

新しい高架橋構造の耐震性の検討

Earthquake Resistance of New Type Viaduct Structure

脇田英治*, 田蔵隆**, 出羽克之***

Eiji Wakita, Takashi Tazoh, Katuyuki Dewa

*工博, 群馬工業高等専門学校 教授, 環境都市工学科 (〒371-8530 群馬県前橋市鳥羽町 580 番地)

**工博, 清水建設株式会社 部長, 技術研究所土木研究開発部 (〒135-8530 東京都江東区越中島 3-4-17)

***清水建設株式会社 副部長, 土木本部設計部 (〒105-800 東京都港区芝浦 1-2-3)

The current viaduct pier is usually made of reinforced concrete, and the piers are connected each other by the beam at the surface of the ground. This paper proposes a new type viaduct structure in order to improve the defect of the current structure. The proposed viaduct's pier is made of steel tube without the footing beam. The inside of the steel tube is filled with concrete. This concrete filled steel tube is called CFT. It is indistinct that such a new type viaduct behaves in the moment of the earthquake. Therefore, the following examination was enforced to elucidate these problems. The dynamic centrifuge modeling was carried out by using the two types of model. They are the structure model without the connection beam and the model with the connection beam. The dynamic 3-dimensional FEM analyses were executed to simulate the experiment results. The both results were compared and examined. These experiments and numerical analyses have made clear the mechanism of the new type viaduct's behavior in the time of earthquakes. According to the results, the stress and deformation are more reduced by the structure without the connection beam than by the structure with the connection beam. The series of the examination mentioned above have verified the effectiveness of the new type viaduct structure.

Key Words: Viaduct, FEM, Dynamic analysis, Centrifuge modeling, Pile foundation

キーワード: 高架橋, 有限要素解析, 動的解析, 遠心実験, 杭基礎

1. はじめに

兵庫県南部地震では, 鉄道などに使用されていたラーメン式の高架橋に大きな被害が発生し, その耐震性の確保は重要課題となっている。このような課題に対して, CFT柱の採用は高架橋の耐震性向上のための一つの方策である。CFTとはコンクリート充填鋼管の略語 (Concrete Filled steel Tube) である。鋼管内にコンクリートを充填することにより, 高耐荷力・高じん性を期待することができる特徴を有する。

さらに, 従来は高架橋の構造として地中梁 (図-1に示す Connection beam) を設けた構造が一般的である。このような構造が多く採用された理由は次のとおりである。すなわち, 従来, 高架橋の地震時の設計は静的震度法などにより行われてきた。このような設計に従えば, 地中梁を設けた構造の方が安定性が高いという結論になりがちである。しかし, 本来, 地震力とは静的震度法のように, 慣性力

が上部構造に作用するようなメカニズムではなく, 地盤の振動が構造物に伝達し, それらの相互作用として, 構造物に応力が生じる現象である。そこで, この現象をより忠実に再現できる実験と数値解析によれば, 従来とは異なる結論が得られる可能性がある。すなわち, 地中梁を設けない構造の方がより安定性が高いという結論である。

このようにして, 地中梁を取り除いた構造の合理性が実証されれば, 新タイプの高架橋構造として, その意義は大きい。また, 地中梁を無くすことができれば, 高架橋の建設をより経済的に, しかも短工期で達成することができる。

本研究では, そのような地中梁無しCFT高架橋構造の地震時挙動を解明するため, 実証実験と数値解析を実施している。実験と解析の対象は, 比較のため, 新タイプの高架橋の他に, 従来工法の高架橋についても実施した。本論文ではそれらの結果を用いて, 両構法の合理性・適用性について検討する。

表-1 実験に用いた相似則一覧

Item		Unit	Real Structure	Model for experiment	Scale Ratio
Ground (Upper layer)	Thickness	m	15	0.3	1/N
Ground (Lower layer)	Thickness	m	2.5	0.05	1/N
Pile	Diameter	m	1	0.02	1/N
	Thickness	m	0.006	0.00012	1/N
	Length	m	17.5	0.35	1/N
	Young Modulus	kN/m ²	2.1E+08	2.1E+08	1
	Bending stiffness	kN·m ²	4.82E+05	7.71E-02	1/N ⁴
CFT Pillar	Bending stiffness	kN·m ²	4.27E+05	6.83E-02	1/N ⁴
Upper structure	Natural frequency	Hz	0.6	30	N
	Mass	kg	1.94E+06	1.55E+01	1/N ³
Acceleration etc.	Centrifuge accel.	g	1	50	N
	Vibration accel.	g	0.15	7.5	N
	Displacement	m	50	1	1/N
	Frequency	Hz	1	50	N

