

# 高屏溪斜張橋監測系統-結構狀況長期監測

## Monitoring system of Kao Ping Hsi Cable-Stayed Bridge - Long term structural performance monitoring

交通部台灣區國道高速公路局南區工程處

### 內容

#### 摘要

- 一、前言
- 二、高屏溪斜張橋介紹
- 三、結構健康監測系統介紹
- 四、監測資料分析與應用
- 五、災害緊急應變計畫
- 六、結論

### 摘要

國道三號南部第二高速公路燕巢九如段，跨越高屏溪之高架橋梁，全長 2,617 公尺，橋面寬度 34.5 公尺，分為南、北雙向各 3 個車道，於 1999 年底完工通車。其中，跨河段主橋部分建造了一座非對稱單橋塔複合式斜張橋，以下簡稱「高屏溪斜張橋」，全長 510 公尺，主跨 330 公尺長為鋼結構，邊跨 180 公尺為預力混凝土結構；主跨與邊跨各使用 15 組(30 條)鋼纜懸吊主梁，整座橋梁之鋼纜共計 60 條，佈置成輻射狀排列，為台灣最長跨斜張橋。高屏溪斜張橋具有細長、質輕且柔軟等特性，因此，不僅地震方面的監測非常重要外，對於較敏感的風力監測更為重要。高屏溪斜張橋原有施工時所裝設之監測系統多朝施工監測與結構材料應力方面之規劃，在施工階段提供許多寶貴的橋梁健康資訊，有助於橋梁之施工安全維護工作。目前本橋已營運超過十年以上，本局為確保橋梁安全性，建置一套橋梁健康監測系統(BHMS)，對營運階段橋體之地震反應、抗風行為、鋼纜振動等整體性結構安全，以及行車舒適性等功能進行長期監測，藉以獲得更多的預警資訊，作為橋梁地震、風振與行車方面安全管理與維護之參考。

## 一、前言

斜張橋因具有相當之美感與超長跨度之經濟效益，同時，斜張橋造型也隨著工程科技之進步而風靡整個世界(楊和陳 1995<sup>a</sup>)。因此，在繼日本與丹麥完成超長跨度之跨海斜張橋的帶領下，世界橋梁工程在 21 世紀已邁入構築「跨海峽大橋」工程的新紀元，例如：連接義大利本島與西西里島跨越 Messina 海峽之 Messina 大橋工程；連接歐非大陸博斯普魯斯海峽橋梁工程；跨越日俄拉彼魯茲海峽工程和韃靼海峽之橋梁工程，以及連接英倫三島間跨海橋梁工程。當然這些建造世界級橋梁風也吹進中國，使得大陸某些跨海工程開始進行建設，包括跨越渤海海峽、長江口、珠江口、杭州灣和瓊州海峽等，例如 2007 年 9 月 1,088m 的主跨剛合攏完成的蘇通大橋，若全線通車後，則跨度遠超過日本具有跨長 890m 的多多羅大橋(Tatara Bridge)，成為世界上主跨最長的斜張橋。另外，被國際橋梁界喻為「雲端上的橋梁」，位於法國南部的 Millau Viaduct 大橋，建造期間即已成全世界矚目的焦點，此橋是世界上最高的斜張橋，最高橋柱為 244.96m，橋塔之最高點高程為 343m，全長 2,460m，跨度分配為 204m+6@342m+204m，最大斜張橋主跨為 342m。這些橋梁也直接地說明 21 世紀世界橋梁工程的偉大突破。

在台灣，繼南部第二高速公路的高屏溪斜張橋完成，國內橋梁技術猛進，斜張橋應用於跨河案例也愈來愈多，包括台北市的釣竿式大直斜張橋、南投的貓羅溪鋼拱塔斜張橋與集鹿大橋、台北縣環河快速道路二重疏洪道斜張橋、社子橋，以及多座跨淡水河之人行曲線斜張橋等，這些實績都足以顯示我國橋梁工程技術的提升，以及與國際接軌同步發展的脚步。然而，反向思考的是，面對斜張橋的快速競爭發展，其營運通車後的安全維護策略，以及損傷評估方法等是否周全，橋梁工程師是否已經準備好接受此一挑戰，藉以避免斜張橋在國際排名競爭下，因忽略某些問題而發生橋梁破壞之命運(楊和陳 1995<sup>b</sup>)。

另外，斜拉索一直是斜張橋通車後安全維護最困難的主構件之一，由於斜拉索的細長比相當大，柔軟低阻尼，以及抗撓能力差，在風致振動或常時車流，甚至於環境振動下都可能增加相當大的反覆撓曲應力而引起疲勞損傷而斷裂，如圖 1.1 所示(Siegert and Brevet 2006)，而斜拉索封口鬆動、錨定端錨受損，以及根部保護管破壞造成內部絞線腐蝕等等，皆大大地縮短斜拉索之壽命，甚至有可能影響到整座橋梁之安全。另外，車流與風力等常時外力是分

分秒秒加諸於斜拉索上，儘管將已損壞的鋼纜置換，並不能保證日後同樣的損傷不再繼續發生，斜拉索隨時會因振動而損壞。因此，斜拉索在常時車流、偶時地震或颱風的力學行為變化，產生的疲勞現象、拉力損失變化等，都是斜張橋潛在的危機，也是平常檢測維護或長期監測的重點(陳和翁 2007)。

在本文中，主要分為兩大部分，第一部分是介紹以現地振動與監測量測技巧，求取橋梁各項基本特性資料，作為未來建立橋梁建康監測系統所須的健康監測比對基礎；第二部分是介紹完整的橋梁建康監測系統配置方法與功能設計原理，作為日後監測斜張橋特性變化，以及評估橋梁安全性之依據。



圖 1.1 斜拉索疲勞斷裂破壞情形(Siegert and Brevet 2006)

## 二、橋梁描述

高屏溪斜張橋為南部第二高速公路後續計畫燕巢九如段高屏溪河川橋之主橋，如圖 2.1 所示，全長共 510m，採用大跨徑單橋塔非對稱混合式結構系統，如圖 2.2 所示，主跨 330m 為鋼結構設計，以及邊跨 180m 為預力混凝土結構設計；橋塔塔高 183.5m，為倒 Y 型式之鋼筋混凝土結構。另外，主跨與邊跨各配置 14 組斜張鋼纜，除兩跨最外側一組各為四根外，其餘各組均為兩根鋼纜之組合，如圖 2.3 所示，共計 60 根鋼纜支撐整座橋梁，如圖 2.3 可知，最靠近 A1 橋台的鋼纜編號為 B101 與 B101A，鋼纜 B114 則為邊跨內最靠近 P1 橋塔之鋼纜；主跨內最靠近 P1 橋塔之鋼纜為 F114，而 F101A 與 F101 則是最靠近 P2 橋柱。整座斜張橋斜張鋼纜是以單索面雙纜混合扇形配置，如圖 2.3 所示。

另外，鋼纜之斷面形狀示意圖，如圖 2.4 所示；各鋼纜幾何性質依交通部台灣區國道新

建工程局(2002)設計需求分為兩種規格：一是 15.2mm $\psi$ -ASTM A416-90a 270 級之低鬆弛鋼絞索，另一為 15.7mm $\psi$ -BS-5896 170 級之第二級低鬆弛率鋼絞索，鋼纜型式分為 Type A 與 Type B 兩種，Type A 最大排列 91 支鋼絞索，共有 46 根；Type B 最大排列 61 支鋼絞索，共有 14 根，合計 60 根鋼纜。

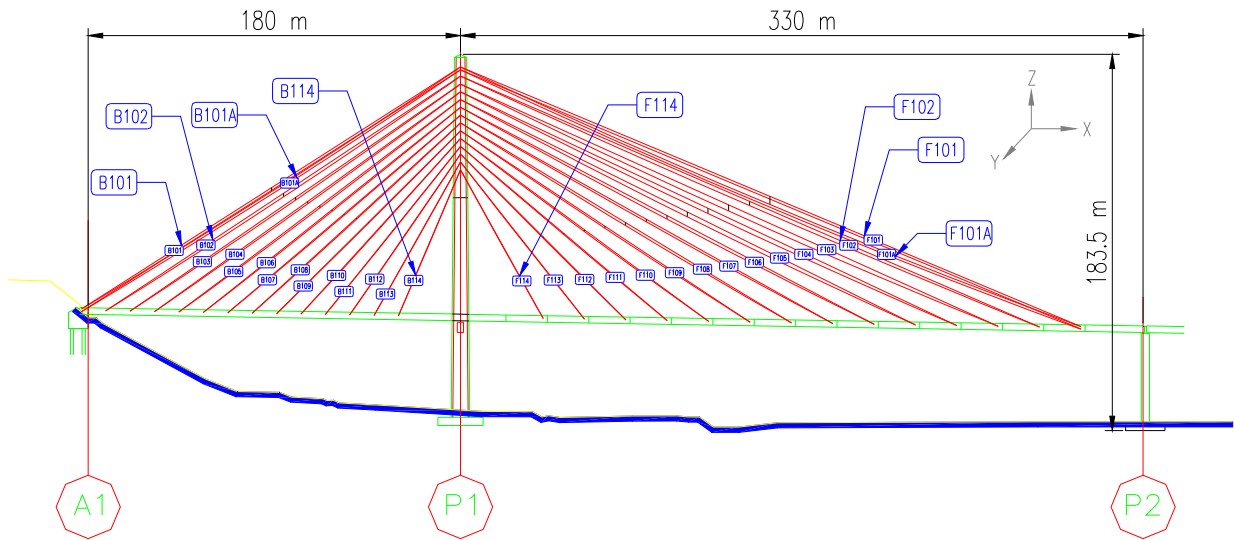


圖 2.1 高屏溪斜張橋示意圖

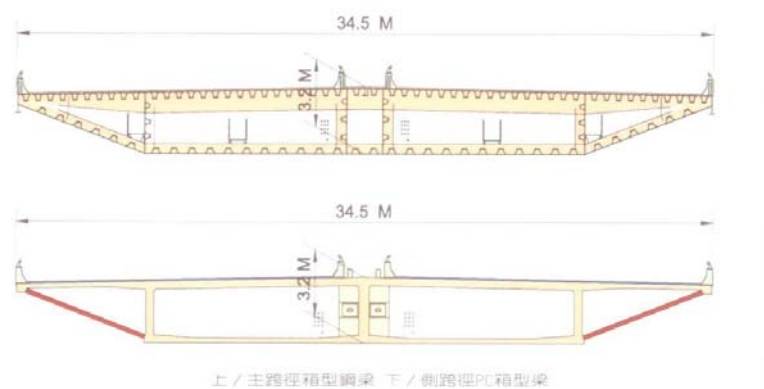


圖 2.2 高屏溪斜張橋斷面示意圖(國道新建工程局 2002)



圖 2.3 斜拉索雙索排列情形

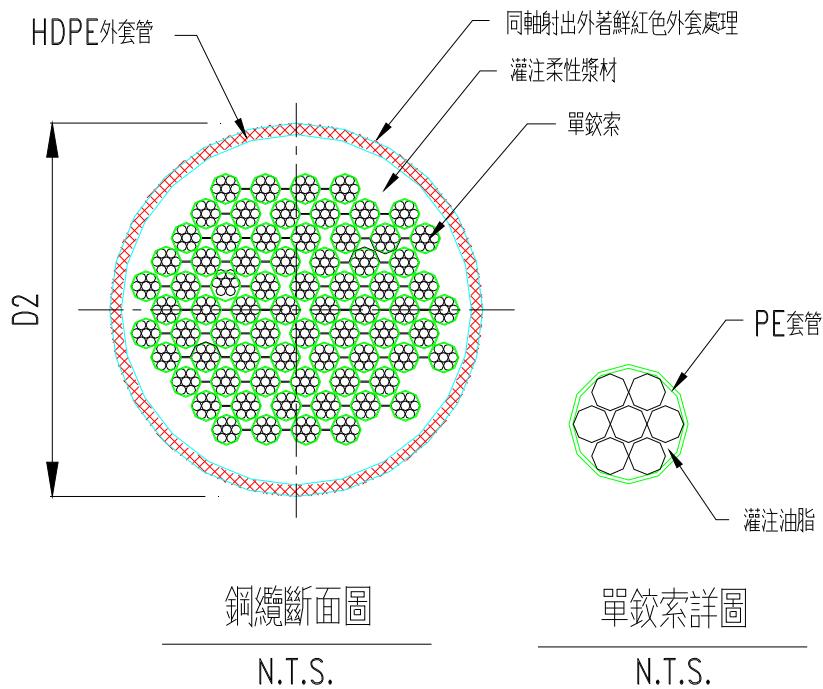


圖 2.4 斜張鋼纜斷面圖 (交通部台灣區新建工程局 2002)

### 三、結構健康監測系統

#### 3.1 設計需求

本橋監測系統建置計畫概分為二階段：

1. 第一階段著重在建置完善的監測系統，並對整座橋梁進行必要的檢測與試驗量測工作，建立監測所需的橋梁初始參數值，納入「高屏溪斜張橋專案橋梁管理資料庫」。另一個重點則為實場監測資料的收集，包括地震、車流、風力與振動等資訊，並進行相關的分析與評估，建立本橋健康監測必要的參數資料，並訂定出監測相關準則與預警值。

2. 第二階段則是再評估監測預警準則，並配合業主之需求，結合交控中心網路，提供本橋段行車安全與抗風方面之維護，以及完整的預警資訊，並且完整地建構出「高屏溪斜張橋專案橋梁管理資訊資料庫」。另外，預警資訊可協助建置封橋機制，並視其安全管制與實際功能運作需求，增加監測點位與項目，並以較可靠的多重監測概念訂出的預警值作為交通管制措施之依據、設置交通管制相關設施，實現危險封橋功能與作為，真正落實橋梁安全監測之作為與目的，達到監測、管制與安全的一致目標。

### 3.2 監測分析需求

斜張橋分析橋梁監測系統監測項目與功能的制定，首須先針對橋梁特性與現有狀況進行分析與探討，並將監測儀器配置在橋體損傷敏感處，藉由橋梁受力後之特性參數變化情形，即可研判橋體的損傷情形。另外，本橋梁為國道橋梁，若橋梁受力後，必須非常精準地確認其損傷程度，方能發佈警戒措施，因此，本橋梁必須綜合各項監測指標，達到多重監測指標之要求，做出最正確之判斷。本橋執行之長期監測前置作業與分析項目如下，並將其成果落實在監測系統設計規劃中。監測分析需求包括：

1. 微動試驗與系統識別，建立合理的有限元素分析模式，提供耐震與抗風分析。
2. 鋼纜預力量測與分析，建立所有鋼纜預力現況，提供纜索風振及雨振行為分析。
3. 空氣動力穩定性分析，提供全橋氣動力穩定性分析。
4. 車流效應對橋梁振動之影響。

### 3.3 監測系統工作項目規劃

依現有試驗結果分析、測試結果與後續監測重點，本文規劃設計的監測系統是依據現地試驗與學理根據進行設計，由於本文橋梁為國道重要橋梁，須藉由具有「多重監測」能力之監測系統獲得足夠且可靠的資訊，作為未來封橋警戒之依據，以確保用路人之安全，避免單一監測值所產生的封橋誤差。因此，提出後續監測系統架構與監測工作項目如下：

#### 1. 地震與強風監測

利用新增之地震計及風速風向計，分別進行地震之地表加速度及現地風速與風向之歷時量測及簡要頻譜分析，配合預警建議值之訂定，完成必要之即時預警功能。

## 2. 地震來襲時之橋塔及主梁之振動量測

利用橋塔加速度計及主梁速度計進行速度之歷時量測及簡要頻譜分析，以及 GPS 量測絕對位移，隨時監測其頻率分布，與歷史試驗資料或監測資料進行比對。地震來襲時，除檢視其頻率分佈並比對外，可由量測之歷時資料，計算橋塔及主梁之最大位移量，判斷主結構是否有損壞情況。

## 3. 橋面版位移量測

利用裝設在主梁的 GPS 量測的位絕對位移訊號，以及速度計之歷時量測資料，進行積分得到位移歷時，並與 GPS 資料比較，獲得更多預警參數。

## 4. 斜張鋼纜預力變化量測

- (1) 評估各鋼纜改變量，檢核預力容量是否在安全範圍內。
- (2) 強風作用下監測鋼纜受強風振動情況，並列入研判鋼纜之穩定性。
- (3) 風雨效應對斜張橋主梁與鋼纜穩定性之影響評估，綜合分析評估鋼纜抗風穩定性。
- (4) 地震時纜索振動行為。
- (5) 常時車流振動與參數共振監測之評估。

## 5. 風場特性量測與颱風監測

高屏溪斜張橋工址屬於地況較開闊處，根據內政部建築研究所之「建築物耐風設計規範條文與解說」之地況分類屬於地況 C。為監測實際之風場條件，規劃採用之三維超音波風速計其風速反應頻率達 10Hz，較能正確準確反映出風速擾動特性。

## 6. 受風影響之行車安全評估

高屏溪斜張橋自西側穿出丘陵後，向平坦之高屏溪河谷平原伸展東延，以百分之一點七坡度向東側傾斜，橋面離河床約 50m。由於橋梁東側為空曠無明顯地形變化之地況，遠方高速氣流直接侵襲高屏溪斜張橋而導致橋上出現較大之風速，並對行車安全有所影響。本文針對該橋之行車安全進行監測系統之設計評估與預警。另外，行車危險路段之解決方案大致可分為兩種模式，其一為靜態模式，根據危險風速發生路段之位置，以主被動方式解決高風速之問題，例如設置防風設施、進行行車速率之管制、以及設立強風注意警告標誌等等。其二為動態模式，在公路沿線明顯高風速區域進行實測風速，當風速超過最高容許值時，立即依據橋梁預警分級與緊急應變措施進行作業。

