

複数の曲線立体ラーメン橋からなる大規模ジャンクションの耐震設計

山内貴宏¹, 鈴木裕介¹, 矢部正明², 熊木幸³

¹正会員 修 (工) 首都高速道路公社神奈川建設局設計第二部設計第二課 (〒221-0013 横浜市神奈川区新子安1-24 ビジネスセンター3F)

²正会員 博 (工) 株式会社社長大 構造事業部 構造防災室 技術統括 (〒305-0812 茨城県つくば市東平塚730)

³正会員 修 (工) 株式会社社長大 構造事業部 構造防災室 (〒305-0812 茨城県つくば市東平塚730)

1. はじめに

首都高速神奈川1号横羽線と川崎縦貫線を結ぶ大師ジャンクション (仮称, 以下大師JCTとする) は, 曲線箱桁を有する立体ラーメン構造からなる複数の橋梁が複雑に連なる大規模ジャンクションである。曲線橋は, その幾何学的形状の影響を強く受けているため, 地震動が作用すると曲線の法線方向外側に向かって変位する傾向がある。大師JCTは, このような曲線橋の地震応答特性を踏まえて, 多点剛結合の連続形式 (立体ラーメン構造) を採用しているため, 曲線の法線方向外側に向かって変位することによる落橋は生じることがない。しかし, 立体ラーメン橋であることと, 上部構造の線形が曲線であることより, 地震動の影響によって橋脚に生じる軸力は時々刻々と変化し, 曲げモーメントも水平1方向の曲げモーメントだけが卓越するのではなく水平2方向の曲げモーメントが同時に大きな応答を示す2軸曲げ状態となる。さらに, 各着目量の地震応答が最も大きくなる地震動の入力方向が着目する量毎に異なるため, 地震動の最悪入力方向を1つに確定できない。

本報告は, 基礎構造の詳細設計と上部構造 (鋼製橋脚を含む) の概算設計が終了した大師JCTを対象に, レベル2地震動に対する曲線立体ラーメン橋の非線形地震応答特性を解析的に検討した結果と, 今後予定されている大師JCTの上部構造詳細設計への耐震設計法の提案についてとりまとめたものである。大師JCTでは, 直接活荷

重を支持する曲線桁は, 地震後の緊急車輛の輸送機能を確保するためにその地震応答を弾性域に留めることを耐震設計上の目標性能としている。また, 地震後の被災状況の確認や復旧工事が困難な基礎構造には基礎構造としての降伏が生じないことを耐震設計上の目標性能としている。ここでは, 主たる塑性化が生じる橋脚を対象に, その非線形応答特性と耐震設計法について述べる。

2. 検討対象とした解析モデルと入力地震動

図-1は, 解析に用いた大師JCTの解析モデルである。橋脚は全てコンクリートが充填された鋼製橋脚である。D・F₁・G連結路は円形断面を有する単柱式鋼製橋脚に, A・F₂連結路は矩形断面と円形断面を有する単柱式鋼製橋脚と鋼製ラーメン橋脚にそれぞれ支持されている。基礎構造は, 合成鋼管杭基礎構造が採用されており, 基礎構造～周辺地盤系は, 杭頭バネによってモデル化した。このような大規模ジャンクションでは, 各工事区の設定時期に差が生じるため, 図-1に示すように複数の橋梁を同一モデルとした動的解析を行うことは稀である。大師JCTでも, 当初, D・F₁・G連結路系の掛け違い部に隣接する径間の死荷重反力のみを付加質量としたモデルで動的解析を行った。その後, A・F₂連結路の概算設計が完成したので, A・D・F₁・F₂・G連結路系を対象としたモデルを用いて動的解析を行った。

