

連壁剛体基礎橋脚の地震時挙動と 応答変位法の適用性について

菊地敏男*・海野隆哉**

本研究の目的は、根入れの深い連壁剛体基礎橋脚の同時多点による地震観測結果と2次元FEMを用いたシミュレーション解析より、地盤～基礎～橋脚連成系としての地震時挙動を把握すること、ならびに応答変位法がこの基礎の耐震設計手法として妥当であることを検証することにある。

本論文における解析の結果、連壁剛体基礎橋脚の地震時挙動が明らかになり、また、応答変位法の適用が妥当であることが明らかになった。

Key Words : caisson-type wall foundation, dynamic behavior, simulation analysis, the seismic deformation design method

1. ま え が き

連続地中壁工法は、本来、仮設山留め壁の構築工法として開発されたものであるが、工法の進歩に伴い、精度が高く品質のよい地中壁を構築することが可能となり、これを杭や構造物本体の一部として利用するようになってきている。

最近では、地中壁間を水平鉄筋のラップジョイント等で剛結することによってBox型の断面を有する基礎を構築し、ケーソン基礎に代わる型式として根入れの深い場合でも利用するケースが増えてきている。本論文では、この様なBox型断面を有する基礎を連壁剛体基礎と呼称している。

この基礎は、従来から用いられてきたケーソン基礎と比較して、施工面では(1)基礎の全断面を掘削するケーソンに対し、地中壁部分だけを掘削するため、壁体内の地盤がそのまま残ること、(2)ケーソンではフリクションカッターによる空隙などが生じて周面摩擦力は小さいが、この基礎は基本的に場所打ち杭と同様の施工法であるため、基礎と地盤の摩擦力が大きいこと、(3)構造特性上、底版がないことから底版を有する同規模のケーソン基礎と比較すると、変位しやすく支持力特性もやや不利となるが、前述のように周面摩擦力が十分期待できるため、基礎が深くなれば連壁剛体基礎の方が有利となる、などの特徴がある^{1)~3)}。一方、提案された耐震設計法では、(1)基礎をケーソン基礎と同様に考え、地盤バネ支承上の剛体とした計算モデル、(2)基礎を杭と同様に考え、地盤バネ支承上の梁とした計算モデル、等によりいずれも震度法を用いて計算されている⁴⁾。計算モデルについては、基礎を弾性体として考える方向に

統一されているが、一般に震度法を用いることに変わりはなく、しかし連壁剛体基礎は、自由な断面形状を選ぶことができ、大深度の掘削も可能であるため、杭的な挙動を示す細長い基礎も出現してきた。震度法は、マッシブな構造物、剛性の高い構造物に対し適用可能と考えられるが、高橋脚の様な柔構造物、あるいは軟弱地盤中の基礎に対しそのまま適用するには問題が残る。このため、構造物の固有周期に応じて設計震度を増減する修正震度法も用いられている⁵⁾。しかし、過去の震害例からも明らかな様に地盤が軟弱な程被害が多い。この原因はいろいろ考えられるが、基礎に対する表層の相対変位量が軟弱な程大きくなるのが主要な原因のひとつであると考えられる。そこで軟弱地盤上における構造物の耐震設計法として、地盤変位を考慮する応答変位法が用いられている⁶⁾。この方法は地震時に地盤に生じる変形を動的解析等で求め、それを構造物にバネを介して静的に作用させるものである。

これまでのケーソン橋脚における地盤と橋脚天端の2点による地震観測結果と解析によれば、ケーソン橋脚が周辺地盤の動きにおおむね従って運動することを明らかにしている研究もある^{7),8)}。

軟弱地盤上に建設された根入れの深い連壁剛体基礎橋脚はややたわみ性を有し、また、周辺地盤の卓越振動に支配されると考えられるため、応答変位法による耐震設計が望ましいが、この基礎に関して地震観測などの観測値と対比して応答変位法を検証した研究は見当たらない。

本研究の目的は連壁剛体基礎橋脚の桁、橋脚、基礎、周辺地盤に設置した加速度計や相対変位計による地震観測結果と2次元FEMを用いたシミュレーション解析より、地盤～基礎～橋脚連成系としての地震時挙動を把握すること、ならびに応答変位法がこの基礎の耐震設計手法として妥当であることを検証することにある。

* 正会員 工修 (株)大林組技術研究所 土木第五研究室
(〒204 東京都清瀬市下清戸 4-640)

** 正会員 東日本旅客鉄道(株) 建設工事業部

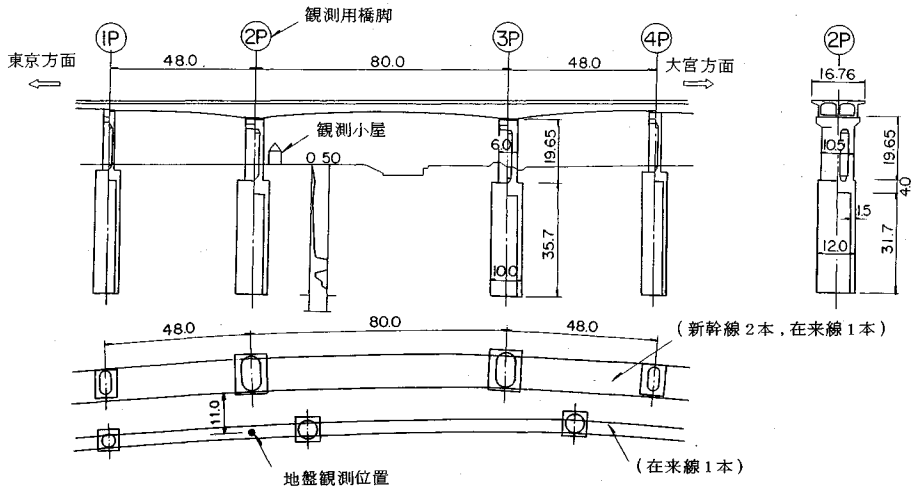


図-1 笹目川橋の概要

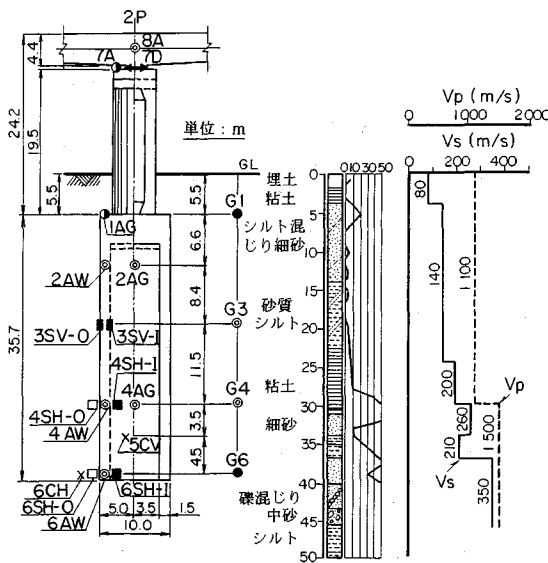


図-2 計測器取付け位置および地盤概要

(凡例)

