

河川横断既設橋梁の耐震補強を目的とした 高減衰化工法に関する検討

中村 静夫¹・斎藤 竜一¹・鈴木 猛康²・勝川 藤太³

¹正会員 東京都第五建設事務所 (〒124-0023 東京都葛飾区東新小岩 1 丁目14番11号)

²フェロー会員 工博 中央復建コンサルタンツ (〒103-0011 東京都中央区日本橋大伝馬町2-11)

³正会員 工修 中央復建コンサルタンツ (〒103-0011 東京都中央区日本橋大伝馬町2-11)

本稿では、河川横断既設橋梁の耐震補強を目的として、支承の免震支承への取り替え、ゲルバー一部連結、伸縮装置の取り替えによる高減衰化の設計を行った結果についてまとめている。当該橋梁架設地点はⅢ種地盤に分類される。橋梁架設地点の周辺地盤条件を調査した上で、当該地点の地盤をモデル化し、地盤の非線形地震応答解析を実施した。また、本解析によって得られたフーチング底面位置での地震動を入力とする加速度応答スペクトルを算定し、道路橋示方書のⅢ種地盤の加速度応答スペクトルと比較した。その結果、当該地点は、地震時に地盤が不安定となるような地盤条件にはなく、また、算定した加速度応答スペクトルは道路橋示方書のそれを上回らないことから、免震支承を適用した高減衰化工法を検討した。上部構造の地震時荷重を橋台と橋脚に適切に分散させるよう免震支承のせん断剛性を調整し、非線形動的解析に基づいた検討を行った結果、橋脚の巻き立てを行うことなく、レベル2地震動に対する当該橋梁の耐震性能を確保できることが確認できた。

Key Words : *Seismic retrofit design, old bridge, seismic isolation device, soft ground, earthquake response analyses*

1. はじめに

河川横断橋梁や沿岸部の橋梁の耐震補強では、橋脚の巻き立てによる補強工事に先立って、大がかりな仮締切工事が必要となり、技術的にも経済的にも困難を極めることが多い。そのため、鋼製函体で橋脚を取り囲み内部をドライアップする方法¹⁾や、プレキャストRC部材を橋脚外周に建て込んで、橋脚と一体化させる²⁾等、鋼管矢板による仮締切の代替工法が開発されている。また、上部構造の地震荷重の低減を行うことによって、橋脚補強を省略あるいは簡略化する方法も考えられている³⁾⁻⁷⁾。

このように仮締切工事に起因して耐震補強工事の実施が困難な河川横断橋梁は多いが、河川横断橋梁の架橋地点の多くはⅢ種地盤上に分類されるため、免震設計の採用に当ってはその適用性を十分検討する必要があるが、検討方法が具体的に確立されていないため、一般的には免震設計は敬遠される。

Ⅲ種地盤上の橋梁であっても、地盤の不安定化ならびに地盤との共振が発生する可能性が低いことを検証し、さらに過度な長周期化を避けて免震支承の高減衰性能に期待する設計とすれば、より

経済的な河川横断橋梁の耐震補強が可能と思われる。したがって、本稿では、免震支承を適用したⅢ種地盤上の河川横断橋梁の耐震補強を主要なテーマとして取り上げ、河川横断既設橋梁を対象として実施した地盤調査、地盤の非線形地震応答解析と加速度応答スペクトルに基づいた免震設計の適用性検討を中心に報告するものである。本稿では、この検討手法のプロセスを詳しく述べ、最後に高減衰化による設計例を紹介することとする。

2. 対象橋梁ならびに検討の概要

耐震補強設計の対象とした橋梁の一般図を図-1に示す。対象橋梁は東京都の低地の河川に架かる河川横断橋梁である。昭和28年に施工された5径間ゲルバー式I桁橋(橋長134m)であり、P2~P3橋脚間は航路となっている。橋脚は中抜きRC壁式橋脚であり、橋脚の耐震性能照査の結果、橋脚の保有耐力が大幅に不足することが確認され、補強工法の比較・検討を行った上で、RC巻き立てによる概略補強設計を実施した。橋脚外周の締切りによる仮設工事の検討を行ったが、河積阻害率、航路制限、桁下空間の確保困難、フーチング上の河床堆積物の浚渫や二重締切りに伴う施工コ

