

逆断層近傍における上路式鋼トラス橋の応答特性

Seismic behavior of a steel truss bridge near a thrust fault

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

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

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

**工博, 宮崎大学教授, 工学部土木環境工学科 (〒889-2155 宮崎市学園木花台西 1-1)

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

**** 宮崎大学大学院農学工学総合研究科博士後期課程学生 (〒889-2155 宮崎市学園木花台西 1-1)

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

The three dimensional nonlinear earthquake response behavior of a steel truss bridge near a thrust fault is investigated. The input ground motions with permanent displacements due to the thrust fault with the Japan Meteorological Agency Magnitude M6.5, subjected to each supports of the bridge, are simulated using the stiffness matrix method where the kinematic source model and the horizontally layered half space are assumed. The steel truss bridge is modeled as the three dimensional nonlinear frames using the Fiber Element Method. The effects of the sedimentary layer and the depth of the upper edge of the fault upon the ground motions, and upon the behavior of inelastic response of the steel truss bridge are examined. It is found that the vertical ground motions are distinguished and they significantly affect on the inelastic response behavior of the steel truss bridge. It is also found that the thickness of sedimentary layer as well as the spatial position of the bridge strongly affect on the response behavior of the bridge.

Key Words: thrust fault, fault displacement, vertical motions, dynamic analysis, steel bridges

キーワード: 逆断層、断層変位、鉛直地震動、動的解析、鋼トラス橋

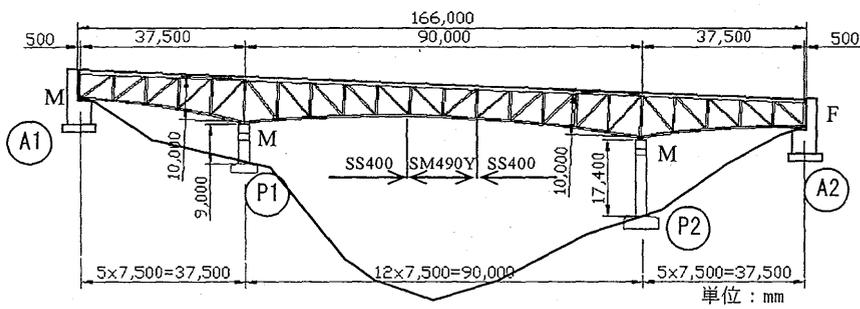
1. はじめに

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, 断層変位による影響を考慮したものである. 例えば, 文献 5)では, 地震時の動的挙動が複雑な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.

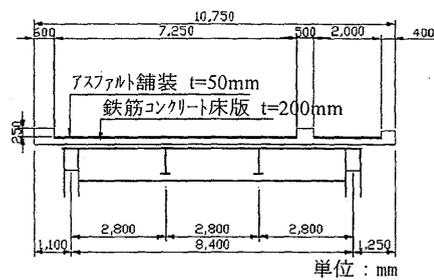
従来この種の研究は, 観測記録波形をもとに断層永久変位を含む入力波形を生成し, その波形をもって耐震検討を実施したものである. 直下地震の記

録は海洋型と比べ非常に少なく, 限られた観測波形で検討を行ってきた. そのため, 直下地震に対する合理的な耐震検討や耐震設計を行うためには, 断層近傍の強震動記録と構造物被害経験の不足を補うために, 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.

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



(a)側面図



(b)断面図

図-1 対象橋梁

表-1 固有周期

モード次数 <i>n</i>	振動数 <i>f</i> Hz	周期 <i>T</i> sec	有効質量比		
			橋軸	橋軸直角	鉛直
1	1.3113	0.7626	0%	58%	0%
2	1.3451	0.7434	16%	0%	0%
3	1.6355	0.6114	0%	0%	22%
4	2.4769	0.4037	56%	0%	1%
5	2.8408	0.3520	0%	0%	0%
6	3.6876	0.2712	0%	0%	0%
7	4.3385	0.2305	0%	15%	0%
8	4.5794	0.2184	0%	0%	13%
9	4.6274	0.2161	9%	0%	0%
10	5.2059	0.1921	4%	0%	10%

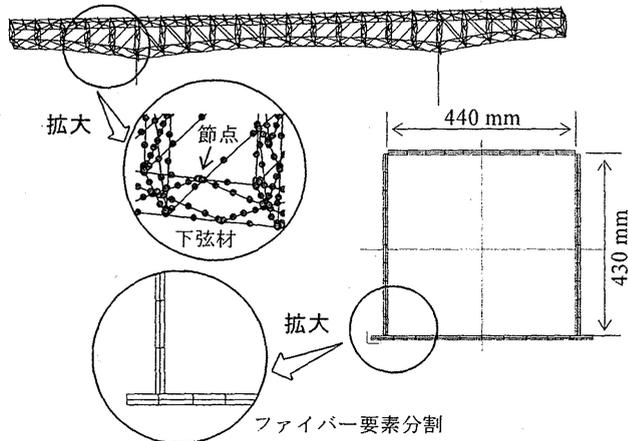


図-2 3次元骨組モデル

た上で、断層永久変位を含む M6.5 の直下地震の横ずれ断層近傍における対象橋梁の応答特性を調べてきた⁸⁾。

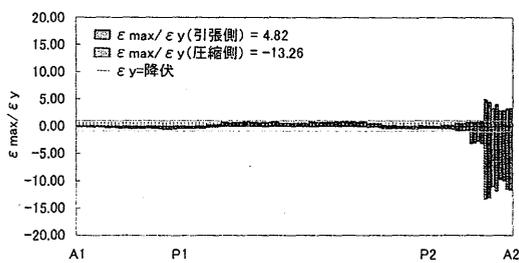
一方、橋梁の非線形応答に及ぼす地震動の鉛直成分の影響に関する研究は、水平成分の影響に関する研究に比べると少ない^(例えば 3),9)。通常の橋梁の耐震設計では、鉛直方向の設計荷重として水平成分の設計震度または加速度応答スペクトルの 50~70% を採用しているものが多いが、その値の根拠は明確にされていない。近年、震源断層近傍の強震観測記録の蓄積に伴い、水平成分に比べると最大加速度、最大速度の大きい地震動の鉛直成分が観測されてきている。例えば、2008 年岩手・宮城内陸地震は逆断層の地震であり、震源断層直上の KiK-net 一関西で水平最大加速度 $1435(\text{cm}/\text{s}^2)$ に対して鉛直成分では、断層永久変位を含む $3866(\text{cm}/\text{s}^2)$ の大加速度が観測された¹⁰⁾。このことから、地震動鉛直成分の橋梁に及ぼす影響に関する研究が重要になってきている。

