

各式橋梁斷面模型氣動力穩定資料庫分析研究

內政部建築研究所委託研究報告

102年度

# 各式橋梁斷面模型氣動力穩定 資料庫分析研究

內政部建築研究所委託研究報告

中華民國 102 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)

PG10202-0042

# 各式橋梁斷面模型氣動力穩定 資料庫分析研究

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：楊宗錦 張祁毓

內政部建築研究所委託研究報告

中華民國 102 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.....	IX
第一章 緒論.....	1
第一節 研究緣起與背景.....	1
第二節 研究方法.....	5
第三節 研究流程與執行進度.....	8
第二章 理論背景.....	11
第一節 長跨度橋梁之風力效應.....	11
第二節 氣動力參數.....	15
第三章 文獻資料蒐集與分析.....	19
第四章 風洞試驗.....	25
第一節 實驗設備與配置.....	25
第二節 橋體特性之獲取.....	31
第三節 試驗結果.....	35
第四節 試驗分析與評估.....	48
第五節 本研究與相關文獻結果之比較.....	56
第五章 系統識別方法.....	63
第一節 顫振導數之獲得.....	64
第二節 識別方法.....	66
第三節 數值模擬與分析驗證.....	71
第四節 風洞試驗結果與分析.....	76

第五節 小結.....	105
第六章 研究成果與檢討.....	107
第一節 研究結果.....	107
第二節 問題檢討與對策.....	110
第七章 結論與建議.....	113
第一節 結論.....	113
第二節 建議.....	115
附錄一 斷面模型風洞試驗程序.....	117
附錄二 期中會議意見回覆.....	121
附錄三 期末會議意見回覆.....	127
附錄四 專家諮詢會議意見回覆.....	131
參考書目.....	141

## 表次

表 4-1 橋體模型之結構特性.....	33
表 4-2 矩形橋體臨界風速比較表.....	48
表 4-3 梯形橋體臨界風速比較表.....	50
表 4-4 六角形橋體臨界風速比較表.....	51
表 4-5 冂形橋體臨界風速比較表.....	53
表 4-6 極端臨界風速比較表.....	55
表 4-7 矩形斷面情況文獻與本研究結果比較表.....	59
表 4-8 梯形斷面情況文獻與本研究結果比較表.....	60
表 4-9 六角形斷面情況文獻與本研究結果比較表.....	60
表 4-10 冂形斷面情況文獻與本研究結果比較表.....	61
表 5-1 高屏溪橋斷面模型參數.....	71
表 5-2 矩形斷面不同寬深比臨界風速比較表.....	78
表 5-3 梯形斷面不同寬深比臨界風速比較表.....	84
表 5-4 六角形斷面不同寬深比臨界風速比較表.....	92
表 5-5 冂形斷面不同寬深比臨界風速比較表.....	99



## 圖次

圖 1-1	四種橋梁模型斷面外型示意圖.....	6
圖 1-2	研究步驟流程圖.....	8
圖 1-3	研究甘特圖 .....	9
圖 4-1	風洞系統簡圖.....	26
圖 4-2	斷面模型試驗設置圖.....	26
圖 4-3	典型模型圖.....	27
圖 4-4	懸吊系統照片與簡示圖.....	27
圖 4-5	皮托管風速計.....	28
圖 4-6	薄膜式壓力轉換器.....	28
圖 4-7	雷射源.....	29
圖 4-8	雷射控制器.....	29
圖 4-9	資料擷取系統.....	30
圖 4-10	結構振動衰減示意圖.....	31
圖 4-11	試驗個案說明圖.....	35
圖 4-12	矩形橋體動態反應圖(B/D=5).....	36
圖 4-13	矩形橋體動態反應圖(B/D=8).....	36
圖 4-14	矩形橋體動態反應圖(B/D=10).....	37
圖 4-15	矩形橋體動態反應圖(B/D=12.5).....	37
圖 4-16	矩形橋體動態反應圖(B/D=15).....	38
圖 4-17	梯形橋體動態反應圖(B/D=5).....	39
圖 4-18	梯形橋體動態反應圖(B/D=8).....	40
圖 4-19	梯形橋體動態反應圖(B/D=10).....	40
圖 4-20	梯形橋體動態反應圖(B/D=12.5).....	41

圖 4-21	梯形橋體動態反應圖(B/D=15).....	41
圖 4-22	六角形橋體動態反應圖(B/D=5).....	42
圖 4-23	六角形橋體動態反應圖(B/D=8).....	43
圖 4-24	六角形橋體動態反應圖(B/D=10).....	43
圖 4-25	六角形橋體動態反應圖(B/D=12.5).....	44
圖 4-26	六角形橋體動態反應圖(B/D=15).....	44
圖 4-27	冂形橋體動態反應圖(B/D=5).....	45
圖 4-28	冂形橋體動態反應圖(B/D=8).....	46
圖 4-29	冂形橋體動態反應圖(B/D=10).....	46
圖 4-30	冂形橋體動態反應圖(B/D=12.5).....	47
圖 4-31	冂形橋體動態反應圖(B/D=15).....	47
圖 4-32	矩形橋體臨界風速比較圖.....	49
圖 4-33	梯形橋體臨界風速比較圖.....	49
圖 4-34	六角形橋體臨界風速比較圖.....	52
圖 4-35	矩形橋體臨界風速比較圖.....	52
圖 4-36	不同外形橋體臨界風速比較圖.....	54
圖 4-37	矩形橋體風洞試驗圖.....	56
圖 4-38	個案橋體斷面簡示圖.....	57
圖 4-39	個案橋體斷面簡示圖.....	58
圖 4-40	個案橋體斷面簡示圖.....	58
圖 5-1	橋梁斷面模型試驗二維運動示意圖.....	64
圖 5-2	高屏溪橋斷面模型簡示圖.....	71
圖 5-3	平滑流場位移反應.....	72
圖 5-4	平滑流場顫振導數識別結果.....	74

圖 5-5	矩形斷面顫振導數識別結果( $B/D=5$ ).....	79
圖 5-6	矩形斷面顫振導數識別結果( $B/D=8$ ).....	80
圖 5-7	矩形斷面顫振導數識別結果( $B/D=10$ ).....	81
圖 5-8	矩形斷面顫振導數識別結果( $B/D=12.5$ ).....	82
圖 5-9	矩形斷面顫振導數識別結果( $B/D=15$ ).....	83
圖 5-10	梯形斷面顫振導數識別結果( $B/D=5$ ).....	86
圖 5-11	梯形斷面顫振導數識別結果( $B/D=8$ ).....	87
圖 5-12	梯形斷面顫振導數識別結果( $B/D=10$ ).....	88
圖 5-13	梯形斷面顫振導數識別結果( $B/D=12.5$ ).....	89
圖 5-14	梯形斷面顫振導數識別結果( $B/D=15$ ).....	90
圖 5-15	六角形斷面顫振導數識別結果( $B/D=5$ ).....	93
圖 5-16	六角形斷面顫振導數識別結果( $B/D=8$ ).....	94
圖 5-17	六角形斷面顫振導數識別結果( $B/D=10$ ).....	95
圖 5-18	六角形斷面顫振導數識別結果( $B/D=12.5$ ).....	96
圖 5-19	六角形斷面顫振導數識別結果( $B/D=15$ ).....	97
圖 5-20	冂形斷面顫振導數識別結果( $B/D=5$ ).....	100
圖 5-21	冂形斷面顫振導數識別結果( $B/D=8$ ).....	101
圖 5-22	冂形斷面顫振導數識別結果( $B/D=10$ ).....	102
圖 5-23	冂形斷面顫振導數識別結果( $B/D=12.5$ ).....	103
圖 5-24	冂形斷面顫振導數識別結果( $B/D=15$ ).....	104



## 摘要

**關鍵詞：**長跨度橋梁、風洞試驗、斷面模型

### 一、研究緣起

常見的長跨度橋梁如懸吊橋或斜張橋等，除了有施工對環境衝擊較小之優點外，亦具壯觀之地標性，已成為目前世界上(超)長跨度橋梁之首選橋型。相對於一般橋梁，此類懸索式橋梁儘管上部結構較具抗震性，然在抗風方面則存在敏感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不同的氣動力行為。為確保這些橋梁的安全性，現階段則須藉由風洞試驗與數值理論方法檢核之。

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，而長跨度橋梁發展越來越多之趨勢已不容忽視，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。

### 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料庫等三大部份，涉及之工作包括風洞模型試驗、系統識別理論建構與分析。計畫中乃以 101 年前期計畫獲得的個案研究成果(3 種斷面形狀橋體與 2 個典型的寬深比)為基礎，繼續擴充到 4 種斷面形狀橋體(增加另一常見之門形斷面)與 5 個寬深比( $B/D = 5, 8, 10, 12.5$  與  $15$ )之情況，以涵蓋一般之工程應用範圍，據以建立更為完整之風洞試驗資料庫。此外，除了高屏溪斜張橋的實例外，研究中另引用了文獻中有關矩形、梯形、六角形與門形等斷面之風洞試驗結果進行了比對，驗證了本研究風洞試驗結果之正確性。

### 三、重要發現

本計畫之重要發現計有如後三項：

- 1、探討橋梁氣動力穩定性行為，增進細部分析之考量。
- 2、針對一般工程應用範圍，建立更為完整之風洞試驗資料庫。
- 3、擴展建研所風洞試驗室在長跨度橋梁風力分析之服務範疇，提昇其服務能量。

結果顯示，在氣動穩定性上四種斷面形狀中以六角形橋體的整體表現最佳，在設計上應作最優先之考慮。除六角形橋體外，當寬深比(B/D)為 5 時，矩形、梯形與冂形之氣動穩定性並無顯著差異，然以梯形表現較優。當寬深比大於 8 時，矩形是除六角形外之次佳選擇。此外，在梯形與冂形二者氣動穩定性的比較上，大寬深比情況(B/D=12.5 與 15)時以冂形較佳，而當寬深比為 8 時以梯形較優。

#### **四、主要建議事項**

建議一：增加應用數值模擬分析風工程相關研究課題：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

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。

建議二：長跨度橋梁風力規範之訂定：立即可行建議

主辦單位：內政部營建署、交通部公路總局、交通部臺灣區國道高速公路局

協辦單位：社團法人中華民國風工程學會

就國內之近況而言，長跨度懸索式橋梁規劃與興建案之數量明顯增加。然而，本國目前並無相應之風力規範，使得設計分析者無從依循。因此，長跨度橋梁風力規範之訂定勢在必行，以符合目前工程與產業界之亟需。

建議三

辦理本研究資料庫之推廣使用說明會：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

為使本計畫之研究成果能立即為相關長跨度懸索式橋梁規劃與設計之應用，可以辦理本研究資料庫之推廣使用說明會，俾供業界正確使用。

## ABSTRACT

**Keywords:** Long-span bridge; Wind tunnel test; Section model

### **I. Research Topic**

Data Base Analysis of Aerodynamic Stability of Long-span Bridges with Various Cross-sections by Wind Tunnel Experiments

### **II. Introduction**

Although the suspended/suspension bridges possess better resistance capability against earthquakes, they are relatively soft compared to normal long-span bridges. Therefore, the corresponding aerodynamic instability due to wind action becomes a 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.

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. Accordingly, the achievements of the project, including the related experimental techniques and theoretical methods, can be referred for future code composition.

### **III. Research Goals**

The present work includes promotion of wind tunnel sectional model experiment techniques, construction of system identification theory and establishment of the data base of wind tunnel results. The study extends its goal from the previous ABRI project in 2012 to explore the aerodynamic stability of cable-stayed bridges with four shapes of cross-sections so as to establish a more comprehensive data base for long-span bridge design. In addition, the wind tunnel data have been verified by comparing with the available wind tunnel results.

### **IV. Important Finding**

The important achievements of the project include

- establishment of sectional-model wind-tunnel test procedure,
- investigation of instability of long-span bridges with 4 typical cross-sections, and
- construction of a data base of wind tunnel results.

Results show that the hexagonal shape of bridge deck generally leads to the best performance of aerodynamic stability among all the four selections. Among the other three deck shapes, the aerodynamic stability of the rectangular shape is considered the second choice. Between the selection of the trapezoidal and U shapes, moreover, the former performs better as  $B/D$  is less than 8; when  $B/D$  is greater than 10, the latter has better aerodynamic performance.

## **V. Major suggestions**

The major suggestions are

- to promote the support and funding to wind engineering projects in the field of computational fluid dynamics,
- to draw up a wind resistant design code for long-span bridges, and
- to arrange a workshop to demonstrate the application of the data base achieved from the present study

## 第一章 緒論

### 第一節 研究緣起與背景

#### 一、緣起

由於近代橋梁構築技術之進步使得長跨度橋梁與日俱增，如懸索式橋梁與斜張橋等，其較為柔軟的特性提供了較佳之抗震性，但在抗風設計方面則顯得相對重要。長跨度橋梁除了有施工對環境衝擊較小之優點外，亦具壯觀之地標性，已成為目前國際間長跨度橋梁之首選橋型。相對於一般橋梁，懸索橋或斜張橋有著輕軟之結構特性，儘管其上部結構較具抗震性，然在抗風方面確實存在著敏感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同之氣動力行為。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(aeroelastic)效應所致。

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懸索橋橋梁設計中，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。

懸索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。為確保這些懸索式橋梁的安全

性，目前則須藉由風洞試驗與數值理論方法檢核之。

## 二、背景

自二次大戰以後，懸索式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懸索式橋梁。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長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年受風破壞後，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懸索式橋梁找到了增進整體橋梁氣動力穩定性的方法。

在台灣本島，懸索式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，而台灣的懸索式橋梁發展愈來愈多之趨勢已不容忽視。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方面之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精進與服務能量提升。因此，藉由本計畫之執行，除了可以增益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。

在 101 年的前期計畫中已針對矩形、梯形與六角形等三種斷面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，繼續增加橋體模型之形狀與寬深比進而建立更為完整之氣動力資料庫以供工程與產業界之應用則勢在必行。此外，長跨橋梁外型設計變化頗多，若能建立常用斷面之氣動力資料庫，可使業界在此類橋梁初步設計階段中能有精準的設計參數以為分析之重要依據，並可作為日後風洞試驗結果比較之基礎。

#### 四、計畫目的

本計畫擬針對懸索式橋梁，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。在成果與效益上除了可以精進建研所在橋梁風力分析之實驗技術與擴展服務能量外，更能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，

各式橋梁斷面模型氣動力穩定資料庫分析研究

提昇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，以達到如後三個目標：

- 1、探討橋梁氣動力穩定性行為，增進細部分析之考量。
- 2、針對一般工程應用範圍，建立更為完整之風洞試驗資料庫。
- 3、擴展建研所風洞試驗室在懸索式橋梁風力分析之服務範疇，並提昇其服務能量。

## 第二節 研究方法

### 一、研究方法與採用原因

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與系統識別理論建構與分析。計畫中乃以 101 年前期計畫獲得的個案研究成果(3 種斷面形狀橋體與 2 個典型的寬深比)為基礎，繼續擴充到 4 種斷面形狀橋體(增加另一常見之 I 形斷面)與 5 個寬深比( $B/D = 5, 8, 10, 12.5$  與  $15$ )之情況，以涵蓋一般之工程應用範圍，並藉試驗技術與系統識別理論方法之建立進行斷面模型試驗量測，據以建立更為完整之風洞試驗資料庫。

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，藉實驗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版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。

### 二、研究內容

本研究之內容包括如後六個範疇：

#### (一)國內外研究文獻之收集與整理

蒐集國內外有關橋梁斷面模型試驗與氣動力識別分析方法與成果資料。

(二)橋梁斷面模型之製作(參見圖 1-1)

- (1) 3 個寬深比( $B/D=5, 10, 12.5$ )矩形斷面模型。
- (2) 3 個寬深比( $B/D=5, 10, 12.5$ )梯形斷面模型。
- (3) 3 個寬深比( $B/D=5, 10, 12.5$ )六角形斷面模型。
- (4) 5 個寬深比( $B/D=5, 8, 10, 12.5$  與  $15$ ) 冂形斷面模型。

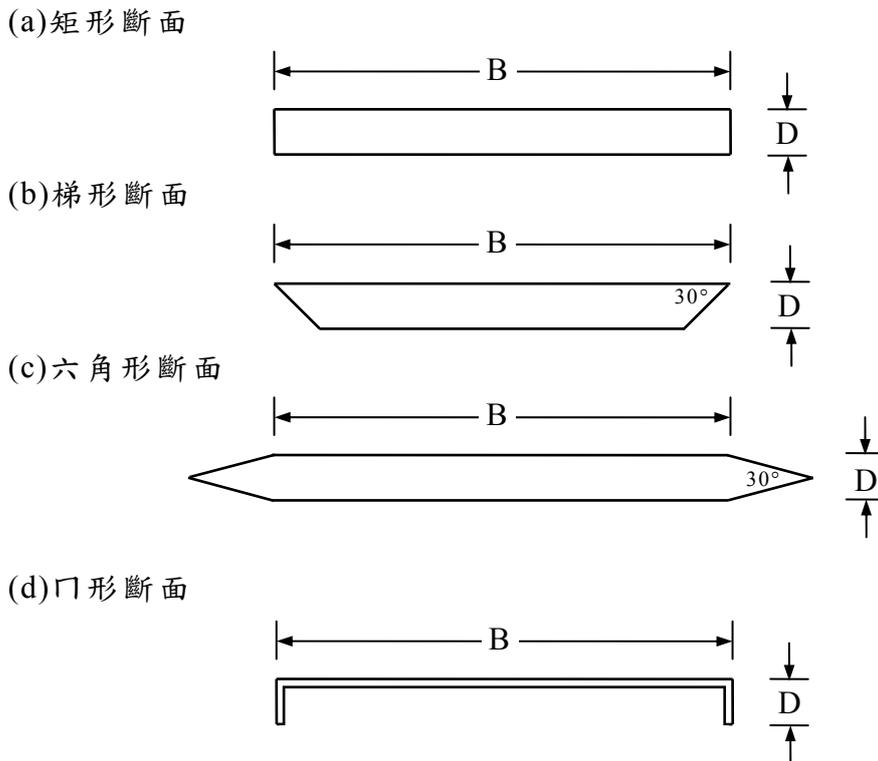


圖 1-1. 四種橋梁模型斷面外型示意圖

資料來源：本研究整理

(三)風洞試驗之量測

針對各種斷面模型，量測在不同風速、5 個垂直風攻角( $0^\circ, \pm 2^\circ, \pm 4^\circ$ )之橋體振動反應。

(四)實驗數據分析

(1)採用工具變數修正 Ibrahim 時間域識別法(modified Ibrahim time domain identification technique，簡稱 MITD 識別法)，精進標準化風洞試驗流程，獲得精準的氣動力參數。

(2)綜合所有個案結果，進行顫振導數之分析與比較。

(五)風洞試驗模擬技術評估

(1)檢核識別結果，風洞試驗架構再評估。

(2)斷面模型風洞試驗模擬準則精進與再評估。

(六)建立試驗資料庫

(1)整合 4 種斷面形狀與 5 個斷面寬深比(20 種斷面尺寸)之模型試驗結果，建立更為完整橋梁之氣動力參數資料庫。

(2)提升建研所橋梁風洞試驗能力，以為爾後相關研究之參考。

### 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)：

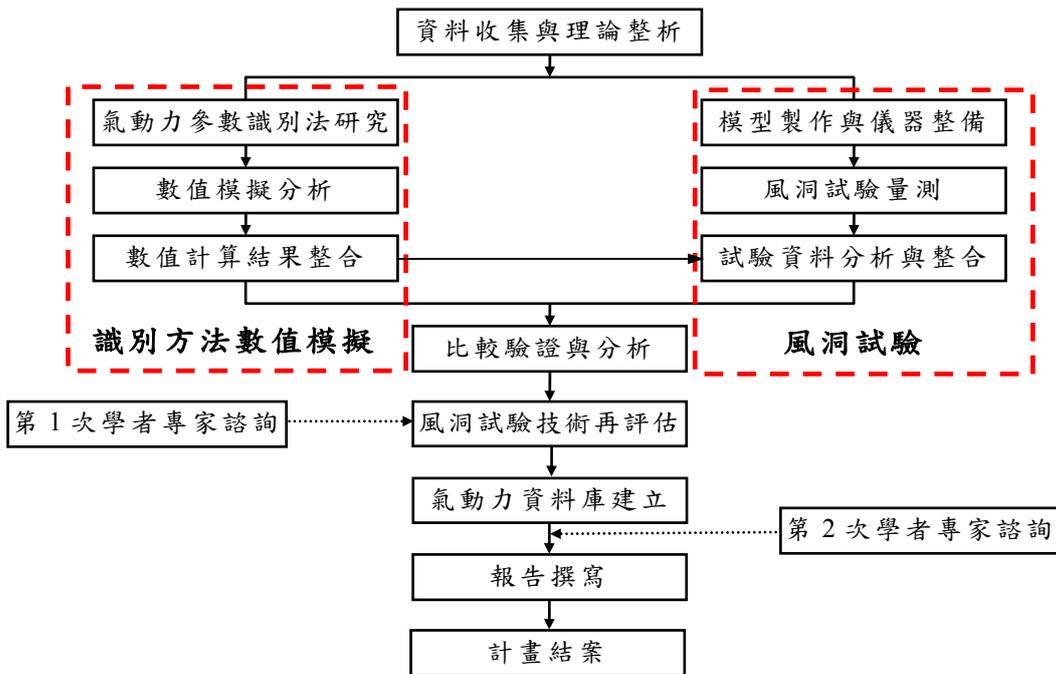


圖1-2. 研究步驟流程圖

資料來源：本研究整理

#### 一、風洞模型試驗

- (一) 國內、外研究文獻之收集與整理。
- (二) 不同斷面模型風洞試驗。
- (三) 依識別結果修正斷面模型風洞試驗架構。
- (四) 檢核識別結果，風洞試驗架構再評估。
- (五) 不同斷面模型與風攻角變化之氣動力參數研究。
- (六) 建立斷面模型氣動力參數資料庫。

#### 二、氣動力參數識別

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

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、風洞試驗量測與分析、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 1 個 月	第 2 個 月	第 3 個 月	第 4 個 月	第 5 個 月	第 6 個 月	第 7 個 月	第 8 個 月	第 9 個 月	第 10 個 月	第 11 個 月	備 註
文獻資料收集	■											
識別理論研究	■	■	■									
斷面模型製作		■	■									
試驗儀器整備		■	■	■								
風洞試驗量測 與分析			■	■	■	■	■	■				
期中報告				■	■	■						查核點 1
風洞試驗模擬 程序評估				■	■	■	■					
比較驗證與 分析					■	■	■	■	■	■		
風洞試驗模擬 準則評估						■	■	■	■	■	■	
氣動力參數 資料庫建立							■	■	■	■		
專家座談						■				■		
期末報告											■	查核點 2
預定進度 (累積數)	5 %	13 %	23 %	33 %	43 %	55 %	65 %	75 %	83 %	93 %	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(torsional 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)繼使用隨機振動理論(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之影響。一般而言，橋梁的抖振效應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有使橋體材料產生疲勞(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發生分離(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風壓的不同，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：

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

其中， $U$ 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)，通常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造成了相應之扭轉彎矩及扭轉位移，繼使氣流相對之風攻角隨之增加，進而導致扭轉彎矩再形增加，如此反覆作用。而當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

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。一般橋梁斷面並不受風馳效應影響，而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，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，而顫振乃發生於結構整體阻尼(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)，必須視此因風所引發出來的運動能量小於或超出此結構系統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：

#### (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，亦即就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量測與分析。茲就相關之氣動力參數分別說明如後。

### 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[12]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  $\alpha$ 、 $\dot{\alpha}$ 、 $\ddot{\alpha}$  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

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

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

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

$$\left(\frac{U}{f_t B}\right)^2 \frac{C_M(\cos\phi_T - i\sin\phi_T)}{2(2\pi)^2\alpha} = iA_2^* + A_3^* \quad (2-6)$$

其中， $\phi$  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  $v$  與  $t$  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，讓橋體能作兩個自由度的運動。
- (3) 求取  $A_1^*$  與  $A_4^*$  時不鎖住橋體，讓橋體能作兩個自由度的運動。
- (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：

$$m\ddot{y}(t) + c\dot{y}(t) + ky(t) = f(t) + [A_1\ddot{y}(t) + A_2\dot{y}(t) + A_3y(t) + \dots] \quad (2-7)$$

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作氣動力質量力。

由於空氣密度與實際建築物質量密度相去甚遠，因此氣動力質量力通常不予考慮。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，氣動力阻尼力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，氣動力阻尼力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。



### 第三章 文獻回顧

由於纜索支撐橋梁對風力頗為敏感，故風力也是此類橋梁破壞的主因之一。自 1940 年 Tacoma Narrows Bridge 破壞之後，橋梁工程師意識到氣彈力在纜索支撐橋梁設計上具有相當大之影響，因此開始針對相關的反應進行探討與研究，以深入了解橋梁氣動力的特性。然而，具鈍體外形之橋梁因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，首須瞭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[13,14]曾發展一套顫振理論來描述氣動力。Scanlan & Tomko[12] 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，且其影響橋梁動態反應的大小與顫振臨界風速。Scanlan 在 1978 年[15,16]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 [17,18]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。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。

在其他相關的風洞試驗研究方面，Sarkar 等[19]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[20]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[21]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[22]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[23]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[24]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 $-5^\circ$ 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[25]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[26]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[27]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[28]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[29]採白噪音(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[30]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[31]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，在檢視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]解析斜張橋之氣動力穩定性；林等[3-4,32]檢視長跨度橋梁受風作用下之顫振與抖振反應；Lin 等[33,34]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。此外，方等[5]針對矩形、梯形與六角形等三種典型形狀之橋體斷面，探討 2 個寬深比(B/D)在不同垂直風攻角來風作用下之氣彈力行為，進而評估其相應之氣動力穩定性。

茲將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[35]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，平均升力係數與風攻角成正比；而在無攻角來流下平均升力係數為負值，平均阻力係數為最小。Larsen 等[36,37]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[38]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[39]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，預測之阻力係數(drag coefficient)雖略低於風洞試驗結果，然在預測顫振風速方面，計算值與風洞實驗頗為一致。陳[6]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，而平均升力係數(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升力係數。張[7]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[40]使用移動網格的有限元素方法模擬四種不同形狀的橋板，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[41,42]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頗多，Shinozuka 等[43]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 square

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)，此類時間序列方法主要是建立在AR(auto-regressive)模式。Imai 等[44]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[45]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，以複數模態列出線性系統之自由衰減振動反應式。Mickleborough & Pi[46]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[8]應用隨機遞減法進行鋼筋混凝土梁損壞之識別研究。Huang 等[47]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]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[48]亦針對日本 Tsurumi Bridge 進行了顫振導數的識別。



## 第四章 風洞試驗

研究中以風洞試驗，針對四種斷面形狀(矩形、梯形、六角形、冑形)、五種寬深比( $B/D = 5, 8, 10, 12.5$  與  $15$ )之橋體進行模型試驗，依據橋體在各種不同風速、五個垂直風攻角( $0^\circ, \pm 2^\circ, \pm 4^\circ$ )情況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 77.9 m，最大寬度為 9.12 m，最大高度為 15.9 m，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 500 kW，最高轉速為 390 rpm)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)。橋體斷面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 5 種寬深比( $B/D = 5, 8, 10, 12.5$  與  $15$ )下模型橋體之橋面寬度(B)分別為 20、32、40、50 與 60 cm。包含橋體與模型架設系統，模型試驗之阻塞比(blockage ratio)小於 4%。隨著來流風速之不同，模型試驗之雷諾數( $Re = UD/\nu$ ；U 為來流風速)約在  $5 \times 10^3$  至  $8 \times 10^4$  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，模型係連結於四組懸吊彈簧，並藉彈簧勁度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。

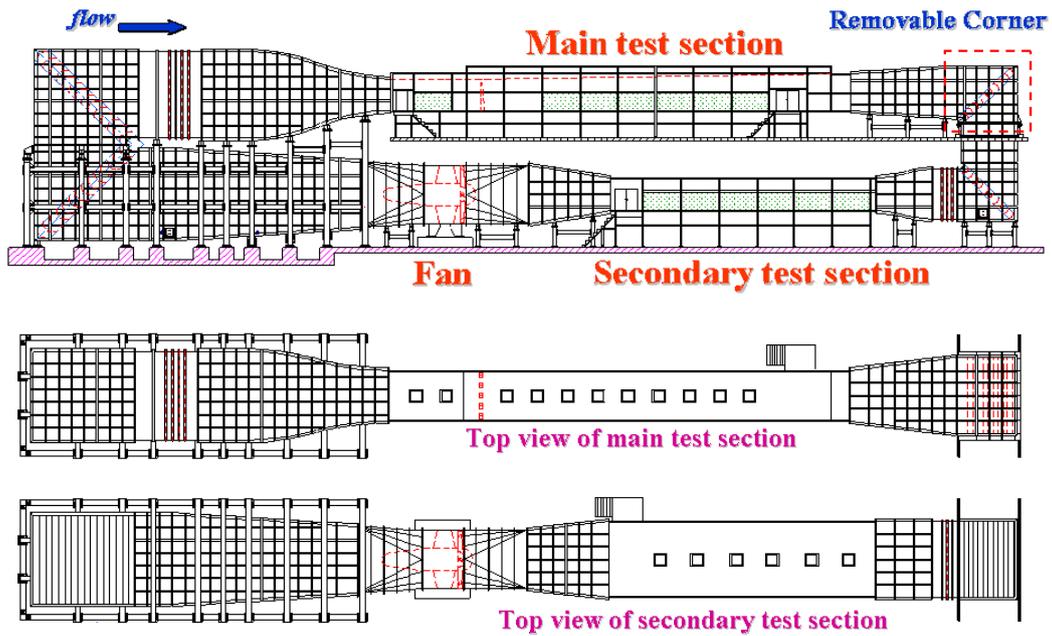


圖 4-1. 風洞系統簡圖

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

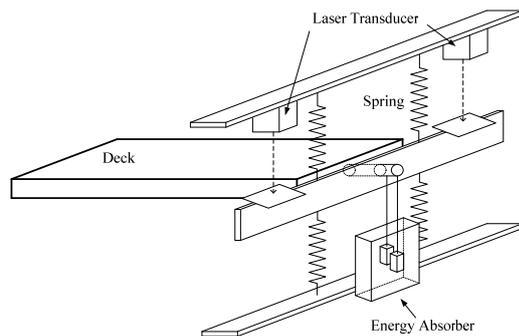
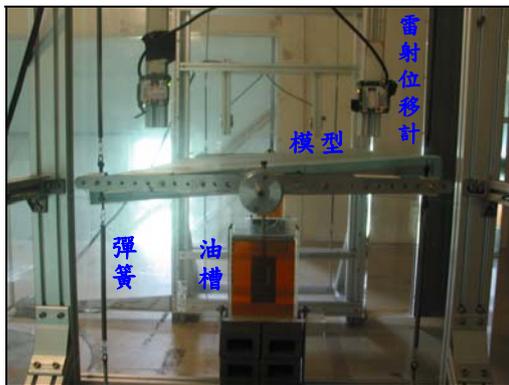