ストに加え、周辺環境への影響等、橋脚補強工事に関わる問題点が山積することが明らかとなった。

2) 下部構造のたわみ性が大きく、もともと固有周期の長い橋

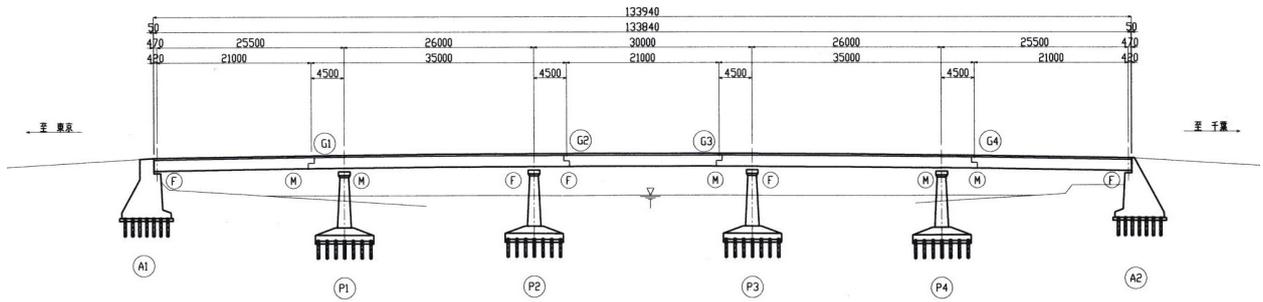


図-1 対象橋梁の一般図

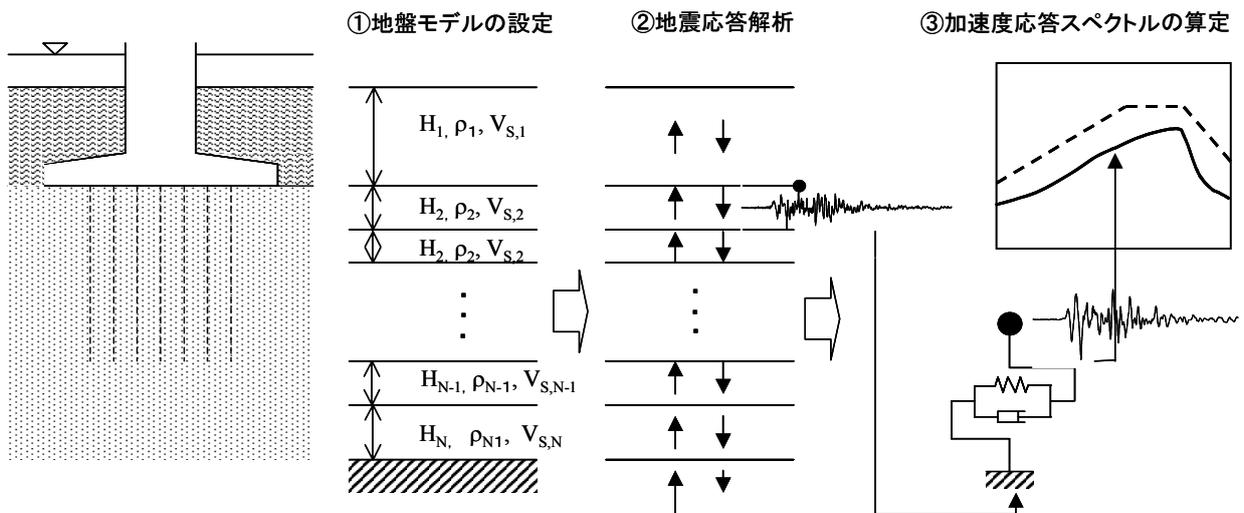


図-2 免震設計の適用性検討フロー

そこで、橋脚補強を行うことなく橋梁の耐震性能を確保する方法として、支承の免震支承への取替えによる耐震補強について、動的解析に基づいた設計（免震設計）の適用可能性を検討することとなった。

しかしながら、当該橋梁の架設地点はⅢ種地盤に分類されるため、(1)地震時に変形係数が0となったり液状化するような不安定な地盤ではないこと、(2)構造物と地盤との共振を起こさないこと、の2点について検証することが、上記免震設計適用の必須条件となった。しかし道路橋示方書では上記2点の検証の具体的な手法は示されないため、ここでは具体的な検証方法を提案し、この方法に従って検証を実施することとした。

3. 免震設計の適用性検討

3.1 検討の概要

道路橋示方書・Ⅴ耐震設計編^{8),9)}では、免震橋を採用してはならない条件として、以下に示す4つのケースを挙げている。

1) 基礎周辺の土層が耐震設計上土質定数を零にする土層に相当する場合

3) 基礎周辺の地盤が軟らかく、橋を長周期化することにより、地盤と橋の共振を引き起こす可能性がある場合

4) 支承に負反力が生じる場合

上記のうちで当該橋梁に免震支承を適用する際に検討を要するのは、1)ならびに 3)の条件であり、以下の内容の検討を具体的に行うこととした。

1) 当該橋梁周辺の地盤データをできる限り収集して表層地盤構造を把握し、これに基づいて検討に用いる表層地盤構造モデルを設定する。

2) 道路橋示方書、鉄道設計標準のレベル2地震動を入力地震動として、等価線形化手法を用いたSHAKEによる一次元地震応答解析ならびにR-Oモデルを用いて逐次非線形履歴を考慮した一次元非線形地震応答解析を実施し、フーチング底面位置での地盤の地震時応答を求める。

3) これら地盤の地震時応答を入力として加速度応答スペクトルを求め、免震化工法を適用した場合の橋梁の固有周期帯において、得られた加速度応答スペクトルと道路橋示方書のⅢ種地盤の加速度応答スペクトルとの比較を行い、地盤と橋梁が共振する可能性について検討する。

