

断層変位を受ける中路式鋼アーチ橋梁の 動的挙動と耐震補強方法の検討

辻野 慶恵¹・山尾 敏孝²

¹榎大林組 (〒108 8502 東京都港区港南2 15 2)
E-mail:yoshi077d8833@yahoo.co.jp

²熊本大学大学院自然科学研究科教授 (〒860-8555 熊本市黒髪2-39-1)
E-mail: tyamao@kumamoto-u.ac.jp

近年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ようになった。そこで本研究では、橋梁の支点部分に残留変位の異なる変位波形を入力する方法により、断層変位と慣性力を同時に橋梁モデルに作用させた時刻歴応答解析を行い、断層直上の橋梁の耐震挙動を把握した。断層変位を考慮せずに設計された道路橋である中路式鋼アーチ橋のモデルを用いて、断層変位の影響による損傷の具合を把握した後に、いくつかの耐震補強対策案を検討し、応答ひずみ低減効果によりそれぞれの対策案に対する有効性を調べた。鋼アーチ橋の地震応答解析において有効とされている履歴型ダンパーの一種で軸降伏型である座屈拘束ブレースの設置と損傷が激しい部材における断面剛性の変更(板厚の増厚)を試み、その効果を検討した。

Key Words : Half-through steel arch bridge, fault displacement, seismic behaviors, nonlinear dynamic analysis, seismic retrofitting

1. はじめに

土木構造物に対して、現状の耐震設計基準では、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設計事例はほとんどない¹⁾。しかし近年、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ている²⁾⁴⁾。例えば、1999年に発生したトルコ・コジャエリ地震や台湾・集集地震では、それぞれ水平方向に4~5m程度および鉛直方向に最大9~10m程度に達する断層変位が地表面に出現し、断層による永久変位が原因となって道路橋を含む多くの構造物が被災した。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。そのため近年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ようになり、断層変位に対する耐震設計法も求められつつある⁵⁾⁶⁾。

断層変位の影響を受ける橋梁の挙動分析方法としては、橋梁架橋地点の直下に断層が存在し、その断層が動くことで支点部分を含む地盤が変位することから、支点部分に静的に強制変位を作用させる解析方法が多くとられてきた⁷⁾。ただし、この方法では地盤振動によって生じる慣性力の影響が考慮されていないため、実際の挙動とは異なる可能性がある。

そこで、本解析では橋梁の支点部分に残留変位の異なる変位波形を入力する方法により断層変位と慣性力を同時に橋梁モデルに作用させた時刻歴応答解析を行い、断層直上の橋梁の挙動を把握する方法を用いることとした⁸⁾。まず、断層変位を考慮せずに設計された道路橋である中路式鋼アーチ橋を基に作成したモデルを用いて、断層変位の影響による損傷の具合を把握した。そして、いくつかの耐震補強対策案を取り入れた新しいモデルを作成し、応答ひずみ低減効果によりそれぞれの対策案に対する有効性を調べた。最後に、耐震補強対策方法としては、従来の鋼アーチ橋の地震応答解析において有効とされている履歴型ダンパーの一種で軸降伏型である座屈拘束ブレースの設置、損傷が激しい部材における断面剛性の変更(板厚の増厚)を試みた。

2. 解析概要

(1) 静的・動的解析の概要

本研究における解析は、静的解析(弾性域)における自重解析、強制変位波形による時刻歴応答解析、強制変位による静的解析(非弾性)として実施した。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ない、その結果を次の時刻歴応答解析に引き継ぐこととした。

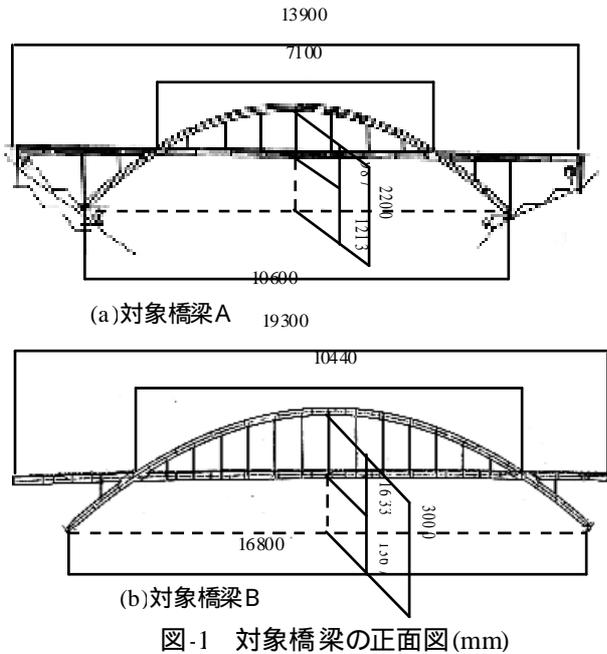


図-1 対象橋梁の正面図(mm)

表-1 設計条件

	対象橋梁A	対象橋梁B
橋長	140m	203m
支間割	16.5m+106.0m+16.5m	17.5m+168.0m+6.35m
有効幅員	車道7.00m 歩道3.00m	車道5.50m 歩道2.50m
床版	鉄筋コンクリート床版 ($t=200\text{mm}$)	鉄筋コンクリート床版 ($t=180\text{mm}$)
舗装	アスファルト舗装(車道 $t=70\text{mm}$ 歩道 $t=30\text{mm}$)	アスファルト舗装(車道 $t=60\text{mm}$ 歩道 $t=69\sim 125\text{mm}$)
設計水平震度	橋軸方向 $K_h=0.25$ 直角方向 $K_h=0.22$	$K_h=0.17$
適用基準	道路橋示方書・同解説 (日本道路橋協会)S55	道路橋示方書・同解説 (日本道路橋協)H2.2

時刻歴応答解析の方法は、残留変位の異なる変位波形を橋梁モデルの両端の支点に入力する時刻歴応答解析の1パターンのみである。使用した解析ツールは汎用解析プログラムTDAPである⁹⁾。数値計算法は直接積分法とし、積分手法はNewmark法($\gamma=0.25$)を用いた。また減衰はRayleigh減衰とし、後述べる固有値解析の結果から得られる固有振動数により計算した。

(2) 解析対象橋梁

中路式鋼アーチ橋の構造の違いによる挙動特性への影響を調べるため、ここでは2つの橋梁を解析対象とした。対象橋梁はそれぞれ昭和55年および平成2年の道路橋示方書により設計された中路式鋼アーチ橋(一等橋)であり、重要度はA種で1種地盤に建設されている。表-1に設計条件、図-1に正面図を示した。モデルAは橋長139m、支間割16.5m+106m+16.5mであるのに対し、モデルBは橋長193m、支間割17.5m+168m+6.35mと長スパン橋梁である。図-2にはモデル化した橋梁のそれぞれの全体図および平面図を示しているが、モデルBでは橋梁の左右を対

