

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

Inelastic Seismic Behavior of Deck-typed Steel Truss Bridges
under Major Earthquakes and a Proposal for its Seismic Upgrading

野中哲也*, 宇佐美勉**, 坂本佳子***, 岩村真樹****

Tetsuya Nonaka, Tsutomu Usami, Yoshiko Sakamoto, Maki Iwamura

*正会員 ヤマト設計株式会社, 名古屋支店, 企画開発部 (〒460-0002 名古屋市中区丸の内3-17-6)

**フェロー 工博 名古屋大学教授, 大学院工学研究科土木工学専攻 (〒464-8603 名古屋市千種区不老町)

***正会員 ヤマト設計株式会社, 宮崎支店, 企画開発部 (〒889-1403 宮崎県児湯郡新富町大字上富田3191-1)

****株式会社オフィスヤマト (〒880-0805 宮崎県宮崎市橘通東3-7-18)

In deck-typed steel truss bridges, the gravity center of the deck is far above the gravity center of the truss girder. Especially when subjected to severe ground motions in transverse direction, this yields considerable complexity in structural behavior, such as a twist in the truss and upward reaction force induced around the end supports. In this study, an analytical model is proposed to account for such characteristics and dynamic analyses of deck truss bridges by using this model is carried out to illustrate their general seismic behavior. On this basis, a hysteretic damper device with nonlinear hysteretic model is introduced to reinforce the structure and corresponding effects are investigated.

Key Words: deck-typed steel truss bridges, seismic design, dynamic analysis, fiber model, hysteretic damper

キーワード: 上路式鋼トラス橋 耐震設計, 動的解析, ファイバーモデル, 履歴型ダンパー

1. はじめに

阪神大震災以降, 動的解析を用いた耐震設計に関する研究が進み, 耐震検討法の提案, 解析ツール(プログラム)等の整備がJSSC次世代土木鋼構造研究委員会・鋼橋の耐震設計小委員会(主査:宇佐美 勉 名古屋大学教授)(以下,「JSSC耐震設計委員会」)などを中心に精力的に行われてきた^{1), 2)}. また, 近年のコンピュータ性能の飛躍的な進歩により, 橋脚だけを解析対象とするのではなく, ゴム支承を有する連続高架橋に対しても, 実務設計レベルで全体系の動的解析が実施されるようになってきた. しかしながら, 部材数が多く動的挙動が複雑であるアーチ橋, トラス橋などの耐震検討については, 未だに解決されない部分も多いようであり, 特に, 上路式および中路式アーチ橋以上に上路式トラス橋の大地震時の挙動に対する研究は非常に少ないと思われる.

上路式トラス橋は, 下路式トラス橋と異なり, 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重心位置より大きく上方へ離れているため, 橋脚を含めた橋梁全体の動的な挙動が複雑である. さらに, 大きな水平地震力を橋軸直角方向に作用させたときには, 橋梁全体がねじれる挙動を示したり, 支点近辺に上揚力が発生するなど, 下路式トラス橋では起こらない挙動を示すことも考えられる. よって, 上路式トラス橋の耐震検討を行うには,

主部材と同様に床版も含めて動的特性を正しく評価しなければならない.

既往の研究においては, 主部材の非線形性は評価されても, 床版のコンクリートの非線形性まで正確に評価した事例は, 非常に少ない. 非合成桁で設計しながら合成構造として挙動する床版と補剛桁をモデル化する場合には, 大地震時にはスラブアンカーが切れると考えられるが, この切れるという非線形挙動を取り入れたトラス橋の耐震検討もないと思われる.

従って, 本研究では, 上路式トラス橋に対して, 主部材の非線形性を考慮したモデル化以外に, 非線形性を示すコンクリートと鉄筋が考慮された床版のモデル化, 床版と上弦材を接合するスラブアンカーの非線形性を考慮したモデル化, および上下横構や対傾構などの2次部材の部材座屈を考慮したモデル化等を提案し, このモデルによる動的解析を行い, 大地震における一般的な上路式トラス橋の動的挙動を明らかにする. さらに, その解明した動的挙動を基に, 履歴型ダンパーを用いた効果的な耐震性向上についても考察する. なお, 対象橋梁の耐震性の照査は, この動的解析結果を用いてJSSC耐震委員会が提案している変形(ひずみ)照査法²⁾で行ってみた. 対象橋梁は, 実際に建設された橋梁であり, トラス橋の中で山間部に比較的多い上路式トラス橋である.

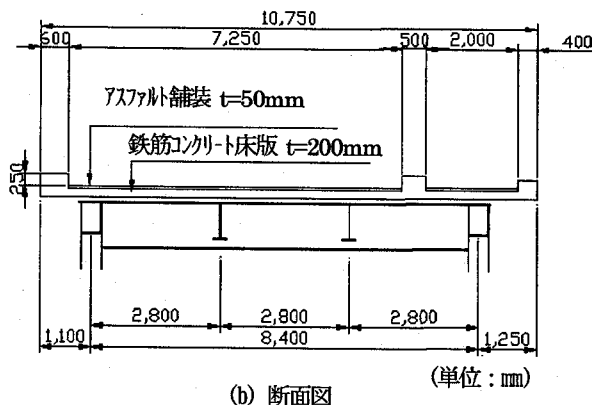
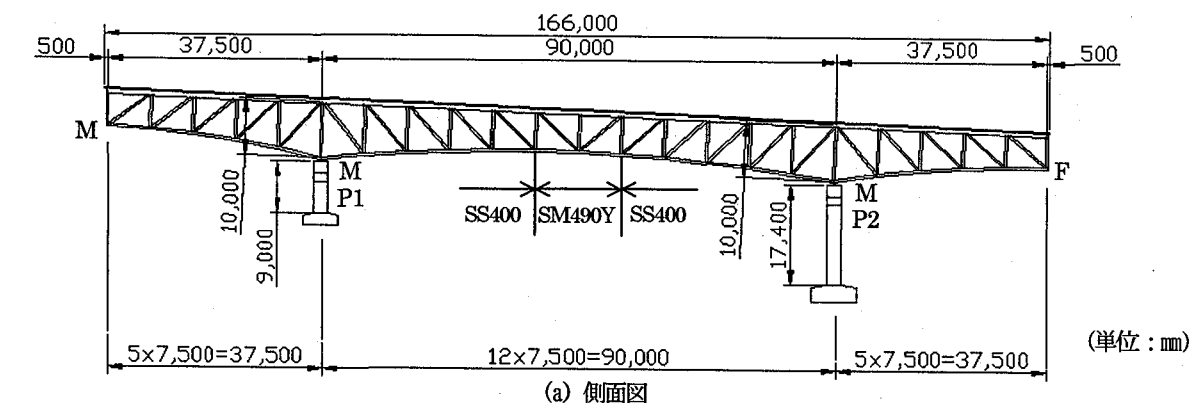


図-1 対象橋梁

表-3 中間支点付近部の細長比

	トラス面内	トラス面外
上弦材	27.24	9.84
下弦材	41.91	20.21
垂直材	51.86	27.90
斜材	91.29	62.91
上横構*	79.19	65.70
下横構*	38.00	96.70
対傾構*	49.60	74.40

*部材としての面内、面外で表示

2. 対象橋梁

対象橋梁は、図-1、表-1に示すような上路式トラス橋である。この橋梁は、昭和56年に建設されたもので、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ものである。部材の代表的な断面について断面パラメータを計算すると、表-2、3のようになる。

3. 解析モデルおよび解析条件

3.1 構造モデル

大きな水平地震力を橋軸直角方向に作用させたときには、トラス桁全体がねじれるような複雑な挙動を示すことも考えられることから、上下弦材に対してより正確な動的挙動が表現できなければならない。材料非線形性の表現方法としてM-φモデルも考えられるが、本研究ではファイバーモデルを用いた検討を行った。ファイバーモデルを用いると軸力変動が自動的に考慮され、部材断面を2方向に

表-1 設計条件

型 式	三径間連続上路式トラス橋
橋 長	166.0m
支 間 割	37.5m + 90.0m + 37.5m
全 幅 員	9.75m
地域別補正係数	0.85

表-2 主な下弦材の圧縮フランジ幅厚比パラメータ

	面内	面外
端 支 点 部	0.74	0.72
中 間 支 点 部	0.54	0.53
支 間 中 央 部	0.63	0.61

(例えば、図-3のように)ファイバー要素分割(3次元ファイバーモデル)することにより2軸曲げの影響も同様に考慮できる。

対象橋梁を3次元ファイバーモデルでモデル化した骨組構造を図-2に示す。下弦材は、有効破壊長領域^{1),2)}が考慮できるように要素分割を行う。支点部の拘束条件としては、右岸側の端支点だけが橋軸方向に対して固定である。それ以外の方向や回転は同一拘束条件で、橋軸方向回転のみが拘束である。

