

論文 地中梁を無くした場合の高架橋の動的解析

曾我部正道*¹, 鎌田 則夫*², 小原 和宏*³

要旨：地中梁を無くした1柱1杭方式ラーメン高架橋は，都市部連続立体交差に伴う鉄道高架橋の施工において，施工面，コスト面から有利であると考えられる．本論では，当該構造形式の地震時の動的挙動を，地盤，杭，構造物より構成される解析モデルを用い，動的相互作用力を考慮した数値解析により検討した．その結果，地中梁を無くしても耐震設計が可能であること，応答塑性率が設計で対応できるレベルに収まること，塑性ヒンジの発生と応答塑性率の増加が望ましい形で進行すること等を明らかにした．

キーワード：地震応答解析，弾塑性解析，動的相互作用，ラーメン高架橋，塑性率

1. はじめに

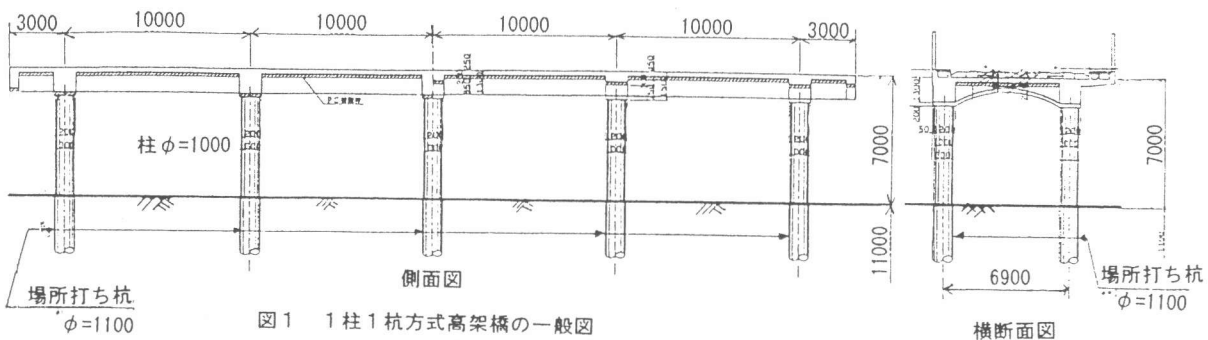
都市部連続立体交差に伴う鉄道高架橋の施工には，営業線近接施工，狭い施工空間及び工事用通路の確保といった厳しい制約条件がかせられる．筆者らは，その対策として地中梁を無くした1柱1杭方式ラーメン高架橋（図1参照）を提案し，施工面，コスト面での優秀性を明らかにするとともに[1]，設計手法の検討等を進めてきた[2]．しかしながら，地中梁を無くした1柱1杭方式高架橋は，鉄道高架橋では例が少なく，実地震波を受けた場合の破壊安全性や破壊モードに関して，未だ十分な説明がなされていない．

本論では，地盤と構造物の動的相互作用を考慮した動的弾塑性解析を行い，当該構造形式の耐震性能を明らかにすることを研究の目的とした．

2. 解析手法

2.1 構造物モデル

鉄道構造物等設計標準・同解説[3]に則して設計された，在来線ラーメン高架橋（線路方向 $L=10.0\text{m}$ ，4径間：直角方向 $L=6.9\text{m}$ ，1径間：高さ $H=7.0\text{m}$ ：杭長 11.0m ）の線路直角方向ラーメンを解析対象とする．一般図を図1に，断面寸法を表1に示す．



*1 東日本旅客鉄道(株) 東京工事事務所 工事管理室 (正会員)
 *2 東日本旅客鉄道(株) 東京工事事務所 工事管理室 係長 (正会員)
 *3 東日本旅客鉄道(株) 東京工事事務所 工事管理室 主席 (正会員)

表1 高架橋の断面寸法

部材	部材寸法	使用鋼材	鉄筋量	設計基準強度
横梁	高さ150cm×幅100cm	SD390	上6D32 下17D32	270
柱	φ100cm	SD390	20D32	270
杭	φ110cm	SD390	40D32	240
(地中梁)	高さ150cm×幅100cm	SD390	上12D32 下12D32	270