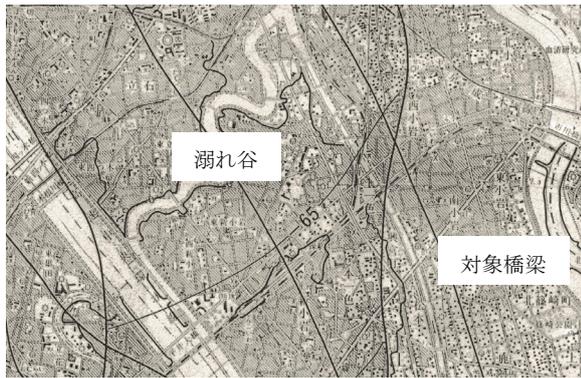


図-3 東京低地の溺れ谷の配置と対象橋梁

図-2は、以上の検討フローを模式的に示したものである。

3.2 地盤調査

東京低地には軟弱地盤が厚く堆積した溺れ谷が分布しており、当該橋梁の架橋地点の近くでも溺れ谷が存在することがわかった。図-3は東京低地

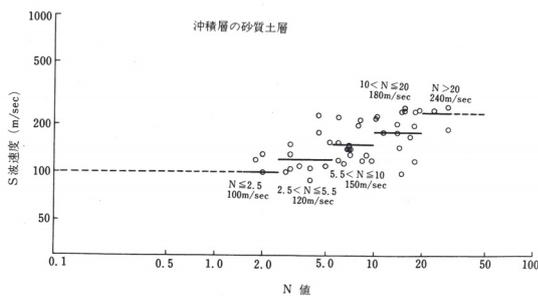


図-4 せん断波速度とN値の関係¹¹⁾

の溺れ谷の分布と当該橋梁の位置の関係を示したものである。当該橋梁周辺では約20箇所のボーリング調査が行われている。これらのボーリング調査で得られた土質柱状図より、当該橋梁架橋地点周辺は、基盤位置が深く軟質な粘性土が厚く堆積する溺れ谷地盤と、地表面下10m未満はN値20~40の比較的締まった砂層で地表面下20~30mでN値50を超える砂層の工学的基盤が存在する良質な砂地盤の2種類に、明瞭に地盤種別を区分できるとわかった。土質柱状図をさらに分析すると、当該橋梁の左岸上流部の一部に溺れ谷に相当する地盤と推定される箇所が認められるが、橋の下流の両岸で行われたボーリング地点、ならびに右岸上流で行われたボーリング地点の3点は、良質な地盤に分類され、したがって、これらで囲まれた範囲に存在する当該橋梁の橋台、橋脚の位置では比較的良質な砂地盤で構成されていると推測された。土質柱状図より推定された溺れ谷地盤と良質な砂地盤との境界線は、多少入り組んだ箇所があるものの、図-3の溺れ谷推定線と整合していた。当該橋梁の橋脚基礎は、不同沈下防止と思われる杭長

12mの木杭で支持されているが、杭の先端は上述のN値20~40の比較的締まった砂層まで達していると考えられる。したがって、当該橋梁の基礎地盤は、道路橋示方書で基礎周辺の土層が耐震設計土質定数を零にする土層には相当しないものと結論づけられる。

当該橋梁を取り囲む前述の3つのボーリング結果に基づいて、当該橋梁の4基の橋脚位置を構成する

表-1 表層地盤の物性値の設定

層No.	土質分類	層厚(m)	N値	Vs(m/sec)	γ_t (kN/m ³)
1	河床堆積物	5.0	5~10	150	17.64
2	砂質土	3.0	5	130	17.64
3	砂質土	12.0	20~40	240	16.17
4	砂質土	10.0	5~10	150	14.70
	基盤	—	—	300	18.62

表-2 入力地震動

プレート境界型	
No. 1	道路橋示方書, タイプI, I種地盤, No. 1
No. 2	道路橋示方書, タイプI, I種地盤, No. 2
No. 3	道路橋示方書, タイプI, I種地盤, No. 3
No. 4	鉄道設計標準, スペクトルI, G1地盤 (基盤)
No. 5	鉄道設計標準, スペクトルI, G2地盤 (洪積層)
内陸直下型	
No. 6	道路橋示方書, タイプII, I種地盤, No. 1
No. 7	道路橋示方書, タイプII, I種地盤, No. 2
No. 8	道路橋示方書, タイプII, I種地盤, No. 3
No. 9	鉄道設計標準, スペクトルII, G1地盤 (基盤)
No. 10	鉄道設計標準, スペクトルII, G2地盤 (洪積層)

表層地盤を、表-1に示すような土質構成の表層地盤構造にモデル化した。橋脚のフーチング下面は第2層の上面にあると仮定し、その上に河床堆積物を想定して層厚5mの土層を設定した。各層のせん断弾性波速度は、図-4に示す東京都の沖積砂質土層のせん断弾性波速度とN値の関係¹¹⁾を用いて設定した。なお、表-1より算定した地盤の特性値は0.7秒である。

3.3 表層地盤の地震応答解析

(1) 解析概要

表-1の表層地盤モデルのレベル2地震動による地震時応答を検討するため、等価線形化手法によるSHAKEを用いた一次元地震応答解析およびR-Oモデルの非線形履歴を用いて逐次積分による一次元地震応答解析を実施した。解析に用いた入力地震動は、道路橋示方書ならびに鉄道設計標準¹⁰⁾において動的解析用のレベル2地震動として用いられている標準波である。表-2にこれらの入力地震動

をまとめた。道路橋示方書の入力地震動は、I種地盤用の標準波であり、プレート境界型地震を対象としたタイプIと内陸直下型地震を対象としたタイプIIそれぞれ3波、合計6波を用いた。一方、鉄道設計標準の入力地震動は、基盤面で規定しているG1波と洪積層の地盤面で規定しているG2波とし、それぞれのプレート境界型地震用（スペクトルI）と内陸直下型地震用（スペクトルII）の合

計4波を用いた。

フーチング底面位置での地盤の地震時応答を算定するのが目的であるため、解析結果より地表面より第2層目の砂質土層上面での地震応答を求めた。地盤の非線形性を表現する地盤のせん断弾性係数ならびに減衰定数のひずみ依存曲線としては、それぞれ建設省土木研究所および東京都土木技術研究所により提案されている沖積砂質土の代表的

