

直接基礎の地震時挙動に関する数値モデルの開発(その1)

白戸真大¹・河野哲也²・中谷昌一³

¹(独)土木研究所 構造物研究グループ基礎チーム 主任研究員(〒305-8516 茨城県つくば市南原1-6)

²(独)土木研究所 構造物研究グループ基礎チーム 研究員

³(独)土木研究所 構造物研究グループ基礎チーム 上席研究員

1. はじめに

直接基礎は良質な地盤条件の下で建設される。また、道路橋示方書¹⁾の直接基礎の設計法では、常時に過度な沈下が生じないように地盤反力度の上限値や、供用中に遭遇する可能性が高い規模の地震動(レベル1地震)に対して基礎が過度に浮き上がることをないように底面浮上り幅の制限が加えられており、実際にはこれらの制限値が基礎の寸法を決定する。このようにして設計された直接基礎は、大地震に対しても十分な耐震性を有していると考えられている。

しかし、大地震時の直接基礎の応答、残留変位を予測する手法に関する研究は進んでおらず、直接基礎の耐震性がどの程度十分であるのかは評価できない²⁾。そこで、これらを予測する手法を整備する必要がある。

直接基礎の挙動について実験を行い、基礎底面と地盤間の相互作用を非線形の回転バネや分布鉛直バネでモデル化する方法も考えられる。しかし、沈下等の残留変位の予測ができなかったり、沈下・滑動・傾斜の連成挙動が与える影響が考慮されていなかったりするため、様々な条件下での直接基礎の応答・残留変位を評価するには十分でない。ソリッド要素で地盤をモデル化した有限要素解析も考えられるが、数値計算に係わる自由度が大きくなりすぎるという欠点がある。

これらに代わる手法で、かつ構造物の地震応答解析への適用性が高い手法の一つとして、マクロエレメントにより直接基礎・地盤間の相互作用をモデル化する方法^{4),5),6)}がある。基礎に対する地盤抵抗の巨視的な非線形性を鉛直、水平、回転の自由度に関する増分外力・増分変位関係の塑性流動則として捉え、 3×3 のマトリクスで表現するものである。また、最近、繰返し載荷、浮上りの影響も考慮できるような拡張も研究されているなど、今後の発展が有望である^{7),8)}。単調載荷の実験結果との比較検証も進められており、比較的良好な精度で基礎の非線形挙動を再現できるようなものである^{4),5)}。さらに、繰返し載荷についても、擁壁基礎のように、滑動が卓越するような場合には、その残留変位を予測で

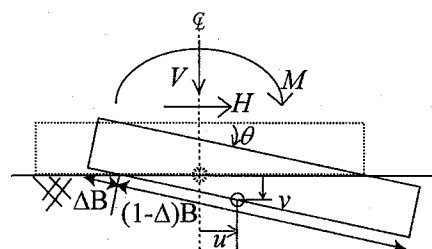


図-1 基礎に作用する荷重と基礎に生じる変位の向き

きる可能性が示されている^{9),10)}。しかし、橋脚基礎の地震時挙動に近い状態での実験は行われていない。

そこで、本文では、直接基礎の地震時挙動を調べるための大型振動台実験を行った結果と、それをマクロエレメントを組み込んだ非線形動的解析を用いてシミュレートした結果を報告する。本文のマクロエレメントの構成モデルは、単調載荷実験に関して多く検証がなされている Nova and Montrasio が提案した剛塑性モデル⁴⁾を基本として、それを弾塑性モデルに拡張したものである。さらに、ギャップ要素のような特別な要素を用いることなく、マクロエレメントに浮上りの影響を考慮する方法も提案する。

2. マクロエレメントの構成モデル

上部構造から直接基礎底面中心位置へと作用する荷重ベクトル F と、対応する基礎底面中心位置の変位ベクトル x は次式で表される。

$$F = [V \ H \ M]^T, \quad x = [v \ u \ \theta]^T \quad (1)$$

ここに、 V, H, M はそれぞれ鉛直力、水平力、モーメント、 v, u, θ は鉛直変位、水平変位、回転角であり、上添え字 T は転置を表す。荷重、変位の正の向きは図-1に示す通りである。

増分変位 dx を、弾性変位成分 dx^{el} 、塑性変位成分 dx^{pl} 、浮上り変位成分 dx^{up} に分解する。

$$dx = dx^{el} + dx^{pl} + dx^{up} \quad (2)$$

それぞれの増分変位成分と増分荷重の関係はコンプライアンス C^{el} , C^{pl} , C^{up} を用いて次式で表す。

$$dx^{el} = C^{el} dF, \quad dx^{pl} = C^{pl} dF, \quad dx^{up} = C^{up} dF \quad (3)$$

ここにそれぞれのコンプライアンスも 3×3 である。最終的に、マクロエレメントの増分変位・増分荷重関係は次式で表されることになる。

$$dx = (C^{el} + C^{pl} + C^{up}) dF \quad (4)$$

これの逆をとれば、増分荷重・増分変位に関する要素剛性方程式が得られる。

$$dF = K dx, \quad K = (C^{el} + C^{pl} + C^{up})^{-1} \quad (5)$$

3×3 の要素剛性行列で基礎の挙動が記述され、必要最小限の自由度で済む。

(1) 弾性コンプライアンス

弾性コンプライアンスは次式で与える。

$$C_{11}^{el} = 1/K_v, \quad C_{22}^{el} = 1/K_h, \quad C_{33}^{el} = 1/K_r, \quad (\text{Others}) = 0 \quad (6)$$

本文では、 K_v , K_h , K_r として、半無限弾性地盤上の矩形剛基礎に関して Gazetas¹¹⁾ が与えたインピーダンスにおける振動数がゼロのときに対応する値で代表させる。

$$K_v = \frac{4.54G(B/2)}{(1-\nu)}, \quad K_h = \frac{9G(B/2)}{(2-\nu)}, \quad K_r = \frac{3.6G(B/2)^3}{(1-\nu)} \quad (7)$$

