

利用振動訊號診斷橋樑結構鬆脫之研究

A study on diagnosing looseness of bridge structure using vibration signals

黎文龍 璩穎

台北科技大學 製造科技研究所

E-mail: wlli@ntut.edu.tw

摘要

本研究主要利用能量損耗的觀念，進行橋樑結構健康度的診斷，並採用新近發展的穩態響應調變之傅立葉係數法(Fourier Coefficient Ratio method, FCR)。FCR法以激振力當作輸入訊號施加於系統之基座，再量測該系統之輸出訊號的穩態響應，將輸入訊號與輸出訊號做乘積調變，找到調變後訊號之傅立葉係數，並且計算出系統阻尼耗能、系統之阻尼、勁度及質量矩陣，最後觀察橋樑結構損壞前後所產生結構特性的變化，達到診斷的效果。並且也會與以往常用在結構診斷中的自然頻率與模態觀察方法去做比較，與一般方式不同的是，本研究之訊號擷取是根據穩態訊號的相位差，所以可以連續執行，以達到能夠隨時進行橋樑結構健康度監測的目的。

關鍵詞：橋樑結構、結構能量損耗、結構診斷。

1. 前言

橋樑結構經過長時間的累積，都會逐漸產生疲勞老化之現象，造成結構安全性的降低，如果剛好再遇上無預警的外部衝擊，可能就會形成相當大的災害發生。若能透過自動監測系統對橋樑採取全天候的結構狀態之監測，長期記錄橋樑的健康狀態，不但可以防止橋樑結構狀態超過安全範圍，也可降低災害的威脅性。

在一個系統動態特性中，包含了三大特徵參數，分別為質量(m)、勁度(k)及阻尼(c)，因此相對的，橋樑結構體在損傷前與損傷後之振動行為或特性會有所變異，而這也會在這些特徵參數中反映出來，由這些特徵參數所衍生出來之自然頻率(nature frequency)及模態(mode shape)都會有所影響，因此針對橋樑結構中的特徵參數來獲得結構特性，在橋樑結構健康度診斷的領域中是重要的。

以振動訊號來進行結構體的損傷診斷，一直都受到很多相關領域學者的研究，近年來也越來越多與此相關的文獻被發表並且受到關注及討論。而在損傷診斷的相關文獻中，又以結構自然頻率的變化作為最廣為使用的診斷依據。早在1990時，Stubbs與Osegueda [1]就發展了一套利用結構體損傷前後自然頻率變化之靈敏度(Sensitivity of frequency-change)來進行損傷診斷的方法，但是此方法必須依靠有限元素的方法來計算靈敏度矩陣，除了計算上的負擔，計算出來的數值精確度也容易受到影響，由於自然頻率在損傷前後的變化量不

是這麼的明顯，必須要有相當程度的損傷才有辦法利用自然頻率之變化來判定。損傷所在的位置也與損傷診斷的準確度有關，根據Salane [2]，Gomes [3]，Ju [4]之研究，若是損傷位於高應力、變形量大的位置，損傷診斷之準確度越高，反之損傷若是位於低應力、變形量小的位置則否。West [5]使用模態振形來進行損傷診斷，利用MAC(modal assurance criteria)指標來計算結構損傷前後振形的相關性，並觀察到兩振形不同的部分即是有可能損傷的位置。也有學者採取模態振形的一次微分，其定義跟曲率相同，稱之為模態曲率(mode shape curvature)，模態曲率與結構物的撓曲應變有直接的關係，因此可以藉著應變的量測來得到，而在之後Pandey [6]也以數值模擬的方式，將模態振形利用中央差分法而得到模態曲率，並證明模態曲率是很適合用於損傷檢測的一個指標。Patil [7]，Maiti [8]針對不同型式的梁實際進行了實驗，驗證了量測自然頻率的變化來進行損傷探測的方法在不同情況下的梁皆可適用。除了量測振動特性之方法，也有以量測結構物的柔度(flexibility)矩陣來進行損傷探測之計算，Aktan [9]以柔度量測的方法定義出一條件指標(condition index)來表示橋樑之完整度，然後對實際的橋樑進行載重實驗來檢測損傷，並且將利用動態量測所得到的柔度矩陣與直接量測由重車靜載造成之變位的柔度矩陣去做比較。雖然柔度矩陣定義為在某個自由度施加單位外力所得到在其他的自由度上產生的位移，但也可以利用結構物之動態量測來預估橋樑之靜態行為，對一個連續的系統，將其質量正規化成一離散系統然後量測其模態及頻率，進而得到此系統之柔度矩陣，因此可以利用比較損傷前後柔度矩陣來進行損傷探測。

