

秋鹿北橋梁における非線形動的解析

松浦寛司¹・松本直樹²

¹正会員 （株）エイトコンサルタント松江支社 技術I部（〒690-0001 島根県松江市東朝日町151-34）
²正会員 （株）エイトコンサルタント松江支社 技術I部（〒690-0001 島根県松江市東朝日町151-34）

1. はじめに

平成8年11月の道路橋示方書の改訂においては、線形域の構造物の挙動に重点を置いた従来の震度法の他に、構造物の非線形性を考慮した地震時保有水平耐力法が耐震設計の主要な設計法として位置づけられた。更に、地震時の挙動が複雑な橋梁に対しては地震時保有水平耐力法に加え、動的解析による照査が必要となった。

ここでは、地震時の挙動が複雑な橋梁として、中心曲率を $R=15\text{m}\sim\infty$ とする橋梁において、任意の方向からの地震動に対しての応答値により、地震時保有水平耐力法での設計値の照査を報告するものである。

又、支承は各下部工において2点支承を採用し、全脚全方向に反力分散支承を設けている。図-2に橋脚の断面模式を示し、表-1に断面諸元、反力分散支承の諸元を示す。

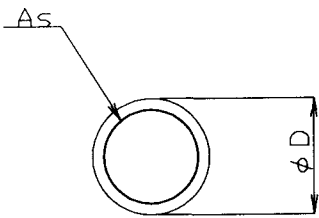


図-2 橋脚断面模式図

表-1 橋脚断面の諸元

橋脚名	P1	P2	P3
直径D(cm)	3.0	3.0	3.0
主鉄筋	D35*68	D35*68	D35*68
帯鉄筋	D22	D22	D22
固有周期	震度法	軸方向 0.973 直角方向 0.981	
	保耐法	軸方向 1.041 直角方向 1.039	
許容塑性率	タイプI	1.817	1.849
	タイプII	3.425	3.52