## 7. 遠端傳輸與監控

目前網路技術發達，ADSL 連線方式相當普遍，其內容可分四個方向說明：

- (1) 應用技術：ADSL 是指現有的電話上加裝 ATU-R(ADSL 數據機)，利用 ADSL 技術 (Asymmetric Digital Subscriber Line)，用戶可在使用電話同時享受高速寬頻上網或進行資料傳送(上傳速率：64k—1Mbps，下傳速率：256k—12Mbps)。
- (2) 經濟考量：以目前的中華電信中等傳輸速率的 12M/1M (下載/上傳)，第一次申請須接線費用，每月的上網費加月租約費為 1000 元，未來有可能更便宜。
- (3) 優點：使用 ADSL 的優點在於可依照本身自我的需求，來選擇不同的傳輸速率。目前可靠度與穩定性皆良好，更可以 24 小時全天候連線，不必撥接，隨時皆可上網傳輸，而且大多是採用光纖網路，速度及穩定性大幅增加。

## 8. 監測數據儲存與管理

高屏溪斜張橋監測系統未來所定期蒐集的資料非常龐大，如果以人工方式進行判讀，相當耗時，雖然目前橋梁已引進自動化監測作業，但仍缺乏整合性的資訊系統，以提供橋梁行為分析及健康安全維護之參考。本文將增加系統對監測資料之管理與評析功能，藉以建立適合高屏溪斜張橋之監測數據管理功能。高屏溪斜張橋監測數據管理主要之目標係在於利用網際網路的技術，建置實場量測數據資訊儲存平台，以可靠、有效地紀錄實場量測數據，並提供一個整合性的數據傳輸、管理、擷取的資訊平台，提高數據搜尋與擷取的效能。執行層面上整個系統將架構於網際網路上，不受平台及地域的限制，如此一來，只需透過當地的網路系統及全球資訊網瀏覽器，就可以記錄、轉換、搜尋、顯示、及下載所監測的歷時數據，增加了使用者操作上的便利性。另外，一般遠端數據資料傳輸「高屏溪斜張橋監測數據管理資料庫」之資料輸入取得可有三種模式：

- (1) FTP 定時回傳資料：經由網路連線，現地資料儲存系統會定時將資料壓縮後在指定時間回傳至數據管理系統之伺服器。
- (2) 遠端遙控回傳資料：現地資料儲存系統無法在指定時間內回傳資料時，管理者可以透過遠端遙控軟體將資料取回。
- (3) 人工資料存取：特定儀器透過資料擷取器儲存於現地架設之資料集錄系統。由人員定期進行資料之下載再匯入管理系統中。



另外，長期監測計畫資料的保存和分析是非常重要的。隨著電腦及網路技術的發展，遠端控制、資料集中管理的概念逐漸形成，然而最大的挑戰，在於監測數據下載及其儲存、處理和傳播。因此，監測數據管理在資料儲存方面功能如下：

- (1) 監測資料處理：包括資料整理、資料格式轉換與資料分析（如 Mean、RMS 等）。
- (2) 監測資料管理：包括資料儲存管理和特殊事件（如颱風）資料管理。
- (3) 資料顯示與取得：包括繪製歷時圖和原始資料下載等。

另外，在使用者介面上須能易讀易懂，容易操作使用，並使用中文介面。

### 3.4 監測訊號傳輸方式與架構

由於本文橋梁為大跨度橋梁，因此，監測點位常常距離監測室太遠，訊號衰減較大，受雜訊干擾也很大。因此，選擇適當的訊號傳輸方式相當重要，有鑒於傳統傳輸方式以類比訊號傳輸，傳輸距離愈長，訊號衰減越大，受雜訊干擾也很大，因此為克服此點，除類比訊號傳輸距離須被受限外，在類比訊號傳輸之前須先以信號調整器放大訊號，再轉換成數位訊號，予以進行遠端傳輸。

目前傳輸科技較為發達，本文將以較可行的訊號傳輸方式，如圖 3.1 所示。此方式為感應器輸出的類比訊號先經由分散式數位化模組將類比訊號轉換成數位訊號，數位訊號在傳輸時並不會受到長距離(1km 內)傳輸所造成的訊號衰減與雜訊干擾，而且數位訊號可利用纜線即可傳輸，可降低線路成本。另外，分散式紀錄傳輸方式可將多個分散式數位化模組分散或串接後再傳至資料擷取系統，可簡化線路與維修程序，最後再以光纖線路傳至監控室電腦。監測架構圖，如圖 3.2 所示。

### 3.5 監測系統時程配置原則

本文依據下列原則設計監測系統：

1. 因經費限制與監測數據缺乏之原因，本文將整個監測系統進行全盤規劃設計，而在工程執行時係分兩期進行，第一階段計畫導向為「系統建置與資料收集」、第二階段計畫導向為「功能作為與實際展現」等架構作為規劃之方向。
2. 第一階段以「系統建置與資料收集」主要目標以監測系統架構與資料收集兩方面，包括契

約規定的基本監測儀器安裝、建立系統、集錄、監控與初步資料收集等為主。

3. 第二階段以「功能作為與實際展現」，主要目標是將交通管制設施與監測系統相互結合，實際展現危險警訊發布與封橋功能作為，真正落實橋梁安全監測之作為與目的，並以多重監測概念訂出預警值作為交通管制措施之依據，增加警訊發布的可靠性，並視其安全管理與實際功能運作需求，增加監測點位與項目，達到監測、管制與安全目標。
4. 第一階段在規劃監測系統架構時，須先行預留具有擴充儀器與線路之能力，避免後續維護成本，以及後續交通管制設施與監測系統結合時相容性問題，避免增加日後系統操作與資料收集之複雜性。

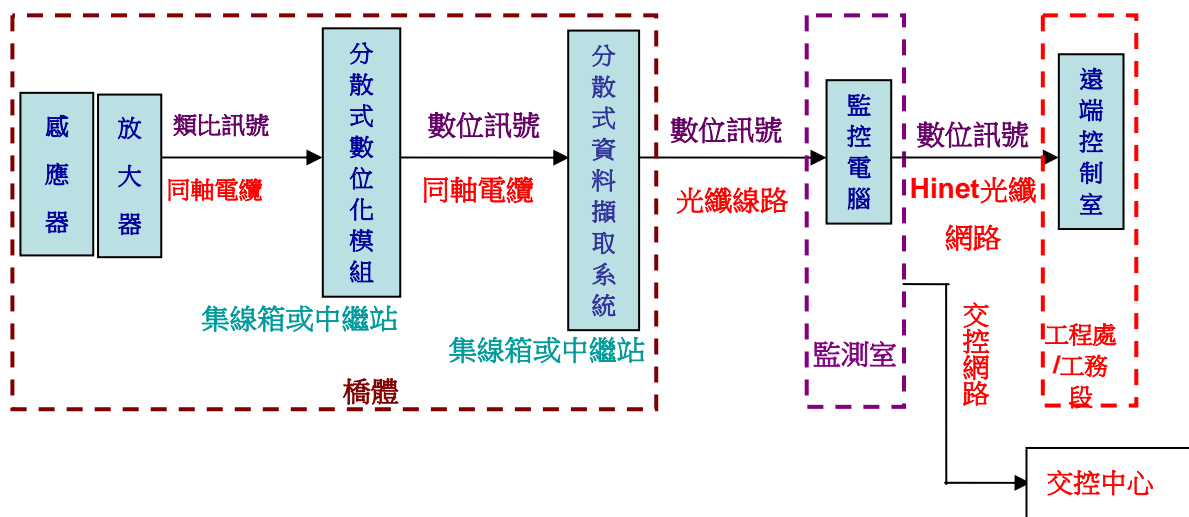


圖 3.1 分散式訊號傳輸方式

### 3.6 監測系統設計

為考量日後擴充能力與維修管理之方便性，本文將採用分散式訊號傳輸方式進行設計，整個監測系統之監測項目朝向地震、颱風與車流三大方向作為監測項目主軸，並以動態監測為主軸，靜態監測為輔，朝向「多重安全監測」預警能力之建立。另外，為達到日後之擴充性與維修性，節省成本，本文利用分散式傳輸功能之特性。本文整體靜動態監測系統架構圖如圖 3.2 所示。所採用的儀器種類，如表 3.1 所示。各項儀器配置圖如附錄一附圖 1~附圖 7 所示。另外，有關各項監測儀器對應之監測目的及需要，如附錄二之說明。

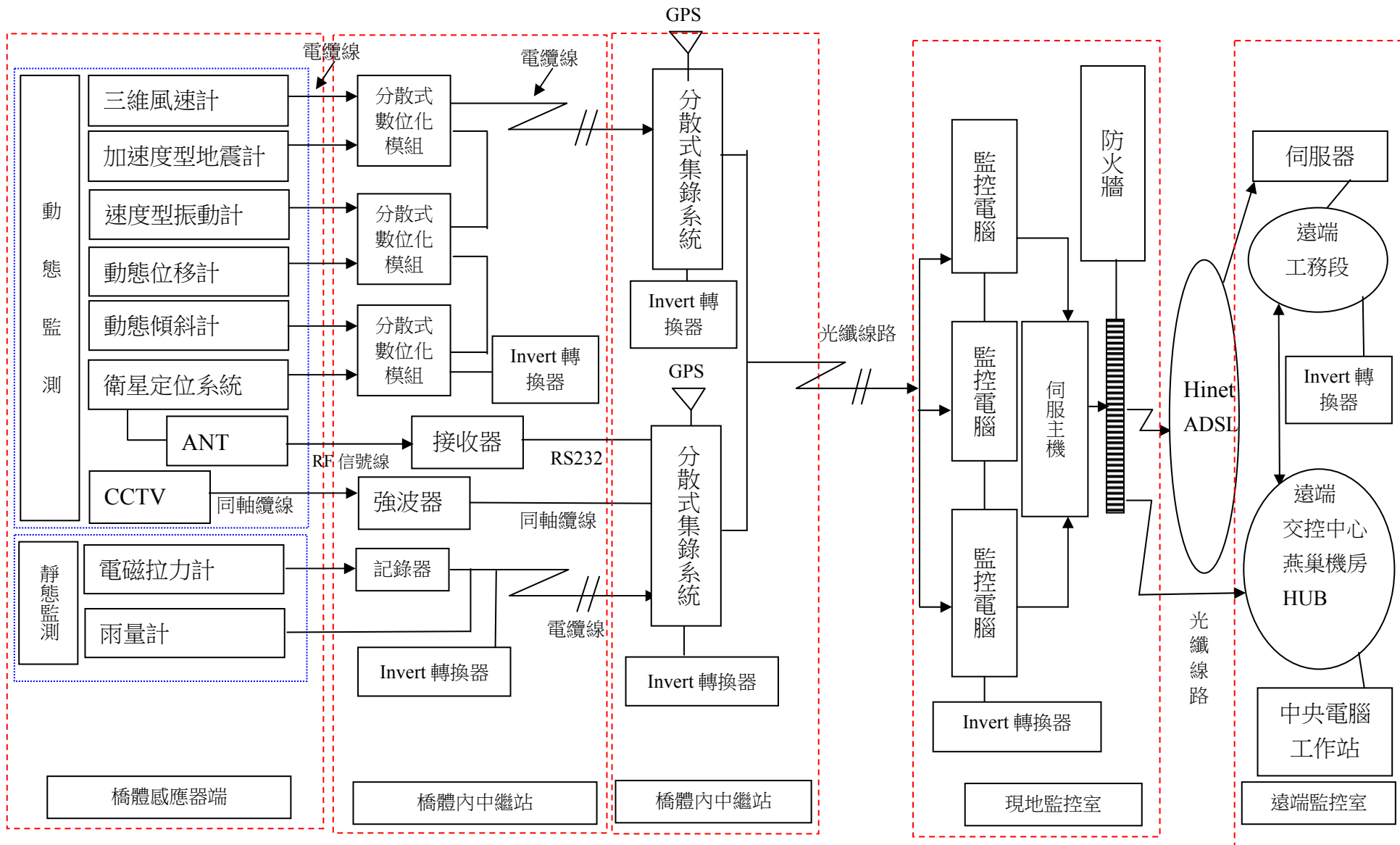


圖 3.2 監測系統架構圖

表 3.1 監測儀器種類與數量表

項次	名稱	代號	符號	單位	數量	備註
動態感應器						
1	三維風速計	ANM	★	組	4	ANM01~ANM04
2	埋入型加速度地震計(三軸)	ACC	●	組	1	ACC01
3	表面型加速度地震計(三軸)	ACC	●	組	5	ACC02~ACC18
4	表面型加速度地震計(單軸)	ACC	●	組	12	
5	速度型振動計(單軸)	VEL	■	組	22	VEL01~VEL22
6	動態位移計(單軸)	DSP	◆	組	6	DSP01~DPS06
7	動態傾斜計(雙軸)	TLT	⊕	組	1	TLT01
8	衛星定位系統	GPS	▲	組	5	GPS01~GPS05
9	監視錄影系統	CTV	▽	組	4	CTV01~CTV04
	動態儀器總計			組	60	
靜態感應器						
10	電磁拉力計	EMT	⊙	組	4	EMT01~EMT04
11	雨量計	RAN	○	組	2	RAN01~RAN02
	靜態儀器總計			組	6	
12	動態集錄系統	DRS	□	式	1	DRS
13	靜態集錄系統	SRS	※	組	1	SRS

#### 四、監測資料分析與應用

##### 4.1 監測起始值量測與建立

- (1). 監測系統安裝完成後，監測系統須試運轉至少二個月，並在系統功能正常運作下進行現地試驗，同時以攜帶式儀器與監測系統進行量測，並比對之。
- (2). 現地微振動試驗包括量測主梁、橋塔與鋼纜結構，並以驗證過的系統識別方法求取主梁與橋塔結構三方向至少前五個自然振動頻率、阻尼比，以及振態形狀。
- (3). 60 條鋼纜須施以振動法，以驗證過的系統識別方法求取纜索前五個自然振動頻率，並以二種以上的計算方式求取鋼纜預力值。
- (4). 依據現地實驗結果，建立較為可靠的 3D 全橋有限元素分析模型。
- (5). 歷史試驗資料收集與試驗結果比對分析，訂定各項初始監測參數，監測參數訂定依工程司指示辦理。
- (6). 承商須先提送監測起始值量測計畫書供工程司審查核可後才能施作。

- (7). 監測系統於完工後二個月內，進行量測橋體現地試驗，完工後三個月內完成橋體之初始行為分析及各項初始參數評估訂定，並提送結構系統初始參數評定結果報告三份（含光碟檔）予業主或監造單位審查。

## 4.2 纜索拉力量測與建立

工程實務上，計算鋼纜拉力的方法多是利用鋼纜自然頻率推得拉力值，因此，檢測鋼纜拉力必須配合振動量測試驗，再由頻率反推拉力值。本文將針對高屏溪斜張橋全部鋼纜，在未封閉橋梁之常態車流下進行振動檢測試驗。

一般而言，鋼纜拉力計算依不同的假設條件所建立的分析模式，常用者大致可分為：

- (1). 弦振動理論：將鋼纜視為兩端為固定端，並模擬成僅承受均勻張力之繃緊弦，但不考慮彎矩效應，由弦振動方程式可求得拉力與頻率關係式

$$T = \frac{4wl^2}{n^2g} f_n^2 \quad (4.2.1)$$

其中  $T$  為鋼纜張力， $w$  為鋼纜單位重量， $l$  為索長， $f_n$  為第  $n$  個自然振動頻率值(Hz)， $g$  為重力加速度( $9.81m/sec^2$ )。

- (2). 梁振動理論：將鋼纜考慮成平面簡支梁承受軸向力且不考慮幾何非線性效應，可推導出梁橫向振動頻率與軸力之間的控制方程式，求解出拉力與頻率關係式

$$T = \frac{4wl^2}{n^2g} f_n^2 - \frac{n^2EI\pi^2}{l^2} \quad (4.2.2)$$

式中  $E$  為彈性係數， $I$  為慣性矩。因此，比較式(4.2.1)與式(4.2.2)可知，式(4.2.2)等號右邊第二項即是考慮鋼纜撓曲剛度所產生的效應。

- (3). 頻率差公式：由於鋼纜與長跨度之橋面連結在一起，鋼纜可能受到橋面版振動的干擾，容易將橋面版低頻的主振頻率誤判為鋼纜真實的局部頻率。因此，基於繃緊弦振動的基本假設，利用各相鄰振態頻率等間距的特性，即以相鄰振態之頻率差反算索力(陳等人 2005<sup>a</sup>)，可建立拉力與頻率差  $\Delta f$  之關係為

$$T = \frac{4wl^2}{g} \Delta f^2 \quad (4.2.3)$$

在實際應用上，通常使用第一振態頻率代入式(4.2.1)或式(4.2.2)求解拉力，即取  $n=1$ 、 $f_n=f_1$ ，此時若比較式(4.2.1)與式(4.2.3)可知，**鋼纜頻率差值應等於第一振態頻率**。但是，鋼纜非完美

的繃緊弦結構，尚有撓曲效應與中垂效應等非線性特性，因此，真實量測結果還是會存在差異性。

(4). **非線性公式**：將鋼纜形狀視為拋物線型，並考慮鋼纜非線性效應，包括中垂(sag)效應，質量分佈與三維傾斜程度等因素(Zui 等人 1996)，建立起非線性超越方程式，可求解出依鋼纜之中垂量、索長與索力大小之範圍不同，分成**三類型鋼纜的計算公式**。但是，由於市場上對於中垂量、傾斜角度等鋼纜幾何條件之量測相當困難，因此，必須利用數值疊代的方式求解索力。