本研究同時也延續Su [10]針對二自由度結構系統參數的鑑別理論，使用Li [11]的結構阻尼耗能之量測方法，將系統響應訊號與輸入激振訊號做乘積調變，求取調變後訊號之傅立葉係數，並藉由該傅立葉係數及相關公式，計算出結構體本身之系統阻尼耗能及特徵參數，比較橋樑結構體損壞前後耗能及特徵參數的變化，並作為結構體損傷診斷的重要依據。

2. 內容及理論

2.1 定義單輸入調變法

參考圖1之系統，令一單自由度(SDOF)之系統以基座激振 $u(t)$ 作用，則其運動程式可表示成：

$$m\ddot{z} + c(\dot{z} - \dot{u}) + k(z - u) = 0 \quad (1)$$

上式中之m代表系統質量、c代表系統阻尼及k為系統勁度。故系統響應z(t)可表示成

$$z(t) = \left[\frac{1 + i(2r\zeta)}{(1-r^2) + i(2r\zeta)} \right] U e^{i\Omega t} = Z e^{i(\Omega t - \Phi)} \quad (2)$$

若基座激振 u(t)是諧波，或以複數式表示：

$$u(t) = U e^{i\Omega t} \quad (3)$$

上式中， $i = \sqrt{-1}$ 。另外，由於阻尼的存在，故造成輸入激振與系統響應間之相位差 Φ ，恰可表示成

$$\tan \Phi = \frac{2\zeta r^3}{(1-r^2) + (2r\zeta)^2} \quad (4)$$

前述這些式子裡，已經使用了下列之參數符號：

$$\zeta = \frac{c}{2\sqrt{mk}} \quad (5)$$

$$r = \frac{\Omega}{\omega_n} \quad (6)$$

$$\omega_n^2 = \frac{k}{m} \quad (7)$$

其中(5)式之 ζ 即為量測目標之阻尼比。

為更進一步說明本研究之背景理論，令輸入訊號

$$u(t) = U \sin(\Omega t) \quad (8)$$

則系統穩態響應可表示成

$$z(t) = Z \sin(\Omega t - \Phi) \quad (9)$$

因此，若將之系統穩態響應與激振訊號做乘積調變，或寫成

$$g(t) = u(t) * z(t) = U \sin(\Omega t) * Z \sin(\Omega t - \Phi) \quad (10)$$

但，上式也可以利用三角等式寫成

$$g(t) = \frac{r_z * U^2}{2} [\cos \Phi - \cos(2\Omega t - \Phi)] \quad (11)$$

其中， r_z 由(2)式定義或

$$r_z = \left[\frac{1 + (2\zeta r)^2}{(1-r^2)^2 + (2\zeta r)^2} \right]^{1/2} \quad (12)$$

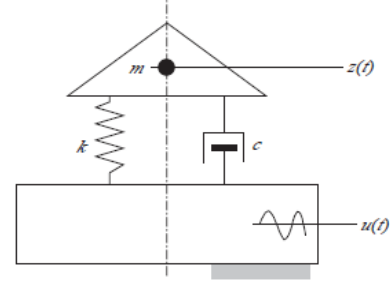


圖 1 單自由度之基座激振示意圖

2.2 定義多自由度方程式

參考圖2之系統，令一多自由度之系統以基座激振 y(t)作用，則其運動方程式可以表示成：

$$[m]\ddot{\bar{x}} + [c]\dot{\bar{x}} + [k]\bar{x} = \bar{F} \quad (13)$$

上式中之 m 代表系統質量、c 代表系統阻尼及 k 為系統勁度。且將上式阻尼矩陣表示成由質量與勁度組合成一線性矩陣：

$$[c] = \alpha[m] + \beta[k] \quad (14)$$

其中(14)式之係數 α, β 可由(15)式獲得

$$\alpha = \frac{2\omega_1\omega_2(\zeta_1\omega_2 - \zeta_2\omega_1)}{\omega_2^2 - \omega_1^2} \quad (15)$$

$$\beta = \frac{2(\zeta_2\omega_2 - \zeta_1\omega_1)}{\omega_2^2 - \omega_1^2}$$

在(15)式中之 ω_1, ω_2 即為結構系統之自然頻率，可由有限元素計算或從實驗量測所獲得。而 ζ_1, ζ_2 阻尼比則必須從調變後訊號之傅立葉係數中計算出系統之阻尼比。