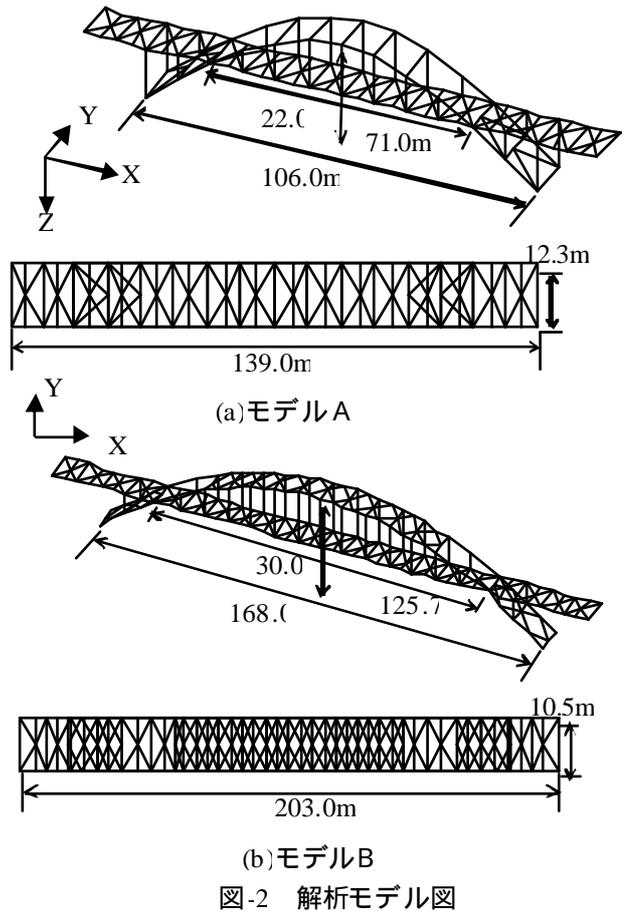


図-2 解析モデル図

象にするために、橋長193m、支間割17.5m+168m+17.5mとした。両モデル共に床版は鉄筋コンクリート床版、舗装はアスファルト舗装を用いている。部材の断面はモデルAではアーチリブ、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。また、モデルBではアーチリブ及び端支柱が補剛箱型断面であり、その他はすべてI型断面部材で構成されている。使用鋼種は両モデルともSM490Y(降伏応力 $\sigma_y=355[\text{MPa}]$ 、ヤング率 $E=206[\text{GPa}]$ 、ポアソン比 $\nu=0.3$)および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。橋梁のモデル化については、文献10)や11)を参考にして行った。また、鋼材の材料構成則は、2次勾配を $E/100$ とするバイリニア型(弾性係数は $2.06 \times 10^5 \text{N/mm}^2$)で移動硬化則に従うものとした。RC床版の材料構成則は、コンクリート標準示方書で与えられる材料構成則(設計基準強度 $f_{ck}=30\text{N/mm}^2$)を使用した。

(3) 固有値解析結果

モデルAとモデルBの固有値解析結果を表-2に示した。表中のX、Y、Zは図-2で示した座標の方向と同一である。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、橋軸直角方向(Y軸方向)において

表-2 固有値解析結果 (a)モデルA (b)モデルB

次数	固有振動数 (Hz)	固有周期 (sec)	有効質量比		
			X	Y	Z
1	1.1038	0.90593	39	0	0
2	1.8226	0.54866	0	37	0
3	3.2313	0.30948	0	0	0
4	3.5552	0.28128	11	0	0
5	3.7638	0.26569	0	40	0
6	4.1324	0.24199	0	5	0
7	4.3546	0.22964	0	0	0
8	4.594	0.21767	0	0	40
9	5.1533	0.19405	0	0	15
10	5.6619	0.17662	0	1	0

次数	固有振動数 (Hz)	固有周期 (sec)	有効質量比		
			X	Y	Z
1	0.60185	1.6615	35	0	0
2	1.0481	0.95409	0	60	0
3	2.1154	0.47272	10	0	0
4	2.218	0.45085	0	0	0
5	2.4511	0.40797	0	19	0
6	2.5008	0.39987	0	0	13
7	3.3621	0.29743	0	0	36
8	3.5564	0.28119	0	0	0
9	4.2778	0.23377	0	0	0
10	4.6055	0.21713	1	0	0

は両モデルとも2次と5次のモードが卓越する変形モードとなっていることがわかる。また、橋軸方向(X軸方向)に関しては、モデルAでは1次と4次で卓越しているのに対し、モデルBでは1次と3次で卓越している。しかし、最も卓越しているモードに着目すると両モデルとも1次モードであった。固有周期については、モデルAでは橋軸方向の卓越周期が0.906sec、橋軸直角方向の卓越周期は0.549sec及び0.266secであった。また、モデルBでは橋軸方向が1.66sec、橋軸直角方向が0.954secであった。

表-3 許容ひずみの設定

照査部位	許容ひずみ
アーチリブ	2 ϵ_y
補剛桁	2 ϵ_y
支柱	2 ϵ_y
2次部材, その他	

開閉方向(橋軸方向)および橋軸直角方向とした。鉛直方向については既往の静的強制変位解析結果より、断層変位による影響が橋軸方向および橋軸直角方向に比べ少ないため、ここでは検討しないものとした。

(4) 断層変位を考慮した地震波入力解析

本解析では、図-3 に示すようにアーチの中央下に断層が存在し、地震発生後左右の支点間に断層変位が生じる状況を想定した。左右の支点到残留変位の異なる変位波形をそれぞれ入力することにより、解析終了時に2つの変位波形の相対差が断層変位量として生じるようにした。この解析手法は同じ加速度波形から作成した2波を選択しているため、橋梁モデルに一樣時刻歴加速度と支点間の強制相対変位が作用した状態を想定していることとほぼ等価になる。なお、厳密には2つの変位波形から作成した加速度は若干異なるため、一樣加速度とは言えない。

用いる変位波形としては、断層変位が生じた近年の代表的な地震である、1999年台湾・集集地震におけるTCU068観測点でのEW成分を用い、その加速度波形を図4に示す。これを時間積分して得られる変位波形TCU068EW2-3、TCU068EW2-5およびTCU068EW2-6を図-5(a)に示した。これらの変位波形は文献(12)、(13)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。各変位波形の相対変位量を図-5(b)に示す。動的強制変位解析において、断層変位量と橋梁モデルの損傷の程度を比較するために、ここでは相対変位量が約1m、2m、3mとなるように変位波形を選定し、動的解析を行うものとした。また、入力方向としてはアーチの

(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、中路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化率の形(ϵ/ϵ_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。また、鋼・合成構造標準示方書¹⁴⁾では部材健全度及び限界値の例が紹介されており、大損傷時における鋼アーチ橋の部材健全度は主要部材が軽微な損傷、2次部材が大きな損傷としており、表-3のようになる。そこで応答ひずみによる検討では降伏ひずみ ϵ_y および降伏ひずみの2倍である $2\epsilon_y$ との比較・検討を行うこととした。なお、2次部材については終局ひずみ ϵ_u を用いることが考えられるが、ここでは耐震性能の検討していないので省略した。今後の課題と思われる。

3. 断層変位を考慮した解析結果と考察

(1) モデルAの動的解析

a) 部材の塑性化状況

図-6は、モデルAに対して断層変位量が約1m、2m、3m生じる動的強制変位解析の結果で、断層変位

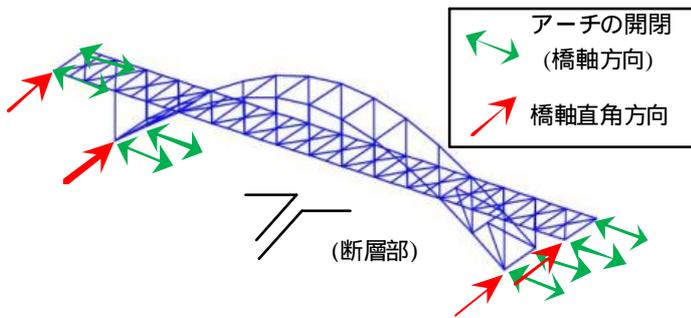


図-3 変位波形の入力方向

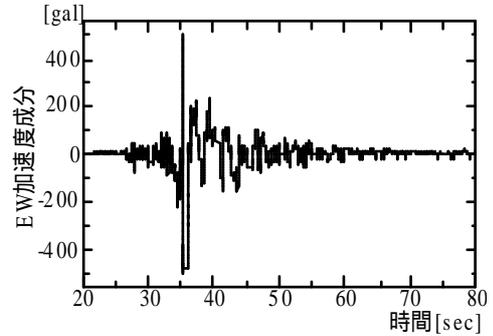
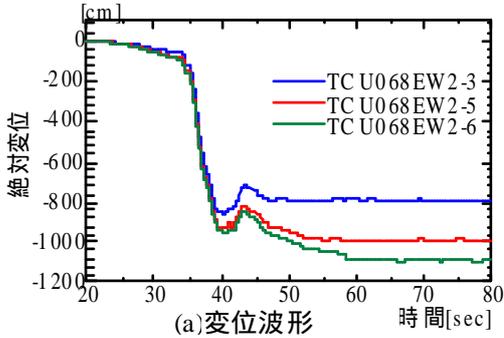
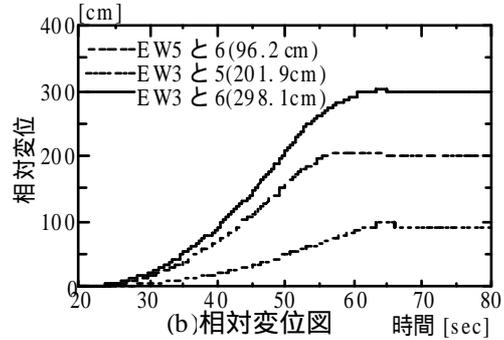


