

(37) 近接する固有周期を持つ構造系の応答スペクトル解析に関する検討

(株)オリエンタルコンサルタント 正員 ○ 田 中 努
同 上 正員 橘 義規

1. はじめに

東京湾等の湾岸道路網の整備に伴い、軟弱地盤上の高橋脚橋梁やループ形状を持つランプ橋が建設される。このような形式の橋梁の耐震設計では、道路橋示方書（日本道路協会）に規定される震度法や修正震度法を用いた静的計算による設計の他に、地震応答解析を行うのが普通である。従来、地震応答解析の結果は、参考値として位置づけられ設計に直接反映されることが少なかったが、解析技術と材料特性データの精度等の進歩により、設計における重要性が増してきている。設計上、地震応答解析で求めるものは、変位と断面力の最大値の分布のみである場合が多い。このような場合には、演算時間に伴う計算費用が廉価なこともあって、時刻歴の計算よりも応答スペクトル法による計算の方が合理的であると考えられる。また最近では、設計用の入力地震動として応答スペクトルを規定する場合があるが、このとき強震記録を調整した波形や人工地震波を作成して時刻歴の応答計算を行う方法を用いると、位相スペクトルの違いによって入力波形および応答値に差が生じ、設計上の取扱い方には問題が残ってしまう。

応答スペクトルを用いた解析では、一般に、2乗和平方根法（RMS法）が用いられているが、この方法は、対象とする構造系の固有値が近接する場合に、次のような欠点が見られる。

- (1) 地盤～構造物系の動的相互作用を表わすモデルとして、図-3のような力学モデルを用いる場合が多い。地盤と杭の質量や地盤と構造物を結ぶばねの定め方によってモデルの内容は変化するが、地盤部分の固有周期を変えずに質量を大きくすると、ペンジュンモデルに近いものとなる。このようなモデル化した場合、地盤と構造物の固有周期が近接するとモードの分離が悪くなり、過大な応答値を算定してしまう。（文献①）
- (2) 構造的に対称でなかったり、対象であっても幾何学的中心と重心に若干の差異がある3次元構造の解析を行うと、大きな誤差が生ずる。荷重の作用方向によっては、断面力を過小評価する場合がある。（文献②）

このような現象は、RMS法では各次のモード間の相関性を無視しているために生ずるものであると考えられている。（文献①）本論文は、各次のモード間の相関を考慮して加算する応答スペクトル解析のうち、Wilsonらの提案するCQC法を用いて、上記2つの現象がどう改良されるかを調べ、その実用性を検討したものである。

2. CQC法の概要（文献②）

CQCとは、complete quadratic combinationの略である。CQC法は、各次の最大応答量 $X_{\max}(i)$ から、各次のモード間の相関性を考慮して加算し、全応答量の最大値 $X_{\max}$ を次式のように求めるものである。

$$X_{\max} = \left\{ \sum_{i=1}^{\infty} \sum_{j=1}^{\infty} X_{\max}(i) \cdot \rho_{ij} \cdot X_{\max}(j) \right\}^{\frac{1}{2}}$$

上式の ρ_{ij} はモード間の相関係数で、入力地震動の継続時間が、構造系の固有周期に比べて十分に長く、また、入力地震動の周期特性が比較的広帯域に分布する場合には、近似的に簡易な式で表わされる。特にモード減衰がすべて等しいと取りときは、次のように非常に簡単な式となる。

$$P_{ij} = \frac{8\gamma^2 (1+r)r^{\frac{3}{2}}}{(1-r^2)^2 + 4\gamma^2 r(1+r)^2}$$

ここで、 γ はモード減衰比、 r は n 次と $(n+1)$ 次の固有振動数比である。

3. 検討の方法および結果

本検討は、図-3に示す地盤～構造物連成系のモデル1と、図-6に示す立体の曲線橋のモデル2を用いて、RMS法とCQC法による計算を行い、時刻歴の計算値を正解値として比較を行ったものである。入力地震動は、図-2に示す加速度応答スペクトル（図は減衰10%の場合）と、それに適合する図-1の人工地震波である。この応答スペクトルは、建設省土木研究所が提案する“L-1レベル”の入力地震動にほぼ一致するものである。

