

中路式 R C アーチ橋の地震応答と耐震性評価

Evaluation of Seismic Safety in Elasto-Plastic Earthquake Response
for A Half-through Type Reinforced Concrete Arch Bridge

水取和幸*, 首藤政徳**, 山花豊***, 大塚久哲****

Kazuyuki MIZUTORI, Masanori SHUTO, Yutaka YAMAHANA AND Hisanori OTSUKA

* 銭高組 技術本部技術研究所 主席研究員 (〒163 東京都新宿区西新宿3-7-1)

** " 技術本部技術研究所 研究員 (〒163 東京都新宿区西新宿3-7-1)

*** " 土木本部生産システム部 (〒102 東京都千代田区一番町31)

**** 工博 九州大学教授 工学部建設都市学科 (〒812 福岡市東区箱崎6-10-1)

A half-through type reinforced concrete arch bridge has never been constructed for highway bridges in Japan. Special consideration for dynamic behavior in transverse direction of this type of bridge is demanded in seismic design, because dynamic behavior in longitudinal direction and transverse direction is evidently different in arch type structures. This paper presents the results of time history response analysis for a half-through type RC arch bridge with 92m span length using three dimensional analytical model. In this analysis two different levels of design seismic forces denoted in Specification for Highway Bridges, Part 5, Seismic Design 1996 are used. Dynamic characteristics of structures in elastic range are evaluated using lower level of seismic force, and dynamic characteristics and seismic safety according to the inelastic behavior of structural members are clarified for upper level of seismic force.

Key Words: RC arch bridge, elasto-plastic, time history analysis, seismic design

1. まえがき

本橋梁は、支間長92mを有する国内最大規模の中路式コンクリートアーチ橋である。この橋梁形式は、わが国においてはこれまで歩道橋への適用事例が見られるが、道路橋としては初めてのものでランドマーク的要素と維持管理性から採用されたものである。橋梁の耐震設計は道示¹⁾平成2年版に基づく震度法で進められてきたが、兵庫県南部地震後の見直しによる弾塑性地震応答による評価が求められた。同橋梁の地震時の安全性を評価するために、道示²⁾(V耐震設計編)の標準加速度応答スペクトルを対象に模擬地震波を作成し、汎用3次元弾塑性応答解析プログラムを用いて解析検討を行った。また、同橋梁の振動特性・耐震性を検討するためにアーチリブの2軸廻りの非線形特性を考慮するとともに、入力地震動を橋軸、橋軸直角、45度の3方向に作用させた各応答解析結果を比較した。その結果を基に、加震方向と部材の非線形化に伴う応答特性と耐震性を評価した。

2. 中路式アーチ橋の構造

図-1に示すように2本の鉄筋コンクリートアーチリブにP R C床版が吊鋼材(P Cケーブル)で弾性支持された構造で、アーチリブはスプリング部にお

表-1 構造概要

構造概要	構造形式	コンクリート中路式アーチ橋
	橋長	105.0m
	支間長	15.2m+73.2m+15.2m
	アーチ支間長	92.0m
	幅員構成	7.25m+2.50m
	縦断勾配	2.5%
使用材料	コンクリート	アーチリブ: $\sigma_{ck}=400 \text{ kgf/cm}^2$
		補剛桁: $\sigma_{ck}=350 \text{ kgf/cm}^2$
	P C鋼材	12T12, 7mm, 7T12, 7mm, F360PH, F270PH
	鉄筋	SD295

いて岩定着された橋台に固定されている。また、主桁はアーチリブ間の横梁上にアンカーバーを有するすべり支承によって支持されるとともに、主桁両端部に反力分散ゴム沓が設置されている。構造概要を表-1および図-2～図-6に示す。

3. 解析条件

3.1 解析モデル

解析は立体骨組モデルで、主桁は床組構成梁に床版の剛性を考慮した梁要素、アーチ部は各断面ごとに算

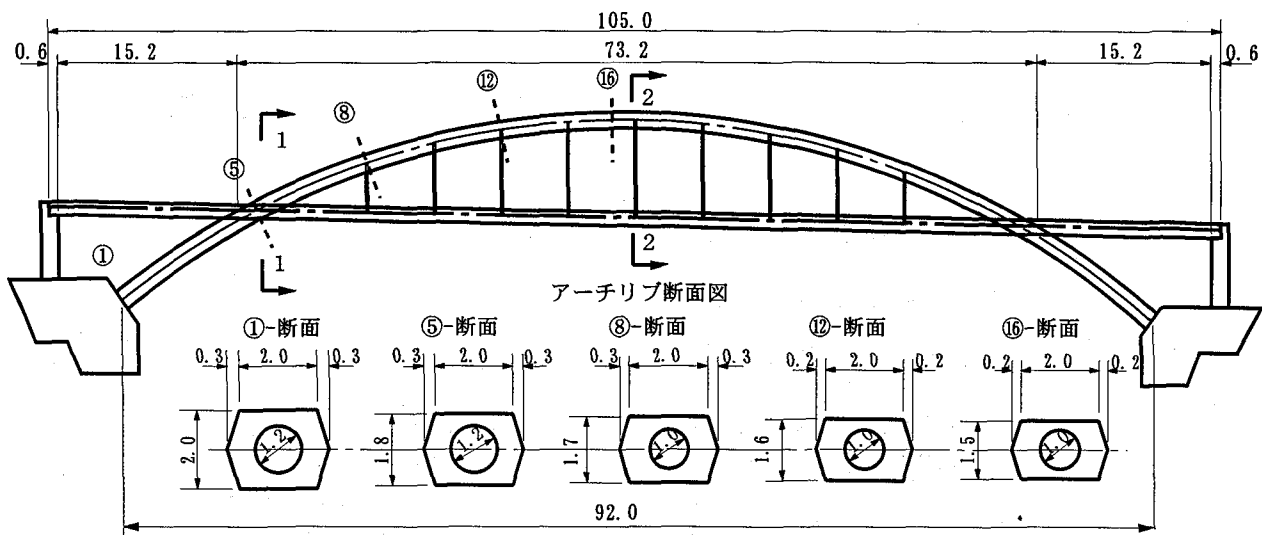


図-1 全体側面図 (単位 : m)

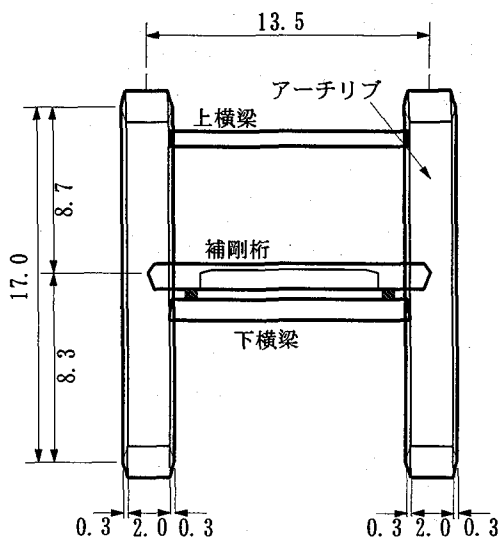


図-2 断面図 (1-1断面)