各部材の要素分割は、幾何学的非線形性による部材座屈モードが表現できるようにひとつの部材を4分割以上とした。

なお、RC橋脚P1とP2もファイバーモデルでモデル化を行うが、橋軸方向に対して支承が可動であること、橋軸直角方向に対しては固定でも橋脚断面形状が壁式で十分に耐力を有することから、本研究では検討対象から外すことにした。

3.2 主部材の断面

主部材である上下弦材の断面は、無補剛断面であり、図-3に示すようにファイバー要素分割を行う。断面上の積分点は、各ファイバー要素の中心にある。

3.3 部材結合条件

部材端部の結合条件は、図-4に示すように通常の設計においては、ピン接合とするが、ここでは耐震検討においてより実現象に近い接合を検討するため、半剛接合も含めて、接合方法をいろいろ変えて評価することにした。半剛接合の考え方や計算方法については、文献3)を参照され

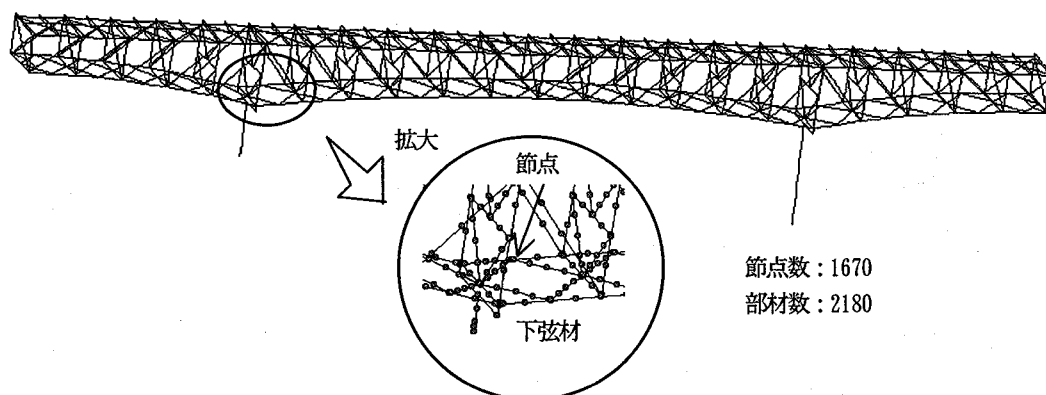


図-2 3次元骨組モデル

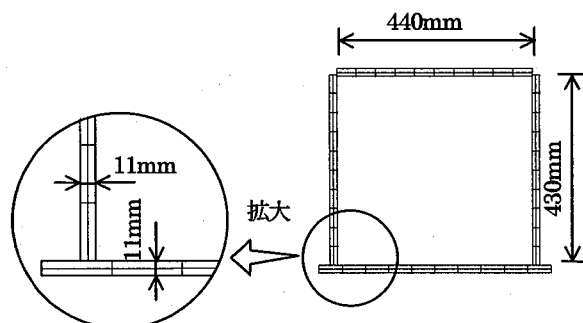


図-3 下弦材の代表的な断面のファイバー要素分割

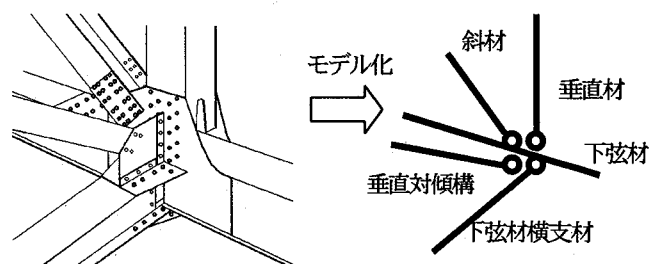


図-4 接合部のモデル化

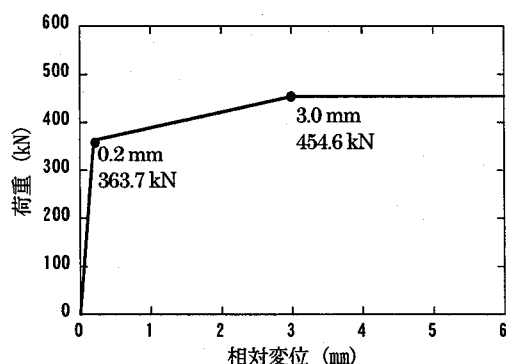


図-5 スラブアンカーの骨格曲線

たい。

評価方法としては、図-4で示したピン接合部をピン、半剛接合、剛結合と変化させることにする。半剛接合の設定方法は、文献3)で示しているバネ剛性パラメータで行う。バネ剛性パラメータが0の場合がピン接合、1の場合が剛結合で、その間の値になる場合が半剛接合となる。ここでは、このパラメータを0, 0.25, 0.5, 0.75, 1.0と変化させた。

3. 4 斜材や対傾構等のモデル化

2次部材である斜材や対傾構等も、主部材と同様にファイバーモデルでモデル化した。要素分割については、部材座屈モードが表現できるように、ひとつの部材を4分割(3節点を追加)とした。

3. 5 床版および補剛桁のモデル化

(1) スラブアンカーの非線形特性

対象橋梁の床版と上弦材は、非合成桁として設計してい

る。非合成桁でも実際のレベル2地震動時の挙動は、ずれ止めのスラブアンカーがあるため、完全に床版と上弦材が独立に挙動するわけではない。少なくとも設計荷重(活荷重)に対する挙動は、合成桁である⁴⁾。通常の耐震検討では、床版と上弦材を完全合成(床版と上弦材間を剛結合と仮定)として考えるが、ここでは非合成として設計したスラブアンカーの特性を考慮してより正確にモデル化する。

具体的には、図-5に示すようなトリリニアの非線形バネでスラブアンカーをモデル化することを考える。ここでの相対変位は、床版と補剛桁の変位差である。非線形バネの降伏点および大きくずれを開始する点(以下、「許容ずれ点」)は、文献5)の実験結果を参考にして決定した。床版と補剛桁の付着力については、レベル2地震動を前提にしているため考慮しないことにする。なお、スラブアンカーのサイズ(600×φ16mmの丸鋼)が文献5)の実験供試体と異なるため、断面積比で換算して骨格曲線を決定した。図内の降伏点は、付着が破壊する点を考慮せずスラブアンカーが降伏する点とした。また、最大荷重に達した点を許容ずれ点とし、この点から剛性(3次勾配)をゼロとした。この点から大きなずれが開始すると仮定する。履歴法則については、繰返し実験結果等がないと思われるため、ここでは移動硬化則で剛性低下のないノーモルトリリニアモデルとした。

(2) 詳細なモデル化

前述のスラブアンカーを用いて、床版と上弦材を結合させるモデルとする。図-2の上弦材の部分拡大すると図-6のようになる。この図内に示す剛部材は、上弦材と床版がスラブアンカーのバネを介して一緒に挙動するよう