記号	計器	成分	台数
●	A 加速度計(X, Y, Z)	3	2
○	A 加速度計(X, Y)	2	2
◎	A 加速度計(X)	1	8
↔	D 相対変位計(橋軸方向)	1	1
■	SV 鉄筋計(縦筋)	1	2
□	SH 鉄筋計(横筋)	1	4
X=CV, X=CH	クラック計	1	2

注：クラック計は縦目位置とする。■—φ32 [X—橋軸方向
Y—橋軸直角方向
□—φ19 [Z—上下方向

ト質層が約30mも続く軟弱な地盤である⁹⁾。

3. 観測システム

地震観測は、図-2に示すように加速度計、鉄筋計、クラック計および相対変位計により実施している。加速度計はサーボ型加速度計で、桁(8A-X)に1台(1成分)、橋脚上(7A-X・Y)に1台(2成分)、フーチング上(1AG-X・Y)に1台(2成分)、連壁内(2AW-X・4AW-X・6AW-X)に3台(各1成分)、連壁内部地盤(2AG-X・4AG-X)に2台(各1成分)、周辺地盤(G1-X・Y・Z, G3-X, G4-X, G6-X・Y・Z)に4台(3成分2台, 1成分2台)の計18成分である。地盤中に埋設した箇所は、図-1のように2Pの橋軸直角方向11mの地点である。X, Y, Z方向はそれぞれ橋軸方向、橋軸直角方向、上下方向を示している。その他、桁と橋脚間に相対変位計(7D)を1成分、連壁内面、外面の縦筋、横筋に鉄筋計(3SV-I・O, 4SH-I・O, 6SH-I・O)を6成分、連壁内コンクリートと接合鋼板にクラック計(5C-V, 6C-H)を2成分配置した。各センサーからの波形は、各専用アンプで増幅された後、A-D変換器(12bit, 100Hz)、スタート回路、遅延装

2. 橋梁・基礎の構造および地盤の概要

対象とした橋脚は、東北新幹線笹目川橋梁(埼玉県戸田市)第2橋脚(2P)で、橋梁全体は図-1に示すようにスパンが48m, 80m, 48m, 桁幅が16.7m(新幹線2線, 在来線1線)の3径間連続PC箱桁橋である。支保部はゴム支承とダンパーストッパーよりなり、橋軸方向の水平力分散効果を期待した構造となっている。基礎は、-40m付近の礫混じり砂層に支持されており、連壁部分の断面形状は10.0m×12.0m、壁厚1.5mであり、脚柱部分を除く基礎の長さは35.7mである。脚柱は楕円形をしており、高さは19.5mである。また、地盤は図-2からわかるように、N値0~5程度のシル

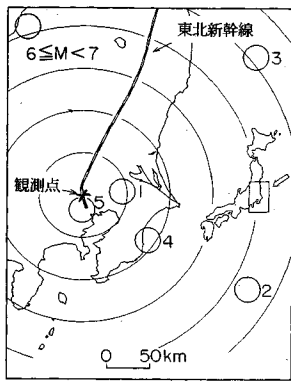


図-3 震源位置

表-1 地震波の諸元

NO.	Date	M	D (km)	Δ (km)	S.I.	8A-X (gal)	7A-X (gal)	1A-X (gal)	6AW-X (gal)
1	Oct. 4, '85	6.2	78	45	V	106.9	85.8	26.8	20.2
2	Jun. 24, '86	6.5	73	146	IV	43.3	42.2	12.1	8.7
3	Apr. 4, '87	6.6	37	257	IV	20.5	17.6	5.5	3.6
4	Dec. 17, '87	6.7	58	91.1	IV	93.9	93.2	31.8	25.5
5	Mar. 18, '88	6.0	99	*17.6	III	52.3	46.8	33.7	20.6

例：M = マグニチュード、D = 深さ、Δ = 距離、S.I. = 震度階

置 (5 sec), 水晶時計を内蔵するデジタル式集録装置により記録される。スタータはG6地点 (GL-40 m) としており、そのレベルは0.5 galに設定している。記録されたデータは、ミニコンピュータにより処理した。

4. 観測記録

(1) 観測された地震

昭和60年1月から、昭和61年3月までの間に観測された地震のうち、比較的大きな加速度が観測されたものは表-1に示すマグニチュードが6から7クラスの5つの地震である。これらの地震の震央位置を図-3に示す。図中×印は観測点で、ここを中心に50 kmごとの同心円を示している。また、本報では、これらの地震のうち昭和62年12月17日に発生した千葉県東方沖地震 (地震No.4) を中心に解析を実施した。

(2) 観測波形

地震No.4における観測波形の例として、橋軸方向の加速度波形、相対変位波形および鉄筋計の波形を図-4に示す。図より、主要動の継続時間は10 sec程度であり、比較的震央の近い (91 km) 地震波の様相を示していること、同一深度における周辺地盤・連壁・連壁内部地盤の最大加速度はほぼ同程度であり、主要動付近の位相はよく一致していることがわかる。また、鉄筋計の波形 (3SV-0) は主要動付近で33 kgf/cm²程度の最大値を示し、桁~橋脚間の相対変位波形 (7D) は、橋脚上における加速度波形の主要動付近で2.5 mm程度の最大値を示し、その後は片振れせずに中心軸へもどっている。