図-3に示す地盤～構造物連成系のモデル1では、構造物の剛性を変化させて地盤の固有周期の前後に構造物の固有周期が存在する場合を調べた。10ケースの計算をした結果の固有値を表-1に示す。地盤の固有周期は、1.006秒である。ケース4の場合のモード図を参考に図-4に示した。橋脚天端の最大変位について時刻歴応答解析結果（ D_{th} ）に対する両応答スペクトル解析結果（ D_{rs} ）の比を図-5に示す。モード減衰はすべて等しいものとし、減衰定数10%を用いた。同図によれば、RMS法では地盤と構造物の固有周期の比が0.9～1.1程度にある場合には2～30倍の過大な応答値を示すが、CQC法では常に時刻歴の計算結果に近い値が得られ、かつ、モードが分離している範囲でもRMS法による値よりも正解に近い応答値を得ることがわかる。

図-6に示す1/4円の立体連続高架橋のモデル2では、橋脚の高さを変えた3ケースについて、各橋脚天端の変位を直交する2方向について調べた。3ケースの固有値を表-2に示す。どのケースも1次と2次の固有周期は近い。橋脚高30mの場合のモード図を参考に図-7に示した。X方向の振動を与えた場合の各橋脚の天端水平変位を図-8に示す。減衰定数は3%とし、全モード同じとした。同図では、RMS法を用いた場合に、節点6.1のY方向変位に特に大きな誤差が生じていることがわかる。しかし、CQC法による変位は、どの場合も時刻歴応答解析結果（ D_{th} ）にほぼ等しく、安定している。

以上の応答変位についての比較検討の結果、RMS法には冒頭で述べたような欠点があること、CQC法はどの場合も時刻歴応答解析の値に近く、最大で20%程度の誤差内に常にあり、安定していることがわかった。したがって、演算時間が短かいこと、誤差が小さく安定していることより、CQC法による応答スペクトル解析が、設計検討に用いる地震応答解析法として有効であり十分な実用性を有していると考えられる。

4. おわりに

本稿は応答変位のみについて述べたが、現在応答加速度や設計上重要な断面力について検討を進めている。なお、東京都立大学工学部の青木繁先生には、Load combinationに関する貴重な資料や御助言をいただきました。末筆ながらここに感謝の意を表します。

5. 参考文献

- ① 荒川直士・川島一彦：動的相互作用解析における応答スペクトル法の適用性の検討，土木技術資料23-6（1981）
- ② 鈴木浩平：耐震設計における荷重合成問題の研究，総合都市研究 第20号（1983）
- ③ E.L.Wilson・Kiureghian A.D.：A Probabilistic Modal Combination for Earthquake Loadings, Proceedings, 7WCEE, Istanbul, September, 1980