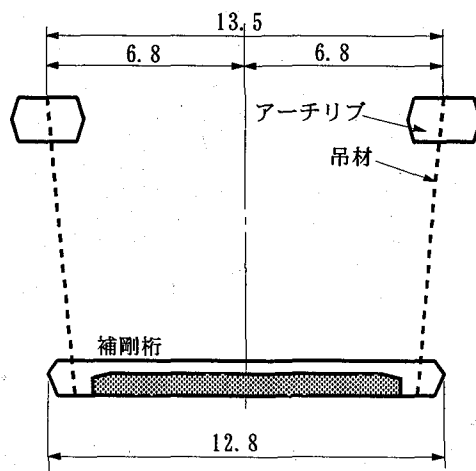


図-4 横断面 (2-2断面)

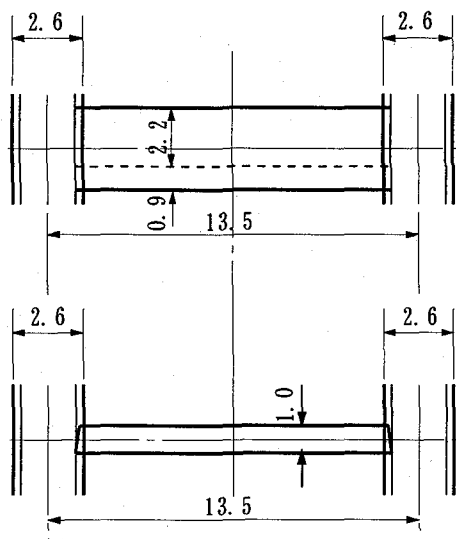


図-3 下横梁詳細断面図

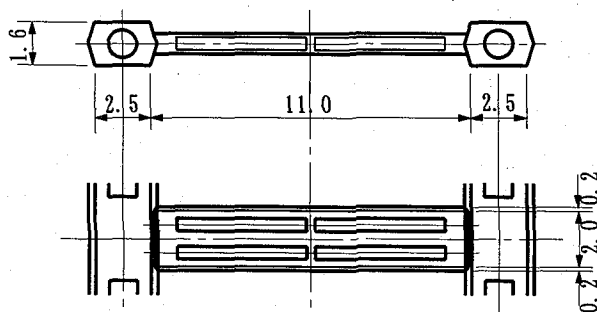


図-5 上横梁詳細断面図

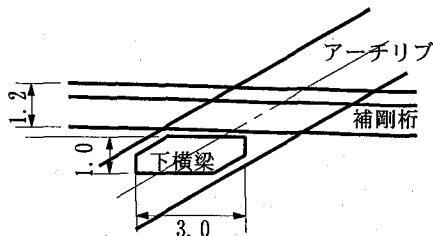


図-6 アーチリブ切欠部断面図

出された梁要素、吊りケーブルは棒要素とした。アーチリブおよび主桁の拘束条件は図-7に示すようにアーチ基部は固定され、主桁両端部と橋台間は橋軸水平方向をバネ接合、上下と橋軸直角方向は固定、他の自由度はフリーである。また、アーチリブ間の横梁と主桁の間はアンカーバーを模擬した梁部材で接合されている。減衰定数は補剛桁を0.03、アーチ部材およびP C鋼材を0.05とした。

3. 2入力地震動

入力地震動は2つの地震動レベルを対象に模擬地震波を作成^{2) 5)}した。弾性応答解析では、震度法レベルの標準加速度応答スペクトル(タイプI, 地盤種別I種)を想定した模擬地震波(図-9: $A_{max}=107\text{cm/s}^2$ 、 $V_{max}=21\text{cm/s}$ 、 $T=20.0\text{秒}$)、弾塑性応答解析では、地震時保有水平耐力レベル(タイプII, 地盤種別I種)に相当する模擬地震波(図-10: $A_{max}=809\text{cm/s}^2$ 、 $V_{max}=117\text{cm/s}$ 、 $T=20.0\text{秒}$)を神戸海洋気象台観測波の位相を用いて作成した。加震方向は図-8に示す3方向(橋軸、橋軸直角, 45度)に作用させた。

3. 3振動特性

固有値解析による固有周期と刺激係数を表-2に、固有モード図を図-11に示す。表に示されているように橋軸方向成分は1次(0.717秒)と7次(0.302秒)が卓越し、橋軸直角方向成分は2次(0.709秒)と6次(0.304秒)が卓越する構造で、両方向の固有周期は近接している。また、上下方向成分は3次(0.422秒)以降に現れ、1次(橋軸)と2次(橋軸直角)の固有周期(約0.72秒)に比べかなり短い固有周期を示している。

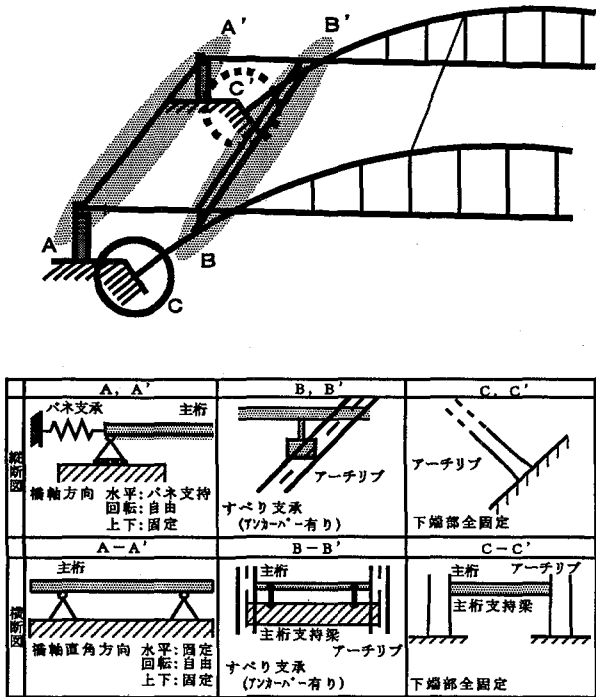


図-7 境界条件

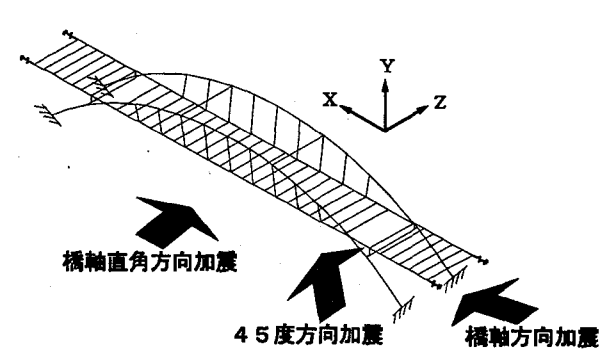


図-8 加震方向 (3方向)

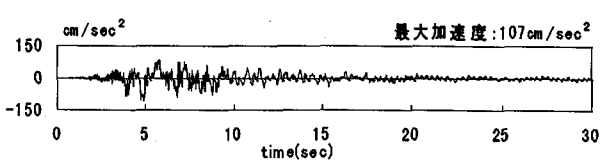


図-9 入力地震動波形 (震度法レベル)

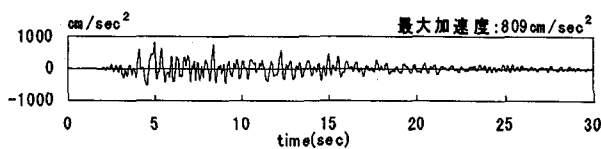


図-10 入力地震動波形 (保有水平耐力レベル)

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	0.717	9.926	-0.001	-1.226
2	0.709	-0.949	0.092	-12.850
3	0.422	0.353	9.380	1.168
4	0.401	0.112	1.346	-0.244
5	0.386	-0.034	-2.887	4.129
6	0.304	0.672	-0.133	-12.240
7	0.302	-12.210	-0.046	-0.662
8	0.288	0.565	0.091	0.002
9	0.257	0.038	10.560	0.179
10	0.232	0.146	0.906	-1.571