ここに、 G は地盤のせん断弾性係数、 ν はポアソン比、 B は基礎幅である。

(2) 塑性コンプライアンス

塑性コンプライアンスには Nova and Montrasio のモデル⁴⁾ を適用する。

多数の実験結果より、偏心・傾斜の影響も考慮した組み合わせ荷重に対する極限支持力値は、 V - H -(M/B) 空間上の曲面として表すことができる¹²⁾。ここでは支持力曲面 (Failure locus) f_{cr} のモデルとして次式を用いる。

$$f_{cr} = h^2 + m^2 - \xi^2(1-\xi)^{2\beta} \quad (8)$$

ここに、 $\xi = V/V_m$, $h = H/(\mu V_m)$, $m = M/(\psi BV_m)$ である。 V_m は中心鉛直荷重のときの極限支持力で支持力理論等を用いて推定する。 β , μ , ψ は支持力曲面を規定するパラメータである。 $\beta = 0.95$ が推奨されているが、文献¹²⁾ によれば多くの場合 1.0 に近い値を取るようなので、以下 $\beta = 1$ として式を展開する。図-2 に μ , ψ の物理的意味を示す。 $M = 0$ のとき原点において $H = \mu V$ が成り立つので、一般に $\mu = \tan \phi$ とすることができる。ここに、 ϕ は内部摩擦角である。また、 ψ は $H = 0$ のときの M - V 関係の原点での接線勾配である。

地盤材料は、荷重・ひずみレベルが非常に小さい段階から塑性流動を起こすと考えて良い。そこで、降伏曲面 (yield locus) は支持力曲面の内側に存在するものと

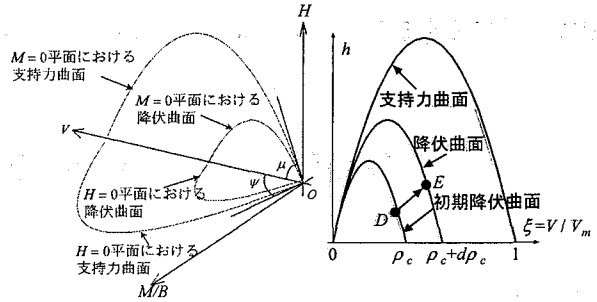


図-2 支持力曲面と降伏曲面

する。等硬化化を仮定し、降伏曲面は支持力曲面と相似形であるとする。降伏曲面 f は次式で表される。

$$f = h^2 + m^2 - \xi^2(1-\xi/\rho_c)^2 \quad (9)$$

$\rho_c = V_c/V_m$ が降伏曲面の発展を表すパラメータである。ここに下添え字 c は current state (現配置) での荷重状態にあることを表す。

図-2 に、支持力曲面の発展を模式化した。初期降伏曲面は、初期荷重点を通るように ρ_c の値を調整し、設定する。その後、たとえば点 D から E へと荷重を受けた場合には、降伏曲面は膨らみ、降伏曲面の大きさは $\rho_c + d\rho_c$ として決定され、 ρ_c は更新される。最終的に ρ_c が発展し、1 になると、降伏曲面は破壊曲面と一致し、以後の荷重に対して降伏曲面は破壊曲面を越えず、基礎は弾完全塑性型の挙動を示す。

非関連流れ則が適用され、塑性ポテンシャル面 g は次式で表される。

$$g = \lambda^2 h^2 + \chi^2 m^2 - \xi^2(1-\xi/\rho_g)^2 \quad (10)$$

ここに、 $\lambda = \mu/\mu_g < 1$, $\chi = \phi/\phi_g < 1$ で、 μ_g , ϕ_g は塑性ポテンシャル面形状を規定するパラメータである。

最終的に、流れ則とコンシステンシー則を適用し、塑性コンプライアンスが次式のように求まる。

$$C^{pl} = \frac{1}{K} \frac{\partial g}{\partial F} \frac{\partial f}{\partial F^T} \quad (11)$$

ここに、 K は硬化係数で、次式により求まる。

$$K = -\frac{\partial f}{\partial V_c} \frac{\partial V_c}{\partial (x^{pl})^T} \frac{\partial g}{\partial F} \quad (12)$$

なお、塑性ポテンシャル面は、 $H = M = 0$ のとき角点を有するため、その場合は、別途コンプライアンスを計算しておく必要がある。

$$C_{11}^{pl} = 1/(1-\rho_c)/R_0, \quad (\text{Others}) = 0 \quad (13)$$

また、降伏曲面の発展則は次式で与えられる。

$$d\rho_c = (1-\rho_c) \frac{R_0}{V_m} (|dv^{pl}| + \alpha_M |du^{pl}| + \gamma_M B d\theta^{pl}) \quad (14)$$

ここに、 R_0 は中心鉛直荷重を受けるときの V - v^{pl} 曲線を

$$\frac{V}{V_m} = 1 - \exp\left(-\frac{R_0 v^{pl}}{V_m}\right) \quad (15)$$

でモデル化したときの初期勾配である。したがって、 R_0

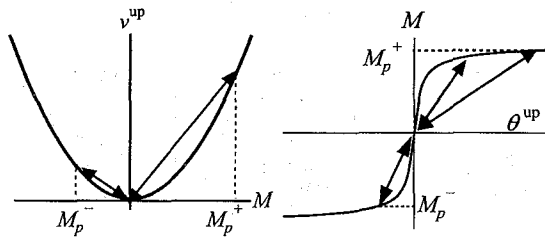


図-3 モーメント M による浮上りに伴う鉛直変位 v^{up} と回転変位 θ^{up} の履歴則

は降伏曲面の発展と基礎の変位関係を結びつける鍵となるパラメータである。これは、原位置で平板載荷試験などを行い、荷重変位関係を得ることなどにより決定する必要がある。また、 α_M, γ_M は硬化を記述するための無次元パラメータである。