將一線性阻尼(14)代入多自由度運動方程式(13)可表示成

$$[m]\ddot{\bar{x}} + [\alpha[m] + \beta[k]]\dot{\bar{x}} + [k]\bar{x} = \bar{F} \quad (16)$$

由多自由度系統運動方程式(16)找到其 n 個結構自然頻率，並且將其結構自然頻率作為輸入激振頻率訊號 $\Omega = \omega_n$ ，最後可寫成一 n 個非耦合微分方程式

$$\ddot{\bar{q}}_i(t) + 2\zeta_i\omega_i\dot{\bar{q}}_i(t) + \omega_i^2\bar{q}_i(t) = \bar{Q}_i(t), \quad i=1,2,\dots,n \quad (17)$$

其中

$$\omega_i^2 = \frac{k_i}{m_i} \quad \text{及} \quad \zeta_i = \frac{c_i}{2\sqrt{m_i k_i}}$$

若令外力函數為一諧波函數，不管是線性或非線性，其穩態解都應可以表示成：

$$q_p(t) = q_{p0} + q_a(t) = q_{p0} + q_a \sin(\Omega t - \phi) \quad (18)$$

2.3 乘積調變法

將系統穩態響應(輸出訊號)與激振訊號(輸入訊號)做乘積調變,可寫成

$$g(t) = Q(t) * q_p(t) = \frac{Q^* q_a}{2} \cos \phi + q_{p0} Q \sin(\Omega t) - \frac{Q^* q_a}{2} \cos(2\Omega t - \phi) \quad (19)$$

藉由觀察調變後訊號(19)式之傅立葉係數,參考圖2。可計算出其相位角 $\cos \phi$:

$$\cos \phi = \frac{2a_0}{Q^* q_a} \quad (20)$$

進一步以 $\tan \phi$ 計算出系統之阻尼係數,也即若令 $G_0 = \tan \phi$, 則阻尼係數 ζ 可表示成

$$\zeta^2 = \frac{1}{8} \left[2 + \frac{(G_0^2 - 8)}{G_0^{2/3} \Lambda} + \frac{\Lambda}{G_0^{4/3}} \right] \quad \text{若 } G_0 \leq \sqrt{8} \quad (21)$$

及

$$\zeta^2 = \frac{1}{16} \left[4 - (1+i\sqrt{3}) \frac{(G_0^2 - 8)}{G_0^{2/3} \Lambda} - (1-i\sqrt{3}) \frac{\Lambda}{G_0^{4/3}} \right] \quad \text{若 } G_0 > \sqrt{8} \quad (22)$$

之實數部份值。其(21)式及(22)式中之參數

$$\Lambda = \sqrt[3]{8 - 20G_0^2 - G_0^4 + 8\sqrt{(1+G_0^2)^3}} \quad (23)$$

更進一步觀察圖3之傅立葉係數,也可計算出系統阻尼耗能:

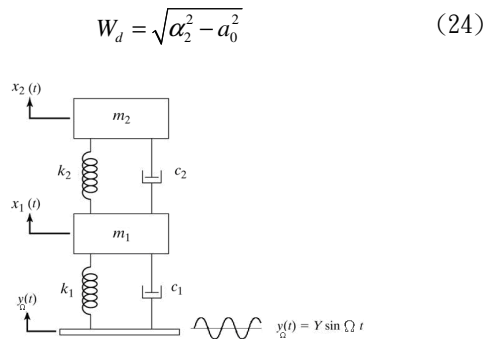


圖2 二自由度結構體輸入一弦波激振力之示意圖

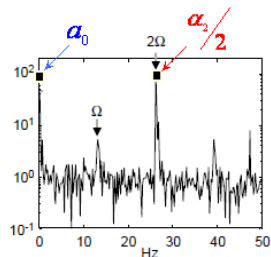


圖3 系統穩態響應(輸出訊號)與激振訊號(輸入訊號)調變後之傅立葉係數

3. 動態模擬

現今有許多電腦軟體都可以進行動態模擬分析,幫助我們事先模擬出真實系統的動態結果,本研究使用SolidWorks建立出實驗所需橋樑結構體模型,再利用軟體內的動態模擬功能對橋樑結構進行分析。SolidWorks軟體在線性動態模擬的部分已非常完整,包含時域分析、頻域分析以及隨機掃頻等模式,並且也擁有足夠的設定功能,可以根據研究的需求,調整不同的輸入訊號、阻尼係數、材料勁度等條件。