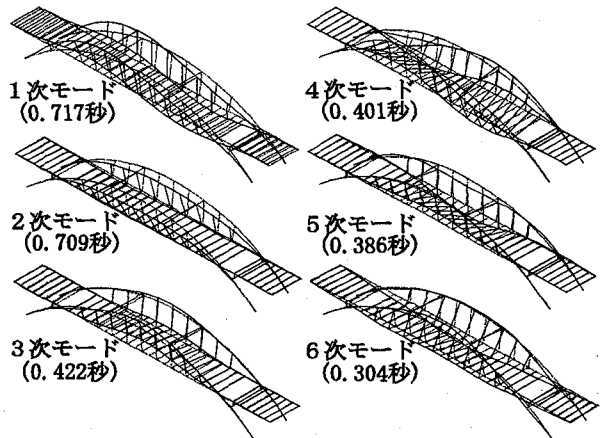


図-11 モード図

4. 弾性域における振動特性

4.1 自重解析

本構造物の初期応力状態を自重解析により算定した結果のうち、アーチリブの断面力を表-3に示す。算定結果から、アーチリブの軸力は下端から頂部に減少するもののほぼ一様に分布し、曲げモーメントはひび割れモーメントの1/3以下程度を示している。

4.2 地震応答解析

地震応答解析の初期断面力は自重解析により算定された断面力とし、初期変位は完成形を維持するものとして評価した。図-9に示した震度法レベルの地震動波形を橋軸および橋軸直角方向に作用させた結果のうち、図-12に示す位置の応答最大変位を表-4に、応答最大断面力を表-5に示す。また、最大応答値の分布を図-13に示す。地震動を橋軸方向へ作用させた場合、応答最大変位はアーチリブ部と主桁部とも橋軸方向に約0.7~0.9cm、上下方向に約1.5cmで同程度の値を示し、それに伴ってアーチ下部の軸力が約1750tfと大きい。また、面内曲げモーメントはアーチ下端で約775tf・mと初期断面力より一桁大きい。一方、地震動を橋軸直角方向へ作用させた場合、上下方向変位はアーチリブ部で約0.4cm、桁で約0.35cmと小さいが、橋軸直角方向変位はアーチリブで約3.9cm、桁で約1.0cmを示しアーチリブ上部が大きく振れている。表には示していないが桁中央部の曲げモーメント(約180tf・m)、軸力(約500tf・m)も大きく現れた。また、アーチリブの断面力は、軸力が基部で約1780tf、頂部で約1390tf、曲げモーメントはアーチ下端(約500tf・m)および2面アーチ連結部(E2)で大きく生じている。図-13の応答最大変位分布から、橋軸方向加震の場合は主桁の橋軸方向変位とともに、上下方向変位が主桁・アーチリブとも下横梁と中央部の間が大きく、橋軸直角方向の変位はほとんど生じていないことが分かる。一方、橋軸直角方向加震の場合は、主桁とアーチリブの変位が橋軸直角方向と上下方向ともに大きく、主桁の上下モードとアーチリブの橋軸直角方向モードの影響が大きく現れている。また、応答によるアーチリブの軸力の変動量は小さく、両加震方向とも初期軸力の6%程度である。

4.3 応答波形

時刻歴応答変位波形のうち図-12中のA3、G3点について図-14に示す。橋軸方向加震では、桁の応答最大変位は水平(X)で約0.73cm、上下(Y)で約5.53cmを示し、両方向とも周期は約0.70~0.73秒を示している。また、アーチリブの応答最大変位は、水平(X)で約1.00cm、上下(Y)で約3.40cmを示し、桁と同様の周期を示しているが、橋軸直角方向変位(Z)は桁、アーチリブとも極めて小さい。すなわち、桁とアーチリブの水平(X)と上下(Y)方向変位は、ほぼ同位相で運動しており、アーチリブの変位応答は桁の上下(Y)方向の変位応答に大きく影響されている。一方、橋軸直角

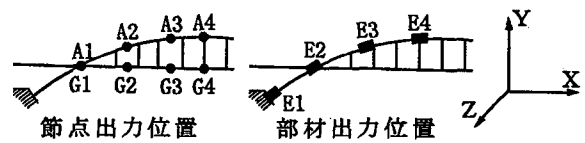


図-12 出力位置図

表-3 自重解析結果断面力

要素	Mz (tf・m)	My (tf・m)	N (tf)
E1	84	79	1672
E2	69	43	1448
E3	105	79	1414
E4	26	35	1336

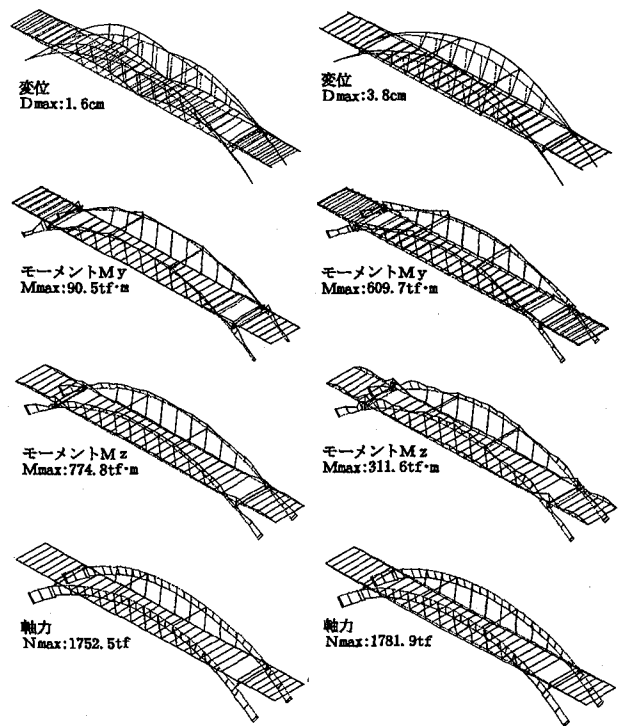
表-4 応答最大変位

節点	加震方向	橋軸方向			橋軸直角方向		
		X	Y	Z	X	Y	Z
A1		0.47	0.64	0.00	0.11	0.12	0.56
A2		0.93	1.51	0.02	0.08	0.03	2.19
A3		0.88	1.32	0.01	0.01	0.26	3.51
A4		0.75	0.01	0.00	0.02	0.39	3.88
G1		0.66	0.64	0.00	0.16	0.17	0.46
G2		0.69	1.53	0.00	0.12	0.35	0.77
G3		0.69	1.41	0.00	0.06	0.35	0.96
G4		0.66	0.02	0.00	0.01	0.35	1.03

単位: cm

表-5 応答最大断面力

要素	加震方向	橋軸方向			橋軸直角方向		
		Mz (tf・m)	My (tf・m)	N (tf)	Mz (tf・m)	My (tf・m)	N (tf)
E1		775	91	1753	312	508	1782
E2		227	52	1474	172	610	1510
E3		327	90	1434	144	143	1476
E4		256	40	1349	47	350	1394



(橋軸方向) (橋軸直角方向)

