

宮 崎 大 学 大 学 院

博 士 学 位 論 文

震源断層近傍における道路橋の応答特性と耐震性向上に関する研究

2 0 1 4 年 3 月

宮崎大学大学院農学工学総合研究科
資源環境科学専攻

児玉 喜秀

学位論文の要旨

震源断層近傍の道路橋の耐震設計・診断とその補強対策においては、想定される「震源断層特性」、震源からの「地震波伝播特性」と建設地点の「表層地盤特性」の3つの特性を反映し、断層永久変位を含む地震動による橋梁の応答特性の解明とこれに基づく適切な耐震設計法または耐震補強法の開発が求められている。そこで本論文では、地震時動的挙動が複雑な道路橋に分類される上路式鋼トラス橋と上路式鋼アーチ橋を対象橋として、震源から一貫して捉えた道路橋の応答特性の解明と耐震性向上策の提案を目的とし、以下に示す3つの目標を定め、目標毎の成果を得た。

①震源断層近傍における断層永久変位を含む地震動による道路橋の非線形動的解析手法の提案

運動学的断層モデルと水平成層地盤モデルに基づく理論的方法により作成した、地点毎に異なる断層永久変位を含む地震動波形を橋梁下部構造に入力し、断層永久変位や地震動加速度の応答への影響が考慮できる手法、すなわち震源断層破壊・地盤応答・道路橋応答という一連の物理現象を理論的に一貫して捉えた震源断層近傍における道路橋の非線形動的解析手法を提案した。

②動的挙動が複雑な上路式鋼トラス橋と上路式鋼アーチ橋の震源断層近傍における応答特性の解明

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や上路式鋼アーチ橋を対象に、上記①の手法を使い、震源から橋梁までの一貫した解析モデルにより、断層の種類や断層深さ、震源断層と対象橋梁の位置関係を組み合わせた動的解析を実施し、震源断層近傍における道路橋の応答特性を解明した。

③震源断層近傍における上路式鋼トラス橋と上路式鋼アーチ橋に対して有効な耐震性向上策の提案

上記②の研究成果に基づき、損傷が進んだケースに対して、制震デバイスや上部工重量の軽量化を含めた耐震補強解析を実施し、震源断層近傍における道路橋に有効な耐震性向上策を提案した。

本研究成果は、断層永久変位の影響を考慮した震源断層近傍における道路橋の耐震設計基準の改良および震源断層近傍の道路橋に対する有効な耐震補強対策のための重要な基礎資料を提供するものである。

目次

第1章 序論	1
1.1 研究の背景	1
1.1.1 我が国の社会的背景と道路橋の耐震設計法の現状	1
1.1.2 断層変位に関する調査および道路橋の地震被害事例	2
1.2 既往の研究	4
1.2.1 震源断層近傍の地震動特性に関する研究	4
1.2.2 最近の道路橋耐震設計法に関する研究	5
1.2.3 最近の道路橋耐震性向上に関する研究	7
1.3 研究の目的	8
1.4 論文の構成	9
参考文献	10
第2章 震源断層近傍における地震波作成法	13
2.1 まえがき	13
2.2 水平成層地盤の地震波動場解析法	13
2.2.1 剛性行列による水平成層地盤の解析	13
2.2.2 地震動波形の計算	20
2.3 道路橋位置の地震動作成	22
2.4 まとめ	23
参考文献	23
第3章 震源断層近傍における道路橋の非線形動的解析手法	25
3.1 まえがき	25
3.2 非線形動的解析ソフトウェア	26
3.2.1 解析ソフトウェア概要	26
3.2.2 ファイバーモデル	26
3.2.3 ファイバー要素の定式化	28
3.2.4 動的解析手法	33
3.3 地震動の入力方法	35
3.4 道路橋の耐震解析例	36

3.4.1	解析の概要	36
3.4.2	入力地震動の準備	37
3.4.3	対象橋梁	39
3.4.4	解析モデルおよび解析条件	40
3.4.5	地震動の入力方法	42
3.4.6	解析結果	43
3.5	まとめ	46
	参考文献	47
第4章	震源断層近傍における地震動上下成分の道路橋への影響	49
4.1	まえがき	49
4.2	震源断層近傍における地震動上下成分の特性	49
4.2.1	解析に用いた地震と観測点	49
4.2.2	地震動上下成分の特性	52
4.2.3	KiK-net 一関西観測点における加速度波形のスペクトル特性	53
4.3	震源断層近傍における地震動上下成分の道路橋の応答特性への影響	54
4.3.1	対象橋梁および解析モデル	54
4.3.2	対象橋梁の固有振動特性	56
4.3.3	解析検討ケース	57
4.3.4	解析結果および考察	57
4.4	まとめ	62
	参考文献	63
第5章	震源断層近傍の上路式鋼トラス橋の応答特性	64
5.1	まえがき	64
5.2	対象橋梁および解析モデル	65
5.2.1	対象橋梁	65
5.2.2	解析モデル	66
5.2.3	固有周期	67
5.3	入力地震動	68
5.3.1	想定する地震規模	68
5.3.2	断層永久変位を含む地震動の作成	68

5.4	標準波形による応答解析	71
5.4.1	橋軸方向加震時の解析結果	72
5.4.2	橋軸直角方向加震時の解析結果	73
5.4.3	橋軸方向と鉛直方向加震時の解析結果	74
5.5	横ずれ断層近傍の応答解析	75
5.5.1	解析条件	75
5.5.2	解析結果および考察	76
5.6	逆断層近傍の応答解析	87
5.6.1	解析条件	87
5.6.2	解析結果および考察	89
5.7	まとめ	101
	参考文献	103
第6章	震源断層近傍の上路式鋼アーチ橋の応答特性	104
6.1	まえがき	104
6.2	対象橋梁および解析モデル	105
6.2.1	対象橋梁	105
6.2.2	解析モデル	106
6.2.3	固有周期	107
6.3	入力地震動	108
6.3.1	想定する地震規模	108
6.3.2	断層永久変位を含む地震動の作成	108
6.4	標準波形による応答解析	110
6.4.1	橋軸方向加震時の解析結果	111
6.5	横ずれ断層近傍の応答解析	113
6.5.1	解析条件	113
6.5.2	解析結果および考察	114
6.6	逆断層近傍の応答解析	124
6.6.1	解析条件	124
6.6.2	解析結果および考察	126
6.7	まとめ	135
	参考文献	136

第7章 震源断層近傍における道路橋の耐震性向上に関する研究	137
7.1 まえがき	137
7.2 鋼アーチ橋の耐震性向上策	138
7.2.1 座屈拘束ブレースの設置による耐震性向上	138
7.2.2 ロッキング型免震・制震構造による耐震性向上	139
7.3 横ずれ断層近傍における道路橋の耐震性向上策	140
7.3.1 解析条件	140
7.3.2 断層並行・伏在断層 (CASE123)での耐震性向上策	141
7.3.3 断層中央横断・地表断層 (CASE111) での耐震性向上策	142
7.4 逆断層近傍における道路橋の耐震性向上策	145
7.4.1 解析条件	145
7.4.2 断層中央横断・地表断層 (CASE211) での耐震性向上策	145
7.5 アルミニウム床版への取り替えによる道路橋の耐震性向上策	147
7.5.1 アルミニウム床版の構造特性	147
7.5.2 解析モデル	148
7.5.3 固有周期	149
7.5.4 震源断層近傍の応答解析	149
7.6 まとめ	153
参考文献	154
第8章 結論	155
謝 辞	159

第1章 序論

1.1 研究の背景

1.1.1 我が国の社会的背景と道路橋の耐震設計法の現状

現在、我が国は急激な人口減少、少子高齢化に加え、厳しい財政状況にある中、高度成長期以降に整備されたインフラが急速に老朽化し、今後 20 年間で、建設後 50 年以上経過する施設の割合が加速度的に高くなる¹⁾。例えば、道路橋は、その割合が平成 24 年 3 月の約 16%から、10 年後には約 40%、20 年後には約 65%と急増する。また、国土交通省所管の社会資本を対象に、過去の投資実績等を基に今後の維持管理・更新費を推計したもの²⁾では、公共事業費全体は、ピーク時の半分以上となる一方、維持管理・更新費の割合は急増している。今後の投資可能総額の伸びが 2010 年度以降対前年度比± 0 %で、維持管理・更新に関して今まで通りの対応をした場合は、維持管理・更新費が投資総額に占める割合は 2010 年度時点で約 50%であるが、2037 年度時点で投資可能総額を上回る。2011 年度から 2060 年度までの 50 年間に必要な更新費は約 190 兆円と推計され、そのうち更新できないストック量が約 30 兆円と試算される。したがって、公共事業費縮減の取組みのもと、急速に老朽化が進む膨大な社会資本ストックの補強や補修など効率的な維持管理を行い、将来的に国土の安全・安心を確保し続けることが重要になってきている。

このような中、1995 年の兵庫県南部地震や 2011 年の東北地方太平洋沖地震の経験をもとに、道路橋示方書³⁾による耐震設計法の改定が行われ、地震時保有水平耐力法などの非線形領域を考慮した静的照査法や、非線形動的解析による動的照査法など、耐震性能の照査方法に関する新しい技術的知見が反映され続けている。近年、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ており、断層変位に対する意識の高まりから、道路橋の耐震設計においても断層変位の影響を考慮する重要性が指摘されてきている⁴⁾。しかし、現状の道路橋における耐震設計法としては、断層変位にどのように対応するか明確な規定はなく、対象橋梁全体に一様加震した動的照査法が採用されているのが実情である。

したがって、地表加速度のみならず断層変位を考慮した道路橋の耐震設計法を確立し、震源断層近傍における道路橋の応答特性の解明および安全・安心かつ、コスト縮減に配慮した耐震補強法の開発が望まれている。

1.1.2 断層変位に関する調査および道路橋の地震被害事例

浅発の内陸地震においては、断層をはさんで大きな相対変位が生じるため、断層をまたいで建設する構造物は甚大な被害を受ける可能性がある。近年では、1999年トルコ地震や1999年台湾集集地震において、断層変位による構造物被害が多数発生した。長大構造物や交通施設などの線状に分布する構造物では、断層の存在が知られても断層をまたいで建設せざるを得ない場合も生ずる。このような構造物に対し、現状の耐震設計法では断層変位に対する耐震性について検討がなされていないことは前述したとおりである。そこで、既往の地震における地表断層変位量の分布やその予測に関する調査や研究を整理し、道路橋の地震被害事例を以下に示す。

まず、既往の地震における地表断層変位量について調査したものとして、翠川ら⁵⁾、片岡ら⁶⁾による研究が挙げられる。翠川らの研究では、地震規模が大きくなるほど最大変位量は大きくなる傾向があり、 M_w で7.0程度の場合には数m前後の場合が多く、 M_w で7.5程度の場合には10mを越える場合があることを指摘している。翠川らの調査による既往の地震での断層変位量を表1.1.1に示す。

表 1.1.1 各地震での断層変位量の最大値、平均値、標準偏差

年月日	地震名	M_j	M_w	地表断層長さ(km)	断層変位量			
					方向	最大変位(m)	平均変位(m)	標準偏差
1891.10.28	濃尾	8.0	7.4	80	水平	8.0	2.9	2.3
					鉛直	6.0	1.6	1.5
1927.03.27	北丹後	7.3	7.0	30	水平	3.7	1.2	0.9
					鉛直	1.5	0.5	0.3
1930.11.26	北伊豆	7.3	6.9	20	水平	3.5	1.1	0.8
					鉛直	2.4	0.5	0.5
1995.01.17	兵庫県南部	7.2	6.9	10	水平	2.1	1.0	0.6
					鉛直	1.4	0.4	0.3
1999.08.17	トルコ イズミット	-	7.4	140	水平	5.5	1.6	1.3
					鉛直	2.4	1.1	0.7
1999.11.12	トルコ ドゥズジェ	-	7.0	40	水平	5.5	2.3	1.2
					鉛直	3.5	1.3	0.9
1999.09.21	台湾集集	-	7.5	80	水平	15.0	3.4	3.0
					鉛直	6.2	2.3	1.3

これより、調査地点での断層変位の平均値は最大変位量の1/3前後であり、各地点で観測された変位量のばらつきも大きいことがわかる。また、我が国の地震における水平方向の平均変位としては、濃尾地震を除けば1m程度となっている。これらの結果は、今後、開発が望まれる耐震設計で考慮すべき断層変位を設定する際の基礎的資料として活用されるものと期待される。しかし、調査地点の地質・地盤条件と変位量の関係が検討されていないため、これらの関係も検証する必要があるといえる。

表 1.1.1 より、台湾の集集地震では、断層の水平方向の最大変位が 15m に達していることがわかる。この地震による断層変位で多くの道路橋に被害が多数発生しており、被害状況について関連資料をもとに整理した。



図 1.1.1 一江橋の被害状況



図 1.1.2 烏溪橋の被害状況

図 1.1.1 は一江橋の被害状況であり、中央部橋梁（既設）の右岸側橋台から 8～9 径間が落橋し、新設橋梁の右岸側より 1 番目と 2 番目の橋脚天端が橋軸方向の河川中心側に傾斜したものである。

図 1.1.2 は烏溪橋の被害状況であり、右岸側橋台から 2 番目と 3 番目の橋脚の間に断層崖（高さ約 1 m）が現れたため、上流側橋梁の右岸側から 2 径間部分が落橋し、下流側橋梁の落橋は免れたものの、壁式橋脚にせん断破壊が生じているものである。

これより、断層変位が道路橋へ与える影響が大きいことがわかる。断層変位量は地震規模と対象位置の地質・地盤条件が大きく影響するため、それらを考慮した震源断層近傍における地震波動場解析の精度を高め、我が国における断層変位を考慮した耐震設計基準の開発が望まれている。

1.2 既往の研究

1.2.1 震源断層近傍の地震動特性に関する研究

断層近傍の地震動特性に関する研究は、これまで少なかったが、1994年のノースリッジ地震（米国）、1995年の兵庫県南部地震によって、震源断層近傍において甚大な構造物被害がもたらされ、また、これまで経験したことのない震源域における大加速度の長周期パルスを有する強震動記録が得られたことを契機に、この分野の研究が行われるようになった。しかし、色々な地震動特性の中でも、構造物に被害を与えるような地震動特性についての研究は、地震動の知識以外に構造物の動的特性や耐震解析等の技術を必要とし、震源断層から地盤、基礎、構造物までの一貫した全体系モデルでの検討になるため、総合的な研究成果はまだ少ない。

土木学会地震工学委員会内に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⁴⁾（委員長：大塚久哲九州大学大学院教授）が設置され、1999年の集々地震（台湾）について調査分析し、橋梁の被害の多くは断層変位によってもたらされたものであるとして、代表的な構造形式の橋梁を対象にして、どの方向の断層変位に強いのか、どういう部材から被災するか等を検討して一定の成果を出した。しかし、本小委員会は、従来からの橋梁の地震応答解析の方法、すなわち、従来からの橋梁に対する一方向の一樣の加震を前提にして、断層変位の影響を近似的に取り入れた波形の作成方法に力点を置き、その波形による地震応答解析の方法はこれまで通りであり、従来技術の域を脱していない。

そのような中で、1995年兵庫県南部地震以降、原田らは、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。原田らは、まず、理論的方法に基づく震源断層近傍の地震動シミュレーションにより、断層破壊伝播特性と地盤内での地震波伝播特性が影響し合い、振幅や振動数の異なる多くの種類の波があらゆる方向から入射することによって得られる地表面の地震動は、場所的に大きく異なり、あたかも台風の雲の動きのように渦を巻きながら地震波が伝播する様子を初めて示した^{7)~10)}。そのような特異な地震動の時空間特性を示す断層近傍に線状構造物（特に高架橋など）を置いた場合の構造物応答特性についても検討を加えた^{9),11)}。

次に、その考えをもとに児玉らは、地震時の動的挙動が複雑な橋梁に分類されるトラス橋やアーチ橋を対象にして、震源から橋梁までの一貫した数理モデルを提示した上で、断層永久変位を含む地震動による震源断層近傍における対象橋梁の応答特性を検討した^{12)~14)}。その内容は、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た検討を行い、対象橋梁の損傷状況に及ぼす橋梁と断層の位置関係、断層上端深さ等の関係を調べたもの

である。さらに、地震動加速度だけでなく断層変位に対する対象橋梁の耐震性向上策についても言及している。

1.2.2 最近の道路橋耐震設計法に関する研究

構造物の耐震設計法の歴史を設計用入力地震動の側面から見ると、地表の水平最大加速度の重力加速度との比（設計震度と呼ばれる）に構造物の重量をかけた水平力を作用させる震度法が最初に考案された。この震度法に修正を加えて、すなわち、構造物の固有周期と減衰定数を考慮した応答スペクトルに基づく修正震度法が長く使われている。

これらの耐震設計法は静的耐震設計法に分類されるが、地震時の構造物の応答は動的現象であるため、修正震度法で使われる応答スペクトルと等価になるような設計用入力地震動を規定して、この地震動加速度波形による構造物の応答照査をする動的耐震設計法（正確には動的耐震照査法と呼ぶ）が、1995年兵庫県南部地震以降に一般的な道路橋に対しても導入されるようになってきた。しかし、これまでの設計用入力地震動は、主に設計技術者が入力地震動選定に対して個別に考えなくともよいようにすることと、全国的に統一された設計用入力地震動を使うという考え方に基づいて、耐震設計示方書で標準波形として規定して与えられるものである。

ここでは、1995年兵庫県南部地震以降の最近の道路橋の耐震設計法に関係する研究を簡単にレビューするが、本研究では、設計用入力地震動は示方書で標準波形として与えられるものという現状から次の時代、すなわち、次世代の動的耐震設計法や耐震補強法のための基礎的研究として、震源断層から建設地点の地点毎に異なる断層永久変位を含む地震動波形を理論的方法に基づいて作成し、これによる道路橋の応答特性を調べ、耐震設計をするあるいは、その結果に基づき耐震性向上策を探る方法を提案するものである。

橋梁、特に高架橋の耐震検討を行う上で、橋脚が最も重要な要素であること、および兵庫県南部地震が鋼製橋脚や連続高架橋に対しても被害を与えたことなどから、各方面で鋼製橋脚の耐震性（強度と変形能）に関する研究が進められてきた。

宇佐美ら^{15),16)}は、鋼製橋脚の耐震性能を向上させるもっとも効果的な方法として鋼製橋脚基部にコンクリートを部分充填する方法を提案した。また、耐震性能の照査方法としては、変形照査法の中で対象構造物に制約がなく（鋼製橋脚だけでなくアーチリブ等にも適用可能）、汎用性が高いひずみによる照査法を提案した。それらの成果は、積極的に鋼製橋脚の実務設計で活用された。その後、耐震解析ソフトウェアが整備されたこともあり、橋脚だけでなく高架橋全体の耐震解析まで実務設計でも行われるようになってきた。その耐震解析には、ゴム支承および落橋防止構造、桁衝突を考慮した全体系解析までが行われている^{17)~21)}。これらの研究成果は、新技術小委員会²²⁾および

J S S C耐震小委員会²³⁾等でまとめられている。

鋼製橋脚を有する高架橋の耐震設計関連の研究から多少遅れたが、鋼製橋脚の研究成果を活かして、部材数が多いアーチ橋、トラス橋、さらには斜張橋や吊橋等の研究が進められた。道路橋示方書³⁾やJ S S C耐震性部会²⁴⁾によると、アーチ橋の中でも上路式アーチ橋と中路式アーチ橋が、トラス橋の中でも上路式トラス橋が、複雑な動的挙動を示す橋梁と分類されている。このような橋梁に対しては、解析法（材料非線形性の表現方法）としてファイバーモデルが、照査法としては前述のひずみによる照査がもっとも適していると考えられる。

まず、アーチ橋に対する既往の研究としては、Dusseau ら²⁵⁾の線形梁要素を用いた上路式アーチ橋の解析が挙げられる。この研究では、アーチスパンの異なるアーチ橋に対して固有振動解析および線形応答解析を行い、アーチスパンに対する固有周期の比、常時荷重時に対する応答解析時の応答値の比等を求め、上路式アーチ橋の基本的な動的特性が示されている。また、榊原ら²⁶⁾のアーチリブの材料非線形性にM- ϕ モデルを用いた上路式アーチ橋の解析も挙げられる。この研究では、アーチリブのみ弾塑性体として、軸力変動なしの微小変位理論で計算しているが、上路式アーチ橋の基本的な応答特性が示されている。さらに、奥村ら²⁷⁾はファイバーモデルを用いて、幾何学的非線形性等の影響を考慮した上路式アーチ橋の平面解析の研究を行っている。この研究では、平面モデルを使っているが、軸力変動の効果が自動的に考慮できるファイバーモデルを用いて、幾何学的非線形性を考慮した応答解析を行い、アーチライズ比、補剛桁の塑性化、床版剛性の有無および材料構成則の相違等による応答値への影響を調べている。中路式アーチ橋においては、大江ら²⁸⁾はM- ϕ モデルを用いたアーチリブの軸力変動を考慮した中路式アーチ橋の立体解析を行っている。この研究では、簡便法であるN-M- ϕ 弾塑性モデルを用いて、基本的な応答特性を明らかにし、適切なRC床版剛性の評価の必要性が示されている。また、野中ら^{29),30)}は軸力変動を正確に考慮できるファイバーモデルを用いたアーチ橋の立体解析の研究を行っている。この研究では、鋼製橋脚以外でファイバーモデルがはじめてアーチ橋へ適用され、アーチ橋の基本特性、特にアーチリブに軸力変動と2軸曲げが起きていることを示している。

次に、トラス橋に対する既往の研究としては、大島ら³¹⁾の桁端衝突現象に着目した平面モデルの応答解析が挙げられる。この研究では、桁端衝突を評価するため、橋台背面地盤ばねおよび衝突ばねを考慮して応答解析を行い、緩衝材の有無による桁端部の挙動および上下弦材の軸力変化を明らかにしている。また、野中ら³²⁾は、アーチ橋で適用したファイバーモデルによる耐震解析法および照査法をトラス橋へも適用している。

現在では、さらに、斜張橋や吊り橋まで、ファイバーモデルによる動的解析および照査法の研究が進んでいる^{33)~37)}。

1.2.3 最近の道路橋耐震性向上に関する研究

1995年の兵庫県南部地震によって、高架橋等が被害を受けたことから、道路橋の耐震性向上に関する研究が精力的に行われた。本地震により耐震設計基準が見直され、耐震設計用の地震力が大きくなった。そのため、従来の剛性を増すとといった耐震構造では、要求を応えるのが困難になってきた。そこで、免震構造、制震構造といった新しい構造技術が注目された。

免震構造とは、構造物の固有周期を長周期化することにより地震動の卓越周期との共振を避け、また高減衰化により地震時のエネルギーを吸収することで、地震時の応答の低減を図る構造のことである。高架橋においては、長周期化および高減衰化を図るため、積層ゴム支承や機能分離支承等がよく用いられている。

また、制震構造とは、エネルギー吸収デバイスを構造物に付加することで、高減衰化を図り地震時の応答を低減させる構造である。制震構造には、パッシブ型制震構造とアクティブ型制震構造があるが、近年、道路橋への適用において注目され研究されているのが、パッシブ型制震構造の方である。特に、パッシブ型制震の中でも、履歴型ダンパー（鋼材ダンパー）が、安定した履歴ループを描き高いエネルギー吸収能を持ち、耐久性に優れ、取替が容易であることなどから、実務においても適用され始めている。アーチ橋やトラス橋においては、この履歴型ダンパーがもっと有効であると言われている。

近年、アーチ橋やトラス橋に対する耐震性向上策について研究が進み、大きな研究成果を上げてきた。まず、上路式アーチ橋に対しては、井上ら³⁸⁾の鋼製ダンパーを用いた研究が挙げられる。この研究では、既設の上路式鋼アーチ橋に対して、最適な軸力降伏型ダンパーの種類や配置の方法が示されている。また、トラス橋に対しては、Minsiliら³⁹⁾の摩擦ダンパーを用いた研究が挙げられる。この研究では、上路式ではないが下路式のトラス橋に対して、2次部材の斜材に簡単な摩擦ダンパー装置を設置し、応答値を低減させている。

その後、履歴ダンパーに関する研究が土木学会やJSSCの委員会等でも精力的に行われるようになり、多くの研究成果が発表された^{33)~37)}。履歴型ダンパーには、軸降伏型ダンパー（座屈拘束ブレース）およびせん断降伏型ダンパー（せん断ダンパー）の2つに分けられる。座屈拘束ブレースの研究については、宇佐美ら^{40)~43)}が高いエネルギー吸収能力を発揮することを実験や解析で示した。その座屈拘束ブレースは、アーチ橋やトラス橋への適用が本格化している。一方、せん断ダンパーについては、建築構造物にせん断パネルとしてすでに用いられているが、道路橋においては、野中ら⁴⁴⁾が上路式鋼アーチの下横構にせん断ダンパーを設置して検討した。座屈拘束ブレースとせん断ダンパーの両方をトラス橋へ設置した研究³²⁾や実際に長大トラス橋に適用した研究もある。こ

これらの研究成果は、文献^{35),36)}にまとめられている。

このようにアーチ橋やトラス橋に対する耐震性向上に関する研究は進んだが、これらの研究は、標準的なプレート境界型地震や直下型地震に対応するものであり、震源断層近傍に橋梁が設置した場合を想定していない。そこで、児玉ら¹⁴⁾は、これまでの上記研究で想定している地震動と震源断層近傍の地震動の特性が異なることに着目して、震源断層近傍に配置されたアーチ橋やトラス橋に対する耐震性向上策を提案している。

1.3 研究の目的

研究の背景および既往の研究を踏まえると、複雑な応答挙動をすると考えられている震源断層近傍における断層永久変位を含む地震動に対する上路式鋼トラス橋や上路式鋼アーチ橋の地震時応答挙動の解明とその耐震補強法に関する研究が希薄であるため、本研究では、以下に示す3つの目的を設定して研究を進める。なお本研究では、過去の被害経験や震源断層近傍における断層永久変位を含む地震動観測記録が極めて少ないため、これまでの経験的方法を補足することを目的に、理論的方法に基づき震源断層破壊・地震波伝播・地盤応答・道路橋応答を一貫して捉えた道路橋の3次元非線形応答挙動の予測法を提案し、この理論的方法に基づくアプローチにより、震源断層近傍における道路橋の応答特性と耐震性向上策に関する基礎的研究を進める。

(1) 震源断層近傍における道路橋の非線形動的解析手法の提示

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、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た震源断層近傍における道路橋の非線形動的解析手法を提示する。

(2) 動的挙動が複雑な道路橋を対象とした震源断層近傍における応答特性の解明

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や上路式鋼アーチ橋などの道路橋を対象に、断層種類や震源断層との位置関係を組み合わせた動的解析を実施し、震源断層近傍における道路橋の応答特性を解明する。

(3) 震源断層近傍における道路橋に対して有効な耐震性向上策の提案

震源断層近傍における道路橋の応答特性を把握した上で、損傷が進んだケースによる耐震補強解析を実施することで、震源断層近傍における道路橋に有効な耐震性向上策を提案する。

1.4 論文の構成

本論文は、全8章の構成であり、各章の内容は以下のとおりである。

第1章では、序論として研究の背景、既往の研究、研究の目的および概要を述べる。

第2章では、震源断層近傍における道路橋の応答特性を精緻に解明することを目的に、震源断層近傍での特異な地震動の定量化や剛性マトリックスによる成層地盤の波動解析法^{7)~10)}について整理し、震源断層近傍の道路橋位置における地震波の具体的な作成方法について記述する。

第3章では、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た震源断層近傍における道路橋の非線形動的解析手法^{11)~14)}を提示する。また、その方法による具体的な耐震解析例を示す。

第4章では、震源断層近傍における地震動上下成分の道路橋への影響を把握するため、KiK-net一関西の観測地震動を入力地震動として上路式鋼アーチ橋の3次元非線形応答解析を実施し、地震動上下成分の応答挙動への影響を調べる⁴⁵⁾。

第5章では、断層永久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、横ずれ断層と逆断層近傍における上路式鋼トラス橋の応答特性について調べる^{12),13)}。

第6章では、断層永久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、横ずれ断層と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る¹⁴⁾。

第7章では、**第6章**において応答特性を把握できた上路式鋼アーチ橋を対象に、横ずれ断層や逆断層など震源断層近傍における耐震性向上策について解析的研究を行う^{14),46)}。また、震源断層近傍における道路橋に対する有効な耐震補強法を提案する。

第8章では、本研究で得られた結論を要約し、今後の展望を簡単にまとめる。

参考文献

- 1) 国土交通省：平成 25 年度国土交通白書
- 2) 国土交通省：平成 21 年度国土交通白書
- 3) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，2012.3.
- 4) 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：「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.
- 5) 翠川三郎，三浦弘之：内陸地震による地表での断層変位分布，構造工学論文集，Vol.50B，pp.531-538，2004.3.
- 6) 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.
- 7) 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，土木論文集，No.612/I-46，pp.99-108，1999.
- 8) 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.
- 9) 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)，宮崎大学学術情報リポジトリ (<http://hdl.handle.net/10458/674>)，2006.
- 10) 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.
- 11) 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.701-711，2003.8.
- 12) 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.573-582，2009.3.
- 13) 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.454-466，2011.3.
- 14) 児玉喜秀，原田隆典，野中哲也，中村真貴，宇佐美勉：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，構造工学論文集，Vol.58A，pp.436-447，2012.3.
- 15) 宇佐美勉，鈴木森晶，H. P. Mamaghani，葛漢彬：コンクリートを部分的に充填した鋼製橋脚の地震時保有水平耐力照査法の提案，土木学会論文集，No.525/ I -33，pp.69-82，1995.10.
- 16) 葛漢彬，宇佐美勉：コンクリートを部分的に充填した鋼箱形断面柱の終局強度と変形能に関する解析的研究，土木学会論文集，No.513/ I -31，pp.77-88，1995.4.

- 17) 前野裕文, 森下宣明, 野中哲也: 高架橋の耐震設計法の一考察, 第3回鋼構造物の非線形数値解析と耐震設計への応用に関するシンポジウム論文集, pp.33-42, 2000.1.
- 18) 木納利和, 森下宣明, 前野裕文, 野中哲也, 折野明宏: ゴム支承およびPCケーブルの非線形特性を考慮した連続高架橋の動的解析, 第4回鋼構造物の非線形数値解析と耐震設計への応用に関するシンポジウム論文集, pp.69-74, 2002.1.
- 19) 村山隆之, 白石法行, 井上高志, 奥野時雄, 野中哲也, 福地聖: 鋼製橋脚を有する連続高架橋の耐震設計, 第4回地震時保有耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム論文集, 2000.12.
- 20) Nonaka, T. and Ali, A. : Seismic Investigation of Steel Elevated Bridges Using Fiber Model, Proceedings of The First International Conference on Steel & Composite Structures, pp.983-992, 2001.
- 21) 山口栄輝, 清水俊彦, 川神雅秀, 田崎賢治, 野中哲也, 久保喜延: 鋼曲線ラーメン橋の地震時応答特性に関する基礎的研究, 構造工学論文集, Vol.47A, pp.851-860, 2001.3.
- 22) 土木学会鋼構造委員会・鋼構造新技術小委員会, 耐震設計研究WG: 鋼橋の耐震設計指針案と耐震設計のための新技術, 1996.7.
- 23) (社)日本鋼構造協会・次世代土木鋼構造研究特別委員会・鋼橋の耐震設計小委員会: 鋼構造物の耐震解析用ベンチマークと耐震設計法の高度化, 2000.4.
- 24) (社)日本鋼構造協会・鋼橋の性能照査型設計対応研究委員会・鋼橋の耐震性部会: 鋼橋の耐震性能設計の基本と応用, 2002.9.
- 25) Dusseau, R.A. and Wen, R.K. : Seismic Responses of Deck-Type Arch Bridges, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, No.18, pp.701-715, 1989.
- 26) 榊原泰造, 川島一彦, 庄司学: 動的解析に基づく上路式2ヒンジ鋼製アーチ橋の耐震性に関する検討, 構造工学論文集, Vol.44A, pp.761-767, 1998.3.
- 27) 奥村徹, 後藤芳顕, 小澤一誠: 上路式鋼製補剛アーチ橋の地震時面内終局挙動に関する研究, 構造工学論文集, Vol.46A, pp.1333-1342, 2000.3.
- 28) 大江豊, 大塚久哲, 水田洋司, 劉貴位, 飯星智博: 鋼アーチ橋における主部材の断面特性と弾塑性動的解析, 構造工学論文集, Vol.46A, pp.821-830, 2000.3.
- 29) Nonaka, T. and Ali, A. : Dynamic Response of Half-Through Steel Arch Bridge Using Fiber Model, Journal of Bridge Engineering, ASCE, Vol.6, No.6, pp.482-488, 2001.
- 30) 巢山藤明, 落合稔, 野中哲也, 真子幸也, 坂本佳子: ファイバーモデルを用いた鋼構造物の耐震設計法に関する一考察, 橋梁と基礎, Vol.34, No.9, pp.32-40, 2000.9.
- 31) 大島俊之, 小倉裕介, 三上修一: 連続トラス橋の桁端衝突応答解析と緩衝材の効果に関する検討, 構造工学論文集, Vol.48A, pp.607-618, 2002.3.

- 32) 野中哲也, 宇佐美勉, 坂本佳子, 岩村真樹: 上路式鋼トラス橋の大地震時弾塑性挙動および耐震性向上に関する研究, 構造工学論文集, Vol.49A, pp.531-542, 2003.3.
- 33) 土木学会・地震工学委員会・動的耐震設計法に関する研究小委員会: 橋の動的耐震設計, 2003.3.
- 34) (社)日本鋼構造協会・鋼橋の性能照査型耐震設計法検討委員会: 土木鋼構造物の動的耐震性能照査法と耐震性向上策, 2003.10.
- 35) (社)日本鋼構造協会・鋼橋性能向上研究小委員会・耐震設計ガイドライン部会: 鋼橋の耐震設計法の概要と斜張橋への応用, 2006.7.
- 36) 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.
- 37) (社)日本鋼構造協会・鋼橋の性能信頼性向上に関する研究委員会・耐震設計部会: 鋼橋の耐震設計の信頼性と耐震性能の向上, 2009.9.
- 38) 井上幸一, 明神久也, 増田伊知郎, 中出収: 軸力降伏型鋼製ダンパを適用した鋼橋の耐震性向上法, 第5回地震時保有耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム論文集, pp.43-50, 2002.1.
- 39) Minsili, L.S. , Zhong,T. , and Xia,H. : Design and Vibration Control by Friction Dampers in Truss Bridges, Proceedings of the 2nd International Conference on Construction in Developing Countries, 2000.11.
- 40) 宇佐美勉, 加藤基規, 葛西昭: 制震ダンパーとしての座屈拘束ブレースの要求性能, 構造工学論文集, Vol.50A, pp.527-538, 2004.3.
- 41) 葛漢彬, 日沖堅治, 宇佐美勉: 鋼アーチ橋に設置した座屈拘束ブレースの応答値, 土木学会地震工学論文集, 2005.8.
- 42) Usami, T., Lu, Z.H., and Ge, H.B. : A Seismic Upgrading Method for Steel Arch Bridges Using Buckling-Restrained Braces, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, No.34, pp.471-496, 2005.1.
- 43) 宇佐美勉, 渡邊直起, 河村洋行, 葛西昭, 織田博孝: 制震ダンパーとしての座屈拘束ブレースの全体座屈, 構造工学論文集, Vol.52A, pp.37-48, 2006.3.
- 44) 野中哲也, 宇佐美勉, 吉野広一, 坂本佳子, 鳥越卓志: 上路式鋼アーチ橋の大地震時弾塑性挙動および耐震性向上に関する研究, 土木学会論文集, No.731/ I -63, pp.31-49, 2003.4.
- 45) 原田隆典, 野中哲也, 児玉喜秀, 中村真貴: 震源断層近傍の地震動上下成分の解析と上路式鋼アーチ橋の非線形応答挙動, 地震工学シンポジウム論文集, Vol.13, pp.4256-4263, 2010.
- 46) 児玉喜秀, 原田隆典, 野中哲也, 宇佐美勉, 中村真貴: RC床版をアルミニウム床版に取り替えることによる鋼アーチ橋の耐震性向上に関する解析的検討, 構造工学論文集, Vol.60A, pp.326-334, 2014.3.

第2章 震源断層近傍における地震波作成法

2.1 まえがき

震源断層近傍における道路橋は、対象構造物の質量に地震加速度が加わることで生じる地震時慣性力や、断層変位による下部構造間の相対変位から生じる負静定力により損傷する可能性がある。

このため、震源断層近傍における道路橋の応答特性を解明するためには、地震時慣性力と断層変位の影響を同時に考慮することが必要と考えられる。また、震源断層近傍においては、震源断層の破壊伝播特性と表層地盤内での地震波伝播特性が影響し、振幅や位相、そして振動数の異なった、あらゆる種類の波があらゆる方向から地表面に入射されるため、地表面における地震動は場所的に大きく異なることが予想される。さらに、震源断層が浅い場合には、断層永久変位の影響が大きいと考えられる。このような震源断層破壊伝播と地震波伝播に関する理論^{1)~3)}と、その理論に基づく運動学的断層モデルと水平成層地盤にモデル化された震源断層・地盤系における断層永久変位を含む地震動波形を理論的に合成する地震波動場解析法が開発されてきた^{4)~6)}。

そこで、本章では、道路橋の応答特性を把握するために使用した震源断層近傍における地震波の作成方法として、剛性マトリックス（剛性行列）による成層地盤の波動解析法^{4)~6)}と、震源断層近傍の道路橋位置における地震波の具体的な作成方法について記述する。

2.2 水平成層地盤の地震波動場解析法

2.2.1 剛性行列による水平成層地盤の解析

図2.2.1に示すような震源断層を含む4層の水平成層地盤モデルにおける地震波動場の計算手順を記述する。ここで、 $q(z_n)$ は深さ z_n の境界面に単位面積当たりに作用する荷重を表す。

地盤の空間座標は3次元直交座標系 $(x-y-z)$ を使用し、時間座標を t とし、深さ z_n の境界面に単位面積当たりの荷重 $q(z_n)$ が作用している時、深さ z の境界面上の任意点 (x,y) の変位ベクトル $\mathbf{u}(x,y,z,t)$ は、次式(2.2-1)のような波数 (κ_x, κ_y) と振動数 ω の3重フーリエ積分によって計算することができる。

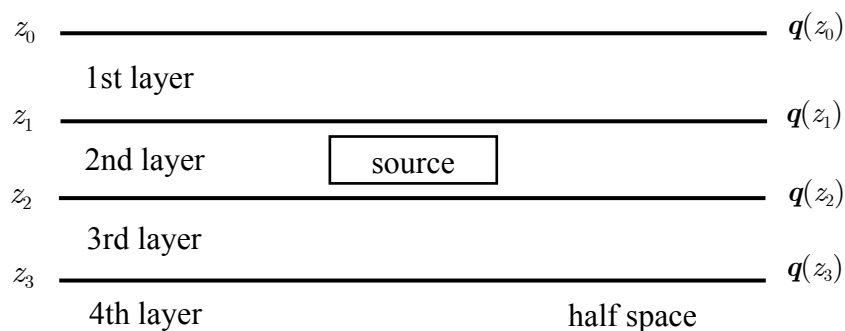


図 2.2.1 震源断層を含む 4 層の水平成層地盤モデルと記号

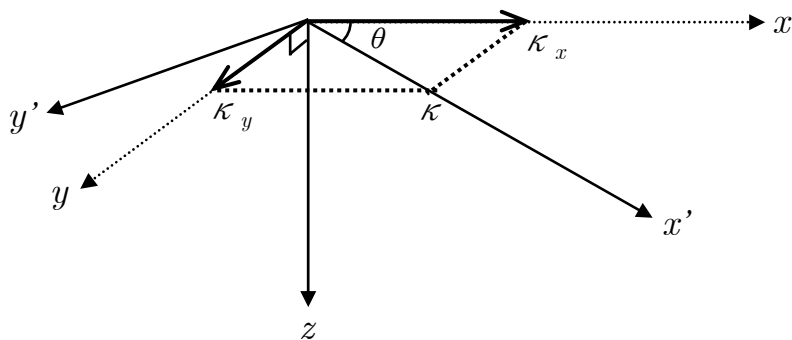


図 2.2.2 座標回転と波数の関係

$$\mathbf{u}(x, y, z, t) = \frac{1}{(2\pi)^3} \iiint \mathbf{u}(\kappa_x, \kappa_y, z, \omega) e^{i(\kappa_x x + \kappa_y y - \omega t)} d\kappa_x d\kappa_y d\omega \quad (2.2-1)$$

ここに、 κ_x, κ_y は図 2.2.2 に示すように、 x, y 軸方向の波数を表す。

また、 $\mathbf{u}(\kappa_x, \kappa_y, z, \omega)$ は変位ベクトル $\mathbf{u}(x, y, z, t)$ の振動数・波数スペクトルを表し、座標軸 x, y 方向成分 $u(z) \equiv u(\kappa_x, \kappa_y, z, \omega)$, $v(z) \equiv v(\kappa_x, \kappa_y, z, \omega)$, と z 方向成分 $w(z) \equiv w(\kappa_x, \kappa_y, z, \omega)$ は、次式(2.2-2)から求められる。

$$\begin{aligned}
u(z) &= \frac{\kappa_x}{\kappa} u_0(z) - \frac{\kappa_y}{\kappa} v_0(z) \\
v(z) &= \frac{\kappa_y}{\kappa} u_0(z) + \frac{\kappa_x}{\kappa} v_0(z) \\
w(z) &= w_0(z)
\end{aligned} \tag{2.2-2}$$

ここに、 $\kappa = \sqrt{\kappa_x^2 + \kappa_y^2}$ は、SH 波と P・SV 波が進む方向の波数を表す。また、 $u_0(z), v_0(z), w_0(z)$ は、図 2.2.2 のように式(2.2-1)の調和平面波 $e^{i(\kappa_x x + \kappa_y y - \omega t)}$ の進む方向を x' とする新直交座標系 (x', y', z) を設けた場合のそれぞれの振動数・波数スペクトルを表す。

$u_0(z) \equiv u_0(\kappa, z, \omega), w_0(z) \equiv w_0(\kappa, z, \omega)$ は、P・SV 波問題から求められる振動数・波数スペクトルを、 $v_0(z) \equiv v_0(\kappa, z, \omega)$ は、SH 波問題から求められる振動数・波数スペクトルを表す。したがって、式(2.2-1)の振動数・波数領域の変位ベクトル $\mathbf{u}(\kappa_x, \kappa_y, z, \omega)$ は、P・SV 波と SH 波問題から求められる $u_0(z), w_0(z)$ と SH 波問題から求められる $v_0(z)$ を別々に求めて、その結果を式(2.2-2)に代入し求められる。これらの SH 波と P・SV 波の変位ベクトル $\mathbf{u}_0(z) \equiv \mathbf{u}_0(\kappa, z, \omega)$ は、次式(2.2-3)の剛性方程式を解いて求められる。

$$\begin{pmatrix} \mathbf{q}_0(z_0) \\ \mathbf{q}_0(z_1) + \mathbf{q}_{0s}(z_1) \\ \mathbf{q}_0(z_2) + \mathbf{q}_{0s}(z_2) \\ \mathbf{q}_0(z_3) \end{pmatrix} = \begin{bmatrix} \mathbf{K}_{11}^{(1)} & \mathbf{K}_{12}^{(1)} & \mathbf{o} & \mathbf{o} \\ \mathbf{K}_{21}^{(1)} & \mathbf{K}_{22}^{(1)} + \mathbf{K}_{11}^{(2)} & \mathbf{K}_{12}^{(2)} & \mathbf{o} \\ \mathbf{o} & \mathbf{K}_{21}^{(2)} & \mathbf{K}_{22}^{(2)} + \mathbf{K}_{11}^{(3)} & \mathbf{K}_{12}^{(3)} \\ \mathbf{o} & \mathbf{o} & \mathbf{K}_{21}^{(3)} & \mathbf{K}_{22}^{(3)} + \mathbf{K}_{half} \end{bmatrix} \begin{pmatrix} \mathbf{u}_0(z_0) \\ \mathbf{u}_0(z_1) \\ \mathbf{u}_0(z_2) \\ \mathbf{u}_0(z_3) \end{pmatrix} \tag{2.2-3}$$

ここに、 $\mathbf{K}_{ij}^{(n)}$ と \mathbf{K}_{half} はそれぞれ第 n 層と半無限地盤の剛性行列を表す^{4),5)}。

式(2.2-3)右辺の第 1 項が図 2.2.1 のような全体系の剛性行列を表すが、これは重ね合わせの原理に従って、第 n 層の剛性行列から作成できる。式(2.2-3)左辺は振動数・波数領域の外力項で、 $\mathbf{q}_0(z_n)$ は、深さ z_n の境界面に作用する単位面積当たりの外力（応力） $\mathbf{q}(z_n)$ の SH 波、P・SV 波問題の新座標軸 (x', y', z) 成分を表わす。また、 $\mathbf{q}_{0s}(z_n)$ は、運動学的断層モデルから放射される地震波による外力項で、次式(2.2-4)から求められる。

$$\begin{pmatrix} \mathbf{q}_{0s}(z_1) \\ \mathbf{q}_{0s}(z_2) \end{pmatrix} = \begin{bmatrix} \mathbf{K}_{11}^{(2)} & \mathbf{K}_{12}^{(2)} \\ \mathbf{K}_{21}^{(2)} & \mathbf{K}_{22}^{(2)} \end{bmatrix} \begin{pmatrix} \mathbf{u}_{0s}^{(2)}(z_1) \\ \mathbf{u}_{0s}^{(2)}(z_2) \end{pmatrix} - \begin{pmatrix} -\mathbf{t}_{0s}^{(2)}(z_1) \\ \mathbf{t}_{0s}^{(2)}(z_2) \end{pmatrix} \tag{2.2-4}$$

ここに、 $\mathbf{u}_{0s}^{(n)}(z), \mathbf{t}_{0s}^{(n)}(z)$ は、第 n 層内に存在する震源断層から放射される地震波によって深さ z の位置に生じる変位と応力を表す（具体式は原田ら 2004）^{4),7)}。各層に外力が作用せず、震源断層によ

る自然地盤応答の場合,

$$\mathbf{q}_0(z_0) = \mathbf{q}_0(z_1) = \mathbf{q}_0(z_2) = \mathbf{q}_0(z_3) = \mathbf{0} \quad (2.2-5a)$$

また, 交通振動等による自然地盤応答の場合,

$$\mathbf{q}_{0s}(z_1) = \mathbf{q}_{0s}(z_2) = \mathbf{0} \quad (2.2-5b)$$

ここで, 各層に外力が作用せず, 震源断層による自然地盤応答の特別な場合として, 震源断層が半無限地盤内にある場合 (第2層以下を半無限地盤とする) の剛性方程式を考察する. この場合, 次式(2.2-6a)のような剛性方程式となる.

$$\begin{pmatrix} \mathbf{0} \\ \mathbf{q}_{0s}(z_1) \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \mathbf{K}_{11}^{(1)} & \mathbf{K}_{12}^{(1)} \\ \mathbf{K}_{21}^{(1)} & \mathbf{K}_{22}^{(1)} + \mathbf{K}_{half} \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \mathbf{u}_0(z_0) \\ \mathbf{u}_0(z_1) \end{pmatrix} \quad (2.2-6a)$$

ここに,

$$\mathbf{q}_{0s}(z_1) = \mathbf{K}_{half} \mathbf{u}_{0s}^{(2)}(z_1) + \mathbf{t}_{0s}^{(2)}(z_1) \quad (2.2-6b)$$

いま, 上式で与えられる震源断層による外力 $\mathbf{q}_{0s}(z_1)$ の別表現として, 図 2.2.3 のように(1) 震源断層を含む半無限地盤の地表面が露頭する場合 (第1層の厚さが零) における地表面変位を \mathbf{u}_{0free} とし, この地表面変位を用いた表現と, (2) 震源断層を含む半無限地盤上に同じ半無限地盤が存在し, 結果的に無限地盤の変位を用いた表現, の2つの表現を求める.



- (1) 震源断層を含む半無限地盤の地表面が露頭する場合 (2) 震源断層を含む半無限地盤上に同じ半無限地盤が存在する無限地盤の場合

図 2.2.3 震源断層の外力項の別表現を求めるための2つの地盤モデル

まず，図 2.2.3(1)の場合，半無限地盤の地表面の応力（トラクション）は零で，変位は \mathbf{u}_{0free} であるので，次式(2.2-7a)が成り立つ．

$$\begin{aligned}\mathbf{u}_{0s}^{(2)}(z_1) &= \mathbf{u}_{0free} \\ \mathbf{t}_{0s}^{(2)}(z_1) &= \mathbf{0}\end{aligned}\tag{2.2-7a}$$

したがって，式(2.2-6b)の震源断層による外力 $\mathbf{q}_{0s}(z_1)$ は，次式のように表される．

$$\mathbf{q}_{0s}(z_1) = \mathbf{K}_{half}\mathbf{u}_{0free}\tag{2.2-7b}$$

これを式(2.2-6a)に代入すると，次式(2.2-8)が得られる．

$$\begin{pmatrix} \mathbf{0} \\ \mathbf{K}_{half}\mathbf{u}_{0free} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \mathbf{K}_{11}^{(1)} & \mathbf{K}_{12}^{(1)} \\ \mathbf{K}_{21}^{(1)} & \mathbf{K}_{22}^{(1)} + \mathbf{K}_{half} \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \mathbf{u}_0(z_0) \\ \mathbf{u}_0(z_1) \end{pmatrix}\tag{2.2-8}$$

次に，図 2.2.3 (2)の場合，震源断層を含む半無限地盤（lower half space）上に想定する半無限地盤（upper half space）に対して，次式(2.2-9)の剛性方程式が成り立つ．

$$\mathbf{t}_{0s}^{(2)}(z_1) = \mathbf{K}_{upper\ half}\mathbf{u}_{0s}^{(2)}(z_1)\tag{2.2-9}$$

したがって，式(2.2-6b)は次式(2.2-10a)のように書き換えられる．

$$\mathbf{q}_{0s}(z_1) = \mathbf{K}_{half}\mathbf{u}_{0s}^{(2)}(z_1) + \mathbf{t}_{0s}^{(2)}(z_1) = \mathbf{K}_{full}\mathbf{u}_{0s}^{(2)}(z_1)\tag{2.2-10a}$$

ここに， \mathbf{K}_{full} は次式のように半無限地盤の剛性行列 $\mathbf{K}_{lower\ half}(= \mathbf{K}_{half})$, $\mathbf{K}_{upper\ half}$ の和として与えられる無限地盤の剛性行列を表す．

$$\mathbf{K}_{full} = \mathbf{K}_{lower\ half} + \mathbf{K}_{upper\ half} \quad (2.2-10b)$$

半無限地盤の剛性行列は、第 n 層の剛性行列 $\mathbf{K}_{ij}^{(n)}$ の層厚を無限大として求めることができる。その結果、 $\mathbf{K}_{upper\ half}$ は、 $\mathbf{K}_{lower\ half}$ ($= \mathbf{K}_{half}$) の対角項をそのままにして、非対角項の符号（正負）のみを逆転したものとなる。したがって、無限弾性体の剛性行列 \mathbf{K}_{full} は、 \mathbf{K}_{half} の対角項を 2 倍、非対角項を零とし、次式(2.2-11)のように与えられる。

SH 波問題での無限弾性体の剛性行列：

$$\mathbf{K}_{SH}^{full} = -2i\mu\gamma \quad (2.2-11a)$$

P・SV 波問題での無限弾性体の剛性行列：

$$\mathbf{K}_{P.SV}^{full} = \frac{1 + \frac{\gamma^2}{\kappa^2}}{1 + \frac{\nu\gamma}{\kappa^2}} \mu\kappa \begin{pmatrix} -2i\frac{\nu}{\kappa} & 0 \\ 0 & -2i\frac{\gamma}{\kappa} \end{pmatrix} \quad (2.2-11b)$$

ここに、 μ はせん断弾性係数、 γ, ν は鉛直方向の複素波数を表し、 C_S, C_P を S 波速度、P 波速度とすると、次式(2.2-11c)のように与えられる。

$$\begin{aligned} \gamma &= \sqrt{\left(\frac{\omega}{C_S}\right)^2 - \kappa^2}, \quad \text{Im}(\gamma) \geq 0 \\ \nu &= \sqrt{\left(\frac{\omega}{C_P}\right)^2 - \kappa^2}, \quad \text{Im}(\nu) \geq 0 \end{aligned} \quad (2.2-11c)$$

式(2.2-10a)を式(2.2-6a)に代入すると、次式が得られる。

$$\begin{pmatrix} \mathbf{0} \\ \mathbf{K}_{full} \mathbf{u}_{0s}^{(2)}(z_1) \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \mathbf{K}_{11}^{(1)} & \mathbf{K}_{12}^{(1)} \\ \mathbf{K}_{21}^{(1)} & \mathbf{K}_{22}^{(1)} + \mathbf{K}_{half} \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \mathbf{u}_0(z_0) \\ \mathbf{u}_0(z_1) \end{pmatrix} \quad (2.2-12)$$

以上のような震源断層を含む半無限弾性体上にある 1 層の表層弾性体の応答は、次式右边に示す外力項のうちの 1 つを使って求められる。

$$\begin{pmatrix} \mathbf{K}_{11}^{(1)} & \mathbf{K}_{12}^{(1)} \\ \mathbf{K}_{21}^{(1)} & \mathbf{K}_{22}^{(1)} + \mathbf{K}_{half} \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \mathbf{u}_0(z_0) \\ \mathbf{u}_0(z_1) \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \mathbf{0} \\ \mathbf{K}_{half} \mathbf{u}_{0s}^{(2)}(z_1) + \mathbf{t}_{0s}^{(2)}(z_1) \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \mathbf{0} \\ \mathbf{K}_{half} \mathbf{u}_{0free} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \mathbf{0} \\ \mathbf{K}_{full} \mathbf{u}_{0s}^{(2)}(z_1) \end{pmatrix} \quad (2.2-13a)$$

ここに、上式の入射波による外力項を整理すると以下の3通りとなる。

(1) 半無限地盤の剛性行列と無限地盤の入射波による変位と応力を用いる場合

$$(\mathbf{K}_{half} \mathbf{u}_{0s}^{(2)}(z_1) + \mathbf{t}_{0s}^{(2)}(z_1)) \quad (2.2-13b)$$

(2) 半無限地盤の剛性行列と露頭波を用いる場合

$$(\mathbf{K}_{half} \mathbf{u}_{0free}) \quad (2.2-13c)$$

(3) 無限地盤の剛性行列と無限地盤の入射波による変位を用いる場合

$$(\mathbf{K}_{full} \mathbf{u}_{0s}^{(2)}(z_1)) \quad (2.2-13c)$$

式(2.2-13)の外力項の関係から、次式(2.2-14)が得られる。

$$\mathbf{K}_{half} \mathbf{u}_{0free} = \mathbf{K}_{half} \mathbf{u}_{0s}^{(2)}(z_1) + \mathbf{t}_{0s}^{(2)}(z_1) \quad (2.2-14a)$$

$$\mathbf{K}_{half} \mathbf{u}_{0free} = \mathbf{K}_{full} \mathbf{u}_{0s}^{(2)}(z_1) \quad (2.2-14b)$$

式(2.2-14)は、半無限地盤の露頭波と震源断層による地震波の入射波の関係を表す。原田ら(1999)⁵⁾が示したように、これまでは、半無限地盤の露頭波 \mathbf{u}_{0free} は、地震波変位 $\mathbf{u}_{0s}^{(2)}(z_1)$ と応力 $\mathbf{t}_{0s}^{(2)}(z_1)$ の2つの特性と伝達行列法を使って求められていた。このため伝達行列法を用いる定式化が含まれており、完全な剛性行列法ではなかった。ここで示した剛性行列法では、剛性行列の演算のみにより、式(2.2-14a)を用いる場合には、露頭波 \mathbf{u}_{0free} は、 $\mathbf{u}_{0s}^{(2)}(z_1)$ と $\mathbf{t}_{0s}^{(2)}(z_1)$ の2つの特性から、式(2.2-14b)を使うと、 $\mathbf{u}_{0s}^{(2)}(z_1)$ のみの1つの特性から計算できる。式(2.2-14b)を使って、 \mathbf{u}_{0free} を求めると、次式(2.2-15)のようになる。

SH 波 :

$$v_{ofree} = (K_{half}^{SH})^{-1} K_{full}^{SH} v_{0s}^{(2)} = \frac{-2i\mu\gamma}{-i\mu\gamma} v_{0s}^{(2)} = 2v_{0s}^{(2)}(z_1) \quad (2.2-15a)$$

P・SV 波 :

$$\begin{pmatrix} u_{0free} \\ iw_{0free} \end{pmatrix} = (K_{half}^{P.SV})^{-1} K_{full}^{P.SV} \begin{pmatrix} u_{0s}^{(2)}(z_1) \\ iw_{0s}^{(2)}(z_1) \end{pmatrix} = \frac{2}{C_0} \begin{pmatrix} \frac{\nu\gamma}{\kappa^2} & -i\frac{\gamma}{\kappa} \left(B_0 - A_0 \frac{\nu\gamma}{\kappa^2} \right) \\ -i\frac{\nu}{\kappa} \left(B_0 - A_0 \frac{\nu\gamma}{\kappa^2} \right) & \frac{\nu\gamma}{\kappa^2} \end{pmatrix} \begin{pmatrix} u_{0s}^{(2)}(z_1) \\ iw_{0s}^{(2)}(z_1) \end{pmatrix} \quad (2.2-15b)$$

$$\begin{aligned} C_0 &= \left(\frac{\nu\gamma}{\kappa^2} + \left(B_0 - A_0 \frac{\nu\gamma}{\kappa^2} \right)^2 \right) \\ A_0 &= 2 \left(\kappa \frac{C_S}{\omega} \right)^2 \\ B_0 &= 1 - A_0 = 1 - 2 \left(\kappa \frac{C_S}{\omega} \right)^2 \end{aligned} \quad (2.2-15c)$$

これらの \mathbf{u}_{0free} は伝達行列法を使って求めた解と一致しているので、3つの定式 (式(2.2-6b), 式(2.2-7b), 式(2.2-10a), または式(2.2-13)) とこれらの定式から得られる無限地盤の剛性行列の具体式が検証されたものといえる. また, 具体的記述は省略するが, 式(2.2-14b)から求めた \mathbf{u}_{0free} も式(2.2-15)と同じになるので, このことからまた, 3つの定式とその具体式が検証されたものといえる.

2.2.2 地震動波形の計算

2.2.1 項で示した SH 波, P・SV 波問題それぞれから求められる振動数・波数スペクトル $v_0(z) \equiv v_0(\kappa, z, \omega)$ (SH 波問題), $u_0(z) \equiv u_0(\kappa, z, \omega)$, $w_0(z) \equiv w_0(\kappa, z, \omega)$ (P・SV 波問題) を, 式(2.2-1)の3重フーリエ積分することで, 変位ベクトル $\mathbf{u}(x, y, z, t)$ を計算する. ここで, 式(2.2-1)の3重フーリエ積分は地震波動場を有限な空間領域 $L_x \times L_y (m \times m)$ と有限な時間領域 $T(s)$ における周期関数と仮定することで, 次式(2.2-16a)のような3重の離散化フーリエ変換を使用して計算することができる.

$$\mathbf{u}_{L_x L_y T}(j_x \Delta x, j_y \Delta y, z, k \Delta t) = \frac{1}{L_x L_y T} \sum_{m=0}^{N_\kappa-1} \sum_{n=0}^{N_\kappa-1} \sum_{l=0}^{N_\omega-1} \mathbf{u}(m \Delta \kappa_x, n \Delta \kappa_y, z, l \Delta \omega) E_{N_\kappa}^{j_x m} E_{N_\kappa}^{j_y n} E_{N_\omega}^{kl} \quad (2.2-16a)$$

ここに,

$$\begin{aligned} E_{N_\kappa} &= e^{i \frac{2\pi}{N_\kappa}} \\ E_{N_\omega} &= e^{-i \frac{2\pi}{N_\omega}} \end{aligned} \quad (2.2-16b)$$

式(2.2-16)の3重離散化フーリエ変換は, FFT (Fast Fourier Transform) を使うことで高速に計算することができる.