一開始找出橋樑結構體的自然頻率、模態及結構特性,並且將結構的自然頻率作為輸入激振頻率,進而獲得受激振後的動態響應,最後將所得到的穩態輸出訊號及輸入激振訊號進行乘積調變法後,觀察其傅立葉係數,找出結構橋樑的特徵參數。

3.1 模擬設定

使用電腦模擬事先分析結構體,除了幫助我們更了解結構體的特性與動態行為,也能為之後實驗節省非常多的時間,為了更符合實際的結果,在分析前需要依照實際的情形設定相關的參數與條件。

在SolidWorks軟體中,提供了隨機掃頻的功能,讓我們可以找出結構體的自然頻率及相對應的模態,找到的自然頻率及模態除了作為之後結構診斷的特徵訊號之一,同時可以作為結構體的激振訊號,而在之後的實驗中,會將橋樑結構體置放於一輛可滑動台車上方,利用激振台車造成結構體振動,所以在SolidWorks裡我們也同樣設定固定結構體底部,並且給予基座激振作為輸入訊號。而本研究將橋樑結構鬆脫當作損壞的方式以便診斷,並且針對不同孔洞位置進行定義,如圖4,將兩邊被螺栓鎖住的質量塊分別命名為A、B,並且對每個質量塊上的四個螺栓孔洞分別編號1~4號,將可以依照不同的螺栓鬆脫數目以及鬆脫位置去做搭配,進行不同情形的橋樑結構損壞之診斷,目前也進行了三種不同螺栓鬆脫情形的分析診斷,其名稱定義如表1。

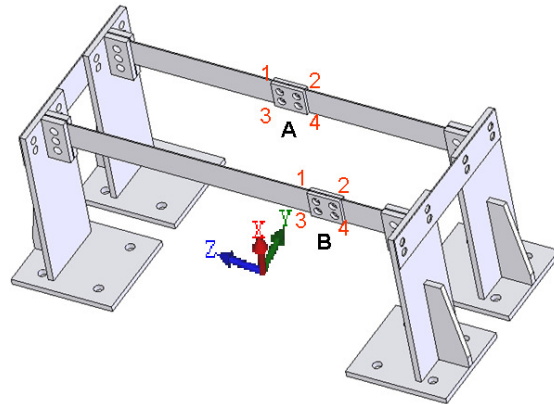


圖4. 結構體座標及孔洞位置之定義

表 1 結構各種鬆脫情形之定義

定義名稱	Case00	Case10	Case20
結構鬆脫情形	結構正常 無鬆脫	A 質量塊 鬆脫 1 號	A 質量塊鬆 脫 1 號、2 號

3.2 模擬結果：量測結構體特性

觀察圖 5，經由掃頻我們得到結構體的自然頻率 ω_1 ， ω_2 分別為 50.54 Hz 及 60.53 Hz。並且也針對不同的鬆脫情形找出其自然頻率，如表 2，可以看出不論是 ω_1 或 ω_2 ，自然頻率會隨著螺栓鬆脫數目的增加而逐漸下降，由於螺栓的鬆脫造成了結構體勁度的下降，所以自然頻率也會跟著下降。並且將所量測到的自然頻率 ω_1 ， ω_2 分別作為橋梁結構體輸入激振頻率 Ω_1 及 Ω_2 ，得到的模態振形如圖 6，可以觀察到此結構體的模態振形，其振形以在 yz 平面上的變形為主且明顯，所以這邊都將以上視圖的視角來觀察模態的變化趨勢，並且量測輸入不同激振頻率下之兩輸出穩態時域訊號及最大輸出穩態訊號 $X_{i\Omega}$ ，如圖 7 及圖 8 所示。