2. 検討対象とした橋梁

図-1に検討の対象とした4径間連続PC中空床版橋を示す。起点部の幅員は11.50mであり、単曲線の終点において7.00mへと変化している。

橋脚高さは、11.10m~13.30mへと変化する円柱式鉄筋コンクリート橋脚で、地盤はI種地盤、基礎形式は直接基礎（岩着）である。

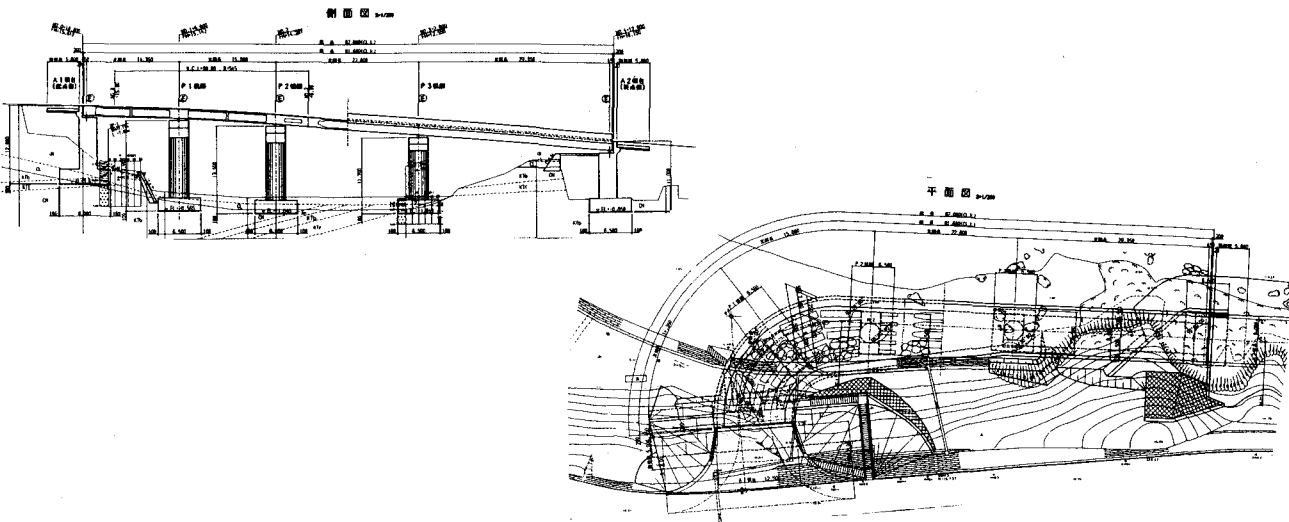


図-1 橋梁一般図

表－２ 反力分散支承の諸元

橋脚名	P1	P2	P3
平面寸法(cm)	φ80	φ80	φ80
層厚(cm)*層数	22*2	22*2	22*2
バネ定数(tf/m)	鉛直 915376	鉛直 933031	鉛直 915363
	水平 2285	水平 2285	水平 2285

３．解析モデル及び動的解析の条件

（１）解析モデル

図－３に動的解析モデルを示す。支承及び橋脚下端の支点条件として、支承部にはゴム支承のせん断バネ（全方向分散）、鉛直バネを与え、橋脚下端は岩着構造である事より固定とした。上部工部材の分割は、曲線橋をはり要素として分割でき、かつ下部工への応答影響の少ないピッチとし中心角を 10° 程度とした。

（２）部材剛性

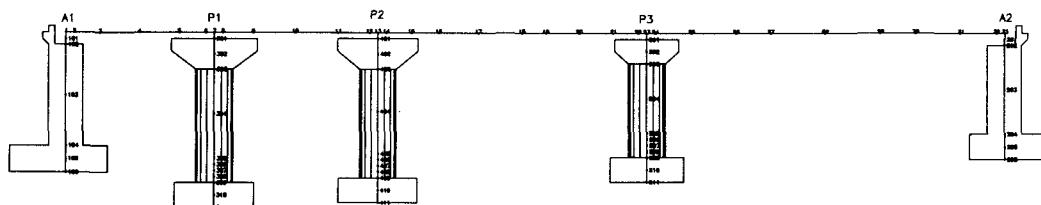
ゴム支承に支持された連続桁橋である事より上部工部材は線形部材、橋脚柱には弾塑性はり要素（M－φモデル）による非線形モデルを設定した。橋脚断面のM－φ関係は、ひび割れ時及び降伏時に勾配の変化するトリリニア型とし、履歴ループは剛性低下型の武田モデルとした。

（３）減衰

減衰定数は弾性域にある部材、非線形域にある部材により分類し、下表の通りとした。また、減衰のモデル化は１次モードが卓越する条件下で、ひずみエネルギー比例減衰と等価な減衰を与える事ができるレイリー減衰を採用した。

表－３ 減衰定数

上部工		0.03
下部工	はり、躯体	0.05
	柱	0.02
	フーチング	0.10
ゴム支承		0.02



図－３ 解析モデル

（４）入力地震動

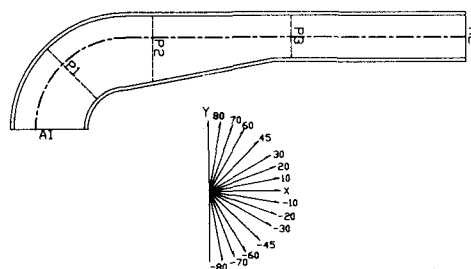
入力地震動は、土木研究所より提供されている振幅調整済み強震記録とし、Ⅰ種地盤波としてタイプⅠ、タイプⅡの地震に対してそれぞれ３波ずつ合計６波を考慮した。

（５）解析方法

動的解析方法は、３次元多質点系の材料非線形を考慮した剛性マトリックス法による時刻歴応答解析（直接積分）を使用した。数値積分は、Newmarkのβ法（平均加速度法 $\beta = 1/4$ ）とした。

４．入力地震波の方向性

橋脚の挙動は入力する地震波の方向に大きく影響するものと考えられる。本橋のように特異な線形を有する橋梁においては、各橋脚に主たる影響を与える地震波の入力方向を決定し解析する事が大切である。よって下図のような任意方向（１６方向）の入力波を与え、主たる影響を及ぼす方向を検討した。