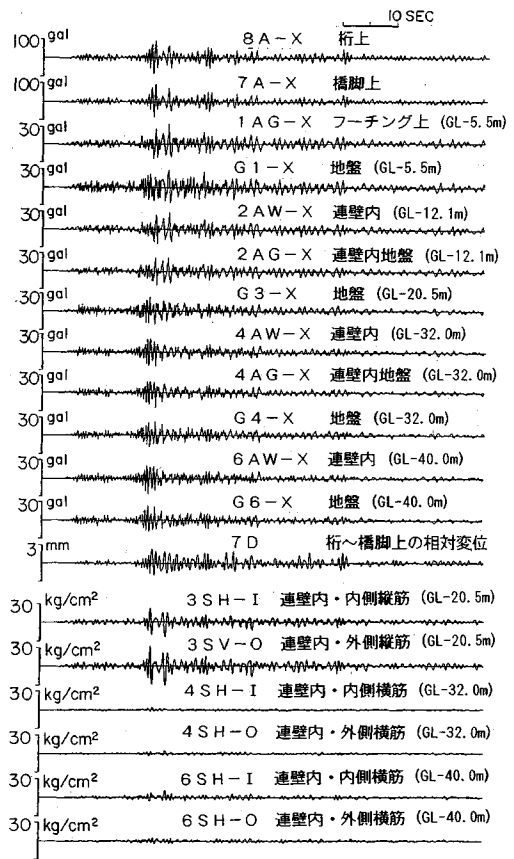


図-4 観測された地震波 (No.4)

(3) フーリエスペクトル

各測点で得られた加速度計のフーリエスペクトルを図-5に示す。図より、桁、橋脚上、フーチング上およびGL-12.1 m地点 (2AG, 2AW) では、0.9~1.8 Hzの範囲に分散したピークを持つが、それより深くなるGL-20.5 m地点 (G3), GL-32 m地点 (G4, 4AG, 4AW) とGL-41.2 m地点 (G6, 6AW) では、0.8~0.9 Hz, 1.6~1.8 Hzと2 Hz付近にピークが見られること、相対変位波形のスペクトルは0.9~1.8 Hzの間で分散した多くのピークを持ち、この形状は桁、橋脚上のそれとよく一致していることがわかる。G4, G6地点では、周辺地盤と連壁はほぼ同じスペクトル形状を示しているが、G1地点では2 Hz以下の帯域でほぼ一致している。これはG4地点より深くなると連壁が自由地盤と同じ振動をしているが、表層に近いG1地点では周辺地盤の振動が構造物に影響され、自由地盤とは多少異なる振動となっていることを示すものと考えられる。鉄筋計による応力波形のスペクトルは、フーチングおよび連壁部 (2AW) の加速度波形のスペクトル形状によく一致している。なお、この傾向は表-1におけるNo.1からNo.3とNo.5の地震波についても同様であ

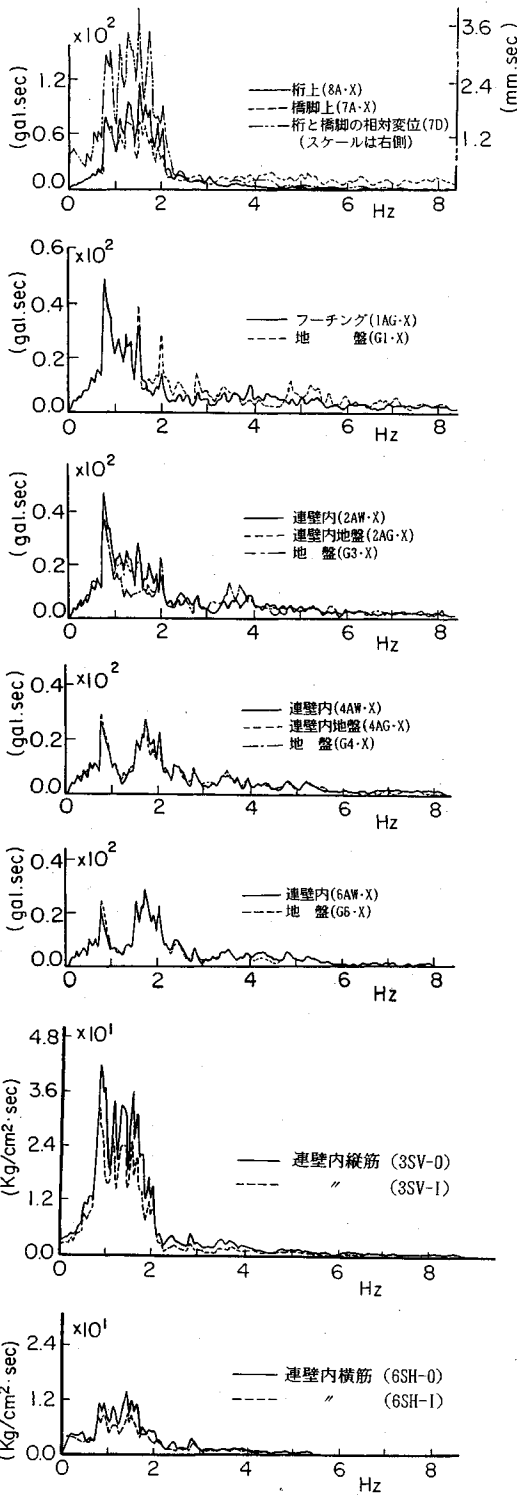


図-5 フーリエスペクトル (No. 4の地震波)

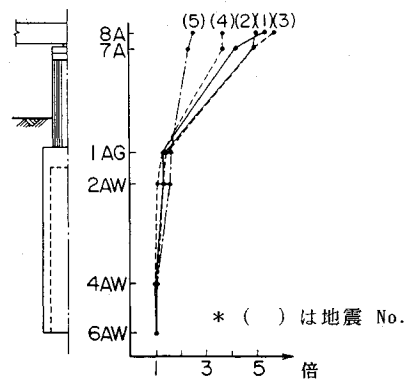


図-6 最大加速度倍率

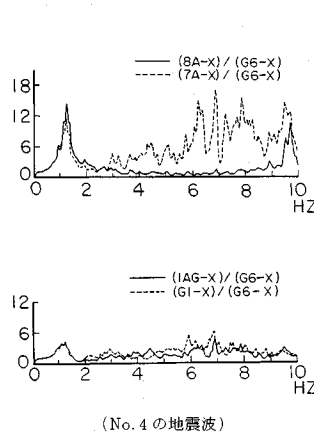


図-7 伝達関数

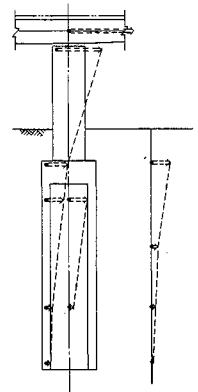


図-8 1次固有振動数の振動モード

る^{10), 11)}。

(4) 最大加速度倍率

連壁底部 (6AW) に対する各測点の橋軸方向における最大加速度倍率を示したものが図-6である。同図には、参考のため他の4つの地震の倍率も示してある。図より、各測点の倍率は連壁底部からフーチング上で1.4~1.8倍程度であるが、橋脚上、桁上では、それぞれ3.6~5.1倍、4.6~5.8倍と大きくなり、最大加速度の増幅は地盤中よりも橋脚上及び桁で大きくなることからわかる。しかし、地震No.5については、桁上においても2.3倍と小さい。これは橋脚部分で増幅しやすい1~2Hz付近の振動数成分が少ないことによるものと推定される。

