

震源断層近傍における鋼アーチ橋の応答特性と耐震補強法

Response characteristics and seismic reinforcement methods of a steel arch bridge near the faults

児玉喜秀*, 原田隆典**, 野中哲也***, 中村真貴****, 宇佐美勉*****

Yoshihide Kodama, Takanori Harada, Tetsuya Nonaka, Masaki Nakamura, Tsutomu Usami

* (株)地震工学研究開発センター (〒889-2155 宮崎市学園木花台西 1-1 宮崎大学産学・地域連携センター内)

**工博, 宮崎大学教授, 工学部土木環境工学科 (〒889-2192 宮崎市学園木花台西 1-1)

***博(工), (株)地震工学研究開発センター (〒889-2155 宮崎市学園木花台西 1-1 宮崎大学産学・地域連携センター内)

**** 宮崎大学大学院農学工学総合研究科博士後期課程 (〒889-2192 宮崎市学園木花台西 1-1)

***** D.Sc. 工博, 名城大学教授, 理工学部建設システム工学科 (〒468-8502 名古屋市天白区塩釜口 1-501)

The three dimensional nonlinear earthquake response behavior of a steel arch bridge near the strike slip and thrust faults are investigated. And also, the effective seismic reinforcement methods for the steel arch bridge near the faults are proposed using the nonlinear earthquake response analyses. In these analyses, the input ground motions with permanent displacements due to the fault with the Japan Meteorological Agency Magnitude M6.5, subjected to each supports of the bridge, are simulated using the stiffness matrix method where the kinematical source model and the horizontally layered half space are assumed. The steel arch bridge is modeled as the three dimensional nonlinear frames using the Fiber Element Method.

Key Words: ground motions near a fault, steel arch bridge, nonlinear dynamic analysis, seismic reinforcement method

キーワード: 断層近傍の地震動, 鋼アーチ橋, 非線形動的解析, 耐震補強方法

1. はじめに

近年, 大地震時の断層永久変位を含む地震動による橋梁等の被害が報告^{1),2)}され, その橋梁に与える影響等に関する研究³⁾⁻⁵⁾が進められている. これらの研究は, これまでの地震時の慣性力だけによる評価ではなく, 断層変位による影響を考慮したものである. 例えば, 文献 5)では, 地震時の動的挙動が複雑な鋼アーチ橋を対象として, 一般的に用いられる強制変位による静的解析では部材の断面力を過小評価する傾向にあることを示し, 断層永久変位を受ける橋梁の耐震安全性を確保するためには動的解析が必要であることを示している. この動的解析は, 静的に断層変位を与えた後に地震時の慣性力を一様加震(位相差なし)で作用させた動的解析法である.

従来この種の研究は, 観測記録波形をもとに断層永久変位を含む入力波形を生成し, その波形をもって耐震検討を実施したものである. 直下地震の記録は海溝型と比べ非常に少なく, 限られた観測波形で検討を行ってきた. そのため, 直下地震に対する合理的な耐震検討や耐震設計を行うためには, 断層

近傍の強震動記録と構造物被害経験の不足を補うために, 過去の記録や経験のない事項に対して理論的方法を援用した研究の蓄積が不可欠であると考えられる.

そこで筆者らは, 震源断層破壊-地盤応答-構造物応答という一連の物理現象を理論的に一貫して捉えて構造物の地震時挙動を解明することを重要な研究テーマとしてきた. その成果のひとつとして, 運動学的断層モデルと水平成層地盤モデルに基づいて, 断層永久変位を含む地震動波形を理論的に合成し, 断層近傍の地震動の時空間分布特性および高架橋の応答特性について解明してきた^{6),7)}. さらに発展させて, 地震時の動的挙動が複雑な橋梁に分類される上路式鋼トラス橋を対象にして, 震源から橋梁までの一貫した数理モデル(断層モデル+地盤モデル+橋梁モデルの一貫した解析モデル)を提示した上で, 断層変位を含む M6.5 の直下地震の横ずれ断層や逆断層近傍における対象橋梁の応答特性を調べてきた^{8),9)}.

一方, 阪神大震災以降は橋梁の耐震性向上策に関する研究が精力的に行われており, 免震支承などの免震デバイスや軸降伏型ダンパー(座屈拘束ブレー

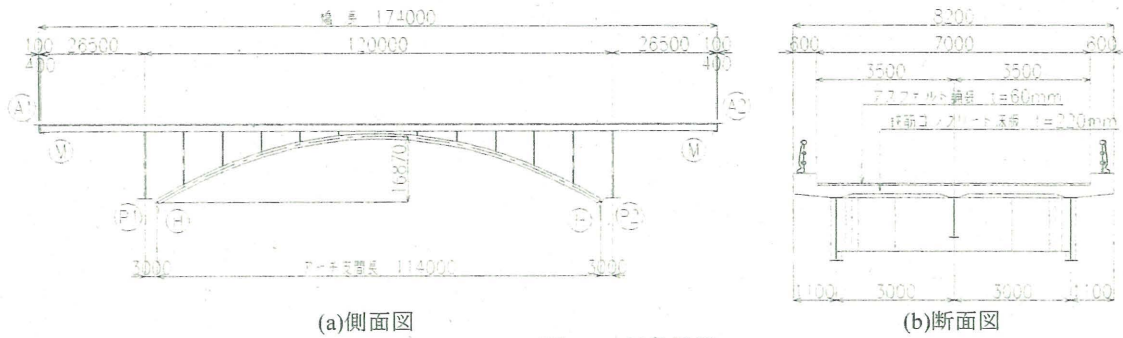


図-1 対象橋梁

使用材料

アーチリブ	SM490Y	
補剛桁	SM490Y	
支柱	端部	SM490Y
	中間部	SM400
アーチ支材	SM400	
対傾構	端部	SM490Y
	中間部	SM400
アーチ横構	SM490Y	

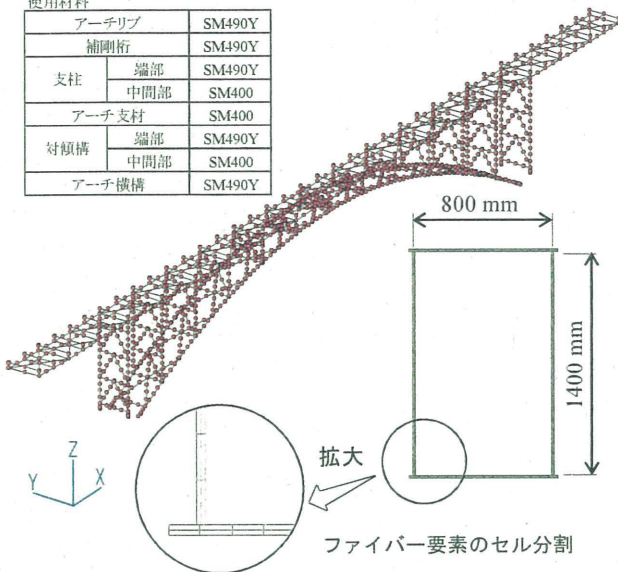


図-2 3次元骨組モデル

ス)などの制震デバイスを設置する事例が増えてきている。

そこで本研究では、文献 10)に示してある地震時の動的挙動が複雑な橋梁に分類される上路式鋼アーチ橋を対象に、震源から橋梁までの一貫した数値モデルを用いて、横ずれ断層および逆断層近傍における対象橋梁の応答特性を調べ、断層近傍の鋼アーチ橋に対して有効な耐震補強方法の検討を行っている。断層の規模としては、土木学会が「第三次提言」¹⁴⁾において、伏在断層に起因する M6.5 程度の直下地震が起こる可能性を考慮し、この地震動をレベル 2 地震動の下限値としていることから、M6.5 に設定した。また、検討ケースは、断層地震の規模を一定にして、地震動の特性を決定する要因の中で重要な対象橋梁と断層の位置関係および断層上端の深さに着目し、この 2 つのパラメータの組合せとした。このような理論的方法による検討から、特に、上路式鋼アーチ橋の損傷状況に及ぼす断層の種類、橋梁と断層の位置関係、断層上端深さ等の影響を把握し、アーチ部材の損傷が大きくなるケースによる耐震補強解析を実施している。

