

行政院國家科學委員會專題研究計畫成果報告

長跨徑橋梁氣動力反應之量測與分析 Measurement and Analysis of Aerodynamic Response of Long-Span Bridges

計畫編號：NSC 88-2211-E-032-003

執行期限：87年8月1日至88年7月31日

主持人：林堉溢 淡江大學土木工程系副教授

共同主持人：鄭啟明 淡江大學土木工程系教授

中文摘要

本文是以斷面模型風洞試驗來探討斜張橋主梁幾何形狀與風攻角對於顫振特性以及受亂流效應所引發動態反應的影響。試驗中選用了二種橋面版形狀；橋梁結構特性則以高屏溪橋為模擬標的。風力係數與氣動力參數實驗採用平滑流場，橋梁動態實驗則分別在平滑流場及紊流邊界層流場中執行。研究結果顯示：本研究所選用的橋梁斷面在正風攻角時可能引起氣動力不穩定，在負風攻角時則增加橋梁的穩定性。經與全橋模型實驗之相關文獻比較後可知：以斷面模型實驗方法求得之風力係數與氣動力參數，可相當準確的預估斜張橋的振顫特性；對於亂流效應引發的橋梁動態反應，雖有相對較大的誤差，然實驗量測結果仍可作為設計初期的重要參考。

關鍵詞：橋梁氣動力，斷面模型，顫振，動態反應

Abstract: In this paper, section model was used to study the effects of bridge deck shape and wind attack angle on the flutter derivatives and wind force coefficients. Three deck geometries: plate section, box section and one similar to Kao-Pin-Hsi bridge, were used. Experimental results indicate that the plate girder type, which possess asymmetric shape and prone to flow separation, has higher value

of force coefficients and most unstable flutter derivatives. On the other hand, the box girder type has a better symmetric shape and fairing to weaken flow separation, therefore, exhibits lower value of force coefficients and more stable flutter derivatives. As for the wind attack angle, positive attack angle tends to cause aerodynamic instability, negative attack angle will stabilize bridge. The flutter derivatives and force coefficients were then applied to estimate flutter velocity and buffeting response of a cable stayed bridge with similar structural characteristics as Kao-Ping-Hsi bridge.

1. 前言

橋梁的氣動力現象基本上是流體與鈍狀彈性體之間的互制行為，由於橋梁結構的複雜性，目前無法以純理論模式或數值方法解析之。必須依賴風洞物理模型實驗。橋梁的風洞模型實驗大體可分為全橋模型實驗(Full Model)與斷面模型(Section Model)兩大類。其中，斷面模型是採用主跨斷面的二維模型，在均勻流場中量測橋梁斷面的各種氣動力參數提供振顫臨界風速與動態反應計算模式之用。除此之外，斷面模型的設計對於橋梁垂直與扭轉基本振態的質量與頻率做適當模擬時，也可以直接量測橋梁的動態反應作為初期設計的參考。

早期橋梁受風研究，大都沿襲機翼受風之理論與實驗。1971年 Scanlan 和 Tomko[1] 建立一系列橋梁斷面之氣動力參數，奠定了橋梁受風分析之基礎，其實驗所定義之參數至今仍被廣泛引用。由Scanlan 等人的研究可知橋面版的幾何形狀是影響氣動力參數的最大因素，進而控制了橋梁顫振臨界風速及動態反應的大小。Nagao & Utsunomiya[2]指出橋面版斷面細長比 B/d （其中 B 為橋面版寬 d 為橋面版深度），會影響渦散引發的橋體振動和顫振臨界風速。Bienkiewicz[3]實驗的結果顯示：橋面版斷面越近似流線型，換言之，避免發生流體分離現象能有效的改善橋梁的動態反應。Bienkiewicz、Cermak & Peterka等人[4]在另一組斷面模型實驗中發現風攻角對於橋梁的氣動力特性有相當程度的影響。

本文採用Scanlan所建立橋梁氣動力參數的基本架構，以斷面模型實驗量測不同幾何形狀橋梁斷面的各項氣動力參數，配合振態無耦合及考慮振態耦合的數值模式，以高屏溪橋的結構性質為例計算各個斷面的顫振臨界風速與亂流引發的動態反應。文中並探討風攻角對於橋梁氣動力穩定性的影響