そこで本研究では、文献 11) で示した地震時の動的挙動が複雑な橋梁に分類される上陸式鋼トラス橋を対象にして、震源から橋梁までの一貫した数理モデルを用いて、鉛直方向の断層永久変位を含む地震動が顕著となる逆断層近傍における対象橋梁の応答特性を調べた。逆断層の規模としては、土木学会が「第三次提言」¹²⁾ において、伏在断層に起因する M6.5 程度の直下地震が起こる可能性を考慮し、この地震動をレベル 2 地震動の下限値としている。

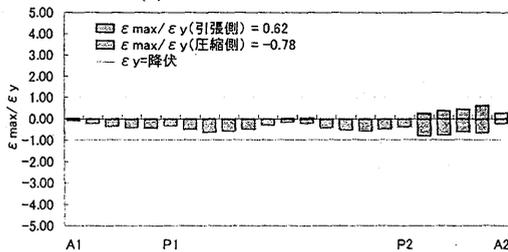
ことから、M6.5 に設定した。また、検討ケースは、逆断層地震の規模を一定にして、地震動の特性を決定する要因の中で重要な対象橋梁と断層の位置関係および断層上端の深さに着目し、この 2 つのパラメータの組合せとした。このような理論的方法による検討から、特に、上陸式鋼トラス橋の損傷状況に及ぼす橋梁と断層の位置関係、断層上端深さ等の関係を調べた。

2. 対象橋梁および橋梁解析モデル

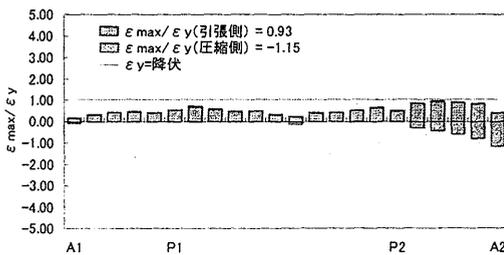
対象橋梁¹¹⁾は、図-1 に示すような上陸式鋼トラス橋であり、昭和 56 年に建設され、阪神大震災以前の道示(昭和 47 年)の基準に従って設計された山間部に比較的多い形式の橋梁である。本橋梁は、上部構造のほとんどの重量を占める床版の重心位置が、トラス桁の上弦材の上にある橋梁形式であり、動的挙動が複雑な橋梁に分類される。対象橋梁のモデル化は、図-2 に示すように、ファイバーモデルによる 3 次元骨組モデルとした。上下弦材および垂直材は箱形断面、斜材は H 形断面であり、各断面に対してファイバー要素分割(図-2 の拡大図)した。床版は、コンクリートと鉄筋を考慮したファイバーモデルとし、トラス部材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。



(a)下弦材の最大ひずみ一覧

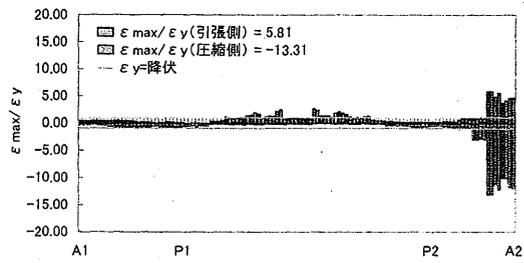


(b)垂直材の最大ひずみ一覧

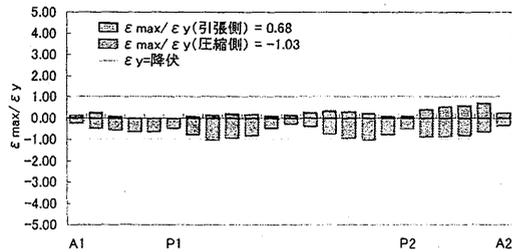


(c)斜材の最大ひずみ一覧

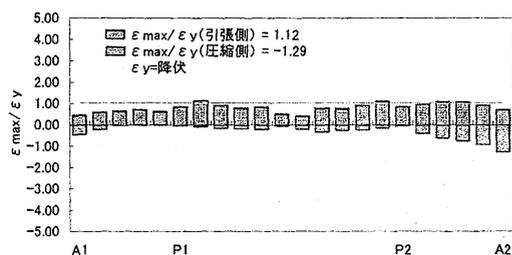
図-3 標準波形の結果 (橋軸方向)



(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-4 標準波形の結果 (橋軸+鉛直方向)

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 11), 13) を参照されたい。

対象橋梁に対して固有振動解析した結果を表-1 に示す。この表から、基本モードの周期が橋軸方向で 0.40 秒、直角方向で 0.76 秒、鉛直方向では 0.61 秒となっていることがわかる。

3. 道示標準波形による解析結果

本橋梁に対して、道示¹⁴⁾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作用させる。この波形による橋軸方向の解析結果を図-3 に示す。更に、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実施した。通常の耐震設計では、鉛直地震動の影響を考慮する場合、鉛直地震動として、このように水平加速度成分の 0.5 倍を用いることが多い。その解析結果を図-4 に示す。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