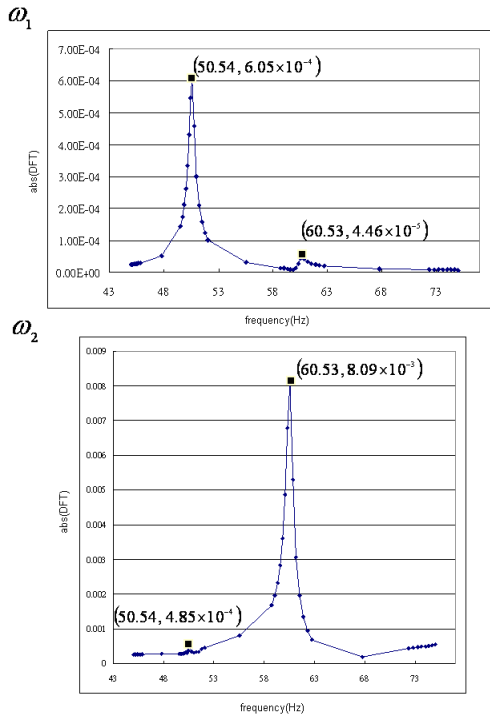


圖 5 以掃頻獲得結構之自然頻率圖

表 2 結構各種鬆脫情形之自然頻率

定義名稱	Case00	Case10	Case20
ω_1	50.541 Hz	50.459 Hz	50.337 Hz
ω_2	60.531 Hz	60.529 Hz	60.316 Hz

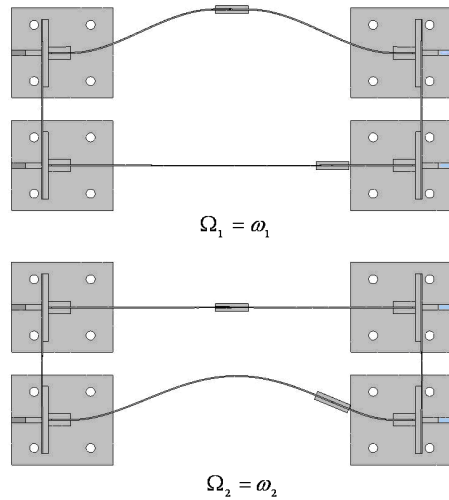


圖 6 激振頻率等於自然頻率時所得到的模態振形

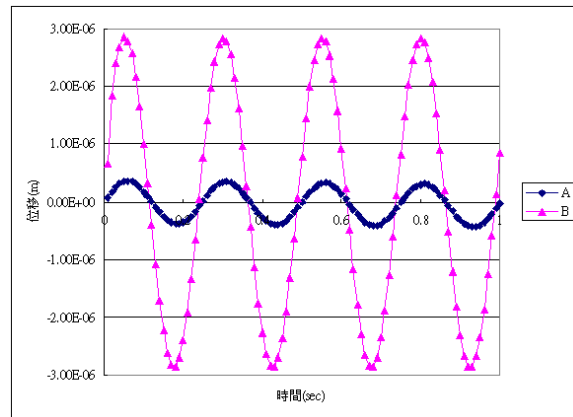


圖 7 輸入激振頻率 $\Omega_1 = 50.54 \text{ Hz}$ 之兩輸出時域圖

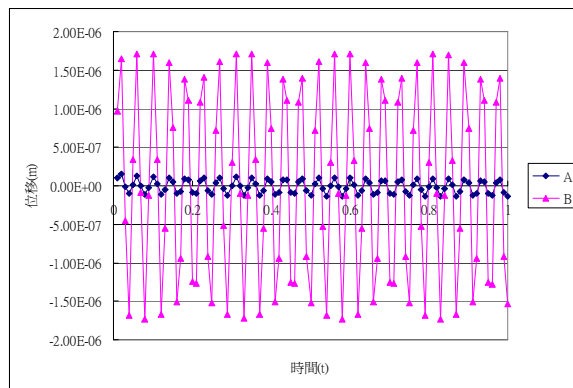


圖 8 輸入激振頻率 $\Omega_2 = 60.53 \text{ Hz}$ 之兩輸出時域圖

觀察圖 7、圖 8 在輸入不同激振頻率下之最大輸出穩態訊號 $X_{i\Omega}$ ，來求取結構體的模態振形矩陣，並與各種螺栓鬆脫情形之結構系統的模態振形作比較。如表 3

所示，可以看出模態振形矩陣 $[V]$ 經過正規化後，其中 V_{11} 與 V_{12} 的值，在發生結構鬆脫時都會上升，並且也同樣隨著螺栓鬆脫數目越多而上升越多。

表 3 結構各種鬆脫情形之模態振形矩陣

	$[V]$ (單位:m)	正規化
Case00	$\begin{bmatrix} 0.0006 & 0.000031 \\ -0.000485 & 0.005589 \end{bmatrix}$	$\begin{bmatrix} 0.7777 & 0.0055 \\ -0.6286 & 0.9999 \end{bmatrix}$
Case10	$\begin{bmatrix} 0.01217 & 0.0000442 \\ -0.000485 & 0.005578 \end{bmatrix}$	$\begin{bmatrix} 0.9289 & 0.0079 \\ -0.3702 & 0.9999 \end{bmatrix}$
Case20	$\begin{bmatrix} 0.003649 & 0.000102 \\ -0.000479 & 0.005498 \end{bmatrix}$	$\begin{bmatrix} 0.9915 & 0.0185 \\ -0.1302 & 0.9998 \end{bmatrix}$