(5) 伝達関数

GL-41.2m地点 (G6) に対する桁上 (8A)、橋脚上 (7A)、フーチング上 (1AG)、地盤G1地点の伝達関数を求めたものが図-7である。図より、地盤~基礎~橋脚連成系の1次固有振動数は1.2Hz付近と推定され、地盤のみの1次卓越振動数と考えられる0.8~0.9

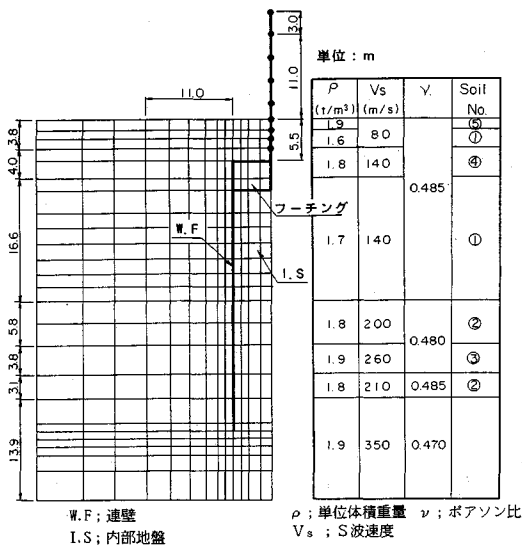


図-9 FEM 解析モデル

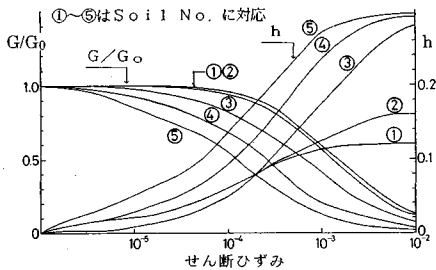


図-10 G-γ, h-γ 曲線

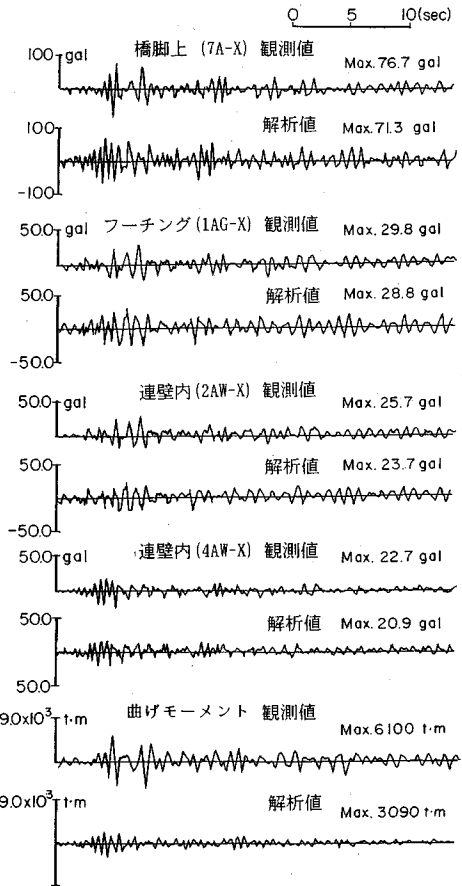


図-11 応答波形の比較

Hz よりやや高い振動数を示す。1.2 Hz 付近のピーク値はフーチングより橋脚上部、桁になる程大きくなり、桁の振動による影響が現われていると考えられる。また、桁上ではゴム支承により高い振動数が除去されてしまうため、3 Hz 以上に大きなピークが見られないことがわかる。

(6) モード形

1.3 Hz 付近におけるピークの振動性状を検討するため、伝達関数の応答倍率と位相スペクトルよりモード形を求めたものが、図-8 である。各測点の応答倍率と位相差は G6 地点を基準にして求めた。この振動数のピークは、各測点で同位相であることから、桁を含めた地盤～基礎～橋脚系の 1 次固有振動数と推定される。図より、連壁部の変形性状はややたわみ性を有する。倍率は橋脚上、桁上になる程大きくなる。連壁内部地盤は連壁と一体となって振動していることがわかる。これらのことは連壁剛体基礎で施工された他の橋脚の起振機実験結果とも一致する^{12)~14)}。

5. FEM によるシミュレーション解析

前章で示したように、地震観測結果に基づく連壁剛体基礎橋脚の地震時挙動には、地盤～基礎～橋脚系の相互作用効果が見られる。このことから、地震時挙動を解析的に理解することと、桁の慣性力の影響を把握する目的で、FEM によるシミュレーション解析を実施した。

解析は「FLUSH¹⁵⁾」を拡張した 2 次元 FEM 応答解析プログラム¹⁶⁾を用い、耐震設計において検討の必要性の高い橋軸方向を対象とした。

(1) 解析モデル・地盤定数および入力地震動

解析の対象とした橋脚左半分だけの解析モデルを図-9 に示す。脚柱部・連壁部は、図-9 における断面の中心軸回りの曲げ剛性が架構造物と等しくなるように梁要素でモデル化し、フーチング部は剛体とした。

地盤のせん断剛性、減衰定数のひずみ依存性は図-10 に示すように PS 検層結果と動的三軸試験結果を参考にして定めた。ただし、砂質土 (図中、②、④、⑤の曲線) については岩崎、龍岡等の研究による曲線を用いた¹⁷⁾。また、桁は橋脚頂部に付加質量として評価した。ただし、