図－４ 入力地震波の方向性

5. 検討結果

(1) 入力地震波の方向性評価

先に示した16方向に対し、代表地震波としてタイプⅠ、タイプⅡより各々1波を与え、橋脚基部の曲げモーメントの応答値により考察した。

表-4 方向別入力地震波と応答曲げモーメント

	TYPE113					
	My			Mz		
	P1	P2	P3	P1	P2	P3
10	1486.38	-376.55	-663.35	2042.14	2246.22	2294.38
20	1159.10	-1079.54	-1302.98	2230.04	2179.35	2282.86
30	-956.35	-1720.51	-1919.59	2291.72	1966.86	2124.64
45	-1075.85	-2265.00	-2333.64	2291.12	1568.12	1766.87
60	-1666.70	-2338.30	-2424.95	2255.65	1097.05	1320.72
70	-2041.04	-2379.18	-2468.83	2097.76	-817.20	968.15
80	-2290.67	-2406.20	-2504.05	1893.30	-666.93	643.14
X	1915.10	586.06	424.09	1794.48	2253.38	2303.41
Y	-2318.62	-2412.10	-2531.91	1652.64	-711.77	-450.72
-10	2278.87	1213.38	1110.89	1526.25	2252.58	2294.20
-20	2308.17	1795.37	1751.37	1296.13	2247.61	2290.30
-30	2336.31	2243.69	2289.73	1024.43	2187.23	2204.08
-45	2363.38	2323.53	2391.19	-916.40	1852.97	1842.80
-60	2354.77	2384.73	2466.83	-993.68	1445.16	1370.76
-70	2350.47	2406.48	2493.45	-1178.56	1182.73	1039.33
-80	2334.34	2417.66	2525.09	-1413.50	917.87	711.47

	TYPE212					
	My			Mz		
	P1	P2	P3	P1	P2	P3
10	-2280.82	523.89	1003.68	-2336.97	-2354.37	-2413.79
20	-1642.70	1511.36	2027.00	-2363.02	-2314.52	-2389.26
30	1105.67	2249.17	2322.83	-2372.15	-2282.06	-2358.27
45	1655.64	2325.22	2433.52	-2371.32	-2242.31	-2316.38
60	-2118.85	2408.42	2532.79	-2351.05	1523.37	-2018.97
70	2296.94	2409.19	2550.34	-2334.81	1130.13	-1364.16
80	2320.58	2433.26	2529.99	-2313.12	-931.05	840.10
X	-2330.44	-759.38	-631.55	-2310.00	-2347.27	-2411.42
Y	2362.94	2471.23	2565.24	-2282.29	-846.01	712.65
-10	-2351.78	-1625.45	-1462.92	-2287.34	-2352.08	-2412.25
-20	-2391.42	-2261.42	-2289.59	-1808.75	-2339.18	-2410.46
-30	-2410.68	-2316.54	-2365.80	1348.56	-2308.46	-2383.60
-45	-2434.56	-2382.65	-2457.57	1273.16	-2284.08	-2333.40
-60	-2443.04	-2452.86	-2517.57	-1346.65	-2240.06	-2279.29
-70	-2419.91	-2452.90	-2566.11	1443.00	-1828.89	-1738.17
-80	-2406.59	-2475.21	-2548.35	1906.63	-1341.89	-1105.19