図-13 最大応答値の分布

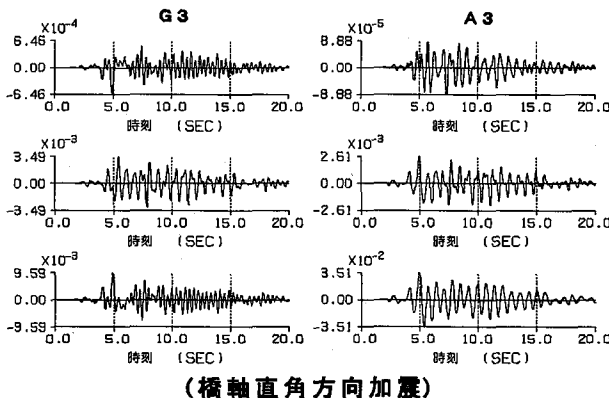
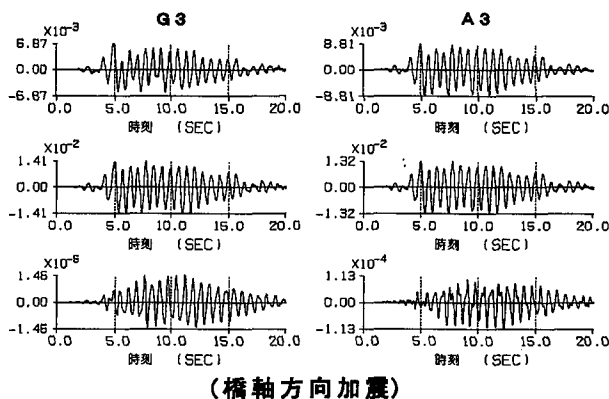


図-14 時刻歴応答変位波形

方向加震では、橋軸方向(X)変位は桁、アーチリブともに小さい。桁の応答最大変位は、水平(Z)で約0.8cm、上下(Y)で約5.4cmを示しているが、その応答は同位相でなく独自の運動をしている。一方、アーチリブの水平方向(Z)は応答最大変位が約4.0cmと大きく固有周期で約0.7秒を示すが、上下方向(Y)の応答最大変位は桁と比べて若干小さく約3.2cmである。すなわち、桁とアーチリブの上下方向は、ほぼ同位相で運動するものの、水平方向は桁とアーチリブで全く異なる運動をし、特に、アーチリブ上部が独自の運動をすることがわかる。以上のことから、本構造では、アーチリブの上部は橋軸直角方向に独自の運動をし、大きく揺れる特性を有している。また、主桁の運動がアーチリブへ与える影響は主桁の橋軸方向変位よりも上下方向変位の方が大きいことがわかる。

5. 弾塑性応答解析

ここでは、解析条件に示した地震時保有水平耐力レベル(タイプⅡ、地盤種別Ⅰ種)の模擬地震動波形($A_{max}=809\text{cm/s}^2$)を入力地震動とし、橋軸方向、橋軸直角方向および45度方向に作用させた。アーチリブ部材の非線形特性は、図-15に示す2つの軸廻りにM- ϕ 関係を設定し軸力による変動はないものとし、骨格曲線は平成7年復旧仕様³⁾に準じて算定したもので、コンクリートの終局応力度は帯鉄筋による拘束効果を考

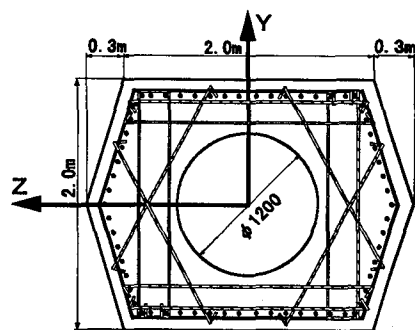
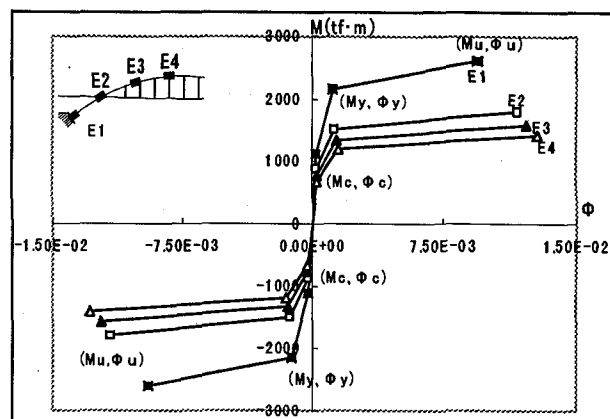
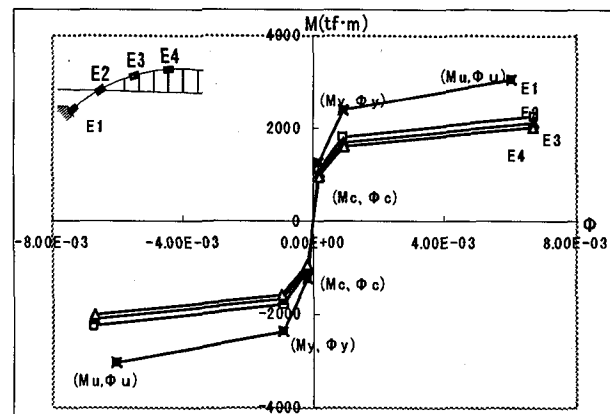


図-15 アーチリブ断面(下端部)と座標系



	M_c ϕ_c	M_y ϕ_y	M_u ϕ_u	$-M_c$ $-\phi_c$	$-M_y$ $-\phi_y$	$-M_u$ $-\phi_u$
E1	1111 0.000229	2149 0.001215	2606 0.009443	-1111 -0.000229	-2149 -0.001215	-2606 -0.009443
E2	884 0.000251	1504 0.001302	1791 0.011654	-884 -0.000251	-1504 -0.001302	-1791 -0.011654
E3	773 0.000283	1334 0.001434	1578 0.012168	-773 -0.000283	-1334 -0.001434	-1578 -0.012168
E4	675 0.000295	1192 0.001551	1410 0.012819	-675 -0.000295	-1192 -0.001551	-1410 -0.012819

図-16 スケルトン(Z軸廻り: $M_z-\phi$)



	M_c ϕ_c	M_y ϕ_y	M_u ϕ_u	$-M_c$ $-\phi_c$	$-M_y$ $-\phi_y$	$-M_u$ $-\phi_u$
E1	1242 0.000176	2379 0.000940	3043 0.006029	-1242 -0.000176	-2379 -0.000940	-3043 -0.006029
E2	1087 0.000180	1796 0.000932	2253 0.006734	-1087 -0.000180	-1796 -0.000932	-2253 -0.006734
E3	1032 0.000192	1683 0.000955	2110 0.006713	-1032 -0.000192	-1683 -0.000955	-2110 -0.006713
E4	947 0.000188	1595 0.000972	2015 0.006704	-947 -0.000188	-1595 -0.000972	-2015 -0.006704

図-17 スケルトン(Y軸廻り: $M_y-\phi$)

慮した終局ひずみから設定した。また、帯鉄筋量は原設計(震度法)で算定したものをを用いた。

5.1 非線形部材の特性

非線形特性値は自重解析により求めた軸力分布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。アーチリブは図-1に示されているように下部から頂部に断面が変化するため、各断面毎に初期軸力に対して設定したもので代表4部材のZ軸廻りとY軸廻りのスケルトンをそれぞれ図-16、図-17に示す。図に示されているように剛性と曲げ耐力ともにアーチリブ下部ほど大きく、またZ軸廻りに対してY軸廻りの方が約2～3割大きい性状を示している。また、復元力特性は図-18に示す剛性低下型トリリニアモデル^{3)、4)}とした。