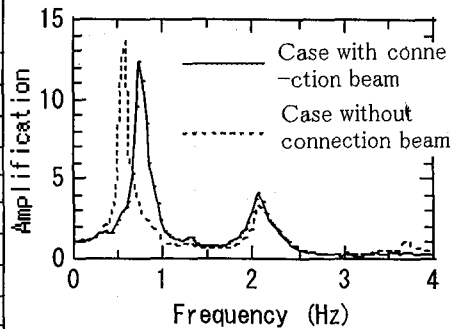


図-2 基盤に対する高架橋天端の周波数伝達関数²⁾

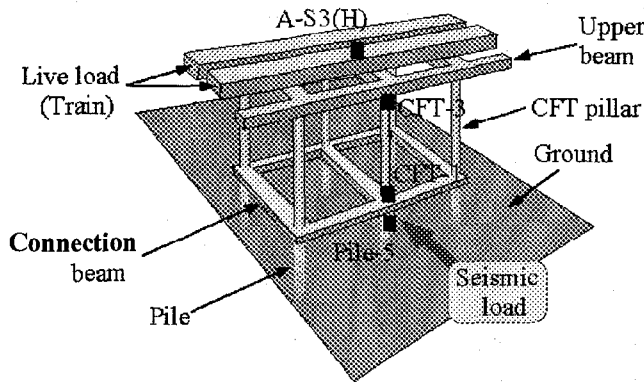


図-1 実験モデルの概要

2. 遠心振動実験とその結果

2.1 遠心振動実験の概要

想定した実物の高架橋は高さ11.4m、橋軸・橋軸直角方向ともにスパン10mである。杭長は17mである。地盤は表層が軟弱な砂層15m、その下が支持層である。CFT柱はφ800mmのコンクリート充填鋼管、杭はφ1,000mmの鋼管杭、上層梁及び地中梁はW1,250mm×H900mmの鉄筋コンクリート構造である。地震時慣性力に寄与するものとして、上乗荷量として桁重量及び列車重量を考慮している。

図-1は実験に用いた構造モデルの概要を表している。本図は地中梁の有るCASE(従来タイプ)である。もう一つのCASE(新タイプ)はこの構造から地中梁を取り除いた構造となっている。高架橋・杭・地盤系の橋軸方向2スパン分を縮尺率1/50としてモデル化して遠心振動実験を行った。地震入力は橋軸直角方向の1方向である。

CFT柱はφ16mmのモルタルを充填したステンレス鋼管である。RC構造の単位体積重量とアルミニウムの単位体積重量は近いので、上層梁及び地中梁にはアルミニウムを採用した。上乗荷量として鉛板10.7kgを設置した。地盤の表層30cm部分を乾燥した8号珪砂で作成

した。地盤の相対密度は70%である。支持層は貧配合のソイルセメントを用いて形成した。地盤は橋軸方向に23.8m、橋軸直角方向に38.5mの広さである。杭はφ200mmで、長さ34cmのステンレス鋼管とした。杭頭はCFT柱に剛結した。杭下端は支持層に杭外径の2倍を根入れした。遠心振動実験に用いた相似則を表-1に示す。以後の時間・加速度等の実験結果は実物への換算値で示す。

実験CASEは2CASEである。そのうちの1つは地中梁の有る場合であり、他の1つは地中梁の無い場合である。なお、本論文では地盤の液状化を検討の対象としなかった。高架橋の振動数に対する応答特性を把握するため、加振波は次の2種類とした。

- (1) El-Centro 1940 NS 地震波, 80 cm/s²
- (2) 正弦波 0.6 Hz, 100 cm/s², 10 波

2.2 実験結果とその考察(スウィープ加振)²⁾

最初に、橋・杭・地盤系の振動特性を把握するため、微小な加振加速度2 cm/s²のスウィープ加振を行った。基盤(A-G0)に対する高架橋天端(A-S3)の周波数伝達関数を図-2に示す。地中梁が付属している場合、0.7 Hzにピークがみられる。地中梁が付属していない場合、0.6 Hz付近にピークがみられる。これらは高架橋の1次固有振動数である。また、2 Hz付近のピークは地盤の初期せん断剛性における1次固有振動数である。

2.3 実験結果とその考察(正弦波0.6 HzのCASE)²⁾

図-3は、正弦波0.6 Hz, 100 cm/s²のCASEの基盤入力加速度、高架橋天端加速度、およびCFT柱・杭頭部の曲げひずみの時刻歴応答を示している。図に示す5つのグラフを上から3a, 3b, 3c, 3d, 3eと呼ぶ。図では、地中梁有りの場合と地中梁無しの場合を比較しやすいように、重ねて表示している。それによると、入力加速度(図-3e)は、地中梁有り及び地中梁無しの場合、ともにほぼ一致している。ただし、14~19秒には短周期のノイズがはいってしまい、これが原因で、地中梁有りの場合、加振加速度が約50 cm/s²と小さな加速度になってしまった。これは振動台の低振動数領域における加