以上所述之計算方法在實務上皆有其優劣點，但數值差異尚在可接受範圍。因此，在實用上大多使用前三種方法計算索力。在本文中將利用簡單弦理論公式(式(4.2.1))、頻率差公式(式(4.2.2))，以及梁理論公式(式(4.2.3))計算鋼纜拉力值。另外，在有效弦長  $l_e$  計算方面，由於鋼纜兩端點錨碇處常設置橡膠制振器，此將造成鋼纜端部的箝制作用，使得鋼纜實際弦長將會比原索長為短，因此，上述公式中之索長  $l$  應取有效弦長計算索力較為合理，張(2000)曾於施工階段進行現地量測獲得各鋼纜有效弦長，如表 4.1 所示，本文將採用有效弦長作為計算索力之索長。

在鋼纜振動量測與分析方面，高屏溪斜張橋共有 60 根鋼纜分布在 510m 跨度內，因受限於儀器頻道數與訊號衰減等因素，將 60 根鋼纜分成 15 次依序進行量測，例如：第一次量測共使用 14 個頻道，分別量測 B101 處兩根鋼纜，分別為靠南下車道側(編號 B101R)與靠北上車道側(編號 B101L)各一根，以及 B101A 處兩根鋼纜(B101AR 與 B101AL)之三方向振動反應，共 12 個頻道，另外，同時在 B101 與 B101A 位置連結於橋面版處，各佈置一點測站，同時量測橋面版垂直振動反應，共 2 個頻道，如圖 2.3 所示，每一次量測時間皆為 10 分鐘，取樣頻率為 100Hz，取樣點共 60,000 點，其他鋼纜量測方式相同，以此類推。另外，受限現場環境無法封閉車道與節省經費，因此，本試驗並未使用空中作業車，故鋼纜身測點僅設定在距橋面版高度 2.5m 處，如圖 4.1 所示。另外，為不破壞鋼纜 HDPE 外套管，必須先依鋼纜外徑製作一對半圓形夾具，夾具上之平板可放置三個單軸向感應器分別量測鋼纜三方向振動反應，由於鋼纜振動量相當大，配置在較低位置所測得的反應雖較小，但並不致影響分析結果。

表 4.1 鋼纜材料與幾何性質

鋼纜編號	索長 $l$ (m)	*有效弦長 $l_e$ (m)	*質量 $M$ (kg/m)	絞索數目 (支/根)	*剛度 $EI$ (kN-m <sup>2</sup> )	傾斜角 $\theta$ (deg.)	中垂量 $\delta$ (m)
B101A	220.121	213.338	152.7	91	2906.11	32.774	1.857
B101	220.785	214.897	152.7	91	2906.11	32.778	1.901
B102	208.825	202.376	129.9	69	1670.81	33.695	1.319
B103	197.117	190.612	143.4	82	2359.7	34.743	1.039
B104	185.491	178.897	137.2	76	2027.01	35.924	0.863
B105	173.953	167.258	129.9	69	1670.81	36.401	0.804
B106	162.548	155.727	144.4	83	2417.6	38.805	0.585
B107	151.286	144.326	149.6	88	2717.65	40.579	0.474
B108	140.21	133.07	134.1	73	1870.14	42.647	0.497
B109	129.386	122.119	136.1	75	1974.02	45.079	0.365
B110	119.02	111.195	128.9	68	1610.48	47.97	0.33
B111	108.549	100.658	96.8	57	1132.17	51.443	0.25
B112	99.137	90.256	83.3	44	689.43	55.66	0.245
B113	90.298	80.394	125.8	65	1502	60.824	0.221
B114	82.752	69.266	94.7	55	1041.98	67.172	0.155
F101A	326.788	319.287	130.9	70	1719.59	22.85	4.159
F101	328.837	322.086	130.9	70	1719.59	22.855	4.3
F102	307.418	300.5	100.9	61	1305.84	23.601	2.594
F103	287.497	280.593	132	71	1769.07	24.446	2.373
F104	267.657	260.778	133	72	1819.26	25.417	1.93
F105	247.901	239.92	128.9	68	1622.73	26.545	1.79
F106	228.267	221.427	144.4	83	2417.6	27.869	1.291
F107	208.782	201.945	148.5	87	2656.24	29.445	1.046
F108	189.488	182.649	139.2	78	2135.1	31.349	1.061
F109	170.467	163.603	135.1	74	1921.73	33.687	0.751
F110	151.719	144.937	125.8	65	1483.77	36.618	0.624
F111	133.273	126.792	93.7	54	1026.62	40.367	0.489
F112	117.056	109.397	82.3	43	654.01	45.317	0.452
F113	100.979	92.63	100.9	61	1302.57	51.988	0.247
F114	87.161	76.021	100.9	61	1281.72	61.147	0.378

註：\* 表該欄參數之數據取自於張益祥(2001)之文獻；同一位置之兩根鋼纜性質相同。

另外，為求得鋼纜振動頻率，可將量測所得振動歷時反應經由富立葉轉換(FFT)求得各鋼纜之頻譜圖，如圖 4.2~圖 4.4 所示，分別為主跨內靠南下車道側(S-R 側)之較短索(F114R)、中長索(F107R)與長索(F101R)鋼纜之頻譜圖，圖中鋼纜 X 向、Y 向與 Z 向之定義，如圖 2.1 所示，符號 DZ 之定義為量測該鋼纜與橋面連接處之橋面版垂直向振動反應。由於鋼纜為圓

形對稱斷面，因此，合理地推估鋼纜 X 向與 Y 向的振動頻率應相近，但存在於鋼纜之非線性效應尚有所差異；另外，鋼纜 Z 向振動則容易受到纜索-橋面版互制參數振動(parameter vibration)的影響(Takahashi 1991)，而較不易研判鋼纜低頻之振態。因此，由各頻譜圖中非常容易研判出鋼纜高振態自然振動頻率，相反地，前幾個低振態頻率反而較難判斷，這些情況都是因為橋面版振動所造成的干擾效應，也是為何本文須同時量測橋面版反應的原因之一，由於鋼纜與橋面版是連結在一起的，鋼纜可能量測到的振態頻率不僅是鋼纜局部振態，同時也包含橋面版振態，因此，可藉此同時量測鋼纜及橋面版振動的方式，過濾出鋼纜低頻部份的局部振態，以免有誤判鋼纜頻率之虞。

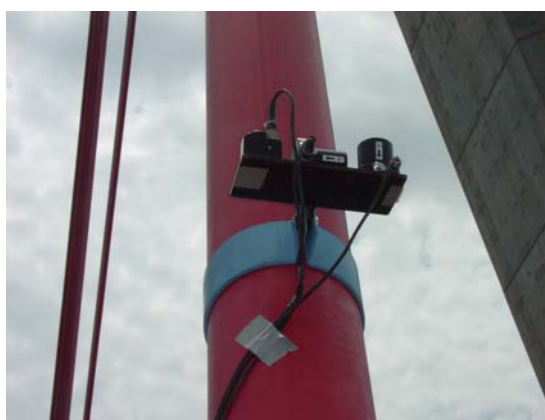


圖 4.1 感應器三方向排列固定方式

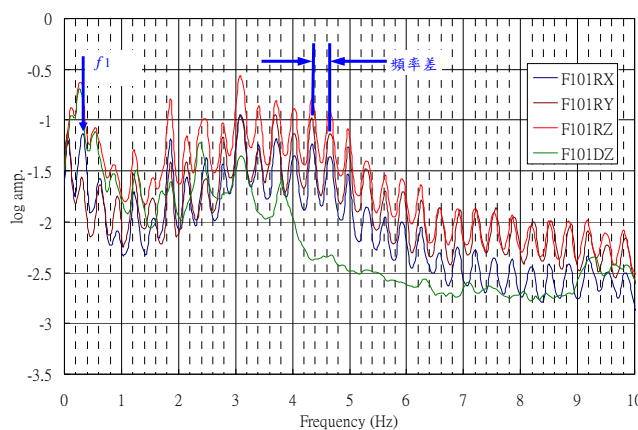


圖 4.2 F101R 鋼纜頻譜圖(長索)

另外，依據陳等人(2005<sup>b</sup>)的建議，本文選取鋼纜 X 向前 5 個振動頻率計算靠南下車道側鋼纜(S-R 部分)與靠北上車道側鋼纜(N-L 部分)共 60 根之索力，如表 4.2 所示，計算方式包括：

1. 識別鋼纜前 5 個振態頻率，依弦理論分別計算索力，並取此 5 個索力之平均值作為該鋼纜拉力，其分析結果如表二與表三之  $T_1$  值所示。



2. 利用前 5 個頻率之頻率差值分別計算索力，並取此 4 個索力之平均值作為該鋼纜拉力，其分析結果如表二與表三之  $T_2$  值所示。
3. 使用前 5 個振態頻率依梁理論分別計算索力，並取此 5 個索力之平均值作為該鋼纜拉力，其分析結果如表二與表三之  $T_3$  值所示。

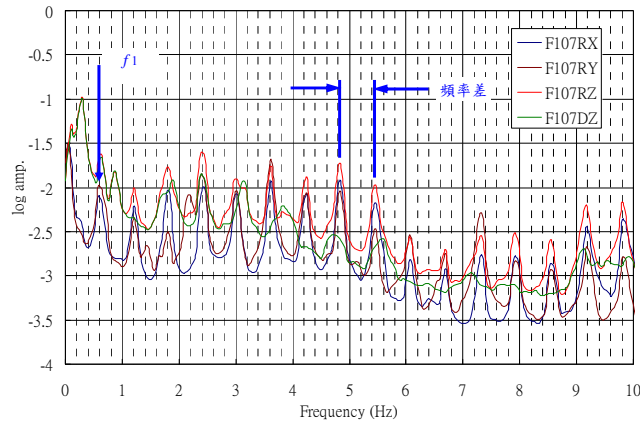


圖 4.3 F107R 鋼纜頻譜圖(中長索)

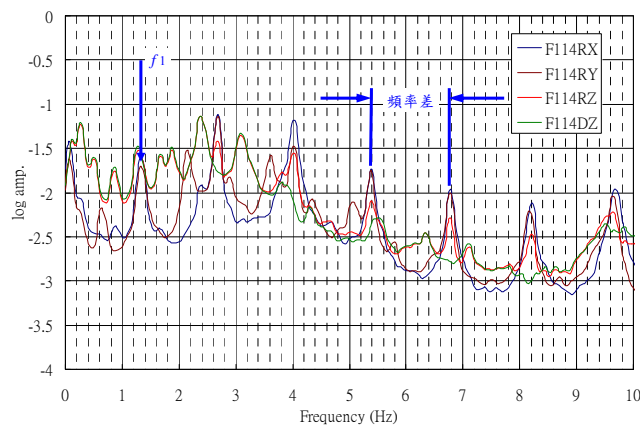


圖 4.4 F114R 鋼纜頻譜圖(短索)

若以梁理論計算值為基準，比較各方法計算結果可知，此三種方法求得各索索力的差異性皆維持在 **0.5%** 範圍以內，顯示此三種計算方式差異性並不大。但是，在鋼纜頻率判定方面，則以頻率差法較容易獲得正確之頻率值，不致誤判鋼纜局部頻率。因此，在實際應用上，此三種計算索力的方法皆可使用，但建議取較多的振態頻率計算索力，再求其平均值應是較可行之方法。另外，在計算過程中也發現，對於長索而言，如 F101~F103 等鋼纜，使用第一振態頻率以梁公式計算索力時，其結果與其他振態所計算出的結果差異較大，反而使用高振態頻率計算索力有較佳之收斂結果(陳等人 2005<sup>b</sup>)，這是因為長索的非線性效應非常明顯，而且

若是以非線性精算公式計算索力，長索被歸類到第二類或第三類索型，必須採用高振態計算索力，若僅利用第一振態頻率計算較長索之索力，可能會存在較大之誤差。因此，以上三種方法計算索力，取較多振態頻率計算索力再取平均值，應可降低長索計算拉力造成之誤差。

另外，結構損傷定位之指標常用的有模態曲率指標、模態柔度指標等，但這些指標都有一個同樣的問題是需要量測出橋梁的振動模態。因此，在現地量測技術與系統識別技巧方面的要求較高，同時，量測精度也較難掌握，尤其是需要高振態參數資料。上述損傷指標方法雖可應用於斜張橋的損傷定位，但是，斜張橋為高度靜不定結構，複雜的鋼纜系統使得斜張橋在建模與分析時，常因非線性效應而造成極大的誤差，而此效應也間接提高對斜張橋安全評估之困難度。實際上，斜張橋依其受力情形研判，橋面版主梁與鋼纜是較容易受損之主構件，而鋼纜與橋面版連結在一起，兩者具有相當大之關連性。因此，若能藉由鋼纜量測試驗獲得索力，並掌握鋼纜受力變化情形，應可進一步評估橋梁的安全性。

如圖 4.5 所示，為 60 根鋼纜利用梁理論計算之索力分布情形，若依此建立索力指標

$$TI(\%) = \frac{|T_L - T_R|}{T_L} \times 100\% \quad (4.2.4)$$

式中  $T_L$  與  $T_R$  分別為同一位置左側與右側之鋼纜拉力。理論上，同一位置之左右兩側鋼纜力量應較為接近，但左右兩側差異性若超過某一容許誤差，則此處鋼纜可能有異常之現象。本文假設以 5% 為容許誤差，並以  $L$  側鋼纜拉力為計算基準，若超過此一容許誤差值表示該鋼纜拉力存在異常現象。

如圖 4.6 所示，超過此一容許誤差之鋼纜包括 B109R 與 B109L 索相差 33.40%；B111R 與 B111L 索相差 7.65%；B113R 與 B113L 索相差 6.99%，以及 F101R 與 F101L 索相差 6.09%。另外，由圖 4.6 中亦可得知，若鋼纜力異常者，則  $TI$  值差異變化相當大，故拉力指標對損傷相當敏感，應適用於損傷指標。因此，針對高屏溪斜張橋案例而言，對於以此種鋼纜排列方式的斜張橋，可利用此一拉力指標作為損傷異常之研判參數，並合理地制定容許百分比誤差，當同一位置左右兩側鋼纜力量超過此一誤差值，則須針對此鋼纜作進一步檢測評估，而且鋼纜索力異常處之橋面版主梁也須一併檢測。

另外，圖 4.7 為各鋼纜第一個振態頻率分布比較圖，各振態頻率分布圖呈現近似鐘型分布，此與 Ren 等人(2005)研究結果相符，因此，若有鋼纜頻率異常者，則各振態頻率分布圖

可能非為鐘型分布，也可依此初步評估損傷位置。但是，由圖 4.7 可知，若僅以此頻率分布情形作為損傷指標，則可能較不敏感。

表 4.2 靠南下車道側(S-R 部分)鋼纜試驗結果

鋼纜 編號	$f_1$ (Hz)	$f_2$ (Hz)	$f_3$ (Hz)	$f_4$ (Hz)	$f_5$ (Hz)	頻率差平 均值 $\Delta f$ (Hz)	平均索力 (kN)		
							T <sub>1</sub>	T <sub>2</sub>	T <sub>3</sub>
B101AR	0.51270	0.98877	1.48926	1.97754	2.47803	0.48828	6915.12	6828.18	6908.18
B101R	0.50049	0.97656	1.46484	1.94092	2.44141	0.49560	6776.45	6725.08	6769.62
B102R	0.52490	1.02539	1.53809	2.06299	2.57568	0.51514	5671.73	5647.22	5667.30
B103R	0.57373	1.13525	1.70898	2.27051	2.85645	0.57129	6770.89	6801.78	6763.84
B104R	0.63477	1.25732	1.89209	2.51465	3.17383	0.63476	7004.71	7076.93	6997.84
B105R	0.68359	1.33057	2.00195	2.67334	3.35693	0.66650	6548.85	6457.26	6542.37
B106R	0.78125	1.55029	2.33154	3.11279	3.89404	0.78125	8480.99	8549.39	8470.17
B107R	0.89111	1.77002	2.67334	3.56445	4.46777	0.89111	9881.80	9898.00	9867.63
B108R	0.84229	1.69678	2.55127	3.40576	4.26025	0.85449	6845.24	6935.30	6833.78
B109R	0.97656	1.96533	2.94189	3.91846	4.90723	0.98389	7800.12	7859.16	7785.74
B110R	1.03760	2.08740	3.13721	4.17480	5.26123	1.06201	6956.48	7190.22	6942.34
B111R	1.19629	2.39258	3.58887	4.79736	6.00586	1.19385	5629.34	5591.52	5617.21
B112R	1.33057	2.66113	4.00390	5.33447	6.68945	1.33789	4826.32	4858.45	4817.13
B113R	1.41602	2.85645	4.30908	5.76172	7.20215	1.44775	6672.21	6816.75	6646.98
B114R	1.84326	3.67432	5.50537	7.37305	9.24072	1.85303	6162.32	6240.42	6138.75
F101AR	0.34180	0.62256	0.92773	1.24512	1.55029	0.30518	5363.26	4971.22	5361.43
F101R	0.30518	0.62256	0.92773	1.23291	1.53809	0.31006	5163.40	5221.91	5161.60
F102R	0.39063	0.75684	1.14746	1.51367	1.89209	0.37598	5309.99	5151.82	5308.42
F103R	0.41504	0.79346	1.19629	1.58691	1.98975	0.39062	6688.08	6343.16	6685.64
F104R	0.43945	0.85449	1.28174	1.70898	2.13623	0.42481	6680.56	6528.82	6677.66
F105R	0.46387	0.91553	1.36719	1.83105	2.28271	0.45654	6234.86	6185.96	6231.80
F106R	0.51270	1.01318	1.52588	2.02637	2.53906	0.50781	7321.80	7302.88	7316.44
F107R	0.61035	1.20850	1.81885	2.42920	3.01514	0.60303	8903.33	8809.02	8896.26
F108R	0.61035	1.20850	1.81885	2.41699	3.03955	0.60791	6835.29	6864.56	6828.34
F109R	0.67139	1.33057	1.98975	2.66113	3.33252	0.66650	6422.44	6425.45	6414.64
F110R	0.69580	1.36719	2.05078	2.75879	3.45459	0.69092	5014.24	5046.06	5006.57
F111R	0.91553	1.80664	2.72217	3.62549	4.54102	0.90820	4969.58	4969.91	4962.65
F112R	1.00098	2.00195	3.00293	4.01611	5.04150	1.01074	3963.88	4024.86	3957.95
F113R	1.28174	2.56348	3.83301	5.12695	6.43311	1.28906	5690.71	5754.43	5674.23
F114R	1.34277	2.67334	4.02832	5.38330	6.77490	1.37451	4217.12	4406.72	4193.04

