

(45) 寺淵橋(中路的コンクリートアーチ橋)の地震応答特性

(株) 銭高組東京本社生産システム部 ○ 星 道彦  
 三重県宮川村 建設課 野呂 芳生  
 (株) 銭高組東京本社技術本部 水取 和幸  
 (株) 銭高組東京本社生産システム部 正会員 山花 豊

1 はじめに

本橋梁は三重県宮川村に建設される、支間長92mを有する国内最大規模の中路的コンクリートアーチ橋である。また、この橋梁形式は、わが国においてこれまで歩道橋への適用事例は見られるが、今回、初めて道路橋に採用されたものである。ここでは、同橋梁が複雑な構造形式(吊材により補剛桁を支持する中路的アーチ橋)であり、その耐震性・安全性を評価するために弾塑性時刻歴応答解析を実施した。入力地震動としては道路橋示方書(V耐震設計編)に示されているタイプII地震波を、橋軸及び橋軸直角方向にそれぞれ個別に作用させた。ここにその解析結果の報告を行う。

2 橋梁概要

橋梁概要を表-1 および図-1~図-2に示す。

表-1 橋梁概要

構造概要	構造形式	中路的コンクリートアーチ橋	材 料	コンクリート	アーチリブ: $\sigma_{ck}=400\text{kgf/cm}^2$
	橋長	105.000		補剛桁	$\sigma_{ck}=350\text{kgf/cm}^2$
	支間	15.200m+73.200m+15.200m		P C 鋼材	吊材: F360PH, F270PH
	アーチ支間	92.000m			桁内ケーブル: 12T12.7, 7T12.7
	幅員構成	7.250m+ 2.500m		鉄筋	SD295
	縦断勾配	2.500%			
	横断勾配	2.000%			

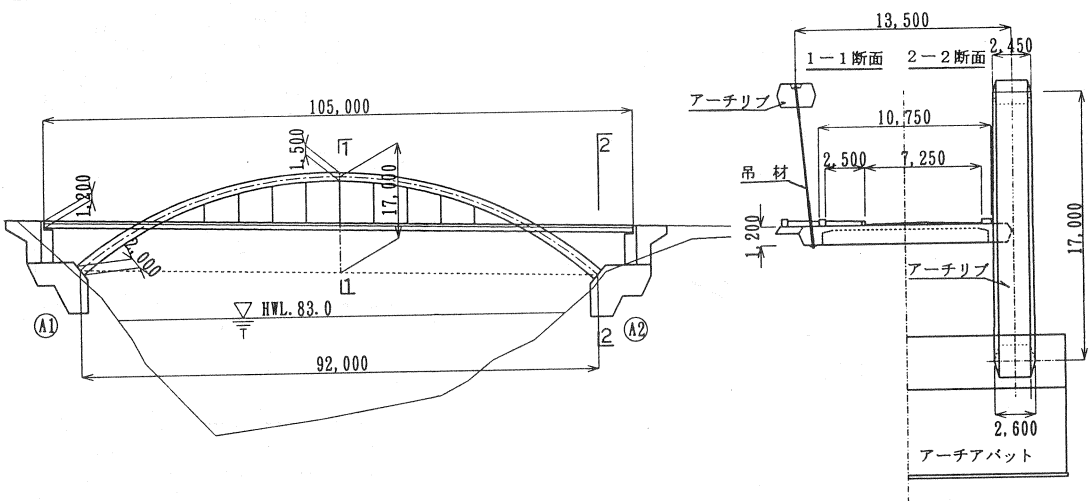


図-1 側面図

図-2 断面図

### 3 解析条件

#### 3.1 解析モデル

解析は、主桁部を主要構成梁に床版の剛性を考慮した梁要素、アーチ部を各断面ごとに算出した梁要素、吊りケーブルを棒要素とした立体骨組モデルで行った。境界条件は桁両端部に橋軸方向バネを設け、アーチリブ付け根は固定とした。中間支点部は、補剛桁とアーチリブの間に軸力のみ伝達する仮想部材を設け支点評価した。減衰定数は補剛桁を0.03、アーチ部材およびPC鋼材を0.05とした。

#### 3.2 入力地震動

入力地震動は神戸海洋気象台観測波の位相を用いて、道路橋示方書(V耐震設計編)に示される地震波タイプII(地盤種別I種)に相当する模擬地震波で橋軸及び橋軸直角方向に作用させた。図-3に入力地震波形を示す。

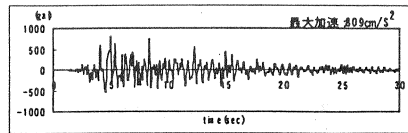


図-3 入力地震動波形(タイプII)

