進而建立完整之氣動力資料庫以供工程與產業界之應用，則對國內設計此類橋梁確實具有高度之效益。

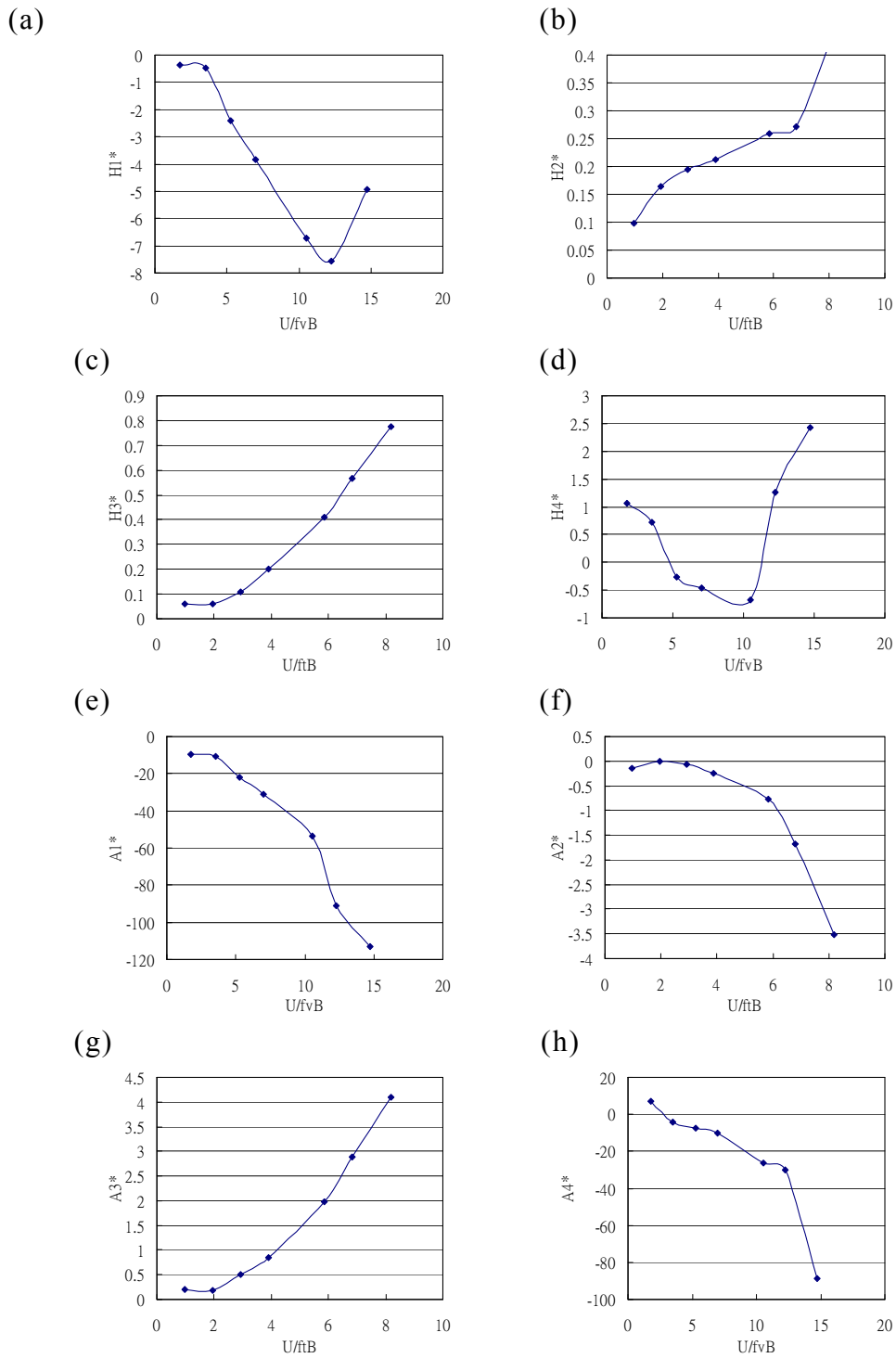


圖 5-13. 六角形斷面(B/D=8)顛振導數識別結果($\theta=0^\circ$)
 資料來源：本研究整理

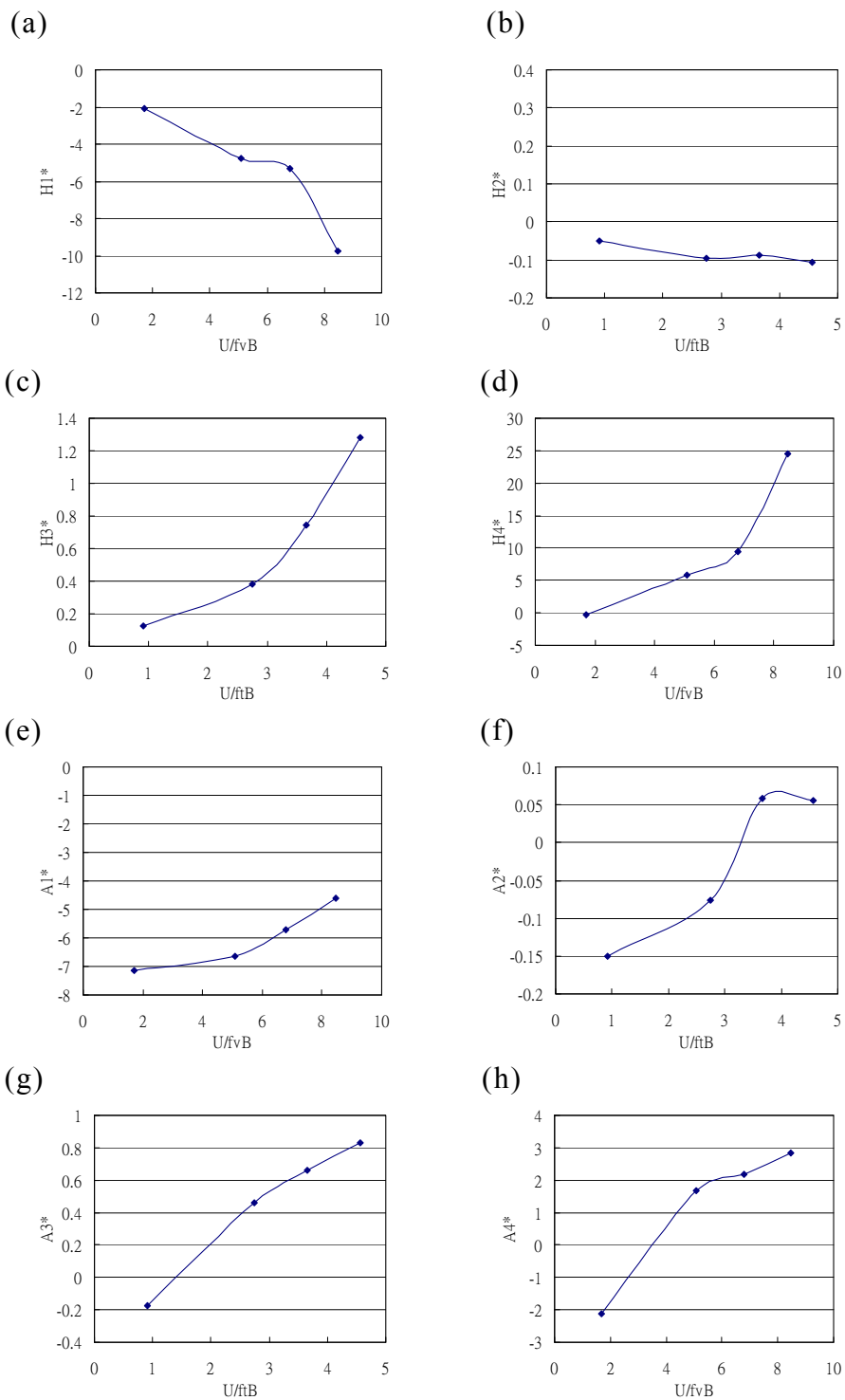


圖 5-14. 六角形斷面($B/D=8$)顫振導數識別結果($\theta=4^\circ$)
資料來源：本研究整理

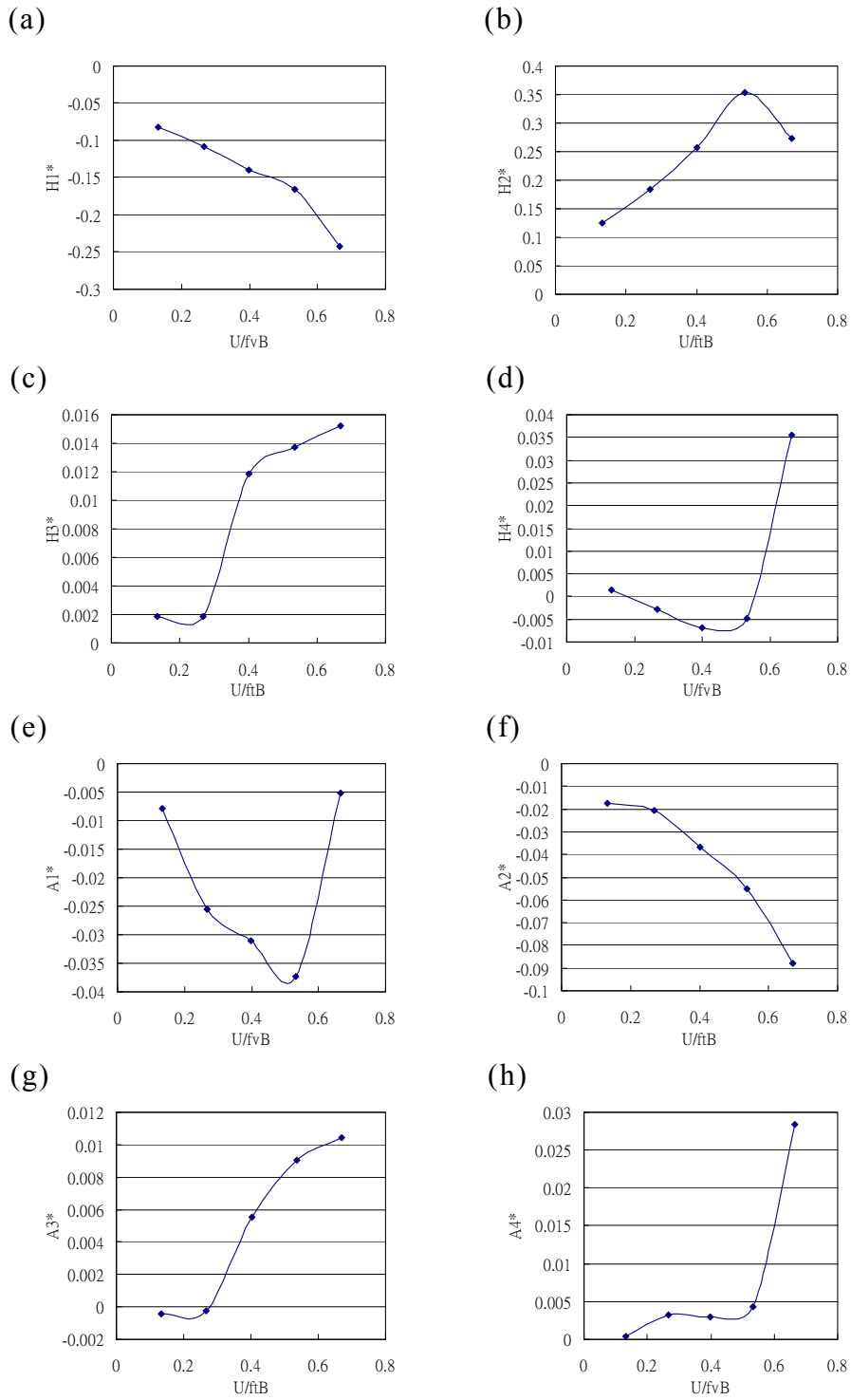


圖 5-15. 六角形斷面(B/D=15)顫振導數識別結果($\theta=0^\circ$)
資料來源：本研究整理

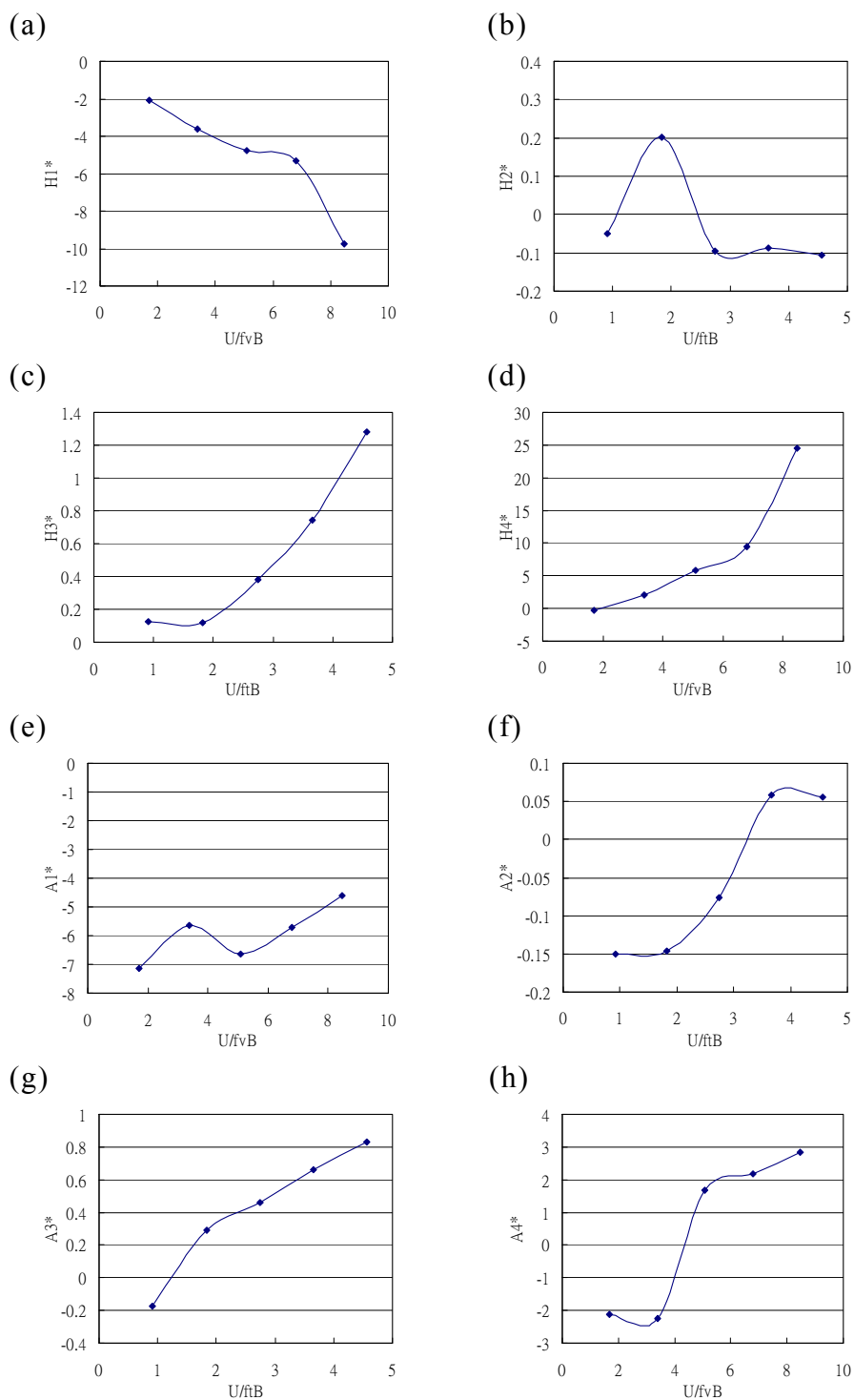


圖 5-16. 六角形斷面($B/D=15$)顫振導數識別結果($\theta=4^\circ$)
 資料來源：本研究整理

以斷面模型試驗評估長跨度橋梁抗風性能之研究

第六章 研究成果與檢討

第一節 研究結果

本研究之執行業已達成計畫既定之工作目標。茲針對目前已完成之成果，逐項分述如後：

一、文獻之收集與整理方面

1. 完成了國內外有關橋梁斷面模型試驗成果資料之收集與整理(第三章)，以描述目前橋梁斷面模型試驗之概況。
2. 完成了相關氣動力系統識別分析方法之文獻收集(第三章)。

二、風洞試驗方面

1. 完成了寬深比(B/D)分別為 8 與 15 之模型製作，並建立了模型製作之流程(第四章第一節)。
2. 整合了現有相關之試驗設備，並建構了一套試驗整備架構與量測之標準操作程序(第四章第一、二節)。

長跨度橋梁斷面模型風洞試驗之操作程序包含模型建構、儀器整備、模型架設、試驗量測與資料分析等 5 個基本步驟，已整理詳述於附錄一。