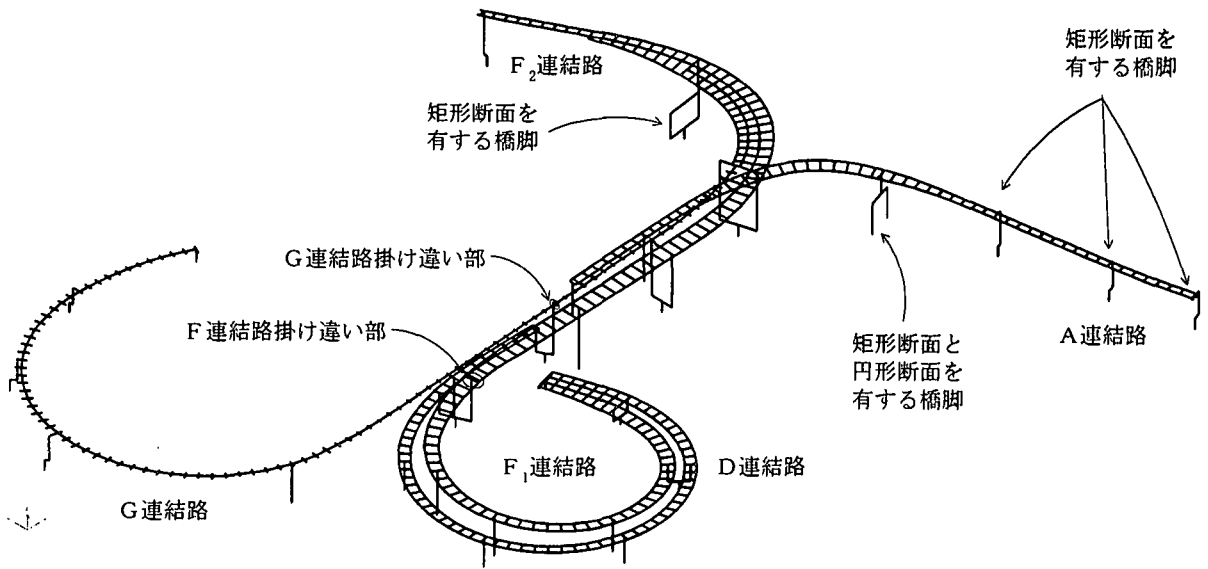


図-1 検討対象とした大師 JCT の動的解析モデルと鋼製橋脚の断面形状

入力地震動は、道路橋示方書 V 耐震設計編に規定される地震時保有水平耐力法によって耐震設計された橋梁を動的解析によって照査する際に用いる標準加速度波形タイプ II-III-1 である。タイプ II 地震動を用いたのは、後述する大師 JCT の固有振動特性から、長周期成分が卓越したタイプ I 地震動よりも短周期成分が卓越したタイプ II 地震動の方が大師 JCT に与える影響が大きいと判断したからである。地震動の入力方向は、 0° 、 30° 、 45° 、 60° 、 90° 、 120° 、 135° 、 150° 、 180° の 9 方向である。

3. 固有振動特性と減衰力のモデル化

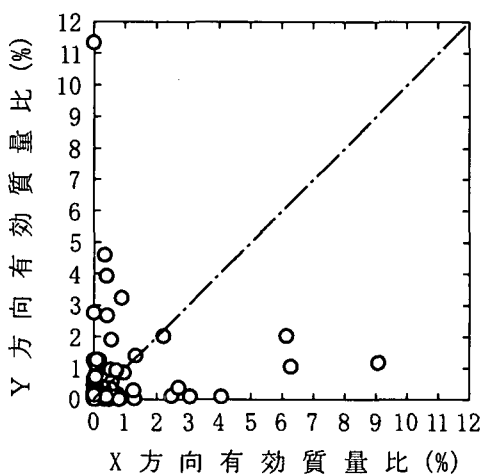


図-3 大師 JCT の固有振動モードの連成状況

図-2 は、1 次の固有振動モードである。固有周期 1.29 秒で、G 連結路の掛け違い部を中心に橋軸直角方向に大きく振動していることがわかる。このような曲線橋では、直線橋とは異なり、水平 2 方向の内、何れか 1 方向の振動が卓越するのではなく、多くの固有振動モードで水平 2 方向の固有振動が連成することになる。図-3 は、1 次～75 次までの固有振動モードに対する水平方向の有効質量比を示したものである。図より、最も有効質量比が大きい固有振動モードであってもその値は約 12% と小さく、複数の固有振動モードが地震応答に寄与し、多くの固有振動モードにおいて水平 2 方向の質量が連成していることがわかる。

構造減衰定数は、地震応答を弾性域に留める曲線桁は 2%、非線形要素でモデル化される鋼製橋脚は 1%、繰返し荷重に対して小さな履歴を描く積層ゴム支承は 4%、基礎構造～周辺地盤系は逸散減衰と履歴減衰効果を期待して 20% とした。モード減衰定数は、ひずみエネルギー比例減衰法によって求め、そのモード減衰定数に近似するように、質量と初期剛性に比例する Rayleigh 型減衰を作成した。

4. 非線形動的解析法

軸力変動と 2 軸曲げを受ける部材の非線形動的解析は、3 次元ファイバーモデルと、1 軸での復元力特性を金属塑性論に基づき軸力変動と 2 軸曲げ状態に拡張した N-

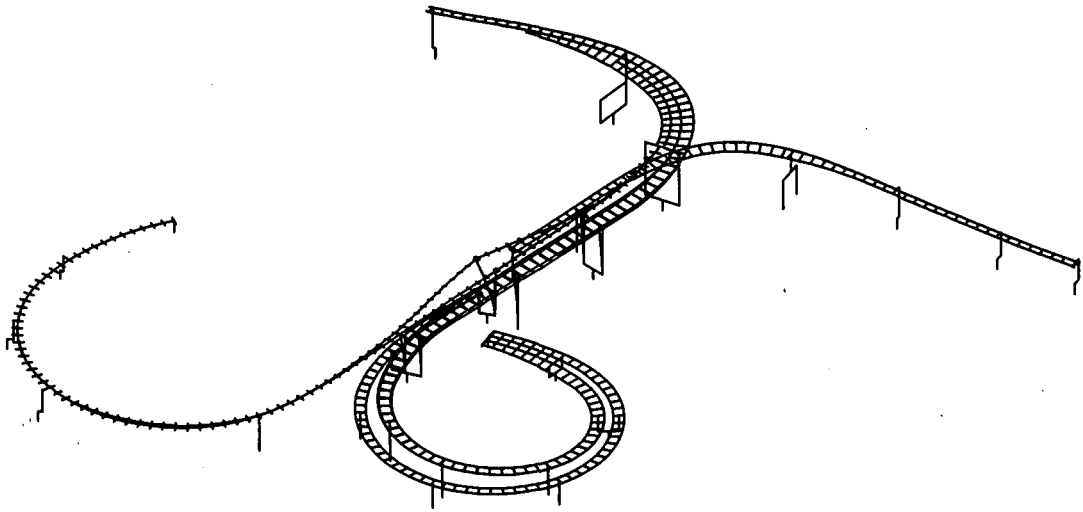


図-2 大師JCTの固有振動モード(1次, 固有周期1.29秒)