式(2.2-16)における振動数・波数領域の離散化パラメータは, 次式(2.2-17)のように与えられる.

$$\begin{aligned} \Delta \omega &= \frac{2\pi}{T} = \frac{2 \cdot \omega_{\max}}{N_\omega} \\ \Delta \kappa_x &= \frac{2\pi}{L_x} = \frac{2 \cdot \kappa_{x \max}}{N_\kappa} \\ \Delta \kappa_y &= \frac{2\pi}{L_y} = \frac{2 \cdot \kappa_{y \max}}{N_\kappa} \end{aligned} \quad (2.2-17)$$

ここに, $\omega_{\max}, \kappa_{x \max}, \kappa_{y \max}$ は振動数・波数スペクトル $\mathbf{u}(\kappa_x, \kappa_y, z, \omega)$ が十分に小さく, 零と見なすことができる振動数・波数領域の最大値を意味する. すなわち, 振動数に関しては $-\omega_{\max} \leq \omega \leq \omega_{\max}$, 波数では $-\kappa_{x \max} \leq \kappa_x \leq \kappa_{x \max}, -\kappa_{y \max} \leq \kappa_y \leq \kappa_{y \max}$ の領域の振動数・波数スペクトルを対象とすることを意味する. また N_ω, N_κ は対象とする全振動数・波数領域 $\pm \omega_{\max}, \pm \kappa_{x \max}, \pm \kappa_{y \max}$ の分割数 (離散化数) を表す. また, 時間・空間領域の離散化パラメータは, 次式(2.2-18)のように与えられる.

$$\begin{aligned} \Delta t &= \frac{2\pi}{2 \cdot \omega_{\max}} \\ \Delta x &= \frac{2\pi}{2 \cdot \kappa_{x \max}} \\ \Delta y &= \frac{2\pi}{2 \cdot \kappa_{y \max}} \end{aligned} \quad (2.2-18)$$

2.3 道路橋位置の地震動作成

2.2 節の震源断層近傍の地震波動場解析法により，道路橋位置における地震動の具体的な作成方法を記述する．図 2.3.1 に示すような解析モデルを作成するにあたり，表 2.3.1 の断層パラメータや表 2.3.2 地盤物性値を設定する必要がある．例えば，断層パラメータの断層傾斜角（ δ ）を 90° とし，すべり方向を 0° とすることで横ずれ断層をモデル化でき，断層傾斜角（ δ ）を 45° とし，すべり方向を 90° とすることで逆断層がモデル化できる．さらに，解析対象位置における各層の地盤物性値や断層の深さを正確に設定することで，より精度の高い解析が実現できる．

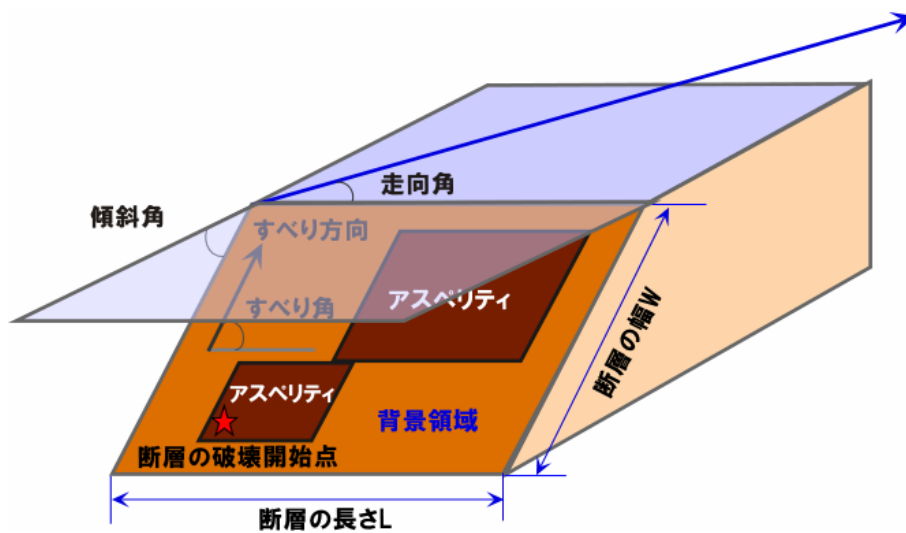


図 2.3.1 震源断層近傍の地震波動場解析モデル

表 2.3.1 断層パラメータ

断層 パラ メー タ	地震モーメント	M_0 [N·m]
	立ち上がり時間	τ [s]
	断層の長さ	L [km]
	断層の幅	W [km]
	断層破壊速度	v_r [km/s]
	断層の走行方向	ϕ [°]
	断層の傾斜角	δ [°]
	すべり方向	λ [°]

表 2.3.2 地盤物性値

地盤 物 性 値	P波速度	[m/s]
	S波速度	[m/s]
	密度	[t/m ³]
	Q値	

震源断層近傍の地震波動場解析法において構造物の位置関係を明確化することで，例えば，図 2.3.2 に示すように，道路橋のそれぞれの下部構造位置における地震動特性が得られ，精度の高い構造解析を取り入れることで，対象構造物の地震時応答を精度よく再現することが可能と考えられる．

この地震波動場解析法により作成された地震動を用いて、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一貫して捉えて、震源断層近傍における道路橋の応答特性を解明する。

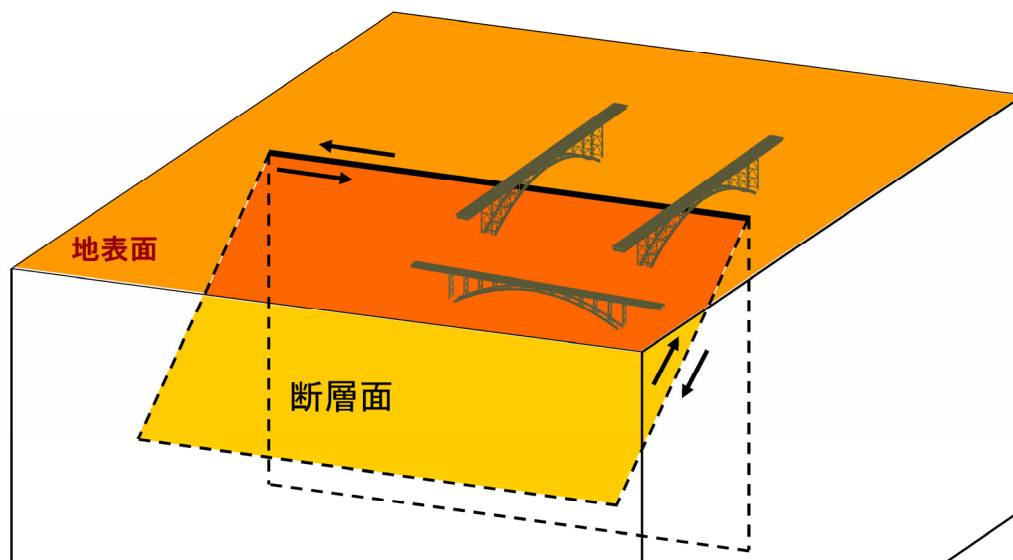


図 2.3.2 震源断層モデルと道路橋との位置関係

2.4 まとめ

本章では、震源断層・地盤系を運動力学的断層モデルと水平成層地盤モデルを用いて表し、剛性行列により地震波動場を定式化した地震波動場解析法について記述した。この地震波動場解析法により作成された断層永久変位を含む地震動を用いて、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一貫して捉えて、震源断層近傍における道路橋の応答特性と耐震性向上に関する研究を行う。

参考文献

- 1) Aki, K. and Richards, P. G. : Quantitative Seismology, Theory and Methods, W.H.Freeman and Company, 1980.
- 2) Chouet, B. : Representation of an extended seismic source in a propagator-based formalism, Bulletin of the Seismological Society of America, Vol. 77, No. 1, pp. 14-27, 1987.

- 3) Kennett, B. L. N. and Kerry, N. J. : Seismic waves in a stratified half space, Geophys. J.R. astr. Society, Vol.57, pp.557-583, 1979.
- 4) 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), 宮崎大学学術情報リポジトリ (<http://hdl.handle.net/10458/674>), 2006.
- 5) 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動波形作成への応用, 土木学会論文集, No.612/1-46, pp.99-108, 1999.
- 6) 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.
- 7) 原田隆典, 村上啓介, 王宏沢 : 海洋および内陸型地震の震源域における長大構造物の応答特性の評価とその予測法, 平成13年～平成15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/10458/1053>), 2004.

第3章 震源断層近傍における道路橋の非線形動的解析手法

3.1 まえがき

近年、大地震時の断層変位による橋梁等の被害が報告^{1),2)}され、断層変位が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、断層変位の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各種橋梁を対象として、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、1つの観測記録加速度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ため、各下部工位置で異なる断層変位の影響を厳密に評価したものではない。直下地震の記録は海溝型地震の記録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、理論的方法を重視した研究の蓄積が不可欠であると考えられる。すなわち震源断層破壊・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た研究成果の蓄積が必要となる。このような理論的方法に基づく先駆的研究として、運動学的断層モデルと水平成層地盤モデルにより、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研究されたものがある^{6),7)}。

本章では、文献^{6),7)}をさらに発展させて、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や上路式鋼アーチ橋を対象にして、震源から橋梁までの一貫した数理モデル（震源断層モデル+地盤モデル+橋梁モデルの全体系解析モデル）を提示し、震源断層近傍における道路橋の非線形動的解析方法について説明する。

3.2 非線形動的解析ソフトウェア

3.2.1 解析ソフトウェア概要

本研究で用いた非線形動的解析ソフトウェアは、ファイバーモデルを採用している。ファイバーモデルの要素（以下、「ファイバー要素」と呼ぶ）は、材料非線形性が正確に表現できる梁要素である。さらに、本解析ソフトウェアは、通常の静的設計で有限変位理論を考慮するアーチ橋や細長比が大きい部材を有するトラス橋に対しても、高精度に解析できるように、幾何学的非線形性を考慮した要素の定式化を行っている。

3.2.2 ファイバーモデル^{8)~13)}

ファイバーモデルとは、部材断面を図 3.2.1 に示すように微小要素（本書では「セル」と呼ぶ）に分割し、その各セルにおける垂直応力と垂直ひずみの関係をもとに計算する梁要素からなるモデルである。

断面方向の塑性化についてはこの断面分割されたセルで表現する。断面の降伏は、「平面保持の仮定と断面不変の仮定」のもとに、各セルにおける部材軸方向の応力とひずみだけで評価する。したがって、曲げにより軸力が変動するような現象に対してもその影響が自動的に考慮される。さらに2軸方向の曲げモーメントと軸力の相関も、断面を図 3.2.1 のように2次的にセル分割することにより考慮することができる。その際、外力による発生断面力の作用方向を考慮してセル分割しなければならない。

立体骨組構造物に対して解析するとき、部材軸回りのねじれ変形まで考慮する場合がある。その際、一般には、サンブナンねじりは弾性と仮定している。すなわち、塑性化については、垂直応力だけを考慮し、せん断応力による影響はないものとしている。ただし極端に、ねじれによる塑性化が現れるような場合には、この仮定は成り立たない。しかし、このような現象を表現できる計算法¹⁴⁾は、未だ研究段階にあり、実務設計で対象としている構造物でねじれによる塑性化の事例が少ない¹⁵⁾ことから、ねじりは弾性としても問題ないと思われる。

部材軸方向の塑性化については、部材を材軸方向に分割することにより表現し、分割されたものを要素と呼ぶ（図 3.2.2 参照）。その際、橋脚基部など塑性化が進みひずみの変化が急な部分は、部材を細かく分割することで、材軸方向の塑性化の進展をより正確に表現することができる。

このように、ファイバーモデルでは、部材の材料非線形性は、各セルの単軸の応力-ひずみ関係で表現されるため、その材料の構成則が重要になる。鋼構造物の動的弾塑性解析では、繰返し塑性

変形が生じるので、繰返し荷重下での応力-ひずみ関係が正確に表現できる構成則が必要になる。鋼材の塑性領域では、ひずみの増加に伴い応力も徐々に上昇するというひずみ硬化が現れる。また、繰返し荷重下では、塑性変形後の逆負荷時に降伏応力が低下するというバウジンガー効果も現れる。これらが表現できる最も簡単な構成則としてバイリニアモデルがある（図 3.2.3(a)参照）。さらに、この繰返し荷重下では弾性域の収縮、降伏棚の扱いも重要になってくる。これらの現象が表現できる高精度なモデルとして修正二曲面モデル¹⁶⁾（図 3.2.3(b)参照）、三曲面モデル¹⁷⁾およびBMCモデル¹⁸⁾などがある。

このような構成則を用いると、鋼材特有の紡錘型の履歴ループが正確に表現できる。鋼構造物の動的弾塑性解析においては、塑性域に入ると他の減衰に比べ履歴減衰の割合が高くなり、この履歴ループを精度よく表現できなければならない。

土木工学分野の実鋼構造物においては最大耐荷力を過ぎるところから、局部座屈が顕著になる。ファイバーモデルでは、前述したように、「平面保持の仮定と断面不変の仮定」が前提になっているため、このような幾何学的な現象は、直接的には表現できない（ただし、全体レベルの幾何学的非線形性は考慮できる）。現在は、応力-ひずみ関係に負の勾配を設定して、劣化域の解析を行っている例^{11),12)}もある。しかし、これは、あくまでも便宜的な方法であり、より正確な局部座屈を考慮し、劣化域まで精度よく解析するには、シェル要素を用いた有限要素法（FEM）を用いるべきであると考えられる。ただし、この有限要素法は、計算時間において不利であるため、動的弾塑性解析においてはあまり使用されていないようである。

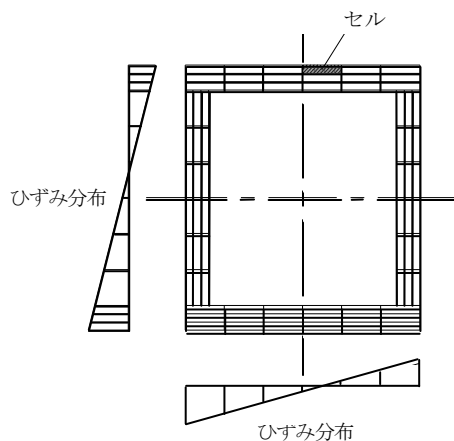


図 3.2.1 部材断面のセル分割
およびひずみ分布の例

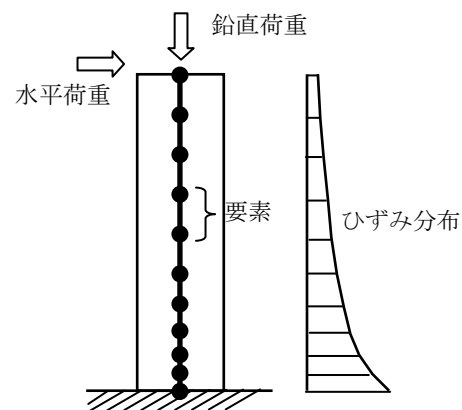


図 3.2.2 部材軸方向の要素分割
およびひずみ分布の例

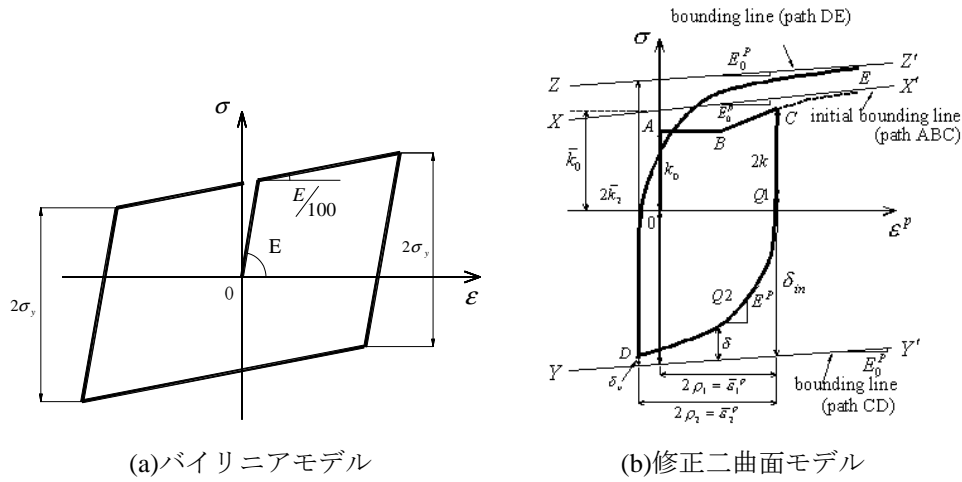


図 3.2.3 材料構成則

3.2.3 ファイバー要素の定式化

(1) 要素の種類

せん断変形を考慮したTimoshenko梁理論を採用している。

(2) 変位関数¹⁹⁾

部材内での任意の点, x, y, z に対して x, y, z 軸方向の増分変位を U, V, W として, 次式のように表す。ここで, $u, v, w, \theta_x, \theta_y, \theta_z$ は, 部材座標系の x 軸上での値であり, x 方向にのみ, 変化している。また, そり関数 $\omega(y, z)$ は, 断面内で変化する。

$$U(x, y, z) = u(x) - y\theta_z(x) + z\theta_y(x) + \omega(y, z)\theta_x(x) \quad (3.2-1)$$

$$V(x, y, z) = v(x) - z\theta_x(x) \quad (3.2-2)$$

$$W(x, y, z) = w(x) + y\theta_x(x) \quad (3.2-3)$$

(3) 形状関数²⁰⁾

$u, v, w, \theta_x, \theta_y, \theta_z$ は, i 端と j 端の増分変位パラメータ u_1, u_2 などを用いて, 次式のように表す (図 3.2.4 を参照)。

$$u(x) = \frac{1}{2}(1-s)u_1 + \frac{1}{2}(1+s)u_2 \quad (3.2-4)$$

$$v(x) = \frac{1}{2}(1-s)v_1 + \frac{1}{2}(1+s)v_2 \quad (3.2-5)$$

$$w(x) = \frac{1}{2}(1-s)w_1 + \frac{1}{2}(1+s)w_2 \quad (3.2-6)$$

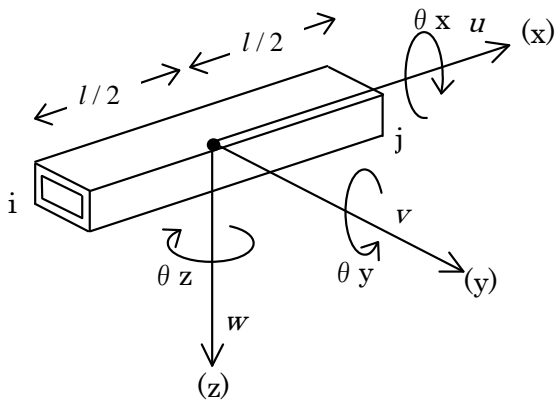


図 3.2.4 要素座標系

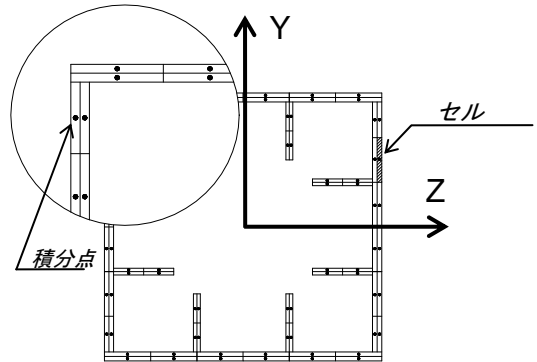


図 3.2.5 断面のセル分割

$$\theta_x(x) = \frac{1}{2}(1-s)\theta_{x1} + \frac{1}{2}(1+s)\theta_{x2} \quad (3.2-7)$$

$$\theta_y(x) = \frac{1}{2}(1-s)\theta_{y1} + \frac{1}{2}(1+s)\theta_{y2} \quad (3.2-8)$$

$$\theta_z(x) = \frac{1}{2}(1-s)\theta_{z1} + \frac{1}{2}(1+s)\theta_{z2} \quad (3.2-9)$$

ここでは $-1 \leq s \leq 1$ であり、 x との関連は $s = \frac{2}{l}x$ で与えられ、 s は軸方向に部材長 l を用いて正規化したものである。

(4) D マトリックス (応力-ひずみ関係マトリックス)

応力増分とひずみ増分の関係は、本研究においては以下のように仮定した。これは、材料非線形性において直ひずみの関係のみを考慮し、せん断応力とせん断ひずみの関係は弾性としていることを意味する。せん断応力とせん断ひずみについても塑性化を考え、直応力とせん断応力の連成まで取り入れた研究¹⁴⁾もある。

$$\sigma_x = E^* \varepsilon_x \quad \tau_{xy} = G \gamma_{xy} \quad \tau_{zx} = G \gamma_{zx} \quad (3.2-10 \sim 3.2-12)$$

ここに、

$$E^* = \begin{cases} E_e \\ E_p \end{cases} \quad E_e : \text{弾性成分} \quad E_p : \text{塑性成分} \quad (3.2-13)$$

したがって、

$$\begin{pmatrix} \sigma_x \\ \tau_{xy} \\ \tau_{zx} \end{pmatrix} = D \begin{pmatrix} \varepsilon_x \\ \gamma_{xy} \\ \gamma_{zx} \end{pmatrix} \quad (3.2-14)$$

$$D = \begin{bmatrix} E^* & 0 & 0 \\ 0 & G & 0 \\ 0 & 0 & G \end{bmatrix} \quad (3.2-15)$$

(5) K マトリックス (接線剛性マトリックス)

接線剛性マトリックスは、次式によって与えられる。なお、B マトリックスの算出方法については、後述する。

$$K = \int B_l^T D B_l dv = \int dx \int B_l^T D B_l dy dz = l/2 \int ds \int B_l^T D B_l dy dz \quad (3.2-16)$$

B_l が 3×12 のマトリックス、 D が 3×3 のマトリックスだから $B_l^T D B_l$ は 12×12 のマトリックスとなり、接線剛性マトリックス K は、それらの各成分を積分したものとなる。たとえば、 K の 1-1 成分 K_{11} は以下のように表される。

$$K_{11} = 1/l \int E^* dy dz \quad (3.2-17)$$

となり、断面内で、 E^* が一定値ならば、 $K_{11} = E^* A/l$ と通常の線形剛性マトリックスと同じ形になる。ただし、この A は全断面積である。

本プログラムにおいては、断面を多数のセルに分割し、断面方向の積分点は各セルの中心 (図 3.2.5)、長さ方向の積分点は $s=0$ 、すなわち、部材中間点 (図 3.2.4) で数値積分を行う。

$$K = \sum_i^m B_l^T D B_l \Big|_{y=y_i, z=z_i} A_i l \quad (3.2-18)$$

ここで、 m : 各断面での全セル数、 A_i : 各セルの断面積、 x_i, y_i : 各セルの中心の座標を表す。

(6) 幾何非線形性を考慮した K マトリックス²¹⁾

内力および外力の釣合は、変位（またはひずみ）の大小に関わらず成り立たなければならない。変位が有限個の節点変位パラメータ a によって規定されているとすると、次のように表すことができる。

$$\psi(a) = \int_V B^T \sigma dv - f = 0 \quad (3.2-19)$$

ここで ψ : 外部および内部の一般化力の和

σ : 応力

f : 外力ベクトル

B : ひずみと変位パラメータの変換マトリックスを表して、以下に表される。

$$d\varepsilon = B da \quad (3.2-20)$$

また、ここで $d\varepsilon$: ひずみ増分

変位が大きい場合は、ひずみは変位に対して、非線形関係で結ばれ、 B は a の関数となり、以下のように表すと便利である。

$$B = B_l + B_n(a) \quad (3.2-21)$$

ここに B_l は線形微小ひずみ解析におけるものと同じマトリックスを表し、 B_n のみを変位の関数である。

一般に応力 σ はひずみ ε と非線形関係で以下のように結び付けられている。

$$\sigma = \sigma(\varepsilon) \quad (3.2-22)$$

したがって、応力増分とひずみ増分の関係は以下のように表される。

$$d\sigma = \frac{d\sigma}{d\varepsilon} d\varepsilon = D d\varepsilon \quad (3.2-23)$$

Newton-Raphon 法による反復過程を導くために、変位パラメータ a に関する変分をとると、式(3.2-19)から

$$d\psi = \int_V dB^T \sigma dv + \int_V B^T d\sigma dv \quad (3.2-24)$$

を得る. 式(3.2-20)と式(3.2-23)から

$$d\sigma = DBda \quad (3.2-25)$$

また, 式(3.2-21)から,

$$dB = dB_n \quad (3.2-26)$$

となる. 式(3.2-25)と式(3.2-26)を式(3.2-24)に代入すると,

$$d\psi = \int_v dB_n^T \sigma dv + \bar{K} da \quad (3.2-27)$$

が得られる. ただし \bar{K} は,

$$\bar{K} = \int_v B^T DB dv = K_l + K_n \quad (3.2-28)$$

であり, K_l は通常の微小変位の剛性マトリックス, すなわち,

$$K_l = \int_v B_l^T DB_l dv \quad (3.2-29)$$

であり, K_n は大変位によるもので,

$$K_n = \int_v (B_l^T DB_n + B_n^T DB_n + B_n^T DB_l) dv \quad (3.2-30)$$

K_n は大変位マトリックス (初期変位マトリックス) と呼ばれているものである.
式(3.2-27)の第1項は一般に次のように変位パラメータ a の変分と関係付けられる.

$$\int_v dB_n^T \sigma dv = K_\sigma da \quad (3.2-31)$$

K_σ は応力レベルに依存する対称マトリックスで, 幾何剛性マトリックス (初期応力マトリックス) と呼ばれている.

以上の結果から

$$d\psi = (K_l + K_\sigma + K_n)da = K_T da \quad (3.2-32)$$

が得られる。 K_T は接線剛性マトリックスである。

3.2.4 動的解析手法

本研究で使用した動的解析ソフトウェアは、動的解析手法としてニューマークの β 法²²⁾を採用している。

地震応答解析における運動方程式を示すと次式となる。

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{u}} + \mathbf{C}\dot{\mathbf{u}} + \mathbf{K}(t)\mathbf{u} = \mathbf{p}(t) \quad (3.2-33)$$

ここに、 \mathbf{M} は質量マトリックス、 \mathbf{C} は減衰マトリックス、 $\mathbf{K}(t)$ は剛性マトリックス、 $\mathbf{u}, \dot{\mathbf{u}}, \ddot{\mathbf{u}}$ はそれぞれ変位ベクトル、速度ベクトル、加速度ベクトルである。また、 $\mathbf{p}(t)$ は外力で、地震動加速度を $\ddot{\mathbf{Z}}$ とすると、一様加震の場合、 $-\mathbf{M}\ddot{\mathbf{Z}}$ のようになる。

ニューマークの β 法の公式を増分表現にすると、次式のようになる。

$$\Delta \mathbf{u} = \dot{\mathbf{u}}_n \Delta t + \frac{1}{2} \ddot{\mathbf{u}}_n \Delta t^2 + \beta \Delta \ddot{\mathbf{u}} \Delta t^2 \quad (3.2-34)$$

$$\Delta \dot{\mathbf{u}} = \ddot{\mathbf{u}}_n \Delta t + \frac{1}{2} \Delta \ddot{\mathbf{u}} \Delta t \quad (3.2-35)$$

$$\Delta \ddot{\mathbf{u}} = -\mathbf{M}^{-1} \mathbf{C} \Delta \dot{\mathbf{u}} - \mathbf{M}^{-1} \mathbf{K}(t) \Delta \mathbf{y} - \mathbf{I} \Delta \ddot{\mathbf{Z}} \quad (3.2-36)$$

$$\begin{aligned} \text{ここに、 } \Delta \mathbf{u} &= \mathbf{u}_{n+1} - \mathbf{u}_n, \quad \Delta \dot{\mathbf{u}} = \dot{\mathbf{u}}_{n+1} - \dot{\mathbf{u}}_n \\ \Delta \ddot{\mathbf{u}} &= \ddot{\mathbf{u}}_{n+1} - \ddot{\mathbf{u}}_n, \quad \Delta \ddot{\mathbf{Z}} = \ddot{\mathbf{Z}}_{n+1} - \ddot{\mathbf{Z}}_n \end{aligned} \quad (3.2-37)$$

式(3.2-34)~(3.2-36)を変位増分 $\Delta \mathbf{u}$ についてとけば、

$$\Delta \mathbf{u} = \bar{\mathbf{K}}^{-1} \bar{\Delta \mathbf{P}} \quad (3.2-38)$$

ここに,

$$\bar{\mathbf{K}} = \mathbf{K}(t) + \frac{1}{2\beta\Delta t}\mathbf{C} + \frac{1}{\beta\Delta t^2}\mathbf{M} \quad (3.2-39)$$

$$\bar{\Delta\mathbf{P}} = -\mathbf{M}\mathbf{I}\Delta\ddot{\mathbf{Z}} + \mathbf{M}\left(\frac{1}{\beta\Delta t}\dot{u}_n + \frac{1}{2\beta}\ddot{u}_n\right) + \mathbf{C}\left\{\frac{1}{2\beta}\dot{u}_n + \left(\frac{1}{4\beta}-1\right)\ddot{u}_n\Delta t\right\} \quad (3.2-40)$$

また, $\Delta\dot{u}$, $\Delta\ddot{u}$ は式(3.7)の Δu を用いて次の式より得られる,

$$\Delta\dot{u} = \frac{1}{2\beta\Delta t}\Delta u - \frac{1}{2\beta}\dot{u}_n - \left(\frac{1}{4\beta}-1\right)\ddot{u}_n\Delta t \quad (3.2-41)$$

$$\Delta\ddot{u} = \frac{1}{\beta\Delta t^2}\Delta u - \frac{1}{\beta\Delta t}\dot{u}_n - \frac{1}{2\beta}\ddot{u}_n \quad (3.2-42)$$

なお, $\bar{\mathbf{K}}$ を等価剛性, $\bar{\Delta\mathbf{P}}$ を等価荷重と呼ぶ. 式(3.2-38)~(3.2-42) を繰返して順次解を求めることになる.

ニューマークの β 法の計算において, もっとも計算時間を要するのは式(3.2-38)の計算である. すなわち, 動的解析においても静的解析と同じように高速化すべき点は, 連立1次方程式であることになる.

大規模な連立1次方程式の解法として, 直接法と反復法がある. マトリックスのサイズが億レベルのような大規模な連立1次方程式の解法として, 速いコンピュータ(ベクトル計算機, 並列計算機等)を前提にした SCG 法や ICCG 法などの反復法が注目されている. しかし, ここでは, 通常の対象橋梁を前提にすれば, これほど次数は大きくならないため, 安定性を優先し直接法の中から採用が考えられる. 行列の次数や, 行列の特性(スパース性, 対称性など)により, 最適は計算手法が決まってくる. この場合, コンピュータの性能(メモリ容量, ディスク容量, キャッシュ容量等)にも影響される.

ファイバーモデルは, FEMシェル要素やソリッド要素の場合と比較して, それほど次数やフロント幅が大きくなり, 対角優位のスパースマトリックスとなる. したがって, このような条件を満たす計算手法のなかで, スカイライン法を採用している.

3.3 地震動の入力方法¹³⁾

動的解析において、対象橋梁の剛性行列を \mathbf{K} 、質量行列を \mathbf{M} 、減衰行列を \mathbf{C} および、この対象橋梁に作用する地震動加速度を \ddot{z} としたときの運動方程式を改めて示すと式(3.3-1)のようになる。

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{u}} + \mathbf{C}\dot{\mathbf{u}} + \mathbf{K}\mathbf{u} = -\mathbf{M}\mathbf{I}\ddot{z} \quad (3.3-1)$$

ここに、 \mathbf{I} は単位ベクトルを意味する。

大規模地震においては、対象橋梁の剛性行列 \mathbf{K} の非線形性を考慮する必要があるため、式(3.3-1)を直接積分法により応答値(応答加速度 $\ddot{\mathbf{u}}_n$ 、応答速度 $\dot{\mathbf{u}}_n$ 、応答変位 \mathbf{u}_n)を求めることになる。

通常の耐震設計における地震応答解析では、質量行列 \mathbf{M} が定義されたすべての節点に、地震力(1種類の地震動加速度 \ddot{z}) が同時に位相差なしで作用する一様加震と仮定し、その地震力の大きさは $\mathbf{M}\mathbf{I}\ddot{z}$ である。

これに対して、図 3.3.1 に示すように、指定した基礎または橋脚下端から異なる入力地震動を作用させる場合は、次のようにして解くことになる。

外力 $\mathbf{P}(t)$ が作用する場合の一般的な運動方程式は式(3.3-2)のようになる。

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{u}}^t + \mathbf{C}\dot{\mathbf{u}}^t + \mathbf{K}\mathbf{u}^t = \mathbf{P}(t) \quad (3.3-2)$$

ここに、 \mathbf{u}^t は絶対変位ベクトルである。

この \mathbf{u}^t を橋梁構造物の絶対変位 \mathbf{u}_s^t と地盤上の拘束された位置での絶対変位 \mathbf{u}_b^t に分けて考える。

$$\mathbf{u}^t = \begin{pmatrix} \mathbf{u}_s^t \\ \mathbf{u}_b^t \end{pmatrix} \quad (3.3-3)$$

式(3.3-2)を式(3.3-3)に対応して書き変えると次式のようなになる。

$$\begin{bmatrix} m_{ss} & m_{sb} \\ m_{bs} & m_{bb} \end{bmatrix} \begin{pmatrix} \ddot{\mathbf{u}}_s^t \\ \ddot{\mathbf{u}}_b^t \end{pmatrix} + \begin{bmatrix} C_{ss} & C_{sb} \\ C_{bs} & C_{bb} \end{bmatrix} \begin{pmatrix} \dot{\mathbf{u}}_s^t \\ \dot{\mathbf{u}}_b^t \end{pmatrix} + \begin{bmatrix} k_{ss} & k_{sb} \\ k_{bs} & k_{bb} \end{bmatrix} \begin{pmatrix} \mathbf{u}_s^t \\ \mathbf{u}_b^t \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \mathbf{0} \\ -\mathbf{R}_b \end{pmatrix} \quad (3.3-4)$$

ここに、 \mathbf{R}_b は地盤から拘束点に加わる外力であるが、それを未知数と考える。そこで、

$$\mathbf{R}_b = \dot{\gamma} \quad (3.3-5)$$

のように、ある未知数 γ の 2 階微分に等しいと置き、これを式(3.3-3)に代入し、左辺に移項して

整理すると次式が得られる.

$$\begin{bmatrix} m_{ss} & m_{sb} & 0 \\ m_{bs} & m_{bb} & 1 \end{bmatrix} \begin{pmatrix} \ddot{u}_s^t \\ \ddot{u}_b^t \\ \dot{\gamma} \end{pmatrix} + \begin{bmatrix} C_{ss} & C_{sb} & 0 \\ C_{bs} & C_{bb} & 0 \end{bmatrix} \begin{pmatrix} \dot{u}_s^t \\ \dot{u}_b^t \\ \dot{\gamma} \end{pmatrix} + \begin{bmatrix} k_{ss} & k_{sb} & 0 \\ k_{bs} & k_{bb} & 0 \end{bmatrix} \begin{pmatrix} u_s^t \\ u_b^t \\ \gamma \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 0 \\ 0 \end{pmatrix} \quad (3.3-6)$$

入力地盤加速度を \ddot{z} とすると

$$\ddot{u}_b^t = \ddot{z} \quad (3.3-7)$$

式(3.3-7)と式(3.3-6)をまとめてマトリックス表示すると次式のようなになる.

$$\begin{bmatrix} m_{ss} & m_{sb} & 0 \\ m_{bs} & m_{bb} & 1 \\ 0 & 1 & 0 \end{bmatrix} \begin{pmatrix} \ddot{u}_s^t \\ \ddot{u}_b^t \\ \dot{\gamma} \end{pmatrix} + \begin{bmatrix} C_{ss} & C_{sb} & 0 \\ C_{bs} & C_{bb} & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \begin{pmatrix} \dot{u}_s^t \\ \dot{u}_b^t \\ \dot{\gamma} \end{pmatrix} + \begin{bmatrix} k_{ss} & k_{sb} & 0 \\ k_{bs} & k_{bb} & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \begin{pmatrix} u_s^t \\ u_b^t \\ \gamma \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 0 \\ 0 \\ \ddot{z} \end{pmatrix} \quad (3.3-8)$$

式(3.3-8)を直接積分法で解くことにより, 各節点での絶対変位 u_s^t と u_b^t が求まる.

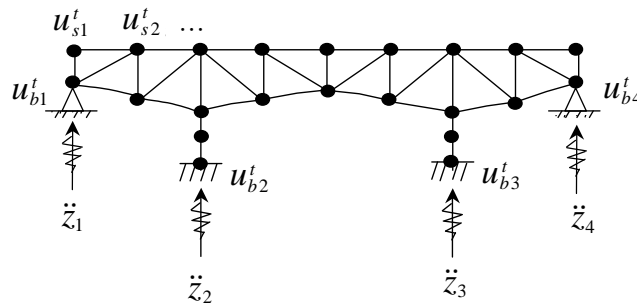


図 3.3.1 動的解析モデルおよび入力地震動(イメージ図)

3.4 道路橋の耐震解析例

3.4.1 解析の概要

比較的単純な道路橋のトラス橋を対象にした耐震解析の例を以下に示す. 入力地震動は断層近傍の波形であり, 同時3方向加震とする. その波形は, 実務の道路橋耐震設計で用いられている一般的な波形とは特性が多少異なり, 断層永久変位が含まれ繰り返し回数が少ない波形となっている.

3.4.2 入力地震動の準備

(1) 入力波形の種類および地震規模

耐震設計や耐震解析で用いられる入力波形としては、過去に観測された波形を振幅調整して作成する方法と、対象構造物に対してシナリオ地震を考えて作成する方法があり、本例では、後者の方で作成する直下型地震とする。

地震の規模を、土木学会がレベル2地震動として提案している伏在断層の場合の下限值 M6.5 とした。M6.5 の地震の平均的断層パラメータとして表 3.4.1 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 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もの断層永久変位を出す大規模な直下地震は想定していない。

表 3.4.1 断層パラメータ

地震モーメント M_0	[$N \cdot m$]	1.04×10^{18}
立ち上がり時間 τ	[s]	0.4
断層の長 L	[km]	10.1
断層の幅 W	[km]	5.1
断層破壊速度 v_r	[km/s]	2.52
断層の走行方向 ϕ	[$^\circ$]	0.0
断層面の傾斜角 δ	[$^\circ$]	90.0
すべり方向 λ	[$^\circ$]	0.0

(2) 地震動の作成手法

断層の種類を典型的な横ずれ断層とし、地盤モデルとしては断層を含む半無限地盤の単純なものとした。直下型地震動の作成には、厳密な理論的評価法を用いることとする。具体的には、原田らの方法²³⁾を使って、運動学的断層モデルと水平成層地盤の剛性マトリックス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波形を合成した。詳細な作成方法については、文献^{23)~27)}を参照されたい。なお、採用した理論的評価法の検証については、文献^{24),25)}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。

(3) 地震動の作成手法

地震動は断層パラメータと断層の種類（横ずれ断層等）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^{28),29)}、そのばらつきや予測式が整理されてきている。ここでは、文献²⁵⁾を参照して表 3.4.1 に示すような断層パラメータ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永久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²⁵⁾、地震動の永久変位や最大加速度が大きくなる地表断層を想定した。

理論的評価法による地震動の作成においては、震源断層や地盤系の不確定性を考慮して 1Hz 程度とする場合が多いが、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）までの地震動波形を合成した。地盤モデルの半無限地盤には、表 3.4.2 に示すような物性値を採用した。

表 3.4.2 地盤の物性値

物性値	半無限地盤
P 波速度 (m/s)	6000
S 波速度 (m/s)	3500
密度 (t/m ³)	2.8
Q 値	400

(4) 地震動の作成手法

後の図 3.4.3 と図 3.4.4 に示すような P1 と P2 の 2 つの支点を有するトラス橋が横ずれ断層を跨ぐ場合を想定する。断層と波形作成位置(断層線から 35m 離れた地点 P1,P2)の関係を示すと、図 3.4.1 のようになる。前述した方法で入力地震動を作成し、P1 地点の波形を示すと図 3.4.2 のようになる。このグラフには、水平 2 方向（断層線方向とそれと直交する方向）と鉛直方向の 3 成分が示されている。このグラフから、水平方向で最大で約 550gal の波形となっている。横ずれ断層のため、鉛直方向の地震動は小さい。

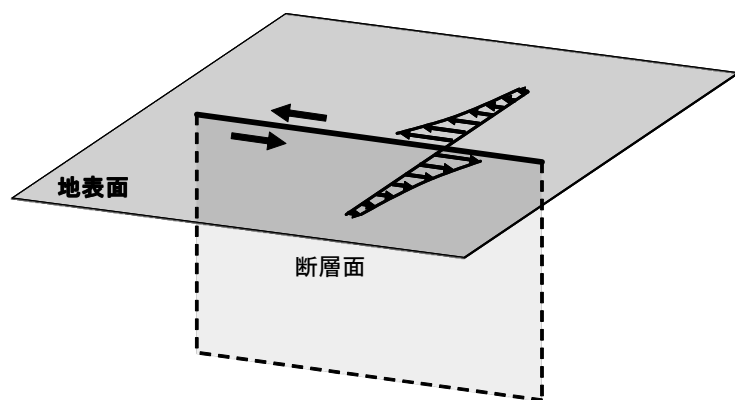


図 3.4.1 断層と波形作成位置の関係

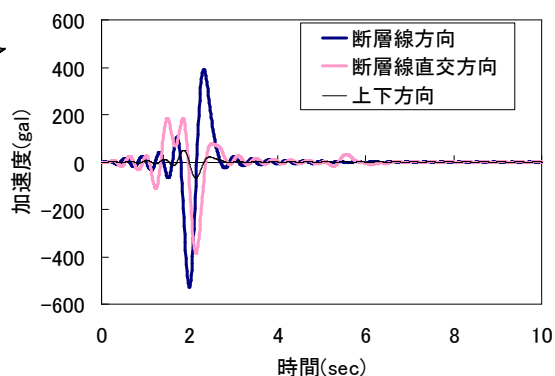
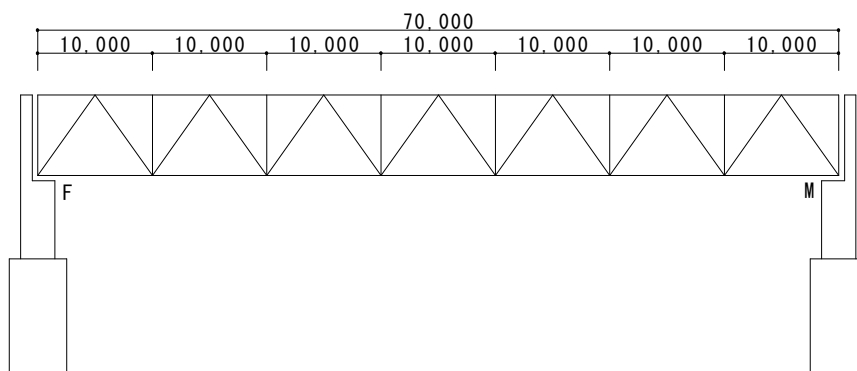


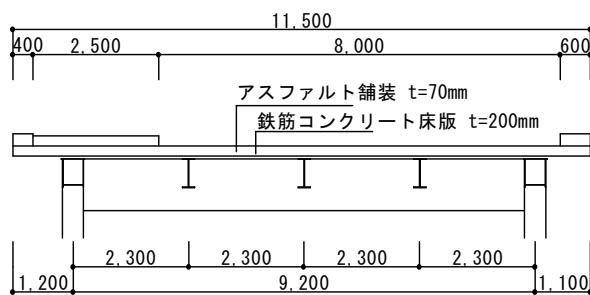
図 3.4.2 入力波形

3.4.3 対象橋梁

対象橋梁は、図 3.4.3、表 3.4.3 に示すような上路式トラス橋¹³⁾である。



(a) 対象橋梁概要図



(b) 断面図

図 3.4.3 対象橋梁

表 3.4.3 設計条件

型式	単純トラス橋
橋長	70m
全幅員	11.5m
使用鋼材	SS400, SM490Y
コンクリート強度	$\sigma_{ck} = 24000 \text{ kN/m}^2$

3.4.4 解析モデルおよび解析条件

(1) 解析モデル

対象橋梁の解析モデルを図 3.4.4 に示し、各部位のモデル化について、表 3.4.4 に示す。なお、トラス桁の挙動を着目するので、支承下端を完全固定とし、橋台についてはモデル化を行っていない。

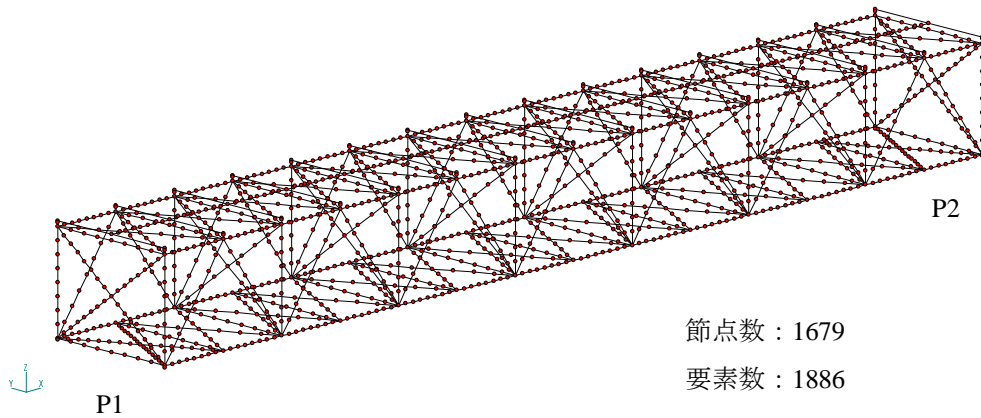


図 3.4.4 解析モデル

表 3.4.4 モデル化

部位		モデル化	部位		モデル化
トラス 構成要素	上弦材	ファイバーモデル	上部工	RC床版	線形はり要素
	下弦材	ファイバーモデル		外縦桁	
	斜材	ファイバーモデル		中縦桁	
	対傾構	ファイバーモデル	支承	線形ばね要素	
	垂直材	ファイバーモデル			
	下支材	ファイバーモデル			
	横桁	ファイバーモデル			
	上横構	ファイバーモデル			
	下横構	ファイバーモデル			

(2) 材料構成則

鋼部材の応力-ひずみ関係としては、主構部材、二次部材ともに2次勾配が $E/100$ のバイリニアモデルとした(図 3.4.5)。ここでヤング率は $200,000\text{MPa}$ 、ポアソン比は 0.3 である。

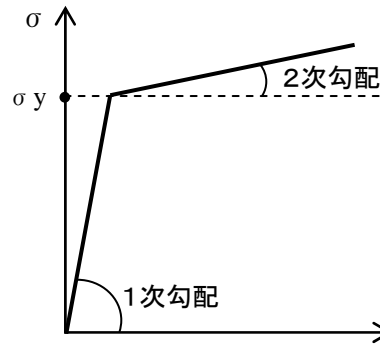


図 3.4.5 鋼部材の応力-ひずみ関係

(3) 解析手法

検討対象橋梁に対して、非線形動的解析を行う。解析手法としては、材料非線形性および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とする。

(4) 減衰

応答解析に用いる減衰モデルはレーリー比例型減衰とする。ひずみ比例型減衰算出時の減衰定数は道路橋示方書Vを参考とし、表 3.4.5 の通りである。

表 3.4.5 減衰定数

部 材	減衰定数
コンクリート部材	0.02
鋼部材	0.01

減衰マトリックス C の与え方は、道路橋示方書V参考資料 5.2 にもあるように、通常の橋梁構造物の非線形動的解析時には次式のレーリー型粘性マトリックス C_R として与えられることが多い。

レーリー型粘性マトリックスを式(3.4-1)に示す。

$$C_R = \alpha M + \beta K_T \quad (3.4-1)$$

ここに、 M 、 K_T はそれぞれ質量マトリックス、剛性マトリックスであり、 α 、 β は定数である。

$\alpha=0.676$ 、 $\beta=0.001$ を用いた。

3.4.5 地震動の入力方法

対象のトラス橋が断層線の中心部を横断するケースを考える．そのため，左右の橋台にはそれぞれ異なった地震動が作用することになる．

前述した図 3.4.1 において，P1 地点の波形を左側の橋台に，P2 地点の波形を右側の橋台に入力する（図 3.4.6）．入力加速度波形を図 3.4.7 に，地盤の応答変位を図 3.4.8 に示す．

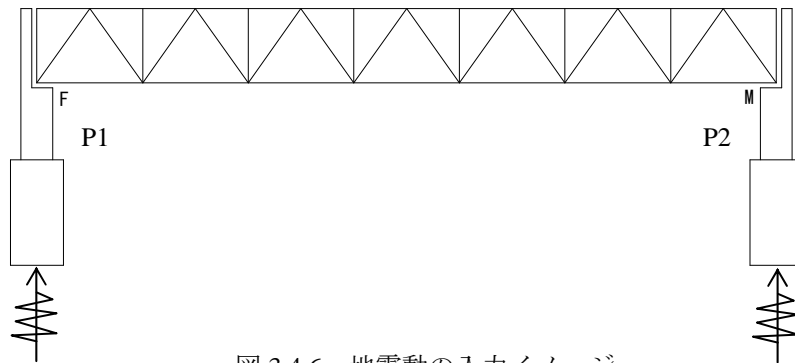


図 3.4.6 地震動の入力イメージ

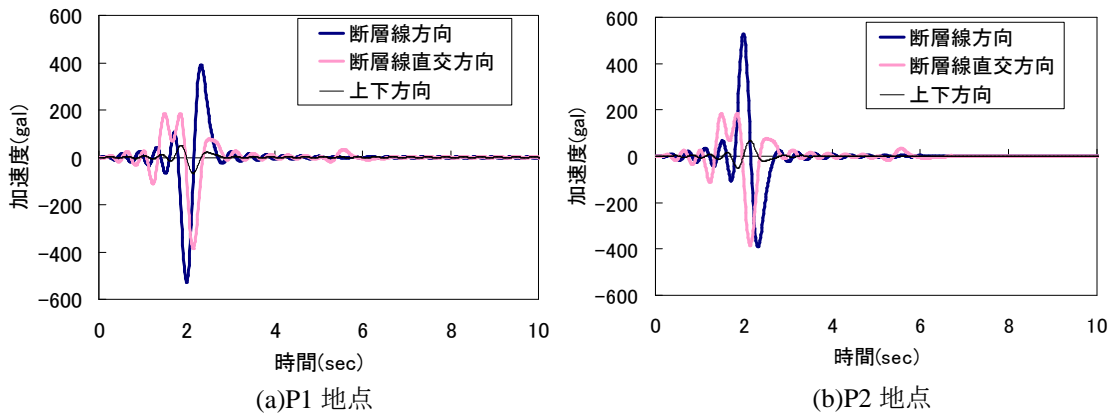


図 3.4.7 入力波形

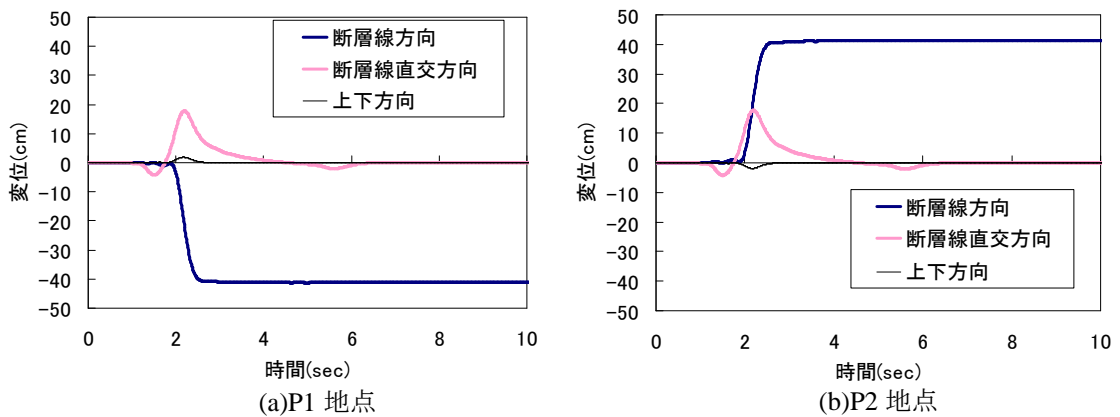
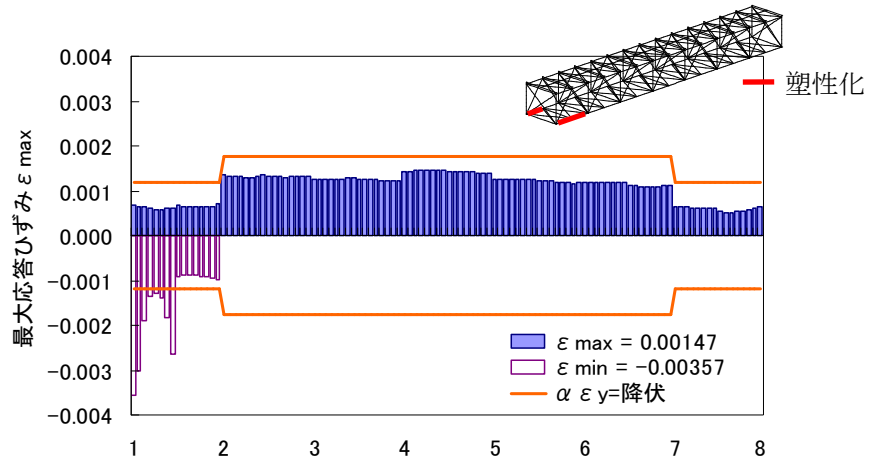


図 3.4.8 地盤の応答変位

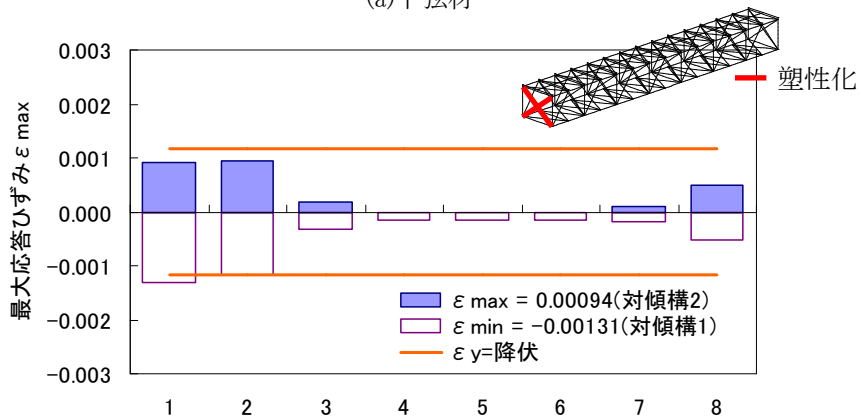
3.4.6 解析結果

(1) 塑性化部位

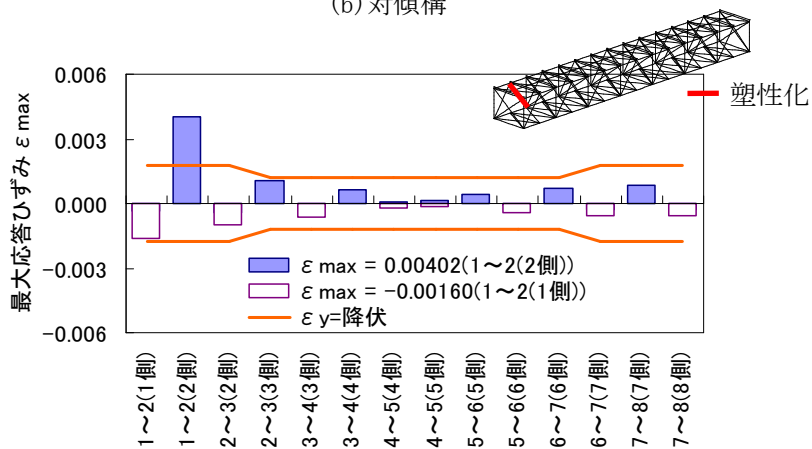
解析結果を整理して、各部材の最大ひずみ分布を示すと図 3.4.9 のようになる。



(a) 下弦材



(b) 対傾構



(c) 斜材

図 3.4.9 最大ひずみ一覧

(2) 応答変位

下弦材のひずみが最大になった時点の変形状態を図 3.4.10 に示す。変形表示倍率は 10 倍である。

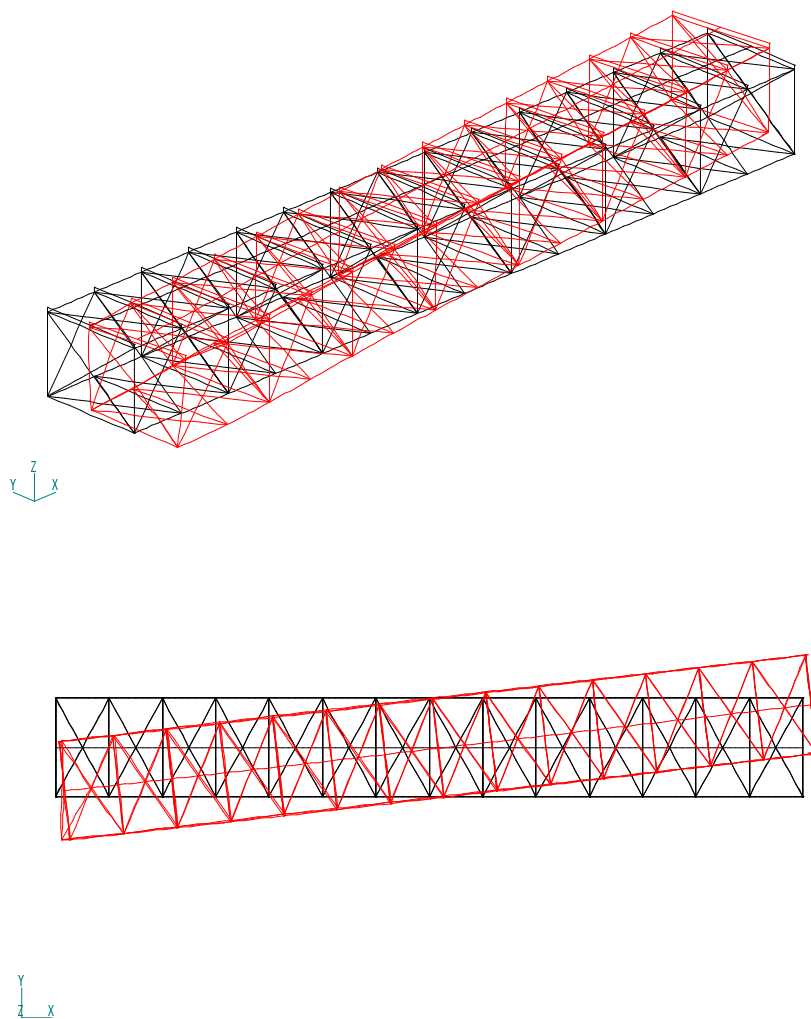


図 3.4.10 変形図

(3) 断層変位を静的変位荷重とした場合の静的解析

本解析で用いた入力地震動加速度波形には、断層永久変位も含まれている。そこで、この断層永久変位の影響を調べるため、図 3.4.8 に示す地盤応答変位（断層線方向の変位）の最大値を、静的変位荷重として静的解析を実施した。その結果が、図 3.4.11 である。

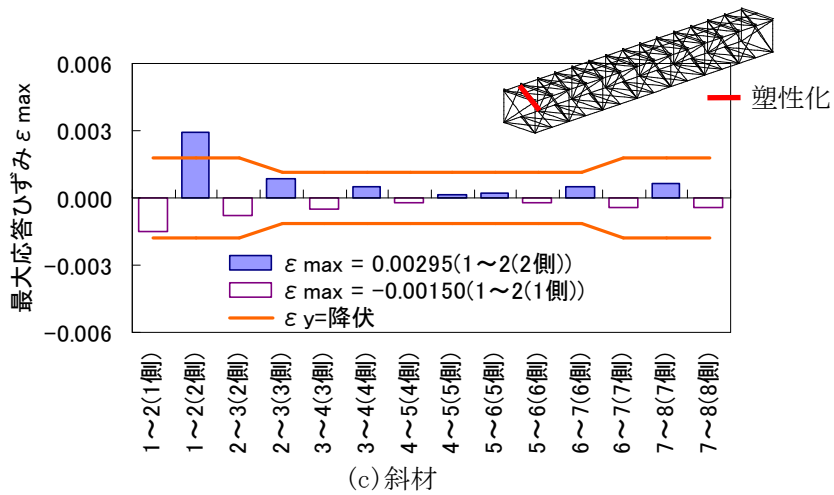
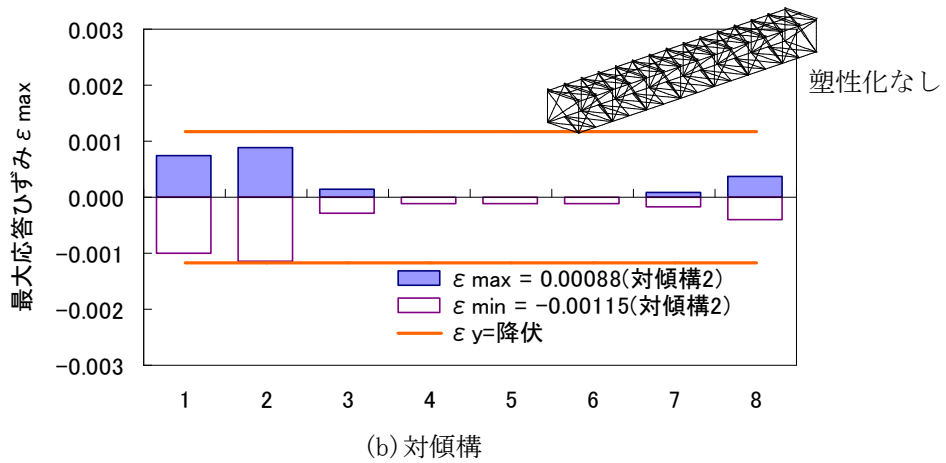
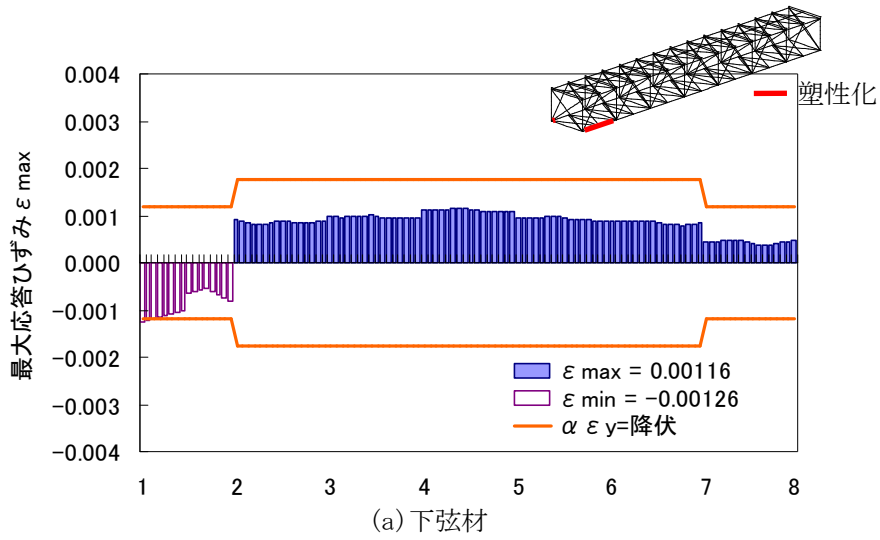


図 3.4.11 最大ひずみ一覧

(4) 解析結果のまとめ

本解析結果の応答変位（図 3.4.10）から，断層の横ずれにより左右異なる方向に変位しているのがわかる．部材損傷については，トラス桁端部の対傾構，下弦材および斜材が塑性化した．通常のトラス橋の耐震設計では，左右の橋台に同じ地震動を作用（一様加震）させるが，その場合はトラス桁端部の対傾構近辺だけが大きく塑性化するが知られている．本解析結果は，その傾向と異なる結果となった．

また，断層永久変位の影響を調べるため，前述のような静的解析を実施した結果，図 3.4.9 よりは塑性化が減少する解析結果（図 3.4.11）となり，本解析結果（図 3.4.9）が断層変位＋加速度（慣性力）によるものであるといえる．このことは，従来の研究で多用されてきた「断層永久変位を入力する静的解析法」は応答を過小評価しているため，断層永久変位を含む入力地震動加速度波形を用いた動的解析による評価が必要になることを意味している．

3.5 まとめ

本章では，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た震源断層近傍における道路橋の非線形動的解析手法について，非線形動的解析ソフトウェアおよび地震動の入力方法の説明を行った．また，数値計算例として比較的単純な道路橋を対象にした震源断層近傍における耐震解析の例を示し，断層永久変位を入力した静的解析による応答値との比較より，その違いを明らかにした．

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，日本地震学会なみふる，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，Vol.6，2003.8.
- 8) 土木学会鋼構造委員会・鋼構造新技術小委員会，耐震設計研究WG：鋼橋の耐震設計指針案と耐震設計のための新技術，1996.7.
- 9) 山田嘉昭：塑性の有限要素法，科学技術，1988.7.
- 10) 日本建築学会：多次元入力地震動と構造物の応答，1998.1.
- 11) 崎元達郎，渡辺浩，中島黄太：局部座屈を考慮した鋼箱形断面部材の復元力モデル，土木学会論文報告集，No.647/I-51，pp.343-355，2000.4.
- 12) 小澤一誠，王慶雲，後藤芳顕：座屈モードの局所化を考慮した補剛板の軟化型構成則を用いた鋼製橋脚のPushover解析，土木学会論文集，No.689/I-57，pp.225-237，2001.10.
- 13) 野中哲也，吉野廣一：ファイバーモデルによる弾塑性有限変位解析，丸善，2010.11.
- 14) Li, X.S., and Goto, Y.:A Three-Dimensional Nonlinear Seismic Analysis of Frames Considering Panel Zone Deformation，土木学会論文集，No.605/I-45，pp.1-13，1998.
- 15) 後藤芳顕，李曉松，山口栄輝：橋軸方向地震力を受ける逆L形鋼製橋脚の終局挙動と設計，土木学会論文集，No.675/I-55，pp.313-330，2001.4
- 16) Shen, C., Mizuno, E. and Usami, T.:Development of Cyclic Two-surface Model for Structural Steels with Yield Plateau, NUCE Research Report, No.9302, March, 1993.

