

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

野中哲也¹・宇佐美勉²・吉野広一³・坂本佳子⁴・鳥越卓志⁵

¹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)

²フェロー会員 D.Sc. 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)

³正会員 株式会社日本総合研究所 サイエンス事業部 (〒102 東京都千代田区一番町16番)

⁴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)

⁵ヤマト設計株式会社 宮崎支店 設計部 (〒889-1403 宮崎県児湯郡新富町大字上富田3191-1)

レベル2地震動に対して上路式鋼アーチ橋の耐震検討を行うには、アーチリブの軸力変動や2軸曲げの影響を考慮する必要があるが、これ以外にも合成構造としての挙動を示す床版、スラブアンカーおよび補剛桁を正確に評価しなければならない。本研究では、コンクリートと鉄筋の材料非線形性およびスラブアンカーのずれ特性を考慮した床版モデルを用いて、3次元ファイバーモデルの動的解析を実施し、一般的な上路式鋼アーチ橋の動的挙動を明らかにした。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補強について提案する。

Key Words : upper-deck type steel arch bridges, hysteretic damper, fiber model, Seismic design, dynamic analysis

1. はじめに

阪神大震災以降、鋼構造物においても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、標準的な連続高架橋の研究³⁾はある程度の成果は挙げているが、部材数がさらに多く動的挙動が複雑である鋼製アーチ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る。特に、レベル2地震動を対象にした上路式アーチ橋の研究は少なく、既往の研究として、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⁴⁾およびファイバーモデルを用いて幾何学的非線形性等の影響も考慮した上路式アーチ橋の平面解析⁵⁾等の研究が挙げられただけである。中路式アーチ橋においても、M-φモデルを用いて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⁶⁾および軸力変動が正確に考慮できるファイバ

ーモデルを用いた中路式アーチ橋の立体解析⁷⁾等の研究くらいである。

上路式または中路式アーチ橋の耐震検討を行うには、このような研究成果を踏まえ、補剛桁および床版を正しく評価しなければならないが、特に床版のコンクリートの非線形性まで考慮した解析例は少ない。さらに、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、スラブアンカーの非線形性を取り入れる必要があると考えられるが、この非線形性を取り入れたアーチ橋の耐震検討はないと思われる。また、橋軸直角方向の検討においては、立体(3次元)モデルで評価する必要があるが、床版の非線形性を考慮した立体モデルまで拡張した評価例もほとんどない。

よって、本研究では、コンクリートおよびスラブアンカーの非線形性を考慮した正確な床版と補剛桁のモデル化を提案し、3次元モデルとして橋軸および橋軸直角方向の動的解析を行い、一般的な上路式アーチ橋の大地震における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)照査法で行ってみた。対象橋梁は、一般性をもたせるため、アーチスパンが100mの標準的な諸元を有する上路式アーチ橋である。

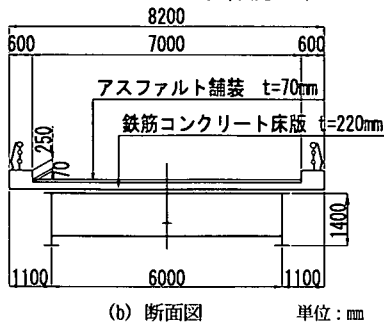
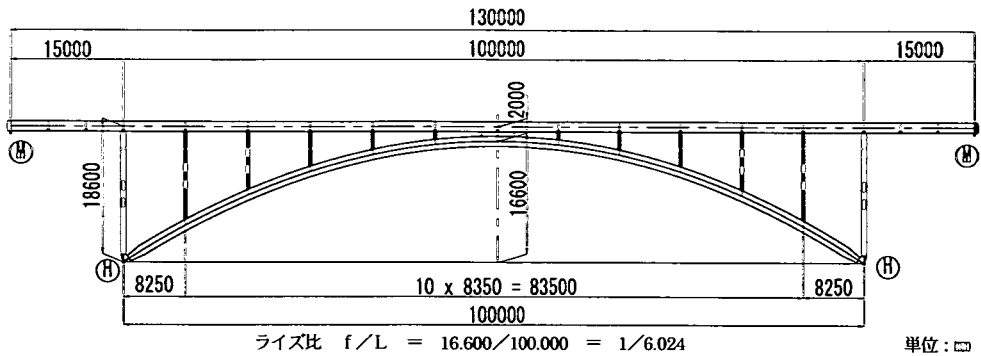


図-1 対象橋梁

(a) 側面図

表-1 設計条件

| 型式 | 上路式鋼ローゼ橋 |
|---------|----------|
| 橋長 | 130.0 m |
| アーチ支間 | 100.0 m |
| 全幅員 | 8.2 m |
| 地域別補正係数 | 1.0 |

表-2 アーチリブの断面パラメータ

| 計算位置 | R_l | R_s | r/r' | s_s |
|-------|-------|-------|--------|-------|
| フランジ側 | 0.471 | 0.676 | 2.73 | 0.341 |
| ウェブ側 | 0.523 | 0.676 | 2.02 | 0.427 |

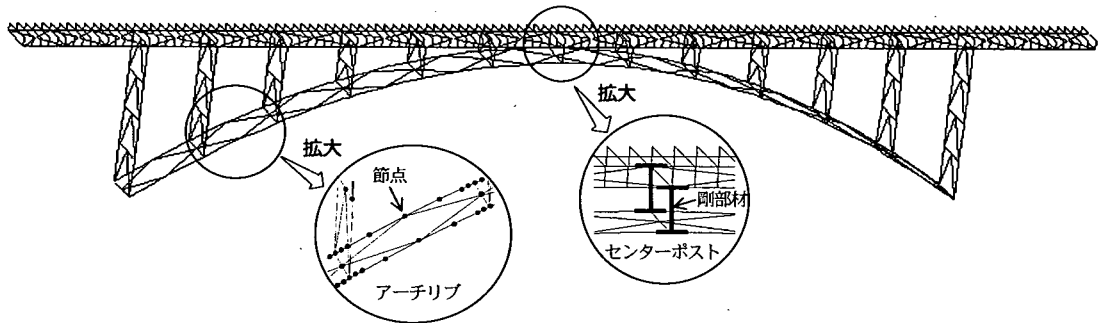


図-2 3次元骨組モデル (橋軸方向モデル)

2. 対象橋梁

対象橋梁は、図-1、表-1に示すような2ヒンジ上路式ローゼアーチ橋である。この橋梁は、ローゼ形式であるため、アーチリブと補剛桁を軸剛性以外に曲げ剛性がある弦材とし、アーチリブをヒンジ固定した上で両弦材間を両ヒンジの支柱で連結する構造となる。そのため、アーチリブ同様補剛桁についても耐震検討を十分に行わなければならない。

本橋梁は、道路橋示方書(平成8年12月)に基づき、常時・震度法により設計したものである。ただし、動的解析による断面の板厚アップは行っていない(したがって、平成2年版の道路橋示方書レベルともいえる)。アーチリブ、補剛桁および支柱の断面設計計算の概要を付録IIに示す。アーチリブの代表的な断面について断面パラ

メータ¹⁾計算すると、表-2のようになる。

3. 解析モデルおよび解析条件

(1) 3次元ファイバーモデル

対象橋梁に対して、材料非線形性を考慮した正確な動的解析を行うには、特にアーチリブの軸力変動および2軸曲げの影響を考慮しなければならない。M-φモデルによる検討も考えられるが、これらの影響を取り入れた場合に材料非線形性の定義(復元力モデルの設定)に制約があり、また、N-M-φモデルの設定が困難であるため、本研究ではファイバーモデルを用いて検討を行った。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方向にファイバー要素分割(3次

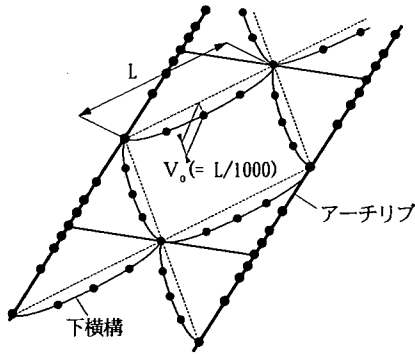


図-3 初期たわみを考慮した下横構（橋軸直角方向モデル）

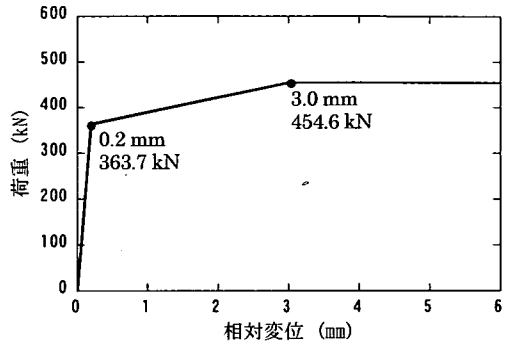


図-5 スラブアンカーの骨格曲線

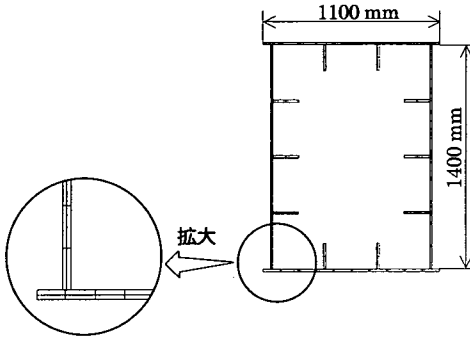


図-4 アーチリブのファイバー要素分割

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。アーチリブは、有効破壊長領域およびアーチリブの曲率が考慮できるように梁要素分割を行う。また、センターポストは断面構成から塑性化しないものと仮定し図に示すような剛部材とした。支点部の拘束条件としては、アーチリブ支点部は橋軸直角回りのみ自由とし、補剛桁支点部は橋軸方向の移動、橋軸直角回りおよび鉛直軸回りを自由とし、他の自由度成分は拘束した。

アーチ下横構については、入力地震動を橋軸直角方向に作用させたときに部材座屈する可能性があるため、部材の初期たわみを考慮することにした。この初期たわみは、正弦波形状と仮定²⁵⁾し、図-3に示すように部材断面の弱軸方向に最大で部材長 L の1000分の1だけ節点座標を移動させる方法で取り入れた。なお、この1000分の1の値は、製作許容誤差の最大値²⁶⁾を参考にして決めた。部材の梁要素分割は、幾何学的非線形による部材座屈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。部材端の結合条件は、通常はピン結合とするが、ここでは解の収束性を考え剛結合⁹⁾とした。なお、入力

地震動を橋軸方向に作用させたときは、アーチ下横構が座屈しないため、橋軸方向のモデルについてはこのようなモデル化は行わず、後述する対傾構と同様に下横構部材をひとつの部材とし部材端をピン結合とした。