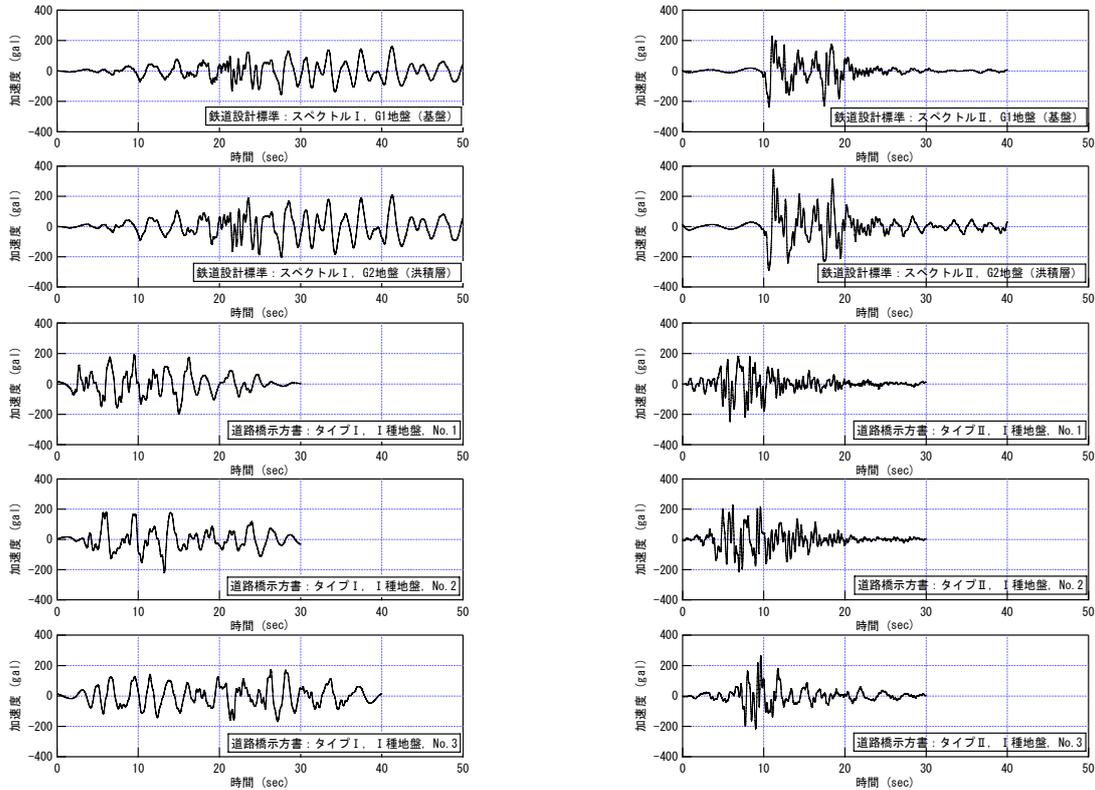


図-5 フーチング底面位置での地盤の加速度応答波形（SHAKE、東京都型のひずみ依存曲線使用）

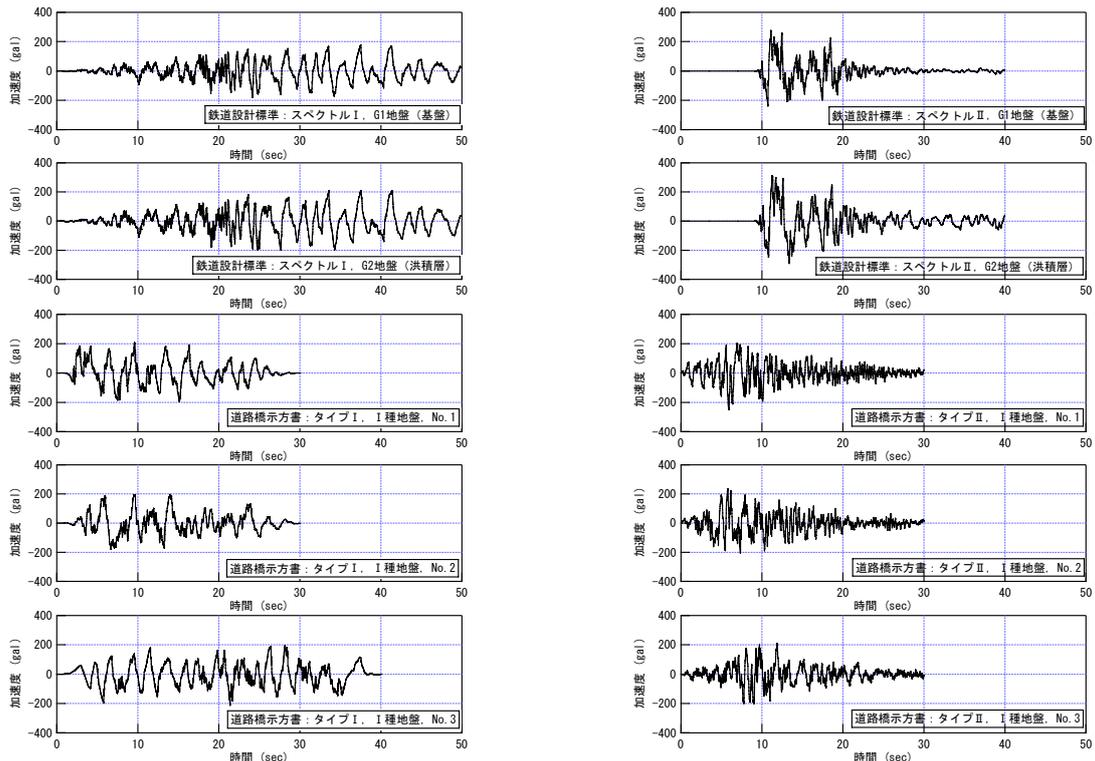


図-6 フーチング底面位置での地盤の加速度応答波形（R-Oモデル、東京都型のひずみ依存曲線使用）

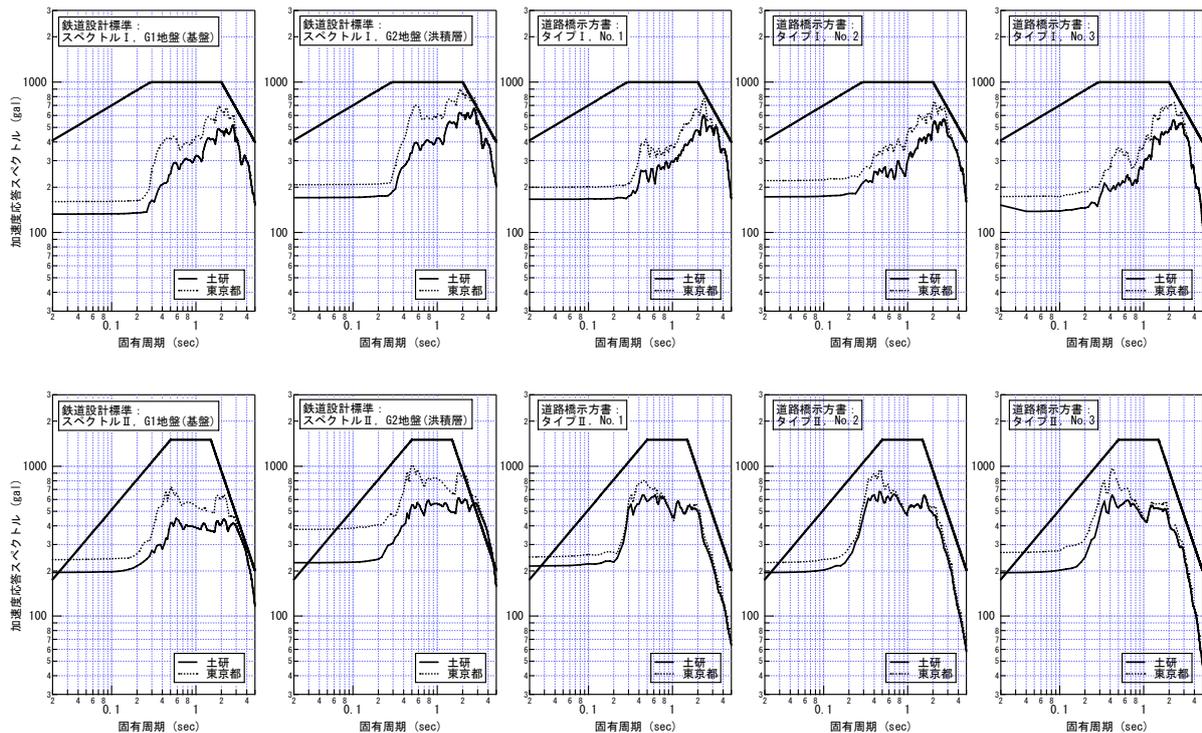


図-7 加速度応答スペクトルの比較 (SHAKE で求めたフーチング下面の地震動を入力とした場合)

なひずみ依存特性を用いた¹¹⁾。以後、これらのひずみ依存曲線を区別するため、それぞれ土研型ならびに東京都型と呼ぶことにする。

(2) 解析結果

東京都型のひずみ依存曲線を用い、SHAKEによる地震応答解析で求めたフーチング底面位置での地盤の応答加速度波形を、全ての入力地震動についてまとめ、図-5に示す。同様に、東京都型のひずみ依存曲線を用い、R-Oモデルに基づいた非線形地震応答解析で求めたフーチング底面位置での地盤の応答加速度波形を図-6に示す。

東京都型のひずみ依存曲線を用いたSHAKEによる一次元地震応答解析では、すべての入力地震動のケースで土研型のひずみ依存曲線を用いた解析結果よりも大きな応答となり、入力地震動を鉄道設計標準の内陸直下型であるスペクトルⅡ、G2波(洪積層)としたケースでは、フーチング底面位置での地盤の最大応答加速度が400galに達している。一方、ここでは省略するが、土研型のひずみ依存曲線を用いた場合には、プレート境界型(タイプⅠ、スペクトルⅠ)、内陸直下型(タイプⅡ、スペクトルⅡ)地震のケースとともに、最大応答加速度がほとんど200gal以下に収まった。