- 17) 後藤芳顯, 王慶雲, 小畑誠, 高橋宜男: 繰り返し荷重を受ける鋼製橋脚の有限要素法解析と材料構成則, 鋼製橋脚の非線形数値解析と耐震設計に関する論文集, Vol.1, pp.209-216, 1997.5
- 18) 西村宜男, 小野潔, 池内智行: 単調載荷曲線を基にした繰り返し塑性履歴を受ける鋼材の構成式, 土木学会論文集, No.513/I-31, pp.27-38, 1995.4.
- 19) 藤谷義信: 薄肉はり構造解析, コンピュータによる極限解析法シリーズ 5, 培風館, 1990.6.
- 20) 都井裕, 磯部大吾郎: 骨組構造の有限要素崩壊解析における順応型 Shifted Integration 法, 日本造船学会論文集, 第 171 号, pp.309-317, 1992.5.
- 21) O.C.ツイエンキーヴィッツ: マトリックス有限要素法, 培風館, 1984.9.
- 22) 柴田明德: 最新耐震構造解析, 森北出版, 1981.6.
- 23) 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, 土木論文集, No.612/I-46, pp.99-108, 1999.
- 24) 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.
- 25) 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), 宮崎大学学術情報リポジトリ (<http://hdl.handle.net/10458/674>), 2006.
- 26) 原田隆典: 震源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, 科学研究費補助金基盤研究(C)(2)研究成果報告書(課題番号 16560418), 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.
- 27) 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.
- 28) 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.
- 29) 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.

第4章 震源断層近傍における地震動上下成分の道路橋への影響

4.1 まえがき

構造物の非線形応答に及ぼす地震動の水平成分の影響に関する研究に比べると、上下成分の影響に関する研究は少ない^(例えば¹⁾)。通常の構造物の耐震設計では、上下方向の設計荷重として水平成分の設計震度または加速度応答スペクトルの50~70%を採用しているものが多い。しかし、震源断層近傍の強震観測記録の蓄積に伴い、水平成分に比べると最大加速度、最大速度の大きい地震動上下成分が観測されてきている。例えば、2008年岩手・宮城内陸地震は逆断層の地震であり、KiK-net 一関西で水平最大加速度1435(cm/s²)に対して上下成分では、断層永久変位を含む3866(cm/s²)の大加速度が観測された。内陸地震の正断層の地震においても断層永久変位を含む強震動上下成分が予測される。

そこで本章では、わが国で最近発生した内陸被害地震の震源断層近傍(断層最短距離20km以内)における強震観測記録を用いて、地震動上下成分と水平成分のフーリエスペクトル振幅比(|V(T)|/|H(T)| : T = 地震動の周期)と5%減衰定数に対する加速度応答スペクトル比(SA_V(T^{*})/SA_H(T^{*}) : T^{*} = 構造物の固有周期)の平均値と標準偏差の周期特性を求め、これらの平均値や標準偏差の周期特性と、2008年岩手・宮城内陸地震によるKiK-net 一関西の観測地震動特性との関係を整理する。次に、KiK-net 一関西の観測地震動を入力地震動として上路式鋼アーチ橋の3次元非線形応答解析を実施し、地震動上下成分の応答挙動への影響を調べる²⁾。ここでは、対象橋梁へ与える鉛直加速度成分の影響を確認するのが目的であるため、震源断層近傍の断層変位の影響は考慮せず、橋梁全体に地震動加速度成分を一様加震入力としている。

4.2 震源断層近傍における地震動上下成分の特性

4.2.1 解析に用いた地震と観測点

本研究では、表4.2.1に示すように2000年から2008年の間に起きた9個の被害地震(内陸地震)において、断層最短距離が20Km以内の合計28地点のK-NET観測点で観測された加速度記録を用いた。図4.2.1は2008年岩手・宮城内陸地震の断層位置と用いたK-NET観測点とKiK-net 一関西観測点の位置を示している。

表 4.2.1 解析で用いた内陸の被害地震と K-NET 観測点

地震名と発生年月日 (合計 9 地震)	気象庁地震 規模 M_{JMA}	断層分類	断層最短距離 20 km 以内の K-NET 観測点 (合計 28 地点)
鳥取県西部地震 2000/10/6	7.3	横ずれ断層	TTR007, TR008, TTR009, SMN015
芸予地震 2001/3/24	6.4	正断層	HRS019, EHM007
宮城県沖の地震 2003/5/26	7.0	逆断層	MYG001, MYG002, IWT008
宮城県北部の地震 2003/7/26	6.2	逆断層	MYG010, MYG007, MYG012
新潟中越地震 2004/10/23	6.8	逆断層	NIG017, NIG019, NIG020, NIG021
福岡県西方沖地震 2005/3/20	7.0	横ずれ断層	FKO006, FKO007
能登半島沖地震 2007/3/25	6.9	逆断層+ 横ずれ断層	ISK003, ISK005, ISK006
新潟中越沖地震 2007/7/16	6.8	逆断層	NIG016, NIG018
岩手・宮城内陸地震 2008/6/14	7.2	逆断層	AKT023, IWT010, IWT011, MYG004, MYG005

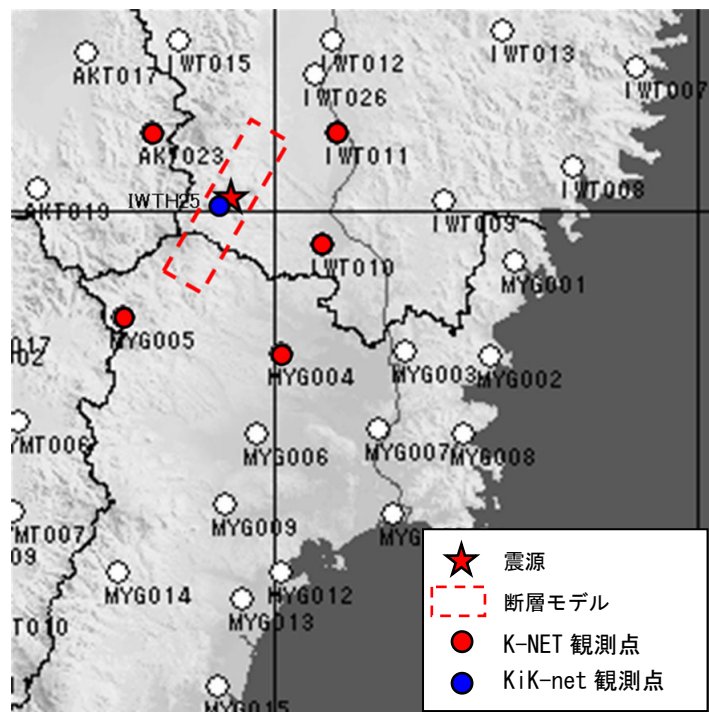


図 4.2.1 2008 年岩手・宮城内陸地震の断層位置と用いた K-NET 観測点と KiK-net 一関西観測点の位置

KiK-net 一関西観測点で観測された地震動加速度波形を図 4.2.2 に、その 5%減衰定数に対する加速度応答スペクトルを図 4.2.3 示す。図 4.2.3 の加速度応答スペクトル図には、3本の直線からなる道路橋耐震設計用の Type II の I 種地盤（内陸型地震動の硬質地盤）におけるレベル 2 水平地震動の加速度応答スペクトルとその 50%を上下成分の加速度応答スペクトルとしてプロットしている。このような道路橋耐震設計用のレベル 2 地震動の加速度応答スペクトルと比較すると、KiK-net 一関西観測点は逆断層直上に位置しており、水平最大加速度 $1435(\text{cm/s}^2)$ に対して上下成分では、断層永久変位を含む $3866(\text{cm/s}^2)$ の大加速度が観測されているものの、周期約 0.4 秒より長周期側では、道路橋耐震設計用のレベル 2 水平地震動の加速度応答スペクトルとほぼ同じであり、上下成分ではやや大きめであることがわかる。

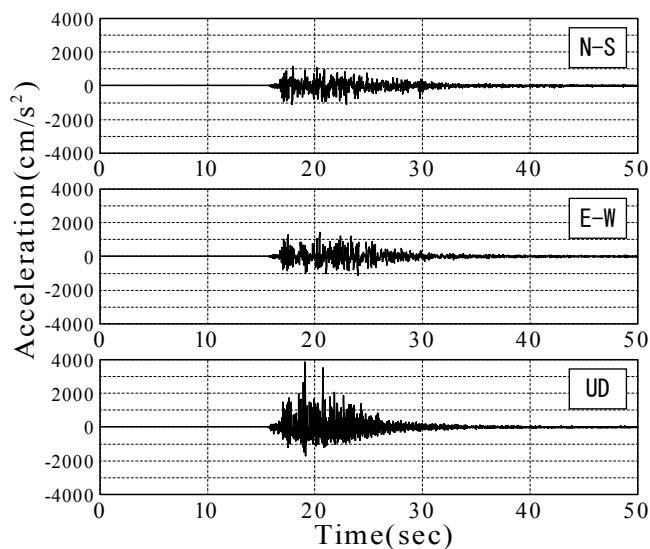


図 4.2.2 2008 年岩手・宮城内陸地震による
KiK-net 一関西観測点の加速度波形

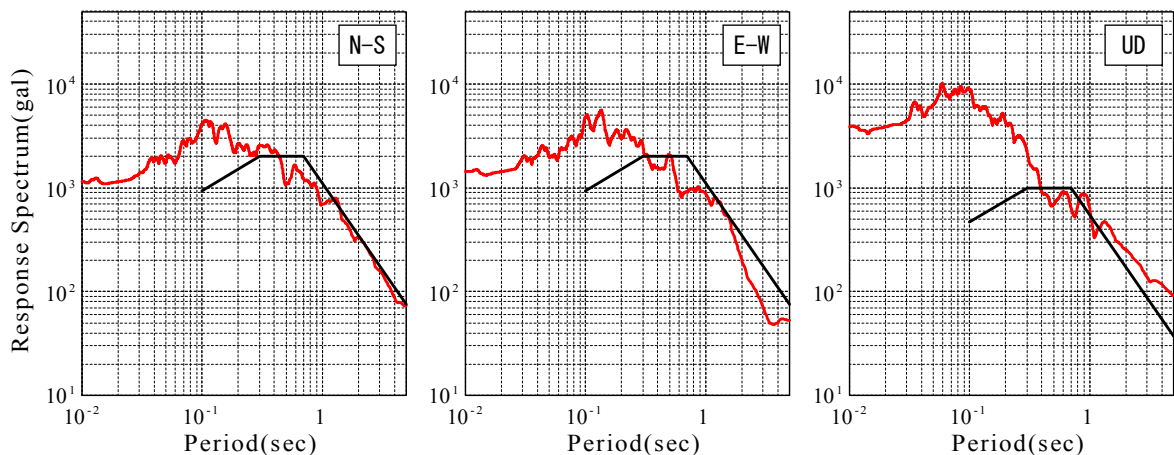


図 4.2.3 2008 年岩手・宮城内陸地震による KiK-net 一関西
観測点の応答スペクトル(5%減衰定数)

この波形は、4.3 の上路式鋼アーチ橋の 3 次元非線形応答解析の入力地震動として用いるが、次節で示す震源断層近傍の地震動上下成分の平均的特性を解析するため、合計 28 地点の K-NET 観測点の記録のみを用いた。

4.2.2 地震動上下成分の特性

表 4.2.1 に示す断層最短距離が 20Km 以内の合計 28 地点の K-NET 観測点で観測された加速度記録から、地震動上下成分と水平成分のフーリエスペクトル振幅比 ($|V(T)|/|H(T)|$: T = 地震動の周期) と、5%減衰定数に対する加速度応答スペクトル比 ($SA_V(T^*)/SA_H(T^*)$: T^* = 構造物の固有周期) を計算し、その平均値と標準偏差を求めた。図 4.2.4 と図 4.2.5 は、それぞれ地震動上下成分と水平成分のフーリエスペクトル振幅比と、5%減衰定数の加速度応答スペクトル比の「平均値」と「平均値+標準偏差」、「平均値+2×標準偏差」をプロットしたものである。フーリエスペクトル振幅比の計算では、バンド幅 0.1Hz のパーゼンウィンドウによるスムージングを行った。

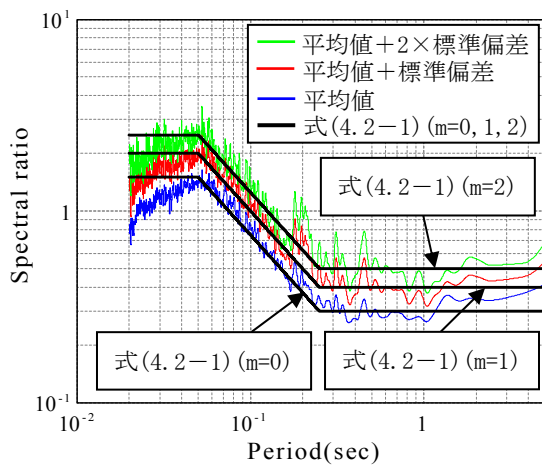


図 4.2.4 震源断層近傍の地震動上下成分と水平成分のフーリエスペクトル振幅比の「平均値」, 「平均値+標準偏差」, 「平均値+2×標準偏差」と式(4.2-1)の比較

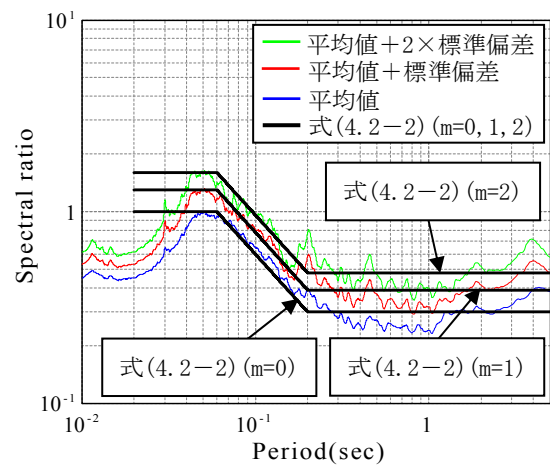


図 4.2.5 震源断層近傍の地震動上下成分と水平成分の加速度応答スペクトル比の「平均値」, 「平均値+標準偏差」, 「平均値+2×標準偏差」と式(4.2-2)の比較

これらの図から、 $T = 0.05, T^* = 0.06$ 秒で最大となり、周期が長くなると減少し、 $T = 0.25, T^* = 0.2$ 秒よりほぼ一定となる傾向を読み取ることができる。なお、 $T = 0.05, T^* = 0.06$ 秒より短周期側でもフーリエスペクトル振幅比と加速度応答スペクトル比は最大値よりも小さくな

っている。このような短周期側のスペクトル比の低下については、K-NET 観測点の基礎形状と地盤の動的相互作用の影響が現れるもの³⁾と考えられ、自然地盤の地震動とは異なる。したがって、本研究では、 $T = 0.05, T^* = 0.06$ 秒より短周期側のスペクトル比は、一定値として与えるものとする。

以上のようなスペクトル比の平均値と標準偏差を用いて、スペクトル比の「平均値 + $m\sigma_j$ 」(σ_j : 標準偏差 $j = F, SA$) を次式(4.2-1)、(4.2-2)のようにモデル化した。

$$E \left[\frac{|V(T)|}{|H(T)|} \right] + m\sigma_F \quad (4.2-1)$$

$$= \begin{cases} 1.5 + m\sigma_F & T \leq 0.05 \\ (1.5 + m\sigma_F) \left(\frac{0.05}{T} \right) & 0.05 \leq T \leq 0.25 \\ 0.2(1.5 + m\sigma_F) & 0.25 \leq T \leq 5 \end{cases}$$

$$E \left[\frac{SA_V(T^*)}{SA_H(T^*)} \right] + m\sigma_{SA} \quad (4.2-2)$$

$$= \begin{cases} 1.0 + m\sigma_{SA} & T^* \leq 0.06 \\ (1.0 + m\sigma_{SA}) \left(\frac{0.06}{T^*} \right) & 0.06 \leq T^* \leq 0.2 \\ 0.3(1.0 + m\sigma_{SA}) & 0.2 \leq T^* \leq 5 \end{cases}$$

ここに、 $\sigma_F = 0.5$ 、 $\sigma_{SA} = 0.3$ 。上式で $m = 0$ とすると、スペクトル比の平均値が求められる。

図 4.2.4 と図 4.2.5 には、観測記録の「平均値」、 「平均値 + 標準偏差」、 「平均値 + 2 × 標準偏差」と、式(4.2-1)と式(4.2-2)を比較しているが、式(4.2-1)と式(4.2-2)が観測記録の特性をよく近似していることがわかる。

4.2.3 KiK-net 一関西観測点における加速度波形のスペクトル特性

ここでは、前節で求めた地震動上下成分と水平成分のフーリエスペクトル振幅比と、5%減衰定数の加速度応答スペクトル比の平均値と標準偏差の特性と、逆断層直上で観測された 2008 年岩手・宮城内陸地震による KiK-net 一関西観測点の加速度波形のスペクトル比の特性を比較して、KiK-net 一関西観測点の加速度波形のスペクトル比の特性が、平均的スペクトル比の特性からどの程度違っているのかを評価しておく。

図 4.2.6 と図 4.2.7 は、KiK-net 一関西観測点の加速度波形のスペクトル比と、前節で求めた式(4.2-1)と式(4.2-2)で与えられる上下成分と水平成分のフーリエスペクトル振幅比と、5%減衰定数の加速度応答スペクトル比の「平均値」、 「平均値 + 2 × 標準偏差」、 「平均値 + 3 × 標準偏差」を比

較したものである。これらの図より、逆断層直上で観測された 2008 年岩手・宮城内陸地震による KiK-net 一関西観測点の地震動上下成分の特性は、「平均値+2×標準偏差」から「平均値+3×標準偏差」程度として評価することができ、震源断層近傍の地震動上下成分の平均的スペクトル比特性の上限值に近い特性であることがわかる。

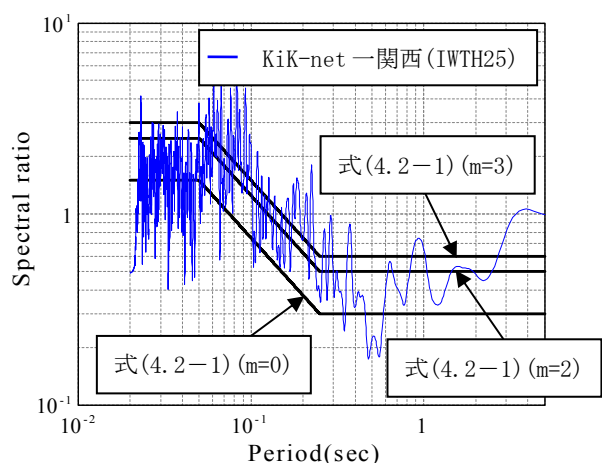


図 4.2.6 2008 年岩手・宮城内陸地震による KiK-net 一関西観測点の加速度波形の上下成分と水平成分のフーリエスペクトル振幅比と式(4.2-1)による「平均値+2×標準偏差」と「平均値+3×標準偏差」の比較

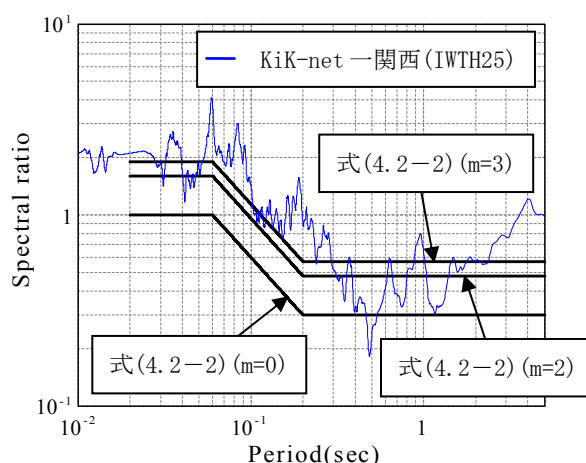


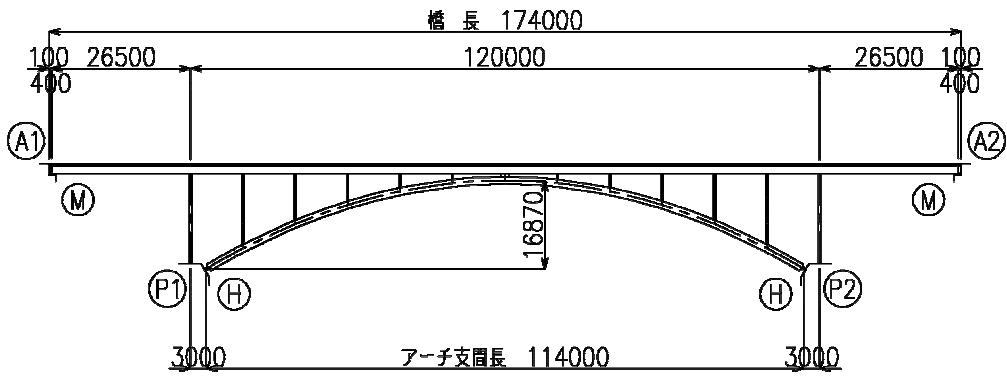
図 4.2.7 2008 年岩手・宮城内陸地震による KiK-net 一関西観測点の加速度波形の上下成分と水平成分の加速度応答スペクトル比と式(4.2-2)による「平均値+2×標準偏差」と「平均値+3×標準偏差」の比較

4.3 震源断層近傍における地震動上下成分の道路橋の応答特性への影響

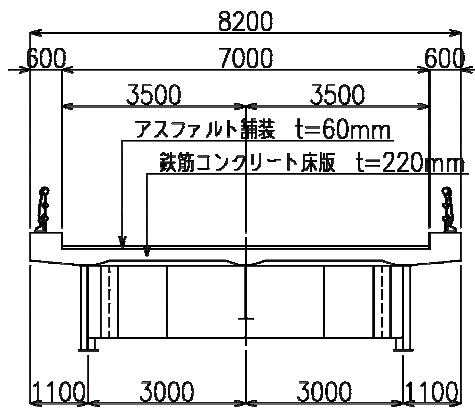
4.3.1 対象橋梁および解析モデル

検討対象の上路式鋼アーチ橋⁴⁾を図 4.3.1 に示す。本橋梁は、橋長 174m、アーチ支間 114m の上路式 RC 床版逆ローゼ桁橋である。

本橋梁に対して、軸力変動および 2 軸曲げの影響が考慮できる 3 次元ファイバー要素によりモデル化する。その解析モデルを図 4.3.2 に示す。同図にはファイバー要素で定義したアーチリブのセル分割も示している。材料構成則については、各ファイバー要素に定義する応力-ひずみ関係はひずみ硬化を考慮したバイリニアモデルとし、硬化則は移動硬化則とした。解析の種類として、材料非線形性と幾何学的非線形性を考慮した複合非線形動的解析を採用した。



(a) 側面図



(b) 断面図

図 4.3.1 対象橋梁の上路式鋼アーチ橋

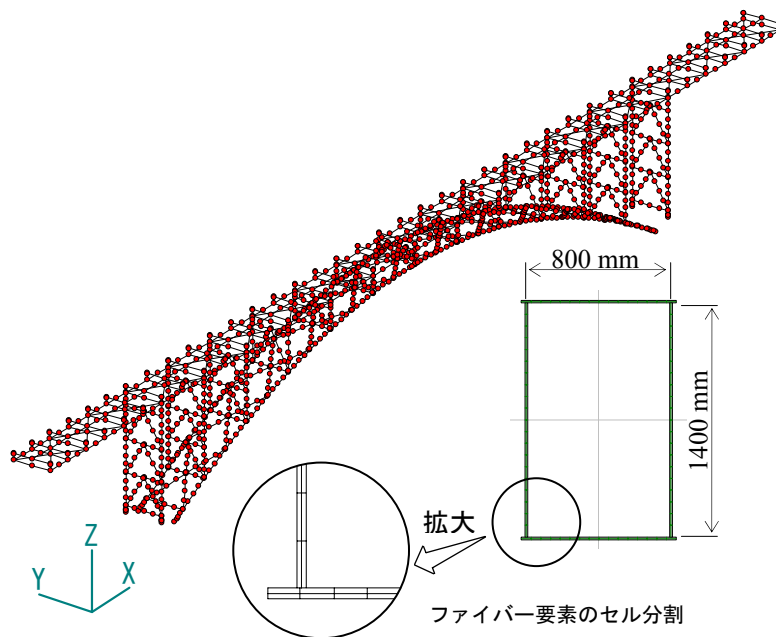


図 4.3.2 解析モデル

4.3.2 対象橋梁の固有振動特性

対象橋梁の固有値解析結果を表 4.3.1 に、それに対応する固有モードを図 4.3.3 に示す。表 4.3.1 から、X 軸（橋軸方向）の卓越モードである 1 次モードの周期が約 1.4 秒であることがわかり、アーチ橋としては比較的長周期である。図 4.3.3 に示すように対象橋梁の面内方向（XZ 平面）に変形するモードは、1 次、3 次、6 次モードである。

表 4.3.1 固有値解析結果

モード次数 n	振動数 f	周期 T	有効質量比		
	Hz	sec	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%

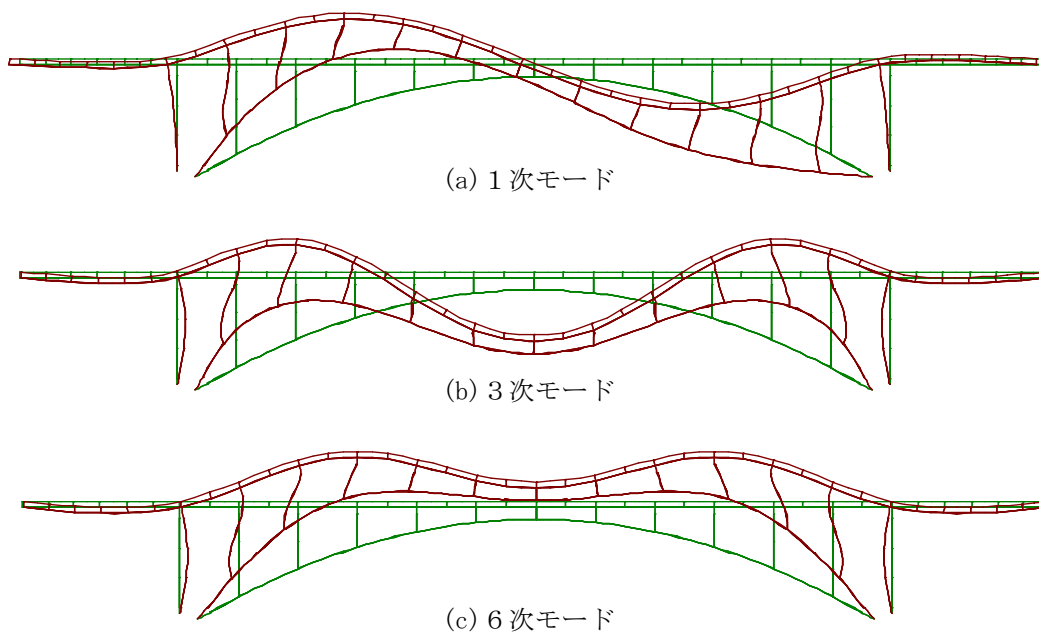


図 4.3.3 固有モード図

1次モードは、橋軸方向へ加震した時に卓越する振動モードであり、アーチ面内の逆対称モードといわれている。本研究では、震源断層近傍の地震動上下成分が対象橋梁へ与える影響を把握することが目的であるため、鉛直方向に加震した時の振動モードとなる3次、6次モードの固有周期と地震動上下成分の加速度応答スペクトルの関係が、対象橋梁の動的挙動に大きく関与すると予想されるものの、1次モードにおける鉛直方向の変形が大きいため、1次モードが応答への重要なモードとなる。

4.3.3 解析検討ケース

本橋梁に対して、2008年岩手・宮城内陸地震によるKiK-net一関西観測点の観測地震動を作用させる。本検討では、表4.3.2に示すようなケースで解析を実施する。検討ケース3のUD成分×0.186は、水平成分の最大値の0.5程度になるように地震動上下成分を調整したものである。なお、対象橋梁に対する地震動の水平作用方向として、橋軸方向にN-S成分、橋軸直角方向にE-W成分を入力した。ここでは、橋梁全体に地震動加速度成分を一様加震入力としているため、各下部工間の位相差、すなわち、断層変位の影響は考慮されていない。

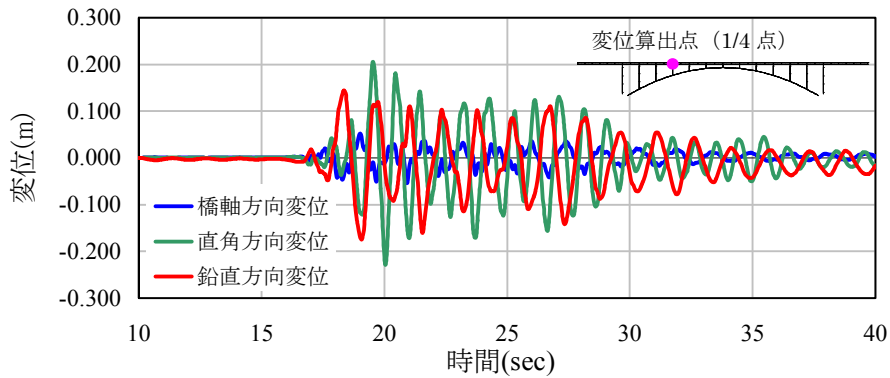
表 4.3.2 検討ケース

ケース名	検討内容
検討ケース1	岩手・宮城内陸地震N-S成分, E-W成分考慮
検討ケース2	岩手・宮城内陸地震N-S成分, E-W成分, UD成分考慮
検討ケース3	岩手・宮城内陸地震N-S成分, E-W成分, UD成分×0.186

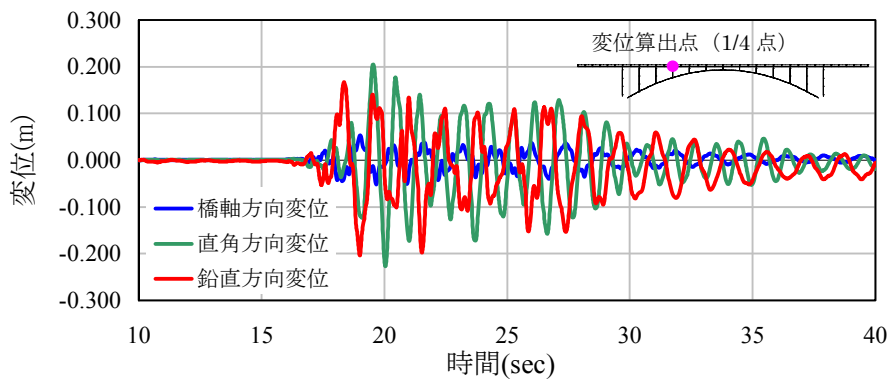
4.3.4 解析結果および考察

(1) 応答変位の比較

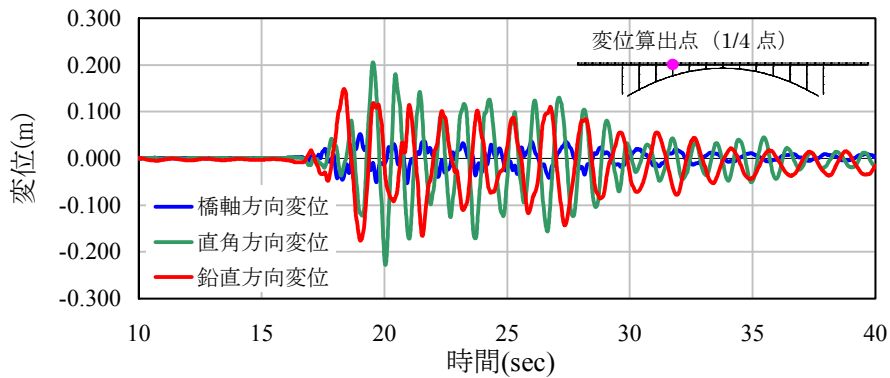
検討ケース1, 2, 3の応答変位を図4.3.4にそれぞれ示す。応答変位の出力位置は、アーチリブの1/4地点上の補剛桁位置である。また、検討ケース2における変位算出点の鉛直変位量が最大になる時刻の変形図を図4.3.5に示す。図4.3.4から、UD成分を含めた検討ケース2の方が、検討ケース1と比較して鉛直方向変位が1.4倍程度大きくなり、他の成分はほとんど変わらないことがわかる。また、検討ケース3は検討ケース1と応答変位がほとんど同じであるため、UD成分の0.186倍程度の地震動加速度波形が、対象橋梁へ与える影響は小さいといえる。



(a) 検討ケース 1



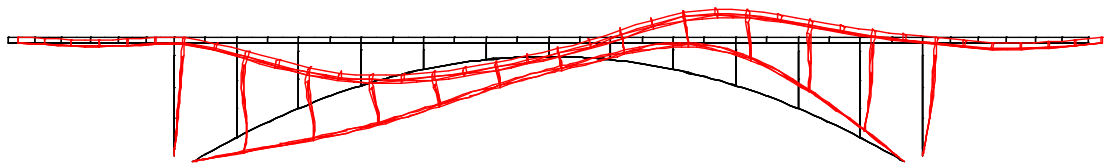
(b) 検討ケース 2



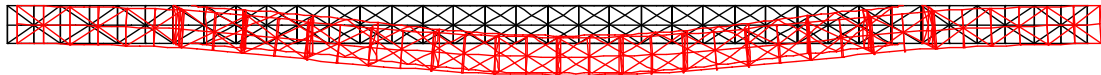
(c) 検討ケース 3

図 4.3.4 応答変位

図 4.3.5 より、対象橋梁の鉛直変位最大時の変形モードを確認すると、図 4.3.3 の固有モード図のうち、1次モードに近い変形状態であることがわかる。このケースは、入力地震動の3成分を考慮しており、橋軸方向の地震時慣性力により、アーチ橋特有のモード変形になったと考えられる。また、直角方向への変形も同時に確認できるため、対象橋梁が3次元的に複雑な挙動で振動していることがわかる。



(a) 側面図



(b) 平面図

図 4.3.5 変形図 (検討ケース 2) 変形倍率 : 30 倍

(2) 損傷位置および損傷程度

各検討ケースにおけるアーチ部材 (アーチリブ, 補剛桁, 支柱, アーチ横構) の塑性率 (最大応ひずみ/降伏ひずみ) のうち, 検討ケース 1 の解析結果を図 4.3.6 に, 検討ケース 2 の解析結果を図 4.3.7, 検討ケース 3 の解析結果を図 4.3.8 に示す.

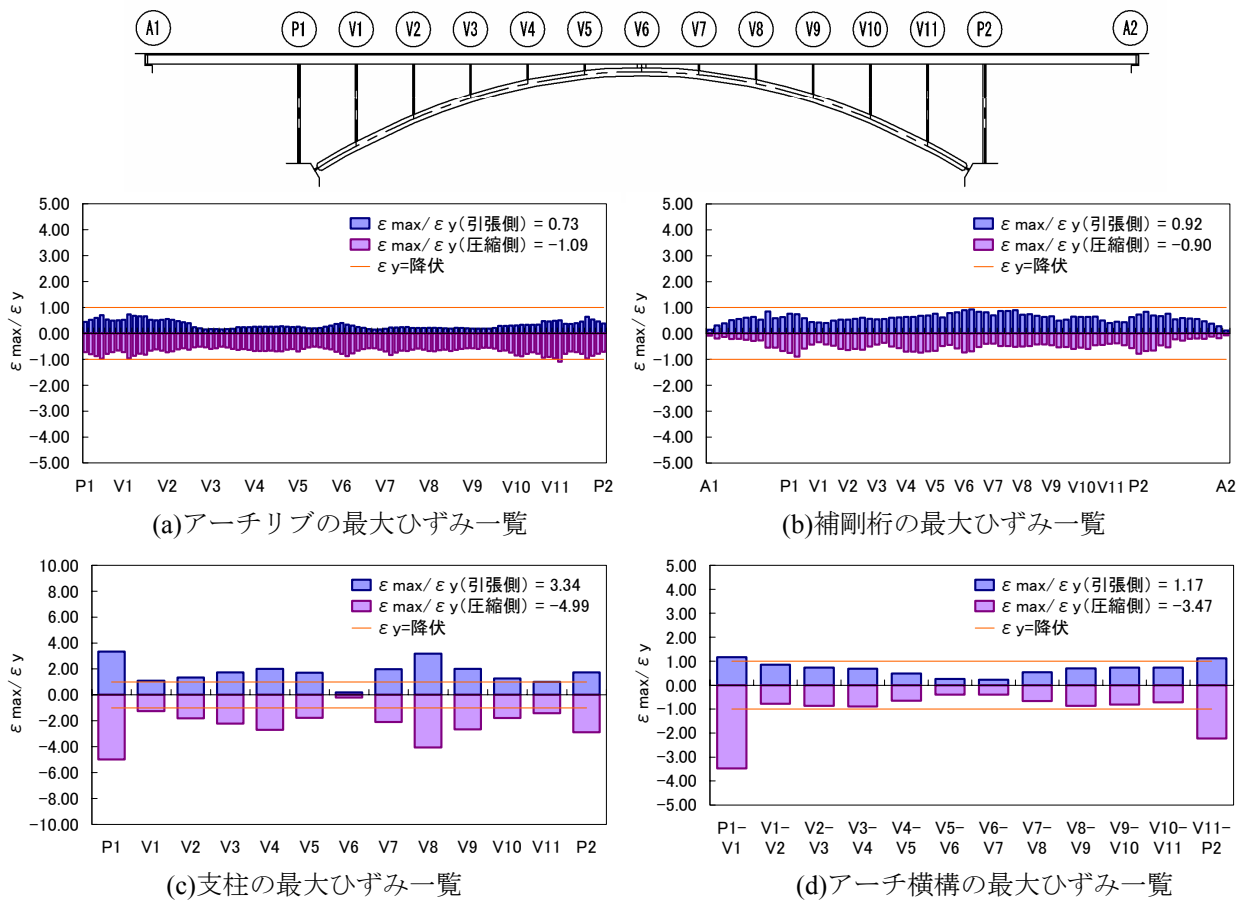
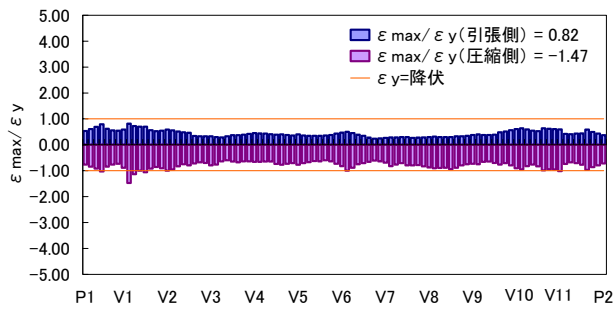
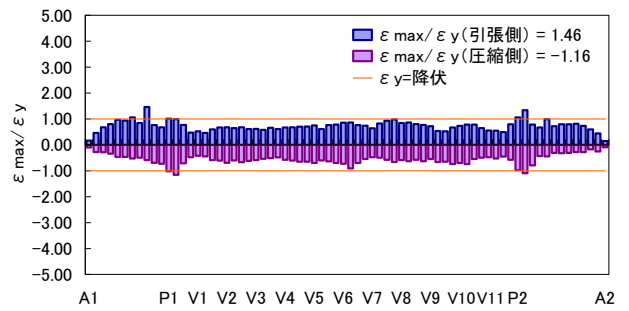


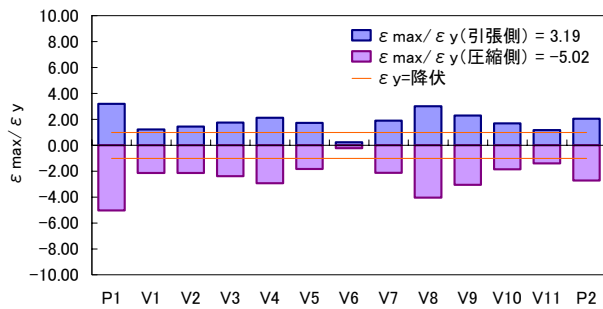
図 4.3.6 検討ケース 1 (部材塑性率)



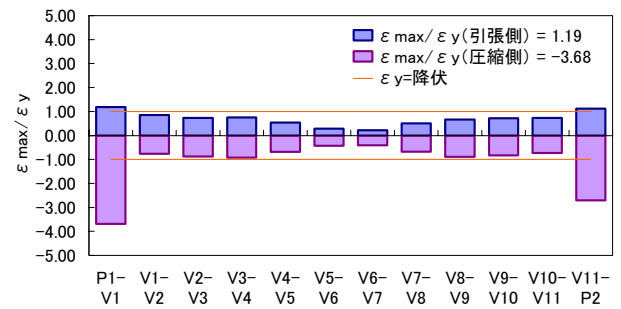
(a)アーチリブの最大ひずみ一覧



(b)補剛桁の最大ひずみ一覧

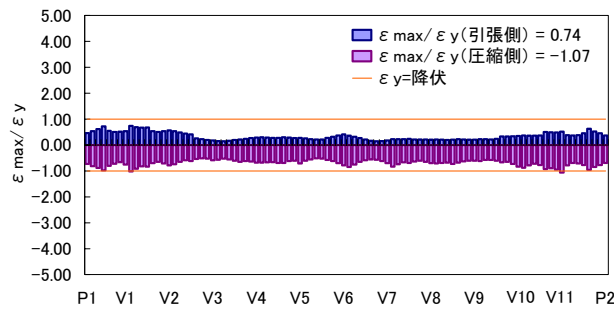


(c)支柱の最大ひずみ一覧

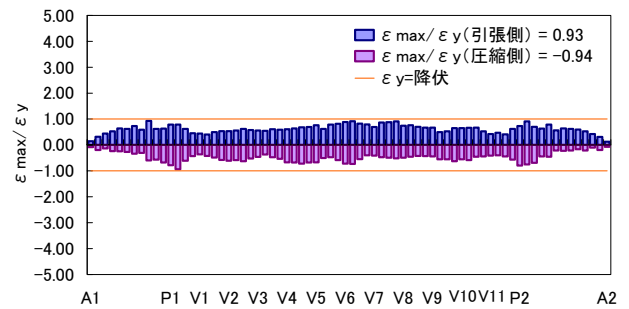


(d)アーチ横構の最大ひずみ一覧

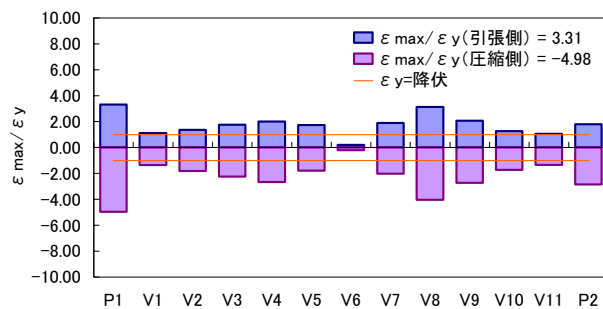
図 4.3.7 検討ケース 2 (部材塑性率)



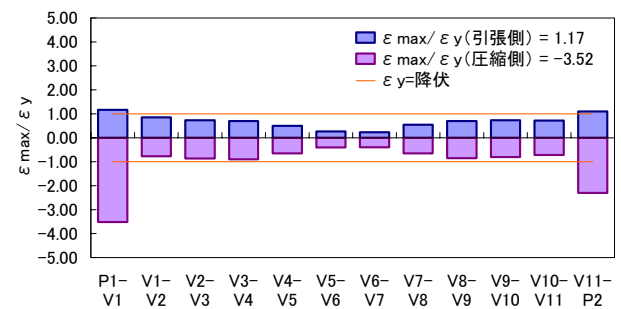
(a)アーチリブの最大ひずみ一覧



(b)補剛桁の最大ひずみ一覧



(c)支柱の最大ひずみ一覧



(d)アーチ横構の最大ひずみ一覧

図 4.3.8 検討ケース 3 (部材塑性率)

これらの図は、横軸に対象橋梁の橋軸方向の位置を、縦軸にその位置での塑性率を示しており、最大応答ひずみとしては、図 4.3.2 の各部材断面をファイバー要素としてセル分割した中で最大のひ

ずみ値とした。これらの図から、部材の損傷状況が把握でき、検討ケース2の応答が最も大きく、予想どおりの結果となった。損傷位置とその損傷程度(応力-ひずみ関係)をまとめたものを図4.3.9に示す。

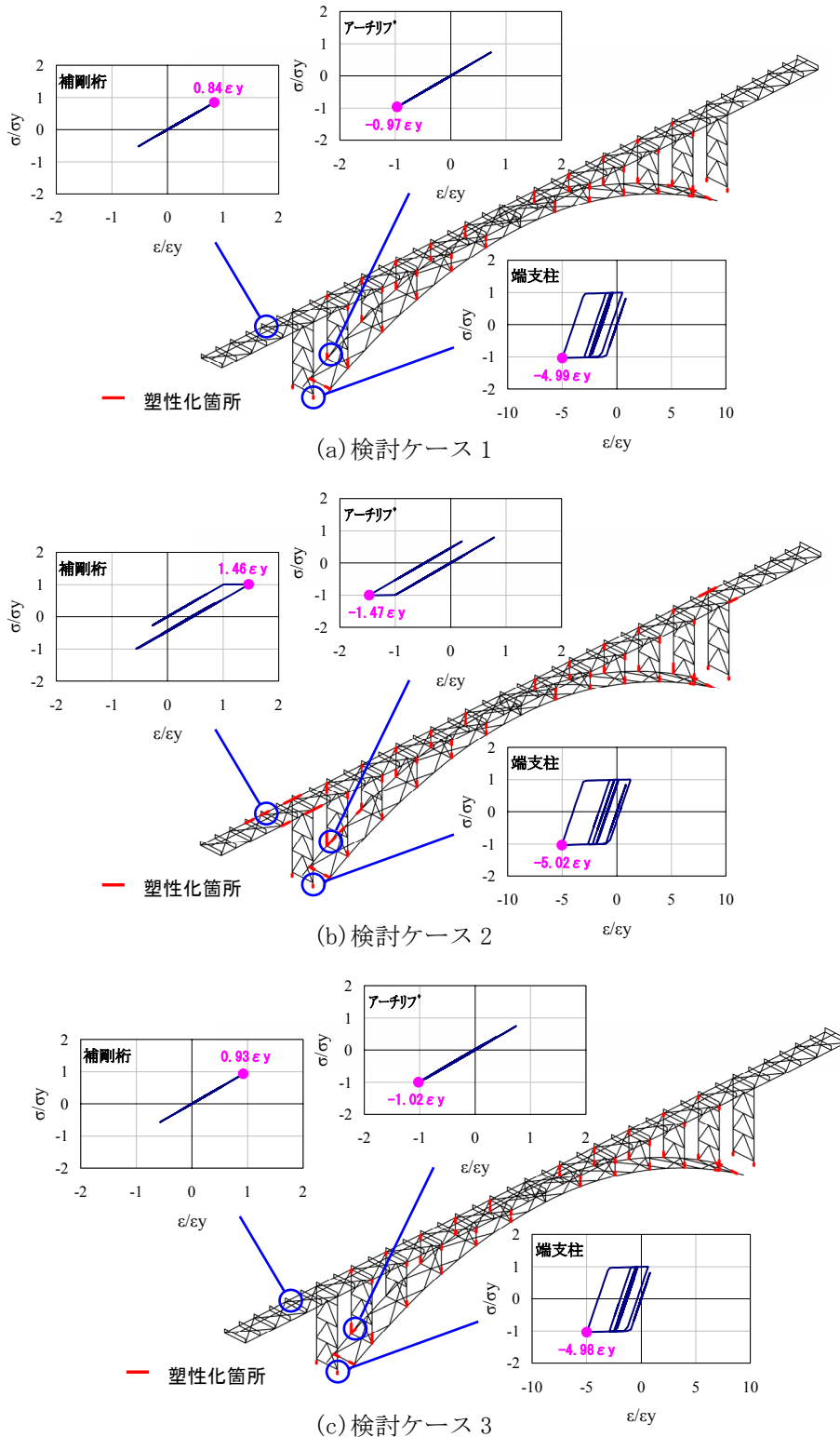


図 4.3.9 損傷位置および着目部材の応力-ひずみ関係

図内に赤色の箇所が塑性化した部分を示している。また、アーチリブ、補剛桁および端支柱において最も塑性化した部材の応力-ひずみ関係も示している。

まず、検討ケース 1 と検討ケース 2 を比較する。検討ケース 1 において主部材の中で支柱のみ塑性化（端支柱は大きく塑性化）していたが、検討ケース 2 では地震動上下成分の影響により、アーチ橋として重要な部位のアーチリブや補剛桁も塑性化するようになり、塑性化の範囲が拡大した。ただし、アーチリブと補剛桁の塑性化の程度は比較的小さい。これは、対象橋梁の振動モードの固有周期が約 1.4 秒（応答変形が 1 次モードに近い振動モードであった）であり、図 4.2.3(b)の地震動上下成分の加速度応答スペクトルにおける固有周期では約 $450(\text{cm/s}^2)$ 程度となっているからである。また、対象橋梁のような上路式アーチ橋では、全重量の大部分を占める RC 床版の位置から水平方向（特に橋軸直角方向）の耐震性がないと判断される場合が多い。鉛直方向においては常時の設計で、鋼材の降伏応力度に安全率 1.7 を考慮した許容応力度で設計され構造上強いことも理由に挙げられる。

ただし、今回の対象橋梁の固有周期は約 1.4 秒と比較的長周期であったが、同形式の小中規模のアーチ橋では固有周期が 0.5 秒程度のものが多いので、このような橋梁に対しては地震動上下成分の影響が大きく現れる可能性がある（例えば、図 4.2.3 より固有周期 0.6 秒の加速度応答スペクトル値は $900(\text{cm/s}^2)$ となる）。

4.4 まとめ

本研究では、震源断層近傍の地震動上下成分による道路橋への影響を把握するため、KiK-net 一関西の観測地震動を入力地震動として上路式鋼アーチ橋の 3 次元非線形応答解析を実施し、地震動上下成分の応答挙動への影響を調べた。得られた結論は、以下のとおりである。

- (1) わが国の最近の内陸被害地震の震源断層近傍（断層最短距離 20km 以内）における強震観測記録を用いて、地震動上下成分と水平成分のフーリエスペクトル振幅比 ($|V(T)| / |H(T)|$: $T =$ 地震動の周期) と 5%減衰定数に対する加速度応答スペクトル比 ($SA_V(T^*) / SA_H(T^*)$: $T^* =$ 構造物の固有周期) の平均値と標準偏差の周期特性を求めて、そのモデル化を提案した。
- (2) これらの平均値や標準偏差の周期特性と比較から、2008 年岩手・宮城内陸地震による KiK-net 一関西観測点の地震動上下成分の特性は、「平均値+2×標準偏差」から「平均値+3×標準偏差」程度として評価することができ、震源断層近傍の地震動上下成分の平均的スペクトル比特性の上限値に近い特性であることがわかった。

- (3) 次に、KiK-net 一関西の観測地震動を入力地震動として上路式鋼アーチ橋の3次元非線形応答解析を実施し、地震動上下成分の応答挙動への影響を調べた。地震動上下成分を無視した場合、主部材の中で支柱のみ塑性化（端支柱は大きく塑性化）していたが、地震動上下成分を考慮するとアーチ橋として重要な部位のアーチリブや補剛桁も塑性化するようになり、塑性化の範囲が拡大し、上下成分の影響があることがわかった。ただし、アーチリブと補剛桁の塑性化の程度は比較的小さかった。その理由は、今回の対象橋梁の固有周期は約 1.4 秒と比較的長周期で、この周期での入力地震動加速度があまり大きくなかったことによる。同形式の小中規模のアーチ橋では固有周期が 0.5 秒程度のものが多いので、このような橋梁に対しては地震動上下成分の影響が大きく現れる可能性がある。
- (4) 5 章と 6 章では、色々な震源断層パラメーターと破壊伝播特性、地盤条件等を考慮できる、震源断層・地盤系モデルに基づいた断層永久変位を含む地震動シミュレーション手法を使って、色々なシナリオに対する解析用入力地震動を作成し、震源断層近傍の橋梁の3次元非線形応答解析^{5),6),7)}を実施し、地震動上下成分の影響も含めた震源断層近傍の上路式鋼トラス橋と上路式鋼アーチ橋の応答挙動について調べるものとする。

参考文献

- 1) 日本建築学会編：多次元入力地震動と構造物の応答，日本建築学会，1998.
- 2) 原田隆典，野中哲也，児玉喜秀，中村真貴：震源断層近傍の地震動上下成分の解析と上路式鋼アーチ橋の非線形応答挙動，地震工学シンポジウム論文集，Vol.13，pp.4256-4263，2010.
- 3) 河本悠歩：地震観測記録に及ぼす地震計基礎形状及び周辺環境の影響に関する研究—構造物と地盤との動的相互作用解析に基づいて—，名古屋大学大学院環境学研究科都市環境学専攻博士前期課程研究論文，2007.
- 4) 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.
- 5) 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.
- 6) 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)，宮崎大学学術情報リポジトリ (<http://hdl.handle.net/10458/674>)，2006.
- 7) 原田隆典：震源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，科学研究費補助金基盤研究(C)(2)研究成果報告書(課題番号 16560418)，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.