解析規模は、橋軸方向のモデルで節点数が1781、梁要素数が2247(内ファイバー要素が1191)になる。質量については、各節点に質量を縮約させる集中質量系モデルとする。このように大規模な解析モデルとなったが、著者らが開発した解析ソフトに対して、計算効率のよい大規模行列演算アルゴリズムの採用、ファイルI/Oの高速化およびコンパイラの最適化処理の積極的な活用などにより、後述するような応答解析を1.4GHzのパソコンを用いて18時間程度で終了させることができた。

なお、本研究で用いたファイバー要素は、全て2節点からなる一定ひずみ要素であり、要素の定式化については、付録1に示す。

(2) アーチリブおよび支柱のモデル化

箱形断面のアーチリブと端支柱に対して、図-4に示すように箱形断面の補剛材も含めて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。このように分割した場合の解析結果の検証については、文献7)に譲ることとする。他のI形断面支柱に対しても、同様にウェブ、フランジをファイバー要素分割する。支柱の端部の結合条件はピン結合とした。

(3) 対傾構および上横構のモデル化

支柱の対傾構と補剛桁の上横構における部材は、ひとつの梁要素としてモデル化する。支柱や補剛桁との結合(トラス構造)は、ガセットプレートで接合されるため、実際の格点部の結合条件としては、ある程度の剛性を持った結合(半剛接合)となる。しかし、通常的设计においてはこのような結合条件をピン結合とする場合が多く、ここでも通常的设计で仮定しているようにピン結合としてモデル化することにした。

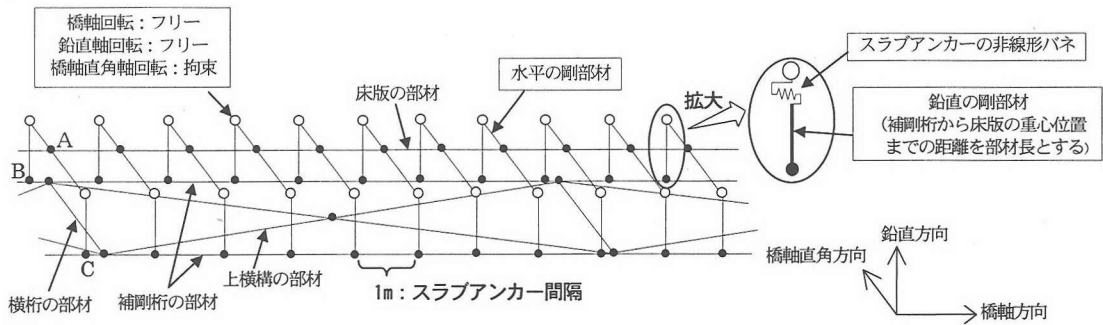


図-6 桁部材の拡大図

(4) 床版および補剛桁のモデル化

a) スラプアンカーの非線形特性

対象橋梁の床版と補剛桁は、非合成桁として設計している。しかし、設計荷重（活荷重）に対しての挙動は、合成桁であるという報告がある¹⁰⁾。レベル2地震動時の挙動も、ずれ止めのスラプアンカーがあるため、完全に床版と補剛桁が独立に挙動するわけではない。通常の耐震検討では、床版と補剛桁を完全合成（床版と補剛桁間を剛結合と仮定）として考えるが、ここでは非合成として設計したスラプ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パネでスラプ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。非線形パネの降伏点および大ききずれを開始する点（以下、「許容ずれ点」）は、文献11)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、スラプアンカーのサイズ（600×φ16mmの丸鋼）が参考文献11)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プ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マルトリリニアモデルとした。

なお、この非線形性は橋軸方向に入力波形を作用させたときだけに設定し、橋軸直角方向については、補剛桁の面外剛性が面内剛性より小さいため、ほとんどずれが発生しないと予想して、剛結合（完全合成）とした。また、スラプアンカーの有無による影響をみるため、橋軸方向における剛結合モデルでも評価する。

b) 詳細なモデル化

前述のスラプアンカーを用いて、床版と補剛桁を結合させるモデルとする。図-2の桁部材の部分を拡大すると

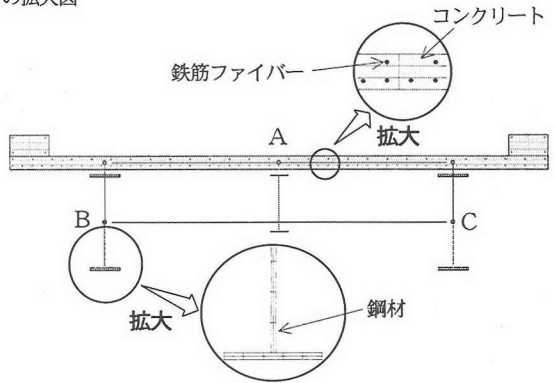


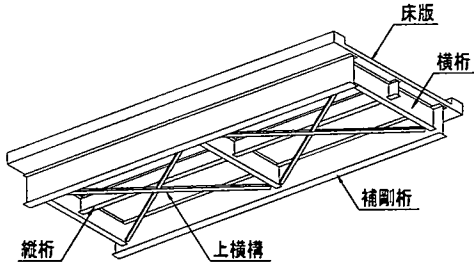
図-7 床版のファイバー要素分割

図-6のようになる。この図内に示す剛部材は、補剛桁と床版がスラプアンカーのパネを介して一緒に挙動するように追加した部材である。そのとき、床版と補剛桁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、1m間隔に設置したスラプアンカーの位置に設け、鉛直部材におけるスラプアンカーの位置（上フランジ面）に前述のスラプアンカーの非線形パネを挿入している。本来、縦桁上フランジ面のスラプ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、直接スラプアンカーの非線形パネが挿入できない。そのため、縦桁のスラプアンカーの分のパネを2つの補剛桁上に割り振ることにした。

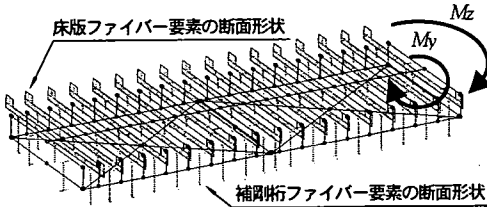
横桁と上横構は、そのまま部材（ファイバー要素）としてモデル化する。

以上のように床版と補剛桁をモデル化するが、ここではスラプアンカーの挙動を正確に表現するために1m間隔に設置したスラプアンカーに合わせて床版および補剛桁の要素分割を行った。スラプアンカーに着目しなければ、スラプアンカー2～5本をひとつにまとめてモデル化し要素数を1000程度にして、解析時間を短縮させることができる。このようにモデル化してもスラプアンカー以外の解析結果にはほとんど影響がないことは確認している。

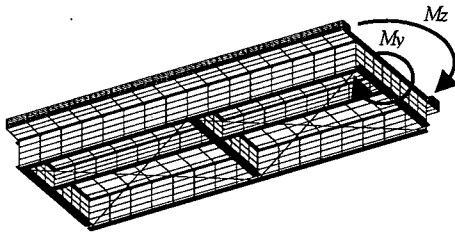
床版と補剛桁の断面に対するファイバー要素分割を、



(a) 2パネル分の床版と補剛桁等



(b) ファイバーモデル



(c) 詳細モデル

図-8 床版モデルの比較

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つの補剛桁の部材(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。この図は、補剛桁の死荷重載荷時における正曲げ区間の床版であり、負曲げ区間では鉄筋径をD16からD19に上げて床版断面の上下に同じ数だけ鉄筋を配置した。地覆については、床版コンクリートより強度が多少低いため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。補剛桁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、補剛桁と床版の間隔を空けた。

I形断面の補剛桁は、前述の支柱と同様にファイバー要素分割を行った。

なお、本研究ではアーチ橋を対象にしたが、方柱ラーメン橋のような構造形式の床版のモデル化にも適用できると考えている。

c) 詳細モデルによる検証

床版のモデル化の方法を検証するために、図-8(a)の

表-3 変位の比較

単位: mm, ()内: 比率

| モデル種類 | 水平方向変位 | 鉛直方向変位 |
|-----------------|-------------|-------------|
| ファイバーモデル (地覆あり) | 1.37 (0.99) | 4.61 (1.05) |
| 詳細モデル | 地覆あり | 1.38 (1.00) |
| | 地覆なし | 1.85 (1.34) |
| | | 4.90 (1.12) |

ように2パネル分の床版を取り出して、ファイバーモデルと詳細モデルで比較することにした。ここでの検証は、補剛桁を含む床版の剛度(初期剛性)の比較とし、線形静的解析を行い解析結果の変位が両モデルで一致するかどうかで行うものとした。境界条件および荷重条件は、片側を拘束し、自由端の方に水平方向および鉛直方向の曲げ荷重($M_y=300\text{kN}\cdot\text{m}$, $M_z=3000\text{kN}\cdot\text{m}$)を作用させる。ファイバーモデルは前述してきたようにモデル化(図-8(b))を行い、詳細モデルにおいては、床版をソリッド要素、補剛桁と横桁をシェル要素、上横構を梁要素でモデル化(図-8(c))した。地覆については床版と同様にソリッド要素でモデル化した。さらに地覆の影響を見るため、地覆なしの場合も加えた。また、床版のハンチは考慮したが、床版の鉄筋については省略した。床版と補剛桁の間は、スラブアンカーをモデル化した剛な梁要素で結合されている。

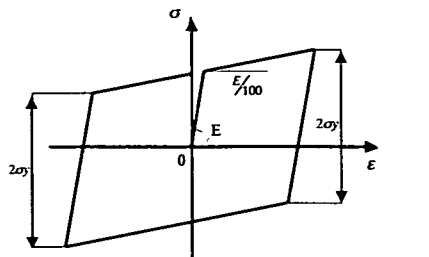
両モデルの解析結果を表-3に示す。この表より、ファイバーモデルと詳細モデル(地覆あり)は概ね一致しているといえる。両モデルの差は、多少のモデル化の差(たとえば、ファイバーモデルの方は、補剛桁の部材軸心と上横構の梁が一致し、床版のハンチを省略しているなど)、およびファイバーモデルの梁の平面保持、断面不変による仮定と、実際の挙動に近い詳細モデルの仮定による差が原因であると思われる。

地覆なしの解析結果も表-3に示している。この解析結果と地覆ありの結果を比較すると地覆なしの方が変位が大きくなり、鉛直方向荷重の場合で34%も増加していることがこの表からわかる。地震応答解析では、特に水平荷重に対する精度が求められるが、水平荷重の場合でも12%変位が増加している。よって、床版においては地覆の影響は小さくないといえる。ただし、地覆のコンクリートが大きく塑性化した状態では地覆の影響は小さくなると思われる。