My-Mzモデル(以下, 3軸相関モデルとする)の2つがよく用いられる。両方法とも, 平面保持を仮定しているが, ファイバーモデルの方が軸力変動と2軸曲げを受ける部材の材料非線形性を特別な工夫を必要とせずに考慮することができる。しかし, 3軸相関モデルも, 豊富な繰返し載荷実験結果に基づいて断面力の相互作用を降伏曲面として与えることによって, 適切な解を得ることができると考えられる。

大師JCTでは, 平成7年兵庫県南部地震を契機に精力的に進められてきた鋼製橋脚の正負交番載荷実験結果に基づいて, 鋼製橋脚の非線形特性と許容値を設定することから, 曲げモーメント-曲率関係を解析モデルに与えることができる3軸相関モデルを用いて非線形動的解析を行うことにする。3軸相関モデルの基本的な考え方を, 2軸曲げ状態を例に説明する。図-4は, 2方向から曲げモーメント

メント M_y , M_z を受ける部材があり, 各方向に1方向の曲げモーメントが作用するときの降伏曲げモーメントが M_{yy} , M_{zy} であるとき, 各方向に生じる曲げモーメントが $M_y \leq M_{yy}$, $M_z \leq M_{zy}$ であっても2軸曲げの相互作用を考慮すると, 断面が降伏する様子を表している。断面は円形断面を想定している。図に示すような2軸曲げの相互作用は, 次式に示すような降伏面によって与えられる。

$$\left| \frac{M_y}{M_{yy}} \right|^\alpha + \left| \frac{M_z}{M_{zy}} \right|^\alpha = 1 \quad (1)$$

$\alpha=1$ は, 相互作用の影響を最も大きく見込んだモデルで降伏条件としては下限に相当する。 $\alpha=2$ は, 断面として円形を対象とした場合は降伏関数が円, 矩形を対象とした場合は降伏関数が楕円となり, 実務設計の場でもよく用いられている式である。 $\alpha \rightarrow \infty$ は, 相互作用の影響を無視した降伏関数である。式(1)において $\alpha=2$ とし, さらに軸力変動の影響を加味すると降伏関数は次式で与えられ, 3次元応力空間内に閉曲面(降伏曲面)を形成することになる。

$$\sqrt{\left(\frac{M_y}{M_{yy}} \right)^2 + \left(\frac{M_z}{M_{zy}} \right)^2} + \left(\frac{N - N_0}{N_y} \right)^2 = 1 \quad (2)$$