対して示している。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(図-2 内の拡大図)の中で最大のひずみ値とした。これらの図から、固定支承である A2 橋台側の損傷程度が大きく、対象橋梁は崩壊に至る可能性があると考えられる。また、図-3 と図-4 の最大ひずみの大きさや分布はほぼ同じであることから、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ことがわかる。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。

4. 直下型地震動の作成

4.1 想定する地震の規模

地震の規模を、土木学会がレベル 2 地震として提

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

4.2 地震動の作成手法

断層の種類としては 2008 年岩手・宮城内陸地震のような逆断層（傾斜角 40~50 度と推定されている）¹⁰⁾を想定し、ここでは傾斜角 45 度を仮定した。

表-2 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	[$^\circ$]	45.0
すべり方向 λ	[$^\circ$]	90.0

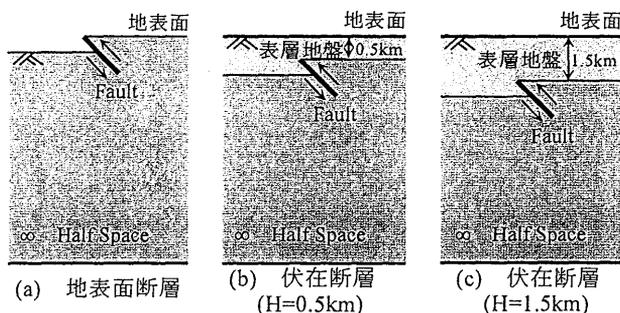


図-5 震源断層-地盤系モデル

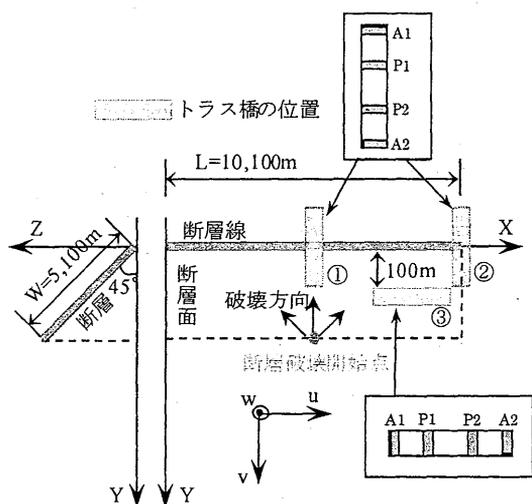


図-6 逆断層と対象橋梁の位置関係

地盤モデルは断層を含む半無限地盤上に 1 層の表層地盤を考慮した単純なものとした。対象橋梁に作用させる直下型地震動の作成としては、厳密な理論的評価法を用いることとした。具体的には、原田らの方法^{15)~18)}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波形を合成した（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盤の永久変位をいう）。詳細な作成方法については、文献 15)~17)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 16)~18)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。

表-3 地盤の物性値

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

表-4 検討ケース一覧

	断層中央 横断①	断層終端 横断②	断層 並行③
地表断層	CASE11	CASE12	CASE13
伏在断層 (0.5km 表層)	CASE21	CASE22	CASE23
伏在断層 (1.5km 表層)	CASE31	CASE32	CASE33

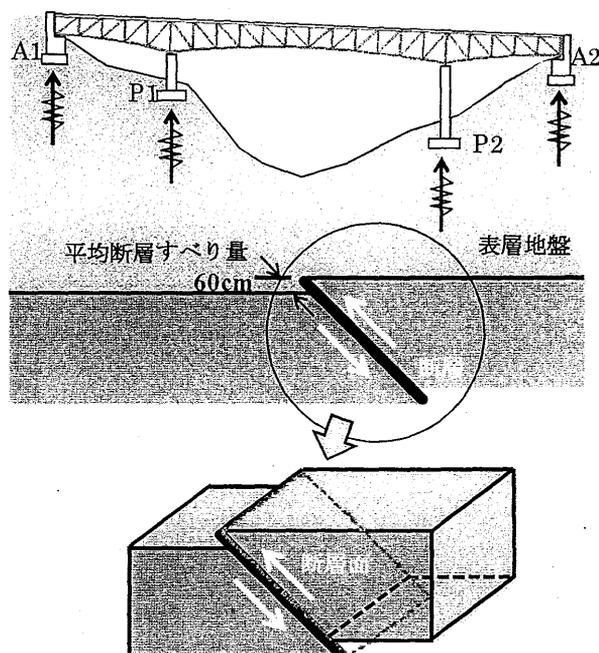


図-7 入力地震動の条件

4.3 断層永久変位を含む地震動の作成

地震動は断層パラメータと断層の種類によって大きく変わるが、本研究では、地震動鉛直成分が卓越すると考えられる逆断層を想定して地震動を作成するものとした。地震学の成果を利用すると地震規模や断層の種類を決め、断層パラメータの平均値をある程度推定することができるようになり^{19),20)}、そのばらつきや予測式が整理されてきている²¹⁾。本研究では、文献(17),21)を参照して表-2、図-5に示すような断層パラメータと地盤モデルを想定したものであり、地震規模は前述したとおり M6.5 である。断層上端の深さと表層地盤の厚さは震源断層近傍の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^{8),18)}、地震動の永久変位(例えば図-8の各地点の地震動変位波形において、変位が時間に対して一定値となる変位を地震動の永久変位と呼ぶ)や最大加速度が大きくなるケースとして、図-5、表-4の地表断層と伏在断層(0.5km 表層)を設定し、更に断層上端が深くなると地震動が小さくなるケースとして伏在断層(1.5km 表層)の合計3ケースを想定した。逆断層の破壊は、断層下端から始まり、断層上端に一樣な破壊速度で進行するものと仮定した。

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実性を考慮して 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)までの地震波を合成した。また、地盤モデルの表層地盤と半無限地盤には、表-3に示すような物性値を採用した。

