

非定常スペクトル解析による RC 橋脚の地震時損傷評価の試み

広建コンサルタンツ(株) 正会員 ○松井 稔昌
梶谷エンジニア中国支店 正会員 藤原 豪紀

広島工業大学 正会員 中山 隆弘

1.はじめに 本研究では、Priestley の evolutionary spectrum 理論¹⁾に複素変調法を適用した非定常スペクトル解析法²⁾および非定常スペクトル応答解析法³⁾を適用して、振動台による振動実験より得られた結果に基づいて、地震動によって損傷を受けた RC 橋脚模型の損傷度を評価する方法を確立するための基礎的資料を得ることを目的とした。なお、実験については本発表会で山野内が発表した通りである。

2.地震動に対する一質点系の非定常スペクトル解析の概要 非定常不規則過程で与えられる入力 $x(t)$ および出力 $y(t)$ が、次式によって表されるものとする。

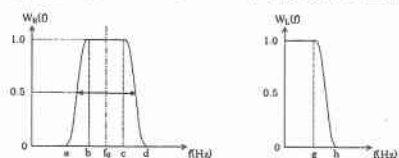
$$x(t) = \int_{-\infty}^{\infty} A(t, \omega) e^{i\omega t} dX(\omega) \quad (1) \quad y(t) = \int_{-\infty}^{\infty} G(t, \omega) e^{i\omega t} dY(\omega) \quad (2)$$

ここに、 $A(t, \omega)$ 、 $G(t, \omega)$ は変調関数 (modulating function) であり、 $X(\omega)$ 、 $Y(\omega)$ は直交過程である。

この時、 $y(t)$ の非定常スペクトル $f_y(t, \omega)$ は、 $x(t)$ の非定常スペクトル $f_x(t, \omega)$ と、システムの周波数応答関数 $H(\omega)$ を用いて、次式によって算定できる³⁾。

$$f_y(t, \omega) = f_x(t, \omega) \frac{|H(\omega)|^2 |G(t, \omega)|^2}{|A(t, \omega)|^2} \quad (3)$$

ここで、 $f_x(t, \omega)$ は入力加速度の非定常スペクトル、 $f_y(t, \omega)$ は応答加速度の非定常スペクトルである。また、非定常スペクトル解析で用いたバンドパスフィルターとローパスフィルターは図-1 に示す



(a) BP フィルター (b) LP フィルター

図-1 Ormsby フィルター

Ormsby のフィルターである。周波数帯域幅 $\Delta f = 0.05 \text{ Hz}$ とし、フィルター数は 189 個とした。

さて、実際の地震動は明らかな非定常不規則過程であり、さらに、RC 橋脚の動的挙動も損傷が進行するにつれて、線形挙動から非線形挙動へと変化する。そこで、本研究では、式 (3) を用いて RC 橋脚の損傷度を評価する方法を確立するための基礎的資料を得るために、次のような試みを行った。

まず、式 (3) を次式のように変形する。

$$\frac{f_y(t, \omega)}{f_x(t, \omega)} = \frac{|H(\omega)|^2 |G(t, \omega)|^2}{|A(t, \omega)|^2} = \alpha(t, \omega) \quad (4)$$

ここで、左辺はある時刻における応答加速度と入力加速度の非定常スペクトルの比となり、定常問題の場合には時刻に無関係な周波数応答関数になる。ただ、式 (4) より明かなように、非定常問題では両者の比は単に振動系の動的特性に依存するのみではなく、入力地震動の変調関数 $A(t, \omega)$ にも関係する。

仮に、式 (4) の右辺に含まれる $|A(t, \omega)|^2$ を両辺に掛けると、

$$\frac{f_y(t, \omega)}{f_x(t, \omega)} |A(t, \omega)|^2 = |H(\omega)|^2 |G(t, \omega)|^2 = \beta(t, \omega) \quad (5)$$

となり、この式も何らかの情報を与える可能性がある。

しかし、式 (5) の場合も右辺に、応答に対する変調関数である $G(t, \omega)$ の中に、陰に入力地震動の変調関数が含まれており、振動系の動的特性のみを反映した式にはなっていない。

したがって、今回は3つの検討方法、すなわち、①「応答の非定常スペクトルのみからの検討」、②「 $\alpha(t, \omega)$ に基づく検討」、③「 $\beta(t, \omega)$ に基づく検討」によって、実験結果からの検討を行った。

3.解析結果

3.1 応答の非定常スペクトルからの検討

図-2 に TYPE II-1、図-3 に TYPE II-2 の実験で得られた、いずれも頂部に最大加速度が生じた時刻におけ

る入力および応答の非定常スペクトルを示す。図-2より、入力地震動の非定常スペクトルが1~3Hz付近で卓越しているのに対し、応答加速度については、供試体の固有振動数付近である4~5Hz辺りのスペクトルが卓越していることが分かる。