圖 4-4. 懸吊系統照片與簡示圖

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( $\Delta p$ )後，即代入後式計算出相應之風速( $\rho_{\text{air}}$  為空氣密度)。

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

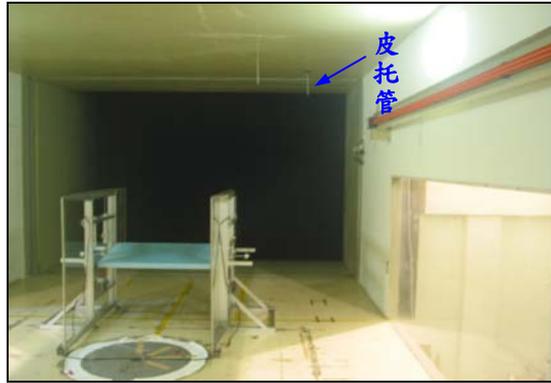


圖 4-5. 皮托管風速計

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，並作進一步的統計分析。



**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( $\zeta$ )之決定則是採用自由振動對數衰減(logarithmic decrement)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

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

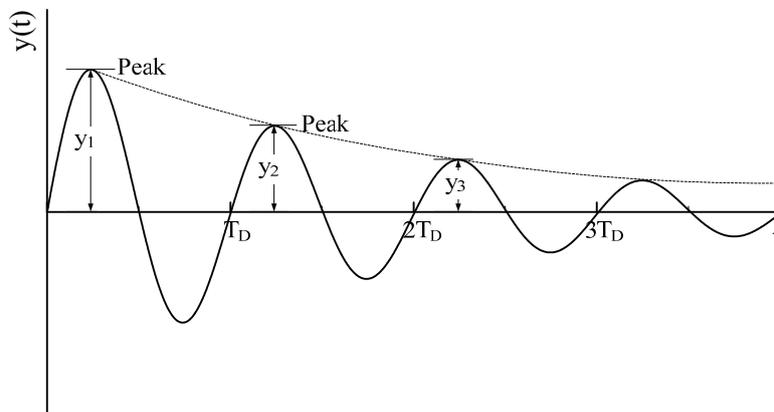


圖 4-10. 結構振動衰減示意圖

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[9]，其過程敘述如後：

$$\omega_{ti}^2 = \frac{k_T}{I + I_i} \quad (4-3)$$

或 
$$\frac{1}{\omega_{ti}^2} = \frac{I_i}{k_t} + \frac{I}{k_t} \quad (4-4)$$

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； $\omega_{ti}$ 為加載額外物體後橋梁斷面模型的扭轉頻率； $k_t$ 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

$$Y = aX + b \quad (4-5)$$

其中， $Y = \frac{1}{\omega_{ti}^2}$ ； $X = I_i$ ； $a = \frac{1}{k_t}$ ； $b = \frac{I}{k_t}$ 。

試驗中在  $i$  次不同之額外加載中可得到  $i$  個扭轉頻率( $\omega_{ti}$ )與相應之  $Y$  值，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( $b/a$ )。

表 4-1. 橋體模型之結構特性

外形 物理量	B/D	矩形	梯形	六角形	冂形
質量 M M (kg/m)	5	3.676	3.464	4.243	3.485
	8	3.734	3.508	3.832	3.645
	10	4.287	4.056	4.328	3.949
	12.5	4.493	4.244	4.753	3.994
	15	4.377	4.180	5.044	4.306
轉動慣量 I (kg-m <sup>2</sup> /m)	5	0.038	0.037	0.041	0.037
	8	0.046	0.038	0.054	0.041
	10	0.061	0.047	0.072	0.058
	12.5	0.076	0.060	0.096	0.066
	15	0.099	0.078	0.140	0.094
垂直向頻率 f <sub>v</sub> (Hz)	5	5.005	4.944	4.974	5.157
	8	4.608	4.761	4.456	4.669
	10	5.096	5.005	4.993	4.974
	12.5	4.974	5.096	4.944	5.066
	15	5.066	5.188	4.974	5.005
扭轉向頻率 f <sub>t</sub> (Hz)	5	9.064	8.881	9.003	9.247
	8	8.545	8.331	8.026	8.484
	10	9.247	9.033	9.012	9.003
	12.5	8.911	9.033	8.881	9.247
	15	9.460	9.399	8.392	8.942
頻率比 f <sub>t</sub> /f <sub>v</sub>	5	1.811	1.796	1.810	1.793
	8	1.854	1.750	1.801	1.817
	10	1.814	1.805	1.805	1.810
	12.5	1.791	1.772	1.796	1.825
	15	1.867	1.812	1.687	1.787
垂直向阻尼 ζ <sub>v</sub> (%)	5	0.50	0.50	0.50	0.50
	8	0.37	0.34	0.45	0.41
	10	0.48	0.51	0.54	0.50
	12.5	0.58	0.50	0.58	0.55
	15	0.62	0.58	0.61	0.64
扭轉向阻尼 ζ <sub>t</sub> (%)	5	0.67	0.68	0.67	0.66
	8	0.62	0.66	0.66	0.65
	10	0.65	0.66	0.65	0.67
	12.5	0.66	0.59	0.63	0.66
	15	0.54	0.52	0.51	0.50

資料來源：本研究整理

表 4-1 顯示四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( $f_v$  與  $f_t$ )分別約為 5.0 Hz 與 9.0 Hz；扭轉向與垂直向頻率比( $\epsilon=f_t/f_v$ )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。

### 第三節 試驗結果

本研究針對矩形、梯形、六角形與冂形四種橋體斷面進行五個寬深比( $B/D = 5, 8, 10, 12.5$  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  $25\text{m/s}$ (或橋體振動反應即將發散為止)，並針對不同風攻角( $\theta=0^\circ, \pm 2^\circ, \pm 4^\circ$ ；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。

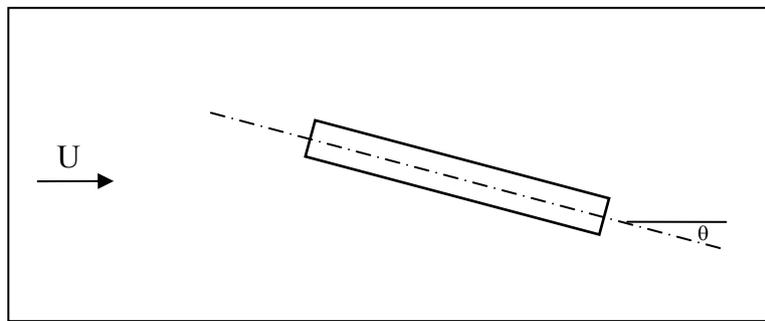


圖 4-11. 試驗個案說明圖

資料來源：本研究整理

茲將矩形、梯形、六角形與冂形四種橋體斷面之試驗結果敘述如後：

#### 一、矩形橋體

依據風洞試驗量測結果，圖 4-12 至圖 4-16 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，由於本橋體之形狀屬(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均方根擾動量( $h'$ 與 $\alpha'$ )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( $U_{cr}$ ; critical wind speed)。

(a) 垂直向

(b) 扭轉向

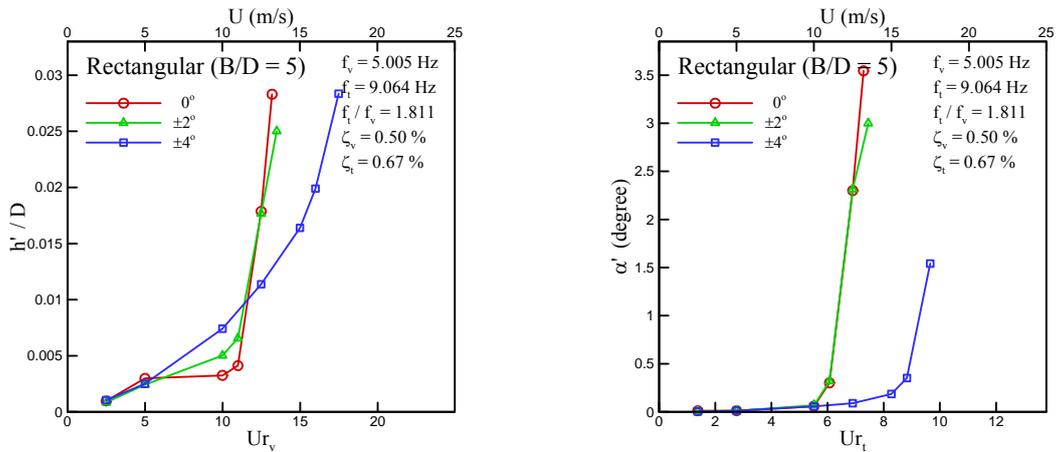


圖 4-12. 矩形橋體動態反應圖(B/D=5)

資料來源：本研究整理

(a) 垂直向

(b) 扭轉向

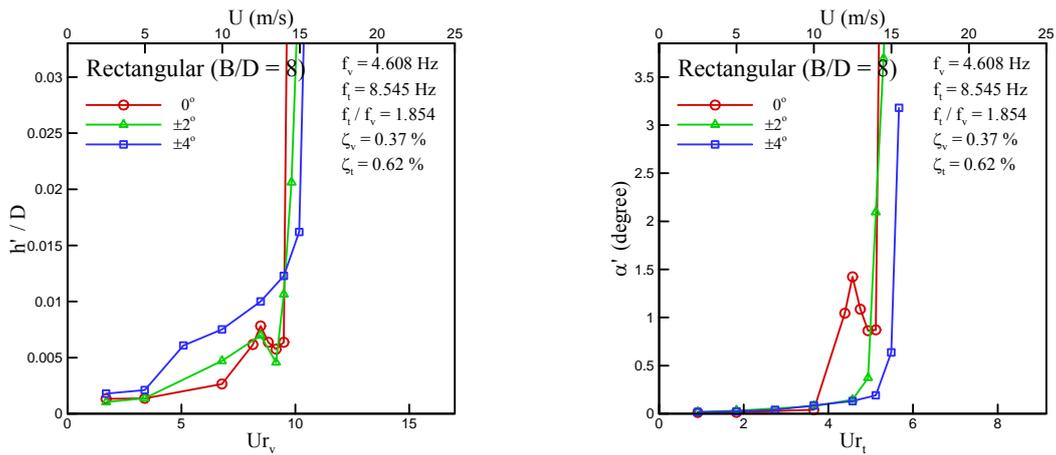
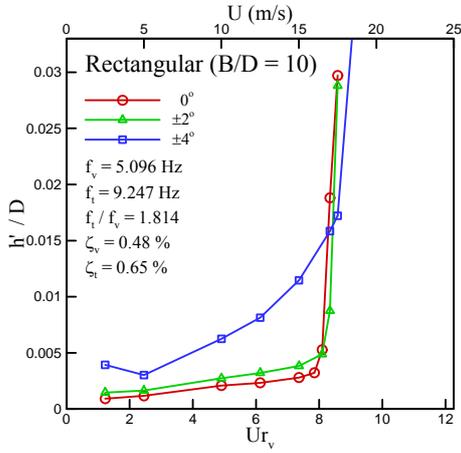


圖 4-13. 矩形橋體動態反應圖(B/D=8)

資料來源：本研究整理

(a) 垂直向



(b) 扭轉向

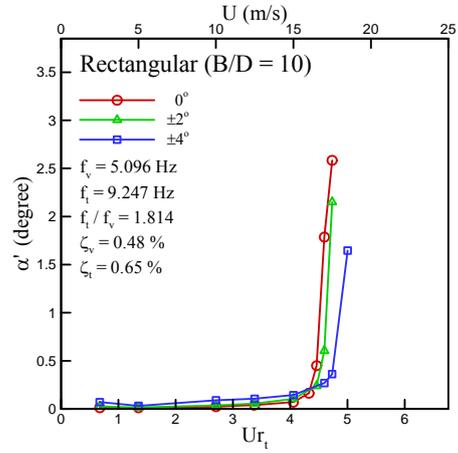
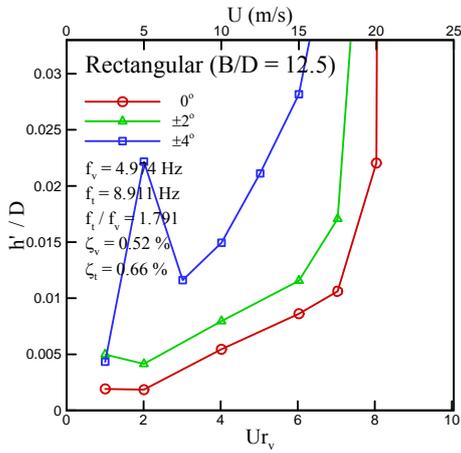


圖 4-14. 矩形橋體動態反應圖(B/D=10)

資料來源：本研究整理

(a) 垂直向



(b) 扭轉向

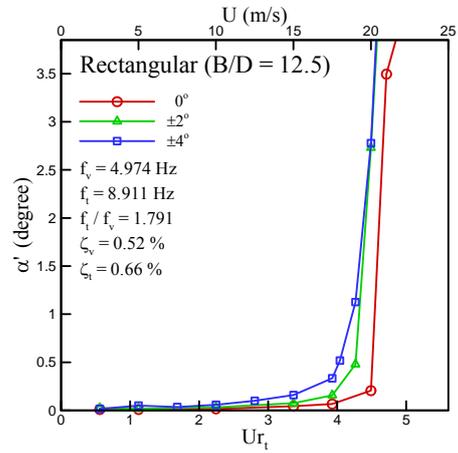
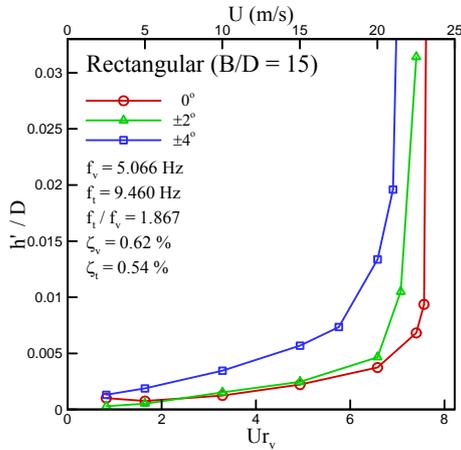


圖 4-15. 矩形橋體動態反應圖(B/D=12.5)

資料來源：本研究整理

(a) 垂直向



(b) 扭轉向

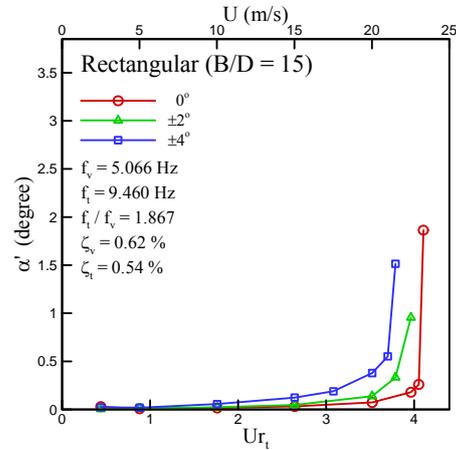


圖 4-16. 矩形橋體動態反應圖(B/D=15)

資料來源：本研究整理

在寬深比為 5 的情況中(圖 4-12)，當風攻角為  $0^\circ$  與  $\pm 2^\circ$ ，試驗結果顯示風速(U)約達 11.0 m/s ( $U_{rv}$  與  $U_{rt}$  約為 11.0 與 6.1)時，矩形橋體在兩個方向的擾動量均呈現開始發散的現象；而當風攻角改變至  $\pm 4^\circ$  時，擾動量開始發散之臨界風速則隨之增加。由於當風攻角為  $\pm 4^\circ$  時呈現相對較高之臨界風速，故其氣動穩定性屬最佳者。隨著風攻角(絕對值)之減少，顫振發生之臨界風速亦減，故相應之氣動穩定性變差。

在寬深比為 8 情況(圖 4-13)，試驗結果呈現與前者類似之趨勢，即當風攻角為  $\pm 4^\circ$  時具有最佳之氣動穩定性，而隨著風攻角(絕對值)之減少，氣動穩定性變差。其中，於  $0^\circ$  風攻角而風速(U)約為 13.0 m/s 時，兩個均方根值( $h'$  與  $\alpha'$ )皆因共振而發生了局部尖峰值。此外，在同樣的風速下，局部尖峰值亦發生於  $\pm 2^\circ$  風攻角的垂直向振動反應( $h'$ )中。

當 B/D 為 10 時(圖 4-14)，矩形橋體發生顫振之臨界風速以風攻角為  $\pm 4^\circ$  時最高，其次依序為  $\pm 2^\circ$  與  $0^\circ$  之情況。然而，在本寬深比情況，風攻角之改變對橋體顫振臨界風速之影響較不顯著。

在寬深比為 12.5 與 15 情況中，橋體氣動穩定性隨著風攻角變化之趨勢(圖 4-15 與圖 4-16)則與前三個低寬深比情況不同。即當風攻角為 $\pm 4^\circ$ 時具有最差之氣動穩定性(最低之顫振臨界風速)，而隨著風攻角(絕對值)之減少，顫振臨界風速漸增(氣動穩定性變佳)。

## 二、梯形橋體

由於梯形斷面形狀上下並非對稱，具有同樣的風攻角絕對值但正負號不同時，其相應之流場情況亦不相同。試驗結果顯示(圖 4-17 至圖 4-21)，大體上梯形橋體質心在垂直向與橋面在扭轉向之位移均方根擾動量( $h'$ 與 $\alpha'$ )亦隨著風速之增加而增加(除了因共振而導致之局部尖峰值外)。

在寬深比為 5 之情況(圖 4-17)，兩個負風攻角( $-4^\circ$ 與 $-2^\circ$ )在試驗風速範圍中均未出現顫振之發生，顯示此二個風攻角情況具有相對不錯之氣動穩定性。當風攻角自  $0^\circ$  增至  $4^\circ$  時，顫振臨界風速則隨之減低，即氣動穩定性變差。其中，於  $2^\circ$  風攻角且風速( $U$ )約為 17.0 m/s 時，兩個均方根值( $h'$ 與 $\alpha'$ )均因共振發生而有局部尖峰值發生之情形。

(a) 垂直向

(b) 扭轉向

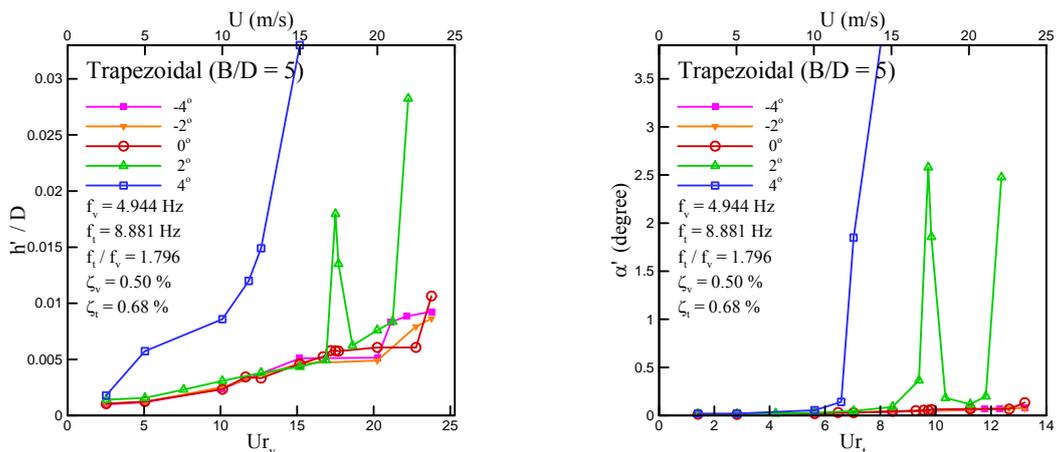
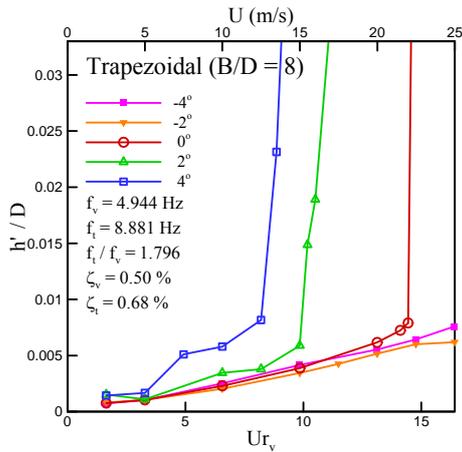


圖 4-17. 梯形橋體動態反應圖(B/D=5)

資料來源：本研究整理

類似於前者，當寬深比為 8、10 與 12.5 時，梯形橋體試驗結果(圖 4-18 至圖 4-20)亦顯示兩個負風攻角(-4°與-2°)情況在試驗風速範圍中均無顫振之發生。同樣地，當風攻角自 0°增至 4°時，顫振臨界風速則隨之減低，即氣動穩定性變差。

(a) 垂直向



(b) 扭轉向

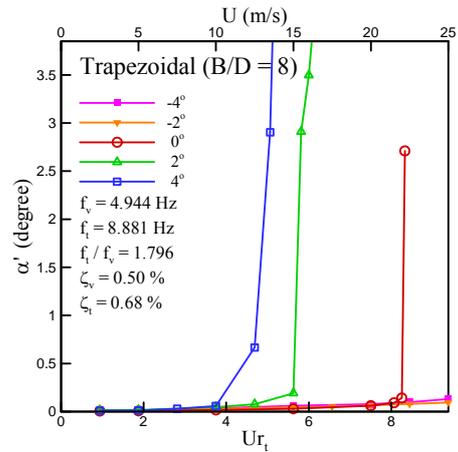
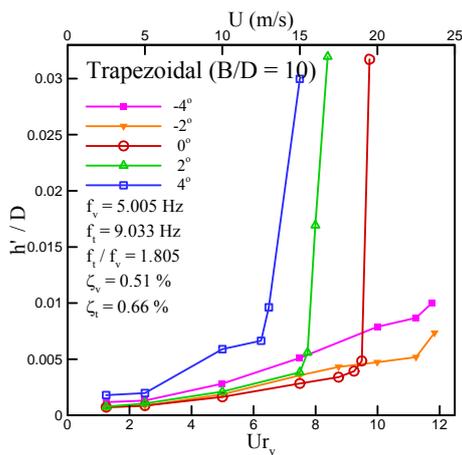


圖 4-18. 梯形橋體動態反應圖(B/D=8)

資料來源：本研究整理

(a) 垂直向



(b) 扭轉向

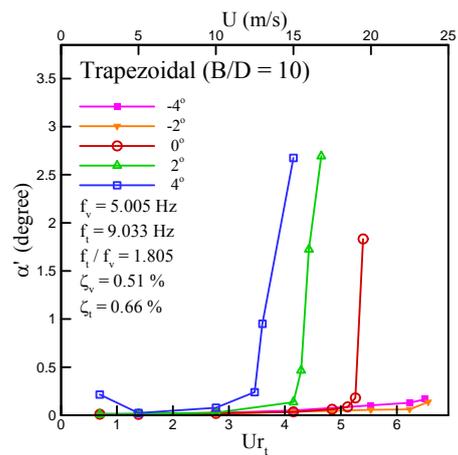
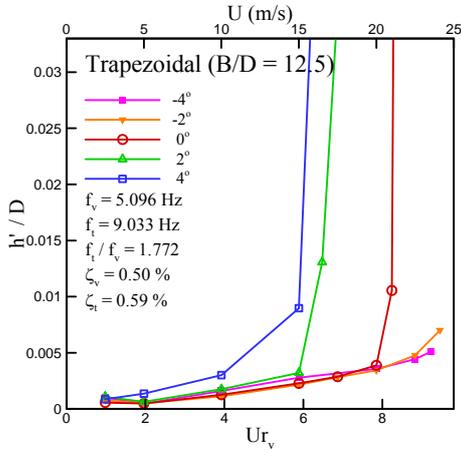


圖 4-19. 梯形橋體動態反應圖(B/D=10)

資料來源：本研究整理

(a) 垂直向



(b) 扭轉向

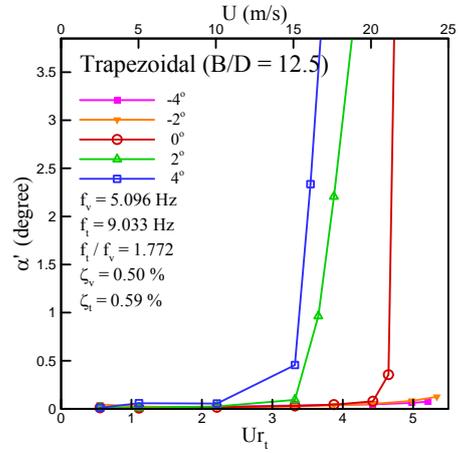
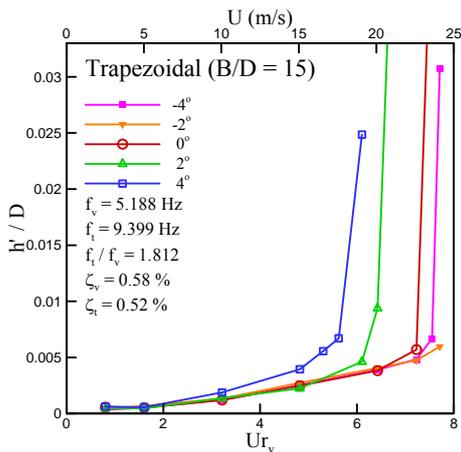


圖 4-20. 梯形橋體動態反應圖 (B/D=12.5)

資料來源：本研究整理

在寬深比為 15 之情況，由試驗結果(圖 4-21)可見，僅當風攻角為  $-2^\circ$  時在試驗風速範圍中無顫振之發生。除此情況外，趨勢顯示顫振臨界風速隨著風攻角(值)之增加，顫振臨界風速隨之降低，氣動穩定性隨之變差。

(a) 垂直向



(b) 扭轉向

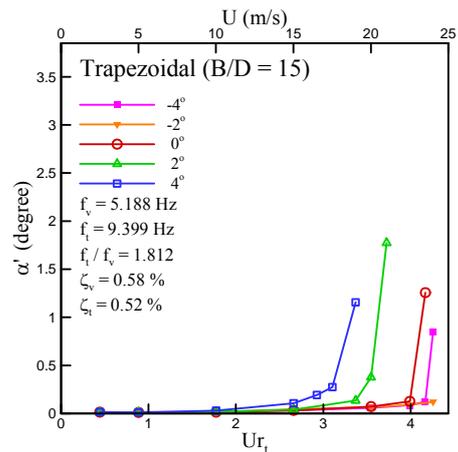


圖 4-21. 梯形橋體動態反應圖 (B/D=15)

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，由於六角形斷面對橋體中心屬對稱者，故其結果僅與風攻角之絕對值有關，而與其正負號無關。六角形橋體之試驗結果如見圖 4-22 至圖 4-26。大體上，六角形橋體質心在垂直向與橋面在扭轉向之位移均方根擾動量( $h'$ 與 $\alpha'$ )仍呈現隨著風速之增加而增加之趨勢。

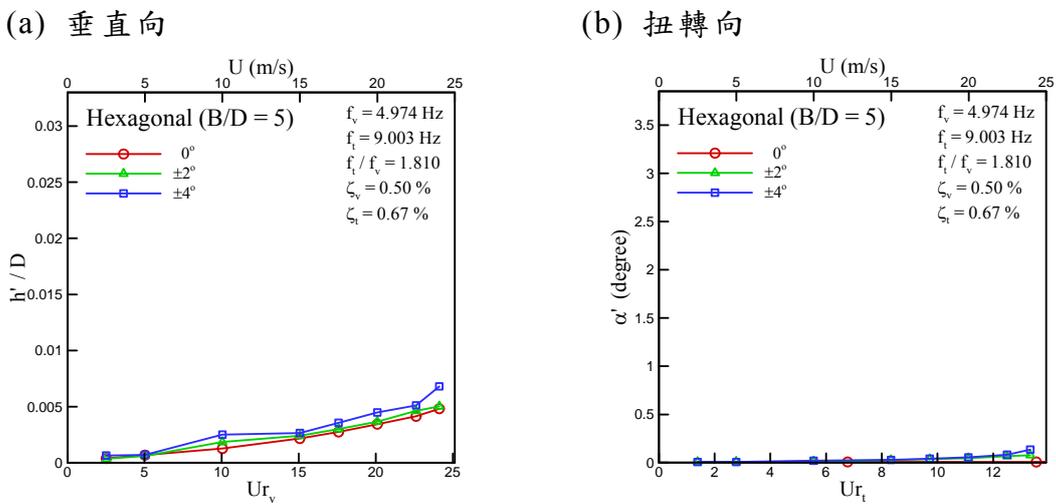


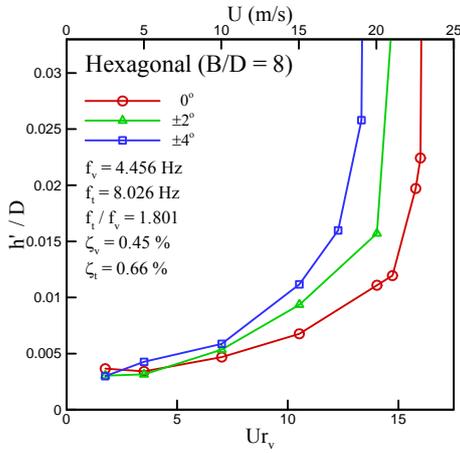
圖 4-22. 六角形橋體動態反應圖(B/D=5)