5. 解析条件

5.1 断層と対象橋梁の位置関係および検討ケース

前述の逆断層と対象橋梁の位置関係を、図-6に示す。震源断層近傍の永久変位を含む地震動の場所的な違いは大きく、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¹⁷⁾。

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で示した3種類の断層・地盤モデルと図-6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-4のような9ケースとなる。

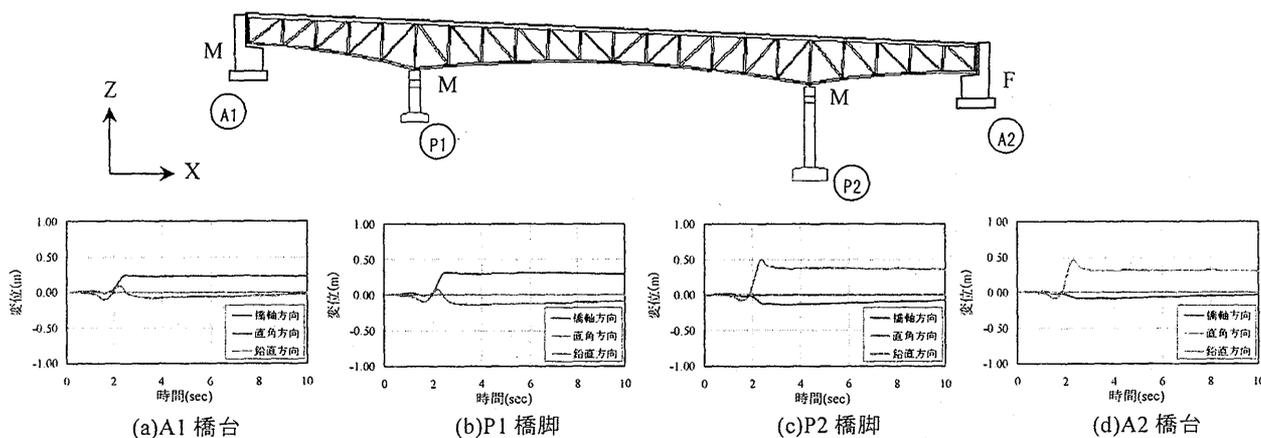


図-8 地震動変位波形 (CASE11)

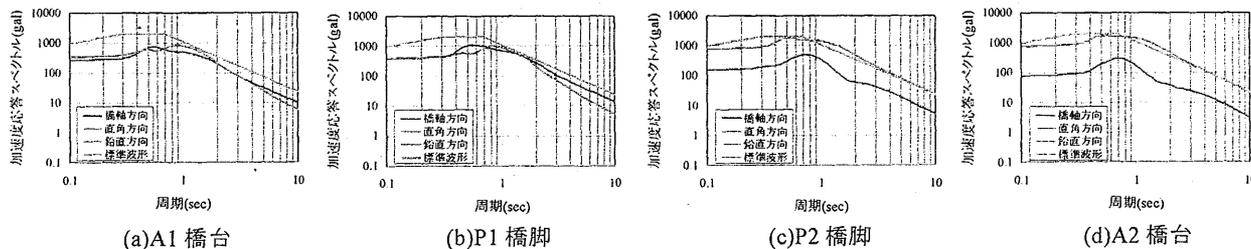


図-9 加速度応答スペクトル (5%減衰) (CASE11)

5.2 地震動の作用方法

本橋梁に対して、地震動を橋台 A1, A2 および橋脚 P1, P2 の下端から加速度として作用させる²²⁾。その地震動は、前述の方法で作成した地表面での波形であり、図-6 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-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-7)。

なお、断層モデルによる地震動の作成では、1 地点の地震動成分としては水平 3 成分および回転 3 成分の合計 6 成分の地震動を計算することができるが、本解析では、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。

6. 解析結果および考察

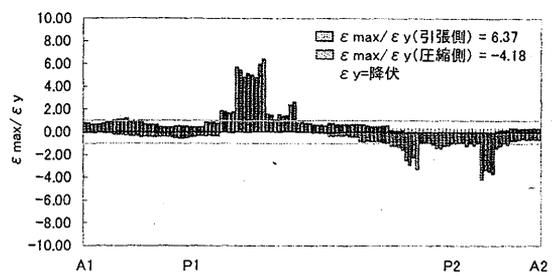
6.1 断層中央横断

(1) 地表断層 (CASE11)

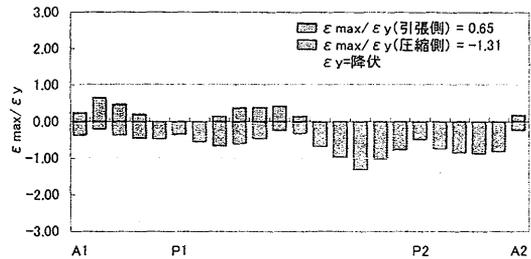
前述の方法で作成した橋脚および橋台位置での地震動変位波形を示すと、図-8 のようになる。この図から橋軸方向と鉛直方向において橋脚 P1 と P2 がそれぞれ逆方向に移動していることがわかり、橋軸方向に対しては、P1 と P2 の橋脚間で近づく方向へ相対変位が約 44cm (P1 : +31cm, P2 : -13cm) になる。鉛直方向に対しては、P1 と P2 の橋脚間で離れる方向へ相対変位が約 50cm (P1 : -13cm, P2 : +37cm) になる。橋台 A1 と A2 の方は、断層線から離れる分、橋脚の断層変位より僅かに小さくなっている。また、橋軸直角方向については、逆断層か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。

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-9 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)。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。

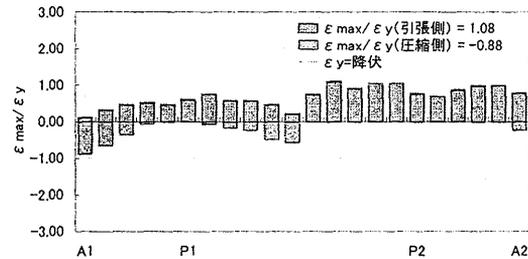
これらの地盤応答波形を用いて、地震応答解析し



(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-10 解析結果 (CASE11)