第5章 震源断層近傍の上路式鋼トラス橋の応答特性

5.1 まえがき

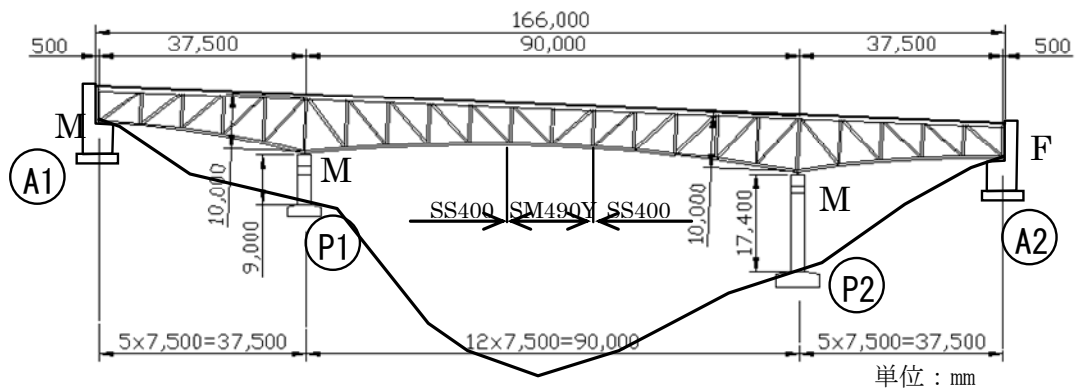
阪神大震災以降、動的解析による耐震設計に関する研究が各方面で精力的に行われ¹⁾、平成14年と平成24年の道路橋示方書²⁾の改定により、動的解析による動的照査法が通常の設計に導入されるようになってきた。これらの動的解析は、対象橋梁の構造諸元をもとに、剛性と質量からなる解析モデルを作成し、道路橋示方書²⁾で規定された標準波形のうち、地盤種別によって該当する地震波を選定し、対象構造物の減衰を設定しているのが現状である。しかしながら、作成した解析モデルに標準波形を用いて解析した結果は、震源から対象地点まで伝播した地震動による対象橋梁の実挙動を表しているものではない。入力地震動は、発震機構、伝播経路の媒体特性および対象地点の局所的な表層地盤特性に影響されやすいため、精度の高い地震波形を得るためには、震源から対象地点までを正確にモデル化して解析する必要がある。これまでに、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関する研究^{3),4)}もある。

そこで、本章では、これらの先駆的研究をさらに発展させて、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とし、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ため、断層永久変位を含むM6.5の直下地震の震源断層近傍における対象橋梁の応答特性について検討した内容^{5),6)}を記述する。断層の種類としては、逆断層と横ずれ断層を想定し、断層と橋梁の位置関係と地表面から断層までの深さを変化させて解析を行った。地震波の入力方法は、標準波形による解析のような一様加震ではなく、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それぞれの基礎位置から入力させる。対象橋梁の各部材は軸力変動や二軸曲げモーメントが容易に考慮できるファイバー要素でモデル化し、材料非線形と幾何学的非線形を考慮した動的複合非線形解析とする。参考までに通常の設計で行われている標準波形による動的解析も検討した上で、横ずれ断層と逆断層近傍の上路式鋼トラス橋の応答特性について、検討ケースごとの解析結果をもとに考察を加える。

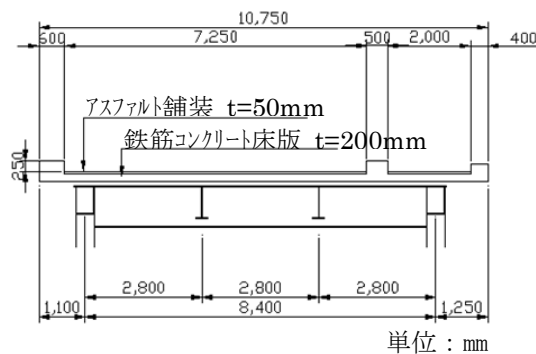
5.2 対象橋梁および解析モデル

5.2.1 対象橋梁

対象橋梁⁷⁾は、図 5.2.1 に示すような橋長 166.0m の 3 径間連続上路式鋼トラス橋であり、昭和 56 年に建設され、阪神大震災以前の道示（昭和 47 年）の基準に従って設計された山間部に比較的多い形式の橋梁である。支承条件としては、鋼製の固定・可動支承で支持され、A 2 橋台のみ固定条件となっている。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、トラス桁の上弦材の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。



(a) 側面図



(b) 断面図

図 5.2.1 対象橋梁

5.2.2 解析モデル

対象橋梁のモデル化は、図 5.2.2 に示すように、ファイバー要素による 3 次元骨組モデルとした。上下弦材および垂直材は箱形断面，斜材は H 形断面であり，各断面に対してファイバー要素で分割した。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し，トラス部材の材端条件は剛結合とした。なお，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，地震応答解析を実施する。解析の種類としては，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である。解析モデルおよび解析方法の詳細については，文献^{1),7)}を参照されたい。

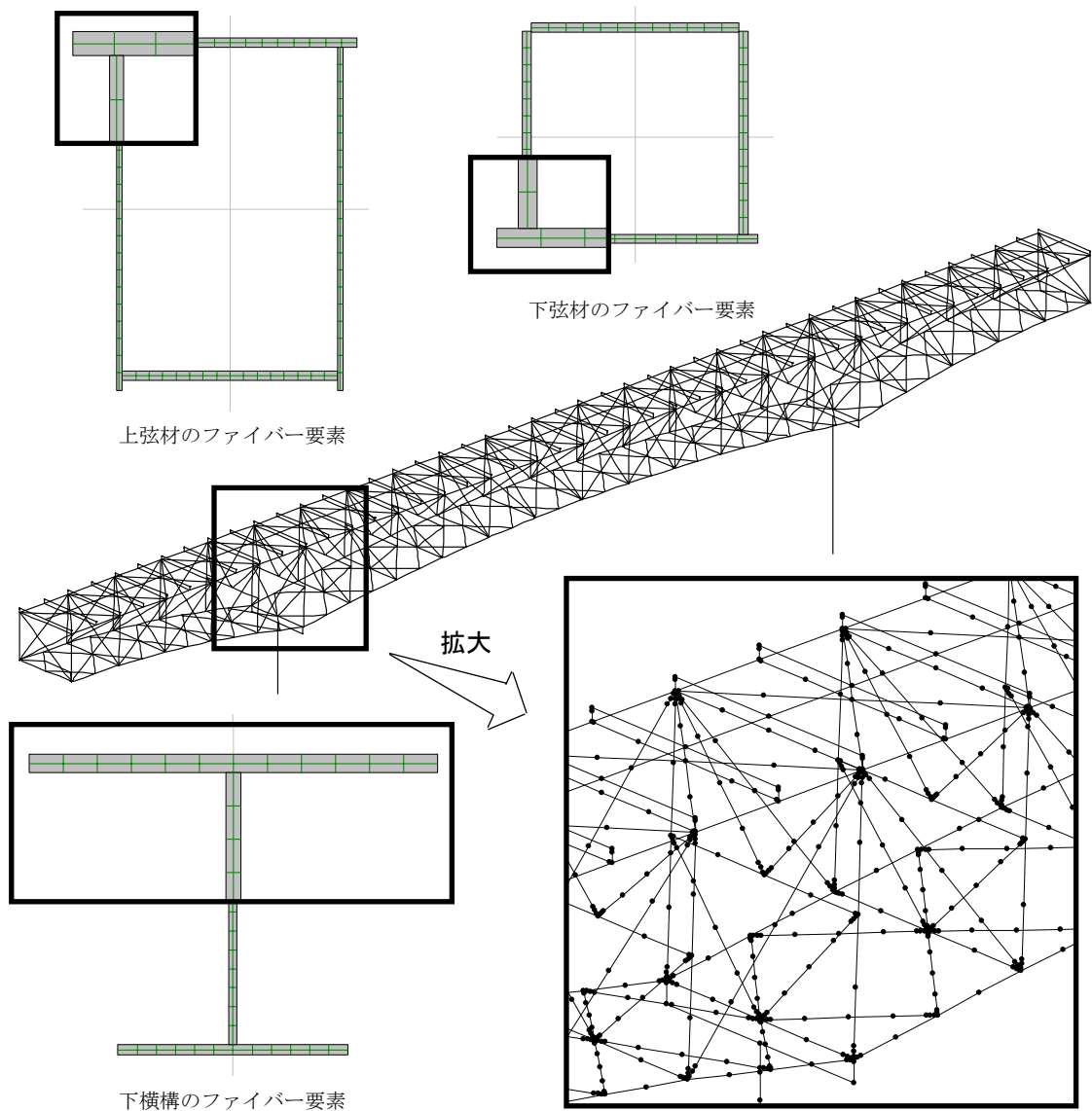


図 5.2.2 3次元骨組モデル

5.2.3 固有周期

対象橋梁の周期特性を把握するため、固有値解析を行った。固有値解析の結果を表 5.2.1 に、主たる固有モードを図 5.2.3 に示す。固有値解析結果の刺激係数より、橋軸方向の卓越モードは 4 次モード(0.404sec)、橋軸直角方向の卓越モードは 1 次モード(0.763sec)、鉛直方向の卓越モードは 3 次モード(0.611sec)となっている。

表 5.2.1 固有値解析結果

モード次数 n	振動数 f	周期 T	刺激係数			有効質量比		
	Hz	sec	橋軸	橋軸直角	鉛直	橋軸	橋軸直角	鉛直
1	1.3113	0.7626	0	42	0	0.0%	58.0%	0.0%
2	1.3451	0.7434	-22	0	0	15.8%	0.0%	0.0%
3	1.6355	0.6114	0	0	26	0.0%	0.0%	21.9%
4	2.4769	0.4037	42	0	7	56.2%	0.0%	1.4%
5	2.8408	0.3520	0	1	0	0.0%	0.0%	0.0%
6	3.6876	0.2712	2	0	2	0.2%	0.0%	0.1%
7	4.3385	0.2305	0	21	0	0.0%	15.0%	0.0%
8	4.5794	0.2184	0	0	20	0.0%	0.0%	12.7%
9	4.6274	0.2161	-17	0	0	9.2%	0.0%	0.0%
10	5.2059	0.1921	11	0	-18	4.0%	0.0%	10.1%

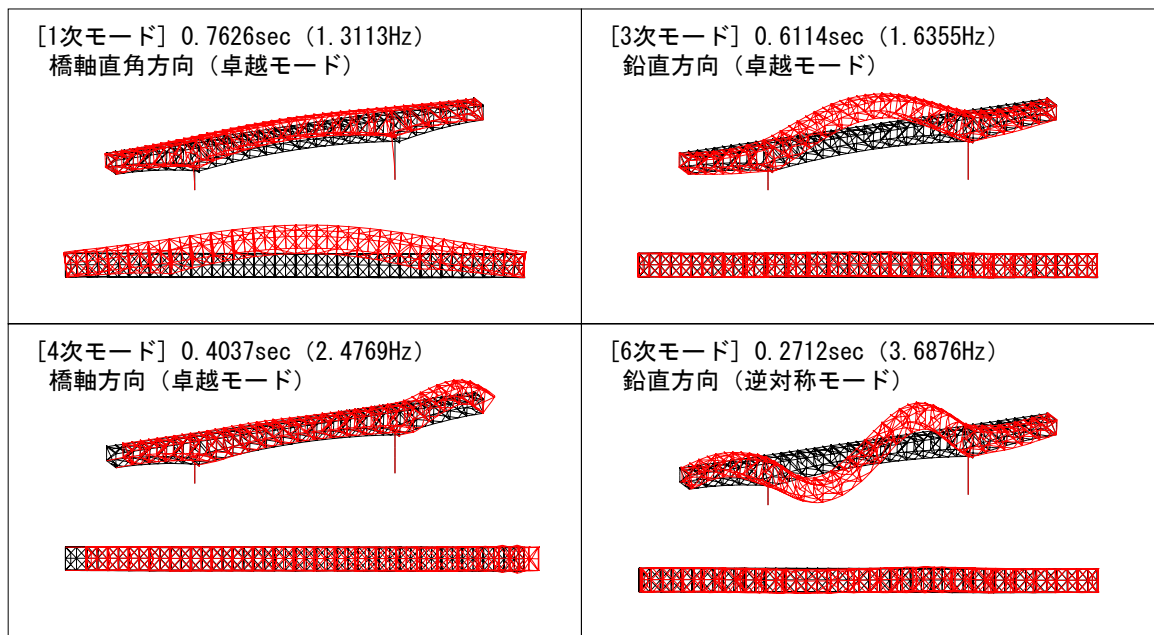


図 5.2.3 固有モード図

5.3 入力地震動

5.3.1 想定する地震規模

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、ここでは、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した。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、M6.5 の地震の平均的断層パラメータとして表 5.3.1 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、逆断層および横ずれ断層ともに 60cm となる。ここでは、断層変位により大きな被害を出した 1999 年の台湾集集地震 (Mw7.5) のように数mもの平均断層すべり量⁸⁾となるような大規模な直下地震は想定していない。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。

表 5.3.1 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 τ [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

5.3.2 断層永久変位を含む地震動の作成

対象橋梁に作用させる直下型地震動の作成方法は、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^{9)~12)}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。したがって、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量で、断層永久変位は断層による地表の永久変位をいう、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^{9)~11)}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^{10)~12)}で示され、実現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¹³⁾では、内陸地震による地表面最大変量と地震規模、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での平均的な地表面最大変位量はここで使用した60cm程度である。

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^{14),15)}、そのばらつきや予測式が整理されてきている¹⁶⁾。本研究では、文献^{11),16)}を参照して表5.3.1、表5.3.2、表5.3.3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る。

表 5.3.2 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 5.3.3 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	地表面断層	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	地表面断層	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

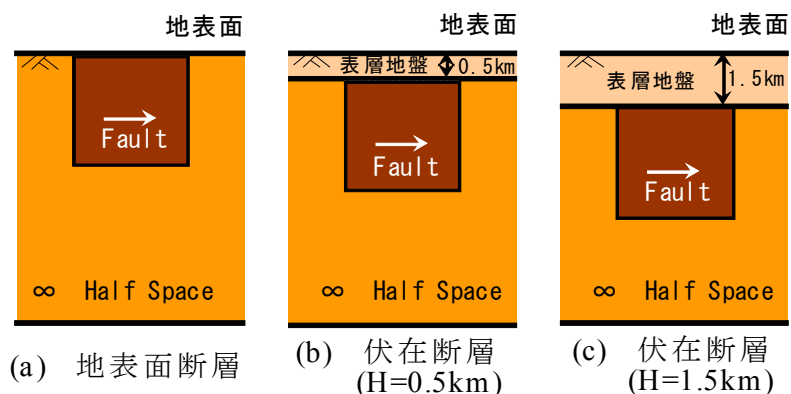


図 5.3.1 震源断層—地盤系モデル
(横ずれ断層の場合)

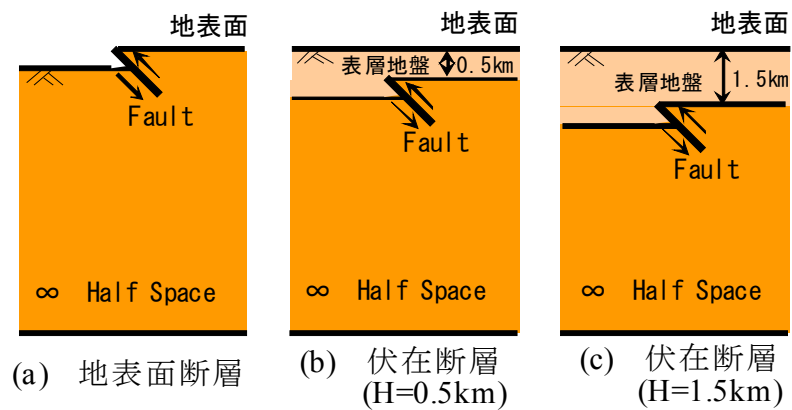


図 5.3.2 震源断層－地盤系モデル
(逆断層の場合)

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^{5),12)}、断層変位や最大加速度が大きくなるケースとして、図 5.3.1、図 5.3.2、表 5.3.3 の地表面断層と伏在断層（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 5.3.2 に示すような物性値を採用した。

5.4 標準波形による解析

本橋梁に対して、道路橋示方書²⁾で規定されているタイプⅡ（直下型）のⅠ種地盤の標準波形を橋軸方向と橋軸直角方向に入力した場合の解析を行う。入力した標準波の加速度波形を図 5.4.1 に、加速度応答スペクトルを図 5.4.2 に示す。さらに、地震動鉛直成分の影響を把握するため、橋軸方向への波形入力に加え、水平加速度成分を 0.5 倍したものを鉛直方向に同時入力した場合の解析も行った。解析結果は、横軸に対象橋梁の橋軸方向の位置を、縦軸にその位置での最大応答ひずみ／降伏ひずみの値を、下弦材、垂直材および斜材に対して示した。なお、この最大応答ひずみは、各部材断面を分割したファイバー要素の中で最大のひずみ値とした。なお、対象橋梁の耐震性の評価は、前述の下弦材、鉛直材および斜材以外に、床版、上弦材、2 次部材、支承、橋脚など多くの部材や耐震上重要な部位の評価が必要であるが、本研究においては各ケースの部材の概略的な塑性化状況の把握に重点をおいた比較検討としたため、前述のような部材のみの評価とした。ちなみに、床版については鉄筋の降伏は確認されず、上弦材については床版との合成効果により、ほとんどの部材が弾性域という解析結果であった。

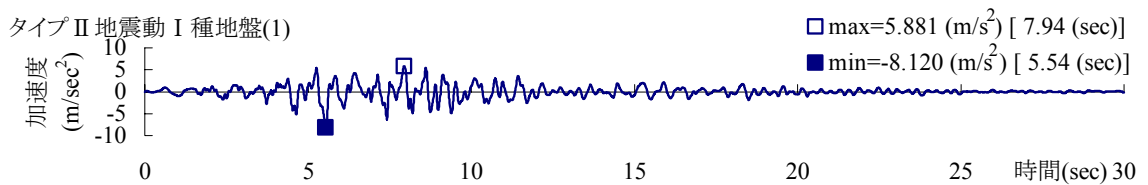


図 5.4.1 タイプⅡ地震動の加速度波形（Ⅰ種地盤）

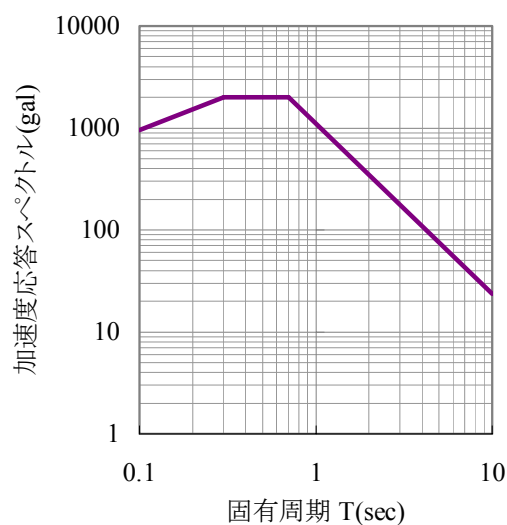
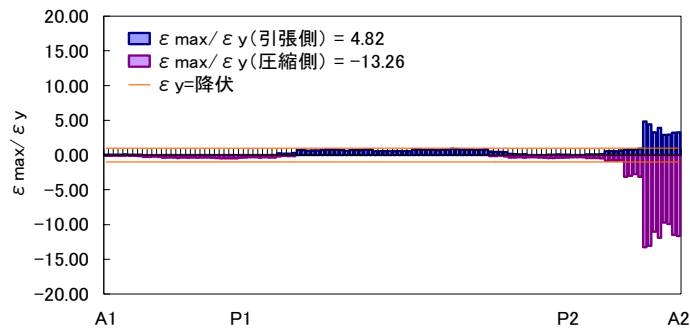


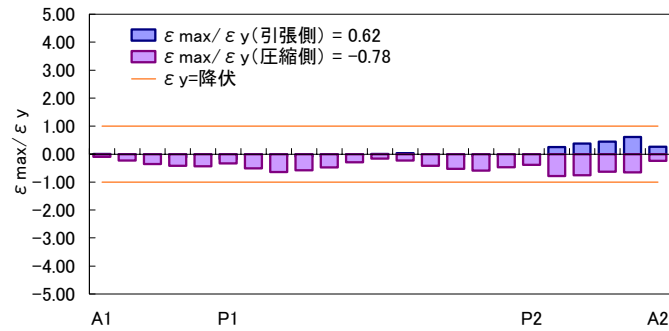
図 5.4.2 タイプⅡ地震動の加速度応答スペクトル（Ⅰ種地盤）

5.4.1 橋軸方向加震時の解析結果

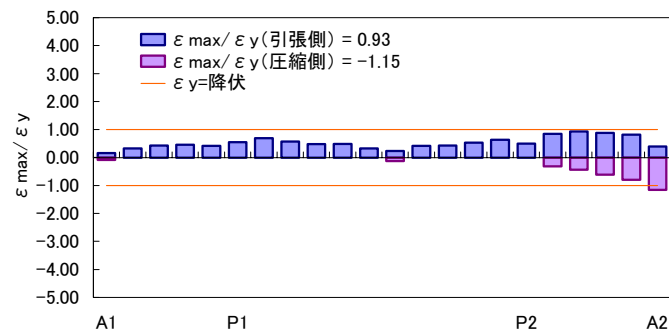
標準波形による橋軸方向加震時の解析結果を図 5.4.3 に示す。これより、固定支承である A2 橋台側の下弦材の塑性率 ($\epsilon_{max}/\epsilon_y$) が -13.26 となっており、損傷程度が大きいことがわかる。垂直材と斜材については、ほぼ弾性域となっている。本ケースは主要部材である下弦材が損傷することで、対象橋梁が崩壊に至る可能性があると考えられる。



(a) 下弦材の最大ひずみ一覧



(b) 垂直材の最大ひずみ一覧

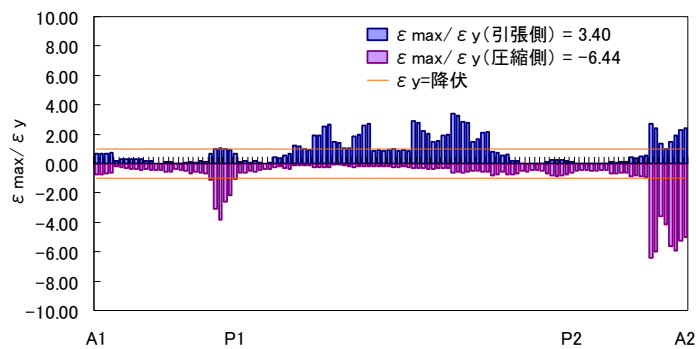


(c) 斜材の最大ひずみ一覧

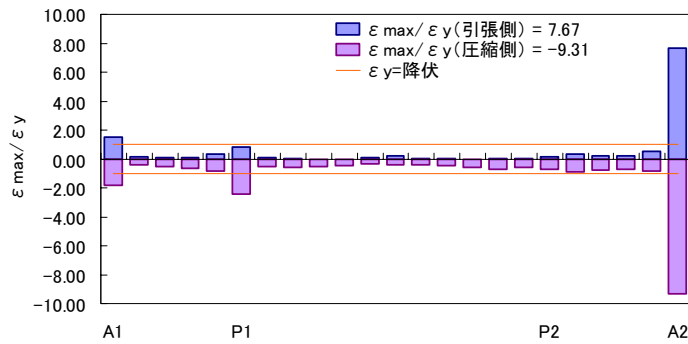
図 5.4.3 標準波形の結果 (橋軸方向)

5.4.2 橋軸直角方向加震時の解析結果

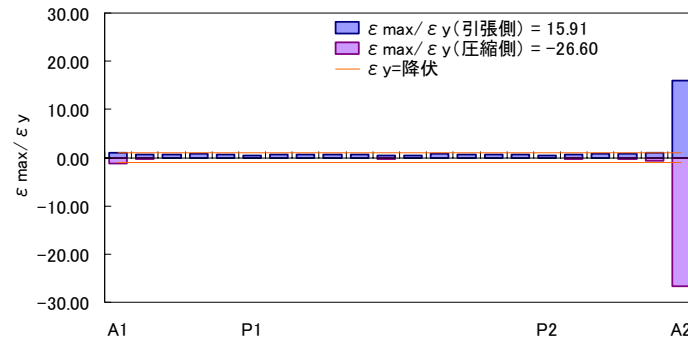
標準波形による橋軸直角方向加震時の解析結果を図 5.4.4 に示す。これより、損傷の傾向が橋軸方向と橋軸直角方向で異なっており、下弦材の塑性率 ($\epsilon_{max}/\epsilon_y$) が-6.44 と橋軸方向より小さくなっているものの、塑性化する範囲は広がっている。また、橋軸直角方向への地震時慣性力により、支承線上に偶力が生じ、垂直材や斜材の塑性率も大きくなっている。本ケースも主要部材の塑性率が大きいため、対象橋梁は崩壊に至る可能性があると考えられる。



(a)下弦材の最大ひずみ一覧



(b)垂直材の最大ひずみ一覧

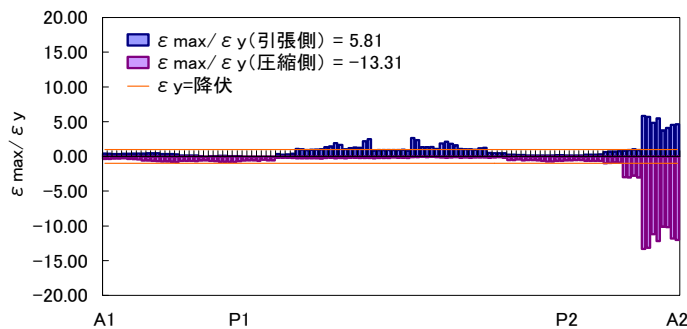


(c)斜材の最大ひずみ一覧

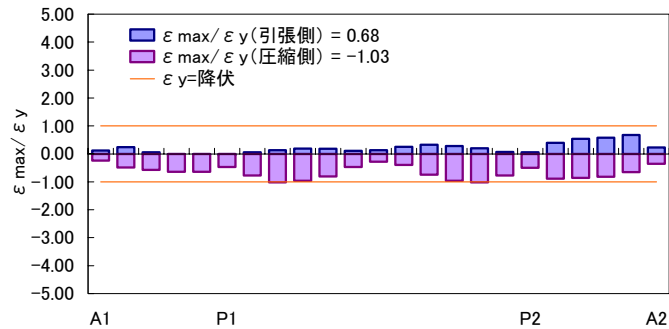
図 5.4.4 標準波形の結果 (橋軸直角方向)

5.4.3 橋軸方向と鉛直方向加震時の解析結果

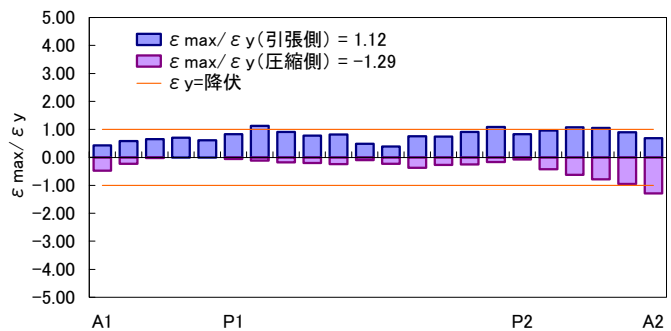
標準波形による橋軸方向と鉛直方向加震時の解析結果を図 5.4.5 に示す。これより、橋軸方向の解析結果（図 5.4.3）から僅かに応答が大きくなっている程度であることがわかる。したがって、対象橋梁である上路式鋼トラス橋に対しては、水平加速度成分の 0.5 倍程度の地震動鉛直成分による影響が小さいといえる。



(a) 下弦材の最大ひずみ一覧



(b) 垂直材の最大ひずみ一覧



(c) 斜材の最大ひずみ一覧

図 5.4.5 標準波形の結果（橋軸+鉛直方向）

5.5 横ずれ断層近傍の応答解析

5.5.1 解析条件

(1) 横ずれ断層と対象橋梁の位置関係および検討ケース

横ずれ断層と対象橋梁の位置関係(平面図)を、図 5.5.1 に示す。震源断層近傍の永久変位を含む地震動の場所的な違いは大きく、断層破壊開始点(同図の断層線の左端)よりも断層破壊が進む方向の断層線中央から断層破壊終了点(同図の断層線の右端)にかけて地震動が最大になることがわかっている¹¹⁾。そこで本研究では、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 5.5.1 内①)を「断層中央横断」、断層の終端部を横断するケース(図 5.5.1 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 離れて平行に配置するケース(図 5.5.1 内③)を「断層並行」と呼ぶことにする。本研究の検討ケースとしては、図 5.3.1 で示した3種類の断層と図 5.5.1 で示した横ずれ断層に対する橋梁の配置の3ケースを組合せて、表 5.5.1 のような9ケースとなる。

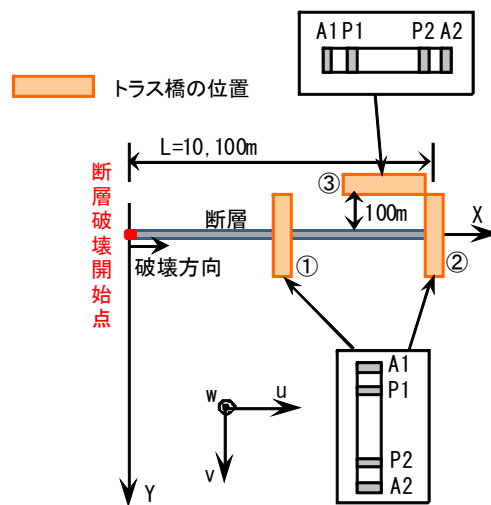


図 5.5.1 横ずれ断層と対象橋梁の位置関係

表 5.5.1 横ずれ断層の検討ケース一覧

		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

(2) 地震動の作用方法

本橋梁に対して、断層永久変位を含む地震動加速度波形を橋台 A1, A2 および橋脚 P1, P2 の下端から作用させる。その地震動は、5.3 節の方法で作成した地表面での波形であり、図 5.5.1 で示した各橋梁の配置における橋台、橋脚の位置での波形となるため、本研究では表層地盤の地形効果は考慮していない。

作用方法としては、水平 2 方向と鉛直方向の 3 成分波形の同時入力とし、橋台と橋脚の下端にそれぞれ異なる波形を作用させることになる（図 5.5.2）。

なお、震源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、横ずれ断層の回転成分の大きさは小さいこと⁴⁾を考慮し、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。

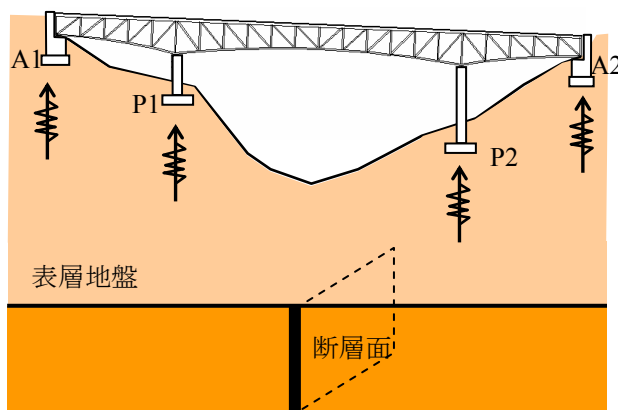


図 5.5.2 入力地震動の条件

5.5.2 解析結果および考察

(1) 横ずれ断層中央横断・地表断層 (CASE111)

5.3 節の方法で作成した橋脚および橋台位置での地震動変位波形を示すと、図 5.5.3 のようになる。この図から橋軸直角方向において橋脚 P1 と P2 がそれぞれ逆方向に約 35cm 移動していることがわかり、P1 と P2 の橋脚間で相対変位が約 70cm にもなる。橋台 A1 と A2 の方は、断層線から遠い分、橋脚の地震動変位波形より小さくなっている。また、この図から、橋軸方向の地震動変位波形については、横ずれ断層にもかかわらず橋脚、橋台共に同一方向に地盤が移動していることがわかる。鉛直方向については、横ずれ断層から容易に予想できるように地震動変位が非常に小さい結果とな

っている。

各位置での入力加速度波形の加速度応答スペクトル (5%減衰) を示すと、図 5.5.4 のようになる。この図から、橋軸方向および直角方向がほぼ同程度の加速度応答スペクトルを示しているのがわかる。加速度応答スペクトルの大きさは、道示の標準波形と比較して対象橋梁の固有周期 (橋軸方向:0.40s, 直角方向:0.76s) 近辺で約半分程度と小さくなっている。

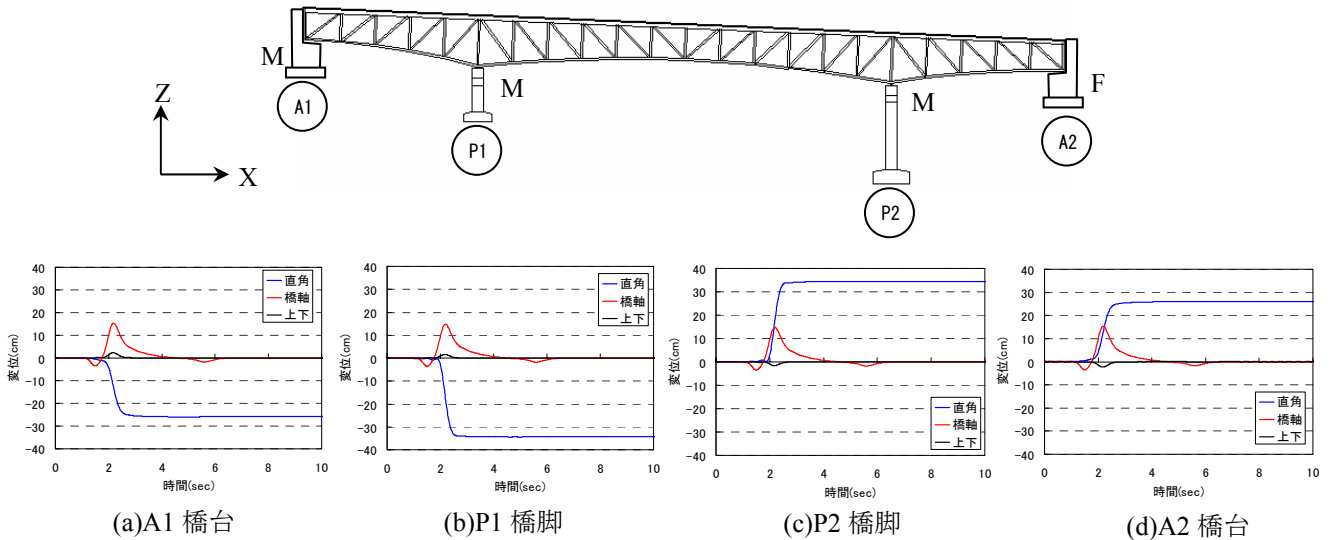


図 5.5.3 地震動変位波形 (CASE111)

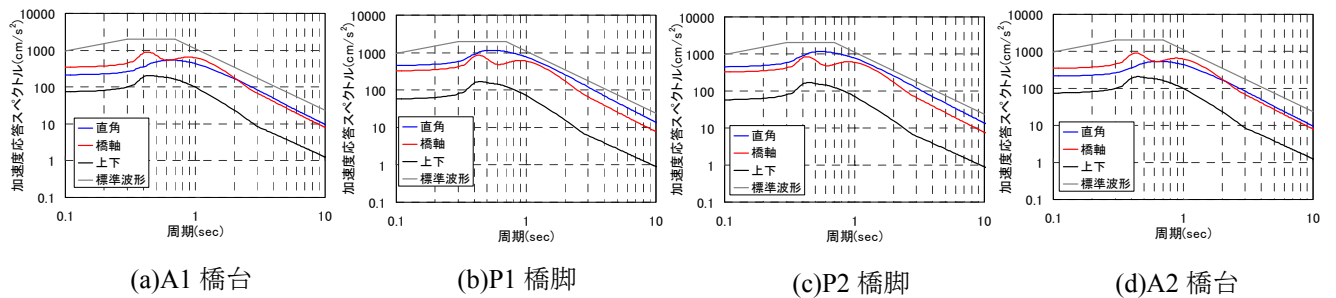
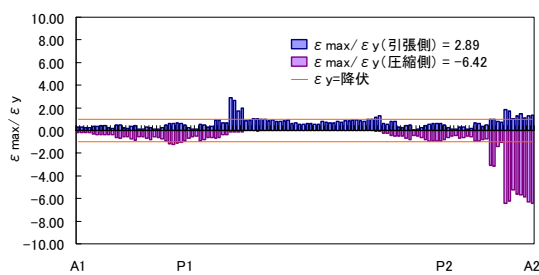


図 5.5.4 加速度応答スペクトル (5%減衰) (CASE111)

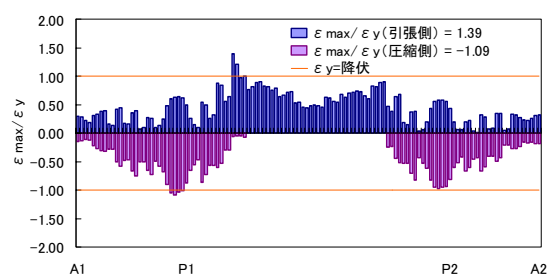
これらの波形を用いて、地震応答解析した結果を図 5.5.5 に示す。まず、この図から、A2 側の下弦材が大きく損傷することから、対象橋梁は標準波形と同様に崩壊する可能性があるといえる。また、下弦材の塑性化の状況は橋軸方向の標準波形の結果 (図 5.4.3) と比較的傾向が似ているが、斜材において P2 橋脚近辺で引張側がわずかに塑性化するがほぼ弾性範囲とみなされ、A2 橋台側の圧縮側において標準波形と異なり、塑性化しなくなったことがわかる。このように橋軸方向の標準波形と異なった理由は、断層変位の影響も挙げられる。最大変位時の対象橋梁の変形図を示すと、図 5.5.6 のようになる。この図は、対象橋梁を真上から見た変形図であり、左右異なった方向に変位し

橋台 (A1,A2) より橋脚 (P1,P2) の変位が大きいため、桁全体が S 字型に変形している様子がわかる。一方、標準波形の場合では、結果は省略するが一般的な変形図 (橋軸方向では桁全体が水平移動し、直角方向では桁中央部が大きく変位する変形図) であり、A2 橋台側の斜材が弾性範囲になった理由はこの変形図の差によるものと考えられる。

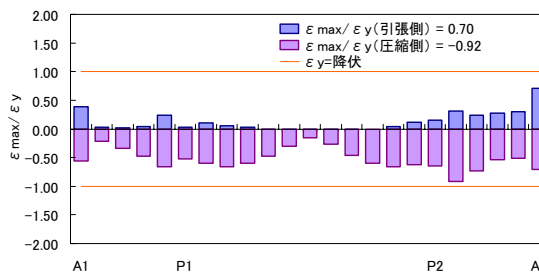
次に、断層変位の影響を確認するため、断層永久変位の 3 成分の変位量だけ、強制変位として与える静的弾塑性有限変位解析を実施した。その結果が図 5.5.7 であり、前述の CASE111 より応答値が小さくなりほぼ弾性範囲となった。したがって、CASE111 で塑性化した原因は、地震時の慣性力と断層変位の両方の影響を受けていると考えられる。



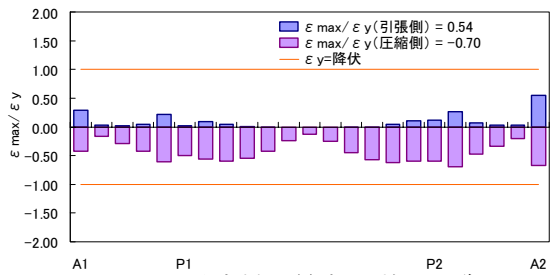
(a)下弦材の最大ひずみ一覧



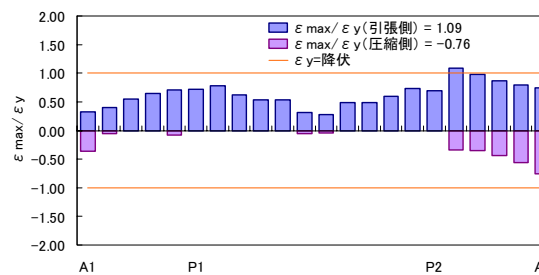
(a)下弦材の最大ひずみ一覧



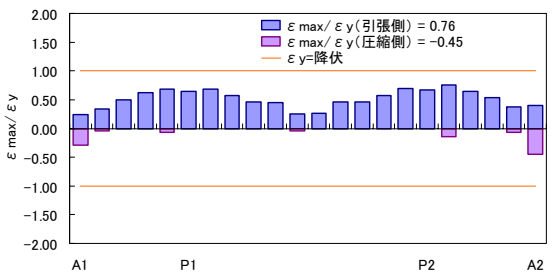
(b)垂直材の最大ひずみ一覧



(b)垂直材の最大ひずみ一覧



(c)斜材の最大ひずみ一覧



(c)斜材の最大ひずみ一覧

図 5.5.5 解析結果 (CASE111)

図 5.5.7 強制変位の静的解析結果

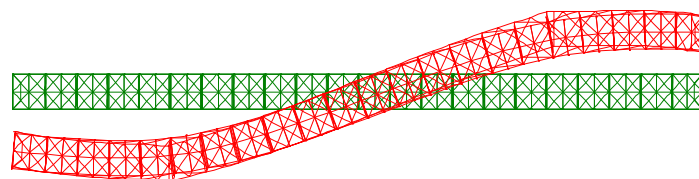


図 5.5.6 最大変位時の変形図 (表示変形倍率 50 倍)

(2) 横ずれ断層中央横断・伏在断層 (CASE121, CASE131)

表層地盤の厚さが 0.5km のときの伏在断層 (図 5.3.1(b), CASE121) における地表上の地震動変位波形を図 5.5.8 に示す。この図は、P1, P2 橋脚位置での地表の変位波形であり、瞬間的に最大で約 30cm 弱変形するが、ほとんど断層永久変位がないことがわかる。また、対象橋梁の入力となる地表の地震動加速度波形とその波形の加速度応答スペクトルを図 5.5.9 に示す。この図から、橋軸方向の応答加速度だけが増幅され最大で標準波形と同程度の約 2000gal にも達しているのがわかる。前述の地表断層の加速度応答スペクトル (図 5.5.4(b)) と比較して、表層地盤がある本 CASE121 の加速度応答スペクトル (橋軸方向成分) の方が増大していることもわかる。これは、断層破壊方向と表層地盤特性によるものであると考えられる。また、図 5.5.9(a) のように、地震動の繰り返し回数が少ないパルス的な波形は、理論的地震動作成方法の採用、硬い地盤条件および 1 層の表層地盤の設定によるものであり、震源断層近傍の地震動の特徴的な波形である⁹⁾。

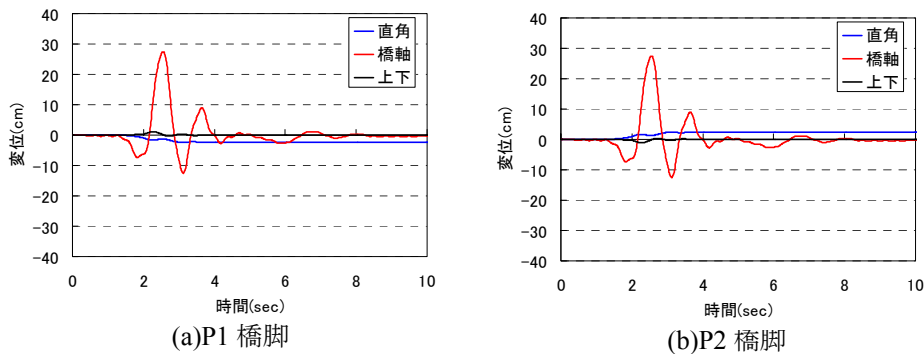


図 5.5.8 地震動変位波形 (CASE121)

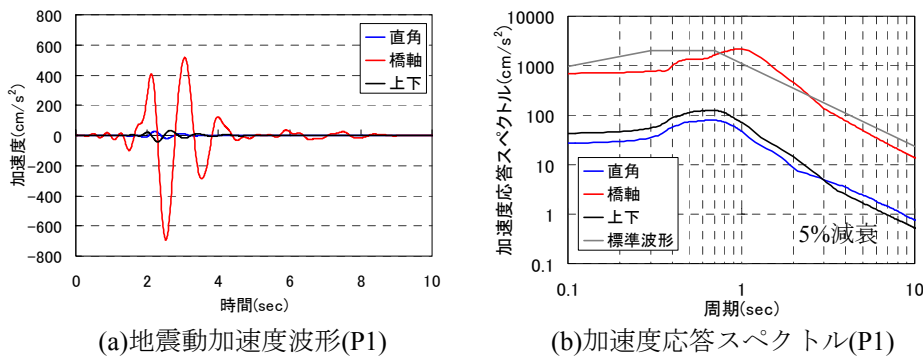


図 5.5.9 入力加速度波形 (CASE121)

これらの入力地震動による解析結果が、図 5.5.10 である。この図から、標準波形の橋軸方向の結果(図 5.4.3)とよく似ているのがわかる。このことから、伏在断層においては、断層が地表に出現するケースと異なり、本橋梁に対して断層変位による影響が小さくなり、地震時の慣性力が支配的になるといえる。なお、断層がさらに深くなった伏在断層(図 5.3.1(c), 表層地盤 1.5km の CASE131)の入力加速度波形を図 5.5.11 に示す。この図は図 5.5.9 と類似しており、このケースの解析結果は CASE121 と比較して部材塑性化の状況は変わらず多少応答が小さくなる程度であった。

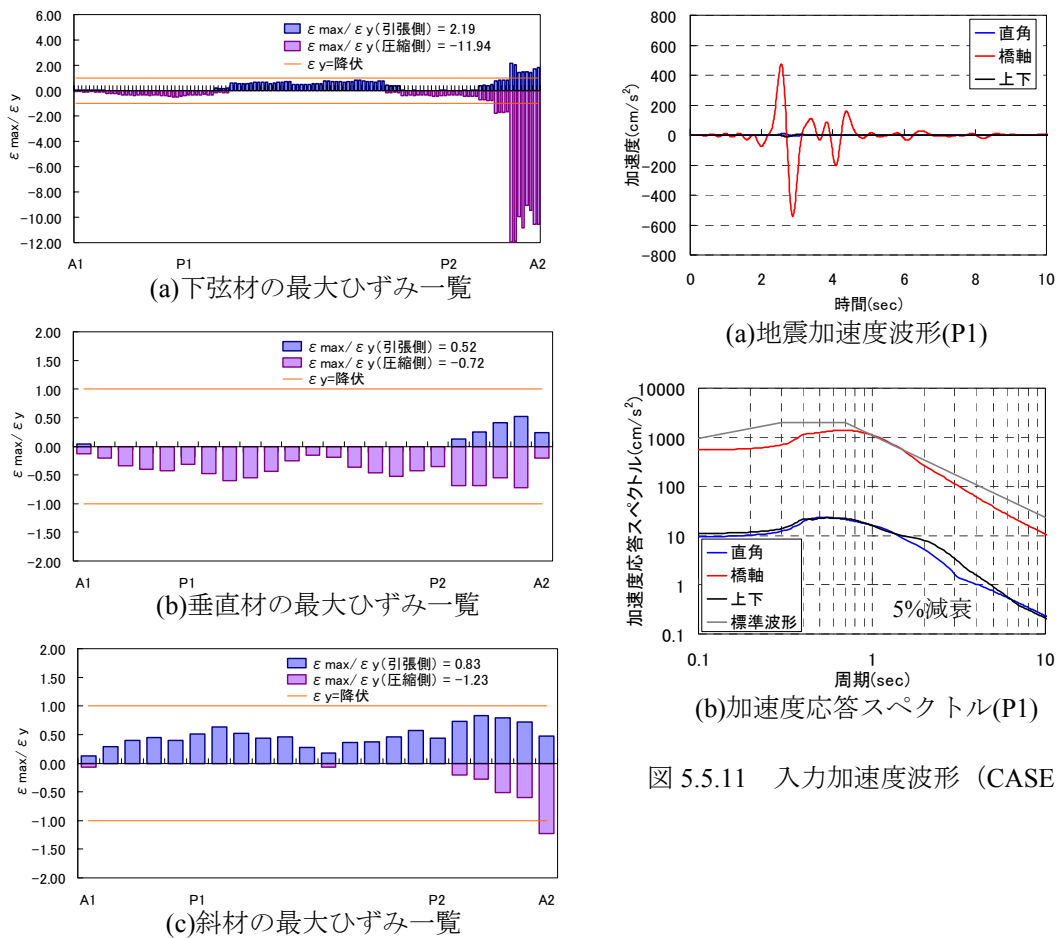


図 5.5.11 入力加速度波形 (CASE131)

図 5.5.10 解析結果 (CASE121)

(3) 横ずれ断層終端横断・地表断層 (CASE112)

P1, P2 橋脚位置での地震動変位波形を示すと、図 5.5.12 のようになる。この図から橋軸直角方向において橋脚 P1 と P2 がそれぞれ逆方向に約 17cm 移動していることがわかり、P1 と P2 の橋脚間で相対変位が約 35cm 程度となる。また、橋軸方向の断層永久変位が、CASE111 と異なり約 20cm

にも達している。ただし、その断層変位の方向が同一であるため、本橋梁に対しては影響が小さいといえる（対象橋梁に限れば影響は小さいが、隣接橋梁を含めた連続した橋梁として考えれば影響が出ることも十分に考えられる）。

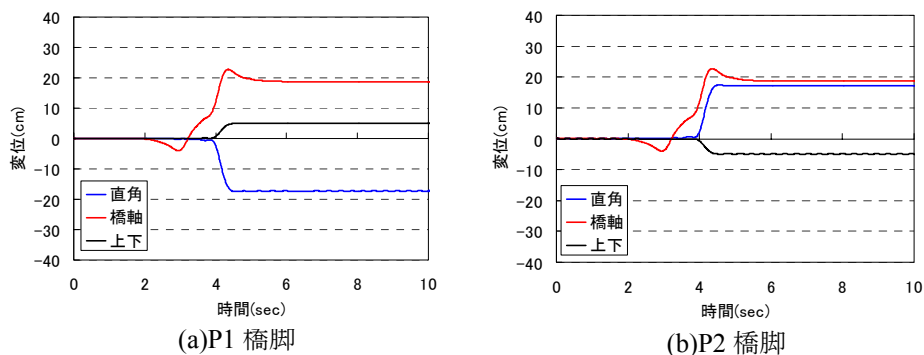


図 5.5.12 地震動変位波形 (CASE112)

さらに、鉛直方向の断層永久変位も約 5cm 発生し、P1 と P2 の橋脚間での相対変位が約 10cm 程度となる。このように橋梁が断層線の中央を横断する CASE111 と比べ、断層線の終端を横断する本ケースでは、橋脚、橋台の位置での地表地盤が 3 次元的に移動している^{4),11)}ことになり、横ずれ断層の断層線方向だけ移動しているのではないということがわかる。P1 橋脚位置での地震動加速度波形と加速度応答スペクトルを示すと、図 5.5.13 のようになる。同図(b)から、加速度応答スペクトルが橋軸方向および直角方向がほぼ同程度の値を示し、大きさが標準波形と比較して小さく、さらに CASE111 より小さくなっていることがわかる。

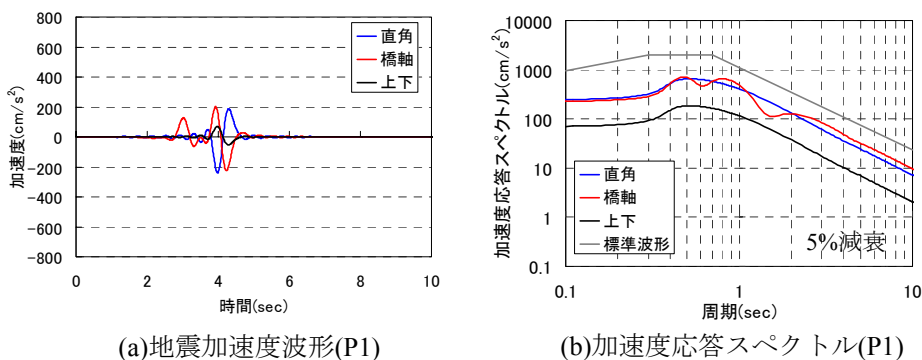


図 5.5.13 入力加速度波形 (CASE112)

これらの波形を用いて、地震応答解析した結果（下弦材）を図 5.5.14 に示す。この図から、下弦材の塑性化の状況は、断層中央横断・表層断層の CASE111 の結果と比較的傾向が似ているが、CASE111 より小さい応答となった。

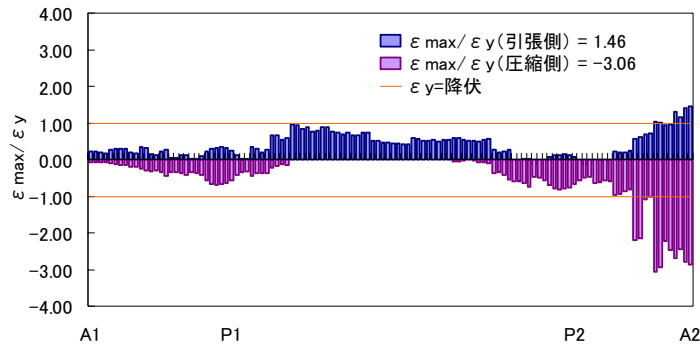
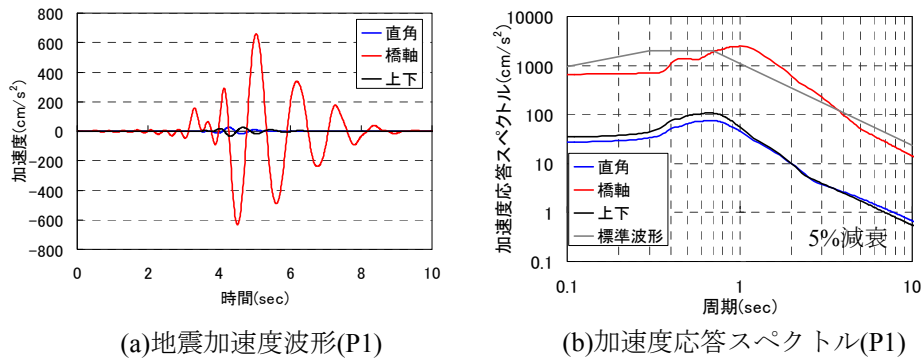


図 5.5.14 解析結果（下弦材の最大ひずみ一覧 CASE112）

(4) 横ずれ断層終端横断・伏在断層 (CASE122)

伏在断層（表層地盤厚 0.5km）の CASE122 の地震動加速度波形および加速度応答スペクトルを，図 5.5.15 に示す．断層中央横断の伏在断層（CASE121）と同様に，橋軸方向の応答加速度だけが増幅され最大で標準波形より大きくなり約 2500gal にも達しているのがわかる．



(a)地震加速度波形(P1)

(b)加速度応答スペクトル(P1)

これらの波形を用いて，地震応答解析した結果（下弦材）を図 5.5.16 に示す．下弦材の塑性化の状況は，CASE121 の結果と傾向がよく似て応答がさらに大きくなり，断層を横断するケースの中で，地震時の慣性力による損傷が最も進んだケースとなった．

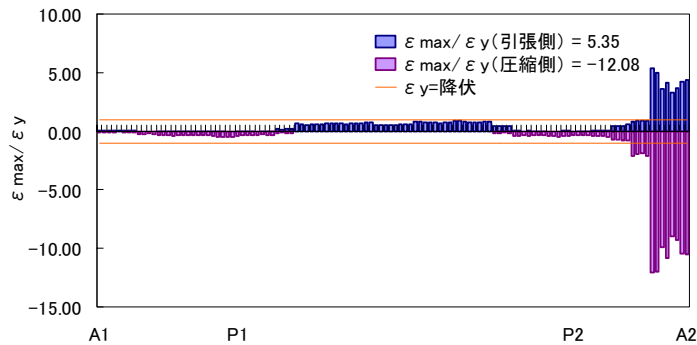


図 5.5.16 解析結果（下弦材の最大ひずみ一覧 CASE122）

なお、断層がより深くなった伏在断層（表層地盤厚 1.5km の CASE132）の結果については、入力加速度および解析結果は、CASE122 の傾向と似ているが応答は多少小さくなった。

(5) 横ずれ断層並行・地表断層 (CASE113)

断層の終端部で断層線から 100m 離れて平行に本橋梁を配置する CASE113 において、P1、P2 橋脚位置での地震動変位波形を示すと、図 5.5.17 のようになる。この図から、本ケースが断層に平行であることから、予想通り各橋脚で 3 成分すべてほぼ同様に地表地盤が移動しているのがわかる。このような地盤の動きでは、本橋梁に対して断層変位の影響は少ないといえる。ただし、CASE112 で述べたように隣接橋梁を含めた連続した橋梁として考えれば、本ケースも影響が出ることが十分に考えられる。

P1 橋脚位置での地震動加速度波形と加速度応答スペクトルを示すと、図 5.5.18 のようになる。同図(b)から、加速度応答スペクトルが橋軸方向および直角方向がほぼ同程度の値を示し、大きさが標準波形と比較して半分程度に小さくなっていることがわかる。

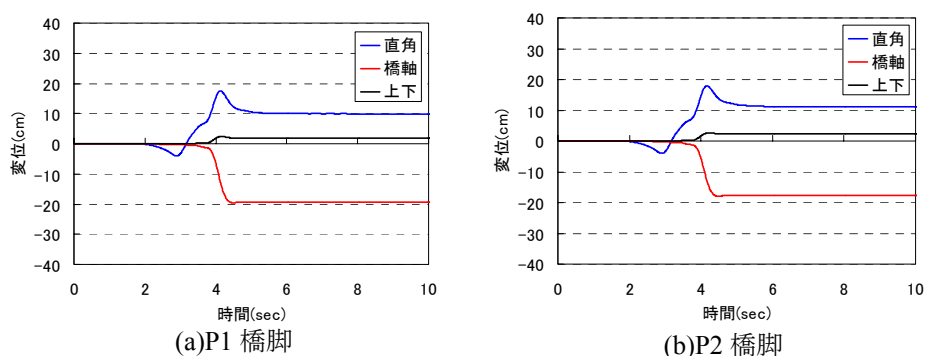


図 5.5.17 地震動変位波形 (CASE113)

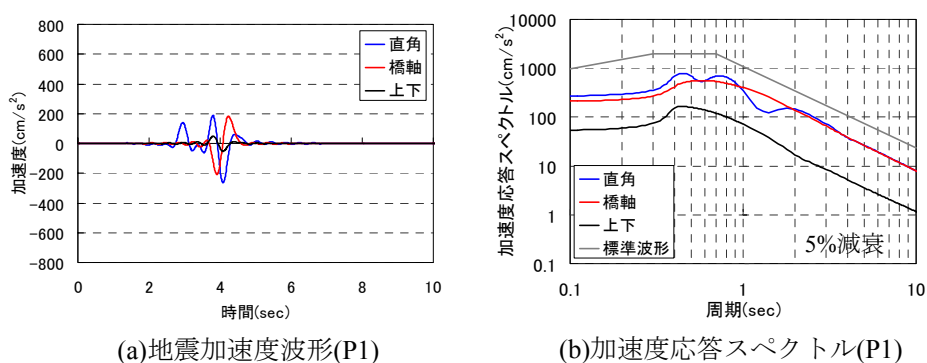


図 5.5.18 入力加速度波形 (CASE113)

これらの波形を用いて、地震応答解析した結果を図 5.5.19 に示す。本ケースでは断層変位の影響はなく、橋軸方向および直角方向の同時 2 方向加震と同じと考えられ、この図から、標準波形の橋軸方向の結果（図 5.4.3）と直角方向の結果（図 5.4.4）を合成したような結果となっていることがわかる。

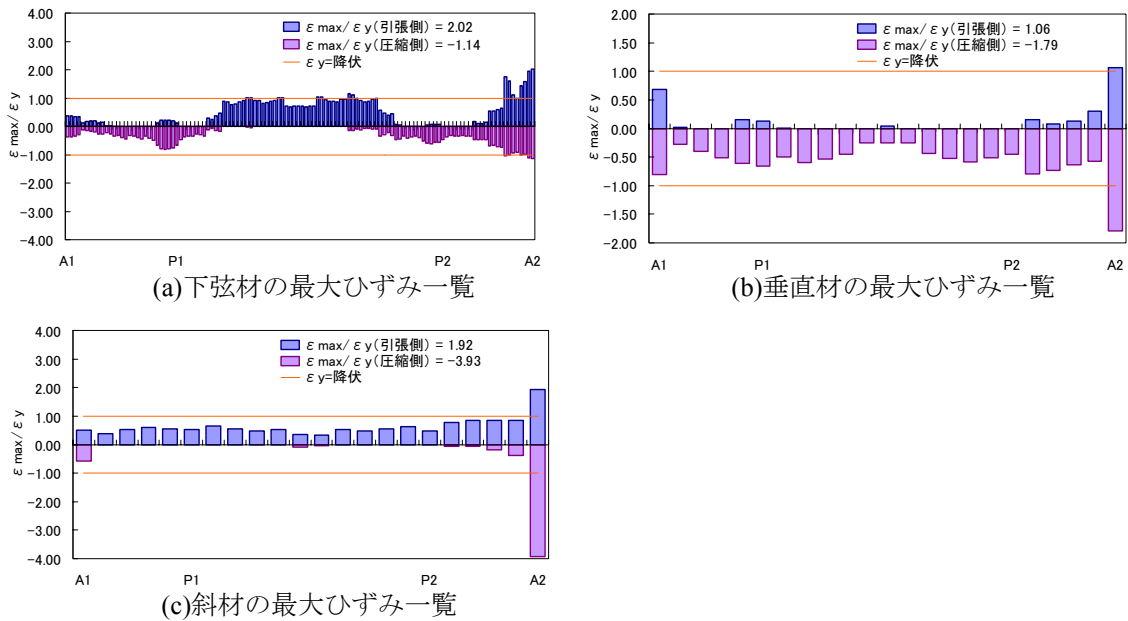


図 5.5.19 解析結果 (CASE113)

(6) 横ずれ断層並行・伏在断層 (CASE123)

伏在断層（表層地盤厚 0.5km）の CASE123 の地震動加速度波形および加速度応答スペクトルを、図 5.5.20 に示す。この図から、断層を横断する伏在断層と異なり、橋軸直角方向の応答加速度が増幅され最大で標準波形より大きくなり約 2400gal にも達しているのがわかる。

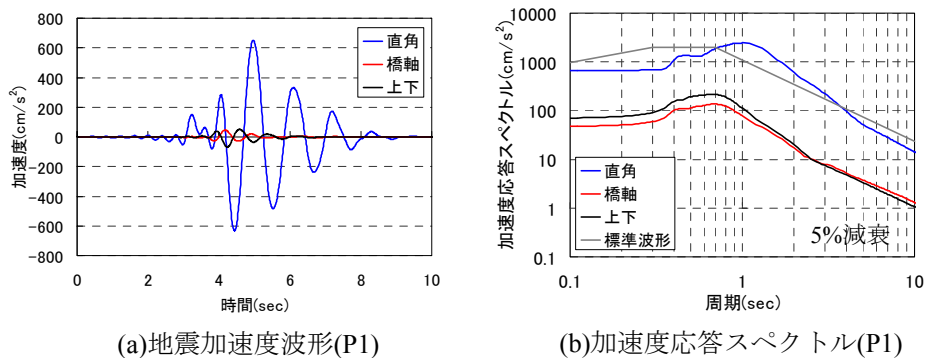


図 5.5.20 入力加速度波形 (CASE123)

これらの波形を用いて、地震応答解析した結果を図 5.5.21 に示すが、部材の塑性化の状況は、標準波形の橋軸直角方向の結果（図 5.4.4）と傾向がよく似て応答がさらに大きくなった。このケースが、全ケースの中で損傷が最も進んだケースとなり、対象橋梁は崩壊すると考えられる。

なお、断層がより深くなった伏在断層（表層地盤 1.5km の CASE133）の結果については、入力加速度および解析結果は、CASE123 の傾向とよく似ているが応答は多少小さくなった。