2. 橋梁斷面模型模擬相似律

使用縮尺模型風洞實驗來探討結構物的氣彈力行為時，必須要滿足一系列的模擬相似律（Modeling Similitude），方能使縮尺模型在風洞中的動態行為正確的代表實體結構物的受風反應。氣彈力模擬相似律可由下列幾個無因次參數組成：(1)雷諾數（Reynolds Number），(2)福祿數（Froude Number），(3)質量比，(4)高契數（Cauchy Number），質量比滿足的條件下，通常以頻率比取代，(5)阻尼比。此外，以斷面模型進行橋梁動態反應實驗時，尚須考慮橋梁振態的影響。

3. 實驗設置與數據分析

本研究的橋梁斷面模型裝置於兩個平行端版之間，來消除自由端效應以維持二維模型實驗特性。圖1所示為本文使用的斷面模型實驗架構。實驗中採用兩種流場：流場一為均勻平滑流場，用於風力係數及氣動力參數量測；流場二為紊流流場，其流廠特性與平滑流場有顯著的差異，用來探討逼近流場的紊流條件對於橋梁動態反應的影響。

本文選取了兩個模型斷面形狀。橋梁模型一的斷面近似高屏溪橋，橋梁模型二為版梁斷面，容易產生氣動力不穩定現象。量測阻力、昇力、扭轉力矩係數（ C_D, C_L, C_M ），所使用流場的風攻角從 -6° 到 $+6^\circ$ 每 2° 為一風攻角增量，氣動力參數則是在 $-3^\circ, 0^\circ, +3^\circ$ 三個風攻角進行實驗量測。實驗所得之氣動力參數配合橋梁的斷面性質，藉由數值分析模式可預測該橋梁的顫振臨界風速。加上風力係數後，可以進一步預測橋梁在不同風速下的動態反應。

4. 實驗結果與討論

4.1 風力係數

由本文模型一與文獻中高屏溪橋風力係數的比較可知：二者在風攻角小於 $\pm 0^\circ$ 時，三項風力係數均相當近似，但是風攻角大於 $\pm 0^\circ$ 時則有較大的差異。斷面模型的阻力係數量測，基本上反映了逼近流對於不同橋梁斷面所形成的分離及尾跡特性。模型一斷面形狀較近似流線型，逼近流分離所形成的尾跡較窄，也較容易形成再接觸現象，均會使阻力係數降低。昇力係數 C_L 在負風攻角時為負值（垂直力向下），隨風攻角約略呈線性增加。扭轉力矩係數 C_M 有雷同的特性：負風攻角時為負值，隨風攻角呈線性增加。

4.2 氣動力參數

本文以斷面模型在均勻平滑流場中的氣彈力實驗求取顫振自身擾動力中的氣動力參數，或稱顫振導數（Flutter Derivatives）。模型一與高屏溪橋風洞實驗報告氣動力參數實驗的比較顯示：二者的非耦合項係數（ A_2^*, A_3^*, H_1^* ）相當吻合，非耦合項係數雖有相同的趨勢，但有較大的差異。當風攻角為負值時，模型一呈現氣動力穩定狀態，

A_2^* 值隨約化風速增加而持續降低；耦合項係數由於橋樑模型呈現高度穩定，無法引發顫振行為而未能求得。當風攻角為正值時， A_2^* 值在 $U_r \geq 1.5$ 之後， A_2^* 由負轉為正值開始引入負值氣動力阻尼，會形成單自由度顫振的不穩定現象，此一現象與高屏溪橋風洞實驗報告吻合。模型二在本文所使用的風攻角條件下，均呈現氣動力不穩定狀態，風攻角的影響並不明顯。

4.3 橋梁動態反應

研究的第一部份是在平滑流場中，模型一的動態反應與高屏溪橋風洞實驗值之驗證比較。高屏溪橋斷面模型風洞實驗共分四種類型：

1. 測試條件 A：為主梁上緣設有維修車道，風攻角為 0° ；
2. 測試條件 B：為主梁上緣設有維修車道，風攻角為 -3° ；
3. 測試條件 C：為主梁上緣設有維修車道，風攻角為 $+3^\circ$ ；
4. 測試條件 D：代表維修車道設於主梁下方，風攻角為 0° 。

