

断層変位を受ける中路式鋼アーチ橋の地震時挙動に関する研究

Seismic behavior of half through steel arch bridge subjected to fault displacement

辻野 慶恵*、山尾 敏孝**、村上 慎一***、柚木浩一****

Yoshie Tsujino, Toshitaka Yamao, Shinichi Murakami, Koichi Yunoki

*学生員 熊本大学 大学院自然科学研究科博士前期課程 (〒860-8555 熊本市黒髪 2-39-1)

**正会員 工博 熊本大学教授 大学院自然科学研究科 (〒860-8555 熊本市黒髪 2-39-1)

***正会員 戸田建設(株) (〒104-0031 東京都中央区京橋 1-7-1 新八重洲ビル)

****正会員 JIP テクノサイエンス(株) (〒812-0037 福岡市博多区御供所町 2-63)

When steel arch bridges are subjected to fault displacement, seismic performance and damaged mechanism of steel arch bridges have not become clear yet. This paper presents the results of pushover analyses and nonlinear dynamic analysis of half through steel arch bridge subjected to fault displacement in transverse and longitudinal directions, and clarifies the effect of fault displacement on the evaluation of seismic performance of half trough steel arch bridges. The analysis of half through steel arch bridge by the fault displacement obtained from the integration of a seismic wave was carried out, then followed the nonlinear dynamic analysis in order to investigate seismic performance of this bridge. The validity and effectively of a dynamic verification method for half through steel arch bridge subjected to the fault displacement was discussed

Key Words : Half through steel arch bridge, seismic performance, fault displacement, nonlinear dynamic analysis,

キーワード : 中路アーチ橋, 耐震挙動, 断層変位, 非線形応答解析

1. はじめに

諸外国において地震時に発生する断層変位により土木構造物が被災した事例が相次いで報告され、断層変位に対する耐震設計法が求められつつある^{1)~3)}。写真-1は集集地震において地表面に生じた断層変位による桁橋の被災事例である。道路橋のようなネットワーク型交通系のライフラインの宿命として、これらの断層をどこかで必ず横切らなければならない、そのため断層変位の影響を考慮した道路橋の耐震設計の必要性が強く認識される結果となった⁴⁵⁾。しかし現状の耐震設計基準においては、地震動に対する橋の耐震性を照査する規定のみで、断層変位に対する照査法の規定はなく、断層変位の影響を耐震設計に取り入れている事例がほとんどないのが現状である⁶⁾。

また、地震動が発生して地表面で断層変位が生じる場合(これを地表地震断層とよぶ)、断層発生域での地震動データの記録がないことより、地震動と地表断層変位発生との関係が明らかでない。また、震源部における断層破壊が地表断層変位の大きさや位置等に影響を及ぼすと考えられるが、これらの影響についても十分明らかにされていない。このように断層変位の影響を考慮した耐震性能評価法の確立は今後より一層重要な問題であると考

えられる。

本研究では、中路式鋼アーチ橋が断層変位を含む地震動を受けた時の挙動や損傷メカニズムを明確にするために、静的強制変位解析を含む動的応答解析により地震時挙動特性を明らかにした。対象橋梁は断層変位を考慮せずに設計された既設の道路橋であるが、アーチの支間内で地表地震断層が生じるものとし、大きさを0.5m~3.0m程度の断層変位を想定した。本来、地表地震断層と地震動はほぼ同時に生じるものと考えられるが、断層変位と地震動を生じる外力を作用させての解析例はほとんどない。そこで本解析では、静的強制変位解析、地震時の地震波形および加速度波形を積分して得られた変位波形を用いた強制変位波形による動的応答解析により検討した。



写真-1 断層変位による落橋

2. 解析概要

2.1 解析方法

自重による初期断面力を考慮する必要があるため事前に自重解析を行い、その結果を次の解析に引き継ぐことで初期断面力及び初期変位を考慮した。自重解析は各質点に対して鉛直下向きに震度1を漸増载荷することとした。使用した解析ツールは汎用解析プログラム TDAP IIIである⁷⁾。数値計算法は直接積分法とし、積分手法はNewmark β 法($\beta=0.25$)を用いた。質量は集中質量とし、床版に関してのみ回転慣性質量を考慮している。これは、床版を梁要素でモデル化しているため断面が大きく、高次の振動を問題にする必要があり、また固有振動数にも影響があると考えたためである。また減衰はRayleigh減衰とし、後で述べる固有値解析から得られる1次と5次の固有振動数により計算した。本研究では、軸力変動及び2軸曲げを考慮でき、各ファイバー要素に一軸の応力-ひずみ関係が適用できる3次元ファイバーモデルを使用した。鋼材の応力-ひずみ関係はバイリニアを用い、降伏後の剛性低下率は0.01とした。床版のコンクリートの材料構成則は2次関数型のコンクリートモデルとした⁸⁾。

2.2 解析モデル

解析対象橋梁は、昭和55年道路橋示方書により設計された中路式鋼アーチ橋を参考にモデル化した。表-1は設計条件である。図-1に示すような、橋長139m、支間割り16.5m+106m+16.5m、ライズ20.0mの中路式アーチ橋である。床版は鉄筋コンクリート床版($t=200\text{mm}$)、舗装はアスファルト舗装($t=70\text{mm}$)である。部材の断面はアーチリブ、補剛桁、及び支柱は補剛箱型断面であり、縦桁、横桁、補剛桁横構及びアーチリブ横構はI型断面部材で構成されている。図-2はアーチリブ、支柱及び横桁の断面部材例を示す。鋼種はアーチリブ、補剛桁、横桁、横構がSM490Y(降伏応力 $\sigma_y=353\text{MPa}$)、ヤング率 $E=206\text{GPa}$ 、ポアソン比 $\nu=0.3$)、それ以外の部材がSS400(降伏応力 $\sigma_y=235\text{MPa}$)、ヤング率 $E=206\text{GPa}$ 、ポアソン比 $\nu=0.3$)である。また、コンクリートの圧縮強度を $\sigma_{ck}=30\text{MPa}$ とした。使用した部材はファイバー要素でモデル化しており、断面分割数はフランジ、ウェブを8分割、補剛材に関しては2分割してモデル化した。補剛桁横構とアーチリブ横構はピン結合でモデル化しており、回転自由とする。また、床版は、RC床版と補剛桁は別々に梁要素でモデル化し、床版中央要素の節点と補剛桁節点の間は剛結合してモデル化した¹¹⁾。解析モデルは節点数297、要素数430となっている。

2.3 断層変位を含む地震波入力解析

解析ケースは、①静的強制変位入力、②一様加速度入力解析による時刻歴応答解析、③断層変位を考慮した強制変位入力(変位波形)により実施した。なお、ここでは図-3に示すようにアーチの中央下に断層が存在し、地震発生後