解析モデルを図2に示す。上層横梁、柱、杭には、材端弾塑性バネを有する梁要素をそれぞれ用い、各復元力特性は曲げモーメント一回転角を用いて定義するものとする。横梁にはTakeda型、柱及び杭には Degrading-Tri-Linear 型の復元力特性を用いた。地盤と杭のひび割れ/降伏判定には、軸力の変動による影響を考慮できるように、曲げモーメント-軸力相関曲線を用いた。具体的には、応力点がひび割れ曲線の内側にある場合は弾性、ひび割れの外かつ降伏曲線の内側ではひび割れ、降伏曲線の外側では降伏と判定される。

なお、地中梁の有無による影響を評価するため、表1に示すような地中梁を入れた比較検討用解析モデルも別途作成した。

減衰定数は、粘性減衰で5%とした(歪みエネルギー比例型、剛性変更に伴い減衰マトリクスを更新)。部材には初期応力として「死荷重」「列車荷重(地震用)」を考慮する。

2.2 地盤モデル

建設地盤としては、首都圏で見られる、表2に示すような地盤モデルを仮定した。このモデルは大きく4層に分けられる。1層目は層厚1.0mの表土で、2層目は層厚7.0mのローム層である。この下にN値が50を超える層厚12.0mの礫層があり、この層で杭が支持される。4層目以下が東京層群であり、粘土~シルト層と密実な砂層が交互に存在する。耐震基盤面をどの深さに設定するかは、それ自体が一つのパラメータとなり得るが、本研究ではせん断弾性波速度Vsが500m/secを超える40m以上を基盤層と仮定した[4]。

地盤には、図3に示すようなバネ・マス・ダンパーでモデル化される格子モデルを用いた。格子点には、支配体積に応じた集中質量が水平方向の自由度を持って配置される。各質点は、同じ高さレベル同士は軸バネ(復元力特性は、標準 Bi-Linear 型)で、上下レベルは水平せん断バネ(復元力特性は、標準 Tri-Linear 型)でそれぞれ結合される。減衰定数は粘性減衰で5%を用いた。杭と地盤質点とは、水平軸バネ(復元力特性は、標準 Bi-Linear 型、剥離側は復元力無視)で結合した[5]。格子モデルの上下方向の分割は、せん断弾性波速度Vs及びせん断波の卓越周期範囲とから1mとした。

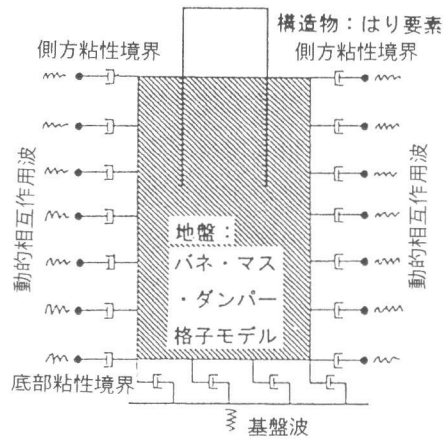


図2 解析モデル

表2 仮定した地盤モデル

地層名	層厚 (m)	Vs (m/s)
表土	1.0	90
新期ローム層	7.0	130
武蔵野礫層	12.0	410
東京層群	20.0	300
		500~

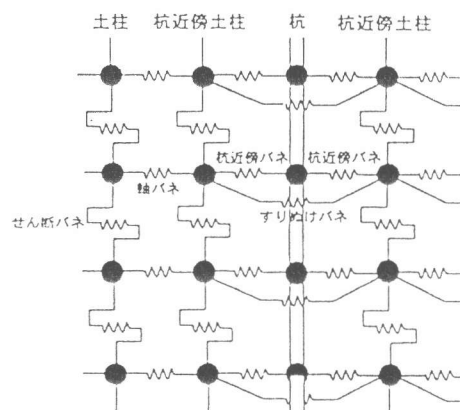


図3 地盤格子モデル

地盤格子モデルの底面および側面には、地盤のせん断弾性波速度 V_s 、せん断弾性係数 G 、および支配面積から評価されるダンパーを配置し、粘性境界を構成した。

2.3 地震波

基盤面に入力する基盤地震波は、図4に示す4種類のものを選択した。図には各地震波の時刻歴波形及びフーリエスペクトルを示した。新菊川波は短周期の、八戸波は長周期のそれぞれ代表的な基盤波であり、観測波を工学基盤面まで引き戻したものである。これらは、鉄道構造物等設計標準[3]の耐震基準算定にも用いられている。さらに両者の補間する中間的な波として、よく知られているタフト波、エルセントロ波を用いることにした。なお、これらの基盤地震波の最大加速度は、大規模地震を想定し一律300galに線形に調整し用いた[3]。