表-1 固有周期

モード次数 n	振動数 f Hz	周期 T sec	有効質量比		
			X	Y	Z
1	0.7308	1.3683	16.9%	0.0%	0.0%
2	1.0538	0.9489	0.0%	72.1%	0.0%
3	1.6038	0.6235	0.0%	0.0%	2.2%
4	2.1174	0.4723	0.0%	0.0%	0.0%
5	2.5665	0.3896	28.9%	0.0%	0.0%
6	2.6319	0.3800	0.0%	0.0%	53.1%
7	3.2246	0.3101	0.0%	13.0%	0.0%
8	3.6563	0.2735	32.7%	0.0%	0.0%
9	3.7050	0.2699	0.0%	0.0%	14.3%
10	3.9370	0.2540	12.6%	0.0%	0.0%

2. 対象橋梁および橋梁解析モデル

対象橋梁¹⁰⁾は、図-1に示すような上路式鋼アーチであり、山間部の跨川部や跨道部に比較的多い形式の橋梁である。本橋梁は、上部構造のほとんどの重量を占める床版の重心位置が、アーチリブを補剛する補剛桁上にある橋梁形式であり、動的挙動が複雑な橋梁に分類される。対象橋梁のモデル化は、図-2に示すように、ファイバーモデルによる3次元骨組モデルとした。アーチリブおよび端支柱は箱形断面であり、補剛桁、支柱の水平材や対傾構、アーチ支材や横構はH形断面であり、各断面に対してファイバー要素分割(図-2の拡大図)した。床版は、コンクリートと鉄筋を考慮したファイバーモデルとする。支承は全て図-1に示す支承条件を有する鋼製支承であり、支承の破壊や橋台との衝突は考慮していない。このモデルに対して、材料非線形性と幾何学的非線形性を同時に考慮した動的複合非線形解析を実施する。鋼材の材料構成則はバイリニア型の移動硬化則とした。解析モデルおよび解析方法の詳細については、文献 10)を参照されたい。

対象橋梁に対して固有振動解析した結果を表-1に示す。この表から、基本モードの周期が橋軸方向で1.368秒、直角方向で0.949秒、鉛直方向では0.380秒となっていることがわかる。

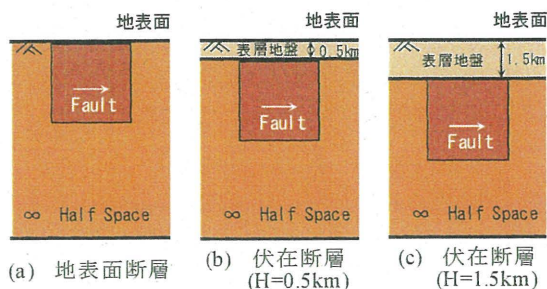


図-3 震源断層-地盤系モデル
(横ずれ断層の場合)

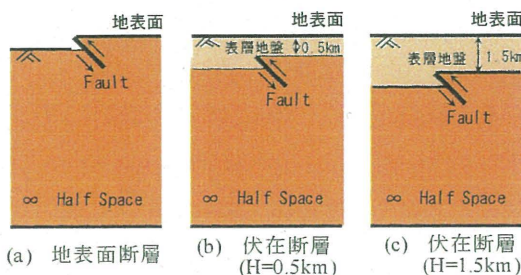


図-4 震源断層-地盤系モデル
(逆断層の場合)

3. 直下型地震動の作成

3.1 想定する地震の規模

地震の規模を、土木学会がレベル2地震として提案している伏在断層の場合の下限値 M6.5 とした。本研究では、M6.5 の地震の平均的断層パラメータとして表-2を用いており、地震モーメントの定義式から計算される平均断層すべり量は横ずれ断層および逆断層ともに60cmとなる。ここでは、断層変位により大きな被害を出した集集地震のように数mもの平均断層すべり量¹⁾を出す大規模な直下地震は想定していない。

3.2 地震動の作成手法

断層の種類としては、山間部における典型的な横ずれ断層と2008年岩手・宮城内陸地震のような逆断層(傾斜角45度と仮定)を想定した。地盤モデルは断層を含む半無限地盤上に1層の表層地盤を考慮した単純なものとした。対象橋梁に作用させる直下型地震動の作成としては、厳密な理論的方法を用いることとした。具体的には、原田らの方法^{12)~15)}を使って、運動学的断層モデルと水平成層地盤の剛性行列によって解析的に求められる振動数-波数領域の地震波動場を3重逆フーリエ変換して理論的に断層永久変位を含む地震動変位波形を合成し、この変位波形の振動数領域の微分により速度、加速度波形を作成した。従って、このように作成された加速度波形は断層による地盤の永久変位を含むことになる(平均断層すべり量は断層面のすべり

表-2 断層パラメータ

断層種類	横ずれ断層	逆断層
地震モーメント M_0 [N·m]	1.04×10^{18}	1.04×10^{18}
立ち上がり時間 t [s]	0.4	0.4
断層の長さ L [km]	10.1	10.1
断層の幅 W [km]	5.1	5.1
断層破壊速度 v_r [km/s]	2.52	2.52
断層の走行方向 ϕ [°]	0.0	0.0
断層の傾斜角 δ [°]	90.0	45.0
すべり方向 λ [°]	0.0	90.0

表-3 地盤の物性値

物性値	表層地盤	半無限地盤
P波速度 [m/s]	2800	6000
S波速度 [m/s]	1600	3500
密度 [t/m ³]	2.3	2.8
Q値	150	400

表-4 検討ケース一覧

		断層中央 横断①	断層終端 横断②	断層 並行③
横ずれ断層	地表断層	case111	case112	case113
	伏在断層(0.5km表層)	case121	case122	case123
	伏在断層(1.5km表層)	case131	case132	case133
逆断層	地表断層	case211	case212	case213
	伏在断層(0.5km表層)	case221	case222	case223
	伏在断層(1.5km表層)	case231	case232	case233

量で、断層永久変位は断層による地盤の永久変位をいう、以降は簡単のため断層変位という)。詳細な作成方法については、文献12)~14)を参照されたい。なお、採用した理論的方法の検証については、文献13)~15)で示され、実現象を再現できる精度の高いものとなっている。なお、文献21)では、内陸地震による地表最大変位と地震規模、断層種類の関係が整理されているが、これらの間のばらつきは大きいものの、M6.5での平均的な地表最大変位は本論文で使用した60cm程度である。

3.3 断層変位を含む地震動の作成

地震動は断層パラメータと断層の種類によって大きく変わるが、本研究では、内陸地震の典型的なものとして、横ずれ断層と逆断層を想定して地震動を作成するものとした。地震学の成果を利用すると地震規模や断層の種類を決め、断層パラメータの平均値をある程度推定することができるようになり^{16),17)}、そのばらつきや予測式が整理されてきている¹⁸⁾。本研究では、文献14),18)を参照して表-2、図-3、4に示すような断層パラメータと地盤モデルを想定したものであり、地震規模は前述したとおりM6.5である。断層上端の深さと表層地盤の厚さは震源断層近傍の断層変位を含む地震動に大きく影響するパラメータであることがわかっているので