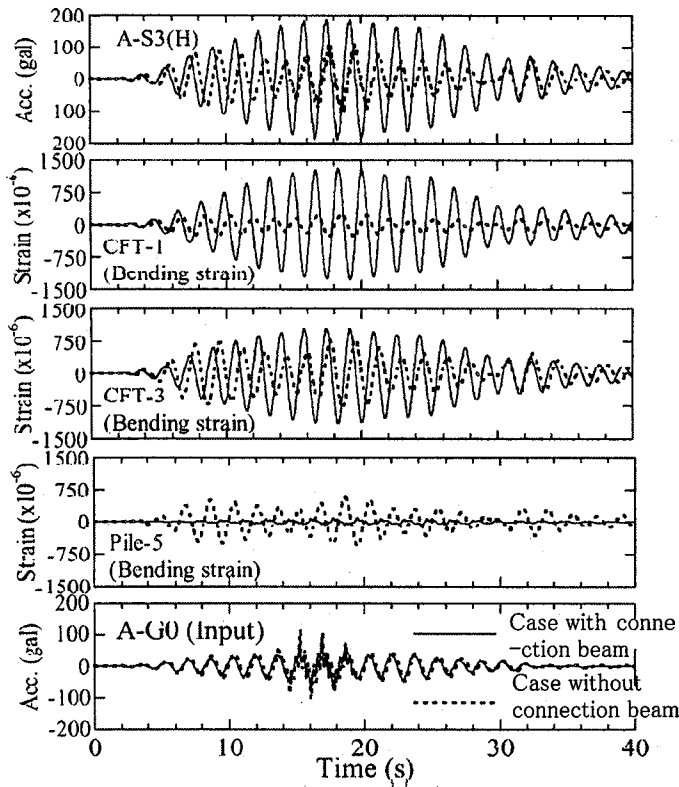


図-3 天端加速度・CFT柱・杭頭曲げひずみの応答²⁾

振能力の限界によるものである。高架橋天端 (A-S3) の加速度応答(図-3a)を見ると、地中梁有りは地中梁無しの場合よりも大きくなっている。これは地中梁の有りと無しで振動モードが異なっていることによるものと考えられる。高架橋天端の加速度の大きさに関して、地中梁の有無の影響はCFT柱上部 (CFT-3) の曲げひずみ (図-3b) に関しても同様に現れている。図-4にCFT柱及び杭の曲げひずみが最大値を示した時刻におけるそれらの深度分布を示している。図-3と図-4からわかるように、地中梁有りと地中梁無しで特に大きな差が生じているのは、CFT柱下部 (CFT-1) と杭頭 (Pile-5) の曲げひずみである。

その原因は次のように考えられる。地中梁がある場合、地中梁のある位置が固定条件に近くなり、CFT柱に大きな断面力を生じさせる。それに対して、地中梁が無い場合は突出杭の挙動に近く、曲げひずみはCFT柱と杭頭間で連続的な変化を示すと考えられる。注目すべきはCFT柱下部に0.15%のひずみが発生していることである。加振加速度が50 cm/s²と小さいにもかかわらず、この現象は地中梁があるCASEで生じた。このひずみレベルは鋼材の降伏ひずみに相当するものである。このように地中梁の有無により高架橋の挙動に大きな差異が生じる。以上に関しては、数値解析結果についても同様の傾向が見られるが、その詳細、および実験結果と解析結果の比較については4.の数値解析の章で後述する。

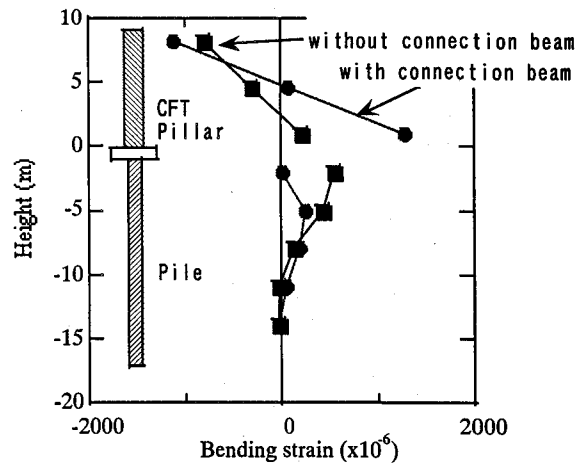


図-4 CFT柱・杭の曲げひずみ分布²⁾

2.4 実験結果とその考察 (El-Centro NS波のCASE)

図-5は、El-Centro 1940 NS地震波、80 cm/s²のCASEの基盤入力加速度、高架橋天端加速度、およびCFT柱・杭頭部の曲げひずみの時刻歴応答を示している。図では、地中梁有りの場合と地中梁無しの場合を比較しやすいように、重ねて表示している。図に示す5つのグラフを上から5a、5b、5c、5d、5eと呼ぶ。

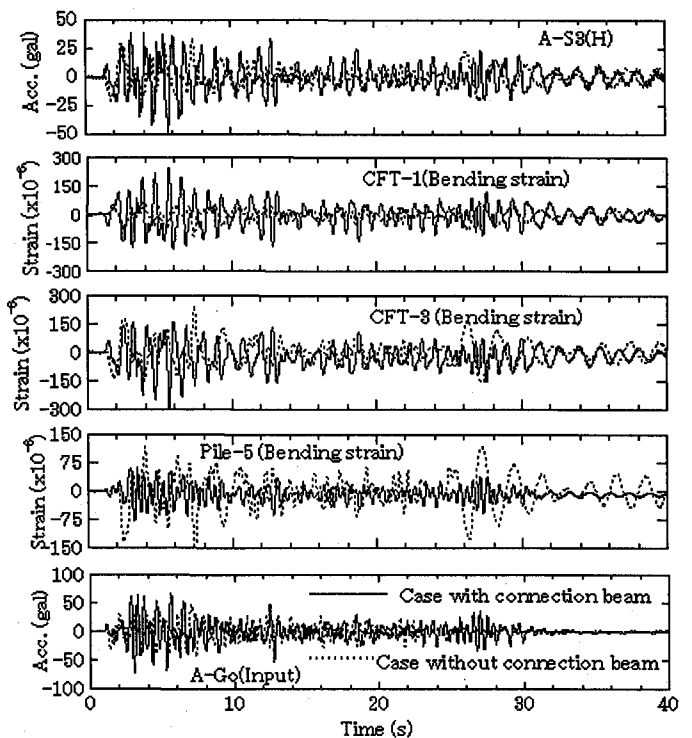


図-5 天端加速度・CFT柱・杭頭曲げひずみの応答

それによると、El-Centro 波の場合、地中梁有りと地中梁無しのCASEの応答値の振幅に関して大きな差異は認められないし、振幅の値自体がかなり小さい。ただし、図-5の波形には応答の大きな時間帯で逆位相を呈しているところが1部分に見られるが、これは高架橋の3次の挙動（ねじれ・部材間の相互作用）の影響であると考えられる。