また、地盤格子モデルの両側面には、同じ基盤波による自由地盤の応答波形（加速度、速度、変位）を格子の深さ毎に多点入力した。なお、応答波形は解析に先立ち、自由地盤の振動解析を行い求めた。

2.4 数値計算法

数値計算には、直接積分法（Newmark β 法、 $\beta=1/4$ 、 $\Delta t=0.005$ 秒）を用いた。

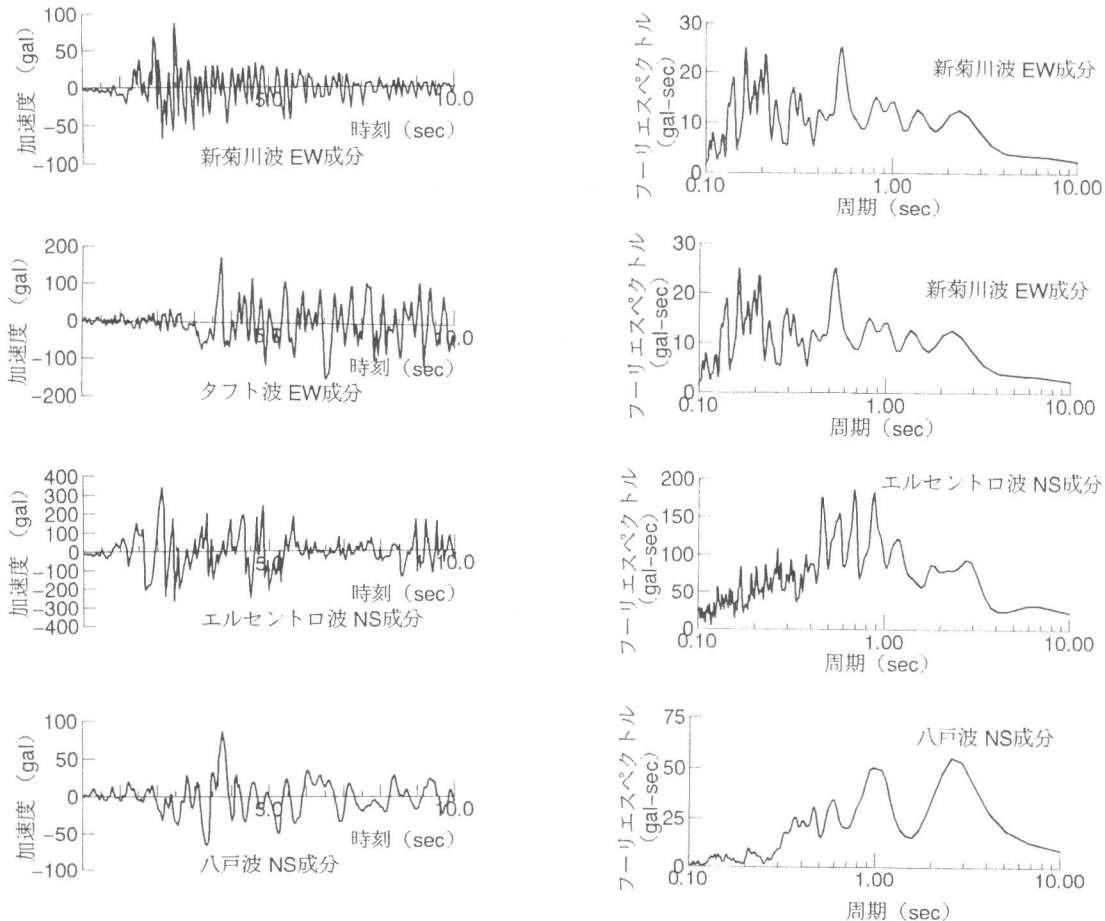


図4 解析で用いた基盤地震波の時系列波形とフーリエスペクトル

3. 解析結果及び考察

3.1 固有値解析

弾性固有振動モードを図5に示す。同一断面形状に地中梁を加えた比較モデルについても、併せて示す。地中梁無しの場合1次モードは0.75秒で、地中梁有りの場合1次モードは0.62秒であ