資料來源：本研究整理

於寬深比為 5 之情況(圖 4-22)，三個風攻角中以 $\pm 4^\circ$ 時相應之振動量均方根值最大，其次為 $\pm 2^\circ$ 與  $0^\circ$ 。然而，在所有風攻角情況之試驗風速範圍內梯形橋體在兩個方向之振動量均方根值均低，且無顫振之發生。

當寬深比增至 8 與 10 時(圖 4-23 與圖 4-24)，在試驗風速範圍內，六角形橋體在高風速情況皆有顫振之發生。此外，試驗結果顯示，隨者風攻角(絕對值)之增加，顫振臨界風速則隨之降低，氣動穩定性隨之變差。

(a) 垂直向



(b) 扭轉向

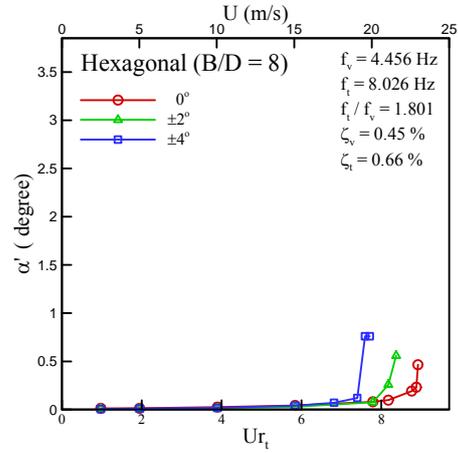
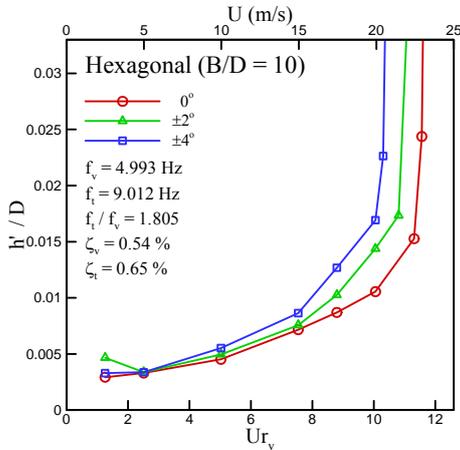


圖 4-23. 六角形橋體動態反應圖(B/D=8)

資料來源：本研究整理

(a) 垂直向



(b) 扭轉向

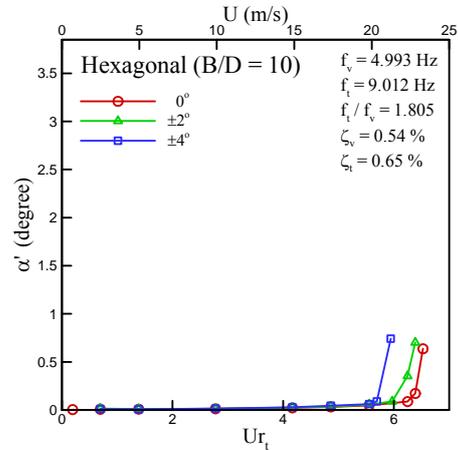
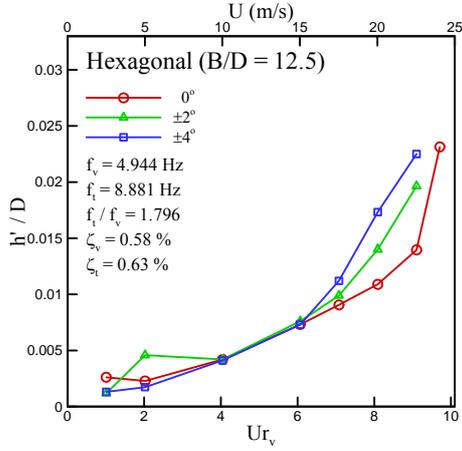


圖 4-24. 六角形橋體動態反應圖(B/D=10)

資料來源：本研究整理

當寬深比為 12.5 時，試驗結果顯示(圖 4-25)在試驗風速範圍內無明顯顫振之發生。隨者風攻角(絕對值)之增加，六角形橋體質心在垂直向之位移均方根擾動量( $h'$ )隨之增加。

(a) 垂直向



(b) 扭轉向

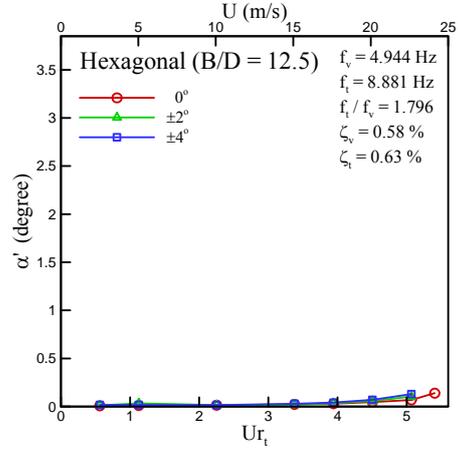
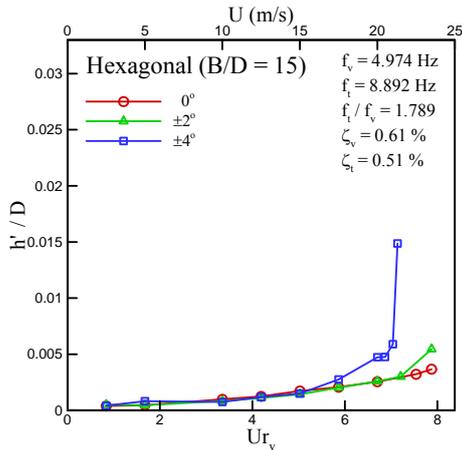


圖 4-25. 六角形橋體動態反應圖(B/D=12.5)

資料來源：本研究整理

在寬深比為 15 的情況，三個風攻角中仍以 $\pm 4^\circ$ 時相應之振動量均方根值最大，並在風速約為 21 m/s 時發生顫振。當風攻角為 $\pm 2^\circ$ 與  $0^\circ$ 時，在試驗風速範圍內未見顫振之發生。

(a) 垂直向



(b) 扭轉向

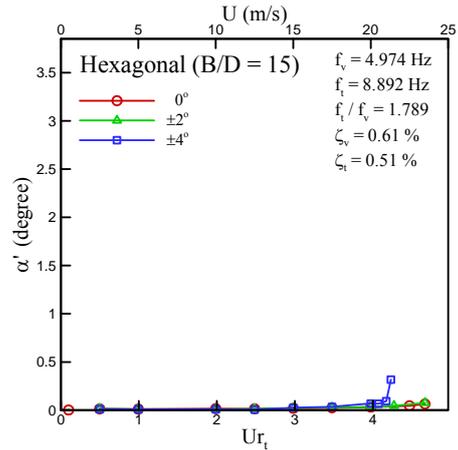


圖 4-26. 六角形橋體動態反應圖(B/D=15)

資料來源：本研究整理

## 四、冂形橋體

與梯形橋體之情況類似，由於冂形斷面上下並非對稱，具有同樣的風攻角絕對值但正負號不同時，其相應之流場情況亦不相同。試驗結果顯示(圖 4-27 至圖 4-31)，除了部份情況因共振而導致之局部尖峰值外，橋體質心在垂直向與橋面在扭轉向之位移均方根擾動量( $h'$ 與 $\alpha'$ )亦隨著風速之增加而增加。

在寬深比為 5 的情況(圖 4-27)，以風攻角為  $2^\circ$  時相應之臨界風速最低(氣動穩定性最差)，其次為風攻角  $0^\circ$  之情況，而當 $\theta$ 為 $\pm 4^\circ$ 與 $-2^\circ$ 時呈現相對較佳之氣動穩定性。此外，當風攻角為 $-4^\circ$ 與 $-2^\circ$ 而風速( $U$ )約達 14 m/s 時於垂直與扭轉兩個方向皆發生了局部尖峰值擾動量。

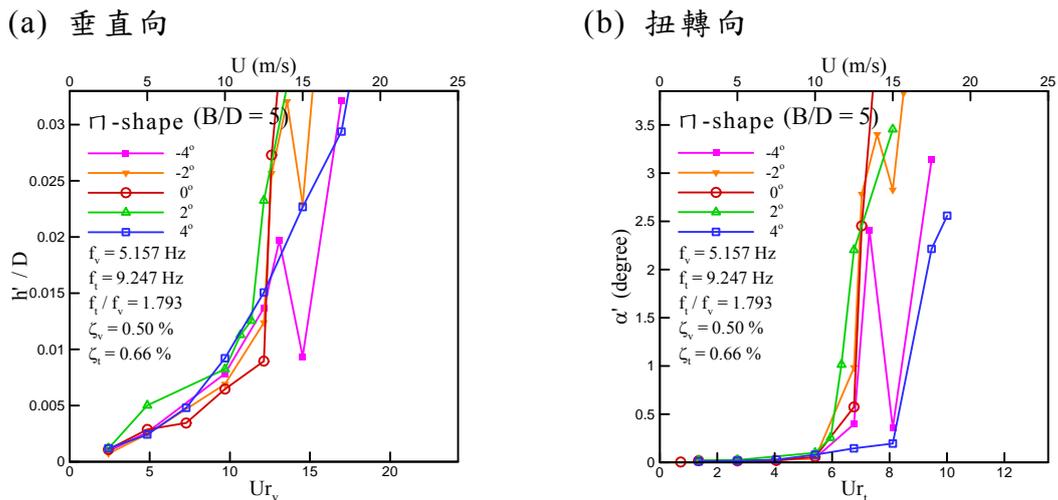
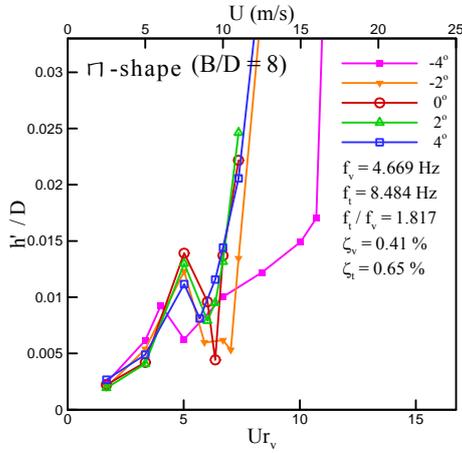


圖 4-27. 冂形橋體動態反應圖(B/D=5)

資料來源：本研究整理

當寬深比為 8 時(圖 4-28)，所有風攻角情況均約於風速 8 至 9 m/s 間在垂直向發生了局部尖峰值擾動量，然於扭轉向則無局部尖峰值擾動量之發生。試驗結果顯示，在 5 個風攻角中以 $\theta$ 為 $-4^\circ$ 時呈現最佳之氣動穩定性，且隨著風攻角(值)之增加，臨界風速漸減。

(a) 垂直向



(b) 扭轉向

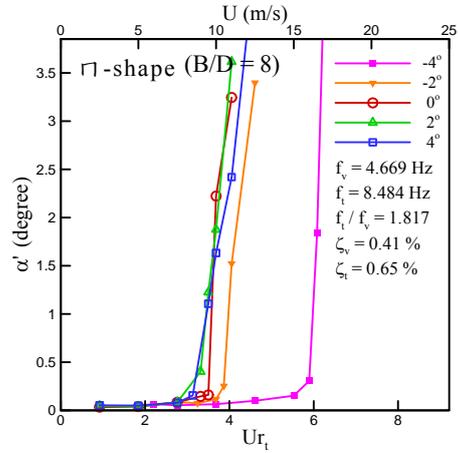
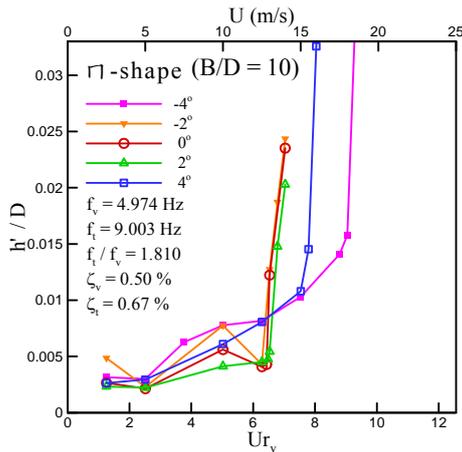


圖 4-28. 冂形橋體動態反應圖(B/D=8)

資料來源：本研究整理

寬深比為 10 的結果顯示(圖 4-29)，儘管在垂直向振動擾動量仍呈現了局部尖峰值，但趨勢較前者情況(B/D=8)緩和。所有風攻角中以 $\theta$ 為 $-4^\circ$ 時呈現最佳之氣動穩定性，其次為 $4^\circ$ 之情況， $\theta$ 為 $0^\circ$ 與 $\pm 2^\circ$ 時較差。

(a) 垂直向



(b) 扭轉向

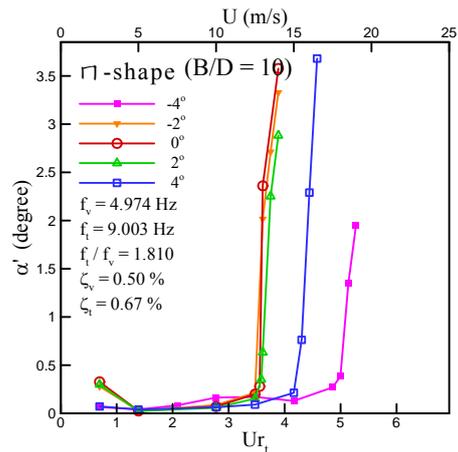


圖 4-29. 冂形橋體動態反應圖(B/D=10)

資料來源：本研究整理

寬深比為 12.5 與 15 的結果 (圖 4-30 與圖 4-31)顯示所有風攻角中以風攻角為 4°時呈現最佳之氣動穩定性，而以 $\theta$ 為 0°時最差。隨著風攻角(值)之增加，臨界風速有先減後增之趨勢。

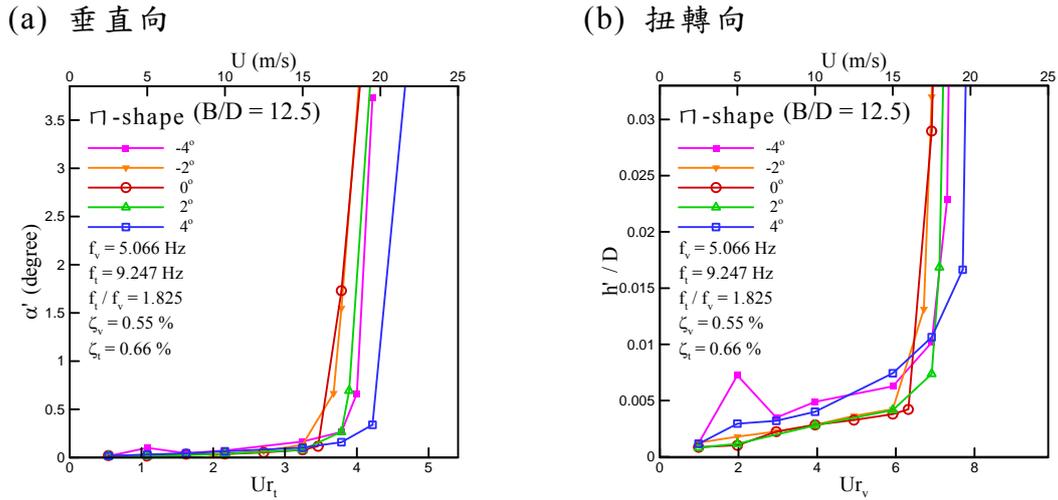


圖 4-30. 冂形橋體動態反應圖 (B/D=12.5)

資料來源：本研究整理

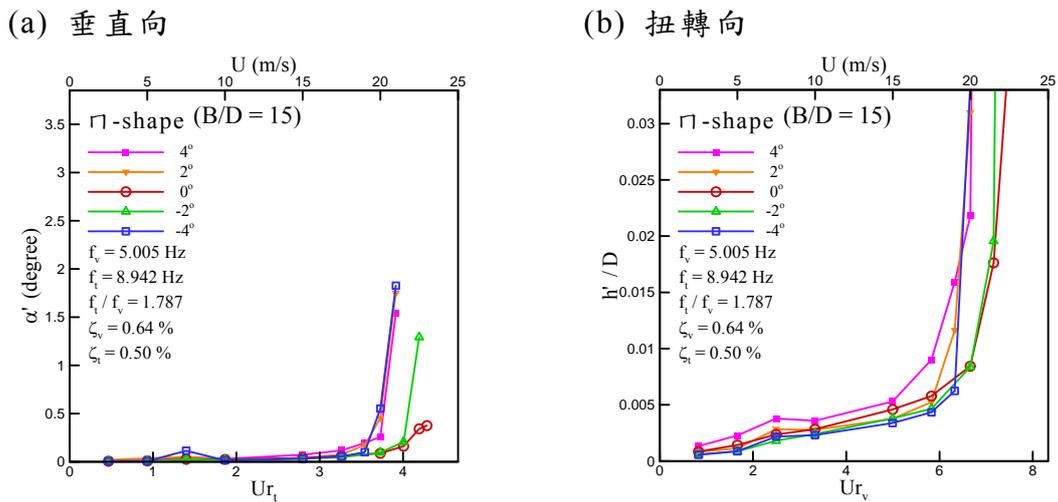


圖 4-31. 冂形橋體動態反應圖 (B/D=15)

資料來源：本研究整理

#### 第四節 試驗分析與評估

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、各形狀斷面橋體結果比較

##### (一) 矩形橋體

圖 4-32 顯示各寬深比情況臨界風速( $U_{cr}$ )與風攻角( $\theta$ )間之關係(亦參見表 4-2)。當寬深比小於 10 時，臨界風速隨著風攻角(絕對值)之增加而增加，於風攻角  $0^\circ$  時呈現最差之氣動穩定性。另一方面，當寬深比較大時(12.5 與 15)時則呈現相反的趨勢：無因次臨界風速隨著風攻角(絕對值)之增加而減少，而以  $0^\circ$  情況表現出較佳之氣動穩定性。

表 4-2. 矩形橋體臨界風速比較表

B/D	$\theta$ ( $^\circ$ )	$(U_{r_v})_{cr}$	$(U_{r_t})_{cr}$	$U_{cr}$ (m/s)
5	0	11.0	6.1	11.0
	$\pm 2$	11.0	6.1	11.0
	$\pm 4$	16.0	8.8	16.0
8	0	9.2	4.9	13.5
	$\pm 2$	9.2	4.9	13.5
	$\pm 4$	10.2	5.5	15.0
10	0	8.1	4.5	16.5
	$\pm 2$	8.3	4.6	17.0
	$\pm 4$	8.6	4.7	17.5
12.5	0	8.0	4.5	20.0
	$\pm 2$	7.6	4.3	19.0
	$\pm 4$	7.2	4.0	18.0
15	0	7.6	4.1	23.0
	$\pm 2$	7.1	3.8	21.5
	$\pm 4$	6.9	3.7	21.0

資料來源：本研究整理

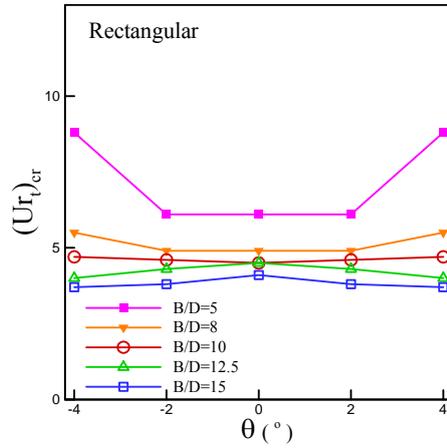


圖 4-32. 矩形橋體臨界風速比較圖

資料來源：本研究整理

(二) 梯形橋體

圖 4-33 顯示 5 個寬深比(B/D)情況梯形橋體臨界風速與風攻角( $\theta$ )間之關係(亦參見表 4-3)。除了寬深比為 15 且風攻角( $\theta$ )為 $-4^\circ$ 之個案外，在試驗風速範圍內，所有負攻角情況均未發生顫振。至於在正風攻角情況，結果顯示當 $\theta$ 由零漸增時，相應無因次之顫振臨界風速有減少之趨勢(氣動穩定性隨之變差)。

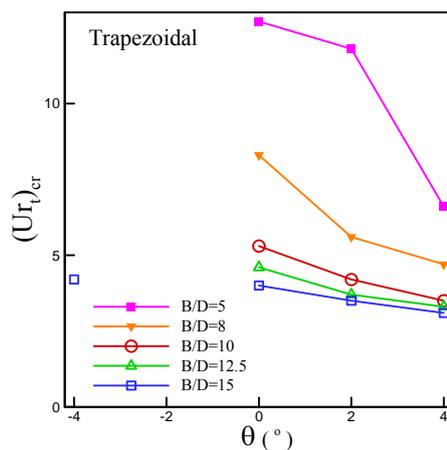


圖 4-33. 梯形橋體臨界約化風速比較圖

資料來源：本研究整理

表 4-3. 梯形橋體臨界風速比較表

B/D	$\theta$ (°)	$(U_{rv})_{cr}$	$(U_{rt})_{cr}$	$U_{cr}$ (m/s)
5	-4	—	—	—
	-2	—	—	—
	0	22.8	12.7	22.5
	2	21.2	11.8	21.0
	4	11.8	6.6	11.7
8	-4	—	—	—
	-2	—	—	—
	0	14.4	8.3	22.0
	2	9.8	5.6	15.0
	4	8.2	4.7	12.5
10	-4	—	—	—
	-2	—	—	—
	0	9.5	5.3	19.0
	2	7.5	4.2	15.0
	4	6.2	3.5	12.5
12.5	-4	—	—	—
	-2	—	—	—
	0	8.2	4.6	21.0
	2	6.5	3.7	16.5
	4	5.9	3.3	15.0
15	-4	7.5	4.2	23.5
	-2	—	—	—
	0	7.2	4.0	22.5
	2	6.4	3.5	20.0
	4	5.6	3.1	17.5

【註】”——“意指試驗風速範圍內未發生顫振。

資料來源：本研究整理

## (三)六角形橋體

圖 4-34 顯示寬深比(B/D)六角形橋體臨界風速與風攻角( $\theta$ )間之關係(亦參見表 4-4)。在試驗風速範圍中，當寬深比為 5 與 12.5(所有風攻角)以及寬深比為 15( $\theta=0^\circ$ 與 $\pm 2^\circ$ )時在試驗風速範圍內未見顫振之發生。除前述情況外，試驗結果顯示，隨著風攻角(絕對值)之增加，無因次顫振臨界風速隨之減少，氣動穩定性隨之變差。

表 4-4. 六角形橋體臨界風速比較表

B/D	$\theta$ ( $^\circ$ )	$(U_{r_v})_{cr}$	$(U_{r_t})_{cr}$	$U_{cr}$ (m/s)
5	0	—	—	—
	$\pm 2$	—	—	—
	$\pm 4$	—	—	—
8	0	16.1	9.0	23.0
	$\pm 2$	14.0	7.8	20.0
	$\pm 4$	13.3	7.4	19.0
10	0	11.6	6.4	23.0
	$\pm 2$	10.8	6.0	21.5
	$\pm 4$	10.3	5.7	20.5
12.5	0	—	—	—
	$\pm 2$	—	—	—
	$\pm 4$	—	—	—
15	0	—	—	—
	$\pm 2$	—	—	—
	$\pm 4$	6.9	3.7	21.0

【註】"—"意指試驗風速範圍內未發生顫振。

資料來源：本研究整理

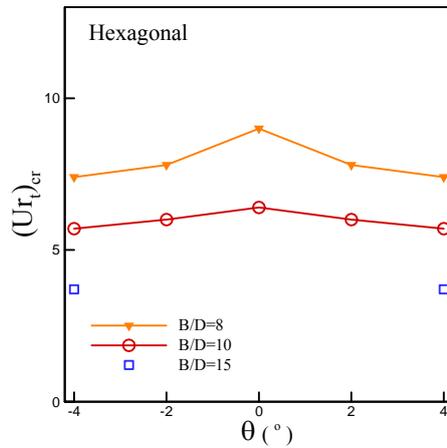


圖 4-34. 六角形橋體臨界約化風速比較圖

資料來源：本研究整理

#### (四) 冂形橋體

圖 4-35 顯示寬深比(B/D) 冂形橋體臨界風速與風攻角( $\theta$ )間之關係(亦參見表 4-5)。除了寬深比為 5 的情況外，在試驗風速範圍中結果大致上之變化趨勢為：當寬深比愈大，相應之無因次臨界風速愈低。此外，隨著風攻角(值)之增加，無因次臨界風速多有先減後增之趨勢；但在 B/D=8 時則呈現遞減之趨勢。

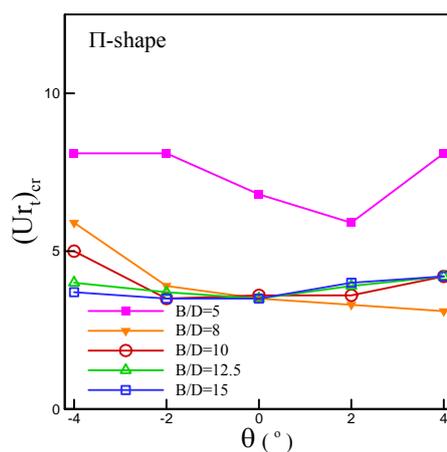


圖 4-35. 冂形橋體臨界約化風速比較圖

資料來源：本研究整理

表 4-5. 門形橋體臨界風速比較表

B/D	$\theta$ (°)	$(U_{r_v})_{cr}$	$(U_{r_t})_{cr}$	$U_{cr}$ (m/s)
5	-4	14.5	8.1	15.0
	-2	14.5	8.1	15.0
	0	12.1	6.8	12.5
	2	10.7	5.9	11.0
	4	14.5	8.1	15.0
8	-4	10.7	5.9	16.0
	-2	7.0	3.9	10.5
	0	6.4	3.5	9.5
	2	6.0	3.3	9.0
	4	5.7	3.1	8.5
10	-4	9.0	5.0	18.0
	-2	6.3	3.5	12.5
	0	6.4	3.6	12.8
	2	6.5	3.6	12.9
	4	7.5	4.2	15.0
12.5	-4	7.3	4.0	18.5
	-2	6.7	3.7	17.0
	0	6.3	3.5	16.0
	2	7.1	3.9	18.0
	4	7.7	4.2	19.5
15	-4	6.7	3.7	20.0
	-2	6.3	3.5	19.0
	0	6.3	3.5	19.0
	2	7.2	4.0	21.5
	4	7.5	4.2	22.5

資料來源：本研究整理

## 二、不同寬深比(B/D)之結果比較

針對矩形、梯形、六角形與冂形四種橋體斷面形狀，圖 4-36 顯示在所有寬深比情況無因次臨界風速 $(U_{Rt})_{cr}$ 與風攻角 $(\theta)$ 間之關係(亦參見表 4-2 至表 4-5)。由圖中可見，四種斷面形狀中多以六角形橋體相應之臨界風速最高(或在試驗風速範圍中未發生顫振)。另一方面，矩形、梯形與冂形相應之臨界風速互有消長。

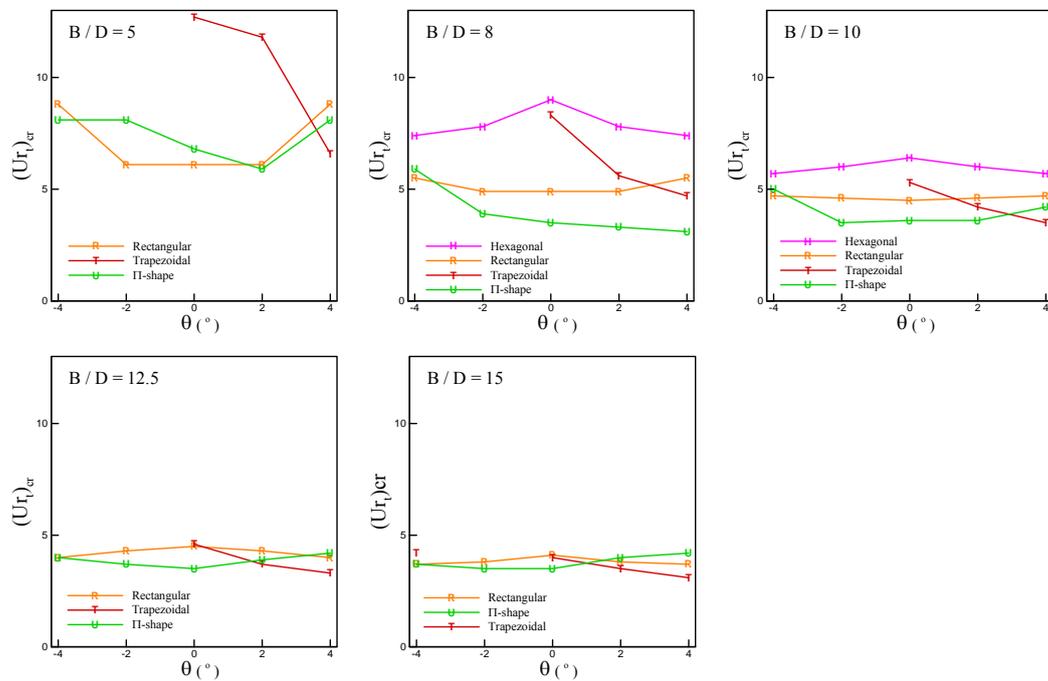


圖 4-36. 不同外形橋體臨界風速比較圖

資料來源：本研究整理

就風力設計的觀點而論，若以顫振臨界風速作為評斷長跨度橋梁斷面形狀之選定基準，必須考量所有風攻角情況下最極端(臨界風速最低)者。據此，試驗結果顯示(參見表 4-6)在氣動穩定性上，四種斷面形狀中以六角形橋體的整體表現最佳，在設計上應作最優先之考慮。除六角形橋體外，當寬深比(B/D)為 5 時，矩形、梯形與冂形橋