SHAKEでは等価線形化を行っており、短周期成分の応答が適切に評価できないが、R-Oモデルによる非線形地震応答解析結果には、SHAKEの結果に比べて短周期成分が顕著に現れている。しかし、地盤の主たる振動モードである長周期成分に関しては、両者はほぼ同様の時刻歴応答を示していると言える。また、地震動の主要動では卓越周期が2秒程度に長周期化している。

フーチング底面位置での地盤の地震時応答が比較的小さい要因として、基盤上面にある砂質土層がエネルギー吸収を行っていることが挙げられる。この層で振動エネルギーの吸収が大きくなった結果、それより上方に伝搬される振動エネルギーが低減されたものと思われるが、この層で発生しているせん断ひずみは1%を少し上回る程度であり、地盤動的物性試験における測定精度からも、R-Oモデルによるせん断履歴のモデル化の精度からも、解析の信頼性は高い範囲にあると言える。なお、このエネルギー吸収層の上面にある硬質砂質土層が橋脚基礎の支持層であるため、橋脚基礎が支持力を失うことはない。

3.4 加速度応答スペクトルの比較

(1) 解析概要

当該橋梁の耐震補強として免震化を適用する場合には、当該橋梁がⅢ種地盤に分類されることから、Ⅲ種地盤用の入力地震動を入力として動的解析に基づいた耐震性能照査を行うこととなる。免震化を図った橋梁の振動周期帯において、3.3の地盤の地震応答解析で得られた当該橋梁のフーチング底面位置での地盤の地震時応答が、道路橋の動的解析用のⅢ種地盤用標準波より著しく大きかったら、橋梁は地震時に共振する可能性が高く、当該橋梁には免震設計は適用できない。したがって、3.3で求めた地震動は橋梁の共振現象を励起するような異常な周波数成分を有しないことを示すことにより、道路橋の動的解析用の標準波を入力とした耐震性能照査法が本橋梁へ適用できることを検証する目的で、3.3で求めた地震動を入力とし