#### 3.3 振動特性

固有周期と刺激係数を表-2に示す。1次モードは固有周期0.92秒で橋軸方向成分の刺激係数が最も大きく、2次モードは固有周期0.73秒で橋軸直角方向の刺激係数が最も大きい。上下方向成分の影響は4次モード以降に現れている。

表-2 固有周期

次数	固有周期 (sec)	刺激係数		
		橋軸方向	上下方向	橋軸直角方向
1	0.9234	16.5856	-0.0008	0.0083
2	0.7337	0.0933	0.0887	-11.4132
3	0.7278	1.5547	0.0174	0.5610
4	0.4885	-0.0530	0.4597	0.5423
5	0.4746	0.1880	-0.3772	0.2457
6	0.4182	0.0059	-0.5355	8.7140
7	0.3877	-0.0023	0.2167	10.2015
8	0.3227	0.0852	-0.1452	-0.5376
9	0.2807	0.2287	13.7704	-0.0501
10	0.2575	3.8760	-0.4079	-0.0405

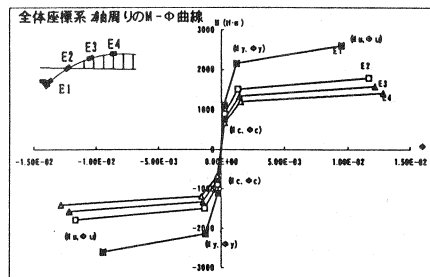
### 4 弾塑性応答解析

#### 4.1 概要

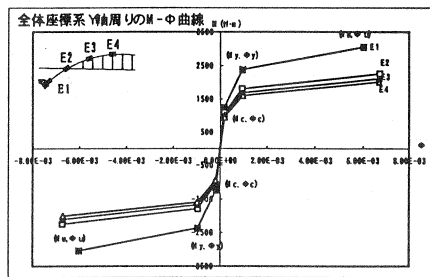
ここでは、解析条件に示した模擬地震動波形(タイプII、地盤種別I種)を入力地震動とし、橋軸方向と橋軸直角方向に作用させた。部材の非線形特性は、加震方向ごとに支配的な断面力を生じる成分に設定し、ほかの成分は線形特性を維持するものとした。

#### 4.2 非線形部材の特性

非線形特性値は全死荷重作用時(弾性解析)の軸力と断面形状を基にアーチリブの非線形(M-Φ関係)特性を算定した。算定結果のうち、代表的な4部材のスケルトンを図-4に示す。また、復元力特性は図-5に示す武田モデル(ディグレーディングトリリニア型)とした。



	M.C.		M.U.		-M.C.		-M.U.	
	Φ C	Φ U	Φ C	Φ U	Φ C	Φ U	Φ C	Φ U
E1	1111	2149	2606	-1111	-2149	-2606	0.000229	0.001215
E2	884	1504	1791	-884	-1504	-1791	0.000251	0.001302
E3	773	1334	1578	-773	-1334	-1578	0.000283	0.001434
E4	675	1192	1410	-675	-1192	-1410	0.000295	0.001551



	M.C.		M.U.		-M.C.		-M.U.	
	Φ C	Φ U	Φ C	Φ U	Φ C	Φ U	Φ C	Φ U
E1	1242	2379	3043	-1242	-2379	-3043	0.000176	0.000940
E2	1087	1795	2253	-1087	-1795	-2253	0.000180	0.000932
E3	1032	1683	2110	-1032	-1683	-2110	0.000192	0.000955
E4	947	1595	2015	-947	-1595	-2015	0.000188	0.000972

図-4 スケルトン(M-Φ)

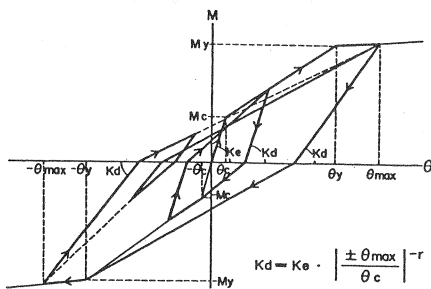


図-5 復元力特性(武田モデル)

4.3 解析結果及び考察

入力地震動を橋軸方向と橋軸直角方向に作用させた場合の、変位を表-3、曲げモーメント・軸力を表-4に示す。また、図-6、図-8に表中の値の出力位置を示す。図-7は時刻歴応答変位図である。

(1) 最大応答変位(表-3、図-7参照)