ここで, N ; 作用する軸力, N_0 ; 降伏曲面の中心軸力値, N_y ; 降伏軸力である。

式(2)で表された3軸相関モデルによっても, ファイバーモデルと遜色ない解を得ることができることを示すた

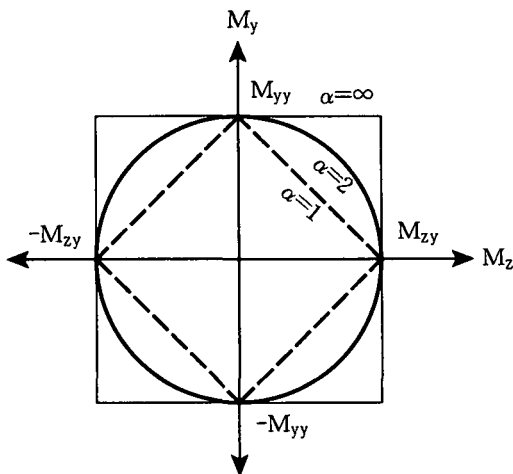


図-4 円形断面における2軸曲げ相関モデル

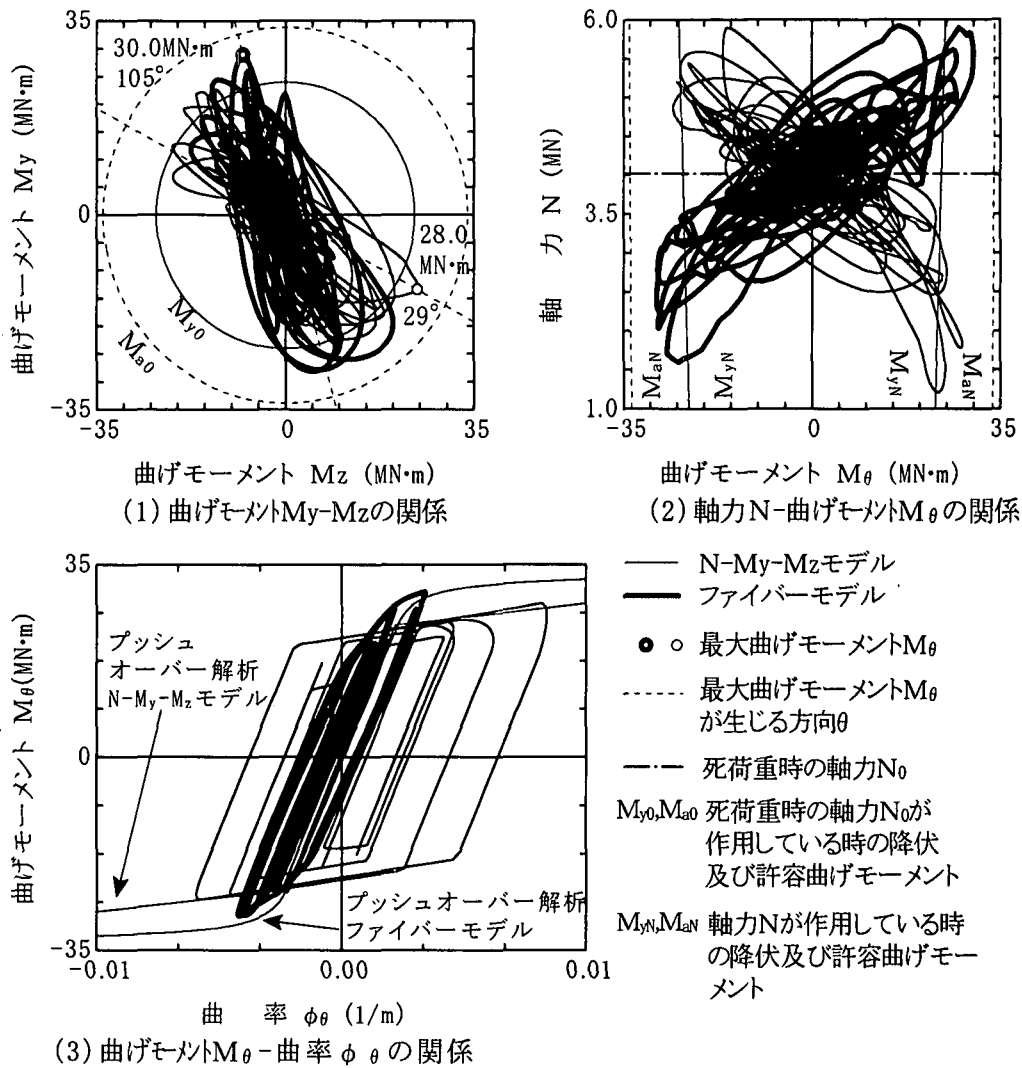


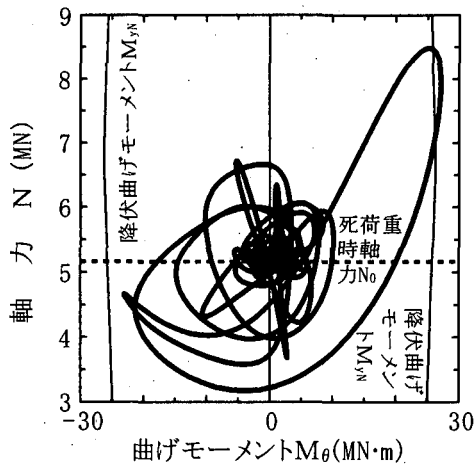
図-5 3次元ファイバーモデルと3軸相関モデルによる円形鋼製橋脚の非線形応答の比較

めに、単柱形式の鋼製円形橋脚を対象に、F₁連結路だけを取り出した解析モデルを用いて、3次元ファイバーモデルと3軸相関モデルを用いた非線形動的解析を行った。図-5は、3次元ファイバーモデルと3軸相関モデルによる非線形応答を比較したものである。図の(1)は2方向の曲げモーメントの軌跡を、(2)は最大曲げモーメントが生じる θ 方向の曲げモーメント M_θ と軸力の相関を、(3)は θ 方向における曲げモーメント M_θ と曲率 ϕ_θ の応答履歴を示している。曲げモーメントが最大となる方向 θ が異なる点を除けば、断面力は、両解析モデルで近似していることがわかる。曲率は、3軸相関モデルの方が、大きな応答を示している。これは、3軸相関モデルは、強度に塑性理論を適用しているが、曲げ変形と軸方向変形とは独立であり、それらの変形の相互作用が考慮されていないからと考えられる。