3. 完成了寬深比(B/D)為 8 與 15 矩形、梯形與六角形等三種橋體之斷面模型試驗，獲得了各橋體斷面在不同風攻角與風速下相應於垂直向與扭轉向振動位移之結果(第四章第三節)。

試驗結果顯示，所有個案在高風速時有振動量驟增情況之發生。此顛振發生之時機(風速)隨著橋體斷面形狀、寬深比與風攻角之改變而變化。然因受限於計畫之經費與執行期程，僅針對 2 個寬深比之結果尚不足以精準掌握各項參數改變所產生之變化趨勢，未來仍有待增加寬深比延續研究之執行以進行更詳盡之評估。

4. 依據前述試驗結果，獲得各情況之臨界風速，據以評估與比較橋

體斷面形狀與寬深比對氣動穩定性之影響(第四章第三節)。

三、數值模擬方面

1. 考量標準化風洞試驗流程，發展出簡便且有效的系統識別方法，據以獲得精準的氣動力參數(第五章第一、二節)。

依據試驗振動歷時資料，研究中提出了 MITD 的識別方法，以有效地求得各風速下橋體相應之顫振導數。

2. 以高屏溪斜張橋風洞實驗資料為例，驗證所用系統識別方法之準確性與適用性(第五章第三節)。

MITD 法經高屏溪斜張橋實例之驗證後，即應用於本研究之試驗分析中。

3. 依據風洞試驗垂直與扭轉向振動位移之時序列資料進行顫振導數之識別(第五章第四節)，進而據以細部分析橋體之氣動力行為。

除了依據橋體試驗在垂直與扭轉向之振動量結果以瞭解橋梁之振動反應外，研究中亦針對顫振導數與風速之變化關係，以橋體動態特性之觀點詮釋橋體之氣動力行為。

四、綜合分析

整合了斷面模型試驗結果，以臨界風速為指標，針對三種形狀之橋體初步評估並比較其氣動穩定性(第四章第三節)。

五、專家諮詢

本研究業於 101 年 3 月 2 日(於內政部建築研究所)與 101 年 11 月 20 日(於淡江大學城區部)舉行了 2 次專家諮詢會議，會中獲得了專家對本研究之指導與建議(詳附錄一)。

第二節 問題檢討與對策

一、斷面模型製作

為了要確保模型體之剛度與表面之硬度，研究中之橋體模型乃以金屬匡架為骨幹且內外填充或包覆以硬質之保麗龍製作。在研究初期選用保麗龍之硬度不足，使得於高風速試驗情況下模型表面略呈變形。此情況經置換以更高硬度之保麗龍後已獲改善。