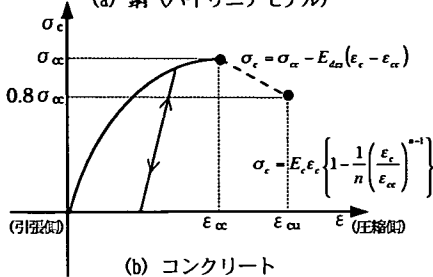
d) 従来のモデル化

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。

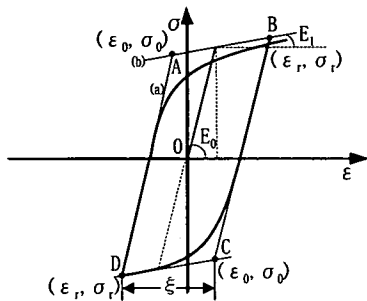
従来のモデル化の方法は、まず文献12)の参考資料に示されているように合成桁か非合成桁かにかかわらず床版と主桁を完全合成とし、床版を全断面有効とする。次に、コンクリート床版を、文献13)等で示されているような板厚換算式によりトラス構面に変換するものである。



(a) 鋼 (バイリニアモデル)



(b) コンクリート



(c) 鉄筋 (Menegotto-Pinto モデル)

図-9 材料構成則

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。なお、この従来モデルの床版と補剛桁の材料特性は、線形とすることが多く、ここでも線形と仮定した。

(5) 材料構成則

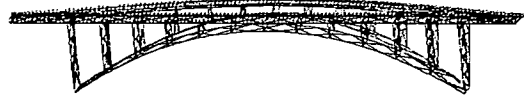
アーチリブ、補剛桁、支柱などの鋼材の応力-ひずみ関係は、ひずみ硬化を考慮（2次勾配を $E/100$ ）したバイリニアとし、硬化則は移動硬化則とする（図-9(a)参照）。コンクリートは、道路橋示方書¹⁴⁾で規定されている応力-ひずみ関係を採用する。床版に対しては横拘束筋による拘束効果はないことから、図-9(b)に示す値は $\sigma_{cc} = 0.85\sigma_{ck}$ 、 $\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{cu}$ （終局）とする。引張側の強度はないものとし、除荷および再載荷については、初期勾配で行うものと仮定する。床版の鉄筋の応力-ひずみ関係は、図-9(c)に示すような Menegotto-Pinto モデル¹⁵⁾を用い、道路橋示方書¹⁴⁾に従って2次勾配はなしとする。

表-4 固有周期と刺激係数（橋軸方向モデル）

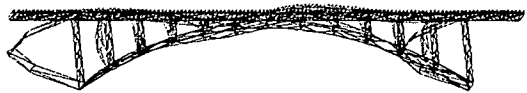
| モード次数 | 固有周期 (s) | 固有振動数 (Hz) | 刺激係数 | | |
|-------|----------|------------|--------|---------|-------|
| | | | X: 橋軸 | Y: 橋軸直角 | Z: 鉛直 |
| 1 | 0.878 | 1.139 | -152.9 | 0.0 | 0.0 |
| 2 | 0.812 | 1.232 | 0.0 | 323.9 | 0.0 |
| 3 | 0.459 | 2.179 | 0.0 | 0.0 | 55.7 |
| 4 | 0.349 | 2.865 | -203.1 | 0.0 | 0.0 |
| 5 | 0.342 | 2.926 | 0.0 | 0.0 | -1.4 |
| 6 | 0.331 | 3.017 | -184.7 | 0.0 | 0.0 |
| 7 | 0.309 | 3.239 | 0.0 | 0.0 | 0.0 |
| 8 | 0.300 | 3.333 | 0.0 | 1.4 | 0.0 |
| 9 | 0.300 | 3.335 | 0.0 | 0.0 | 0.0 |
| 10 | 0.290 | 3.452 | -5.3 | 0.0 | 13.2 |



(a) モード1 (橋軸方向モード)



(b) モード2 (橋軸直角方向モード)



(c) モード4 (橋軸方向モード)

図-10 固有モード図

(6) 動的解析条件

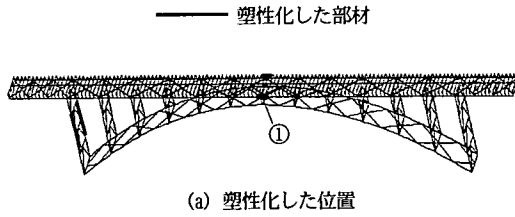
入力地震波としては、I種およびII種地盤用のタイプII標準波形を用いることにする。通常、アーチ橋は地盤条件が良好なI種地盤であるが、ここでは入力地震動の違いによる影響を見るため、II種地盤の波形も用いる。この入力地震波を橋軸方向および橋軸直角方向に作用させる。

応答計算については、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、有限ひずみ・有限変位理論に基づいている。

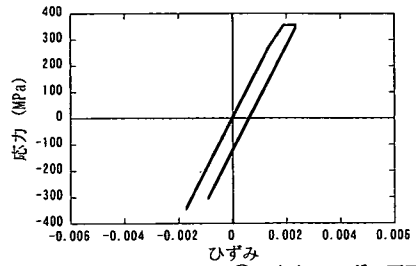
数値積分法として、ニューマークのβ法を用い、 $\beta = 1/4$ とした。地盤条件が良好なため、地盤バネなしとした。減衰については、レーリー減衰を使用し、減衰定数は0.02とした。このレーリー減衰の設定で採用する2つのモード次数は、橋軸方向で1次と4次、橋軸直角方向で2次と19次とした。

4. 固有振動解析

本橋梁の固有振動解析した結果の固有周期と刺激係

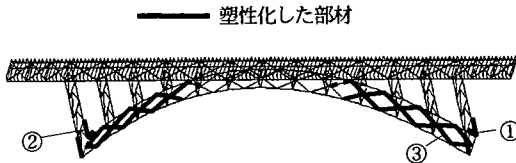


(a) 塑性化した位置

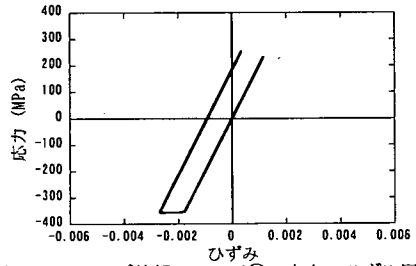


(b) 補剛桁下フランジ①の応力-ひずみ履歴

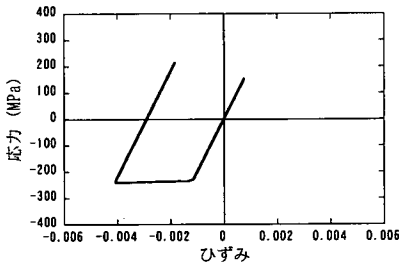
図-11 橋軸方向の応答 (I種地盤)



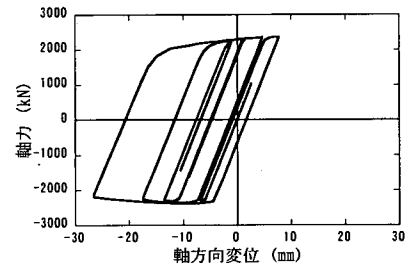
(a) 塑性化した位置



(b) アーチリブ基部フランジ①の応力-ひずみ履歴



(c) 端支柱基部②フランジの応力-ひずみ履歴



(d) アーチ下横構③の軸力-変位履歴

図-12 橋軸直角方向の応答 (I種地盤)

数を表-4 に示す。橋軸方向モデルと橋軸直角方向モデルでは部材数や下横構のモデル化が異なるが、固有振動解析の結果はほとんど同じであった。ここでは、橋軸方向モデルの結果を示す。この表から、1, 4次モードの橋軸方向および2次モードの橋軸直角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。1, 2, 4次の固有モードを図-10 に示す。

また、表-4 から5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。

5. 応答解析結果および考察

(1) I種地盤の波形の応答

a) 部材の塑性化

まず、標準波形 TYPE211 を橋軸方向に作用させたときの解析結果を以下に示す。図-11 から、補剛桁および端

支柱が降伏しているが、アーチリブは降伏していないことがわかる。この補剛桁はセンターポスト近辺の下フランジ位置のみが降伏し、図内のグラフからわかるようにわずかに降伏している程度である。端支柱も同程度の降伏であった。なお、このグラフの応力およびひずみは1要素の値であり、これ以上細かく要素分割してもほとんど変化しないことは確認している。以降のグラフも同様である。

また、スラブアンカーについては、作用するせん断力は最大でも356kNと小さくスラブアンカーの降伏せん断力までには至っていなかった。したがって、対象橋梁に対してI種地盤の入力地震動では床版に大きなずれは発生しないといえる。

次に、TYPE211 を橋軸直角方向に作用させたときの解析結果を以下に示す。図-12 から、アーチリブの基部および下横構、さらには、端支柱基部および横支材が降伏しているのがわかる。橋軸方向と比較して塑性化している部材はかなり多くなっているが、アーチリブ基部にお

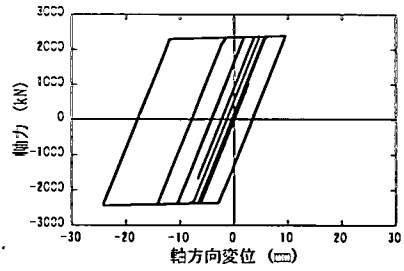
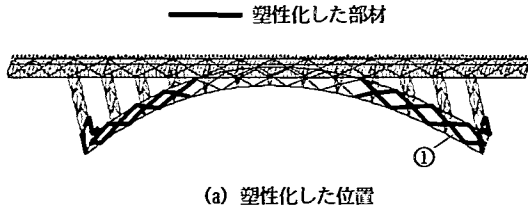


図-13 初期たわみがない場合の橋軸直角方向の応答 (I種地盤)