図-5 (El-Centro 波) と先の図-3 (正弦波0.6 Hz) を比較すると、入力波の最大振幅 (図-5 e) に関して、El-Centro 波は正弦波0.6 Hzの約80%である。つまり、両者の間に大きな差はない。ところが、応答加速度 (図-5 a) に関して、El-Centro 波は正弦波0.6 Hzの約1/4になっている。また、CFT・杭の曲げひずみ (図-5 b~d) に関して、El-Centro 波は正弦波0.6 Hzの約1/5になっている。

正弦波0.6 HzのCASEでは入力波の振動数が高架橋の1次固有振動数に近く (図-2 参照)、それが原因して、振動を増幅させたことを2.3節で前述した。それに対して、El-Centro地震波の場合には、入力波の卓越する振動数成分が高架橋の1次固有振動数の近傍に無いため、高架橋の振動を顕著に増幅させることもなく、地中梁の有無の影響に明確な差異が見られなかったと考えられる。

このことを肯定する資料として、図-6はEl-Centro 1940 NS地震波の応答スペクトルであるが、高架橋の1次固有振動数0.6 Hz~0.7 Hzに相当する周期1.4 s~1.7 sよりも小さい周期0.2 s~0.6 s (振動数1.6 Hz~5 Hz) 付近で振幅が卓越している様子がわかる。

以上の考察結果については、さらに3.~4.の数値解析の章で解析的に検討・検証する。

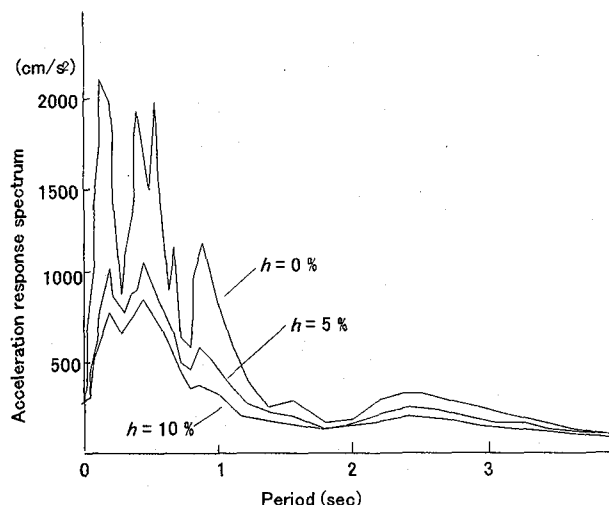


図-6 El-Centro 1940 NS の応答スペクトル

3. 3次元有限要素法による時刻歴シミュレーション

3.1 解析モデル

遠心振動実験で見られた現象を数値解析的に確かめる目的で、3次元有限要素法による高架橋の時刻歴応答解析

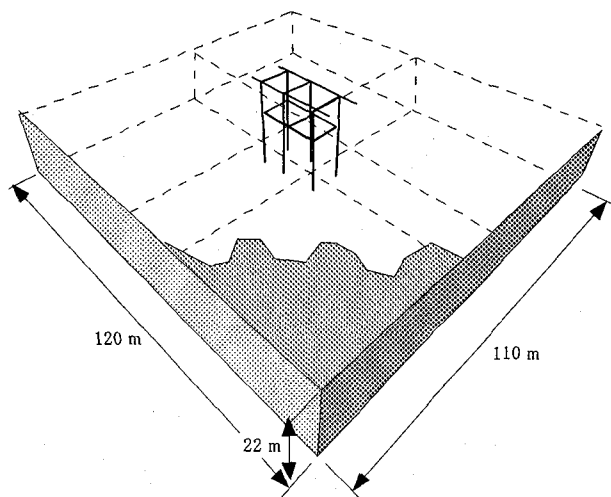


図-7 時刻歴応答解析用のFEM解析モデル

を実施した (等価線形解析)。図-7は遠心振動実験に用いたモデルに相当する解析モデルである。

図に示すように、遠心振動実験に用いた高架橋・地中梁・杭の部分、それらの部分を線形弾性の3次元フレーム要素で表し、地盤部分を線形弾性の3次元ソリッド要素 (8節点アイソパラメトリック要素) で表している。解析の対象とする地盤の範囲は応力の影響範囲を考慮して設定している。すなわち、図-7に示すように、120 m × 110 m × 22 m (要素数16,416個) とした。

モデルの側方端部を水平方向フリー、鉛直方向固定の境界条件としている。また、底面部分は鉛直方向・水平方向共に固定である。そして、遠心振動実験で用いた加振波に相当する時刻歴波形を入力としてモデル下端部に与えた。解析ソフトはSAP 2000である。

表-2 応答解析に用いた土質定数

Layer	Item	Adopted value
1	Young modulus	89 MN/m ²
	Poisson ratio	0.4
	Damping factor	0.15
2	Young modulus	745 MN/m ²
	Poisson ratio	0.3
	Damping factor	0.15

3.2 地盤定数の設定 (非線形解析による検討)

表-2は解析に用いた地盤定数の一覧である。これらの値は地盤のひずみレベルを考慮して設定した。この設定を行うために2つの方法を用いた。本節では、それらのうち、非線形解析による方法、およびその結果について検討する。そして、3.3節で、もう1つの等価線形解析による方法