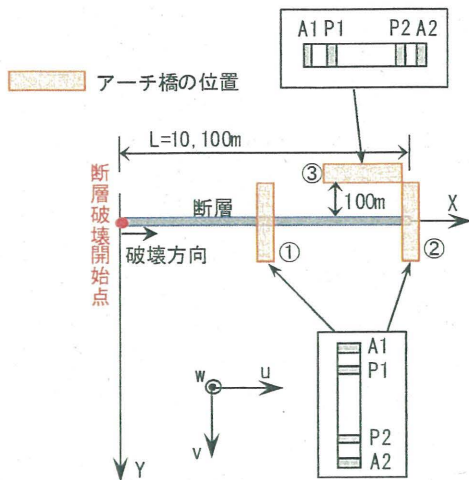


図-5 断層と対象橋梁の位置関係 (横ずれ断層の場合)

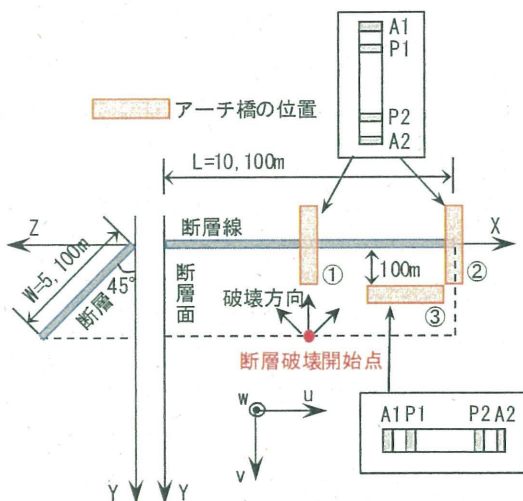


図-6 断層と対象橋梁の位置関係 (逆断層の場合)

8), 15), 断層変位や最大加速度が大きくなるケースとして, 図-3, 4, 表-4 の地表断層と伏在断層(0.5km 表層)を設定し, 更に断層上端が深くなると地震動が小さくなるケースとして伏在断層(1.5km 表層)の合計3ケースを想定した。

理論的方法による地震動の作成においては, 対象橋梁の固有周期を考慮して, 高振動数領域(振動数2.5Hz)までの地震波を合成した。また, 地盤モデルの表層地盤と半無限地盤には, 表-3に示すような物性値を採用した。

4. 解析条件

4.1 断層と対象橋梁の位置関係および検討ケース

前述の横ずれ断層と対象橋梁の位置関係を, 図-5に, 逆断層と対象橋梁の位置関係を, 図-6に示す。震源断層近傍の永久変位を含む地震動の場所的

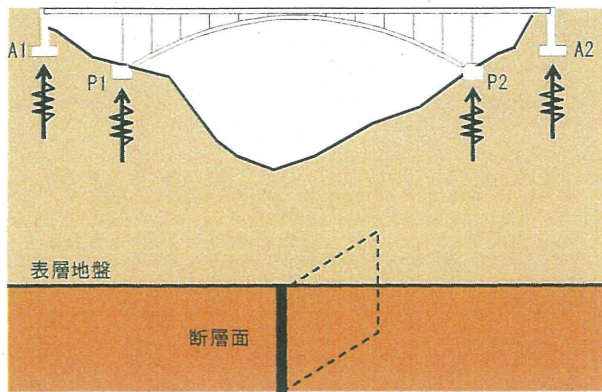


図-7 入力地震動の条件
(横ずれ断層の断層中央横断の場合を示し, 表層地盤厚さは図-3のように3種類とする)

な違いは大きい。本研究では横ずれ断層および逆断層に対し, 3つの位置に橋梁があるケースを想定した。断層の中心部を横断するケース(図-5, 6内①)を「断層中央横断」, 断層の終端部を横断するケース(図-5, 6内②)を「断層終端横断」, 断層の終端部において断層線から100m離れて並行に配置するケース(図-5, 6内③)を「断層並行」と呼ぶことにする。

断層種類や断層と橋梁の位置関係および表層地盤厚さにより, 橋梁の応答挙動と損傷状況がどのようになるかを把握するために, 検討ケースとしては, 断層の種類を横ずれ断層と逆断層の2種類とし, 図-3, 4で示した3種類の断層・地盤モデルと図-5, 6で示した断層に対する橋梁の配置の3ケースを組合せて, 表-4のような18ケースとした。

4.2 地震動の作用方法

本橋梁(図-1, 図-7 参照)に対して, 地震動を端支点 A1, A2 およびアーチ基部 P1, P2 の下端から加速度として作用させる¹⁹⁾。その地震動は, 前述の方法で作成した地表面での波形であり, 本研究では表層地盤の地形効果は考慮しないものと仮定した。なお, 地形効果に関しては今後, 定量的に調べるものとする。

作用方法としては, 水平2方向と鉛直方向の3成分波形同時入力とし, 各下部構造位置にそれぞれ異なる断層変位を含んだ加速度波形を作用させることになる(図-7)。

なお, 断層モデルによる地震動の作成では, 1地点の地震動成分としては水平3成分および回転3成分の合計6成分の地震動を計算することができるが, 本解析では, 断層の回転成分の影響に関しては今後の課題とし, 水平3成分の地震動による橋梁の応答挙動を調べるものとする。

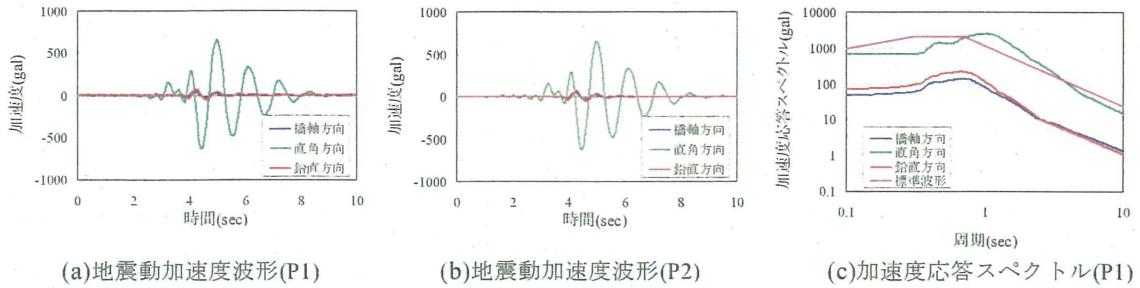


図-8 入力加速度波形 (CASE123)