二、模型頻率與阻尼比之調整

理想情況下，為使試驗在同樣之比較基礎下進行，橋體模型在扭轉向與垂直向之勁度(或頻率)、二者之比值(頻率比)與相應之阻尼比應儘量保持一致。然於實際情況中，當橋體之形狀變化時多少會造成模型質量與轉動慣量之改變。儘管在垂直向自然頻率上可藉彈簧長度之改變作微調，但在扭轉向之調整則相對困難。至於在阻尼比之決定與調整上亦面臨類似之問題。

前述問題之解決須歷經一段試誤的過程，在試驗中首先應以初步設定之架構進行量測，除確保試驗風速符合現有風洞設施之範圍外，另須適當選取阻尼油槽內黏滯性油料之種類，使阻尼比維持在合理的範圍內。

三、模型架設系統之固著

模型架設系統原係擺放於風洞測試段之地板上，單純地靠重力固著。然在進行梯形橋體試驗時，當來流風速約達 22 m/s 後曾發生因風速過高使得整個模型系統產生翻覆之情形，造成了架設系統、模型與試驗設備之損壞。

除了在橋台底部加以螺絲固定外，為避免懸吊模型被高風速氣流吹翻之情形再度發生，故於每次個案試驗中先行進行預吹之演練，以初步掌握每次模型試驗容許操作風速之上限，並於後續試驗逐次增加

以斷面模型試驗評估長跨度橋梁抗風性能之研究

風速時緊密監控模型振動反應之狀況，以確保在過程中橋體模型不致受損。

四、系統識別時試驗資料之數值分析處理

研究中模型系統識別之風洞試驗資料係針對外加初始位移衰減過程之時序列位移量數據進行數值分析。在部份之試驗情況中因鈍體非流線形程度顯著(尤其當風攻角大時)，使得橋體之位移在極短之時段內快速衰減，在進行數值分析時獲得了不穩定之結果。為解決此類問題，研究中必需重覆進行多次同樣的試驗，以增加資料分析樣本之數量。

第七章 結論與建議

第一節 結論

本研究之主要目的在提昇建研所試驗室在長跨度橋梁風洞試驗與分析之經驗與能力，增益其在工程與產業界之主導性與服務之能量。計畫中針對平滑劉中三種外形之橋體進行斷面模型試驗，以探討其氣動穩定性。目前獲得的結論計有如後八項：