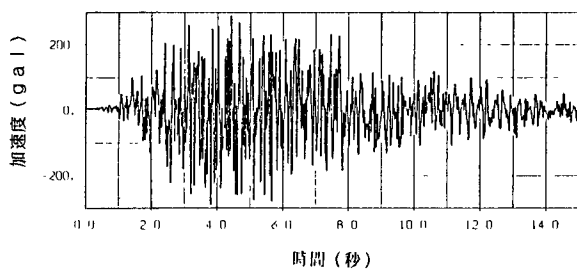


図-1 入力波形

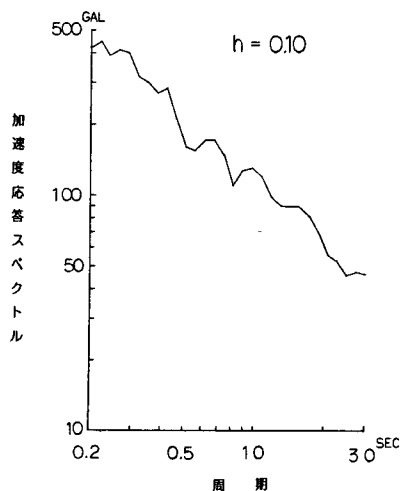


図-2 加速度応答スペクトル

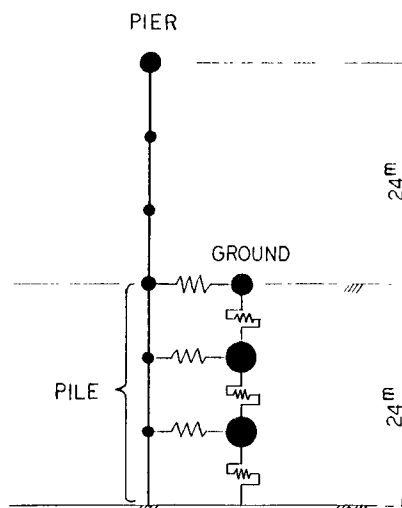


図-3 モデル1

表-1 固有値 (モデル1)

ケース	1 次		2 次	
	固有周期 (秒)	刺激係数	固有周期 (秒)	刺激係数
1	1.006	-1740.	0.765	-18.9
2	1.006	1740.	0.899	-48.1
3	1.006	1740.	0.948	-93.6
4	1.008	1390.	1.002	-1050.
5	1.047	145.	1.006	1730.
6	1.081	-81.5	1.006	-1740.
7	1.137	49.4	1.006	-1740.
8	1.205	-34.7	1.006	1740.
9	1.298	-25.7	1.006	1470.
10	1.567	-16.7	1.006	-1470.

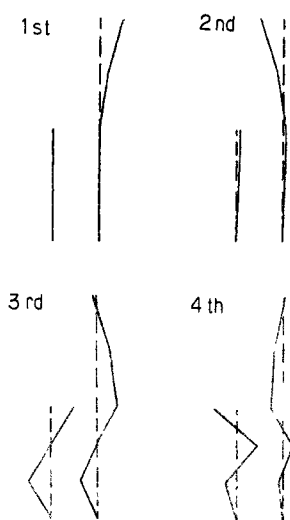


図-4 モード図の例 (モデル1, ケース4)

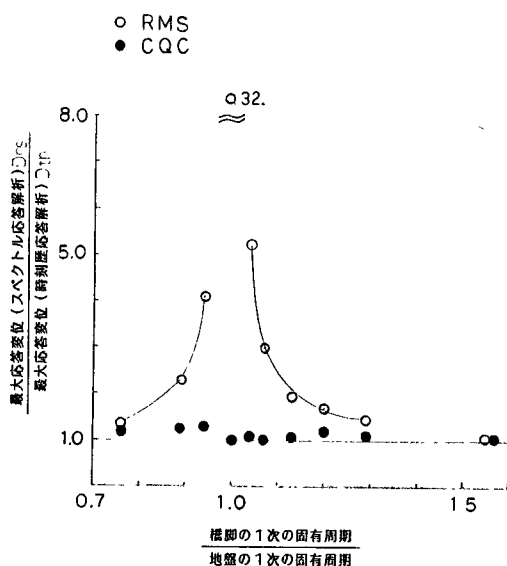


図-5 橋脚天端変位の比較 (モデル1)