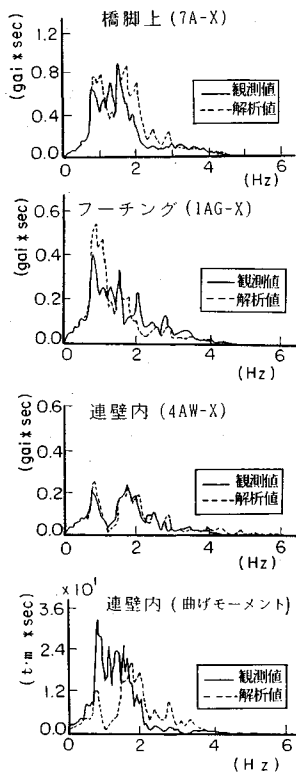


図-12 フーリエスペクトルの比較

本橋脚の桁は橋軸方向に可動するため、付加する質量を種々変化させてFEM解析を実施し、橋脚頂部の観測波形およびフーリエスペクトルと比較的良好一致する質量を選定した。この結果付加すべき重量は1370tfとなり、支承部の鉛直方向反力4560tfの約0.3倍であった。この重量は第6章での応答変位法の適用における上部工水平慣性力の算定に用いる。なお、解析モデルは側方に伝達境界を設定し、フーチングの奥行き12mに面外粘性境界を設定した。入力波は、地震No.4におけるGL-41.2m地点(G6)での観測波形を用いた。

(2) 波形およびフーリエスペクトルの比較

観測結果と一致する支承部反力を用いた場合の応答波形を示したものが図-11である。観測波と比較した測点は橋脚上、フーチング上、連壁部および連壁部の曲げモーメント等である。各図中、上は観測波を示し、下は解析波を示している。また、これらの波形は6Hz以上の成分をカットしたものである。観測波形と解析波形を比較すると、両者の最大加速度はほぼ同程度になる。連壁部の曲げモーメント(3SV-0)は、鉄筋計からのひずみを図-16の断面の中心軸回りに換算したものであり、FEM解析からの曲げモーメントは観測値と同一深度における梁要素の曲げモーメントを図-9の断面の中心軸回りに換算したものである。解析からの最大曲げ

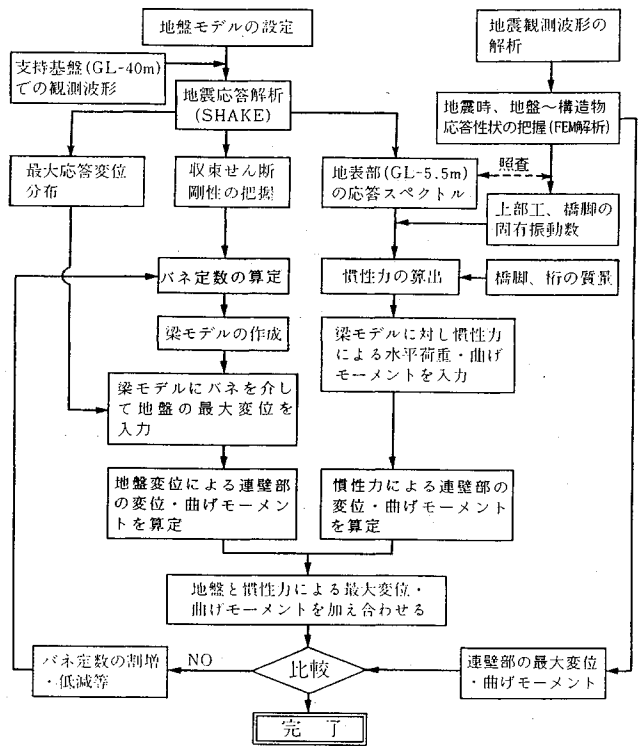


図-13 解析手順の流れ

モーメントは観測値と比較して約1/2程度小さく、波形もあまり一致していない。これは梁要素に発生する曲げモーメントの換算方法に問題があるものと考えられる。

波形と同様の測点におけるフーリエスペクトルを示したものが図-12である。これらのフーリエスペクトルも観測値、解析値とも6Hz以上をカットした。各図中、実線(—)は観測値を示し、破線(----)は解析値を示している。観測および解析からのフーリエスペクトルを比較すると、各測点における応答加速度の1次固有振動数はおおむね一致している。一方、解析からの曲げモーメントのフーリエスペクトルは観測値に比較し、ピークの現われ方が多少相違する。しかし、他の測点における波形およびフーリエスペクトルから判断すると、少なくとも変形に関しては観測値を十分模擬していると思われる。

6. 応答変位法の適用による検討

(1) 計算手順の概要

応答変位法を適用した場合における計算手順の概要を図-13に示す。この方法は基本的に2つの流れに大別できる。その1では、まずフーチング部および連壁部を梁モデルに設定する。続いてこのモデルに地盤と基礎のパネを介して地盤の最大応答変位を入力し、連壁部の応力を求める。その2は橋脚、桁の重量に対する慣性力お

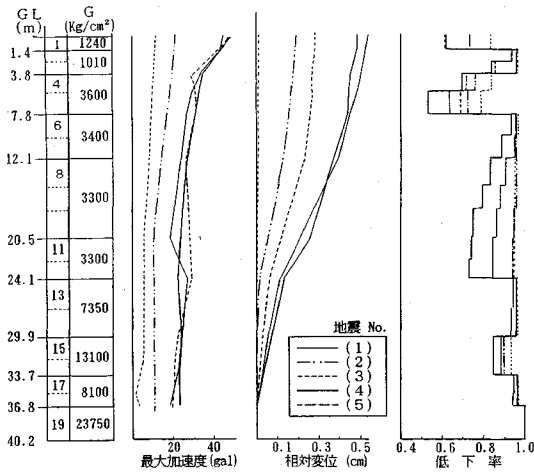


図-14 地盤の応答解析結果

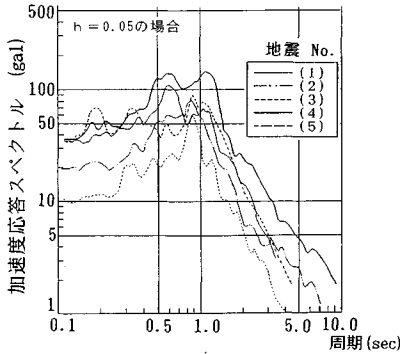


図-15 加速度応答スペクトル

よび曲げモーメントを梁モデルとしての連壁頂部に作用させ、連壁部の応力を求める。そして両者の応力を加え合わせ、設計応力とするものである。この方法の主要な特徴は、地盤の最大応答変位およびバネを算出するための収束せん断剛性を1次元波動解析プログラム「SHAKE」¹⁸⁾を用いて算定するところにある。この場合、観測された地震波を用いずに「SHAKE」により計算した波形を用いたのは、観測波形に構造物の影響が含まれていると考えられることと、他の橋脚の設計にも適用できるように汎用性を考慮したためである。