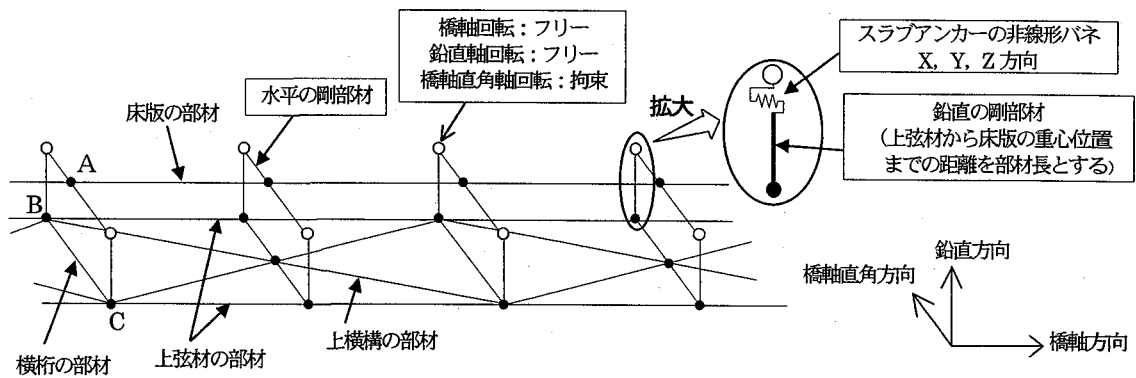


図-6 桁部材の拡大図

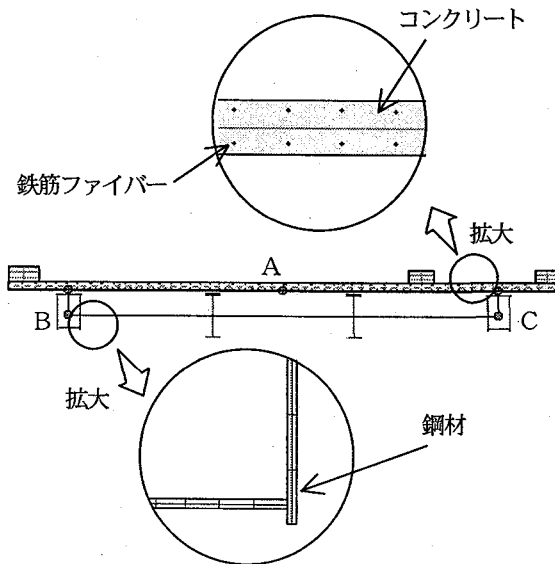
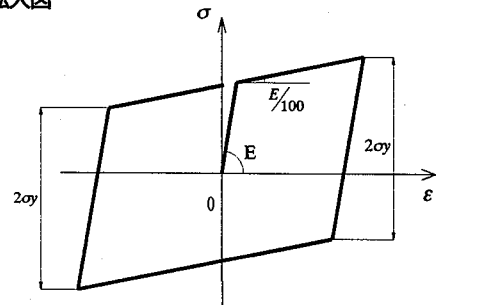


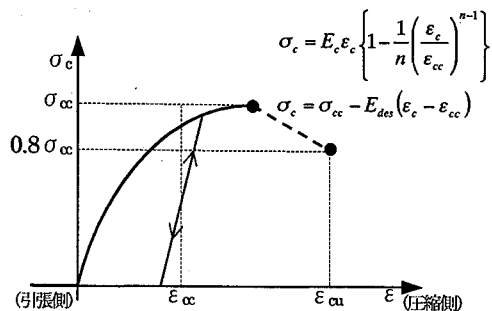
図-7 床版のファイバー要素分割

に追加した部材である。そのとき、床版と上弦材の中立軸のずれを考慮するため、鉛直の剛部材を追加している。この鉛直部材は、上弦材横支材の位置に設置する。この鉛直部材の間隔は、3～4mあり、3～4本のスラブアンカーをひとつにまとめてモデル化することになる。鉛直部材におけるスラブアンカーの位置（上フランジ面）に前述のスラブアンカーの非線形バネを挿入している。本来、縦桁上フランジ面のスラブアンカーの位置にも挿入しなければならないが、本モデルでは縦桁を床版の一部としてモデル化しているため、直接スラブアンカーの非線形バネが挿入できない。そのため、縦桁のスラブアンカーの分のバネを2つの上弦材上に割り振ることとした。上弦材横支材と上横構は、そのまま部材（ファイバー要素）としてモデル化する。

床版と上弦材の断面に対するファイバー要素分割を図-7に示す。ファイバー要素の部材軸としては、床版の部材（軸心A）と2つの上弦材の部材（軸心B、C）がある。この記号A、B、Cは図-6内の記号に対応している。床版は、コンクリート、鉄筋および縦桁からなり、図のようにファイバー要素分割をする。なお、ここでは縦桁を床版の一部と考え、鉄筋については、一本の鉄筋に対してひとつの円形断面のファイバー要素とした。地覆については、



(a) 鋼（バイリニアモデル）



(b) コンクリート

図-8 床版の材料構成則

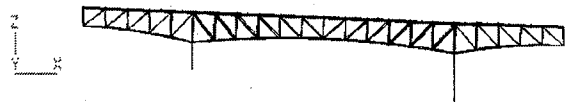
床版コンクリートより強度が多少低い場合省略するという考えもあるが、ここではコンクリート強度を下げて地覆も考慮することにした。上弦材上フランジ部のハンチについては省略した。ただし、ハンチの分だけ、上弦材と床版の間隔を空けた。

(3) 従来のモデル化

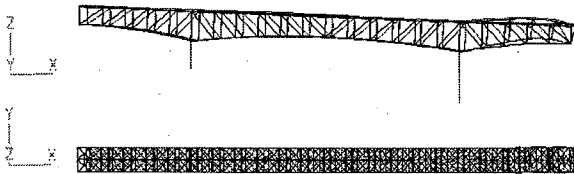
本提案のモデル化と比較検討するために、コンクリート床版を有する鉄桁橋において従来からよく用いられているモデル化方法も解析条件として加えることにする。従来のモデル化の方法は、まず文献 6) の参考資料に示されているように、合成桁または非合成桁にかかわらず床版と主桁を完全合成とし、床版を全断面有効とする。次に、コンクリート床版を、文献 7) 等で示されているような板厚換算式によりトラス構面に変換するものである。このように変換したモデルは、床版と補剛桁の軸心は同一平面上にあると仮定していることになる。これに対して、前述の詳細な床版モデルでは、中立軸は床版下面付近に位置し、応答解析中にコンクリート床版にひび割れが発生すれば断面積が減少し中立軸は変動することになる。

表-4 固有周期と刺激係数

モード 次数	周期 (s)	振動数 (Hz)	刺激係数		
			X:橋軸	Y:橋軸直角	Z:鉛直
1	0.627	1.596	0.771	1.209	-25.743
2	0.612	1.633	0.003	37.625	0.846
3	0.422	2.372	41.702	-0.030	6.303
4	0.307	3.257	-0.017	1.313	-0.023
5	0.292	3.421	22.132	0.000	0.000
6	0.277	3.616	2.435	0.015	2.107
7	0.238	4.206	0.031	24.850	-0.123
8	0.222	4.503	-0.531	0.065	19.792
9	0.202	4.962	-8.893	0.056	17.519
10	0.167	5.975	-0.014	-0.909	0.047



(a) 橋軸直角方向1次モード(表-4のモード次数2)



(b) 橋軸方向1次モード(表-4のモード次数3)

図-9 固有モード図

3. 6 材料構成則

上下弦材, 斜材, 下横構などの鋼材の応力-ひずみ関係は, ひずみ硬化を考慮(2次勾配を $E/100$)したパイリニアとし, 硬化則は移動硬化則とする(図-8(a)参照). コンクリートは, 道示⁸⁾で規定されている応力-ひずみ関係を採用する. 床版であるため横拘束筋による拘束効果はないことから, 図-8(b)に示す値は $\sigma_{cc} = 0.85 \sigma_{ck}$, $\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{cu}$ (終局)とする. 引張側の強度はないものとし, 除荷および再載荷については, 初期勾配で行うものと仮定する. 床版の鉄筋は, Menegotto-Pinto モデル⁹⁾を用い, 道示⁸⁾に従って2次勾配はなしとする.

3. 7 動的解析条件

入力地震波としては, 上路式トラス橋がI種地盤で建設されることが多いため, I種地盤のレベル2地震動に対応する兵庫県南部地震の神戸海洋気象台の観測波形(JMAのNS成分とUD成分)を用いることにする. このNS成分の入力地震波を橋軸方向, 橋軸直角方向に作用させる. さらに, 鉛直方向の影響を検討するため, 橋軸直角方向にNS成分を鉛直方向にUD成分の波形を2方向同時作用させるケースを付け加えることにした.

応答計算としては, 対象橋梁に対して死荷重が作用したときの静的解析を行い, これを初期状態として, 材料非線

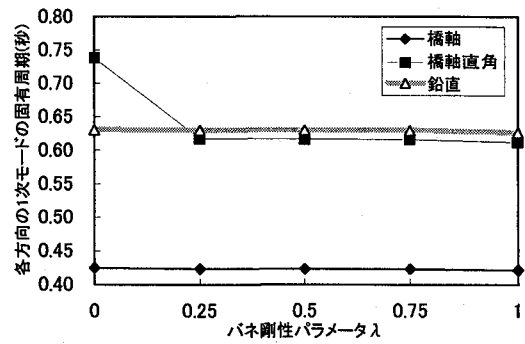


図-10 固有周期とバネ剛性パラメータの関係

形性と幾何学的非線形性を考慮した時刻歴応答解析を行う. ここで用いた幾何学的非線形性は, 微小ひずみ・有限変位理論に基づいている.

数値積分法として, ニューマークの β 法を用い, $\beta = 1/4$ とした. 地盤条件が良好なため, 地盤バネなしとした. 減衰については, レーリー減衰を使用し, 減衰定数は0.02とした. このレーリー減衰の設定で採用する2つのモード次数は, 橋軸方向で3次と5次, 橋軸直角方向で2次と7次とした.