図-4 集集地震加速度波形



(a)変位波形



(b)相対変位図

図-5 変位波形

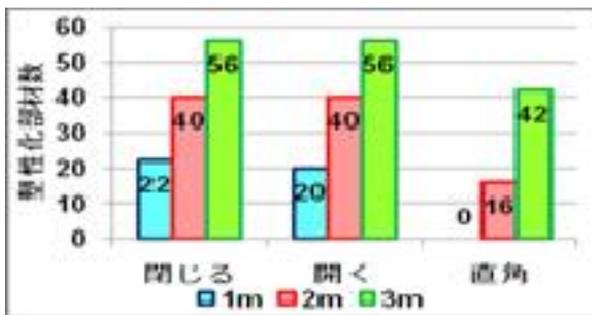


図-6 断層変位量と塑性化部材数

が生じる方向と塑性化部材数を表した図である。橋軸直角方向に断層変位が生じる場合、変位量1mでは塑性化部材が確認されなかったが、断層変位量が2m以上になると塑性化部材数が著しく増えていることがわかる。橋軸方向においては、断層変位量が1mの時点で多くの部材が塑性化しており、変位量2m, 3mの場合でも橋軸直角方向よりも多くの部材が塑性化した。このことから、橋梁を架設する際、計画地に断層が確認されている場合には、断層との交差角を考慮した計画・設計を行う必要があると考えられる。

図-7に各方向の塑性化部材位置を示す。図中の赤で示している部材が塑性化判定された部材である。橋軸方向については1mの場合、橋軸直角方向については1mでは塑性化部材が見られなかったため2mの場合の塑性化部材位置を表している。この図より、橋軸方向に断層変位が生じる場合、アーチリブと補剛桁の交差部及び端支柱との結合部付近の補剛桁から塑性化していることがわかる。また橋軸直角方向に断層変位が生じる場合、補剛桁との交差部付近におけるアーチリブ横構および端支柱が初めに塑性化していることがわかった。

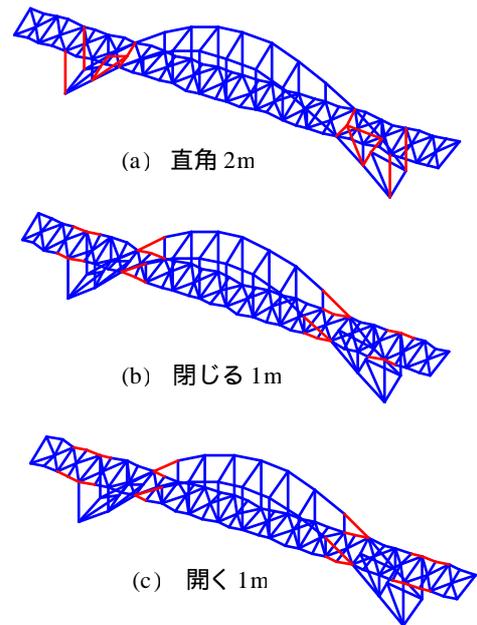


図-7 塑性化部材の位置図

b) 主要部材の最大・最小塑性率

図-9と図-10は、橋軸及び橋軸直角方向の主要部材における最大・最小塑性率を示す。図中に示されている黒色破線は $\varepsilon/\varepsilon_y=1$ 、黒色実線は $\varepsilon/\varepsilon_y=2$ を表している。また、各図の横軸の要素番号は図-8に示す位置の要素番号であり、アーチリブは1000~1310、補剛桁は2000~2310、支柱は8000~8100である。なお、各部材の要素番号は10ずつ増やしている。図-9の橋軸方向の動的強制変位解析では、左側がアーチの閉じる方向、右側がアーチの開く方向を示している。図からわかるように、アーチリブと補剛桁と