パラメータ $\psi, \lambda, \chi, \alpha_M, \gamma_M$ は、いくつかの荷重組み合わせで偏心、傾斜荷重を載荷した実験結果に対するキャリブレーション解析により定めることができるとされており、それぞれ一般的に取り得る値の範囲は文献^{4),5)}に示される通りである。

(3) 浮上りコンプライアンス

モーメント M と浮上りにより生じる基礎底面中心位置の鉛直変位 v^{up} 、回転角 θ^{up} の関係は、図-3 に示すように、 M の正負それぞれで原点指向型の履歴則に従う。

骨格曲線は Cremer らのモデルに基づき設定する⁸⁾。モデル化の簡単のため、基礎の浮上り挙動に与える影響として死荷重の違いのみ考慮し、鉛直荷重の変動を無視する。

弾性床土上の基礎底面中心位置に作用する転倒モーメント M ・回転角 θ の関係は道路橋示方書に従って求められる。ここで、 θ は次式のように解される。

$$\theta = \theta' = \theta^{\text{el}} + \theta^{\text{up}} \quad (16)$$

そして、地盤の塑性化を考慮した場合も、 M - θ' の骨格曲線は、弾性時の骨格曲線に相似であると仮定する。

基礎が弾性床土にある場合、 $\theta \rightarrow \infty$ のときのモーメントは次の通りである。

$$M_{\infty} = 3M_0 = VB/2 \quad (17)$$

ここに、 M_0 は、基礎が弾性床土にあるときに浮上りが生じ始めるときのモーメントであり、次式で与えられる¹⁾。

$$M_0 = \frac{B^3 D k_v \theta_0}{12} \quad (18)$$

θ_0 は $M = M_0$ のときの回転角、 D は載荷方向に直交するフーチング長さ、 k_v は地盤反力係数である。地盤反力係数 k_v は、 $K_r = k_v D B^3 / 12$ の関係から求めることができる。

一方、式(8)に基づけば、地盤の塑性化を考慮した場合、ある死荷重 V_d の下では M は、 M_{∞} に達する前に極

限支持力に達してしまう。そこで、水平力 $H = 0$ 、鉛直力 $V = V_d$ を式(8)に代入したときに得られる限界モーメント M_{cr} を式(17)に替えて M_{∞} として用いる。結局、地盤の塑性化を考慮する場合の M - θ' 関係は次式で表わされる。

$$M = K_r \theta' \quad \text{if } M \leq \alpha M_0, \quad (19)$$

$$M = \alpha M_0 \left(3 - 2 \sqrt{(\theta'_0 / \theta')} \right) \quad \text{if } M > \alpha M_0 \quad (20)$$

ここに、 θ'_0 は、 $M = \alpha M_0$ のときの回転角であり、 $\alpha = M_{cr} / M_{\infty}$ である。ここで、浮上り開始モーメントは地盤の塑性化が生じた方が大きくなる可能性がある、もしくは浮上り開始モーメントは極限支持力とは無関係であると考えられるが、骨格曲線を連続させるように式(19)のように浮上がり開始モーメントも α で補正した。式(19)、(20)から θ' - M 関係を求め、 θ' から弾性変形分 θ^{el} を引けば、 θ^{up} - M 関係が求まる。

$$\theta^{\text{up}} = \left\{ \frac{4}{(3 - M/(\alpha M_0))^2} - \frac{M}{M_0} \right\} \theta_0 \quad (21)$$

また、 θ^{up} に対応する v^{up} は、次のようにして求められる。図-1 に示すように、基礎底面全面積に対する浮上り部分の面積の比を Δ で表すものとすれば、 Δ は

$$\Delta = \frac{1}{2} \left(\frac{M}{\alpha M_0} - 1 \right) \quad (22)$$

で表すことができる。ある時刻 t から $t = t + dt$ の間に回転中心(接地部中心位置)が変わらないとすると、その間に生じる v^{up} は

$$dv^{\text{up}} = - \left(\frac{B}{2} - \frac{(1 - \Delta)B}{2} \right) d\theta^{\text{up}} = - \frac{\Delta B}{2} d\theta^{\text{up}} \quad (23)$$

で表され、したがって、浮上り開始からの累積鉛直変位 v^{up} - M 関係の骨格曲線は次式で与えられる。

$$v^{\text{up}} = - \int_{\theta_0}^{\theta} (\Delta B / 2) d\theta \quad (24)$$

除荷、再載荷時には、図-3 に示すように、 v^{up} - M 関係および θ^{up} - M 関係は、履歴中の最大・最小モーメント点と原点を結ぶ直線に沿った経路に従うものとする。

最終的に浮上り成分に関するコンプライアンスは次式で与えられる。

$$C_{13}^{\text{up}} = (1 - \xi) \left(\frac{\partial v^{\text{up}}}{\partial M} \right), \quad C_{33}^{\text{up}} = (1 - \xi) \left(\frac{\partial \theta^{\text{up}}}{\partial M} \right), \quad (\text{Others}) = 0 \quad (25)$$

ここに、 $(1 - \xi)$ は以下の理由から乗じた。死荷重が大きくなると、浮上りによる変位よりも地盤の塑性変形に起因する変位が卓越すると考えられる。一方で、死荷重が小さくなると、地盤の塑性変形に起因する変位よりも浮上りによる変位が卓越すると考えられる。したがって、係数 $(1 - \xi)$ を適用することで、 $\xi = 1$ のときに浮上りが生じないように、また、 $\xi = 0$ のときには浮上りによる変位が大きくなるようになる。