圖 9、圖 10 為在輸入不同激振頻率下，分別在不同質量塊位置所量測到之兩個輸出穩態訊號，並將其與激振訊號進行乘積調變而得到頻域圖，上方的為 A 質量塊位置的訊號而下方則為 B 質量塊位置，並且觀察其經過調變後訊號之傅立葉係數，包含直流項之位準及二倍頻項之位準，並透過相關公式計算出結構能量損耗，比較結構體損壞前後的差異性，如表 4，可以發現發生鬆脫損壞會造成結構能量耗損明顯的增加。

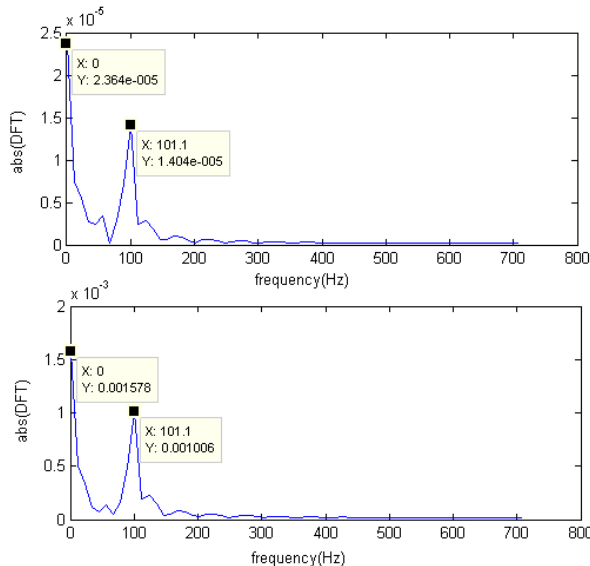


圖 9 輸入激振訊號 $\Omega_1 = 50.54 \text{ Hz}$ 調變後之頻域圖

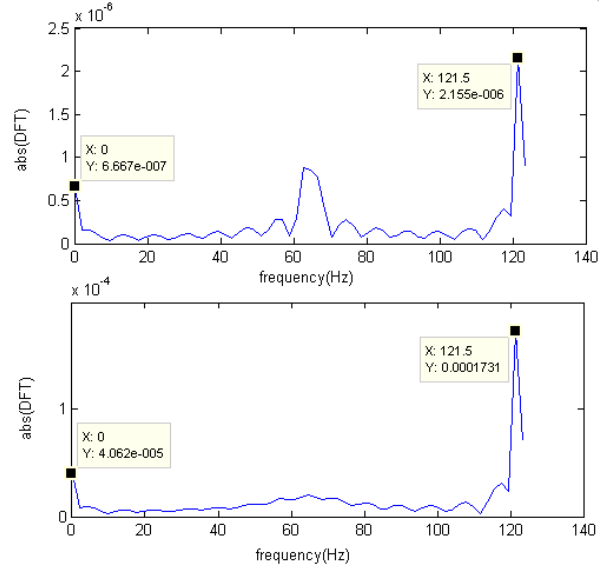


圖 10 輸入激振訊號 $\Omega_2 = 60.53 \text{ Hz}$ 調變之後頻域圖

表 4 結構各種鬆脫情形之傅立葉係數及能量損耗

		α_0	α_2	$\Delta E(\Omega)$
Case00				
Ω_1	A	2.364×10^{-5}	2.808×10^{-5}	1.52×10^{-5}
	B	1.578×10^{-3}	2.012×10^{-3}	1.558×10^{-6}
Ω_2	A	6.67×10^{-7}	4.31×10^{-6}	4.26×10^{-6}
	B	4.062×10^{-5}	3.462×10^{-4}	3.44×10^{-4}
Case10				
Ω_1	A	2.41×10^{-5}	3.18×10^{-5}	2.075×10^{-5}
	B	1.513×10^{-3}	1.93×10^{-3}	1.2×10^{-3}
Ω_2	A	3.106×10^{-7}	6.564×10^{-6}	6.557×10^{-6}
	B	5.873×10^{-5}	3.856×10^{-4}	3.8×10^{-4}
Case20				
Ω_1	A	1.8×10^{-4}	2.312×10^{-4}	1.451×10^{-4}
	B	1.476×10^{-3}	1.882×10^{-3}	1.17×10^{-3}
Ω_2	A	3.891×10^{-6}	4.02×10^{-5}	4.01×10^{-5}
	B	4.508×10^{-5}	3.248×10^{-4}	3.22×10^{-4}