た結果を図-10 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-4) 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、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-9 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。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、P2 橋脚が鉛直上方向に大きく変位する。図-11 に対象橋梁の最大変位時の変形モードを示し、トラス橋を突き上げている状況が理解できる。

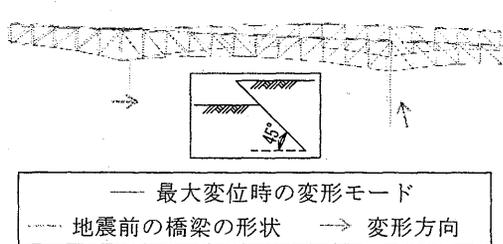
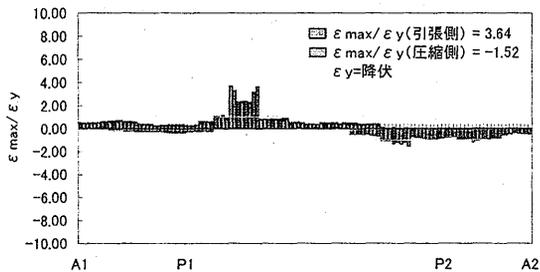
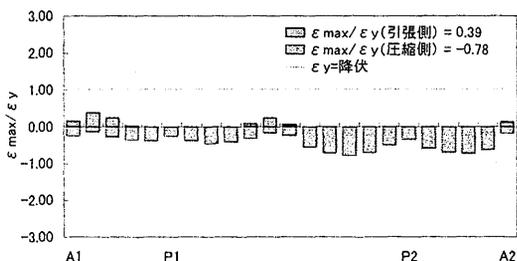


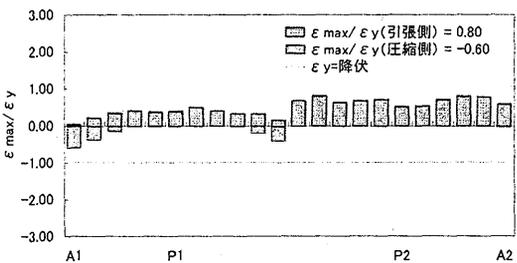
図-11 最大変位時の変形モード (CASE11)
(表示変形倍率 10 倍)



(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-12 強制変位の静的解析結果

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-12であり、前述のCASE11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。よって、CASE11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、前述したように標準波形(橋軸+鉛直方向)の結果では、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。

(2) 伏在断層 (CASE21, CASE31)

表層地盤の厚さが0.5kmのときの伏在断層(図-

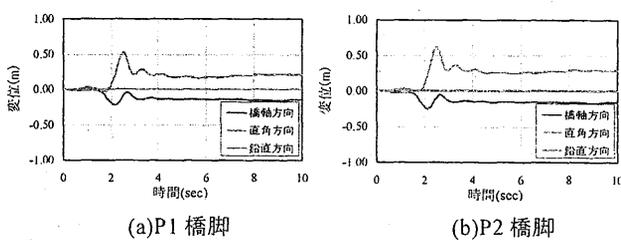
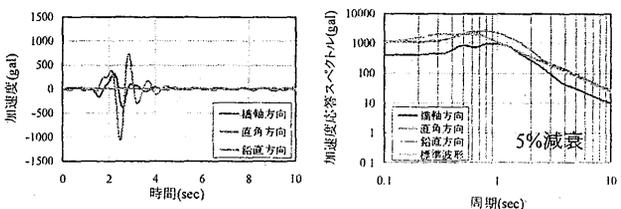


図-13 地震動変位波形 (CASE21)

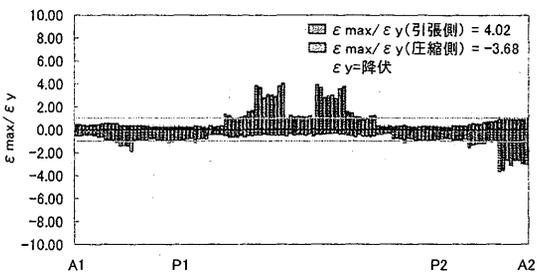


(a)地震動加速度波形(P2) (b)加速度応答スペクトル(P2)

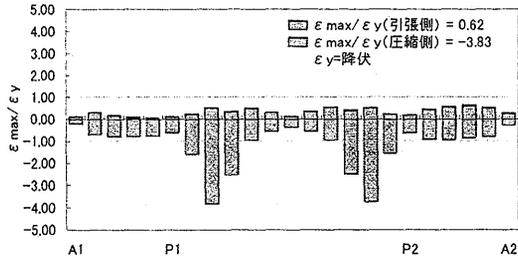
図-14 入力加速度波形 (CASE21)

5(b), CASE21)における地表の地震動変位波形を図-13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、CASE11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-14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-14(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-9(b))と比較して、厚さ0.5kmの表層地盤があるCASE21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-14(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¹⁵⁾。

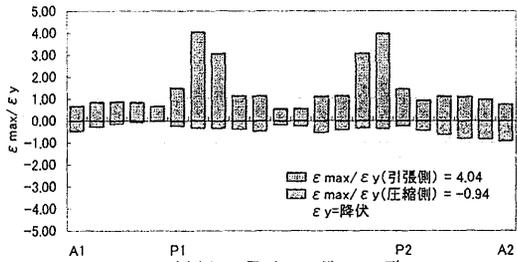
これらの入力地震動による解析結果が、図-15である。この図から、標準波形の橋軸方向の結果(図-3)と傾向は似ているものの、固定支点であるA2橋台側の応答が小さくなり、中央支間(P1~P2)の応答が大きくなるのがわかる。固定支点であるA2橋台側の応答が小さくなった理由としては、橋軸方向の慣性力が低下したためであり、加速度応答スペクトルの違いから説明できる。また、中央支間(P1~P2)の応答が大きくなった理由としては、鉛直方向の加速度応答スペクトルの違いで説明でき、中央支間(P1~P2)の下弦材については、死荷重状態が引張であり、鉛直地震動による繰り返し