およびその結果について検討する。

非線形解析による地盤定数の設定法の具体的な手順は次のとおりである。すなわち、遠心振動実験において、 $G_L - 15\text{m}$ までの地盤は8号珪砂を用いて、相対密度 $D_r = 70\%$ となるように整形された。これは N 値換算で $N = 16$ に相当する。

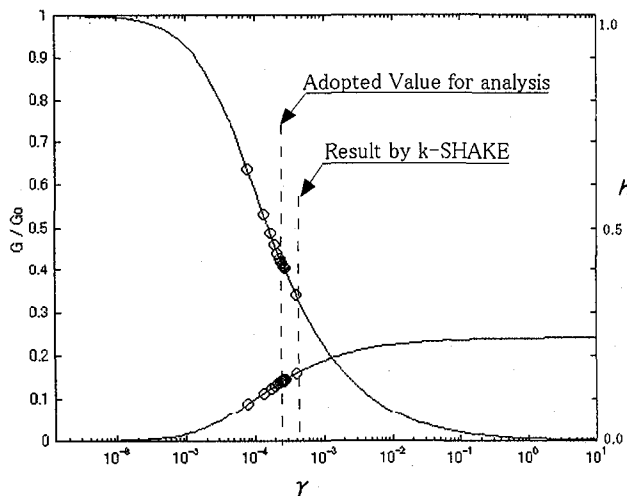


図-8 修正ROモデルに基づくせん断ひずみ～せん断剛性の関係、およびせん断ひずみ～減衰の関係

式(1)は道路橋示方書²⁾にも示されているもので、よく用いられる砂質土に対する関係式である。そこで、先に示した N 値を式(1)に代入して、地盤のせん断弾性波速度を推定する。

$$V_s = 80N^{1/3} = 80 \times 16^{1/3} \approx 200 \text{ m/s} \quad (1)$$

これから最大せん断弾性係数は次のように推定される。

$$G_o = \rho V_s^2 = 0.1836 \times 200^2 = 7350 \text{ kN/m}^2 \quad (2)$$

せん断ひずみ γ とせん断弾性係数 G の間に修正Rambert・Osgoodモデルを仮定する。これにより、せん断ひずみとせん断弾性係数の関係は次のように表すことができる。

$$\frac{G}{G_o} = \frac{1}{1 + \alpha |\gamma G|^\beta} \quad (3)$$

$$\alpha = \left(\frac{2}{\gamma_{0.5} G_o} \right)^\beta \quad (4)$$

$$\beta = \frac{2\pi h_{\max}}{2 - \pi h_{\max}} \quad (5)$$

$$h = \frac{2}{\pi} \frac{\beta}{\beta + 2} \left(1 - \frac{G}{G_o} \right) \quad (6)$$

ここで、式(3)～(6)のパラメータのうち、 $\gamma_{0.5}$ と h_{\max} については、砂に対する標準値として知られている次の値を採用する。

$$\gamma_{0.5} = 1.58 \times 10^{-4}, \quad h_{\max} = 0.24$$

これによりせん断ひずみ γ とせん断弾性係数 G の関係、および γ と減衰定数 h の関係は、図-8に示すように、唯一のものとなる。図-8の曲線上に○印が表示されているが、これは次のようにして得られたものである。

まず、図-9に示すような1次元の地盤を対象とした非線形時刻歴有限要素解析を行った。地盤のひずみ依存特性は図-8に示した曲線に従うとした。それ以外の地盤の物性値は表-2に示すものを用いた。また、入力波は遠心振動実験と同一のものを用いた。

解析の結果、地盤内の最大せん断ひずみ分布が得られた。しかし、図-8の横軸は有効せん断ひずみであるので、最大せん断ひずみ値を有効値に換算する必要がある。有効値への換算法として、一般的に多く用いられている方法は有効値を最大せん断ひずみの0.65倍とするものである。そこで、この方法に基づいて、各深度のせん断ひずみの最大値 γ_{\max} に対して、有効せん断ひずみを $0.65 \gamma_{\max}$ として、それを図-8の横軸上にとり、そこから延ばした鉛直線と交差する曲線上の位置に○印が表示されている。

図-8の○印に相当するせん断弾性係数と減衰定数の値が加振時における地盤のひずみに対応した地盤定数値と推定される。そこで、これらの値の平均値をとり、解析に採用することにした。表-2の値はこのようにして得られた解析採用値であり、図-8にその位置が点線(Adopted value for analysis)で示されている。

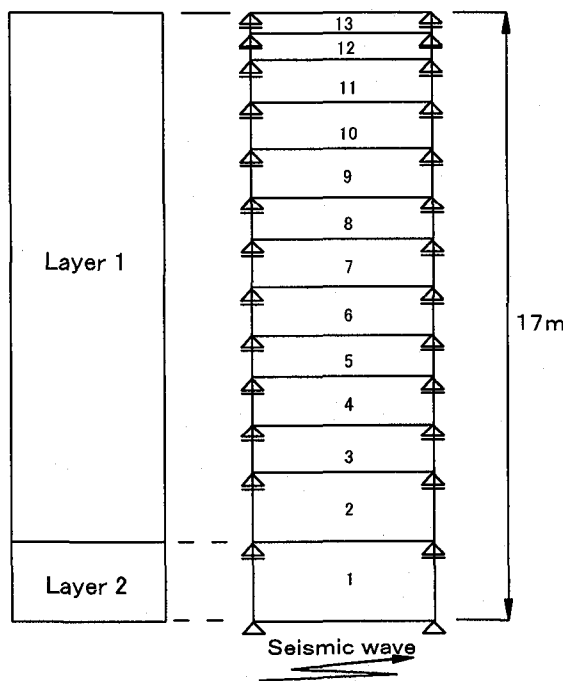


図-9 1次元非線形有限要素解析モデル

3.3 地盤定数の設定 (等価線形解析による検討)

