

鋼バランスドアーチ橋梁の動的耐震設計

宋 波 陳欣然

山東建築科学研究院 （中国山東済南市）

1. まえがき

平成 14 年の新示方書では、地震時の挙動が複雑な橋に対しては動的照査法によって耐震性能を照査するものとした。本文示した鋼バランスドアーチ橋梁に関しては、塑性ヒンジがどこに生じるかはっきりしない構造物であり、動的照査法による照査対象となるため、3 次元で動的解析を行い、上下部の耐震照査を行った。

2. 橋梁の概要

本橋の一般図を図-1 に示す。アーチ面は 1:5 の勾配で内側に傾け、上横構の無い構造とした。下部工は、柱式橋脚とラーメン橋台である。

上部構造：鋼部材，SM490Y、SM400

橋脚：RC 部材， $\sigma_{ck}=24\text{N/mm}^2$ ，SD345

この橋梁は、アーチ面が傾斜しているだけでなく側径間の端部に平面曲線が入っているため、3 次元

で動的解析を行った。

また、上部構造の耐震照査が行われる際には、下部工は弾性体として、下部構造の耐震照査が行われる際には、上部工は弾性体として、橋軸方向および橋軸直角方向とも、動的解析を行い、レベル 2 地震動に対する照査を行った。

解析モデルは、図-2 に示すように、橋全体を 3 次元でモデル化した。

橋脚の下端は、橋軸方向および橋軸直角方向の 2 つの連成バネで地盤に連結し、Z（上下方向）回りの回転は拘束した。A1 橋台および P3 橋脚側の拘束条件については、橋軸方向はゴム支承で、橋軸直角方向は固定である。

3. 上部構造に注目する場合の動的解析

本橋は、アーチリブの両側の側径間はアーチ中心に対する非対称の構造であるため、塑性化する部材の発生位置を予想することが困難であるため、非線形形枠に入る部材を見極め、必要な部材のみを非線形

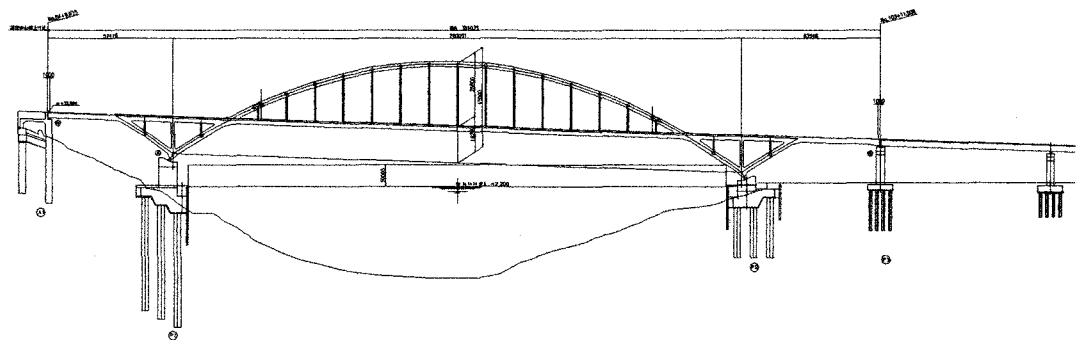


図-1 橋梁の一般図

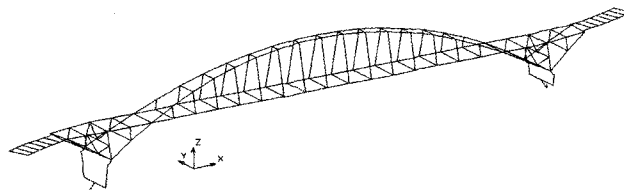


図-2 解析のモデル図

要素としてモデル化することを目的として、上部構造を弾性体と仮定した動的解析を行った。そして、上部構造を弾性体と仮定した橋軸方向の動的解析結果を踏まえて、塑性化する可能ある部材を判定し、必要な部材のみを非線形要素としてモデル化し、上部構造の非線形性を考慮した動的解析を行った。