表-1 設計条件

橋格	一等級
形式	上部工 中路式鋼ローゼ橋
	下部工 橋大橋脚一体形式
	基礎 深礎杭基礎
有効幅員	7.00m(車道)
水平震度	橋軸方向 $K_h=0.25$
	直角方向 $K_h=0.22$
支持地盤	I種地盤

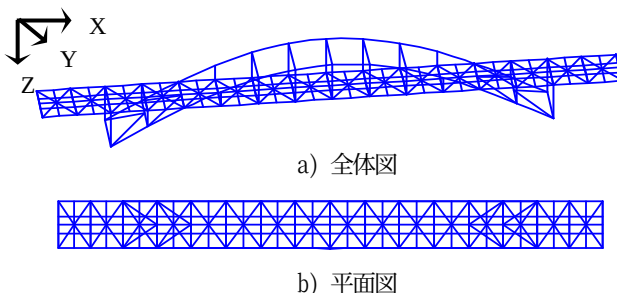


図-1 中路式アーチ橋モデル

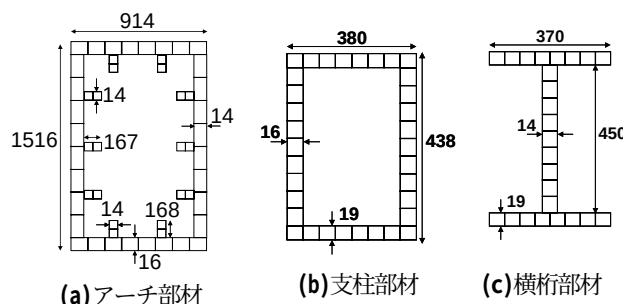


図-2 アーチ、支柱及び横桁の部材の断面形状(単位mm)

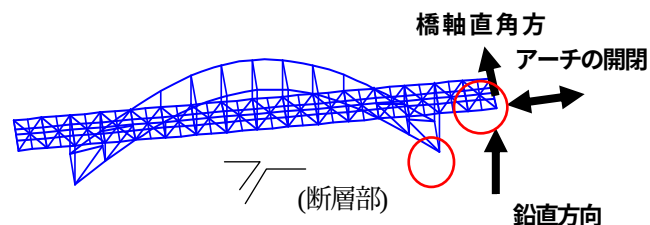
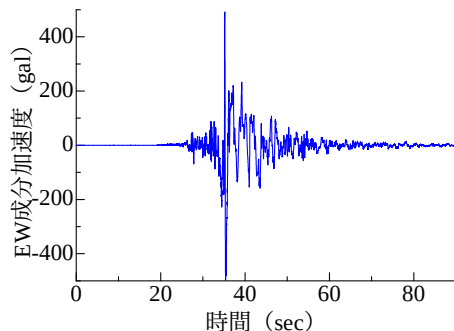


図-3 強制変位の入力方向

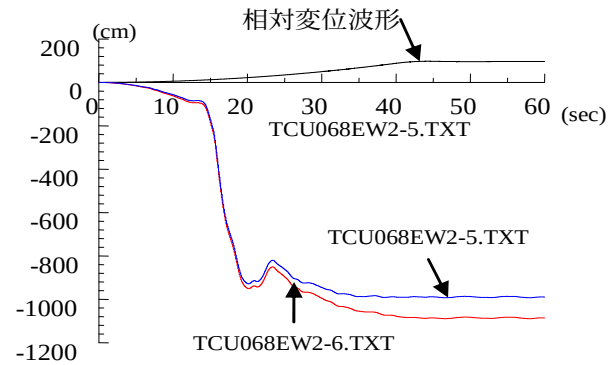
左右の支点間に断層変位が生じる状況を想定したものである。①の静的強制変位解析での入力方向は、図-3に示す○の位置とし、橋軸方向、橋軸直角方向および鉛直方向とし、変位増分は0.005mを基本として3mまで与えた。今回の解析では静的な強制変位は、橋軸方向、橋軸直角方向および鉛直方向の場合、右補剛桁端部と右アーチ支承部に与えた。また、橋軸方向ではアーチの開く方向とアーチの閉る方向について検討した。②と③の解析で使用した入力地震動は、断層変位が生じた近年の代表的な地震として、図-4に示す1999年の台湾集集地震で観測された図(a)のTCU068EW1-1の加速度波形とそれを時間で積分して得られる変位波形TCU068EW2-6とTCU068EW2-5を左右の支点部にそれぞれの絶対変位を

入力した。これらの変位波形は文献 8),9)を基に作成されたものであり、基線補正の時間領域 t のパラメーターを変えることにより、残留変位の異なる変位波形を算出している。ここでは断層変位差が 1m で部材の塑性化が進むことを考慮して最大相対変位差を 1m とした。



(a)入力加速度波形（観測波形）

なお、③の強制変位解析では、橋軸方向入力に TCU068EW2-6 と TCU068EW2-5 の入力を逆にすることでアーチが閉じる方向およびアーチが開く方向とした。

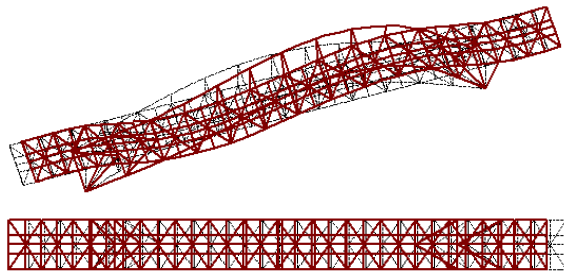


(b)入力強制変位波形

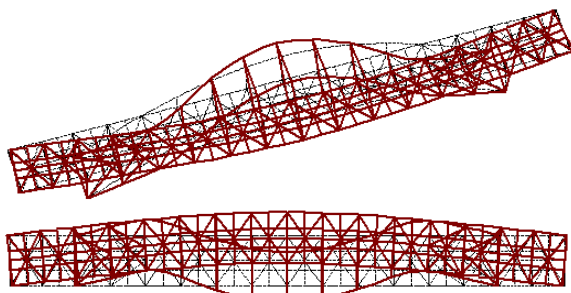
図-4 台湾集集地震 EW 成分

2.4 固有周期と固有モード

対象橋梁モデルを固有値解析した結果を表-2 に示す。表中の有効質量比とはその次数のモードが全体の応答に占める割合を示し、表中の X, Y, Z はモデル図-1 で示した座標の方向と同一である。表-2 より各方向の有効質量比が最も高い次数が卓越するモードで、橋軸方向（X 軸方向）では 1 次モード、橋軸直角方向（Y 軸方向）では 2 次と 5 次のモードが最も卓越する変形モードとなった。固有周期に着目すると橋軸方向の卓越周期は 0.945sec で、橋軸直角方向の卓越周期は 0.586sec 及び 0.294sec であった。図-5 に橋軸方向と橋軸直角方向それぞれの卓越した振動モード図を示した。