4. 固有値解析

4. 1 解析結果

本橋梁の固有値解析した結果の固有周期と刺激係数を表-4に示す. この表から, 2, 7次モードの橋軸直角方向および3, 5次モードの橋軸方向の刺激係数が大きいことがわかり, これらの周期を特性に含む入力地震波に対して影響を受けやすいことになる. これらの代表的な固有モードを図-9に示す.

また, 8次モード以降にも刺激係数が大きいモードがあり, 動的挙動が複雑であることが確認できる.

4. 2 部材接合条件の影響

前述の接合条件を変化させたときの固有値解析結果を表-5に示す. また, 各方向の1次モードの固有周期とバネ剛性パラメータの関係をグラフ化したものが図-10である. この図より, バネ剛性パラメータ λ が0.25以上になると固有周期があまり変化しないことがわかる.

実際の接合は, 図-4に示した通り, ピン接合や完全剛接合でもなく中間的な半剛接合と思われる. また, 部材の塑性化がかなり進むと実際の接合部の挙動が剛接合の場合と異なるという研究¹⁰⁾もある. しかし, 以降の検討では, 図-10に示したように半剛接合と完全剛接合の周期がほとんど変化しないこと, 全体の動的挙動の解明に重点を置き影響の少ないと思われる部分のモデル化を簡略化すること, および幾何学的非線形性を含めた解析の解の収束性¹¹⁾を考え, 完全剛接合とすることにした. このように完全剛接合とすることにより, 部材には軸力以外に曲げも作用し, 初期たわみを与えなくても座屈変形も考慮することができる.

表-5 固有周期の比較

単位: 秒

モード 次数	従来床版モデル, ピン接合	ピン接合 ($\lambda=0.0$)	半剛接合(λ :バネ剛性パラメータ)			完全剛接合 ($\lambda=1.0$)	計測値(橋直)
			$\lambda=0.25$	$\lambda=0.5$	$\lambda=0.75$		
1	0.742 ※2	0.738※2	0.630※1	0.630※1	0.630※1	0.627※1	—
2	0.710 ※1	0.631※1	0.617※2	0.617※2	0.616※2	0.612※2	0.602
3	0.507 ※3	0.450	0.423※3	0.423※3	0.423※3	0.422※3	—
4	0.381	0.425※3	0.310	0.310	0.310	0.307	—
5	0.343	0.373	0.292	0.292	0.292	0.292	—
6	0.326	0.325	0.278	0.278	0.278	0.277	—
7	0.326	0.320	0.240	0.240	0.239	0.238	0.236
8	0.324	0.319	0.224	0.224	0.224	0.222	—

※1 鉛直 ※2 橋軸直角 ※3 橋軸

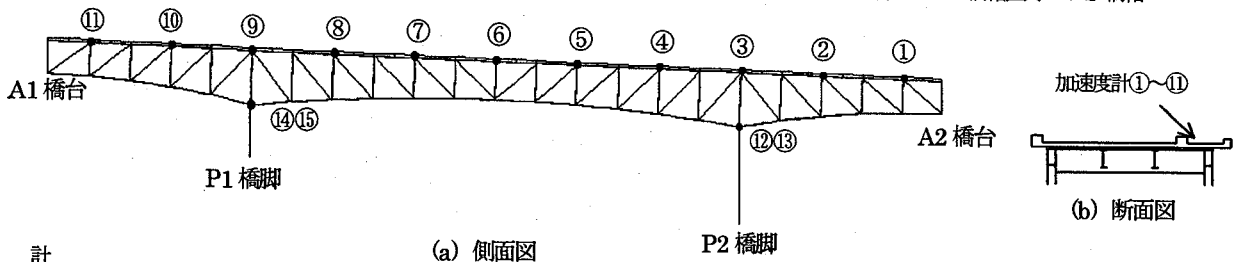


図-11 サーボ型加速度計の設置位置

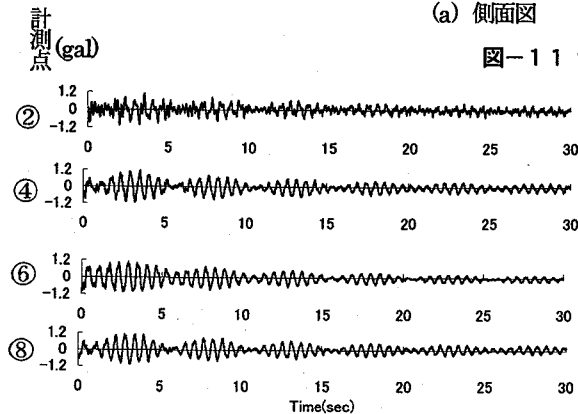


図-12 常時微動(橋直方向)

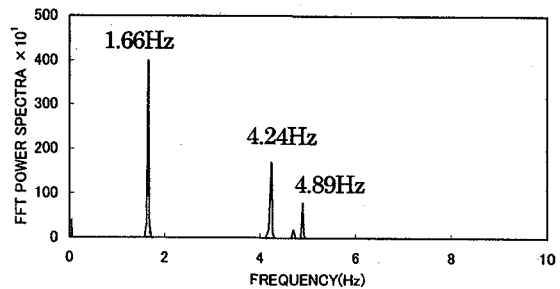


図-13 計測点②のパワースペクトル

5. 計測試験による解析モデルの検証

5.1 常時微動による計測とその結果

対象橋梁の固有周期を調べるため、計測を行うことにした。計測方法は、常時微動である。サーボ型加速度計(型式ASQ-2CA(株)共和電業製)を図-11で示した①~④の位置に設置し、橋軸方向、橋軸直角方向および鉛直方向の常時微動をそれぞれ120秒間計測した。その内、橋軸直角方向常時微動の計測波形の一例(30秒間)を図-12に示す。また、同図内の計測②のパワースペクトル(振動数の分解能:25.0Hz)を図-13に示す。この図より、橋軸直角方向の1次モードの振動数は1.66Hz(周期は0.602秒)、2次モードは4.24Hz(周期は0.236秒)であることがわかる。

5.2 固有値解析結果との比較

計測した橋軸直角方向の結果を、前述した固有周期の比較表(表-5)の最後に付け加えることにする。このようにした表から、本提案モデル($\lambda=1.0$)がもっとも計測値に近いことがわかる。

また、参考までに、通常の設計でよく用いられているような、床版は前述した従来の床版モデル、接合条件はピン

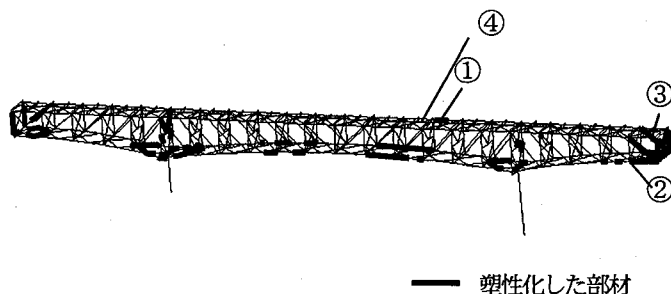
接合とした場合の解析値も同表に示している。この表での比較から、従来のモデル化では、計測より周期が大きくなっていることがわかる。

6. 応答解析結果および考察

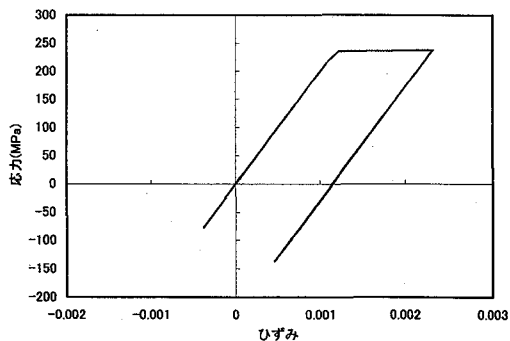
6.1 橋軸直角方向および鉛直と連成させた場合の応答

(1)本提案モデルの橋軸直角方向の応答

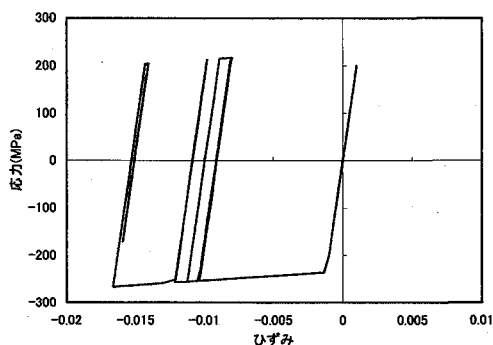
地震動JMAを橋軸直角方向に作用させたときの応答結果を図-14に示す。まず、同図(a)より、上下弦材、下横構および端部の斜材が塑性化しているのがわかる。下弦材の中央部が塑性化していないのは、この部分のみ材質がSM490Yで他がSS400になっているためである(図-1(a)参照)。上下弦材の降伏の程度は、同図(b)、(c)に示すように完全に降伏した状態である。特に、固定端部の下弦材の下フランジが大きく塑性化している。また、端部の斜材も塑性化しており、この斜材の軸力と変位の関係を示したのが同図(d)である。この図より、履歴ループの形が図-8(a)で示した材料構成則の形と異なり、圧縮側で荷重が低下していることがわかる。グラフA点時の斜材の最大変形を示すと同図(f)のようになる。この図から、斜材が大きく座屈しているのがわかる。なお、本解析は幾何学的非線