(2) 地盤の最大応答変位、収束せん断剛性の算出

地盤の最大応答変位および収束せん断剛性の計算は「SHAKE」により、対象とした地盤の動的応答解析を行って求めた。計算より得られた最大加速度、基礎との相対変位、せん断剛性の低下率を図-14に示す。図より、相対変位ならびにせん断剛性の低下率は、層の境界部であるGL-8m付近より浅い層、ならびにGL-24m付近で大きな変化を示すことがわかる。なお、解析では地盤のせん断剛性および減衰のひずみ依存性を図-10に示す等価線形曲線により考慮した。解析はGL-41.2m

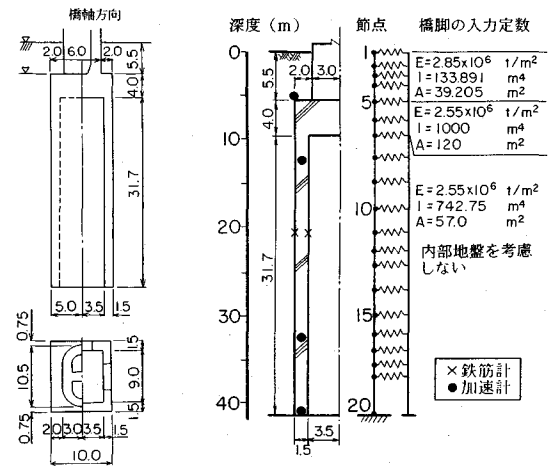


図-16 基礎の詳細

図-17 梁モデル

(G6) で得られた基礎の波形を入力として求めた。

(3) 慣性力および曲げモーメントの算出

連壁頂部に作用する慣性力は、「SHAKE」によって得られたフーチング位置 (GL-5.5 m) での地盤面の加速度応答スペクトル値を水平加速度として、シミュレーション解析から得られた桁の重量の約 0.3 倍と脚柱部の全重量に対して算出し、フーチング上に作用させた。今回得られた加速度応答スペクトル (減衰定数 5% の場合) を図-15 に示す。この時、橋脚の卓越周期は図-7 に示す伝達関数から 0.85 秒 (1.18 Hz) 付近と推定したが、設計上は耐震設計指針 (案) 解説⁹⁾から算出する。耐震設計指針 (案) 解説による卓越周期は 0.91 秒 (1.1 Hz) が得られ両者は概略一致することがわかる。

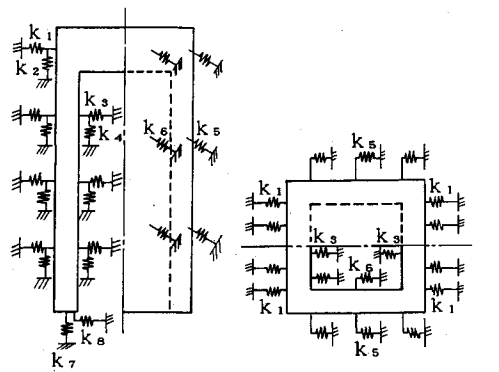
(4) 橋脚のモデル化

地盤中に埋め込まれた脚柱部と連壁部は、図-16 に示す基礎を図-17 のように梁要素にモデル化し、地盤との相互作用はバネ要素でモデル化した。地表からフーチング天端までは脚柱部の曲げ剛性を等価とし、フーチング部は剛体、連壁部は□字型の曲げ剛性が等価になる様に設定した。モデル化にあたり、連壁内部の地盤は考慮しない。また、桁および橋脚の慣性力と曲げモーメントの作用点はフーチング上端 (節点 5) とした。

(5) バネ定数の算定

バネ定数は① Mindlin の第 II 解を用いて求める方法と¹⁹⁾ ② JR の方法等^{2),3)} によった。Mindlin の第 II 解からの方法は文献 19) より求め、JR の方法は以下のように求めた。連壁剛体基礎は図-18 のように基礎の前後面の地盤反力や底面の地盤反力に加えて、連壁内側の水平地盤反力や、基礎前後面と内側、側面外側と内側および基礎底面のせん断地盤反力を考慮し 8 種類の地盤バネによって支持されているものとする。

8 種類の地盤バネ定数は図-18 の中に示し、 $k_1 \sim k_8$

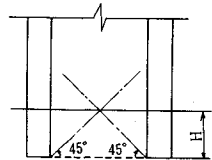


図一18 パネの位置
 K1: 前後面外側の水平地盤係数 K5: 側面外側のせん断地盤係数
 K2: 前後面外側のせん断地盤係数 K6: 側面内側のせん断地盤係数
 K3: 前後面内側の水平地盤係数 K7: 底面の鉛直地盤係数
 K4: 前後面内側のせん断地盤係数 K8: 底面のせん断地盤係数

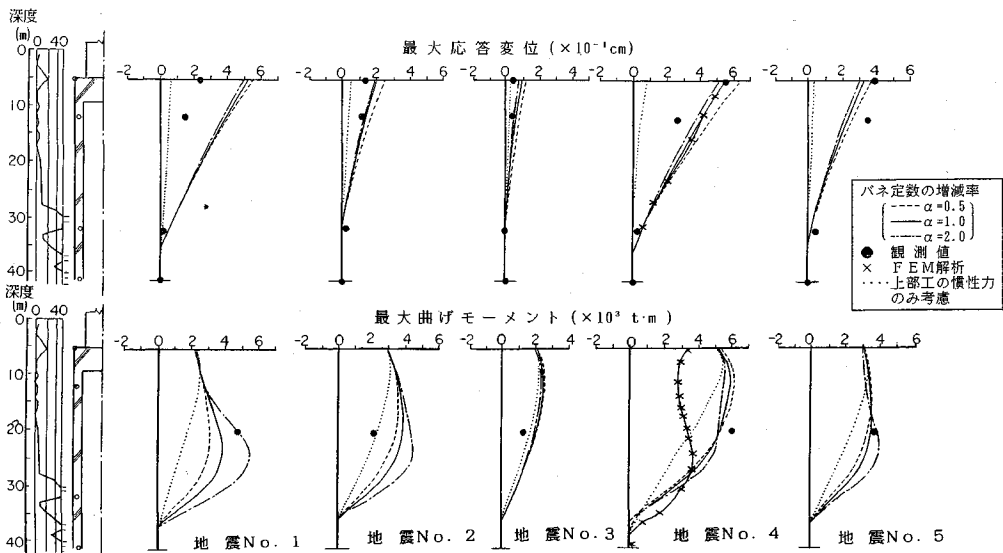
表一2 パネ定数の算定式

K値	K 値の算定式	備考
K 1	$K1=K_h=0.4 \times \alpha E_0 \times BH^{-3/4}$	
K 2	$K2=(0.15 + 0.35Z/Df)K1$	今回は考慮しない
K 3	$K3=0.2K1$	*1)
K 4	$K4=(0.8Z/Df-0.4)K2 \geq 0$	今回は考慮しない
K 5	$K5=0.6K1$	
K 6	$K6=(0.8Z/Df-0.4)K5 \geq 0$	*1)
K 7	$K7=K_v=0.4 \times \alpha E_0 \times BV^{-3/4}$	今回は考慮しない
K 8	$K8=K_v=0.5KV$	〃