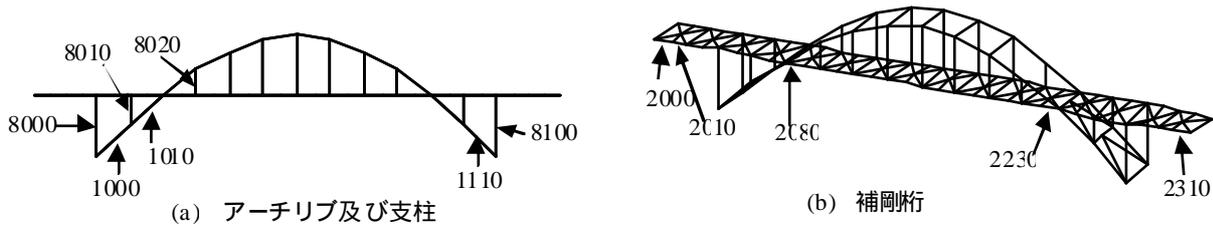


図-8 モデルAの主要部材の部材番号

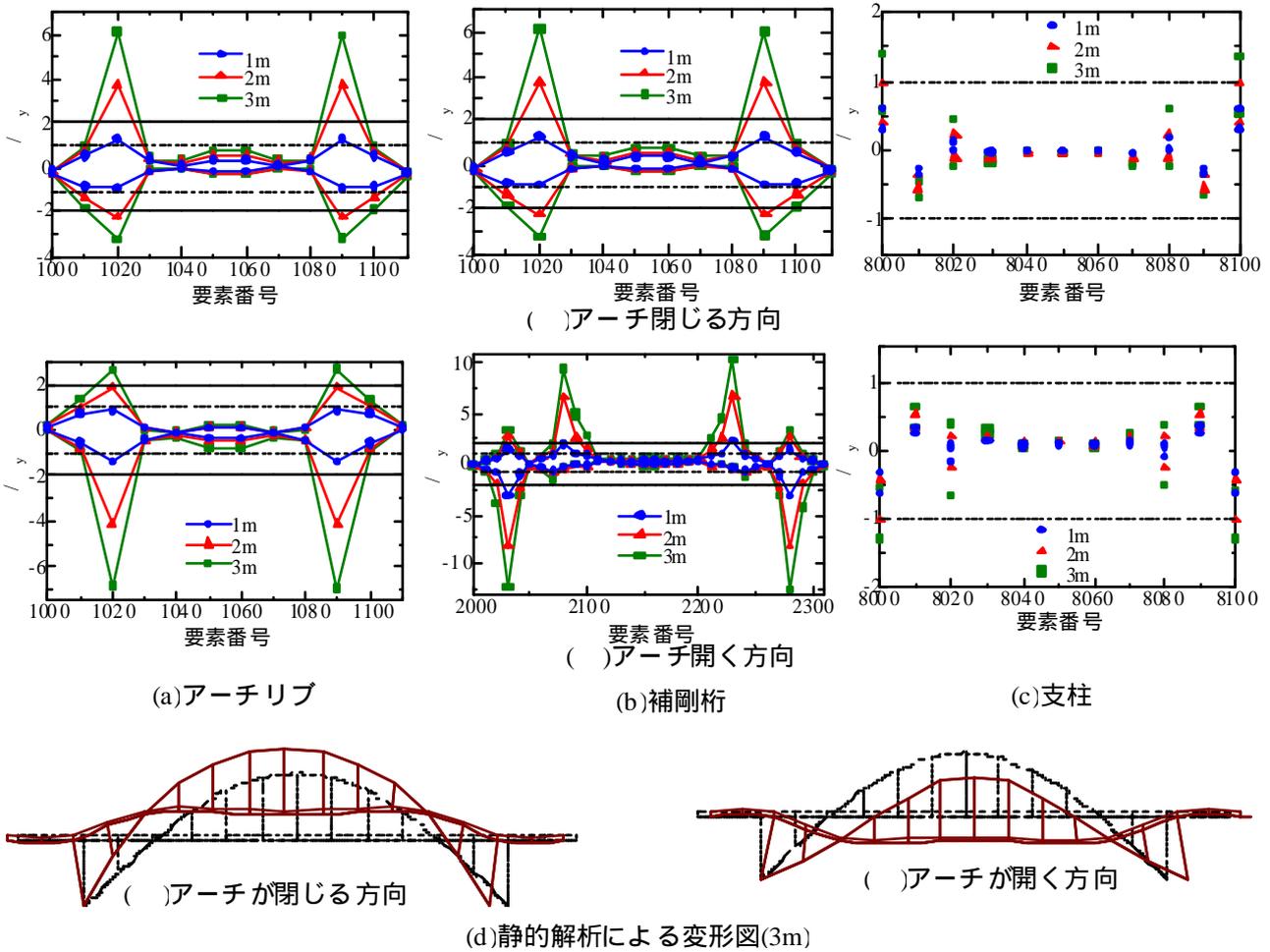


図-9 モデルAにおける橋軸方向の最大・最小塑性率と変形図

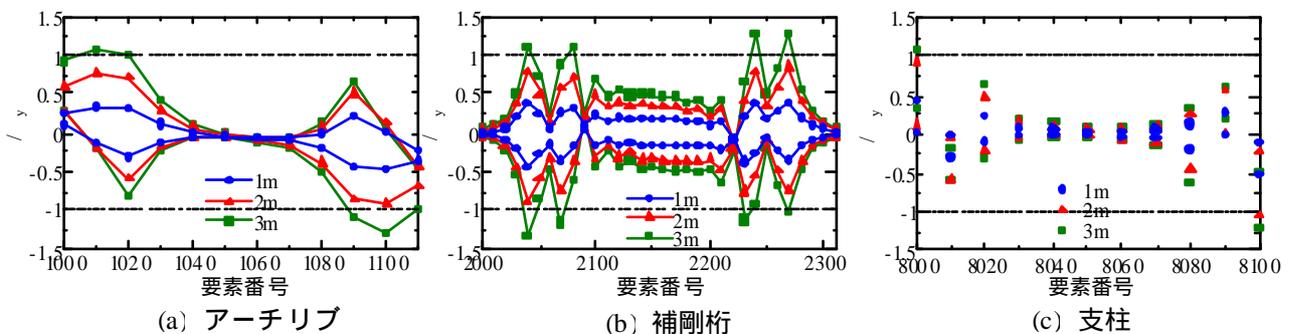


図-10 モデルAにおける橋軸直角方向の最大・最小塑性率と変形図

の交差部および端支柱との結合部付近の補剛桁において、大きな塑性率が生じている。アーチリブ・補剛桁では 1m の断層変位で既に塑性化しているのに対し、支柱では 3m の断層変位が生じたときに端支柱が塑性化した。橋軸方向に断層変位が生じた場合、アーチが閉じる方向と開く方向では引張と圧縮が逆になったが、塑性率にはあまり差が見られなかった。またアーチリブでは、補剛桁との交差部に最も大きなひずみが生じているが、補剛桁ではアーチリブとの交差部に大きなひずみが生じているものの、端支柱との結合部分にはさらに大きなひずみが発生した。アーチリブおよび補剛桁におけるひずみ分布は、静的に強制変位を作用させた場合と同様な分布を示していることから、似たような変形が生じたと考えられる。図-9(d)は、静的強制変位解析によるアーチが閉じる方向に 3m の断層変位が生じた場合の変形図である。これより、補剛桁の中央部が大きく盛り上がるように変形していることから、アーチリブと補剛桁の交差部付近では大きな曲げ変形による圧縮ひずみが発生し、端支柱との結合部分では、アーチリブとの交差部へ部材が引張られたことによる引張ひずみが発生したことがわかる。特に、端支柱との結合部付近の補剛桁は、断層変位量が 1m 生じた場合で既に $2\varepsilon_y$ を大きく上回っており、この部分を中心に断層変位対策が必要と思われる。

橋軸直角方向に断層変位が生じた場合（図-10）、主要部材における塑性化率は、アーチリブ、補剛桁、支柱すべてにおいてモデルの左右で圧縮と引張が対称になるようなひずみの分布がみられた。また、各部材とも断層変位量が 3m に達した時に塑性化部材が確認されたが、 $2\varepsilon_y$ を越えるような大きな塑性率が生じる部材はなかった。

(2) モデル B の動的解析結果

図-11 は、モデル B に断層変位量が 1m、2m、3m になる動的強制変位解析を行い、断層変位が生じる方向と塑性化部材数を表した図である。橋軸直角方向の場合、変位量が 3m の場合でも塑性化部材は見られなかった。また、橋軸方向において 1m の断層変位量ではモデル A に比べて塑性化部材数が非常に少なく、アーチスパンが長いことが影響したと思われる。しかし、橋軸方向に断層変位が 2m 生じた場合に塑性化部材数が著しく増加し、モデル A とほとんど同じ部材数が塑性化した。図に示してないが、橋軸方向に断層変位 3m が生じた場合、モデル A と違い端支柱との結合部付近における補剛桁の塑性化部材は確認されなかった。

図-12 は主要部材の最大・最小塑性率を示した。部材番号付けは、アーチリブが 1000~1310、補剛桁が 2000~2410、支柱が 8000~8140 である。アーチが閉じる方向に断層変位が生じた場合、図-12(b)の補剛桁における最大・最小塑性率より、アーチリブとの交差部において、モデル A 同様大きな圧縮ひずみが発生しているが、端支柱との結合部においてそれを越えるような大きな引張ひずみは生じなかった。また、

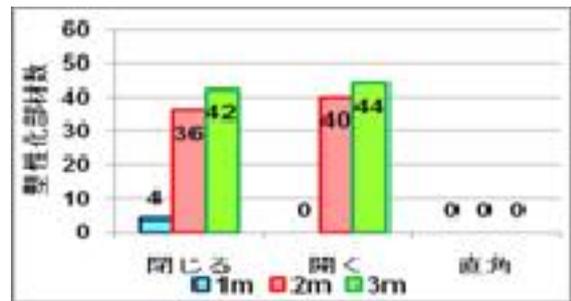


図-11 断層変位量と塑性化部材数

アーチリブでは補剛桁との交差部よりも、基部の方が大きなひずみが生じる結果となり、引張と圧縮の差はそれほどない結果となった。支柱についてはモデル A と端支柱の設置位置が異なるが、両モデルの端支柱の塑性率は同様の値であった。アーチが開く方向に断層変位が生じた場合は、閉じる方向に生じた場合と圧縮・引張の方向が変わったが応答の絶対値としては変化が認められなかった。

(3) 動的解析結果のまとめと考察

モデル A では橋軸方向に 1m、橋軸直角方向に 3m に断層変位が生じた場合に塑性化部材が確認され、同じ断層変位量ではモデル B では塑性化部材がほとんど確認されなかった。モデル B はモデル A に対して、アーチ支間が約 1.58 倍であることから、スパン長と生じる断層変位の割合では、モデル A に対する 2m とモデル B に対する 3m がほぼ一致すると考えられる。塑性化部材数に着目すると、図-6 及び図-11 よりモデル A に橋軸方向 2m の断層変位が発生した場合、アーチが閉じる方向・開く方向ともに 40 カ所の部材が塑性化した。モデル B で橋軸方向 3m の断層変位が生じた場合、アーチが閉じる方向では 42 カ所、開く方向では 44 カ所の部材が塑性化していることがわかる。このことから、橋軸方向に断層変位が生じる場合、断層変位量とアーチスパン長の比が同じであれば塑性化部材数もほぼ同等の値になると考えられる。しかし、橋軸直角方向に断層変位が生じた場合、モデル A の塑性化部材数 16 カ所に対しモデル B では塑性化部材が確認されなかったことから、断層変位量とアーチスパン長の比が同じであっても、全体的な構造諸元の違いが損傷の程度に影響していると考えられる。また、全体的な構造形式の違いについては、アーチリブおよび補剛桁の塑性率分布にも影響が表れた。特に、補剛桁において、モデル A では端支柱との結合部で最もひずみ塑性率が卓越していたが、モデル B ではアーチリブとの交差部にのみひずみ塑性率が卓越する結果となった。しかし、モデル A とモデル B では端支柱の設置位置が違っただけでなく、橋長やアーチリブ横構など構造形式の全体的な違いが影響していることも考えられる。よって、中路的鋼アーチ橋の断層変位に対する耐震補強対策を検討する場合、端支柱の設置位置の違いのみによる全体挙動への影響も考慮する必要があると考えられる。