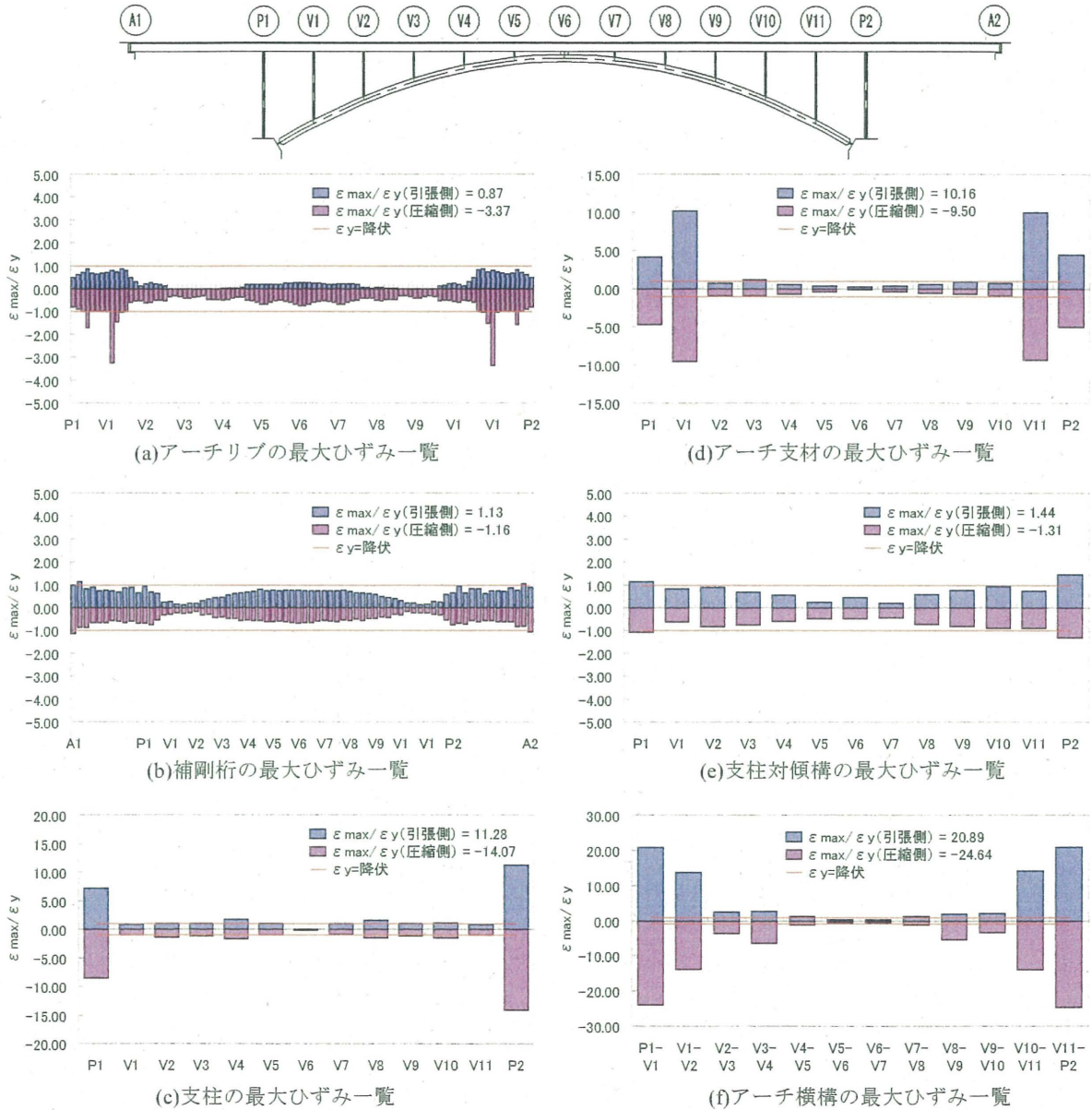


図-9 解析結果 (CASE123)

5. 解析結果

5.1 横ずれ断層

横ずれ断層近傍の解析結果としては、断層並行・伏在断層 0.5km (CASE123) で橋軸直角方向の地震

時慣性力が大きくなり、部材の損傷も全ケース中最大となった。断層変位の影響は断層中央横断・地表断層 (CASE111) が大きくなった。上記以外のケースでは、断層変位および地震時慣性力の影響が小さく、ほとんどの部材が弾性域であった。以下に

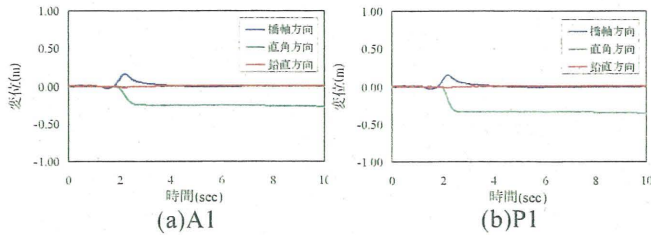


図-10 地震動変位波形 (CASE111)

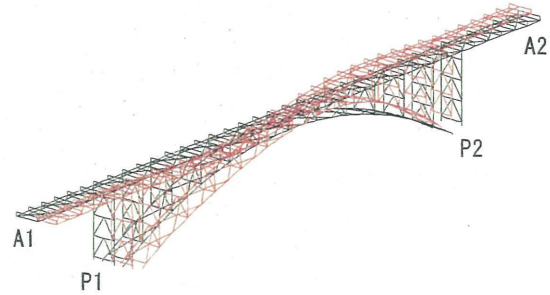


図-12 最大変位図 (CASE111)
(表示変形倍率 10 倍)

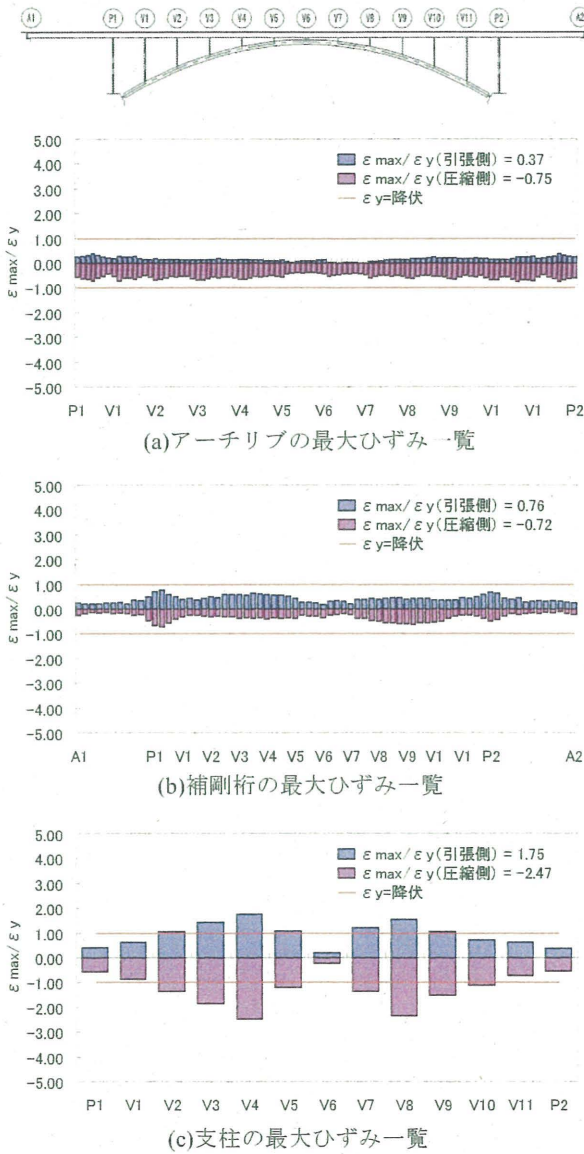


図-11 解析結果 (CASE111)

CASE123 と CASE111 の解析結果を示す。

(1) 断層並行・伏在断層 0.5km (CASE123)

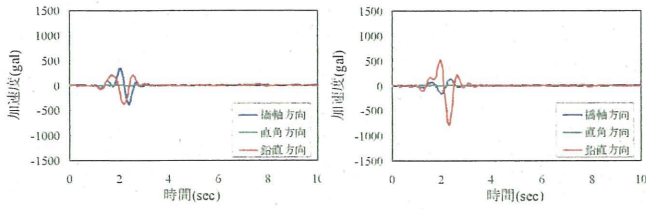
前述の方法で作成した P1, P2 位置での地震動加速度波形および P1 位置での入力加速度の加速度応答スペクトル (5%減衰) を図-8 に示す。この図から、橋軸直角方向の加速度応答スペクトルが増幅