った。両者とも通常のラーメン構造物よりもやや長周期である。振動モードとしては地中梁が無い場合、柱から杭までが一体の柱部材に近い挙動を示していることが分かる。

3.2 基本応答性状

まず、後述するように最も大きな応答を示した八戸波（基盤300gal）について、その応答性状を述べる。

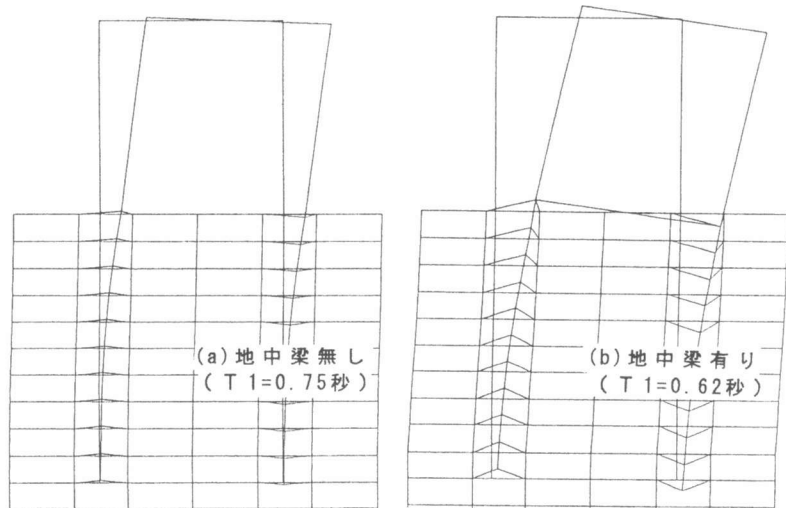


図5 弾性固有振動モード

(1) 応答変位・加速度

橋梁天端での地表面との相対応答変位は、塑性ヒンジが上層横梁と柱頭部にしか生じていないため、最大14cm程度であった。橋梁天端での応答加速度を図6に示す。図から最大加速度の発生時刻が基盤面から順に構造物まで伝わってくる様子が分かる。

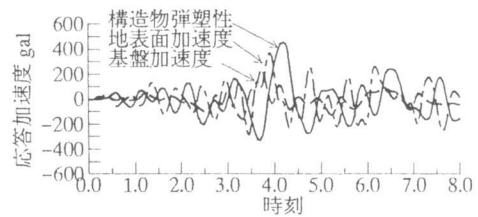


図6 橋梁天端での応答加速度
(八戸波基盤300gal)

(2) 部材の応答履歴

上層横梁の曲げモーメント-回転角履歴曲線及び柱頭の曲げモーメント-軸力履歴曲線をそれぞれ図7、8に示す。図7から、上層横梁上側鉄筋のみが

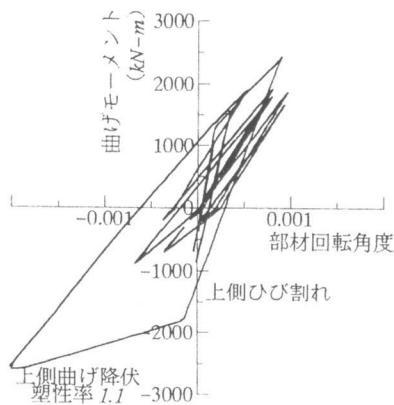


図7 上層横梁の曲げモーメント-回転角度履歴曲線

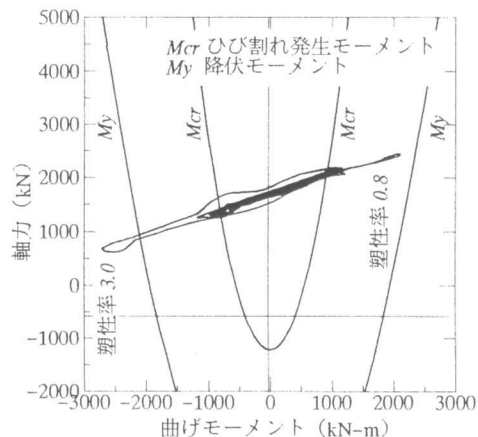


図8 右柱頭部の曲げモーメント-軸力履歴曲線

降伏していること、図8からは、軸力の増減によりひび割れ/降伏曲げモーメントが変化していること等が読み取れる。

3.3 地震波の種類と地中梁有無の影響

地震波の種類及び地中梁の有無が、応答加速度及び応答塑性率に及ぼす影響を評価するため、4種類の地震波と地中梁の有無をパラメータとした合計8ケースを解析した。また各ケースで、構造物のみを完全弾性体とした場合についても解析した。各ケースにおける橋梁天端での最大応