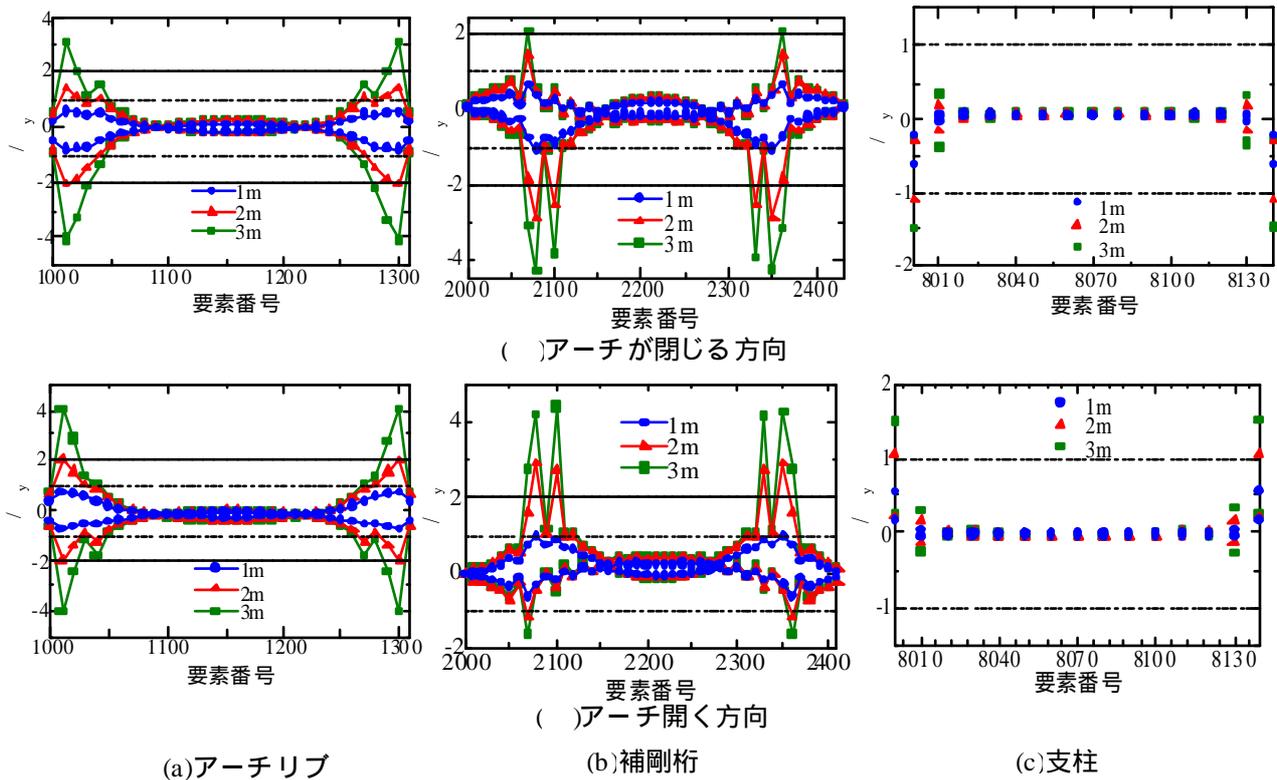


図-12 モデルBにおける橋軸方向の最大・最小塑性率

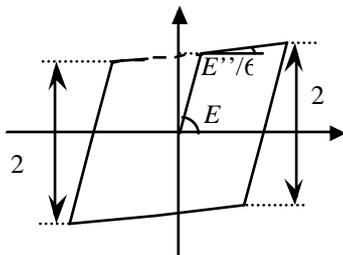


図-13 座屈拘束ブレースの構成則

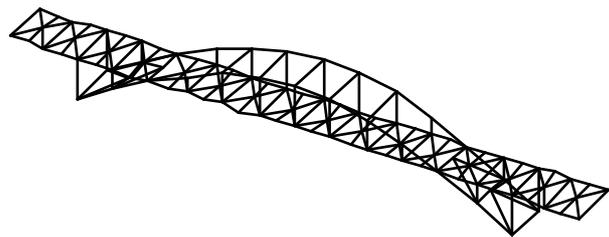


図-14 座屈拘束ブレースの設置位置

4. 耐震補強対策方法の概要

(1) 断層変位を考慮した耐震補強の概要

3章の結果より、損傷の激しかったモデルAを対象モデルとし、アーチの開閉方向(橋軸方向)には断層変位量1m、橋軸直角方向には断層変位量3mを与えて比較した。また、耐震対策方法として座屈拘束ブレース材の設置、部材剛性の変更、端支柱の有無の3種類を導入した補強モデルを作成し、断層変位を考慮した動的解析の応答ひずみの低減効果から、それぞれの耐震補強方法の有効性を検討した。

a) 座屈拘束ブレース材の設置

既往の研究¹⁰⁾より、鋼アーチ橋の地震に対する耐震性を向上に履歴型ダンパーの設置が有効性が報告されている。そこで履歴型ダンパーの一種である座屈拘束ブレース(BRB)を使用することにした。アーチリブ横構(S400)を対象にしてBRBの断面を文献⁹⁾を参考にして決定した。得られた断面積等を表-4に示した。

表-4 座屈拘束ブレースの断面積

	降伏応力[MPa]	断面積[cm ²]	降伏軸力[kN]
基本モデル	235	203.70C	5,90C
BRBモデル	235	60.000	1,410

また、BRBは軸力部材として両端をピン結合でモデル化した。構成則は図-13に示すようなバイリニア型を用い、ヤング率 $E = 213 \text{ GPa}$ 、塑性域での2次勾配は $E/60$ とした。BRBの設置箇所は現橋において損傷の激しかった補剛桁とアーチリブの交差部・端支柱と補剛桁の結合部付近の横構を基準に、様々な設置パターンを検討した結果、アーチリブ基部への設置が塑性化部材数の減少に最も影響がみられた。BRBの設置箇所を図-14に示すが、図中の太線で示している箇所がBRBの取り付け位置である。以下、これをBRBモデルとする。

表-5 断面寸法変更 (単位 mm)

部材	位置		フランジ幅	フランジ板厚	ウェブ幅	ウェブ板厚
補剛桁	端支柱との結合部	現橋	100	1.4	120	1.2
		変更後	100	1.4	120	5.6
	アーチリブとの交差部	現橋	100	1.6	120	1.2
		変更後	100	1.6	120	5.6
アーチリブ	補剛桁との交差部	現橋	91.2	1.4	151.4	1.2
		変更後	91.2	1.4	151.4	5

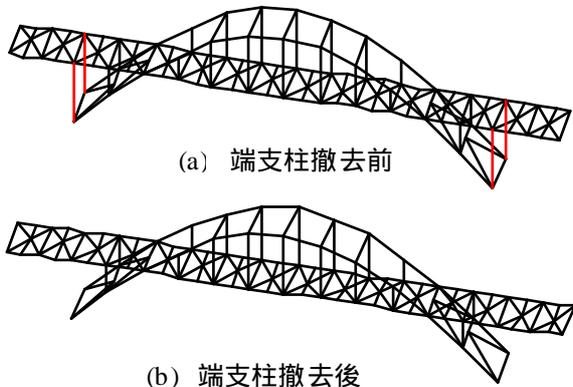


図-15 端支柱撤去前後の変化

b) 部材剛性の変更

動的解析結果より橋軸方向への断層変位が生じた場合、補剛桁の中心部が大きな曲げ変形が生じ、部材が曲げ応力を受けていることが考えられる。そこで、部材の曲げ剛性を上げるために、部材の断面 2 次モーメントが 2 倍になるように部材板厚の増厚を行い、部材剛性の変化させた。部材剛性の変更箇所は、ひずみが卓越するアーチリブと補剛桁の交差部および補剛桁と端支柱の結合部とした。表-5 に板厚変更をした箱型断面部材の断面寸法を示す。以下これを増厚モデルとよぶ。

c) 端支柱の有無

モデルAとモデルBではアーチリブ基部における端支柱の有無により、ひずみの分布に違いが表れた。しかし、モデルAとBではアークスパン長の違いだけでなく、アーチリブ横構の設置状況や、補剛桁の断面形状など異なる点が多いため、単なる端支柱の有無による違いとはいえないことも考えられる。そこでモデルAにおいて、アーチリブの端支柱を撤去した場合の全体挙動への影響を調べることにした。図-15 に端支柱撤去前と撤去後の全体図を示すが、以下このモデルを端支柱モデルとよぶ。