3.3 實驗設備及配置

本研究所使用的橋梁結構體，包含了兩個質量塊，同時為結構體發生鬆脫損壞的關鍵處，也是我們必須測量的兩個主要位置，所以可以把這個結構體視為一個二自由度的系統，其中一邊質量塊位置產生鬆脫對另外一邊所產生的訊號影響也是我們所要探討的。參考圖 11 實驗流程，透過激振器輸入一連續諧波訊號至可滑動台車，使台車上方所放置的橋梁結構體接受到底部激振的訊號，同時也用加速規量測輸入的激振訊號，以及黏貼於兩個質量塊上所量測到的加速度訊號，傳遞至 B&K 頻譜分析儀，再傳到所連接的電腦得到實驗資料。

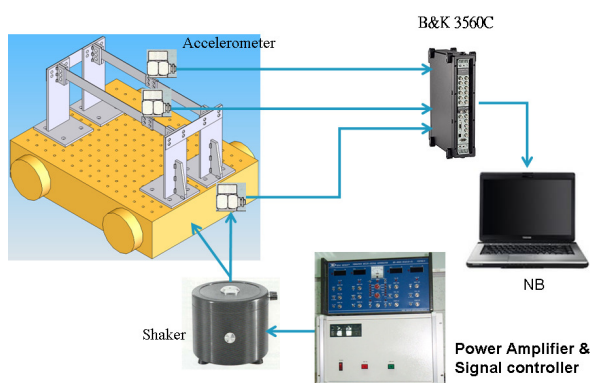


圖 11 實驗設備架構系統流程圖

3.4 實驗模型

參考圖 12，本研究使用橋樑結構體作為診斷的主要模型，在製作的過程中，也必須針對結構的特性來設計製作，除了方便實驗的參數調整，更為了貼近真實的橋樑情形，增加未來在應用方面的可行性，而在實驗的事前，橋樑結構體的各個螺栓處，也都曾用扭力扳手以固定大小的扭力去鎖緊結構體，避免每次實驗的螺栓扭力不同，而產生外界因素影響實驗訊號。在橋樑結構體的兩邊橫樑也製作了兩種尺寸分別為 24mm 及 40mm 兩種寬度，供之後實驗作為不同的對照組去比較。

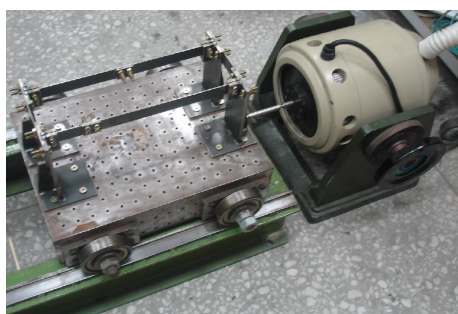


圖 12 橋樑結構體模型

3.5 實驗過程與結果

本實驗結果與模擬作一比較探討，實驗主要擷取分別黏貼單軸加速度規於結構體之兩個質量塊上之加速度訊號，再使用 B&K 3560C 內建的 FFT 功能來觀察雙自由度結構之訊號。

初步的實驗結果，如圖 13 所示，由於實驗誤差，橋樑結構體之自然頻率與電腦模擬掃頻所得有些許差異，主要是用來傳遞激振器與台車之間的傳遞軸承還需改良，以確保激振器所給予的輸入訊號能傳到橋樑結構體，而不被太多的外界雜訊所干擾。

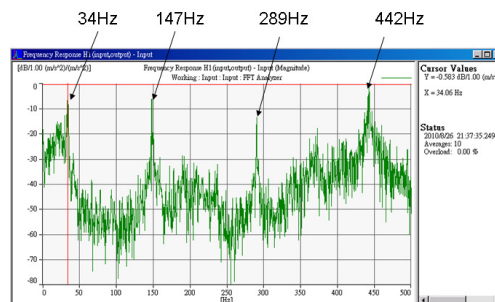


圖 13 橋樑結構體掃頻所得之自然頻率

4. 結論

本研究分別以動態模擬及實驗兩部分針對橋樑結構體做深入探討，在動態模擬的部分，可以看出結構體的自然頻率以及模態振形可以表現出損壞鬆脫的情形，可以作為結構診斷的依據，並且搭配上能量損耗當作新的判別特徵，更能達到完整的結構診斷，由於此系統能量消耗的計算是根據訊號相位差的觀念，可以隨時的擷取資料進行診斷，達到即時快速進行結構監測的目的。