答加速度を図9に示す。弾塑性解析の場合、両者とも構造物の振動特性に起因して、地震波の周期特性が長い方が大きな応答を示す傾向にある。さらに、弾性解析、弾塑性解析ともに、地中梁有りの方が剛性が増し固有周期が地震波卓越周期よりシフトするため、応答加速度が増すこと等が読み取れる。

各ケースにおける柱の最大応答塑性率を図10に示す。応答は地震波が長周期になるに従い増加して行く傾向にある。地中梁有りの場合、設計上の降伏震度が0.32から0.48に向上しているため、降伏までには至らなかった。

3.4 入力加速度の影響

地震規模が応答加速度及び応答塑性率に及ぼす影響、その最終的な破壊モードなどを定量的に評価するために、八戸波での基盤入力加速度を300,600,900 galと増大させ応答結果を比較した。基盤入力最大加速度と応答加速度、応答塑性率の関係を図11、図12に示す。図13に部材の塑性化（降伏）状況を示す。

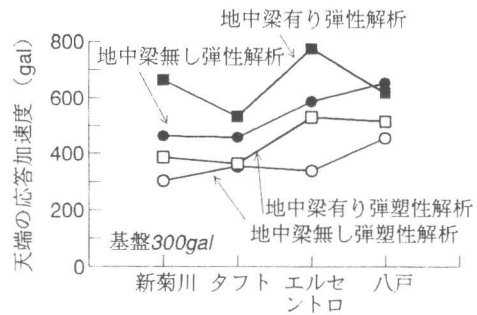


図9 地震波の種類と地中梁の有無が応答加速度に及ぼす影響

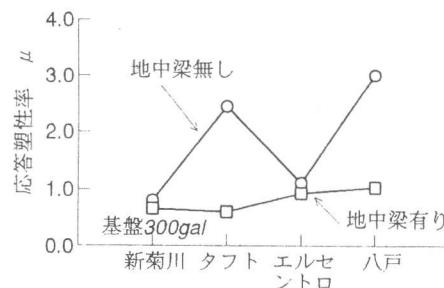


図10 地震波の種類と地中梁の有無が柱の応答塑性率に及ぼす影響

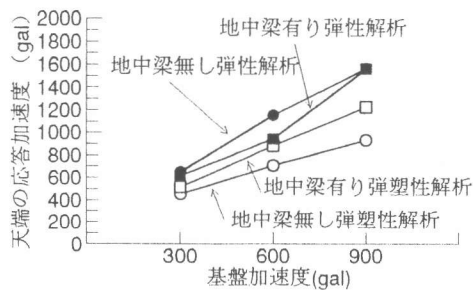


図11 基盤入力最大加速度と応答加速度の関係

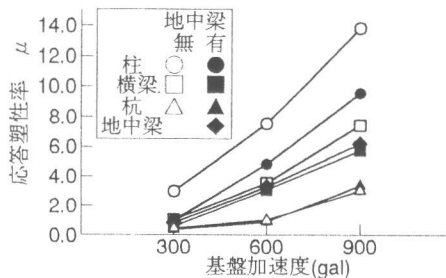


図12 基盤入力最大加速度と応答塑性率の関係

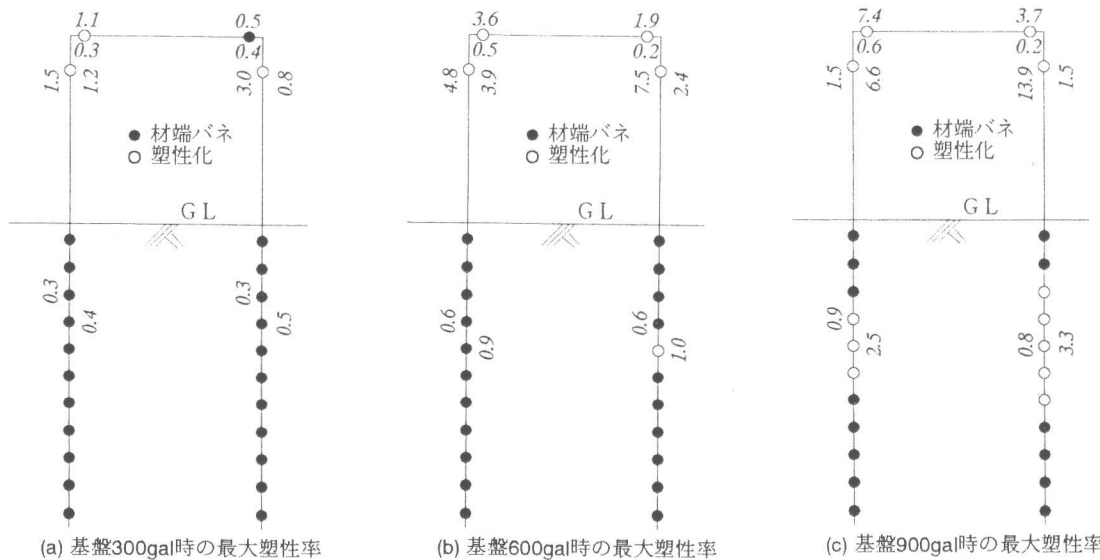


図13 応答塑性率と塑性ヒンジの発生状況

図12より地中梁が柱の塑性率を低減する程度が読み取れる。実施工において地中梁のみを、営業線高架後に逐次後施工した場合、図のような耐震性の向上が図れる。

図13より基盤加速度600gal規模の大地震においては柱部材の塑性率は7.5である。対応する部材の靱性率としては、従来からの設計手法により10程度までは確保できると考えられる。最終的な破壊モードは柱頭破壊先行型と推定でき、補修の面から望ましい結果である（一般的な鋼板巻き立て補修が行い易い）。杭の塑性化については、今後適切な靱性設計を検討していく必要がある。