最終的には、地盤定数の設定法として、3.2節で前述した方法を採用したが、比較のために、等価線形解析による検討方法と結果を本節で示す。

本節の解析は、地震応答解析プログラム「k-SHAKE」を用いて行ったものである。「k-SHAKE」は1次元重複反射理論に基づく地震応答解析であるが、等価線形解析を適用することにより、せん断弾性係数および減衰定数の非線形性を考慮することができる。

「k-SHAKE」による解析に必要な地盤の $G/G_0 \sim \gamma$ 曲線、 $h \sim \gamma$ 曲線は前述の図-8に示したものをを用いた。また、入力波は遠心振動実験と同一のものをを用いた。

表-3は地震応答解析の結果である(解析期間中の最大値を表示している)。 γ 、 G/G_0 、 h に関して、当該地層内の分布は一樣であり、地層の上端から下端まで表-3に示す値である。

表-3 1次元等価線形解析結果

Input wave	γ (%)	G/G_0	h
Sin wave 0.6Hz 100 cm/s ²	0.061	0.346	0.157
El-Centro 1940 NS wave 80 cm/s ²	0.053	0.368	0.152

図-8に示した前述(3.2節)の非線形解析の結果(図-8の○印)と比べると、表-3の値が最大値であるので、有効値に換算する必要がある。有効せん断ひずみを $0.65\gamma_{max}$ として、図-8にその位置(Result by k-SHAKE)を示している。これによると、図に示す「解析への採用値」と比べ、せん断ひずみの位置がやや右方向へシフトしているが、その差は大きなものではない。したがって、3.2節で行った地盤定数の設定に大きな誤りはないと考えられる。

4. 数値解析結果

図-10と図-11は0.6Hz正弦波を入力地震波とするCASEの解析結果の一部分である。それらのうち、図-10は地中梁の有るCASEの曲げモーメント分布図である。図-11は地中梁の無いCASEの曲げモーメント分布図である。表-4はこれら両者の解析結果を各部位における変位と曲げモーメントの最大値に着目して、まとめたものである。表において、カッコ外の数字は解析結果である。カッコ内の数字は遠心振動実験結果である。

これらの図によると、柱の曲げモーメント、および最大水平変位に関して、地中梁の無いCASEの方が有るCASEよりも値が小さい。この点に関しては、数値解析の結果も実験結果も定性的・定量的にほぼ一致している。

杭頭部の曲げモーメントに関しては地中梁の無いCASEの方が有るCASEより大きい。しかし、杭の応力度は軸応力度と曲げ応力度の和である。しかるに、表-4からわかるように、地中梁有りの方が地中梁無しよりも杭軸力は大きい。したがって、杭の全応力度に関しては地中梁