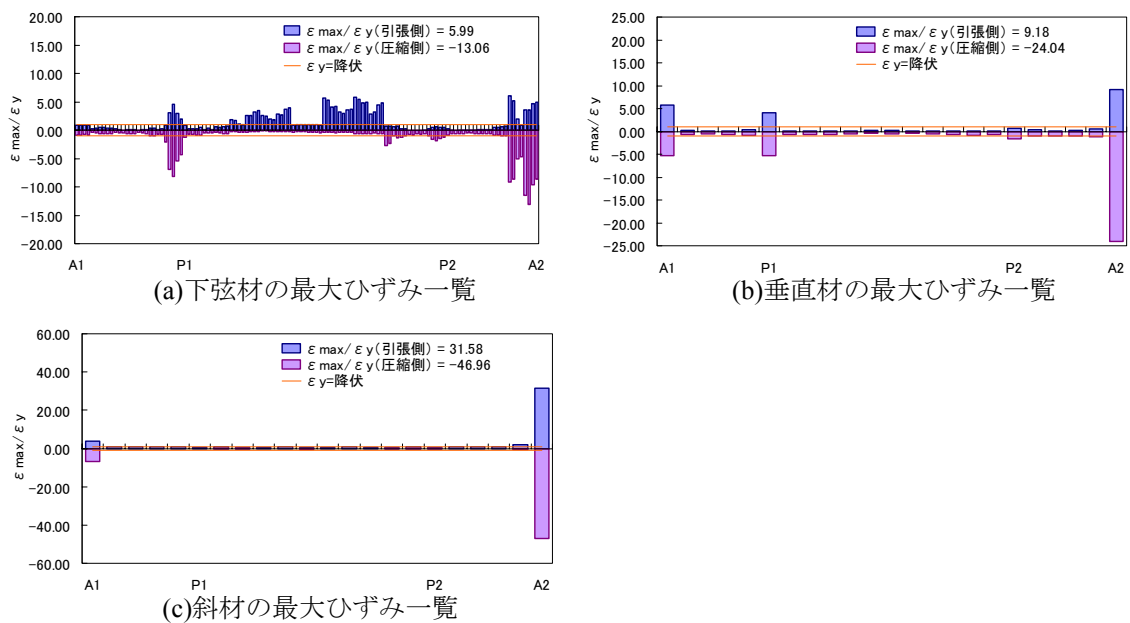


図 5.5.21 解析結果（CASE123）

(7) 横ずれ断層永久変位の整理

断層中央横断、断層終端横断、および断層並行の 3 ケースについて、断層永久変位を整理すると、図 5.5.22 のようになる。

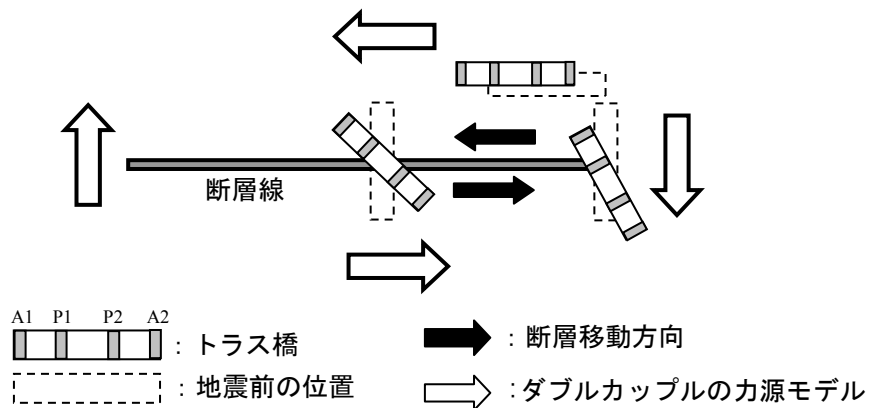


図 5.5.22 各橋梁位置での断層永久変位(概略)

この図から、地震後のおおよそのトラス橋の挙動として、断層中央横断のケースが左回りの回転をし、断層並行のケースが左斜め上に平行移動しているのがわかり、断層のずれる方向から予想できる。これに対して、断層終端横断のケースは、回転しながら平行移動する結果となり複雑な挙動となることがわかる。その回転量は、断層中央横断のケースと比べ多少小さく橋梁本体に与える影響は小さくなるが、断層のずれる方向とほぼ直角方向に移動するため、隣接橋梁を含めて考えれば影響が大きいと考えられる。断層周辺の挙動としては、全体として偶力を持たないダブルカップルの力源モデルの傾向が現れている。

このように、断層永久変位によるトラス橋への影響は断層を横断するケースが大きいですが、断層を横断する位置（本検討では中央横断と終端横断）によって異なり、特に終端横断の場合が複雑であるので、耐震設計において注意が必要であるといえる。

なお、加速度応答スペクトルは、表層地盤があるケースで大きく、断層平行成分に比べ断層直交成分が大きくなる。

5.6 逆断層近傍の応答解析

5.6.1 解析条件

(1) 逆断層と対象橋梁の位置関係および検討ケース

逆断層と対象橋梁の位置関係を、図 5.6.1 に示す。震源断層近傍の永久変位を含む地震動の場所的な違いは大きく、断層破壊開始点（同図の断層下端）から断層破壊が進む方向の断層上端の中央部の鉛直地震動が最も大きくなり、Y 軸方向の水平地震動も大きくなる。断層中央部から左右の地震動は対称的となり、断層の右端と左端にかけて徐々に小さくなる傾向があることがわかっている¹¹⁾。

そこで本研究では、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 5.6.1 内①）を「断層中央横断」、断層の終端部を横断するケース（図 5.6.1 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 離れて平行に配置するケース（図 5.6.1 内③）を「断層並行」と呼ぶことにする。検討ケースとしては、図 5.3.2 で示した 3 種類の断層・地盤モデルと図 5.6.1 で示した逆断層に対する橋梁の配置の 3 ケースを組合せて、表 5.6.1 のような 9 ケースとなる。

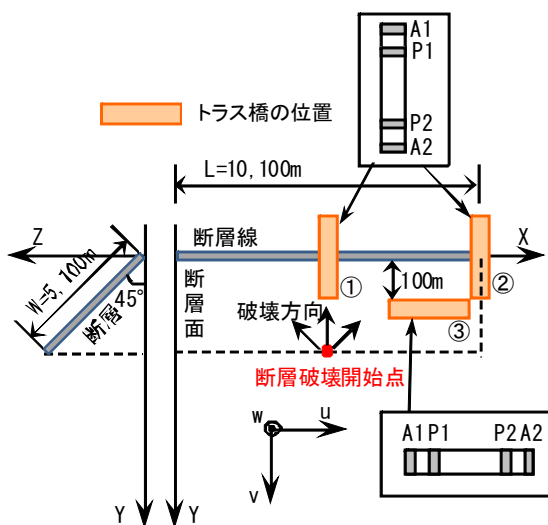


図 5.6.1 逆断層と対象橋梁の位置関係

表 5.6.1 逆断層の検討ケース一覧

		断層中央 横断①	断層終端 横断②	断層 並行③
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

(2) 地震動の作用方法

本橋梁に対して、断層永久変位を含む地震動加速度波形を橋台 A1, A2 および橋脚 P1, P2 の下端から作用させる。その地震動は、5.3 節の方法で作成した地表面での波形であり、図 5.6.1 で示した各橋梁の配置における橋台、橋脚の位置での波形となり、図 5.2.1 に示すように P1 と P2 橋脚の水平距離 90m に対し高低差は 8.4m であるので、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、橋台と橋脚の下端にそれぞれ異なる波形を作用させることになる (図 5.6.2)。

なお、震源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、逆断層の回転成分の影響に関しては今後の課題とし、逆断層による鉛直地震動の影響を調べることを目的とするため、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。

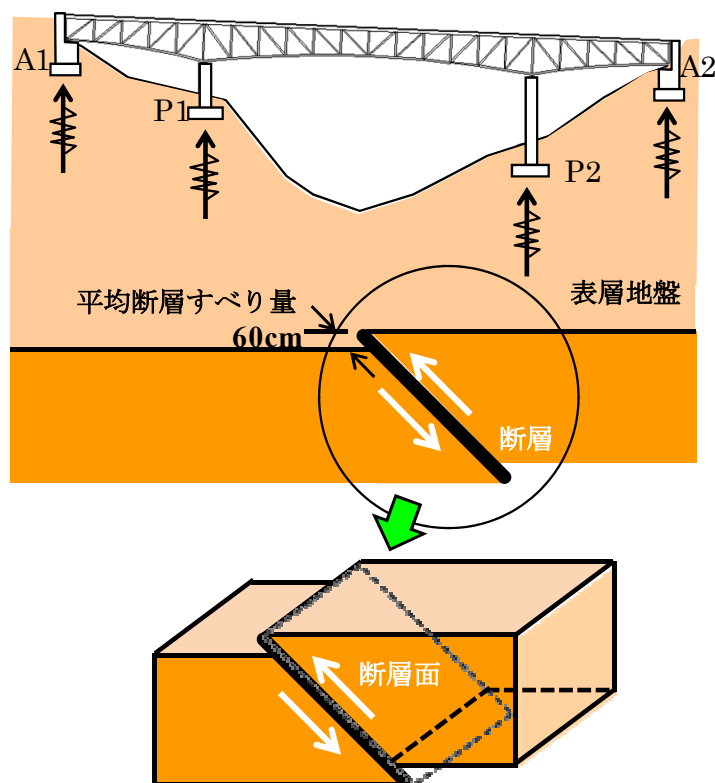


図 5.6.2 入力地震動の条件

5.6.2 解析結果および考察

(1) 逆断層中央横断・地表断層 (CASE211)

5.3 節の方法で作成した橋脚および橋台位置での地震動変位波形を示すと、図 5.6.3 のようになる。この図から橋軸方向と鉛直方向において橋脚 P1 と P2 がそれぞれ逆方向に移動していることがわかり、橋軸方向に対しては、P1 と P2 の橋脚間で近づく方向へ相対変位が約 44cm (P1 : +31cm, P2 : -13cm) になる。鉛直方向に対しては、P1 と P2 の橋脚間で離れる方向へ相対変位が約 50cm (P1 : -13cm, P2 : +37cm) になる。橋台 A1 と A2 の方は、断層線から離れる分、橋脚の地震動変位波形より僅かに小さくなっている。また、橋軸直角方向については、逆断層から容易に予想できるように断層永久変位が非常に小さい結果となった。ここで、P2, A2 は逆断層の上盤に位置し、下盤に位置する A1, P1 の変位波形よりも大きいのが特徴である。

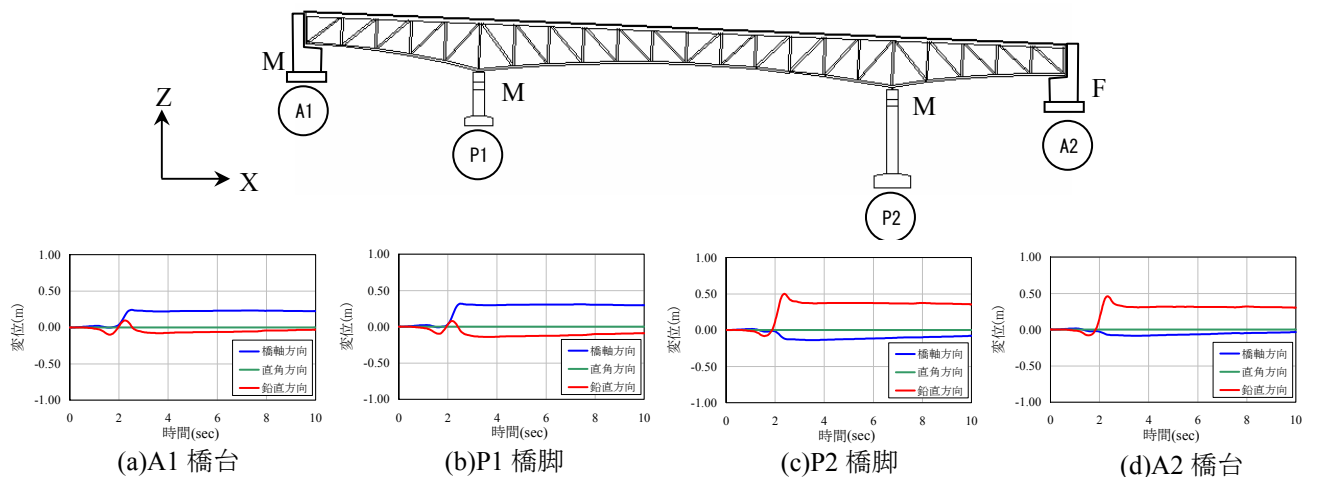


図 5.6.3 地震動変位波形 (CASE211)

各位置での入力加速度の加速度応答スペクトル (5%減衰) を示すと、図 5.6.4 のようになる (橋軸直角方向の加速度応答スペクトルは小さいので図の範囲に入っていない)。

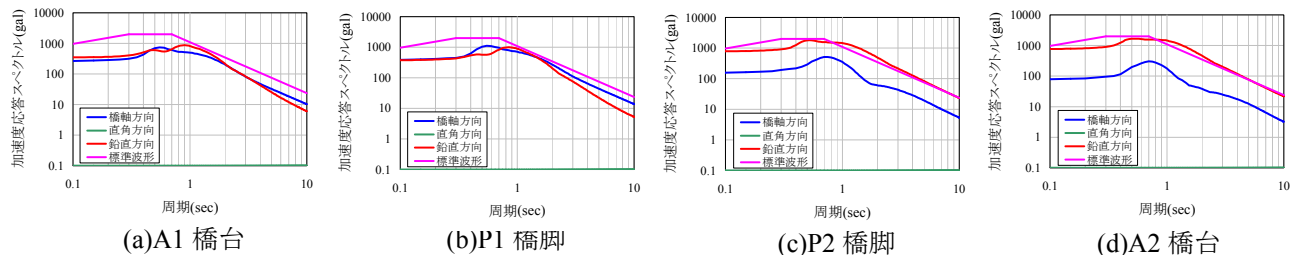


図 5.6.4 加速度応答スペクトル (5%減衰) (CASE211)

この図から、断層線を境界に A1 と P1 は橋軸方向および鉛直方向がほぼ同程度の加速度応答スペクトルを示すが、P2 と A2 は鉛直方向のみが大きくなっているのがわかる。対象橋梁の固有周期（橋軸方向:0.40 秒，直角方向:0.76 秒，鉛直方向:0.61 秒）近辺での加速度応答スペクトルの大きさについては、P2 と A2 の鉛直方向が道示の水平方向の標準波形と同レベルまで達する。

これらの地盤応答波形を用いて、地震応答解析した結果を図 5.6.5 に示す。まず、この図から、P2 付近の下弦材が大きく損傷することがわかり、対象橋梁は標準波形と同様に崩壊する可能性があるといえる。また、下弦材の塑性化の状況は標準波形の結果（図 5.4.5）と傾向が大きく異なり、A2 橋台側が塑性化しなくなったこと、および P1 橋脚付近の引張ひずみと P2 橋脚付近の圧縮ひずみが大きくなり、塑性化するようになったことがわかる。ただし、P1 橋脚付近の発生ひずみは大きいものの、引張ひずみであるため、局部座屈などの問題はない。このように標準波形入力の場合と異なった理由は、慣性力と断層永久変位の影響が挙げられる。まず、A2 橋台側の下弦材が塑性化しなくなった理由は、図 5.6.4 の固定支点である A2 橋台における橋軸方向加速度応答スペクトルが標準波形の 1/10 程度に低下したためと考えられる。

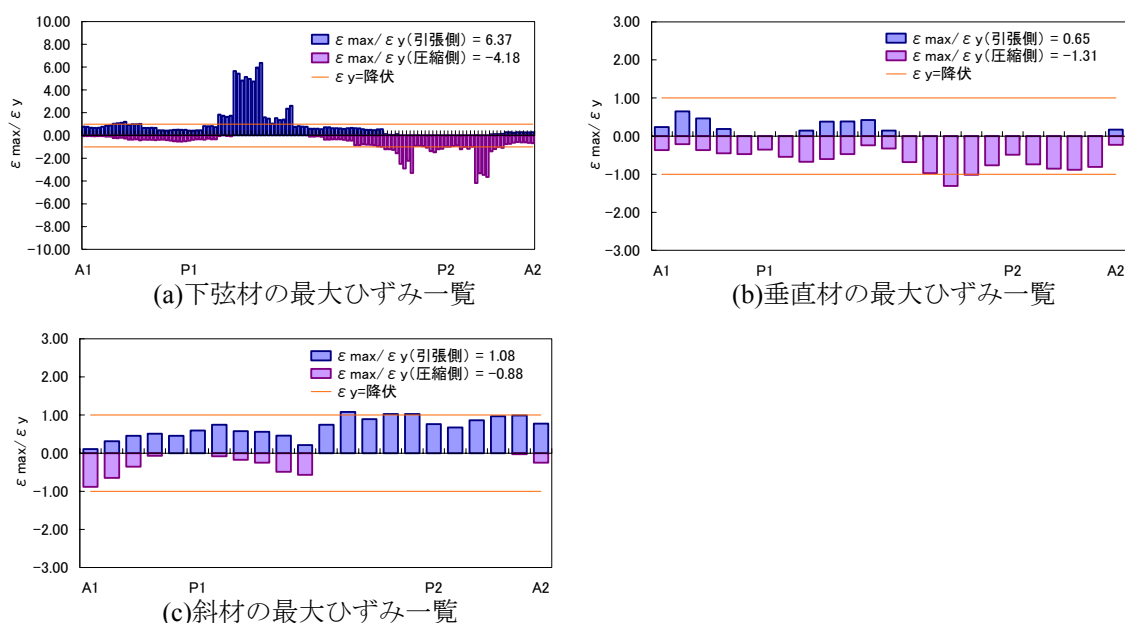


図 5.6.5 解析結果 (CASE211)

次に、P1 橋脚付近の引張ひずみと P2 橋脚付近の圧縮ひずみが大きくなった理由としては、P1 橋脚と P2 橋脚の鉛直方向相対変位が大きくなったためであり、逆断層の上盤に位置する P2 橋脚が鉛直上方向に大きく変位する。図 5.6.6 に対象橋梁の最大変位時の変形図を示し、トラス橋を突き上げている状況が理解できる。

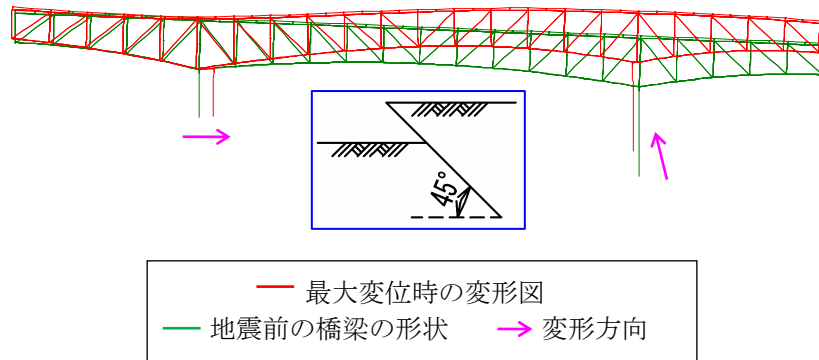


図 5.6.6 最大変位時の変形図 (CASE211)
(表示変形倍率 10 倍)

そこで、入力地震動に含まれる断層永久変位の影響を確認するため、断層永久変位の 3 成分の変位量だけ、強制変位として与える静的弾塑性有限変位解析を実施した。その結果が図 5.6.7 であり、前述の CASE211 より応答が小さいものの、ひずみ分布の傾向が同じとなった。したがって、CASE211 の応答は断層鉛直変位の影響が大きく、さらに地震時の慣性力により増加したものと考えられる。

また、標準波形 (橋軸+鉛直方向) の結果 (図 5.4.5) では、鉛直地震動の影響は小さかったが、本検討ケースでは、鉛直成分の影響は大きいといえる。

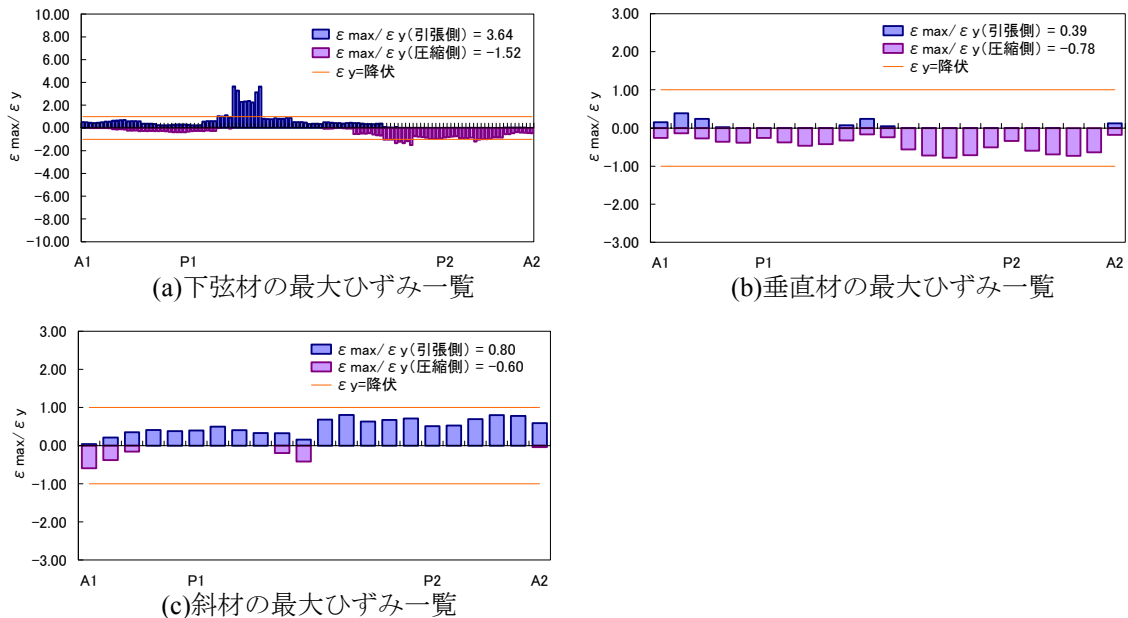


図 5.6.7 強制変位の静的解析結果

(2) 逆断層中央横断・伏在断層 (CASE221, CASE231)

表層地盤の厚さが 0.5km のときの伏在断層 (図 5.3.2(b), CASE221) における地表の地震動変位波形を図 5.6.8 に示す。この図は、P1, P2 橋脚位置での地表の変位波形であり、CASE211 と比較すると鉛直方向に最大で約 70cm 弱と大きく変形するが、断層永久変位自体は小さいことと、P1, P2 橋脚の断層永久変位が同じ方向であることがわかる。また、対象橋梁の入力となる地表の地震動加速度波形とその波形の加速度応答スペクトルを図 5.6.9 に示す。この図から、橋軸方向と鉛直方向の応答加速度が増幅され、鉛直方向の加速度応答スペクトル (図 5.6.9(b)) については最大で標準波形を上回る 2500gal にも達しているのがわかる。このケースが、全ケースの中で損傷が最も進んだケースと考えられる。前述の地表断層の加速度応答スペクトル (図 5.6.4(b)) と比較して、厚さ 0.5km の表層地盤がある CASE221 の加速度応答スペクトル (橋軸方向、鉛直方向成分) の方が増大していることもわかる。これは、断層破壊方向と表層地盤特性によるものであると考えられる。また、図 5.6.9(a) に示す、地震動の繰り返し回数が少ないパルス的な波形は、震源断層近傍の地震動の特徴的な波形である⁹⁾。

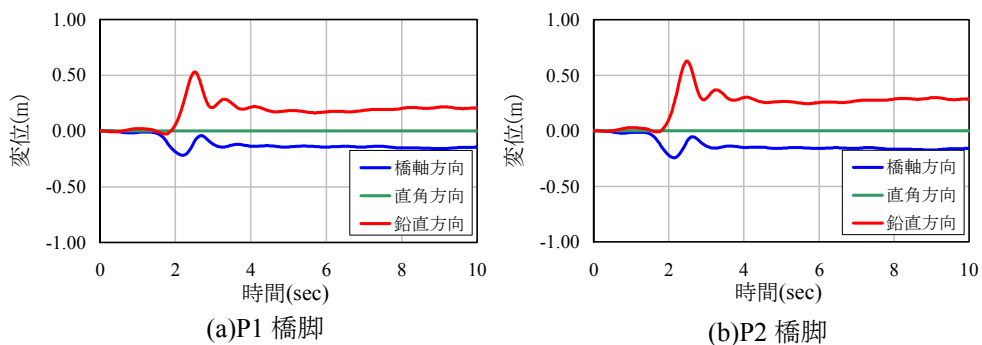


図 5.6.8 地震動変位波形 (CASE221)

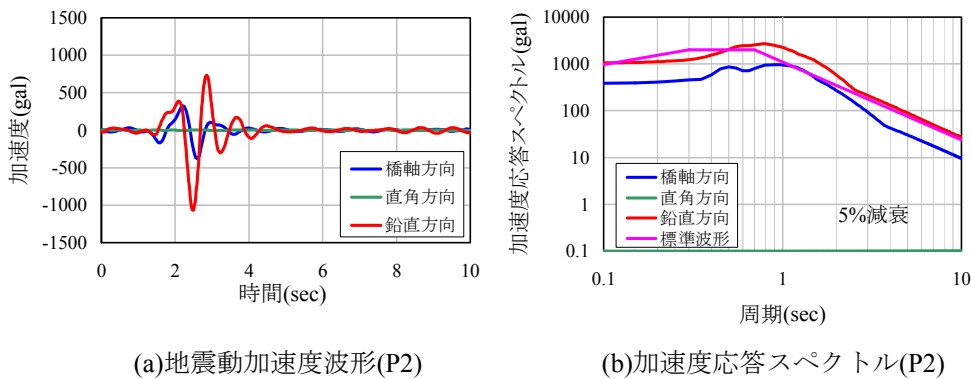


図 5.6.9 入力加速度波形 (CASE221)

これらの入力地震動による解析結果が、図 5.6.10 である。この図から、標準波形の橋軸方向の結果（図 5.6.3）と傾向は似ているものの、固定支点である A2 橋台側の応答が小さくなり、中央支間（P1～P2）の応答が大きくなるのがわかる。固定支点である A2 橋台側の応答が小さくなった理由としては、橋軸方向の慣性力が低下したためであり、加速度応答スペクトルの違いから説明できる。また、中央支間（P1～P2）の応答が大きくなった理由としては、鉛直方向の加速度応答スペクトルの違いで説明でき、中央支間（P1～P2）の下弦材については、死荷重状態が引張であり、鉛直地震動による繰り返しにより、引張側のみ卓越したものと考えられる。なお、中央支間の下弦材中央部の応答が低いのは、材質が異なるからである（図 5.2.1）。図 5.6.11 に最大変位時の対象橋梁の変形図を示す。

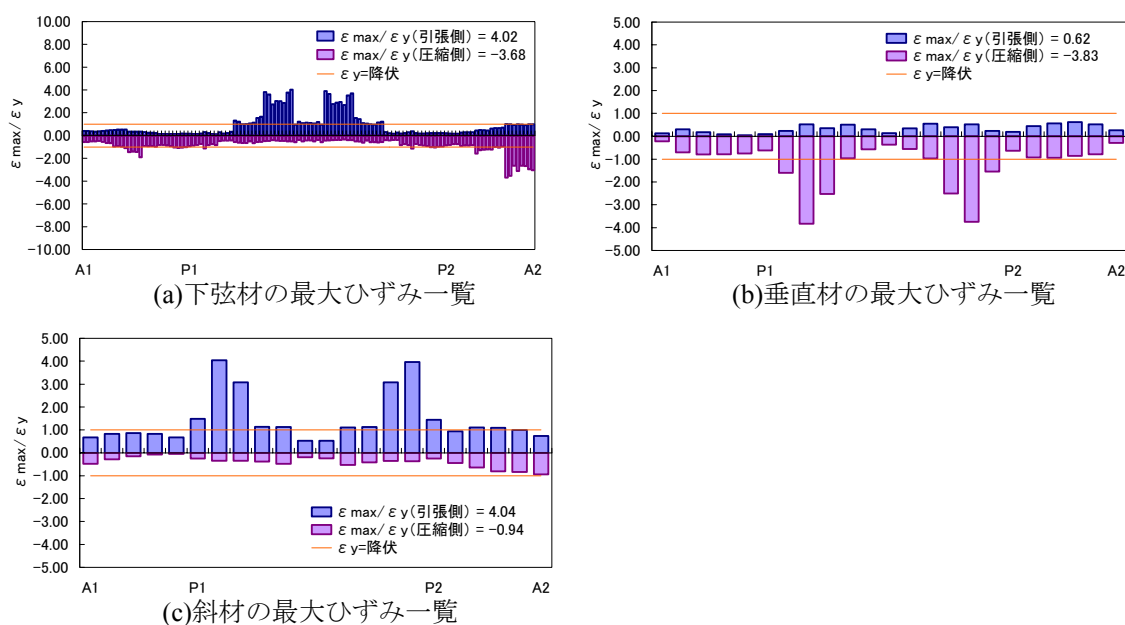


図 5.6.10 解析結果 (CASE221)

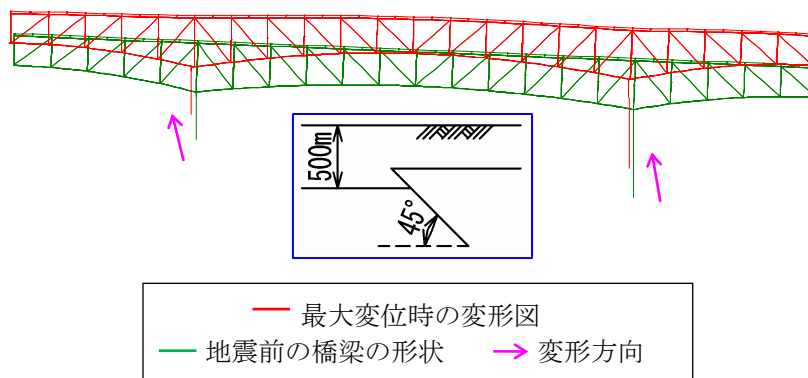


図 5.6.11 最大変位時の変形図 (CASE221)

(表示変形倍率 10 倍)

この図からわかるように、伏在断層においては、断層が地表に出現するケースと異なり、本橋梁に対して断層永久変位による影響が小さくなり、鉛直方向の加速度応答スペクトルが全てのケース中最大であることから、地震時の慣性力が支配的になるといえる。

なお、断層がさらに深くなった伏在断層（図 5.3.2(c), 表層地盤 1.5km の CASE231）の入力加速度波形を図 5.6.12 に、最大変位時の対象橋梁の変形図を図 5.6.13 に示す。この波形に対する解析結果は、図 5.6.9 と比較して鉛直方向の加速度応答スペクトルが小さくなったため、CASE221 と比較して中央支間（P1～P2）の下弦材の引張ひずみが極端に小さくなり、全体的に応答が小さくなる傾向であった。また、最大変位時の対象橋梁の変形図については、最大鉛直変位量はともに 50cm 程度と大差がないため、CASE221（図 5.6.11）の変形図とほぼ同様である。

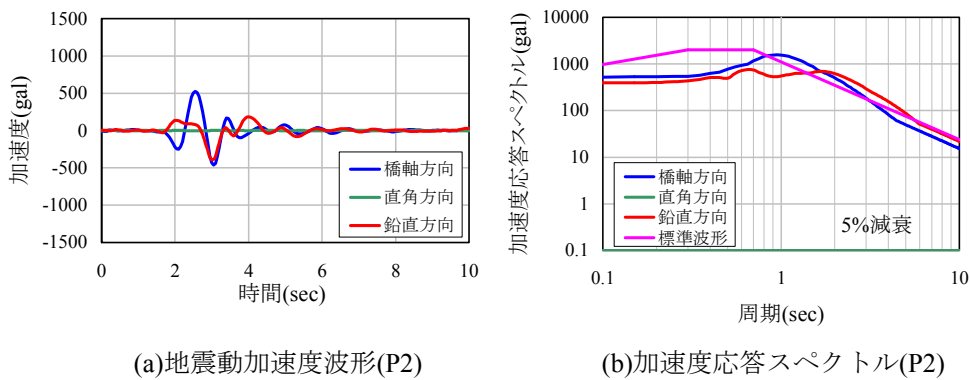


図 5.6.12 入力加速度波形（CASE231）

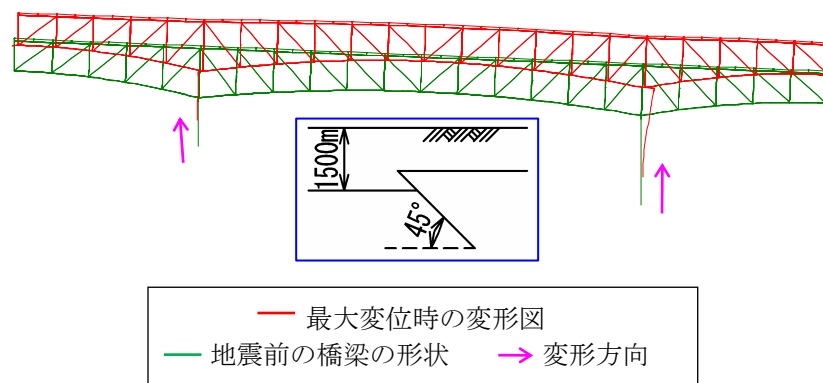


図 5.6.13 最大変位時の変形図（CASE231）
（表示変形倍率 10 倍）

(3) 逆断層終端横断・地表断層 (CASE212)

P1, P2 橋脚位置での地震動変位波形を示すと、図 5.6.14 のようになる。この図から橋軸方向において橋脚 P1 と P2 がそれぞれ逆方向に 12cm 程度移動していることがわかる。また、P1 橋脚位置では直角方向および鉛直方向の断層永久変位がほとんど確認されないのに対し、P2 橋脚位置では直角方向に 16cm 程度、鉛直方向に 19cm 程度生じていることが確認できる。このように橋梁が断層線の中央を横断する CASE211 と比べ、断層線の終端を横断する本ケースでは、橋脚、橋台の位置での表層地盤が 3 次的に移動していることになり、橋軸直角方向成分も生じていることがわかる。

P2 橋脚位置での地震動加速度波形と加速度応答スペクトルを示すと、図 5.6.15 のようになる。同図(b)から、標準波形と比較して小さいものの、鉛直方向の加速度応答スペクトルが 1000gal 程度となり、橋軸直角方向の加速度応答スペクトルが橋軸方向を上回ることがわかる。これらの波形を用いて、地震応答解析した結果(下弦材)を図 5.6.16 に示す。この図から、下弦材の塑性化の状況は、断層中央横断の表層断層の CASE211 の結果と比較的傾向が似ているが、CASE211 より小さい応答となった。

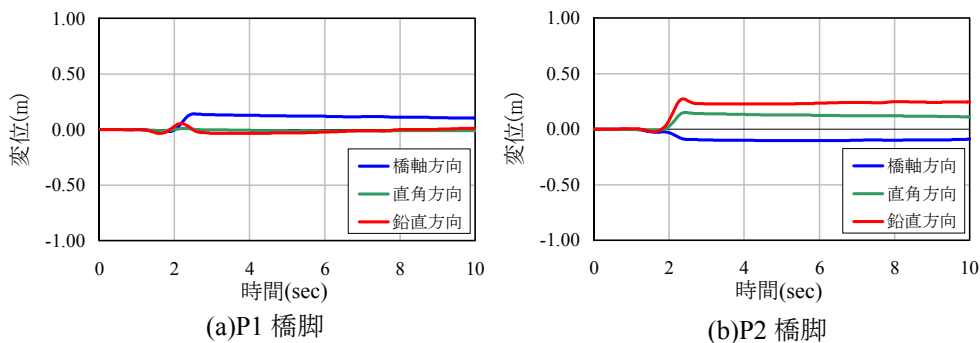


図 5.6.14 地震動変位波形 (CASE212)

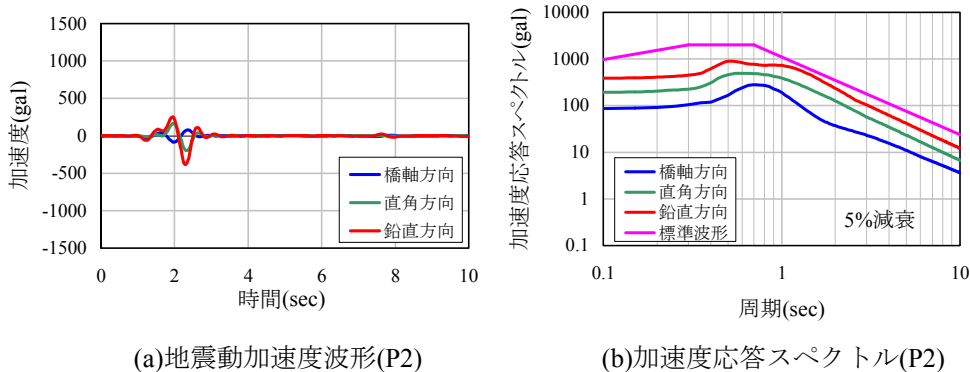


図 5.6.15 入力加速度波形 (CASE212)

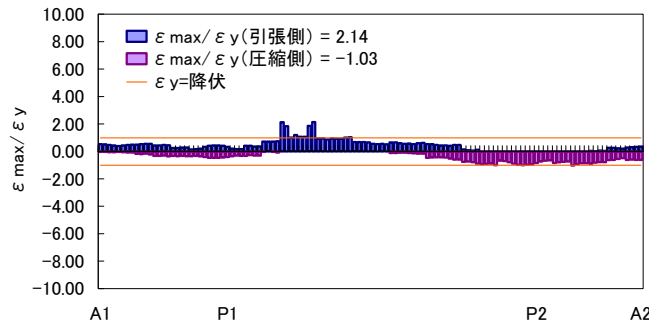
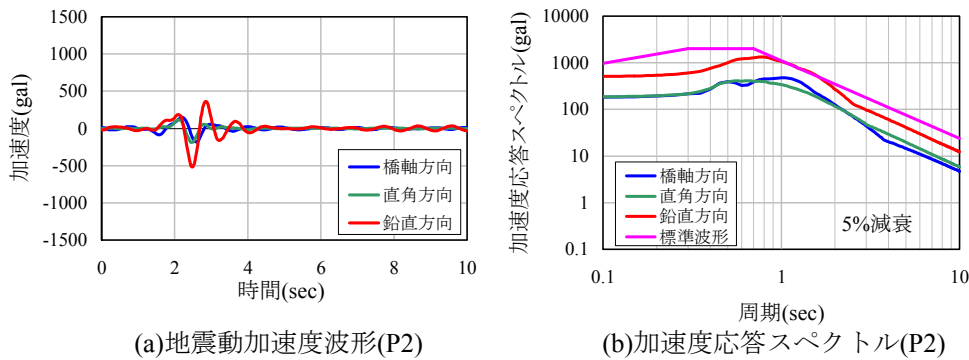


図 5.6.16 解析結果（下弦材の最大ひずみ一覧 CASE212）

(4) 逆断層終端横断・伏在断層（CASE222）

伏在断層（表層地盤厚 0.5km）の CASE222 の地震動加速度波形および加速度応答スペクトルを、図 5.6.17 に示す。断層終端横断の地表断層(CASE212)と同様に橋軸直角方向の応答加速度が確認され、断層中央横断の伏在断層(CASE221)に比べて応答加速度は小さくなるものの、全成分に対して増幅されているのがわかる。

これらの波形を用いて、地震応答解析した結果（下弦材）を図 5.6.18 に示す。下弦材の塑性化の状況は、CASE221 の結果と傾向がよく似ているものの、応答は小さくなった。なお、断層がより深くなった伏在断層（表層地盤厚 1.5km の CASE232）の結果については、入力加速度および解析結果は、CASE222 の傾向と似ているが応答は小さくなり、全ての部材が弾性域となった。



(a)地震動加速度波形(P2)

(b)加速度応答スペクトル(P2)

図 5.6.17 入力加速度波形（CASE222）

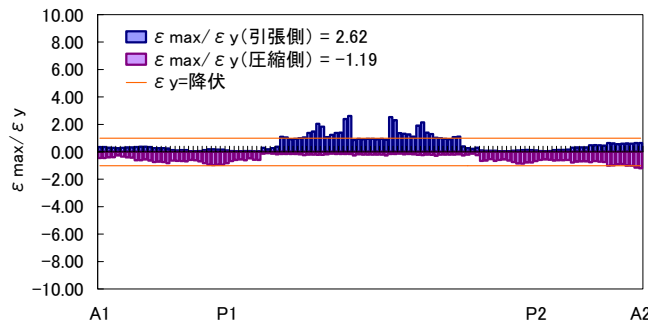


図 5.6.18 解析結果（下弦材の最大ひずみ一覧 CASE222）

(5) 逆断層並行・地表断層 (CASE213)

断層の終端部で断層線から 100m 離れて平行に本橋梁を配置する CASE213 において、P1, P2 橋脚位置での地震動変位波形は、図 5.6.19 のようになる。この図から、本ケースが断層に平行であることから、予想通り各橋脚で 3 成分すべてほぼ同様に地盤が移動しているのがわかる。このような地盤の動きでは、本橋梁に対して断層永久変位の影響は少ないといえる。

P2 橋脚位置での地震動加速度波形と加速度応答スペクトルを示すと、図 5.6.20 のようになる。同図(b)から、標準波形と比較して小さいものの、CASE212 の加速度応答スペクトルと比べると橋軸方向と橋軸直角方向の大小が逆転していることがわかる。

これらの波形を用いて、地震応答解析した結果（下弦材）を図 5.6.21 に示す。本ケースでは断層永久変位の影響はなく、CASE222 の伏在断層（表層地盤厚 0.5km）の結果と傾向が似ていることがわかる。

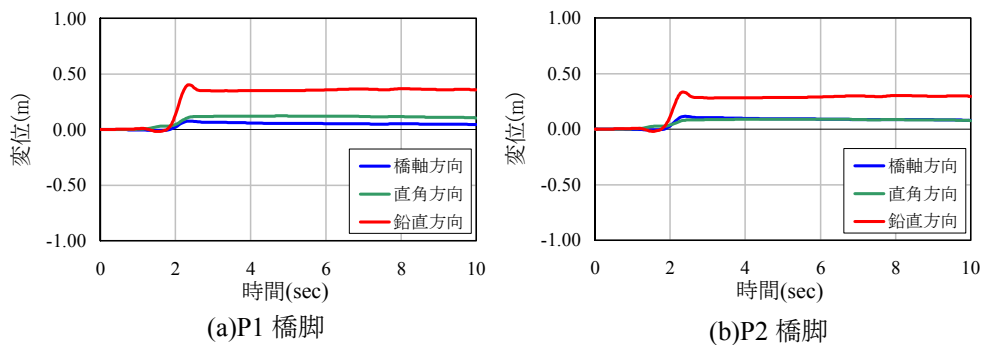


図 5.6.19 地震動変位波形 (CASE213)

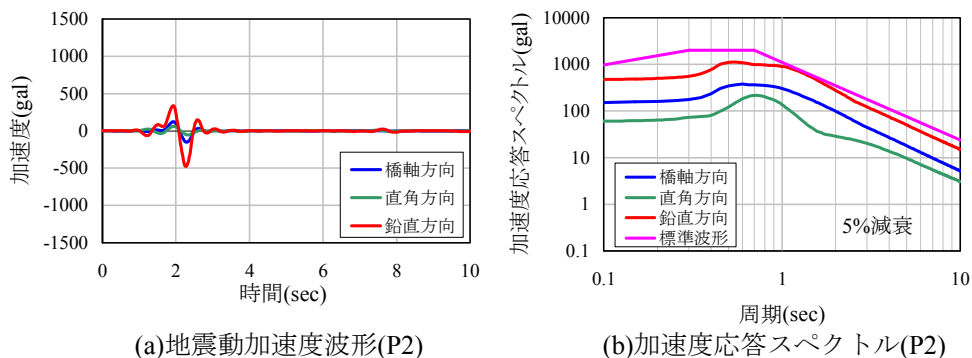


図 5.6.20 入力加速度波形 (CASE213)

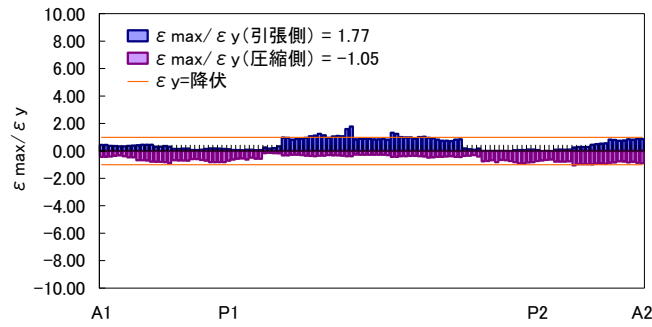


図 5.6.21 解析結果（下弦材の最大ひずみ一覧 CASE213）

(6) 逆断層並行・伏在断層 (CASE223, CASE233)

伏在断層（表層地盤厚 0.5km）の CASE223 の地震動加速度波形および加速度応答スペクトルを、図 5.6.22 に示す。この図から、断層を横断する伏在断層の場合(CASE221)と異なり、橋軸方向と橋軸直角方向の加速度応答スペクトルが同等となることがわかる。これらの波形を用いて、地震応答解析した結果（下弦材）を図 5.6.23 に示すが、下弦材の塑性化の状況は、断層を横断する伏在断層の結果（図 5.6.10）と傾向は似ているものの、固定支点である A2 橋台側の応答が小さくなることわかる。A2 橋台側の応答が小さくなった理由としては、橋軸方向の慣性力が低下したためであり、加速度応答スペクトルの違いから説明できる。

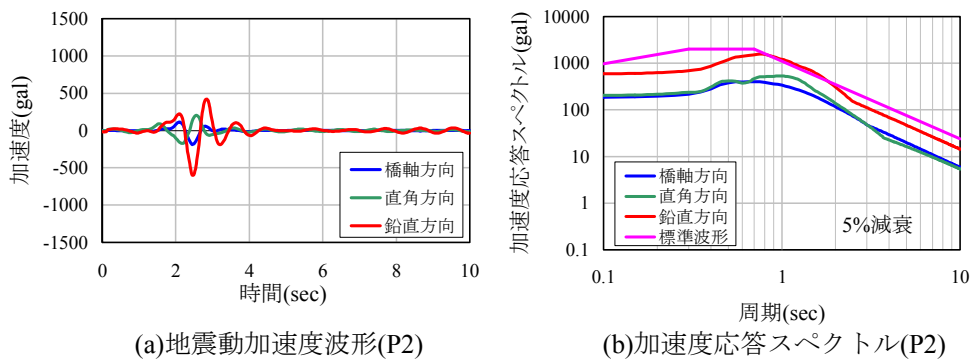


図 5.6.22 入力加速度波形（CASE223）

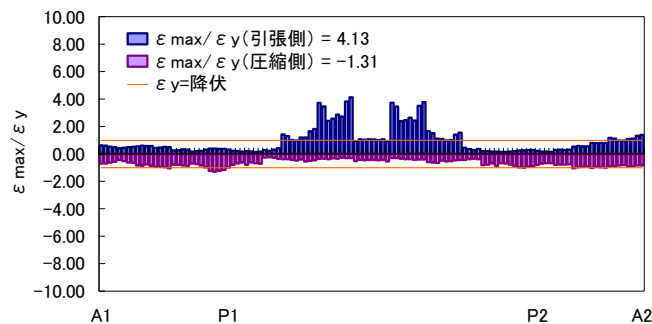


図 5.6.23 解析結果（下弦材の最大ひずみ一覧 CASE233）

また、断層がより深くなった伏在断層（表層地盤 1.5km の CASE233）の地震動加速度波形および加速度応答スペクトルを図 5.6.24 に示す。この図から、断層を横断する伏在断層(CASE221)と異なり、橋軸直角方向の加速度応答スペクトルが大きくなり、全ケース中最大となった。

これらの波形を用いて、地震応答解析した結果を図 5.6.25 に示す。この図から、固定支点である A2 橋台側の応答が大きくなったことがわかり、特に垂直材と斜材の応答については全ケース中最大となった。A2 橋台側の垂直材と斜材の応答が大きくなった理由としては、橋軸直角方向の慣性力が増大したためであり、加速度応答スペクトルの違いから説明できる。

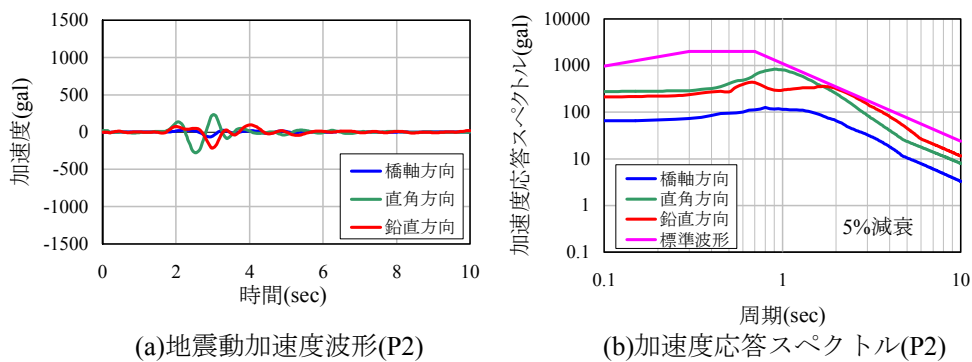


図 5.6.24 入力加速度波形 (CASE233)

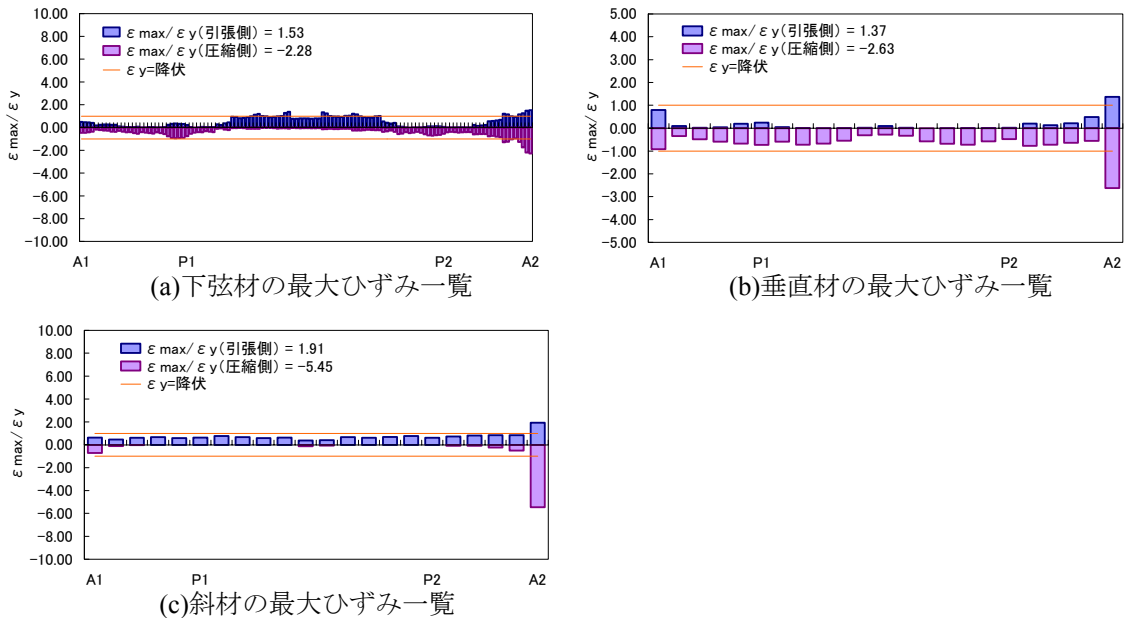


図 5.6.25 解析結果 (CASE233)

(7) 逆断層永久変位の整理

逆断層による断層中央横断，断層終端横断，および断層並行の3ケースについて，3次元的に断層永久変位を整理すると，図5.6.26の平面図と断面図のようになり，地表断層の永久変位量としては，表5.6.2に示す値となる．平面図から判断できるように，断層中央横断のケースでは逆断層の上盤側（断層線の下側）と下盤側（断層線の上側）は逆方向に移動する．断層終端横断のケースについては，橋軸直角方向の変位が現れ，上盤側と下盤側の変位量が違うため，トラス橋が左回りの回転をする．断層並行のケースでは橋軸方向と橋軸直角方向成分が現れ，並行移動することがわかる．地表断層の永久変位量としては，鉛直方向の永久変位が他の成分に比べ大きくなり，断層中央横断のケースでは相対鉛直変位量が50cm程度となり，永久変位の影響が大きくなる．また，図5.6.26(b)に示すように断面図で見た永久変位については，断層中央横断および断層終端横断のケースでは，トラス橋が収縮する方向に水平移動し，鉛直方向については断層線を境界に逆対称となることがわかる．断層並行のケースでは，水平方向および鉛直方向ともに同じ方向へ平行移動することがわかる．

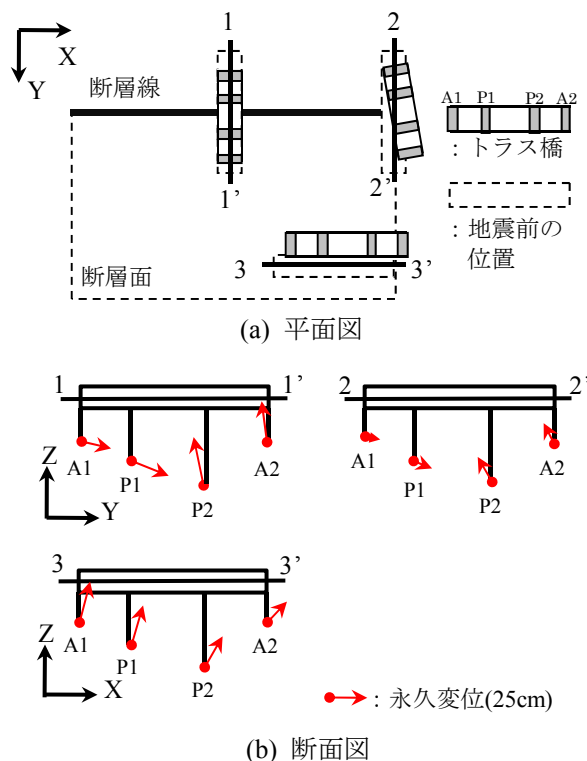


図 5.6.25 各橋梁位置での地表断層の永久変位（概略）

表 5.6.2 各橋梁位置での地表断層の永久変位(cm)

		橋軸方向	直角方向	鉛直方向
CASE11	A1	21.5	0.0	5.1
	P1	27.6	0.0	11.2
	P2	-13.0	0.0	-38.5
	A2	-15.9	0.0	-32.4
CASE12	A1	11.0	0.3	3.2
	P1	13.9	0.0	6.2
	P2	-10.9	16.3	-18.6
	A2	-7.9	14.2	-15.6
CASE13	A1	7.5	-14.2	-30.8
	P1	8.8	-13.5	-29.7
	P2	13.0	-10.3	-23.4
	A2	14.2	-7.9	-15.6

このように、断層永久変位によるトラス橋への影響は断層を横断するケースが大きいですが、断層を横断する位置により異なるため、断層と橋梁の位置関係が耐震設計に与える影響が大きいといえる。

なお、加速度については、表層地盤があるケースで大きく、橋軸方向と鉛直方向については、断層中央横断のケースが最大となり、橋軸直角方向については、断層並行のケースで最大となる。

5.7 まとめ

本研究では、断層永久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、M6.5の横ずれ断層と逆断層近傍における上路式鋼トラス橋の応答特性について調べた。得られた結論は、以下のとおりである。なお、本研究の方法を用いれば、本研究で想定した震源断層の規模、表層地盤の厚さや物性値、橋梁と断層の位置関係などの条件を変更した応答解析ができる。

- (1)震源断層近傍の上路式鋼トラス橋の応答特性解明のために、震源から橋梁までの一貫した解析モデルを提示した。そして、そのモデルを用いて、対象橋梁の応答特性が断層の種類や位置(断層が横断か並行)および断層上端の深さに大きく関係することがわかった。
- (2)横ずれ断層中央横断で断層が地表に出現する CASE111 においては、応答値および変形状態に対して断層変位の影響が大きい。また、断層永久変位を強制変位荷重として静的解析を実施した結果、ほぼ弾性応答となり CASE111 と異なった。すなわち、CASE111 は断層変位と慣性力の両方の影響を受けて部材が大きく損傷し、崩壊する可能性があると考えられる。
- (3)横ずれ断層中央横断で断層が地表に現れない伏在断層の CASE121 においては、断層変位の影響は小さく、橋軸方向の地震力が大きくなり、慣性力により損傷が大きくなったといえる。

- (4)横ずれ断層終端横断のケースにおいては、断層中央横断と比較して応答の傾向は似ているが、地表断層では多少応答値は小さくなり、伏在断層ではやや大きな応答値となった。
- (5)横ずれ断層並行で地表断層の CASE113 においては、同一方向に地盤が移動するため断層変位の影響は小さいが、橋軸方向および直角方向の2方向の地震力（慣性力）の影響を受け損傷した。
- (6)横ずれ断層並行で伏在断層の CASE123 においては、断層変位の影響は小さいが、直角方向の地震力が非常に大きくなり、部材損傷が進み崩壊に至ると考えられる。その損傷度合いは、標準波形より大きい結果となった。
- (7)横ずれ断層の永久変位は、地表断層の場合に大きくなり、断層終端横断の CASE113 においては対象橋梁が回転と並進移動するという複雑な挙動を示す。加速度の方は、表層地盤があるケースで大きく断層平行成分に比べ断層直交成分が大きくなる。
- (8)逆断層中央横断で断層が地表に出現する CASE211 においては、対象橋梁の応答値および変形状態に対して逆断層による鉛直地震動の影響が大きいことがわかった。また、断層永久変位を強制変位荷重として静的解析を実施した結果、CASE211 の応答は断層永久変位の影響も大きいことがわかった。このことより、CASE211 は逆断層による鉛直方向の永久変位により部材が塑性化した上に、地震時慣性力を受けることで部材がさらに大きく損傷し、崩壊する可能性があると考えられる。
- (9)逆断層中央横断で断層が地表に現れない伏在断層の CASE221 においては、断層永久変位の影響は小さいものの、橋軸方向と鉛直方向の地震動加速度波形（慣性力）が大きくなり、部材が大きく損傷し、崩壊する可能性があると考えられる。
- (10)逆断層終端横断のケースにおいては、断層中央横断と比較して応答の傾向は似ているが、地表断層および伏在断層ともに多少応答値は小さくなった。
- (11)逆断層並行で地表断層の CASE213 においては、同一方向に地盤が移動するため断層永久変位の影響は小さいが、橋軸方向より橋軸直角方向の慣性力（地震力）が大きくなることがわかった。
- (12)逆断層並行で伏在断層の CASE233 においては、断層永久変位の影響は小さいが、橋軸直角方向の慣性力が大きくなり、固定支承部付近の斜材や垂直材の部材損傷が大きくなった。
- (13)逆断層の永久変位は、地表断層の場合に最も大きくなり、断層中央部の鉛直方向の永久変位が最大となる。断層終端での鉛直方向の永久変位は小さくなるが、断層終端横断②のケースでは、橋軸直角方向の永久変位が現れるようになり、対象橋梁が平面的に回転する結果となった。

参考文献

- 1) 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.
- 2) (社)日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編, 2012.3.
- 3) 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.
- 4) 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, 2003.8.
- 5) 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.
- 6) 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.
- 7) 野中哲也, 宇佐美勉, 坂本佳子, 岩村真樹: 上路式鋼トラス橋の大地震時弾塑性挙動および耐震性向上に関する研究, 構造工学論文集, Vol.49A, pp.531-542, 2003.3.
- 8) 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, 日本地震学会なみふる, 第18号, pp.4-5, 2000.
- 9) 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.
- 10) 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.
- 11) 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.
- 12) 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.
- 13) 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, pp.21-32, 2005.10.
- 14) 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-, 京都大学防災研究所年報, 第47号A, pp.25-45, 2004.
- 15) 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.
- 16) 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.