され、対象橋梁の橋軸直角方向の固有周期 (0.949s) 付近では標準波形 (I 種地盤) のものを上回る 2400gal にも達しているのがわかる。このような橋軸直角方向で大きな地震動加速度となる原因は、断層破壊方向で地震波が重なり合って大きくなる、いわゆる指向性 (ディレクティビティ) ²⁰⁾ の影響と、厚さ 0.5km の表層地盤による地震波の増幅効果 ¹⁵⁾ の 2 つの影響によるものである。このケースは各下部構造位置の加速度波形がほぼ同様であるため、断層変位の影響はほとんどなく、地震時慣性力の影響が卓越するケースと言える。このケースの振動モードとしては、橋軸直角方向の加速度応答スペクトルが大きいため、表-1 の 2 次モードの振動特性となっている。

これらの入力波形を用いて、地震応答解析した結果を図-9 に示す。この図から、アーチリブや補剛桁、支柱などの主部材のみならず、対傾構や横構などの二次部材も大きく塑性化していることがわかる。特に、支柱やアーチ支材、アーチ横構については降伏ひずみの 10 倍以上の最大ひずみが確認されており、橋軸直角方向の地震時慣性力の影響によるものである。このケースは加速度応答スペクトルからも判断できるように、橋軸直角方向の地震時慣性力が大きくなったため、部材の損傷が全ケース中で最も進んだものであり、横ずれ断層近傍の上路式鋼アーチ橋にとって最も不利な条件と言える。

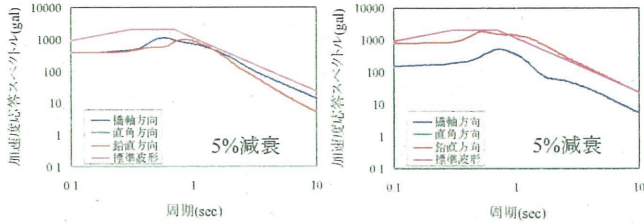
(2) 断層中央横断・地表断層 (CASE111)

A1, P1 位置での地震動変位波形を示すと、図-10 のようになり、橋軸直角方向の断層変位が大きくなっているのがわかる。加速度波形については省略しているが、加速度最大時刻と断層変位の最大時刻はほぼ一致している。P2, A2 側の断層変位については、橋軸直角方向と鉛直方向の変形が逆対称に生じている。このケースの加速度応答スペクトルについては、橋軸直角方向が最大で 1000gal 程度で、断層並行・伏在断層 0.5km (CASE123) のケースの半分以下であり、断層変位の影響に比べて地震時慣



(a)地震動加速度波形(P1) (b)地震動加速度波形(P2)

図-13 入力加速度波形 (CASE211)



(a)加速度応答スペクトル(P1) (b)加速度応答スペクトル(P2)

図-14 加速度応答スペクトル (CASE211)

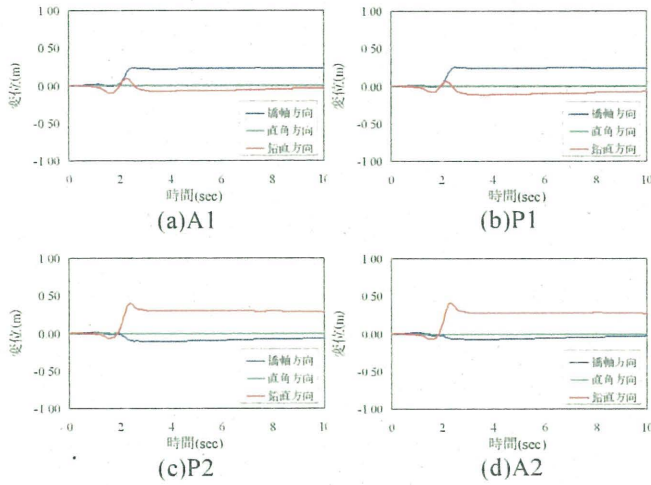
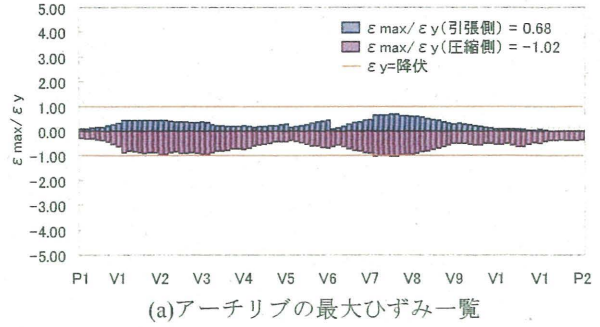


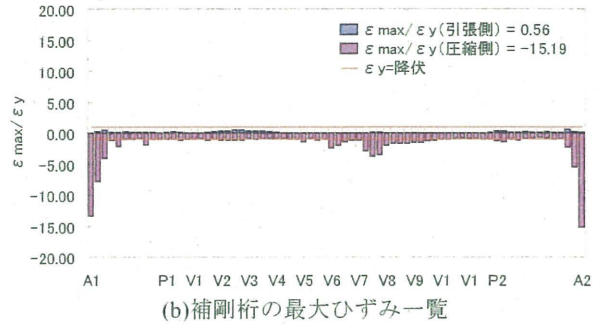
図-15 地震動変位波形 (CASE211)

性力の影響は小さいと予想される。

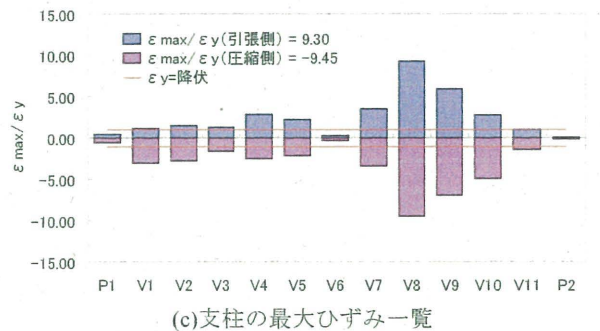
これらの入力波形による解析結果を図-11 に示す。この図から、アーチリブと補剛桁は弾性域であるものの、アーチクラウン付近の支柱に塑性化が確認される。支柱が塑性化した理由としては、図-12 に示す最大変位図からわかるように、横ずれ断層変位により対象橋梁が平面的にS字型に変形した上に、地震時慣性力の影響を受けたためである。なお、結果については省略しているが、このケースにおいて、図-15 に示すような地震動変位波形の永久変位（地盤の永久変位）を各下部工下端に作用させた静的弾塑性解析を実施したところ、全ての部材に塑性化が生じなかったことは確認できている。このケースにおける部材の損傷状態はCASE123 に比べて小さくなっている。



(a)アーチリブの最大ひずみ一覧



(b)補剛桁の最大ひずみ一覧



(c)支柱の最大ひずみ一覧

図-16 解析結果 (CASE211)

5.2 逆断層

逆断層近傍の解析結果としては、断層中央横断・地表断層 (CASE211) のケースで断層変位の影響が大きくなり、部材の損傷も全ケース中最大となった。次いで、断層終端横断・表層断層 (CASE212) のケースで部材の損傷が大きくなった。上記以外のケースでは、断層変位および地震時慣性力の影響が小さく、ほとんどの部材が弾性域であった。以下にCASE211とCASE212の解析結果を示す。