體之氣動穩定性並無顯著差異，然以梯形情況表現較優。當寬深比大於 8 時，矩形是除六角形外之次佳選擇。此外，在梯形與冂形二者氣動穩定性的比較上，大寬深比情況(B/D=12.5 與 15)時以冂形較佳，而當寬深比小於 8 時以梯形較優。

表 4-6. 無因次極端臨界風速比較表

B/D	矩形	梯形	六角形	冂形
5	6.1	6.6	—	5.9
8	4.9	4.7	7.4	3.1
10	4.5	3.5	5.7	3.5
12.5	4.0	3.3	—	3.5
15	3.7	3.1	3.7	3.5

【註】1. ”—“意指試驗風速範圍內未發生顫振。

$$2. (U_{r_t})_{cr} = \frac{U_{cr}}{f_t B}$$

資料來源：本研究整理

## 第五節 本研究與相關文獻結果之比較

本節針對近期部份相關文獻之成果，與現有之風洞試驗結果進行比對，以檢視本研究成果之正確性。茲就文獻中之研究工作再予補充敘述如後：

在矩形斷面方面，Matsumoto 等[49]分別就寬深比為 5、8、10、12.5、15 之矩形斷面橋體進行風洞試驗，據以分析顫振導數對顫振不穩定(flutter instability)的影響。Savage & Larose[50]在風洞試驗中，針對寬深比為 9 的矩形橋體(參見圖 4-37)，分析相應之流況特性及氣動力特性對橋體反應造成的影響。針對四種典型的矩形橋體斷面，Jeong & Kwon [40]應用數值模擬方法進行流況及橋體氣彈力特性解析。與 Savage & Larose[50]之試驗結果相較，預測而得之橋體顫振臨界風速有不錯之吻合度。此外，Costa[51] 採用數值模式配合以 Sears function，針對寬深比分別為 5、8、10、12.5 及 15 的二維矩柱進行流場模擬，繼與風洞試驗結果比較並分析其氣彈力特性。

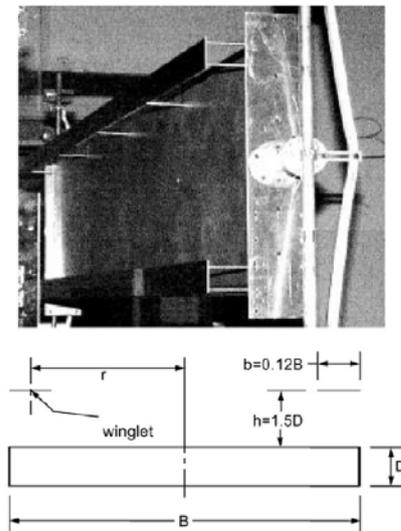


圖 4-37. 矩形橋體風洞試驗圖

資料來源：[50]

在其他相關斷面形狀方面，Allan & Walther[36]針對 East Suspension Bridge 之實際案例(參見圖 4-38)，以離散渦流的數值方法(discrete vortex method)模擬二維黏性不可壓縮流通過橋樑斷面之流場，進而分析其流況特性及橋體之氣彈力特性。在後續的研究中，Allan & Walther[37]繼使用同樣的方法針對5種典型的橋梁斷面進行模擬(參見圖 4-39)，並分析其相應之流況特性及氣彈力特性，且與風洞試驗數據進行驗證。此外，Gu 等[26]針對寬深比 19 的六角形斷面以及 Jiangyin Bridge 橋梁斷面兩個案例，以風洞試驗量測橋體之臨界風速(參見圖 4-40)，並驗證其基於最小平方原理之顫振導數識別方法。

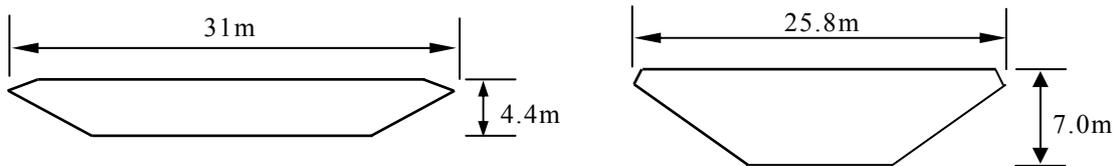


圖 4-38. 個案橋體斷面簡示圖

資料來源：[36]

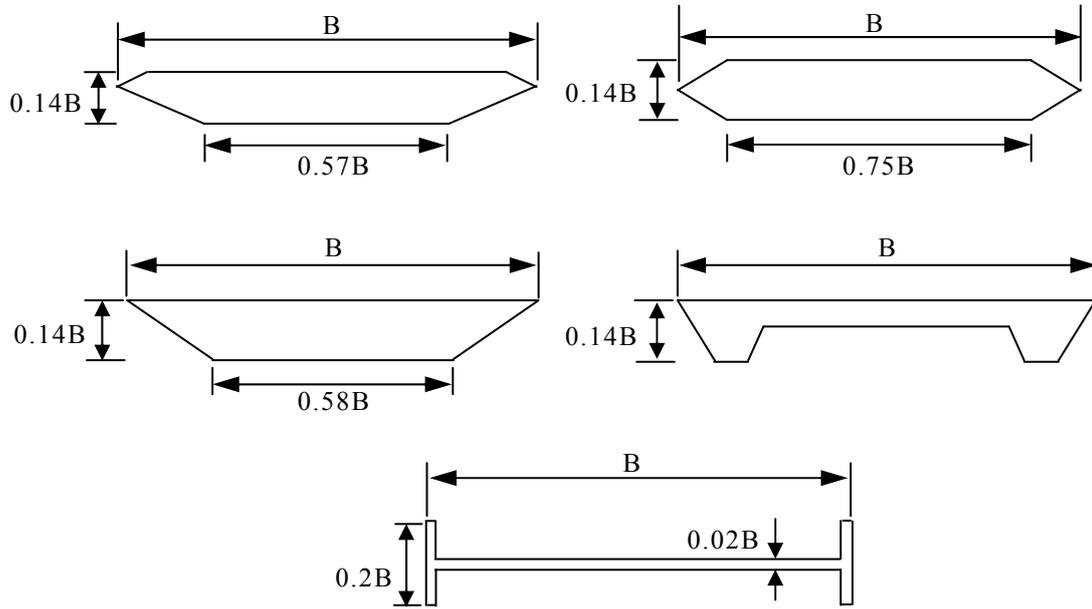


圖 4-39. 個案橋體斷面簡示圖

資料來源：[37]

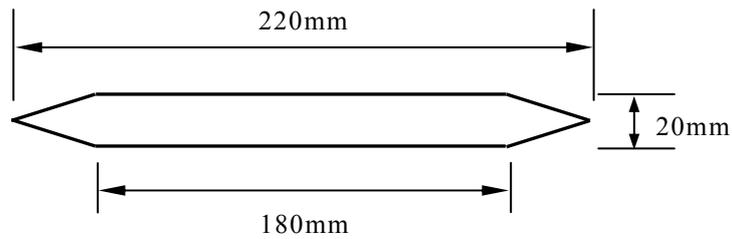


圖 4-40. 個案橋體斷面簡示圖

資料來源：[26]

在矩形情況，表 4-7 顯示本研究試驗與相關研究[40,49-51]結果之比較。在  $0^\circ$  風攻角情況中  $A_2^*$  由負轉正相應之  $U_{r1}$  與 Matsumoto 等[49] 結果之相對差異(以文獻結果為基準)分別為 +21%( $B/D=5$ ) 與

-12%(B/D=9)；在寬深比為 9.1 情況下試驗值自 B/D=8 與 10 間內差而得  $A_2^*$  由負轉正相應之  $U_{rt}$  值與 Savage & Larose[50]結果之相對差異分別約為-20%( $\theta=0^\circ$ )與-20%( $\theta=2^\circ$ )。與 Jeong & Kwon[51]之結果相較，在寬深比為 12.5 且 $\theta=0^\circ$ 情況下相應之 $(U_{rt})_{cr}$  有約-4%之相對差異。至於在寬深比為 12.5 且 $\theta=0^\circ$ 時與 Costa[52]結果之比較上，相應之 $(U_{rt})_{cr}$  有約-10%之相對差異。

表 4-7. 矩形斷面情況文獻與本研究結果比較表

	B/D	$f_t/f_v$	$\theta=0^\circ$ 相應之 $(U_{rt})_{cr}$	$\theta=0^\circ$ $A_2^*$ 由負轉正相應之 $U_{rt}$	$\theta=2^\circ$ $A_2^*$ 由負轉正相應之 $U_{rt}$	$\theta=4^\circ$ $A_2^*$ 由負轉正相應之 $U_{rt}$
文獻[49]	5	1.28	—	3.67	—	—
本研究	5	1.81	6.07	4.43	3.6	4.2
文獻[49]	8	1.28	—	4.84	—	—
本研究	8	1.85	4.93	4.24	4.33	—
文獻[50]	9.1	—	—	5.45	5.48	5.07
本研究	10	1.81	4.46	4.45	4.41	4.62
文獻[40]	10	1.28	4.66	—	—	—
本研究	12.5	1.79	4.49	4.50	3.66	2.80
文獻[51]	12.5	1.41	4.99	—	—	—

資料來源：本研究整理

在梯形斷面方面，表 4-8 顯示本研究試驗與相關研究[36,37]結果之比較。在寬深比分別為 7.05 與 7.14 情況下試驗值自 B/D=5 與 8 間內差而得  $A_2^*$  由負轉正相應之  $U_{rt}$  值與 Larsen & Walther[36,37]結果之相對差異分別約為-10%(B/D=7.05)與-11%(B/D=7.14)。

表 4-8. 梯形斷面情況文獻與本研究結果比較表

	B/D	$f_t/f_v$	$\theta=0^\circ$ 相應之 $(U_{rt})_{cr}$	$\theta=0^\circ$ $A_2^*$ 由負轉正相應之 $U_{rt}$	$\theta=2^\circ$ $A_2^*$ 由負轉正相應之 $U_{rt}$	$\theta=4^\circ$ $A_2^*$ 由負轉正相應之 $U_{rt}$
本研究	5	1.80	12.67	12.15	7.73	5.58
文獻[36]	7.05	2.75	—	8.66	—	—
文獻[37]	7.14	—	—	8.50	—	—
本研究	8	1.75	8.25	5.73	4.70	4.26

資料來源：本研究整理

在六角形情況，表 4-9 顯示本研究試驗與 Gu 等[26]研究結果之比較。在寬深比為 9 且  $\theta=0^\circ$  情況下相應之  $(U_{rt})_{cr}$  有約 +2% 之相對差異。此外，在 Gu 等[26]之研究中發現，當寬深比為 5 時在試驗風速範圍內並無  $A_2^*$  由負轉正之情形發生，此與本研究之結果一致。

表 4-9. 六角形斷面情況文獻與本研究結果比較表

	B/D	$f_t/f_v$	$\theta=0^\circ$ 相應之 $(U_{rt})_{cr}$	$\theta=0^\circ$ $A_2^*$ 由負轉正相應之 $U_{rt}$	$\theta=2^\circ$ $A_2^*$ 由負轉正相應之 $U_{rt}$	$\theta=4^\circ$ $A_2^*$ 由負轉正相應之 $U_{rt}$
本研究	8	1.80	8.96	—	7.37	4.92
文獻[26]	9	2.0	7.51	—	—	—
本研究	10	1.80	6.38	4.79	3.41	2.83

資料來源：本研究整理

至於在冂形斷面方面(詳表 4-10)，在寬深比 7.14 且  $\theta=0^\circ$  情況下試驗值自 B/D=5 與 8 間內差而得  $A_2^*$  由負轉正相應之  $U_{rt}$  值與 Jeong & Kwon[51]結果之相對差異約為 27%，此應源於二者之幾何外形仍有些許不同之故。

表 4-10. 冑形斷面情況文獻與本研究結果比較表

	B/D	$f_t/f_v$	$\theta=0^\circ$ 相應 之 $(U_{rt})_{cr}$	$\theta=0^\circ$ $A_2^*$ 由負轉正 相應之 $U_{rt}$	$\theta=2^\circ$ $A_2^*$ 由負轉正 相應之 $U_{rt}$	$\theta=4^\circ$ $A_2^*$ 由負轉正 相應之 $U_{rt}$
本研究	5	1.80	6.76	6.52	3.53	5.81
文獻[51]	7.14	—	—	5.0	—	—
本研究	8	1.75	3.50	2.87	3.47	3.23

資料來源：本研究整理

綜合而論，本研究試驗與相關研究結果在臨界風速之比較均在 10% 之相對差異以內。至於在  $A_2^*$  由負轉正相應  $U_{rt}$  之比較上則有約 27% 以內之相對差異。究其原因，應是由於比較個案間仍有些許幾何條件與橋體動力條件(如頻率比、材料阻尼)不同而引致。大體上，本研究之試驗結果，應具有相當之正確度與參考性。



## 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。研究中採用工具變數修正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頗為敏感，故風力也是此類橋梁破壞的主因之一。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識別法)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； $I$  為轉動慣量； $c_{ij}$  為阻尼值； $k_{ij}$  為勁度值( $i, j = 1, 2$ )； $h$  和  $\alpha$  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

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

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

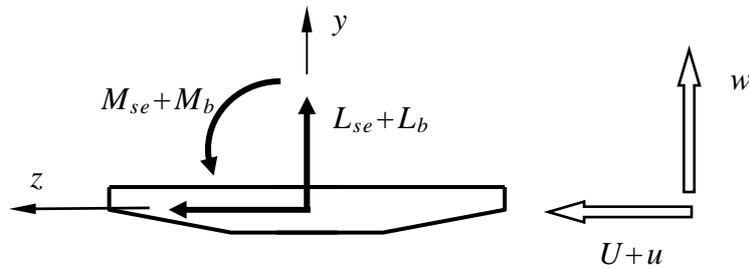


圖 5-1. 橋梁斷面模型試驗二維運動示意圖

資料來源：本研究整理

其中， $\rho$  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  $\omega$  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

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

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

式中 $\theta$ 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 $C^{\text{eff}}$ 與 $K^{\text{eff}}$ 分別為有效阻尼與勁度矩陣，而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，即可經由上式求得八個顫振導數值。

## 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； $\lambda_j$  為其對應之特徵值。若將上式改寫為矩陣型式，可表示為

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

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  $\Delta t_1$ ，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  $(e^{\lambda_1 \Delta t_1}, e^{\lambda_2 \Delta t_1}, \dots, e^{\lambda_n \Delta t_1})$ 。

應用式(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  $\beta_k$  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  $\lambda$  與  $[\tilde{\psi}]$  經識別後，位移反應  $\{u\}$  可依(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  $\lambda$  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  $\Delta t$ 、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[48]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。而本研究所用方法無需事先計算  $N_1$  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  $\lambda$  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，應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，對於前述兩個自由度的斷面模型系統，等效阻尼與勁度矩陣之元素  $c_{ij}^{\text{eff}}$  和  $k_{ij}^{\text{eff}}$  可以經由後式求得

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

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  $\Phi$  矩陣的行向量為  $\{\varphi_k\}$  和其共軛向量所組成， $\Lambda$  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

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

其中  $\mathbf{I}$  為單位矩陣。因此，若斷面模型的質量  $m$  與轉動慣量  $I$  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  $\mathbf{C}^{\text{eff}}$  與勁度矩陣  $\mathbf{K}^{\text{eff}}$ ，再根據式(5-7)即可求得顫振導數[10]。

### 第三節 數值模擬與分析驗證

本節乃應用前述之方法針對高屏溪斜張橋風洞實驗資料[52]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 列舉了模型之相關參數。

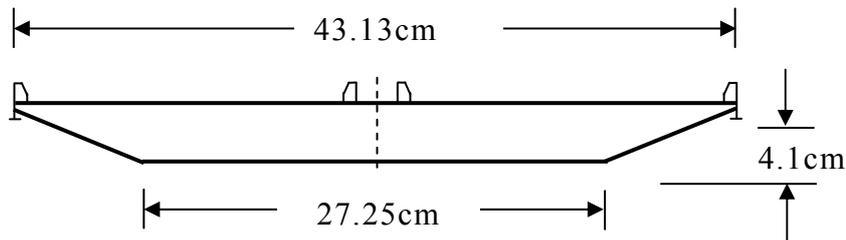


圖 5-2. 高屏溪橋斷面模型簡示圖

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 $I$	kg·m <sup>2</sup> /m	0.157
橋面版寬度 $B$	m	0.431
空氣密度 $\rho$	kg/m <sup>3</sup>	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 $\zeta_v$	%	0.206
扭轉向阻尼比 $\zeta_t$	%	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，故須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[43]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  $\eta_i$  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  $\eta_i^2$  與  $Y_i^2$  之期望值。

在平滑流場條件下，圖 5-3 為採用文獻[49]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。

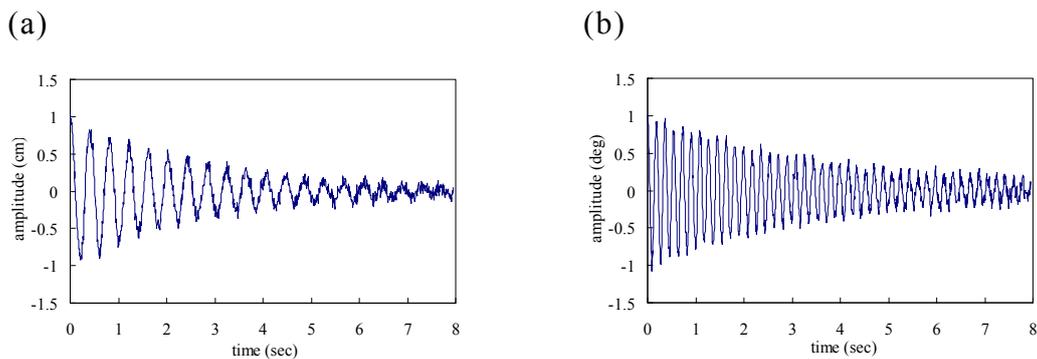


圖 5-3. 平滑流場位移反應(雜訊 10%;  $U=12.07\text{m/s}$ )

(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。

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動不穩定。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。

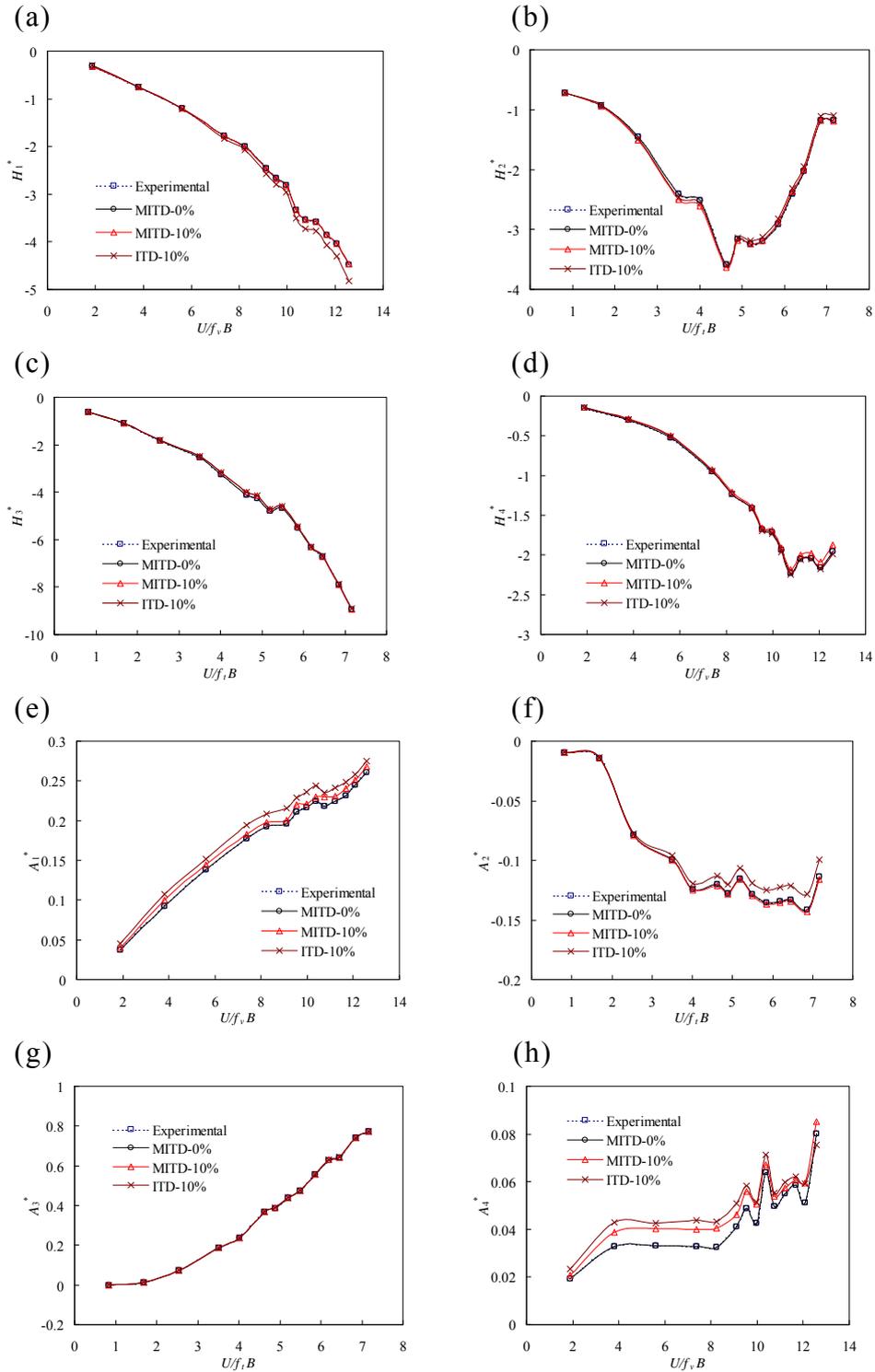


圖 5-4. 平滑流場顫振導數識別結果

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，因此本節中運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，以建立出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，則不需要進行多次的實驗，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，故可以簡化實驗步驟。
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，而且無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，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

研究中採用四種斷面進行風洞試驗，分別是矩形、六角形、梯形與門形等，每一種斷面皆測試  $0^\circ$ 、 $\pm 2^\circ$  與  $\pm 4^\circ$  風攻角之下的氣動力反應。試驗結果分別如圖 5-5 至圖 5-24 所示，分別說明如後。

### (一) 矩形斷面：

矩形斷面本屬鈍體斷面，但若寬深比很大時，則較趨近於平板的流線型斷面。因此，在本研究中測試的 5 個寬深比模型， $B/D=5$  斷面屬鈍體斷面，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  $H_1^*$  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，可能造成氣彈不穩定現象。據此，如後乃針對此各種  $B/D$  斷面之二個重要的顫振導數進行討論與比較。

$B/D=5$  斷面試驗分析結果如圖 5-5 所示，為相應於各風攻角之試驗結果。由圖中可見，各種風攻角之顫振導數  $H_1^*$  在試驗風速範圍內皆為負值，故斷面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  $A_2^*$  在約化風速 ( $U/f_v B$ ) 為 0 至 3.5 之試驗風速範圍中皆為負值，表示斷面模型在此低風速範圍內是氣動力穩定的，隨著風速增加， $A_2^*$  由負轉正值，氣動氣阻尼將會抵消扭轉向結構阻尼而產生結構阻尼為負阻尼情況，因而可能造成氣彈不穩定現象。另外，在不同風攻角變化方面(參見圖 5-5)，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  $\pm 4^\circ$  時，顫振導數  $A_2^*$  約在約化風速等於 3.5 時由負轉正。此外，

其他  $B/D=8$ 、 $10$  與  $12.5$  斷面(參見圖 5-6 至圖 5-8)，皆有類似之情形。

顫振臨界約化風速受風攻角變化之影響方面如表 5-2 所示，在矩形橋體寬深比( $B/D$ )為  $5$ 、 $8$  與  $10$  之斷面皆發現有類似之情形，即約化風速受風攻角變化之影響不大。然而，隨著  $B/D$  之增加(如  $B/D=12.5$  與  $15$  斷面)，約化風速則隨風攻角增加而有下降之趨勢。

另外，相較於  $B/D=5$  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 5-9 所示，為相應於  $0^\circ$  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，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  $B/D$  較小斷面者為低，這是因為  $B/D$  越大表示垂直向的勁度相對較低，垂直向頻率亦為如此。因此， $B/D=15$  斷面的垂直向氣動力穩定性較  $B/D=5$  斷面為低。另外，顫振導數  $A_2^*$  在試驗風速範圍中由負轉正的範圍約在約化風速為  $2.5$  至  $4.1$  左右，當風攻角為  $\pm 4^\circ$  時，顫振導數  $A_2^*$  約在約化風速( $U/fB$ )為  $2.5$  時由負轉正，因此可研判當有攻角產生時，其氣動力穩定性較差。

表 5-2. 矩形斷面不同寬深比臨界風速比較表

寬 深 比 B/D = 5			
風攻角；(θ).	0°	±2°	±4°
A <sub>2</sub> <sup>*</sup> 負轉正相應之約化風速；(U <sub>rt</sub> )	4.4	3.6	4.2
臨界約化風速；(U <sub>rt</sub> ) <sub>cr</sub>	6.1	6.1	8.8
寬 深 比 B/D = 8			
風攻角；(θ).	0°	±2°	±4°
A <sub>2</sub> <sup>*</sup> 負轉正相應約化風速；(U <sub>rt</sub> )	4.3	4.4	4.3
臨界發散約化風速；(U <sub>rt</sub> ) <sub>cr</sub>	4.9	4.9	5.5
寬 深 比 B/D = 10			
風攻角；(θ).	0°	±2°	±4°
A <sub>2</sub> <sup>*</sup> 負轉正相應之約化風速；(U <sub>rt</sub> )	4.4	4.4	4.6
臨界發散約化風速；(U <sub>rt</sub> ) <sub>cr</sub>	4.5	4.6	4.7
寬 深 比 B/D = 12.5			
風攻角；(θ).	0°	±2°	±4°
A <sub>2</sub> <sup>*</sup> 負轉正相應之約化風速；(U <sub>rt</sub> )	4.5	3.7	2.8
臨界發散約化風速；(U <sub>rt</sub> ) <sub>cr</sub>	4.5	4.3	4.0
寬 深 比 B/D = 15			
風攻角；(θ).	0°	±2°	±4°
A <sub>2</sub> <sup>*</sup> 負轉正相應之約化風速；(U <sub>rt</sub> )	4.1	3.6	2.5
臨界發散約化風速；(U <sub>rt</sub> ) <sub>cr</sub>	4.1	3.8	3.7

資料來源：本研究整理

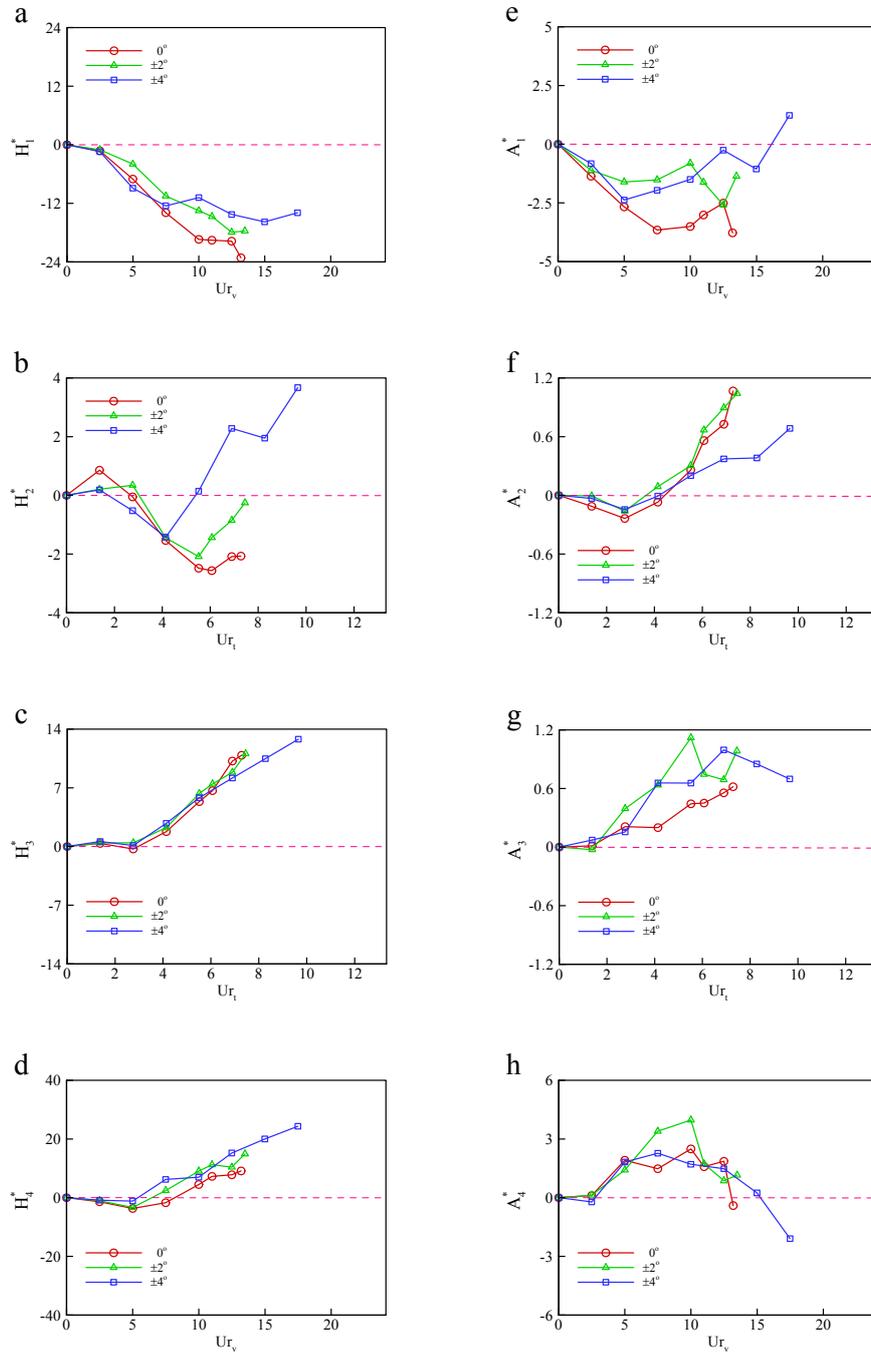


圖 5-5. 矩形斷面顫振導數識別結果(B/D=5)