(a) 1 次振動モード



(b) 5 次振動モード

図-5 卓越振動モード図

表-2 固有値解析結果

次数	固有振動数(Hz)	固有周期(sec)	減衰率(%)	有効質量比(%)		
				X	Y	Z
1	1.058	0.945	3.231	37	0	0
2	1.708	0.586	3.000	0	35	0
3	3.042	0.329	3.000	0	0	0
4	3.129	0.320	3.018	12	0	0
5	3.406	0.294	3.001	0	44	0
6	4.062	0.246	3.000	0	0	0
7	4.103	0.244	3.000	0	0	36
8	4.169	0.240	3.000	0	0	0
9	4.628	0.216	3.000	0	0	16
10	5.558	0.180	3.000	0	0	0
11	6.680	0.150	3.000	0	0	0
12	6.829	0.146	3.000	0	0	0
13	6.866	0.146	3.000	0	0	5
14	7.519	0.133	3.000	0	0	0
15	7.878	0.127	3.001	2	0	1
16	7.887	0.127	3.000	0	0	0
17	8.039	0.124	3.000	1	0	0
18	8.329	0.120	3.000	0	0	2
19	8.383	0.119	3.000	0	0	0
20	8.408	0.119	3.000	0	1	0
21	8.734	0.114	3.000	0	0	0
22	8.885	0.113	3.001	1	0	17
23	9.221	0.108	3.000	0	0	0
24	9.282	0.108	3.000	0	0	0
25	9.319	0.107	3.000	0	0	0
26	9.427	0.106	3.000	0	0	1
27	9.815	0.102	3.015	1	0	0
28	10.339	0.097	3.000	0	0	0
29	10.478	0.095	3.000	0	0	0
30	10.647	0.094	3.000	1	0	3

2.5 耐震性能照査について

性能照査型の耐震設計を行うにあたり、中跨式アーチ橋の耐震設計事例は少なく、各部材の照査指標については明確な規定化に至っていないのが現状である。よって、本検討では主要部材について塑性率の形 ($\varepsilon/\varepsilon_y$) でまとめることで、耐震性能の検討を行った。応答ひずみの ε は、着目する主要部材における断面の全ファイバーの最大ひずみ（引張側）と最小ひずみ（圧縮側）を抽出することとした。

3. 解析結果

3.1 静的強制変位解析

図-6 は静的強制変位を与えたときの方向と変位量別の塑性化した部材数のグラフを示す。強制変位を 3m 与えた時、橋軸方向（アーチの開閉方向）において塑性化した部材が 40 箇所以上確認されたが、鉛直方向においては全く確認されなかった。鉛直方向に関しては、鉛直上方と下方の両解析とも塑性化した部材は確認されなかったため、鉛直下方の 1 パターンで解析を進めた。橋軸直角方向に関しては、橋軸直角軸に対して左右対称の橋梁であるため、1 パターンのみ解析を実施した。橋軸直角方向の 3m の場合 28 箇所、0.5m の場合では 6 箇所のみ塑性化した部材が確認され、強制変位の方向としては橋軸方向における部材の塑性化数が多かった。以上より、橋梁を架設する際、計画地に断層が確認されている場合、断層との交差角を考慮した計画・設計が断層変位による影響を考慮する必要があると思われる。

図-7 に橋軸方向（アーチが開く）に強制変位を 3.0m 与えたときの塑性状況を示した。補剛桁とアーチ交差部に塑性化部材が集中していることがわかる。

また、図-8 はアーチの開閉方向の 1m と 3m におけるアーチリブと補剛桁の最大・最小塑性率の分布である。また、図-9 は橋軸のアーチ開閉方向に 3m の強制変位を与えた時の変形状況を示した。図-8 において大きな塑性率が生じているのはアーチリブと補剛桁の交差部付

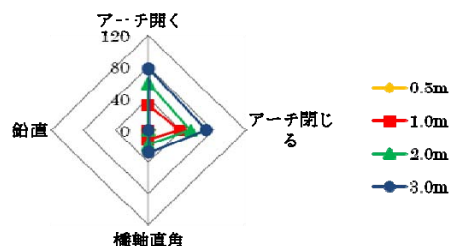


図-6 方向と変位量別塑性化部材数

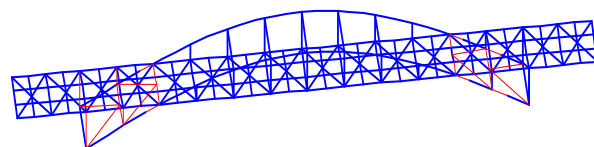
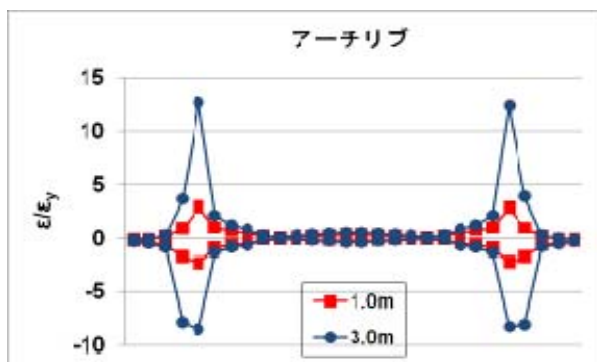
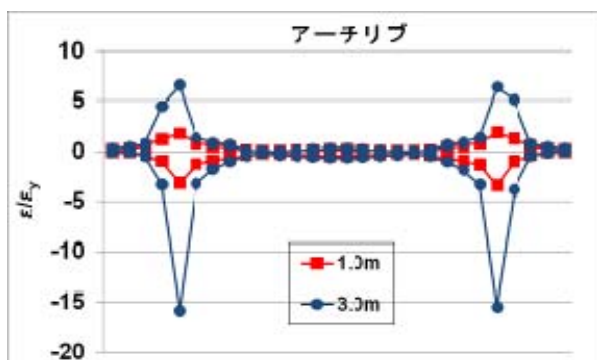
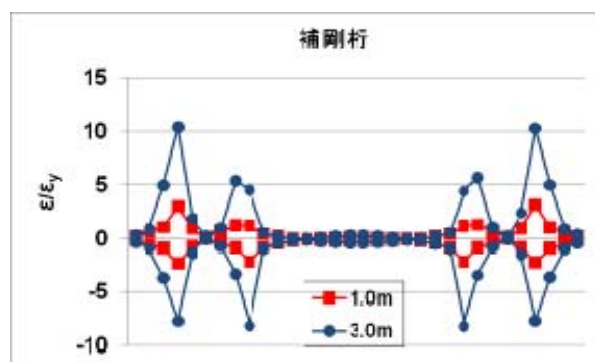


図-7 アーチが開く方向の塑性図 (3m)

近であり、大きな曲げ変形が発生していることが要因であり、同様の部分に塑性化した部材が集中していることが図-7 から確認できた。対象橋梁が中落式であることから、アーチリブと補剛桁の交差部に応力が集中したことが考えられる。アーチが開く方向の場合、初降伏に至るのは 0.52m の時で、補剛桁との交差するアーチリブであった。降伏後もアーチリブ、床版のコンクリート及び補剛桁において塑性化の進展が確認された。