(a)下弦材の最大ひずみ一覧

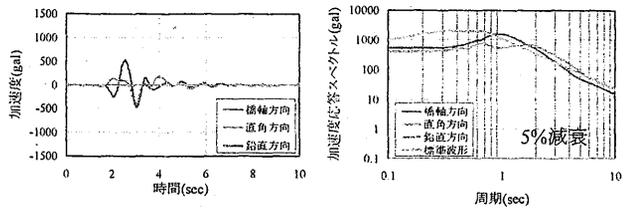


(b)垂直材の最大ひずみ一覧



(c)斜材の最大ひずみ一覧

図-15 解析結果 (CASE21)



(a)地震動加速度波形(P2) (b)加速度応答スペクトル(P2)

図-17 入力加速度波形 (CASE31)

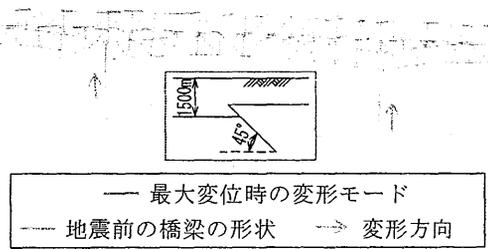
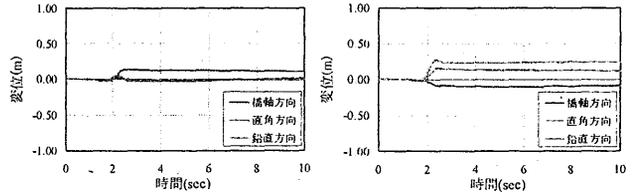


図-18 最大変位時の変形モード (CASE31)
(表示変形倍率 10 倍)



(a)P1 橋脚

(b)P2 橋脚

図-19 地震動変位波形 (CASE12)

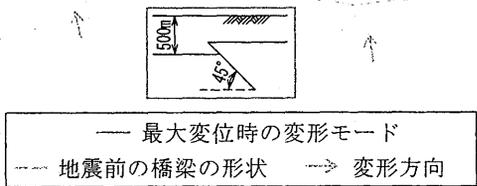
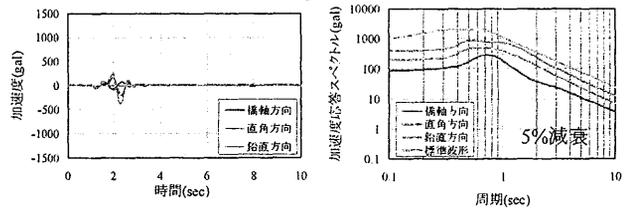


図-16 最大変位時の変形モード (CASE21)
(表示変形倍率 10 倍)



(a)地震動加速度波形(P2) (b)加速度応答スペクトル(P2)

図-20 入力加速度波形 (CASE12)

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-1)。

図-16 に最大変位時の対象橋梁の変形モードを示す。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(c)、表層地盤 1.5km の CASE31) の入力加速度波形を図-17 に、最大変位時の対象橋梁の変形モードを図-18 に示す。この波形に対する解

析結果は省略するが、図-14 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、CASE21 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モードについては、最大鉛直変位量はともに 50cm 程度と大差がないため、CASE21 (図-16) の変形モードとほぼ同様である。

6.2 断層終端横断

(1) 地表断層 (CASE12)

P1, P2 橋脚位置での地震動変位波形を示すと、図-19 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 CASE11 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 次元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-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、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-21 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 CASE11 の結果と比較的傾向が似ているが、CASE11 より小さい応答となった。

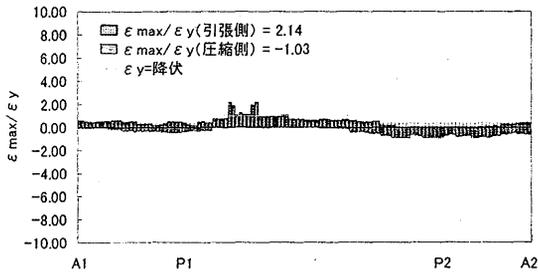


図-21 解析結果（下弦材の最大ひずみ一覧）(CASE12)

(2) 伏在断層 (CASE22)

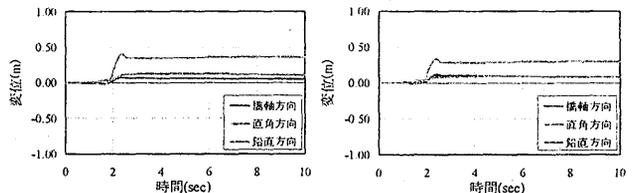
伏在断層（表層地盤厚 0.5km）の CASE22 の地震動加速度波形および加速度応答スペクトルを、図-22 に示す。断層終端横断の地表断層(CASE12)と同様に橋軸直角方向の応答加速度が確認され、断層中央横断の伏在断層(CASE21)に比べて応答加速度は小さくなるものの、全成分に対して増幅されているのがわかる。

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-23 に示す。下弦材の塑性化の状況は、CASE21 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 CASE32）の結果については省略するが、入力加速度および解析結果は、CASE22 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。

6.3 断層並行

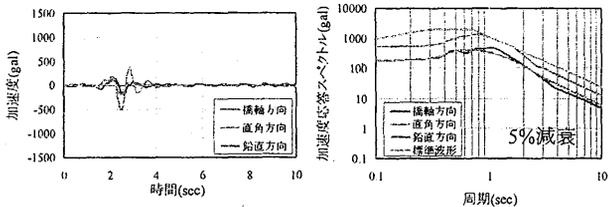
(1) 地表断層 (CASE13)