又、表-4をグラフ処理したものを以下に示す。

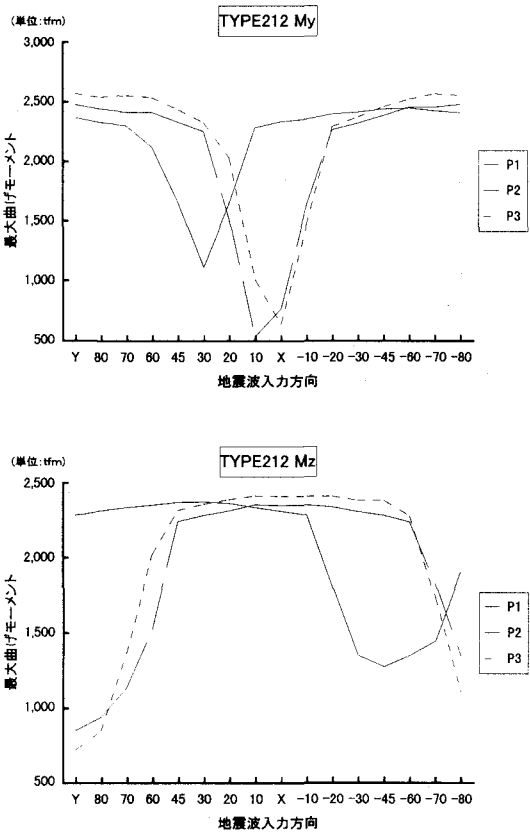
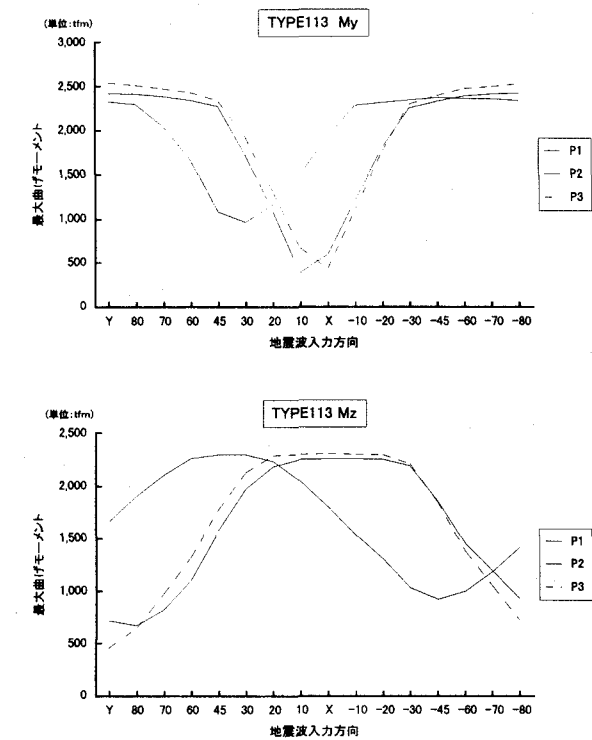


図-5 入力地震波と応答曲げモーメント

図-5よりP1橋脚に主たる影響を及ぼす地震波は45°方向波であり、P2、P3においてはX、Y軸方向波である事が解る。

(2) 応答値による地震時保有水平耐力法計算値の照査

表-5 応答加速度

		単位: g								
		X			Y			45		
		P1	P2	P3	P1	P2	P3	P1	P2	P3
(最大加速度)	TYPE111	470	451	379	460	553	450	352	382	313
	TYPE112	557	451	388	473	553	416	380	428	370
	TYPE113	496	516	427	504	557	610	341	428	355
	平均値	508	473	398	479	551	492	358	413	346
(最大開加速度)	K _{acc} ×980cm/sec ² =690									
	保有耐力レベルの応答値に対する比率	0.74	0.69	0.58	0.69	0.81	0.71	0.52	0.60	0.50
	TYPE211	765	814	791	809	818	742	566	607	569
	TYPE212	867	872	816	908	915	800	655	681	649
	TYPE213	868	868	848	840	1040	838	605	648	605
	平均値	833	851	818	852	924	803	605	645	608
(保有耐力レベルの応答値に対する比率)	K _{acc} ×980cm/sec ² =1160									
	保有耐力レベルの応答値に対する比率	0.72	0.73	0.71	0.73	0.80	0.69	0.53	0.56	0.52

