

行政院國家科學委員會專題研究計畫成果報告

風攻角對長跨徑橋樑顫振及抖振的影響研究

Effects of Wind Attack Angles on Buffeting and Flutter of Long-Span Bridges

計畫編號：NSC 89-2211-E-032-004

執行期限：88年8月1日至89年7月31日

主持人：林堉溢 淡江大學土木系

共同主持人：鄭啟明 淡江大學土木系

計畫參與人員：胡英彥 林世權 淡江大學土木系

一、中文摘要

長跨徑橋樑如斜張橋或懸吊橋所受的氣動力效應有下列幾種：(1)扭轉不穩定現象；(2)渦流振動；(3)風馳效應；(4)顫振效應；(5)抖振效應；其中以顫振及抖振兩效應之影響較為顯著。以往研究風攻角對抖振及顫振臨界風速的影響尚未明確。因此本報告即藉由模擬高屏溪與一假設之不穩定橋樑之斷面進行斷面模型實驗研究，在不同風攻角下量測風力係數及顫振導數，並藉由數值分析來探討風攻角對長跨徑橋樑顫振與抖振的影響。

關鍵詞：顫振導數、抖振、風力係數、顫振臨界風速

二、緣由與目的

由於施工技術的進步和材料的改進，橋樑之設計有往長跨徑和細長斷面發展之趨勢，因此需考慮橋樑斷面對風之敏感性；長跨徑橋樑受風載重產生的自身擾動力，會引發氣動力勁度與氣動力阻尼，當風速到達某一臨界狀態，致使橋樑破壞，流體引發的速度擾動所造成的抖振力，亦有可能使橋樑使用上的不舒適，甚者引發疲勞破壞。

橋樑結構系統的顫振型態與抖振效

應，不僅只跟橋體本身橋面板的斷面幾何形狀有關，還跟風攻角有關，掌握上述影響因子的影響力，才能夠確實找出橋樑結構系統氣動力最不穩定的情況，決定橋樑結構系統的顫振臨界風速。為探討橋樑結構系統顫振導數及顫振臨界風速與抖振效應受風攻角之影響，本文乃以風洞物理模型實驗來求取特定橋樑斷面在不同風攻角下的顫振導數與風力係數，根據實驗所得結果，以數值分析之方法來預測橋樑結構系統在各風攻角的顫振臨界風速及抖振位移反應，並對風攻角的影響做一深入分析與探討。

三、實驗配置

1. 風洞：本研究係使用淡江大學大氣邊界層風洞實驗室來進行一系列的風洞模擬實驗。此風洞為一開放吸入式風洞，試驗段長 18.0m，試驗段寬 3.2m，試驗段高 2.0~2.4m。

2. 斷面模型：本研究選用兩種典型的斷面模型。一為氣動力穩定斷面（流線型斷面），其橋面板斷面乃是以高屏溪橋為模擬對象，以下簡稱 Model_1；另一為氣動力不穩定斷面（ \square 字型平板斷面），以下簡稱為 Model_2。模型縮尺為 1/100。其幾何斷面形狀如圖 1 所示。

四、理論背景

影響抖振及顫振行為的重要因素包括斷面模型的風力係數及顫振導數，其定義如下：

1. 風力係數

平均風力係數可從長時間巨觀的觀點，利用應變計的量測來了解結構物平均受力之情形，其定義為：

$$C_D = \frac{F_D}{0.5 \rho U^2 D L} \quad (1)$$

$$C_L = \frac{F_L}{0.5 \rho U^2 B L} \quad (2)$$

$$C_M = \frac{M}{0.5 \rho U^2 B^2 L} \quad (3)$$

其中 F_D , F_L , M 分別為橋面上的拖曳向、垂直向與扭轉向靜風力。B 為橋面板寬。

2. 顫振導數

橋樑斷面受風載重所產生的氣彈力現象，經常是採用實驗方式來求其顫振導數，本實驗用對數衰減法來推導顫振導數，依據 Scanlan 和 Tomko 之論文[1]，橋樑垂直向與扭轉向之顫振運動方程式，可分別由下兩式表示：