註：鋼纜編號內符號 R 為靠南下車道側之鋼纜

表 4.3 靠北上車道側(N-L 部分)鋼纜性質與試驗結果

鋼纜 編號	$f_1$ (Hz)	$f_2$ (Hz)	$f_3$ (Hz)	$f_4$ (Hz)	$f_5$ (Hz)	前 5 個頻 率差平均 值 $\Delta f$ (Hz)	平均索力 (kN)		
							T <sub>1</sub>	T <sub>2</sub>	T <sub>3</sub>
B101AL	0.50049	0.98877	1.50146	1.97754	2.47803	0.49561	6868.87	6828.24	6861.94
B101L	0.50049	0.97656	1.46484	1.95313	2.44141	0.48584	6793.22	6658.04	6786.38
B102L	0.53711	1.04980	1.57471	2.09961	2.63672	0.52246	5929.44	5808.89	5925.01
B103L	0.58594	1.15967	1.73340	2.30713	2.89307	0.57861	7006.01	6977.25	6998.96
B104L	0.63477	1.26953	1.90430	2.53906	3.18604	0.63476	7087.90	7076.93	7081.02
B105L	0.67139	1.35489	2.03857	2.72217	3.40576	0.68359	6682.33	6792.65	6675.84
B106L	0.78125	1.57471	2.35596	3.14941	3.93066	0.78857	8642.33	8710.44	8631.51
B107L	0.90332	1.78223	2.68555	3.58887	4.49219	0.90088	10030.61	10116.09	10016.44
B108L	0.84229	1.68457	2.53906	3.39355	4.24805	0.85205	6794.77	6895.71	6783.31
B109L	0.84229	1.69678	2.55127	3.40576	4.26025	0.85449	5850.92	5927.90	5836.55
B110L	1.06201	2.11182	3.18604	4.27246	5.35889	1.07178	7216.89	7323.07	7202.75
B111L	1.24512	2.49023	3.72314	4.99268	6.26211	1.25732	6094.43	6201.92	6082.30
B112L	1.34237	2.68555	4.01610	5.37109	6.72607	1.34530	4891.03	4912.39	4881.84
B113L	1.48926	2.95410	4.46777	5.90082	7.47070	1.49902	7172.02	7308.11	7146.79
B114L	1.84326	3.66211	5.50537	7.36084	9.25293	1.86523	6153.38	6322.91	6129.80
F101AL	0.34180	0.62256	0.92773	1.23291	1.53809	0.30273	5326.98	4891.98	5325.15
F101L	0.26855	0.61035	0.91553	1.23291	1.53809	0.31494	4867.07	5387.71	4865.27
F102L	0.39063	0.74463	1.12305	1.50146	1.86768	0.37109	5188.16	5018.84	5186.59
F103L	0.41504	0.79346	1.19629	1.58691	1.98975	0.39551	6688.08	6502.77	6685.64
F104L	0.43945	0.85449	1.26953	1.69678	2.12402	0.42236	6621.67	6453.98	6618.77
F105L	0.46387	0.82773	1.37939	1.81885	2.29492	0.46143	6026.58	6319.02	6023.52
F106L	0.52490	1.01318	1.52588	2.03857	2.55127	0.50781	7425.13	7302.88	7419.78
F107L	0.61035	1.19629	1.79443	2.40479	3.00293	0.60059	8770.30	8737.82	8763.23
F108L	0.61035	1.20850	1.81885	2.46990	3.01514	0.60303	6873.36	6754.74	6866.41
F109L	0.65918	1.30615	1.96533	2.63672	3.29590	0.65918	6246.36	6285.01	6238.56
F110L	0.68359	1.36719	2.05078	2.73438	3.43018	0.68848	4946.71	5010.48	4939.04
F111L	0.91553	1.80664	2.70996	3.61328	4.54102	0.90820	4954.04	4969.91	4947.11
F112L	1.02539	2.03857	3.06396	4.08936	5.13916	1.02783	4125.00	4162.12	4119.07
F113L	1.30615	2.61230	3.93066	5.24902	6.59180	1.32568	5948.64	6086.04	5932.16
F114L	1.34277	2.69775	4.06494	5.45654	6.86035	1.39649	4292.66	4548.74	4268.58

註：鋼纜編號內符號 L 為靠北上車道側之鋼纜

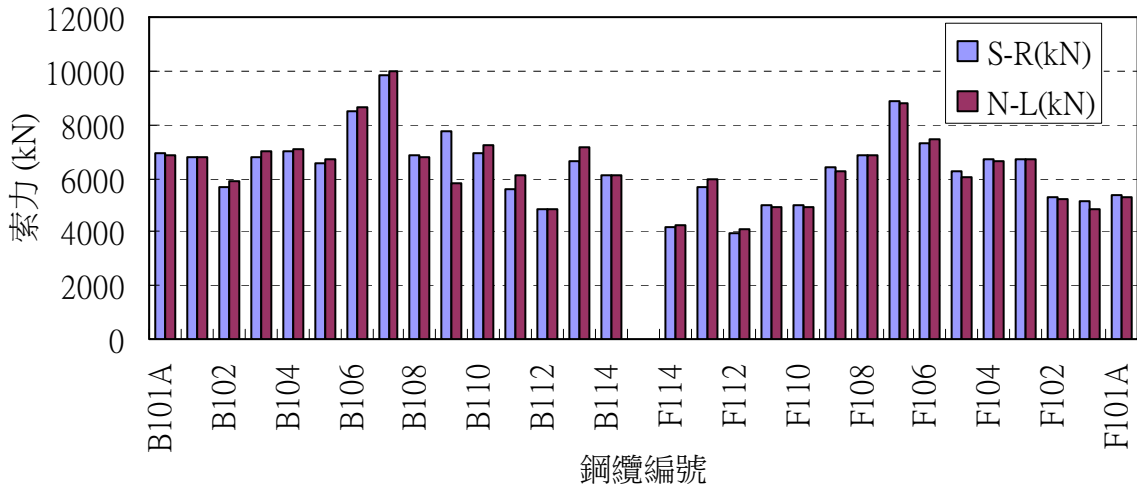


圖 4.5 靠南下車道側(S-R)與靠北側車道(N-L)鋼鋼纜力分布圖

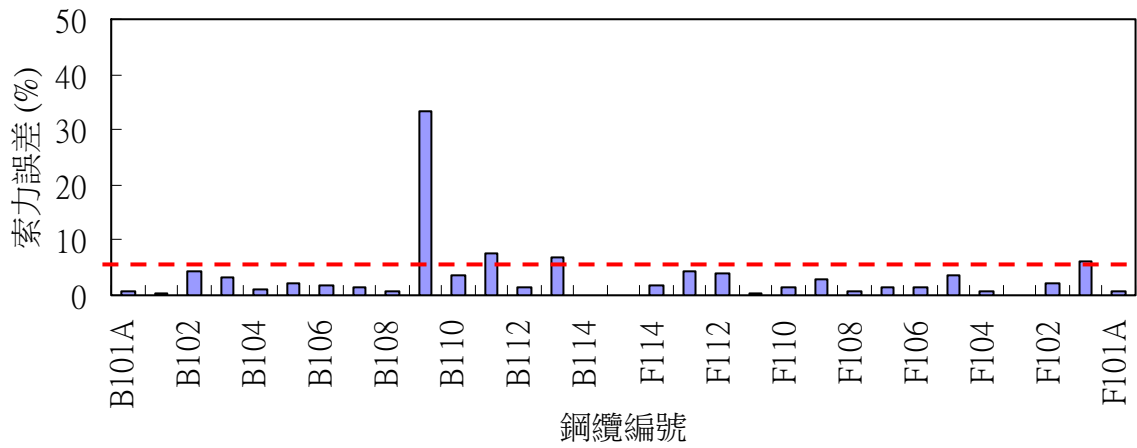


圖 4.6 靠南下車道側(S-R)與靠北側車道(N-L)鋼鋼纜力誤差圖

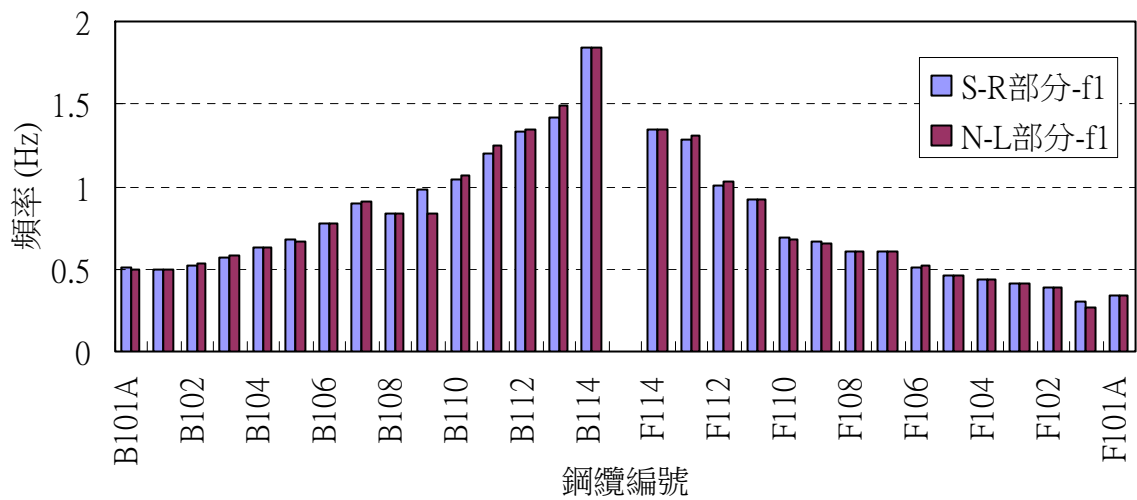


圖 4.7 靠南下車道側(S-R)與靠北側車道(N-L)鋼鋼纜第一頻率分布圖

### 4.3 橋體動力特性量測與建立

本文主要是進行高屏溪斜張橋現地微動試驗，並利用連續小波轉換的識別方法進行模態識別，由於小波轉換方法兼具時間域及頻率域之優點，可將動態反應轉換到小波域時，透過尺度參數之選擇，有類似頻率域濾波之效果；再套進時間序列模式，類似傳統時間序列建模流程，即可估算時間序列模式之相關係數，求得斜張橋的動力特性參數，包括自然頻率、阻尼比與振態形狀等，藉以掌握斜張橋的動力特性。另外，本文識別結果也與有限元素分析模式進行比對，求得較為符合甄時結構之有限元素分析模式，作為後續實場監測之研究模式。

在本文中將利用連續小波轉換的識別方法處理高屏溪斜張橋微動試驗數據，進行模態識別，求得斜張橋的動力特性參數。選用該法之原因為此方法兼具時間域及頻率域之優點，將動態反應轉換到小波域時，透過尺度參數之選擇，可進行適當之濾波(有類似頻率域濾波之效果)；再套進時間序列模式，即可估算出時間序列模式之相關係數(類似傳統時間序列建模流程)。本文將利用該法於處理微動量測反應，確認其適用性。處理資料的主要過程是先將隨機微動反應透過隨機遞減法，轉換成自由衰減反應；再依此建立 AR 模式；最後，利用 AR 模式之係數估算結構系統之模態參數，即可求得頻率、阻尼比與振態形狀。

在實場微動試驗方面，南二高高屏溪斜張橋主跨長為 330 公尺，邊跨為 180 公尺，為國內最長的斜張橋。本研究進行的微動試驗是在正常車流通行下量測主梁的動力反應，在試驗過程中並未封閉橋梁，因此，隨機車流的效應是存在的，一般而言，正常車流效應並不會影響橋梁微動試驗之結果。另外，在測站布設方面，主要是考慮有限元素分析模式節點編排、纜索位置與節塊施工情形，全橋 510 公尺共設置 33 個測站。另外，測站因集錄系統頻道數與感應器數量之限制，必須將 33 個測站反應分為三段量測，如圖 4.8 所示。第一段(Segment 1)為主跨部分之量測，測站分別為 P2 橋柱、距 P2 橋柱 20 公尺處，以及纜索 F101 至 F110 於橋面版上錨定之位置，共有 12 個測站；第二段(Segment 2)為部分主跨與部分邊跨之量測，測站分別為 P1 橋塔、距 P1 橋柱前後分別為 20 公尺以及 14.8 公尺處、纜索 F109 至 F114 於橋面版上錨定之位置，以及纜索 B114 至 B112 於橋面版上錨定之位置，共有 12 個測站；第三段(Segment 3)為邊跨部份之量測，測站為 A1 橋柱以及纜索 B102 至 B113 於橋面版之位置，共有 13 個測站。由以上布設的方式可知，第一段與第二段設有 F109 與 F110 兩個重覆測站；第二段與第三段則設有 B112 與 B113 兩個重覆測站，共有 33 個測站，這些重複測站主要為

連結各段資料之故。另外，本文進行的微動試驗將針對垂直向(Z向)與橫向(Y向)進行試驗，量測該方向之振動速度反應訊號，而每一段量測時間均為10分鐘，取樣頻率為100Hz，共有60000筆資料。

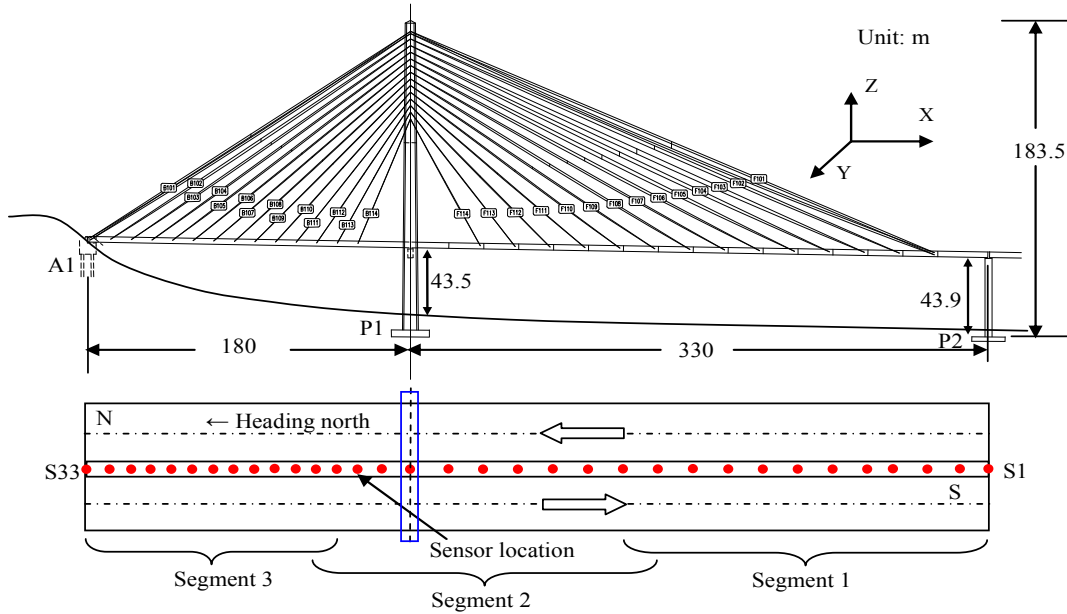


圖 4.8 南二高高屏溪斜張橋量測點位示意圖

在系統識別方法，主要是採連續小波轉換方法進行動力特性的識別。 $L^2(R)$ 表示平方可積之函數空間，一屬於 $L^2(R)$ 空間之函數 $f(t)$ ，均可做小波轉換，其定義為

$$W_f(a,b) = \langle f, \psi_{(a,b)} \rangle = |a|^{-\frac{1}{2}} \int_{\mathbb{R}} f(t) \psi^* \left( \frac{t-b}{a} \right) dt \quad (4.3.1)$$

逆轉換為

$$f(t) = \frac{1}{C_\psi} \int_{-\infty}^{\infty} \int_{-\infty}^{\infty} \frac{1}{a^2} W_f(a,b) \psi \left( \frac{t-b}{a} \right) da db \quad (4.3.2)$$

其中

$$C_\psi = \int_{\mathbb{R}} \frac{|\hat{\psi}(\omega)|^2}{\omega} d\omega \quad (4.3.3)$$

$\psi(t)$ 稱為母小波函數(mother wavelet)； $\psi_{(a,b)}(t) = \frac{1}{\sqrt{a}} \psi \left( \frac{t-b}{a} \right)$ 為母小波函數 $\psi(t)$ 經伸縮和平移所得之基底函數； $a$ 與 $b$ 分別為尺度因子與平移因子； $\hat{\psi}(\omega)$ 與 $\psi^*(t)$ 分別為 $\psi(t)$ 之富利葉轉換及共軛函數。上述之基底函數有別於富利葉轉換中之基底函數固定為 $e^{i\omega t}$ ，小波轉換之母小波函數則有多種選擇。但是，選擇之母小波必須滿足：

(1).  $\psi(t)$ 與它的各階導數均屬於 $L^\infty(R)$ 。

(2).  $\psi(t)$  及它的各階導數在  $t \rightarrow \infty$  處速降，即為有限之支撐長度。

依式(1)之定義，若將  $\psi(t)$  視為一中心為  $t^*$ ，半徑為  $\Delta$  之窗函數，則  $\psi_{(a,b)}$  之中心在  $b + at^*$  且半徑為  $a\Delta$ 。因此，式(1)表示之小波轉換，可給出了一個訊號  $f(t)$  具有一個時間窗之局部訊息

$$[b + at^* - a\Delta, b + at^* + a\Delta] \quad (4.3.4)$$

此窗對於較小之  $a$  值變窄，而對於較大之  $a$  值則變寬。式(4)之窗中心及半徑可定義為：

$$t^* = \frac{1}{\|f\|^2} \int_{-\infty}^{\infty} t |f(t)|^2 dt \quad (4.3.5)$$

$$\Delta = \frac{1}{\|f\|} \left\{ \int_{-\infty}^{\infty} (t - t^*)^2 |f(t)|^2 dt \right\}^{\frac{1}{2}} \quad (4.3.6)$$