なお、根入れがある場合、基礎上面および側面地盤

が浮上りに抵抗する。これらは、マクロエレメントとしてではなく、別途の抵抗バネなどとして考慮する必要があると考える。

3. 振動台実験

振動台実験は、土木研究所振動台実験施設内にある三次元大型振動台を用いて行われた。実験の詳細および計測値デジタルデータは、文献¹³⁾にて公開する。図-4に実験の概略を、図-5、表-1に模型の寸法、質量、回転慣性モーメントを示す。図-4, 5に示すように、本実験における座標軸の原点は基礎底面中心位置であり、X, Y, Z 軸の正の向きはそれぞれ北向き、西向き、鉛直下向きである。また、変位及び荷重の向きは、鉛直変位 v 、鉛直荷重 V は下向き、水平変位 u 、水平荷重 H は北向き、回転角 θ 、モーメント M は時計回りが正となる。

振動台寸法は幅 8 m × 長さ 8 m であり、加振方向は南北方向である。気乾状態の豊浦標準砂を用いて内径 4 m × 4 m のせん断土槽内に厚さ 2 m、相対密度 80% の地盤を作成し、その上に直接基礎模型を設置した。三軸圧縮試験より求められた内部摩擦角は 42.1° である。

模型は鋼製で、基礎部、柱部、上部構造部からなる。基礎平面寸法は実構造物基礎の平面寸法の 1/10 程度が想定された 0.5 × 0.5 m であり、底面には載荷面寸法 0.5 × 0.045 m の 2 方向ロードセルを 11 個設置した。ロードセル底面にサンドペーパーを貼り付け、地盤との境界面が粗であるようにした。柱は H 鋼 (H-200 × 200 × 8 × 12) であり、加振方向に断面強軸方向を一致させた。一般的な橋梁では、浮上りが生じる水平震度は 0.07–0.25 程度であり¹⁴⁾、20 基程度の橋脚基礎を調べたところ死荷重に対する安全率は 9–24 程度である。そして、模型も、これらの値に近い特性を有する。

加振時の模型、地盤及び振動台の挙動は、それぞれに取り付けた加速度計にて計測されたほか、ビデオカメラで X-Z 平面及び X-Y 平面を撮影することにより捕捉された。以下に示す実験計測値は、加速度は加速度計記録から、変位はビデオ画像記録から、基礎底面中心位置に作用する荷重はロードセル記録から得られたものである。

本文で検討対象とする実験ケースを表-2 に示す。Case 1 における振動台への入力波は、道路橋示方書における Type I 地震動 (海洋プレート境界型の大規模地震動) に分類されるものであり、1993 年北海道南西沖地震において七峰橋周辺地盤上で観測された加速度記録である。Case 2 における振動台への入力波は、Type II 地震動 (内陸直下型の大規模地震動) に分類されるものであり、1995 年兵庫県南部地震において神戸気象台 (JMA-kobe) 地盤上で観測された N-S 方向の加速度記録の加速度振幅を 80% に低減したものである。

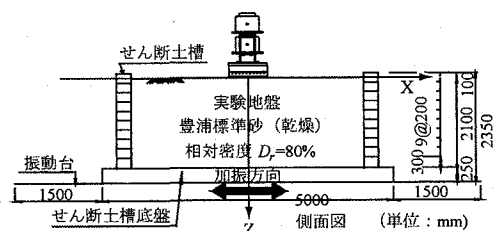


図-4 実験装置概略図

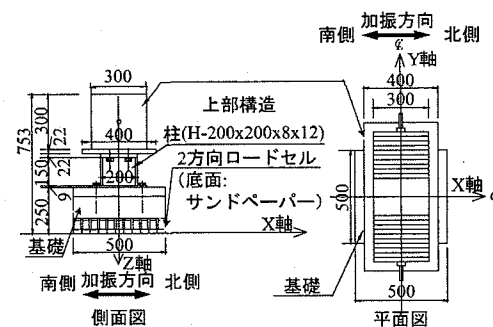


図-5 実験模型構造図

表-1 模型の重心位置と質量回転慣性モーメント

部位	基礎底面から 部位重心位置 までの高さ (m)	質量 (kg)	回転慣性 モーメント (kg·m ²)
上部構造部	0.586	533	9.184
柱部	0.341	23	0.254
基礎部	0.131	299	8.477

表-2 実験ケース

実験 ケース	入力 地震動	最大加速度 (gal)		地震
		設定入力値	実測値	
Case 1	七峰橋波	386	601	Type I
Case 2	神戸波 (振幅 80%)	650	557	Type II

4. 数値計算手法

地震応答解析には、Paolucci⁶⁾と同様のモデル・手法を用いた。モデルは、図-6 に示すように、上部構造・橋脚・基礎系からなる。上部構造と基礎は質量と回転慣性を考慮した質点で、橋脚は各節点位置の集中質量とはり要素で、基礎・地盤間の相互作用はマクロエレメントでモデル化される。ただし、以後の計算では、橋脚の質点については中心位置の 1 つに集約した。基礎部分の減衰は、 K_v , K_h , K_r と同様に、Gazetas¹¹⁾が与えたインピーダンスにおける振動数がゼロのときに対応する値で代表させる。

さらに、上部構造の変位に伴う偏心モーメントが基礎に作用する影響 (P- δ 効果) も考慮できるようにした。ただし、死荷重分がつくるモーメントについてのみ考慮した。

地表面の水平加速度は基礎底面中心位置のマクロエ

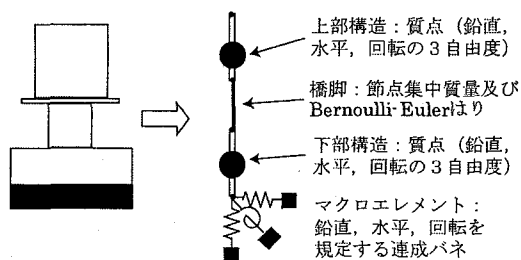


図-6 地震応答解析モデル

パラメーター名		設定値
弾性バネ定数	K_v (kN/m)	89179
	K_h (kN/m)	72794
	K_r (kN-m/rad)	4420
せん断弾性係数	G (kN/m ²)	55000
降伏局面の 発展則	R_0 (kN/m)	48946
	V_m (kN)	244.8
	α	2.8
	γ	1.7
降伏関数	ζ	1.0
	μ	0.9
	ψ	0.45
塑性ポテンシャル	λ	0.5
	ν	0.5