5.2 解析結果及び考察

入力地震動を橋軸方向、橋軸直角方向および45度方向に作用させた場合における最大応答変位と最大応答断面力を図-19、図-20に示す位置について表-6と表-7にまとめて示す。また、変位・曲げモーメント・軸力の最大応答分布を図-21に示す。

(1) 最大応答変位の比較

応答変位のうち、応答最大変位を表-6に、応答変位波形を図-22に示した。橋軸方向入力の場合、変位量は橋軸方向と上下方向が大きく、主桁の橋軸方向変位は全域に約7.0cm、アーチリブではA2点で約10.5cmを示し、上下方向変位変位は主桁のG2点で約17.0cm、アーチリブのA2点で約17.2cm生じている。橋軸直角方向入力の場合、橋軸直角方向変位はアーチリブ頂部で約35.5cmと大きく主桁中央部で約5.8cmを示し、上下方向変位もアーチ頂部で約2.4cm、主桁中央部で約3.9cmが生じている。このことから、橋軸方向入力では主桁の橋軸方向と上下方向変位に伴って、アーチリブの変位が大きくなるのに対し、橋軸直角方向加震では、アーチリブ上部が橋軸直角方向に独自に振られるのに伴って、主桁の橋軸直角方向と上下方向の変位が生じていることがわかる。

一方、応答変位波形から、橋軸方向入力の場合は、アーチリブ・桁の応答は、水平(X)、上下(Y)とも周期約1.0秒を示し、ほぼ同位相で運動しているが、アーチリブの変位応答は桁の上下(Y)方向の変位に大きく影響されている。橋軸直角方向入力の場合は、橋軸方向変位は桁・アーチリブともに小さいが、桁の水平(Z)と上下(Y)の応答は同位相でなく、独自の運動をしている。桁とアーチリブの上下方向は、ほぼ同位相で運動しているが、桁とアーチリブの水平方向(Z)は全く異なる運動をし、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。しかし、アーチリブ・桁とも時刻5秒付近で大きな応答変位を生じているが、その後の応答はアーチリブ部材の塑性化による長周期化と履歴減衰効果が現れるため減少している。また、

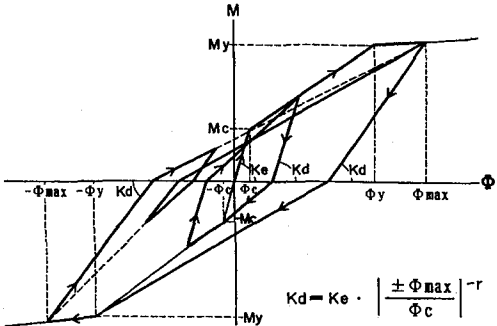


図-18 復元力特性 (武田モデル)

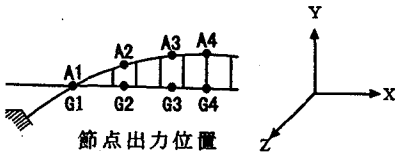


図-19 節点出力位置図

表-6 最大応答変位

加震方向 節 点	橋軸方向			橋軸直角方向			45度方向		
	X	Y	Z	X	Y	Z	X	Y	Z
A 1	5.553	7.679	0.009	0.748	0.916	2.799	3.365	4.720	2.328
A 2	10.451	17.154	0.101	0.484	0.430	18.468	6.966	11.759	13.882
A 3	9.837	14.672	0.077	0.069	1.400	32.693	6.956	11.394	23.990
A 4	8.349	0.463	0.049	0.077	2.393	35.509	6.007	1.951	26.090
G 1	6.698	7.718	0.007	0.924	1.104	2.592	4.469	4.662	2.121
G 2	6.924	16.995	0.012	0.718	2.848	4.346	4.752	10.019	3.557
G 3	6.850	14.859	0.014	0.401	2.950	5.420	4.902	8.735	4.432
G 4	6.513	0.618	0.013	0.097	3.892	5.791	4.917	2.491	4.733

単位 (cm)

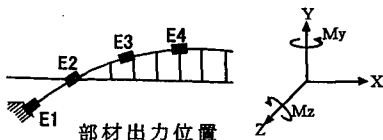


図-20 要素出力位置

表-7 最大応答断面力

加震方向 節 点	橋軸方向			橋軸直角方向			45度方向		
	Mz	My	N	Mz	My	N	Mz	My	N
E 1	2158.6	169.6	2159.9	1219.5	1965.5	2297.5	2087.1	1790.8	2187.8
E 2	966.3	111.1	1619.7	751.6	1682.0	2032.7	700.1	1629.1	1969.1
E 3	1055.9	155.4	1542.3	356.4	440.3	2000.9	915.9	366.3	1907.9
E 4	1015.6	59.7	1419.5	170.3	1778.0	1893.4	877.3	1511.2	1775.4

単位 (M(tf-m), N(t))

弾塑性応答波形が小振幅の高周波成分を含む波形を示すのは、頻繁に生じる各部材の剛性変化によるものである。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、主桁がアーチリブへ与える影響は、主桁の橋軸方向変位より上下方向変位の方が大きいといえる。また、45度方向加震の応答は、2つの方向成分が同時に大きな応答変位を示し、非線形化に伴う長周期化が同時に表れている。しかし、橋軸および橋軸直角方向加震におけ

橋軸方向加震

橋軸直角方向加震

45度方向加震

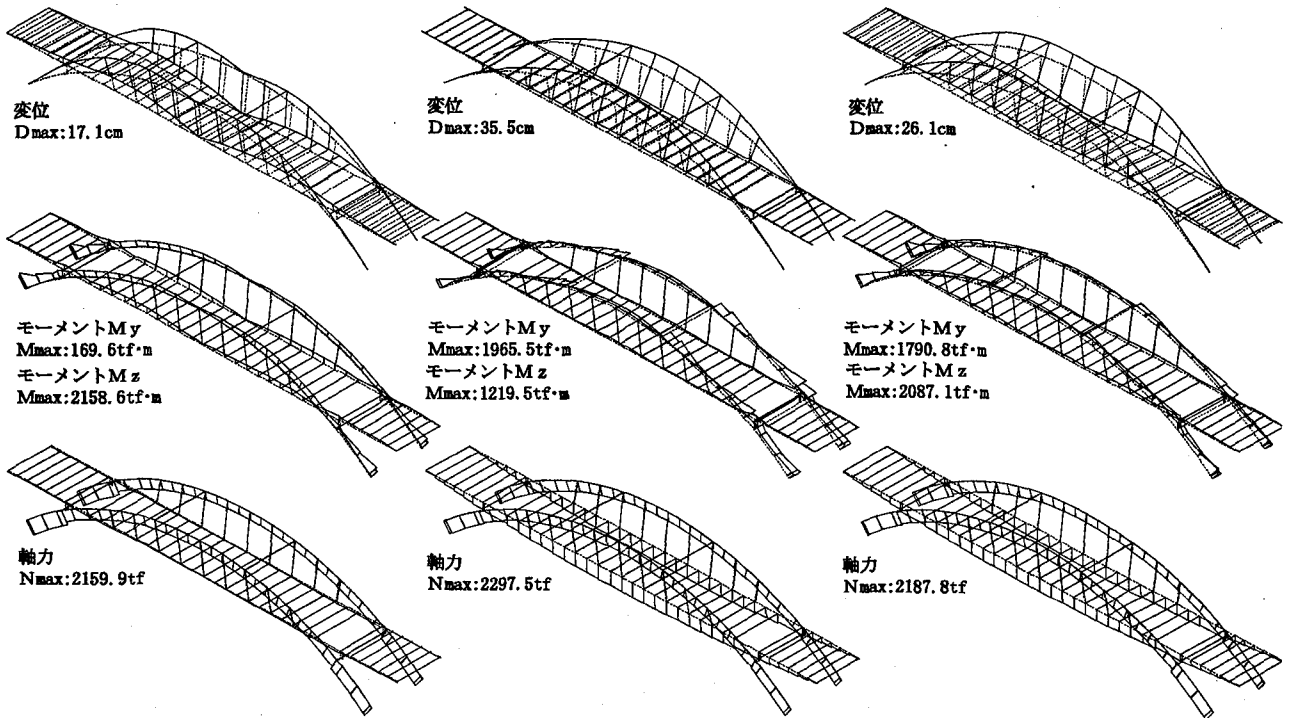
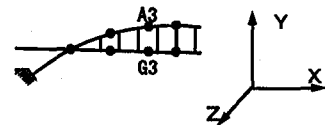