3.5 地中梁が応答変位に及ぼす影響

地中梁が応答変位に及ぼす影響を図14に示す。応答変位は地表面からの相対変位である。図より地中梁の変位抑制量は、地震の規模によらずほぼ一定であることが分かる。

大規模地震の変位量の制限値については、鉄道橋においては本来、列車走行安全性の観点から議論されるべきものであるが、現在のままでのところ、これについての明確な基準は示されていない。今後の検討課題としたい。

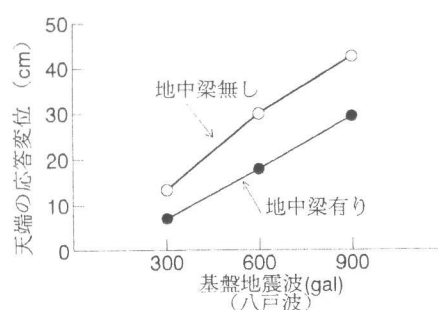


図14 地中梁が応答変位に及ぼす影響

4. まとめ

本論で得られた知見及び今後の課題について以下に示す。

- ①基盤加速度600gal規模の大地震では、柱の応答塑性率7.5となる。従来の設計手法を用いて設計可能であると考えられる。
- ②本構造形式の場合、その破壊モードは補修の容易な柱頭破壊先行型である。
- ③本構造形式に用いる杭については、適切な靱性設計が必要である。

今後は、地盤特性、部材剛性、部材耐力のバランス等をパラメータとしさらに詳細な解析を加えていく予定である。なお、地中梁の効果には、柱下端の回転の防止、水平／鉛直不同変位の防止（地震時の残留変位も含む）、土圧による水平抵抗力の増加等もあり、これらについても別途検討していきたい。

謝辞 本研究を行うに当たり（株）構造計画研究所の協力を得た。記してここに感謝致します。

参考文献

- [1]小原和宏,鎌田則夫,森山智明: 地中梁を無くした1柱1杭高架橋の解析,土木学会第50回年次学術講演会概要集第V部, pp.754-755, 1995
- [2]小原和宏,鎌田則夫,森山智明: 地中梁を無くした場合の高架橋設計,コンクリート工学年次論文報告集, Vol.17, No.2, pp.1219-1222, 1995
- [3] (財) 鉄道総合技術研究所編: 鉄道構造物等設計標準・同解説(コンクリート構造物), 丸善, 1992
- [4]阿部英彦,涌井一,中村豊: 大規模地震に対する鉄道沿線の地震動予測-東海道新幹線のサイズミックマイクロゾーニング, 鉄道技術研究報告, No.1261, 1982
- [5]日本国有鉄道: 建造物設計標準解説(基礎構造物・抗土圧構造物), 1986