橋軸方向入力の場合、変位は全般的に橋軸方向と上下方向に大きく見られる。その値は橋軸方向に主桁が全域で約33cm、アーチリブではA2点で約5.45cmを示している。上下方向では主桁のG2点で約9.87cm、アーチリブのA2点で約8.93cm生じている。

橋軸直角方向入力の場合、同方向変位はアーチリブ頂部で約36.2cm、主桁中央部で約8.4cmを示し、上下方向変位もアーチ頂部で約5.2cm、主桁中央部で約8.3cmを生じている。

このことから、橋軸方向入力では、主桁の橋軸方向変位に伴って、主桁・アーチリブの上下方向変位が大きくなり、橋軸直角方向入力ではアーチリブ上部が独自に振られるのに伴って、主桁の上下方向変位が現れている。

一方、応答変位波形(図-7)から橋軸方向入力の場合、桁・アーチリブとも同位相で運動していると言える。橋軸直角方向入力の場合は、桁・アーチリブとも変位は小さく、応答は上下方向を除き独自に運動をしていることが確認された。

アーチリブ・桁とも時刻5~8秒の間で大きな応答変位を生じているが、その後の応答は小さくなり、アーチリブ上部は周期約1.1秒で独自に大きく揺れている。以上から、本構造はアーチリブの上部で、橋軸直角方向に大きな揺れを生じる独自の運動をし、アーチリブへ与える影響は、主桁の橋軸方向変位よりも橋軸直角方向変位の方が大きい。また、大変形によるアーチリブの塑性化により固有周期が延びると共に、減衰効果が現れている。

(2) 最大応答軸力の比較(表-4参照)

橋軸方向加震の場合、主桁の軸力は主桁両端をバネ支持しているため桁中央部で小さく、両端に至るほど大きな分布を示し、アーチリブは、下端が大きく頂部は小さい。

一方、橋軸直角方向加震の場合、アーチリブは全体にほぼ均一な分布をしているが、主桁は中央部で大きく両端で小さい分布をしている。地震応答により、アーチリブに生じる軸力増分は、橋軸方向加震に比べ橋軸直角方向加震の場合が大きく、約1.1~2倍の値を示している。

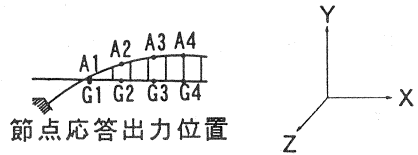
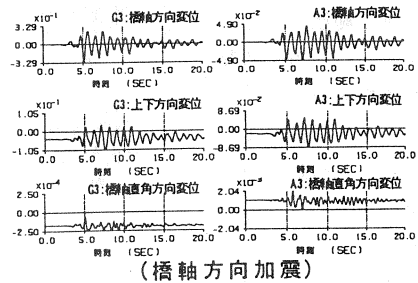


図-6 節点出力位置図

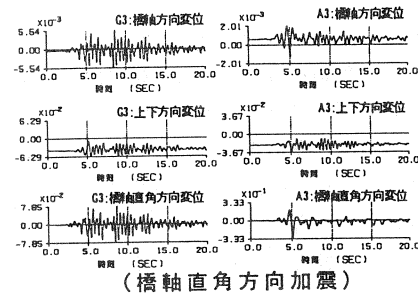
表-3 応答最大変位

節点	橋軸方向			橋軸直角方向		
	X	Y	Z	X	Y	Z
A 1	2.68	3.74	0.04	0.79	0.75	4.36
A 2	5.45	8.93	0.27	0.65	1.09	19.47
A 3	4.90	8.69	0.20	0.20	3.67	32.26
A 4	4.62	3.28	0.18	0.20	5.19	36.16
G 1	32.80	4.45	0.01	1.40	1.04	3.72
G 2	32.80	9.87	0.02	1.05	3.90	6.26
G 3	32.94	9.65	0.03	0.55	6.29	7.85
G 4	33.16	5.84	0.03	0.15	8.27	8.40

単位: cm



(橋軸方向加震)



(橋軸直角方向加震)

図-7 時刻歴応答変位図

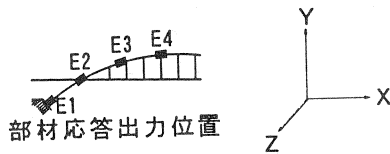


図-8 要素出力位置図

表-4 応答最大断面力

要素	橋軸方向		橋軸直角方向	
	M (tf·m)	N (tf)	M (tf·m)	N (tf)
E 1	2083	1927	2424	2057
E 2	621	1664	1900	1718
E 3	968	1584	438	1686
E 4	784	1394	1641	1593