其中， $\|f\|^2 = \int_{-\infty}^{\infty} |f(t)|^2 dt$ 。由於

$$\frac{1}{2\pi} \hat{\psi}_{(a,b)}(\omega) = \frac{a|a|^{-\frac{1}{2}}}{2\pi} e^{ib\omega} \hat{\psi}(a\omega) \quad (4.3.7)$$

若  $\hat{f}$  為  $f(t)$  經由傅利葉轉換至頻率域之函數，則利用 Parseval 等式可證明  $\sqrt{W_f}(a,b)$  亦可求出  $\hat{f}$  具有一個頻率窗之局部訊息

$$\left[ \frac{\omega^* - \hat{\Delta}}{a}, \frac{\omega^* + \hat{\Delta}}{a} \right] \quad (4.3.8)$$

其中， $\omega^*$  與  $\hat{\Delta}$  分別為依式(4.3.5)及(4.3.6)計算  $\hat{\psi}$  之中心與半徑。此窗具有中心頻率  $\frac{\omega^*}{a}$  且帶寬為

$\frac{2\hat{\Delta}}{a}$ 。因此，利用式(4.3.1)做小波轉換，其提供一時間頻率窗：

$$[b + at^* - a\Delta, b + at^* + a\Delta] \times \left[ \frac{\omega^* - \hat{\Delta}}{a}, \frac{\omega^* + \hat{\Delta}}{a} \right] \quad (4.3.9)$$

綜上可知， $\psi_{a,b}(t)$  所定義之時頻窗口之矩形形狀，隨伸縮因子  $a$  之改變而改變。當  $a$  值小時，為一時寬窄而頻寬大之高頻窗，適合描述高頻信號；而當  $a$  值大時，為一時寬大而頻寬窄之低頻窗，適合描述低頻信號。由於小波函數  $\psi(t)$  是一個帶通函數，透過前述分析，可以得知，伸縮因子  $a$  之改變， $\psi_{a,b}(t)$  對應著一系列帶寬和中心頻率皆亦為帶通系統。

另外，進行連續小波轉換的過程中，有許多小波函數可使用，例如 Haar 小波、Morlet 小波、Meyer 小波等。本文利用 Meyer 小波函數作為連續小波轉換之基底函數。Meyer 小波的母小波函數在頻率域中定義為



$$\hat{\psi}(\omega) = \begin{cases} (2\pi)^{-\frac{1}{2}} e^{\frac{j\omega}{2}} \sin\left(\frac{\pi}{2} v\left(\frac{3}{2\pi}|\omega|-1\right)\right) & \frac{2\pi}{3} \leq \omega \leq \frac{4\pi}{3} \\ (2\pi)^{-\frac{1}{2}} e^{\frac{j\omega}{2}} \cos\left(\frac{\pi}{2} v\left(\frac{3}{2\pi}|\omega|-1\right)\right) & \frac{4\pi}{3} \leq \omega \leq \frac{8\pi}{3} \\ 0 & |\omega| \notin \left[\frac{2\pi}{3}, \frac{8\pi}{3}\right] \end{cases} \quad (4.3.10)$$

其中  $v(s)$  為建立 Meyer 小波的輔助函數，可寫成

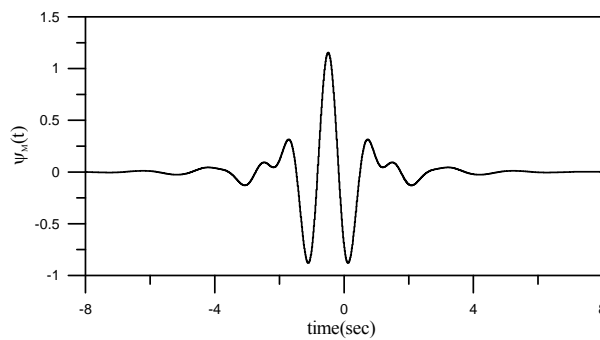
$$v(s) = s^4(35 - 84s + 70s^2 - 20s^3) \quad s \in [0,1] \quad (4.3.11)$$

雖然 Meyer 小波在時間域並不是緊支撐的；但其趨近於零之速度很快，即

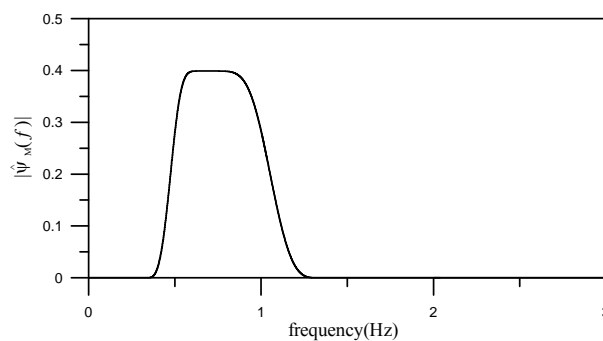
$$|\psi(t)| \leq C_n(1+|t|^2)^{-n} \quad (4.3.12)$$

其中  $\psi(t)$  為無限可微分函數。Meyer 小波的小波函數，如圖 4.9 表示。在進行識別的過程中，可以對於欲得到之頻率值設定小波函數的尺度因子。Meyer 小波函數建議的頻率保留範圍為

$$\left[ \frac{0.5348}{a}, \frac{0.9311}{a} \right]。$$



(a)



(b)

圖 4.9 Meyer 小波函數：(a) 時間域；(b) 頻率域

另外，由於微動試驗之外力輸入來源過多，這些外力結合後可將之視為一白噪訊號。因此，將微動訊號以隨機遞減法(random decrement technique)轉換為自由衰減振動訊號，再令外

力項為 0，方可以時間序列 ARX 模式建模。因此，可利用隨機遞減法將之轉換為自由衰減振動訊號，再進行分析。在線性系統中，可將量測自由度(或測站)間之反應表示成

$$\{y(t)\} = \sum_{i=1,2}^l [\Phi]_i \{y(t-i)\} + \sum_{j=0,1}^l [\Theta]_j \{f(t-j)\} \quad (4.3.13)$$

式中  $\{y(t-i)\}$  與  $\{f(t-i)\}$  分別為在  $t-i\Delta t$  時刻量測結構各自由度所得到之反應(加速度或速度)與輸入的外力向量； $[\Phi]_i$  與  $[\Theta]_j$  為待定係數矩陣。在本文中所處理的微動訊號，並無輸入之外力項，若將微動量測訊號以隨機遞減法轉換成自由衰減之振動訊號，則式(4.3.13)可改寫為

$$\{\bar{y}(t)\} = \sum_{i=1,2}^l [\Phi]_i \{\bar{y}(t-i)\} \quad (4.3.14)$$

其中， $\{\bar{y}(t)\}$  為  $\{y(t)\}$  以隨機遞減法轉換成自由衰減之振動訊號。式(4.3.14)依式(4.3.1)作小波轉換運算，且利用  $f(t-\tau)$  與  $f(t)$  小波轉換間之平移不變性，可將式(4.3.14)表示成

$$W_{\{\bar{y}\}}(a,b) = \sum_{i=1}^l [\Phi]_i W_{\{\bar{y}\}}(a,b-i) \quad (4.3.15)$$

若欲分析某特定頻率區間內之量測反應，可取特定之  $a$  與不同之  $b$ ，利用式(4.3.15)，可得

$$\{Y^{(0)}\} = [\tilde{C}] \{Y\} \quad (4.3.16)$$

式中之係數矩陣  $[\tilde{C}]$  為一未知矩陣，可利用最小平方差求得。

若預估算結構系統之動態特性(自然振動頻率、模態阻尼比以及振形)，依式(4.3.13)知其決定於係數矩陣  $[\Phi]_i$  ( $i=1,2,\dots,l$ )。因此，若系統矩陣之第  $k$  個特徵值可表示為  $a_k + ib_k$ ，則系統的第  $k$  個無阻尼自然頻率與模態阻尼比與  $a_k$  及  $b_k$  有關，系統振態形狀則可由特徵向量求得。

試驗結果與系統識別結果，**圖 4.10** 與 **圖 4.11** 分別是微動試驗在橋面版 F104~F106 纜索錨定處之測站的垂直向與側向頻譜圖。在資料處理方面，須將橋梁微動訊號先以隨機遞減法轉換為自由衰減振動訊號，再以 Meyer 小波函數作為連續小波轉換的基底函數，識別出橋梁的動態特性。識別過程中所使用的尺度因子，如**表 4.4** 所示，各方向識別得到之前五個模態頻率與阻尼比分別如**表 4.5** 與**表 4.6** 所示。**表 4.5** 所列的微動試驗第一個側向頻率為 0.643Hz，阻尼比為 3.3%，有限元素模式第一個側向頻率為 0.646Hz，此識別自然頻率的結果與分析模式之結果亦相當接近，而且結構阻尼比並未隨著頻率增加而增加。由**表 4.6** 的垂直向識別結果可知，微動試驗第一個垂直向頻率為 0.284Hz，阻尼比為 2.9%，有限元素模式第一個垂直向頻率為 0.293Hz，其他振態之識別結果亦與有限元素模式者很接近。另外，由垂直向與側

向振態頻率可觀察出，高屏溪斜張橋在這兩方向的耦合振動並不明顯。

在振態形狀比較方面，本文識別出的兩方向振態形狀與分有限元素析模式之振態形狀作比較，如圖 4.13 與圖 4.14 所示；由各圖中可知，每個方向之前 5 個振形，識別結果亦與有限元素模式者相當接近。若以 MAC 值評估其識別結果，如表 4.5 與表 4.6 所示，則各振態對應的 MAC 值皆在 0.95 以上，此顯示分析模式與實際橋梁特性應相當符合。

表 4.4 尺度因子表

振態	1	2	3	4	5
橫向	1.13	0.44	0.34	0.28	0.24
垂直向	2.50	1.31	0.79	0.49	0.48

表 4.5 橫向振態識別結果與有限元素之比較表

mode	FEM	Ambient test		MAC
	Freq.( Hz )	Freq.( Hz )	damping ratio (%)	
1	0.293	0.284	2.9	0.99
2	0.561	0.574	3.7	0.99
3	0.931	0.922	4.4	0.95
4	1.52	1.54	3.9	0.98
5	1.79	1.81	3.0	0.97

表 4.6 垂直向振態識別結果與有限元素之比較表

mode	FEM	Ambient test		MAC
	Freq.( Hz )	Freq.( Hz )	damping ratio (%)	
1	0.646	0.643	3.3	0.99
2	1.40	1.64	2.9	0.96
3	2.16	2.17	3.2	0.98
4	2.63	2.51	2.5	0.98
5	3.02	3.13	3.9	0.96

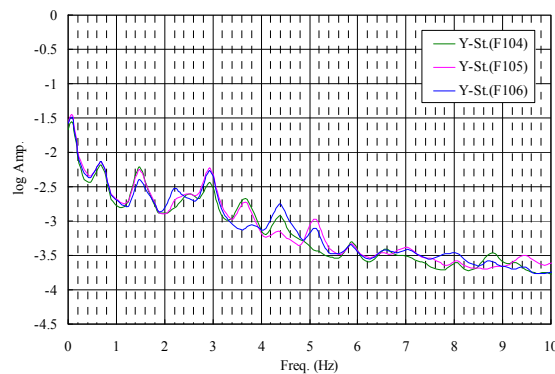


圖 4.10 橫向微動試驗頻譜圖

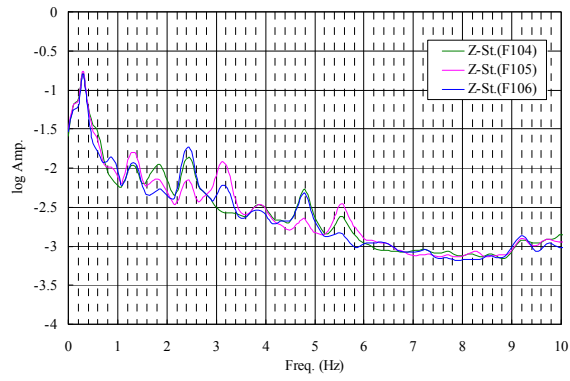


圖 4.11 垂直向微動試驗頻譜圖

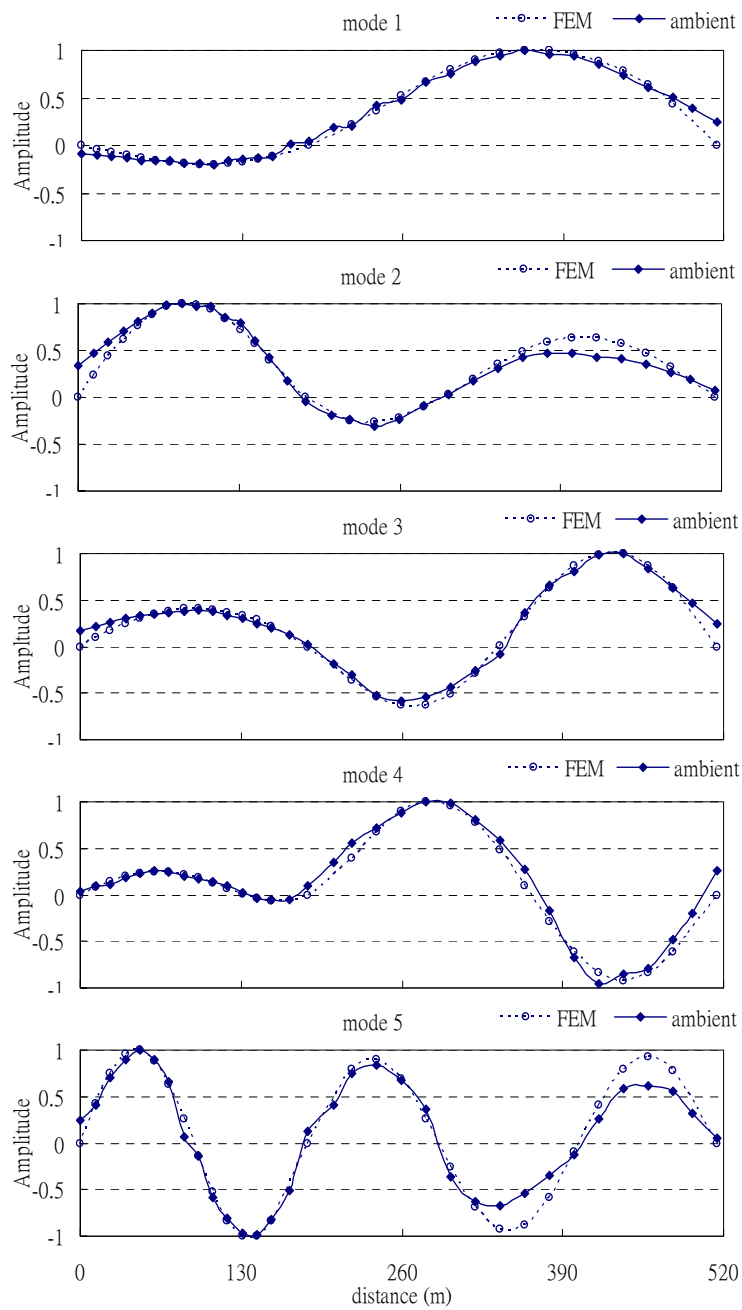


圖 4.12 橫向微動試驗與有限元素振態形狀比較圖

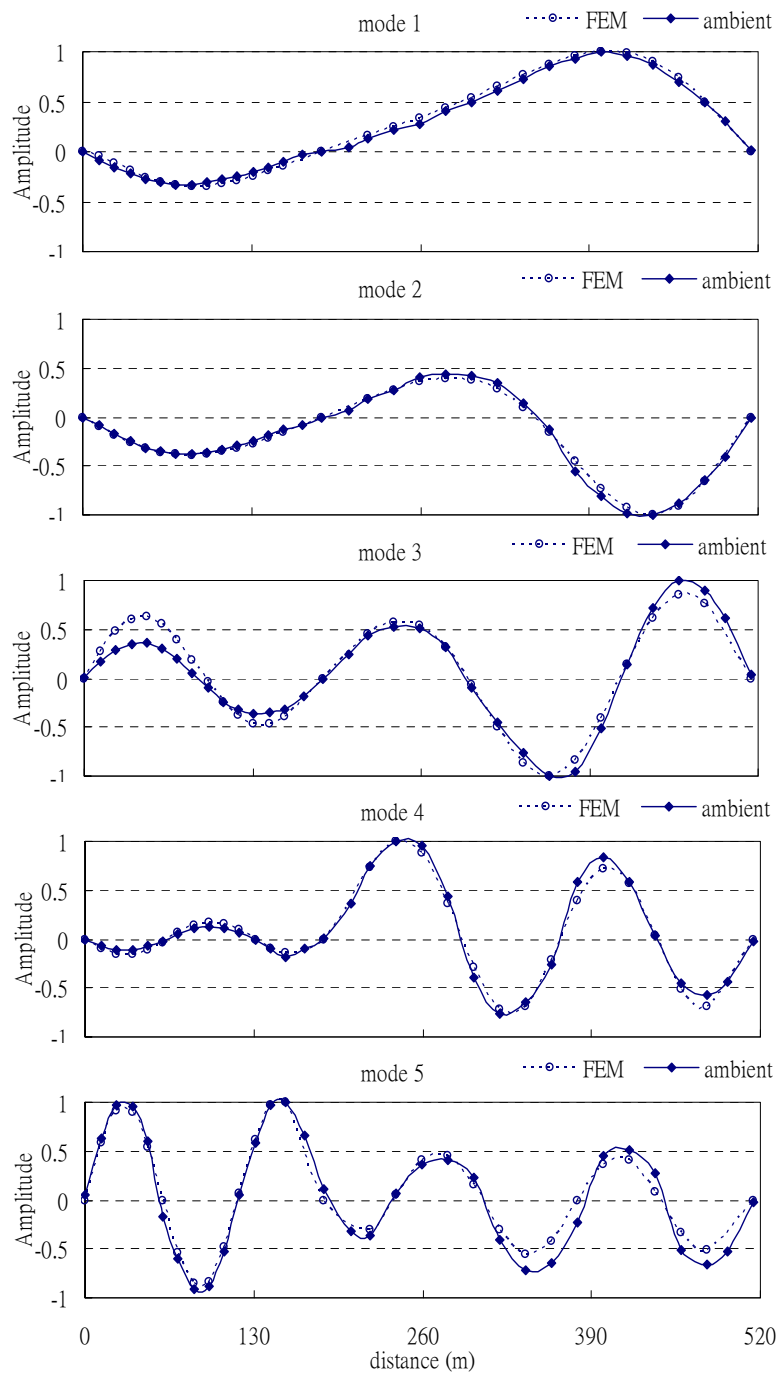


圖 4.13 垂直向微動試驗與有限元素振態形狀比較圖

綜上所述，本文針對南二高高屏溪斜張橋進行現地微動試驗，並以連續小波轉換作為模態識別的方法，確實可從微動試驗數據識別出斜張橋的動力特性參數。同時，識別出高屏溪斜張橋橫向與垂直向前五個模態的動力特性參數與建立的數值分析模型相當一致，振態形狀的 MAC 值均大於 0.9，表示本文建立的分析模式應具有其合理性，可提供未來實場監測分析應用。