表-6 応答塑性率

		X			Y			45		
		P1	P2	P3	P1	P2	P3	P1	P2	P3
(最 橋大 脚応 天答 端変 位)	TYPE111	0.0248	0.0222	0.0254	0.0269	0.0561	0.0500	0.0171	0.0264	0.0254
	TYPE112	0.0211	0.0169	0.0190	0.0384	0.0764	0.0693	0.0168	0.0301	0.0293
	TYPE113	0.0177	0.0134	0.0148	0.0435	0.0841	0.0764	0.0217	0.0438	0.0411
	平均値	0.0212	0.0175	0.0197	0.0363	0.0722	0.0652	0.0185	0.0334	0.0319
	最大応答塑性率 $\mu R'$	0.461	0.407	0.658	0.788	1.679	2.174	0.403	0.778	1.064
	応答塑性率 μR	1.360	1.320	1.230	1.470	1.300	1.130	-	-	-
	許容塑性率 μa	1.817	1.849	1.981	1.817	1.849	1.981	-	-	-
(最 橋大 脚応 天答 端変 位)	TYPE211	0.0273	0.0228	0.0275	0.0485	0.1007	0.0937	0.0239	0.0480	0.0507
	TYPE212	0.0294	0.0282	0.0286	0.0530	0.1080	0.0988	0.0274	0.0543	0.0553
	TYPE213	0.0282	0.0244	0.0282	0.0535	0.1077	0.0985	0.0273	0.0537	0.0545
	平均値	0.0283	0.0251	0.0281	0.0517	0.1055	0.0970	0.0262	0.0520	0.0535
	最大応答塑性率 $\mu R'$	0.615	0.584	0.937	1.123	2.453	3.233	0.570	1.209	1.783
	応答塑性率 μR	2.890	2.770	2.560	3.190	2.730	2.240	-	-	-
	許容塑性率 μa	3.425	3.520	3.910	3.425	3.520	3.910	-	-	-

表-7 曲げモーメント

		X						Y					
		My			Mz			My			Mz		
		P1	P2	P3	P1	P2	P3	P1	P2	P3	P1	P2	P3
	TYPE111	2290.500	1124.450	1122.910	2371.440	2546.990	2642.480	2389.780	2674.760	2702.260	1709.250	883.431	731.531
	TYPE112	2251.390	842.085	743.448	2245.210	2384.860	2455.030	2580.190	2905.000	2955.020	1963.120	871.968	687.881
	TYPE113	2201.970	912.672	671.172	1803.830	2272.640	2324.300	2691.000	3012.260	3059.580	1941.600	1051.140	740.468
	平均値	2247.953	959.736	845.843	2140.160	2401.497	2473.937	2553.657	2864.007	2905.620	1871.323	935.513	719.961
	保有耐力	3508.989	3487.477	3488.989	3508.989	3487.477	3488.989	3508.989	3487.477	3488.989	3508.989	3487.477	3488.989
	判定	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
	保有耐力に対する 平均値の比率	0.641	0.275	0.242	0.610	0.689	0.709	0.728	0.821	0.833	0.533	0.268	0.206
	TYPE211	2352.720	1083.400	1078.080	2293.220	2470.440	2523.800	2545.490	2824.750	2900.060	2252.450	819.464	730.461
	TYPE212	2436.950	1414.240	1427.700	2346.090	2603.950	2588.080	2620.080	2929.420	2951.030	2269.770	1139.830	972.943
	TYPE213	2381.560	819.707	855.526	2300.740	2513.190	2543.620	2596.570	2895.280	2912.720	2275.630	891.939	579.616
	平均値	2390.410	1105.782	1120.435	2313.350	2529.193	2551.833	2587.380	2883.150	2921.270	2265.950	950.411	761.008
	保有耐力	3520.506	3498.794	3499.631	3520.506	3498.794	3499.631	3520.506	3498.794	3499.631	3520.506	3498.794	3499.631
	判定	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
	保有耐力に対する 平均値の比率	0.679	0.316	0.320	0.657	0.723	0.729	0.735	0.824	0.835	0.644	0.272	0.217
	45												
		My			Mz								
		P1	P2	P3	P1	P2	P3						
	TYPE111	1809.760	2370.730	2432.790	2446.030	2286.030	2387.860						
	TYPE112	1356.150	2427.290	2475.440	2417.030	1951.210	2167.590						
	TYPE113	1756.330	2597.970	2630.730	2355.930	1552.110	1766.970						
	平均値	1640.747	2465.330	2512.987	2406.330	1929.783	2107.473						
	保有耐力	3508.989	3487.477	3488.989	3508.989	3487.477	3488.989						
	判定	OK	OK	OK	OK	OK	OK						
	保有耐力に対する 平均値の比率	0.468	0.707	0.720	0.686	0.553	0.604						
	TYPE211	2059.990	2522.870	2586.960	2516.700	2104.290	2280.030						
	TYPE212	2274.040	2569.130	2631.480	2543.950	2292.130	2364.700						
	TYPE213	1348.080	2570.760	2627.110	2561.940	2056.930	2275.160						
	平均値	1894.037	2554.253	2615.183	2540.863	2151.117	2306.630						
	保有耐力	3520.506	3498.794	3499.631	3520.506	3498.794	3499.631						
	判定	OK	OK	OK	OK	OK	OK						
	保有耐力に対する 平均値の比率	0.538	0.730	0.747	0.722	0.615	0.659						