(1) 断層中央横断・地表断層 (CASE211)

P1, P2 位置での地震動加速度波形を示すと、図-13 のようになり、入力加速度の加速度応答スペクトル (5%減衰) は図-14 のようになる。この図より、逆断層近傍では鉛直方向の加速度応答スペクトルが卓越する傾向にあるが、対象橋梁の鉛直方向

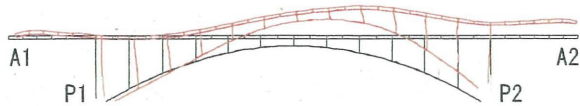


図-17 最大変位図 (CASE211)
(表示変形倍率 10 倍)

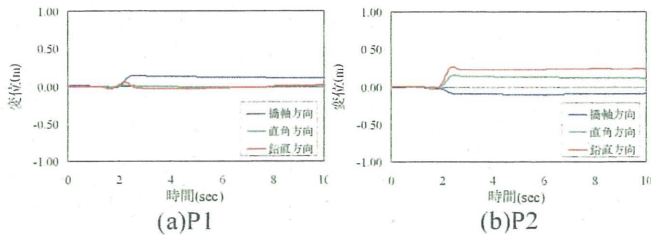


図-18 地震動変位波形 (CASE212)

の固有周期 (0.38s) では 1000gal 以下と大きな値を示していないため、地震時慣性力による影響が小さいと予想される。各下部構造位置での地震動変位波形を示すと図-15 ようになり、逆断層面を境界に下盤側である A1, P1 位置と上盤側である P2, A2 位置の橋軸方向と鉛直方向の断層変位の符号が異なるため、断層変位の影響が大きくなるケースと予想される。

これらの入力波形を用いて、地震応答解析した結果を図-16 に示す。この図から、アーチリブは僅かに塑性化する程度であるが、補剛桁は降伏ひずみの 15 倍程度の最大ひずみが確認され、支柱については降伏ひずみの 9 倍程度の最大ひずみが確認されており、補剛桁と支柱が大きく損傷することがわかる。橋軸直角方向の断層変位と地震時慣性力の影響はほとんどないため、二次部材については全て弾性域であった。部材の損傷が大きくなった理由としては、図-17 に示す最大変位図からわかるように、断層による地震動鉛直変位を端支点部が拘束したため、アーチ橋全体に大きな拘束力が生じたものと判断できる。このケースでは断層変位が大きくなったため、部材の損傷が全ケース中で最も進んだものであり、逆断層近傍の上路式鋼アーチ橋にとって最も不利な条件と言える。

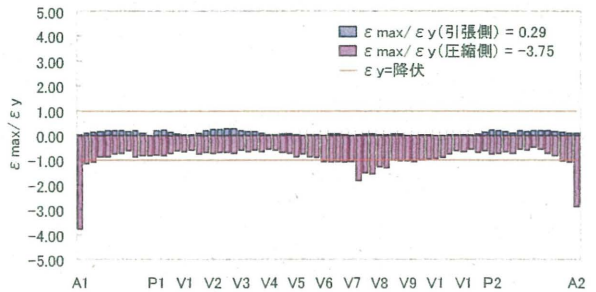
(2) 断層終端横断・地表断層 (CASE212)

P1, P2 位置での地震動変位波形を示すと、図-18 のようになり、橋軸方向と鉛直方向の断層変位は CASE211 より小さく、橋軸直角方向の断層変位が生じるようになる。

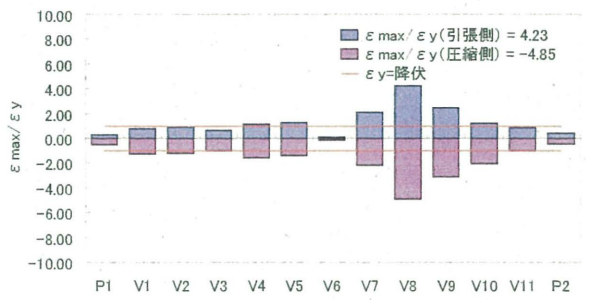
これらの入力波形による解析結果を図-19 に示す。この図から、最大ひずみの分布は CASE211 と似た傾向であるが、全ての主部材に対して応答が小さくなっていることがわかる。これより、橋軸方向と鉛直方向の断層変位が部材の損傷に大きく影響していると言える。



(a) アーチリブの最大ひずみ一覧



(b) 補剛桁の最大ひずみ一覧



(c) 支柱の最大ひずみ一覧

図-19 解析結果 (CASE212)

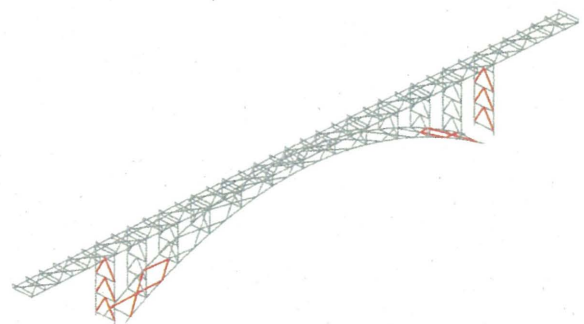
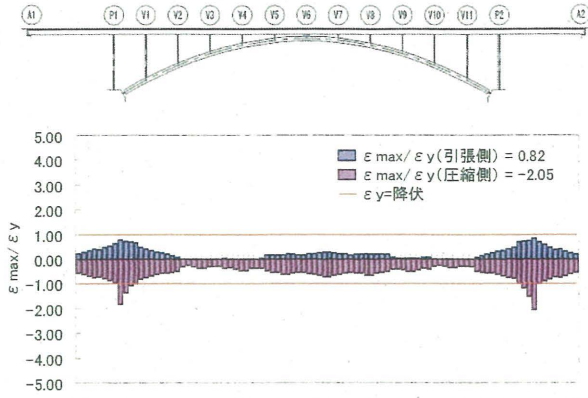