図-21 最大応答値分布



橋軸方向加震

橋軸直角方向加震

45度方向加震

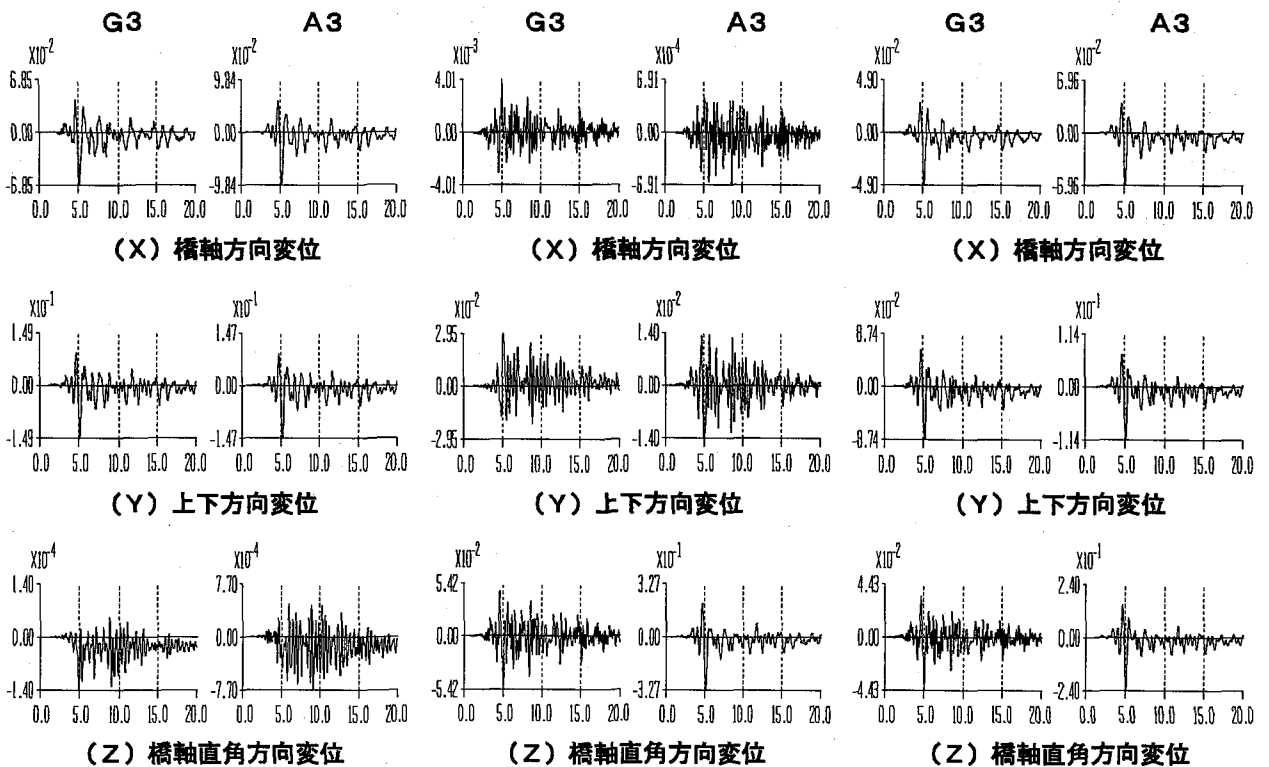
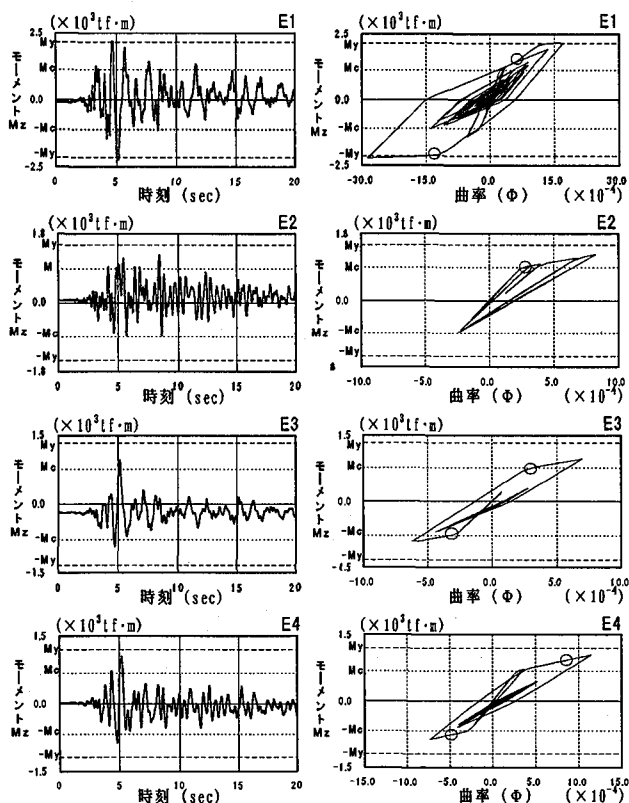