(3)最大応答モーメント(表-4参照)

橋軸方向入力の場合、アーチリブ下端に最も大きなモーメントが生じ、上部に至るにつれ小さくなる。一方、橋軸直角方向入力の場合、スプリング部のほか、下梁(補剛桁を受ける横梁)接合部と各クラウン部で大きなモーメントが生じ非線形領域に至っている。

(4)応答時刻歴とヒステリシス

図-8に示す位置の曲げモーメント時刻歴と応答ヒステリシスを図-9に示す。橋軸方向入力の場合、スプリング部、クラウン部が約5秒後にひび割れに至るが下梁接合部は、弾性範囲にとどまっている。一方、橋軸直角方向入力では、スプリング部および下梁接合部が約4.8秒後に降伏に至り、その後クラウン部に降伏を越える部分が生じている。

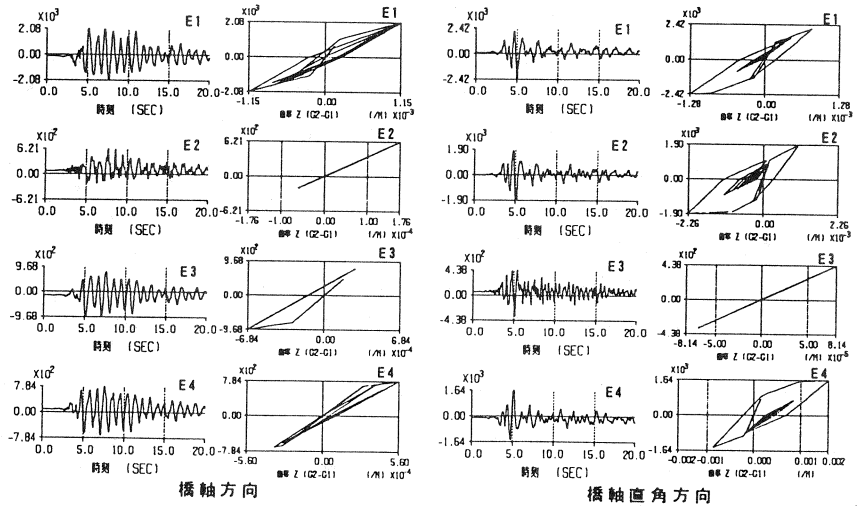


図-9 時刻歴応答曲げモーメント及び応答履歴曲線

(5)降伏およびひび割れの分布

入力地震動を橋軸方向と橋軸直角方向に作用させた場合における降伏およびひび割れの分布を図-10に示す。

橋軸方向加震の場合、アーチリブのかんりの部分がひび割れ応力を越えるものの降伏に至る部材は生じていない。一方、橋軸直角方向加震の場合、スプリング部、下梁接合部、クラウン部で降伏応力を越える応力が生じている。

5 おわりに

今回の検討で、橋軸直角方向へ加震した場合、特に大きな応答を示し、大地震時にはスプリング部、下梁接合部、クラウン部で非線形域に至る断面力が発生することが明らかになった。ただし、上記の部位はいずれも、横梁等による拘束を受ける箇所、その位置が変われば降伏応力の発生分布も変化すると考えられる。

結論として本橋梁の場合、終局に至る部位はないと判断し、充分安全性が確保された構造物と言える。

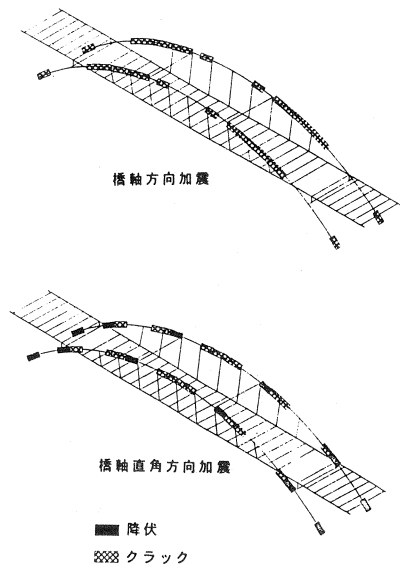


図-10 降伏及びひび割れの分布図

参考文献

- 1)道路橋示方書・同解説(V耐震設計編):社団法人日本道路協会、1992.12.
- 2)道路橋の免震設計マニュアル(案):財団法人土木研究センター、1992.10.
- 3)水取、大塚、山花:部定式・自重式PC斜張橋の弾塑性地震応答特性、土木学会構造工学論文集、Vol11.37A1991.3.