$$m \ddot{h} + 2 \hat{\gamma}_h \dot{h} + \hat{\gamma}_h^2 h = H_1 \dot{h} + H_2 \ddot{a} + H_3 \dot{a} \quad (4)$$

$$I_p \ddot{a} + 2 \hat{\gamma}_a \dot{a} + \hat{\gamma}_a^2 a = A_1 \dot{h} + A_2 \ddot{a} + A_3 \dot{a} \quad (5)$$

$$\text{其中 } H_1 = \frac{\rho B^2 \dot{u}}{m} H_1^*, \quad H_2 = \frac{\rho B^3 \dot{u}}{m} H_2^*$$

$$H_3 = \frac{\rho B^3 \dot{u}^2}{m} H_3^*, \quad A_1 = \frac{\rho B^3 \dot{u}}{I_p} A_1^*$$

$$A_2 = \frac{\rho B^4 \dot{u}}{I_p} A_2^*, \quad A_3 = \frac{\rho B^4 \dot{u}^2}{I_p} A_3^*$$

m =單位長度質量， I_p =極慣性矩， B =橋面板寬， ρ =空氣密度， \dot{u} =顫振頻率， A_i^* , H_i^* ($i=1-3$)為顫振導數 求解顫振導數方式是假設顫振運動為一簡諧形式。若鎖

住 方向之自由度，直接量測位移之衰減運動，則可求得垂直向非耦合導數 H_1 ，同理，鎖住 h 方向之自由度，可得扭轉向非耦合導數 A_2 及 A_3 。若一起放開 h 方向與 a 方向之自由度由穩態反應，經整理化簡，即可求得耦合導數 H_2 , H_3 與 A_1 。

五. 實驗及分析結果

1. 風攻角對風力係數之影響

從實驗分析，各模型拖曳向、垂直向與扭轉向之風力係數與風攻角之關係如圖 2 所示。由上述風力係數結果得知， C_D 值不論在正風攻角亦或是在負風攻角其值都是正值，若以模型位移之觀點來看，表示模型受風力時，其位移反應與風向相同。且風攻角愈大，其風力係數愈大，而在 0 度附近其值為最小。而 C_L 在風攻角大於 2 度時為正值，在風攻角小於 2 度時為負值，可見 C_L 在 2 度附近為最小值，而非 0 度，而在 0 度時橋面板所受的力為向下。 C_M 為正值表示模型受到向上的風力，此時其位移反應為向上， C_L 為負值表示模型受到向下的風力，此時其位移反應為向下。 C_M 在風攻角大於 0 度時為正值，在風攻角小於 0 度時為負值，可見 C_M 在 0 度附近為最小值，其值趨近於 0。 C_M 為正值表示模型受到順時針的風力，此時其位移反應為順時針方向， C_M 為負值表示模型受到逆時針的風力，此時其位移反應為逆時針。

2. 風攻角對顫振導數之影響

模型 1 和 2 在不同風攻角之顫振導數實驗結果如下：

a 模型 1:

觀察 H_1^* 各攻角之比較可得知， H_1^* 導數值不論在正攻角或負攻角都是隨著角度的增加

而逐漸遞增，尤其在大角度負攻角時，其變化是最為明顯；若由無因次化風速所涵蓋之範圍來判斷，可預知 Model_1 在大角度正攻角時最容易發散而產生不穩定。 A_2^* 導數值之變化趨勢約略可分為四大族群。攻角為 0 度至正 3 度時，其 A_2^* 導數值由負轉正處所對應之無因次化風速大致相同。攻角為正 4 度至正 10 度時，其 A_2^* 導數值由負轉正處所對應之無因次化風速，開始遞減。攻角為 0 度至負 4 度時，除 0 度與負 1 度外，其 A_2^* 導數值大幅遞增且均為負值。攻角為負 6 度至負 10 度時，由比較可得知 A_2^* 導數值之趨勢開始大幅由負往正的趨勢；攻角為負 6 度時， A_2^* 導數值對整體之氣動力阻尼所提供的正貢獻在所有角度中為最大。 A_3^* 導數值不論在正攻角或負攻角都是隨著角度的增加而逐漸依序遞減，正攻角的遞減趨勢相當明確，尤其是在小角度正攻角時，其變化是最為明顯。 A_1^* 導數值不論在正攻角或負攻角都是隨著角度的增加而逐漸遞減，尤其在攻角為正時，其遞減趨勢是相當明確。 H_2^* 導數值不論在正攻角或負攻角都是隨著角度的增加而逐漸遞增。 H_3^* 導數值不論在正攻角或負攻角都是隨著角度的增加而逐漸遞增，尤其在攻角為正時，其遞增趨勢是相當明確。

b. 模型 2:

H_1^* 導數值在攻角為負時，則有相當明確的依序遞減趨勢。若由無因次化風速所涵蓋的範圍來判斷，可預知 Model_2 在大角度負攻角時最容易發散而產生不穩定，此一推論結果恰與 Model_1 相反。Model_2 之顫振型態是較屬於單自由顫振，氣動力阻尼大部分來自非耦合導數 A_2^* 導數值之貢獻，因此只要單純掌握 A_2^* 導數值由負轉正處所對應之無因次化風速變化之情況，即可很明確預知各攻角顫振臨界風速變化的趨勢。 A_3^* 導數值，在無因次化風速約 2.2

附近，其值有跳動情況發生，合理的解釋是與低風速下渦流顫振有關。

3. 風攻角對抖振之影響

採用類似高屏溪橋的結構模式，配合本文實驗模型 1 所求得之風力係數及不同風攻角之顫振導數進行數值分析，橋樑之最大抖振位移反應隨風攻角的關係如圖 3 所示。由此結果可知，風攻角對抖振之影響極為明顯，且隨風速增加而遞增。

4. 風攻角對顫振臨界風速之影響

Model_1 與 Model_2 在各攻角的顫振臨界風速，如表 1 所示。從表中可知若採用 Model_1 斷面，其最不穩定的範圍是攻角為正 8 度至正 10 度時；且 Model_2 之顫振臨界風速皆比 Model_1 低，證明 Model_2 為氣動力較不穩定斷面；對於 Model_2 而言，攻角的改變對於顫振臨界風速的變化，不若 Model_1 明顯。因 Model_2 顫振型態是單自由度顫振，來自耦合導數的貢獻量不大，由 A_2^* 值之無因次化風速變化的趨勢，即可掌握因攻角改變所帶來的顫振臨界風速的變化情況。

六. 結論

1. 不同風攻角的實驗：風攻角對風力係數的影響，隨角度增加風力係數有增加的趨勢；就顫振效應而言，不同的斷面形狀，攻角改變所帶來的影響程度、變化趨勢均不相同，因此攻角改變所帶來氣動力穩定度變化為橋樑設計者從事橋樑設計時所必須審慎考量的。

2. 關於橋樑位移反應之分析：橋樑之位移反應主要是受到風力係數的影響，顫振導數次之。若設計風速遠低於顫振臨界風速，顫振導數對抖振的影響較不明顯。

3. 橋樑斷面的幾何形狀與橋樑結構系統的氣動力穩定度有絕對的關聯。就顫振

效應而言，斷面形狀愈流線，其振態耦合愈明顯。

七. 參考文獻

1. Scanlan, R. H. and Tomko, J. J. (1971), "Airfoil and Bridge Deck Flutter Derivatives," Journal of Eng. Mech. Div., ASCE, Vol. 97, pp.1717-1737.
2. Simiu, E. and Scanlan, R. H. (1986), Wind Effects on Structures, John Wiley & Sons.
3. Santo, H. P. and Branco, F. B. (1989), "Wind forces on bridges-numerical v.s. experimental methods," Journal of Wind Eng. and Industrial Aerodynamics, Vol. 32, pp.145-159.