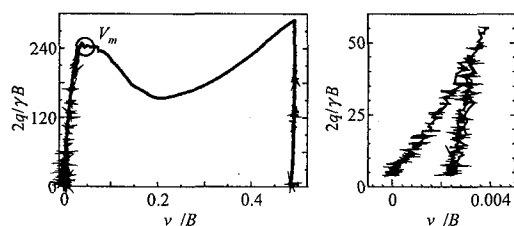


図-7 鉛直载荷実験で得られた荷重沈下曲線(左:全体図, 右:除荷・最载荷経路に関する拡大図)

レメントを介して入力される。

5. マクロエレメントのパラメータの設定

解析対象となる実験の地盤について鉛直载荷試験と土質試験が行われているので、それらを用いてパラメータの値を設定する。

表-3 にマクロエレメントの弾塑性挙動に関するパラメータの一覧を示す。鉛直、水平、回転の弾性バネ定数 K_v , K_h , K_r は基礎の鉛直载荷実験結果¹⁵⁾に基づき求める。鉛直载荷実験は、土木研究所基礎特殊実験施設内にある深層土層内で行われた。土層の平面寸法は 3 m×4 m であり、その中に、振動台実験で用いた気乾状態の豊浦標準砂を用いて厚さ 2 m、相対密度 80% の地盤を作成した。そして、地盤面中心位置に振動台実験で用いた基礎と同じ平面寸法を有するブロックを置き、中心鉛直载荷を行った。ブロックの底面には、振動台実験で基礎底面に貼り付けたものと同じ粗度のサンドペーパーを貼り付けた。

荷重沈下曲線を図-7 に示す。縦軸は支持力係数であ

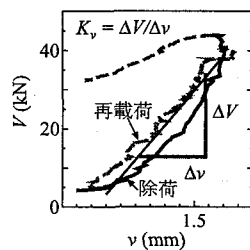


図-8 K_v の算出

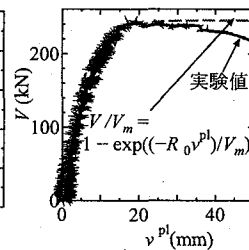


図-9 R_0 の算出

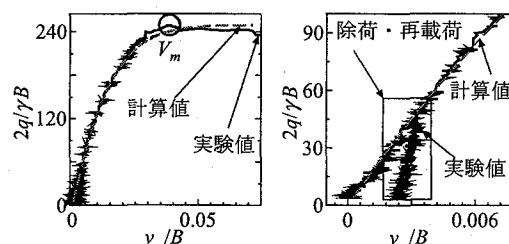


図-10 単調中心鉛直载荷の計算値と鉛直载荷実験結果の比較(左:全体図, 右:载荷初期に関する拡大図)

り、 q は鉛直荷重 V を基礎底面積 A で除した値、 γ は地盤の単位体積重量で 15.7 kN/m³ である。実験では、鉛直荷重は事前に想定された極限荷重の 1/3 程度の荷重レベルに達したときに一度除荷され、その後、再载荷された。そして、図-8 に示すように除荷時の経路を最小二乗近似することにより得られる勾配を K_v とする。文献¹⁶⁾を参考にポアソン比 ν を 0.3 と仮定し、それと K_v を式 (7) の第一式に代入し、せん断弾性係数 G を逆算する。さらに、算出された G を用いて式 (7) の第二式、第三式より K_h , K_r を求めた。一般に鉛直支持力 V_m は、地盤密度、材料試験や平板载荷試験から得られる内部摩擦角から計算されるが、本文では鉛直载荷試験における最大荷重とした。降伏関数の発展を規定する最も重要なパラメータである R_0 も、鉛直载荷試験結果より求めた。まず、载荷試験結果から V - v^pl 関係を推定する。各载荷ステップの鉛直変位 v から弾性成分 v^el を差し引くことにより v^pl が求まる。 v^el は鉛直荷重 V を K_v で除すことで得られる。式 (15) で実験結果をフィッティングすることにより R_0 が求まる。図-9 に、载荷試験結果から求めた V - v^pl 関係と式 (15) でフィッティングした結果をあわせて示す。以上のパラメータについては、実務では、平板载荷試験結果を用いて上と同様の処理を行うことで値を決定できると考えられる。

降伏曲面、塑性ポテンシャル面、硬化に係わるその他のパラメータの値は、一般的とされている範囲^{4),5)}の中から選んで用いる。

図-10 に示すように、以上のパラメータを用いて鉛直载荷試験結果をシミュレーションした結果は良好である。

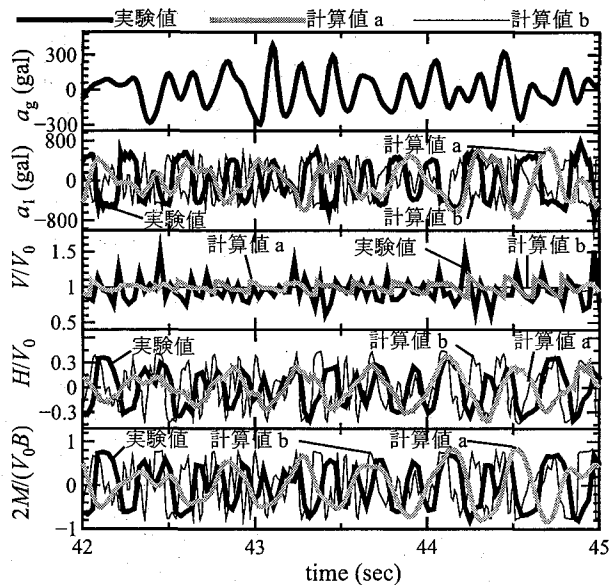


図-11 Case 1 の時刻歴 (入力地表面加速度 a_g 及び模型天端中心位置の応答水平加速度 a_1 , 基礎底面に作用する応答鉛直荷重 V , 水平荷重 H , 転倒モーメント M)

