

多径間連続ダブルデッキ鋼ラーメン高架橋の免震化に関する研究

Study on Seismic Isolation of Elevated Multi Span Continuous Steel Bridge with Double Deck

大塚 久哲^{*}、栗木 茂幸^{**}、鈴木 泰之^{***}、土田 貴之^{****}

Hisanori OTSUKA, Shigeyuki KURIKI, Yasuyuki SUZUKI, Takayuki TSUCHIDA

^{*}フェロー 工博 九州大学大学院工学研究科建設システム工学専攻 教授(〒812-8581 福岡県福岡市東区箱崎 6-10-1)^{**}九州大学大学院工学研究科建設システム工学専攻 修士課程 (同 上)^{***}工修 株式会社 建設技術研究所 技術第四部 (〒103-8430 東京都中央区日本橋本町 4-9-11)^{****}博(工) 株式会社 建設技術研究所 技術第四部 (同 上)

Ordinary type of elevated steel rigid frame bridges with double deck is difficult to join multi spans by connecting superstructure. In addition, it is hard to find out economical advantages because of the enlargement of principal member and foundation for strong earthquake.

The purpose of this paper is to propose a new type of base isolated continuous bridge with rigidly connected double-deck girders and to investigate structural advantages compared with ordinary type one during strong earthquake by dynamic response analyses.

It is found from the analyses that the proposed structures have sufficient seismic capacity and show reduction of bending moment, shear force and axial force at pier column.

Key Words: steel double deck rigid frame bridge, base isolation, elasto-plastic seismic response analysis, tensile reaction of seismic isolator

1. はじめに

ダブルデッキ形式橋梁は、広幅員の道路を上下線に分割して2階建てにした構造形式であり、用地幅に制約を受ける架橋地点では有用な構造形式である。従来の鋼ダブルデッキ形式橋梁は、上部構造と橋脚とを剛結合したうえで、アンカーフレームによりフーチングとも固定していることから立体ラーメン構造となり、桁橋等に比べて橋全体の剛性が高くなる傾向にある。その結果、温度変化による応力度が増大することにより連続化が困難となる。また、大規模地震動による断面力は特に橋脚柱部分で大幅に増大し、脆性的な破壊を防止するために断面を大きくする必要があり、橋脚に生じる力が直接伝達されるアンカー部及び基礎構造も、断面力の増大に伴い構造断面が大型化せざるを得ない。

このような背景から鋼ダブルデッキラーメン高架橋は、多径間を連続化した場合には経済的な優位性が見出せない傾向にある。以上の問題の解決策として、最近では地震による慣性力を低減・分散させ、エネルギーを吸収することによって、地震動によって発生する応答を低減させようという免震構造の採用事例が増えつつある。

2. 研究の目的

著者らは、これまでに連続径間数が少ない4径間連続の鋼ダブルデッキラーメン高架橋を対象に、基礎的な動的特性を確認するとともに、免震支承の設置位置やその特性あるいは経済的な側面から、免震化の有用性に関する研究を進めてきた。その結果、橋脚基部に配置した免震支承の最適特性や本構造形式の構造的・経済的優位性が明らかになりつつある¹⁾。また、阪神高速3号線弁天工区でも既に震災復旧として橋脚基部に免震支承を配置した構造形式が採用されている²⁾。

本構造の特徴の第一は、橋脚基部に設置された免震支承により、ほぼ全ての主要鋼部材が塑性化しない範囲で十分に経済的な断面が設計可能であることに加えて、アンカー部及び基礎構造に対しても有利な耐震設計が可能になることである。さらに、温度変化による反力も免震支承のせん断変形によって吸収されることから主部材に過度な温度応力が作用せず多径間の連続化が可能となる。このように橋脚断面や基礎寸法の縮小、あるいは連続化による支承や伸縮装置の減少によって橋全体としての経済性は向上すると考えられる。このような免震化の優位

性が認められる一方で、構造物の長周期化にともなう大規模地震時の水平変位は増大し、さらに橋脚基部に配置した免震支承には負反力が作用する問題もある。この負反力に対しては免震支承の等価剛性を小さくして発生する転倒モーメントを抑制すれば、実用上問題のない範囲に免震支承の負反力を低減できる可能性があることが確認できている³⁾⁴⁾⁵⁾⁶⁾。

本論文では、これまでの研究で対象としてきた鋼 4 径間連続ダブルデッキ高架橋を 11 径間の連続橋に拡張し、橋軸直角方向の大規模地震に対して、橋脚基部に免震支承を配置した構造形式の構造的・経済的な優位性を検証することを目的とした。

本論文では橋脚基部に免震支承を配置した解析モデルと橋脚基部を固定とした解析モデルとを比較し、本構造の基本的な動的特性を把握するとともに、非線形時刻歴応答解析を実施し大規模地震時の挙動について、橋脚基部に配置した免震支承の負反力の発生状況も含めて検証した。

3. 対象橋の概要

対象橋は、橋長 771m の鋼 11 径間連続ダブルデッキラーメン高架橋である。径間長は、概ね 70m であり交差条件等により若干のばらつきをもつ非対称構造となっている。上部構造は、図-1 に示すように上下線とも幅員 11.15m の鋼箱桁である。それぞれの上部構造は、高さ 21.6~26.4m の下部構造の横梁に剛結合されている。従来の構造形式では、鋼製橋脚はアンカーフレームによって鉄筋コンクリートフーチングに剛結合されることが一般的であるが、本論文では、耐震性と連続化による走行性の向上を目的として橋脚基部に免震支承を設置し、橋脚を含めた上部構造と基礎構造を中心とする下部構造を分離する新しい構造形式を提案する。