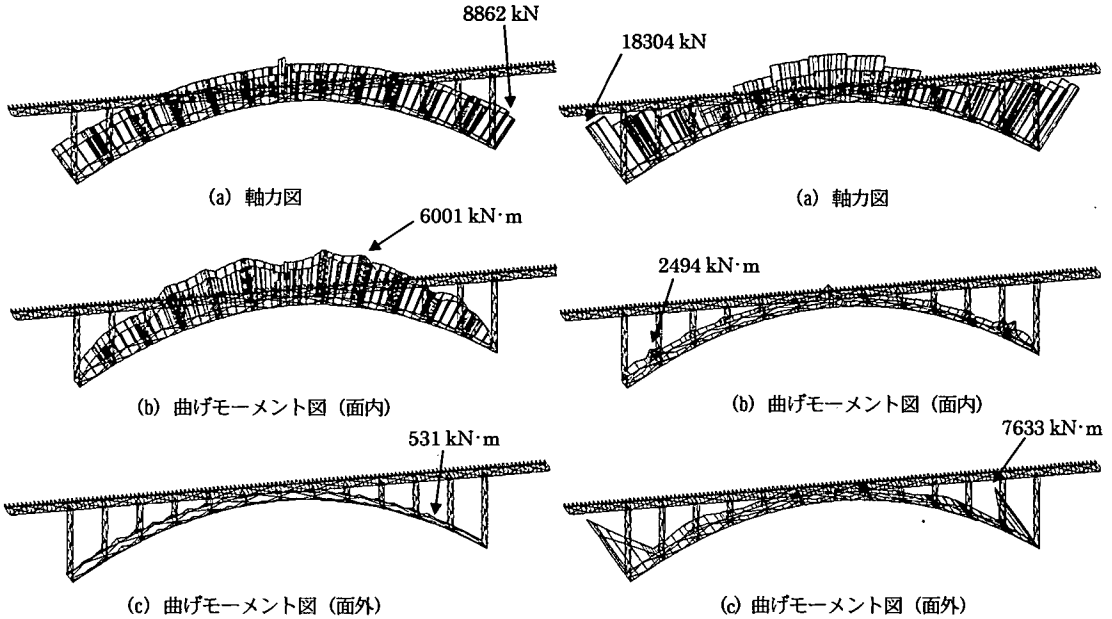


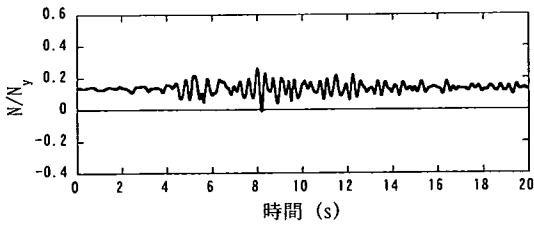
図-14 アーチリブ断面力図 (I種地盤：橋軸方向)

図-15 アーチリブ断面力図 (I種地盤：橋軸直角方向)

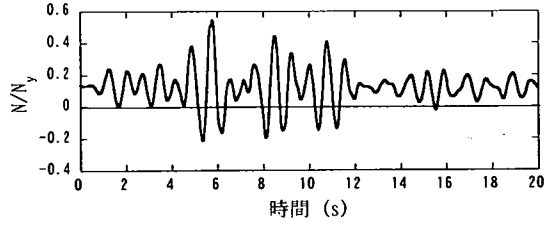
いても同図(b)のようにひずみ(応力)は降伏棚内程度である。このようにアーチリブ基部のひずみが大きくなるのは、水平荷重に抵抗する多くの下横構が同図(d)のように塑性化したためであり、下横構を塑性化させないような構造または線形部材と仮定していれば、アーチリブ基部はもっと大きく塑性化していたと思われる。また、同図(d)からは、圧縮方向(横軸の軸方向変位の負方向)に変形したとき発生軸力が多少低下しているのがわかる。これは、本解析が初期たわみと幾何学的非線形性を考慮したことにより、部材座屈が発生したからである。なお、ここでは部材端を剛としているため、部材に対して軸力以外に曲げも作用し、初期たわみを入れなくても部材座屈が発生する可能性がある。そこで、初期たわみなしの解析も実施してみた。その結果から同図(d)のような履歴を描くが、初期たわみを入れた場合よりも2割程度最大変位が小さくなることを確認している。

部材座屈の影響をみるために、通常的设计で行われて

いるようにひとつの部材で部材端をピン結合とする場合も解析してみた。その結果を図-13に示す。同図(a)からは、アーチリブ中央よりの下横構が図-12(a)でわずかに塑性化していたのがしなくなったが、全体的な塑性化の傾向は初期たわみを考慮した結果とほとんどかわらないことがわかる。アーチリブ基部近辺の下横構の応答(図-13(b)の部材に発生する軸力と軸方向の変位)においては、図-12(d)と比較すると部材の縮む量(履歴ループが左側にシフトしている量)が小さく、履歴ループの形が多少異なることがわかる。このように全体の挙動としては部材座屈による影響は小さく、この座屈により橋梁全体の耐荷力が低下し不安定になるといことはないようである。ただし、これは下横構の部材の細長比(l/r)が本橋梁で35.3と比較的小さかったためであり、細長比が大きい場合には部材座屈の影響は大きくなる可能性もあり注意が必要であると考えられる。

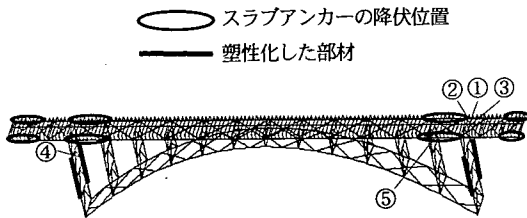


(a) I種地盤：橋軸方向

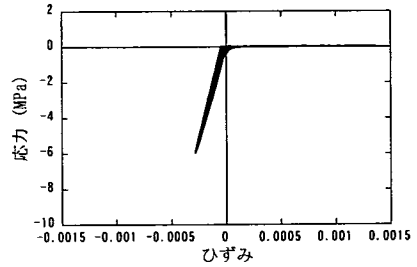


(b) I種地盤：橋軸直角方向

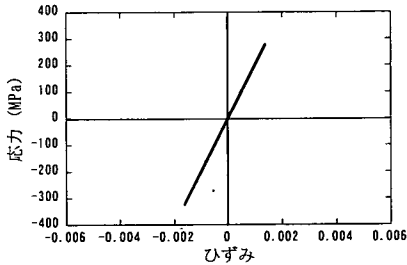
図-16 アーチリブ基部の軸力の応答履歴



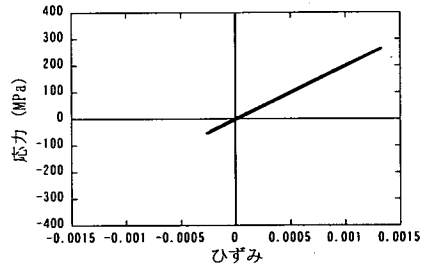
(a) 塑性化した位置



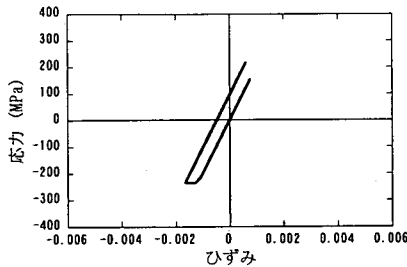
(b) 床版のコンクリート①の応力-ひずみ履歴



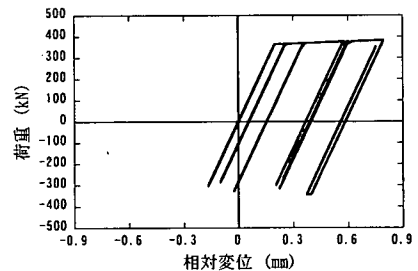
(c) 補剛桁の下フランジ②の応力-ひずみ履歴



(d) 床版の鉄筋③の応力-ひずみ履歴



(e) 端支柱フランジ④の応力-ひずみ履歴



(f) スラブアンカー⑤の荷重-相対変位履歴

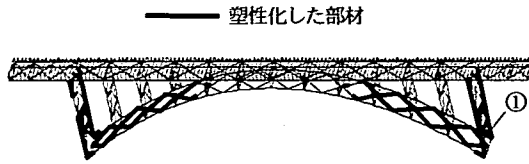
図-17 橋軸方向の応答 (II種地盤)

b) アーチリブの応答断面力

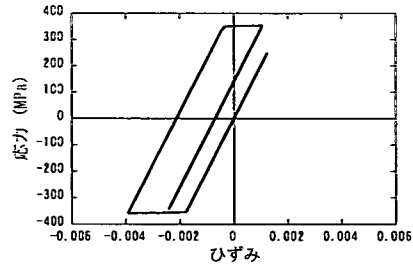
応答解析結果の断面力を示すが、ここでは、主部材であるアーチリブに着目する。また、入力地震波として標準波形 TYPE211 を用いたときの解析結果を示す。

図-14, 15 は、橋軸方向および橋軸直角方向に入力地震波を作用させたときのアーチリブの断面力である。なお、この断面力値には死荷重作用分も含まれている。これらの図は、ある時刻の断面力分布図ではなく、全解析時間の中で最大の断面力を表示したものである。そのため、断面力分布が多少不連続になっている。

図-14 から、アーチリブに対して、軸力はほぼ均等に発生し、曲げモーメントは、面内（橋軸）方向に発生し、面外（橋軸直角）方向にはほとんど発生していないことがわかる。これに対して、図-15 からは、軸力はアーチリブ基部が大きくなりアーチリブ全体が一定ではないことがわかる。また、曲げモーメントは面外方向だけではなく面内方向にも発生している。面内および面外に曲げモーメントが発生することからアーチリブに対して2軸曲げを考慮する必要があるといえる。



(a) 塑性化した位置



(b) アーチリブ基部フランジ①の応力-ひずみ履歴

図-18 橋軸直角方向の応答 (Ⅱ種地盤)

表-5 履歴吸収エネルギーの比較

単位: kN・m, ()内比率: %

| 部材種類 | 橋軸方向 | 橋軸直角方向 |
|-------------|-----------------|------------------|
| アーチリブ | - | 109.20 (1.50) |
| アーチ横支材 | - | 0.06 (0.00) |
| アーチ下横構 | - | 6600.16 (90.66) |
| 支柱 | 11.97 (10.31) | 403.14 (5.54) |
| 支柱の横支材 | - | 33.76 (0.46) |
| 支柱の対傾構 | - | 15.10 (0.21) |
| コンクリート床版 | 95.30 (82.11) | 118.24 (1.62) |
| 補剛桁 | - | 0.10 (0.00) |
| スラブアンカー | 8.80 (7.58) | - |
| 履歴吸収エネルギー合計 | 116.07 (100.00) | 7279.76 (100.00) |

c) アーチリブの軸力変動

図-16 は、橋軸方向および橋軸直角方向に入力地震波を作用させたときの左岸側のアーチリブ基部における軸力応答履歴である。この図から、橋軸直角方向が橋軸方向に比べ応答軸力値が大きく、変動も大きいことがわかる。橋軸直角方向の軸力変動は、最大で降伏軸力 N_y の0.56倍にもなっている。さらに負の軸力すなわちアーチリブ基部の完全引き抜き状態が数回起きている。このような引き抜き状態になるとアーチリブの支承の負反力に対する照査もしなければならない。

橋軸直角方向に入力した場合に基部の軸力がこのように大きくなるのは、梁長さが短く柱が高い一種のラーメン構造(アーチリブを柱とするラーメン構造)になり、水平地震力による押し込みと引き抜きからアーチリブ基部に大きな軸力変動が発生したと考えられる。