(a)アーチが閉じる方向



(b)アーチが開く方向

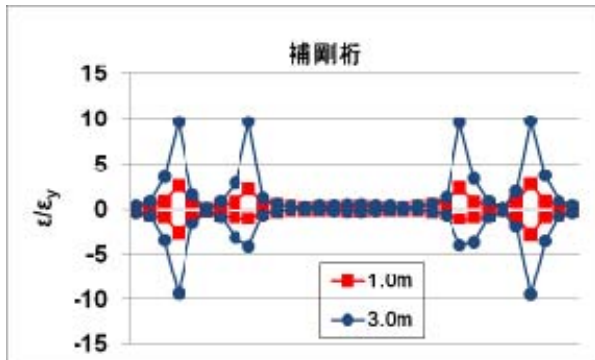


図-8 橋軸方向の最大・最小塑性率

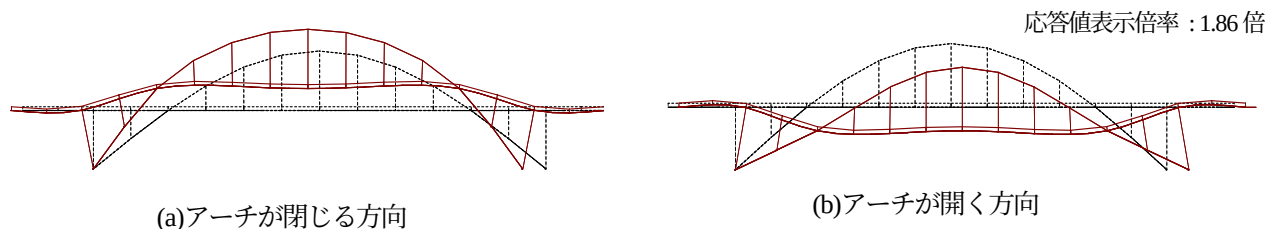


図-9 橋軸方向の変形図(3m)

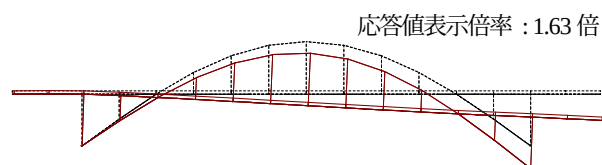


図-10 鉛直方向の変形図(3m)

更に変位量を増加させると、縦桁や支柱及び補剛桁横構にも塑性化した部材がみられるようになった。アーチが閉じる方向の場合も開く方向の場合とほぼ同様な結果が得られ、初降伏は0.52mの時でアーチが開く方向の場合と同様の箇所であった。

図-10は鉛直方向に3m強制変位させたと時の変形状況であり、図-11は鉛直方向に静的な強制変位を1mと3mにおけるアーチリブと補剛桁の最大・最小塑性率の分布である。これからわかるように、塑性化した部材はなく、今回の対象橋梁に関しては鉛直方向の応答ひずみは小さいことがわかった。

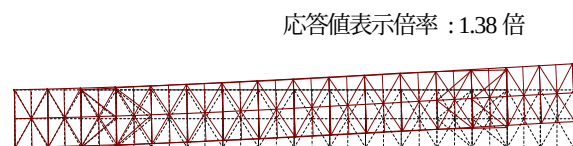
図-12は橋軸直角方向の3m強制変位させたと時の変形図と塑性状況を示しており、図-13は橋軸直角方向に静的な強制変位を1mと3m与えた時のアーチリブと補剛桁の最大・最小塑性率の分布である。橋軸方向の場合と比べると、塑性化した部材数が少ないが、強制変位を与えた支点の逆側のアーチリブ横構と支柱に塑性化した部材が多く見られた。補剛桁には塑性化した部材は確認されなかった。塑性化した部材もアーチリブ横構、横桁、支柱など二次部材がほとんどであった。つまり、橋軸直角方向への変位のため横桁やアーチリブ横構が降伏に至

っているのが特徴的である。なお、橋軸直角方向の場合、初降伏に至るのは0.31mの時でアーチ開閉方向の場合より早く塑性化が始まったが、3mまで変位を与えた時、塑性化した部材数はアーチ開閉方向の場合より少なかった。

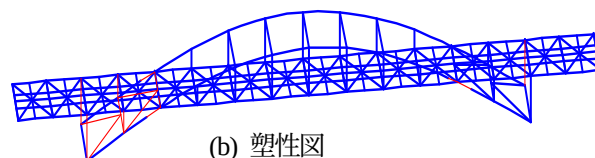
3.2 動的解析結果と静的解析結果の比較検討

静的強制変位解析（変位量1m）、一様加速度入力での動的解析および強制変位波形入力による動的解析（相対変位量1m）の結果をアーチの橋軸方向、つまりアーチの閉じる方向とアーチの開く方向で比較した。

図-14はアーチリブと補剛桁の最大・最小の応答ひずみ塑性率を取り出して、橋軸方向の変化を示した。なお、①は静的強制変位解析結果を、②は一様加速度入力での



(a) 変形図



(b) 塑性図

図-12 橋軸直角方向へ変形と塑性化状況(3m)

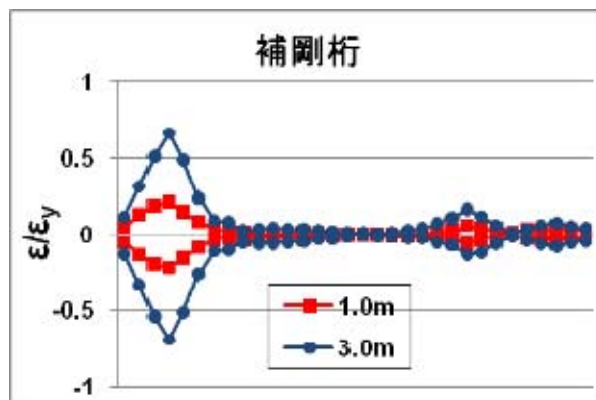
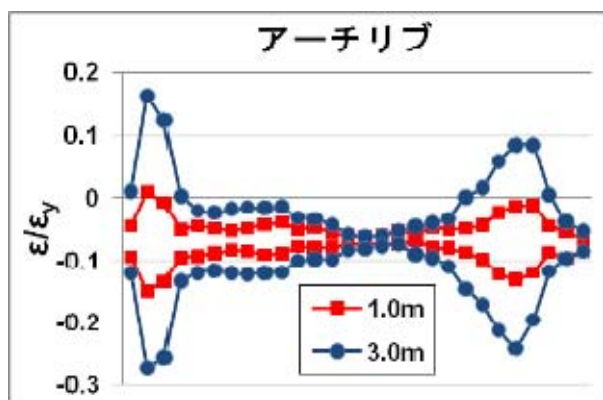