図-22 応答変位波形

橋軸方向加震



45度方向加震

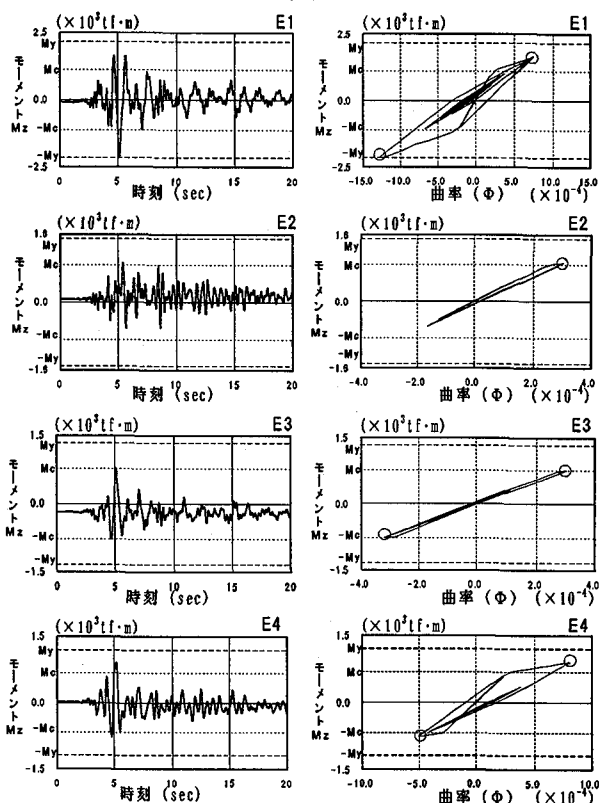
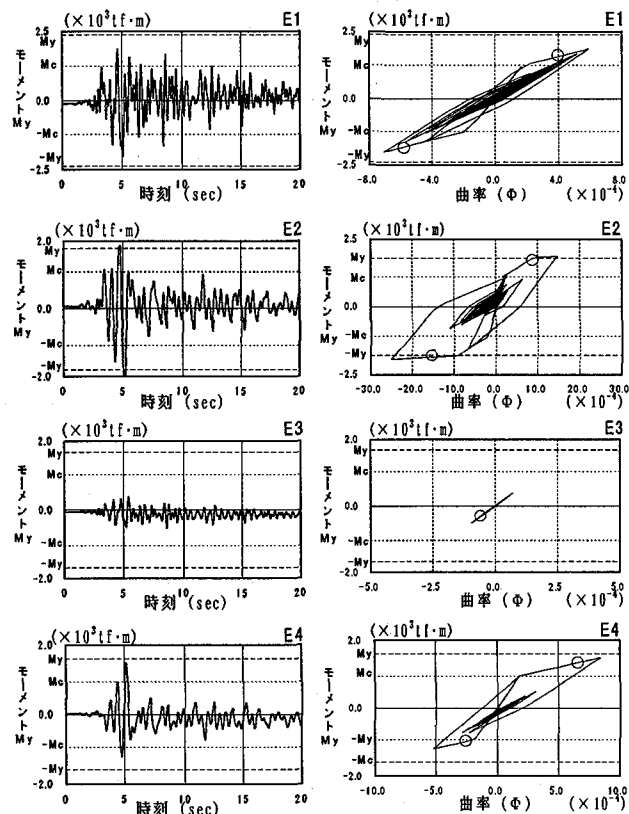


図-23 応答時刻歴 (Mz : Z軸廻り (Mz-φ) 履歴)

橋軸直角方向加震



45度方向加震度

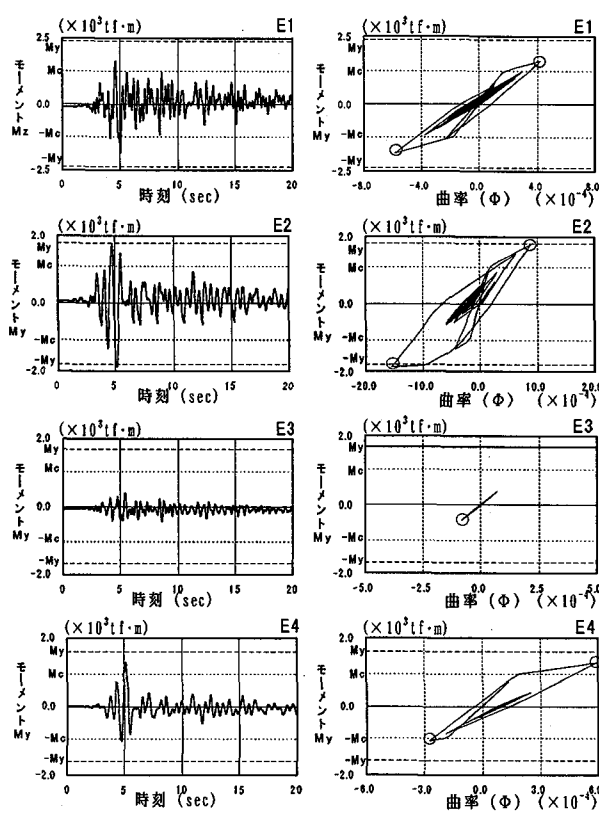


図-23 応答時刻歴 (My : Y軸廻り (My-φ) 履歴)

る最大応答値を越えることはなく、約5秒後に最大応答値を示した後、その応答値は減少していることから履歴減衰効果が大きいことがわかる。

(2) 最大応答軸力の比較

橋軸方向加震の場合、主桁の軸力はアーチリブの値に比べて小さく図に表れないが、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であり、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、アーチリブの軸力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が、最大応答軸力は3つの加震方向とも約2200tfであり、ほぼ同じ値を示している。また、吊り材の応答軸力は橋軸直角方向加震の場合に両端の吊り材が最も大きく変動するが、初期(自重)軸力を越えて圧縮域に至ることはなく弾性(引張り)域の応答を示していた。

(3) 最大応答モーメント

橋軸方向入力の場合、Z軸廻りのモーメント(Mz)が卓越し、アーチリブ下端で最も大きく上部に至るにつれて小さくなる。一方、橋軸直角方向入力の場合、アーチリブ下端部のほか、2面アーチリブの横繫ぎ部でY軸廻りモーメント(My)のみならずZ軸廻りモーメント(Mz)も大きくなりスプリング部では共に非線形領域に至っている。また、45度方向加震の場合はMy、Mzが同時に大きくなり多くの部材で2軸廻りとも非線形領域に至るが橋軸および橋軸直角方向加震時の最大応答値を越えることはない。

(4) 応答時刻歴とヒステリシス

図-20に示す部材位置の曲げモーメント時刻歴と応答ヒステリシスを図-23、図-24(図中のMc、Myはひび割れモーメント、降伏モーメント)に示す。橋軸方向入力の場合はMzが卓越し、アーチリブ下端部が約5秒後に降伏に至るとともに上部リブのほぼ全域がひび割れに至っている。一方、橋軸直角方向入力ではMyが卓越し、アーチリブの桁支持用横繫ぎ部と下端部が約4.8秒後に降伏に至り、その後上部横繫ぎ部に降伏を越える部分が生じている。この時、アーチリブ下端部はMzも同時にひび割れ域に至っている。45度方向加震では、My、Mzとも多くの部材が同時に非線形領域に至っている。その最大応答値は橋軸方向、橋軸直角方向加震における応答ヒステリシス上では、図-23、図-24上の丸印に相当するもので中位に位置している。

(5) 最大応答値の比較

入力地震動の方向毎に異なるアーチリブ部材の非線形化に伴う応答性状を比較するために、代表節点、部材における各成分の最大応答値を図-25、図-26にまとめて示す。変位および断面力のいずれの成分も45度

方向加震による応答値は橋軸方向加震と橋軸直角方向加震での最大応答値を越えることはなく中間の値を示している。このことは、アーチリブ部材が2つの軸(Y・Z軸)廻りに同時に非線形域に至った場合にも、変位や応力が一方の成分に集中せず分散されることを示しており、橋軸方向および橋軸直角方向の応答はともに剛性低下に伴う長周期化と履歴減衰効果により応答が押さえられることが示されている。

(6) 降伏およびひび割れの分布

入力地震動を橋軸、橋軸直角、45度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-27に示す。図中、アーチリブの構造部材線の上側はMy、下側はMz成分におけるひび割れと降伏を示している。図に示されているように、橋軸方向と橋軸直角方向で非線形に至る部材の分布は異なっている。橋軸方向加震の場合は、Z軸廻りモーメント(Mz)のみが非線形域に至り、多くの部材がひび割れ応力を越えるが、降伏に至るのはアーチリブ下端部のみであり応答塑性率(降伏曲率 ϕ_y に対する応答曲率 ϕ の倍率)は最大約2.0である。しかし、Y軸廻りモーメント(My)は全て弾性域にある。橋軸直角方向加震の場合は、Y軸廻りモーメント(My)が大きく、多くの部材が非線形域に至るとともに、横繫ぎ部近傍の部材が降伏を越え応答塑性率は最大約2.5である。また、Mz成分もアーチ下端が同時に非線形域に至っている。一方、45度方向加震の場合は橋軸と橋軸直角方向加震において表れたMy、Mzの非線形領域がほぼ全域に同時に発生するが、応答最大塑性率はアーチリブ下端部で約1.2程度である。