- 一、收集與整理了國內外有關橋梁斷面模型試驗之成果資料。
- 二、收集與整理了氣動力系統識別分析方法之相關文獻。
- 三、整合了現有相關之試驗設備，並評估並建構了一套試驗整備架構與量測之標準操作程序。
- 四、完成了寬深比(B/D)為 15 矩形、梯形與六角形等三種橋體之斷面模型試驗，並獲得了各橋體斷面在不同風攻角與風速下相應於垂直向與扭轉向振動位移之結果。
- 五、考量標準化風洞試驗流程，發展了簡便且有效的系統識別方法，據以獲得精準的氣動力參數。
- 六、以高屏溪斜張橋風洞實驗資料為例，驗證了所用系統識別方法之準確性與適用性。
- 七、整合了斷面模型試驗結果，以臨界風速為指標，針對三種形狀之橋體初步評估並比較其氣動穩定性。
- 八、舉行了 2 次專家諮詢會議，會中並獲得了專家對本研究之指導與建議。

第二節 建議

本研究建議事項分述如後：

建議一

橋體氣動力資料庫之建立：立即可行建議

主辦單位：內政部建築研究所

協辦單位：社團法人中華民國風工程學會

礙於工作期程與經費之限制，本研究僅能針對有限種類(形狀、寬深比)之橋體進行剖析，故建置之橋體氣動力資料庫尚待充實，以增益其實用範圍。為擴展建研所風洞試驗室之服務範圍與能量(目前多著重於建築風力研究)，建議除持續提供有關長跨度橋梁之風力研究外，另宜增加與橋梁氣動力穩定性研究相關之計畫，使得橋體氣動力資料庫更形完備，對國內之橋梁之分析與設計提供更為實質之貢獻。

建議二

增加應用數值模擬分析風工程相關研究課題：中長期建議

主辦單位：內政部建築研究所

協辦單位：社團法人中華民國風工程學會

除了以風洞模型試驗進行橋體斷面之研究外，在計算機軟/硬體大幅進步的現今，應用計算流體動力學(computational fluid dynamics; CFD)之方法進行同樣的探討已臻成熟可行之際。目前國際知名的大型風洞試驗室多配置有 CFD 實驗室或研究團隊，除在實驗上提供服務能量外，亦能配合數值計算以建立數值風洞的機制，在分析上達到相輔相成之功效。建議未來建研所風洞試驗室應作 CFD 實驗室或研究團隊建制之規劃並持續支持 CFD 之風工程相關研究，以更提昇其服務能力與層次。

附錄一 斷面模型風洞試驗操作程序

長跨度橋梁斷面模型風洞試驗之操作程序包含模型建構、儀器整備、模型架設、試驗量測與資料分析等五個基本步驟。茲分述如後：

一、模型建構

(一)模型橋體之製作

模型之質量分布應儘量以均勻為佳，然為確保模型質量輕且剛性佳之要求，在實際情況尚難採單一材料製作，因此建議將模型之製作分為骨架與包覆物兩部份。研究中模型骨架係由鐵製中空方管焊接而成，骨架間之空隙則填充以高密度保麗龍。外部包覆物則使用尼龍板切割至適當大小黏合而成，黏合時須確定黏合處無突起之情形。

(二)模型質量之考量

實驗進行前須預先設定模型自然頻率之適當範圍。基本上，垂直向之頻率乃由彈簧系統之勁度以及模型之質量與轉動慣量決定，而扭轉向之頻率則藉系統中彈簧在橋寬方向距離之調整決定。於製作模型時，需確定模型質量符合實際橋體縮尺後之質量，並待選擇相應勁度之彈簧後，獲得模型自然頻率為之設定值。

二、儀器整備

(一)來流風速量測

皮托管架應設於上游不受模型影響之區域以量測來流風速。

(二)橋體反應量測

以 4 組雷射位移計量測橋面點之垂直向振動位移歷時資料，續將資料儲存於電腦中以作進一步之分析。橋體質心在垂直向之振動位移係由四支雷射位移計之歷時資料平均而得，而橋體扭轉向之角度變化則由兩側雷射位移計量測資料之差除以其上下游水平距離，取反正切 (\tan^{-1}) 函數而得。

三、模型架設

(一)基座與橋體之固定

為避免試驗基座被強風吹翻，其基座應鎖於風洞地板。橋體模型須固定於彈簧系統上。

(二)橋體自然頻率之決定

待模型架設無誤後，於無風情況，分別施予橋體垂直向與扭轉向之初始擾動後記錄自雷射位移計量得之歷時資料，並將資料作快速富利葉轉換(fast Fourier Transform; FFT)，以獲得橋體之自然頻率。其中，橋體垂直向之自然頻率可經由不同勁度彈簧之改變調整之。待彈簧選定後，扭轉向之自然頻率則經由彈簧間距之改變調整之。

(三)橋體阻尼比之調整

同前述之步驟，分別施予橋體垂直向與扭轉向之初始擾動後記錄自雷射位移計量得之歷時資料，並依據第四章第二節所述之方法獲得垂直向與扭轉向之阻尼比。阻尼比調整之途徑包括改變阻尼槽中油之黏滯度、改變槽中沉體之形狀與大小等。

四、試驗量測

將模型裝設於風洞測試段後，則可著手進行試驗量測。測試風速(可由皮托管結果監控)應自低速逐漸增加，建議自 2.5m/s 開始，每次增加約 2 至 4m/s，直至接近顫振臨界風速。每次風速調整後，需待約 1 分鐘風況穩定後方得進行試驗資料之收集。

過程中務應隨時觀察橋體模型之振動情況，以避免因模型振動過劇而發生吹壞之情形發生。

(一)橋體振動反應量試驗

待每次設定風速穩定後，以 500Hz 之採樣頻率收集 33000 個雷射位移信號(66 秒)。

(二)橋體顫振導數試驗

於前述振動反應量測完成後，繼施予模型約 2 至 3 公分之起始位移並立即釋放(以綁於彈簧系統架繩索之拉放進行)，繼而記錄橋體反應之歷時資料，以供後續系統識別之用。

五、資料分析

(一)橋體振動反應量

依據橋體振動反應量試驗之結果推求橋體質心在垂直向振動位移與橋體扭轉向角度變化之時序列資料，進而計算二者相應之均方根值擾動量。

(二)顫振導數

依據橋體顫振導數試驗之信號(衰減部份)，應用 MITD 法推求顫振導數(參見第五章)。

以斷面模型試驗評估長跨度橋梁抗風性能之研究

附錄二 期中會議意見回覆

審 查 意 見	回 覆
<p>一、海洋大學 張景鐘教授：</p> <ol style="list-style-type: none"> 1. 本研究對建研所未來承接橋樑風洞試驗之能力提升有很大的貢獻。 2. 未完成之寬深比定為 7.5 或 8，建議參考目前已完成或規劃中之大跨度橋樑斷面寬深比值。 3. 本研究有風洞試驗與數值模擬，系統識別分析，建議對斷面形狀、材質特性等數值加以說明，界定清楚。 <p>二、建國科技大學 陳若華教授：</p> <ol style="list-style-type: none"> 1. 研究內容對於建立未來大跨度橋樑設計所需之氣動力參考甚具價值。 <p>三、中央大學 朱佳仁教授：</p> <ol style="list-style-type: none"> 1. 此計畫可增強建研所在橋樑風洞實驗之研究能力。 2. 因地表風場大多為紊流風場，建議增加紊流來流之流況，與平滑流來流之結果比 	<p>此確為本研究預期目標之一。</p> <p>本計畫係參考常見之情況選定兩個典型橋梁斷面之寬深比(8與 15)。</p> <p>業依委員建議，於期末報告中作清楚之說明。</p> <p>本研究期盼未來能繼續獲得委託單位之支持，增加更多寬深比情況的探討，建立完整的資料庫，以增益其應用價值。</p> <p>除了在建築風力研究之範疇外，本研究之執行當能擴展建研所風洞實驗室在橋樑風力研究之能力。</p> <p>基於計畫執行期間與經費之限制，本研究之試驗來流係針對平滑流之情況，以專注於試驗技</p>