架橋地点の地盤条件は道路橋示方書 V⁷⁾ による耐震設計上の地盤種別のⅢ種地盤を想定した。また、基礎構造は杭長 60m 程度の鋼管杭基礎とした。

4. 解析手法

4.1 解析モデル

解析モデルは、図-2 に示すように節点数 778、部材数 764 の 3 次元骨組モデルである。橋脚基部の結合条件を剛結としたモデルと、橋脚基部に免震支承を配置したモデルを作成し、それぞれ基部固定モデル、基部免震モデルとした。

免震支承は LRB (鉛プラグ入積層ゴム支承) とし、水平方向にはバイリニア型の履歴特性をもつ非線形要素でモデル化した。また、免震支承の負反力の問題が予想されたため鉛直方向の非線形特性に関しても非線形弾性モデルとしてモデル化した。免震支承の水平方向および鉛直方向の特性を図-3 に示す。なお、本論文で採用した免震支承の特性は、文献 3) を参考に予め 4 径間連続橋の解析結果から得られた最適特性を考慮して、上部構造の転倒モーメントを抑制するために等価剛性を低くしたものを採用している。鉛直方向の復元力特性については圧縮剛性と引張剛性の比を 5 : 1 とした。本来、積層ゴムの鉛直方向の力学特性として、引張剛性は引張荷重が増加

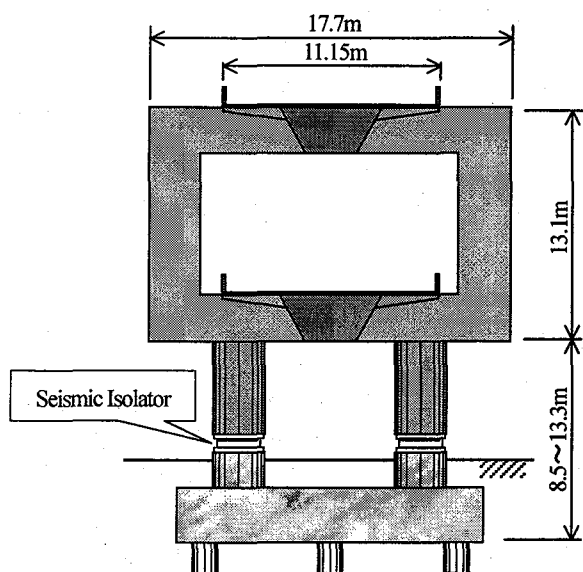


図-1 橋脚の構造概要

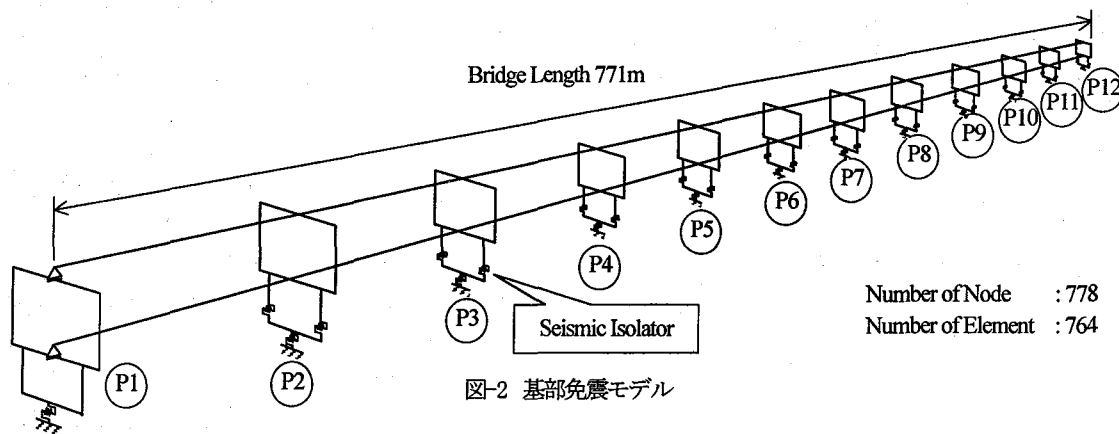


図-2 基部免震モデル

するとともに徐々に低下し、引張降伏荷重を超えると急速に引張変位が増大するが⁸⁾、著者らのこれまでの解析により、一般に積層ゴムの引張降伏応力とされている1962kPa (20.0kgf/cm²)には達しないであろうと判断し、あえて引張剛性を高めに設定し、安全側の値を採用した。

採用した免震支承の形状は直径165cm (設計寸法)、ゴム総厚40.8cmの円形のLRBである。ゴムのせん断弾性係数は980kPa、鉛プラグの断面積は1256.6cm²である。これらの免震支承を各橋脚の地表面付近に1基ずつ配置した。

鋼製橋脚の曲げモーメント-曲率関係 (M-φ関係) は剛性低下を考慮しない軸力変動型バイリニアモデルとした。本論文ではM-N相関は橋脚の降伏判定にのみ使用し、軸力のみにより降伏する降伏軸力と、軸力ゼロの時に曲げモーメントのみにより降伏する降伏曲げモーメントを直線で結んだ線とした。これは、安全側の結果が得られるように配慮したためである。自重作用下のモーメント-曲率関係を図4に、M-N関係を図5に示す。