(2) 耐震補強対策後の動的解析結果と考察

a) 塑性化部材数および塑性化部材位置の変化

耐震補強対策の 3 モデルについて、動的強制変位解析を行った。補強前との塑性化部材数の変化を図-16 に示す。橋軸直角方向への動的強制変位解析ではどの対策モデルでも塑性化部材数の減少が見られた。図-17 では塑性化した部材の位置を赤線で示しているが、図-17(a)(b)に着目すると、BRB モデルおよび増厚モデルでは補剛桁において塑性化した部材がな

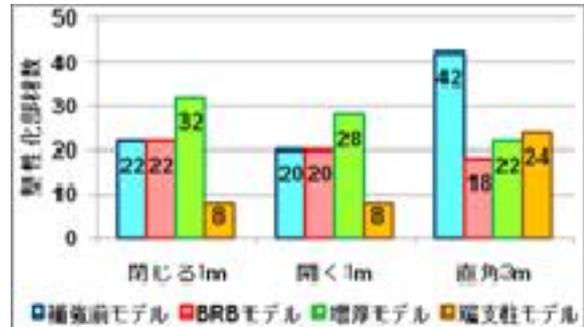


図-16 塑性化部材数の変化

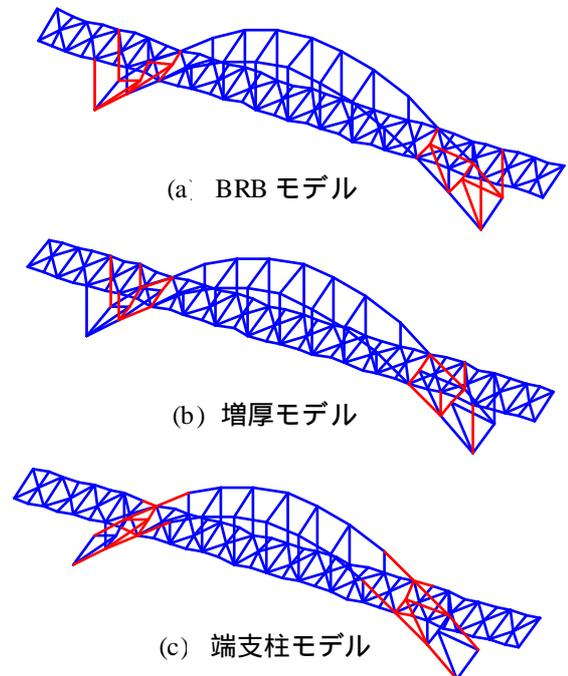


図-17 塑性化部材位置 (橋軸直角方向3m)

いことがわかる。また、図-17(a)ではアーチリブの横構が塑性化しているが、これらは座屈拘束ブレースを導入した個所であるので、これらの座屈拘束ブレースを除くと塑性化部材数が 10 となり、大幅に減少したことになる。次に、端支柱モデルでは塑性化部材は減少しているものの、その他の方法に比べてアーチリブおよび補剛桁の塑性化部材が多い。特にアーチリブでは、補剛桁との交差部だけでなく、アーチリブ基部まで塑性化しており、端支柱がなくなったことにより応力が基部に分散したと考えられる。また、支柱の塑性化部材数はどの方法でもあまり変化していないことが図からわかった。なお、橋軸方向への動的強制変位解析では、端支柱もできるのみが、塑性化部材数を大幅に減らすことができた。