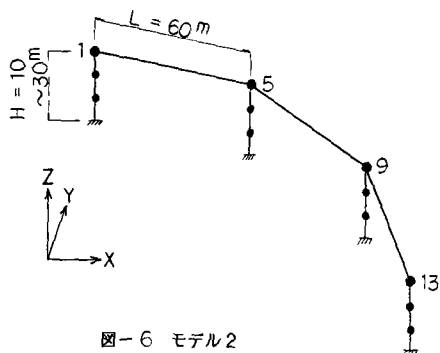


図-6 モデル2

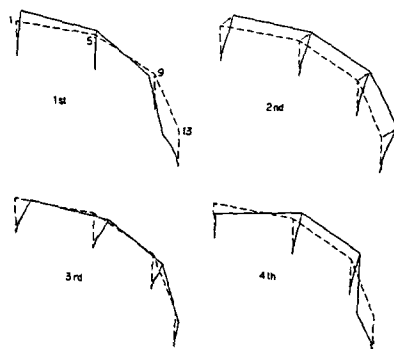


図-7 モード図の例 (モデル2, H=30m)

表-2 固有値 (モデル2)

H = 30m

	固有周期 (秒)	刺激係数	
		X方向	Y方向
1次	1.391	-4.59	4.59
2次	1.368	10.8	10.8
3次	0.954	9.89	-9.89
4次	0.760	1.18	1.18
5次	0.323	0.005	-0.005
6次	0.114	0.019	0.019

H = 15m

	固有周期 (秒)	刺激係数	
		X方向	Y方向
1次	0.526	4.34	-4.34
2次	0.517	10.1	10.1
3次	0.407	3.55	3.55
4次	0.364	9.76	-9.76
5次	0.262	-0.026	0.026
6次	0.109	0.171	0.171

H = 10m

	固有周期 (秒)	刺激係数	
		X方向	Y方向
1次	0.293	4.28	-4.28
2次	0.291	9.51	9.51
3次	0.247	4.68	4.68
4次	0.210	9.71	-9.71
5次	0.198	0.247	-0.247
6次	0.102	0.435	0.435

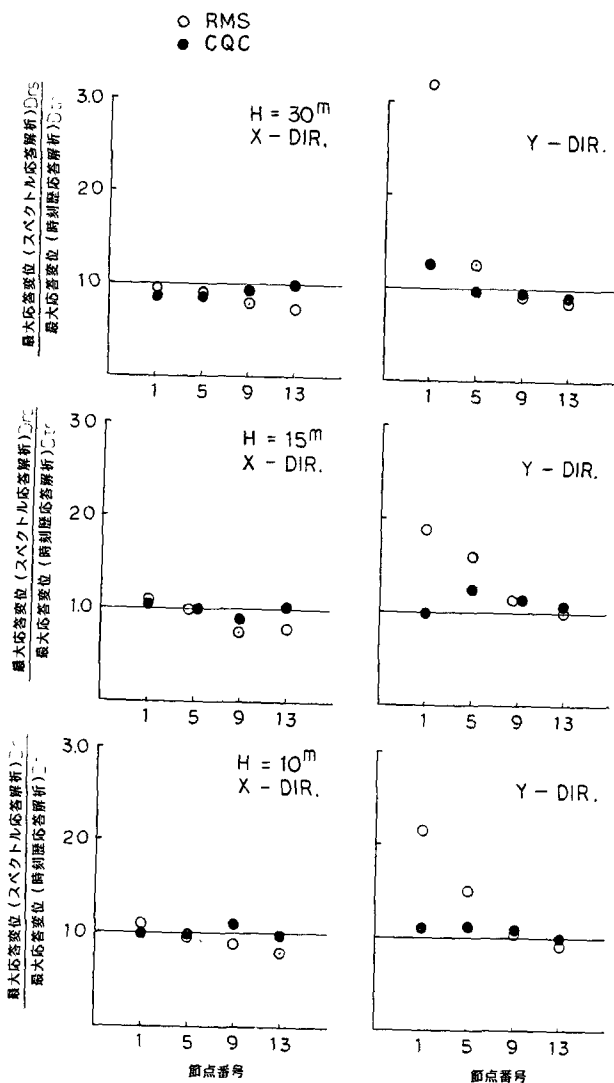


図-8 橋脚先端変位の比較 (モデル2)