(2) Ⅱ種地盤の波形の応答

a) 部材の塑性化

まず、標準波形 TYPE221 を橋軸方向に作用させたときの解析結果を以下に示す。

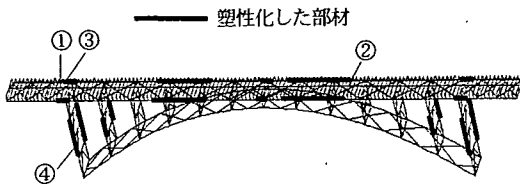
図-17 から、端支柱のみが降伏し、補剛桁およびアーチリブは弾性域であることがわかる。支柱の端部の結合条件はピンであるが、対傾構との結合部に質量をもった節点があるため、この支柱には断面力として軸力以外に曲げモーメントも発生している。塑性化の傾向は、Ⅰ種地盤と多少異なり、補剛桁は塑性化しなかった。これは、文献 12) で示されている入力地震動の応答スペクトルと関係しているようである。固有モード4の周期0.35秒が

Ⅰ種地盤 TYPE211、固有モード1の周期0.88秒がⅡ種地盤 TYPE221 の卓越周期帯にあるため、それぞれ異なった固有モードの影響を受けやすく、補剛桁の応答特性も異なると考えられる。したがって、補剛桁は、入力地震動によっては塑性化する可能性があるといえそうである。

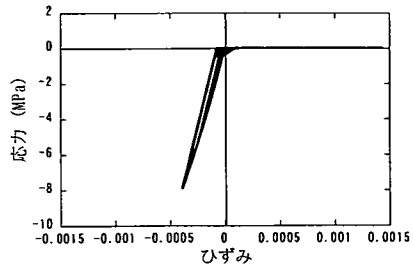
コンクリート床版については、コンクリートおよび鉄筋も同図(b)、(d)のグラフからわかるように塑性域に入っている。このグラフは、引張側最大の位置でのものである。コンクリートの引張側で0.14% (1400 μ) のひずみが発生しており、床版には大きなひび割れが発生していることになる。これは、通常許容できるひずみ150 μ の10倍近くのひずみ値である。鉄筋についても、0.13%程度の降伏をしている。しかし、いずれの降伏も、部材としては結局に至っておらず、補剛桁全体の崩壊に至ることはない。床版に1400 μ ものひび割れが発生するのは気になるところであるが、補剛桁が降伏していないこと、および大地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、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は、同図(a)内で示しているように端支柱の内側の補剛桁および桁端の内側である。この塑性化の大きさは、同図(f)の荷重-相対変位のグラフからわかるように降伏はしているが、許容ずれ点には達していないことがわかる。床版と補剛桁の相対変位は、最大で0.8mmである。よって、レベル2地震動のⅡ種地盤に対しては、床版には部分的であるがずれは発生するといえる。

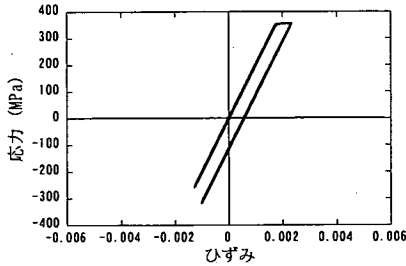
次に、TYPE221 を橋軸直角方向に作用させたときの解析結果を以下に示す。図-18 から、Ⅰ種地盤の橋軸直角方向の結果と比較して、アーチリブ、下横構、支柱および対傾構が同様に降伏し、降伏する部材数は増加(特に、ほとんどの端支柱が降伏)するが傾向は同じであることがわかる。



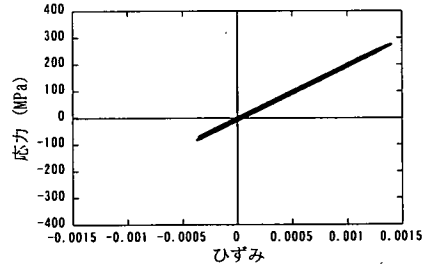
(a) 塑性化した位置



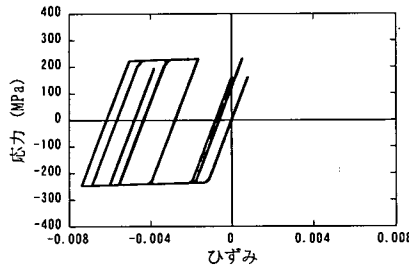
(b) 床版のコンクリート①の応力-ひずみ履歴



(c) 補剛桁の下フランジ②の応力-ひずみ履歴



(d) 床版の鉄筋③の応力-ひずみ履歴



(e) 端支柱フランジ④の応力-ひずみ履歴

図-19 スラブアンカー無しの橋軸方向の応答 (Ⅱ種地盤)

補剛桁については、Ⅰ種地盤と同様に降伏はしていない。なお、スラブアンカー位置でも剛部材のせん断力は、スラブアンカーが降伏するせん断力以下であった。

以上より、Ⅱ種地盤とⅠ種地盤の結果は、構造全体から見れば(おもにアーチリブ、支柱、補剛桁のどれが降伏するか)変わらず、Ⅱ種地盤でより損傷が進んだ結果となった。ただし、アーチリブまたは補剛桁内でどの位置が降伏するかは、前述したように入力地震動(応答スペクトルの特性)により変わる。そこで、塑性化が進んだⅡ種地盤の解析結果を用いて、どこが塑性化し、履歴吸収エネルギーが大きいかを調べることにする。各部分ごとに履歴吸収エネルギーの値および割合を計算しまとめると表-5のようになる。

この表から、履歴吸収エネルギーの合計を比較すると、橋軸直角方向の方が大きいことがわかり、部材が大きく塑性化したことになる。履歴吸収エネルギーの内訳をみると、以下のようなになる。

まず、橋軸方向においては、全履歴吸収エネルギーの内、床版が最も割合が大きく約80%のエネルギーを吸収している(ただし、エネルギー吸収の値自体は小さい)。

支柱およびスラブアンカーについては、約10%程度である。補剛桁およびアーチリブにおいては、降伏していないため履歴吸収エネルギーはない。

次に、橋軸直角方向においては、全履歴吸収エネルギーの内、アーチ下横構が最も割合が大きく約90%のエネルギーを吸収している。支柱も少しではあるがエネルギーを吸収している。これに対してアーチリブおよびコンクリート床版のエネルギー吸収は非常に小さい。地震や風荷重の水平力に抵抗する役目である下横構が多くエネルギーを吸収したために、アーチリブがあまり塑性化しなかったと考えられる。

b) 床版のスラブアンカーの影響

ここではスラブアンカーの影響をみるために、前述したスラブアンカーの特性を入れないモデルで比較検討する。図-19は、TYPE221を橋軸方向に作用させた場合のものである。この図と図-17と比較すると、スラブアンカーのないモデルでは、補剛桁が降伏していることがわかる。このときのスラブアンカーに対応する剛な鉛直部材には、817kNのせん断力が発生し、スラブアンカーが降伏する以上の力となっている。スラブアンカーのずれ変

表-6 従来モデルの固有周期と刺激係数

| モード 次数 | 固有周期 (s) | 固有振動数 (Hz) | 刺激係数 | | |
|-----------|-------------|---------------|--------|---------|-------|
| | | | X: 橋軸 | Y: 橋軸直角 | Z: 鉛直 |
| 1 | 1.244 | 0.804 | 169.0 | 0.0 | 0.0 |
| 2 | 1.060 | 0.943 | 0.0 | -309.2 | 0.0 |
| 3 | 0.659 | 1.518 | 0.0 | 0.0 | 0.0 |
| 4 | 0.598 | 1.672 | 0.0 | 0.0 | 26.0 |
| 5 | 0.446 | 2.242 | 0.0 | 97.2 | 0.0 |
| 6 | 0.377 | 2.653 | -203.0 | 0.0 | 0.0 |
| 7 | 0.360 | 2.775 | 0.0 | 0.0 | 0.0 |
| 8 | 0.342 | 2.925 | 0.9 | 0.6 | 0.0 |
| 9 | 0.341 | 2.934 | 12.0 | 0.0 | 0.0 |
| 10 | 0.339 | 2.953 | 0.0 | 17.6 | 0.0 |

— 塑性化した部材

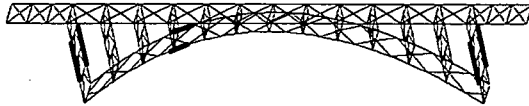


図-20 従来モデルの橋軸方向の応答 (II種地盤)

形を許さないと床版が大きく変形したときに補剛桁が完全に追従して補剛桁も降伏するようである。しかし、補剛桁の下フランジの塑性化は、最大でも降伏値にとどまる程度である。補剛桁の上フランジより下フランジが先に降伏するのは、補剛桁と床版の中立軸が補剛桁のみの中立軸より上にあるためである。

また、支柱については、単支柱だけでなく中間支柱も降伏している。スラブアンカーの履歴吸収エネルギーが無い分、支柱側の塑性化が進んだと考えられる。床版についても、コンクリートおよび鉄筋のひずみは多少大きくなっている。これは、完全合成構造として補剛桁と一緒に挙動したためである。以上より、スラブアンカーが降伏する以上の入力地震動のときには、スラブアンカーの非線形性を考慮したモデルで評価しなければならないと思われる。

c) 従来の床版モデルとの比較

まず、固有周期について比較する。従来の床版モデルの固有周期を計算すると表-6のようになる。この表の値と提案モデルの表-4を比較すると、従来の床版モデルの方が1次モード(橋軸方向)で約40%、2次モード(橋軸直角方向)で約30%も長くなっている。これは、従来の床版モデルでは、前述したように床版をトラス構面に変換したためである。橋軸方向に対しては、この変換による剛性の増加はない(もともとこの変換は、床版の橋軸方向の剛性は考えていない)。橋軸直角方向に対しては、この変換による剛性は増すが、変換の対象としている床版が補剛桁の内側の部分だけであり、張り出し部分の床版は考慮していないため、本来の床版の剛性よりも小さくなる。特に、提案モデルが考慮した地覆も、従来のモデルでは省略しているためその影響は大きい。