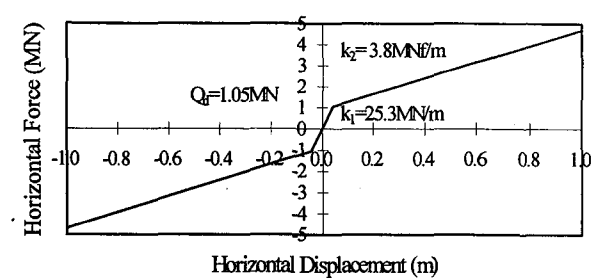
桁端部の境界条件は、鉛直方向と橋軸直角方向の変位および橋軸回りの回転のみを拘束しており、橋軸方向の変位とその他の回転については自由とした。鋼部材の断面定数は、両解析モデルとも橋脚基部に免震支承を配置した11径間連続橋として静的設計を行った結果に基づいて算定した値を採用した。

基礎部分の境界条件には、鉛直方向軸周りの回転のみを固定として、橋軸方向、橋軸直角方向及び鉛直方向の並進及び回転を考慮し、これを線形バネ要素でモデル化を行った。各バネ要素のバネ定数は表-1に示すとおりである。各構造要素の減衰定数は鋼上部構造および橋脚は2%、基礎構造は20%とした。

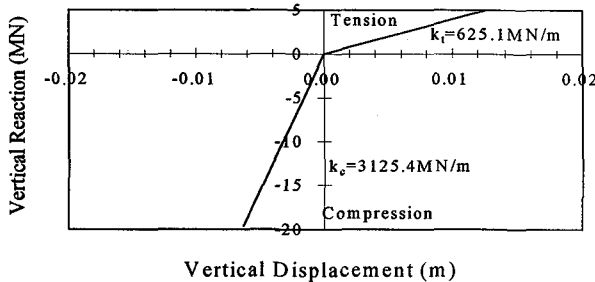
4.2 固有値解析

対象橋梁の基本的な振動性状を把握するために固有値解析を実施した。橋軸直角方向に関する主要な結果を表-1に整理する。なお、基部免震モデルの固有値解析では、免震支承のバネ定数は水平方向については等価剛性および鉛直方向は圧縮剛性を用いた。

基部免震モデルでは、1次振動モードが橋軸方向の卓越振動である。橋軸直角方向に対しては、2次と3次の振動モードが主要な振動モードである。これらの固有周期はT2=2.35秒、T3=2.28秒と接近している。2次の振動モードは、桁端部の水平変位が拘束されたうえて橋梁の起点側約半分が橋軸直角方向に大きく変位する振動モードであり、3次振動モードは同様に終点側が変位する振動モードである。両振動モードとも免震支承のせん断変形のみ



(1) 水平方向



(2) 鉛直方向

図-3 免震支承の特性

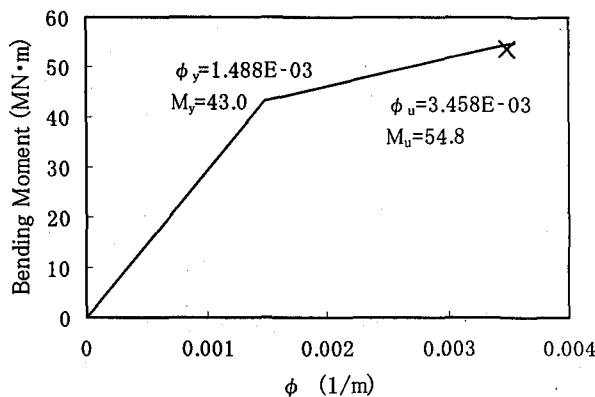


図-4 曲げモーメント-曲率の関係 (橋脚柱)

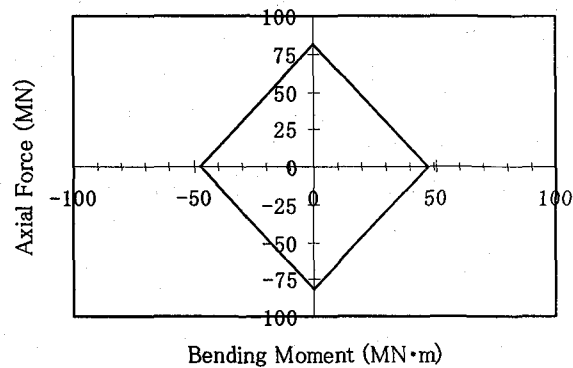


図-5 M-N 相関関係 (橋脚柱)

表-1 各種地盤バネ係数

並進 (GN/m)			回転 (GN・m/rad)		
橋軸方向	橋軸直角方向	鉛直方向	橋軸方向軸回り	橋軸直角方向軸回り	鉛直方向軸回り
6.67	6.67	4.31	43.12	147.00	Fixed

表-2 橋軸直角方向の主要振動モード

解析モデル	モード次数	固有周期 (sec)	モード減衰定数 (%)	有効質量	有効質量比 (%)
基部免震モデル	2	2.35	2.03	622	41
	3	2.28	2.03	703	47
基部固定モデル	7	0.55	10.20	456	20
	9	0.50	10.83	517	28