第6章 震源断層近傍の上路式鋼アーチ橋の応答特性

6.1 まえがき

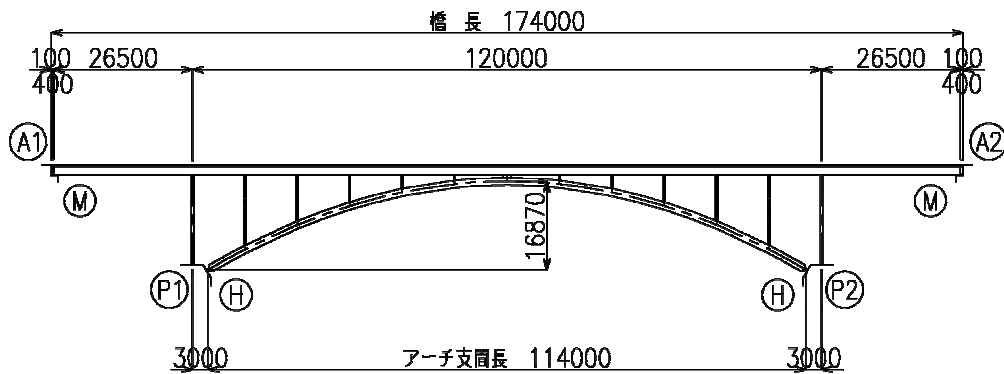
前章では、地震時の動的挙動が複雑な橋梁に分類される上路式鋼トラス橋を対象とし、震源断層破壊—地盤応答—構造物応答という一連の物理現象を理論的に一貫して捉えて構造物の地震時挙動を解明するため、断層永久変位を含む M6.5 の直下地震の震源断層近傍における対象橋梁の応答特性について検討を行った内容^{1,2)}を記述した。その結果、対象橋梁である鋼トラス橋の主要部材の損傷状態や変形性能といった応答特性が断層の種類や位置および断層上端の深さに大きく関係することがわかった。また、横ずれ断層や逆断層近傍における断層永久変位についても整理し、対象橋梁に与える影響を解明することができた。

そこで本章では、上路式鋼トラス橋と同じく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理モデルを用いて、震源断層近傍における対象橋梁の応答特性について検討を行った内容³⁾を記述する。対象橋梁の上路式鋼アーチ橋は、文献⁴⁾に示してある山間部の跨川部や跨道部に比較的多い形式のものとした。断層の種類としては、前章の上路式鋼トラス橋の解析と同じく逆断層と横ずれ断層を想定し、断層と橋梁の位置関係と地表面から断層までの深さを変化させて解析を行った。地震波の入力方法についても、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入力する。対象橋梁の各部材は軸力変動や二軸曲げモーメントが容易に考慮できるファイバー要素でモデル化し、材料非線形と幾何学的非線形を考慮した動的複合非線形解析とする。横ずれ断層と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、検討ケースごとの解析結果をもとに考察を加えた。入力地震動の特性としては、下部工位置が異なるだけで、前章の上路式鋼トラス橋とほぼ同じ傾向となるため、本章の解析では、上路式鋼アーチ橋の部材の損傷状態に着目している。

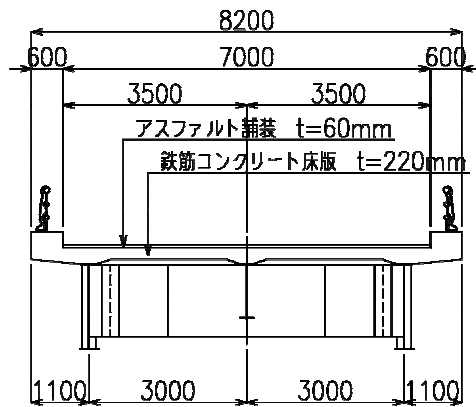
6.2 対象橋梁および解析モデル

6.2.1 対象橋梁

対象橋梁⁴⁾は、図 6.2.1 に示すような橋長 174.0m の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。支承条件としては、P 1、P 2 橋脚のアーチ基部および端支柱基部はヒンジ支承で支持され、A 1、A 2 橋台は可動支承となっている。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。



(a) 側面図



(b) 断面図

図 6.2.1 対象橋梁

6.2.2 解析モデル

対象橋梁のモデル化は、図 6.2.2 に示すように、ファイバー要素による 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で分割した。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。支承は図 6.2.1 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⁴⁾を参照されたい。

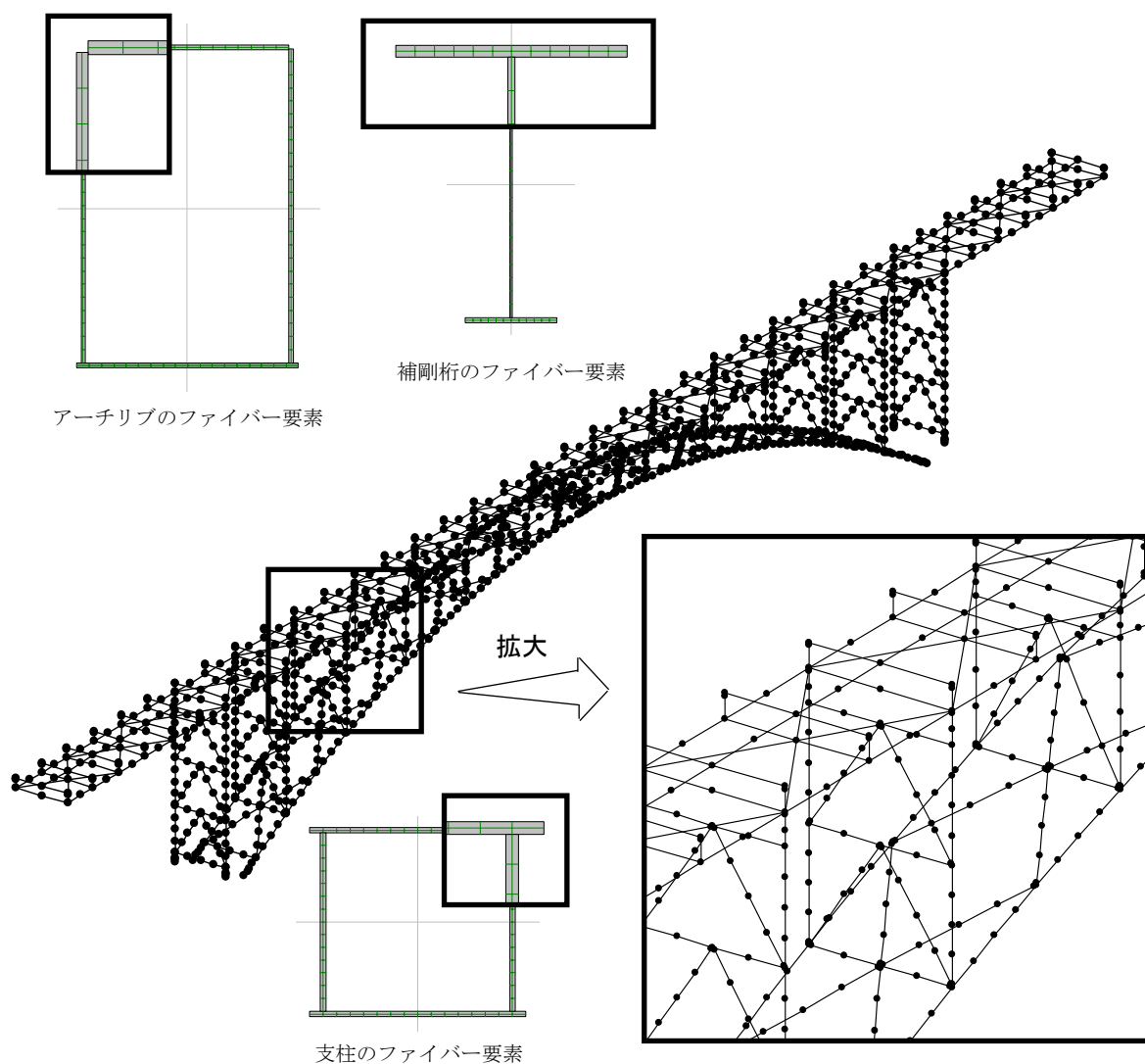


図 6.2.2 3次元骨組モデル

6.2.3 固有周期

対象橋梁の周期特性を把握するため、固有値解析を行った。固有値解析の結果を表 6.2.1 に、主たる固有モードを図 6.2.2 に示す。固有値解析結果の刺激係数より、橋軸方向の卓越モードは 1 次モード，橋軸直角方向の卓越モードは 2 次モード，鉛直方向の卓越モードは 6 次モードとなっている。

表 6.2.1 固有値解析結果

モード次数 n	振動数 f Hz	周期 T sec	刺激係数			有効質量比		
			橋軸	橋軸直角	鉛直	橋軸	橋軸直角	鉛直
1	0.7308	1.3683	-17	0	0	16.9%	0.0%	0.0%
2	1.0538	0.9489	0	-34	0	0.0%	72.1%	0.0%
3	1.6038	0.6235	0	0	-6	0.0%	0.0%	2.2%
4	2.1174	0.4723	0	0	0	0.0%	0.0%	0.0%
5	2.5665	0.3896	-22	0	0	28.9%	0.0%	0.0%
6	2.6319	0.3800	0	0	29	0.0%	0.0%	53.1%
7	3.2246	0.3101	0	15	0	0.0%	13.0%	0.0%
8	3.6563	0.2735	23	0	0	32.7%	0.0%	0.0%
9	3.7050	0.2699	0	0	-15	0.0%	0.0%	14.3%
10	3.9370	0.2540	-14	0	0	12.6%	0.0%	0.0%

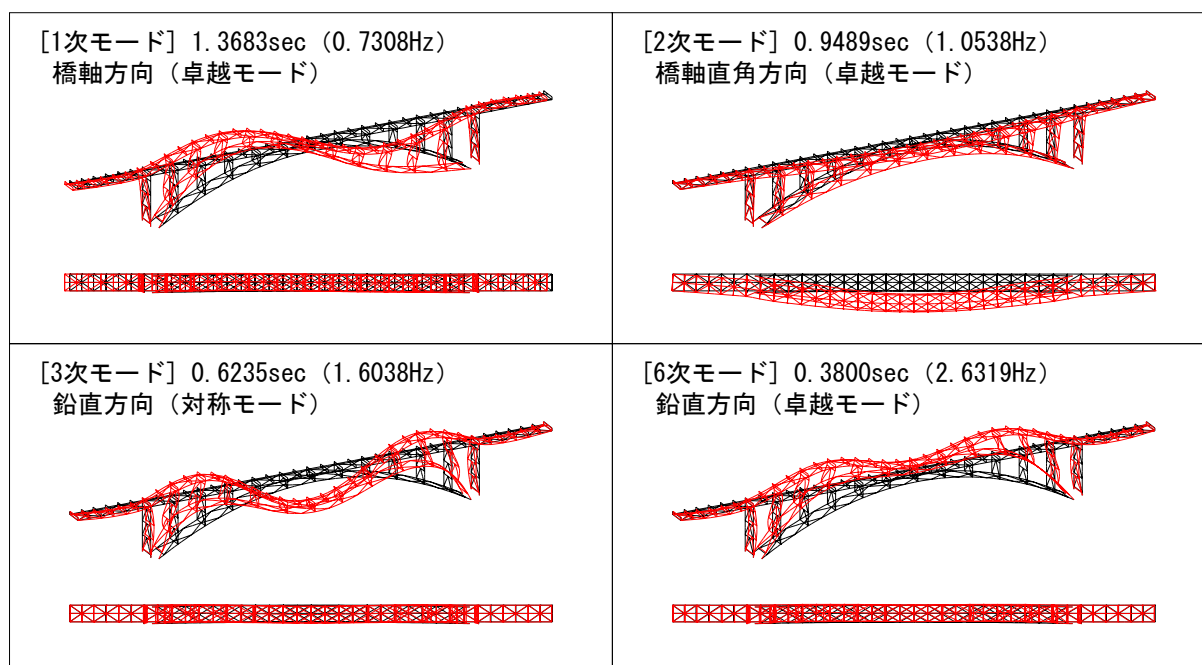


図 6.2.3 固有モード図

6.3 入力地震動

6.3.1 想定する地震動

地震動は前章の上路式鋼トラス橋と同じように、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した。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、M6.5 の地震の平均的断層パラメータとして表 6.3.1 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逆断層および横ずれ断層ともに 60cm となる。ここでも、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⁵⁾を出す大規模な直下地震は想定していない。断層の種類や地盤モデルについても、前章の上路式鋼トラス橋と同じ設定とした。

表 6.3.1 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 τ [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

6.3.2 断層永久変位を含む地震動の作成

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、作成方法は前章と同じとし、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。地震規模は前述したとおり M6.5 とし、平均的な地表面最大変位量はここで使用した 60cm 程度である。本研究も、文献^{6),7)}を参照して表 6.3.1, 表 6.3.2, 表 6.3.3 に示すような断層パラメータと地盤モデルを想定した。

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ため、前章と同じく断層変位や最大加速度が大きくなるケースとして、図 6.3.1, 図 6.3.2, 表 6.3.3 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。

表 6.3.2 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 6.3.3 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

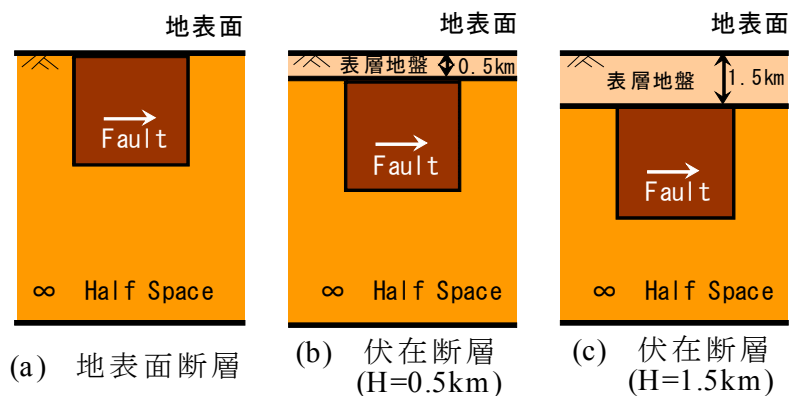


図 6.3.1 震源断層—地盤系モデル
(横ずれ断層の場合)

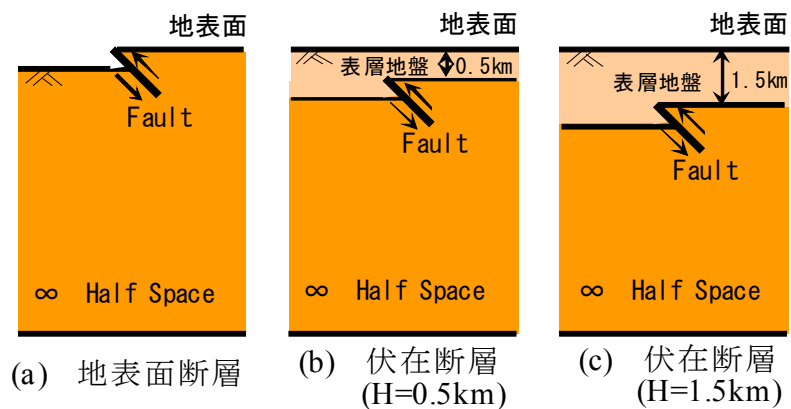


図 6.3.2 震源断層—地盤系モデル
(逆断層の場合)

6.4 標準波形による解析

本橋梁に対して、道路橋示方書⁸⁾で規定されているタイプⅡ（直下型）のⅠ種地盤の標準波形を橋軸方向と橋軸直角方向に入力した場合の解析を行った⁹⁾。入力した標準波の加速度波形を図 6.4.1 に、加速度応答スペクトルを図 6.4.2 に示す。解析結果は、横軸に対象橋梁の橋軸方向の位置を、縦軸にその位置での最大応答ひずみ／降伏ひずみの値を、アーチリブ、補剛桁および支柱に対して示した。なお、この最大応答ひずみは、各部材断面を分割したファイバー要素の中で最大のひずみ値とした。なお、対象橋梁の耐震性の評価は、前述のアーチリブ、補剛桁および支柱以外に、床版、2次部材、支承など多くの部材や耐震上重要な部位の評価が必要であるが、ここでは、各ケースの部材の概略的な塑性化状況の把握に重点をおいた比較検討としたため、前述のような部材のみの評価とした。ちなみに、床版については鉄筋の降伏は確認されず、橋軸方向のみの加震であるため、2次部材の応答は非常に小さかった。

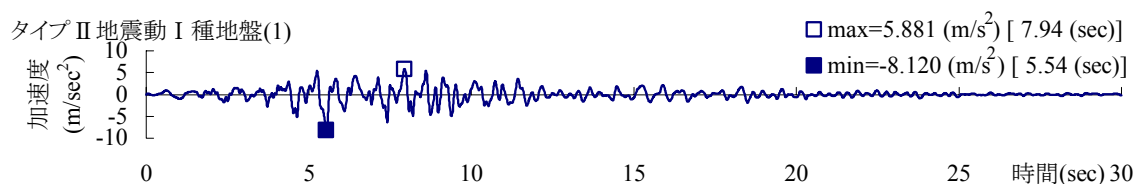


図 6.4.1 タイプⅡ地震動の加速度波形（Ⅰ種地盤）

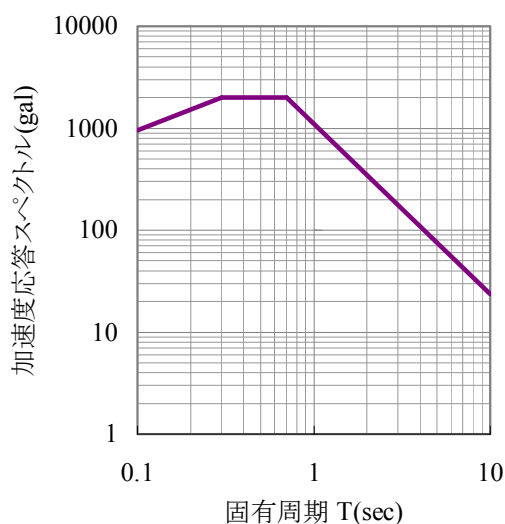
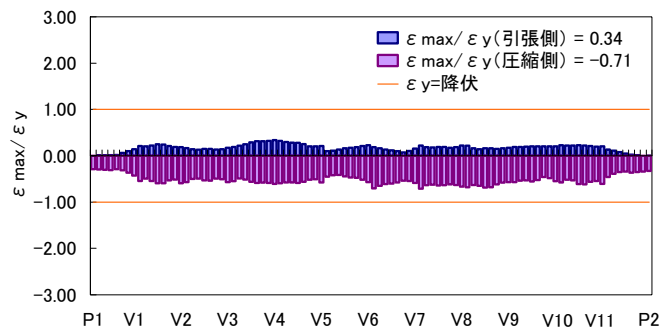
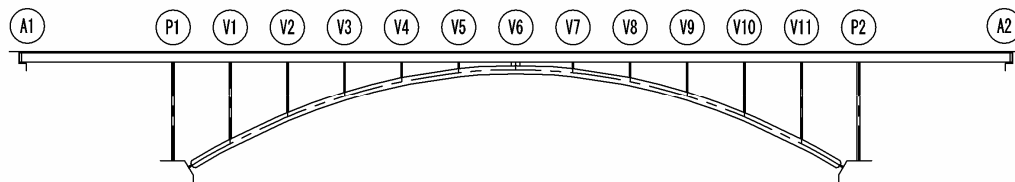


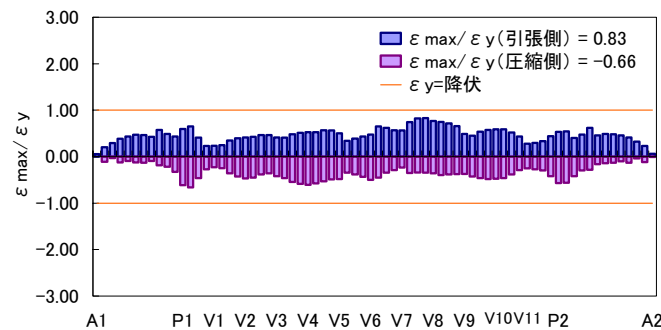
図 6.4.2 タイプⅡ地震動の加速度応答スペクトル（Ⅰ種地盤）

6.4.1 橋軸方向加震時の解析結果

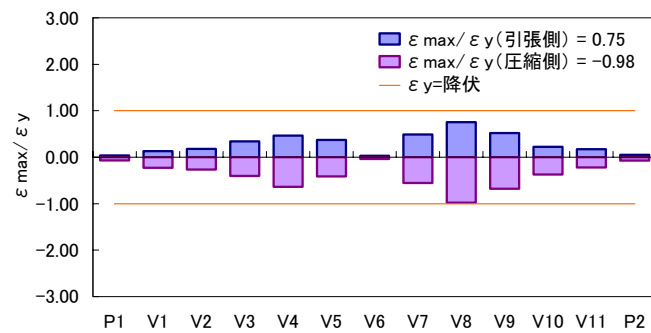
標準波形による橋軸方向加震時の解析結果を図 6.4.3 に示す。これより、主要部材であるアーチリブ、補剛桁および支柱の全ての部材が弾性域となっている。



(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 6.4.3 標準波形の結果（橋軸方向）

アーチリブ 1/4 点の鉛直変位が最大となる時点における変形図を図 6.4.4 に、アーチリブ 1/4 点の橋軸方向、橋軸直角方向および鉛直方向の時刻歴応答変位を図 6.4.5 に示す。これより、橋軸方向の振動モードとしては、橋軸方向の卓越モードとなる図 6.3.2 の 1 次モードであることが理解できる。アーチリブ 1/4 点における最大応答変位は、橋軸方向より鉛直方向の方が大きく、最大で鉛直下向きに 0.211m となっている。また、図 6.4.6 に鉛直変位が最大になる時刻のファイバーモデルのひずみコンター図を示す。これより、赤く表示される部分が圧縮側で応答が大きいことがわかる。

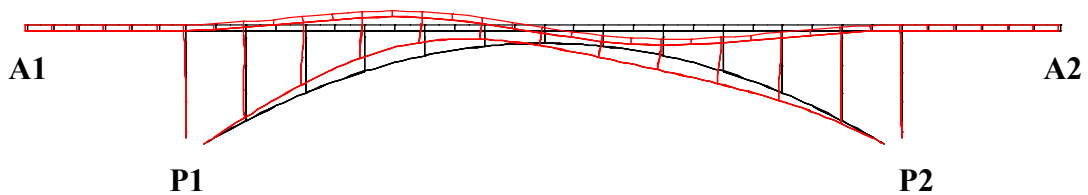


図 6.4.4 最大変位図（鉛直変位最大）

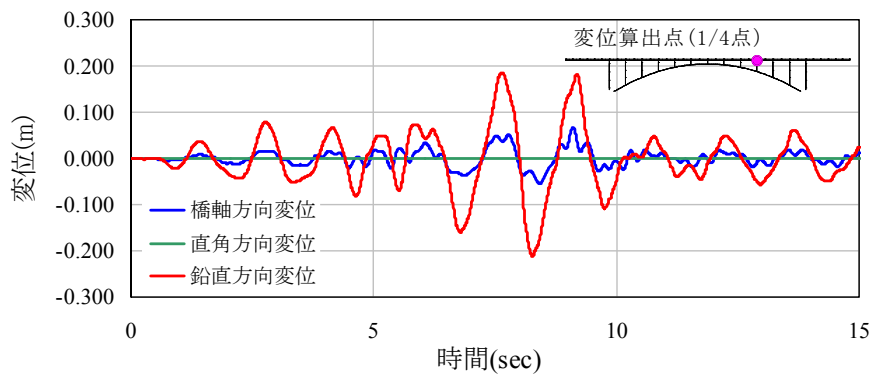


図 6.4.5 時刻歴応答変位図（1/4 点変位）

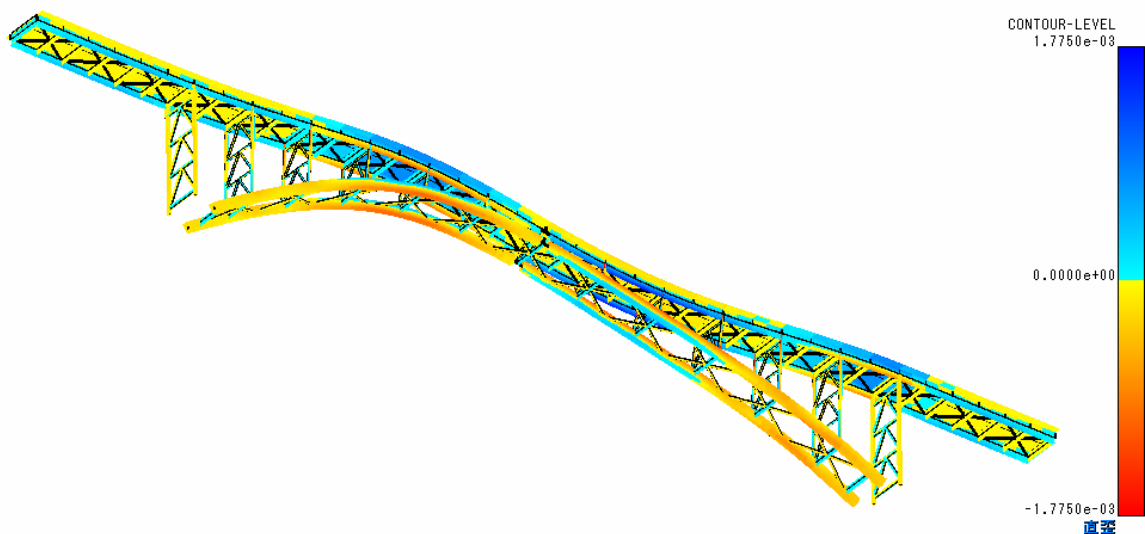


図 6.4.6 ひずみコンター図（鉛直変位最大）

6.5 横ずれ断層近傍の応答解析

6.5.1 解析条件

(1) 横ずれ断層と対象橋梁の位置関係および検討ケース

横ずれ断層と対象橋梁の位置関係(平面図)を、図 6.5.1 に示す。震源断層近傍の永久変位を含む地震動の場所的な違いは大きく、断層破壊開始点(同図の断層線の左端)よりも断層破壊が進む方向の断層線中央から断層破壊終了点(同図の断層線の右端)にかけて地震動が最大になることがわかっている⁹⁾。そこで本研究では、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 6.5.1 内①)を「断層中央横断」、断層の終端部を横断するケース(図 6.5.1 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 離れて平行に配置するケース(図 6.5.1 内③)を「断層並行」と呼ぶことにする。本研究の検討ケースとしては、図 6.3.1 で示した3種類の断層と図 5.5.1 で示した横ずれ断層に対する橋梁の配置の3ケースを組合せて、表 5.5.1 のような9ケースとなる。

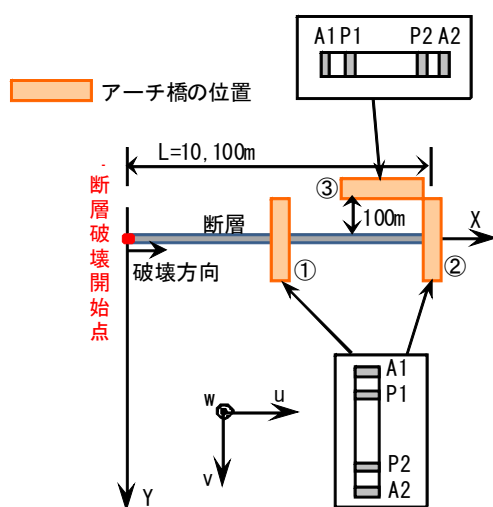


図 6.5.1 横ずれ断層と対象橋梁の位置関係

表 6.5.1 横ずれ断層の検討ケース一覧

		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

(2) 地震動の作用方法

本橋梁に対して、断層永久変位を含む地震動加速度波形を橋台 A1, A2 および橋脚 P1, P2 の下端から作用させる。その地震動は、6.3 節の方法で作成した地表面での波形であり、図 6.5.1 で示した各橋梁の配置における橋台、橋脚の位置での波形となるため、本研究では表層地盤の地形効果は考慮していない。

作用方法としては、水平 2 方向と鉛直方向の 3 成分波形の同時入力とし、橋台と橋脚の下端にそれぞれ異なる波形を作用させることになる（図 6.5.2）。

なお、震源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、横ずれ断層の回転成分の大きさは小さいこと¹⁰⁾を考慮し、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。

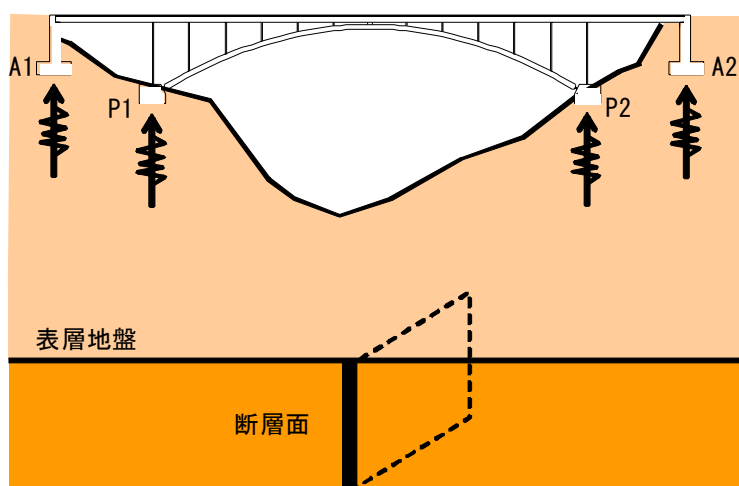


図 6.5.2 入力地震動の条件

6.5.2 解析結果および考察

(1) 横ずれ断層中央横断・地表断層 (CASE111)

A1, P1 位置での地震動変位波形を示すと、図 6.5.3 のようになり、橋軸直角方向の地震動変位波形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、加速度最大時刻と地震動変位波形の最大時刻はほぼ一致している。P2, A2 側の地震動変位については、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 程度であり、地震動変位の影響に比べて地震時慣性力の影響は小さいと予想

される。

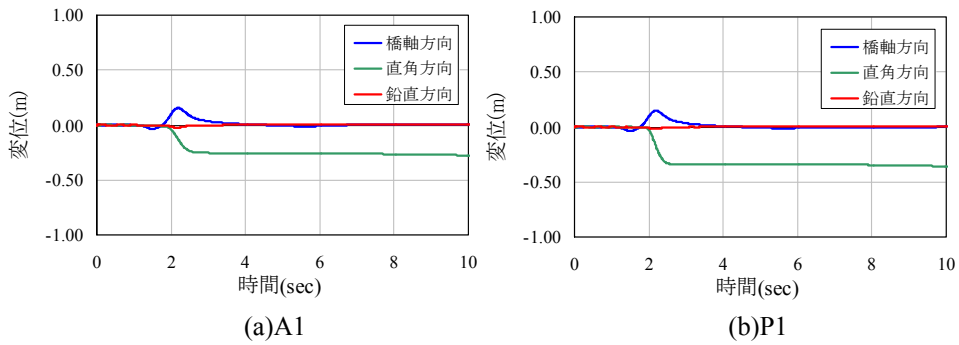


図 6.5.3 地震動変位波形 (CASE111)

これらの入力波形による解析結果を図 6.5.4 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。

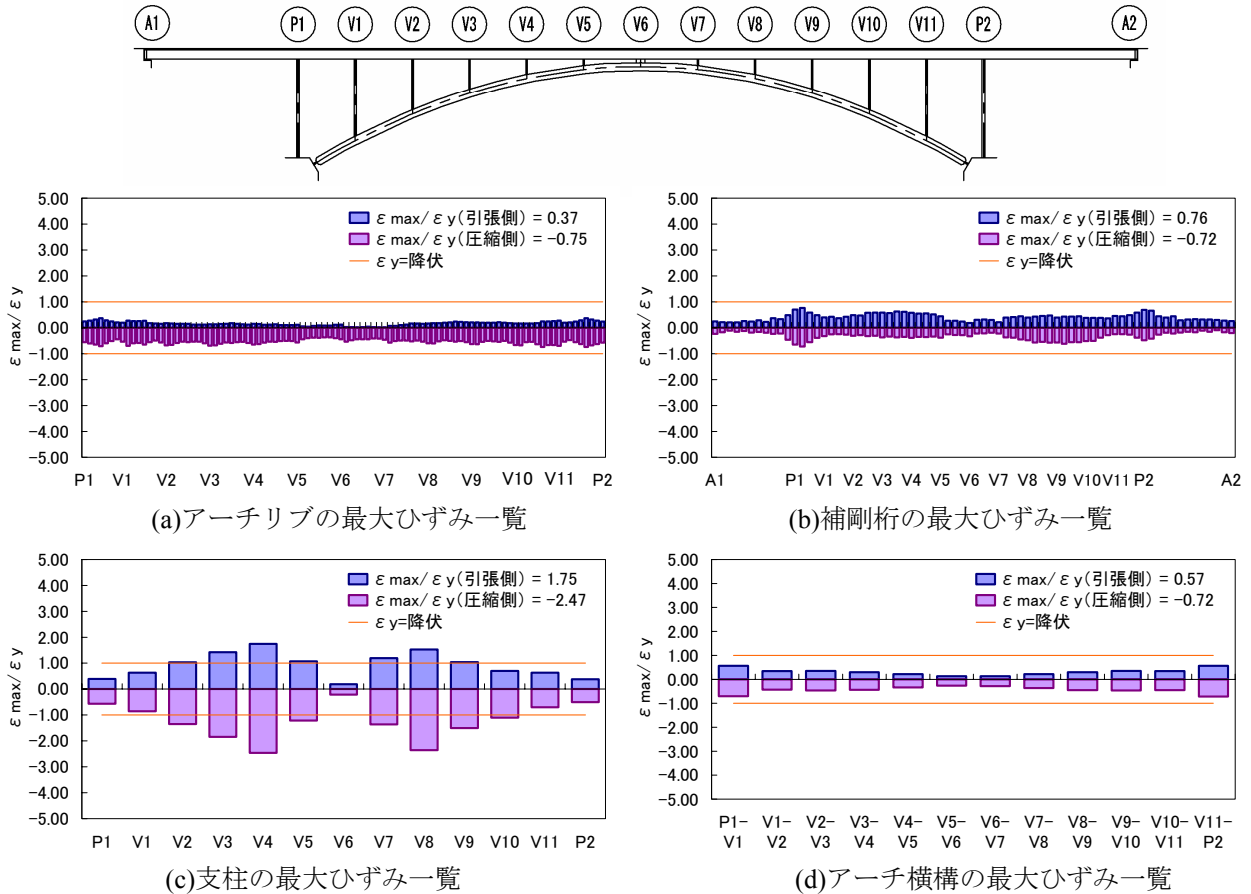


図 6.5.4 解析結果 (CASE111)

支柱が塑性化した理由としては、図 6.5.5 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、こ

のケースにおいて、図 6.5.3 に示す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。

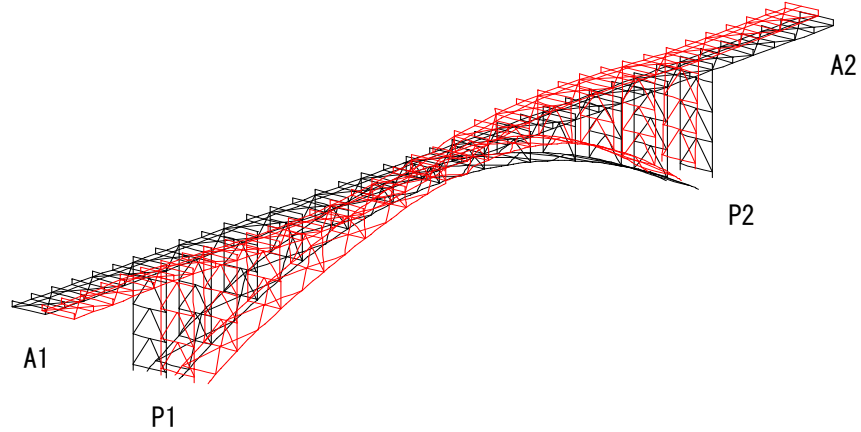


図 6.5.5 最大変位図 (CASE111)
(表示変形倍率 10 倍)

(2) 横ずれ断層中央横断・伏在断層 (CASE121, CASE131)

入力地震動の加速波形、変位波形および加速度応答スペクトルは第 5 章のそれぞれのケースとほぼ同じ傾向となっている。表層地盤の厚さが 0.5km のときの伏在断層（図 6.3.1(b), CASE121) における解析結果を図 6.5.6 に示す。

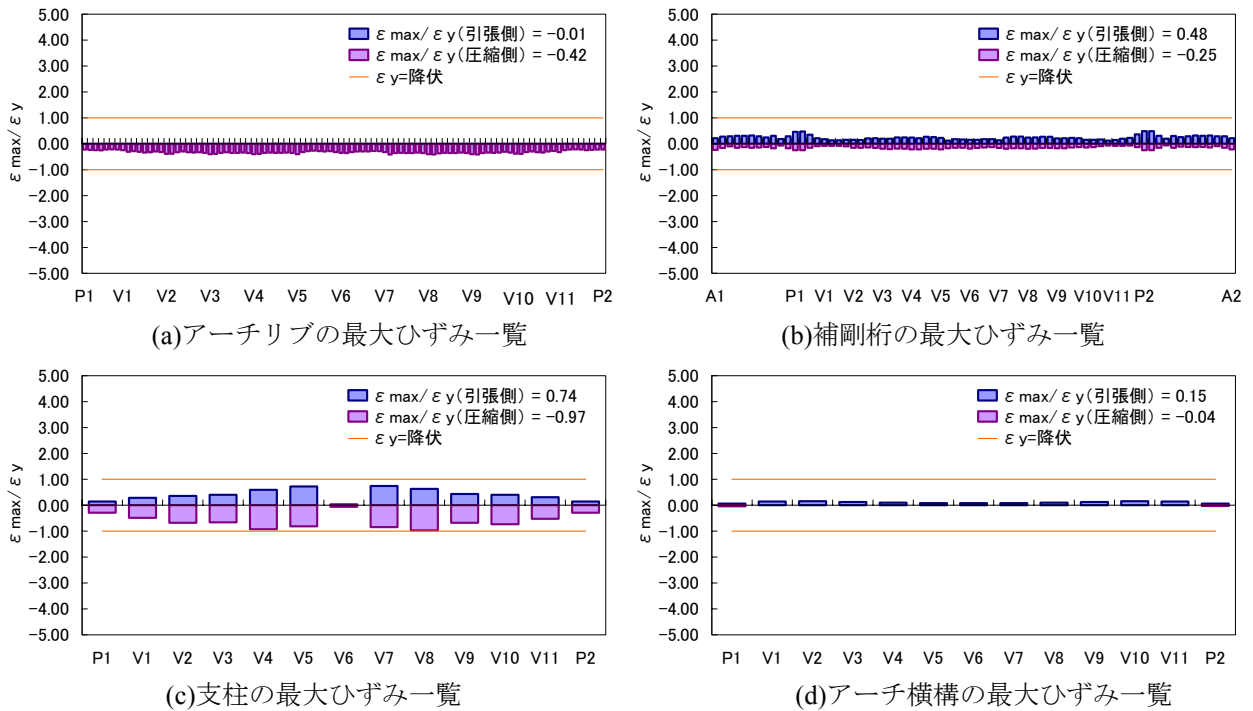


図 6.5.6 解析結果 (CASE121)

この図から、全ての部材が弾性域となっており、このケースの応答は小さいといえる。このケースの P1, P2 橋脚位置での地表の変位波形は、瞬間的に最大で約 30cm 弱変形するが、ほとんど断層永久変位は生じていない。また、橋軸方向の応答加速度だけが増幅され最大で標準波形と同程度の約 2000gal にも達している。

断層がさらに深くなった伏在断層 (図 6.3.1(c), 表層地盤 1.5km の CASE131) の解析結果を図 6.5.7 に示す。

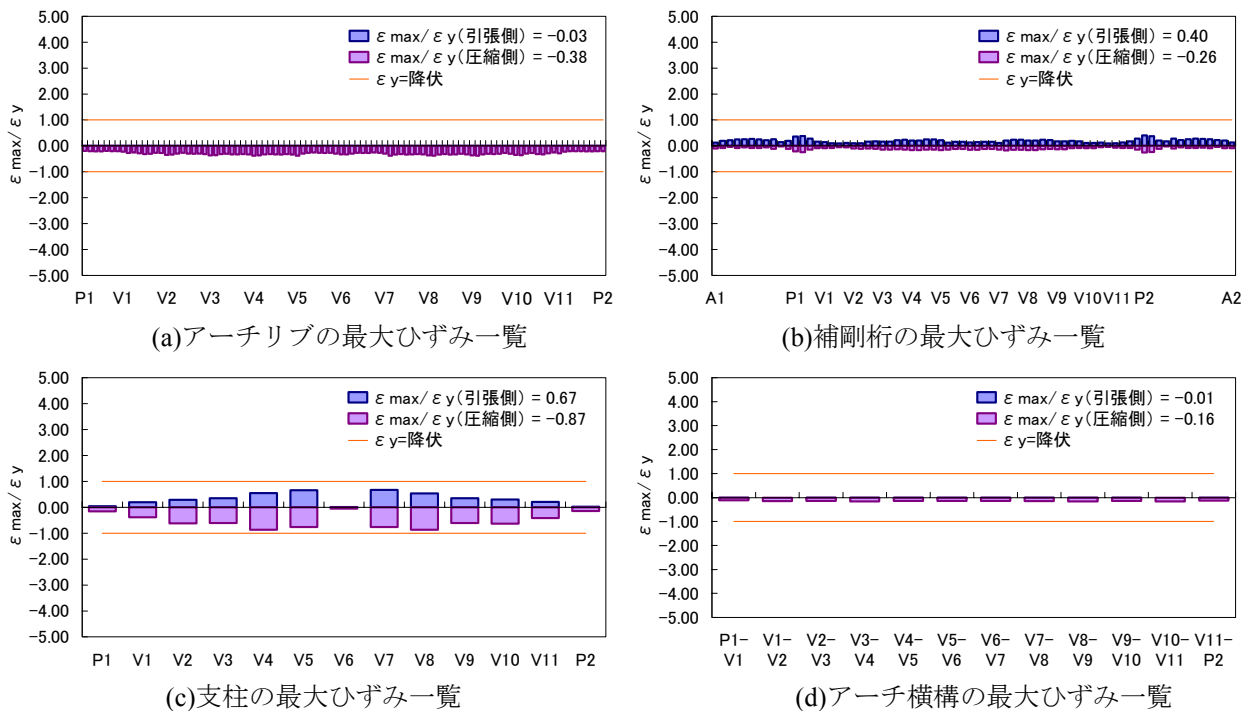


図 6.5.7 解析結果 (CASE131)

この図より、全ての部材が弾性域となっており、横ずれ断層中央を横断するケースの中で最も応答が小さくなっている。横ずれ断層中央を横断するケースとしては、地表断層 (CASE111) が対象橋梁にとって最も応答が大きいため、断層変位の影響が大きいことがわかる。

(3) 横ずれ断層終端横断・地表断層 (CASE112)

地表断層における解析結果を図 6.5.8 に示す。この図より、支柱が僅かに塑性化する程度であるため、このケースの応答は小さいといえる。橋軸直角方向の橋脚 P1 と P2 の相対変位が 30cm 程度と断層変位の影響が CASE111 の半分程度となっている。また、橋軸方向の断層変位が、CASE111 と

異なり約 20cm にも達しているが、断層変位の方向が同一であるため、本橋梁に対しては影響が小さいといえる。さらに、鉛直方向の断層変位も発生し、P1 と P2 の橋脚間での相対変位が約 10cm 程度となる。このように橋梁が断層線の中央を横断する CASE111 と比べ、断層線の終端を横断する本ケースでは、橋脚、橋台の位置での地表地盤が 3 次的に移動し、横ずれ断層の断層線方向だけ移動しているのではないということがわかっている¹⁾。

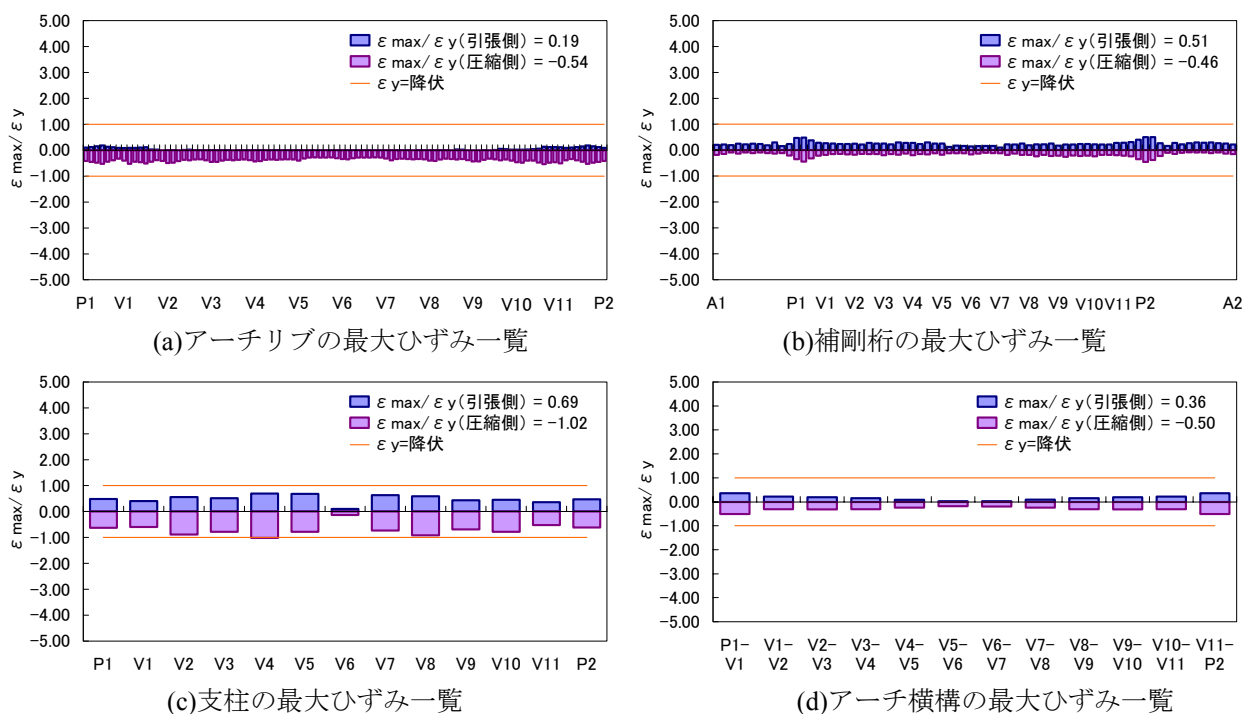
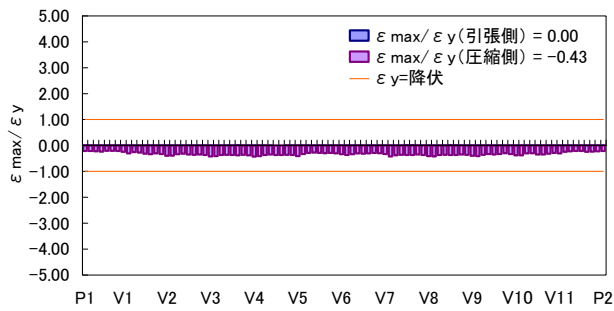


図 6.5.8 解析結果 (CASE112)

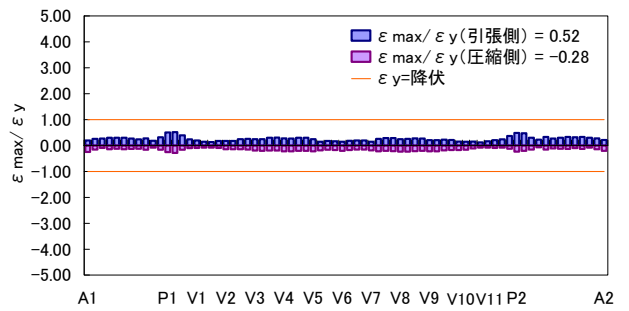
(4) 横ずれ断層終端横断・伏在断層 (CASE122, CASE132)

伏在断層 (表層地盤厚 0.5km) の CASE122 の解析結果を図 6.5.9 に示す。この図より、支柱が僅かに塑性化する程度であるため、このケースの応答は小さいといえる。このケースの橋軸方向の応答加速度だけは増幅され最大で標準波形より大きくなり約 2500gal にも達するが、アーチリブや補剛桁の応答ひずみへ与える影響は小さいといえる。

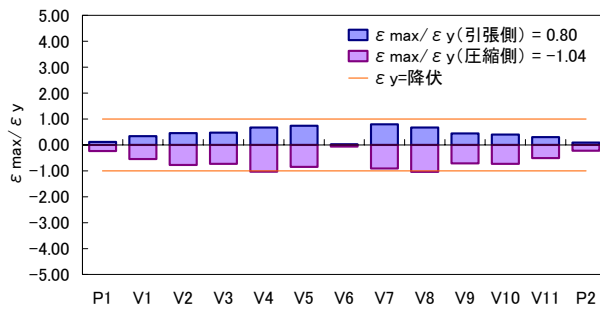
伏在断層 (表層地盤厚 1.5km) の CASE132 の解析結果を図 6.5.10 に示す。この図より、全ての部材が弾性域となっており、このケースの応答は小さいといえる。横ずれ断層終端を横断するケースの中では、このケースの応答が最も小さくなった。



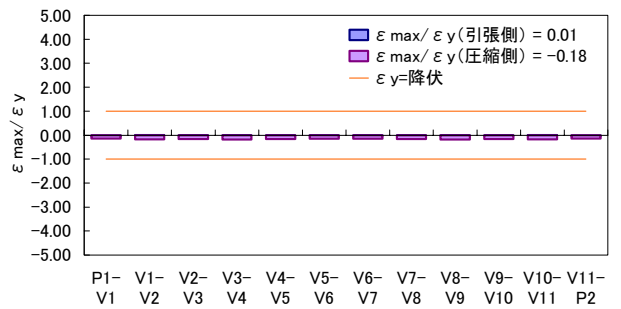
(a)アーチリブの最大ひずみ一覧



(b)補剛桁の最大ひずみ一覧

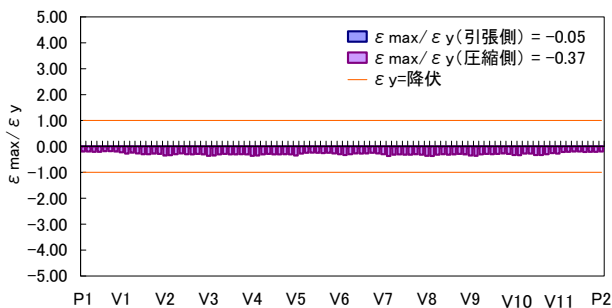


(c)支柱の最大ひずみ一覧

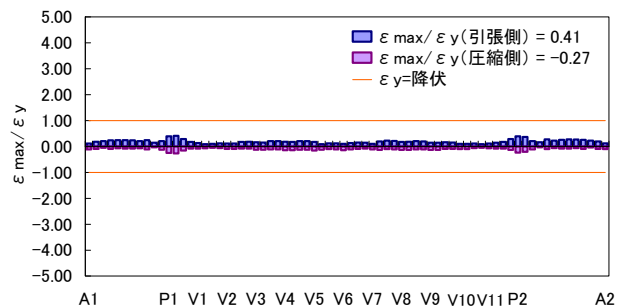


(d)アーチ横構の最大ひずみ一覧

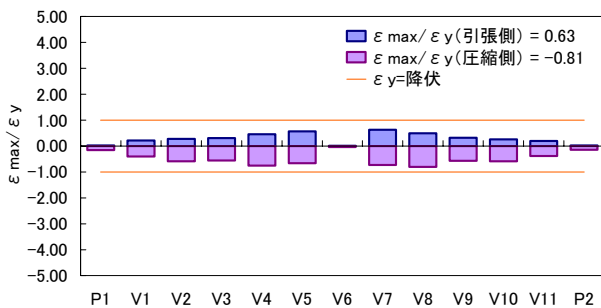
図 6.5.9 解析結果 (CASE122)



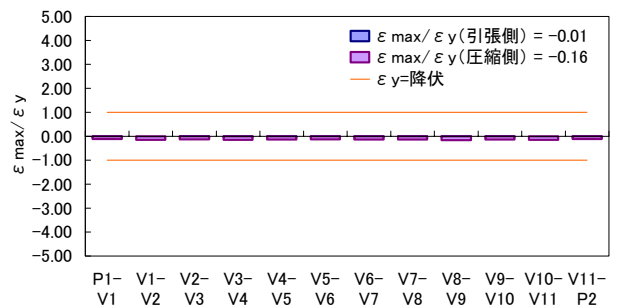
(a)アーチリブの最大ひずみ一覧



(b)補剛桁の最大ひずみ一覧



(c)支柱の最大ひずみ一覧



(d)アーチ横構の最大ひずみ一覧

図 6.5.10 解析結果 (CASE132)

(5) 横ずれ断層並行・地表断層 (CASE113)

地表断層における解析結果を図 6.5.11 に示す。この図より、全ての部材が弾性域となっており、このケースの応答は小さいといえる。本ケースが断層に平行であることから、各橋脚で3成分すべてほぼ同様に地表地盤が移動しているため、このような地盤の動きでは、本橋梁に対して断層変位の影響は少ないといえる。

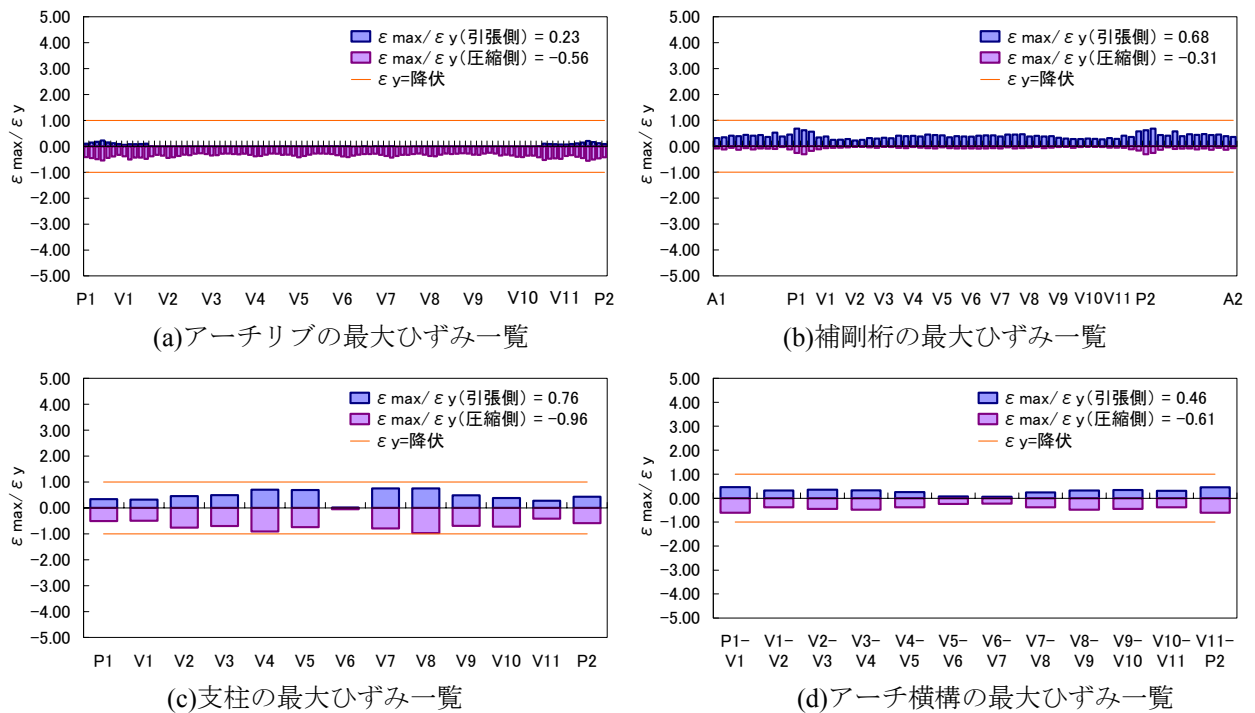


図 6.5.11 解析結果 (CASE113)

(6) 横ずれ断層並行・伏在断層 (CASE123)

6.3 節の方法で作成した A1, P1, P2, A2 位置での地震動加速度波形および A1, 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 6.5.12 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) ¹¹⁾ の影響と、厚さ 0.5km の表層地盤による地震波の増幅効果 ⁶⁾ 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いえる。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 6.2.1 の 2 次モードの振動特性となっている。

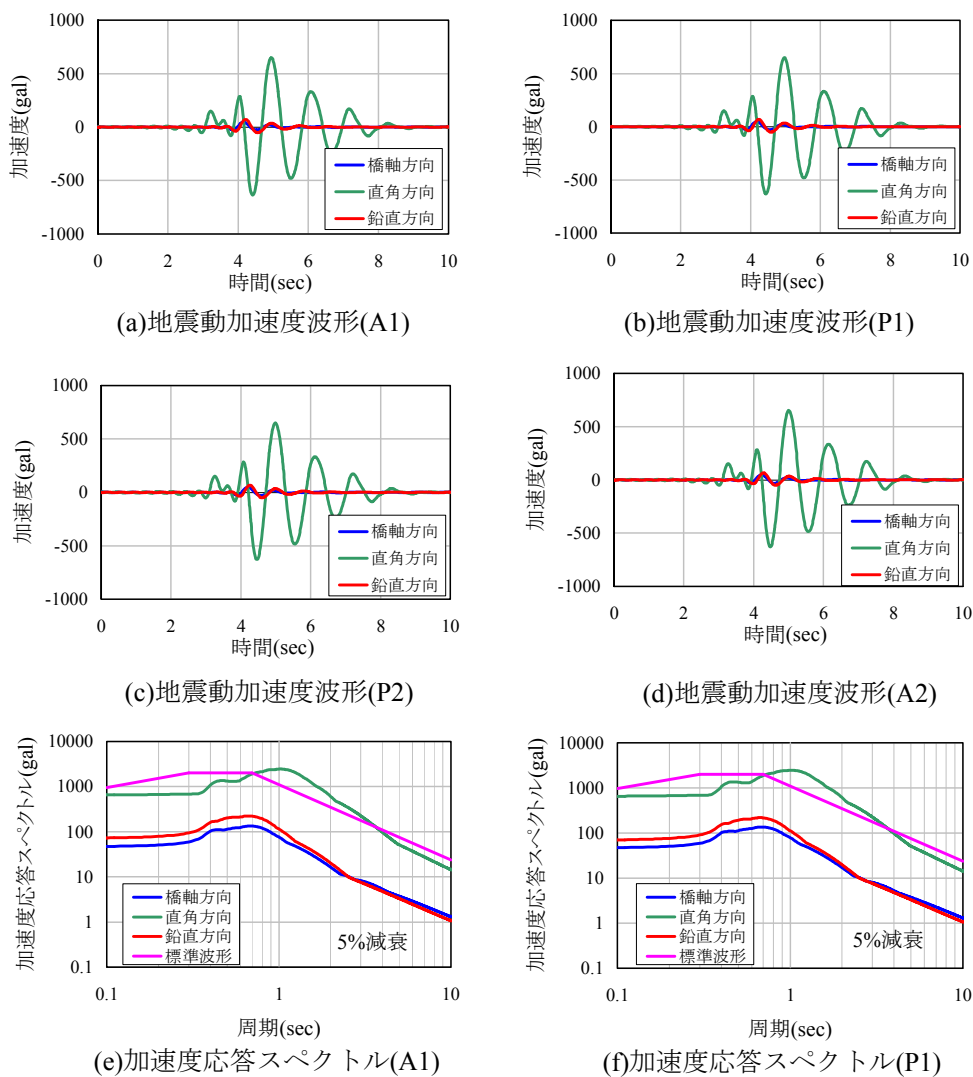


図 6.5.12 入力加速度波形 (CASE123)

これらの入力波形を用いて、地震応答解析した結果を図 6.5.13 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

な条件といえる。また、本ケースによる対象橋梁のひずみ分布を確認するため、アーチリブの応答ひずみが最大となる時刻のファイバーモデルのひずみコンター図を図 6.5.14 に示す。これより、赤く表示される部分が圧縮側で塑性化している部分である。

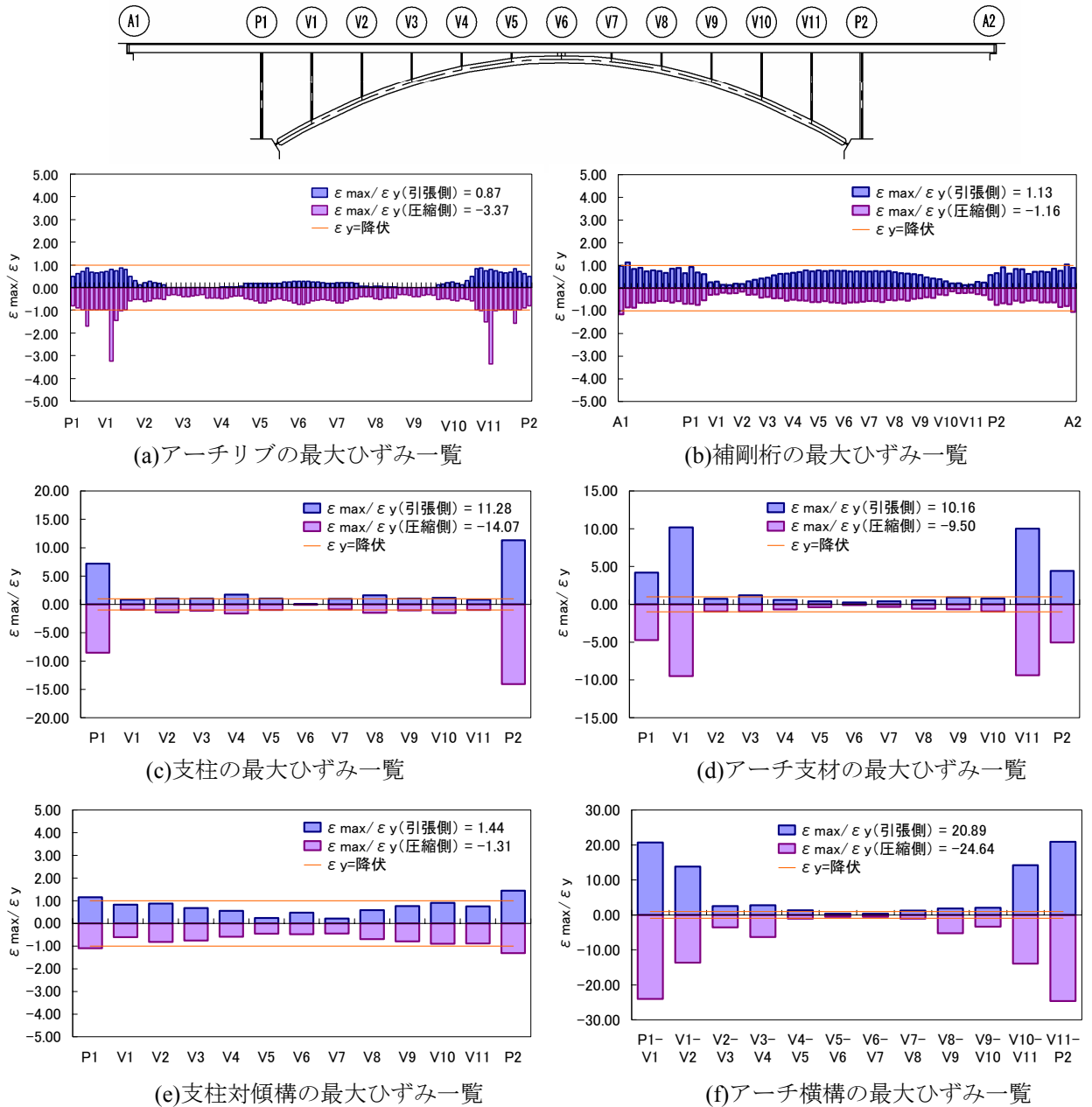


図 6.5.13 解析結果 (CASE123)