図-11 鉛直方向の最大・最小塑性率

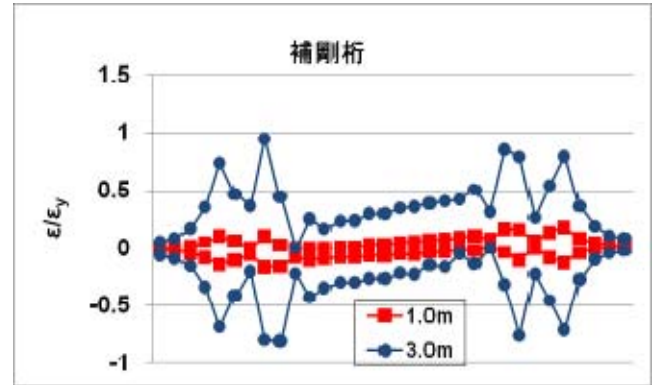
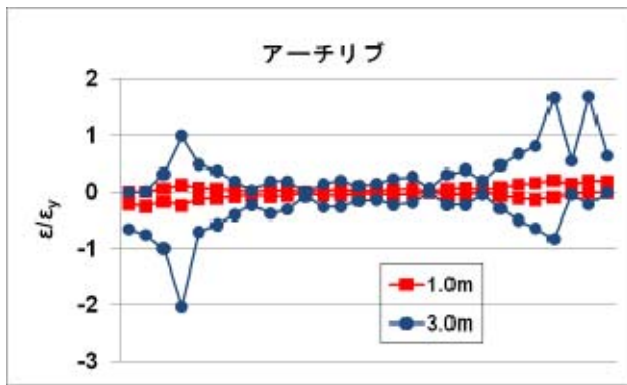
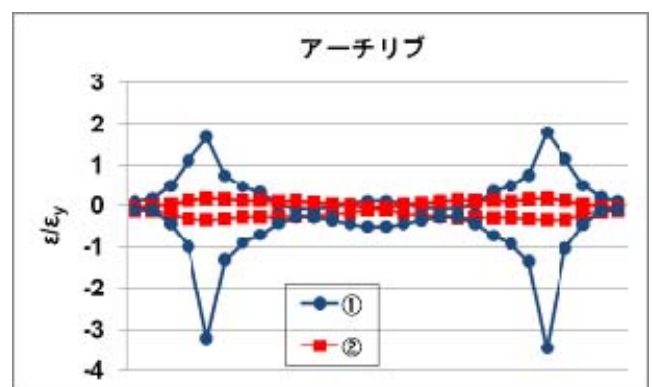
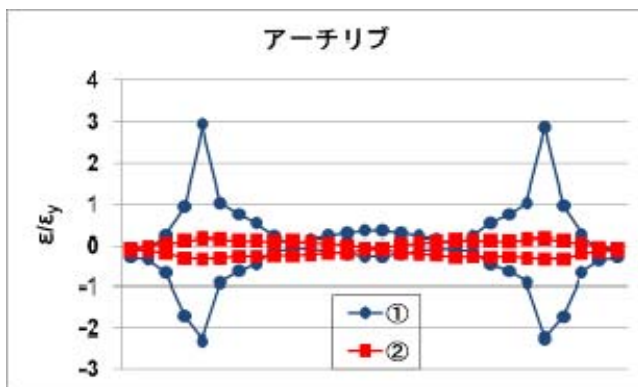
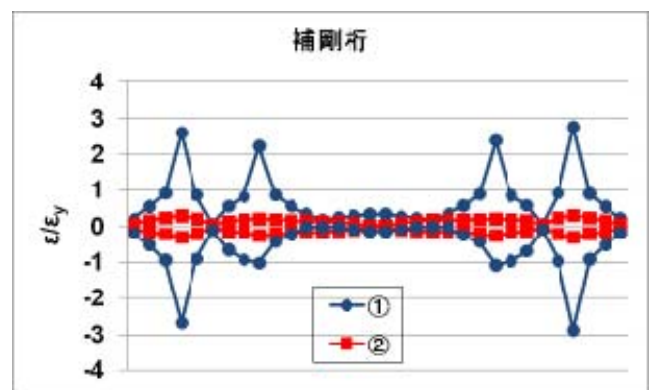
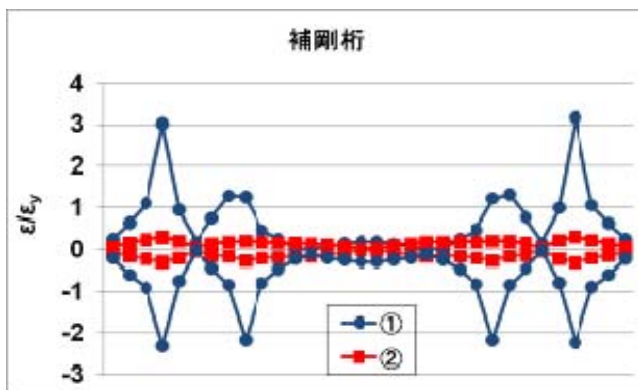


図-13 橋軸直角方向の最大・最小塑性率

動的解析結果である。図からわかるよう、アーチリブは補剛桁との交差部で、補剛桁は端支柱部とアーチリブとの交差部でひずみの値が大きくなることがわかった。なお、アーチの閉じる方向でも開く方向でも塑性化の状況に大きな差はでなかった。

次に、強制変位波形入力による動的解析（相対変位量1m）の結果を重ねて示した結果が、図-15 である。③は強制変位波形入力による動的解析の結果であるが、

静的強制変位の結果に比べると、生じるひずみの値の大きさや損傷の進行状況がほぼ似ていることがわかった。静的強制変位解析と一般的な動的解析を行えば、ひずみ損傷が生じる断層変位を考慮した解析は可能と思われる。しかしながら、今回は橋軸方向のみでかつ入力波形が1パターンのみでの検討結果であることから、今後詳細な検討が必要かと思われる。