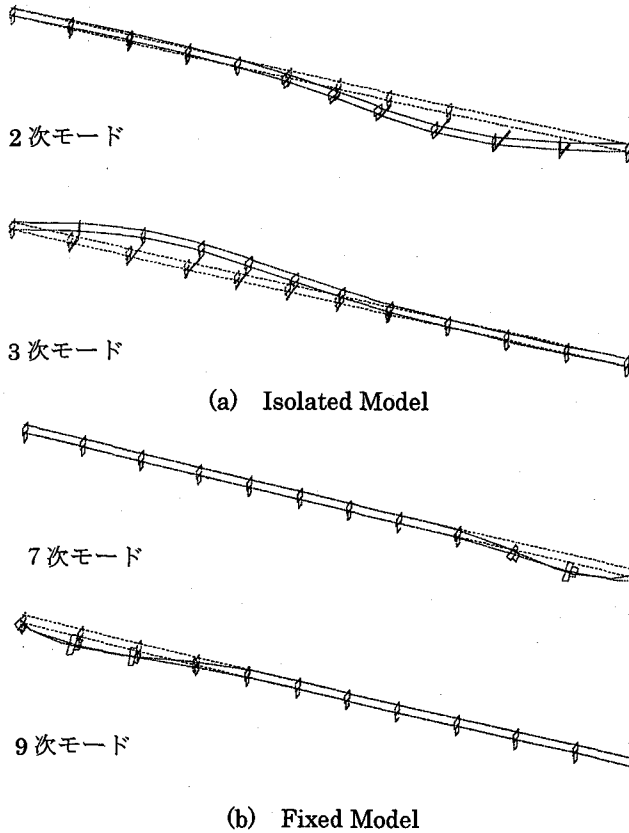


図-6 主要振動モード図

が卓越するものであり、それぞれの有効質量比は 41%、47%である。基部免震モデルでは、この2つの振動モードの寄与率が極めて大きいものであることがわかる。なお、本橋は非対称の径間割りであるため、単純桁の1次振動モードに類似するような橋梁中心付近が橋軸直角方向に大きく変位する振動モードは顕在しなかった。これは、起点側免震橋脚（P2 橋脚）及び終点側免震橋脚（P11 橋脚）の負担する自重が他の橋脚に比較して大きいこと、および、橋脚柱がやや高いため重心が高くなったことが主な理由であると考えられる。

基部固定モデルでは、基部免震モデルと同様に橋全体として単純桁の1次振動モードのように変形する振動モードは顕在せず、橋梁の起点側約半分が橋軸直角方向に変位する7次振動モード、同様に終点側が変位する9次振動モードが支配的であったが、それぞれの有効質量比は、僅かに20%、28%であった。固有周期は、 $T_7=0.55$ 秒、 $T_9=0.50$ 秒である。基部免震モデルと比較すると基部固定

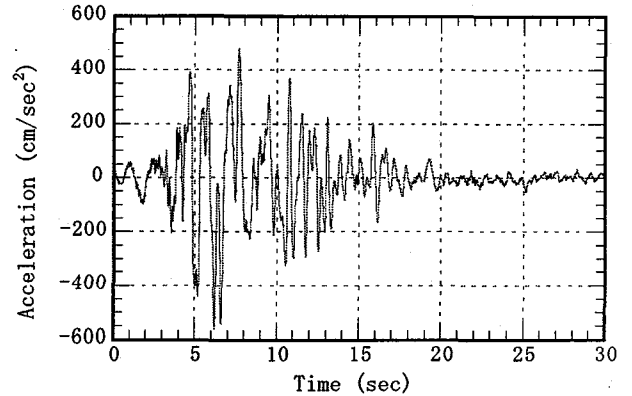


図-7 入力地震動 (Type II-III-2)

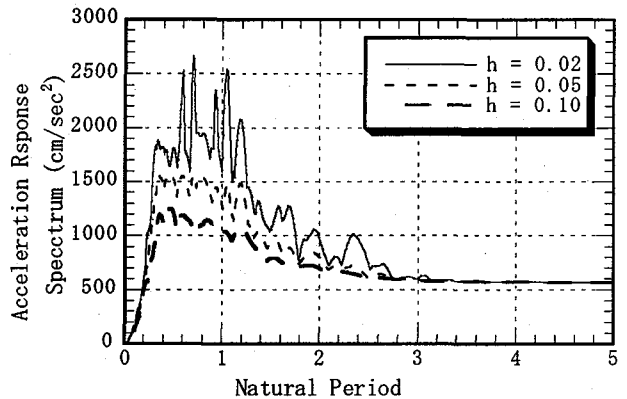


図-8 加速度応答スペクトル

モデルは高次振動モードの影響が大きいといえる。

4.3 地震応答解析

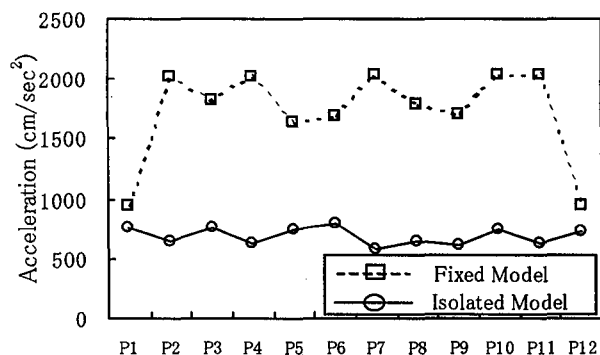
大規模地震に対する耐震性の検討にあたって、両モデルに対して橋軸直角方向の地震応答解析を行った。