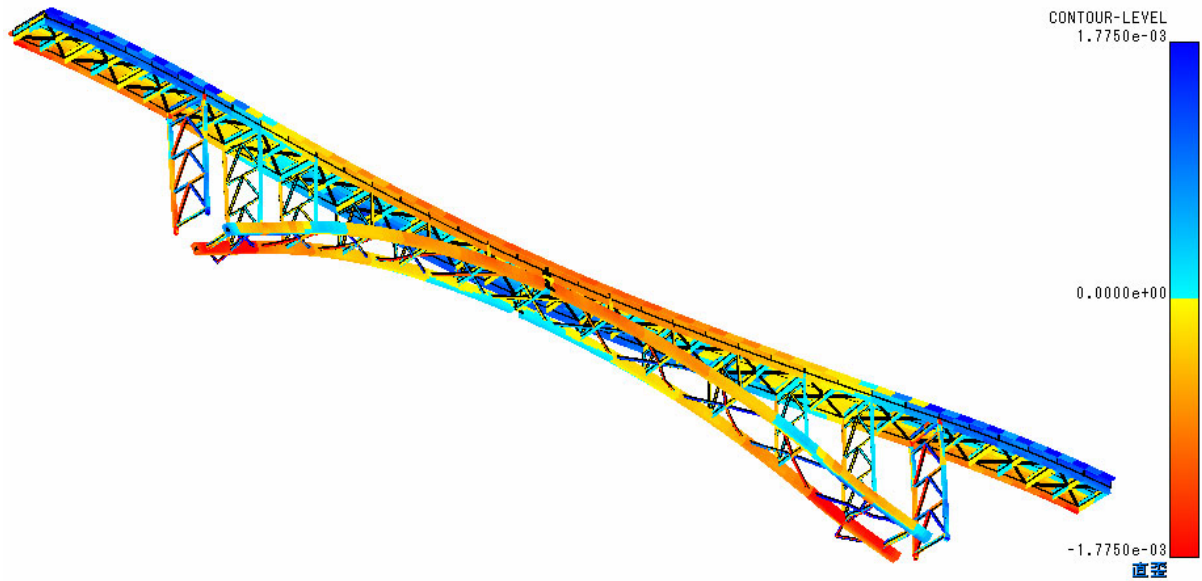


図 6.5.14 ひずみコンター図

(7) 横ずれ断層並行・伏在断層 (CASE133)

伏在断層（表層地盤厚 1.5km）の CASE133 の解析結果を図 6.5.15 に示す。この図より、ひずみ分布は CASE123 と傾向がよく似ているが、応答は小さくなっている。

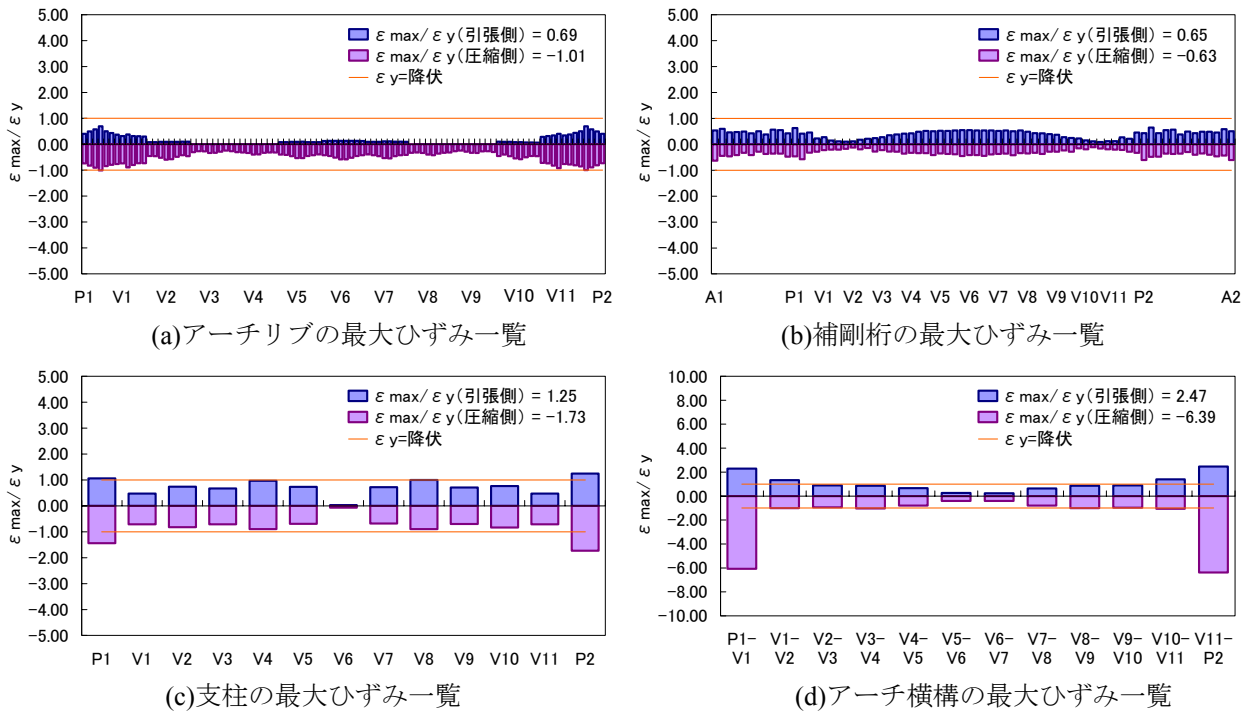


図 6.5.15 解析結果 (CASE133)

6.6 逆断層近傍の応答解析

6.6.1 解析条件

(1) 逆断層と対象橋梁の位置関係および検討ケース

逆断層と対象橋梁の位置関係を、図 6.6.1 に示す。震源断層近傍の永久変位を含む地震動の場所的な違いは大きく、断層破壊開始点（同図の断層下端）から断層破壊が進む方向の断層上端の中央部の鉛直地震動が最も大きくなり、Y 軸方向の水平地震動も大きくなる。断層中央部から左右の地震動は対称的となり、断層の右端と左端にかけて徐々に小さくなる傾向があることがわかっている⁶⁾。

そこで本研究では、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 6.6.1 内①）を「断層中央横断」、断層の終端部を横断するケース（図 6.6.1 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 離れて平行に配置するケース（図 6.6.1 内③）を「断層並行」と呼ぶことにする。検討ケースとしては、図 6.3.2 で示した 3 種類の断層・地盤モデルと図 6.6.1 で示した逆断層に対する橋梁の配置の 3 ケースを組合せて、表 6.6.1 のような 9 ケースとなる。

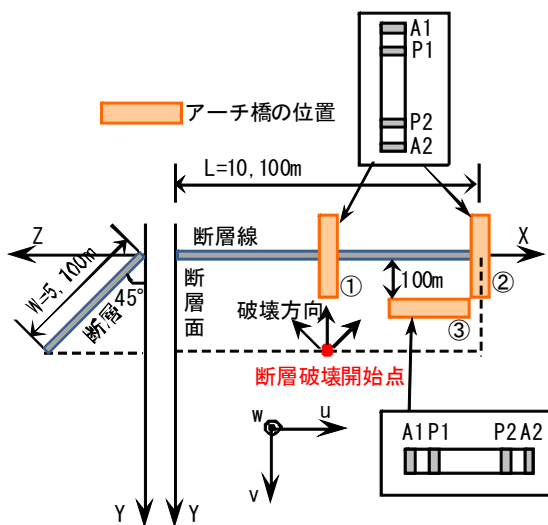


図 6.6.1 逆断層と対象橋梁の位置関係

表 6.6.1 逆断層の検討ケース一覧

		断層中央 横断①	断層終端 横断②	断層 並行③
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

(2) 地震動の作用方法

本橋梁に対して、断層永久変位を含む地震動加速度波形を橋台 A1, A2 および橋脚 P1, P2 の下端から作用させる。その地震動は、6.3 節の方法で作成した地表面での波形であり、図 6.6.1 で示した各橋梁の配置における橋台、橋脚の位置での波形となり、図 6.2.1 に示すように P1 と P2 橋脚の水平距離 90m に対し高低差は 8.4m であるので、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、橋台と橋脚の下端にそれぞれ異なる波形を作用させることになる（図 6.6.2）。

なお、震源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、逆断層の回転成分の影響に関しては今後の課題とし、逆断層による鉛直地震動の影響を調べることを目的とするため、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。

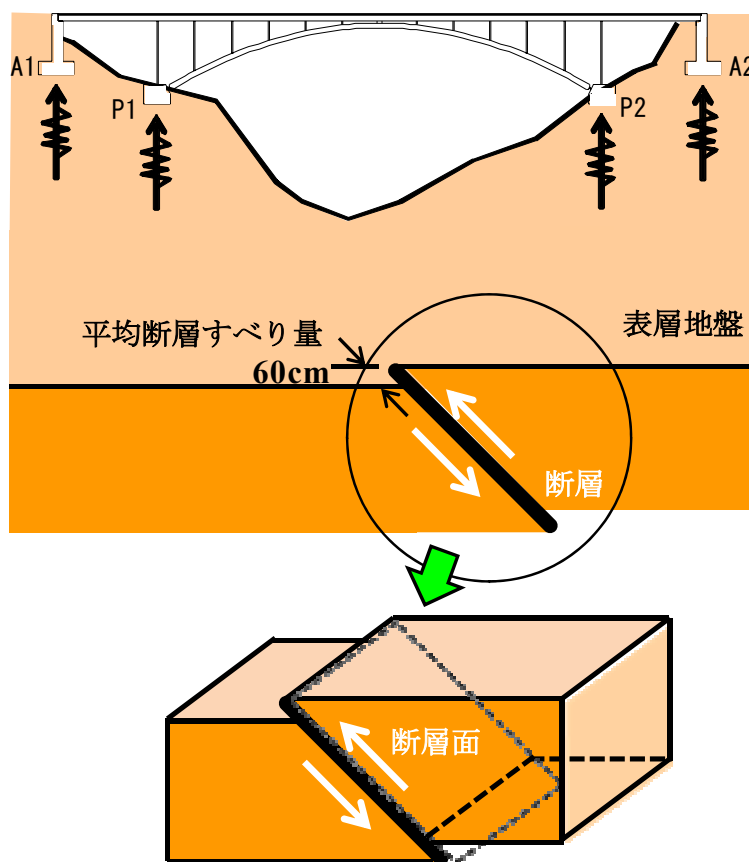


図 6.6.2 入力地震動の条件

6.6.2 解析結果および考察

(1) 逆断層中央横断・地表断層 (CASE211)

A1, P1, P2, A2 位置での地震動加速度波形を示すと、図 6.6.3 のようになり、断層の下盤側である A1, P1 の波形と断層の上盤側である P2, A2 の波形の傾向が似ているものの、上盤側の方が大きくなっているのが特徴である。P1, P2 位置の入力加速度の加速度応答スペクトル (5%減衰) は図 6.6.4 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。

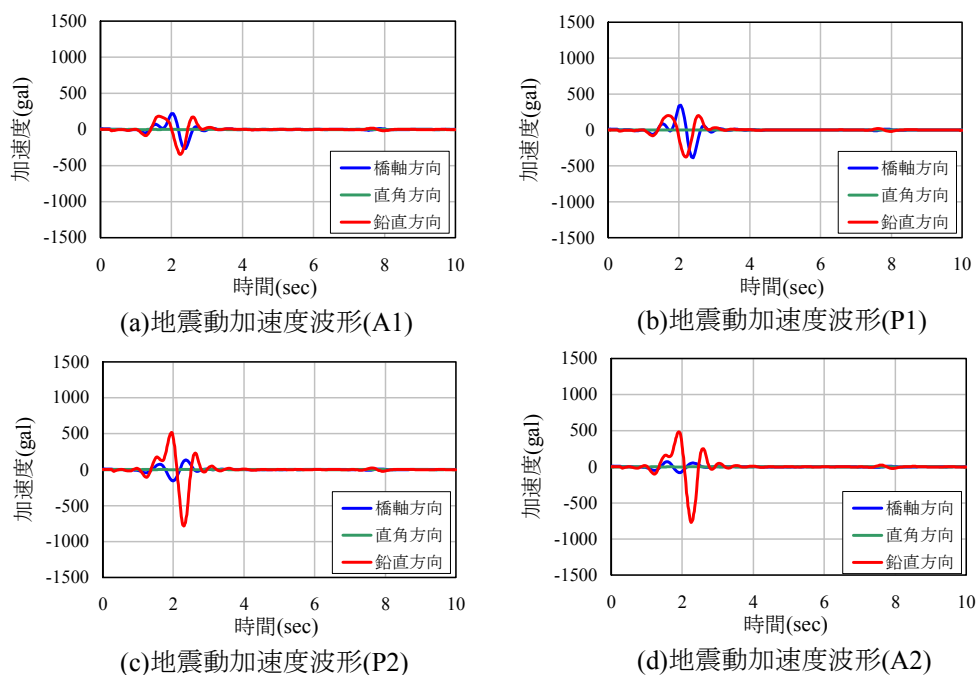


図 6.6.3 地震動加速度波形 (CASE211)

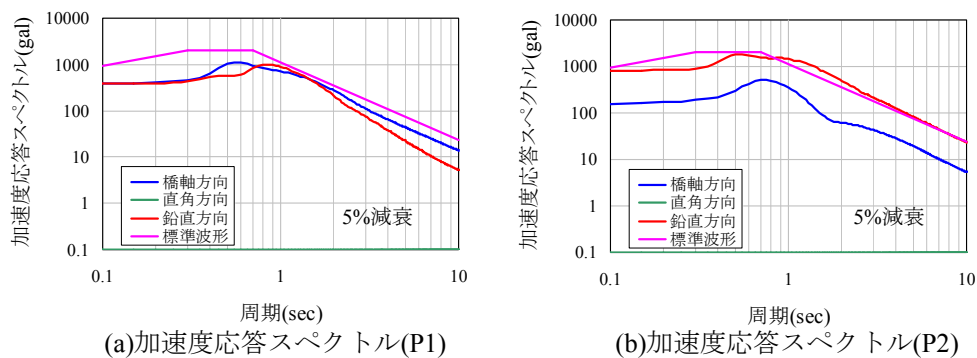


図 6.6.4 加速度応答スペクトル (CASE211)

各下部構造位置での地震動変位波形を示すと図 6.6.5 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。

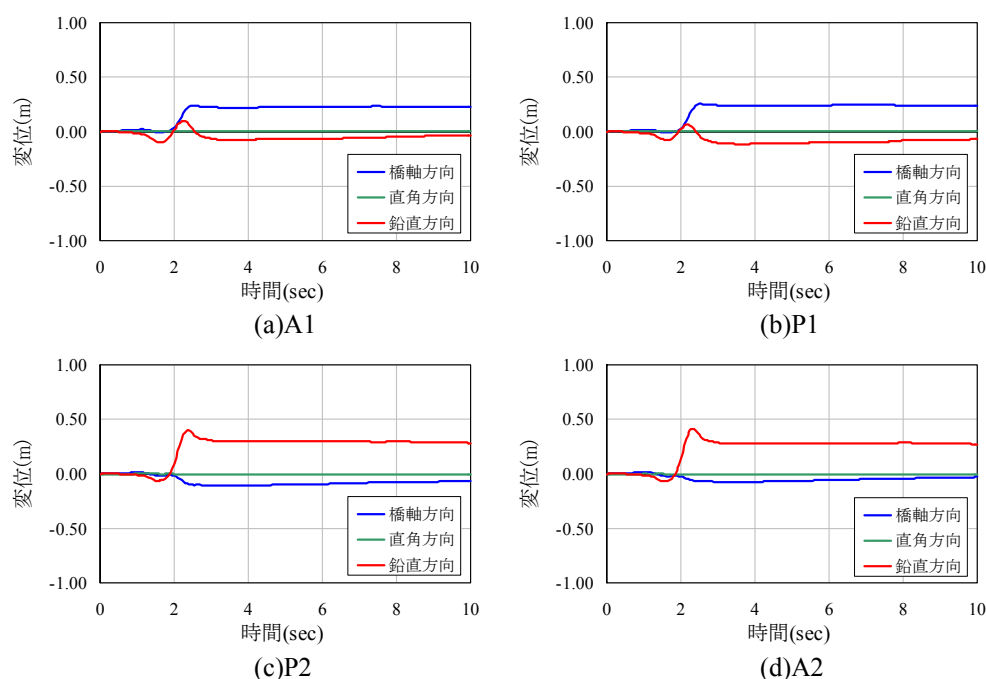


図 6.6.5 地震動変位波形 (CASE211)

これらの入力波形を用いて、地震応答解析した結果を図 6.6.6 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。図 6.6.3 の地震動加速度波形と図 6.6.5 の地震動変位波形より、橋軸直角方向の地震時慣性力と断層変位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 6.6.7 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いえる。また、本ケースによる対象橋梁のひずみ分布を確認するため、アーチリブの応答ひずみが最大となる時刻のファイバーモデルのひずみコンター図を図 6.6.8 に示す。これより、赤く表示される部分が圧縮側で塑性化している部分である。

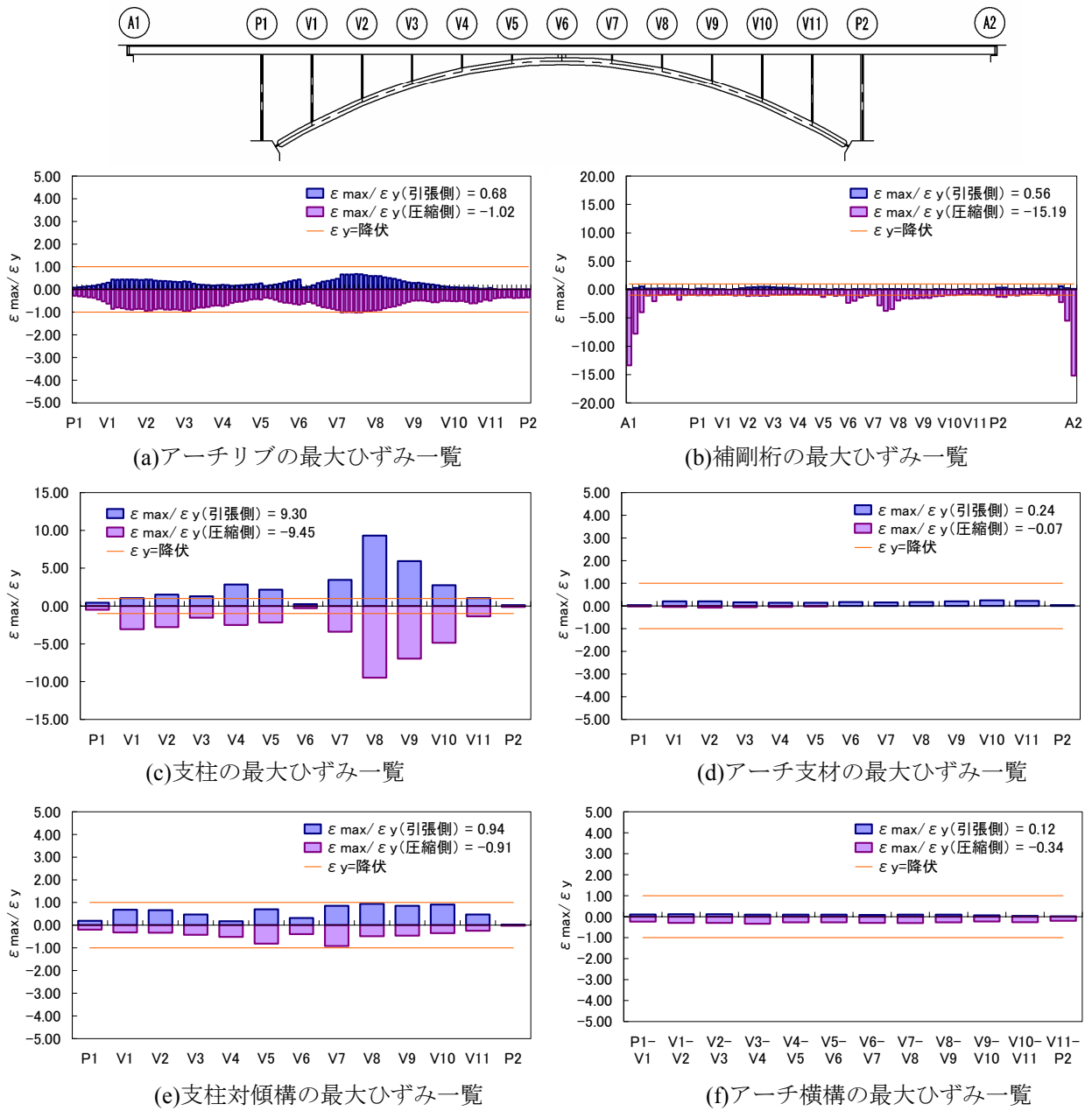


図 6.6.6 解析結果 (CASE211)

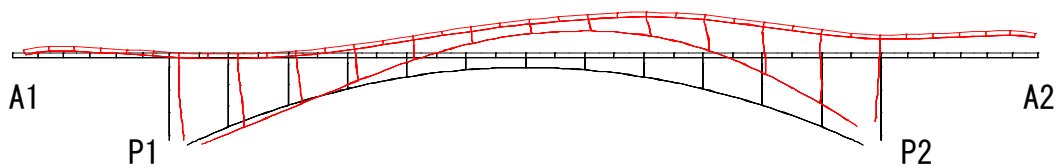


図 6.6.7 最大変位図 (CASE211)
(表示変形倍率 10 倍)

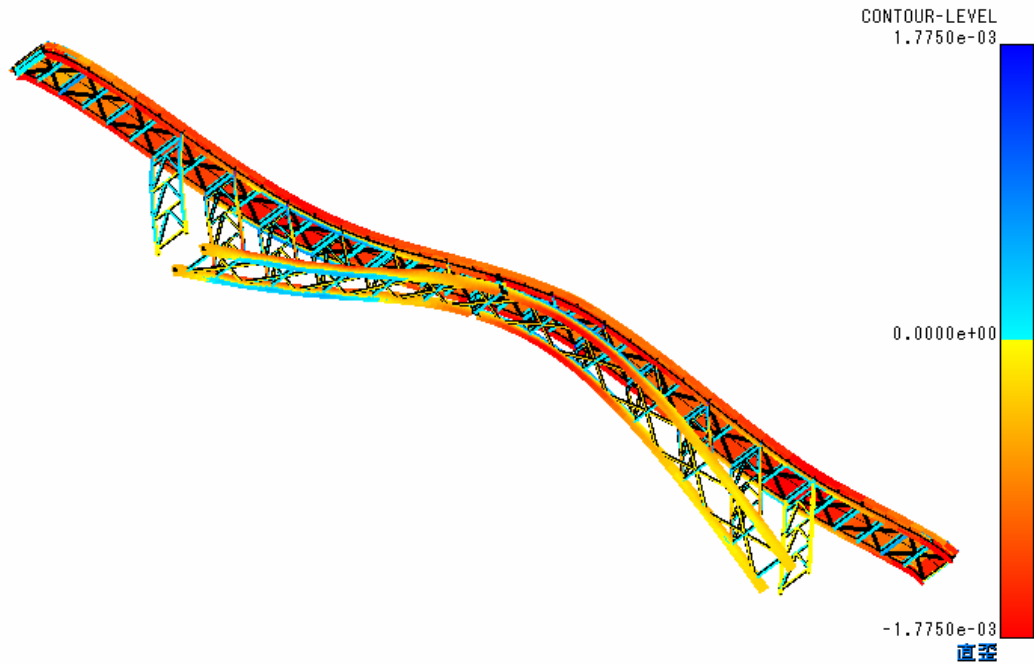


図 6.6.8 ひずみコンター図 (CASE211)

(2) 逆断層中央横断・伏在断層 (CASE221, CASE231)

入力地震動の加速波形、変位波形および加速度応答スペクトルは第 5 章のそれぞれのケースとほぼ同じ傾向となっている。表層地盤の厚さが 0.5km のときの伏在断層 (図 6.3.2(b), CASE221) における解析結果を図 6.6.9 に示す。

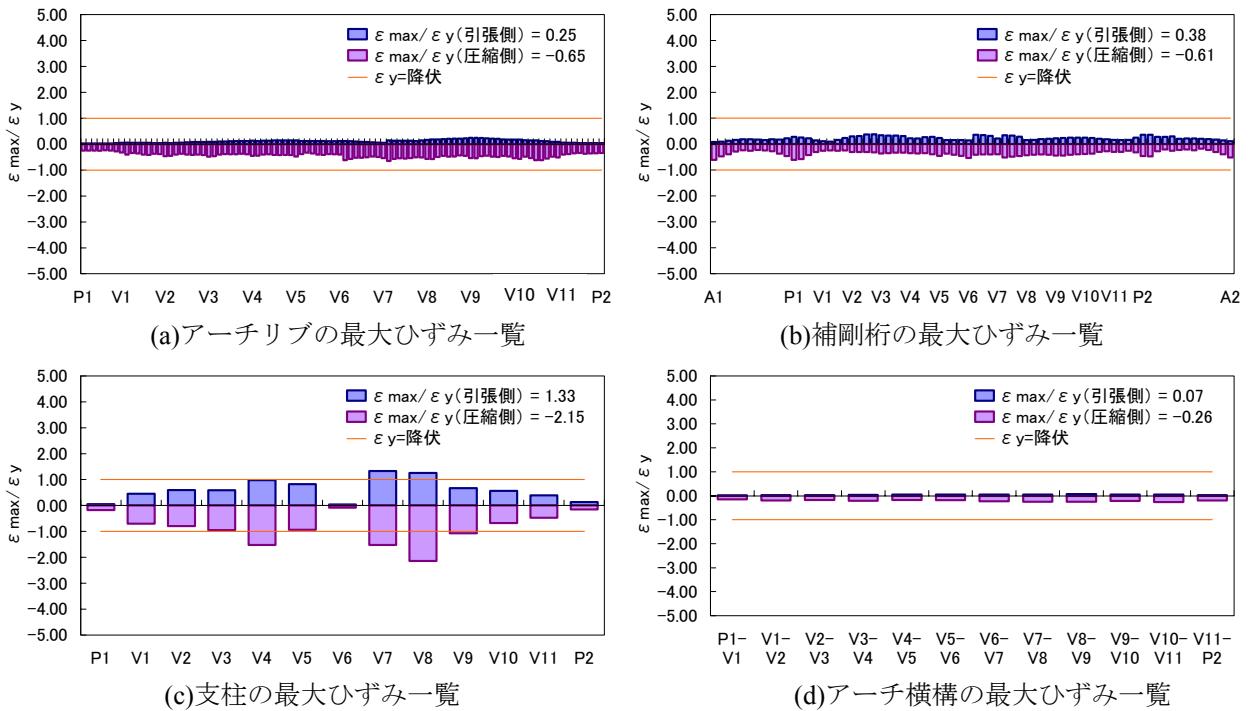


図 6.6.9 解析結果 (CASE221)

この図から、支柱のみ塑性化が確認されるが、地表断層 CASE211 の応答と比較すると、かなり小さくなっている。このケースの P1, P2 橋脚位置での地表上の変位波形は、CASE211 と比較すると鉛直方向に最大で約 60cm 程度と大きく変形するが、断層永久変位自体は小さいことと、P1, P2 橋脚の断層変位が同じ方向であることから、応答が小さくなったと考えられる。また、加速度応答スペクトルについては、橋軸方向と鉛直方向の応答加速度が増幅され、鉛直方向の加速度応答スペクトルが最大で標準波形を上回る 2500gal にも達し、前章の上路式鋼トラス橋では逆断層近傍の応答としては最も大きくなるケースであった。本橋の鉛直方向の固有周期は、表 6.2.1 の固有値解析結果より 0.380 秒であり、鉛直方向の加速度応答スペクトルが 1000gal 程度となるため、鉛直方向の地震時慣性力の影響から本橋の応答が小さくなったと考えられる。

断層がさらに深くなった伏在断層(図 6.3.2(c), 表層地盤 1.5km の CASE231)の解析結果を図 6.6.10 に示す。この図より、支柱のみ塑性化が確認され、伏在断層 CASE221 のひずみ応答と傾向が似ている。本ケースの鉛直方向の加速度応答スペクトルは、伏在断層 CASE221 より小さくなっているが、最大鉛直変位量は大差がなかった。

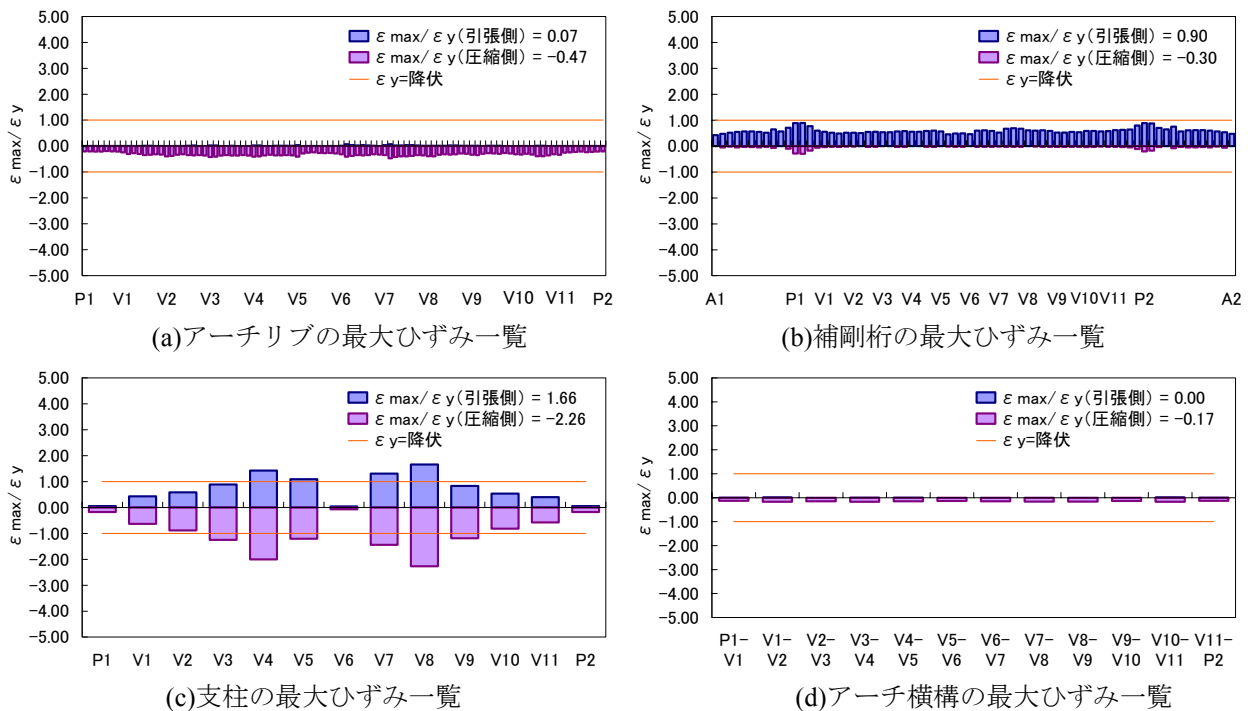


図 6.6.10 解析結果 (CASE231)

(3) 逆断層終端横断・地表断層 (CASE212)

P1, P2 位置での地震動変位波形を示すと、図 6.6.11 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 6.6.12 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いえる。本ケースは CASE211 に次いで、部材の損傷が大きくなった。

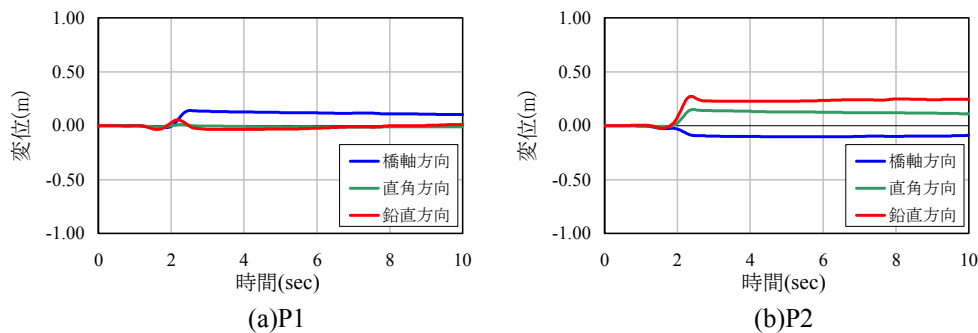


図 6.6.11 地震動変位波形 (CASE212)

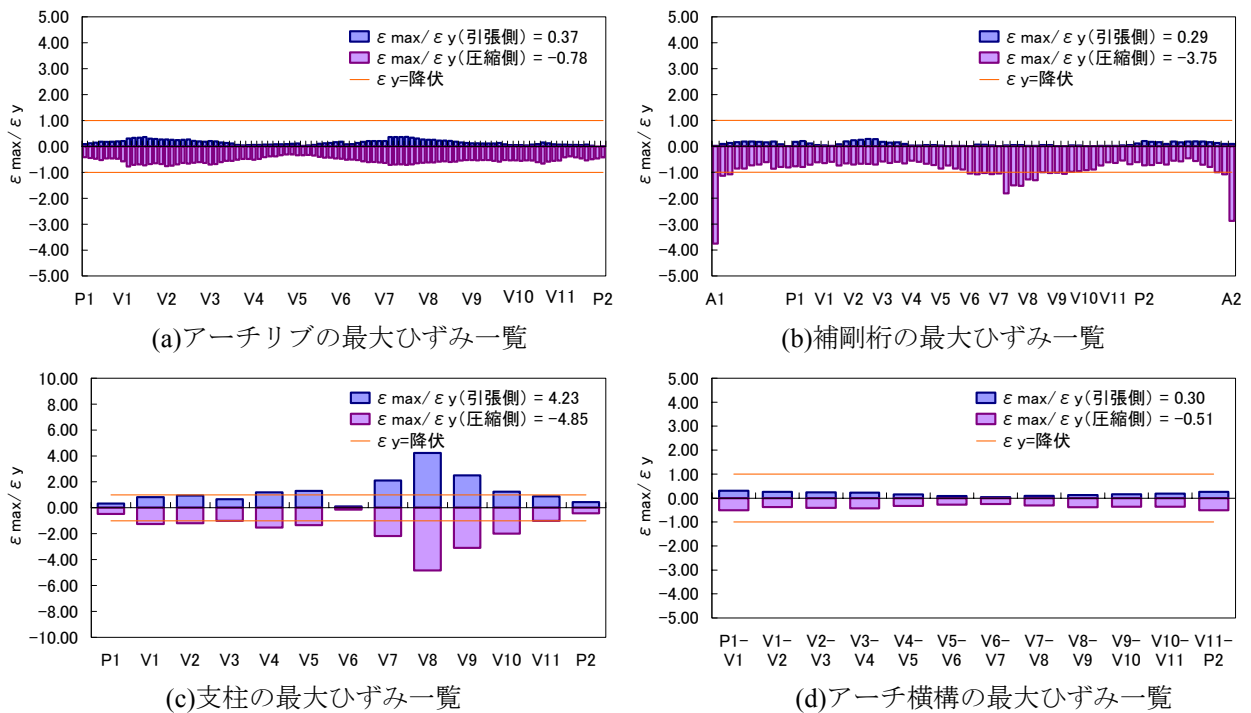


図 6.6.12 解析結果 (CASE212)

(4) 逆断層終端横断・伏在断層 (CASE222, CASE232)

伏在断層（表層地盤厚 0.5km）の CASE222 の解析結果を図 6.6.12 に示す。この図より、支柱が僅かに塑性化する程度であるため、このケースの応答は小さいといえる。

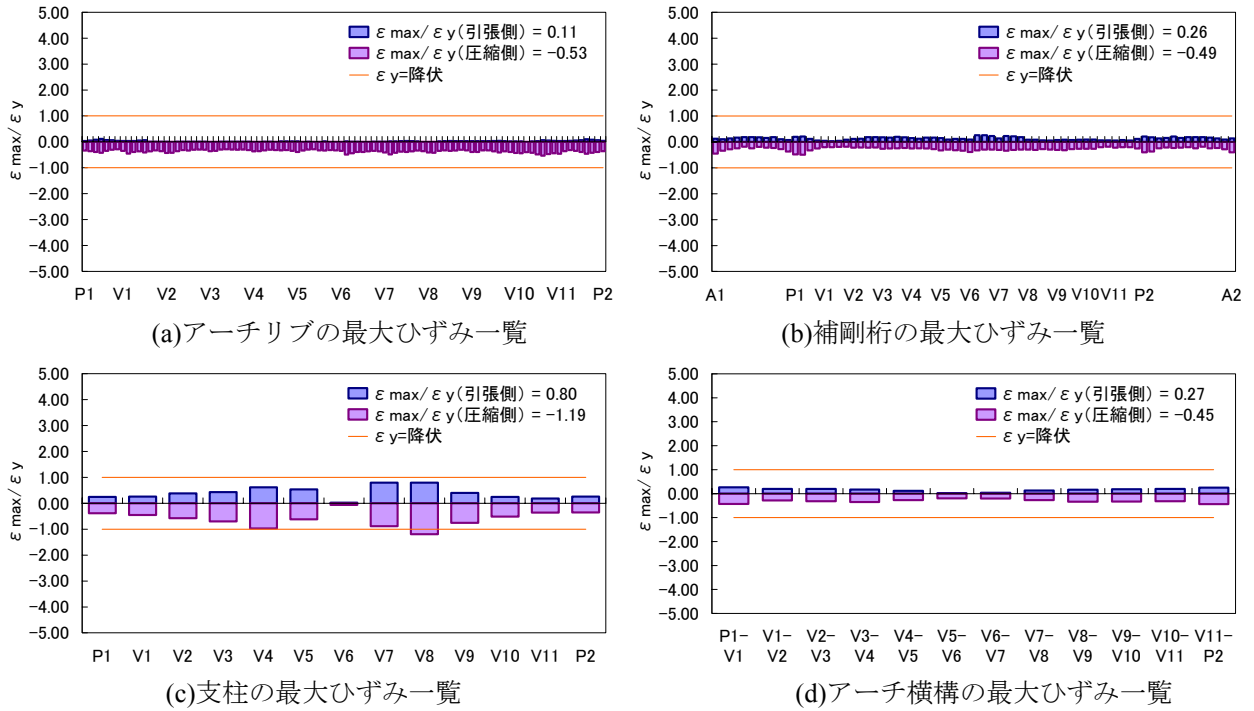


図 6.6.13 解析結果 (CASE222)

伏在断層（表層地盤厚 1.5km）の CASE232 の解析結果を図 6.6.14 に示す。この図より、全体的な応答は小さいものの、支柱の塑性化が確認され、CASE222 より応答は大きくなっている。

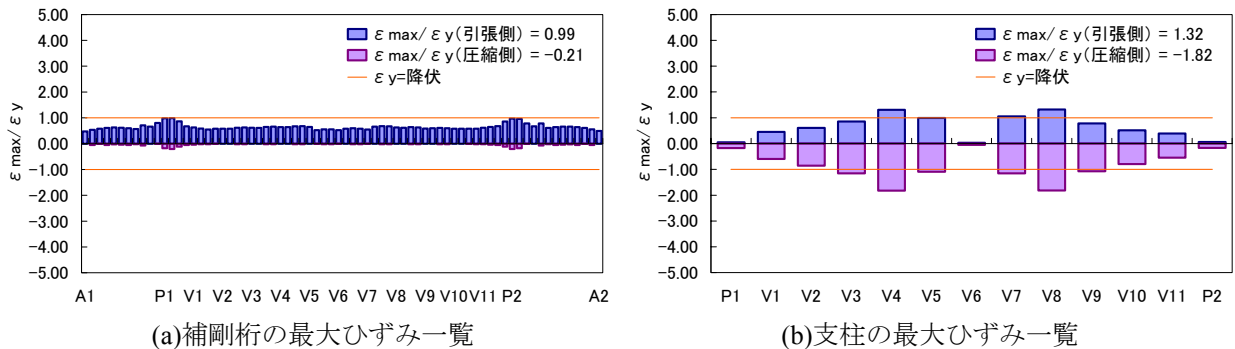


図 6.6.14 解析結果 (CASE232)

(5) 逆断層並行・地表断層 (CASE213)

地層断層 CASE213 の解析結果を図 6.6.15 に示す。この図より、全ての部材が弾性域となっており、このケースの応答は小さいといえる。

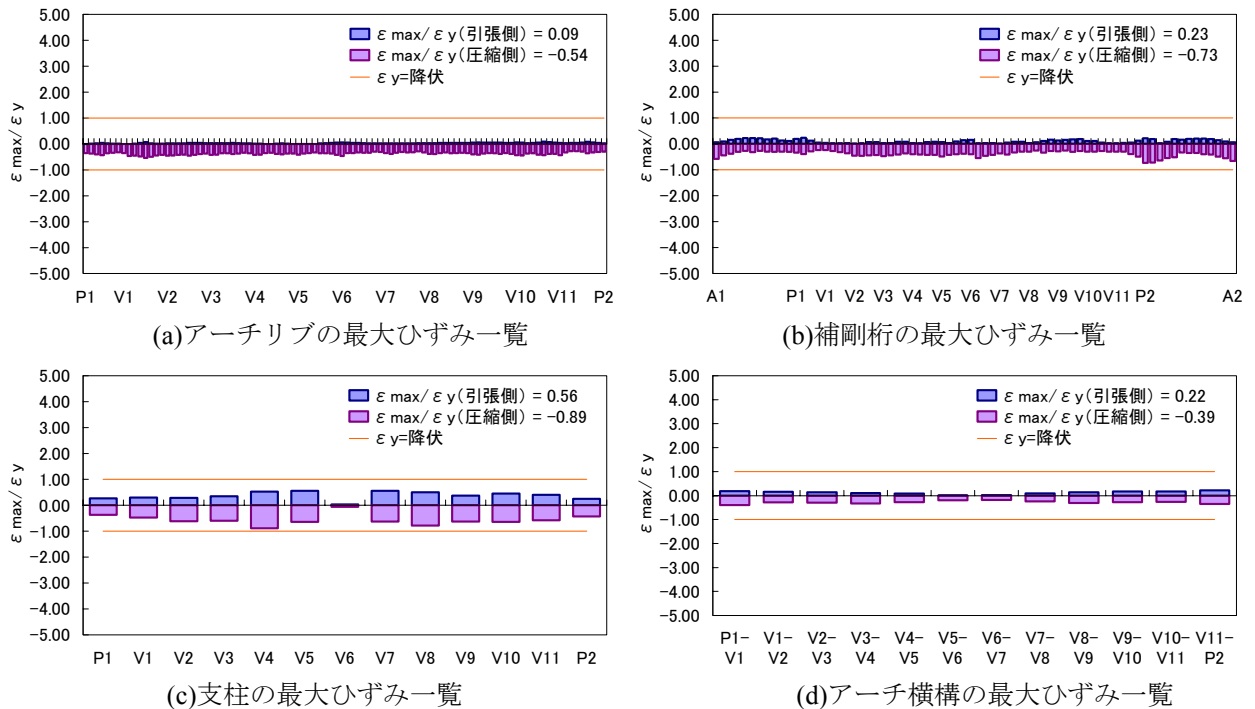
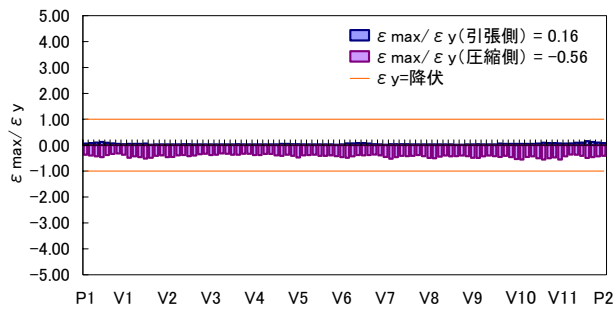


図 6.6.15 解析結果 (CASE213)

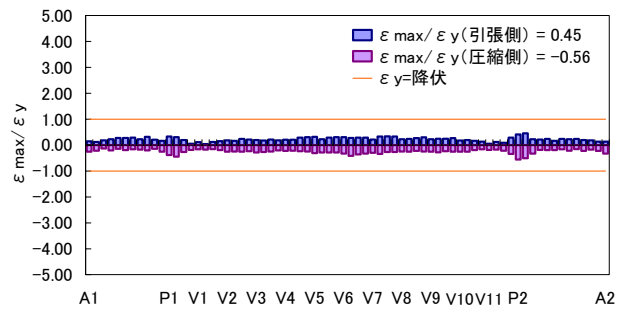
(6) 逆断層並行・伏在断層 (CASE223, CASE233)

伏在断層（表層地盤厚 0.5km）の CASE223 の解析結果を図 6.6.16 に示す。この図より、支柱の塑性化が確認され、逆断層に並行のケースの中では、最も支柱のひずみ応答が大きくなった。

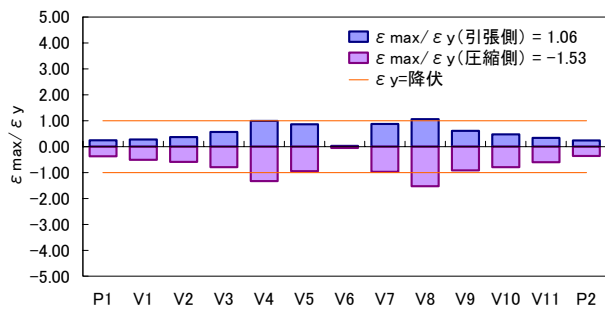
伏在断層（表層地盤厚 1.5km）の CASE233 の解析結果を図 6.6.17 に示す。この図より、支柱が僅かに塑性化する程度であるため、このケースの応答は小さいといえる。逆断層に並行なケースは、各下部工位置における断層変位がほぼ同様になるため、全体的にひずみ応答が小さくなっている。



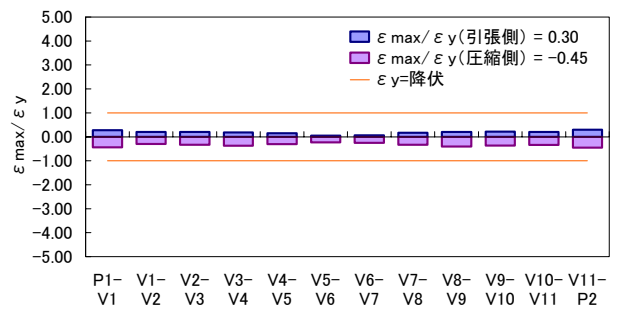
(a)アーチリブの最大ひずみ一覧



(b)補剛桁の最大ひずみ一覧

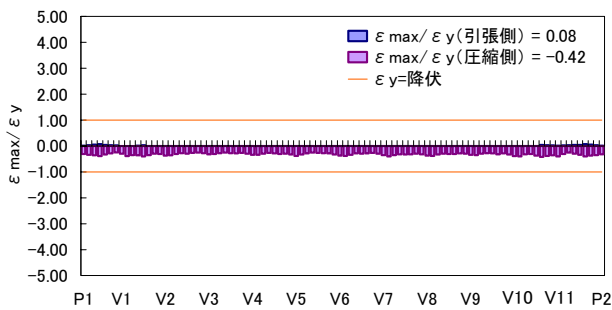


(c)支柱の最大ひずみ一覧

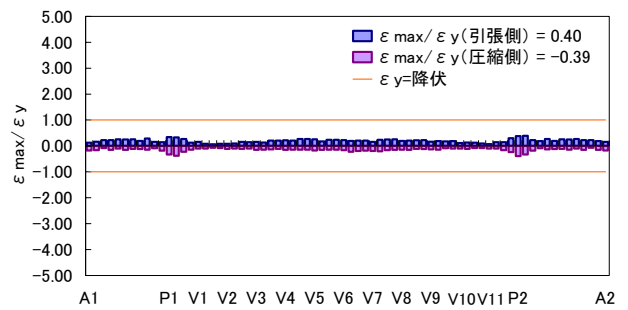


(d)アーチ横構の最大ひずみ一覧

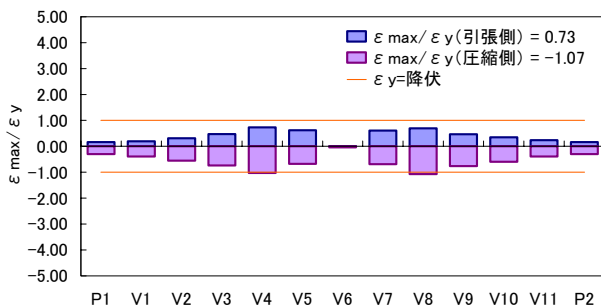
図 6.6.16 解析結果 (CASE223)



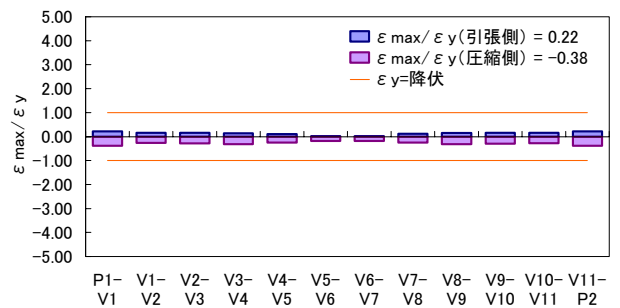
(a)アーチリブの最大ひずみ一覧



(b)補剛桁の最大ひずみ一覧



(c)支柱の最大ひずみ一覧



(d)アーチ横構の最大ひずみ一覧

図 6.6.17 解析結果 (CASE233)

6.7 まとめ

本研究では、断層永久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、M6.5の横ずれ断層と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。得られた結論は、以下のとおりである。

- (1)震源断層近傍の上路式鋼アーチ橋の応答特性解明のために、震源から橋梁までの一貫した解析モデルを提示した。そして、そのモデルを用いて、対象橋梁の応答特性が断層の種類や位置(断層が横断か並行)および断層上端の深さに大きく関係することがわかった。
- (2)横ずれ断層中央横断で断層が地表に出現する CASE111 においては、応答値および変形状態に対して断層変位の影響が大きく、支柱の損傷が大きくなった。また、断層永久変位を強制変位荷重として静的解析を実施した結果、塑性化が生じなかったため、CASE111 は断層変位と地震時慣性力の両方の影響を受けて部材が損傷すると考えられる。
- (3)横ずれ断層中央横断で断層が地表に現れない伏在断層の CASE121, CASE131 においては、断層変位の影響が小さく、全ての部材が弾性域となった。
- (4)横ずれ断層終端横断のケースにおいては、支柱が僅かに塑性化する程度であり、対象橋梁へ与える影響は小さい。
- (5)横ずれ断層並行で地表断層の CASE113 においては、同一方向に地盤が移動するため断層変位の影響が小さく、全ての部材が弾性域となった。
- (6)横ずれ断層並行で伏在断層の CASE123 においては、断層変位の影響は小さいが、直角方向の地震力が非常に大きくなり、部材損傷が進み崩壊に至ると考えられる。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いえる。
- (7)逆断層中央横断で断層が地表に出現する CASE211 においては、対象橋梁の応答値および変形状態に対して逆断層による断層変位の影響が大きいことがわかった。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いえる。
- (8)逆断層中央横断で断層が地表に現れない伏在断層の CASE221, CASE231 においては、断層永久変位の影響は小さいため、CASE211 に比べて部材のひずみ応答がかなり小さくなった。また、上路式鋼トラス橋の場合と異なり、鉛直方向の地震時慣性力の影響が小さいことがわかった。
- (9)逆断層終端横断の地表断層の CASE212 においては、断層変位の影響より CASE211 に次いで、部材の損傷が大きくなった。
- (10)逆断層並行のケースは、同一方向に地盤が移動するため断層永久変位の影響は小さく、全体的にひずみ応答が小さくなることがわかった。

参考文献

- 1) 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.
- 2) 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.
- 3) 児玉喜秀, 原田隆典, 野中哲也, 中村真貴, 宇佐美勉: 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, 構造工学論文集, Vol.58A, pp.436-447, 2012.
- 4) 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.
- 5) 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, 日本地震学会なみふる, 第18号, pp.4-5, 2000.
- 6) 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.
- 7) 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.
- 8) (社)日本道路協会: 道路橋示方書・同解説V耐震設計編, 2012.3.
- 9) 児玉喜秀, 原田隆典, 野中哲也, 宇佐美勉: 逆断層近傍の上路式鋼アーチ橋の動的応答特性, 土木学会年次学術講演会講演概要集I-190, Vol.66, pp.379-380, 2011.9.
- 10) 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, 2003.8.
- 11) Aki, K. and Richards, P. G.: Quantitative Seismology, Second Edition, University Science Books, 2002.

第7章 震源断層近傍における道路橋の耐震性向上に関する研究

7.1 まえがき

第5章と第6章から、震源断層近傍における上路式鋼トラス橋と上路式鋼アーチ橋の応答特性がわかった^{1),2),3)}。すなわち、震源断層近傍では、地震時慣性力による影響のみならず、断層変位による影響が大きいため、複雑な応答をすることで対象橋梁の主要部材の損傷が進むケースを把握することができた。

また、阪神大震災以降、上路式鋼アーチ橋のような特殊橋梁に対しても耐震補強の研究が各研究機関にて精力的に行われてきた。現在、その研究成果を活用して、履歴型ダンパーや粘性型ダンパー等の設置による制震構造がよく採用されている。制震構造では、主部材の鋼板増厚や部材追加等による強度と変形性能を向上させる従来の補強とは異なり、地震後に取替えまたは補修が容易にできる2次部材等を軸降伏型ダンパー（座屈拘束ブレース等）に置換^{4)~6)}し、大地震時に許容範囲の損傷をダンパーのみに集中させて、主構造を健全な状態に収めるというものである。上路式鋼アーチ橋における置換する2次部材としては、アーチ下横構や支柱の対傾構が多い。

一方、地震外力そのものを下げる方法も考えられる。すなわち上部構造重量を軽くして慣性力を下げることである。上路式鋼アーチ橋の構造的特徴としては、RC床版の重量が全重量の半分以上（約6割程度）も占めるのが一般的である。そのため、大地震時にRC床版に対して大きな慣性力が作用して、アーチリブ基部や端支柱、さらには2次部材の下横構や対傾構等が大きく損傷する場合が多い。その慣性力を低減するため、床版を軽くすることが耐震向上策において効果があると思われる。

そこで、本研究では、第6章の上路式鋼アーチ橋⁴⁾を対象にして、横ずれ断層や逆断層など震源断層近傍において有効な耐震性向上策に関する解析的研究の内容^{3),7)}を記述する。

7.2 鋼アーチ橋の耐震性向上策

阪神大震災以降、上路式鋼アーチ橋のような特殊橋梁に対しても耐震補強の研究が各研究機関にて精力的に行われてきた。その研究成果⁴⁾として、次のような鋼アーチ橋に対する具体的な耐震向上策が挙げられている。

- ①軸降伏型である座屈拘束ブレースの設置 [宇佐美ら, 2004]
- ②軸降伏型ダンパーを有するロッキング型免震・制震構造への変更 [後藤ら, 2006]
- ③せん断降伏型ダンパーの設置[野中ら, 2003b ; 小川ら, 2003]
- ④トラス構造からフィレンディール構造への変更[酒井, 2002 ; 野中ら, 2003b]

ここでは、①、②の耐震性向上策について説明する。

7.2.1 座屈拘束ブレースの設置による耐震性向上

軸降伏型ダンパーである座屈拘束ブレースの構造を図7.2.1に、一般的な設置例を図7.2.2に示す。座屈拘束ブレースは、ブレース材が圧縮力を受けた際に曲げ座屈を起こさせないように補剛用のカバーを取り付けたブレース材であり、上路式鋼アーチ橋の支柱対傾構やアーチ横構の既設部材を座屈拘束ブレースに取替える耐震補強法が採用されるようになってきた。座屈拘束のない細長いブレースに繰り返し圧縮力が作用した場合、曲げ座屈を生じることにより耐荷力が急激に低下し、十分なエネルギー吸収を期待することはできない。また、ブレースに曲げ座屈に伴う耐力低下がない復元力を求めるため細長比を極端に小さくすると、かえって周辺の柱に過大な応力を生じさせることになる。そのため、エネルギー吸収部材としてのブレースには、安定した履歴特性を有し、かつ大きな軸変形にも対応できることが要求される。そこで、モルタルや鋼材などの拘束材でブレースを覆い、圧縮時の局部座屈と全体座屈を拘束したブレースが有効に用いられる。ブレースの座屈を拘束することによって圧縮側に引張側と同様の履歴特性が得られ、ブレースのエネルギー吸収・消散能力を格段に向上させる。

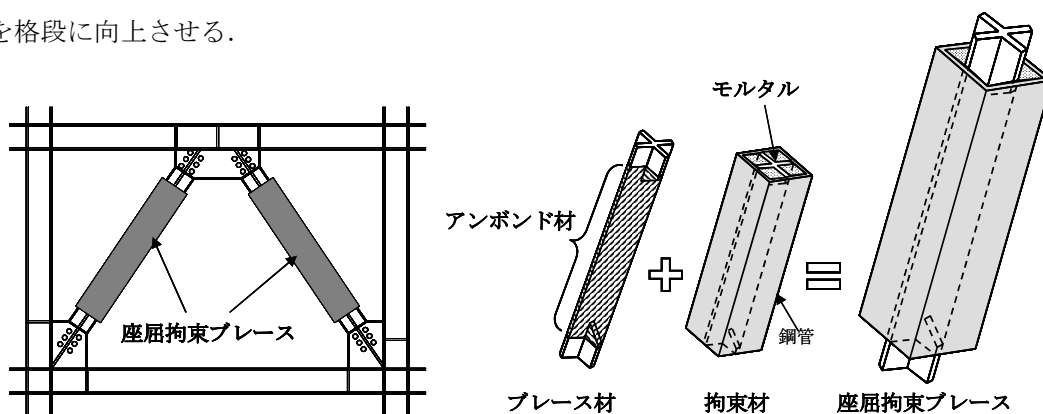


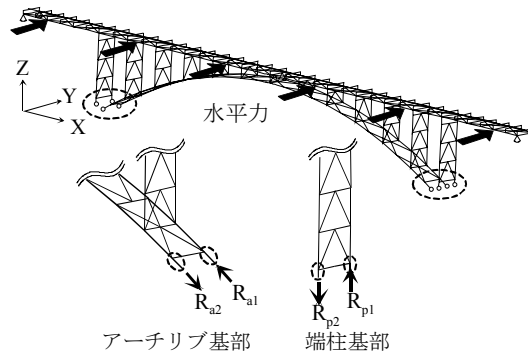
図 7.2.1 座屈拘束ブレースの構造



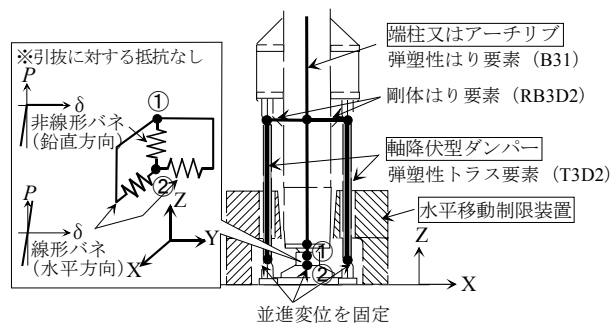
図 7.2.2 座屈拘束ブレース設置例

7.2.2 ロッキング型免震・制震構造による耐震性向上

アーチ橋の端柱やアーチリブのようにアスペクト比（高さ/幅）が大きく、ブレースによる補剛がなされたせん断剛性が高い骨組構造に対して地震力等の水平力が作用した場合、通常の構造では基部の浮き上がりを伴うロッキング挙動が拘束されるので端部の柱には引張り力が作用し、その反作用として他端の柱には圧縮力が作用する。このため、柱には死荷重による圧縮力を超える大きな軸圧縮力が作用することになる。そこで、ロッキングが生じる際に、柱基部やアーチリブ基部の浮き上がりを許容し免震機能を持たせるとともに、軸降伏型の履歴ダンパーを周辺に配置することで浮き上がり量の調節、接地時の支承への衝突緩和と制震機能を付加することで橋軸直角方向の耐震性能の向上を図る。具体的にはロッキング型免震・制震機構は図 7.2.3 に示すように浮き上がりを許容した支承部、水平移動制限装置と軸線方向に配置した軸降伏型ダンパーから成り立っている。なお、本免震・制震機構はダンパーを取り外した状態でも死荷重に対しては機能を損なわないので、地震後のダンパー交換作業において、死荷重作用下での交換が可能であり、残留変形も生じにくい。さらに、ダンパーは柱基部に設置されているため、制震ブレースなどに比べ既設構造への設置作業も容易であると考えられる。



(a) アーチ橋の端柱およびアーチリブ基部に発生する負反力



(b) 浮き上がりを許容する制震・免震機構の概要とモデル化

図 7.2.3 ロッキング型免震・制震構造の概要

7.3 横ずれ断層近傍における道路橋の耐震性向上策

7.3.1 解析条件

前節 6.5 の横ずれ断層近傍の応答解析より、地震時慣性力が大きくなることで、部材の損傷が全ケース中で最も進んだ、横ずれ断層並行・伏在断層 (CASE123)は、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である。また、横ずれ断層中央横断・地表断層 (CASE111) については、地震時慣性力は大きくないものの、断層変位の影響が最も大きくなり、部材の損傷が進んだケースである。そこで、横ずれ断層近傍における耐震性向上策の検討を目的に、上記2ケースに対して端支柱対傾構とアーチ横構に座屈拘束ブレースを設置した耐震補強解析を行う。座屈拘束ブレースの設置箇所は、図 7.3.1 に示すように端支柱の対傾構とアーチ横構とする。解析モデルは前章と同じようにファイバーモデルとし、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した。

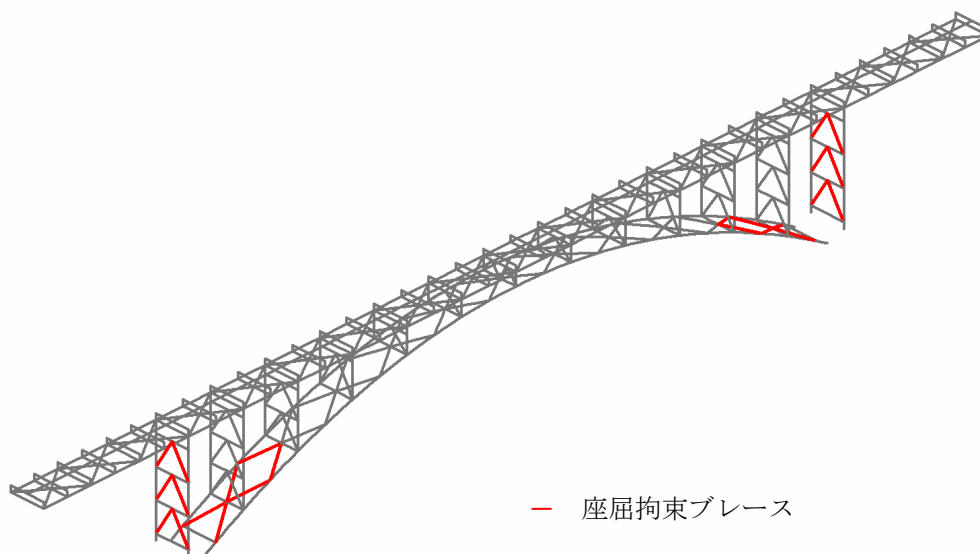


図 7.3.1 座屈拘束ブレースの設置箇所

7.3.2 断層並行・伏在断層 (CASE123)での耐震性向上策

断層並行・伏在断層 (CASE123)での座屈拘束ブレースによる耐震性向上策の効果を調べた補強解析結果として, 部材の最大ひずみを図 7.3.2 に, 座屈拘束ブレースのダンパー履歴を図 7.3.3 に示す.