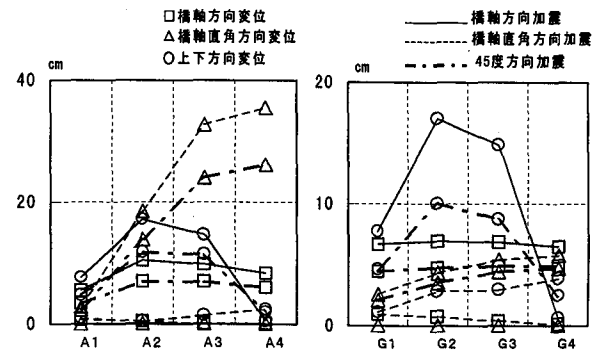


図-25 最大応答変位の比較

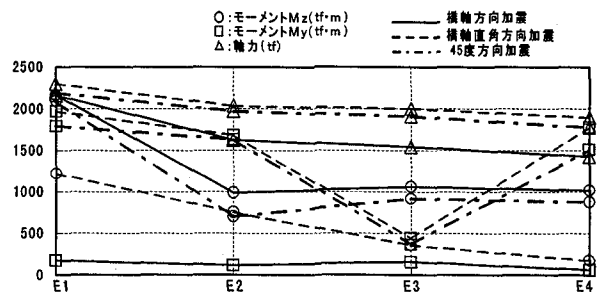


図-26 最大応答断面力の比較

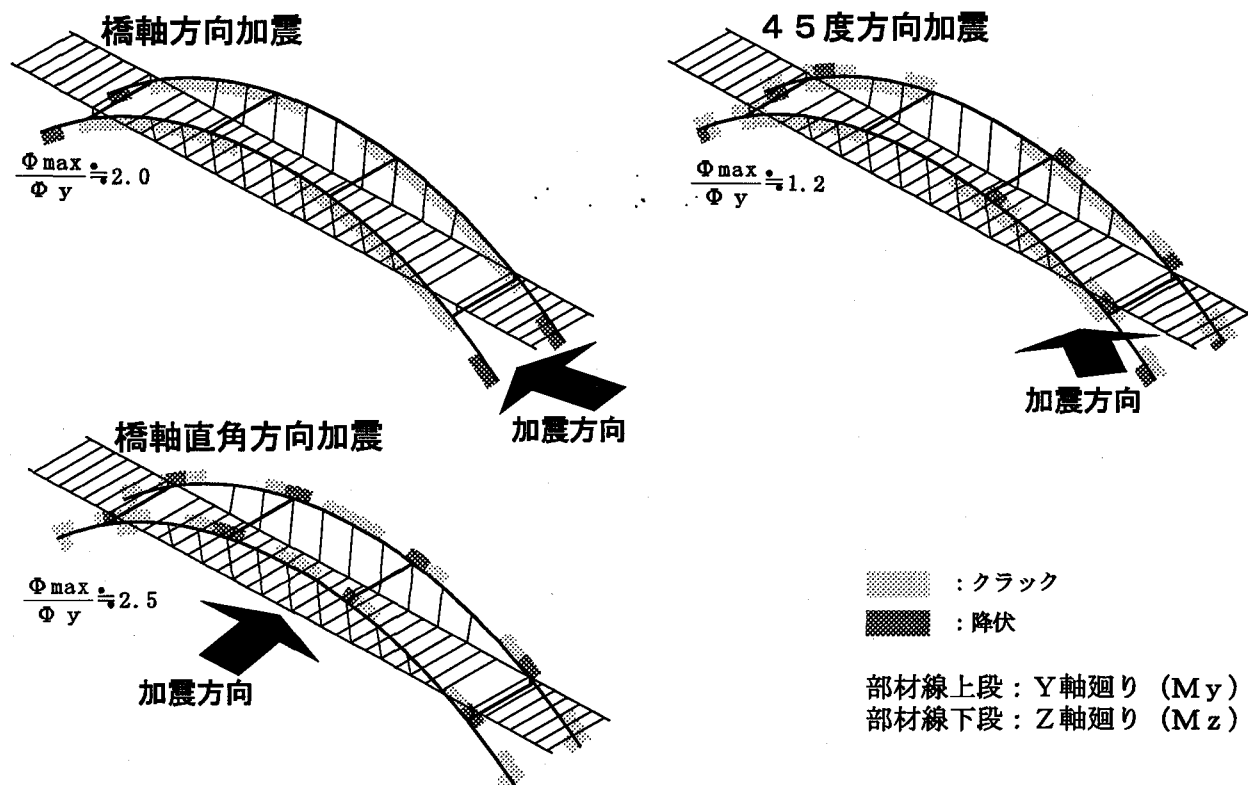


図-27 ひび割れ及び降伏の分布図

6. まとめ

中落式RCアーチ橋は地震動を橋軸直角方向へ加震した場合に最も大きな応答を示し、大地震時にはアーチリブの下端部、各横繫ぎ梁部で降伏に至る断面力が発生することが明らかになった。また、地震動の加震方向が応答に与える影響は大きく、45度方向加震では2軸廻り(My, Mz)が同時に非線形域に至る。しかし、その応答値は橋軸、橋軸直角方向加震による応答最大値を越えることはなく、最大応答塑性率(降伏曲率 Φ_y に対する応答曲率 Φ の倍率)は約1.2を示した。これらの検討結果から、

- 1) 中落式RCアーチ橋は地震動を橋軸直角方向へ加震した場合に最も大きな応答を示し、地震動の加震方向が応答に与える影響は大きい
- 2) 2軸廻り同時に非線形応答しても応答変位・断面力は一方の成分に集中せず分散される
- 3) 弾性応答では時間の経過につれ応答振幅が増幅し長時間にわたり大きな応答振幅が継続する
- 4) 弾塑性応答では、アーチリブ部材が非線形域に至った後、剛性低下に伴う長周期化と履歴減衰の影響により、時間の経過とともにその応答値は小さくなる
- 5) 本橋梁は想定大地震(橋軸・橋軸直角・45度方向加震)に対して、最大応答塑性率(応答曲率 Φ /降伏曲率 Φ_y)は約2.5以下で、終局曲率 Φ_u の約50%以下である

の特性が示され、弾塑性応答解析が大地震時の挙動や断面力を推定するのに有効な方法であることが示された。

今後、特定部分に集中する断面力を分散させるために、部材の非線形特性と構造系全体の弾塑性応答特性を把握し、より有効な構造形式について研究を進める必要がある。

参考文献

- 1) 道路橋示方書・同解説(V耐震設計編), 平成2年2月 社団法人 日本道路協会
- 2) 道路橋示方書・同解説(V耐震設計編), 平成8年12月 社団法人 日本道路協会
- 3) 「兵庫県南部地震により被災した道路橋の復旧に係わる仕様」, 平成7年6月, 社団法人 日本道路協会
- 4) 水取、大塚、山花: 橋脚・橋台と主桁間に弾塑性せん断バネを有する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, Vol. 41A, 1995. 3., PP. 1051~1061
- 5) 大崎順彦: 「新・地震動のスペクトル解析入門」, 鹿島出版会

(1997年9月26日受付)