数値解析法は Newmark β 法を用い $\beta=1/4$ とした。また積分間隔は $1/500$ 秒とした。

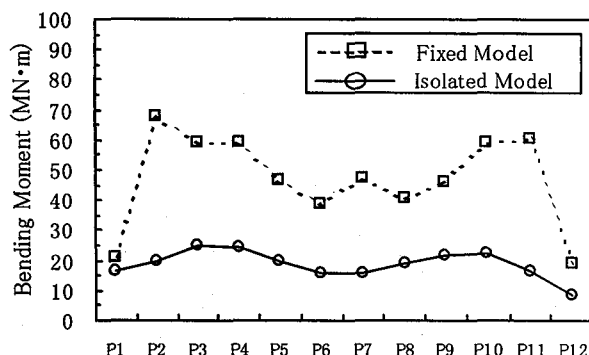
減衰マトリックスは、固有値解析より算出した歪みエネルギー比例型減衰からレーリー減衰を定義することとした。

入力地震動は、道路橋示方書⁹⁾に規定される標準加速度応答スペクトルに近い特性を有するように振幅調整されたⅢ種地盤用の標準地震動（タイプⅡ）のうち、Type II-III-2（最大加速度：557.4 cm/sec²）を使用した。

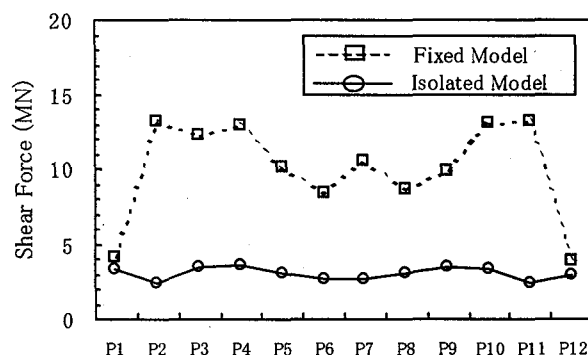
入力地震動波形を図-7 に、入力地震動の加速度応答スペクトルを図-8 に示す。



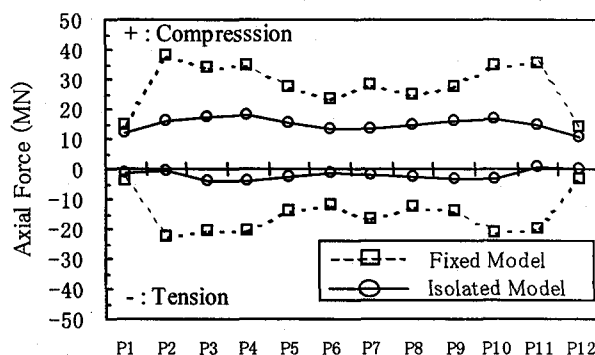
(a) 上層上部構造重心の最大応答加速度の比較



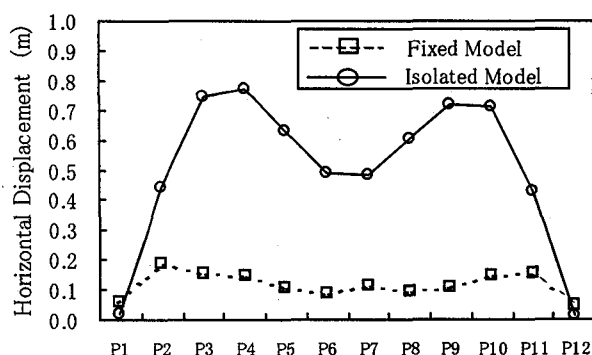
(b) 橋脚柱の最大応答曲げモーメントの比較



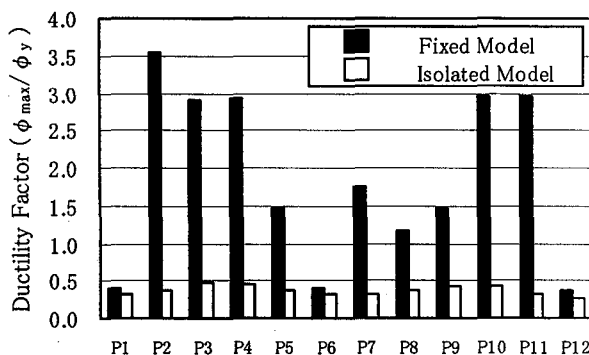
(c) 橋脚基部の最大応答せん断力の比較



(d) 橋脚柱及び免震支承に生じる応答軸力の比較



(e) 上層上部構造重心の最大応答変位の比較



(f) 橋脚基部の最大応答塑性

図-9 基部免震モデルと基部固定モデルの各種応答値の比較

5. 地震応答解析結果

基部固定・基部免震の両モデルに対して、橋軸直角方向に入力した結果得られた橋軸直角方向の応答値を図-9に示す。

基部免震モデルは、基部固定モデルと比較して主要部材の最大応答断面力は大幅に低減される一方、免震支承の設置により、応答変位は大幅に増大し、免震支承には引張軸力が生じることが確認された。また、各種応答値の分布状況は、2次モードと3次モードの複合した形態となっていることが分かる。

図-9(a)に上層上部構造重心での最大応答加速度分布を示す。免震化することによって卓越する固有周期が基部

固定モデルの 0.50～0.55 秒から基部免震モデルの 2.28～2.35 秒に大幅に長周期化している影響により橋梁の全体にわたって最大応答加速度の低下がみられる。また、基部免震モデルは最大応答加速度が全体的に平均化している。

図-9(b)は橋脚柱に生じる最大応答曲げモーメントの比較である。両モデルは最大曲げモーメントの分布状況が異なっており、基部固定モデルにおいては橋脚柱基部に最大の曲げモーメントが生じるが、基部免震モデルにおいては橋脚柱の最上部に最大の曲げモーメントが生じるため、ここでは橋脚柱全体での最大応答曲げモーメントを比較した。基部固定モデルで橋脚基部に 67.3MN・m、基部免震モデルでは橋脚上部に 25.1MN・m の曲げモーメン