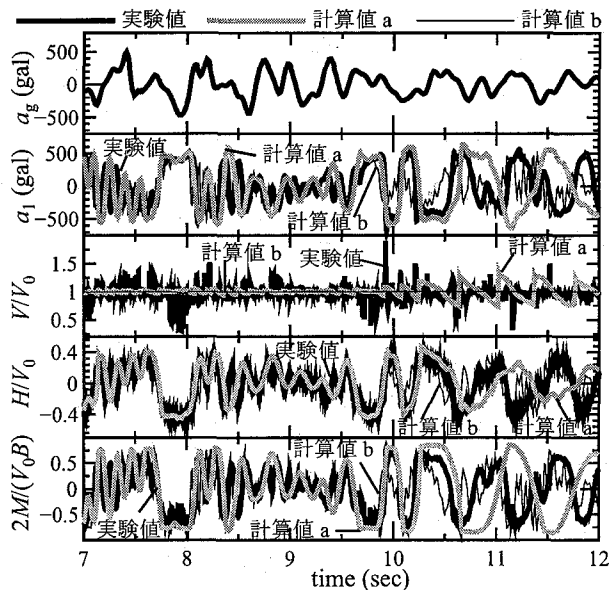


図-12 Case 2 の時刻歴 (入力地表面加速度 a_g 及び模型天端中心位置の水平加速度 a_1 , 基礎底面に作用する鉛直荷重 V , 水平荷重 H , 転倒モーメント M)

6. 計算結果と実験結果の比較

数値計算は, (a) 基礎の浮上りを考慮した通常の場合と, (b) 浮上りを考慮せず弾塑性挙動のみ考慮した場合の2つの条件で行われた. 以後, 前者の結果を計算値 a, 後者の結果を計算値 b と呼ぶ.

図-11, 12 は, それぞれ, 上から, 入力地表面加速度 a_g , 上部構造部天端位置の水平加速度 a_1 , 基礎底面中心位置に作用する鉛直荷重 V , 水平荷重 H , モーメント M の時刻歴を地震動の主要動を含む時間帯について示した図である. V, H は模型自重 V_0 で, M は $V_0 \times B/2$ で無次元化されている. ここに, V_0 は死荷重 (模型全重量) である. 橋脚, 基礎に作用する荷重に関する a_1, H, M の時刻歴を見ると, 振幅に上限値が見られ, その値は実験値と計算値で比較的近い値を示している. このことは, マクロエレメントが基礎の支持力特性を良く再現していることを示す. また, Case 1 と Case 2 の実験値を比較すると, 入力加速度の最大値が異なるものの, H, M の振幅のピーク値に差はほとんどない. この傾向は計算でも再現されている. このような上限値は弾性挙動を仮定して応答計算をする場合には見られないものであり, 基礎の支持力特性を反映させた応答計算を行ったことにより橋脚に輸入される荷重が低減される現象が得られたものである.

振動周期特性に着目すると, 特に地震動の繰返し回数が少ない Case 2 において, 浮上りが考慮されている計算値 a は実験値と良く一致している. 一方, 計算値 b では実験値に比べて振動数が多くなっている. したがって, 浮上がり方を考慮することの有効性が示されている.

ただし, 計算値 a と言えども, Case 1 において実験値よりも周期が長めになっており, Case 2 においても徐々に周期が延びている. これは, 計算において浮上りの影響が徐々に過大評価されていくことに起因するものと考えられるので, 今後浮上りに係わる構成モデルの改善が必要である.

提案手法は, 実験で見られた履歴ループ形状については良く予測している. 図-13, 14 に, 図-11, 12 とほぼ同じ時間帯における $v-\theta, M-\theta$ 関係の実験値と計算値を示す. 計算値については, Case 1 は計算値 a, b, Case 2 は計算値 a のみ示している. 図-13 の Case 1, Case 2 の実験値を比べると, Case 2 の方が最大回転角が大きい. しかし, 繰返し載荷回数の多い Case 1 の方が, 最終的には大きな累積沈下が生じている. すなわち, 地震動の強度だけでは累積変位の値は決まらない. そして, 計算値 a でも実験と同様の傾向が再現されている.

実験の $v-\theta$ 関係において V 字型の履歴ループ形状が徐々に下側に移動していく様子も計算値 a では再現されている. これは, 基礎がつま先立つことを繰り返しながら, 挙動する様子が再現されていることを示している. また, 図-14 において, 変位が大きくなるにつれて実験値の履歴ループ形状は S 字状になるが, 計算値 a の履歴ループ形状は原点指向型であり, 実験値に近い. 一方, 計算値 b の履歴ループ形状は, V 字型, S 字型ではなく, 定性的には実験値に一致しない.

計算値 a の場合でも, 基礎の沈下量を過小評価するようであり, 特に Case 2 では浮上りの影響が過大に現れており, 累積沈下が再現されない結果になっている.