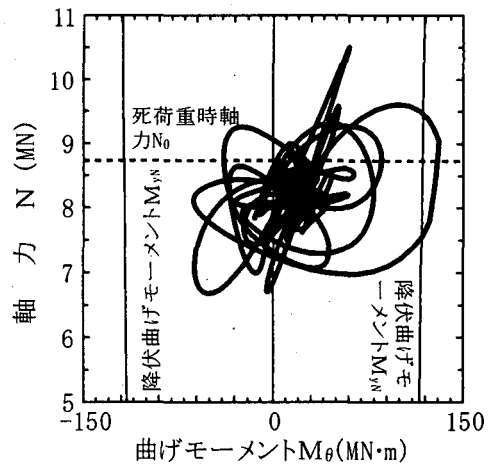
以上より、3軸相関モデルによれば、断面力は3次元ファイバーモデルとほぼ同じ応答値が得られ、曲率は安全側の応答値が得られると考えられる。なお、もつぱら、水平2方向から作用する曲げモーメントだけに着目したが、鋼製橋脚のような薄肉鋼構造に2軸曲げが作用するような状況下では、部材軸周りのねじれ曲げモーメント M_x の影響も無視できないことが多い。図-1に示した全体系モデルを用いて動的解析を行う大師JCTでは、非線形動的解析より得られるねじれ曲げモーメントは何れのケースとも小さく、ねじれが鋼製橋脚の耐震性能に与える影響は小さいと考えられる。

5. 曲線立体ラーメン橋の非線形地震応答特性

(1) 軸力変動の影響

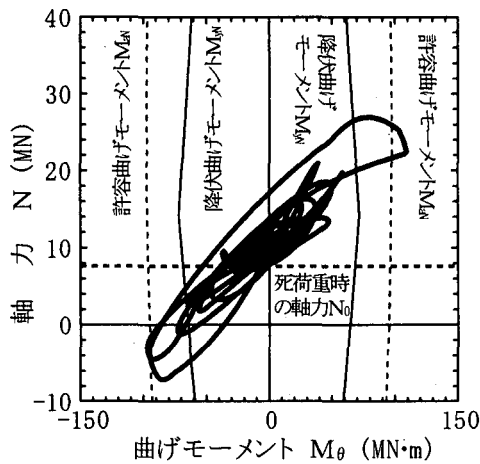


(1) G連結路中央部橋脚基部

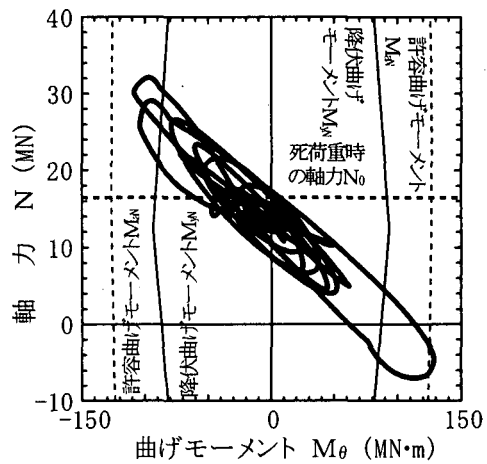


(2) F1連結路中央部橋脚基部

図-6 円形断面を有する単柱形式鋼製橋脚に生じる応答軸力Nと応答曲げモーメント M_{θ}



(1) ラーメン左脚柱基部



(2) ラーメン右脚柱基部

図-7 円形断面を有する鋼製ラーメン橋脚に生じる応答軸力Nと応答曲げモーメント M_{θ}

図-6は、G連結路と F_1 連結路の中央に位置する単柱形式鋼製円形橋脚基部に生じる軸力と曲げモーメントを示したものである。図には、軸力の大きさに応じて変化する降伏曲げモーメントも示している。図より、地震応答から得られる軸力の変動範囲では、鋼製橋脚の降伏曲げモーメントは、死荷重時の軸力が作用したときの降伏曲げモーメントからほとんど変化しないことがわかる。

図-7は、A連結路と F_2 連結路が分岐するところに位置する脚柱断面が円形からなる鋼製ラーメン橋脚の左右の柱基部に生じる軸力と曲げモーメントを示したものである。図には、降伏曲げモーメントと許容曲げモーメントの軸力に伴う変化の様子も示している。図より、地震応答から得られる軸力の変動範囲は大きく、その範囲では、

降伏曲げモーメントは軸力の大きさに応じて増減していることがわかる。

以上より、大師JCTでは、単柱形式の鋼製橋脚に生じる軸力の変動幅は小さく実用上無視できるが、鋼製ラーメン橋脚に生じる軸力の変動幅は降伏曲げモーメントに有意な差を生じるため、耐震設計上無視できないといえる。

(2) 2軸曲げの相互作用の影響

図-8は、F連結路の掛け違ひ部においてD連結路と F_1 、 F_2 連結路をそれぞれ支持する鋼製橋脚に生じる水平2方向の曲げモーメントの軌跡を描いたものである。図には示さないが、両橋脚とも単柱形式の鋼製橋脚であること