資料來源：本研究整理

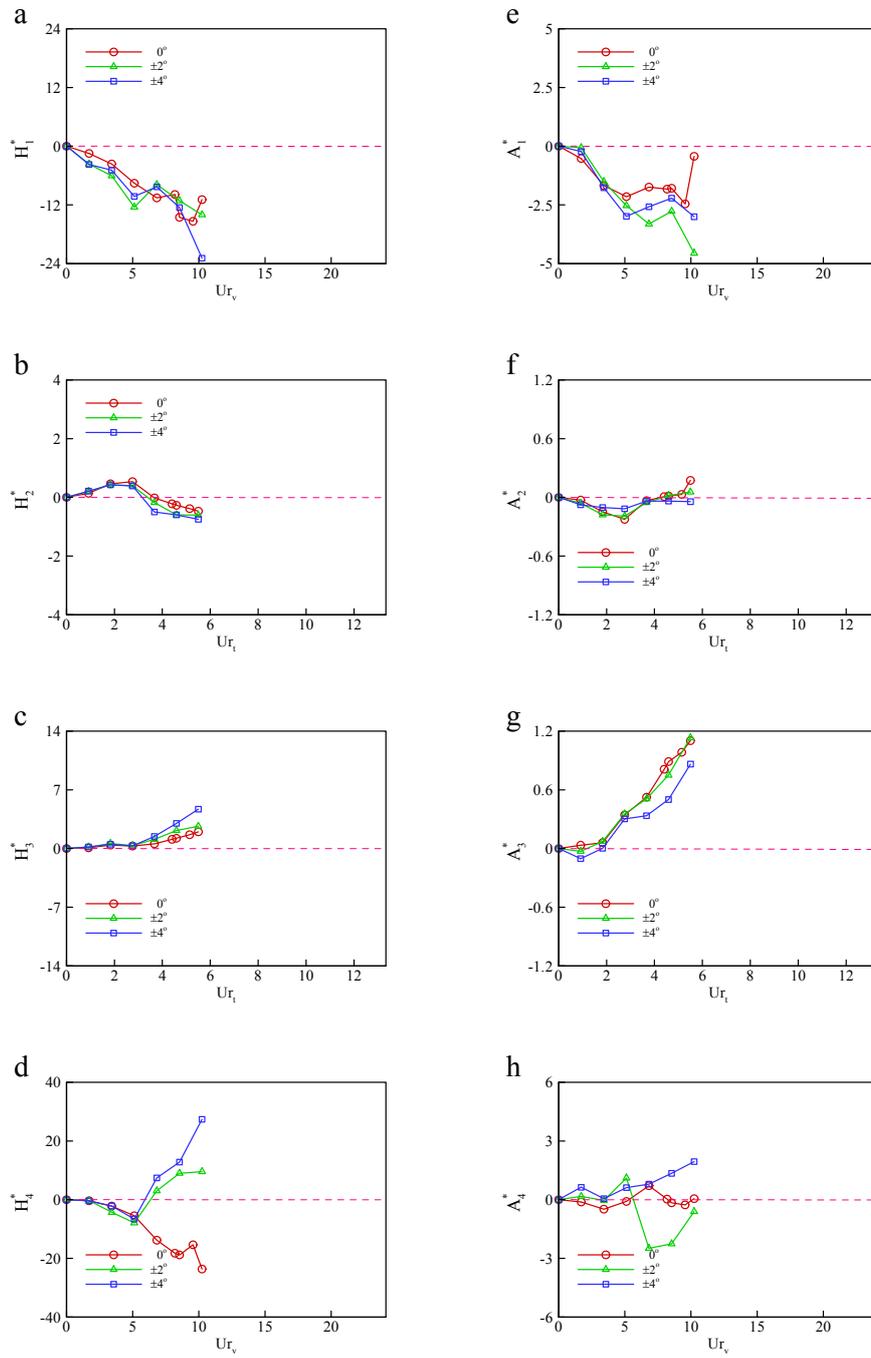


圖 5-6. 矩形斷面顫振導數識別結果(B/D=8)

資料來源：本研究整理

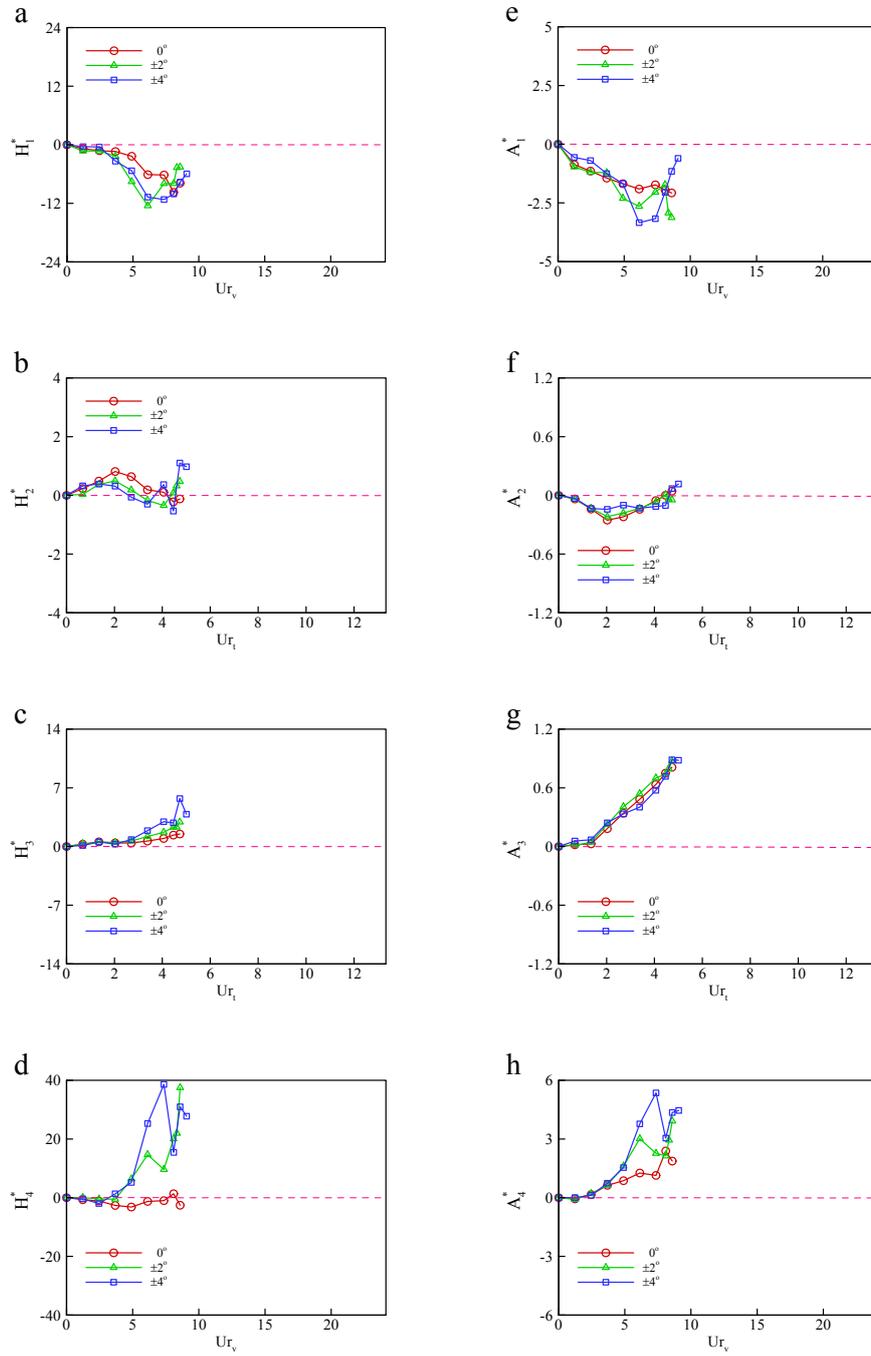


圖 5-7. 矩形斷面顫振導數識別結果(B/D=10)

資料來源：本研究整理

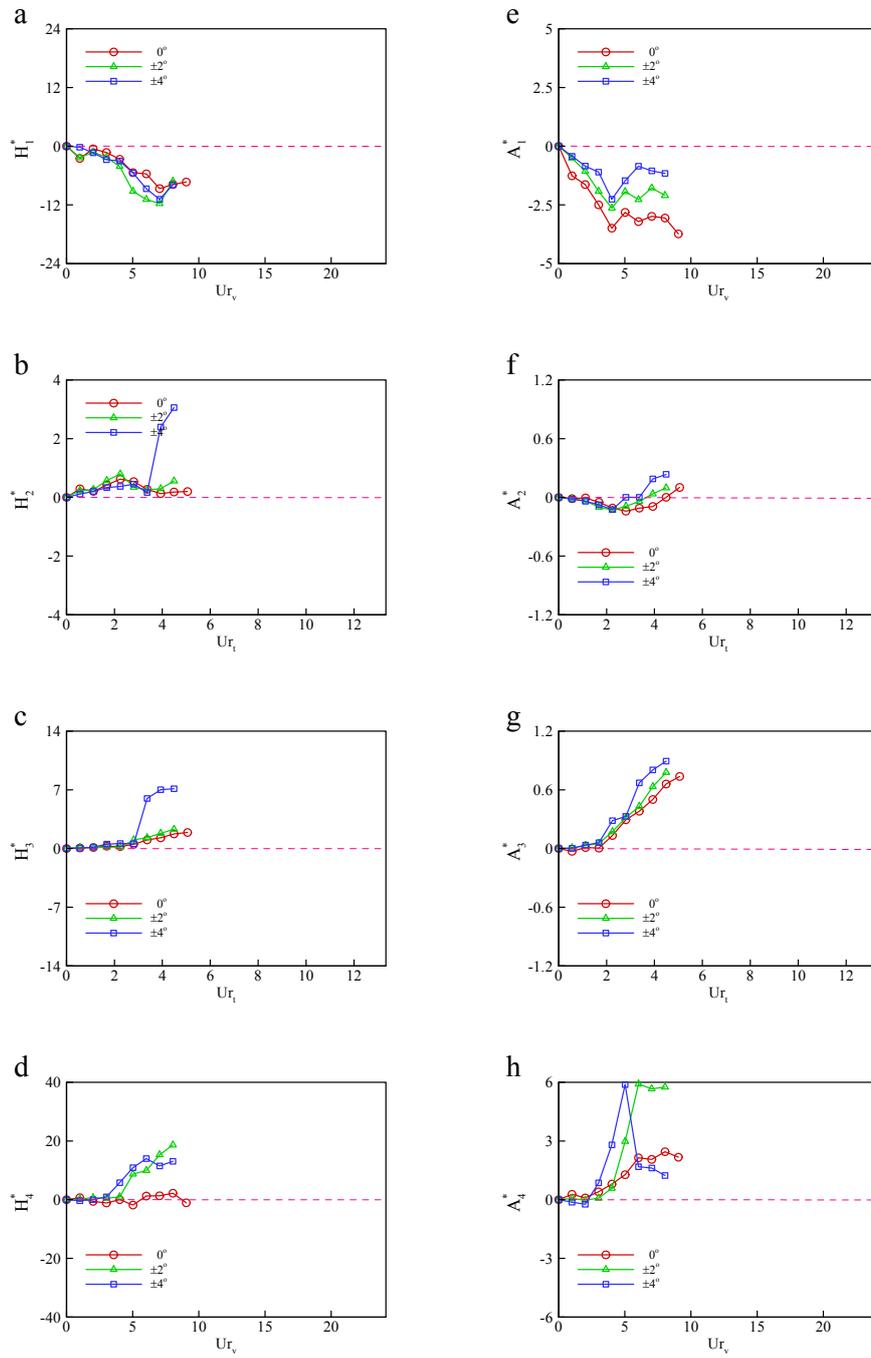


圖 5-8. 矩形斷面顫振導數識別結果(B/D=12.5)

資料來源：本研究整理

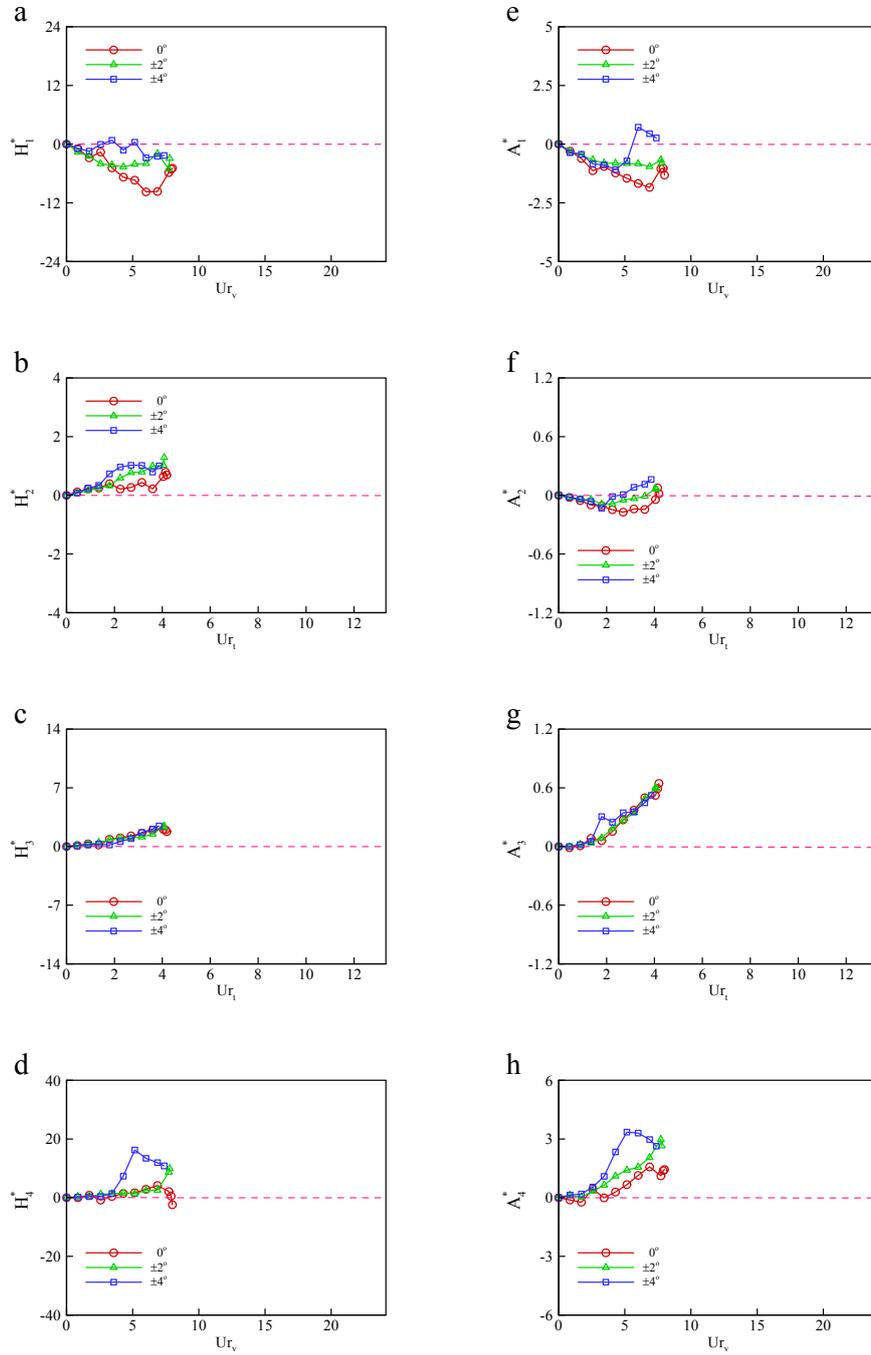


圖 5-9. 矩形斷面顫振導數識別結果(B/D=15)

資料來源：本研究整理

(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。但相對地，不對稱斷面形式將可能因正負攻角的不同影響到顫振導數。本案測試的 5 個寬深比模型， $B/D=5$  斷面屬鈍體斷面而  $B/D=15$  斷面較接近於流線型斷面。5 個梯形斷面試驗分析結果如圖 5-10 至 5-14 所示(亦參見表 5-3)。

表 5-3. 梯形斷面不同寬深比臨界風速比較表

寬 深 比 $B/D = 5$					
風攻角； $(\theta)$ .	-4°	-2°	0°	2°	4°
$A_2^*$ 負轉正相應約化風速； $(U_{r1})$	—	—	12.1	7.7	5.6
臨界發散約化風速； $(U_{r1})_{cr}$	—	—	12.7	11.8	6.6
寬 深 比 $B/D = 8$					
風攻角； $(\theta)$ .	-4°	-2°	0°	2°	4°
$A_2^*$ 負轉正相應約化風速； $(U_{r1})$	7.3	—	5.7	4.7	4.3
臨界發散約化風速； $(U_{r1})_{cr}$	—	—	8.3	5.6	4.7
寬 深 比 $B/D = 10$					
風攻角； $(\theta)$ .	-4°	-2°	0°	2°	4°
$A_2^*$ 負轉正相應約化風速； $(U_{r1})$	4.1	—	3.6	3.5	2.7
臨界發散約化風速； $(U_{r1})_{cr}$	—	—	5.3	4.2	3.5
寬 深 比 $B/D = 12.5$					
風攻角； $(\theta)$ .	-4°	-2°	0°	2°	4°
$A_2^*$ 負轉正相應約化風速； $(U_{r1})$	—	—	4.3	3.2	3.0
臨界發散約化風速； $(U_{r1})_{cr}$	—	—	4.6	3.7	3.3
寬 深 比 $B/D = 15$					
風攻角； $(\theta)$ .	-4°	-2°	0°	2°	4°
$A_2^*$ 負轉正相應約化風速； $(U_{r1})$	—	—	3.5	2.9	2.4
臨界發散約化風速； $(U_{r1})_{cr}$	4.2	—	4.0	3.5	3.1

【註】：“—”意指無相應值(試驗風速範圍內無顫振發生)。

資料來源：本研究整理

$B/D=5$  斷面之顫振導數  $H_1^*$  在不同約化風速下皆為負值，但在高風速下隨著負攻角的增加而有較大差異性，在垂直向的總阻尼尚維持在正阻尼，垂直向氣動力阻尼具有穩定橋梁之效果。 $B/D=8$  至  $15$  斷面之顫振導數  $H_1^*$  在低約化風速下皆為負值，但在高風速下差異性較大，尤其在具有負攻角的情況下，如  $-2^\circ$  與  $-4^\circ$  風攻角等，顫振導數  $H_1^*$  在高風速時由負轉正，因此將會影響垂直向氣動力阻尼，而可能引發勁度驅動顫振(stiffness-drive flutter)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，隨著風速的增加，顫振導數  $A_2^*$  具有由負轉正之趨勢。此外，在不同風攻角變化方面(參見圖 5-10 與圖 5-14 所示)，負攻角較正攻角狀況來得穩定(如見表 5-2)，此乃因不對稱的梯形斷面在風力作用下，負攻角受氣流導流作用具有抑制並穩定橋梁之振動效果。因此，各種梯形斷面模形在負攻角情形皆有較佳的氣動力穩定性，這也是許多真實橋梁選擇採用梯形斷面之原因。

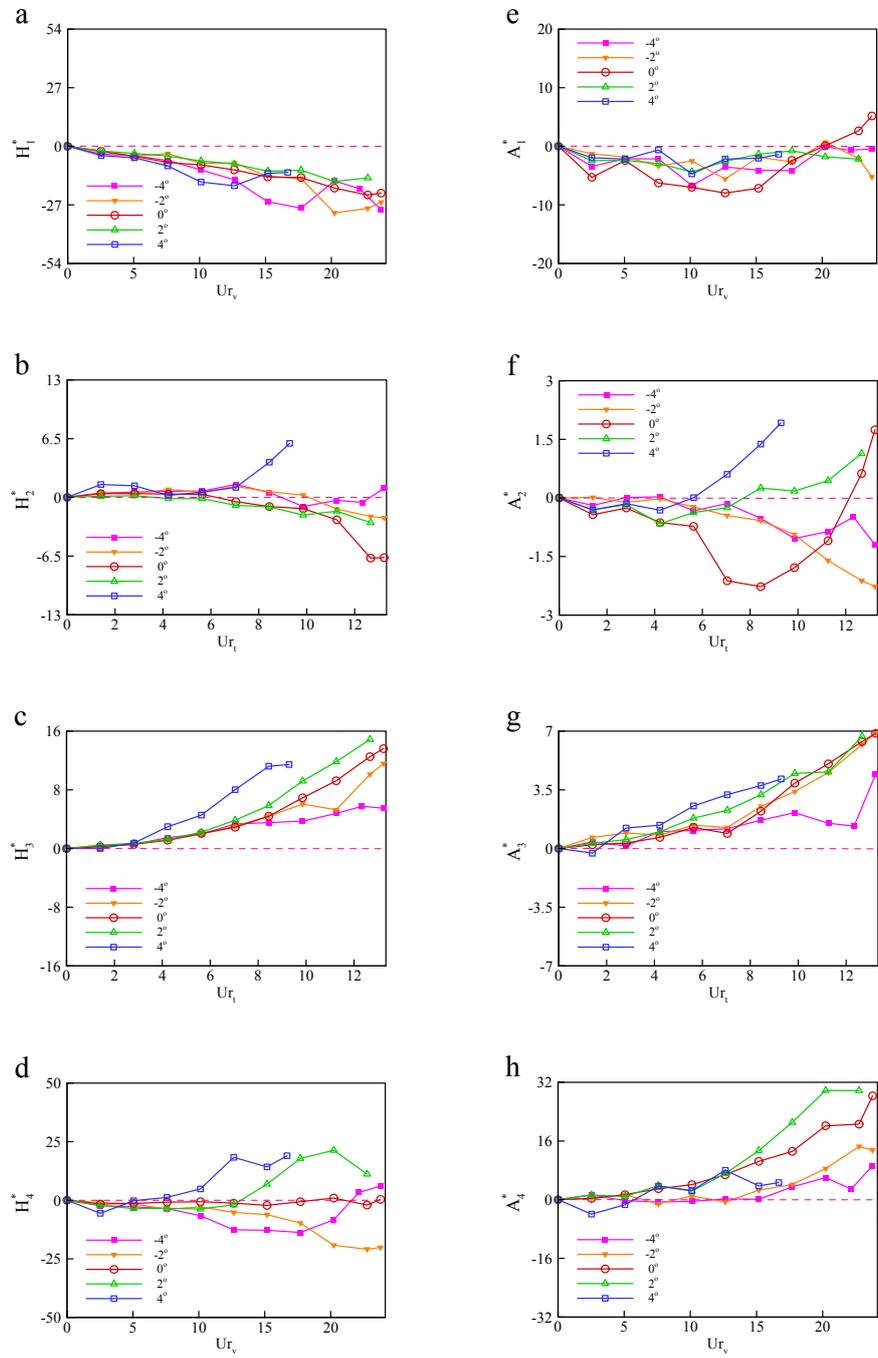


圖 5-10. 梯形斷面顫振導數識別結果(B/D=5)

資料來源：本研究整理

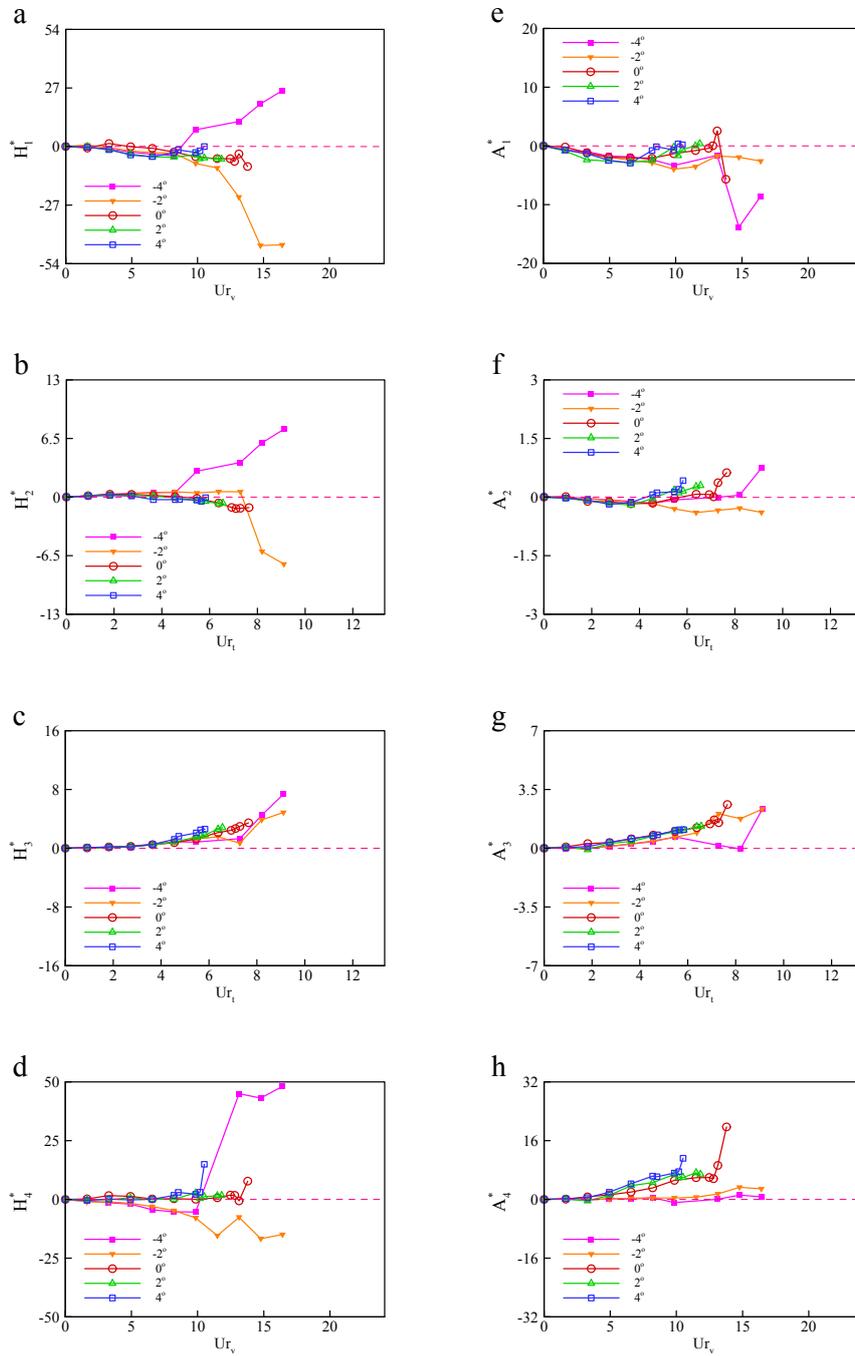


圖 5-11. 梯形斷面顫振導數識別結果(B/D=8)

資料來源：本研究整理

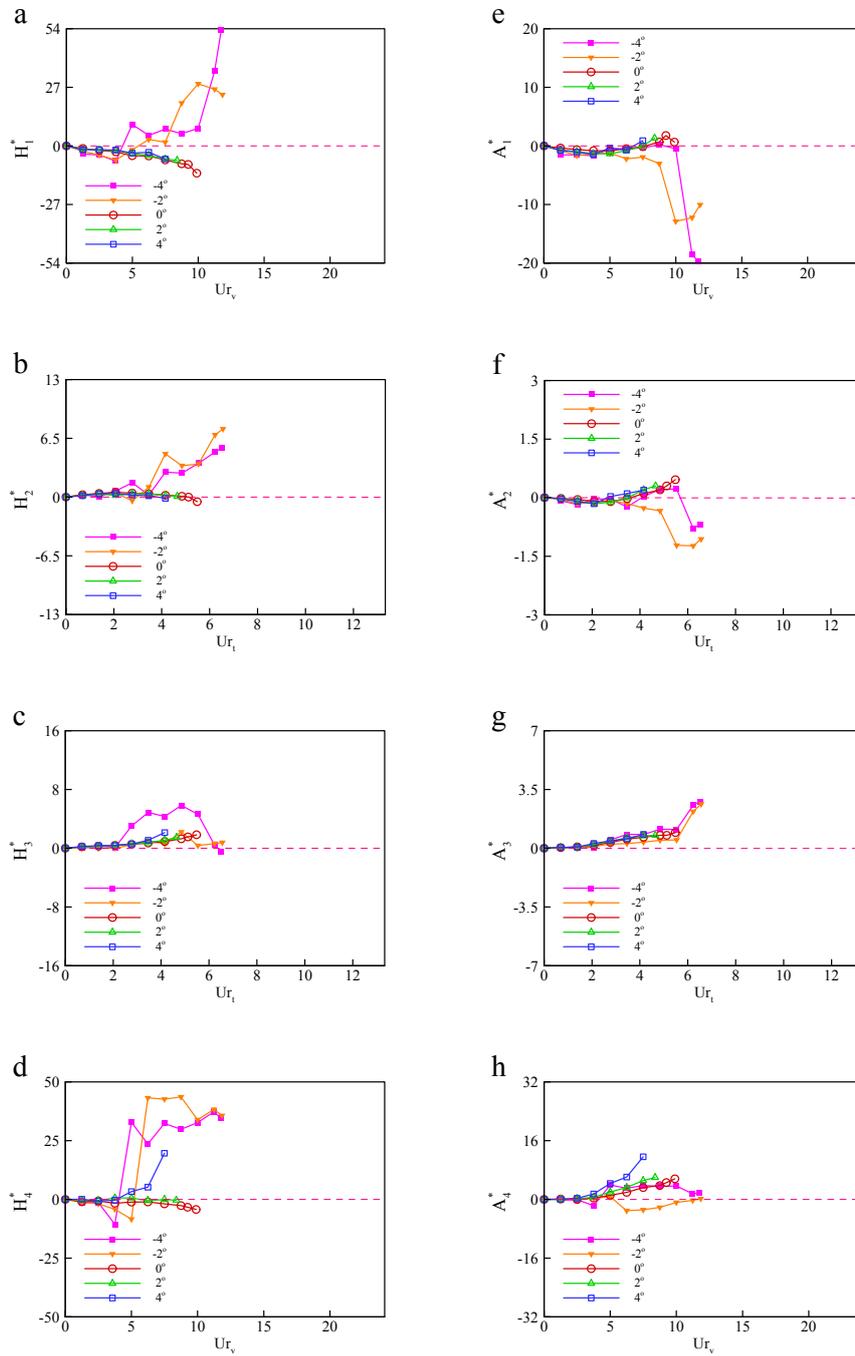


圖 5-12. 梯形斷面顫振導數識別結果(B/D=10)