図-20 ダンパー設置箇所

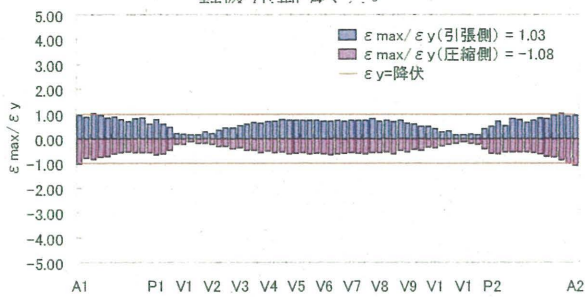
6. 耐震補強方法

6.1 横ずれ断層に対する耐震補強検討

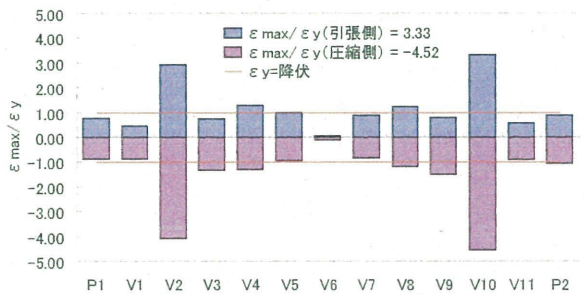
(1) 軸降伏型のダンパーによる補強検討



(a)アーチリブの最大ひずみ一覧



(b)補剛桁の最大ひずみ一覧



(c)支柱の最大ひずみ一覧

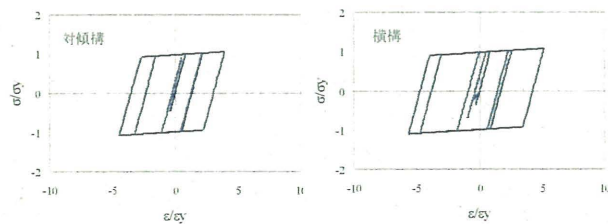


図-22 ダンパー履歴

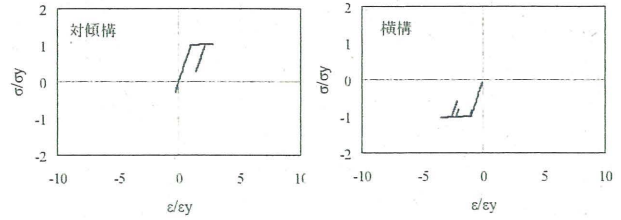
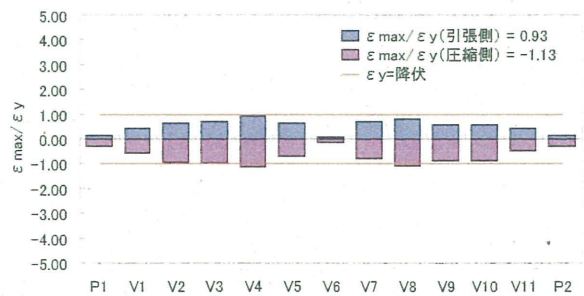


図-23 ダンパー履歴

図-24 速度依存型ダンパー特性



(a)支柱の最大ひずみ (軸降伏型)



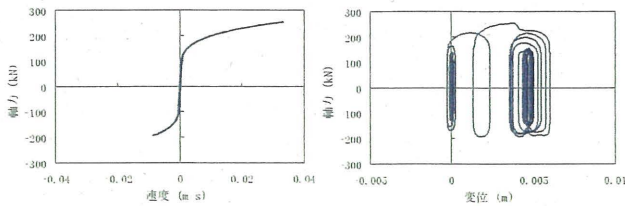
(b)支柱の最大ひずみ (速度依存型)

図-25 補強解析結果比較

横ずれ断層に対して有効となる補強方法を探る上で、部材の損傷が最も大きくなった CASE123 による補強検討解析を実施する。補強方法としては、振動モードと部材の損傷状況から判断し、地震時慣性力に対して高いエネルギー吸収能力を有する軸降伏型のダンパーを支柱の対傾構とアーチ構構に設置する。本来、ダンパーの設置箇所および性能は

地震動に対する最適化が必要であるが、ここでは文献 10)の補強内容と同様とし、図-20 示す位置に軸降伏型のダンパーを設置した。

補強検討解析の結果を図-21 に、軸降伏型のダンパー履歴を図-22 に示す。この図から、対傾構や横構に設置したダンパーがエネルギーを吸収し、



(a)軸力-速度履歴 (b)軸力-変位履歴

図-26 速度依存型ダンパー履歴

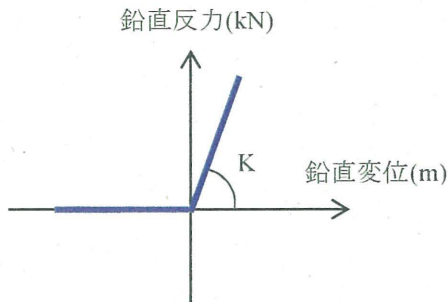


図-27 端支点の鉛直支持特性

主部材のひずみ応答が低減されていることがわかる。特に、端支柱の部材については、降伏ひずみの14倍程度生じていた最大ひずみが弾性域となった。これより、地震時慣性力の影響が大きいCASE123に対しては、軸降伏型のダンパーが有効に働いたと言える。

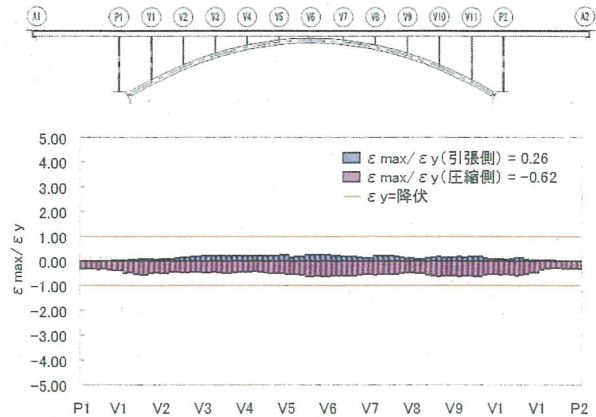
ここで、断層変位の影響が大きい場合でも軸降伏型のダンパーが有効に働くこと確認するため、CASE111に対する補強検討解析を実施した結果、図-23に示すように軸降伏型のダンパーが片効き状態となり、履歴エネルギー吸収が期待できないことがわかった。

(2) 速度依存型のダンパーによる補強検討

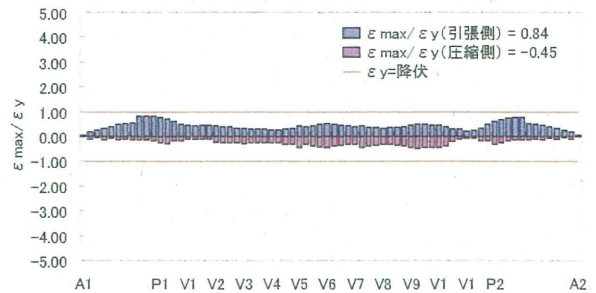
軸降伏型のダンパーは芯材の塑性変形すなわち、軸方向変位に依存するため、断層変位の影響により片効き状態になったと予想できる。そこで、断層変位も含めたエネルギーの吸収が期待できる速度依存型のダンパーを設置した場合の補強検討解析を実施する。速度依存型のダンパーの設置箇所は図-20と同様とし、軸力-速度特性を図-24とした。解析結果として軸降伏型のダンパーと速度依存型のダンパーによる支柱の最大ひずみを比較したものを図-25に、速度依存型のダンパー履歴を図-26示す。これより、速度依存型のダンパーが断層変位も含めて安定した履歴ループを描くことで、エネルギー吸収が期待できるようになり、支柱の最大ひずみの低減に繋がったことがわかる。

6.2 逆断層に対する耐震補強検討

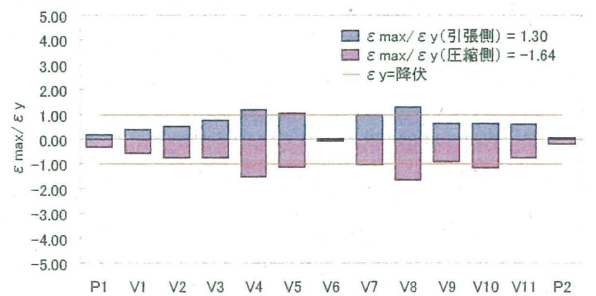
(1) 端支点の浮上りを許容する補強検討



(a)アーチリブの最大ひずみ一覧



(b)補剛桁の最大ひずみ一覧



(c)支柱の最大ひずみ一覧

図-28 解析結果 (CASE211)

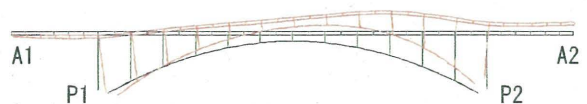


図-29 最大変位図 (CASE211)
(表示変形倍率10倍)