<p>較。</p> <p>3. 建議可與前人研究成果或理論比較。</p> <p>四、胡銘煌委員：</p> <p>1. 公路橋梁設計規範對公路橋梁(跨度 150M 以內)之耐風規定只有風壓力 390 kgf/m^2 之規定，因此本研究相當有意義。</p> <p>2. 二維斷面模型，是否可考慮更符合橋梁實務之形狀？</p> <p>3. 因橋梁結構系統都有其固定類型及形狀，如吊橋、斜張橋、鋼拱橋(上路、中路、下路)，4 鋼桁架橋 5 預力預鑄懸臂橋(箱型、曲線變化)等，是否可參考此等形狀，漸次研究？</p> <p>4. 目前全橋模型試驗為實務上應用的重點。本案以斷面模型試驗如何進行全橋(例如高屏溪橋)驗證？</p>	<p>術、程序與方法之建立。</p> <p>依委員建議辦理。</p> <p>本計畫倘能續獲支持，將在相關橋梁耐風設計規定上提供更多之參考資料。</p> <p>基於計畫執行期間與經費之限制，本研究僅能針對矩形、梯形與六角形 3 種基本橋梁斷面形狀進行探討。</p> <p>未來若能獲得持續之計畫補助，當能針對更符合橋梁實務之形狀進行評估。</p> <p>本計畫乃藉斷面模型試驗之進行建立建研所在橋梁風力分析之技術經驗與方法。研究中並以高屏溪橋之風洞試驗為例，驗證採用橋梁氣動力行為識別方法提之正確性與應用性。</p>
---	---

<p>五、台灣科技大學 陳瑞華教授：</p> <p>1. 橋梁斷面風洞試驗操作程序之內容包括哪些部份？</p> <p>六、成功大學 謝俊民教授：</p> <p>1. 與國內外風洞試驗成果之比較整理增加此計畫在台灣長橋樑斷面模型之可行性穩定性說明。</p> <p>2. 資料庫之使用及應用上的可能限制說明。</p> <p>3. 可否利用數值分析與模擬推估其他的 B/D(寬深比)使用可能？</p> <p>六、海洋大學 蕭葆義教授：</p> <p>1. 試驗所選用之斷面模型寬深比 B/D=15 及 7.5 二種。建議補充敘明選用該比值之原因。</p> <p>2. 系統識別方法，已使用高屏溪斜張橋之風洞試驗資料驗證。建議未來將本文試驗資料數據納入驗證該系統識別方</p>	<p>一般而言，斷面模型風洞試驗之程序包括模型製作、儀器整備、試驗量測、系統識別、氣動力穩定性分析與評估等。</p> <p>於期末報告中依委員建議辦理。</p> <p>依委員意見，於期末報告中加註。</p> <p>隨著近年來計算機軟/硬體的快速成長，採用數值風洞，以 CFD 的方法進行橋梁氣動力穩定性在未來是極具研究潛力的。</p> <p>基於計畫執行期間與經費之限制，本計畫僅能就常見之情況選定兩個典型橋梁斷面之寬深比(8 與 15)。未來期盼能繼續獲得委託單位之支持，增加更多寬深比情況的探討，建立完整的資料庫，以增益其應用價值。</p> <p>研究中之系統識別方法，經高屏溪斜張橋之風洞試驗資料驗證，將用於計畫中所有橋梁斷面模型之氣動力行為分析。</p>
--	---

<p>法。</p> <p>五、蔡東和委員：</p> <p>1. 藉由本研究建立風洞試驗之橋樑風洞試驗能量。業界若能在國內就近進行風洞試驗可提高設計單位較佳之互動，期待看到研究之成果運用在實務之工程。</p>	<p>本計畫藉斷面模型試驗之進行與分析建立建研所在橋梁風力分析之技術經驗與方法，並期以計畫之研究成果作為提昇建研所風洞試驗室在橋梁風力分析服務能量之基礎。</p>
---	---

附錄三 期末會議意見回覆

審 查 意 見	回 覆
<p>一、中華民國土木技師公會全聯會 胡銘煌總監：</p> <ol style="list-style-type: none"> 1. 模型係連接於四組懸吊彈簧，其垂直向及扭轉向之基本頻率即依此適當選取，而影響結果很大，是否可進一步以示意圖說明。 2. 第 12 頁中說明”故橋梁最大設計風速必須大於顫振效應之臨界風速”，是否可調整說法？ 3. 第 15 頁最後一段提到”由(2-7)式得知”，但找不到(2-7)式。 4. 結論第七項以”臨界風速為指標”針對三種形狀評估結果，是否可用簡單文字比較其”氣動穩定性”，可讓設計人參用，則更有價值。 	<p>依據委員之建議，增加示意圖說明於圖 4-4。</p> <p>依據委員之提點，已將”大於”修正為”低於”。</p> <p>(2-7)式係於第 14 頁第 17 行。</p> <p>一般而言，長跨度橋梁依現地氣象情況有既定之設計風速。由於臨界風速為該橋體發生顫振時之風速，故應小於橋梁之設計風速以避免橋體因顫振造成劇烈振動而毀壞。因此，臨界風速愈高意指橋體較不易受風破壞，或其氣動穩定性愈佳。</p>
<p>二、建國科技大學 陳若華教授：</p> <ol style="list-style-type: none"> 1. 本計畫成果均能達成原規劃目標，且對橋梁抗風設計有具體貢獻。 2. 部分顫振導數在 $B/D=8$ 與 15 	<p>謝謝委員之肯定。</p> <p>由於個案數目之不足，目前尚難</p>

<p>時，其變化趨勢呈現相反，如矩形斷面的 H_4^*, A_2^* 及六角形斷面的 A_4^*，宜加以評估。</p> <p>3. P59 中所謂”不對稱風嘴邊緣”可再加以說明。</p> <p>4. 圖號請統一以”圖 5-10”(舉例)方式呈現。</p>	<p>以針對三種斷面作整體性趨勢之評估。期盼建研所能繼續支持本案之延續研究，將斷面寬深比之探討數量增加，如此將能作更確實之定論。</p> <p>已將”不對稱風嘴邊緣”改為”銳緣”，以避免詞意之誤解。</p> <p>第五章部份圖號標示不一致處業已依照委員之建議修正。</p>
<p>三、海洋大學蕭葆義教授：</p> <p>1. 本研究完成了寬深比 8 與 15 矩形、梯形與六角形之斷面模型試驗。第六章第一節之研究成果，建議增列結論，亦即將第四章及第五章之結果內容中重要結果精簡納於第六章第一節。</p>	<p>遵照委員之建議，於期末報告第六章第一節中增列結論。</p>
<p>四、海洋大學 張景鐘教授：</p> <p>1. 計劃之進行，對台灣未來橋梁風洞實驗能力提升有很大的助益。</p> <p>2. 文獻收集中，請補充國內外知名長跨度橋梁之基本特性資料，如長寬比、斷面型式、頻率、阻尼比...等。</p> <p>3. 風洞試驗進行不同風攻角(0°, $\pm 4^\circ$, $\pm 8^\circ$)數值模擬與分析驗證和系統識別只有 0° 和 $\pm 4^\circ$ 結</p>	<p>謝謝委員之肯定。</p> <p>遵照委員之建議，於第五章中列舉了高屏溪橋之斷面模型尺寸與相關參數。</p> <p>由於在進行系統識別試驗資料收集時，起始施加位移之衰減極快。尤其當風攻角為 8° 時，橋</p>