(a)アーチリブが閉じる方向

(b)アーチリブが開く方向

① 静的強制変位解析 ②一様加速度入力の動的解析

図-14 最大・最小応答ひずみ塑性率の比較

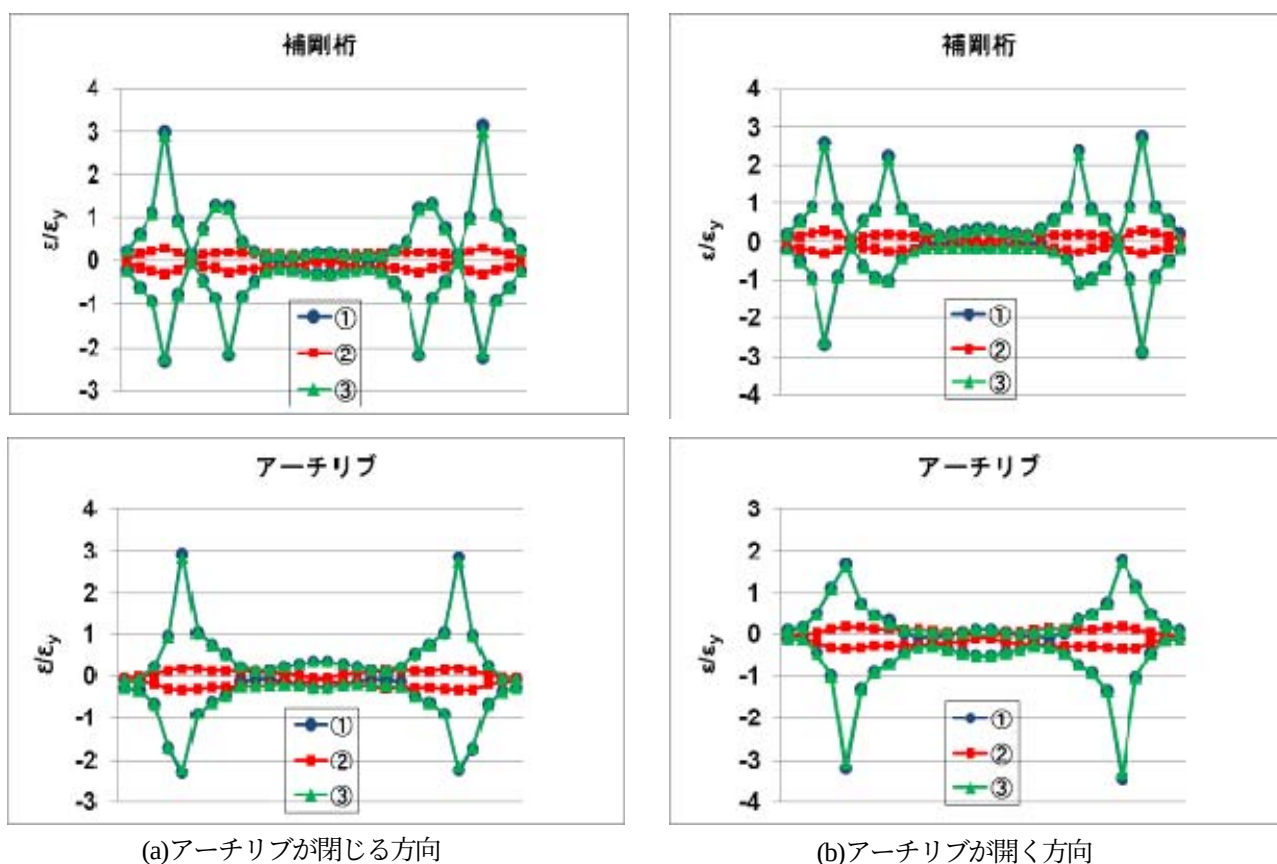


図-15 最大・最小応答ひずみ塑性率の比較

3.3 静的強制変位後に一様加速度入力による動的解析結果の比較検討

断層変位が生じるような大規模地震の場合、本震の規模に近い余震が起こる可能性が高いと考えられるため、3.2 で検討した結果に加えて静的強制変位 1m を橋軸方向および橋軸直角方向にそれぞれに与えた後、同じ方向に一様加速度入力の動的解析を実施した。

ここでは、①静的強制変位解析、②一様加速度入力の動的解析、③は①と②の解析結果を単純に足した結果で、④は静的強制変位 1m を与えた後、一様加速度入力による動的解析の結果である。

(1) アーチが閉じる方向に断層変位を与え、橋軸方向に一様加速度入力解析

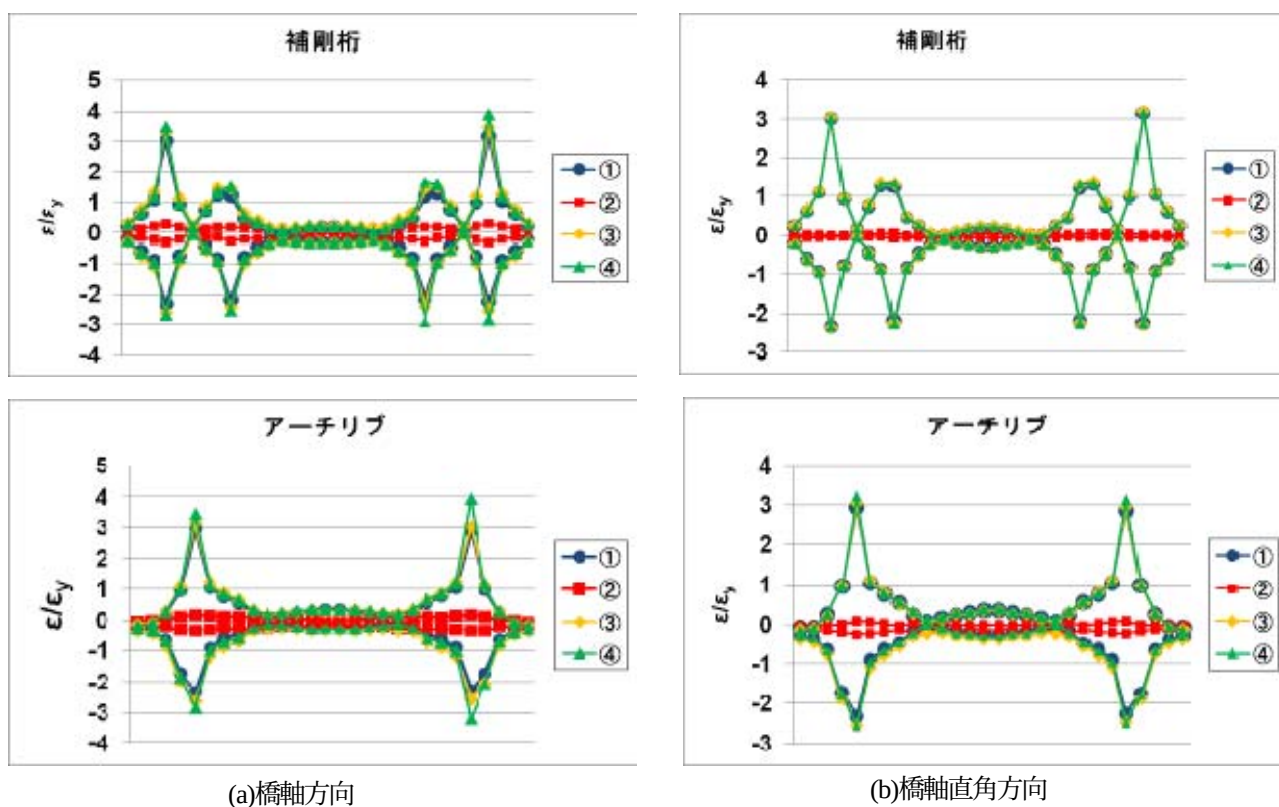
静的変位を与えた後、橋軸方向に一様加速度を入力して動的解析した結果との比較を図-16(a)に示す。図より、①の静的強制変位解析と②の一様加速度入力の動的解析の解析結果を単純に足した結果③より、④の静的強制変位 1m を与えた後、一様加速度入力による動的解析の結果の方がアーチリブおよび補剛桁とも多少大きく生じているがほぼ同じ結果となった。