た減衰5%の加速度応答スペクトルを算出し、これと道路橋示方書におけるⅢ種地盤の加速度応答スペクトルとの比較を行った。

(2) 解析結果

SHAKEによる地震応答解析より求まるフーチング底面位置での地盤の地震時応答を入力として求めた加速度応答スペクトルを図-7に、R-Oモデル

示方書のスペクトルを超えている。したがって、過度の長周期化は危険となる可能性があるが、当該橋梁で免震支承を導入して検討を行う耐震補強設計の周期帯においては、橋梁と地盤との共振は懸念されず、したがって、道路橋の動的解析用標準波を入力とした免震設計の当該橋梁への適用は妥当であることが示された。

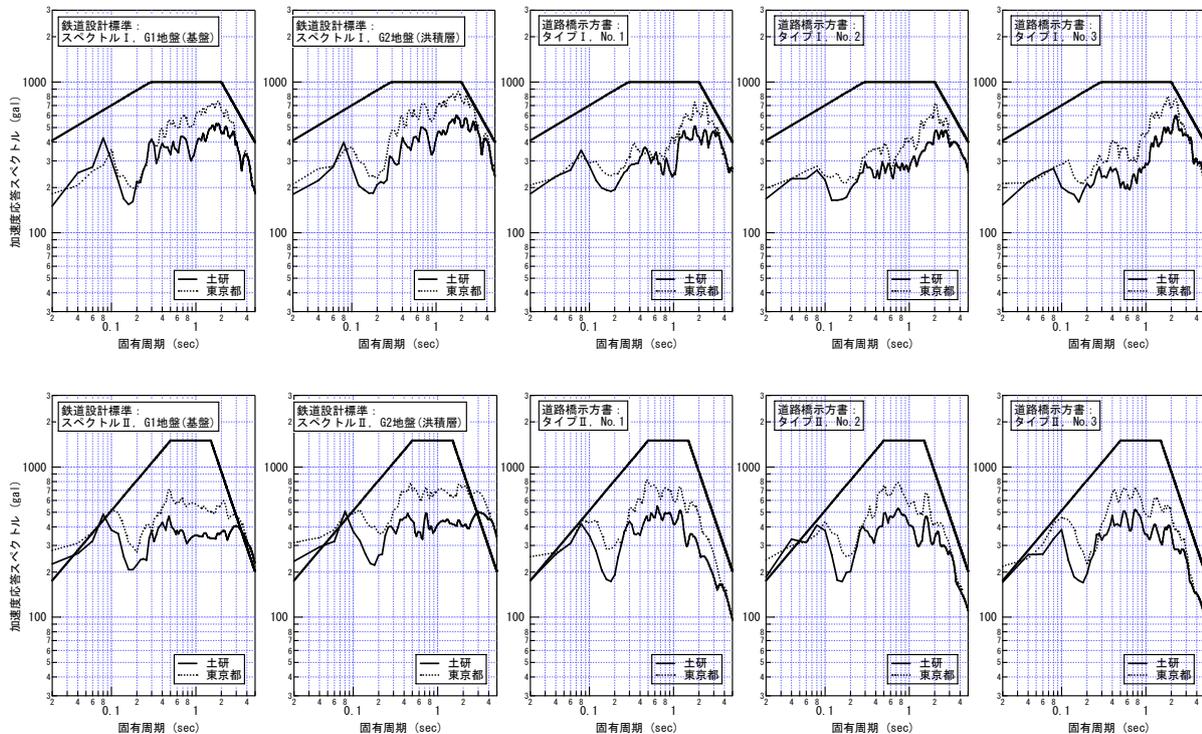


図-8 加速度応答スペクトル (R-Oモデルの地震応答解析で求めたフーチング下面の地震動を入力とした場合)

に基づいた非線形地震応答解析より求めたフーチング底面位置での地盤の地震時応答を入力としたものを図-8に示す。本橋梁の固有周期は約0.5秒であるが、免震支承の適用によって橋の周期が最大2秒程度まで長周期化することを想定される。SHAKEによる地震応答解析結果の加速度応答スペクトルは、全ケースとも検討対象となる橋梁の固有周期0.5~2.0秒において、道路橋示方書の応答加速度を下回っている。また、3.3(2)の解析結果から当然推測されるが、東京都型のひずみ依存曲線に基づいた加速度応答スペクトルは、建設省型のひずみ依存曲線を用いた結果より上に位置する。

R-Oモデルを用いた地震応答解析に基づいた加速度応答スペクトルについても、全ケースにおいて検討対象となるレベル2地震時における橋梁の振動周期0.5~2.0秒での応答加速度が、道路橋示方書の応答加速度より小さく、また東京都型のひずみ依存曲線を用いた加速度応答スペクトルは、土研型のひずみ依存曲線を用いた加速度応答スペクトルを上回った。

ただし、周期が3秒程度に達すると、鉄道設計標準のスペクトルⅡ、G2波を入力地震動としたケースで、算定した加速度応答スペクトルが道路橋

地盤の特性値(周期)は0.7秒であり、レベル2地震動によって地盤震動の長周期化が発生することを考えれば、そのとき地盤の周期は2秒程度と想定される。したがって、当該地点では免震化によって構造物の共振の可能性は低いものの、安全のためにレベル2地震動に対して地盤と構造物の振動周期を互いにずらすために、レベル2地震動による当該橋梁の周期を1秒程度に調整することを基本方針とした。長周期化にはあまり期待せず、免震支承の高減衰性能に期待する設計となるため、ここでは免震支承を適用した高減衰化工法と称することにした。

4. 動的解析

4.1 耐震補強設計の基本方針

当該橋梁に対して免震支承を適用した高減衰化工法による耐震補強設計を行うに当たり、以下のような基本方針に基づいて免震支承を用いた耐震補強設計を、動的解析に基づいて実施することとした。