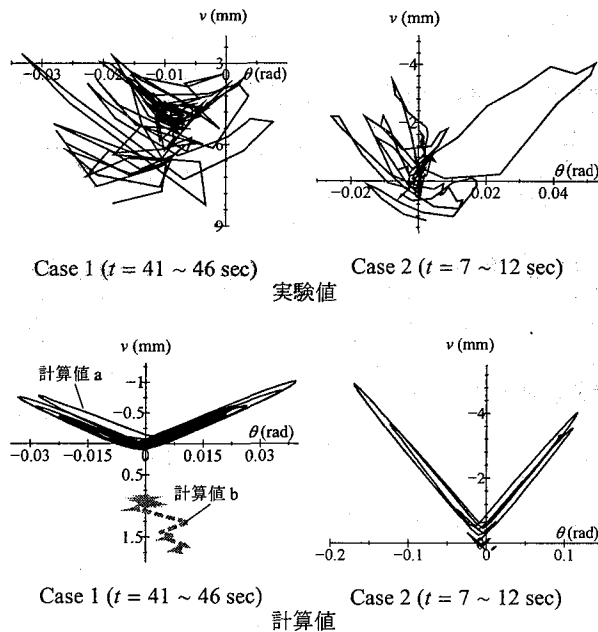


図-13 基礎底面中心位置における鉛直変位 v -回転角 θ 関係

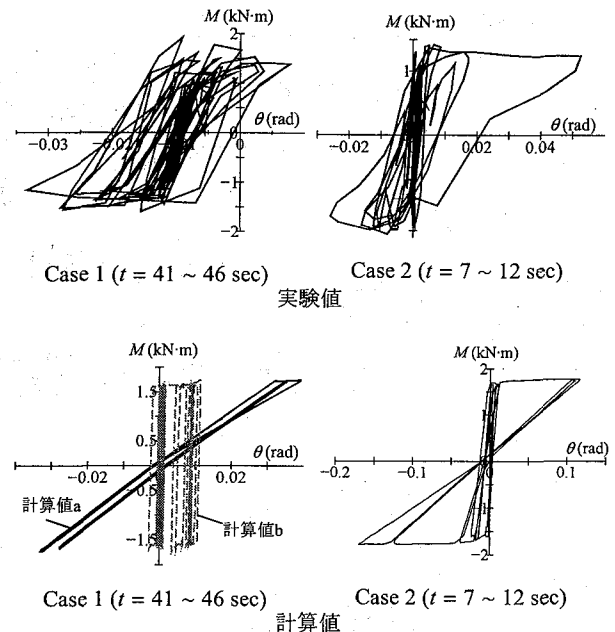


図-14 基礎底面中心位置における M - θ 関係

図-15, 16 は、それぞれ、上から、入力加速度 a_g および基礎底面中心位置の応答鉛直変位 v 、水平変位 u 、回転角 θ の時刻歴を示した図である。 v, u は基礎幅 B で無次元化されている。左側の図は全体的な傾向を示し、また右側の図は地震動の主要動を含む時間帯での拡大図である。Case 2、計算値 a の v, θ の時刻歴を見ると、10.5 秒付近までは実験値を良く予測する。しかし、それ以後、急速に一致度が悪くなり、残留浮上りが生じるようである。 θ は実験値より大きな値が得られている。したがって、計算値 a では浮上りの影響が強く現れており、相対的に塑性化による変位の累積量が小さくなったものと考えられる。

浮上りの影響が強く表れた理由の一つは、式(19)、(20)の設定にあると考えられる。 M - θ 関係の上限値における M の上限値を基礎の極限支持力に一致するように補正しているが、その結果、浮上り開始モーメント M_0 の値も弾性床にある場合の浮上り開始モーメントよりも小さくなってしまっている。

一方で、計算値 b の θ の時刻歴を見ると、浮上りの影響が全く考慮できていないことが分かる。

以上のように計算値 a, b とともに累積変位の絶対量の予測精度は良くない一方で、地震動の違いによる変位累積の違いの傾向は再現できている。たとえば、実験における残留沈下は Case 1 の方が Case 2 よりも大きい、その定性的な違いは計算値 a, b とともに再現している。

以上のように累積変位の絶対量を除けば、荷重の時刻歴、荷重・変位履歴ループおよび沈下・傾斜履歴ループなどの実験結果と計算結果はよく一致している。また、計算値では、累積変位の絶対量の予測精度は良くないが、地震動の違いに起因する変位の累積傾向の違い

は定性的に再現されている。このように、累積変位の定性的な違いも予測出来ていることは、本手法が直接基礎を有する構造物の耐震性を評価するための良いツールとなる可能性を示している。

7. おわりに

直接基礎を有する構造物の地震時非線形挙動を評価するため、基礎・地盤間の相互作用をマクロエレメントでモデル化する方法を提案した。提案手法では基礎は3自由度と必要最小限の自由度でモデル化される。そして、提案するモデルを組み込んだ非線形動的解析を用いて、大型振動台実験結果のシミュレーションを行った。

シミュレーションに用いたパラメータのうち、実務上入手可能な材料試験や平板載荷試験結果(本文では鉛直載荷試験結果)などから同定可能であるものはそれらの試験結果に基づき与え、またその他のものについては、一般的とされている値を用いたものである。それにもかかわらず、実験で見られた、基礎の浮上りが荷重・変位履歴に与える影響、入力地震動の強度・繰返し回数の違いに伴う基礎の残留変位の進展の違いを定性的に良く予測したことは、今後、提案モデルが直接基礎を有する構造物の耐震性評価の良いツールとなる可能性を示している。

現時点では、定量的な予測では十分ではなく、特に、浮上がり開始モーメントの値と θ^p - M 骨格曲線を修正する必要があると考える。今後、必要な修正を随時加えて行くことで、マクロエレメントを用いた直接基礎の地震時挙動の評価精度に関する定量的な評価が定まるものと考えられる。