(2) アーチが閉じる方向に断層変位を与え、橋軸直角方向に一様加速度入力解析

同じようにアーチが閉じる方向に静的変位を与えた後、一様加速度を橋軸直角方向へ入力した解析結果との比較を図-16(b)に示す。①の静的強制変位解析と②の一様加速度入力の動的解析の解析結果を単純に足した結果は、剛桁では圧縮側が大きく、アーチリブでは引張側が大きく出ており、④の静的強制変位 1m を与えた後、一様加速度入力による動的解析結果ともほぼ同じ値になっていることが分かる。

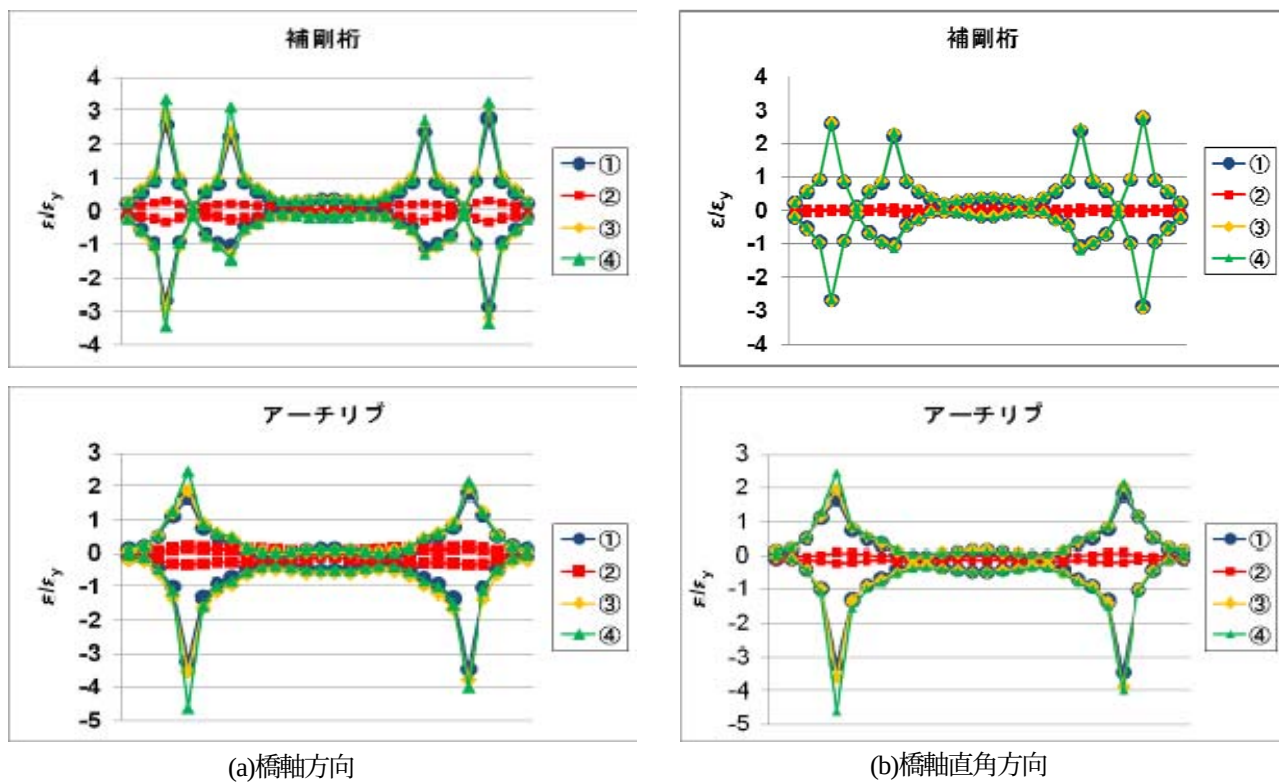
(3) アーチが開く方向に断層変位を与え、橋軸方向に一様加速度入力解析

アーチが開く方向に断層変位を与え、橋軸方向に一様加速度を入力した解析結果との比較を図-17(a)に示す。図より、①の静的強制変位解析と②の一様加速度入力の動的解析の解析結果を単純に足した結果③より、④の静的強制変位 1m を与えた後、一様加速度入力による動的解析の結果の方がアーチリブおよび補剛桁において圧縮側および引張側とも交差部において大きく生じているが、ひずみの分布の傾向は同様であった。



④ 静的強制変位解析, ②一様加速度入力 of 動的解析, ③=①+②, ④静的強制変位後動的解析

図-16 最大・最小応答ひずみ塑性率の比較



③ 静的強制変位解析, ②一様加速度入力 of 動的解析, ③=①+②, ④静的強制変位後動的解析

図-17 最大・最小応答ひずみ塑性率の比較

(4) アーチが開く方向に断層変位を与え、橋軸直角方向に一樣加速度入力解析

アーチが開く方向に断層変位を与えた後、橋軸直角方向に一樣加速度を入力した解析結果との比較を図-17(b)に示す。橋軸方向に一樣加速度を入力させた動的解析の結果とほぼ同じ傾向であり、①の静的強制変位解析と②の一樣加速度入力の動的解析の解析結果を単純に足した結果③より、④の静的強制変位 1 m を与えた後、一樣加速度入力による動的解析の結果の方がアーチリブではかなり大きくでているのに対し、補剛桁では単純に足し合わせて結果の方が大きくなった。