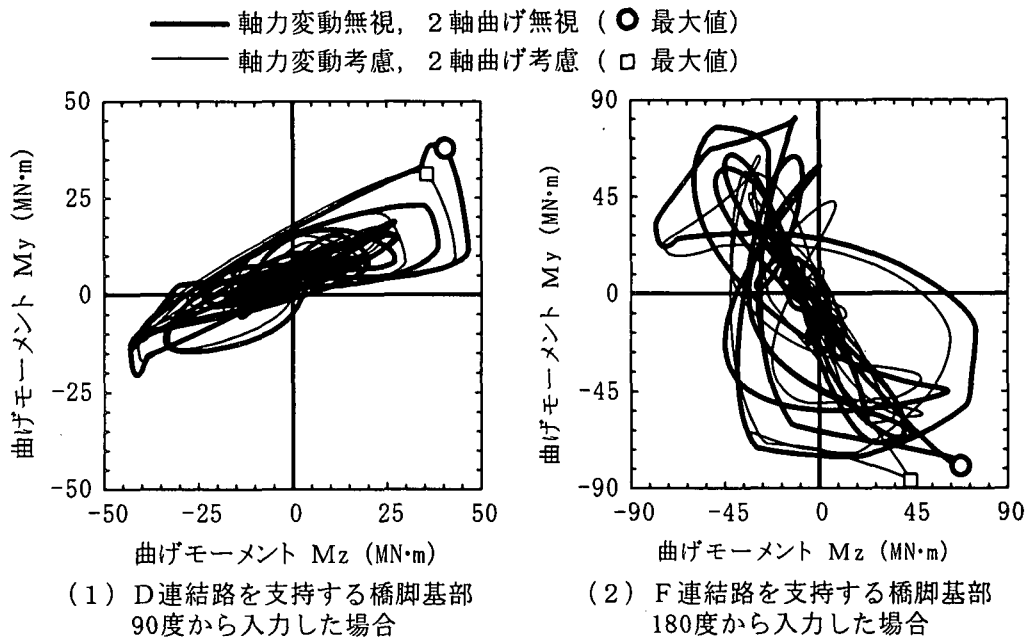


図-8 F連結路掛け違ひ部に位置する円形の単柱形式鋼製橋脚に生じる水平2方向曲げモーメント

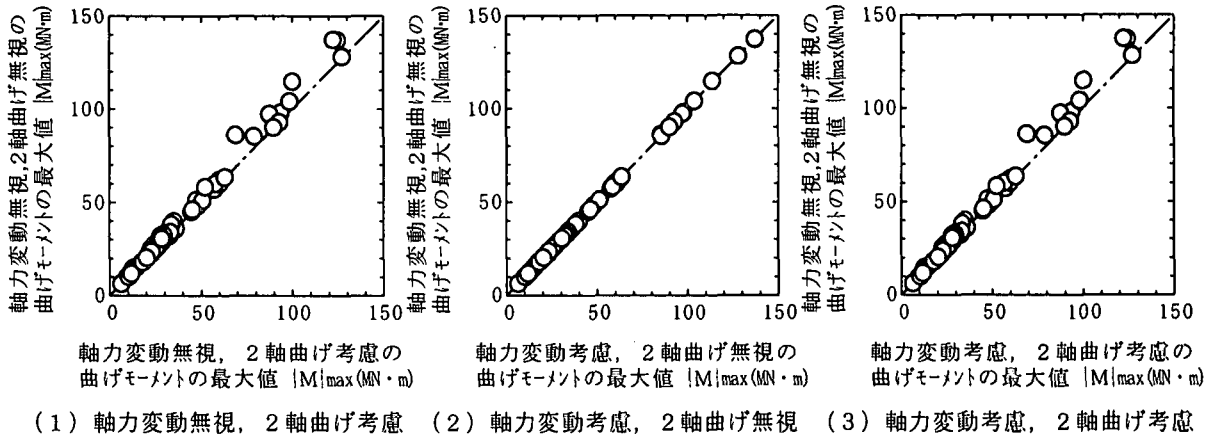


図-9 大師JCTにおける円形の単柱形式鋼製橋脚に生じる軸力変動と2軸曲げ相互作用の影響

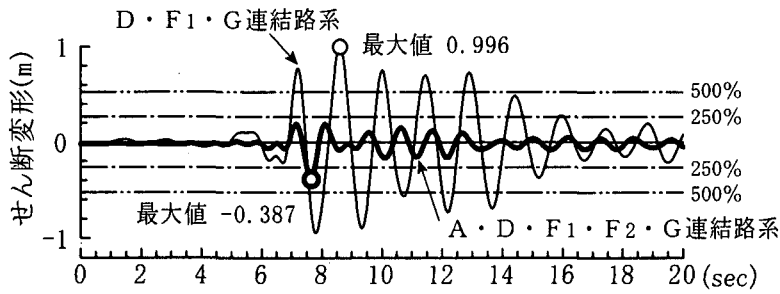
から, “軸力変動無視, 2軸曲げ相互作用考慮の解析”と, “軸力変動考慮, 2軸曲げ相互作用考慮の解析”から得られる軌跡は, ほぼ等しいことが確認されている. 図より, 2軸曲げの相互作用の影響を無視した解析と相互作用を考慮した解析では, 水平2方向に生じる曲げモーメントの軌跡に違いがみられるが, 最大曲げモーメントが生じる方向とその値には大きな差は生じていないことがわかる. 特に, 2軸曲げの相互作用を無視した解析は, 相互作用を考慮した解析よりも大きな応答を示す傾向にある.