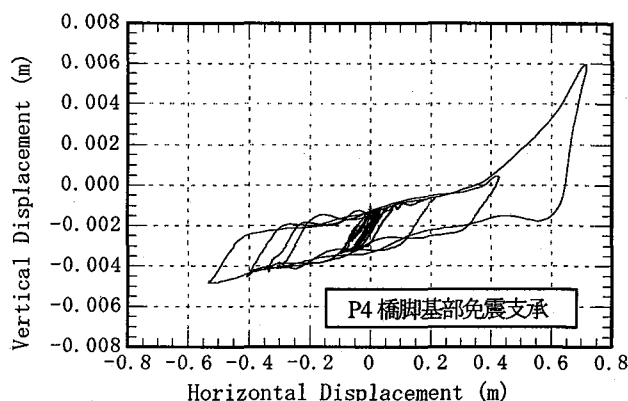


図-10 免震支承の水平変位-鉛直変位関係

トが生じており、全橋脚において大幅に曲げモーメントが低減されている。本論文で対象とした構造形式は重心が高い構造であるため、橋脚基部で免震化することによって慣性力を低減する効果が顕著に現れたものと考えられる。

図-9(c)は、橋脚基部の最大応答せん断力を比較したものである。これも全体的に大幅に低減されている。特にP2 橋脚基部において基部固定モデルでは最大 13.1MN の応答せん断力が生じているが基部免震モデルでは 2.4MN となり約 18%に低減されている。

図-9(d)は橋脚基部固定モデルの橋脚柱基部の最大応答軸力と免震支承の鉛直反力を比較したものである。基部固定モデルではP2 橋脚基部に最大 35,084kN の圧縮軸力、最大 22.4MN の引張軸力が作用していることを示している。この引張軸力は死荷重反力 7.5MN に対して 4 倍以上の変動量に相当している。これに対して、基部免震モデルでは、最も引張軸力が大きいP3 橋脚でも橋脚基部に配置される免震支承の負反力は 3.9MN である。この引張軸力は、免震支承の有効断面積 20,126cm² に対して応力度に換算すると 1962kPa である。一般に積層ゴムの鉛直方向復元力特性において引張剛性の低下による非線形性が顕著になるのは引張応力度が 1962kPa (20.0kgf/cm²) 以上であるとされているため、かろうじて弾性域内にとどまっている。

最大水平変位を示した免震支承 (P4 橋脚) の水平変位-鉛直変位関係を図-10、鉛直変位の時刻歴応答を図-11 に示す。橋軸直角方向外側に比較的高圧縮応力状態が生じ、内側はその反対の状況を示しており、最大圧縮変位、最大引張変位ともに水平変位が極大化しているときに生じていることが分かる。免震支承に 0.0056m 程度の浮き上がりが生じ、引張応力は 1962kPa (20.0kgf/cm²) に達しているが、引張応力経験が 2943kPa (35.0kgf/cm²) 程度であれば、水平剛性、鉛直剛性ともに大きな変化は認められず、破断応力は降伏応力の 2 倍以上であり、破断鉛直ひずみは 350%以上であるとの実験報告⁹⁾がある。引張応力の継続時間も約 0.20sec と微小な期間であるため橋梁構造全体に与える影響は小さいと考えられる。また、同じく最大変

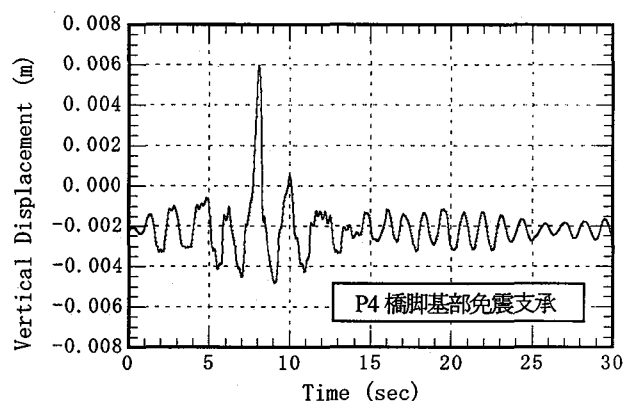


図-11 免震支承の鉛直変位の時刻歴応答

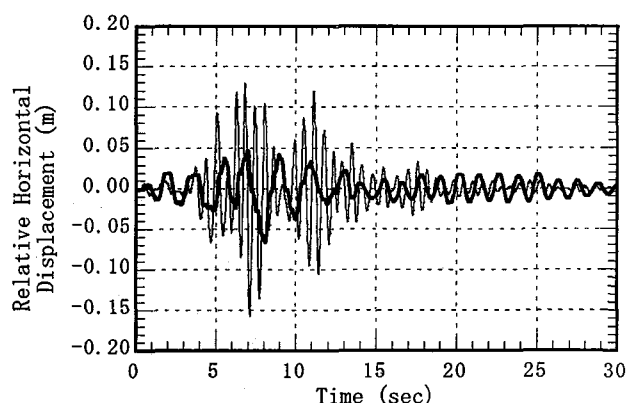


図-12 橋脚基部と上層上部工重心の相対変位の比較

位発生時には最大圧縮応力が 20156kPa (205.5kgf/cm²) に達しているが、これも発生時間が短時間かつ応力度が前述のレベルに達する回数は少ない。また、圧縮応力が 19600 ~ 29400kPa (200 ~ 300 kgf/cm²) という高面圧下でもせん断変形 400%以上の変形能力を有することが確認されている⁹⁾。よって、本構造形式で採用した免震支承は実用上問題が無いといえる。