風攻角 0° 時模型一之垂直向無因次化位移均方值， σ_y/H ，介於測試條件 A 與測試條件 D 之間。扭轉向反應方面，在約化風速 $U_r=1.5$ 時，本文實驗及測試條件 A、D 均顯示了渦散共振的影響，在 $U_r=5.5\sim 6.0$ 之間時，本文實驗及測試條件 D 的扭轉向動態反應急速增高，呈現出顫振臨界風速特性。風攻角為 -3° 時，本文動態反應量測與測試條件 B 相同都呈現穩定狀態，無論是垂直或扭轉向，二者均吻合。風攻角為 $+3^\circ$ 時，本文量測值與測試條件 C 接近， $U_r=1.5$ 時有明顯的渦致共振，風速增高至 $U_r=3.2\sim 3.5$ 時扭轉向動態反應就開始快速增加，顯示此時發生顫振，明顯的較風攻角為 0° 時更不穩定。整體而言，在為詳細模擬橋梁細節（如維修車道等）的情況下，本文實驗所得與高屏溪橋風洞實驗結果比較情形尚稱滿意。

5. 斜張橋之數值分析

5.1 顫振分析

本文使用一座近似於高屏溪橋設計圖的斜

張橋作為顫振及動態反應的計算標的。根據本文結構模式計算所得之垂直向及扭轉向第一振態自然頻率分別為 0.287Hz 、 0.632Hz ，與文獻 [9] 記載的 0.267Hz 、 0.608Hz 相當接近。以此橋梁配合斷面實驗所量取的氣動力參數進行顫振分析即可得到橋梁在不同主梁斷面及風攻角條件下的顫振臨界風速。表一所列為本文所使用二個主梁斷面的臨界風速。若將模型一與高屏溪橋風洞實驗報告作一比較，高屏溪橋模型含有維修車道（主梁下方）時，量測所得之臨界風速為 108m/s ；當採用本文結構模式配合文獻 [9] 之氣動力參數，進行顫振分析得到的臨界風速為 115m/s ，二者均合理的接近。表二所列為模型一在不同風攻角時，計算所得之顫振臨界風速。此項研究結果顯示風攻角對於懸吊式橋梁氣動力穩定的重要性。雖然一座設計得當的橋梁，其扭轉振幅通常很小，倘若橋梁所處的地形複雜，則必須審慎的檢查地形造成的風攻角影響。

5.2 斜張橋之動態反應

本文根據前述結構模式配合實驗量測之風力係數及氣動力參數，進行橋梁動態反應分析。表三為在 52m/s （高屏溪橋設計風速）時，模型一計算值與高屏溪橋風洞試驗值的比較。經檢查後可知：二者的差異主要是由於風力係數 C_L 、 C_M 所造成。一般而言，橋面版在零度風攻角附近的垂直向及扭轉向風力係數很小，實驗量測時可能產生的相對誤差較大。因此使用斷面模型實驗所取得的風力係數進行橋梁動態反應計量分析時，應特別謹慎。

本文並將兩作斜張橋的動態反應數值分析結果，與斷面模型風洞實驗作一比較。其中，風洞實驗部份分為平滑流場與紊流邊界層流場，數值計算則以實驗所使用的邊界層流場條件為基準。模型斷面一斜張橋在各個風速的動態反應。垂直位移方面，在顫振發生之前，平滑流場的風洞實驗值最小，數值計算值居中，邊界層流場的實驗量測值為最大。在扭轉位移反應方面，則以平滑流場的風洞實驗值最小，邊界層流場的實驗量測

值居中，而以數值計算值為最大。特別值得注意的是，在邊界層流場中，此斜張橋的斷面模型實驗在接近理論推估的臨界風速時，雖有動態反應增加的現象，但與平滑流場實驗及數值計算不同，並無明顯的顫振發散現象。模型斷面二斜張橋在各個風速的動態反應。動態反應的趨勢與斷面一近似。由於此一橋梁屬於氣動力不穩定斷面，較明顯的差異除了在較低風速發生顫振現象之外，平滑流場的實驗值在風速 22-24m/s 時，有明顯的渦致振動現象。