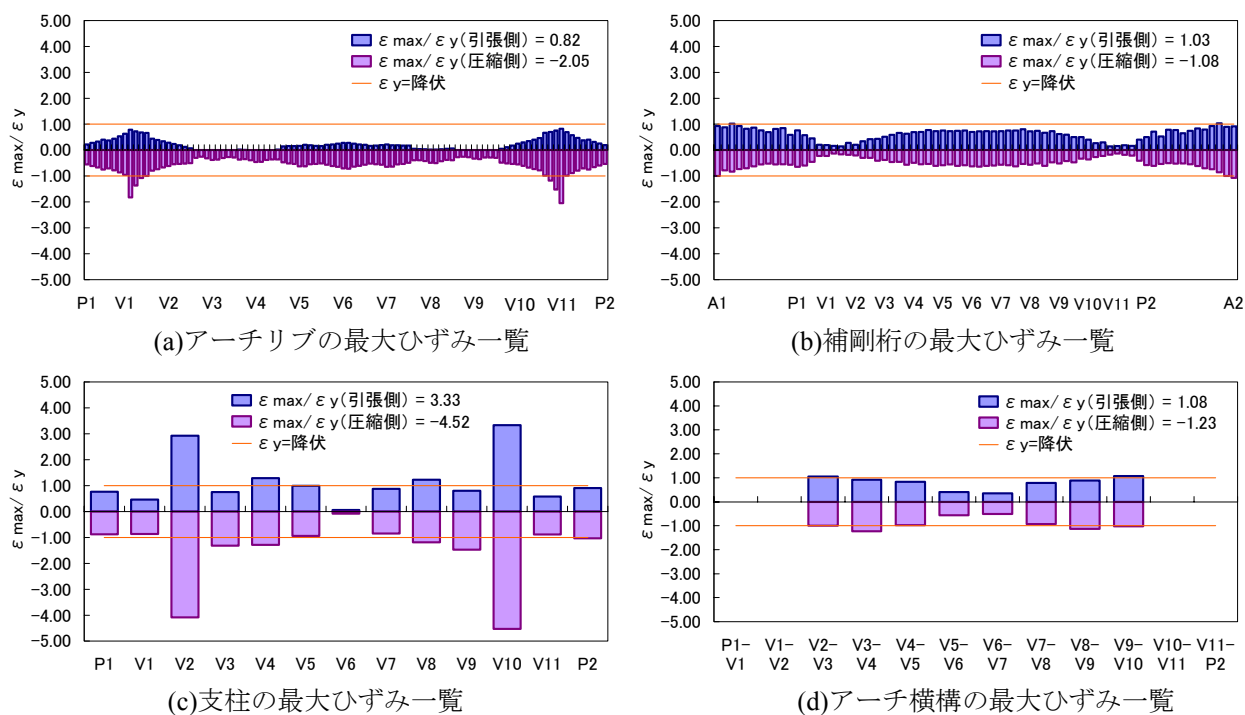


図 7.3.2 補強解析結果 (CASE123)

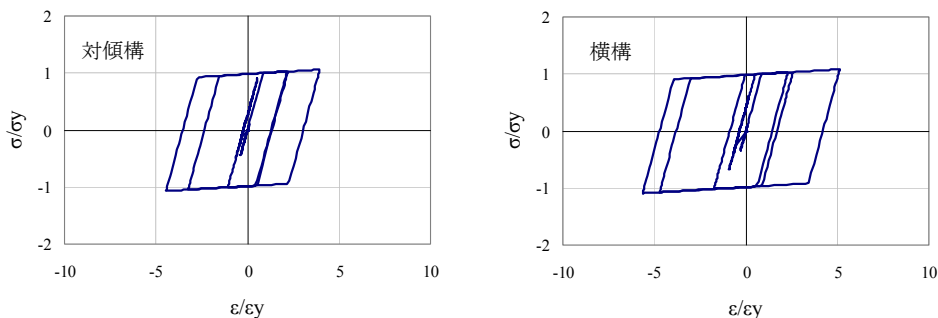


図 7.3.3 座屈拘束ブレース履歴

これらの図から、対傾構や横構に設置した座屈拘束ブレースがエネルギーを吸収し、主部材のひずみ応答が低減されていることがわかる。アーチ横構の最大ひずみ一覧で、P1-V2, P10-P2 の値が無いのは座屈拘束ブレースに取り替えたためである。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。支柱 V2, V12 の最大ひずみが降伏ひずみの 4 倍程度となっているが、V2-V3 間, V9-V10 間のアーチ下横構を座屈拘束ブレースに置換することで、応答を低減することができる。これより、地震時慣性力の影響が大きい CASE123 に対しては、座屈拘束ブレースが有効に働いたといえる。

7.3.3 断層中央横断・地表断層 (CASE111) での耐震性向上策

断層中央横断・地表断層 (CASE111) での補強解析結果の部材の最大ひずみを図7.3.4に、座屈拘束ブレースのダンパー履歴を図7.3.5に示す。

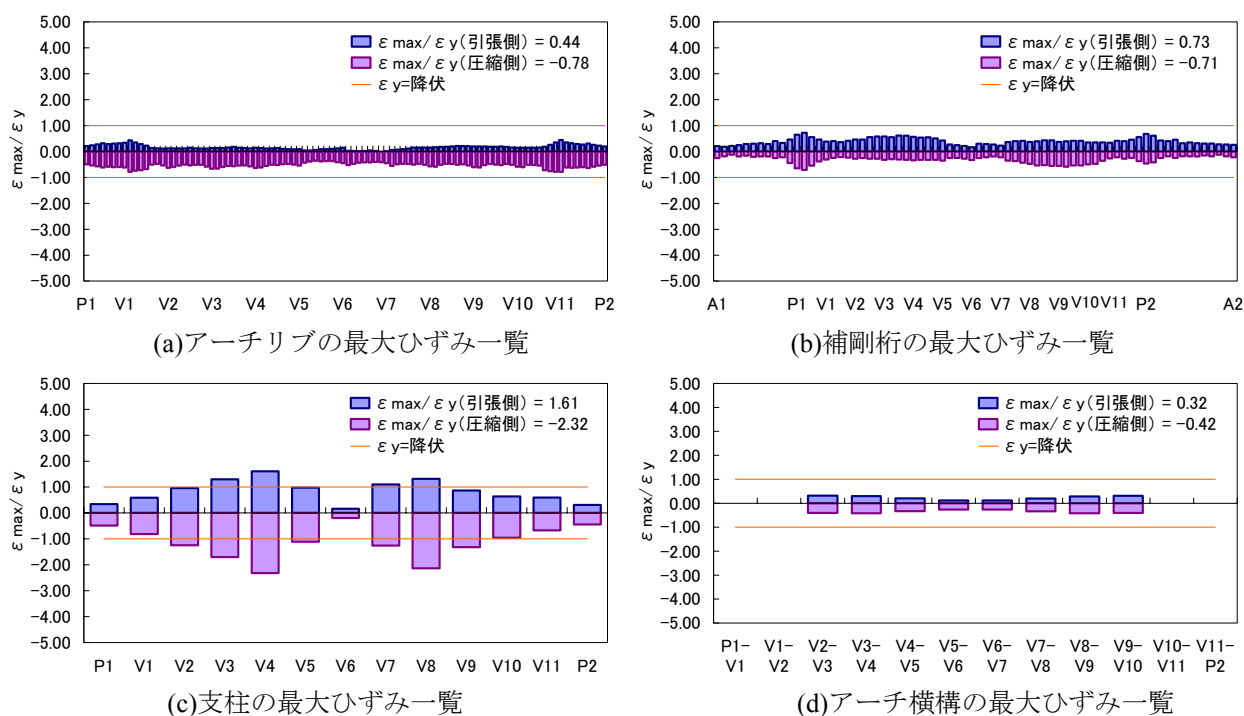


図 7.3.4 補強解析結果 (CASE111)

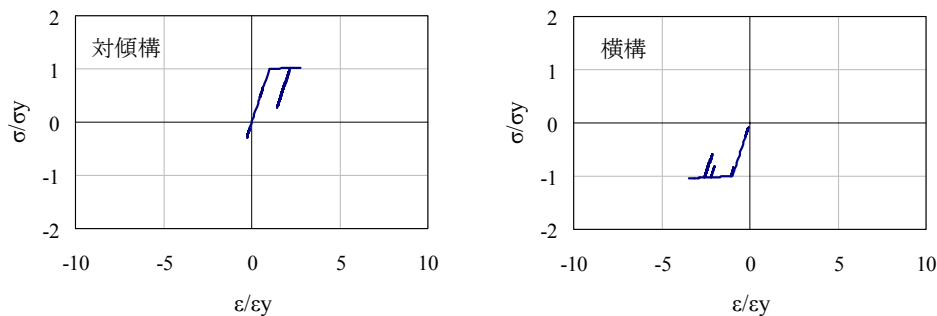


図 7.3.5 座屈拘束ブレース履歴

これらの図から、対傾構や横構に設置した座屈拘束ブレース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。補強前に最大ひずみ／降伏ひずみが-2.47であったのに対し、補強後は-2.32と僅かに小さくなった程度である。これより、地震時慣性力より断層変位の影響が大きい CASE111 に対しては、座屈拘束ブレースが有効に働かないことがわかった。座屈拘束ブレースは軸降伏型のダンパーであり、芯材の塑性変形、すなわち、軸方向変位に依存したダンパーである。そのため、断層変位の影響から鋼材の応力-ひずみ関係が正負交番を繰り返さず、圧縮または引張領域だけの応答になっている。これより、履歴エネルギー吸収が期待できないため、応答低減効果がほとんどなかったといえる。

そこで、断層変位も含めたエネルギー吸収を期待して、速度依存型ダンパーを設置した場合の補強効果解析を実施した。速度依存型ダンパーの設置箇所は図 7.3.1 と同様とし、軸力-速度特性を図 7.3.6 とした。

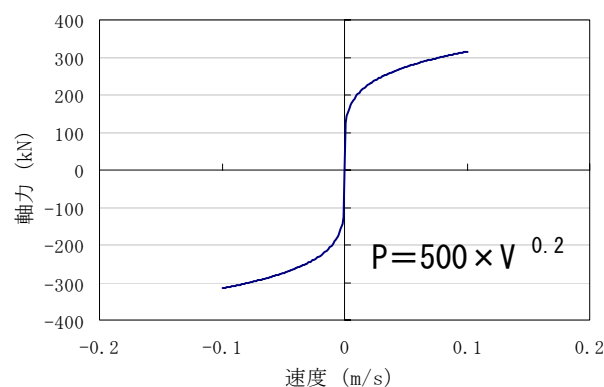


図 7.3.6 速度依存型ダンパー特性

速度依存型ダンパーによる補強解析結果として、部材の最大ひずみを図 7.3.7 に、速度依存型のダンパー履歴を図 7.3.8 示す。

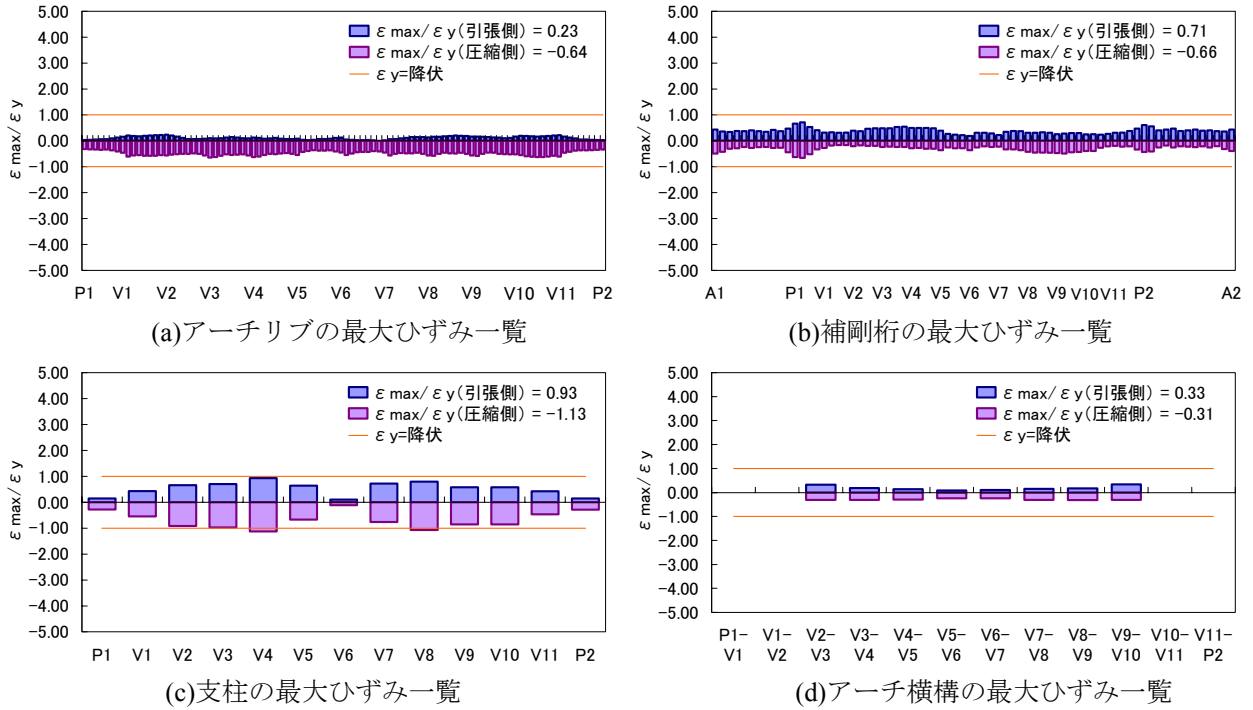


図 7.3.7 解析結果 (CASE111, 速度依存型)

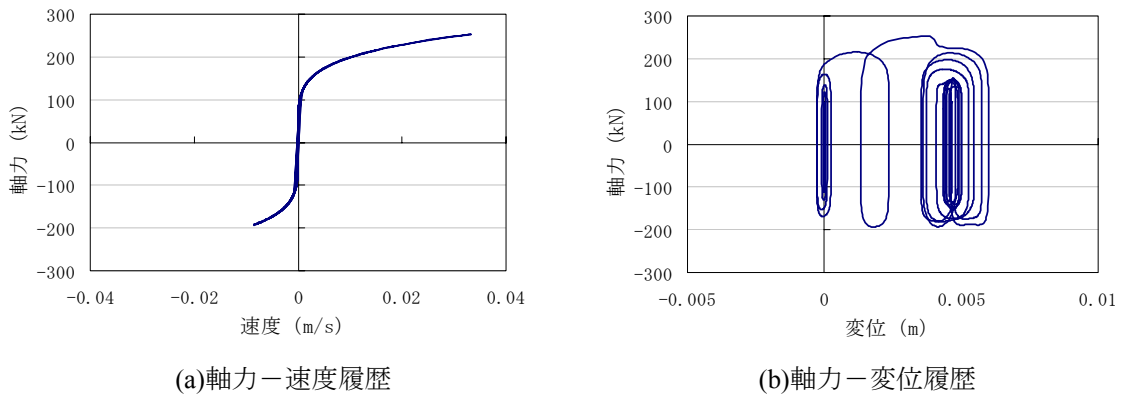


図 7.3.8 速度依存型ダンパー履歴

これより、速度依存型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、最大ひずみの低減に繋がったことがわかる。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、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吸収が期待できる速度依存型ダンパーが最も望ましい耐震性向上策であるといえる。

7.4 逆断層近傍における道路橋の耐震性向上策

7.4.1 解析条件

前節 6.6 の逆断層近傍の応答解析より、断層変位の影響が大きくなることで、部材の損傷が全ケース中で最も進んだ、逆断層中央横断・地表断層（CASE211）は、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である。そこで、逆断層近傍における耐震向上策の検討を目的に、上記ケースに対する耐震補強解析を行うものとする。このケースは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、部材の損傷が進んだものと判断できる。したがって、補強方法としては、7.2.2 項のロッキング型免震・制震構造を対象橋梁の端支点部に適用した耐震補強解析を行うものとする。そもそも、ロッキング型免震・制震構造はアーチ橋の橋軸直角方向加震時におけるアーチ基部や端支柱基部に生じる偶力による大反力対策を目的に開発されたものである。

ここでは、ロッキング型免震・制震構造と同じように、逆断層による断層鉛直変位による端支点部の浮き上がりを許容した場合の効果を調べる。補強解析では、浮き上がりを許容した場合の効果を確認するため、ロッキング型免震・制震構造の浮き上がり時の制震効果はモデル化せず、図 7.4.1 に示すような鉛直支持特性とした。解析モデルは前章と同じようにファイバーモデルとし、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した。

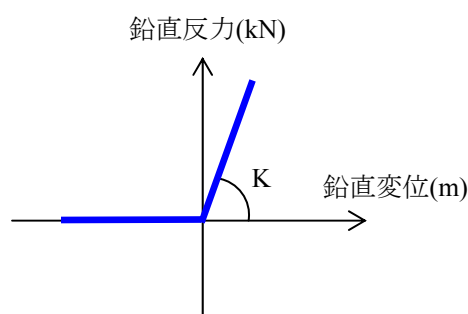


図 7.4.1 端支点の鉛直支持特性

7.4.2 断層中央横断・地表断層（CASE211）での耐震性向上策

断層中央横断・地表断層（CASE211）での端支点部の浮き上がりを許容した耐震性向上策の効果を調べる補強解析結果として、部材の最大ひずみを図 7.4.2 に、最大変位図を図 7.4.3 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。

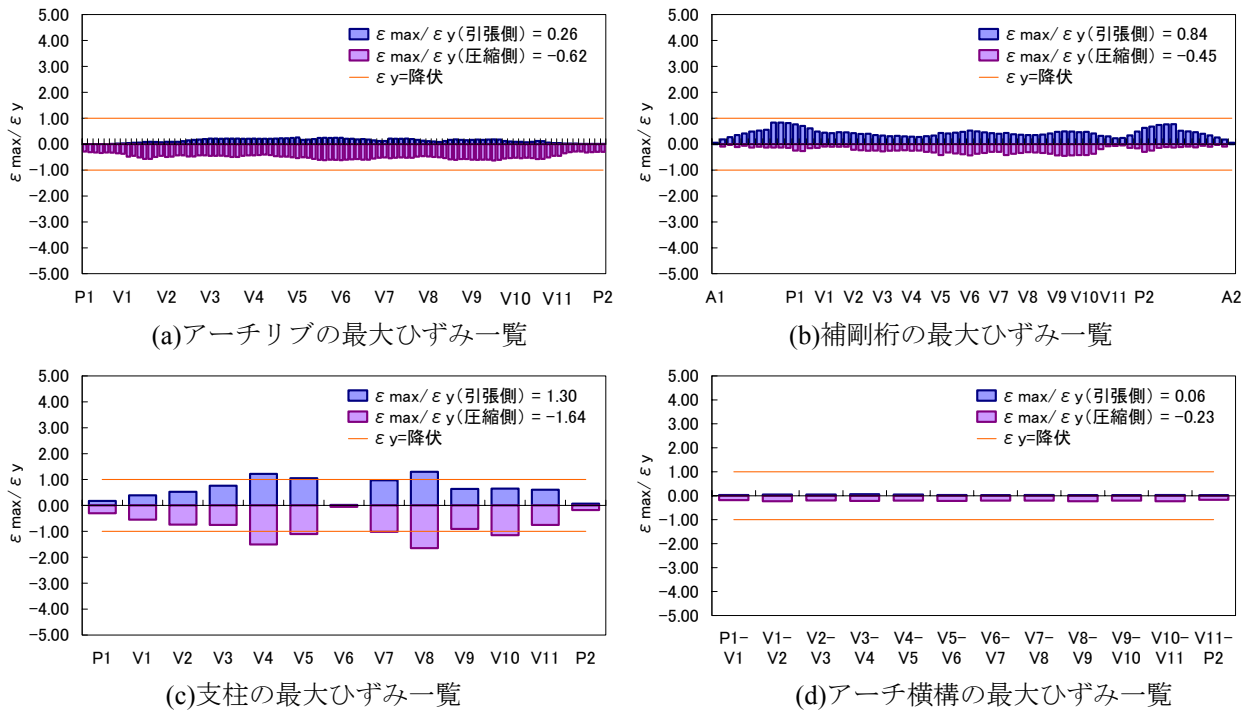


図 7.4.2 解析結果 (CASE211)

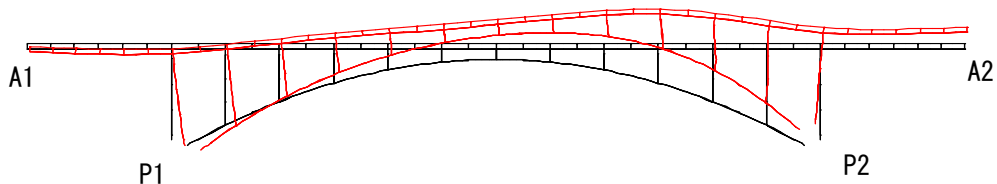


図 7.4.3 最大変位図 (CASE211)

(表示変形倍率 10 倍)

これらの図から、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。したがって、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。また、V脚ラーメン橋のような端支点部に浮き上がりが生じやすい構造に対しても有効であることを確認している。ただし、実用化に向けて、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。

7.5 アルミニウム床版への取り替えによる道路橋の耐震性向上策

7.5.1 アルミニウム床版の構造特性

今後、我が国の道路橋は急速に老朽化が進むため、床版の補修や耐震補強などを含めた維持管理が重要となってくる。そこで、既設の鉄筋コンクリート床版（RC 床版）を軽量かつ耐食性に優れたアルミニウム床版（AL 床版）へ取り替えることで、補修と耐震補強が可能となり、大幅なコスト削減もできると考えられる。本研究で用いるアルミニウム床版は、大倉ら⁸⁾⁹⁾によって技術開発された道路橋用床版とし、アルミニウム合金の押出形材を摩擦攪拌接合で繋いだもので、RC 床版の1/5 という軽量さと耐食性に優れているといった特徴がある。AL 床版（開閉断面AL 床版）の構造を図 7.5.1 に示す。同図(a)に示すように、中空の部材が橋軸直角方向に並ぶような形式で、対象橋梁の補剛桁上にAL 床版が設置される。常時荷重で設計されたAL 床版の1 本分の押出形状の寸法を同図(b)に示す。1 本の押出を複数本（本解析では4 本）で構成して、AL 床版の1 ユニットとなる（同図(c)）。このAL 床版ユニットは、高力ボルトを用いて接合される。

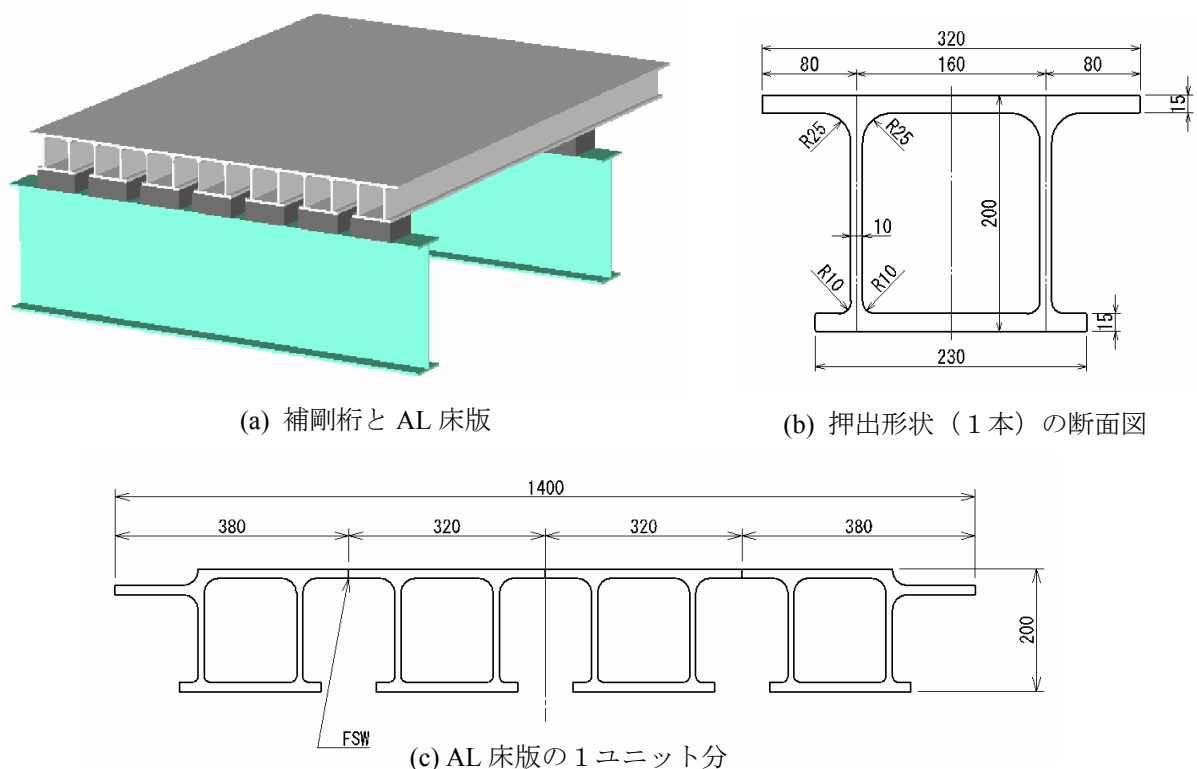


図 7.5.1 AL 床版の構造

7.5.2 解析モデル

解析モデルは、第6章の上路式鋼アーチ橋とし、既設のRC床版をAL床版に取り替えた場合を想定した。しかし、AL床版を使った場合のアーチ橋のモデル化は提案されていないため、本研究では、シェル要素とファイバー要素を組合せてモデル化を行うことにする。ここで用いたシェル要素は、ファイバー要素と同様に材料非線形性と幾何学的非線形性の両方を考慮した要素である。前述のRC床版と同様にAL床版も塑性化が考慮できるモデル化を行う。

図7.5.1で示したような形状のAL床版に対して、押出形状をシェル要素でモデル化することも考えられたが、全てシェル要素でモデル化すると要素数が膨大になるため、図7.5.2に示すように床版上面に対応する部分をシェル要素で、それ以外の断面部分（押出形状の大部分）をファイバー要素でモデル化する。ファイバー要素の構成節点は、シェル要素の構成節点と共有させる。なお、使用した解析ソフト¹⁰⁾のファイバー要素の断面の定義においては、構成節点がせん断中心である必要がなく、閉断面である必要もない。AL床版をこのようにモデル化することによって、シェル要素数は約4000程度にまで減らすことができた。AL床版と補剛桁は、図7.5.3のようにばね要素で接合されている。このばね要素は、RC床版撤去からAL床版設置までの架設ステップを考慮するため、AL床版には橋面荷重による応力のみ生じ、アーチ鋼重によって応力が生じないように剛性を変化させている。このようにモデル化した解析モデルを3次元表示させると、図7.5.4のようになる。

材料構成則については、本AL床版に採用している6000系アルミニウムが、ひずみ硬化が非常に小さいため、文献¹¹⁾を参考にしてバイリニアモデルの移動硬化則とし、第2次勾配は $E/250$ とした。なお、ヤング率は $E=69.0\text{GPa}$ 、0.2%耐力は $\sigma_{0.2}=278\text{MPa}$ とした。ヤング率は鋼材の1/3程度、0.2%耐力はSS400材程度の値である¹²⁾。

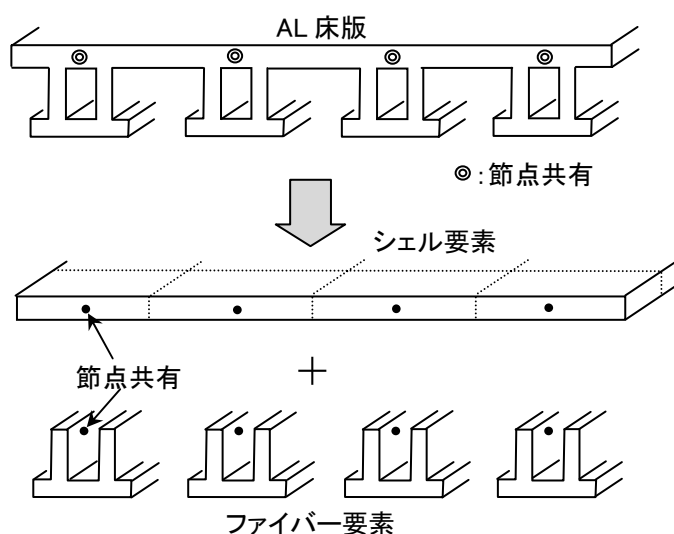


図 7.5.2 AL 床版のモデル化

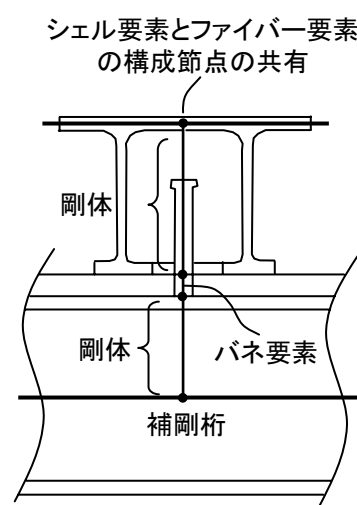


図 7.5.3 AL 床版と補剛桁のモデル化

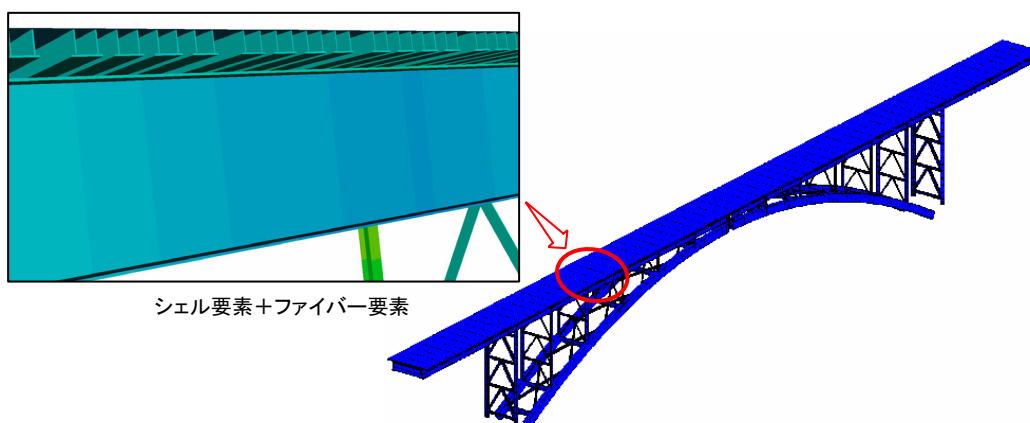


図 7.5.4 AL 床版アーチ橋の解析モデル

7.5.3 固有周期

対象橋梁の振動特性を把握するため、固有振動解析を実施した。RC床版とAL床版の解析結果をそれぞれ表7.5.1、表7.5.2に示す。これらの表の有効質量比から橋軸方向は卓越モードが複数あることがわかる。RC床版、AL床版ともに、橋軸方向（X方向）の代表的な逆対称モードが1次、橋軸直角方向（Y方向）の代表的な対称モードが2次となっている。その固有周期としては、RC床版では橋軸方向が1.368秒、直角方向が0.949秒となっている。AL床版では床版重量の軽減により短周期化され、橋軸方向が0.954秒（RC床版に対して69.7%に低減）、直角方向が0.667秒（RC床版に対して70.3%に低減）となった。

表 7.5.1 RC 床版アーチ橋の固有周期

モード次数 <i>n</i>	振動数		有効質量比		
	<i>f</i> Hz	<i>T</i> sec	X	Y	Z
1	0.7308	1.3683	17%	0%	0%
2	1.0538	0.9489	0%	72%	0%
3	1.6038	0.6235	0%	0%	2%
4	2.1174	0.4723	0%	0%	0%
5	2.5665	0.3896	29%	0%	0%
6	2.6319	0.3800	0%	0%	53%
7	3.2246	0.3101	0%	13%	0%
8	3.6563	0.2735	33%	0%	0%
9	3.7051	0.2699	0%	0%	14%
10	3.9371	0.2540	13%	0%	0%

表 7.5.2 AL 床版アーチ橋の固有周期

モード次数 <i>n</i>	振動数		有効質量比		
	<i>f</i> Hz	<i>T</i> sec	X	Y	Z
1	1.0480	0.9539	19%	0%	0%
2	1.4990	0.6672	0%	67%	0%
3	2.2310	0.4482	0%	0%	1%
4	3.0680	0.3260	0%	0%	0%
5	3.7390	0.2675	13%	0%	0%
6	3.8770	0.2579	0%	0%	56%
7	4.1610	0.2403	0%	0%	0%
8	4.9750	0.2010	25%	0%	0%
9	5.0210	0.1992	0%	18%	0%
10	5.1710	0.1934	0%	0%	2%

7.5.4 震源断層近傍の応答解析

(1) 解析条件

第6章のRC床版アーチ橋の解析結果と比較するため、このAL床版アーチ橋に対して、断層永

久変位を含む地震動を作用させた地震応答解析を実施する。検討ケースとしては、第6章の横ずれ断層中央横断 地表断層 (CASE111) とする (図7.5.5参照)。地震の規模は土木学会がレベル2地震として提案している伏在断層の場合の下限值M6.5としている。

P1基礎位置における断層近傍波形 (橋軸方向, 橋軸直角方向, 上下方向の3方向) の加速度応答スペクトルを図7.5.6に示す。この図から, 橋軸直角方向の加速度が標準波形より小さく, RC床版アーチ橋とAL床版アーチ橋のそれぞれの固有周期 (図内の実線がAL床版, 破線がRC床版) における加速度応答スペクトルの差は, 標準波形よりはやや小さいことがわかる。

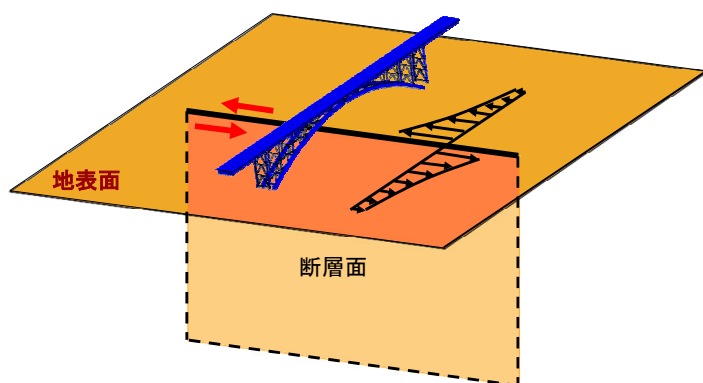


図 7.5.5 対象橋梁と断層の位置関係

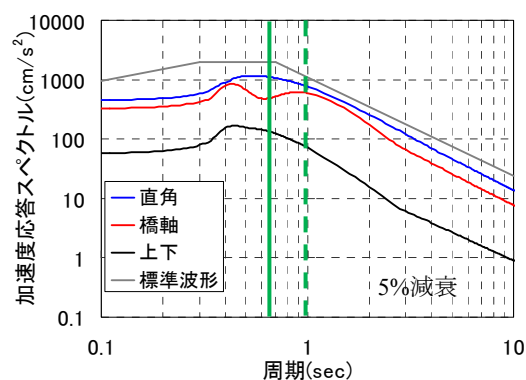


図 7.5.6 加速度応答スペクトル (P1)

(2) 応答解析結果および考察

本アーチ橋に対して, 断層永久変位を含む断層近傍波形を作用させた場合の地震応答解析結果の変形状態を, AL床版アーチ橋を例にして図7.5.7に示す。この図からわかるように, 横ずれ断層永久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ていることになる。地表面のP1基礎とP2基礎の相対変位は, 約70cmであった。

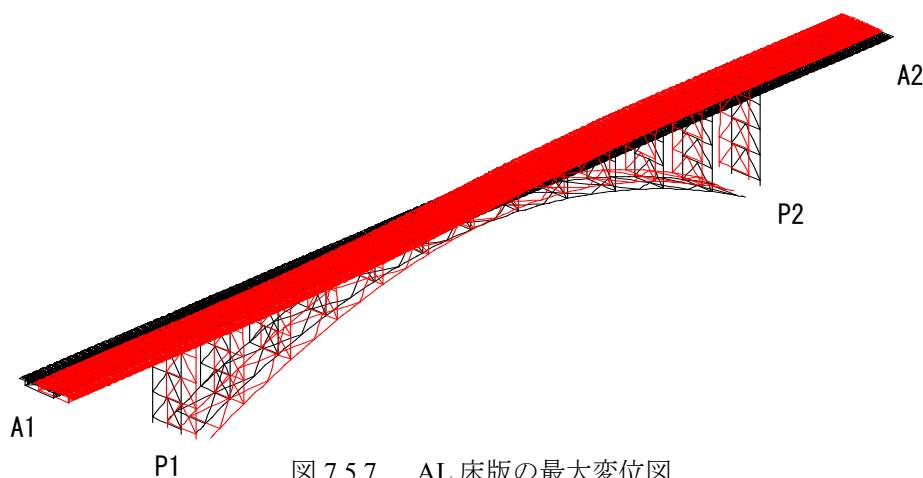


図 7.5.7 AL床版の最大変位図
(表示変形倍率 10 倍)

最大変形時のAL床版の主応力のコンターを図7.5.8に示す。この図から、AL床版がS字型に変形することによって、応力分布がその形に変化していることがわかる。

このように変形しても、スタッドでしっかり固定され鋼材に比べ柔らかい（ヤング率が小さい）ため、AL床版が補剛桁にうまく追随していると思われる。なお、本RC床版アーチ橋においては、スラブアンカーの剛性を考慮したばね要素でモデル化しているため、RC床版と補剛桁間のずれが確認される。

AL床版の発生応力値については、降伏応力に対して約1/10程度であり、AL床版は塑性化しない結果となった。後述する補剛桁の応答値（ひずみ）より低いのは、AL床版のヤング率が補剛桁の鋼材より約1/3と小さいことも要因と考えられる。

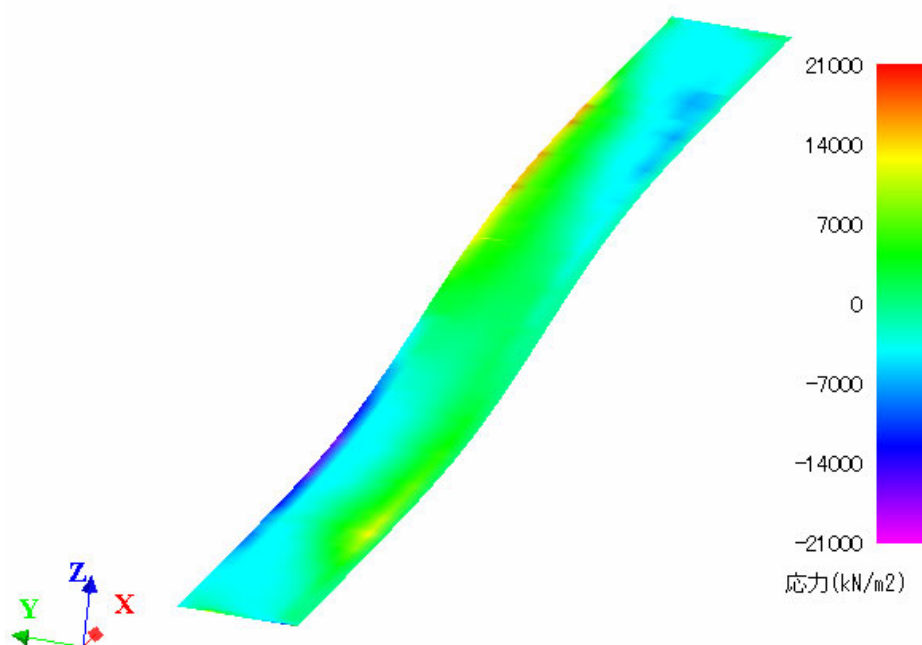


図 7.5.8 AL床版の応力コンター図
(AL床版のシェル要素のみ表示)

対象橋梁の塑性化状態を図7.5.9に示す。RC床版アーチ橋の方が多くの支柱が塑性化しているのに対して、AL床版アーチ橋では塑性化せず、全て弾性範囲となった。断層近傍波形の場合は、慣性力だけでなく断層変位（変形）も作用させたことになる。両アーチ橋にも、同じ断層変位が作用するが、質量が重い分だけRC床版アーチ橋の慣性力が大きくなって、支柱が塑性化する結果となった。標準波形ではAL床版アーチ橋が短周期となり地震力が増大する傾向であるが、断層近傍波形ではその影響は小さかったといえる（図7.5.6参照）。

RC床版アーチ橋とAL床版アーチ橋の解析結果より、塑性化の状況を整理すると、表7.5.3のようになる。これより、AL床版アーチ橋は応答の大きい支柱のみならず、全ての部材の応答が低減

されていることがわかる。

以上から、断層近傍波形においては、AL床版に取り替えることにより、橋軸直角方向で耐震性が向上することが確認できた。今後、耐震補強と床版の補修を兼ねたアルミニウム床版の活用が望まれる。

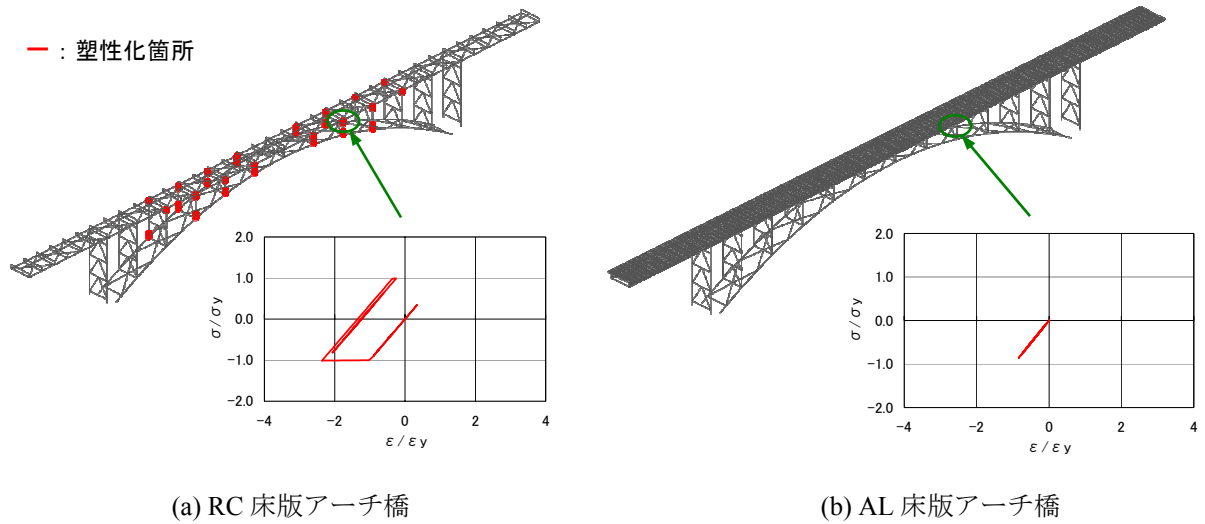


図 7.5.9 断層近傍波形による地震応答解析結果

表 7.5.3 各部位の解析結果比較 (ϵ / ϵ_y)

		RC床版		AL床版	
		引張	圧縮	引張	圧縮
補剛桁	G1	0.69	0.72	0.39	0.55
	G2	0.76	0.62	0.39	0.37
アーチリブ	AR1	0.37	0.71	0.37	0.50
	AR2	0.37	0.75	0.39	0.52
支柱	L	1.61	2.47	0.66	0.79
	R	1.75	2.36	0.76	0.84
横桁		0.32	0.32	0.25	0.26
下支材		0.55	0.48	0.38	0.35
下横構		0.57	0.72	0.47	0.53
水平材		0.31	0.40	0.26	0.27
対傾構		0.75	0.65	0.44	0.38

7.6 まとめ

本研究では、第6章の上路式鋼アーチ橋を対象にして、横ずれ断層や逆断層など震源断層近傍において有効な耐震性向上策について解析的研究を行なった。得られた結論は、以下のとおりである。

- (1) 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ため、横ずれ断層や逆断層近傍における有効な耐震性向上策について解析的研究を行った。
- (2) 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吸収が期待できる速度依存型ダンパーの使用が最も効果的な耐震補強方法であることがわかった。
- (3) 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、速度依存型のある粘性ダンパーやオイルダンパーの二次部材への適用も含めた開発が望まれる。
- (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) 端支点の浮き上がりを許容する構造としては、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。
- (6) 加速度（慣性力）と断層変位の両方が作用する震源断層近傍においては、RC床版アーチ橋が塑性化するのに対して、アルミニウム床版アーチ橋が慣性力低減により全て弾性範囲となり、アルミニウム床版床版に取り替えることによる耐震性向上効果がわかった。今後、耐震補強と床版の補修を兼ねたアルミニウム床版の活用が望まれる。

参考文献

- 1) 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.
- 2) 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.
- 3) 児玉喜秀, 原田隆典, 野中哲也, 中村真貴, 宇佐美勉: 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, 構造工学論文集, Vol.58A, pp.436-447, 2012.
- 4) 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.
- 5) (社)日本鋼構造協会: 土木鋼構造物の動的耐震性能照査法と耐震性向上策, 2003.
- 6) (社)日本鋼構造協会: 鋼橋の耐震設計の信頼性と耐震性能の向上, 2009.
- 7) 児玉喜秀, 原田隆典, 野中哲也, 宇佐美勉, 中村真貴: R C床版をアルミニウム床版に取り替えることによる鋼アーチ橋の耐震性向上に関する解析的検討, 構造工学論文集, Vol.60A, pp.326-334, 2014.3.
- 8) (社)日本アルミニウム協会, 土木構造物委員会: 道路橋用アルミニウム床版を用いた鋼桁橋 設計・製作・施工ガイドライン, 2011.
- 9) 大倉一郎, 長尾隆史: 道路橋用アルミニウム床版を用いた鋼桁橋 設計・製作・施工ガイドライン, アルミニウム合金材の土木構造物への活用に関するシンポジウム論文集, 土木学会・鋼構造委員会, pp. 97-111, 2012.
- 10) 野中哲也, 吉野廣一: パソコンで解くファイバーモデルによる弾塑性有限変位解析, 丸善, 2010.
- 11) 倉田正志, 宇佐美勉: 3種類の構造用アルミニウム合金の繰り返し弾塑性構成則の開発と BRB の挙動解析への適用, 構造工学論文集, Vol.57A, pp.579-591, 2011.
- 12) 大倉一郎, 萩澤亘保, 花崎昌幸: アルミニウム構造学入門, 東洋書店, 2006.

第8章 結論

本研究では、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や上路式鋼アーチ橋などの道路橋を対象に、震源から橋梁までの一貫した数理モデル（震源断層モデル+地盤モデル+橋梁モデルの一貫した解析モデル）を提示し、震源断層近傍における断層永久変位を含む地震動に対する道路橋の応答特性と耐震性向上に関する研究を行った。各章で得られた知見を以下にまとめて本研究の結論とする。

第1章では、研究の背景、既往の研究についてまとめ、本研究の目的を記述した。

第2章では、震源断層・地盤系を運動学的断層モデルと水平成層地盤モデルにてモデル化し、剛性行列による地震波動場解析法について記した。この地震波動場解析法により作成される地震動は断層永久変位を含んでおり、本方法は震源断層破壊・地盤応答・構造物応答という一連の物理現象を一貫して捉えて、震源断層近傍における道路橋の応答特性と耐震性向上に関する研究を行うという本論文の基本的な考え方における入力地震動作成に用いるものである。

第3章では、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た震源断層近傍における道路橋の非線形動的解析手法と非線形動的解析ソフトウェアおよび地震動の多点入力方法を記述した。本方法の適用例として、比較的単純な道路橋を対象とし、断層永久変位を含む多点（2点）入力地震動による動的3次元非線形応答解析および断層永久変位入力による静的3次元非線形応答解析（静的解析）結果を比較し、静的解析は応答を過小評価することを示した。

第4章では、震源断層近傍における地震動上下成分の道路橋への影響を把握するため、2008年岩手・宮城内陸地震により大きな地震動上下成分（ 3866cm/s^2 ）が観測されたKiK-net一関西の観測地震動を入力地震動として、上路式鋼アーチ橋の3次元非線形応答解析を実施し、地震動上下成分の応答挙動への影響を調べ、以下のような知見を得た。

(1)地震動上下成分を無視した場合、主部材の中で支柱のみ塑性化（端支柱は大きく塑性化）していたが、地震動上下成分を考慮するとアーチ橋として重要な部位のアーチリブや補剛桁も塑性化するようになり、塑性化の範囲が拡大し、上下成分の影響があることがわかった。ただし、アーチリブと補剛桁の塑性化の程度は比較的小さかった。その理由は、今回の対象橋梁の固有周期は約1.4秒と比較的長周期で、この周期での入力地震動加速度があまり大きくなかったことによる。同形式の小中規模のアーチ橋では固有周期が0.5秒程度のものが多いので、このよ

うな橋梁に対しては地震動上下成分の影響が大きく現れる可能性がある。

- (2)このため、観測地震動記録に頼らず、色々な震源断層パラメーターと破壊伝播特性、地盤条件等を考慮できる、震源断層・地盤系モデルに基づいた断層永久変位を含む地震動シミュレーション手法を使って、色々なシナリオに対する解析用入力地震動を作成し、震源断層近傍の橋梁の3次元非線形応答解析を実施し、地震動上下成分の影響について調べる必要があることがわかった。そこで、**第5章**と**第6章**では、このような理論的方法による入力地震動を用いて、道路橋の応答特性について調べるものとする。

第5章では、断層永久変位を含む地震動波形を理論的方法により作成した入力地震動を用いて、横ずれ断層と逆断層近傍における上路式鋼トラス橋の応答特性を調べ、そのまとめは以下のようになる。

- (1)震源から上路式鋼トラス橋までの一貫した解析モデルを提示した。そして、このモデルを用いた解析により、対象橋梁の応答特性が断層の種類や位置（断層が横断か並行）および断層上端の深さに大きく関係することがわかった。具体的には、
- (2)横ずれ断層中央横断で断層が地表に出現する CASE111 においては、応答値および変形状態に対して断層変位の影響が大きい。また、断層永久変位を強制変位入力として静的解析を実施した結果、ほぼ弾性応答となり CASE111 と異なった。すなわち、CASE111 は断層変位と慣性力の両方の影響を受けて部材が大きく損傷し、崩壊する可能性があると考えられる。
- (3)横ずれ断層中央横断で断層が地表に現れない伏在断層（断層上端深さ 0.5km）の CASE121 においては、断層変位の影響は小さく、橋軸方向の地震力が大きくなり、慣性力により損傷が大きくなった。
- (4)横ずれ断層並行で地表断層の CASE113 においては、同一方向に地盤が移動するため断層変位の影響は小さいものの、橋軸方向および直角方向の2方向の地震力（慣性力）の影響を受け損傷した。
- (5)横ずれ断層並行で伏在断層（断層上端深さ 0.5km）の CASE123 においては、断層変位の影響は小さいが、直角方向の地震力が非常に大きくなり、部材損傷が進み崩壊に至ると考えられる。その損傷の度合いは、道路橋示方書の標準波形より大きい結果となった。
- (6)横ずれ断層の永久変位は、地表断層の場合に大きくなり、断層終端横断の CASE113 においては対象橋梁が回転と並進移動するという複雑な挙動を示す。地震動加速度の方は、表層地盤があるケースで大きく断層平行成分に比べ断層直交成分が大きくなる。
- (7)逆断層中央横断で断層が地表に出現する CASE211 においては、対象橋梁の応答値および変形状態に対して逆断層による鉛直地震動の影響が大きいことがわかった。また、断層永久変位を強制変位入力として静的解析を実施した結果、CASE211 の応答は断層永久変位の影響が大きい

ことがわかった。このことより、CASE211 は逆断層による鉛直方向の永久変位により部材が塑性化した上に、地震時慣性力を受けることで部材がさらに大きく損傷し、崩壊する可能性があると考えられる。

- (8)逆断層中央横断で断層が地表に現れない伏在断層（断層上端深さ 0.5km）の CASE221 においては、断層永久変位の影響は小さいものの、橋軸方向と鉛直方向の地震動加速度波形（慣性力）が大きくなり、部材が大きく損傷し、崩壊する可能性があると考えられる。
- (9)逆断層並行で伏在断層（断層上端深さ 1.5km）の CASE233 においては、断層永久変位の影響は小さいが、橋軸直角方向の慣性力が大きくなり、固定支承部付近の斜材や垂直材の部材損傷が大きくなった。
- (10)逆断層の永久変位は、地表断層の場合に最も大きくなり、上盤側の方が下盤側の地震動よりも大きくなる。また、断層中央部の鉛直方向の永久変位が最大となる。断層終端での鉛直方向の永久変位は小さくなるが、断層終端横断②のケースでは、橋軸直角方向の永久変位が現れるようになり、対象橋梁が平面的に回転する結果となった。

第 6 章では、断層永久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、横ずれ断層と逆断層近傍における上路式鋼アーチ橋の応答特性を調べ、そのまとめは以下のようになる。

- (1)震源から上路式鋼アーチ橋までの一貫した解析モデルを提示した。そして、このモデルを用いた解析により、対象橋梁の応答特性が断層の種類や位置（断層が横断か並行）および断層上端の深さに大きく関係することがわかった。すなわち、
- (2)横ずれ断層中央横断で断層が地表に出現する CASE111 においては、応答値および変形状態に対して断層変位の影響が大きく、支柱の損傷が大きくなった。また、断層永久変位を強制変位入力として静的解析を実施した結果、塑性化が生じなかったため、CASE111 は断層変位と地震時慣性力の両方の影響を受けて部材が損傷すると考えられる。
- (3)横ずれ断層並行で伏在断層（断層上端深さ 0.5km）の CASE123 においては、断層変位の影響は小さいが、直角方向の地震力が非常に大きくなり、部材損傷が進み崩壊に至ると考えられる。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なる。
- (4)逆断層中央横断で断層が地表に出現する CASE211 においては、対象橋梁の応答値および変形状態に対して逆断層による断層変位の影響が大きいことがわかった。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なる。
- (5)逆断層中央横断で断層が地表に現れない伏在断層(断層上端深さ 0.5km と 1.5km)の CASE221, CASE231 においては、断層永久変位の影響は小さいため、CASE211 に比べて部材のひずみ応答がかなり小さくなった。また、上路式鋼トラス橋の場合と異なり、鉛直方向の地震時慣性力

の影響が小さいことがわかった。

(6)逆断層終端横断の地表断層の CASE212 においては、断層変位の影響より CASE211 に次いで、部材の損傷が大きくなった。

(7)逆断層並行のケースは、同一方向に地盤が移動するため断層永久変位の影響は小さく、全体的に応答が小さくなることがわかった。

第7章では、**第6章**の上路式鋼アーチ橋を対象にして、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ため、横ずれ断層や逆断層近傍における有効な耐震性向上策について解析的研究を行い、以下のような結果が得られた。

(1)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、履歴エネルギー吸収が期待できない場合があることがわかった。そこで、断層変位に対しても履歴エネルギー吸収が期待できる速度依存型ダンパーが耐震性向上策として有効であることを示した。

(2)二次部材へ設置するダンパーは軸降伏型が主流であるが、速度依存型の粘性ダンパーやオイルダンパーの二次部材への適用が有効であることを示した。

(3)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。

(4)この端支点の浮き上がりを許容する構造としては、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。

(5)加速度（慣性力）と断層変位の両方が道路橋に作用する震源断層近傍においては、RC床版を有する上路式鋼アーチ橋が塑性化するのに対して、RC床版をアルミニウム床版に取り替えたアルミニウム床版を有する上路式鋼アーチ橋は慣性力の低減により、応答が全て弾性範囲となり、アルミニウム床版に取り替える効果を示した。このことは今後、耐震補強と床版の補修を兼ねたアルミニウム床版の活用の有効性を示すものである。

最後に、本研究を始めた2011年は、3.11の東日本大震災により、甚大な被害がもたらされた衝撃的な年であり、自然災害の脅威を再認識し、防災・減災への意識を高める時期でもあった。近年、首都直下地震の発生が懸念されており、社会・経済活動を支える物流システムの1つの重要な社会基盤施設である道路橋の震源断層近傍における応答特性の解明と耐震性向上策の提案は、安全かつ安心で持続可能な社会を実現するために、一層必要になってくるものと考えられる。今後も有効な地震応答解析手法とこれに基づく耐震性向上策の提案および実用化・普及に向けて取り組んでいく所存である。

謝辞

本論文は、宮崎大学大学院農学工学総合研究科博士後期課程に在籍した平成 23 年 4 月から平成 26 年 3 月までの 3 年間の研究成果をまとめたものです。本研究を遂行するにあたり、指導教員である原田隆典教授には、研究の進め方から論文の執筆に至るまで、多大なご指導とご鞭撻を賜りました。また、各種シンポジウムに参加する機会を与えていただくとともに、研究者としての心得をご教示いただきました。心より感謝申し上げます。

本論文の審査を通じて貴重なご助言とご指導を賜りました村上啓介准教授、亀井健史教授、稲垣仁根教授、鈴木祥広教授に深く感謝の意を表します。

名城大学 宇佐美勉教授には、鋼構造物の座屈耐荷力や制震ブレースを含む制震設計に関して、貴重なご助言をいただきました。心より感謝申し上げます。

勤務先の株式会社 地震工学研究開発センターの野中哲也社長には、学位取得を目指すようにご指導いただくとともに、研究遂行にあたって適切なお助言と激励をいただきました。大学院という環境を与えてくださいましたことを心より御礼申し上げます。

職場の皆様には、業務遂行上、多大なるご迷惑をおかけしましたこととお詫びするとともに、暖かいご支援をいただきましたことに心から感謝いたします。

宮崎大学工学部 社会環境システム工学科の中村真貴研究員には、地震動に関する研究に関してご協力いただきましたことに心から感謝いたします。

最後に、本研究の遂行にあたり、心の支えとなった家族に心から感謝します。

平成 26 年 3 月