實驗部分，會發現非線性的結構系統會造成系統之自然頻率偏移，且非線性影響越大，頻率偏移的範圍也就越多。所以在模擬上以一線性結構系統來進行模擬確實會與實驗有一定的落差，但藉由實驗所量測到自然頻率作為輸入激振訊號，修正實驗自然頻率偏移的情形，就可以參照模擬的結果進行比對。

5. 致謝

首先要感謝我的指導教授 黎文龍老師，對我的細心指導，在此謹致上最誠摯的感謝。以及在學期間的學長們敬鈞、強如、聿彥給予研究時的意見，同窗同學育賢、首豪、榮裕、奎鈞共同的學習及互相協助，還有學弟們政傑、志霖、均涵在研究期間的陪伴，最後要感謝的是家人的支持，讓我能專心的在論文研究上。

6. 參考文獻

- [1] Stubbs, N. and Osegueda, R., "Global damage detection in solids-experimental verification," *Modal Analysis: The international journal of analytical and experimental modal analysis*, Vol. 5, 1990, pp. 81-97.
- [2] Salane, H. J. and Baldwin, J. W., "Identification of modal properties of bridges", *journal of structural engineering*, ASCE, Vol. 116, 1990, pp. 2008-2021.
- [3] Gomes, A. J., Gomes, A. J. and Silva, J. M. M. E., "On the use of modal analysis for crack identification" in *Proceedings*, 8th International modal analysis conference,

- Florida, 1990, pp.1108-1115.
- [4] Ju, F. D. and Mimovich, M., "Modal frequency method in diagnosis of fracture damage in structures" in proceedings, 4th International modal analysis conference, Los Angeles, 1986, pp.1168-1174.
- [5] West, W. M., "Illustration of the use of modal assurance criterion to detect structural changes in an orbiter test specimen," in Proc. Air force conference, 1984, pp. 93-100.
- [6] Pandey, A. K., Biswas, M. and Samman, M. M., "Damage detection from changes in curvature mode shapes," Journal of sound and vibration, Vol. 145, 1991, pp.321-332.
- [7] Patil, D. P. and Maiti, S. K., "Detection of multiple cracks using frequency measurements", Engineering Fracture Mechanics Vol. 70, 2003, pp.1553-1572.
- [8] Patil, D. P. and Maiti, S. K., "Experimental verification of a method of detection of multiple cracks in beams based on frequency measurements", Journal of Sound and Vibration, Vol. 281, 2005, pp. 439-451.
- [9] Aktan, A. E., "Modal testing for structural identification and condition assessment of constructed of constructed facilities," in Proc. Of 12th international modal analysis conference, 1994, pp. 462-468.
- [10] Wenlung Li and ChingChun Su, "A new system identification method for two-degree-of-freedom base-excited systems," National Taipei University of Technology, 2010
- [11] W. Li and S. Tseng, "The linearization method based on the equivalence of dissipated energies for nonlinearly damped structural systems," Journal of Sound and Vibration, 2006

A study on diagnosing looseness of bridge structure using vibration signals

Wenlung Li, Hau Chiu

**National Taipei University of Technology
Graduate Institute of Manufacturing
Technology**

ABSTRACT

The variety of damage detection methods, modal-based techniques have been the most widely investigated due to their global nature and simplicity. Modal-based methods exploit the observable variation in modal parameters before and after the presence of defects in the structure. The present papers is a method for measuring the damping ratio of a structural system that is under base excitations. The method is accomplished by processing the response signal with respect to that of the input. In other words, one is to measure the responses of the system, which is excited by an input sinusoidal signal. Once the response signal is obtained, it can be modulated by two different reference signals. The required dissipative energy, damping ratio, or even system damping can be thus extracted from the modulated signal by the given equation through its Fourier coefficients. In addition, the current method does not require the system damping to be small and valid for a wide range of damping ratios. and valid for a wide range of damping ratios.

Keywords: Bridges · Structural dissipative energy · Structural diagnosis