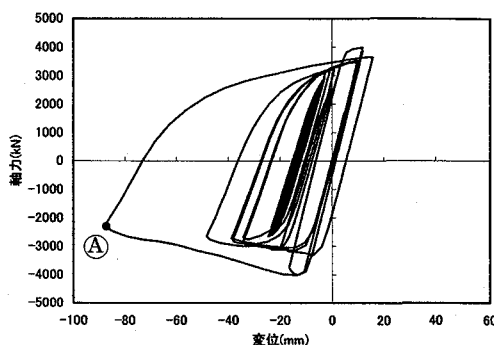
(a) 塑性化した位置



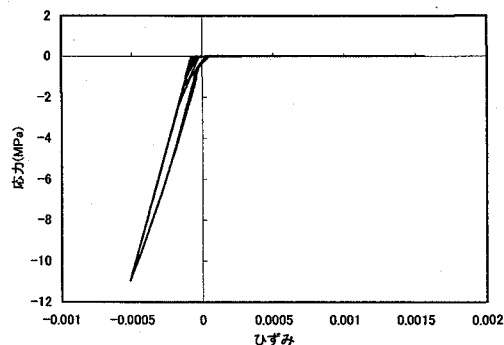
(b) 上弦材ウェブ①の応力-ひずみ履歴



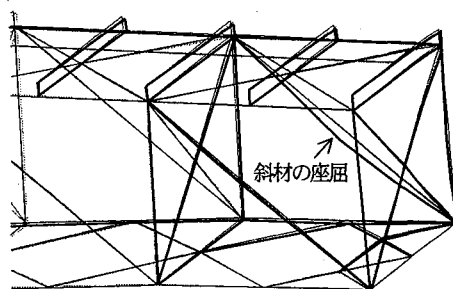
(c) 下弦材下フランジ②の応力-ひずみ履歴



(d) 斜材③の軸力-変位履歴

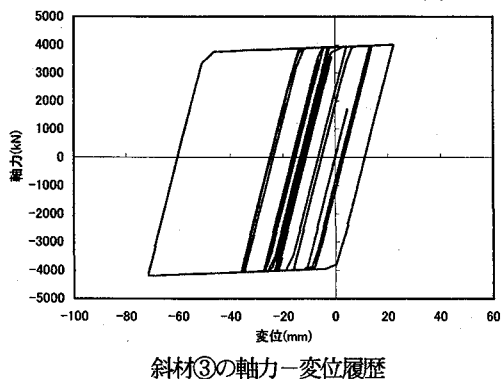


(e) 床版コンクリート④の応力-ひずみ履歴



(f) 斜材③の最大変形 (グラフ(d)内の①点, 表示変形倍率: 1)

図-14 橋軸直角方向の応答



斜材③の軸力-変位履歴

図-15 橋軸直角方向の応答 (材料非線形のみ)

形性を考慮している。この幾何学的非線形性の影響をみるため、同一の解析モデルで材料非線形性のみを考慮した解析を同様に行った。その結果が図-15である。この図から、材料非線形性だけでは、採用した鋼材の材料構成則(図-8(a)参照)の形がそのまま現れることがわかる。すなわち、大きく塑性化が進んでも軸力はまったく低下しない。変位においては、幾何学的非線形性を考慮したときより小

さくなっていることもわかる。材料非線形性だけでの評価は、耐震設計上、危険側となるようである。

次に、床版の挙動について考察する。図-14(e)から、床版コンクリートに大きなひび割れが発生していることがわかる。このグラフは、引張側最大の位置でのものである。コンクリートの引張側で0.16% (1600 μ) のひずみが発生しており、床版には大きなひび割れが発生していることになる。これは、通常許容できるひずみ 150 μ の 10 倍程度のひずみ値である。鉄筋についても、0.15%程度の降伏をしている。しかし、いずれの降伏も、部材としては終局に至っておらず、上部構造全体の崩壊に至ることはない。床版に 1600 μ ものひび割れが発生するのは気になるところであるが、上弦材がほとんど降伏していないこと、および大地震発生後の応急処置として大きくひび割れたところに鉄板を敷くなどすれば、この程度の床版の損傷は緊急車両等の通行には問題ないと考えられる。なお、コンクリートのひずみは、床版の上面での値であり、地覆はさらに大きなひずみが発生していた。ここで、地覆については、

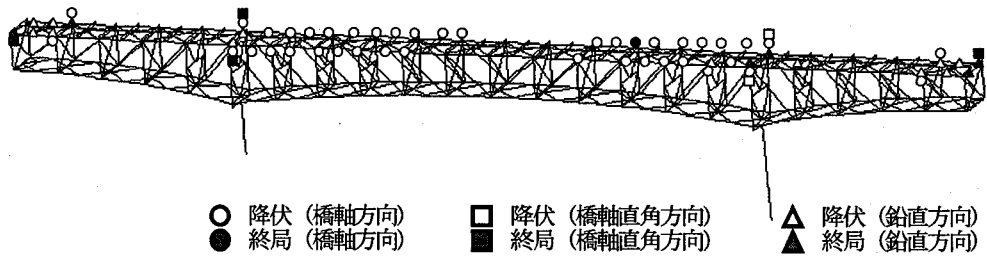
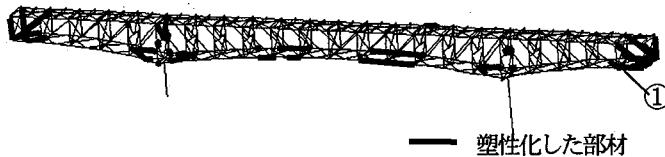
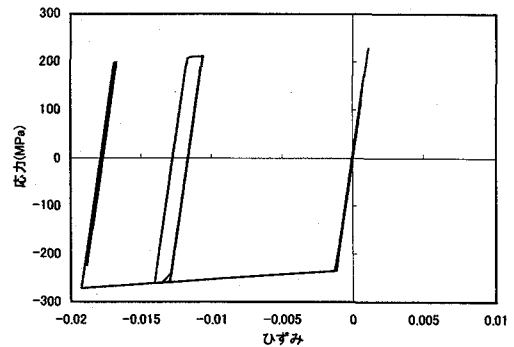


図-16 スラブアンカーの降伏及び終局の位置(橋軸直角方向)



(a) 塑性化した位置



(b) 下弦材下フランジ①の応力-ひずみ履歴

図-17 橋軸直角方向と鉛直方向の地震動を同時に作用した場合の応答

表-6 支承の鉛直方向反力の比較

		単位: kN			
		P1橋脚		P2橋脚	
橋軸直角	最大	11509	9188	9308	6337
	最小	-528	-2609	2290	239
橋軸直角 + 鉛直	最大	11102	10171	8277	7355
	最小	-2150	-3940	2143	-1555

剛性は考慮するが、耐震上の照査においては評価していない。

スラブアンカーの塑性化している位置を示すと、図-16のようになる。この図から、中間支点から中央部に向かって、中央部以外の大部分のスラブアンカーが橋軸方向に降伏し、一部終局を迎えている（許容ずれ点以上）のがわかる。さらに、中間支点および端支点部においては、橋軸直角方向および鉛直方向にも大きく塑性化しているのがわかる。

(2) 鉛直地震動と連成させた場合

橋軸直角方向と鉛直方向の地震動を同時に入力した場合の解析結果を図-17に示す。この図より、塑性化した位置については、橋軸直角方向だけの解析結果とほとんど変化がないことがわかる。もっとも塑性化した部材は、橋軸直角方向だけの場合と同様に端支点近辺の下弦材であり、応力-ひずみ関係を示すと同図(b)のようになる。この図と橋軸直角方向だけの場合（図-14(c)）と比較すると15%程度ひずみが大きくなっているのがわかる。