次に、橋軸方向にTYPE221を作用させたときの応答解

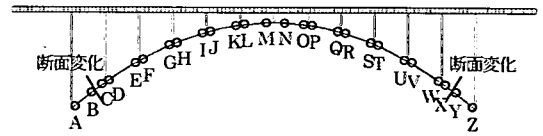


図-21 有効破壊長領域の設定

表-7 損傷度表

| (a) 橋軸方向 | | | (b) 橋軸直角方向 | | |
|----------|-----------|-----------|------------|-----------|-----------|
| 有効破壊長領域 | 補剛桁 G 1 側 | 補剛桁 G 2 側 | 有効破壊長領域 | 補剛桁 G 1 側 | 補剛桁 G 2 側 |
| A | 0.058 | 0.058 | A | 0.229 | 0.463 |
| B | 0.081 | 0.081 | B | 0.096 | 0.167 |
| C | 0.056 | 0.056 | C | 0.067 | 0.107 |
| D | 0.054 | 0.054 | D | 0.064 | 0.094 |
| E | 0.053 | 0.053 | E | 0.040 | 0.061 |
| F | 0.052 | 0.052 | F | 0.039 | 0.059 |
| G | 0.068 | 0.068 | G | 0.027 | 0.030 |
| H | 0.067 | 0.067 | H | 0.026 | 0.029 |
| I | 0.070 | 0.070 | I | 0.038 | 0.038 |
| J | 0.068 | 0.068 | J | 0.037 | 0.037 |
| K | 0.074 | 0.074 | K | 0.059 | 0.044 |
| L | 0.074 | 0.074 | L | 0.059 | 0.044 |
| M | 0.062 | 0.062 | M | 0.053 | 0.043 |
| N | 0.066 | 0.066 | N | 0.053 | 0.043 |
| O | 0.078 | 0.078 | O | 0.059 | 0.044 |
| P | 0.080 | 0.080 | P | 0.059 | 0.044 |
| Q | 0.077 | 0.077 | Q | 0.037 | 0.037 |
| R | 0.077 | 0.077 | R | 0.038 | 0.038 |
| S | 0.061 | 0.061 | S | 0.026 | 0.029 |
| T | 0.060 | 0.060 | T | 0.027 | 0.030 |
| U | 0.055 | 0.055 | U | 0.039 | 0.059 |
| V | 0.057 | 0.057 | V | 0.040 | 0.061 |
| W | 0.053 | 0.053 | W | 0.064 | 0.094 |
| X | 0.054 | 0.054 | X | 0.067 | 0.107 |
| Y | 0.077 | 0.077 | Y | 0.096 | 0.167 |
| Z | 0.059 | 0.059 | Z | 0.229 | 0.463 |

析結果を示す。塑性化した部分を示すと図-20のようになる。図-17の提案モデルと比較すると、提案モデルでは降伏しなかったアーチリブが、従来の床版モデルでは降伏しているのがわかる。これは、コンクリート床版と補剛桁を弾性と仮定したためであり、この部分のエネルギー吸収ができず、その分アーチリブが塑性化したと考えられる。このときの補剛桁の発生応力は、数箇所降伏応力を超え最大で1.3σにもなっている。

よって、従来の床版モデルでは、上路アーチ橋のような主桁(補剛桁)も塑性化する可能性がある構造においては適用が困難であると思われる。

6. 照査結果

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。ここでは、この委員会で主に対象としている鋼製橋脚の照査法を、同じ圧縮部材であるアーチリブに適用した。具体的には、有効破壊長領域(フランジ幅の0.7倍の長さ)での平均応答ひずみと式(1)から計算される限界ひずみ ϵ_u 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16)を

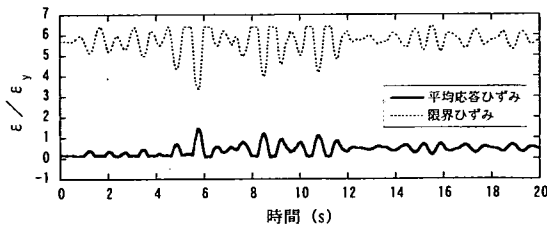


図-22 補剛桁G 2側，領域Aの平均応答ひずみと限界ひずみ

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 $R_f = 0.3 \sim 0.7$ 、補剛材剛比 $\gamma/\gamma^* = 1.0 \sim 3.0$ および軸力比 $N/N_y = 0.0 \sim 0.5$ である。

$$\frac{\varepsilon_u}{\varepsilon_y} = \frac{0.8(1 - N/N_y)^{0.94}}{(R_f \cdot \lambda_s^{0.18} - 0.168)^{1.25}} + 2.78(1 - N/N_y)^{0.68} \leq 20.0 \quad (1)$$

有効破壊長領域については、図-21 に示すように2本のアーチリブ（補剛桁G 1側と補剛桁G 2側）の領域AからZまでを設定した。ここでは、まず、I種地盤のアーチリブに対する照査を示す。これらの領域での損傷度（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、橋軸直角方向に入力地震波を作用させたときに損傷度が大きくなるのがわかる。これは、橋軸直角方向の平均応答ひずみが大きいこと以上に、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ためである。特に、アーチリブ基部（A、Z）の損傷度が大きくなっているのがわかる。

有効破壊長領域の中で、橋軸直角方向の場合の領域Z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に達していないことがわかり、終局に至っていないことになる。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。また、限界ひずみが6.4近辺で平らになっているのは、アーチリブの軸力が圧縮ではなく引張り状態になりその時点で限界ひずみを一定と仮定したからである。

なお、図-22 と図-16 (b)の軸力変動を見比べてみると限界ひずみが最小（約6秒弱）のとき軸力が最大となり、そのときだけが限界ひずみ式(1)の適用限界（軸力比0.5以下）をわずかに超えている。このような高軸力でも適用できるかどうか検討が必要である。ただし、今回の場合は平均応答ひずみが十分に小さいため終局状態には至らないと考えられる。

次に、補剛桁の照査について検討してみる。アーチリブに用いた照査法は、屈座が発生する部材に対しての照査方法である。これに対して、補剛桁は、床版があるため、圧縮屈座は起こし難いといえる。このような場合、ひずみは、圧縮より、引張ひずみの方が大きい。特に、補剛桁の下フランジの引張ひずみが大きくなる。鋼材に

おいては、引張側は圧縮と比べ限界の（許容できる）ひずみが大きくなると考えられる（たとえば、 $20 \varepsilon_y$ まで）。今回の解析では、引張ひずみの値は、0.24%程度であるため、十分に耐力はあり、終局に至っていないといえる。ただし、アーチ下横構がかなり塑性化していたため、この部材に対する詳細な検討および耐震性向上は、必要であると考えられる。

7. 耐震性向上

(1) 履歴型ダンパーの設定

I種地盤の波形を橋軸直角方向に作用させたときに、前述の照査で損傷度が大きく、特にアーチ下横構の塑性化によるエネルギー吸収が大きくなった。多くの下横構がこのように大きく塑性化すると耐荷能力を失い橋軸直角方向において構造が不安定になることも予想される。また、上路および中路アーチ橋の橋軸直角方向においては耐震性が橋軸方向と比べて劣るという報告^{7),17)}もある。したがって、本研究では、橋軸直角方向についての耐震性向上が非常に重要と考え、この場合の耐震性向上について検討することにした。

耐震性を向上させる方法としては、

- ・免震支承の使用
- ・エネルギー吸収部材（履歴型ダンパー）の追加
- ・アーチリブの支持条件をヒンジから固定へ変更
- ・アーチリブ基部にコンクリートを充填
- ・センターポストの塑性化

などが考えられている。この中で、橋梁構造物にエネルギー吸収部材を組込み、橋梁本体の塑性化を防ぐ形式の耐震構造は、比較的低コストでありながら大地震においても効果が大きいと期待されている。特に既設橋に対する耐震性向上の手段として今後注目されていくと思われる。

エネルギー吸収部材（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、曲げ降伏型およびせん断降伏型に分類される。また、履歴型ダンパー用鋼材として、降伏点が低くダクタリティに優れている極低降伏点鋼や低降伏点鋼の使用が期待されている。ここでは、この極低降伏点鋼を用いたせん断降伏型の履歴型ダンパーを考えることにする。鋼構造物を対象に、極低降伏点鋼を利用した耐震構造関連の既往の研究としては、文献(18)～(21)などが挙げられる。

本研究では、アーチリブ下横構が降伏していることに着目し、図-23 (c)に示すような構造の履歴型ダンパーを（ガセットの代わりに）下横構の格点部に設けることを提案する。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

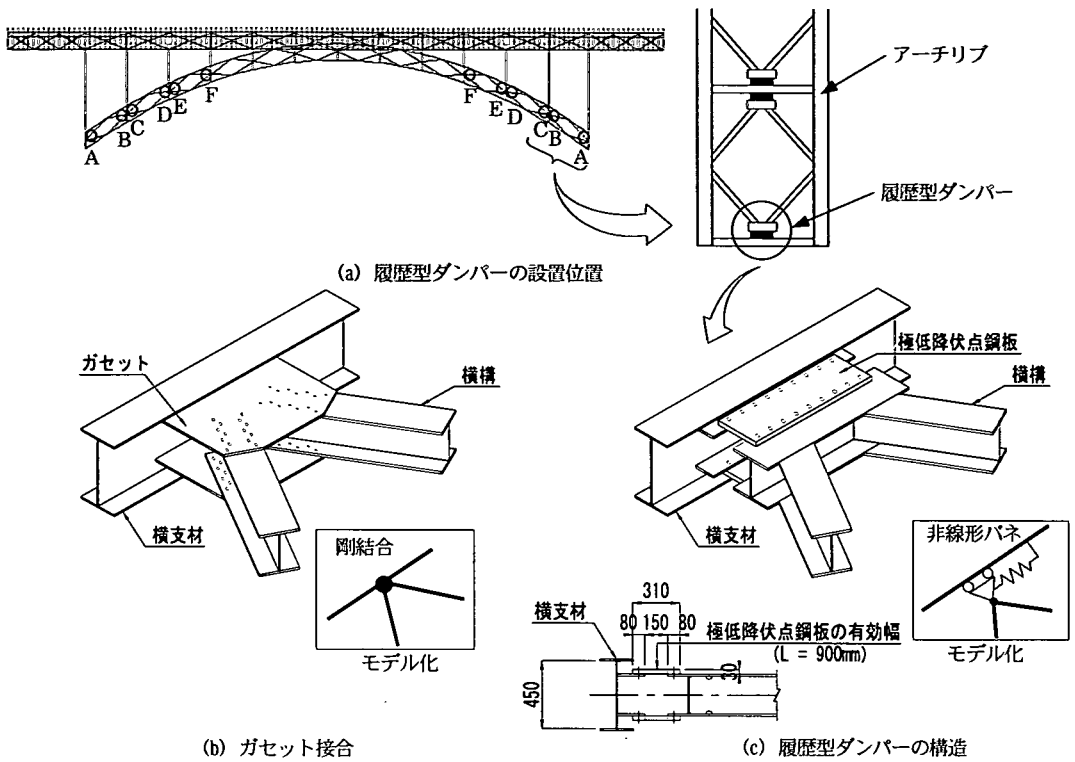


図-23 耐震構造

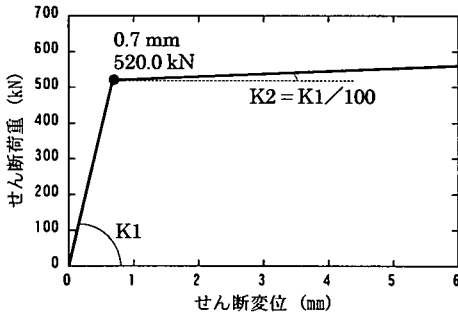


図-24 履歴型ダンパーの特性

いてはせん断降伏型となる。なお、エネルギー吸収をする極低降伏点鋼の板は、熱による機能（機能鋼材としての特性）の低下を防ぐために、溶接ではなくボルト接合とする。また、この履歴型ダンパーの設置については、効果的な配置等の研究²²⁾もあるが、対象橋梁の部材数が多いことから、同図(a)のようにアーチリブ基部から数箇所の下横構の格点部に設置した。このような下横構の格点部に履歴型ダンパーをつける方法は、免震支承や固定アーチへの変更のような大規模な補強に比べて、安価であり取替えも容易である。