ここに、 E_0 : 地盤の変形係数
 $E_0=2G_0(1+\nu)$
 α : E_0 の算定方法および荷重条件に対する補正係数
 BH: 基礎前面の換算幅 (cm)
 VB: 基礎底面の換算幅 (cm)
 Z: 基礎天端からパネまでの深さ
 Df: 基礎の全長 (3750cm)



*1) K3, K6 の有効範囲は右図に示すHの部分のみとする。



図一19 最大変位・最大曲げモーメントの比較 (JRの方法パネ・上部工の慣性力を考慮した場合)

についてのパネ定数の算定式は表一2に示した。基準となる k_1, k_7 は基礎標準⁵⁾に従い算定する。 k_1, k_7 を算出するのに必要な変形係数 (E_0) は表一2の中に示した式に6.(2)節で求めた収束せん断剛性 (G_0) を代入して求める。ただし、 k_7 は基礎の施工に伴う地盤のゆるみやスライムなどを考慮して、実際には k_7 の50%として用いている。表一2中に示す k_2 から k_6, k_8 の係数は形状の影響も含めた係数とするため水平断面および鉛直断面のFEM解析を行い²⁰⁾、その結果より各係数の値を求めているが、 k_3, k_4, k_6 は基礎内部地盤による反力であり、内部地盤が基礎と同様の挙動をすれば、期待できないものである。そこで、実際には、基礎底面から45°のすべり線を考え、それから上の部分については $k_3, k_4, k_6=0$ としている。

(6) 解析値と観測値の比較・検討

① 最大曲げモーメントおよび最大変位

解析値と観測値を比較した場合の1例として、JRのパネを用いた時の最大変位、最大曲げモーメントを図一19に示した。各図中にはパネ定数が0.5倍、2倍の場合も示している。各図中、左より、(1)から(5)の地震波について示してある。実線(—)はパネ定数が1.0倍、破線(----)は0.5倍、一点鎖線(- - -)は2倍の場合であり、黒印(●)は観測値である。また、点線(.....)は上部工と橋脚の慣性力のみを外力とし、地盤の応答変位を考慮しない場合である。図中に示した最大応答変位の観測値は各測点で得られた加速度波形を2回積分し、その変位波形を連壁底部の変位波形より差引いたものである。加速度波形を積分する時のLow cut

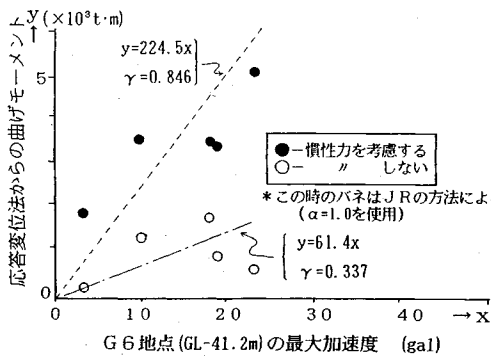
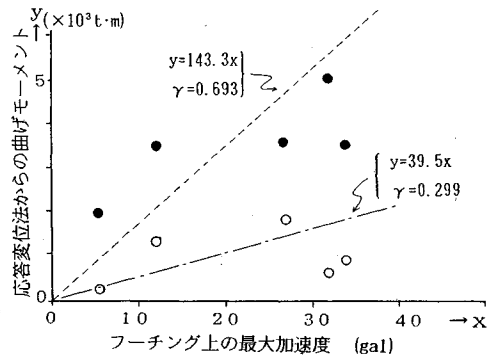


図-20 最大加速度と応答変位法からの最大曲げモーメント



filterの振動数は、桁および橋脚上の変位波形（観測された加速度波形の2回積分）の差が観測した相対変位計の波形と一致する様に決定した。また、(4)の地震波についてはFEM解析からの結果も示している。

図より、JRのバネを用いて上部工の慣性力を考慮した場合、応答変位は(1)の地震波を除いてよく一致し、バネの大きさによる差はほとんどない。また、曲げモーメントはどの地震波に対しても観測値とよく一致している。このことは、応答変位法を用いた耐震設計法がかなり妥当であることを示している。最大変位はFEM解析結果とかなり良い一致を示すが、曲げモーメントの場合はあまりよく一致しない。これはFEM解析から得られる梁要素の曲げモーメントの換算方法に問題があると考えられる。

上部工と橋脚の慣性力のみを外力とし、地盤の応答変位を考慮しない場合の最大変位および最大曲げモーメントは上記の解析結果ならびに観測値に比較して小さな値を示すことがわかる。

② 最大加速度と最大曲げモーメント

フーチング上およびGL-41.2m地点(G6)の最大加速度と応答変位法より求めた場合の最大曲げモーメントを図-20に示す。図中、左側はG6地点であり、右側はフーチング上の場合である。バネの倍率は1.0倍である。各図中、●印は上部工の慣性力を考慮した場合であり、○印は考慮しない場合である。すなわち、一点鎖線(---)より下の部分は地盤の変位による曲げモーメントであり、破線(----)と一点鎖線間は上部工の慣性力による曲げモーメントである。また、G6地点とフーチングの場合を比較すると、上部工慣性力の有無による差は、G6地点の方が顕著に現れる。これはG6地点の方が上部工の慣性力の影響を受けないことによるものと思われる。