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 CASE13 において、P1、P2 橋脚位置での地震動変位波形は、図-24 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、



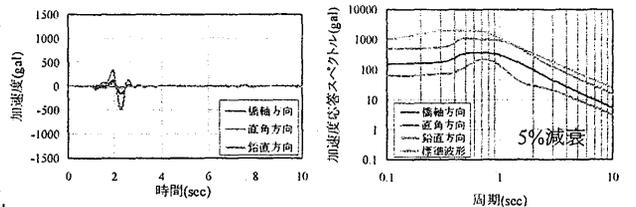
(a)P1 橋脚 (b)P2 橋脚

図-24 地震動変位波形 (CASE13)



(a)地震動加速度波形(P2) (b)加速度応答スペクトル(P2)

図-22 入力加速度波形 (CASE22)



(a)地震動加速度波形(P2) (b)加速度応答スペクトル(P2)

図-25 入力加速度波形 (CASE13)

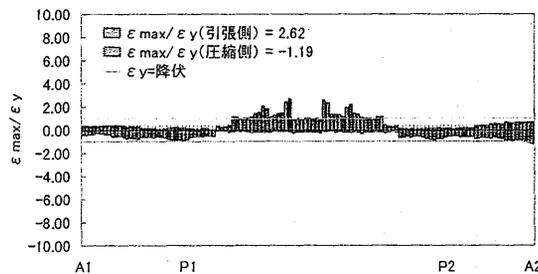


図-23 解析結果（下弦材の最大ひずみ一覧）(CASE22)

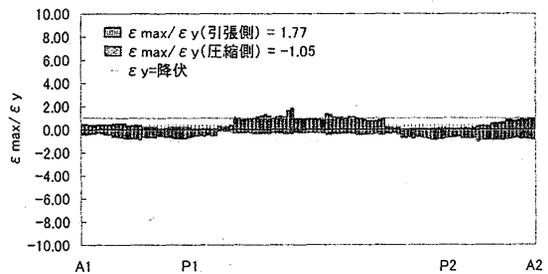


図-26 解析結果（下弦材の最大ひずみ一覧）(CASE13)

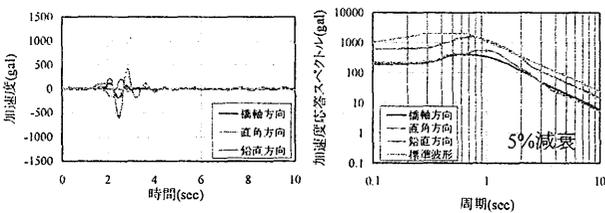
予想通り各橋脚で3成分すべてほぼ同様に地盤が移動しているのがわかる。このような地盤の動きでは、本橋梁に対して断層永久変位の影響は少ないといえる。

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-25 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、CASE12 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きさ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-26 に示す。本ケースでは断層永久変位の影響はなく、CASE22 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。

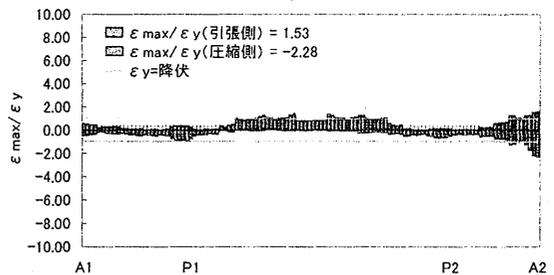
(2) 伏在断層 (CASE23, CASE33)

伏在断層(表層地盤厚0.5km)のCASE23の地震動加速度波形および加速度応答スペクトルを、図-27 に示す。この図から、断層を横断する伏在断層の場合(CASE21)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



(a)地震動加速度波形(P2) (b)加速度応答スペクトル(P2)

図-27 入力加速度波形 (CASE23)



(a)下弦材の最大ひずみ一覧

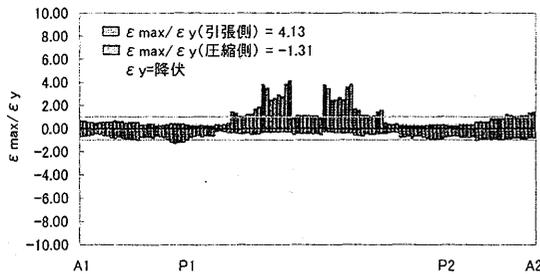
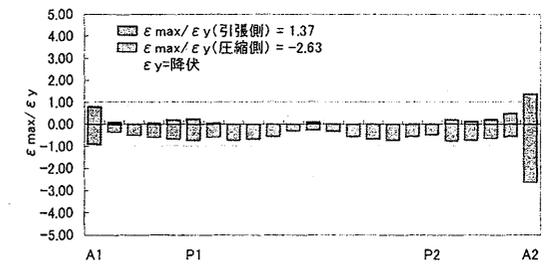
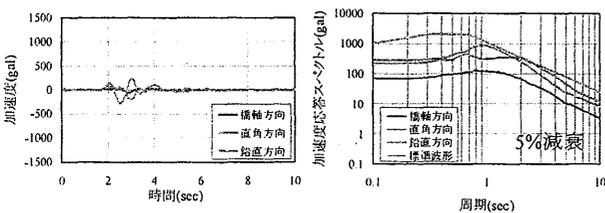


図-28 解析結果 (下弦材の最大ひずみ一覧) (CASE23)

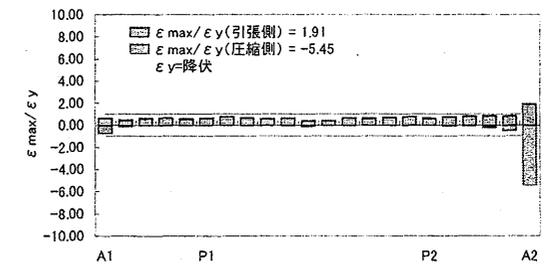


(b)垂直材の最大ひずみ一覧



(a)地震動加速度波形(P2) (b)加速度応答スペクトル(P2)