<p>果。欠缺$\pm 8^\circ$之分析結果，請補充說明。</p>	<p>體之鈍體程度更為嚴重，使得位移之衰減時間過短而難以有效地從事分析。另一方面，在振動量之量測中，由於橋體振動均方根值隨風速之變化呈現出橋體之振動反應，已足以顯示出其相應氣動力行為之表現。</p>
<p>五、台灣科技大學 陳瑞華教授：</p> <ol style="list-style-type: none"> 1. 本研究報告內容充實。 2. 針對擴建資料庫，下一步建議考慮之斷面為何？ 3. 可否略述試驗中調整阻尼比之試驗過程？ 	<p>謝謝委員之肯定。</p> <p>“口”形斷面是另一個常見之橋梁斷面。期盼建研所在為來能繼續支持本案之延續研究，除增加斷面形狀外，亦須增加寬深比之探討數量，以提昇成果資料庫之完整性。</p> <p>已增加調整阻尼比之試驗過程於附錄一。</p>
<p>六、建研所 劉文欽博士：</p> <ol style="list-style-type: none"> 1. 模型長度的選取考量因素為何？ 2. 此次研究不同的 B/D 比，阻尼也不同，是否有特殊考量？ 	<p>由於斷面模型試驗僅針對垂直與扭轉兩個方向之自由度，為模擬二維之振動情況，理論上斷面模型之長度愈長愈佳。然考量試驗之執行，研究中採用 1m 之長度。</p> <p>本計畫因受限於經費與期程，僅針對兩個典型寬深比(8 與 15)之情況進行探討。倘欲建立完整之試驗資料庫，則應針對常見之寬深比範圍(約 5 至 15)增加更多個</p>

<p>3. 圖 4-16 風攻角為 8° 時有一個 peak，是原因為何？有否可能因為阻尼變小而變大？</p> <p>4. 實際橋梁模型之製作要如何進行，可否提供詳細的流程？</p> <p>七、建研所 陳建忠組長：</p> <p>1. 本案重點是以斷面模型來試驗，則與全模型試驗試驗有何優缺點？使用時有何注意事項？</p> <p>2. 在國內外有無以斷面模型試驗的良好案例及檢討，請惠予補</p>	<p>案之研究。另一方面，長跨度橋梁之阻尼比約在 5% 左右。儘管在本研究中採用之阻尼比稍有不同，然其對顫振臨界風速結果之影響並不顯著。</p> <p>圖中反應尖峰(peak)值主要是因共振發生所致。當共振發生時，橋體之氣動阻尼為負，但其絕對值小於結構之材料阻尼比。由於整體阻尼(二者之和)變小，橋體之振動反應則相對地變大。</p> <p>已增加橋梁斷面風洞試驗過程(包括模型製作)於附錄一。</p> <p>斷面模型有製作較易、造價較低、試驗執行較便捷與省工省時、具較完備之分析理論基礎等優點。對直線走向均勻斷面之橋梁而言，由於橋梁頭尾係以自由端考量，斷面模型試驗之結果甚較保守。另一方面，全橋模型在製作上費工費時，需要大量的成本與時間，以確保模型幾何與動力條件符合模型縮尺之相似律。一般對曲線走向、非均勻斷面、跨度頗大之橋梁，為掌握多自由度之橋體振動，宜考慮採用全橋模型進行試驗。</p> <p>依委員建議，有關國內外以斷面模型進行風洞試驗的案例已補</p>
--	--

<p>充。</p> <p>3. 所謂的斷面是否指一棟長度的橋段，共要有多長或全長多少比例方符合實需。</p>	<p>充於期末報告第三章中。</p> <p>由於斷面模型試驗僅針對垂直與扭轉兩個方向之自由度，為模擬二維之振動情況，故理論上斷面模型之長度愈長愈佳。然考量試驗之執行，研究中採用 1m 之長度。</p>
--	--

以斷面模型試驗評估長跨度橋梁抗風性能之研究

附錄四 專家諮詢會議意見回覆

第一次專家諮詢會議

內政部建築研究所委辦計畫專家諮詢會議

計畫名稱：以斷面模型試驗評估長跨度橋梁抗風性能之研究

日期：101年3月2日(10:30-12:00)

地點：內政部建築研究所，15樓第二會議室

主持人：方富民

陳振華

出席人員：

內政部建築研究所	林建宏 組長	林建宏
	郭建源 先生	郭建源
淡江大學土木系	林堉溢 教授	林堉溢
新北市政府工務局	高宗正 局長	高宗正
公路總局新工組	夏明勝 組長	夏明勝
台聯工程顧問公司	柯鎮洋 總經理	柯鎮洋
林同棧工程顧問公司	劉以毅 副理	劉以毅

專 家 意 見	回 覆
<p>一、內政部建研所 林建宏組長：</p> <ol style="list-style-type: none"> 1. 本案為建研所第一次針對橋梁風洞試驗進行之研究工作，希冀未來本所能協助工程界解決橋梁氣動力之問題。 2. 請研究單位能協助本所在橋梁風洞之實驗能力。 <p>二、內政部建研所 郭建源先生：</p> <ol style="list-style-type: none"> 1. 請研究單位儘速與風洞實驗室確認風洞試驗排程。 2. 請研究單位協助風洞實驗室建立橋梁風洞試驗作業程序。 <p>三、淡江大學土木系 林堉溢教授：</p> <ol style="list-style-type: none"> 1. 橋梁風洞在建立之初，大型風洞實驗室曾進行驗證工作，應可滿足橋梁風洞試驗之需求。 2. 研究團隊在橋梁風洞研究相當多，應可勝任本計畫。 <p>四、新北市政府工務局 秦繼孔技正：</p> <ol style="list-style-type: none"> 1. 新北市目前有多座連結台北市景觀橋之興建規劃案，因其造型特殊，未來可能須仰賴貴所提供風洞服務。 	<p>本計畫進行的橋梁斷面模型風洞試驗研究可提供長跨度橋梁設計時所需的資訊，並能協助工程界解決橋梁氣動力穩定性的分析問題。</p> <p>本計畫兼具實驗探討、理論分析與實務應用之成效，主要預期目標即在提升建研所風洞試驗室在長跨度橋梁風力分析之服務能量。</p> <p>預定於 3 月 23 日前提出風洞試驗排程，並至歸仁風洞實驗室協調研商。</p> <p>遵照辦理；此屬本計畫之工作項目。</p> <p>委員之建議將納入計畫考量。</p> <p>敬謝委員之意見。</p> <p>本研究將探討橋梁氣動力穩定性行為並建立風洞試驗資料庫，將有助於提升建研所風洞試驗室在長跨度橋梁風洞試驗之服務能量。</p>

五、公路總局新工組 夏明勝組長：

1. 橋梁風洞試驗研究數量在國內相當少，已往具規模的斜張橋多直接送至國外試驗，除費用昂貴之外，對國內這方面研究是無法深植的。因此，類似之研究案若能持續推動，將有助於橋梁風洞試驗能力之本土化，對工程界有很大之助益。