無しのCASEが地中梁有りのCASEよりも必ずしも不利とはならない。また、杭の仕様は杭の応力度のみなら

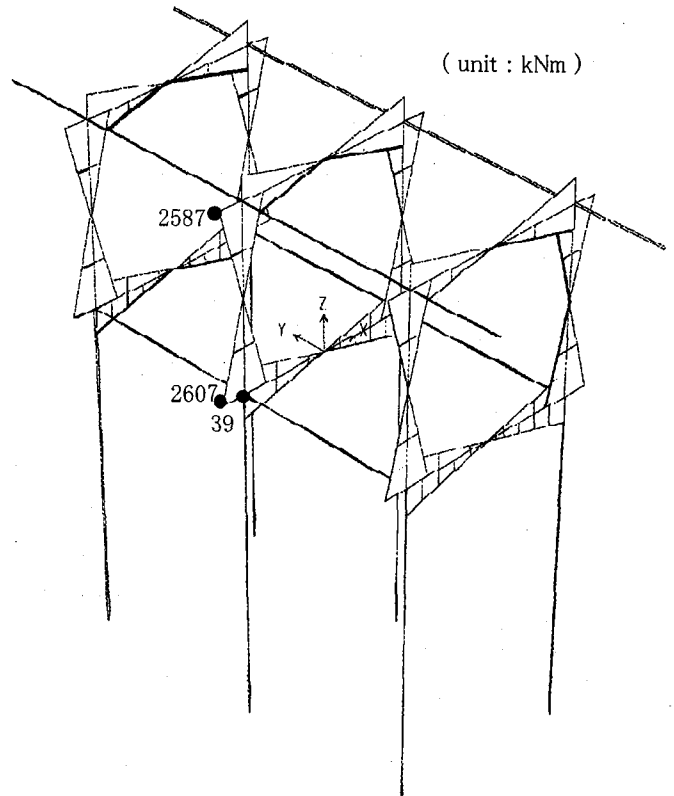


図-10 地中梁有りのCASEの曲げモーメント分布

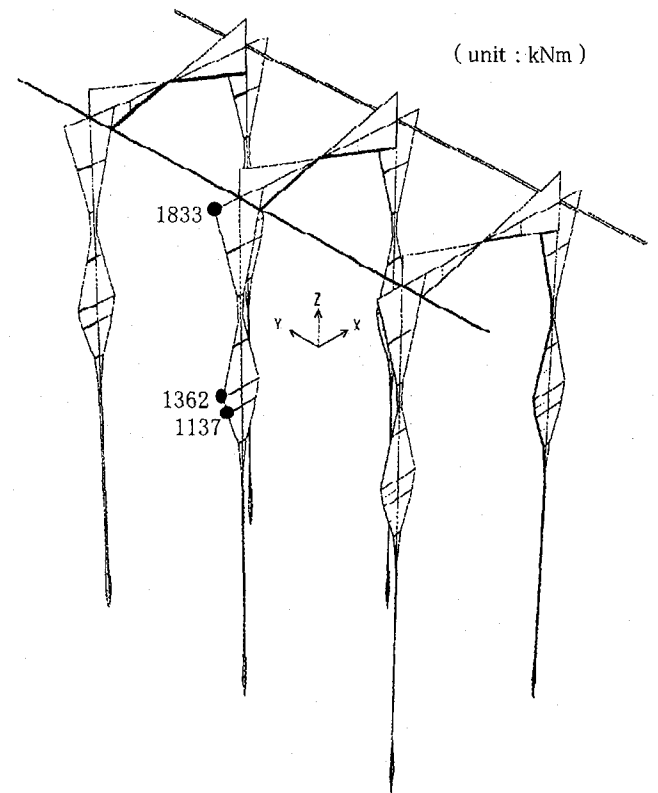


図-11 地中梁無しのCASEの曲げモーメント分布

ず、杭の支持力、および杭頭水平変位に関する検討を行い、それらを総合的に満足するように設計される。したがって、この意味からも表-4における杭頭曲げモーメントの両CASE間の違いは、設計上、杭の仕様決定に支配的な要素ではない。

以上は数値解析の結果であるが、実験結果（表のカッコ内の数字）についても、同様のことが言える。

表-4 解析・実験の結果 (0.6Hz 正弦波のCASE)

	Location	Maximum displacement (mm)	Maximum bending moment (kNm)	Axis force (kN)	First natural frequency (Hz)
Structure equipped connection beam	Top of pillar	103 (150)	2587 (2450)	519	0.63
	Bottom of pillar	10	2607 (2940)	519	
	Pile head	10	39 (196)	872	
Structure without connection beam	Top of pillar	99 (90)	1833 (1960)	363	0.51
	Bottom of pillar	8	1362 (588)	363	
	Pile head	8	1137 (1470)	353	

次に、El-Centro1940 NS 波を入力地震波として用いたCASEについて考察する。表-5はその結果を各部位における変位と曲げモーメントの最大値に着目してまとめたものである。表において、カッコ外の数字は数値解析結果である。カッコ内の数字は遠心振動実験結果である。

表-4に示す0.6Hz 正弦波のCASEと比べ、El-Centro 波に関する表-5の結果は変位・曲げモーメントの値が全体的に1オーダー程小さい。したがって、その分、解析結果・計測誤差等の影響が相対的に大きくなり、実験結果と解析結果に大きな差があるように見えている。特に、水平変位に関しては大きな差が認められる。しかし、曲げモーメントに関しては一致度が良好な部分が多い。値のオーダーが小さい点を考慮すれば、総じて実験と解析の一致度は比較的良好であると考えられる。

表-5 解析・実験の結果 (El-Centro 波のCASE)

Existance of beam	Location	Maximum displacement (mm)	Maximum bending moment (kNm)	Axis force (kN)	First natural frequency (Hz)
Structure equipped connection beam	Top of pillar	12 (20)	539 (490)	108	0.49
	Bottom of pillar	14	539 (490)	108	
	Pile head	14	49 (196)	176	
Structure without connection beam	Top of pillar	27 (50)	627 (980)	127	0.39
	Bottom of pillar	11	470 (343)	127	
	Pile head	11	392 (735)	118	

表-4 (正弦波0.6Hz) の地中梁有りのCASEと表-5 (El-Centro地震波) の地中梁有りのCASEを比較すると、正弦波0.6Hzの場合、入力振幅は

El-Centro地震波の場合と同程度である。にもかかわらず、実験・数値解析ともに変位や曲げモーメントはEl-Centro波の場合の5~10倍程度になっている。

これは次の原因によるものであると考えられる。すなわち、正弦波0.6HzのCASEでは入力波の振動数が高架橋の1次固有振動数に近く、特に地中梁有りの場合、それが原因して、振動を増幅させ、その結果、地中梁の有無の影響が顕著に現れたと考えられる。

それに対して、El-Centro地震波の場合、入力波の振動数が高架橋の1次固有振動数近傍に無いため、地中梁有りの振動を顕著に増幅させることもなく、地中梁の有無の影響に明確な差異が見られなかったと考えられる。