6. 結論

本文研究，可得下列結論：(1)橋面版的幾何形狀對於氣動力穩定性有主要的影響，流體分離現象愈明顯，愈有可能是一個氣動力不穩定斷面。(2)風攻角對於氣動力穩定性的影響不容忽視，以高屏溪橋而言，3°風攻角的改變可能使顫振臨界風速由 102m/s 降低至 65m/s。(3)使用橋梁斷面模型實驗量測氣動力參數，進行顫振數值分析，所得之顫振臨界風速準確性良好，足以提供橋梁初期設計之參考。

7. 參考文獻

1. Scanlan, R. H., and Tomko, J. J., "Airfoil and bridge deck flutter derivative," *Journal of the Engineering Mechanics Division*, ASCE, Vol. 97, 1977, pp.1717-1737.
2. Nagao, F., Utsunomiya, H., Oryu, T., and Manabe, S., "Aerodynamic Efficiency of Triangular Fairing on Box Girder Bridge", *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, 49, 1993, pp. 565-574.
3. Bienkiewicz, B., "Wind Tunnel Study of Effects of Geometry Modification on Aerodynamics of a Cable-Stayed Bridge Deck", *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, 26, 1987, pp. ----.
4. Bienkiewicz, B., Cermak, J., Peterka, A., "Wind Tunnel Study of Aerodynamic Stability and Response of a Cable-Stayed Bridge Deck", *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, 26, 1987, pp. 341-352.
5. Tanaka, H., "Similitude and Modeling in Wind Tunnel Testing of Bridges", *Proceedings, The*

International Colloquium on Bluff Body Aerodynamics and Its Applications, Kyoto, Japan, 1988, pp.283-300.

6. Scanlan, R. H., "Interpreting Aeroelastic Models of Cable-Stayed Bridges", *Journal of Engineering Mechanics*, ASCE, Vol. 113, No. 4, 1987, pp. 555-575.
7. 林堉溢，鄭啟明，蔡子文，'斜張橋受風載重之顫振及亂流效應分析'，*結構工程期刊*，第十二卷第一期，1997，pp. 107-117。
8. 林堉溢，鄭啟明，李鳳娟，'大跨度橋梁考慮振態模式耦合之顫振及亂流效應分析'，*中國土木水利工程學刊*，第十卷，第一期，1998，第 47-57 頁。
9. 交通部台灣區國道新建工程局，「第二高速公路後續計畫燕巢九如段：高屏溪橋（主橋）風洞實驗報告」，1994。

表 1. 橋梁斷面對臨界風速的影響

橋梁模型	風攻角	臨界風速(m/s)
1	0°	103
2	0°	52

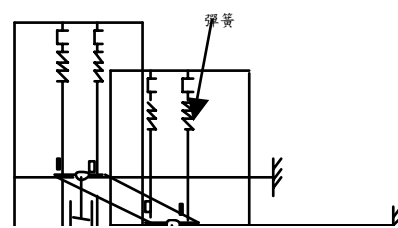
表 2. 風攻角對臨界風速的影響

橋梁模型	風攻角	臨界風速 (m/s)
1	-3°	--
1	0°	103
1	+3°	74

表 3. 模型一與高屏溪橋風洞試驗值之比較

	設計風速為 52m/sec 時 之位移反應	
	垂直 σ_y (m)	扭轉 σ_α (°)
模型一	0.085	0.028
高屏溪橋 風洞試驗值	0.161	0.025 (y, y, y^*)

*0.11 為 12 m/sec 時由渦流顫動所造成。



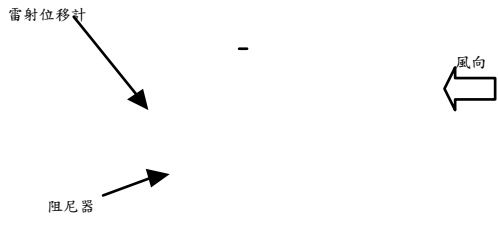


圖 1. 斷面模型實驗架構