資料來源：本研究整理

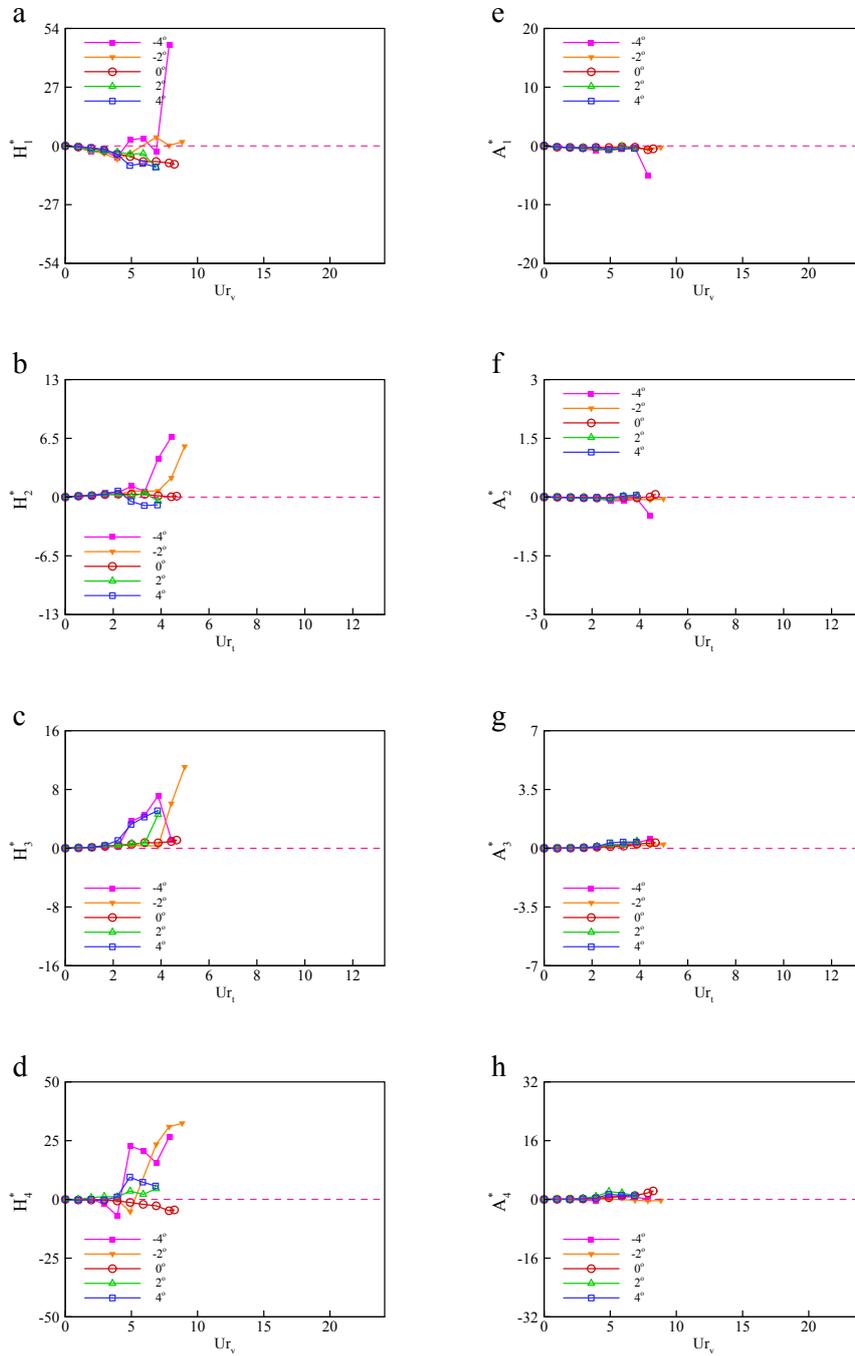


圖 5-13. 梯形斷面顫振導數識別結果(B/D=12.5)

資料來源：本研究整理

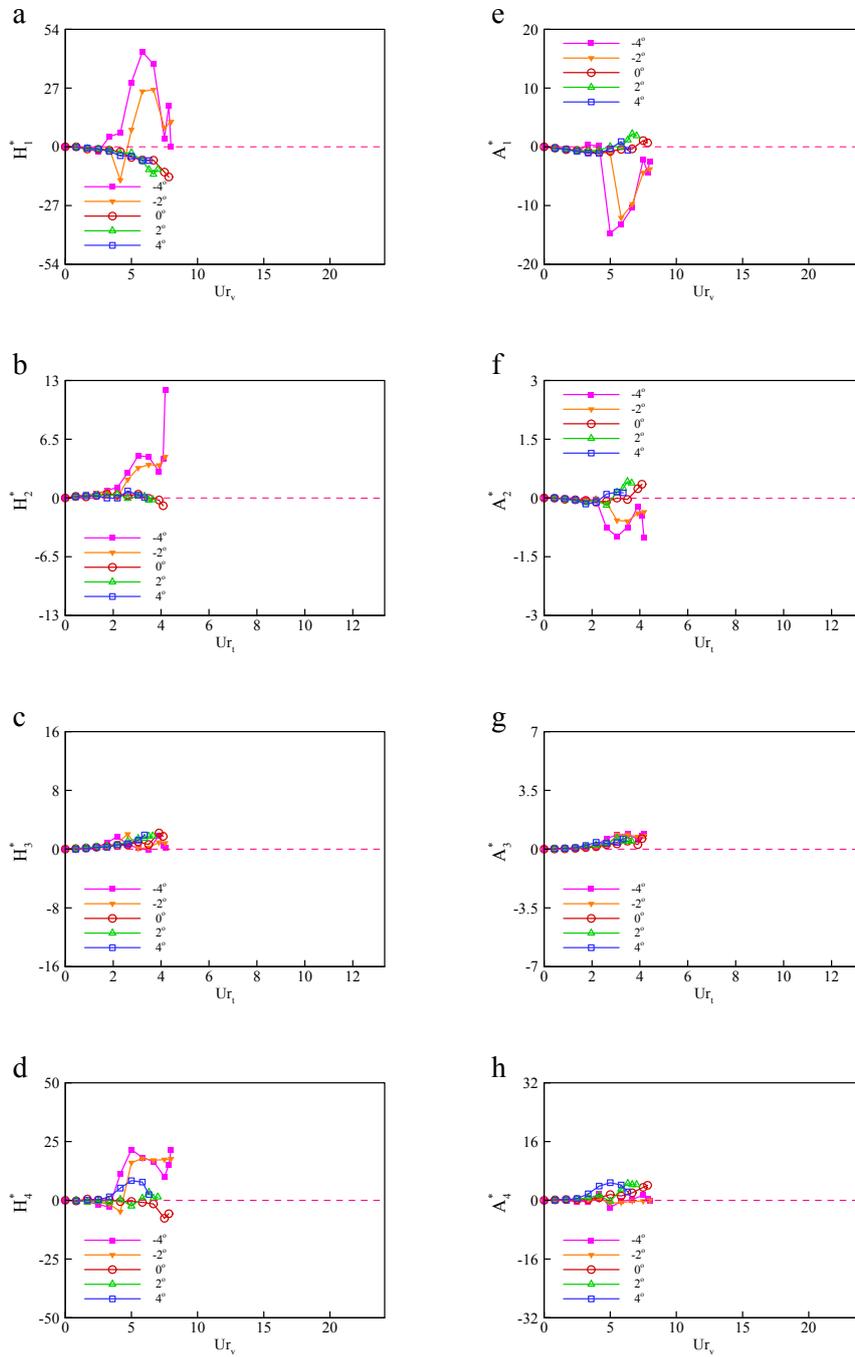


圖 5-14. 梯形斷面顫振導數識別結果(B/D=15)

資料來源：本研究整理

### (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 5 個寬深比模型中， $B/D$  值愈大之斷面較接近於流線型斷面，試驗分析結果如圖 5-15 至圖 5-19 所示(亦參見表 5-4)。由六角形  $B/D=5$  斷面試驗分析結果可見(圖 5-15)，顫振導數  $H_1^*$  在不同攻角下低風速至高風速範圍內皆為負值，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。另外，在  $B/D=8$ 、10、12.5 與 15 斷面試驗之分析結果亦發現有相同之情形。由於六角形斷面具有對稱性，因此，如圖 5-15 至圖 5-19 所示，正負攻角的效應對顫振導數之影響較不明顯。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 5-15 與圖 5-19)，顫振導數  $A_2^*$  亦有負轉正之趨勢，而以  $0^\circ$  風攻角時最為穩定，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 5-19 所示，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性較低。另一方面，顫振導數  $A_2^*$  在試驗風速範圍中有負轉正之趨勢，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，可能造成氣彈不穩定現象。當風攻角為  $\pm 4^\circ$  時，顫振導數  $A_2^*$  約在約化風速( $U/fB$ )為 3.6 時由負轉正，與其他不同寬深比的斷面結果相差不大。

表 5-4. 六角形斷面不同寬深比臨界風速比較表

寬 深 比 B/D = 5			
風攻角；(θ).	0°	±2°	±4°
A <sub>2</sub> <sup>*</sup> 負轉正相應約化風速；(U <sub>r1</sub> )	—	—	—
臨界發散約化風速；(U <sub>r1</sub> ) <sub>cr</sub>	—	—	—
寬 深 比 B/D = 8			
風攻角；(θ).	0°	±2°	±4°
A <sub>2</sub> <sup>*</sup> 負轉正相應約化風速；(U <sub>r1</sub> )	—	7.4	4.9
臨界發散約化風速；(U <sub>r1</sub> ) <sub>cr</sub>	9.0	7.8	7.4
寬 深 比 B/D = 10			
風攻角；(θ).	0°	±2°	±4°
A <sub>2</sub> <sup>*</sup> 負轉正相應約化風速；(U <sub>r1</sub> )	4.8	3.4	2.8
臨界發散約化風速；(U <sub>r1</sub> ) <sub>cr</sub>	6.4	6.0	5.7
寬 深 比 B/D = 12.5			
風攻角；(θ).	0°	±2°	±4°
A <sub>2</sub> <sup>*</sup> 負轉正相應約化風速；(U <sub>r1</sub> )	3.0	1.2	—
臨界發散約化風速；(U <sub>r1</sub> ) <sub>cr</sub>	—	—	—
寬 深 比 B/D = 15			
風攻角；(θ).	0°	±2°	±4°
A <sub>2</sub> <sup>*</sup> 負轉正相應約化風速；(U <sub>r1</sub> )	—	—	3.6
臨界發散約化風速；(U <sub>r1</sub> ) <sub>cr</sub>	—	—	3.9

【註】：“—”意指無相應值(試驗風速範圍內無顫振發生)。  
 資料來源：本研究整理

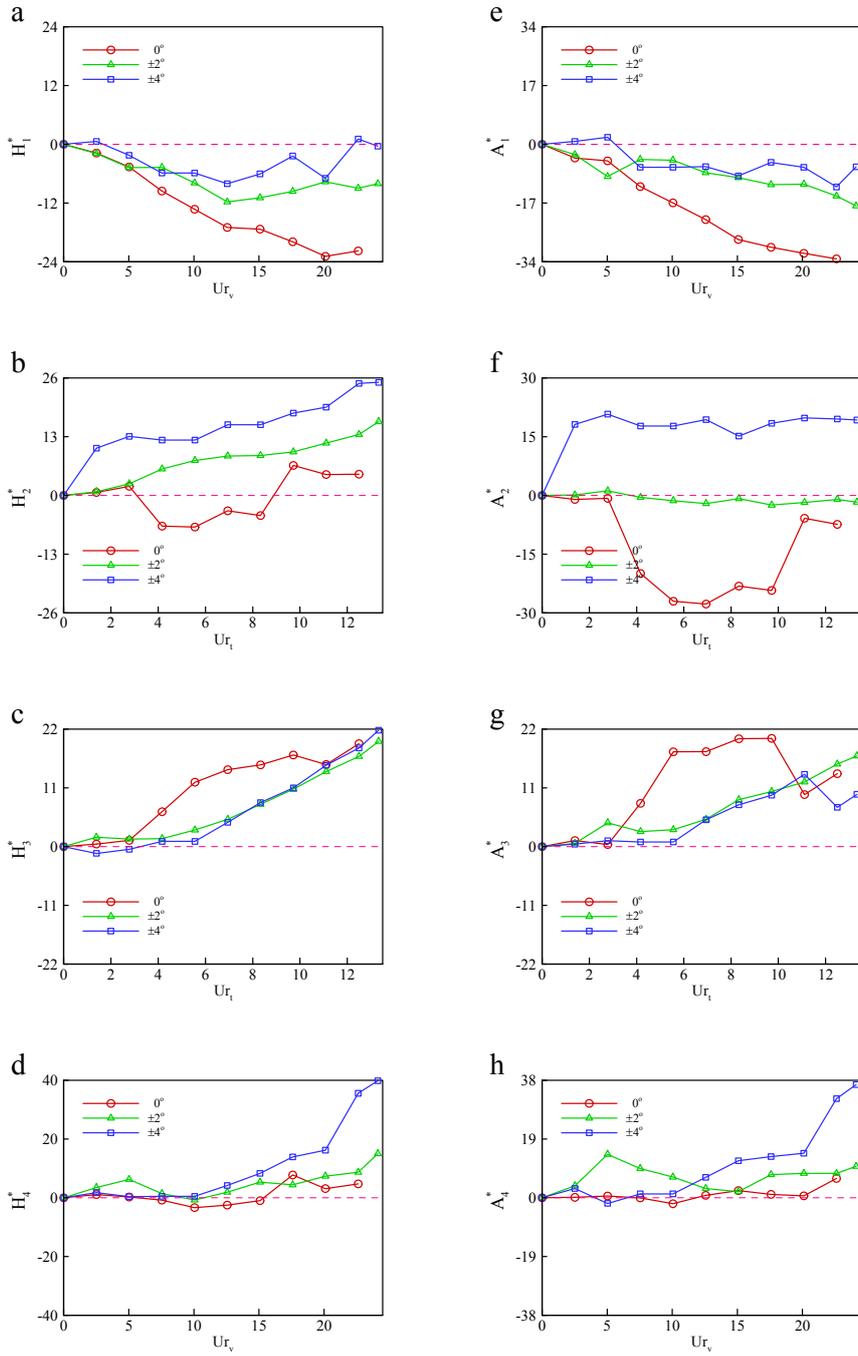


圖 5-15. 六角形斷面顫振導數識別結果(B/D=5)

資料來源：本研究整理

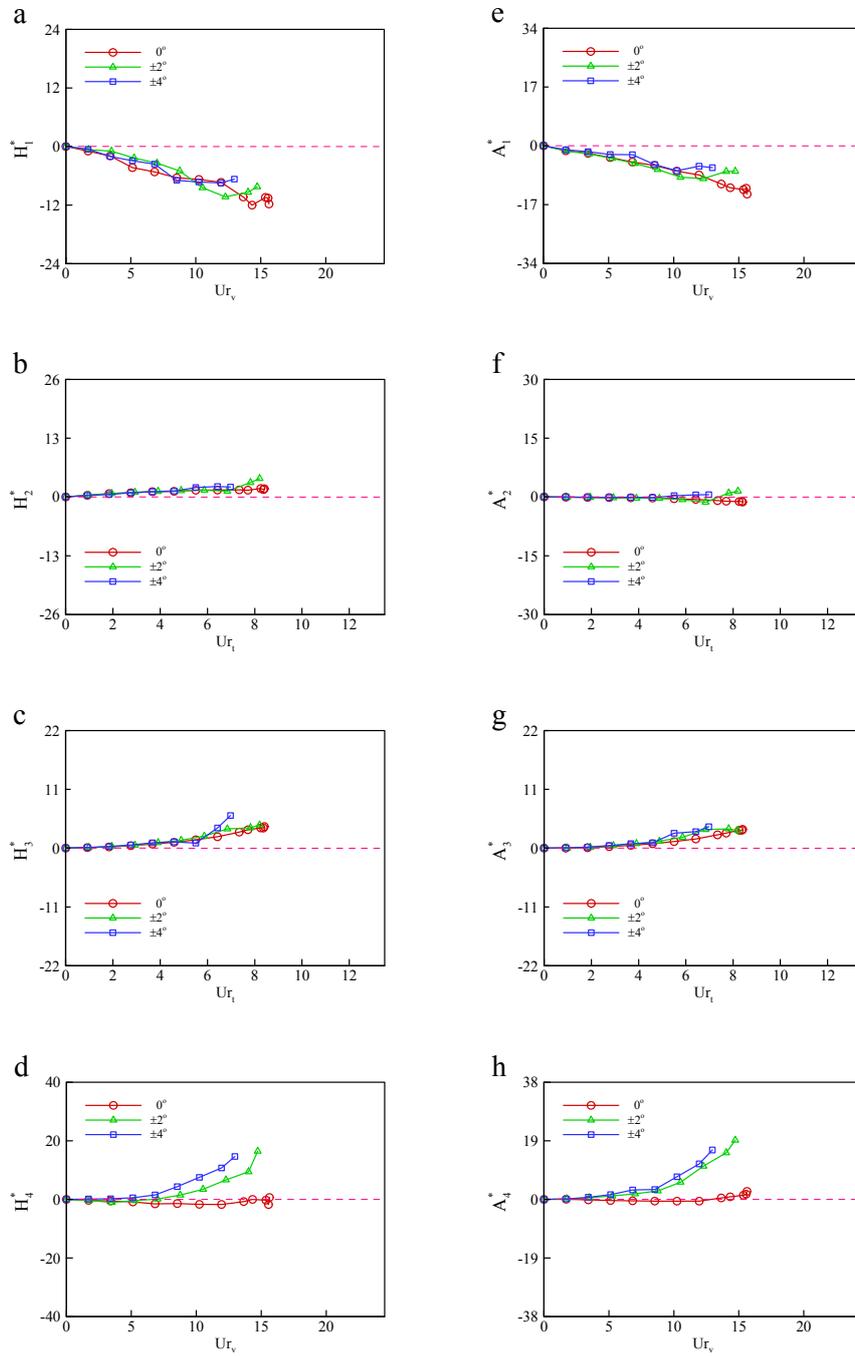


圖 5-16. 六角形斷面顫振導數識別結果(B/D=8)

資料來源：本研究整理

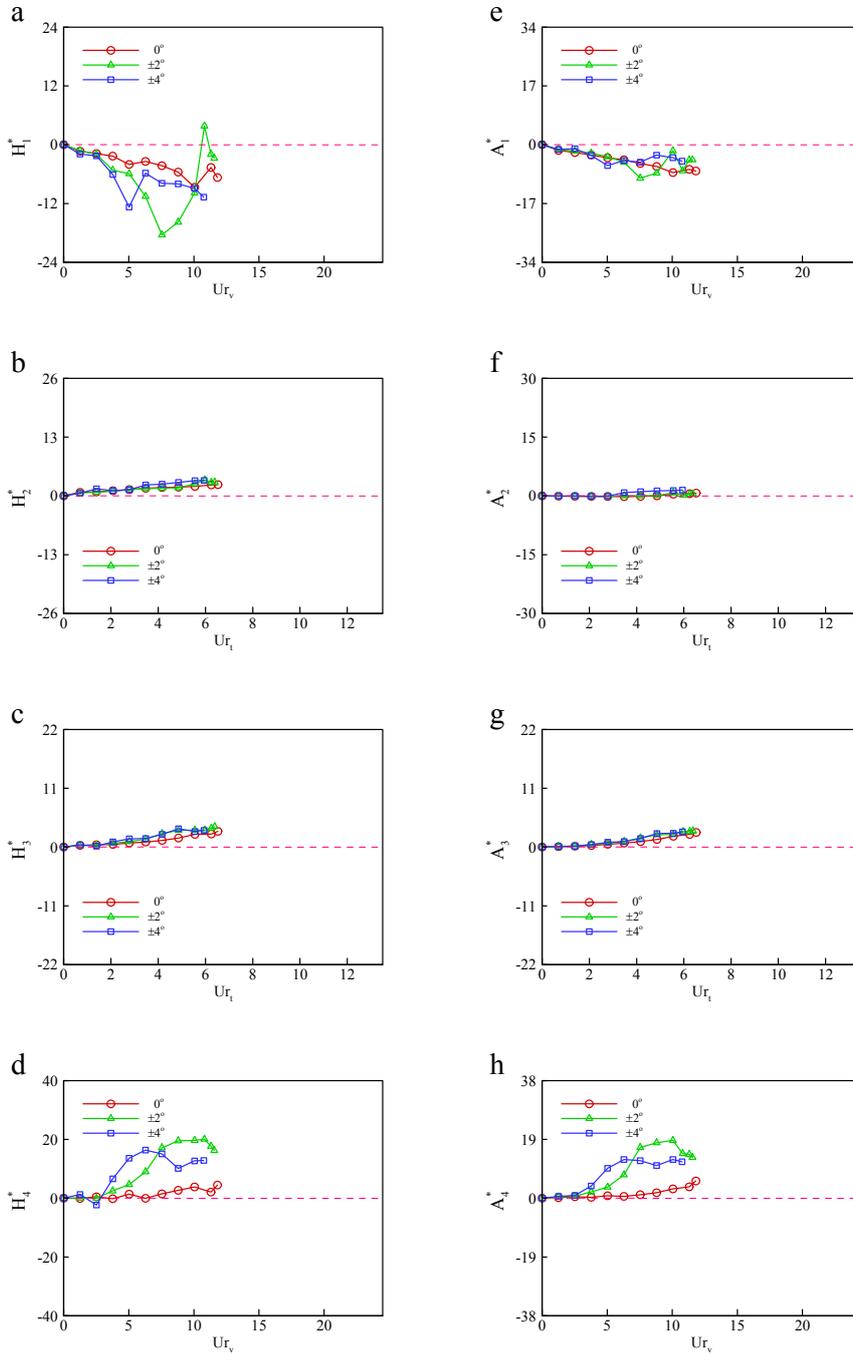


圖 5-17. 六角形斷面顫振導數識別結果(B/D=10)

資料來源：本研究整理

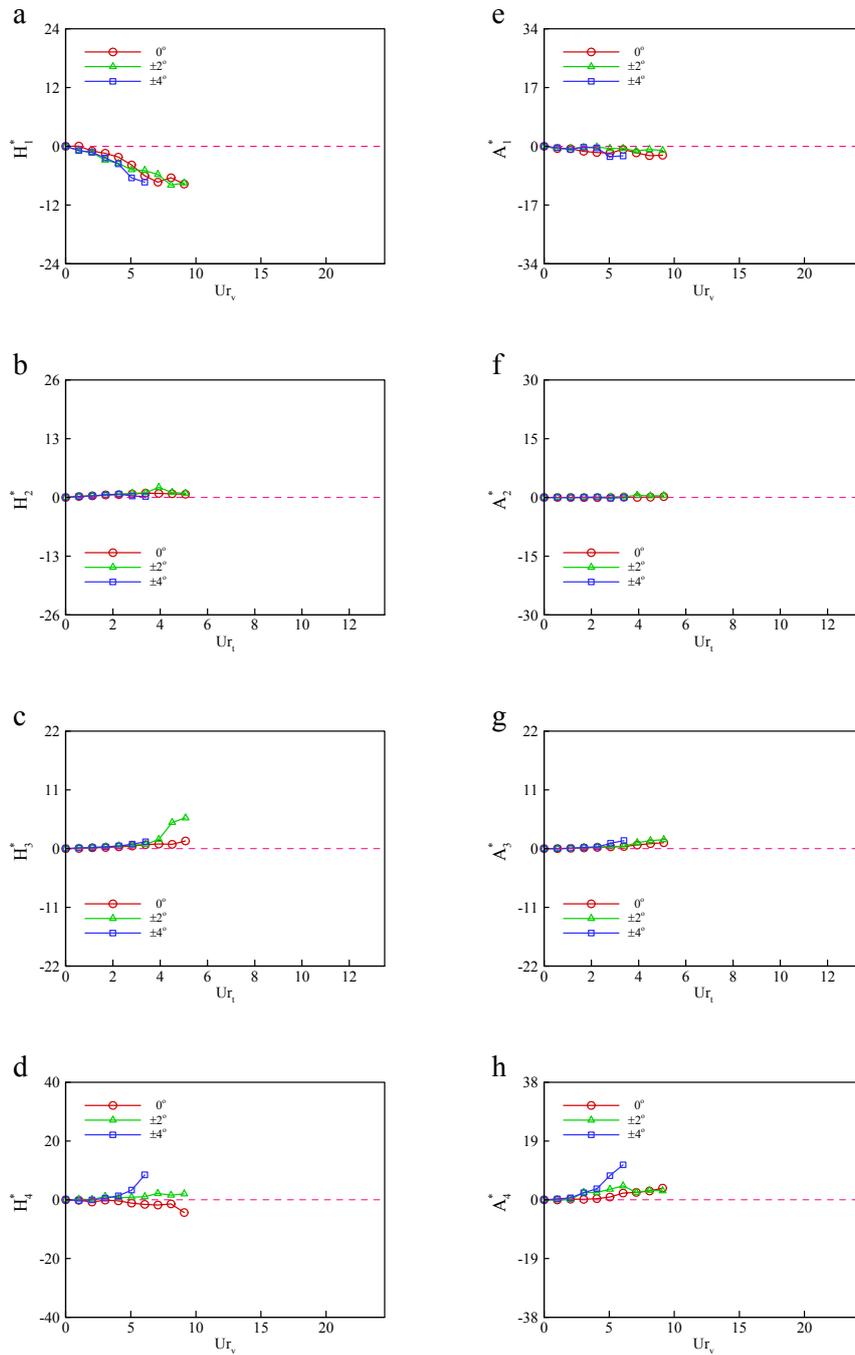


圖 5-18. 六角形斷面顫振導數識別結果(B/D=12.5)

資料來源：本研究整理

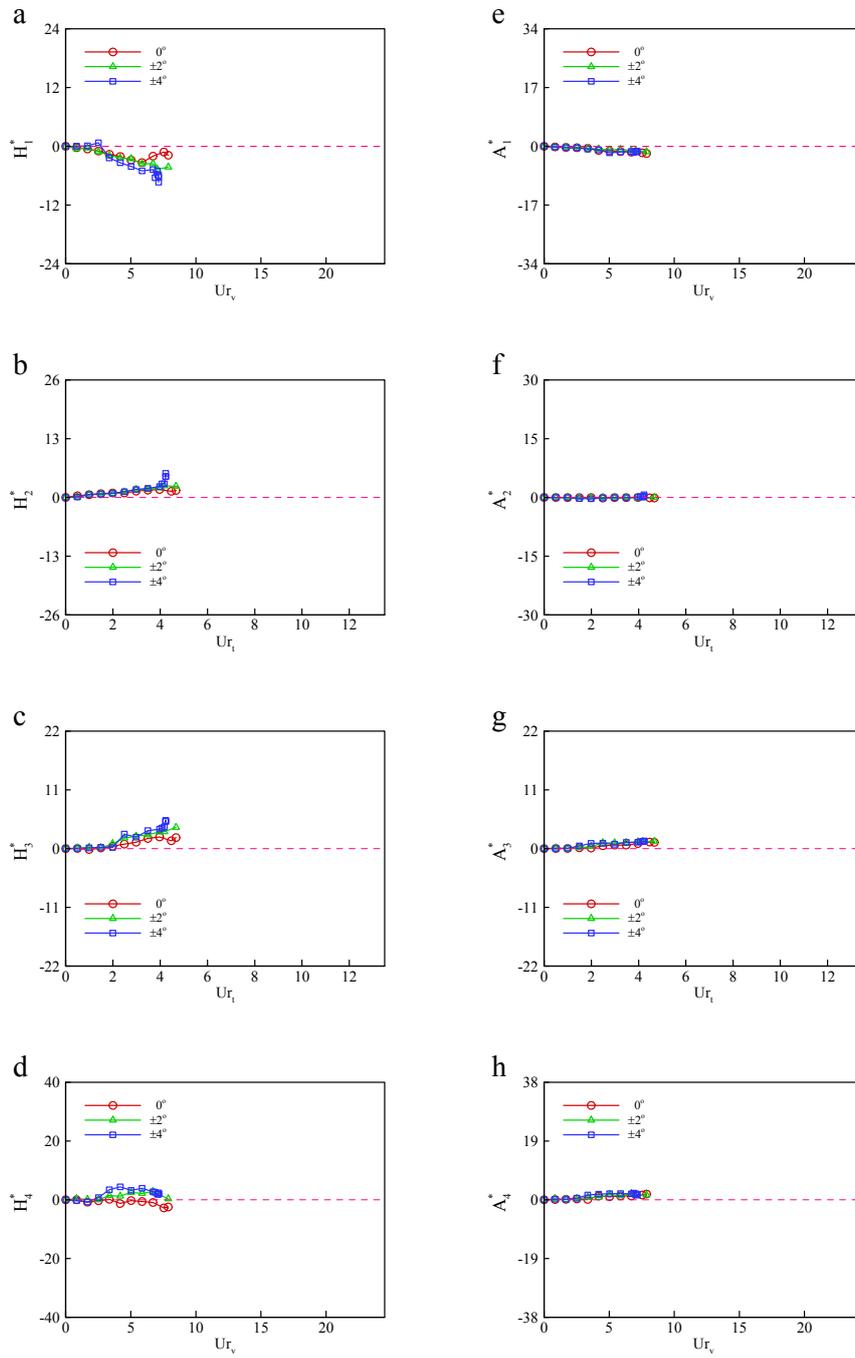


圖 5-19. 六角形斷面顫振導數識別結果(B/D=15)