支承の鉛直方向の反力について、橋軸直角方向のみと橋軸直角方向と鉛直方向に同時作用させた場合で比較すると、表-6のようになる。この表より、橋軸直角方向と鉛直方向に同時作用させた場合の方が、負反力が大きくなっているのがわかる。負反力の値は、最大で約4000kNにもなるが、負反力の対策が取れない範囲ではないと思われる。

(3) 従来の床版モデルを用いた場合

従来の床版モデルを用いて解析した結果を図-18に示す。同図(a)から、本提案モデルの解析結果と塑性化する部材の位置が異なり、端支点側の多くの下横構や斜材が降伏しているのがわかる。上弦材の塑性化の程度は、本提案モデルと比較して大きくなっている。これは、従来の床版モデルが床版剛性を過小評価していることおよびスラブアンカーのずれを考慮していないためと思われる。

6. 2 橋軸方向の応答

(1) 本提案モデル

橋軸方向に作用させたときの解析結果を図-19に示す。この図より、端支点近辺の上下弦材と斜材だけが降伏しているのがわかる。これは、橋軸方向の1次モード（図-9(b)）で振動し、端支点近辺に曲げおよび圧縮軸力が作用したためだと思われる。

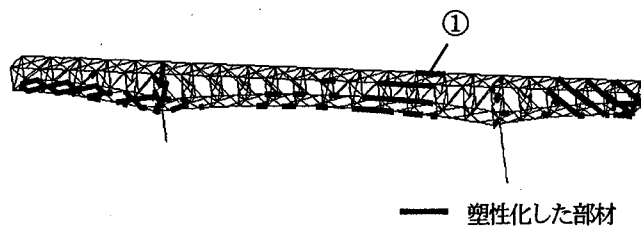
(2) 従来の床版モデルを用いた場合

従来の床版モデルを用いて、橋軸方向の解析した結果を図-20に示す。この図より、本提案モデルと同様に、端支点近辺の下弦材と斜材が降伏しているが、中央部の下弦材も塑性化しているのがわかる。塑性化の程度は、本提案モデルの結果より、塑性化が進んだものとなった。

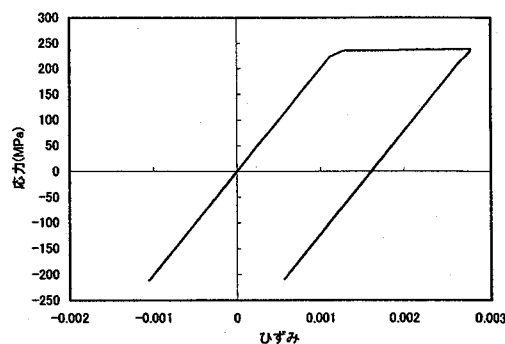
7. 耐震性の照査

7. 1 照査方法

照査方法としては、変形照査法の中で、JSSC耐震委員会が推奨している有効破壊長領域^{1),2)}における平均ひずみで照査を行う。具体的には、有効破壊長領域内にある各要素のひずみ値を平均した値（平均応答ひずみ）と以下の

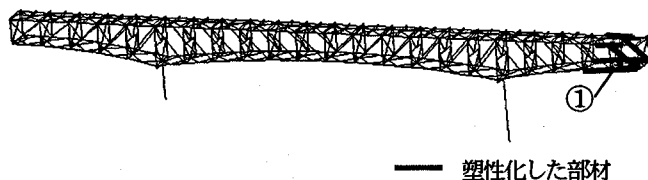


(a) 塑性化した位置

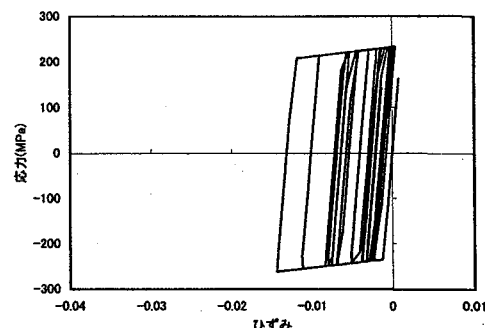


(b) 上弦材ウェブ①の応力-ひずみ履歴

図-18 従来床版モデルの橋軸直角方向の応答

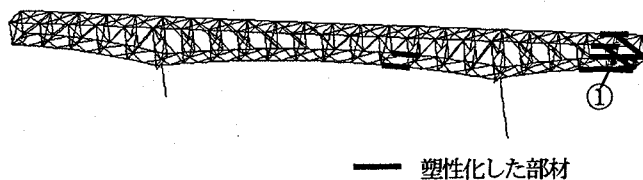


(a) 塑性化した位置

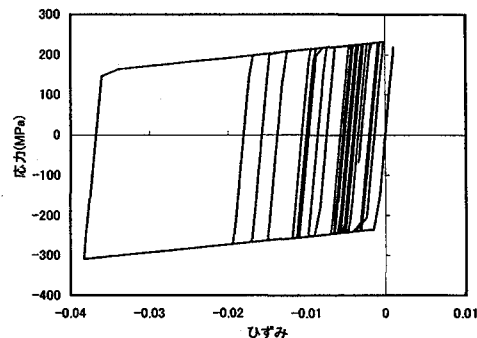


(b) 下弦材上フランジ①の応力-ひずみ履歴

図-19 橋軸方向の応答



(a) 塑性化した位置



(b) 下弦材上フランジ①の応力-ひずみ履歴

図-20 従来床版モデルの橋軸方向の応答

式から計算される限界ひずみとの比較により行うものである。式(1)および各パラメータの詳細については、文献12)を参照されたい。なお、この式の適用範囲は、幅厚比パラメータ $0.2 \leq R_f \leq 0.8$ 、軸力比 $0.0 \leq N/N_y \leq 0.5$ である。

$$\frac{\varepsilon_u}{\varepsilon_y} = \frac{0.108(1 - N/N_y)^{1.09}}{(R_f - 0.2)^{3.26}} + 3.58(1 - N/N_y)^{0.839} \leq 20.0 \quad (1)$$

有効破壊長領域については、図-21に示すように2本の下弦材(G1側とG2側)に領域AからPまでを設定した。

照査対象の部材としては、主部材の上下弦材としたいが、上弦材は床版の影響を受け曲げが支配的になることから、ここでは下弦材のみとした。この下弦材の断面は、箱形無補剛断面である。

7.2 照査結果

有効破壊長領域での損傷度(平均応答ひずみ/限界ひずみ)を示すと表-7のようになる。この表から、有効破壊長領域Cの損傷度が大きくなっていることがわかる。これは平均応答ひずみが大きいこと以外に、限界ひずみが軸力比と断面パラメータにより小さくなったことも関係している。この有効破壊長領域Cについて平均応答ひずみおよびその領域での限界ひずみをグラフ化したのが図-22である(ただし、降伏ひずみ ε_y で正規化した)。このグラフから、平均応答ひずみが限界ひずみを越えていることがわかり、終局に至ったことになる。限界ひずみ変動しているのは、前述の限界ひずみ式(1)が軸力の関数になっているためである。なお、他の領域OおよびP等も、終局を迎えている可能性が高いが、式(1)の適用範囲外であったため、照査は行わなかった。

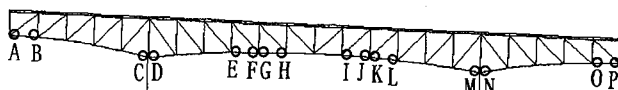


図-2.1 有効破壊長領域の設定

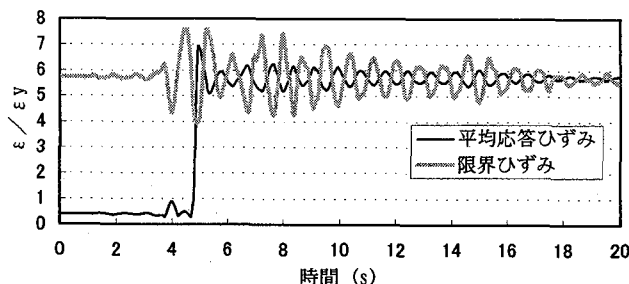


図-2.2 橋軸直角方向領域Cの平均応答ひずみと限界ひずみ

設計業務で照査する場合は、標準波形を使用するのが一般的であるが、ここでは、橋軸直角方向に地震動が作用したときの鉛直方向の地震動の影響をみるため、兵庫県南部地震で観測された水平方向と鉛直方向の地震波を用いている。したがって、通常の照査で用いる入力地震波、すなわち標準波形に地域別補正係数 0.85 をかけた波形より、大きな波形となっている。そのため、下弦材の損傷は、通常の照査の場合より大きくなっていると考えられる。