この履歴型ダンパーの特性については、アーチ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。強度が低下しても、常時荷重（風荷重）に対しては満足している。このように設定した荷重-変位関係（バイリニアモデル）を図-24に示す。極低

図-25 履歴型ダンパーモデルの橋軸直角方向の応答（1種地盤）



図-25 履歴型ダンパーモデルの橋軸直角方向の応答（1種地盤）

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19)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²³⁾もあるため、一般的なバイリニアモデルの移動硬化則を用いることとした。ただし、極低降伏点鋼では、大きなひずみ領域までの使用が考えられるが、移動硬化則を使用していることから、ここでは6%程度の応答ひずみを限界とした。これ以上のひずみになると、より高精度な硬化則が必要になると考えられる。

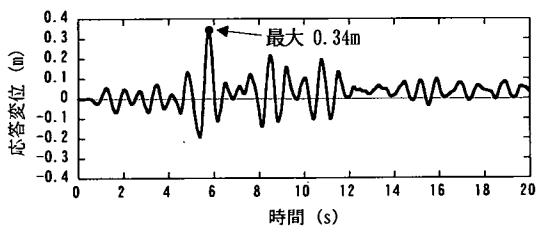
極低降伏点鋼 $\sigma_y = 100$ MPaの使用を前提にして、このような非線形特性に設定できるように図-23(c)の極低降伏点鋼の板のサイズを決定した。

このダンパーを取り付ける位置の結合条件は、図-23(b)に示すように本来はガセット接合で解析モデル上剛結合であった（履歴型ダンパーを設置しない格点部はガセットのままである）。このダンパーを組込むことによ

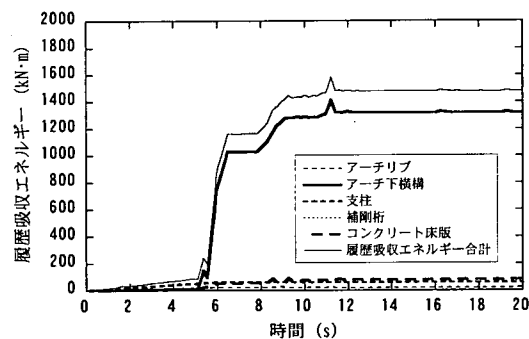
表-8 履歴吸収エネルギーの比較

単位: kN・m, ()内比率: %

| | | オリジナル構造 | 耐震構造 |
|-------------|---|------------------|------------------|
| アーチリブ | | 21.20 (1.43) | — |
| アーチ下横構 | | 1318.01 (89.06) | — |
| 支柱 | | 59.43 (4.02) | 3.16 (0.18) |
| 補剛桁 | | 0.10 (0.01) | — |
| コンクリート床版 | | 81.10 (5.48) | 61.19 (5.34) |
| 履歴型ダンパー | A | — | 94.13 (5.34) |
| | B | — | 443.38 (25.16) |
| | C | — | 400.29 (22.71) |
| | D | — | 357.38 (20.28) |
| | E | — | 243.38 (13.81) |
| | F | — | 159.51 (9.05) |
| 履歴吸収エネルギー合計 | | 1479.84 (100.00) | 1762.42 (100.00) |

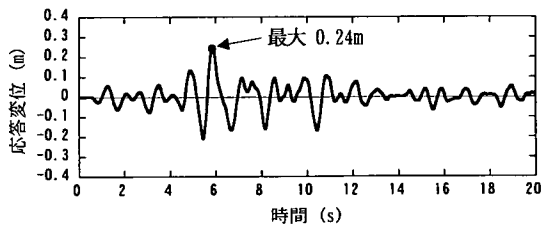


(a) センターポストの応答変位

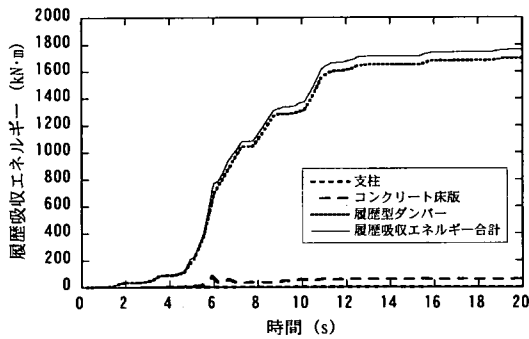


(b) 履歴吸収エネルギーの時刻歴応答

図-26 オリジナル構造の応答



(a) センターポストの応答変位



(b) 履歴吸収エネルギーの時刻歴応答

図-27 耐震構造応答

り、固有周期が、0.812 秒から 0.828 秒となり、免震装置のように長周期化はせず、ほとんどかわっていない。

(2) 履歴型ダンパーの効果

対象橋梁に対して、前述した履歴型ダンパーを設置したときの解析結果を図-25 に示す。この図は、I 種地盤の TYPE211 を橋軸直角方向に作用させたときの降伏した部材を示している。履歴型ダンパーを入れない場合の結果(図-12(a))と比較すると、端支柱がわずかに降伏するのみでその他の部材、特に下横構は全く降伏しなくなった。これにより、履歴型ダンパーを設置しない構造(オリジナル構造)で心配される下横構が降伏(座屈)し橋梁全体が不安定になるということはないといえる。なお、このときの極低降伏点鋼の応答ひずみは 4.5%程度であり、許容できるひずみに対してかなりの余裕がある。

塑性化がこのように大幅に減少した理由を考察するた

めに、履歴型ダンパーを含めた各構造位置での履歴吸収エネルギーに着目してみる。各構造位置での履歴吸収エネルギーについて、オリジナル構造とアーチ下横構に履歴型ダンパーを組込んだ構造(耐震構造)で集計した結果を比較すると、表-8 のようになる。

この表から、耐震構造の履歴吸収エネルギー合計がオリジナル構造より大きくなっていることがわかる。各構造の履歴吸収エネルギーの内訳は以下ようになる。

まず、オリジナル構造では、約 90%はアーチ下横構でエネルギーを吸収し、少しではあるがアーチリブも吸収しているのがわかる。ここからも、アーチ下横構が塑性化しなかったら、アーチリブはもっと大きく塑性化したと予想できる。コンクリート床版も圧縮側で履歴ループを描くため、多少のエネルギー吸収はある。

次に、履歴型ダンパーを取り付けた耐震構造において、オリジナル構造と比較するとアーチ下横構が降伏しない

表-9 アーチリブ支承鉛直反力の比較

単位: kN 正: 圧縮反力 負: 引張反力

| 支承の位置 | | オリジナル構造 | 耐震構造 |
|-------|-----------|---------|-------|
| 左岸側 | 補剛桁 G 1 側 | -11745 | -4068 |
| | 補剛桁 G 2 側 | 22144 | 13980 |
| 右岸側 | 補剛桁 G 1 側 | -11745 | -4077 |
| | 補剛桁 G 2 側 | 22145 | 13981 |

ため吸収エネルギーはゼロとなり、その代わりに履歴型ダンパーがエネルギーを多く吸収しているのがわかる。このことから、履歴型ダンパーが効果的に働いているといえる。また、アーチリブおよび補剛桁は塑性化しないため、吸収エネルギーはゼロとなり、これらの部材に対しても塑性化を抑える働きがあるようである。

さらに、履歴型ダンパーの位置ごとに履歴吸収エネルギーを比較すると、アーチリブ基部から少し離れた位置でもっともエネルギーを吸収していることがこの表からわかる。もっともエネルギー吸収の多い位置Bを含めて計12個の履歴型ダンパーを取り付けた位置は、概ね妥当であったと思われる。さらに、最適な配置を検討するには、最適化や感度解析等を行う必要がある。

表-8 でまとめた各部材での履歴吸収エネルギーの時刻歴を示すと図-26, 27 のようになる。合わせてセンターポスト位置での橋軸直角方向の変位応答も示している。

まず、図-26 のオリジナル構造の結果から、センターポストの位置で大きく変形した6秒付近で、履歴吸収エネルギーが急増しているのがわかる。8秒のときも多少増加している。このグラフからもアーチ下横構が支配的にエネルギーを吸収しているのがわかる。また、図-27 の耐震構造でのエネルギー吸収の傾向を見ると、履歴型ダンパーが効果的に働いているのがわかる。

次に、2つの構造を比較すると9秒でオリジナル構造の場合エネルギー吸収の増加がなく一定になるのに対して、耐震構造の場合はまだ増加し続けるのがわかる。これは、履歴型ダンパーの材質として極低降伏点鋼を用いており、この鋼材の特徴である降伏点が低くダクティリティに優れていることからである。

前述してきたように履歴型ダンパーがかなり塑性化しているため、大地震時での変位応答が気になるところである。しかし、履歴吸収エネルギーが大きく(表-8) になったため、図-26, 27 の応答変位グラフからわかるように最大応答変位はむしろ大幅に減少する結果となった。

最後に、対象橋梁のような上路式アーチ橋で設計上よく問題となるアーチリブの支承の負反力について示す。オリジナル構造と耐震構造における負反力の比較を表-9 に示す。この表より、オリジナル構造では、負反力が最大で11745kNにもなり支承等が破壊すると容易に予想できる。これに対して耐震構造では、負反力が同様に発生すものの4077kNへと低下した。この程度の負反力は、設計可能な範囲であると思われる。