#### 4.4 橋體空氣動力特性分析與建立

一個三維橋梁受風力作用時，其運動方程式可用矩陣形式表示成

$$[\mathbf{M}]\{\ddot{D}(t)\} + [\mathbf{C}]\{\dot{D}(t)\} + [\mathbf{K}]\{D(t)\} = \{\bar{F}(t)\} \quad (4.4.1)$$

其中  $\{D(t)\}$  為結構位移向量， $\{\dot{D}(t)\}$  與  $\{\ddot{D}(t)\}$  分別為速度與加速度向量， $\{\bar{F}(t)\}$  為結構之外力向量， $[\mathbf{M}]$ 、 $[\mathbf{C}]$  與  $[\mathbf{K}]$  分別為結構之質量、阻尼和勁度矩陣。將位移向量以振態形式表示，利用振態形狀函數之正交性，則結構第  $m$  個振態之運動方程式可改寫成

$$M_m^*[\ddot{X}_m(t) + 2\xi_m\omega_m\dot{X}_m(t) + \omega_m^2X_m(t)] = \{\bar{\phi}_m\}^T \{\bar{F}(t)\} \quad (4.4.2)$$

其中  $\{\bar{\phi}_m\}$  為第  $m$  振態之形狀函數矩陣； $\{X\}$  為廣義座標向量， $M_m^* = \{\bar{\phi}_m\}^T [M] \{\bar{\phi}_m\}$ ， $\xi_m$  與  $\omega_m$  分別為第  $m$  振態之結構阻尼比及角頻率。

一般而言，橋塔及鋼纜所受風力遠較橋面版小，因此，可忽略風力對此二者之影響，僅考慮橋面版所受之氣動力。依據 Scanlan 和 Tomko 的作法(Scanlan and Tomko 1971)，橋梁斷面承受風力作用時，所承受之外力可分為自身擾動力和抖振力兩種進行分析。其中，自身擾動力作用在橋面節點  $i$  之垂直向、順風向及扭轉向各分量可寫成

$$L_{si}(t) = \frac{1}{2}\rho U^2(2B)(K)[H_1^*(K)\frac{\dot{y}(t)}{U} + H_2^*(K)\frac{B\dot{\alpha}(t)}{U} + KH_3^*(K)\alpha(t)]\Delta L_i \quad (4.4.3)$$

$$D_{si}(t) = \frac{1}{2}\rho U^2(2B)(K)[P_1^*(K)\frac{\dot{z}(t)}{U} + P_2^*(K)\frac{B\dot{\alpha}(t)}{U} + KP_3^*(K)\alpha(t)]\Delta L_i \quad (4.4.4)$$

$$M_{si}(t) = \frac{1}{2}\rho U^2(2B^2)(K)[A_1^*(K)\frac{\dot{y}(t)}{U} + A_2^*(K)\frac{B\dot{\alpha}(t)}{U} + KA_3^*(K)\alpha(t)]\Delta L_i \quad (4.4.5)$$

其中下標  $s$  代表自身擾動力， $\Delta L_i$  為力量集中在節點  $i$  之橋面版長度， $y$ 、 $z$  和  $\alpha$  分別為垂直向、順風向及扭轉向位移； $H_i^*(K)$ 、 $P_i^*(K)$  與  $A_i^*(K)$  ( $i=1, 3$ ) 是無因次化氣動力參數， $K=B\omega/U$ ，為無因次化頻率， $\omega=2\pi n$ ； $B$  為橋面版寬度； $\rho$  為空氣密度； $U$  為平均風速。另外，亂流效應所造成的抖振力可表示為

$$L_{bi}(t) = \frac{1}{2}\rho U^2 B \{C_L(\alpha_0)\frac{2u(x,t)}{U} + [\frac{\partial C_L}{\partial \alpha}]_{\alpha=\alpha_0} + \frac{A}{B}C_D(\alpha_0)\frac{w(x,t)}{U}\}\Delta L_i \quad (4.4.6)$$

$$D_{bi}(t) = \frac{1}{2}\rho U^2 B C_D(\alpha_0)\frac{A}{B}\left(\frac{2u(x,t)}{U}\right)\Delta L_i \quad (4.4.7)$$

$$M_{bi}(t) = \frac{1}{2} \rho U^2 B^2 \left\{ [C_M(\alpha_0) + C_D(\alpha_0)] \frac{Ar}{B^2} \frac{2u(x,t)}{U} + \frac{\partial C_M}{\partial \alpha} \bigg|_{\alpha=\alpha_0} \frac{w(x,t)}{U} \right\} \Delta L_i \quad (4.4.8)$$

式中下標  $b$  代表亂流效應， $u$  與  $w$  分別為順風向與垂直向之擾動風速， $C_D$ 、 $C_L$  與  $C_M$  分別為順風向、垂直向及扭轉向之靜態風力係數， $\alpha_0$  是平均風攻角， $\frac{\partial C_D}{\partial \alpha} \big|_{\alpha_0}$  與  $\frac{\partial C_M}{\partial \alpha} \big|_{\alpha_0}$  分別為  $C_D$  與  $C_M$  於  $\alpha_0$  之曲線斜率； $A$  是單位長度橋面版在垂直向上的投影面積； $r$  為橋面版質量中心到有效旋轉軸之距離。在本文中將考慮平均風攻角為 0 的情況，即  $\alpha_0$  值為 0。

在風力模擬方面，利用反傅立業轉換可以將頻譜函數轉換成時間歷時；但是，其時間歷時的數目受限於取樣頻率的大小。因此，所得到的時間歷時並非具有連續性。本文將利用多點的自迴歸模式建立時間數列。向量化的自迴歸模式(AR( $p$ ))可以表示成

$$\bar{Z}_t = \Phi_1 \bar{Z}_{t-1} + \Phi_2 \bar{Z}_{t-2} + \dots + \Phi_p \bar{Z}_{t-p} + \mathbf{a}_t \quad (4.4.9)$$

將式(4.4.9)以 3 點模式表示，可以改寫成

$$\begin{bmatrix} \bar{Z}_{1,t} \\ \bar{Z}_{2,t} \\ \bar{Z}_{3,t} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \phi_{11} & \phi_{12} & \phi_{13} \\ \phi_{21} & \phi_{22} & \phi_{23} \\ \phi_{31} & \phi_{32} & \phi_{33} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \bar{Z}_{1,t-1} \\ \bar{Z}_{2,t-1} \\ \bar{Z}_{3,t-1} \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \phi_{11} & \phi_{12} & \phi_{13} \\ \phi_{21} & \phi_{22} & \phi_{23} \\ \phi_{31} & \phi_{32} & \phi_{33} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \bar{Z}_{1,t-2} \\ \bar{Z}_{2,t-2} \\ \bar{Z}_{3,t-2} \end{bmatrix} \\ + \dots + \begin{bmatrix} \phi_{11} & \phi_{12} & \phi_{13} \\ \phi_{21} & \phi_{22} & \phi_{23} \\ \phi_{31} & \phi_{32} & \phi_{33} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \bar{Z}_{1,t-p} \\ \bar{Z}_{2,t-p} \\ \bar{Z}_{3,t-p} \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} a_{1t} \\ a_{2t} \\ a_{3t} \end{bmatrix} \quad (4.4.10)$$

式中  $\{z_t, z_{t-1}, \dots, z_{t-p}\}$  為穩定的隨機過程， $z_{t-1}$ 、 $z_{t-2}, \dots, z_{t-p}$  為  $z_t$  過去時間之隨機過程， $\bar{Z}_t = Z_t - \mu$ ， $\mu$  是  $Z_t$  的平均值。因此， $\bar{Z}_t$  表示零平均隨機過程； $\Phi_1$ 、 $\Phi_2$ ，與  $\Phi_p$  為 AR( $p$ ) 的自迴歸參數，其代表特定隨機序列所要求解的參數。式(4.4.9)中的  $\mathbf{a}_t$  可依下列式子表示成  $a_t = B_0 \varepsilon_t$ ，其中  $\varepsilon_t$  為零平均白噪過程， $B_0$  為  $\varepsilon_t$  的調整因子。由於  $\varepsilon_t$  為任意振幅之白噪過程，對 AR 模式而言，根據已知的條件，便會有其特定的振幅，因此  $\varepsilon_t$  必須依靠  $B_0$  控制其白噪過程的振幅大小。另外，式(4.4.10)之自迴歸參數則隱含空間的相關性。另外，自迴歸模式的特色，就是自相關函數會無限地逐漸遞減，部分自相關函數會在有限時間後消失。模式產生時間序列的過程當中，自迴歸參數  $\Phi$  以及調整因子  $B_0$  為未知數，因此必須利用已知的相關函數求得自迴歸參數  $\Phi$  及調整因子  $B_0$ 。

另外，在風速擾動頻譜方面，亂流效應造成的擾動力主要是風力係數以及擾動風速的函數，在本文有限元模擬的部份，風攻角為  $0^\circ$ 、風力係數則是利用風洞實驗求得(VCE-Vienna

Consulting Engineers, 1993)。至於擾動風速則是利用前一小節的自迴歸模式將風速頻譜轉換成時間序列模式。因此，用自迴歸模式可將風速擾動頻譜轉換成時間序列模式，即可得到分析時所須的風速時間歷時。

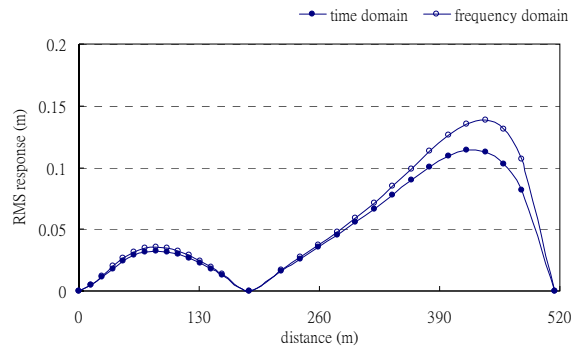
在橋梁分析模式方面，任一結構的非線性行為可以分為兩種，一種為幾何非線性，另一種為材料非線性。在一般狀態下，斜張橋各構件的材料均可以維持在一線彈性之範圍內。因此，斜張橋的非線性行為僅考慮幾何非線性效應。斜張橋幾何非線性效應主要有三種：纜索中垂效應、梁-柱效應，以及大變位效應。纜索因為承受自重之影響則會形成中垂效應；而中垂量的大小主要是受纜索的長度以及預拉力大小決定之。在本文中，纜索中垂量效應將以等效彈性模數考慮其對纜索軸向勁度之影響。另外，由於斜張橋之纜索具有高拉力作用，使得橋塔與橋面版承受相當大的軸壓力。因此，橋面版與橋塔因同時承受軸力與彎矩而產生相互作用影響，此部分可以藉由修正勁度係數模擬之。斜張橋屬於細長之結構，當橋梁承受載重時，往往橋梁會產生較大的變位，故在斜張橋之分析中，必須考慮大變位之效應。本文以牛頓-樂普森法進行非線性迭代分析，將系統平衡方程式建立在變形後位置，並考慮幾何勁度矩陣，透過不平衡力反覆迭代至收斂為止。

本文利用自迴歸模式，建立不同風速下之時間歷時資料，所使用的氣動力參數( $A_i^*$ 、 $H_i^*$ )以及風力係數可參考文獻(VCE-Vienna Consulting Engineers, 1993)。另外，空氣密度為 $1.22\text{kg/m}^3$ ，粗糙長度參數為 $1.0\text{m}$ ，結構阻尼比為 $2\%$ ，時間歷時取 $600$ 秒，時間增量為 $0.01$ 秒。本文首先針對傳統的頻率域分析方法與本文時間域分析方法之結果作比較，風速時間歷時以自迴歸模式建立 $52\text{m/s}$ 的設計風速歷時資料，並利用兩種不同的分析方法分別進行斜張橋的動力分析。圖 4.14 為非非線性時間域分析在主跨中央處所得之各方向的歷時反應。而全橋在設計風速時不同方向之反應情形，如圖 4.15 所示。各方向之最大反應值，如表 4.7 所示。表 4.7 顯示時間域分析垂直向、側向，以及扭轉向之最大反應發生在主跨約 $0.77$ 、 $0.6$ 與 $0.5$ 跨徑之位置，其位移量分別為 $0.1141$ 公尺、 $0.0066$ 公尺，以及 $0.0354$ 度；在頻率域分析方面，三方向最大反應同樣地發生在主跨約 $0.77$ 、 $0.6$ 與 $0.5$ 跨徑之位置，其反應分別為 $0.1384$ 公尺、 $0.0070$ 公尺，以及 $0.0367$ 度。因此，由圖 4.14 與表 4.7 的結果可知，頻率域分析結果普遍較時間域分析結果為高，此為合理之結果；若以時間域分析結果為基準計算兩者之差異性，如表 4.7 所示，一般誤差維持在 $10\%$ 以內，僅主跨 $2/3$ 處之垂直向反應差異超過 $10\%$ 。

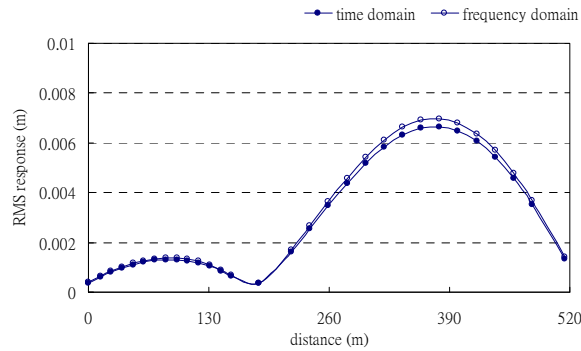


表 4.7 斜張橋反應分析比較

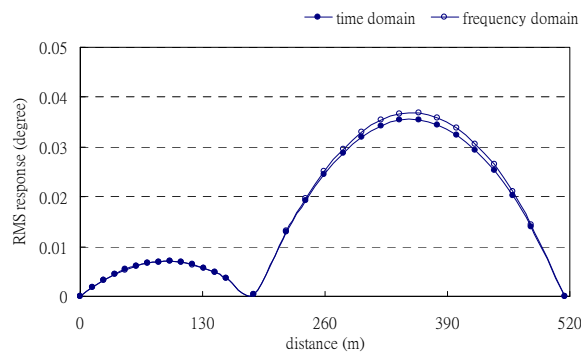
位置	項目	時間域分析	頻率域分析	誤差(%)
主跨1/2處	垂直向RMS(m)	0.0781	0.0847	7.79
	側向RMS(m)	0.0063	0.0066	4.55
	扭轉向RMS(degree)	0.0353	0.0366	3.55
主跨2/3處	垂直向RMS(m)	0.1093	0.1260	13.25
	側向RMS(m)	0.0065	0.0068	4.41
	扭轉向RMS(degree)	0.0324	0.0338	4.14



(a)



(b)



(c)

圖 4.14 全橋反應之比較：(a) 垂直向；(b) 側向；(c) 扭轉向( $U=52\text{m/s}$ )

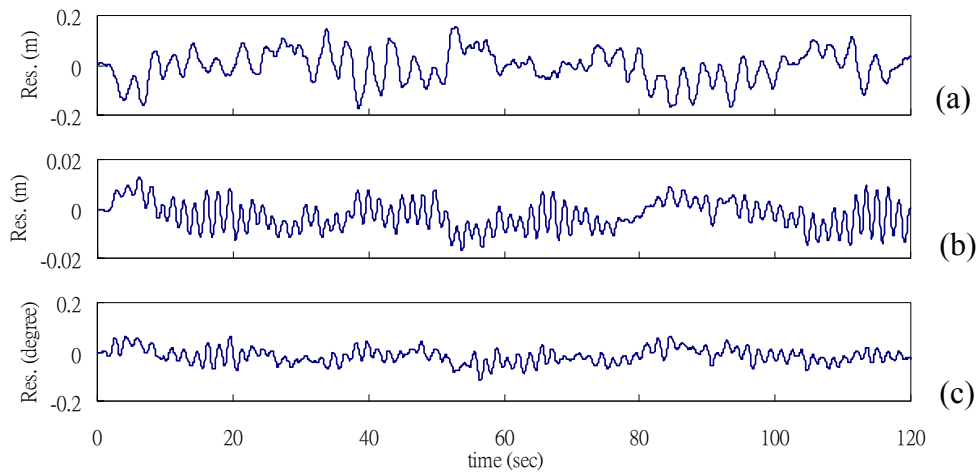
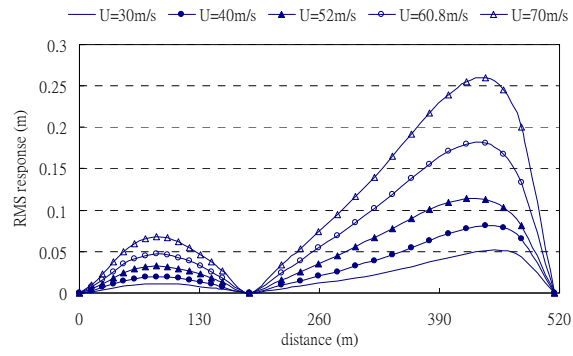