免震支承を配置することによって主要部材の応答断力が低減する一方で、応答変位は大幅に増大することが確認された。図-9(e)に示す上層上部構造重心での最大応答変位は、基部固定モデルでは最大 20cm であり、P2 橋脚付近で発生している。一方、基部免震モデルではP4 橋脚付近で 81cm である。同橋脚の免震支承のせん断変形は 74cm であり、上部構造重心と免震支承のせん断変形との差は 7cm である。

図-11 に示す橋脚基部と上層上部工重心との水平相対変位の比較から、基部免震モデルのほうが基部固定モデルよりも明らかに相対変位が低下しており、橋脚における内部変形量が低減されていることが分かる。

本論文で採用した免震支承の特性では、上部構造の回転による変位が抑制され、橋軸直角方向の水平変位はほぼ免震支承のせん断変形によって発生していることがわかる。このことは基部免震モデルにおける免震支承の鉛直反力の変動が小さいことと一致しており、免震支承の

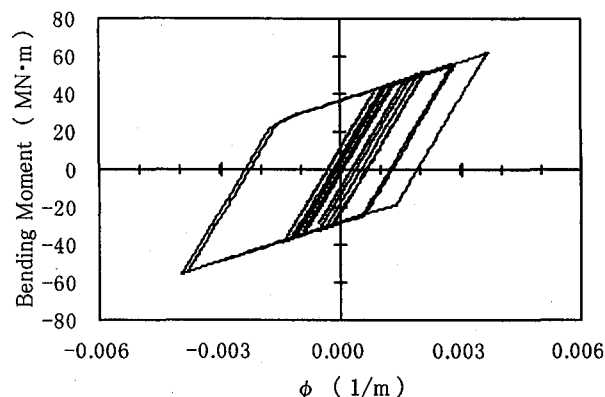


図-13 M- ϕ 履歴曲線 (基部固定モデル、P2橋脚)

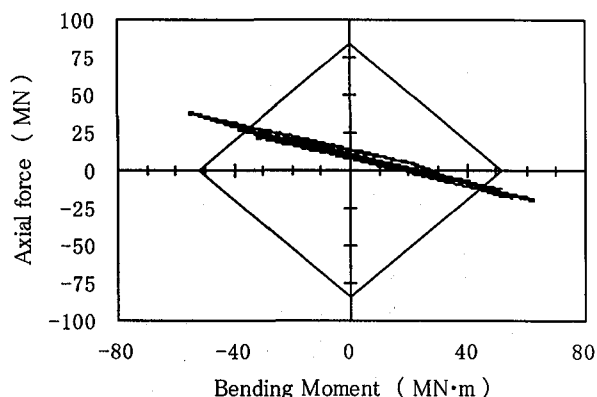


図-14 M-N 相関関係 (基部固定モデル、P2橋脚)

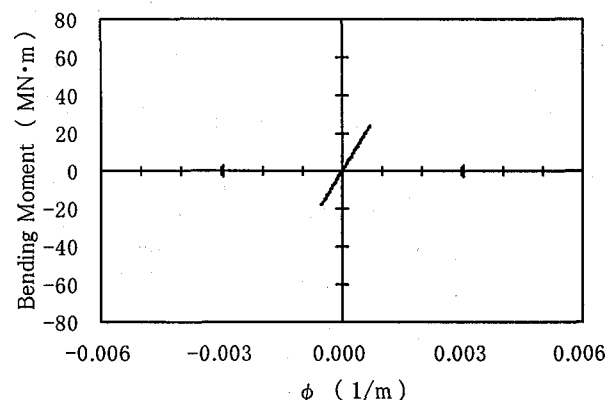


図-15 M- ϕ 履歴曲線 (基部免震モデル、P3橋脚)

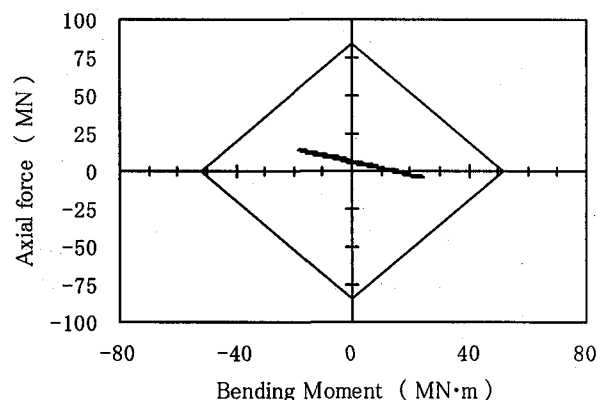


図-16 M-N 相関関係 (基部免震モデル、P3橋脚)

特性の選択が妥当であることを示している。

図-9(f)に橋脚基部に生じた最大応答塑性率 ($\phi_{\max}/\phi_y$) を示す。常時、各橋脚柱には7.4MNの自重が作用しているが、基部固定モデルにおいて橋脚柱が降伏する際には24.5MNの圧縮軸力が発生し、これにより降伏モーメントが低下している。このため、基部固定モデルにおいて橋脚柱に生じた最大応答塑性率は3.51であるが、基部免震モデルにおいては塑性域に入った橋脚は存在しない。図-13～16に各モデルの橋脚基部のM- ϕ 履歴曲線及びM-N相関図を示す。