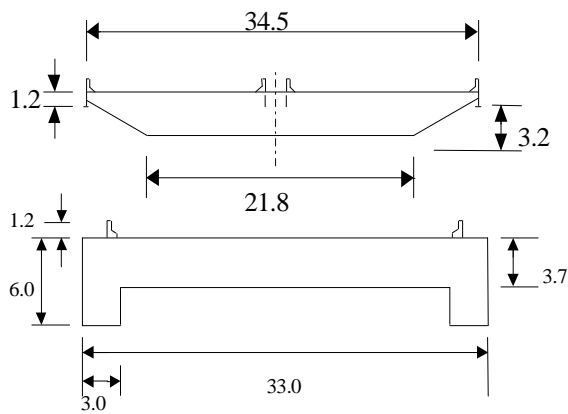


圖 1 Model_1 and Model_2 斷面圖

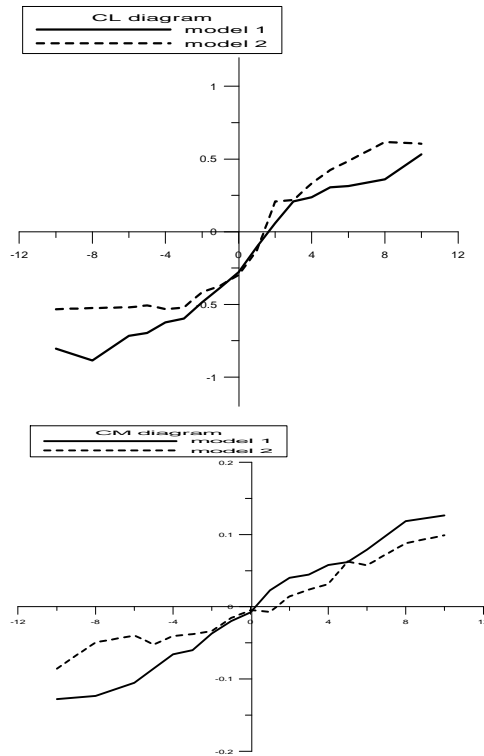
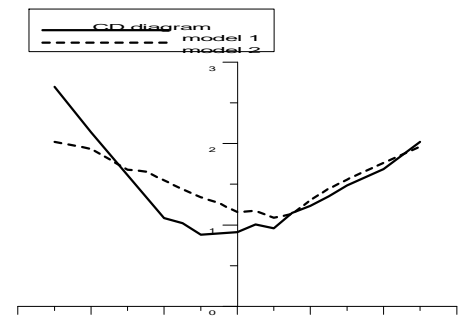


圖 2 風力係數

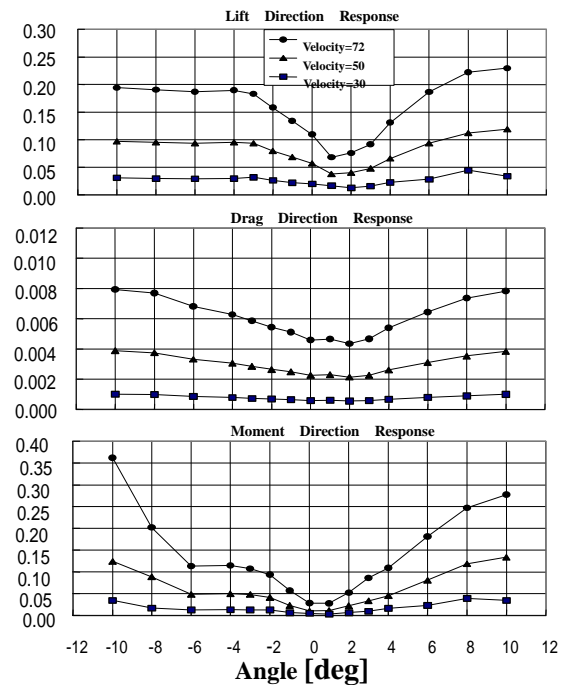


圖 3 抖振反應與風攻角關係圖

表 1 不同風攻角之顫振臨界風速

風攻角	0	1	2	3	4	6	8	10
Model 1)	97.77	99.93	105.09	109.63	108.48	94.31	86.37	78.28
Model 2)	88.99	84.14	80.96	78.10	80.05	86.07	95.61	94.81
風攻角	-1	-2	-3	-4	-6	-8	-10	
Model 1)	102.37	no	no	no	no	no	no	99.80
Model 2)	95.11	97.92	92.29	89.29	86.40	79.42	71.71	