(3) 軸力変動と2軸曲げ相互作用の耐震設計上の扱い

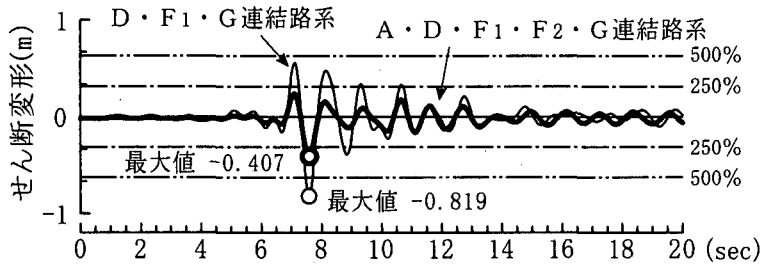
図-9は, 大師JCTの単柱形式鋼製円形橋脚基部とコン

クリート充填部直上および天端に生じる曲げモーメントの大きさを比較したものである. 図は, “軸力変動無視, 2軸曲げ相互作用無視の解析”, “軸力変動無視, 2軸曲げ相互作用考慮の解析”, “軸力変動考慮, 2軸曲げ相互作用考慮の解析”の3つを比較している.

図より, 軸力変動の影響は, 実用上無視できるほど小さく, 2軸曲げの相互作用を無視した解析は, 相互作用を考慮した解析よりも大きな応答を与えることがわかる. これより, 大師JCTにおける単柱形式鋼製円形橋脚の非線形地震応答は, 軸力変動無視, 2軸曲げ相互作用無視の解析結果を用いて求めて良いことにする. このように, 大きな応答が得られる解析法を選択するのは次のような理由による.



(1) F 連結路 掛違い部のゴム支承の水平変形



(2) G 連結路 掛違い部のゴム支承の水平変形

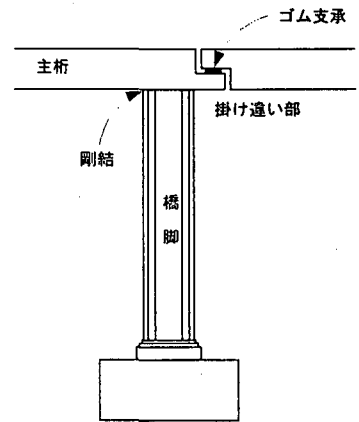


図-10 掛違い部のモデル化の違いが積層ゴム支承のせん断変形に与える影響 (0° 方向から入力)

- i) 軸力変動無視, 2 軸曲げ相互作用無視の非線形動的解析であれば, 数種類の解析コードが存在するため, 誰でも手軽に曲線立体ラーメン橋の非線形動的解析を実施することができる。
- ii) 鋼製橋脚の 2 軸曲げが作用したときに, どのような復元力特性が得られるかという実証的な研究はまだ少ないため, 極端に不経済とならない範囲で, 安全側の応答値を用いて, 耐震設計を行っておきたいからである。

(4) 掛違い部のモデル化の違いが非線形地震応答に与える影響

大師 JCT では, 当初, $D \cdot F_1 \cdot G$ 連結路系の掛違い部に隣接する径間の死荷重反力のみを付加質量としたモデルで動的解析を行った。その後, $A \cdot F_2$ 連結路を加えて $A \cdot D \cdot F_1 \cdot F_2 \cdot G$ 連結路系を対象とした動的解析を行っている。図-10 は, $D \cdot F_1 \cdot G$ 連結路系と $A \cdot D \cdot F_1 \cdot F_2 \cdot G$ 連結路系の解析対象範囲の違いが, F 連結路と G 連結路の掛違い部の積層ゴム支承の地震応答に与える影響を比較したものである。地震動の入力方向は, 全体座標系の X 方向 (0° 方向から入力) である。

隣接径間の質量効果のみを考慮した $D \cdot F_1 \cdot G$ 連結路系には, 積層ゴム支承に非常に大きなせん断変形が生じている。しかし, 隣接径間の剛性も考慮した $A \cdot D \cdot F_1 \cdot$

$F_2 \cdot G$ 連結路系では, 積層ゴム支承のせん断変形は 1/2 以下の応答に低下していることがわかる。また, 図には示していないが, 掛違い部付近の鋼製橋脚に生じる応答にも差が生じており, 積層ゴム支承と異なり, 解析対象範囲を広げたことによって応答が大きく得られている橋脚もある。このように, 複数の曲線橋が複雑に連結された大規模ジャンクションでは, できるだけ広範囲を対象に解析モデルを作成することが, 耐震設計を合理的かつ適切に行うことになる。