資料來源：本研究整理

(四) 冂形斷面：

冂形斷面是本案測試的四種斷面中較不流線之斷面形狀，然其垂直剛度與扭轉剛度較大。本案測試的 5 個寬深比模型試驗分析結果如圖 5-20 至圖 5-24 所示。

冂形  $B/D=5$  斷面為較鈍形斷面，試驗分析結果如見圖 5-20。顫振導數  $H_1^*$  與垂直向相關，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。其他斷面隨著風速達最高測試風速時有呈現由轉正之趨勢，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負阻尼之情況。此外，在不同風攻角變化方面(參見圖 5-20 與圖 5-24)，當風攻角為正值時，顫振導數  $A_2^*$  約在約化風速等於 2.7 時由負轉正，其氣動力穩定性應屬較差之情況。

冂形  $B/D=15$  斷面試驗分析結果如圖 5-24 所示，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  $B/D=5$  為小，因此， $B/D=15$  斷面的垂直向氣動力穩定性較低。另一方面，顫振導數  $A_2^*$  在較不受風攻角之影響(參見表 5-5 所示)，臨界約化風速變化約在 2.6 至 3.5 之間，此與其他不同  $B/D$  斷面之結果相差不大。

表 5-5. 冑形斷面不同寬深比臨界風速比較表

寬 深 比 B/D = 5					
風攻角；( $\theta$ ).	-4°	-2°	0°	2°	4°
$A_2^*$ 負轉正相應約化風速；( $U_{Rt}$ )	6.5	6.9	6.5	3.5	6.0
臨界發散約化風速；( $U_{Rt}$ ) <sub>cr</sub>	8.1	8.1	6.8	5.9	8.1
寬 深 比 B/D = 8					
風攻角；( $\theta$ ).	-4°	-2°	0°	2°	4°
$A_2^*$ 負轉正相應約化風速；( $U_{Rt}$ )	4.8	3.5	2.9	3.1	3.0
臨界發散約化風速；( $U_{Rt}$ ) <sub>cr</sub>	5.9	3.9	3.5	3.3	3.1
寬 深 比 B/D = 10					
風攻角；( $\theta$ ).	-4°	-2°	0°	2°	4°
$A_2^*$ 負轉正相應約化風速；( $U_{Rt}$ )	2.7	3.1	3.3	2.7	3.0
臨界發散約化風速；( $U_{Rt}$ ) <sub>cr</sub>	5.0	3.5	3.6	3.6	4.2
寬 深 比 B/D = 12.5					
風攻角；( $\theta$ ).	-4°	-2°	0°	2°	4°
$A_2^*$ 負轉正相應約化風速；( $U_{Rt}$ )	3.7	3.3	3.5	3.2	3.7
臨界發散約化風速；( $U_{Rt}$ ) <sub>cr</sub>	4.0	3.7	3.5	3.9	4.2
寬 深 比 B/D = 15					
風攻角；( $\theta$ ).	-4°	-2°	0°	2°	4°
$A_2^*$ 負轉正相應約化風速；( $U_{Rt}$ )	2.6	3.1	3.5	3.5	3.5
臨界發散約化風速；( $U_{Rt}$ ) <sub>cr</sub>	3.7	3.2	3.2	4.0	4.2

資料來源：本研究整理

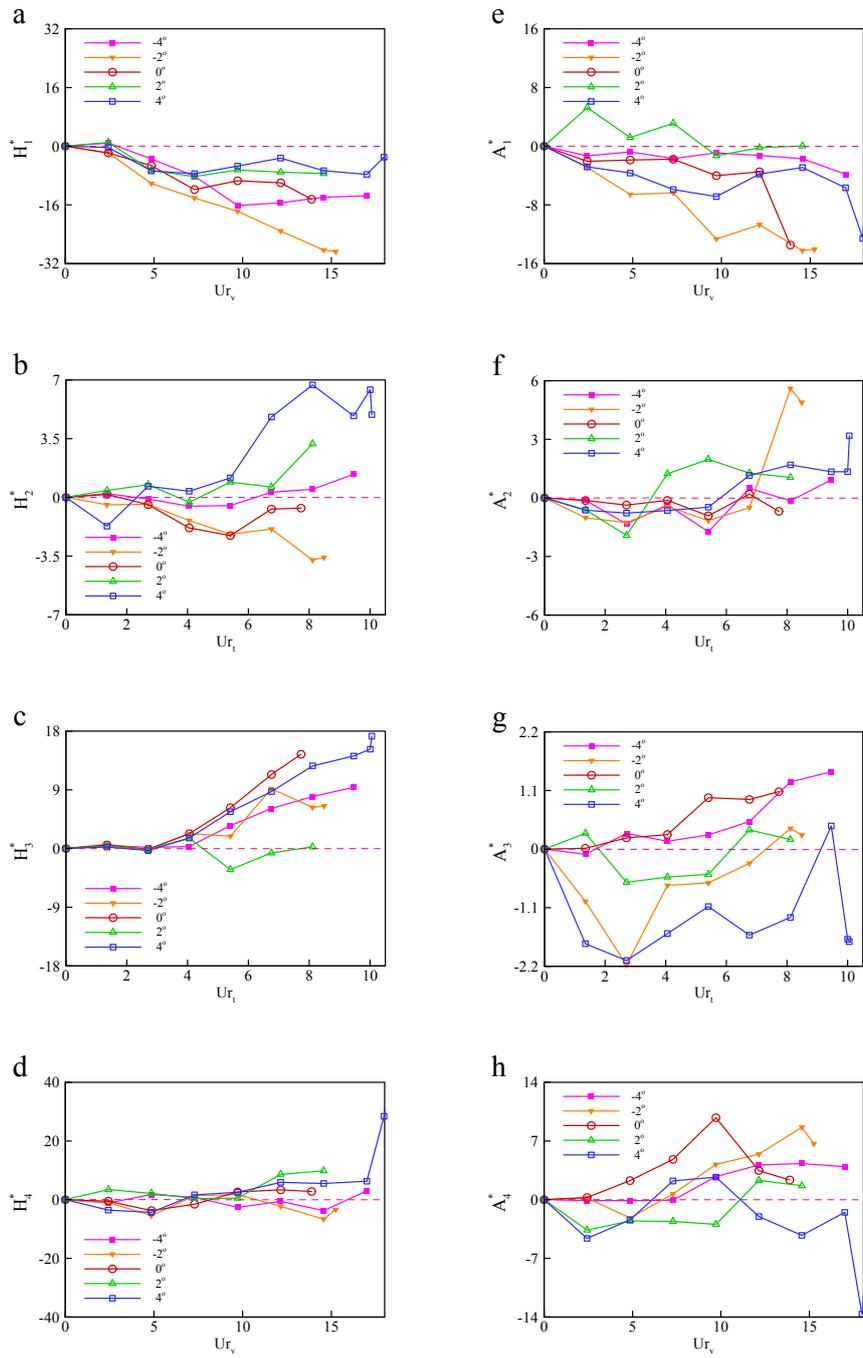


圖 5-20. U形斷面顫振導數識別結果( $B/D=5$ )

資料來源：本研究整理

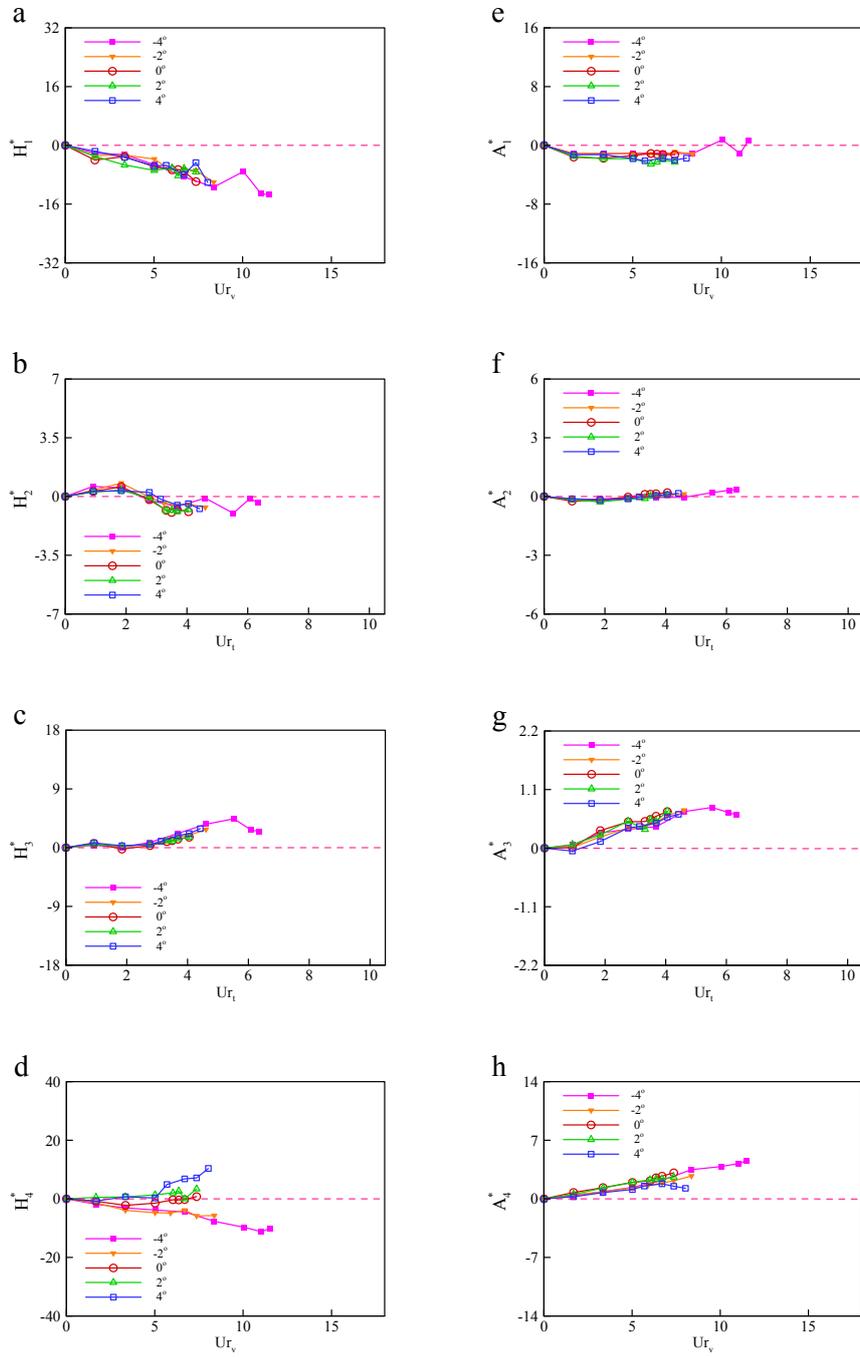


圖 5-21. U形斷面顫振導數識別結果(B/D=8)

資料來源：本研究整理

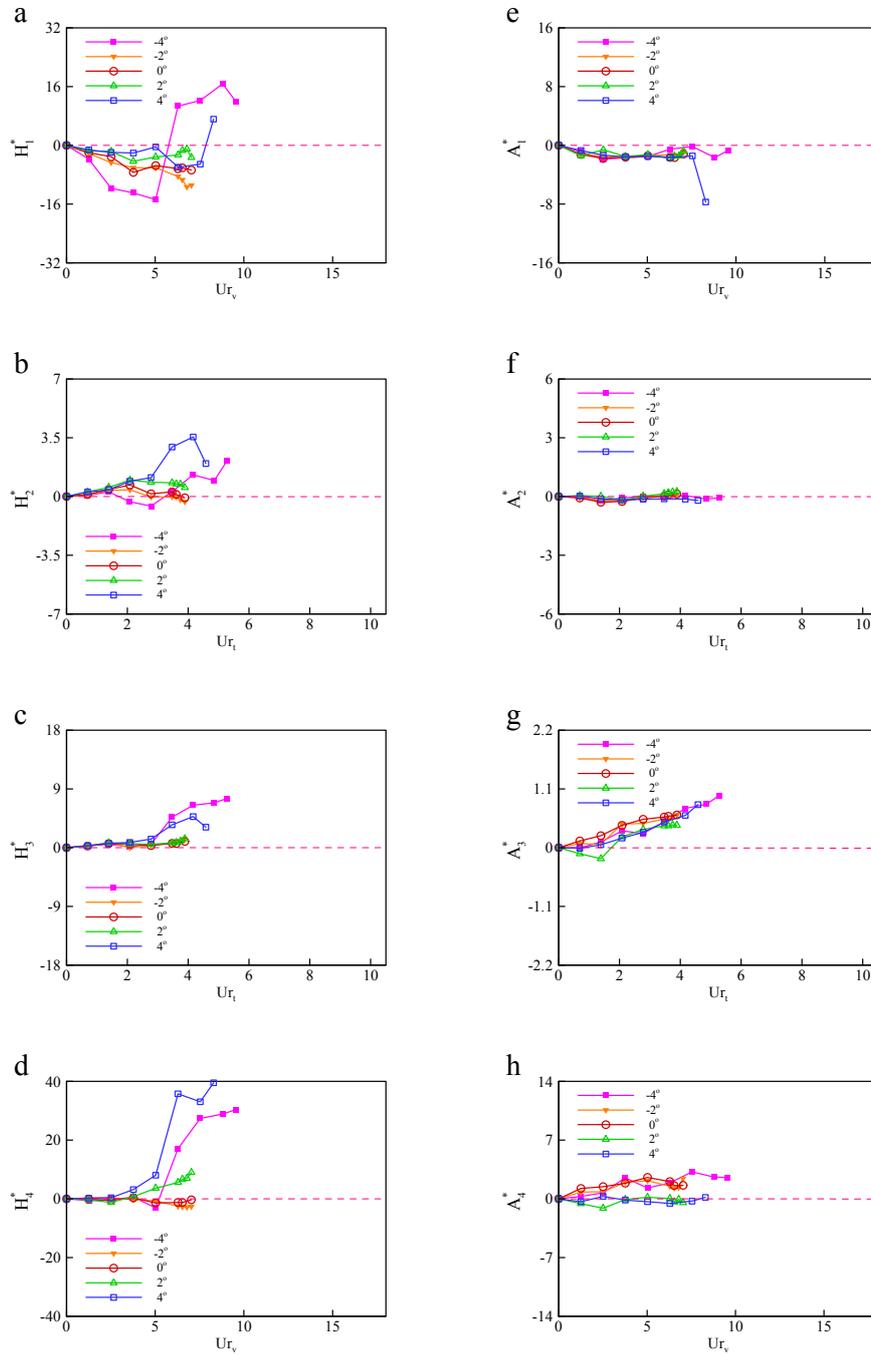


圖 5-22. 冂形斷面顫振導數識別結果(B/D=10)

資料來源：本研究整理

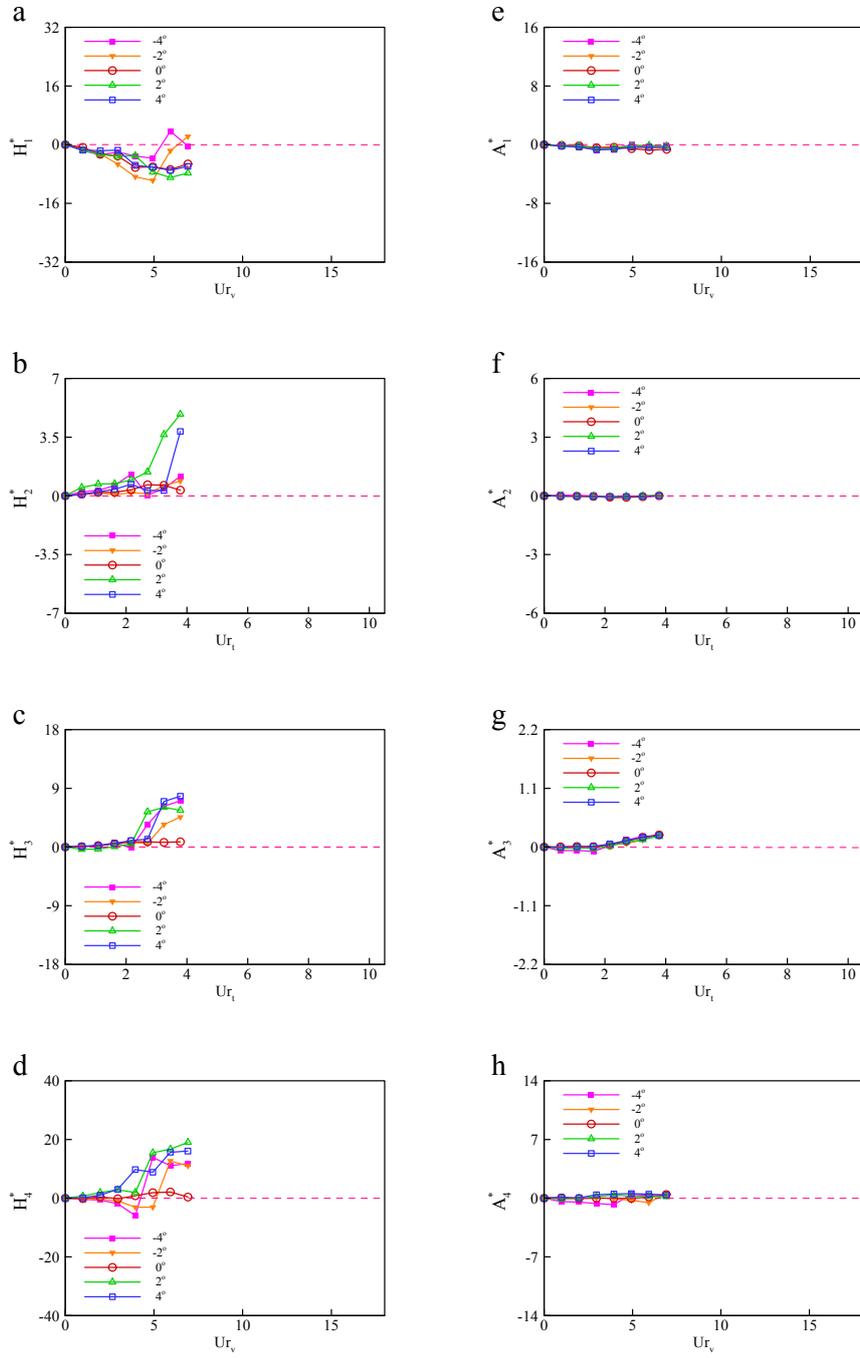


圖 5-23.  $\Gamma$ 形斷面顫振導數識別結果( $B/D=12.5$ )

資料來源：本研究整理

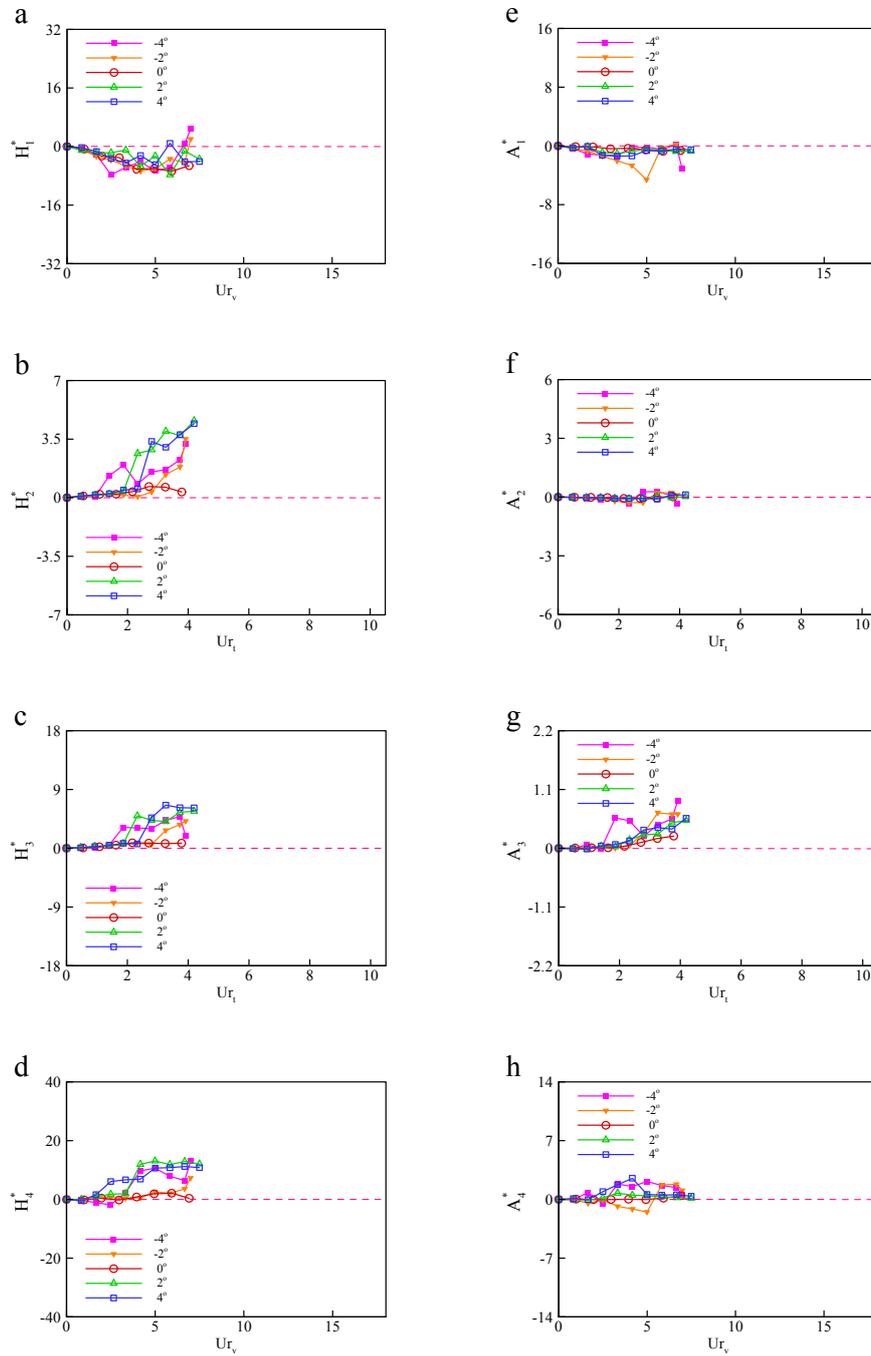


圖 5-24. 冂形斷面顫振導數識別結果(B/D=15)

資料來源：本研究整理

## 第五節 小結

本案分別針對矩形、六角形、梯形與冂形等四種斷面進行風洞試驗，每一種斷面皆測試在  $0^\circ$ 、 $\pm 2^\circ$  與  $\pm 4^\circ$  風攻角下的氣動力反應。試驗結果分別如圖 5-5 至圖 5-24 所示。綜合前述試驗結果與分析得知，長跨度懸索式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(如本研究的矩形斷面、六角形斷面、梯形斷面與冂形斷面等，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。

研究中已針對矩形、梯形與六角形與冂形等四種形狀橋體與五個典型的寬深比(5、8、10、12.5 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，因此，本計畫所獲得各種形狀與寬深比橋體模型之的成果應可立即地提供工程與產業界之設計氣動力資料庫，此對國內懸索式橋梁之設計確實具有高度之效益。



## 第六章 研究成果與檢討

### 第一節 研究結果

茲針對已完成之成果，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. 完成了矩形、梯形、六角形與冂形等 4 種斷面形狀 5 個寬深比 ( $B/D=5, 8, 10, 12.5, 15$ )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，並建構了試驗整備架構與量測之標準操作程序(第四章第一、二節)。

其中，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 5 個寬深比( $B/D$ )矩形、梯形、六角形與冂形等 4 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，大多數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。

4. 依據前述試驗結果，獲得各情況之臨界風速，據以評估與比較矩形、梯形、六角形與冂形橋體斷面形狀與寬深比對氣動穩定性之影響(第四章第四節)。

5. 針對近期相關文獻之成果，與現有之風洞試驗結果進行比對，以驗證本研究成果之正確性(第四章第五節)。

### 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)，進而據以細部分析矩形、梯形與六角形橋體之氣動力行為。

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，針對矩形、梯形、六角形與冂形 4 種形狀之橋體初步評估並比較其氣動穩定性(第四章第四節)。結果顯示，在氣動穩定性上四種斷面形狀中以六角形橋體的整體表現最佳，在設計上應作最優先之考慮。除六角形橋體外，當寬深比(B/D)為 5 時，矩形、梯形與冂形之氣動穩定性並無顯著差異，然以梯形表現較優。當寬深比大於 8 時，矩形是除六角形外之次佳選擇。此外，在梯形與冂形二者氣動穩定性的比較上，大寬深比情況(B/D=12.5 與 15)時以冂形較佳，而當寬深比為 8 時以梯

形較優。

#### 五、專家諮詢

本研究業於 102 年 7 月 22 日與 10 月 25 日進行了兩次專家諮詢會議，藉以獲得了專家對本研究之指導與建議。

## 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

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，研究中必須重覆進行多次同樣的試驗，以增加資料分析樣本之數量。

各式橋梁斷面模型氣動力穩定資料庫分析研究

## 第七章 結論與建議

### 第一節 結論

本研究針對平滑流中矩形、梯形、六角形與門形等四種典型基本形狀之橋體進行斷面模型試驗，並以顫振臨界風速為指標探討在五種常見寬深比( $B/D=5, 8, 10, 12.5, 15$ )情況下各式橋體相應之氣動穩定性與其間之差異。此外，研究成果中亦包括了顫振導數之變化結果，以為風力細部評估之依據。茲將獲得的六項結論分述如後：

- 一、本研究收集與整理了國內外有關橋梁斷面模型試驗之成果資料與氣動力系統識別分析方法之相關文獻，以提供未來國內長跨度懸索式橋梁規劃與設計之參考與佐證。
- 二、研究中除了建構出一套試驗整備架構與量測之標準操作程序外，亦發展出簡便且有效的系統識別方法。建研所風洞試驗室可據此執行風洞試驗與橋梁氣動力穩定性之分析評估，除可擴展對工程與產業界服務之範疇與能量外，更增益了其於本範疇對工程與產業界之主導性。
- 三、本研究之風洞試驗結果除了針對國內高屏溪斜張橋之個案外，亦與近期相關文獻之成果進行比對，驗證了本研究成果之正確性。
- 四、研究中從事了四種典型形狀橋體在五個寬深比情況下之斷面模型試驗，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。對國內尚無長跨度橋梁風力規範的現況而言，這些系統化試驗的整合資料可以作為爾後規範擬定之重要依據。
- 五、就風力設計的觀點而論，若以顫振臨界風速作為評斷長跨度橋梁斷面形狀之選定基準，試驗結果顯示在氣動穩定性上，四種斷面形狀中以六角形橋體的整體表現最佳，在設計上應作最優先之考

慮，而矩形斷面是除六角形外之次佳選擇。至於在梯形與口形橋體之比較上，於小寬深比情況( $B/D$  小於 10)中以前者表現之氣動穩定性較佳，而當寬深比( $B/D$ )大於 12.5 時則以後者表現之氣動穩定性較優。在橋梁初步設計階段，上述之結果可以作為橋梁斷面形狀選定之準則。

六、在橋梁初步設計階段中，一旦斷面形狀與寬深比決定後，可以依據本研究獲得之顫振導數結果推算出橋體在各種來風情況(風速與風攻角)下承受之風力大小，以評估設計橋體之耐風能力。

## 第二節 建議

本研究建議事項分述如後：

### 建議一

增加應用數值模擬分析風工程相關研究課題：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

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技術層次。

### 建議二

長跨度橋梁風力規範之訂定：立即可行建議

主辦單位：內政部營建署、交通部公路總局、交通部臺灣區國道高速公路局

協辦單位：社團法人中華民國風工程學會

就國內之近況而言，長跨度懸索式橋梁規劃與興建安之數量明顯增加。然而，本國目前並無相應之風力規範，使得設計分析者無從依循。因此，長跨度橋梁風力規範之訂定有其必要性，以符合目前工程與產業界之亟需。