上部構造の塑性化以外の部分は、線形梁要素を採用した。塑性化する部材は、非対称バイリニア弾塑性 $M-\phi$ 関係を採用した。なお、鋼製断面の終局ひずみは、国土交通省土木研究所研究報告（正負交番繰り返し載荷実験結果に基づく矩形断面鋼製橋脚の $M-\phi$ 関係に関する検討）の鋼製断面の幅厚比パラメータ R_f と $\varepsilon_u/\varepsilon_y$ との関係から求めた。

動的解析を行うにあたり、橋脚の非線形性を直接非線形履歴モデルに取り込んだ時刻歴応答解析を採用した。積分法は Newmark - β 法 ($\beta=3.0$) とし、

非線形解析であることから収束性を考慮して積分時間間隔を細かくとることとし、0.002 秒とした。自重によって生じる断面力は考慮に入れた。

照査の対象とする上部構造の断面力および変位は、曲げモーメント、せん断力およびゴム支承の変位とした。橋脚の RC 部材は非線形梁要素の動的解析の履歴特性モデルを用いることとした。橋脚部の要素分割は、最も塑性化しやすい部分を細かくした。また、安定解が得られるように、分割の長さを急変させないように注意した。

各構造要素の減衰を適正に評価できるひずみエネルギー比例減衰を用いて解析を行った。

各構造要素の内部減衰定数 h は、道路橋示方書 V に基づいて、以下のように設定した。また、下部構造の非線形梁要素は、履歴減衰が別途加わるので、内部減衰定数は小さめの値を用いた。

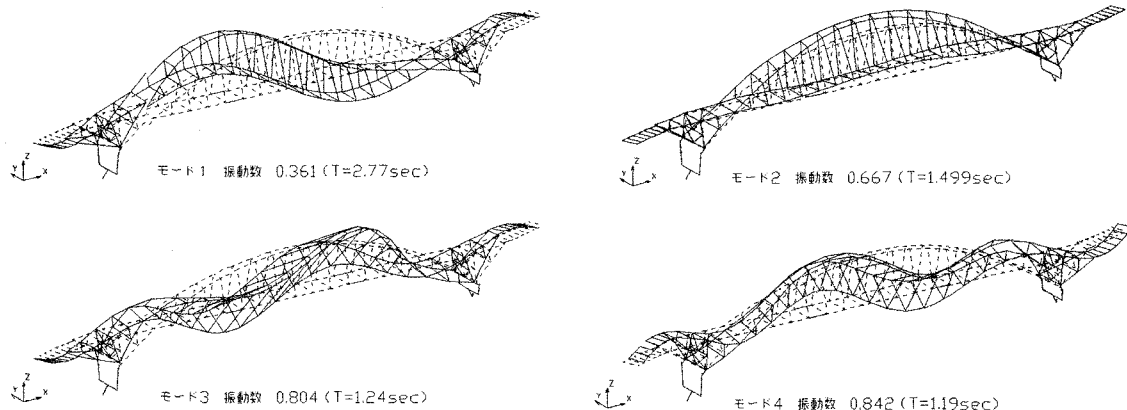


図-3 振動モード図

上部構造非線形梁要素： $h=0.01$

上部構造線形梁要素： $h=0.025$

下部構造非線形要素： $h=0.02$

基礎構造線形要素： $h=0.30$

入力地震動としては、道路橋示方書 V 編に近い特性を有するよう、既往の強震記録を振動数領域で振幅調整された加速度波形を用いた。

・固有値の解析

全振動モード数は 626 である。図-3 は 1 次から 4 次までの振動モード図を示す。表-1 に固有値解析の結果を示す。

橋軸方向への加振に対して、有効質量比が 5% 以上の振動モードについて、固有周期 T 、有効質量比 E_{MR} および減衰定数 h を図に示した。モード 1 は、橋軸方向における上部構造主体となる振動モードである。モード 2 は、橋軸直角方向における上部構造主体となる振動モードである。モード 3 と 4 は、橋軸方向および橋軸直角方向における上部構造主体となる振動モードである。有効質量比の最も大きい振

動モードは、24 次モードで、上部構造と基礎と橋脚が同じ方向に変位し、上部構造はさらに上下振動する振動モードである。有効質量比が大きく、周期が応答スペクトルの大きい範囲にあるが、減衰定数が大きい。次ぎに有効質量比の大きな振動モードは、19 次および 1 次である。