近年、対象橋梁に対する橋軸方向の耐震補強方法として、可動支承である端支点部の上部構造と下部構造間に摩擦履歴型や粘性型のダンパーを水平に設置する方法が一般的に採用されている。しかし、逆断層近傍では地震時慣性力より断層変位の影響が大きいため、ダンパーが鉛直方向の断層変位を吸収することができず、有効な補強方法とならない。ここで、逆断層における鉛直方向の断層変位の吸収を目的に、端支点部 (A1, A2) の鉛直支持条件と

して、図-27 に示すような浮上りのみ許容した場合の補強検討解析を実施した。補強検討解析の結果を図-28 に、最大変位図を図-29 に示す。これより、端支点の浮上りを許容することで、アーチ1/4点の鉛直変位が低減され、アーチリブと補剛桁が弾性域になり、支柱は僅かに塑性化する程度であることがわかる。

6.3 断層近傍の鋼アーチ橋に有効な耐震補強方法

断層近傍の上路式鋼アーチ橋では、断層の種類や断層上端の深さ、橋梁と断層の位置関係に関係なく、有効な耐震補強方法の採用が望まれる。前述した横ずれ断層と逆断層の耐震補強検討より、断層近傍における上路式鋼アーチ橋の耐震補強方法としては、横ずれ断層に対する対傾構や横構への速度依存型のダンパーの設置と逆断層に対する端支点の浮上りを許容する方法を併用することが有効と考えられる。

ただし、二次部材へ設置するダンパーは軸降伏型が主流であるため、速度依存型ダンパーの二次部材への適用も含めた開発が望まれる。また、端支点の浮上りの許容についても、本研究から非常に有効であることがわかったが、具体的な構造については示していないため、橋軸方向と橋軸直角方向の支承条件に配慮しながら浮上りを許容し、支点降下時の緩衝または減衰機能を有する構造の検討が今後の課題である。

7. まとめ

本研究では、断層変位を含む地震動波形を理論的方法により合成した入力地震動を用いて、横ずれ断層や逆断層近傍における上路式鋼アーチ橋の応答特性について調べた。更に、対象橋梁の損傷が大きいケースに対して補強検討を実施し、断層近傍の上路式鋼アーチ橋に有効な耐震補強方法の検討を行った。得られた結論は、以下のとおりである。

- (1)横ずれ断層近傍においては、断層中央横断で表層断層の CASE111 が断層変位の影響が最も大きく、支柱の損傷が大きくなった。また、断層並行で伏在断層 0.5km の CASE123 が地震時慣性力の影響が大きく、部材の損傷が最も大きくなることがわかった。
- (2)逆断層近傍においては、断層中央横断で表層断層の CASE211 が断層変位の影響が最も大きく、部材の損傷も最大となった。次いで、断層終端横断で表層断層の CASE212 が部材の損傷が大きくなることがわかった。また、逆断層近傍においては、地震時慣性力に比べ、断層変位が対象

橋梁に与える影響の大きいことがわかった。

- (3)横ずれ断層近傍における上路式鋼アーチ橋の耐震補強方法として、一般的な耐震補強方法である対傾構や横構への軸降伏型ダンパー（座屈拘束ブレース）の設置も有効であるが、対象橋梁と断層との位置関係によっては、断層変位の影響により、履歴エネルギーの吸収が期待できない場合があるため、断層変位に対しても履歴エネルギーの吸収が期待できる速度依存型のダンパーの使用が望まれる。
- (4)逆断層近傍における上路式鋼アーチ橋の耐震補強方法として、断層変位の吸収を目的に、端支点の浮上りを許容することが非常に有効であることがわかった。
- (5)断層近傍の上路式鋼アーチ橋に対しては、断層の種類や断層上端の深さ、橋梁と断層の位置に関係なく、対傾構や横構への速度依存型のダンパーを設置する方法と端支点の浮上りを許容する方法を併用することが、有効な耐震補強方法と考えられる。

本研究により、断層近傍の上路式鋼アーチ橋に対し、端支点の浮上りを許容することが、耐震補強方法として有効であることが明らかになったものの、実橋への適用に向けては、対象部位の支承を含めた構造検討が今後の課題である。

参考文献

- 1) 吾妻崇：1999年集集地震による被害と地表地震断層における変位，特集：台湾集集地震，日本地震学会なるふる第18号，pp.4-5，2000.
- 2) Japan Society of Civil Engineering：The 1999 Ji-Ji Earthquake, Taiwan-Investigation into Damage to Civil Engineering Structure, 1999.
- 3) 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.
- 4) 大塚久哲，古川愛子，中村壮：断層変位を受ける鋼斜張橋の動的解析，土木学会地震工学論文集，pp.450-457,2007.8.
- 5) 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.
- 6) 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, 2001.3.

- 7) 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, 2003.8.
- 8) 原田隆典, 野中哲也, 王宏沢, 岩村真樹, 宇佐美勉: 震源断層近傍における上路式鋼トラス橋の応答特性, 構造工学論文集, Vol.55A, pp.573-582, 2009.
- 9) 児玉喜秀, 原田隆典, 野中哲也, 中村真貴, 宇佐美勉: 逆断層近傍における上路式鋼トラス橋の応答特性, 構造工学論文集, Vol.57A, pp.454-466, 2011.
- 10) 宇佐美勉編, (社)日本鋼構造協会: 鋼橋の耐震・制震設計ガイドライン, 技報堂出版, 2006.9.
- 11) 土木学会: 土木構造物の耐震設計法等に関する第三次提言と解説, 2000.6.
- 12) 原田隆典, 大角恒雄, 奥倉英世: 3次元直交座標系における波動場の解析解とその地震波形作成への応用, 土木学会論文集, No.612/I-46, pp.99-108, 1999.
- 13) 原田隆典, 王宏沢: 剛性マトリックスによる水平成層地盤の波動解析, 地震, 第57巻, 日本地震学会, pp.387-392, 2005.
- 14) 王宏沢: 理論的方法による震源断層近傍の地震動特性と長大構造物の応答挙動に関する研究, 宮崎大学大学院工学研究科博士論文(2005年度), <http://hdl.handle.net/10458/674>, 2006.
- 15) 中村真貴, 原田隆典, 王宏沢, 野中哲也: 剛性行列による地震波動場の定式化と断層近傍の変位・速度・加速度波形の試算, 応用力学論文集 Vol.13, pp.675-682, 2010.8.
- 16) 入倉孝次郎: 強震動予測レシピー大地震による強震動の予測手法一, 京都大学防災研究所年報, 第47号A, pp.25-45, 2004.
- 17) 佐藤良輔: 日本の地震断層パラメーター・ハンドブック, 鹿島出版, 1989.
- 18) 原田隆典: 震源断層から一貫して捉えた地盤・基礎・長大構造物系の応答評価とその予測法, 平成16年~平成18年度科学研究費補助金基盤研究(C)(2)研究成果報告書, 宮崎大学工学部, 宮崎大学学術情報リポジトリ, <http://hdl.handle.net/10458/1054>, 2007.
- 19) 野中哲也, 原田隆典, 岩村真樹, 王宏沢: 観測地震波を用いたトラス橋の実挙動の再現および大地震時挙動の予測, 応用力学論文集, Vol.6, pp.665-674, 2003.8.
- 20) Aki, K. and Richards, P. G. : Quantitative Seismology, Second Edition, University Science Books, 2002.
- 21) 片岡正次郎, 日下部毅明: 内陸地震の規模・タイプと地表地震断層の特性との関係, 土木学会論文集, No.801/I-73,21-32,2005.10.

(2011年9月14日受付)