8. 耐震性向上

8.1 履歴型ダンパーの設置

入力地震動を橋軸直角方向に作用させたときに、多くの部材が損傷し、その程度も大きかったので、本研究では、橋軸直角方向の場合の耐震性向上について検討を行うことにする。なお、耐震性向上の方法として、免震支承を用いることも考えられるが、ここではそれ以外の比較的低コストな方法で検討を進めることにした。

前述した橋軸直角方向の解析結果から履歴吸収エネルギーを計算し、集計したものが表-8で、オリジナル構造の欄に示している。この表から、主に、下弦材、垂直材および斜材で塑性化しエネルギーを吸収しているのがわかる。ある程度の塑性化を許して、これらの部材にエネルギーを吸収させたいが、主部材である下弦材の応答ひずみが大きく(図-1.4(c)参照)残留変形が気になることおよび2次部材である斜材の応答変位が大きく部材座屈が発生(図-1.4(d)参照)していることから、これらの部材の代わり(および安定的)にエネルギーを吸収するものが必要であると判断した。具体的には、このオリジナル構造に対して、数箇所にエネルギー吸収部材(履歴型ダンパー)を設置することにした。履歴型ダンパーとしては、変位履歴型の鋼製ダンパーがあり、降伏形式により軸降伏型、せん断降伏型および曲げ降伏型に分類される。また、履歴型ダンパー用鋼材として、降伏点が低くダクティリティに優れている極低降伏点鋼の使用も考えることにする。本研究では、2種類の履歴型ダンパーを提案する。

表-7 損傷度

有効破壊長領域	下弦材G1側		下弦材G2側	
	$\varepsilon/\varepsilon_u$	N/N_y	$\varepsilon/\varepsilon_u$	N/N_y
A	0.24	0.43	—	0.64
B	0.14	0.28	0.12	0.24
C	1.75	0.49	—	0.53
D	0.86	0.46	0.26	0.49
E	0.02	0.07	0.03	0.05
F	0.03	0.21	0.08	0.15
G	0.00	0.05	0.01	0.07
H	0.00	0.13	0.03	0.12
I	0.02	0.29	0.07	0.31
J	0.03	0.28	0.06	0.29
K	—	0.55	—	0.57
L	0.13	0.47	—	0.51
M	0.25	0.44	0.14	0.40
N	0.22	0.43	0.13	0.39
O	—	0.96	—	0.98
P	—	1.02	—	1.02

$N/N_y < 0.5$ が照査の適用範囲 (N: 圧縮軸力)

表-8 履歴吸収エネルギーの比較

単位: kN・m, ()内比率: %

		オリジナル構造	耐震構造
上弦材		26 (0.55)	8 (0.16)
下弦材		756 (15.83)	578 (11.99)
2次部材	垂直材	1079 (22.59)	566 (11.75)
	斜材	1750 (36.64)	2 (0.04)
	下弦材横支材	489 (10.23)	528 (10.96)
	下横構	262 (5.48)	110 (2.28)
	垂直材横支材	21 (0.43)	19 (0.39)
	垂直材対傾構	235 (4.91)	13 (0.26)
コンクリート床版		159 (3.34)	148 (3.06)
履歴型ダンパー	せん断ダンパー	-	1374 (28.53)
	軸力ダンパー	-	1474 (30.58)
	合計	-	2848 (59.11)
履歴吸収エネルギー合計		4777 (100.00)	4819 (100.00)

まず、支点部の負反力の低減や支点近辺の部材の塑性化をおさえるために、支点近辺にせん断履歴型ダンパーを設置することにする。具体的には、図-2.3(c)に示すように、中間支点近辺の下横構と対傾構の部材接合部(ガセット)に極低降伏点鋼を用いたせん断履歴型ダンパーを入れる。本来ガセットの位置はせん断力が支配的であるため、このような構造にすることにより、塑性化においてはせん断降伏型となる。なお、この履歴型ダンパーの設置については、対象橋梁の部材数(およびガセットの数)が多いことから、前述の解析結果(図-1.4(a))をもとに判断し、同図(a)のように支点近辺の8箇所ガセット位置とした。この履歴型ダンパーの特性については、下横構の部材を降伏させないように、下横構部材の2倍の剛性と0.5倍の強度とする。これから求まる荷重-変位関係をバイリニアモデルとして仮定した。極低降伏点鋼は、繰返し履歴において等方的に大きく硬化する特徴を有しているため、文献13)を参考に2次勾配を $G/100$ としてひずみ硬化を考慮した。繰返し硬化則として等方硬化則の使用も考えられるが、耐荷力が高くなり精度が悪いという報告¹⁴⁾があること、および大きなひずみ領域に至らないと予想されることから、移動硬化則を用いることとした。

次に、表-8からわかるように、2次部材の斜材がもっとも塑性化していることに着目して、この斜材に対して安

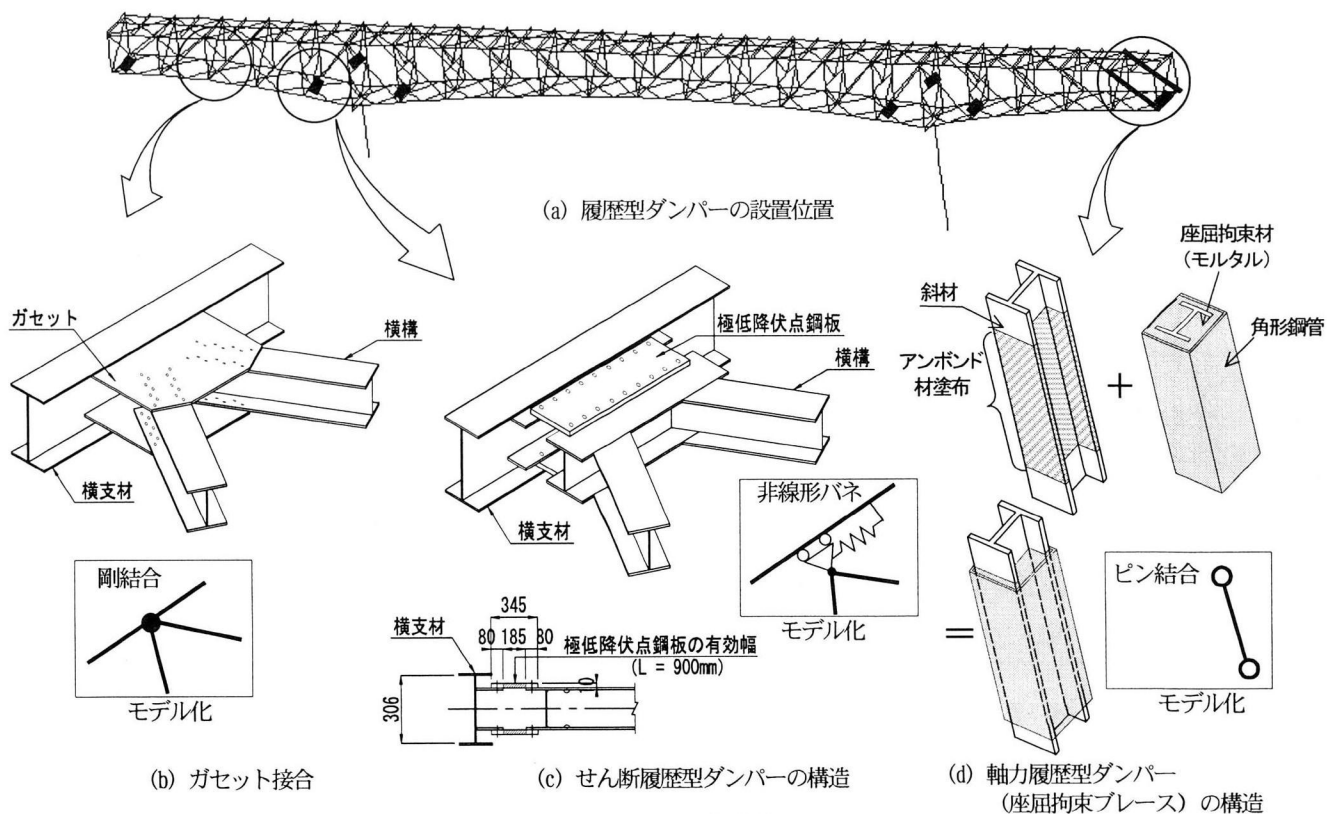
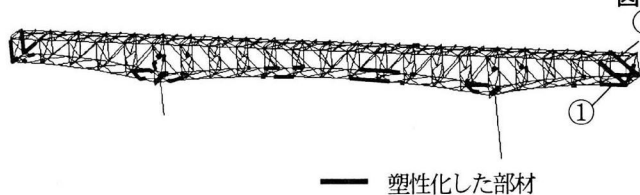
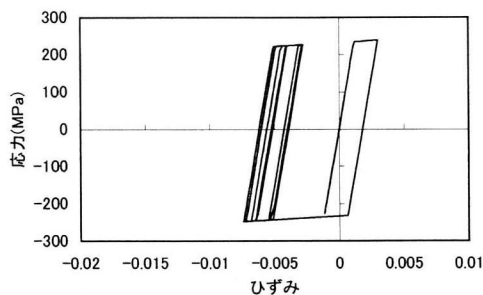