表－ 5、 6、 7 に示す様に各主軸方向に発生する応答値は地震時保有水平耐力法の計算値を下回るものであり安全である。

（ 3 ） 2 軸剛性曲げに対する曲げ耐力の考察

橋脚柱断面は円形である事より曲げ耐力の評価としては、地震時保有水平耐力法による算出値を引用した。一方、2 軸曲げモーメントによる合成モーメントは両軸に関するモーメントを合成評価するものとした。

表－ 8 2 軸曲げモーメントに対する評価

$$\text{合成曲げモーメント} = \sqrt{M_y^2 + M_z^2}$$

	X			Y			45		
	P1	P2	P3	P1	P2	P3	P1	P2	P3
TYPE11	3296.986	2784.160	2871.172	2338.124	2816.876	2799.527	3296.986	2784.160	2871.172
TYPE112	3179.579	2529.163	2566.129	3242.101	3033.044	3034.028	3179.579	2529.163	2566.129
TYPE113	2846.485	2449.053	2419.235	3318.327	3190.333	3147.908	2846.485	2449.053	2419.235
平均値	3107.683	2587.459	2618.522	3166.185	3013.437	2993.821	3107.683	2587.459	2618.522
保有耐力	3508.989	3487.477	3488.989	3508.989	3487.477	3488.989	3508.989	3487.477	3488.989
判定	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
保有耐力に対する平均値の比率	0.886	0.742	0.751	0.902	0.864	0.858	0.886	0.742	0.751
TYPE211	3285.445	2697.560	2744.417	3338.978	2941.213	2990.640	3285.445	2697.560	2744.417
TYPE212	3382.730	2963.213	2956.755	3466.508	3143.360	3107.281	3382.730	2963.213	2956.755
TYPE213	3311.379	2643.491	2683.641	3452.632	3029.555	2999.800	3311.379	2643.491	2683.641
平均値	3326.518	2768.088	2794.604	3439.372	3038.043	3022.584	3326.518	2768.088	2794.604
保有耐力	3520.506	3498.794	3499.631	3520.506	3498.794	3499.631	3520.506	3498.794	3499.631
判定	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
保有耐力に対する平均値の比率	0.945	0.791	0.799	0.977	0.888	0.864	0.945	0.791	0.799

表－ 8 に示すように応答合成曲げモーメントに対しても終局モーメントは上回っており安全である。

6. まとめ・今後の課題

本橋では、小曲率の曲線橋に対する動的解析を行い

- ①入力地震波の方向と応答値の考慮
 - ②各主軸に対しての地震時保有耐力法算定値の照査
 - ③2 軸合成曲げに対する曲げ耐力の考察
- を行った。

各主軸に関しては、地震時保有水平耐力法計算値は総じて動的応答値を上回るものであった。これは固有周期が1. 0 s e c 程度である事より、静的解析が大きめの値を与えている事によると思われる。2 軸の合成曲げに対しては橋脚柱断面が円形である事より、試行的に曲げ耐力の考察を行ったが、2 軸曲げ状態における解析法の確立が待たれるところである。

参考文献

- 1)道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編、日本道路協会、1996.
- 2)平成 8 年度耐震設計ソフトウェアに関する研究委員会報告書、(財) 土木研究センター、1996.
- 3)動的解析と耐震設計 第 1～4 巻、土木学会編、技報堂出版、1989.