- ① 大地震時の地盤の卓越周期を2秒程度と想定する。

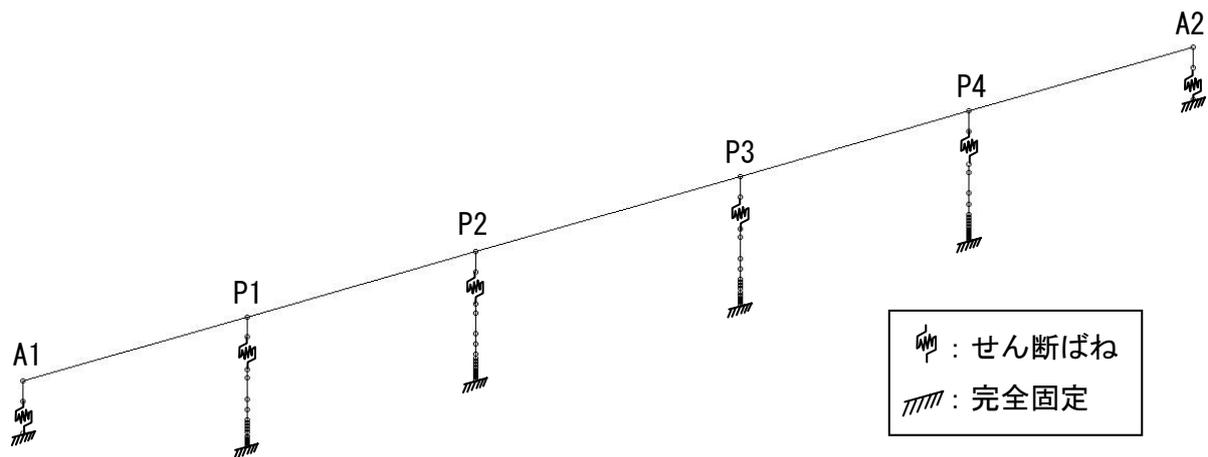


図-9 動的解析モデル

- ② 免震支承を適用した橋梁の振動周期は、大地震時でも1秒以内となるように、免震支承の剛性を設定する。
- ③ 入力地震動として道路橋のⅢ種地盤用標準波を用い、動的解析に基づいた免震設計を行う。
- ④ 各橋脚に作用する地震時水平荷重が橋脚の保有水平耐力を上回らないように、適度に上部工の地震時水平荷重を橋台へと分担させる。
- ⑤ 橋台の安定性を照査し、橋梁全体系としての地震時安全性のチェックを行う。

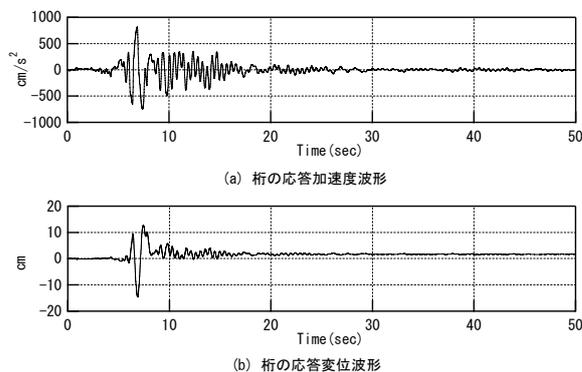


図-10 桁の地震時応答波形 (L2, No. 1 波)

4.2 動的解析

橋軸方向、橋軸直角方向ともに、図-9 に示す3次元フレームモデルによって橋梁をモデル化し、動的解析を実施した。上部構造と橋脚横梁は剛な線形梁とし、地震時に非線形化することが想定される橋脚躯体と免震支承に関しては、それぞれ非線形梁、非線形せん断ばねによってモデル化した。

入力地震動としては、道路橋の動的解析用の L1 地震動ならびに L2 地震動の標準波を用いた。L1 地震動を入力とした動的解析は、伸縮装置の伸縮量設定用の動的解析に用いるものであり、一方、L2 地震動は耐震照査用に用いる。免震支承の剛性や減衰定数は、支承のせん断変形量に応じて変化するものである。したがって、道路橋示方書・V耐震設計編に従い、免震支承の設計変位を仮定し、この設計変位に相当する剛性を用いて免震支承をモデル化して動的解析を実施し、仮定した設計変位と動的解析の支承最大変形量が許容誤差範囲内(±10%)に収まるまで、支承の設計変位を仮定して動的解析を繰り返した。

動的解析結果のうち、ここでは L2 地震動、タイプⅡ、No.1 波形を入力としたケースの動的解析で得られた橋軸方向の応答波形を図-10 に示す。この解析ケースで上部構造の応答変位は全解析ケース中最大となったが、14.6cm に収まった。L2 地震動のタイプⅡ地震を対象とした橋軸方向の解析ケースでは、上部構造の最大応答加速度の3波平均は 794gal、最大応答変位の3波平均は 12.1cm であ

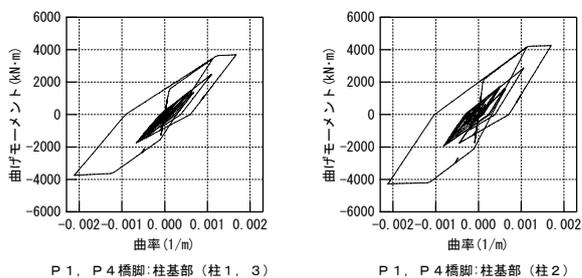


図-11 橋脚の曲げモーメント～曲率関係 (L2, No. 1 波)

る。とくに、橋脚頂部の残留変位の3波平均は全ての橋脚で 0.2cm となり、橋脚にはほとんど残留変位が発生しない結果となった。本解析ケースでは橋梁の卓越周期はもっとも長く1秒であり、L2 地震動による橋の卓越周期の平均は 0.8 秒であった。