### 建議三

辦理本研究資料庫之推廣使用說明會：立即可行建議

各式橋梁斷面模型氣動力穩定資料庫分析研究

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

為使本計畫之研究成果能立即為相關長跨度懸索式橋梁規劃與設計之應用，可以辦理本研究資料庫之推廣使用說明會，俾供業界正確使用。

## 附錄一 斷面模型風洞試驗操作程序

長跨度懸索式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)。



## 附錄二 期中會議意見回覆

審 查 意 見	回 覆
一、李得璋委員：	
1. 本研究期中報告內容與已完成工作符合本計畫要求。	謝謝委員對目前計畫工作成果之肯定。
2. 本期中報告摘要之內容多屬研究計畫說明，有關研究工作初步成果部分較少著墨，宜做調整。	依委員意見，於摘要中增加成果部分之陳述。
3. 期中報告第 7 頁有關研究內容(六)(1)載為「整合 4 種斷面形狀與 5 個斷面寬深比(20 種斷面尺寸)之模型試驗結果」，惟第 6 頁有關橋梁斷面模型之製作(1)(2)(3)所定矩形、梯形、六角形斷面模型僅為 3 個寬深比，有不一致之處，宜予修正。	在 101 年度前期計畫中業已針對矩形、梯形、六角形斷面模型 2 個寬深比(B/D=8, 15)情況完成了風洞試驗。為了要檢視寬深比對橋體氣動穩定性之影響，本年度則在此 3 種外形之試驗中增補了 3 個寬深比(B/D=5, 10, 12.5)試驗情況。另外，研究中並增加了冂形斷面 5 個寬深比(B/D=5, 8, 10, 12.5, 15)情況之探討。據此，本年度計畫將整合 4 種斷面外形、5 個寬深比(共計 20 個案)的結果進行綜合比較分析，以建立更完整之試驗資料庫，此乃本年度計畫重要目標之一。
4. 表 5-3、5-4 中所列無相應值部份，宜有相關說明。	依委員意見，於表 5-3、5-4 中增加相關說明。
二、丘昌平委員：	
1. 本計畫名稱雖不能更改，惟若	依委員意見，於內文中增加”懸

<p>加字(懸索橋)於”各式”兩字之後可能更明確。</p>	<p>索式橋梁”字眼，以避免造成誤解。</p>
<p>2. 期中報告已有三種斷面，五個寬深比之模型在三種風攻角下之試驗結果，內容相當良好。</p>	<p>謝謝委員之肯定。</p>
<p>3. 本研究所採之 MITD 識別法，MITD 英文名為 Modified ITD，優於 ITD。建議在第一章第二節或第三節中先提一下（在第五章開頭及第三節之資料先行多加介紹）。</p>	<p>依委員意見修正。</p>
<p>4. 第 86 頁風洞斷面模型試驗或斷面模型風洞試驗為宜？</p>	<p>依委員意見修正。</p>
<p>5. 由參考書目可見國外也有相當多類似之研究成果，但本計畫似未見相關之比較探討。</p>	<p>依委員意見，增加相關研究之比較探討(第四章第五節)。</p>
<p>6. 試驗裝置與模型聯結在一起，在做試驗時，除了模型之模擬正確要求外，試驗裝置之受風(力)變形或振動是否會有影響，也應加以探討。七月中旬之專家諮詢似宜就這些裝置及模型一併了解討論。</p>	<p>業於 7 月 22 日在歸仁風洞試驗室舉行之第一次專家諮詢會議中請委員作現場指導。</p>
<p>7. 第 51 頁倒數兩行：簡稱 MITD 識別法(添加識別法三個中文字)。</p>	<p>依委員意見修正。</p>
<p>三、柯鎮洋委員：</p>	
<p>1. 報告書第 45 頁表 4-2 和第 47</p>	<p>目前風力設計規範解說中並無</p>

<p>頁表 4-3 之數據顯示，<math>B/D=5</math> <math>B/D=8</math>，採用梯形橋體可有甚佳氣動穩定性，建議於風力設計規範解說中予以說明。</p>	<p>懸索橋之相關風力設計之規定。</p>
<p>2. 研究成果良好，建議主辦單位辦理研習會，提升和普及風力實務設計水準。</p>	<p>謝謝委員之肯定。此外，中華民國風工程學會每兩年定期舉辦全國風工程研討會，邀集國內專家與學者進行學術與工程實務經驗之交流，實為一個產官學界之交流平台。103 年 10 月將由國立中央大學主辦第五屆全國風工程研討會，屆時定當廣為邀請工程、產業界之同仁參加，以增進彼此間之互動。</p>
<p>3. 報告書第 89 頁之問題檢討與對策中，斷面模型製作具有高度工藝性，建議建立模型製作技術員之人員資料庫。</p>	<p>擬於中華民國風工程學會建置相關之資料庫。</p>
<p>四、胡銘煌委員：</p>	
<p>1. 第 45 頁表 4.2 矩形橋臨界風速比較表，與文中說明氣動穩定性之趨勢，部分有矛盾請核正。</p>	<p>謝謝委員之提示，業已修正。</p>
<p>2. 結論若能加入試驗結果之趨勢，對工程實務人員更有助益。</p>	<p>依委員意見，於報告中增進試驗結果趨勢之敘述於第四章中。</p>
<p>3. 橋梁斷面模型跨度 1m，深度 4cm，比例為 25，而 <math>B/D</math> 為 5~15，若跨度改變，是否影響結果？</p>	<p>斷面模型試驗係針對橋體主跨，針對二維簡化斷面進行分析。因此，只要跨度與橋體深度之比值夠大，對結果之影響極微。</p>

<p>4. 目前臨界風速改為 10~23m/sec 小於規範之設計風速，如何解讀？</p>	<p>本研究以斷面模型試驗探討矩形、梯形、六角形與門形四種斷面形狀橋體之氣動力穩定性，研究中各相應參數係以無因次的方式呈現，據此方能依據相似律將模型與實際橋體之結果作聯結。以風速(U)為例，其無因次的表達方式實為約化風速(<math>U_{cr}=U/(f_t B)</math>)；<math>f_t</math> 為橋體扭轉向之自然頻率，B 為橋面寬)，業已包含了風況、橋體幾何與結構動力條件。</p>
<p>五、陳瑞華委員：</p>	
<p>1. 本研究成果可增進建研所風洞試驗室之橋梁試驗能力；目前進度符合預期。</p>	<p>謝謝委員之認可。</p>
<p>2. 建議與國外文獻比較各斷面之臨界風速與顫振導數。</p>	<p>依委員意見，增加相關研究之比較探討(第四章第五節)。</p>
<p>3. 針對國外斷面試驗數據蒐集有無困難？</p>	<p>有關國外斷面試驗數據蒐集實有困難。由於獲得試驗細部資料之不易，本研究團隊在努力下，得到高屏溪斜張橋之完體報告，始能作相關之細部比較與檢討。至於在國外的研究方面亦已於第四章第五節中增列了可資比較的試驗案例。</p>
<p>六、楊宏宇委員：</p>	
<p>1. 第 25 頁來流風速應更正為均流風速或基流風速為宜。</p>	<p>在國內風工程領域，較被廣為採用者為來流風速。</p>
<p>2. 僅以高屏溪斜張橋風洞實驗針對氣動力參數驗證對系統識</p>	<p>有關國外斷面模型試驗數據蒐集實有困難。由於獲得試驗細部</p>

<p>別方法之準確性與適用性是否足以確認及可行，可再進一步說明其理由。</p>	<p>資料之不易，本研究團隊在努力下，得到高屏溪斜張橋之完體報告，始能作相關之細部比較與檢討。經比對驗證，應足以證實MITD識別方法之準確性與適用性。</p>
<p>3. 順向風速僅由低風速至25m/s，是否適合所有橋樑斷面，阻尼比對側風(across wind)影響為何，文中未敘述之。</p>	<p>在分析上，風速(U)的表達方式實為約化風速(<math>U_{cr}=U/(f_v B)</math>)；<math>f_v</math>為橋體垂直向之自然頻率，B為橋面寬)。此外，斷面模型試驗係針對二維簡化斷面進行分析，無側風之考量。</p>
<p>七、交通部國道新建工程局：</p>	
<p>1. 第1頁本研究案研究緣起與背景說明：係針對「長跨度橋樑」，然現今長跨度橋樑並不限於懸吊橋或斜張橋另包含脊背橋(金門大橋，跨徑200公尺)或樑式橋(五揚拓寬工程泰山及林口跨越橋，鋼樑跨徑216公尺)等形式，均可做到長跨徑但未必具備「輕軟之結構特性」，是否存在著「敏感的氣動力穩定性問題」需進行風洞試驗，建議進一步說明及定義。</p>	<p>本研究中長跨度橋樑係指對風敏感之懸索式橋梁。為避免誤解將於內文中增加”懸索式橋梁”字眼。</p>
<p>2. 第6頁圖1-1所示六角形斷面於一般橋樑實務上並不常見，另現今普遍使用箱型樑斷面(範例詳附件)並不適用所示4種斷面。</p>	<p>實際採用之橋梁斷面橋體形狀繁多，然受限於計畫經費與期程，本研究僅能針對矩形、梯形、六角形與冂形四種斷面形狀橋體進行探討。在風力效應之考量下，本研究成果可以提供在初</p>

	步設計(preliminary design)階段選擇橋體斷面基本形狀之重要參考依據。
3. 風洞試驗所使用之斷面模型長度應為影響模型自然頻率之重要參數，然報告中並未說明。	斷面模型試驗係針對橋體主跨，針對二維簡化斷面進行分析。因此，只要橋體長度與橋體深度之比值夠大，對結果之影響極微。
八、陳建忠組長(主席)：	
1. 橋梁形式種類繁多，本研究所稱各式宜予詳細分析定義，並就未能納入者亦予以臚列說明，以免被(臚)誤用。(並請參考國際及國內常用橋樑與分類方式)。	本研究中長跨度橋樑係指對風敏感之懸索式橋梁。為避免誤解將於內文中增加”懸索式橋梁”字眼。
2. 實驗宜有前置實驗設計，對實驗試體，測試方法做詳細規劃，以取得良好、正確的試體結果，並注意安全。	謝謝主席之提點。本研究中之風洞斷面模型試驗自規劃、模型建構、儀器整備、模型架設乃至試驗進行與資料分析已建立了一套操作程序，以確保試驗結果之精度與品質。

### 附錄三 期末會議意見回覆

審 查 意 見	回 覆
一、呂克明委員：	
1. 國內有多座斜張橋，研究中考慮多種形狀是否涵蓋這幾座斜張橋之斷面，若有則其比較情形為何？	礙於計畫經費與期程之限制，本研究僅針對矩形、梯形、六角形與門形等四種斷面形狀進行探討。其中，本研究有針對高屏溪斜張橋之實際案例進行比較驗證，內容詳述於報告第五章第三節中。
2. 若無則後續研究是否可涵蓋這些橋梁，或於橋上安裝計測器，蒐集之資料可做模型試驗之比對、識別。	未來若能繼續獲得經費之支援，後續計畫應可納入如 H 形、鑽石形等橋體之探討，將更能增益對工程、產業界之貢獻。
3. 未來可否考慮斷面施加小裝置以降低風之影響，並找出較有效之施加方式，未來可做現有橋梁空氣穩定之改正。	謝謝委員的建議。未來若能繼續獲得經費之支援，當能進行所提之探討。
二、李得璋委員：	
1. 本研究期末報告內容豐富，完成工作符合計畫要求，並獲致具體成果，值得肯定。	謝謝委員的肯定。
2. 期末報告摘要一，研究緣起篇幅近一頁，其內容與第一章緒論第一節文字多有重複，可酌於精簡。有關二，研究方法及過程之說明本將高屏溪斜張橋案例資料分析驗證及國外相關研究結果比較等項納	依委員之意見，於期末報告中摘要部份進行增減與修正。

入，宜予增補。	
3. 第四章第五章本研究與相關文獻結果之比較，於第 59~61 頁中有關本研究試驗與相關研究結果之相對差異值似與表 4-7~4-10 中所載數據未盡相符，宜予釐清。	依委員意見修正。
4. 第七章第一節所列八項討論多屬本研究已完成工作事項，宜作調整。	依委員意見修正。
三、柯鎮洋委員：	
1. 認同研究團隊之研究成果，可以使設計人員在初步設計時，獲得正確、合理、經濟、縮短時間的作業。	謝謝委員的肯定。
2. 第 33 頁，質量(kg/m)、矩形、B/D=15、梯形、B/D=15、六角形、B/D=8 之數值請再確認。	謝謝委員之提醒，經確認後無誤。
3. 建立常用斷面之氣動力資料庫，當工程所使用時「應該注意」或「使用限制」亦請提出說明。	依委員之意見，於期末報告中進行增補。
四、陳瑞華委員：	
1. 已建立建研所風洞在橋梁斷面試驗之標準作業程序及常見斷面氣動力係數資料庫。	謝謝委員之認同。
2. 是否對現有之風洞試驗設備與人力配置提出建議以提升服	在試驗過程中，本研究均請建研所人員觀摩，並針對所提問題進

<p>務能量？</p>	<p>行詳細解說，確認其能掌握試驗過程中所有程序之執行。</p>
<p>3. 第四章第五節與相關之文獻比較部分，建議對各相對差異註明正負號，且約略說明與文獻試驗情況不同之處。</p>	<p>依委員之意見，於期末報告中進行增補。</p>
<p>五、楊宏宇委員：</p>	
<p>1. 橋體結構因設計不同形式橋梁斷面的承載力亦不同。若只受限於特定型式及系統識別只使用顫振導數鑑別是否足以針對氣動力穩定方面有效模擬出事實現況？</p>	<p>礙於計畫經費與期程之限制，本研究僅針對矩形、梯形、六角形與冂形等四種斷面形狀進行探討。若橋梁規劃時選定之形狀屬研究中探討之四種斷面之一，則可依據本研究成果推算出實際情況橋體之受風效應。</p>
<p>2. 數值模擬的參數及限制是否可以符合現況，反映橋梁斷面的穩定性的特性，文中並未論及，可否補充說明。</p>	<p>在斷面模型之分析觀點上，數值模擬採用的顫振導數足以描述在互制情況下因橋體振動而引致之氣彈力效應，故可依據試驗結果評估其氣動力穩定性。將依委員意見，增加相關之補充說明。</p>
<p>3. 驗證過程可以再增加不同橋梁的驗證，相信效果可以更加精進。</p>	<p>依委員意見，除高屏溪斜張橋的(梯形斷面)實例外，報告中另引用了文獻中有關矩形、梯形、六角形與冂形等斷面之風洞試驗結果進行了比對，驗證了本研究風洞試驗結果之正確性(第四章第五節)。</p>
<p>六、劉明怡委員：</p>	
<p>1. 當橋體產生大變形時，其材料阻尼將會顯著改變，本研究似</p>	<p>誠如委員所述，本研究中模型橋體在垂直與扭轉兩個方向設定之材料阻尼比均約為定值。然</p>

<p>未考慮此因素。</p>	<p>而，在傳統的斷面模型試驗中多忽略本項因素之考量，本研究亦依循此方式進行風洞試驗。</p>
<p>2. 第 5 頁第一段(第一章)所述應修正為”藉試驗技術與系統識別理論方法之建立進行斷面模型試驗量測，據以建構試驗資料庫”。</p>	<p>依委員之意見，於期末報告中進行修正。</p>

## 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

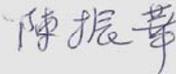
計畫名稱：各式橋梁斷面模型氣動力穩定資料庫分析研究

日期：102年7月22日(14:00-16:30)

地點：內政部建築研究所風洞試驗室一樓會議室

主持人：方富民

陳振華



出席人員：

內政部建築研究所

陳建忠 組長



劉文欽 主任

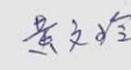


郭建源 先生



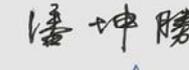
高雄應用科技大學

黃文玲 教授



正修科技大學

潘坤勝 教授



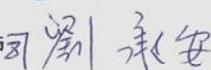
中興大學

宋欣泰 教授



高雄市政府工務局

劉承安 總工程師



成功大學

陳子良 先生



專 家 意 見	回 覆
<p>一、成功大學航太系 陳子良先生：</p> <p>1. 這個模型看過後機構上沒有問題，是一個單一橋面氣彈力模型實驗。未來是否有考慮做全橋模型試驗？因為建築研究所在第二測試段有長寬 6 米，是針對濁水溪設計的，可擺 1/600 的縮尺模型，如果可以的話未來在可否進行全橋模型這部分的試驗。</p> <p>二、高雄應用科技大學 黃文玲教授：</p> <p>1. 有關基本參數的設定，B/D 的比值，設定範圍是以什麼為參考依據？有參考國外的文獻，和國內常用範圍嗎？</p> <p>2. 國內梯形橋梁居多，若加上翼版或延伸版，並非標準梯形，是否會影響到斷面模型的振動形態，如上舉力等等。</p> <p>三、中興大學土木系 宋新泰教授：</p> <p>1. B/D 的比值，是控制 B 還是控制 D？</p>	<p>全橋模型可完整表現橋梁的狀態，但就台灣常見橋梁的跨度情形，斷面模型經常是夠用的。本計畫的目的旨在提供橋梁設計的一個初步考量，故以橋梁斷面模型試驗之進行達成計畫之目標。</p> <p>橋梁外形種類繁多，本計畫之目的並非針對規範之訂定，而只是提供初步設計的參考，B/D 範圍之選取係參考現有常見橋梁的範圍。由於受到經費之限制，未能進行更多的形狀之探討。</p> <p>高屏斜張橋是寬深比 11.5 的橋梁，而本計畫涵蓋 B/D 之範圍是 5 至 15，基本上是夠用。國外的文獻中有各式橋梁形狀與不同之寬深比，誠然，受力就會不會一樣。</p> <p>計畫中是以氣動力為主要考量，而就鈍體流之觀點，鈍形橋體之橫向尺度(厚度 D)主控橋後之尾流機制，故於試驗中控制厚度 D 為 4 公分，藉寬度 B 之改變調整寬深比。</p>

<p>2. ㄇ形橋梁外形部份之試驗尚未完成，如 Tacoma Narrows Bridge 是ㄇ形，若在ㄇ形加腹板，是否可成為另一探討之重點？</p> <p>四、正修科技大學土木系 潘坤勝教授：</p> <p>1. 在國外白令海峽案例中，為避免橋墩受浮冰撞擊之影響，在初步設計時也有進行外形試驗來做為設計上之輔助。反觀台中港在當初設計時並無進行抽砂試驗，導致一直受其所苦。很高興國內也能以國家級實驗室來進行試驗以輔助設計規範。</p> <p>2. 關於雷射位移計反射板部分，案例中是採用紙片，在受風時是否會產生浮動，改用鐵片是否會比較好？</p> <p>3. 本案例在模型設計上均為光滑表面，並無考慮表面糙度影響，爾後是否可以考慮加做欄杆、分隔島、電線桿等模型構件以更加符合實際情況？</p> <p>五、建研所 劉文欽博士：</p> <p>1. 我們不知道欄杆分隔島到底會對顛振和臨界風速有何影響，是否可進行這方面的探討？</p>	<p>ㄇ形橋體屬最鈍之外形，預期在氣動力之表現最不穩定，若加上腹版，對橋體下方渦流之影響會是改善橋體氣動力穩定性之關鍵。</p> <p>謝謝委員對本計畫目標之肯定。</p> <p>在實驗設計上是將厚的硬紙片固定在金屬骨架上。經現場觀察，確認反射板並無移動的情形發生。</p> <p>模型表面糙度對實驗結果應不會造成顯著影響。當模型上方增設其他模型構件時，多少會對渦流的發生造成影響。但由於本計畫屬為模式建構之基礎研究，故採用較為保守的平滑表面。此外，本計畫旨在進行基礎研究，暫不考量外加構件之情況。</p> <p>當模型上方增設其他模型構件時，多少會對渦流的發生造成影響。但由於本計畫屬為模式建構之基礎研究，受限於計</p>
---	--

<p>2. 斷面模型長度為何選擇為1米？斷面模型長度不同對實驗結果是否會造成差異？或許0.5米就可以呈現出所希望的實驗結果，也有可能要1.5米才足夠，這方面在實驗設計時如何做取捨？</p>	<p>畫期程與經費人力之限制下，暫無法考量外加構件之情況。</p> <p>本案例中斷面模型設計需求為二維流場之鋼性模型。模型長度若太大恐會產生撓度問題，而0.5米對二維流場來說則有太短之顧慮。</p>
<p>六、高雄市政府工務局 劉承安 總工程師：</p>	
<p>1. 本案例在建立時並沒有很明確的定義完成後資料庫的廣度及形態。未來資料庫的形態為何？如何提供公部門或設計者一個參考？</p>	<p>資料庫中包含顫振導數、臨界風速，依此資料庫可做為現地設計之依據。舉例來說：設計之顫振風速需大於100年頻率之最大風速。另外在對風力係數考量方面則取決於斷面外形。</p>
<p>2. 本案例中僅採用4種斷面形狀，之後做為分析依據上是否足夠？</p>	<p>4種形狀也許不足以代表所有的案例，但其餘形態均是由根據這幾種基本的原形去加以改變，故仍有一定的參考性。另外在進行實驗部分，本案例中進行了4種形狀、5個寬深比、5個風攻角之實驗，在試驗與資料的量上非常龐大，受限於經費、時間上的取捨僅能先作初步設計的考量以建立一基本的分析模式。</p>
<p>七、建研所 郭建源 副研究員：</p> <p>1. 在試驗可靠度方面，建議列舉國</p>	<p>遵照委員意見，將於期末報告中增添國</p>

<p>內外的相關文獻進行比較。</p> <p>2. 顫振導數跟臨界風速的結果能否進行內插？</p>	<p>內外相關文獻的數據比較。</p> <p>本案針對 4 種形狀、5 個寬深比、5 個風攻角之實驗結果，進行了橋梁氣動力穩定性之分析與評估。其中，在橋體寬深比(B/D)之改變間距不大，對類似外形橋體顫振風速之內插值應足以提供初步設計分析時之重要指標。</p>
---	--

## 第二次專家諮詢會議

### 內政部建築研究所委辦計畫專家諮詢會議

計畫名稱：各式橋梁斷面模型氣動力穩定資料庫分析研究

日期：102年10月25日(13:30-15:00)

地點：淡江大學城區部206室

主持人：方富民 方富民 陳振華

出席人員：

內政部建築研究所	郭建源 先生	郭建源
蔡東和結構工程技師事務所	蔡東和 技師	蔡東和
淡江大學土木系	鄭啟明 教授	鄭啟明
淡江大學土木系	林堉溢 教授	林堉溢
海洋大學河工系	張景鐘 教授	張景鐘
淡江大學土木系	羅元隆 教授	羅元隆
淡江大學風工程中心	黎益肇 博士	黎益肇

專 家 意 見	回 覆
<p>一、蔡東和結構工程技師事務所 蔡東和技師：</p> <p>1. 目前長跨度懸索式橋梁的氣動力穩定性都是依據風洞試驗進行分析，就目前國內的情況而言，規劃進行中的橋梁已有相當的數量，工程界樂見建研所能提供這樣的試驗服務。</p> <p>2. 本計畫之研究成果，可否立即供工程分析之用？</p> <p>二、淡江大學土木系 鄭啟明教授：</p> <p>1. 為便於工程分析應用，臨界風速應以無因次之形式呈現。</p> <p>2. 在門形斷面情況中，為何當寬深比(B/D)為 8 時之氣動力穩定性最差？</p>	<p>本研究的主要目標之一即在藉計畫之執行建構出標準的試驗操作程序並提出有效之分析方法，使得建研所風洞試驗室具有橋梁風力試驗與分析之能力，以擴展其服務範疇與能力，並滿足目前工程與產業界之需求。</p> <p>在初步設計階段，橋體之斷面形狀應是首要之抉擇。若斷面形狀選定為本研究之四種外形之一時，配合設計之橋版寬度(B)以及垂直與扭轉向之頻率，即可自研究中所得之無因次臨界風速<math>((U_{r1})_{cr})</math>推算出實際之顫振臨界風速<math>(U_{cr})</math>，並與設計風速作比較<math>(U_{cr}</math>應小於設計風速)，以避免顫振之發生。</p> <p>依委員建議，期末報告中有關臨界風速之結果將以無因次<math>((U_{r1})_{cr} = U_{cr} / (f_1 B))</math>之形式呈現。</p> <p>由於門形之鈍體程度強，在橋面下形成明顯之渦流，導致風力擾動量之增加，降低了橋體之氣動力穩定性。而當寬深比增大時，橋體之鈍體程度式微，風力擾動量亦隨之變弱，氣動穩定性則漸有改善。</p>

<p>三、淡江大學土木系 林堉溢教授：</p> <ol style="list-style-type: none"><li>1. 試驗模型係採用固定橋體厚度 (<math>D = 4 \text{ cm}</math>) 的方式，為何不採用固定橋面寬度 (<math>B</math>)?</li><li>2. 同鄭啟明教授之觀點，建議臨界風速應以 <math>U_{r1}</math> 之方式表現。</li></ol> <p>四、海洋大學河工系 張景鐘教授：</p> <ol style="list-style-type: none"><li>1. 可否考慮用實際之橋體尺寸進行其氣動力穩定性分析？</li></ol> <p>五、淡江大學土木系 羅元隆教授：</p> <ol style="list-style-type: none"><li>1. 在判定顫振臨界風速時，亦有採用橋體在扭轉位移大於 <math>0.5^\circ</math> 時之風速為準。</li></ol>	<p>以流體力學的觀點，鈍形橋體之風場與橋體厚度 (<math>D</math>) 之相關性遠高於橋面寬度 (<math>B</math>)。本研究在模型製作時乃基於相似律之考量，故採用固定橋體厚度) 的方式。</p> <p>依委員建議，期末報告中有關臨界風速之結果將以無因次 (<math>(U_{r1})_{cr} = U_{cr} / (f_1 B)</math>) 之形式呈現。</p> <p>本研究風洞模型試驗係依據相似理論，將模型結果以無因次的方式呈現，繼可依據相似律推算出實際橋體相應之振動反應與顫振臨界風速。此分析方法應較直接評估實體氣動穩定性的方式更為系統化。</p> <p>本研究判定顫振臨界風速的方法係依據試驗結果中之橋體動態反應圖，由垂直與扭轉兩個方向位移與風速之關係檢視振動反應劇增現象發生時之風速而得，與委員所提之方法略有不同。由於所有顫振臨界風速之判定皆依循同樣之準則，在比較上應具一致性。</p>
--	--

<p>六、淡江大學風工程中心 黎益肇博士：</p> <p>1. H 形狀之橋體亦見於實際案例中，本案是否有考慮到？</p> <p>2. 研究中針對平滑表面之封閉式橋體進行探討，實際橋梁地上物(如欄杆、路燈)對橋體氣動穩定性是否會造成結果之差異？</p> <p>七、建研所 郭建源副研究員：</p> <p>1. 本研究之試驗結果很多，但在結論上之著墨可更具體。</p>	<p>在長跨度懸索式橋梁的實際案例中確實有採用 H 形狀之橋體。礙於計畫經費與期程之限制，本研究僅針對矩形、梯形、六角形與冂形等四種斷面形狀進行探討。未來若能繼續獲得經費之支援，後續計畫應可納入如 H 形、鑽石形等橋體之探討，將更能增益對工程、產業界之貢獻。</p> <p>為了要簡化問題的複雜性以便進行系統化的探討，本研究並未考慮地上物的存在。就流體力學的觀點，鈍體形狀橋體的鄰近風場會因渦流之產生而引致作用於橋體之時變風力，進而造成振動。橋梁地上物多會破壞渦流之結構性，使得風力擾動量降低，對橋體氣動穩定性之改進應有正面之效果。因此，本研究因忽略地上物而獲得之結果，在設計上應屬保守者。</p> <p>依委員建議，期末報告中將在結論部份再予補強。</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」,中國土木水利工程學刊,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」,中國土木水利工程學刊,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」,中國土木水利工程學刊,第10卷,第1期,第47-57頁。
- [5] 方富民、陳振華、邱凱斌、陳沛兆(2012),「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計畫研究報告,編號:101301070000G0013。
- [6] 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。
- [7] 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。
- [8] 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。
- [9] 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。
- [10] 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。
- [11] 陳振華、楊永斌(2004)「纜索支撐橋梁氣彈參數之探求」,中國土木水利工程學刊,第十六卷,第一期,11-21頁。
- [12] Scanlan, R. H. and Tomko, J. J. (1971), "Airfoil and bridge deck flutter derivatives," Journal of Engineering, Mechanics Division, Vol. 97, pp.

- 1717-1737.
- [13]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.
- [14]Sabzevari, 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.
- [15]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.
- [16]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.
- [17]Scanlan, R.H. (1987), "Interpreting aeroelastic model of cable-stayed bridges," *Journal of Engineering Mechanics*, Vol. 113, No. 4, pp. 555-575.
- [18]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.
- [19]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.
- [20]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.
- [21]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.
- [22]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.
- [23]Larsen, A. (1997), "Prediction of aeroelastic stability of suspension

- bridges during erection,” *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, Vol. 72, pp. 275-274.
- [24] 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.
- [25] 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.
- [26] 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.
- [27] 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.
- [28] 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.
- [29] 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.
- [30] 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.
- [31] 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.
- [32] 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.
- [33] 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.

- [34]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.
- [35]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.
- [36]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.
- [37]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.
- [38]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.
- [39]Selvam, R.P. and Govindaswamy, S. (2001), "Aeroelastic analysis of bridge girder section using computer modeling," Report for MBTC.
- [40]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.
- [41]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.
- [42]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.
- [43]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.
- [44]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.
- [45]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.
- [46]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.
- [47]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.
- [48]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.
- [49]Matsumoto, M., Kobayashi, Y. and Shirato, H. (1996), "The influence of aerodynamic derivatives on flutter," Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, Vol. 60, pp. 227-239.
- [50]Savage, M.G. and Larose, G.L. (2003), "An experimental study of the aerodynamic influence of a pair of winglets on a flat plate model," Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, Vol. 91, pp. 113-126.
- [51]Costa, C. (2007), "Aerodynamic admittance functions and buffeting forces for bridges via indicial functions," Journal of Fluids and Structures, Vol. 23, pp. 413-428.
- [52]Vienna Consulting Engineers (1993), "Wind-Tunnel Tests for Kao Ping Hsi Bridge: Section Model Tests," Report to CECI, Taipei, R.O.C.



**各式橋梁斷面模型氣動力穩定資料庫分析研究**

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3段200號13樓

網址：<http://www.abri.gov.tw>

編者：方富民、陳振華

出版年月：102年12月

版次：第1版

ISBN：ISBN 978-986-03-8768-1(平裝)