1 次の振動モードは、下部構造（橋脚と基礎）がほとんど動かず、上部構造が上下振動するモードである。周期が応答スペクトルの大きい範囲にあり、減衰定数は小さい。しかし、下部構造はほとんど動かない振動モードであるので、その断面力にはあまり影響を及ぼさない。

・耐震性能照査

上部工は地震応答値の大きい補剛桁の中央径間の 1/4 点付近および側径間アーチと補剛桁の接点付近の部材に対して非線形性を考慮し、他の部材は弾性部材とした。耐震性能照査について、非線形性を考慮した部材は断面の最大応答曲率が許容値以下であること、弾性部材についてはその部材が降伏していないことを確認した。

表-1 固有値解析結果

固有モード	振動数	周期	刺激係数			有効質量比		モード減衰
			X	Y	Z	X	Y	
1	0.361	2.767	-41.94	0.00	1.46	0.058	0.000	0.027
2	0.667	1.500	2.14	-55.21	-0.03	0.000	0.101	0.047
3	0.804	1.243	-33.02	12.71	2.31	0.036	0.005	0.030
4	0.842	1.187	-32.47	-33.30	1.74	0.035	0.037	0.037
5	0.986	1.014	1.84	0.21	18.40	0.000	0.000	0.030
6	0.994	1.006	0.11	-0.40	0.05	0.000	0.000	0.037
7	1.389	0.720	6.17	-0.66	46.72	0.001	0.000	0.058
8	1.502	0.666	-0.40	5.80	0.58	0.000	0.001	0.030
9	1.741	0.574	-1.33	-6.60	-13.14	0.000	0.001	0.043
10	1.762	0.568	-0.13	-12.21	4.49	0.000	0.005	0.038
11	1.873	0.534	0.36	0.26	-34.99	0.000	0.000	0.041
12	1.994	0.501	25.71	7.54	7.80	0.022	0.002	0.034
13	2.126	0.470	5.28	-3.35	6.43	0.001	0.000	0.055
14	2.325	0.430	-8.33	-2.22	0.88	0.002	0.000	0.032
15	2.340	0.427	-52.39	-0.37	2.42	0.091	0.000	0.059
16	2.613	0.383	-3.37	-28.45	-3.40	0.000	0.027	0.037
17	2.780	0.360	-22.57	1.28	39.91	0.017	0.000	0.039
18	2.943	0.340	3.90	74.86	-3.21	0.001	0.185	0.097
19	3.146	0.318	41.22	6.46	-17.86	0.056	0.001	0.055
20	3.240	0.309	4.13	8.12	3.31	0.001	0.002	0.031
21	3.303	0.303	-15.48	-6.24	19.58	0.008	0.001	0.047
22	3.421	0.292	-8.31	23.64	-4.67	0.002	0.018	0.031
23	3.497	0.286	-25.43	3.80	1.66	0.021	0.001	0.054
24	3.519	0.284	-98.17	10.85	10.03	0.318	0.004	0.148
25	3.735	0.268	8.34	-48.32	5.15	0.002	0.077	0.150
26	3.972	0.252	-13.18	-34.95	-57.51	0.006	0.040	0.182
27	4.034	0.248	-34.38	-20.33	-25.39	0.039	0.014	0.102
28	4.137	0.242	-8.44	64.90	-27.18	0.002	0.139	0.115
29	4.234	0.236	3.83	54.94	-16.82	0.001	0.100	0.075
30	4.412	0.227	-4.51	18.78	-25.32	0.001	0.012	0.067
31	4.460	0.224	51.40	9.75	86.00	0.087	0.003	0.207
32	4.702	0.213	-33.28	7.48	26.16	0.037	0.002	0.081
33	4.755	0.210	36.74	-18.48	-44.65	0.045	0.011	0.128
34	4.915	0.204	-2.60	49.93	-3.16	0.000	0.082	0.164