- 基部固定モデルのように重心位置が高く、かつ下部構造の剛性が比較的高い構造は、大規模地震時には橋脚基部に大きな曲げモーメントやせん断力が生じるとともに大幅な軸力変動が発生する。

一方、基部免震モデルは橋脚基部に免震支承を設置することによって、水平方向の剛性を低下させているため、大規模地震時には水平方向の変位が支配的な挙動となり、橋脚柱に大きな曲げモーメントや変動軸力は生じにくい。このことが、橋脚柱の耐震性能を高めている結果となっている。

また、橋脚柱に生じる応答断面力が低減されたことにより、アンカー部及び基礎構造に関しては、より有利な耐震設計が可能になることが考えられる。

6. 結 論

本論文では、上部構造の重心位置が高く橋軸直角方向の地震動に対して転倒モーメントが作用しやすい鋼多径間連続ダブルデッキ高架橋に対して橋脚基部に免震支承を配置した構造形式を提案し、3次元骨組モデルを用いた地震応答解析を行った。ここで得られた主な結論を以下に示す。

- 1) 本構造形式は、保有水平耐力法の照査に用いられるタイプⅡ地震動に対して、従来免震化の効果は少ないとされる第Ⅲ種地盤上においても、橋脚柱に生じる応答断面力(曲げモーメント、せん断力及び軸力)の低減効果を有することが分かった。
- 2) 基部免震モデル及び基部固定モデルの各種応答値の分布状況は、橋軸直角方向に卓越する複数のモードが複合する形状を示した。これは各橋脚が負担する自重及び橋脚柱の高さの不均一性が影響しているものと考えられる。
- 3) 橋脚柱に生じる応答断面力が低減される結果、鋼製部材断面及びアンカー部のより経済的な設計、基礎作用力の低減による基礎構造の小規模化を図ることが可能となった。また、多径間の連続化が可能になったことにより走行性や維持管理性及び経済性の向

上が期待できる。

- 4) 橋脚柱の $M-\phi$ 関係を軸力変動型バイリニアモデルとしてモデル化し解析を行った結果、基部固定モデルでは最大で 3.51 の最大応答塑性率 ($\phi_{\max} / \phi_y$) が生じたが、基部免震モデルでは塑性化は生じなかった。これは、免震支承位置でのせん断変形が支配的な挙動となるため、本構造形式が有している橋脚柱に生ずる軸力変動を低減する機能が、橋脚の耐震性能の向上にも効果のあることが分かった。
- 5) 本構造形式においては、免震支承に生ずる最大引張応力及び最大圧縮応力は最大水平変位発生時に生じ、最大引張応力は 1960kPa (20.0kgf/cm²)、最大圧縮応力は 20156kPa (205.5kgf/cm²) が発生するものの、継続時間が短時間であること、繰り返し回数が少ないことなどから実用上問題の無い範囲で設計が可能である。

謝辞：本研究は、(社)鋼材倶楽部から平成 11 年度土木鋼構造研究助成を受けて実施した。記して謝意を表する。

参考文献

- 1) J. Park, H. Otsuka, A. Komiya and Y. Suzuki: Dynamic Characteristics of Isolated Bridges Considering Different Location of Seismic Isolation, Journal of Structure Engineering, JSCE, Vol.44A, pp.743~751, 1998.3

- 2) 林 秀侃, 川北 司郎: 阪神高速 3 号線弁天工区の復旧事例, 橋梁と基礎, Vol.30, No.8, pp.48~56, 1996.8
- 3) 大塚 久哲, 栗木 茂幸, 朴 禎根, 鈴木 泰之, 土田 貴之: 鋼製ダブルデッキラーメン高架橋の免震化に関する考察, 構造工学論文集, Vol.45A, pp.869~878, 1999.3
- 4) H. Otsuka, S. Kuriki, J. G. Park, Y. Suzuki and T. Tsuchida: Study on the Seismic Isolation of High-elevated Rigid Frame Bridge with Double Deck, Earthquake Resistant Engineering Structure, Vol.4, pp.207~216, 1999.7
- 5) 栗木 茂幸, 大塚 久哲, 鈴木 泰之, 土田 貴之: 免震化した 11 径間連続鋼ダブルデッキラーメン橋の地震応答解析, 土木学会第 54 回年次学術講演会, pp.16~17, 1999.9
- 6) 栗木 茂幸, 大塚 久哲, 鈴木 泰之, 土田 貴之: 多径間連続ダブルデッキラーメン橋の免震化に関する検討, 第 25 回地震工学研究発表会, pp.773~776, 1999.7
- 7) 道路橋示方書, V 耐震設計編, 日本道路協会, 1996.12
- 8) 川岡 千里, 富島 誠司, 井上 哲士郎, 久野 雅祥, 平山 浩史, 西川 一郎, 村松 佳孝: 天然ゴム系積層ゴムアイソレータの引張特性について (その 2 実大積層ゴムの引張試験結果), 日本建築学会大会学術講演梗概集(九州), pp.555~556, 1998.9
- 9) 瓜生 満, 中山 一彦, 高山 峰夫: 高面圧下における積層ゴムアイソレータの実大実験 (その 5 800φ 積層ゴムの限界性能とその評価), 日本建築学会大会学術講演梗概集(近畿), pp.705~706, 1996.9

(1999 年 9 月 17 日受付)