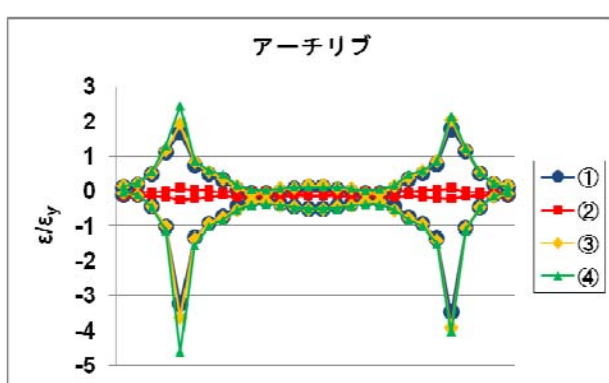
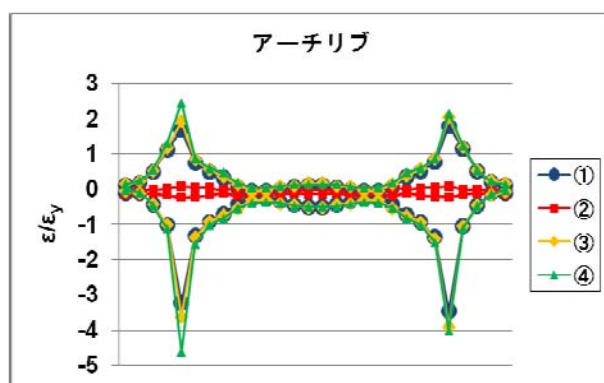
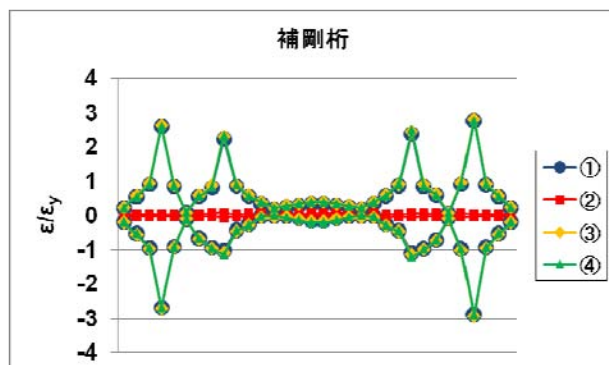
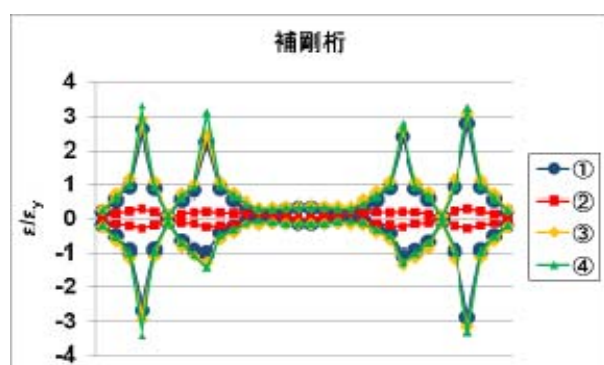
(5) 橋軸直角方向に断層変位を与え、橋軸方向に一樣加速度入力解析

橋軸直角方向に断層変位を与え、橋軸方向に一樣加速度を入力した解析結果との比較を図-18(a)に示す。

図より、①の静的強制変位解析と②の一樣加速度入力の動的解析の解析結果を単純に足した結果③より、④の静的強制変位 1 m を与えた後、一樣加速度入力による動的解析の結果の方がアーチリブおよび補剛桁において圧縮側および引張側とも交差部において大きく生じているが、ひずみの分布傾向は同様であった。

(6) 橋軸直角方向に断層変位を与え、橋軸直角方向に一樣加速度入力解析

橋軸直角方向に断層変位を与えた後、橋軸直角方向に一樣加速度を入力した解析結果との比較を図-18(b)に示す。橋軸方向に一樣加速度を入力させた動的解析の結果とほぼ同じ傾向であり、①の静的強制変位解析と②の一樣加速度入力の動的解析の解析結果を単純に足した結果③より、④の静的強制変位 1 m を与えた後、一樣加速度入力による動的解析の結果の方がアーチリブではかなり大きくでているのに対し、補剛桁では単純に足し合わせて結果の方が大きくなった。



(a) 橋軸方向

(b) 橋軸直角方向

⑤ 静的強制変位解析、②一樣加速度入力の動的解析、③=①+②、④静的強制変位後動的解析

図-18 最大・最小応答ひずみ塑性率の比較

4. 結論

中路式鋼アーチ橋が断層変位を含む地震動を受けた時の挙動や損傷メカニズムを明確にするために、静的強制変位解析、地震時の地震波形および加速度波形を積分して得られた変位波形を用いた強制変位による動的応答解析を行った。以下、得られた主な結論を示す。

- 1) 静的強制変位を橋軸方向（アーチの開閉方向）に与えた場合では多くの部材で塑性化が確認され、アーチリブと補剛桁との交差部において顕著であった。
- 2) 強制変位を橋軸方向及び橋軸直角方向に作用させた場合、アーチリブの補剛桁との交差部と補剛桁のアーチリブとの交差部及び端支柱との交差部で損傷が大きくなった。
- 3) 静的強制変位後の一様加速度入力による動的解析は、静的強制変位解析および一様加速度入力による動的解析結果から得られた両方の最大値を足した結果と比較して、同程度が大きめの値となることがわかった。
- 4) 最大・最小応答ひずみに関して、静的強制変位解析の結果は断層変位を考慮した動的解析結果に近い値となり、断層変位を受ける場合の挙動を再現でき、ある程度の耐震性能の検討は静的解析で考慮できた。
- 5) 本研究で用いた中路式鋼アーチ橋は断層変位を伴う地震波を受ける場合、橋梁のアーチ部材や補剛桁には大きな損傷を受ける可能性があることがわかった。

今後の課題として、断層変位を受ける中路式鋼アーチ橋の耐震安全性を確保するためには、断層変位を考慮した動的解析を含め、断層変位の大きさと損傷メカニズムを明確にする必要がある。なお、一様加速度入力結果や集集地震波の動的解析で塑性化が生じなかったのは本モデルの特徴かどうかを含めて今後詳細な検討が必要と思われる。そして性能照査の方法および耐震補強策について検討することが重要であることがわかった。

参考文献

- 1) 大塚久哲, 松田泰治, 栗木茂幸: 921 集集地震(台湾)被害調査報告書, 九州大学大学院工学研究科建設システム工学専攻建設振動工学研究室, 2002.
- 2) Japan Society of Civil Engineering : The 1999 Ji-Ji Earthquake, Taiwan-Investigation into Damage to Civil Engineering Structure, 1999.
- 3) Japan Society of Civil Engineering : The 1999 Kocaeli Earthquake, Turkey - Investigation into Damage to Civil Engineering Structure, 1999.
- 4) 原田隆典, 野中哲也: 横ずれ断層近傍における連続高架橋の地震応答特性, 構造工学論文集, Vol.47A, pp.843-849, 2001.
- 5) 原田隆典, 王宏沢, 野中哲也, 山下典彦: 横ずれ断層を横断する連続高架橋の応答挙動解析, 応用力学論文集, Vol.6, pp.701-711, 2003
- 6) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 (V 耐震設計編), 2002.
- 7) 日本鋼構造協会: 土木鋼構造物の動的耐震照査法と耐震性能向上策, pp.86-103, 2003.
- 8) (株)アーク情報システム: TDAPIII Ver.2.13 User's マニュアル, 2005.
- 9) Iwan, W. D., M. A. Moser, and C.-Y. Peng : Some observations on strong-motion earthquake measurement using a digital accelerograph, Bull.Seism.Soc.Am.75, pp.1225-1246, 1985
- 10) Boore, D. M. : Effect of baseline corrections on displacements and response spectra for several recordings of the 1999 Chi-Chi, Taiwan, earthquake, Bull.Seism. Soc. Am. 91, pp.1199-1211, 2001
- 11) 山尾敏孝, 庄達也, 村上慎一, 松田泰治: 断層変位を受ける中路式鋼アーチ橋の耐震挙動と耐震性能評価の検討, 土木学会地震工学論文集, pp.440-449, 2007.

(2009 年 9 月 18 日受付)