図-11 に L2 地震動、タイプⅡ、No.1 波形を入力としたケースの動的解析で得られた橋軸方向の橋脚の曲げモーメント～曲率関係を示す。橋脚基部の曲率は、この解析ケースで許容曲率に近い応答が発生しているものの許容曲率以下で、3波平均では許容曲率に対して十分に余裕がある結果となった。図-11 では P1, P4 橋脚の両端の柱と中柱に分けて、図を示しているが、これは本橋脚が中抜き形式の3本柱形式の RC 橋脚であるため、形式の異なる端柱と中柱に区別したものである。

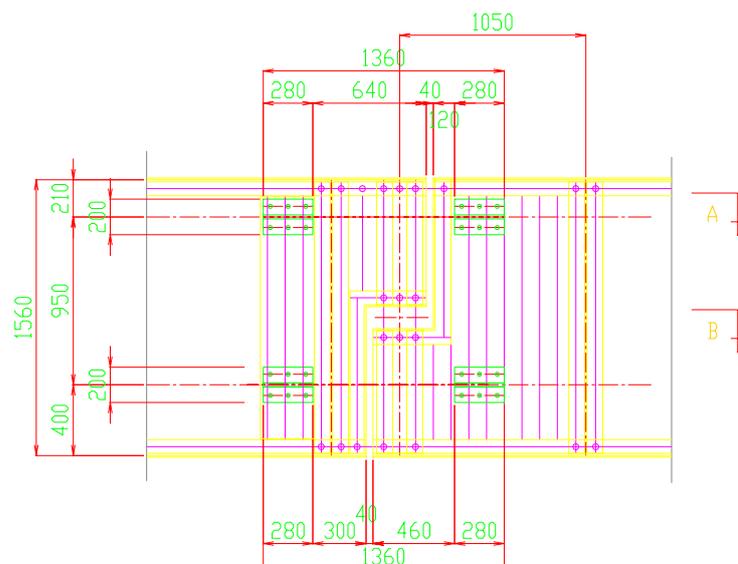


図-12 ゲルバー部連結構造（側面図）

L2 地震動を入力とした動的解析の結果免震支承のせん断ひずみは、許容せん断ひずみ 250%に対して、動的解析の結果は最大でも 126%であり、免震支承はまだ十分な変形の余裕が確保されていた。このように、L2 地震動でも橋の周期を 1 秒以下に調整し、上部構造の応答変位も抑えつつ、各橋脚の応答曲率を、許容応答曲率以下に調節できる免震支承を設計することができた。

4.3 橋台の安定性照査とゲルバー部連結

橋台部における免震支承の剛性を多少通常よりも高く設定して周期の調整をしたため、橋台における支承反力が大きくなるため、橋台の安定性を照査する必要があると考えた。動的解析で得られた支承反力、地震慣性力を用い、安全係数を 1.0 として、レベル 2 地震動に対する転倒、滑動、支持力に関する照査を行った結果、橋台の安定を確認することができた。

なお、免震支承適用に当たって、上部構造の一体化を図るため、軸力のみを伝達するように図-12 に示すゲルバー部の連結を行った。

5. まとめ

Ⅲ種地盤上の橋梁であっても、地盤の不安定化ならびに地盤との共振が発生する可能性が低いことを検証し、さらに過度な長周期化を避けて免震支承の高減衰性能に期待する設計とすれば、より経済的な河川横断既設橋梁の耐震補強が可能となる。本稿では、免震支承を適用したⅢ種地盤上の河川横断橋梁の耐震補強を主要なテーマとして取り上げ、河川横断既設橋梁を対象として実施した地盤調査、地盤の非線形地震応答解析と加速度応答スペクトルに基づいた免震設計の適用性検討について具体的に報告した。本稿で提案したのは、Ⅲ種地盤上の河川横断橋梁の耐震補強への免震支

承の適用性検討の 1 手法である。これを参考に、さらに有効かつ信頼性の高い具体的手法が開発されることを期待するものである。

参考文献

- 1) 上田隆弘, 山下和敏, 樋口石松: 浮体式作業函体工法による新幹線橋脚補修工事, 土木施工, Vol.33, No.7, pp35-41, 1992.
- 2) 小原孝之, 鈴木顕彰, 田端稔, 中原勝一: RC 橋脚の水中耐震補強工法の開発, コンクリート工学年次論文集, Vol.22, No.2, pp.1429-1434, 2000.
- 3) 南雲広幸, 日紫喜剛啓, 竹田哲夫: 新しい工法の応答特性の確認, 第 1 回免震・制震コロキウム論文集, pp275-282, 1996.
- 4) 大塚久哲, 田原勇, 杉辰雄, 田中智行: 既設連続桁橋の耐震補強対策としての免震化および橋台背面土抵抗の考慮, 第 2 回免震・制震コロキウム論文集, pp.225-232, 2000.
- 5) 藤井佐規, 春和則, 内藤静男, 新谷毅: 河川を横過する既設橋梁の支承改造による耐震性強化事例, 第 2 回免震・制震コロキウム論文集, pp.233-240, 2000.
- 6) 金子誉, 勝川藤太, 鈴木猛康, 井澤衛, 利根川太郎: てこを利用して制震効果を高めた TMD 型橋梁用制震装置, 土木学会第 1 回免震制震コロキウム論文集, pp.241-248, 1996.
- 7) 榎木博, 香川正臣, 金子誉, 勝川藤太, 鈴木猛康, 井澤衛, 利根川太郎: 制震装置適用による実既設橋梁の耐震補強に関する検討, 第 10 回日本地震工学シンポジウム論文集, pp.2889-2894, 1998.
- 8) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編, 1996.12.
- 9) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編, 2002.3.
- 10) 鉄道総合技術研究所: 鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計, 1999.10.
- 11) 東京都土木研究所: 東京低地の液状化予測, 1987. (2002. 10. 4 受付)