六、台聯工程顧問股份有限公司
柯鎮洋總經理：

1. 新式斜張橋風洞試驗費相當昂貴。然而，若將試驗費含於設計費用中，則可能會經費之低編而無法進行。因此，若能藉由此計畫協助提昇國內風洞試驗之服務能量，就無需送至國外進行風洞試驗，可節省更多的經費。

七、林同棧工程顧問股份有限公司
劉以毅副理：

1. 本公司目前已承接新北市幾座景觀橋設計，預計將有風洞試驗之需求，在預算執行時確實發生可用經費不足以進行風洞試驗之情形。

本案目標期建立本土化斷面模型風洞試驗模擬技術，並進一步提升建研所風洞試驗室在長跨度橋梁風力分析之服務能量，預期對工程界將有很大之助益。此外，將針對委員推動風洞試驗能力本土化之建議納入報告中。

國內斜張橋建造雖屬不多，但大多送國外進行風洞試驗，確實費時費力，而且對風洞試驗之本土化研究有非常不利之影響。本計畫兼具實驗探討、理論分析與實務應用之成效，當可協助推動本土風洞試驗能力之深植，並能降低設計成本。

如同前述之意見回覆，本計畫對本土風洞試驗能力之深植應能提供助力，以支援工程界迫切之需求。

內政部建築研究所委辦計畫專家諮詢會議

計畫名稱：以斷面模型試驗評估長跨度橋梁抗風性能之研究

日期：101 年 11 月 02 日(14:00 -16:00)

地點：淡江大學城區部 206 室

主持人：方富民

方富民

陳振華

陳振華

出席人員：

內政部建築研究所

郭建輝

海洋大學河工系

張景鐘 教授

張景鐘

淡江大學風工程中心

黃明慧 博士

黃明慧

淡江大學風工程中心

黎益肇 博士

黎益肇

其他人員：

專 家 意 見	回 覆
<p>一、海洋大學 張景鐘教授：</p> <ol style="list-style-type: none"> 1. 在矩形橋體方面(圖 4-18)，有關臨界風速與風攻角之關係中，為何兩種寬深比之變化趨勢正好相反？ 2. 請說明在梯形橋體情況中(圖 4-19)缺少了負攻角情況之結果。 3. 本計畫之執行當能擴展建研所風洞試驗之技術層次與服務範疇。 <p>二、淡江大學風工程中心 黎益肇博士：</p> <ol style="list-style-type: none"> 1. 建議於報告中納入橋梁風洞試驗之標準程序，讓操作者有所依循。 2. 可考慮增加紊流來流情況之探討。 	<p>相較於梯形和六角形情況，矩形橋體之鈍體特性更為明顯。隨著寬深比之改變，邊界層自橋體前緣分流後發生再接觸現象之位置各異，此應為變化趨勢正好相反之主因。未來期盼建研所能繼續支持本案之延伸研究，增加更多寬深比情況之探討，方能細部檢討造成此差異之成因。</p> <p>當梯形橋體(寬深比 15)之風攻角為負-4°與-8°時，儘管試驗風速已幾乎達到風洞運轉之上限(28 m/s)，模型已呈現整體上移的現象，故未獲得更高風速之結果以判定顫振之發生。</p> <p>此確為本計畫主要目標之一。</p> <p>依委員建議，增加標準操作程序於附錄一中。</p> <p>增加紊流來流情況之探討涉及大量之工作與經費，期盼建研所在為來能繼續支持本案之延續研究，以完成委員之建議工作。</p>

<p>三、淡江大學風工程中心 黃明慧博士：</p> <ol style="list-style-type: none">1. 目前在來流之攻角採用 0°、$\pm 4^\circ$ 與 $\pm 8^\circ$，其中 $\pm 8^\circ$ 之變化過大，建議採用 0°、$\pm 2^\circ$ 與 $\pm 4^\circ$ 較為實際。2. 研究團隊在橋梁風洞試驗研究之經驗與業績相當多，在本計畫獲得之成果豐碩。 <p>四、建研所 郭建源先生：</p> <ol style="list-style-type: none">1. 資料庫應以何種形式呈現最符合需求？	<p>倘能或支持以繼續進行延伸研究，將採用委員建議之風攻角變化。</p> <p>謝謝委員的肯定。</p> <p>當選擇基本斷面形狀後，長跨度橋梁之設計時首先會定出橋面寬(B)與橋體斷面厚度(D)，自設計中一旦獲得橋梁之動力特性，則可依據顫振導數結果進行全橋之動力計算以確認顫振臨界風速應大於橋梁之設計風速(顫振不會發生)。因此，除了在各風速下垂直與扭轉向橋體(均方根值)振動量與臨界風速之結果外，顫振導數之圖示亦為長跨度橋梁在初步設計階段之重要資料。</p>
--	---

參考書目

- [1] 楊永斌、陳振華(1998),「斜張橋之三維氣彈力穩定分析」,中國土木工程學刊,第10卷,第三期,第525-535頁。
- [2] 楊永斌、麥樹偉、陳振華,(2002)「纜索支撐橋梁之耦合抖振反應」,中國土木工程學刊,第十四卷,第一期,第31-42頁。
- [3] 林堉溢、鄭啟明、蔡子文(1997),「大跨度橋梁考慮振態模式耦合之之顫振及亂流效應分析」,結構工程期刊,第12卷,第1期,第107-117頁。
- [4] 林堉溢、鄭啟明、李鳳娟(1998),「斜張橋受風載重之顫振及亂流效應分析」,中國土木工程學刊,第10卷,第1期,第47-57頁。
- [5] 陳鉅昌(2003),「風工程問題之解析—數值模式之建構」,中興大學土木工程研究所博士論文。
- [6] 張鈞豪(2002),「梯形斷面懸吊式橋梁受風效應之數值模擬與風洞試驗研究」,中興大學土木工程研究所碩士論文。
- [7] 林其璋、黃群堯、王傑兒(1998)「鋼筋混凝土梁損壞之識別」,結構工程,第十三卷,第四期,19-39頁。
- [8] 陳振華、黃炯憲、黃嘉東(2001)「次空間法於火力發電廠煙囪之模態分析」,結構工程,第十六卷,第四期,99-117頁。
- [9] 陳振華、楊永斌(2004)「纜索支撐橋梁氣彈參數之探求」,中國土木工程學刊,第十六卷,第一期,11-21頁。
- [10] 林世權(1995),「風攻角和紊流場對長跨徑橋梁抖振之影響」,淡江大學土木工程研究所碩士論文。
- [11] Scanlan, R. H. and Tomko, J. J. (1971), "Airfoil and bridge deck flutter derivatives," *Journal of Engineering, Mechanics Division*, Vol. 97, pp. 1717-1737.
- [12] Sabzevari, A. and Scanlan, R.H. (1968), "Aerodynamic instability of suspension bridge," *Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE*, Vol. 94, No. EM2, pp. 489-519.