③ 観測値と解析値からの最大曲げモーメントの比較

観測値と対応した深さでの最大曲げモーメント(節点11)を比較したものが図-21である。図中、○印は

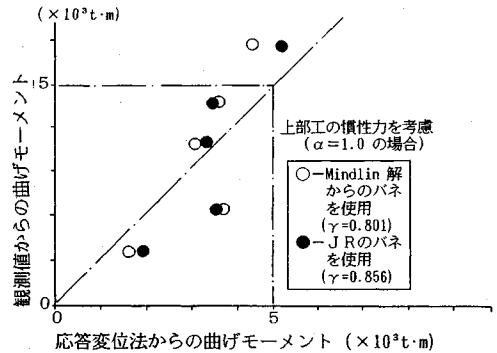


図-21 最大曲げモーメントの比較

Mindlin解のバネを用いた場合であり、●印はJRの方法のバネを用いた場合である。この図から、JRの方法およびMindrin解からのバネを用いた場合の相関係数(γ)は、それぞれ $\gamma=0.856$ と $\gamma=0.801$ となり、JRの方法から求めた場合の方がやや観測値に近い事がわかる。

7. まとめ

本研究では、軟弱地盤上に建設された根入れの深い連壁剛体基礎橋脚における同時多点の地震観測結果と2次元FEMによるシミュレーション解析より、地震時挙動を把握すると共に応答変位法の適用性についての検討を行った。これらの結果をまとめると以下の様になる。

(1) 地震観測結果より、地盤~基礎~橋脚連成系の1次固有振動数は1.2 Hz付近と推定され、地盤のみの1次卓越振動数と考えられる0.8~0.9 Hzよりやや高い振動数を示す(図-5と図-7)。連壁剛体基礎はややたわみ性を有する変形モードを示し(図-8)、連壁内部地盤は連壁と一体となって振動する(図-5)。

(2) 2次元FEMを用いたシミュレーション解析によると、地盤~基礎~橋脚系の1次固有振動数および最大加速度は観測値をおおむね再現する(図-11と図-12)。ただし、FEMモデルの梁要素に発生する曲げモー

メントについては、実構造物への換算方法等に改善すべき点が残っており、今後、連壁の2次元FEMモデル化の方法と併せて検討する必要がある。

(3) 応答変位法の適用において、「SHAKE」より求めた各層の最大応答変位と取束せん断剛性から算出したバネ定数ならびに上部工の慣性力を考慮した梁モデルの最大応答変位および最大曲げモーメントは観測値とよく一致する(図-19と図-21)。このことから、軟弱地盤上に建設された根入れの深い基礎の場合、応答変位法の適用が妥当であると考えられる。

参考文献

- 1) 海野：連壁地中壁を用いた函型剛体基礎，土木学会誌，pp. 35～42，1980年4月。
- 2) 海野：地下連続壁を用いた函型剛体基礎の設計・施工，コンクリート工学 Vol. 22, No. 6, pp. 4～11 1984年6月。
- 3) 棚村：地下連続壁による井筒基礎(連壁剛体基礎)の設計，pp. 51～58，1984年12月。
- 4) 高木・茶林：地下連続壁の設計，土木技術，第42巻10号 pp. 44～51，1987年10月。
- 5) 日本国有鉄道：建造物設計標準解説，基礎および抗土圧構造物，1974年6月。
- 6) 日本国有鉄道編：耐震設計指針(案)解説，日本鉄道施設協会，1979年7月。
- 7) 岩崎・川島・高木：強震記録を用いた道路橋ケーソン橋脚の地震応答解析，土木学会論文報告集，Vol. 293，1980年1月。
- 8) 岩崎・川島・高木：開北橋における地盤とケーソン橋脚の動的相互作用の解析，土木学会論文報告集，Vol. 322，1982.6月。
- 9) 西川・平野・加藤：鉄道橋における地下連壁井筒基礎の設計—東北新幹線・笹目川橋梁—，基礎工，pp. 87～92，1984. 12.
- 10) 海野・菊地：連壁剛体基礎橋脚の地震時挙動について，第7回日本地震工学シンポジウム，pp. 919～924，1986年。
- 11) Kaino, T. and Kikuchi, T. : Earthquake response of pier with caisson-type wall foundation and its analysis, Proc. of the 9th world Conference of Earthquake Engineering, Tokyo/Kyoto, 1988.
- 12) 茶谷・菊地：連壁剛体基礎の水平耐力特性について，大林組技術研究所所報 No. 29, pp. 109～118, 1984年8月。
- 13) 菊地・古池：連続地中壁橋脚基礎の振動特性，土木学会第38回年次学術講演会 第1部，pp. 703～704，1983年9月。
- 14) 飯島・菊地：連壁剛体基礎と中実基礎の振動特性について，土木学会第43回年次学術講演会 1部，pp. 1048～1049. 1986. 2.
- 15) Lysmer, J. and Udaka, T., Tsai, C. F and Seed, H. B. : FLUSH-A Computer Program for Approximate 3-D Analysis of Soil-Structure Interaction Problems, Earthquake Engineering Research Center, Report No. EERC 75-30, University of California, Berkeley, November, 1975.
- 16) OHBAYASHI-GUMI, LTD. Computing Center, Z-FLUSH, A Computer Program For Approximate 3-D Analysis of Soil-Structure Interaction Problems, 1984.11
- 17) 岩崎・龍岡・高木：地盤の動的変形特性に関する実験的研究(Ⅱ)—広範囲なひずみ領域における砂の動的変形特性—，土木研究所報告，第153号 1980年3月。
- 18) Schnabel, P. B. , Lysmer, J. and Seed, H. B. : SHAKE-A Computer Program for Earthquake Response Analysis of Horizontally Layered Sites, EERC 72-12, Dec., 1972.
- 19) 土質工学会編：土と構造物の動的相互作用，pp. 286～287，1973年10月。
- 20) 大植・中村：地下連続壁を基礎として用いる場合の利用方法と問題点，基礎工，pp. 16～22，1980年6月。

(1992. 7. 13 受付)

STUDY OF DYNAMIC BEHAVIOR AND THE VALIDITY OF THE SEISMIC DEFORMATION DESIGN METHOD OF THE PIER WITH DEEP CASSON-TYPE WALL FOUNDATION

Toshio KIKUCHI and Takaya KAINO

Applicability of 2-dimensional FEM and seismic design method for a pier with deep caisson-type wall foundation were studied based on earthquake observation. Interactive behavior of ground-foundation-pier was observed at a rail way bridge with 27 sensors. FEM well simulates acceleration of the interactive behavior. However, further research is necessary to simulate bending moment. Seismic design method well simulates displacement and bending moment. Sismic deformation design method is rather applicable.