8. 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鋼アーチ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補剛桁の材料非線形性、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) 応答解析の結果、橋軸方向においては、橋軸直角方向の結果と比較して全体的に降伏している部材は非常に少なく、履歴吸収エネルギーの比較からも塑性化の程度は小さいといえる。鋼部材としては支柱だけまたは入力地震動によって補剛桁の一部が降伏する程度であり、アーチリブは弾性範囲となる。しかし、このとき床版のひび割れは大きく、入力地震動によっては部分的にスラブアンカーが降伏し床版と補剛桁の間に多少のずれが発生する可能性がある。なお、スラブアンカーが無い(ずれを考慮しない)モデルでは、補剛桁が塑性化した。
 - (3) 床版と補剛桁の塑性化およびずれを考慮していない従来の床版モデルで応答解析を行ったところ、アーチリブが塑性化する結果となり、実際の挙動と異なると考えられる。このとき補剛桁には降伏応力以上の応力が発生していた。
 - (4) 橋軸直角方向においては、アーチリブの基部が多少降伏し、補剛桁は弾性範囲であった。アーチリブの下横構および支柱の多くの部材が降伏しエネルギー吸収量が少なくなったため、アーチリブの応答が低減できたと考えられる。
 - (5) 変形照査法の中のひずみによる照査法を用いて、対象橋梁のアーチリブに着目して動的解析による耐震検討を行った結果、レベル2地震動に対して、対象橋梁は十分な耐震性があることが確認できた。
 - (6) アーチリブの下横構に履歴型ダンパーを設置することにより、橋軸直角方向の耐震性が大幅に向上し、橋軸直角方向における耐震性が劣ると思われる上路式アーチ橋に対して有効であることが確認できた。
- 本研究で対象にした上路式アーチ橋は、アーチスパンが100m程度のものである。このようなアーチ橋は、常時、震度法で設計されたアーチリブ、支柱、下横構などの断面の板厚が動的解析によりアップするケースが多い。ここで提案する床版やスラブアンカー等の詳細なモデル化を行うこと、および応答値が低減できる履歴型ダンパーを用いれば、必ずしも板厚をアップする必要はないことがひとつの例を用いて確認できた。さらに設計条件を変えても、同様な結論がいえるかどうかはまだ検討不足であり、今後の課題としたい。

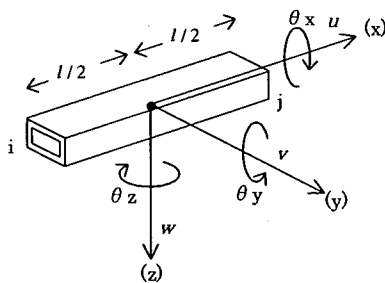


図-付 1.1 要素座標系

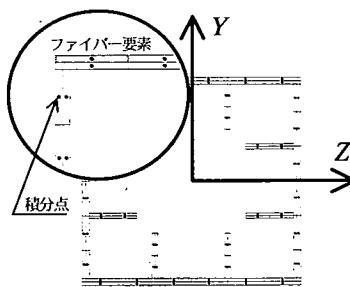


図-付 1.2 ファイバー要素分割

付録 I 要素の定式化

本研究で用いた解析ソフトのファイバーモデル要素の定式化について示す。

(1) 要素の種類

曲げによるせん断変形を考慮した Timoshenko 梁理論を採用する。

(2) 変位関数²⁴⁾

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、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、その関数 $\omega(y, z)$ は、断面内で変化する。

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

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

$$W(x, y, z) = w(x) + y\theta_x(x) \quad (I.3)$$

(3) 形状関数

$u, v, w, \theta_x, \theta_y, \theta_z$ 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-付 1.1 を参照)。

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

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

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

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

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

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

ここで $-1 \leq s \leq 1$ であり、 x との関連は $s = \frac{2}{l}x - 1$ 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²⁵⁾もある。

$$\sigma_x = E \epsilon_x \quad \tau_{xy} = G \gamma_{xy} \quad \tau_{xz} = G \gamma_{xz} \quad (I.10 \sim I.12)$$

ここに、

$$E = \begin{cases} E_e \\ E_p \end{cases} \quad E_e: \text{弾性} \quad E_p: \text{塑性} \quad (I.13)$$

(5) K マトリックス (接線剛性マトリックス)

接線剛性行列は、次式によって与えられる。

$$K = \int B^T DB, dv = \int dx \int B^T DB, dydz = l/2 \int ds \int B^T DB, dydz \quad (I.14)$$

断面を多数のファイバー要素に分割し、断面方向の積分点は各ファイバー要素の中心 (図-付 1.2)、長さ方向の積分点は $s = 0$ 、すなわち、部材中間点 (図-付 1.1) で数値積分を行う。

付録Ⅱ 対象橋梁の断面設計計算の概要

死荷重+活荷重載荷時において主構断面を決定している。断面寸法および照査結果を以下の表に示す。

表-付Ⅱ.1 補剛桁

| | | 断面1 | 断面2 | 断面3 |
|--|------------|---------------|---------------|---------------|
| 断面長 [mm] | | 21500.0 | 87000.0 | 21500.0 |
| 材質 | | SM490Y | SM490Y | SM490Y |
| 断面 | 上フランジ [mm] | 460x40 | 300x15 | 460x40 |
| | ウェブ [mm] | 1400x9 | 1400x9 | 1400x9 |
| | 下フランジ [mm] | 460x40 | 300x15 | 460x40 |
| $\sigma < \sigma_a$ [N/mm ²] | | -173.3<-176.1 | -156.6<-159.8 | -173.3<-176.1 |
| τ, τ_a [N/mm ²] | | 61.7<120.0 | 2.6<120.0 | 61.7<120.0 |
| 合成応力度 | | 0.874<1.2 | 0.556<1.2 | 0.874<1.2 |

表-付Ⅱ.2 アーチリブ

| | | 断面1 | 断面2 | 断面3 |
|--|-----------------|-------------|-------------|-------------|
| 断面水平長 [mm] | | 7000.0 | 86000.0 | 7000.0 |
| 材質 | | SM490Y | SM490Y | SM490Y |
| 断面 | トッププレート [mm] | 1100x15 | 1100x17 | 1100x15 |
| | トッププレート縦リブ [mm] | 2-130x13 | 2-130x13 | 2-130x13 |
| | 左ウェブ [mm] | 1400x13 | 1400x15 | 1400x13 |
| | ウェブ縦リブ [mm] | 6-130x13 | 6-130x13 | 6-130x13 |
| | 右ウェブ [mm] | 1400x13 | 1400x15 | 1400x13 |
| | ボトムプレート縦リブ [mm] | 2-130x13 | 2-130x13 | 2-130x13 |
| | ボトムプレート [mm] | 1100x15 | 1100x17 | 1100x15 |
| (3.3.1)* [N/mm ²] | | 37.3<210.0 | 73.0<210.0 | 37.3<210.0 |
| (3.3.2) or (3.3.4)* | | 0.968<1.0 | 0.953<1.0 | 0.968<1.0 |
| (3.3.3) or (3.3.5)* [N/mm ²] | | 197.3<198.1 | 199.3<210.0 | 197.3<198.1 |
| τ, τ_a [N/mm ²] | | 4.0<120.0 | 0.9<120.0 | 4.0<120.0 |
| 合成応力度 | | 0.885<1.2 | 0.883<1.2 | 0.885<1.2 |

* : 道示²⁶⁾に規定されている式番号

表-付Ⅱ.3 支柱

| | | 支柱 |
|--|--------------|-------------|
| 部材長 [mm] | | 18600.0 |
| 材質 | | SM400 |
| 断面 | トッププレート [mm] | 476x13 |
| | 左ウェブ [mm] | 500x12 |
| | 右ウェブ [mm] | 500x12 |
| | ボトムプレート [mm] | 476x13 |
| $\sigma < \sigma_a$ [N/mm ²] | | -73.1<-75.4 |
| τ, τ_a [N/mm ²] | | 0.0<80.0 |
| 合成応力度 | | 0.273<1.2 |

表-付Ⅱ.4 横組

| | | | 上横構 | 下横構 | 端支柱斜材 | 端支柱支材 |
|----|-----------|--|----------|----------|----------|----------|
| 材質 | | | SM400 | SM400 | SM400 | SM400 |
| 断面 | フランジ [mm] | | 2-260x12 | 2-280x14 | 2-300x16 | 2-300x10 |
| | ウェブ [mm] | | 250x9 | 250x9 | 218x9 | 200x10 |

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) たとえば前野裕文, 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論文集, 土木学会, pp. 33-42, 2000. 1.
- 4) 榎原泰造, 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.
- 5) 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.
- 6) 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.
- 7) 葉山藤明, 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.
- 8) 土木学会: 座屈設計ガイドライン, 技報堂出版, 1997.
- 9) 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.
- 10) 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. 647/1-51, pp. 281-294, 2000. 4.
- 11) 山田真幸, サトーンベンボン, 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.
- 12) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説V耐震設計編, 1990. 2.
- 13) 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.
- 14) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説V耐震設計編, 1996. 12.
- 15) 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, *LABSE symposium on resistance and ultimate deformability of structures acted on by well-defined repeated Loads, Final Reports*, Vol. 13, pp. 15-22, Lisbon, 1973.
- 16) Zheng, Y., Usami, T. and Ge, H. B.: Ductility of thin-walled steel box stub-columns, *J. Struct. Engrg., ASCE*, Vol. 126 (11), pp. 1312-1311, 2000.
- 17) 劉玉擎, 彦坂熙: 上路式パイプアーチ橋の非線形地震応答特性の解析, 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. 173-178, 2000. 1.
- 18) 阿部雅人, 藤野陽三, Yi Zheng, Krzysztotf Wilde: 制震デバイスとしての極軟鋼の低サイクル疲労特性とそのモデル, 第2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. 85-92, 1998. 11.
- 19) 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.
- 20) 野村和弘, 青木徹彦, 鈴木森晶: 極低降伏点鋼鋼管を用いたねじりダンパー性能における熱処理による効果, 土木学会第55回年次学術講演会, 2000. 9.
- 21) 古庄龍梧, 休場裕子, 三木千壽: 極低降伏点鋼のせん断特性に関する研究, 土木学会第55回年次学術講演会, 2000. 9.
- 22) 平田裕一, 野島千里, 野中哲也, 吉野広一, 藤谷義信, 藤井大地: エネルギー吸収部材を組み込んだ構造物の動的挙動に関する基礎的検討, 計算工学講演会論文集, Vol. 5, pp. 27-30, 2000. 5.
- 23) 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.
- 24) 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.
- 25) 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. 605/1-45, pp. 1-13, 1998.
- 26) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説I 共通編II 鋼橋編, 1996. 12.

(2001. 10. 12 受付)

ELASTIC-PLASTIC BEHAVIOR AND IMPROVEMENT OF SEISMIC PERFORMANCE FOR UPPER-DECK TYPE STEEL ARCH BRIDGES

Tetsuya NONAKA, Tsutomu USAMI, Hiroichi YOSHINO,
Yoshiko SAKAMOTO and Takashi TORIGOE

For seismic evaluation of upper-deck type steel arch bridges subjected to Level 2 ground motion, the influence of varying axial forces and bi-axial bending moments should be accounted for in the analysis. Moreover, due regard has to be paid to the integrated behavior of the superstructure composed of concrete deck, slab anchors, and stiffening steel girders. In this study, with a deck model considering both the nonlinear material characteristics of concrete and the reinforcing bar and the sliding behavior of slab anchor, transient response analyses are carried out by using the 3D fiber model. From the analyses, seismic behaviors of upper-deck type steel arch bridges are demonstrated. Furthermore, on this basis, a retrofit method by using a hysteretic damper is proposed for such structures.