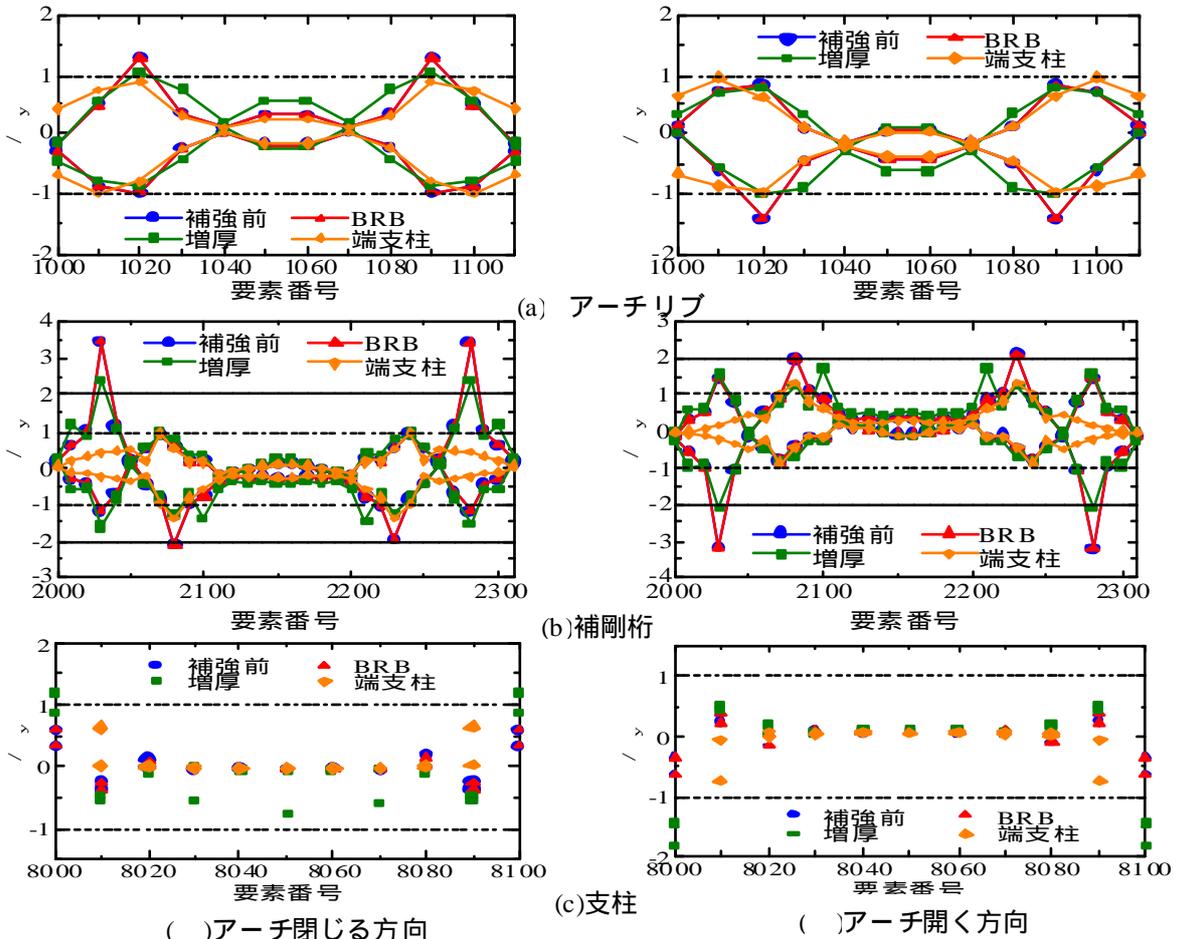


図-18 耐震補強後の橋軸方向への最大・最小塑性率

b) 主要部材における最大・最小塑性率の変化

耐震補強後の橋軸方向への動的強制変位解析による最大・最小塑性率の結果を主要部材ごとに図-18に示した。BRBモデルでは、アーチリブ、補剛桁および支柱の全ての部材において塑性率の違いが表れず、橋軸方向に生じる断層変位に対しては全く効果がなかった。増厚モデルは、アーチリブでは補強を行った補剛桁との交差部付近では塑性率が小さくなっているが、その他の箇所では塑性率が大きくなった。なお、最大ひずみは現橋よりも小さくなった。補剛桁でも同様に補強していない箇所での塑性率が大きくなったが、最大ひずみは現橋よりも小さくなった。しかしながら、今回基準に定めた $2\varepsilon_y$ を端支柱との結合部付近で越えていることがわかる。また、端支柱との結合部にある補剛桁を補強したため、端支柱が受ける応力が大きくなり ε_y を越え塑性化していることがわかる。よって部材剛性を変更した部材では塑性率の軽減が期待されるが、その他の部材の塑性率は大きくなることに注意が必要である。そして、端支柱モデルの場合、アーチリブでは開く方向に断層変位が生じたときに、塑性化部材が確認されたが極めて ε_y に近い値であった。また、補剛桁では最大塑性率が表れていた端支柱との結合部における塑性率が著しく低下した。アーチリブとの交差部においても ε_y を越えているが現橋に対して塑性率が減少して

おり、もうひとつの基準であった $2\varepsilon_y$ には収まっていることがわかる。支柱の塑性率では、新しく端支柱となった箇所において、現橋では圧縮側で最大値に、撤去後では引張側で最大値となったが、塑性率の値は大差なく、いずれの支柱も ε_y に収まっている。以上のことから橋軸方向に断層変位が生じる場合、耐震補強対策としてダンパーの設置や剛性の強化よりも、アーチリブ基部に端支柱を設置しない構造にすることが最も効果的であると考えられる。

図-19は橋軸直角方向での最大・最小塑性率を示した。BRBモデルの場合、アーチリブにおいては現橋に比べ塑性化部材数は減るが、要素番号1100では現橋よりも大きな塑性率を示した。また、支柱においても要素番号8010, 8090で現橋よりも塑性率が大きくなった。いずれも ε_y を越えているが $2\varepsilon_y$ には収まった。補剛桁では全体的に塑性率が減少しており、すべての部材で弾性域内となった。部材剛性を変更した場合、アーチリブ及び補剛桁で塑性率の低下が見られ、すべての部材が弾性域内となった。しかし、この場合も端支柱(要素番号 8000, 8100)で塑性率が現橋よりも大きくなった。端支柱モデルの場合、アーチリブでは基部周辺で現橋よりも大きな塑性率となっており、補剛桁でもBRBモデルや増厚モデルに比べて塑性率の減少が小さかった。しかし、支柱では補強前よりも大きな塑性率をとる部材はなく、全ての支柱が弾性域内に収まった。

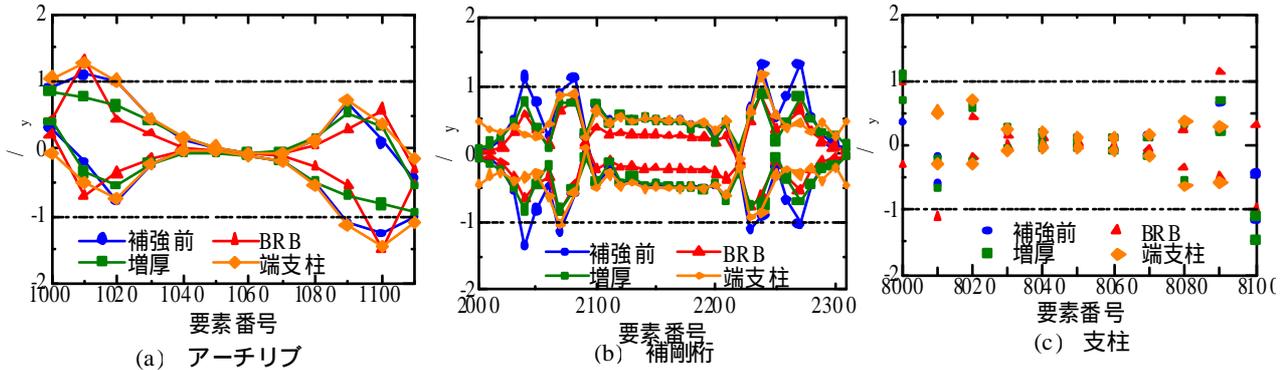


図-19 橋軸直角方向への耐震補強後の塑性率

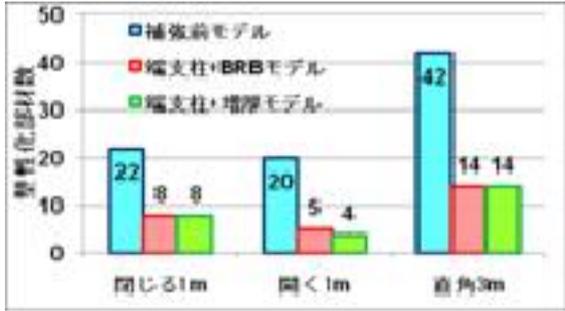


図-20 塑性化部材数の変化

以上より、アーチリブは部材剛性の変更，補剛桁は部材剛性の変更または座屈拘束ブレースの導入による効果が見られたが、支柱で弾性域に収まるのは端支柱の撤去のみであった。以上のことから、橋軸直角方向に最も効果的な耐震補強対策を決定できなかった。

c) 耐震補強対策の併用による検討

上述の結果より、橋軸方向へは端支柱の撤去が有

効的であったが、橋軸直角方向へは有効的な方法が見出せなかったことから、ここでは耐震補強方法の併用効果を調べた。併用パターンとして、端支柱の撤去と座屈拘束ブレースの導入、及び端支柱の撤去と部材断面の剛性変更である。なお、併用時の断面剛性の変更は、アーチリブと補剛桁の交差部のみとし、端支柱との結合部における補剛桁の断面は補強前のままとした。

図-20は併用時の塑性化部材数の変化を示した。各併用パターンでの塑性化部材数にはほとんど違いが見られなかったが、いずれの場合も単独で対策方法を取り入れたときよりも減少していることがわかった。

また、図-21に示す橋軸方向の動的強制変位解析による塑性率に着目すると、アーチリブ、補剛桁、支柱の全てにおいて端支柱+BRBモデルが最大塑性率をとっていることがわかる。しかし、端支柱+増厚モデルの場合の最大値とあまり大きな差はない。また、端支柱+増厚モデルの方ではひずみが各部材に分散