これに対し、TYPE II-2の応答の非定常スペクトルを示す図-3では、明らかに4Hz前後の山が小さくなり、2Hz付近に卓越した山が見られる。これはクラックの発生によって柱が損傷し、固有振動数が小さくなったことによるものと判断できる。このように、応答の非定常スペクトルの比較のみでも、クラックによる損傷がどの時刻で発生したかをある程度推測できる可能性はあるが、当然、応答には入力の周波数特性も関係するため、正確に損傷の発生状況と応答の非定常スペクトルとを関係づけるためには、その問題を解決しなければならない。

3.2 $\alpha(t, \omega)$ に基づく検討 図-4に、時刻7.0secにおけるTYPE II-1の実験に対する $\alpha(t, \omega)$ を示す。この図からも供試体の固有振動数である4.5Hz付近に卓越したスペクトルが見られる。

一方、図-5は、TYPE II-2の地震波を入力したときの、時刻7.8secにおける $\alpha(t, \omega)$ を示したものである。

この図からも、2.5Hz付近で卓越した非定常スペクトルが得られていることが分かる。このことから、供試体の固有振動数が4.5Hzから約2.5Hzに変化したことが伺える。

以上のように、式(4)に基づいて検討を行ってみても、3.1と同様、クラックによる損傷で固有振動数がシフトする現象が現れることが分かった。

3.3 $\beta(t, \omega)$ に基づく検討 図-6はTYPE II-1、図-7はTYPE II-2の地震波に対する変調関数 $|A(t, \omega)|^2$ と $\beta(t, \omega)$ を併せて示したものである。まず、図-6より、時刻7.0secにおける $\beta(t, \omega)$ は約5.3Hzの辺りにピーク値があることが分かる。しかし、供試体の固有振動数は4.5Hzであるので、このピークは、供試体の動的特性によるというよりも、左の図から、変調関数の影響のためではないかと思われる。しかし、現時点では明確な説明ができるまでには至っていない。

同様に、図-7より、時刻7.6secにおける $\beta(t, \omega)$ は変調関数 $|A(t, \omega)|^2$ には見られない周波数、すなわち2.5Hz付近にピーク値がある。この時刻は供試体に損傷が発生した後の時刻であり、おそらく、2.5Hz付近のピークは損傷に依るものではないかと思われるが、この点も推測に止まっている。

4.まとめ どの方法を用いてもクラックによる損傷による固有振動数のシフトをある程度評価することができたと思われるが、損傷度の定量的評価までには至らなかった。現在新たな展開を考えているところである。

《参考文献》 1) Priestley, M.B.: Evolutionary spectra and non-stationary processes, Journal of Royal Statistical Society, Vol.27, pp.204~237, 1965. 2) 小松定夫・藤原豪紀・中山隆弘: コンプレックス・ディモデュレーション法による地震動の非定常スペクトル解析, 土木学会論文集, 第368号, pp.311~318, 1986.4. 3) 中山隆弘・小松定夫・角田直行: 構造振動系の非定常スペクトル応答解析法について, 土木学会論文集, 第374号/I-6, pp.541~548, 1986.10.

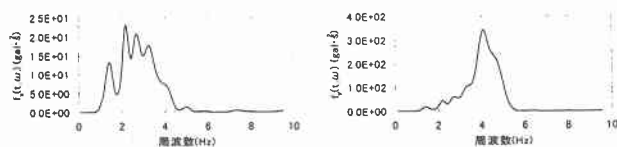


図-2 TYPE II-1の解析結果 (7.09sec)

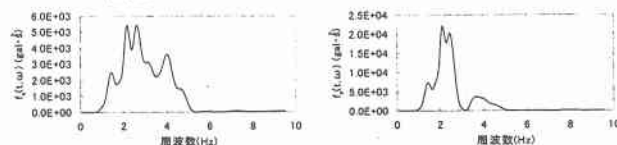


図-3 TYPE II-2の解析結果 (7.33sec)

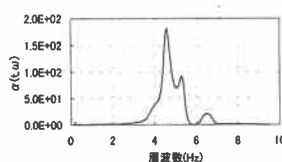


図-4 TYPE II-1の解析結果 (7.0sec)

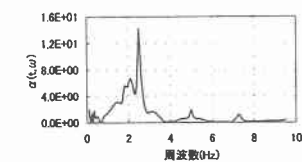


図-5 TYPE II-2の解析結果 (7.8sec)

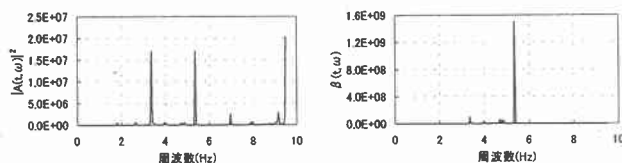


図-6 TYPE II-1の解析結果 (7.0sec)

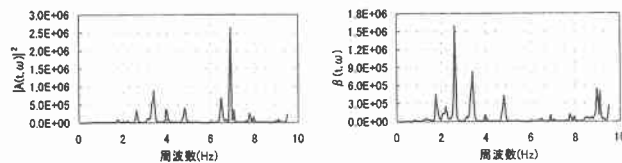


図-7 TYPE II-2の解析結果 (7.6sec)