圖 4.15 橋面版主跨 1/2 處之歷時反應：(a) 垂直向；(b) 側向；(c) 扭轉向( $U=52\text{m/s}$ )

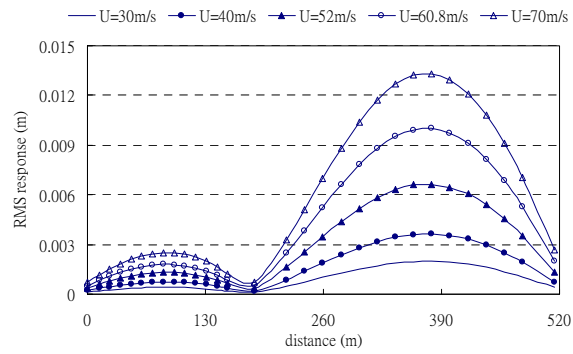
另外，本文除分析斜張橋在設計風速  $52\text{m/s}$  之動力反應，也模擬分析 500 年回歸期風速  $60.8\text{m/s}$ ，以及不同風速之反應。圖 4.16 為不同風速下，全橋在三個方向之歷時反應。由各圖中可知，當風速增大時，橋梁之反應亦會增加；但各方向最大反應之位置，並未因風速不同而有所變化。垂直向、側向與扭轉向最大反應分別發生在主跨約 0.77、0.6 與 0.5 跨徑之位置。當風速提高到 500 年回歸期風速  $60.8\text{m/s}$  時，垂直向、側向與扭轉向最大反應分別為 0.1808 公尺、0.0100 公尺與 0.0580 度。圖 4.17 為不同風速下，三個方向最大反應值隨風速變化之情形，從圖中可知，各方向最大反應皆隨風速之增加而增加，分別發生在主跨約 0.77、0.6 與 0.5 跨徑之位置，而且垂直向與扭轉向的反應成長最快速，因此，可初步研判未來橋梁顫振不穩定應由此二方向控制，而且若以垂直向反應成長之趨勢預測，風速大約在  $160\text{m/s}$  以上，使得垂直向反應大幅度成長，因此，可初步研判氣動力不穩定之臨界風速大約在此一風速附近。

本文針對南二高高屏溪斜張橋考慮結構幾何非線性進行非線性時間歷時分析。先利用自迴歸模式建立風載重歷時資料，並以非線性時域法及傳統的頻率域法進行斜張橋在風力作用下之氣動力反應分析。綜合各分析結果，結論分述如下：

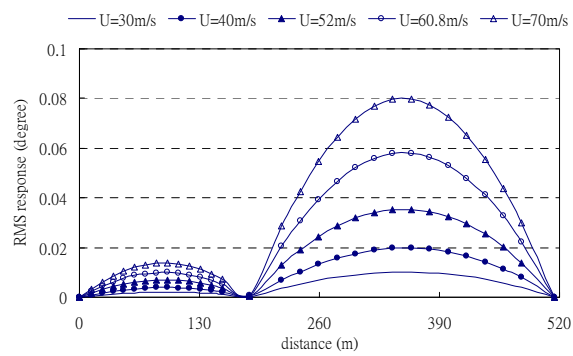
1. 利用自迴歸模式建立風速時間歷時，可產生連續的時間歷時，亦可以解決空間相關性問題。
2. 兩者方法所得結果差異性並不大，而傳統的頻率域分析結果較趨於保守。
3. 隨著風速之增加，三方向的結構反應亦隨之增加，而且以垂直向及扭轉向最顯著，因此，可推估垂直向與扭轉向的反應主導著斜張橋氣動力行為。未來可針對風力監測資料作進一步的比對研究。



(a)

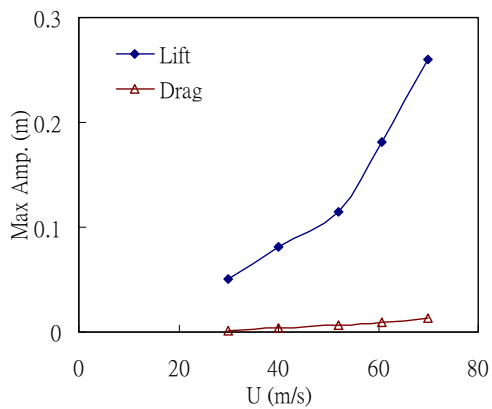


(b)

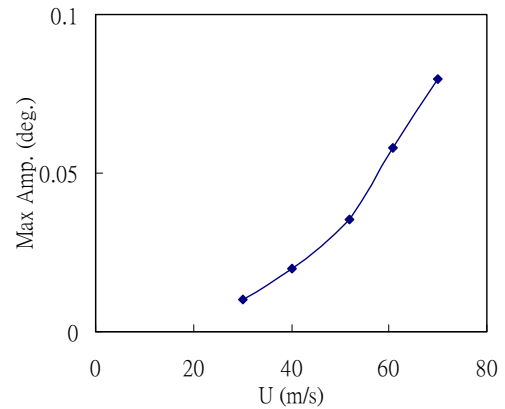


(c)

圖 4.16 不同風速下全橋反應之比較：(a) 垂直向；(b) 側向；(c) 扭轉向



(a)



(b)

圖 4.17 不同風速下三方向最大反應與風速之關係：(a) 垂直向與側向；(b) 扭轉向

## 4.5 隨機車流振動監測

斜張橋具有柔軟輕質與低阻尼的特性，在長期隨機車流與風力作用下，橋梁的振動反應相當明顯，此對鋼構造斷面與斜張鋼纜等重要結構元件可能造成疲勞等損傷行為。本文主要是利用長期動態監測系統，針對南部第二高速公路高屏溪斜張橋進行現地試驗與長期動力反應監測，並分析斜張橋在全日的尖峰車流與離峰車流作用下之動力反應變化。同時，藉由小波轉換處理斜張橋的動態反應，可識別斜張橋的動力特性參數，如頻率與阻尼比，進一步探討斜張橋在車流作用下，振動振幅的強弱對動力參數之變化情形。由本文之研究結果可知，斜張橋在不同振動振幅下，橋體自然頻率變化並不明顯，但是，對於振態阻尼比則有較明顯之改變。

動力試驗之數據在處理方面，本文將橋梁微動訊號先以隨機遞減法轉換為自由衰減振動訊號，再以 Meyer 小波函數作為連續小波轉換的基底函數，識別出橋梁的動態特性。各方向識別得到之前五個模態自然頻率與阻尼比，分別如表 4.8 與表 4.9 所示。另外，由表 4.8 的垂直向識別結果可知，微動試驗第一個垂直向頻率為 0.284Hz，阻尼比為 2.9%，由監測資料求得的第一個垂直向自然頻率為 0.284Hz，二者振態頻率相當接近，其他振態之識別結果亦同。表 4.9 所列的微動試驗第一個側向頻率為 0.643Hz，阻尼比為 3.3%，由監測資料求得的第一個橫向自然頻率為 0.686Hz，因此監測資料所識別之結果較為偏高，其他振態識別自然頻率結果相當接近。

另外，在扭轉向方面，由於量測設備不足，微動試驗並未對扭轉向進行量測，僅利用監測系統進行量測，採用連續小波識別的結果，如表 4.10 所示，本文尚未對扭轉向做進一步的分析。

本研究對高屏溪斜張橋車流對振幅強度影響監測研究，共計 18 個月，約自 2006 年 6 月起至 2007 年底止。為了瞭解常時車流對橋體之影響，本案分析所選擇的監測數據為 2006/08/22~2007/02/13 之間，其中一天之數據進行分析工作，由於此期間內並無重大地震與颱風發生在高屏地區，故監測資料無重大風災與颱風影響。由於監測資料取樣是以每十分鐘為一筆數據，故取其振動反應之均方根(RMS)值作為振動強度值。因此，以一天 24 小時觀察期可計算得 144 個振動強度的 RMS 值，如圖 4.18 所示。

表 4.8 斜張橋垂直向動力特性比較表

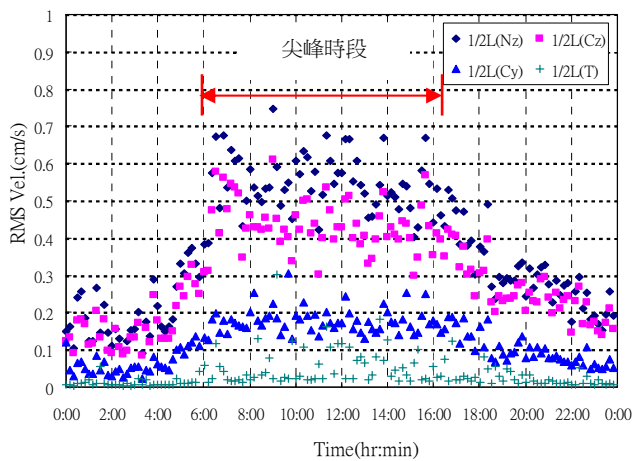
Mode	Ambient Test		Structural monitoring	
	$f$ (Hz)	$\xi$ (%)	$f$ (Hz)	$\xi$ (%)
1	0.284	2.9	0.284	2.8
2	0.574	3.7	0.533	3.8
3	0.92	4.4	0.97	4.6
4	1.54	3.9	1.50	3.6
5	1.81	3.0	1.88	3.3

表 4.9 斜張橋橫向動力特性比較表

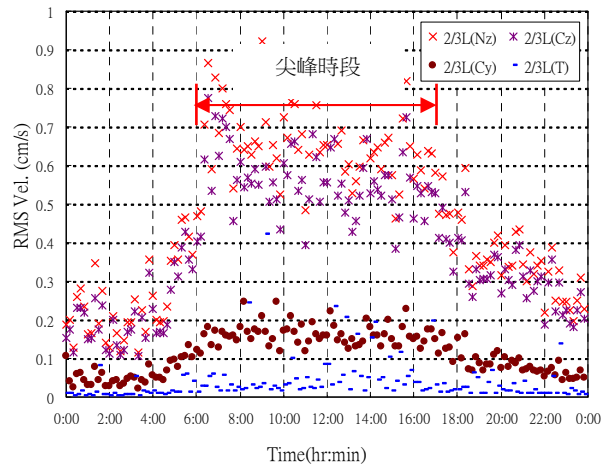
Mode	Ambient Test		Structural Monitoring	
	$f$ (Hz)	$\xi$ (%)	$f$ (Hz)	$\xi$ (%)
1	0.643	3.3	0.686	2.0
2	1.64	2.9	1.65	3.3
3	2.17	3.2	2.15	2.9
4	2.51	2.5	2.53	3.0
5	3.13	3.9	3.11	3.6

表 4.10 斜張橋扭轉向動力特性表

Mode	Structural Monitoring	
	$f$ (Hz)	$\xi$ (%)
1	0.754	1.84
2	1.46	1.09
3	2.18	1.29
4	2.91	1.82
5	3.68	1.69



(a)



(b)

圖 4.18 橋體垂直向振動強度隨時間變化情形：(a). 1/2 主跨處；(b). 2/3 跨處

斜張橋為高高屏縣市南北往來的主要門戶，因此，由 24 小時持續觀察不難發現尖峰車流

與離峰車流的時段，每天上午 6 時~下午 6 時是為車流尖峰期，振動強度明顯增大，下午 6 時~隔天清晨 6 時為車流離峰期，橋體振幅下降。以 1/2 主跨中央處垂直向振動反應為例，平均尖峰反應高達約 0.7~0.8cm/s；離峰車流反應約為 0.2~0.3cm/s。因此，尖峰流量所造成的橋體振動強度約為離峰車流時段約 2.5~3.5 倍之間，此結果也表示斜張橋在環境振動下，橋體背景振動強度約為 0.2cm/s。

另外，4.3 車流振幅對動力特性參數影響方面，本文為了解橋體振動強度對動力特性之影響，車流振動資料選擇尖峰時段 7~9 時的資料，以及清晨 2~4 時離峰資料，進行每十分鐘振動量之均方根值，並利用曉波轉換識別方法識別橋梁動態特性，包括自然頻率與阻尼比。分析結果分別如圖 4.19 與圖 4.20 所示。

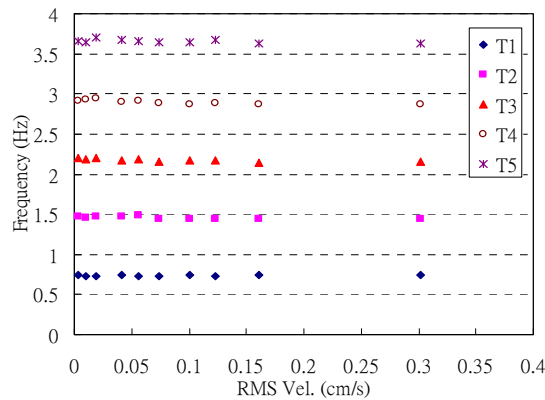


圖 4.19 橋體扭轉向頻率隨振幅變化情形

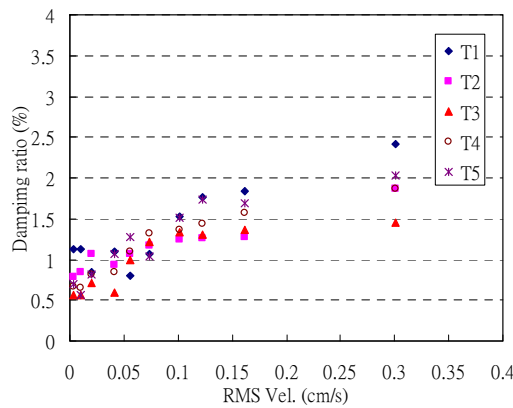


圖 4.20 橋體扭轉向振態阻尼比隨振幅變化情形

由圖 4.19 可知，車流振動之 RMS 振幅強度約在 0.08~0.15cm/s 範圍內，而垂直向第一個自然頻率變化範圍約在 0.272~0.282Hz 之間，因此，橋體振幅強度對第一個垂直向自然頻率的影響變化不大。另外，由圖 4.20 可知，在相同的振幅強度範圍內，垂直向第一個振態阻尼

比識別所得的範圍約在 1.63~3.43%之間，而且振態阻尼比隨著振動強度之增加而增加，此顯示振態阻尼比對橋體振動相當敏感，而頻率變化則不明顯。因此，未來若能利用車流引致的振動量為基準，以振態阻尼比的變化情形作為損傷診斷的參數，並經由長期的監測，應可獲致斜張橋損傷變化情形。

本文針對南二高高屏溪斜張橋進行現地微動試驗與實場監測，並以連續小波轉換作為模態識別的方法，確實可從微動試驗數據與監測資料識別出斜張橋的動力特性參數。在建模方面，由於斜張橋之組成元件特殊，再加上支承的方式與一般橋梁不同，因此，纜索元件與支承邊界條件的模擬須特別注意。在系統識別方面，本文同時將小波轉換實際應用於現地微動試驗與監測資料之資料處理，識別出高屏溪斜張橋垂直向與側向的動力特性參數，求得三方向之前五個模態資料，而且所得的結果與建立的數值分析模型相當一致，振態形狀的 MAC 值均大於 0.9，除顯示監測系統資料的正確性，同時，也表示本文建立的分析模式應具有其合理性。

另外，本文主要是針對斜張橋進行長期車流動態反應監測，並利用車流引致的振動，探討斜張橋之動力特性變化情形。本文分析在常時車流下之橋梁反應，斜張橋的動力特性參數在不同振動強度下，自然頻率變化並不明顯，但對於振態阻尼比則有較明顯之改變，此一結果將有助於建立以車流振動為量測基準，以阻尼比為損傷參數之健康診斷方法，作為未來斜張橋安全監測之參考。

## 五、災害緊急應變計畫

### 5.1 橋梁安全評估

監測系統完成後，首須利用監測資料進行橋梁健康狀況評估，完成監測資料分析、解讀、結構現況評估、監測資料管理及報告功能，結構健康狀況評估流程，如圖 5.1 所示。橋梁現存的性能狀態可根據監測系統資料為主，橋梁設計資料與現場檢查為輔三方面資訊加以評估。針對風力與地震反應訊號處理分析流程，分別如圖 5.2 與圖 5.3 所示，即可針對風速風向變化、地震與交通荷載狀況對橋體之振動反應進行重要參數評估。