橋軸方向の地震入力における最大断面力を図-7示す。すべての図から安定した解が得られていることがわかる。

・補剛桁の照査

タイプⅡの入力地震波に対する左側補剛桁部材の最大曲げモーメントの平均値と降伏モーメントの比較を図-4に示す。側径間の起点側の部材（要素番号4～6）および補剛桁部材（要素番号18～20および26～28）は降伏モーメントを越えることがわかる。降伏を越えるの非線形部材において、各タイプの地震ごとに、3つの入力地震波に対する最大応答曲率を求め、その平均値（3波平均）を照査曲率とした。曲げに対する照査は、要素の最大応答曲率が許容曲率 ϕ_a 以下になること確認することによって確認した（表-2）。

・アーチリブの照査

タイプⅡの入力地震波に対する左側アーチリブ部材の最大曲げモーメントの平均値と降伏モーメントの比較を図-5に示す。アーチリブ部材の最大曲げモーメントは降伏モーメント以下であることがわかる。曲げモーメントのほか、せん断耐力の照査も行った。

4. 下部構造に注目する場合の動的解析

柱基部曲げ、せん断および残留変位の照査を表-3に示す。ゴム支承のせん断変位の照査を表-4に示す。曲げモーメントの分布図を図-6に示す。橋脚基部

曲げモーメントの履歴曲線を図-7示す。

表-2 補剛桁の曲げモーメントの照査

照査位置	入力地震動	正曲げモーメントの照査			
		要素の最大曲率(+) $\phi_{imax}(\text{rad})$	平均最大曲率(+) $\phi_{max}(\text{rad})$	許容曲率(+) $\phi_a(\text{rad})$	判定
主桁GL	タイプⅠ	1 0.00388	0.00228	0.02545	$\phi_{max} < \phi_a$
		2 0.00243			
		3 0.00053			
	タイプⅡ	1 0.00198	0.00273	0.02545	$\phi_{max} < \phi_a$
		2 0.00210			
		3 0.00411			
主桁GL	タイプⅠ	1 0.00388	0.00223	0.02545	$\phi_{max} < \phi_a$
		2 0.00224			
		3 0.00058			
	タイプⅡ	1 0.00057	0.00047	0.02545	$\phi_{max} < \phi_a$
		2 0.00062			
		3 0.00022			

表-3 柱基部曲げ、せん断および残留変位の照査

(a) 曲げモーメント(曲率)

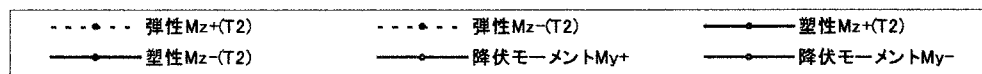
入力地震動		最大曲率 (1/m)	平均最大曲率 $\phi_{max}(1/m)$	許容曲率 $\phi_a(1/m)$	判定
タイプⅠ	1	0.000118	0.00012	0.00263	$\phi_{max} < \phi_a$
	2	0.000069			
	3	0.000168			
タイプⅡ	1	0.000261	0.00105	0.00913	$\phi_{max} < \phi_a$
	2	0.002540			
	3	0.000358			

(b) せん断力及び残留変位

				タイプⅠ	タイプⅡ
せん断要素の	平均最大せん断力	S_{max}	kN	19160	25870
	最大せん断耐力	P_s	kN	49570	51530
	判定			$S_{max} < P_s$	$S_{max} < P_s$
脚頭部の残留変	残留変位	δ_R	m	0.003	0.013
	許容残留変位	δ_{Ra}	m	0.149	0.149
	判定			$\delta_{max} < \delta_a$	$\delta_{max} < \delta_a$

表-4 ゴム支承のせん断変位の照査

支承位置		最大変位 $\delta_{gmax}(m)$	許容変位 $\delta_{ga}(m)$	判定
A1橋台側	タイプⅠ	0.0879(左), 0.0724(右) (起点から見る場合)	0.578	$\delta_{gmax} < \delta_{ga}$
	タイプⅡ	0.0967(左), 0.0790(右) (起点から見る場合)		$\delta_{gmax} < \delta_{ga}$
P3橋脚側	タイプⅠ	0.0787(左), 0.0778(右) (起点から見る場合)	0.578	$\delta_{gmax} < \delta_{ga}$
	タイプⅡ	0.0837(左), 0.0867(右) (起点から見る場合)		$\delta_{gmax} < \delta_{ga}$



曲げモーメントの照査(左側主桁/1-46element)