図-29 入力加速度波形 (CASE33)



(c)斜材の最大ひずみ一覧

図-30 解析結果 (CASE33)

果(下弦材)を図-28 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-15)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のがわかる。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。

また、断層がより深くなった伏在断層(表層地盤1.5kmのCASE33)の地震動加速度波形および加速度応答スペクトルを図-29 に示す。この図から、断層を横断する伏在断層(CASE21)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-30 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。

6.4 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-31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-31(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．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，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．

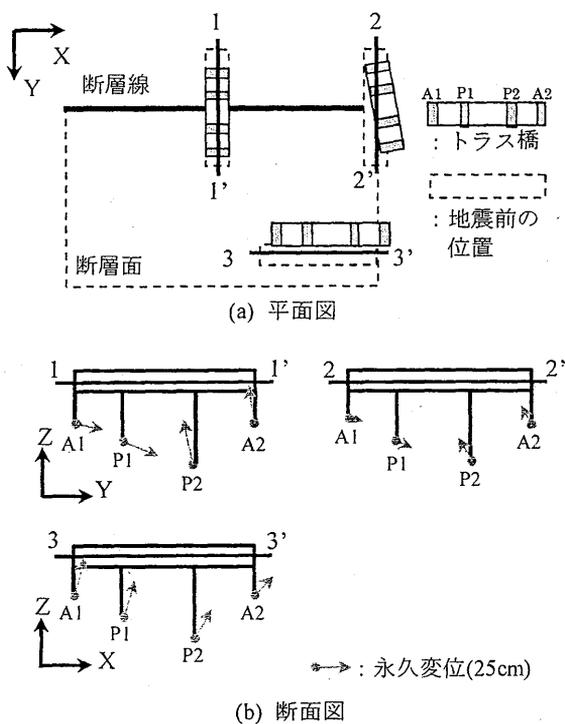


図-31 各橋梁位置での地表断層の永久変位 (概略)

表-5 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	-7.8	0.0	38.5
	A2	-4.0	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

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．

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，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．

- (1) 逆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用いて，対象橋梁の応答特性を検討した結果，応答は断層の位置(断層が横断か並行)および断層上端の深さに大きく影響されることがわかった．
- (2) 標準波形(橋軸+鉛直方向)の結果では，鉛直地震動の影響は小さかったが，本検討では鉛直成分の影響が大きかった．詳細は以下のようになる．
- (3) 断層中央横断で断層が地表に出現する CASE11 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，CASE11 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，CASE11 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．
- (4) 断層中央横断で断層が地表に現れない伏在断層の CASE21 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．

- (5)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。
- (6)断層並行で地表断層の CASE13 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。
- (7)断層並行で伏在断層の CASE33 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。
- (8)断層永久変位は、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。

本研究では、M6.5 の逆断層を想定し、表層地盤の地震動への影響、および動的挙動が複雑な上路式鋼トラス橋への影響を限られたケースについて調べた。本研究で提案している震源から橋梁までの一貫した解析モデルを用いれば、容易に他の条件での検討が可能であり、本提案のような理論的評価手法は、今後、震源断層近傍の橋梁の耐震検討や耐震補強等を実施する上で、重要な評価手法になるものと思われる。

付録

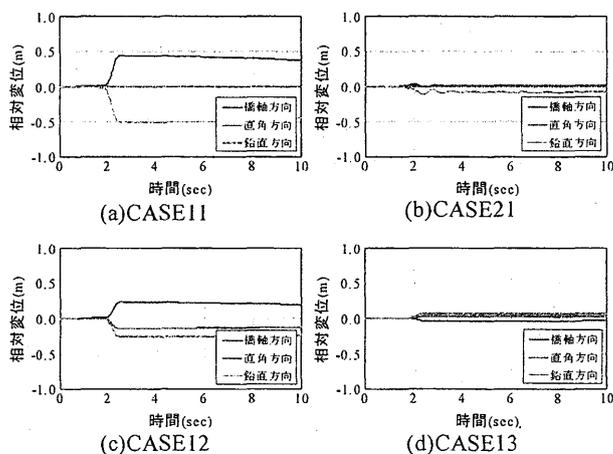


図-A 各 case での相対変位(P1-P2)

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，日本地震学会ならび第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，pp440-449，2007.8.
- 6) 原田隆典，野中哲也：横ずれ断層近傍における連続高架橋の地震応答特性，構造工学論文集，Vol.47A,pp.843-849，2001.3.
- 7) 原田隆典，王宏沢，野中哲也，山下典彦：横ずれ断層を横断する連続高架橋の応答挙動解析，応用力学論文集，2003.8.
- 8) 原田隆典，野中哲也，王宏沢，岩村真樹，宇佐美勉：震源断層近傍における上路式鋼トラス橋の応答特性，構造工学論文集，Vol.55A，pp.573-582，2009.
- 9) 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年。
- 10) Wataru Suzuki and Shin Aoi：Rupture Process of the 2008 Iwate-Miyagi Nairiku, Japan, Earthquake Derived from Near-Source Strong-Motion Records, *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol.100, No.1, pp.256-266, 2010.2.
- 11) 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.
- 12) 土木学会：土木構造物の耐震設計法等に関する第三次提言と解説，2000.6.
- 13) 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.
- 14) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説V耐震設計編，2002.3.
- 15) 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.
- 16) 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.
- 17) 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.
- 18) 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.
- 19) 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.
- 20) 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.
- 21) 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.
- 22) 野中哲也, 原田隆典, 岩村真樹, 王宏沢: 観測地震波を用いたトラス橋の実挙動の再現および大地震時挙動の予測, 応用力学論文集, Vol.6, pp.665-674, 2003.8.

(2010年9月16日受付)