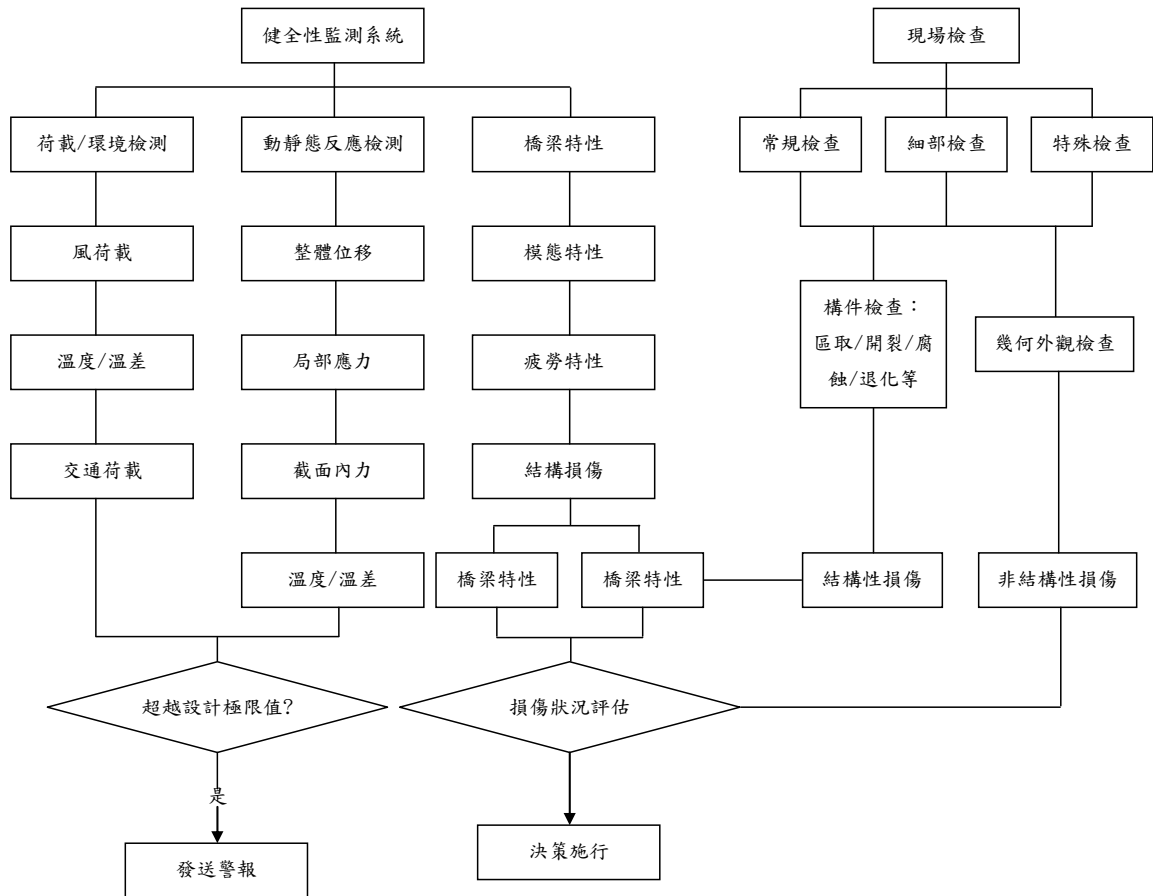


圖 5.1 結構健康狀況評估流程架構圖

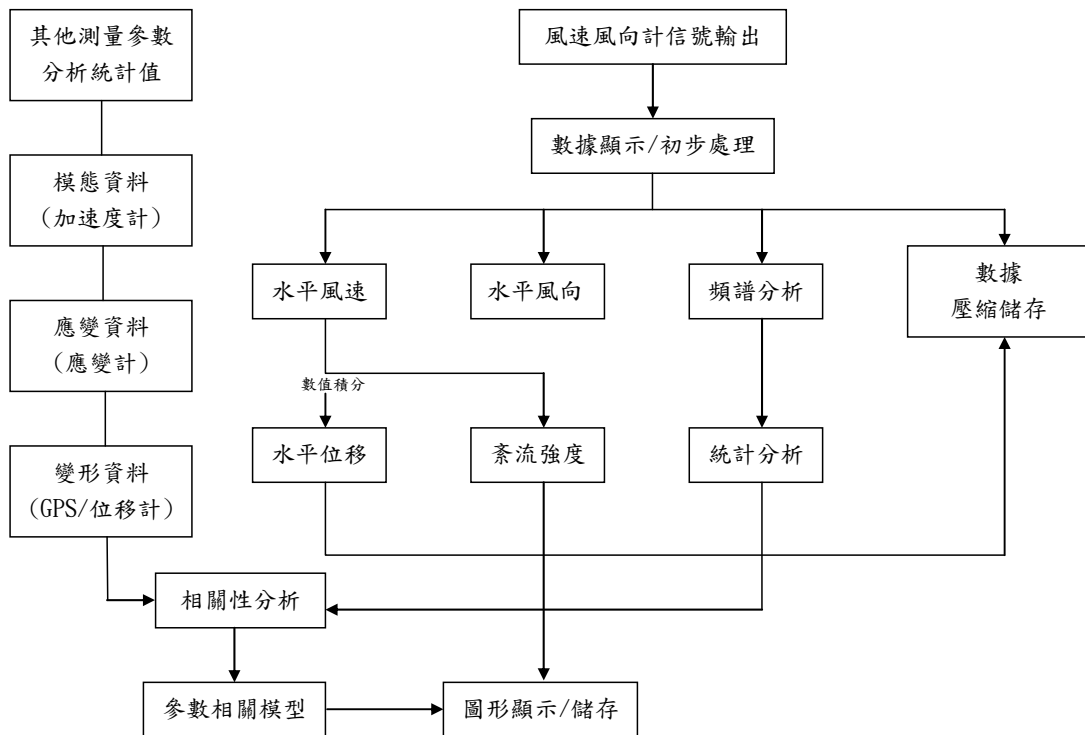


圖 5.2 風速風向信號處理分析應用流程圖



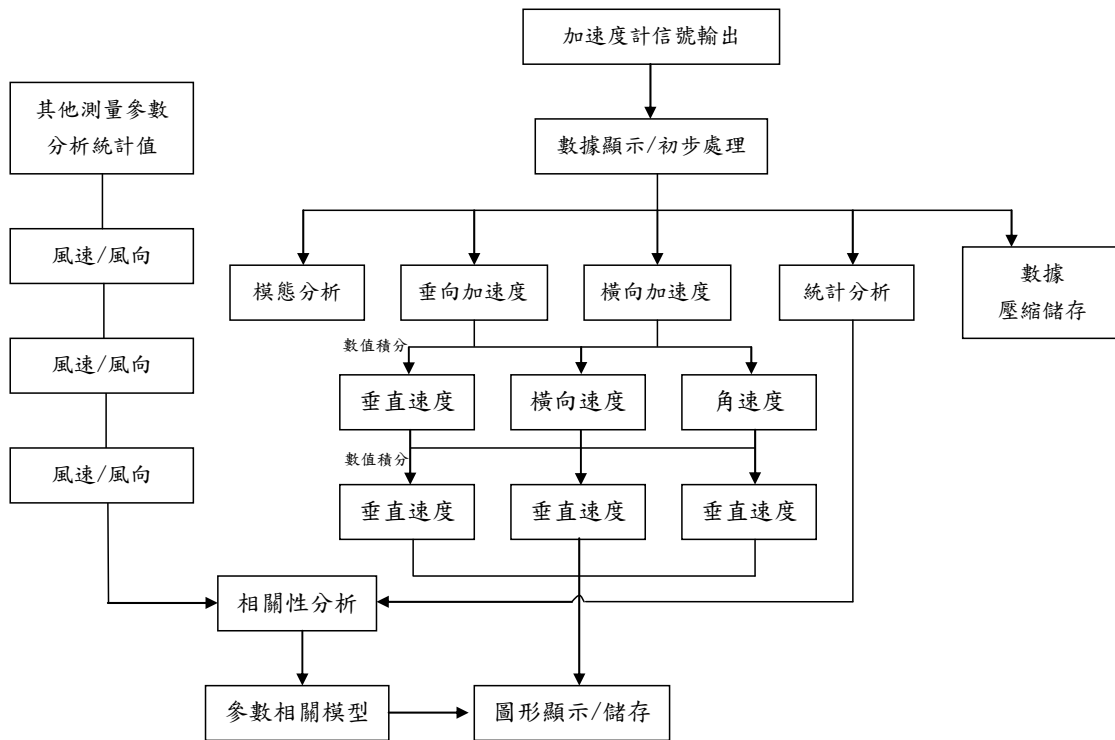


圖 5.3 振動信號處理分析應用流程圖

## 5.2 橋梁預警之建立

橋梁監測資料處理評估後可有以下之應用：

1. 提供預警系統建立之參考，即如何設定有效的預警值。
2. 修正原設計之參數，使分析的模型更能反應真實行為，作為結構老劣化評估之依據。
3. 提供建立預警等級及即時反應對策。

預警系統是將監測系統集錄到資料庫加以分析評估，並建立一結構體危險等級評估系統，提供管理系統進行危機處理及維修之依據。而此一評估系統最重要的是在於建立預警標準。預警值之建立包括警戒值與行動值。

1. 警戒值：係指監測儀器之監測值在結構物運轉狀態下所設定之上限。當監測值超出警戒值時，除非是儀話誤判或是其他特殊原因，一般表示儀器功能或結構物出現異於常態的現象，但是尚未達危險狀態。
2. 行動值：係指結構物容許之最大極限值，當監測值超過行動值時，表示結構物已處於緊急之狀態，必須立即採取緊急應變之各項措施。

另外，警戒值與行動值設定方面，結構物預警值的建立，乃依監測值參數的變化、監測

值所繪歷時曲線之變化規律、特性與趨勢及因果相關性之改變等方面加以評估而建立。一般可將其歸納成定性與定量兩種評析方法。此兩種方法可視結構類型、時機與實際需要分別使用或合併使用。定性評析方法主要係依據各項監測值所繪歷時曲線之穩定性、相關性、合理性、一致性、突變性及對稱性加以研判及評估。另外，定量分析主要的依據係將監測值用理論分析法、統計分析法或是經驗法等方式所求得之值，用以評估結構物屬正常運作、異常或是進入危險狀態。

預警值訂立原則及方式如下：

1. 根據長期觀測資料之上下限之範圍，估算出其臨界值之變異範圍，當作設定警戒值與行動值之參考。
2. 利用結構工程分析，計算監測因子之臨界條件，當作設定警戒值與行動值之參考。
3. 在儀器系統架設完成，開始進行以上兩項的分析工作後，根據前兩項之分析資料，決定最終之警戒值與行動值。

斜張橋由於結構型為複雜，警戒值可包括靜態變位、應力、應變警戒值，動態加速度警戒值，風速風向警戒值，纜索預力警戒值等。而諸多之警戒值對於橋梁安全都有非常直接之影響，但這些警戒值可能同時發生、同時不會、亦可能有程度上之差異，因此，這些警戒值必須將其同時考慮，採取多重監測的法則，訂定出一個所謂的警戒指標（Alarm Index, AI），才能全方位考量橋梁整體之臨界狀態。

### 5.3 橋梁預警分級與緊急應應措施

預警系統規劃監測項目為橋塔、橋墩傾斜及變位量，橋體微振、風振、車流及地震反應，纜索振動與預力損失，橋址風力效應，橋墩沉陷效應等，監測資料經監控中心解析及判讀後，分為定時及立即兩種傳送到維護業主或監造單位，以便於預警作業之進行。預警設計為警報通報系統，當橋梁受非預期的地震或風力作用時，監控中心需立即對結構系統行為分析與校核。若橋梁受外力影響，其動力行為達到警戒值時，警報通報系統可以即時提出預警並傳遞給維護單位採取緊急應變措施，確保人車使用之安全性。

高屏溪斜張橋位於國道交通重要孔道上，因此，道路的管制與安全影響層面非常大，必須根據監測結果，依其嚴重性區分為五級，分別對於橋梁使用者、主管單位、顧問公司及監

測單位發出不同等級程度的警訊反應措施。分級標準、狀況及各單位緊急應變措施等，如表 5.1 所示。未來可依據檢測資料分析結果定訂出較為可靠的警戒值與行動值。

表 5.1 分級標準及各單位緊急應變措施

等級	狀況	使用單位	業管單位	顧問公司	監測單位
一級 (達行動值)	1.地震力達到或超過設計值之 $\alpha\%$ 設計地震力。 2.風力達設計值之 $\alpha\%$ 時。 3.監測儀器所得之資料中有 $\gamma\%$ 達設計值時。	對使用單位發佈紅燈警示	進入封橋作業程序，立即趕赴現場。另會同顧問公司、儀器廠商及專家學者進行損傷評估與應變措施討論	立即赴現場	立即赴現場檢視儀器
二級 (達警戒值)	1.地震力達到或略低於設計設計地震力時 2.風力達到或略低於設計值時 3.監測儀器所得之資料中有 $\lambda\%$ 達設計值時	對使用者發佈黃燈警示	要求限期檢查安全性	事後赴現場	事後赴現場檢視儀器
三級	豪雨、颱風、地震等特殊狀況		通知業管單位	通知顧問公司	增加監測頻率
四級	有任何結果超過一般感應值時		通知業管單位	通知顧問公司	增加監測頻率
五級	常態（一般狀態時）				定期擷取資料

註：表中  $\alpha$ 、 $\gamma$ 、 $\lambda$  值皆須針對結構系統進行長期監測與詳細分析後方能決定之

## 六、結論

高屏溪斜張橋為台灣最長跨斜張橋。高屏溪斜張橋具有細長、質輕且柔軟等特性，因此，不僅地震方面的監測非常重要外，對於較敏感的風力監測更為重要。目前本橋已營運超過十年以上，建置一套橋梁健康監測系統(BHMS)是確保橋梁安全性之先進作法，對營運階段橋體之地震反應、抗風行為、鋼纜振動等整體性結構安全，以及行車舒適性等功能進行長期監測，藉以獲得更多的預警資訊，作為橋梁地震、風振與行車方面安全管理與維護之參考。因此，在本文中，第一部分是介紹以現地振動與監測量測技巧，求取橋梁各項基本特性資料，作為未來建立橋梁健康監測系統所須的健康監測比對基礎；第二部分是介紹完整的橋梁健康監測系統配置方法與功能設計原理，作為日後監測斜張橋特性變化，以及評估橋梁安全性之依據。

結論分述如下：

1. 本文將整個監測系統進行全盤規劃設計，而在工程執行時係分兩期進行，第一階段計畫導向為「系統建置與資料收集」、第二階段計畫導向為「功能作為與實際展現」等架構作為規劃之方向，為相當先進之作法。
2. 第一階段以「系統建置與資料收集」主要目標以監測系統架構與資料收集兩方面，包括契約規定的基本監測儀器安裝、建立系統、集錄、監控與初步資料收集等為主。
3. 第二階段以「功能作為與實際展現」，主要目標是將交通管制設施與監測系統相互結合，實際展現危險警訊發布與封橋功能作為，真正落實橋梁安全監測之作為與目的，並以多重監測概念訂出預警值作為交通管制措施之依據，增加警訊發布的可靠性，並視其安全管理與實際功能運作需求，增加監測點位與項目，達到監測、管制與安全目標。
4. 第一階段在規劃監測系統架構時，須先行預留具有擴充儀器與線路之能力，避免後續維護成本，以及後續交通管制設施與監測系統結合時相容性問題，避免增加日後系統操作與資料收集之複雜性。

本橋已建立執行之長期監測前置作業所需的特性比對之基礎包括：

1. 微動試驗與系統識別，建立合理的有限元素分析模式，提供耐震與抗風分析。
2. 鋼纜預力量測與分析，建立所有鋼纜預力現況，提供纜索風振及雨振行為分析。
3. 空氣動力穩定性分析，提供全橋氣動力穩定性分析。
4. 車流效應對橋梁振動之影響。

另外，本橋梁為國道橋梁，若橋梁受力後，必須非常精準地確認其損傷程度，方能發佈警戒措施，因此，本橋梁亦綜合各項監測指標，達到多重監測指標之要求，做出最正確之判斷。期以未來長期監測的成果中，進一步修正更符合維護管理需求的警戒指標，除達道橋梁安全維護管理之要求，同時，本橋監測維護工作亦可成為國內橋梁安全監測之楷模。

## 參考文獻

- [1] 楊永斌、陳振華，(1995<sup>a</sup>)「鋼纜支撐橋梁理論發展的回顧之二：1880 年代至 1940 年代」，結構工程，台北，台灣，第十卷，第三期，45-62 頁。

- [2] 楊永斌、陳振華，(1995<sup>b</sup>)「鋼纜支撐橋梁理論發展的回顧之三: 1880 年代至 1940 年代」，結構工程，台北，台灣，第十卷，第四期，65-88 頁。
- [3] 陳振華、翁政佑，(2007)「斜張橋常時動態反應與警戒值統計關係之探討」，第十六屆南區統計研討會，高雄，高雄大學，June, 22-23, paper No. 12。
- [4] 交通部台灣區國道新建工程局，(2002)「高屏溪橋」，台北，台灣。
- [5] 陳振華、歐陽蓁、黃銘智、陳唐徵，(2005<sup>a</sup>)「車流作用下斜張橋鋼纜預力量測與分析」，第二十九屆全國力學會議，清華大學，D013。
- [6] 張益祥，(2001)「斜張橋之鋼纜預力監測技術」，國立成功大學土木工程研究所碩士論文，方一匡教授指導。
- [7] 陳振華、湯輝雄、歐陽蓁，(2005<sup>b</sup>)「斜張橋鋼纜拉力量測與分析-以貓羅溪鋼拱塔斜張橋為例」，結構工程，台北，台灣，第二十卷，第三期，61-72 頁。
- [8] Siegert, D., and Brevet, P., (2006) “Fatigue of stay cables inside end fittings high frequencies of wind induced vibrations,” Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, France.
- [9] Zui, H., Shinke, T., and Namita, Y., (1996), “Practical formulas for estimation of cable tension by vibration method,” *Journal of Engineering Mechanics*, 122(6), 651-656.
- [10] Takahashi, K., (1991) “Dynamic stability of cables subjected to an axial periodic load,” *Journal of Sound and Vibration*, **144**, 323-330.
- [11] Ren, W. X., Peng, X. L., and Lin, Y. Q., (2005) “Experimental and analytical studies on dynamic characteristics of large span cable-stayed bridge,” *Engineering Structures*, **27**, 535-548.