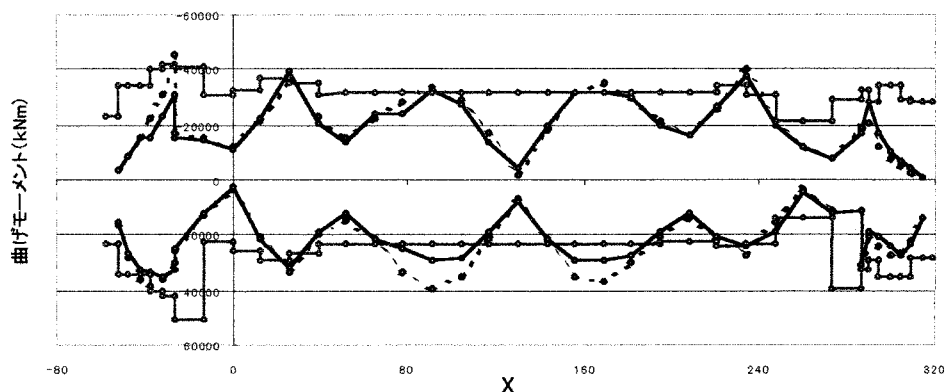


図-4 右側アーチリブの曲げモーメントの照査

曲げモーメントの照査(右側アーチリブ/261-284element)

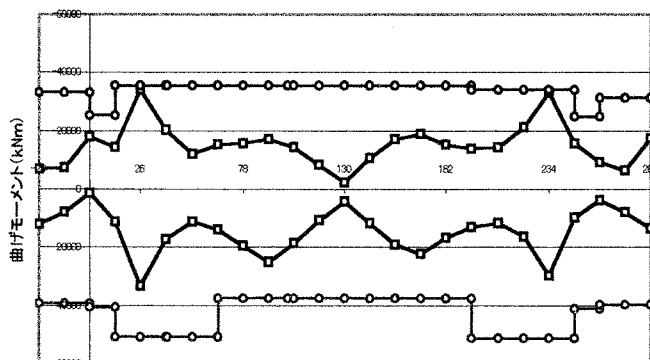
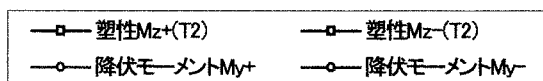


図-5 右側アーチリブの曲げモーメントの照査

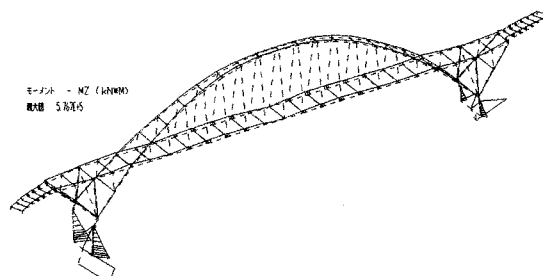


図-6 曲げモーメントの分布図

5 おわり

地震時保有耐力法レベルの地震に対し、動的解析を行ない、橋軸方向と橋軸直角方向の安全性を照査した。照査の対象は、曲げモーメント、せん断力、橋脚の残留変位およびゴム支承の変位である。

照査の結果、すべての橋脚は、地震時保有耐力法レベルの地震に対して安全であることを確認した。

参考文献

- 1) (社)日本道路構造協会, 道路橋の示方書・同解説 (V耐震設計編)、H14年3月
- 2) (社)日本道路構造協会, 道路橋の耐震設計に関する資料、H10年1月

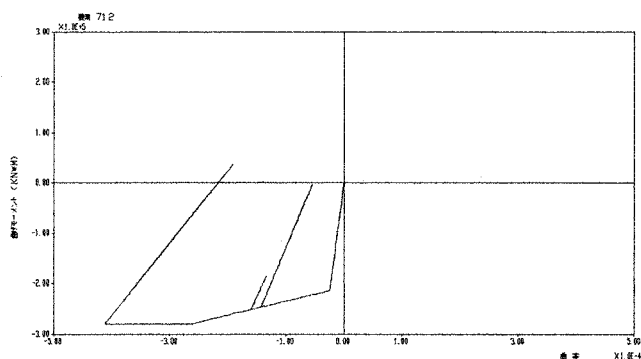


図-7 橋脚基部曲げモーメントの履歴曲線