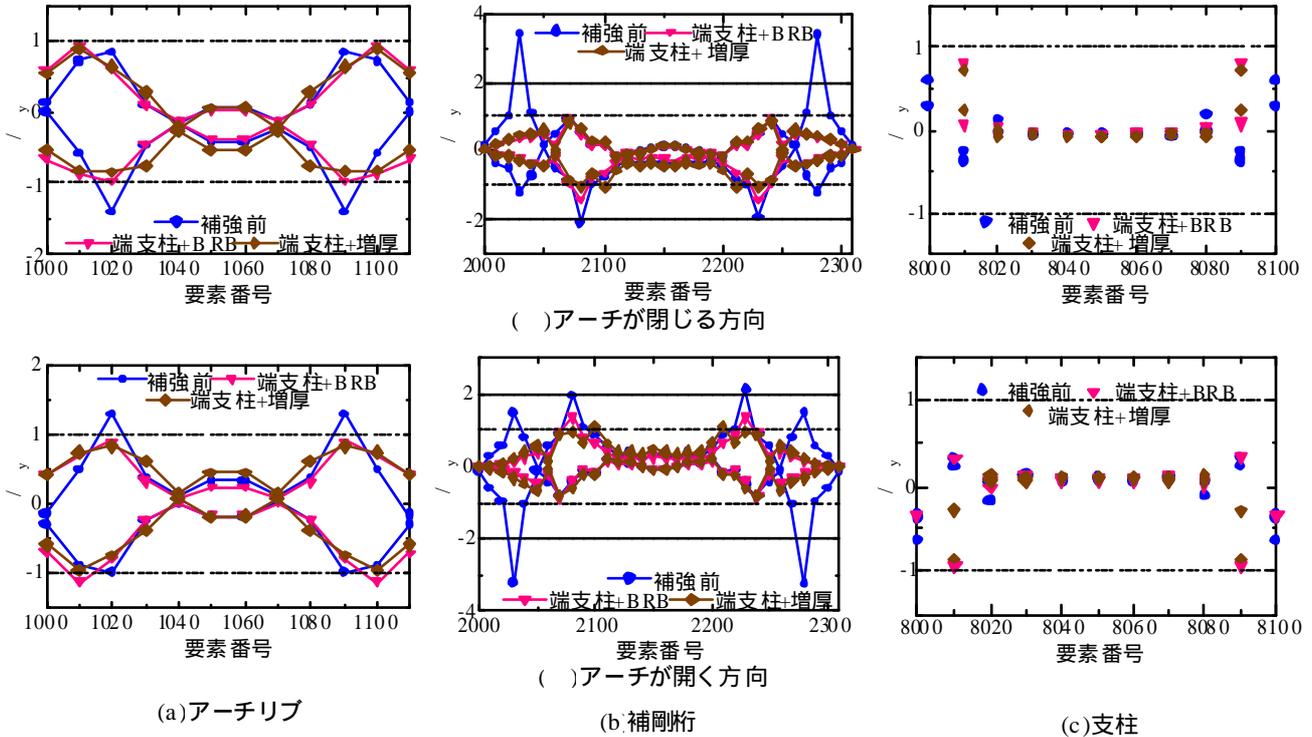


図-21 橋軸方向への補強対策併用後の最大・最小塑性率

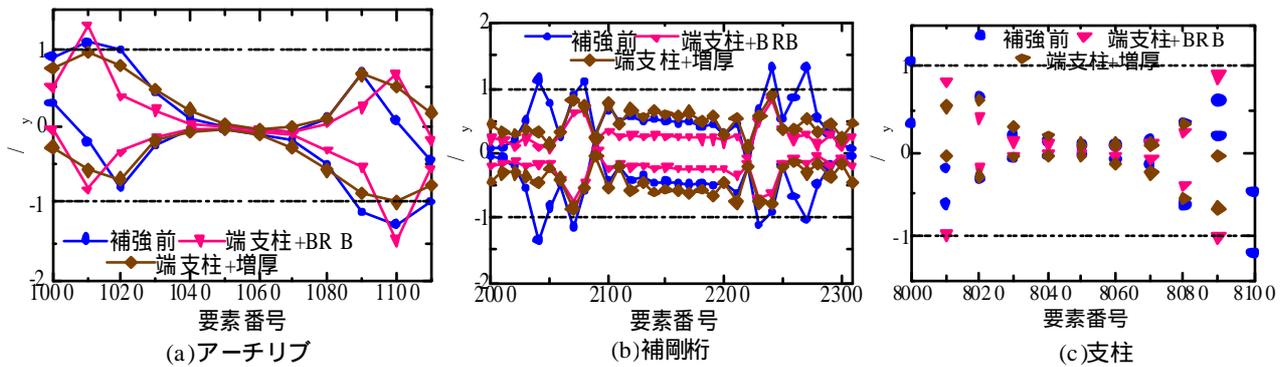


図-22 橋軸直角方向への補強対策併用後の最大・最小塑性率

しており、生じる断層変位量やアーチスパン長によって注意が必要だと思われる。

次に、図-22の橋軸直角方向に動的強制変位解析を行った場合の塑性率を見てみると、端支柱+増厚モデルの場合にアーチリブ、補剛桁、支柱の全ての主要部材が弾性域内となった。端支柱+BRBモデルの場合、アーチリブ基部ではBRBモデルを単独で使用した場合と同様、補強前モデルよりも塑性率が大きくなった。また支柱では端支柱+増厚モデルと、端支柱+BRBモデルの塑性率の差が大きくなってきている。これらのことから、橋軸方向及び橋軸直角方向の両方で断層変位を考慮する場合、端支柱の設置位置をアーチリブ基部としないといううえで、アーチリブと補剛桁の交差部の断面剛性を大きくすることが良いと考えられる。

5. 結論

本研究では、中路式鋼アーチ橋に対して断層変位を1~3m与えた動的強制変位解析を実施し、損傷特性を把握した。解析結果を踏まえ、複数の耐震補強方法を提案して再度解析し、耐震対策効果を主要部材の塑性率により検討した。得られた結論は以下のものであった。

- (1) 中路式鋼アーチ橋が断層変位を受ける時、端支柱の設置位置がアーチリブ基部である場合は端支柱と補剛桁の結合部で最も大きい塑性率が発生し、ない場合はアーチリブと補剛桁の交差部で最も塑性率が大きくなった。
- (2) 橋軸方向に断層変位が生じる場合に比べ、橋軸直角方向に断層変位が生じる場合の方が部材の塑性率が低い。そのため、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・設計を行う必要があると考えられる。
- (3) アーチリブ基部に端支柱が設置されており、橋軸方向に断層変位が生じる場合、座屈拘束ブレースや部材断面剛性の強化では効果が期待できず、端支柱の設置位置の変更のみで塑性率を軽減する効果があることを確認した。
- (4) 橋軸直角方向に断層変位が生じる場合、座屈拘

束ブレースの設置および部材断面剛性の強化により、部材の塑性率を軽減することができる。

- (5) 今回行った耐震対策方法を個別に実施した場合、対策した位置以外の部材への応力の分散が見られた。
- (6) 耐震対策方法の併用では端支柱の撤去およびアーチリブと補剛桁の交差部に位置する部材に対する部材断面剛性の強化を併用することが最も効果的であった。

参考文献

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説(耐震設計編)，2002。
- 2) 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。
- 3) Japan Society of Civil Engineering：The 1999 Ji-Ji Earthquake, Taiwan-Investigation into DamagetoCivil EngineeringStructure, 1999。
- 4) Japan Society of Civil Engineering：The 1999 Kocaeli Earthquake, Turkey - Investigation into DamagetoCivil EngineeringStructure, 1999。
- 5) 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。
- 6) 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
- 7) 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。
- 8) 土木学会地震工学委員会：断層変位を受ける橋梁の計画・耐震設計に関する研究小委員会報告書，2008.7。
- 9) (株)アーク情報システム：TDAPIII Ver.2.13 User'sマニュアル，2005。
- 10) (社)日本鋼構造協会：鋼橋の耐震・制震設計ガイドライン，pp. 323-331，2006。
- 11) 辻野慶恵,山尾敏孝,村上慎一,柚木浩一：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，構造工学論文集，Vol.55A,pp.583-592,2009。
- 12) Iwan, W. D., M. A. Moser, and C-Y.Peng: Some observations onstrong-motion earthquake measurement using a digital accelerometer, *Bull. Seism. Soc. Am.*75, pp.1225-1246,1985
- 13) Boore,D.M.: Effect ofbaseline corrections on displacements and responsespectra for several recordings ofthe

1999 Chi-Chi, Taiwan, earthquake, *Bull. Seism. Soc. Am.*
91, pp. 1199-1211, 2001

震設計編，鋼構造委員会，鋼・合成構造標準示方書小委員会，2008.

14) (社)土木学会：2008年制定 鋼・合成構造標準示方書耐

DYNAMIC BEHAVIOR AND SEISMIC RETROFITTING METHOD FOR HALF-THROUGH STEEL ARCH BRIDGES SUBJECTED TO FAULT DISPLACEMENT

Yoshie TSUJINO and Toshitaka YAMAO

This paper presents the seismic behaviors of dynamic response analyses and seismic retrofitting of half-through steel arch bridges subjected to fault displacement. Both the 1999 Taiwan Ji-Ji Earthquake wave and the fault displacement obtained from the time integral of the acceleration response wave were applied. The dynamic response analyses were carried out in transverse and longitudinal (expanding and shrinking) directions in order to investigate seismic behaviors of bridge models. According to the analytical results, these were found that the plastic members were clustered near the intersections of arch ribs and stiffened girders and at the union of stiffened girders and end support. Finally, some seismic strengthening methods were investigated by the dynamic response analysis.