- [13]Sabzerari, A. and Scanlan, R.H. (1969), "Aerodynamic investigations of box girder bridges," *Journal of the Structural Division, ASCE*, Vol. 95, No. ST7, pp. 1517-1530.
- [14]Scanlan, R.H. (1978), "The action of flexible bridges under wind, I: Flutter theory," *Journal of Sound and Vibration*, Vol. 60, No. 2, pp. 187-199.
- [15]Scanlan, R.H. (1978), "The action of flexible bridges under wind, II: Buffeting theory," *Journal of Sound and Vibration*, Vol. 60, No. 2, pp. 201-211.
- [16]Scanlan, R.H. (1987), "Interpreting aeroelastic model of cable-stayed bridges," *Journal of Engineering Mechanics*, Vol. 113, No. 4, pp. 555-575.
- [17]Scanlan, R.H. and Jones, N.P. (1990), "Aeroelastic analysis of cable-stayed bridges," *Journal of Structure Engineering*, Vol. 116, No. 2, pp. 279-297.
- [18]Sarkar, P.P., Jones, N.P. and Scanlan, R.H., (1992), "System identification for estimation of flutter derivatives," *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, Vol. 41-44, pp. 1243-1254.
- [19]Bienkiewicz, B. (1987), "Wind-tunnel study of effects of geometry modification on aerodynamics of a cable-stayed bridge deck," *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, Vol. 26, pp. 325-339.
- [20]Bienkiewicz, B., Cermak, J. E. and Peterka J. A. (1987), "Wind-tunnel study of aerodynamic stability and response of a cabled-stayed bridge deck," *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, Vol. 26, pp. 341-352.
- [21]Iwamoto, M. and Fujino, Y. (1995), "Identification of flutter derivatives of bridge deck from free vibration data," *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, Vol. 54/55, pp. 55-63.
- [22]Larsen, A. (1997), "Prediction of aeroelastic stability of suspension bridges during erection," *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, Vol. 72, pp. 275-274.
- [23]Jain, A., Jones, N. P. and Scanlan R. H. (1998), "Effect of model damping on bridge aeroelasticity," *Journal of Wind Engineering and Industrial*

- Aerodynamics, Vol. 77-78, pp. 421-430.
- [24]Matsumoto, M. Yoshizumi, F., Yabutani, T., Abe, K. and Nakajima, N. (1999), "Flutter stabilization and heaving-branch flutter," *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, Vol. 83, pp. 289-299.
- [25]Gu, M., Zhang, R. and Xiang, H. (2000), "Identification of flutter derivatives of bridge decks," *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, Vol. 84, pp. 151-162.
- [26]Xu, Y.L., Sun, D.K., Ko, J.M. and Lin, J.H. (2000), "Fully coupled buffeting analysis of Tsing Ma suspension Bridge," *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, Vol. 85, pp. 85-96.
- [27]Ge. Y.J. and Tanaka, H. (2000), "Aerodynamic flutter analysis of cable-stayed bridges by multi-mode and full-mode approaches," *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, Vol. 86, pp. 123-153.
- [28]Foti, D. and Monaco, P. (2000), "Dynamic response of a bridge deck with one torsional degree of freedom under turbulent wind," *Wind and Structures*, Vol. 3, No. 2, pp. 117-133.
- [29]Phongkumsing, S., Wilde, K. and Fujino, Y. (2001) "Analytical study on flutter suppression by eccentric mass method on FEM model of long-span suspension bridge," *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, Vol. 89, pp. 515-534.
- [30]Noda, M., Utsunomiya, H., Nagao, F., Kanda, M. and Shiraishi, N. (2003), "Effects of oscillation amplitude on aerodynamic derivatives," *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, Vol. 91, pp. 101-111.
- [31]Lin, Y. Y. and Lieu, Y. L. (2003) "Geometrically nonlinear analysis of cable-stayed bridges subject to wind excitations," *Journal of the Chinese Institute of Engineers*, Vol. 26, No. 4, pp. 503-511.
- [32]Lin, Y.Y., Chen, C.M. and Lee, C.H. (1999), "Multiple tuned mass dampers for controlling coupled buffeting and flutter of long-span bridges," *Wind and Structures*, Vol. 2, No. 4, pp. 267-284.
- [33]Lin, Y.Y., Chen, C.M. and Lee, C.H. (2000), "A tuned mass damper for suppressing the coupled flexural and torsional buffeting response of long-span bridges," *Engineering Structures*, Vol. 22, pp. 1195-1204.
- [34]Santo, H. and Branco, P. (1989), "wind force on bridges-numerical vs.

- experimental methods "Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, Vol. 32, pp. 145-159.
- [35]Larsen, A. and Walther, J.H. (1996), "Aeroelastic analysis of bridge girder sections based on discrete vortex simulations," Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, Vol. 67/68, pp. 235-265.
- [36]Larsen, A. and Walther, J.H. (1998), "Discrete vortex simulation of flow around five generic bridge deck sections," Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, Vol. 77/78, pp. 591-602.
- [37]Kuroda, S. (1997), "Numerical simulation of flow around a box girder of a long span suspension bridge," Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, Vol. 67/68, pp. 239-252.
- [38]Selvam, R.P. and Govindaswamy, S. (2001), "Aeroelastic analysis of bridge girder section using computer modeling," Report for MBTC.
- [39]Jeong, U.Y. and Kwon, S.D. (2003) "Sequential numerical procedures for predicting flutter velocity of bridge sections," Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, Vol. 91, pp. 291-305.
- [40]Fang, F.M., Li, Y.C., Liang, C.C. and Chen, J.H. (2005), "Numerical predictions on the dynamic response of a suspended bridge with a trapezoidal cross-section," Journal of the Chinese Institute of Engineers, Vol. 28, No. 2, pp. 281-291.
- [41]Fang, F.M., Li, Y.C., Liang, T.C. and Chen, C.C. (2007), "Investigation on the aerodynamic instability of a suspension bridge with a hexagonal cross-section," Journal of the Chinese Institute of Engineers, Vol. 30, No. 6, pp. 1009-1022.
- [42]Shinozuka, M., Yun, C.B. and Imai, H. (1982), "Identification of linear structural dynamic system," Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE, Vol. 108, No. EM6, pp. 1371-1390.
- [43]Imai, K., Yun, C.B., Maruyama, O. and Shinozuka, M. (1989), "Fundamentals of system identification in structural dynamics," Probabilistic Engineering Mechanics, Vol. 4, No. 4, pp. 162-173.
- [44]Pappa, R.S. and Ibrahim, S.R. (1981), "A parametric study of the Ibrahim time domain model identification algorithm," Shock and Vibration Bulletin, Vol. 51, No. 3, pp. 43-72.

- [45]Mickleborough, N.C. and Pi, Y.L. (1989), "System modal identification using free vibration data," Structural Engineering and Earthquake Engineering, JSCE, Vol. 6, No. 2, pp. 2175-2285.
- [46]Huang, C.S., Yang, Y.B., Lu, L.Y. and Chen, C.H. (1999), "Dynamic testing and system identification of a highway bridge," Earthquake Engineering & Structural Dynamics, Vol. 28, pp. 857-878.
- [47]Sarkar, P.P., Jones, N.P. and Scanlan, R.H. (1994), "Identification of aeroelastic parameters of flexible bridges," Journal of Engineering Mechanics, ASCE, Vol. 120, No. 8, pp. 1718-1742.
- [48]Vienna Consulting Engineers (1993), "Wind-Tunnel Tests for Kao Ping Hsi Bridge: Section Model Tests," Report to CECI, Taipei, R.O.C.

以斷面模型試驗評估長跨度橋梁抗風性能之研究

以斷面模型試驗評估長跨度橋梁抗風性能之研究

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三段 200 號 13 樓

網址：<http://www.abri.gov.tw>

編者：方富民、陳振華、邱凱斌、陳沛兆

出版年月：101 年 12 月

版次：第 1 版

ISBN：978-986-03-4495-0 (平裝)