6. 大師 JCT における単柱形式鋼製円形橋脚の耐震設計

曲線立体ラーメン橋の非線形地震応答特性を踏まえて, 大師 JCT における単柱形式鋼製円形橋脚の耐震性能照査を以下のように実施することを提案した。

a) 曲げモーメントが最大となるのは, 解析モデルに与えた部材軸周りの方向とは限らないので, y 軸周りと z 軸周りの曲げモーメント $M_y(t)$, $M_z(t)$ を用いて軌跡を描き, 橋脚に生じる最大曲げモーメント M_θ と最大曲げモーメントが生じる方向 θ を求める (図-11 参照)。

b) 式(3)を用いて, 最大曲げモーメントが生じる方向 θ における曲げモーメントの時刻歴応答 $M_\theta(t)$ を求める。

$$M_\theta(t) = M_y(t) \cdot \cos \theta + M_z(t) \cdot \sin \theta \quad (3)$$

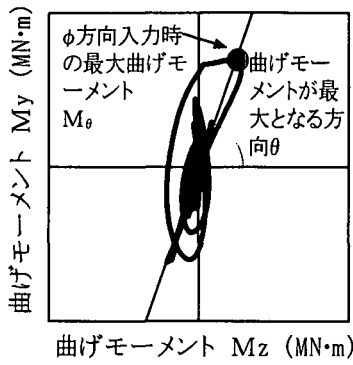


図-11 φ方向入力時の最大曲げモーメントとその方向

c) 軸力 $N(t)$ と曲げモーメント $M_{\theta}(t)$ の関係を示した図-12 に、軸力によって変化する降伏曲げモーメント M_{yN} と許容曲げモーメント M_{aN} を描き、軸力が変動する範囲において、降伏曲げモーメントと許容曲げモーメントが大きく変化しないことを確認する。軸力変動の影響が無視できない場合は、その影響を考慮して非線形動的解析を再度行う。

d) 式(4)を用いて、曲げモーメントの絶対値の時刻歴応答波形 $|M(t)|$ を求める。

$$|M(t)| = \sqrt{M_y^2(t) + M_z^2(t)} \quad (4)$$

さらに、各時刻に生じる軸力が断面に作用したときの降伏曲げモーメント $M_{yN}(t, N(t))$ と許容曲げモーメント $M_{aN}(t, N(t))$ を求めて、曲げモーメントの絶対値 $|M(t)|$ を示す図-13 に併記する。着目する断面が最も危険な状態となるのは、曲げモーメントの絶対値と各時刻の許容曲げモーメントの比 $|M(t)|/M_{aN}(t, N(t))$ が最大となる時刻 t_{max} である。

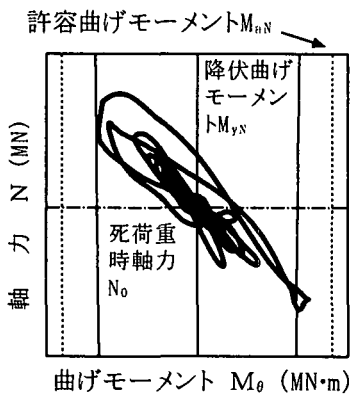


図-12 φ方向入力時のθ方向におけるN-M相関

以上は、任意方向φから地震動を入力した場合の、単柱式鋼製円形橋脚における耐震性能照査である。実際には、対象とした地震動の全入力方向に対してa)からd)に示した照査を行い、多方向から入力される地震動の影響を考慮した耐震性能照査を行う必要がある。

e) 各入力方向ごとに、断面が最も危険な状態となる時刻 t_{max} を求め、その時刻におけるy軸周りの曲げモーメント $M_y(t_{max})$ とz軸周りの曲げモーメント $M_z(t_{max})$ を図-14に示す。この図に、全入力方向の中で最も断面が危険となる時刻 t_{max} における軸力を作用させたときの、降伏曲げモーメント $M_{yN}(t_{max}, N(t_{max}))$ と許容曲げモーメント $M_{aN}(t_{max}, N(t_{max}))$ を併記しておき、全ての入力方向の地震応答の中で最も断面が危険となる時刻 t_{max} の曲げモーメントと比較することで、耐震性能を評価することができる。なお、全入力方向から地震動が作用した場合の曲げモーメントを同時に示したのは、着目する断面において曲げモーメントが生じやすい方向を把握するためである。

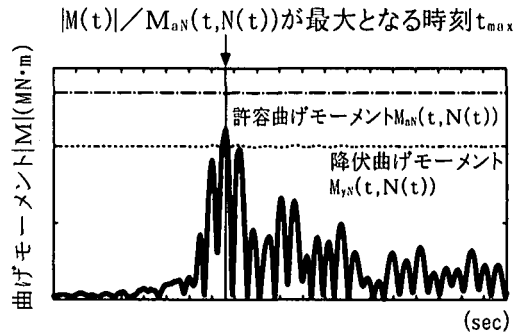


図-13 φ方向入力時の鋼製円形橋脚の耐震性能照査

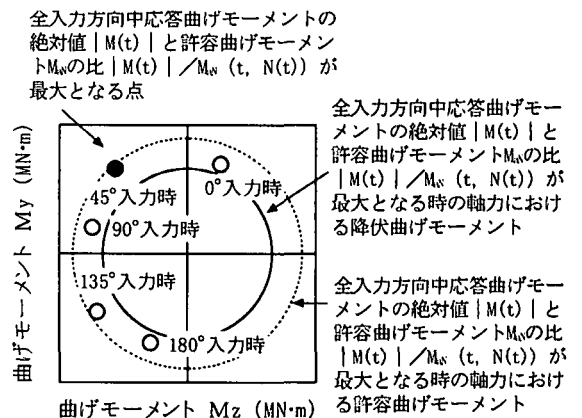


図-14 多方向からの地震動の作用を考慮した単柱式鋼製円形橋脚の耐震性能照査