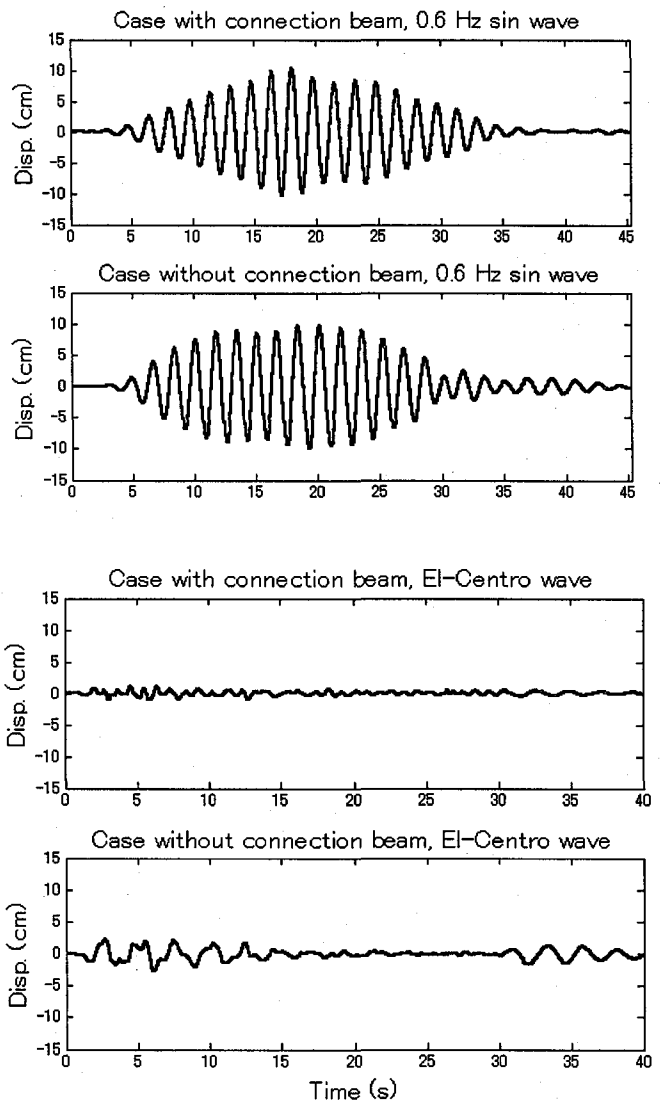


図-12 CFT柱頂部の水平変位の時刻歴 (数値解析結果)

表-4および表-5には固有値解析の結果、得られた1次の固有振動数の値が記述されている。それによると、表

－4（正弦波0.6 Hz）の場合、1次固有振動数は0.63 Hz, 0.51 Hz（高架橋の1次固有振動数の近傍）であるのに対して、表－5（E1-Centro地震波）の場合には0.49, 0.39 Hz（高架橋の1次固有振動数より小さい）である。つまり、これも前述の入力波の振動数が高架橋の1次固有振動数近傍にあることによる影響・現象を裏付けるものである。

図－12は、数値解析結果の結果、得られたCFT柱頂部の水平変位の時刻歴を示している。これら水平変位の最大値については表－4、および表－5にも示し、それに対する考察も行ったが、応答解析結果の時刻歴を参考として示している。

図－12のグラフを上から12a, 12b, 12c, 12dと呼ぶ。これらのうち、12aは正弦波0.6 Hz－地中梁有りのCASEであり、12bは正弦波0.6 Hz－地中梁無しのCASEである。また、12cはE1-Centro波－地中梁有りのCASE、12dはE1-Centro波－地中梁無しのCASEである。

5. 結論

高架橋の「地中梁の有る構造」は「地中梁の無い構造」よりも耐震性に優れていると一般的に認識されている。しかし、液状化の可能性の無い地盤においては、杭と地盤の相互作用を評価して検討することにより「地中梁の無い構造」においても耐震性を確保している場合があることが遠心掲載荷実験、および数値解析により確認された。

ただし、今回の実験および解析は、入力波の振動数が高架橋の1次固有振動数に近い場合と、それよりも大きい（加速度応答スペクトルで1.6 Hz～5 Hz）場合についてである。今回の結論をより一般的なものにするのは、より多種の入力波を用いて、同様の検討を行うことが必要である。

限定された入力波に関してではあるが、実験および解析の結果によれば、次の結論が導かれる。すなわち、「地中梁の無い構造」は「地中梁の有る構造」と遜色ない耐震性能を有している。特に、高架橋の1次固有振動数付近で卓越した周波数特性を持つ入力地震波の場合には、「地中梁の有る構造」は相当大きな応力や変形を生じる可能性がある。それに対して、「地中梁の無い構造」の場合にはそのような状況に至らないようである。

また、修正ROモデルに基づく非線形解析、および等価線形解析により地盤定数を設定し、3次元時刻歴有限要素解析を行った結果は、遠心振動実験結果と定性的・定量的に一致度が高いことが確認された。

参考文献

- 1) 塩屋俊幸, 勝沢勝栄, 出羽克之, 佐藤孝典, 塩川英世: CFT柱とRCはりの新しい接合方法の開発, 第4回

複合構造の活用に関するシンポジウム, 土木学会, pp. 219-224, 1999.

- 2) 佐藤正義, 脇田英治, 田蔵隆: 遠心振動実験によるCFT高架橋の耐震性検討, 第55回土木学会年次学術講演会講演概要集, 土木学会, 2000.
- 3) 日本道路協会: 道路橋示方書 耐震設計編, 1990.
- 4) F. Tatsuoka, T. Iwasaki, S. Fukushima H. Sudo: Stress Conditions and Stress Histories Affecting Shear Modulus and Damping of Sand under Cyclic Loading, Soils and Foundations, Vol. 19, No. 2, pp. 27-42, 1979.
- 5) F. Tatsuoka, T. Iwasaki, S. Yoshida, S. Fukushima H. Sudo: Shear Modulus and Damping by Drained Tests on Clean Sand Specimens Reconstituted by Various Methods, Soils and Foundations, Vol. 19, No. 1, pp. 39-54, 1979.

(2000年9月14日受付)