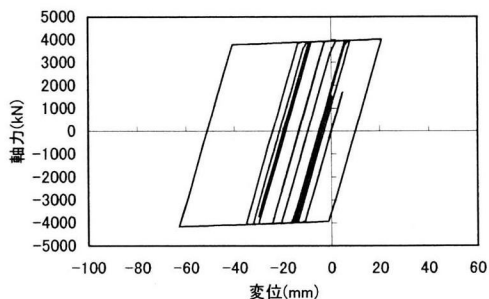
図-2.3 耐震構造



(a) 塑性化した位置



(b) 下弦材下フランジ①の応力-ひずみ履歴



(c) 軸力履歴型ダンパー（斜材）②の軸力-変位履歴

図-2.4 耐震構造の橋軸直角方向の応答

定的にエネルギーを吸収させることを考える。しかし、前述の図-1.4 (f)に示したように、大きく部材座屈すれば、エネルギーを十分に吸収する前に構造上不安定になり終局状態となる可能性がある。そのため、この斜材に対しては、文献15)で示したような座屈拘束ブレース（軸力履歴型ダンパー）が有効であるといえる。具体的には、図-2.3 (d)に示すように対象橋梁の固定端支点側の斜材に対して、モルタルなどの座屈拘束材で覆い、さらにその周りを角形鋼管で巻くというものである。これにより、部材座屈が防止され、安定的にエネルギーが吸収できると期待される。モデル化は、この斜材だけ両端をピン接合とした。また、本モデルとは別に軸方向の変形量が大きくなった場合には、この斜材（芯鉄骨）に極低降伏点鋼の使用も考えられる。

8. 2 履歴型ダンパーの効果

対象橋梁に対して、履歴型ダンパーを設置したときの解析結果を図-2.4に示す。履歴型ダンパーを入れないオリジナル構造の結果（図-1.4 (a)）と比較して、塑性化した部材の分布は、ほとんど変化がないようである。しかし、塑性化の程度は、もっとも塑性化する固定端部に近い下弦材の結果（図-2.4 (b)）からわかるように、オリジナル構造の結果と比較して小さくなっている。設置した履歴型ダンパーの中で、斜材②としての軸力履歴型ダンパーの応答履歴を示すと同図(c)のようになる。この図より、設置前斜材の図-1.4 (d)と比較して、軸力が低下（部材座屈）せず増加し続け、効果的にエネルギー吸収が行われているといえる。応答変位については、斜材の長さが9.28mであ

表-9 オリジナル構造と耐震構造の支承反力の比較

単位: kN

		P1橋脚		P2橋脚	
		G1	G2	G1	G2
オリジナル構造	最大	11509	9188	9308	6337
	最小	-528	-2609	2290	239
耐震構造	最大	10925	8828	8392	6450
	最小	-116	-2137	2365	1288

ることを考えれば、この程度の変位は問題ない範囲である。

また、負反力に対しては、表-9からわかるように、低減させることができた。この程度の負反力であれば、対応は十分に可能である。

履歴型ダンパーを含めて、履歴吸収エネルギーの比較を示したのが、前述した表-8の耐震構造の欄である。この表から、履歴型ダンパーを入れた耐震構造が全体の約6割のエネルギーを吸収しているのがわかる。この吸収した分だけ、下弦材等の応答が低減したようである。さらに、主部材等の塑性化を低減させるには、塑性化した部材毎に対応（たとえば、箱型断面の下弦材に部分的にコンクリートを充填するなど）を検討しなければならないと思われる。

9. 結論

本研究では、3次元ファイバーモデルを用いて上路式トラス橋の動的解析を行い、耐震性能、照査および補強方法について検討を行った。本研究で得られた知見をまとめると以下の通りである。

- (1) 床版のコンクリートと鉄筋および上弦材の材料非線形性、さらにスラブアンカーの非線形性を考慮した詳細な解析モデルを提案し、この解析モデルによる応答解析の結果が従来の解析モデルと異なることがわかった。
- (2) 本提案モデルの固有周期が、実際に計測した値とよい精度で一致した。
- (3) 橋軸直角方向に地震動を作用させたときに、固定端支承部近辺の斜材や下弦材が大きく塑性化し、また、支承部に大きな負反力が発生した。
- (4) 本提案モデルを用いることにより、通常の設計で行う動的解析では困難なコンクリートのひび割れ幅や、床版と上弦材のずれる位置や程度を算出できることを確認した。
- (5) 幾何学的非線形の有無によって、細長比の大きい斜材の挙動が異なっていることが確認できた。
- (6) ひずみによる照査法を用いて、対象橋梁の下弦材に着目して耐震検討を行った結果、本研究で用いたレベル2地震動（通常の設計で用いる標準波形ではなく、観測波形）を作用させると、終局を迎えることが確認できた。
- (7) 支点近辺の下横構と対傾構のガセット位置にせん断履歴型ダンパーを挿入、固定端支承部側の斜材を座屈拘束ブレースへ変更することにより、部材の塑性化や負反力等をある程度低減させることができた。しかし、これらのダンパーの定量的な特性や設置基準については、さらに検討を進めなければならない。

- (8) トラス橋やアーチ橋では、式(1)の限界ひずみの適用範囲 ($N/N_y \leq 0.5$) を超える場合も多いので再検討の必要がある。

最後に、対象橋梁の計測実験を行うにあたり多岐にわたってご指導いただいた九州産業大学 水田教授に深く感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 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.
- 2) (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.
- 3) 藤谷義信、藤井大地、野中哲也:パソコンで解く骨組の静的・動的・弾塑性解析、丸善、pp.48-68、2000.3.
- 4) 三木千壽、山田真幸、長江進、西浩嗣:既設非合成連続桁橋の活荷重応答の実態とその評価、土木学会論文集、No.647/I-51、pp.281-294、2000.4.
- 5) 山田真幸、サトーンペンボン、三木千壽、市川篤司、入部孝夫:RC床版と鋼フランジ間の付着とスラブアンカーによるせん断抵抗の評価、構造工学論文集、Vol.47A、pp.1161-1168、2001.3.
- 6) 日本道路協会:道路橋示方書・同解説V耐震設計編、1990.2.
- 7) 小松定夫、西村宣男:薄肉はり理論によるトラスの立体解析、土木学会論文集、第238号、1975.
- 8) 日本道路協会:道路橋示方書・同解説V耐震設計編、2002.3.
- 9) Menegotto, M. and Pinto, P.E.: Method of analysis for cyclically loaded R.C. plane frames including change in geometry and non-elastic behavior of elements under combines normal force and bending, IABSE symposium on resistance and ultimate deformability of structures acted on by well-defined repeated Loads, Final Reports, Vol.13, pp.15-22, Lisbon, 1973.
- 10) 岸徳光、矢吹信喜、小室雅人、菅野昌生:三層一径間半剛結鋼骨組の動的応答特性、平成12年度土木学会北海道支部論文報告集 第57号、pp134-137、2000.
- 11) 関西道路研究会・道路橋調査研究委員会:コンピュータによる鋼橋の終局強度解析と座屈設計、1998.2.
- 12) Zheng, Y., Usami, T., and Ge, H. B. (2000): Ductility of thin-walled steel box stub-columns, J.struct.Engrg., ASCE, Vol.126 (11), pp.1312-1311.
- 13) 木村充、西村宣男、池内智行:極低降伏点鋼鋼管の塑性ねじりを利用した吸振装置の橋梁システムへの適用、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論文集、pp.199-204、2000.1.
- 14) 大田孝二、中川知和、中村聖三、水谷慎吾、小林洋一、野中哲也:鋼製橋脚の耐震設計に対する構造解析ソフトウェアの適用性、橋梁と基礎、Vol.31, No.12, pp.33-39、1997.12.
- 15) 加藤基規、宇佐美勉、葛西昭:座屈拘束ブレースの繰り返し弾塑性解析、構造工学論文集、Vol.48A、pp.641-648、2002.3.

(2002年9月13日受付)