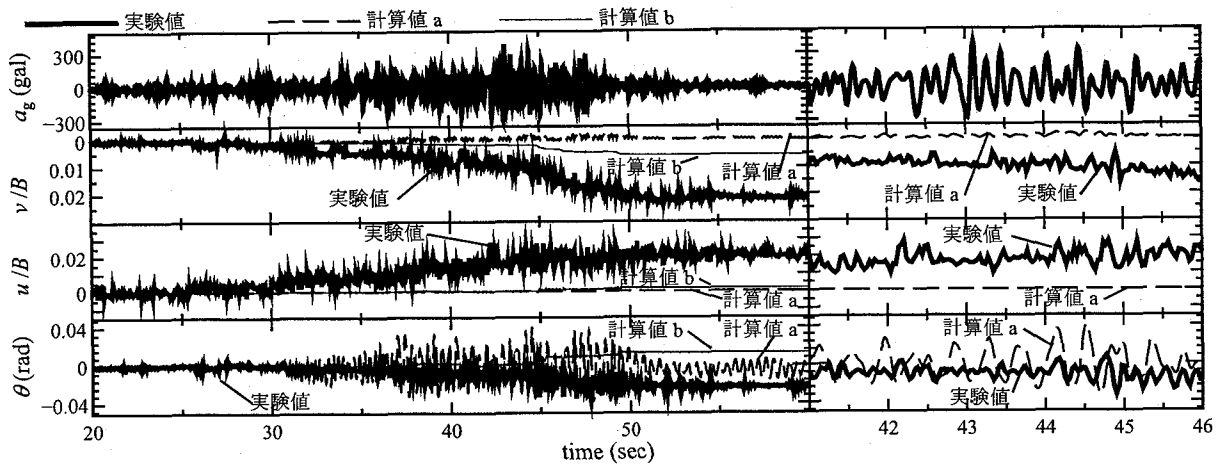


図-15 Case 1 の時刻歴 (入力地表面加速度 a_g 及び基礎の応答鉛直変位 v , 水平変位 u , 回転角 θ)

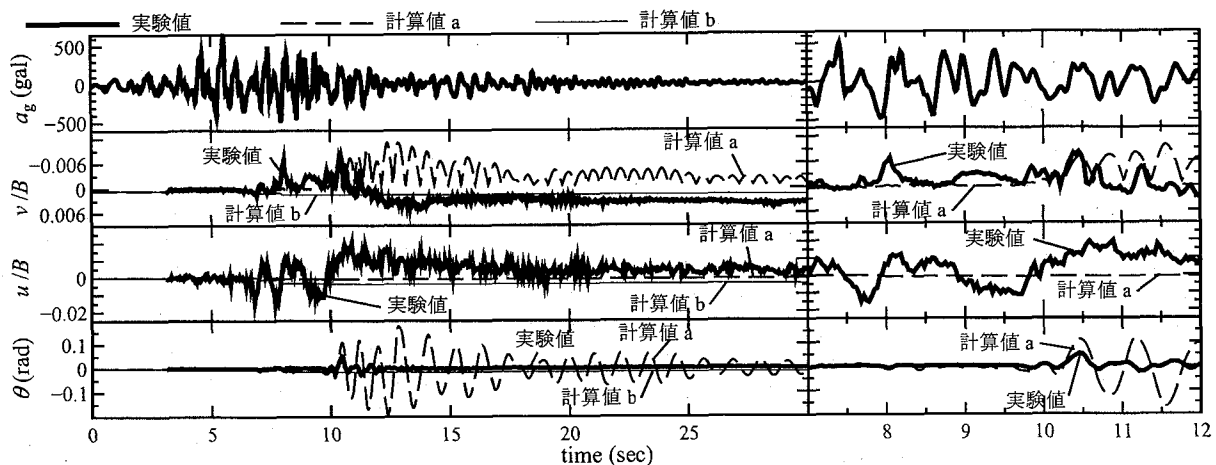


図-16 Case 2 の時刻歴 (入力地表面加速度 a_g 及び基礎の応答鉛直変位 v , 水平変位 u , 回転角 θ)

参考文献

- (社) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，丸善，2002.
- 川島一彦，運上茂樹，向秀樹：地震時の直接基礎の回転振動特性，土木技術資料，Vol. 36, No. 7, pp. 50-55, 1994.
- 羽矢洋，西村昭彦：大地震力を考慮した直接基礎の設計法の提案，土木学会論文集，No. 595/VI-39, pp. 127-140, 1998.
- Nova, R. and Montrasio, L.: Settlements of shallow foundations on sand, *Géotechnique*, Vol. 41, No. 2, pp. 243-256, 1991.
- Montrasio, L. and Nova, R.: Settlements of shallow foundations on sand: geometric effects, *Géotechnique*, Vol. 47, No. 1, pp. 49-60, 1997.
- Paolucci, R.: Simplified evaluation of earthquake-induced permanent displacements of shallow foundations, *J. of Earth. Engrg.*, Vol. 1, No. 3, pp. 563-579, 1997.
- di Prisco, C., Nova, R. and Sibilia, A.: Analysis of soil-structure interaction of towers under cyclic loading, *Proc. NUMOG 8*, Rome (Eds. Pande & Pietruszczak), Swets & Zeitlinger, Lisse, pp. 637-642, 2002.
- Cremer, C., Pecker, A. and Davenne, L.: Cyclic macro-element for soil-structure interaction: material and geometrical non-linearities, *Int. J. Num. Anal. Meth. Geomech.*, Vol. 25, pp. 1257-1284, 2001.
- Okamura, M. and Matsuo, O.: A displacement prediction method for retaining walls under seismic loading, *Soils and Foundations*, Vol. 42, No. 1, pp. 131-138, 2002.
- 高橋章浩，杉田秀樹，松尾修：擁壁の簡易動的変形解析に用いる基礎の支持力係数，第12回日本地震工学シンポジウム論文集 (CD-ROM), 0122, 2006.
- Gazetas, G.: Foundation vibrations, *Foundation Engineering Handbook* Ch 15 (ed. Fang, H. Y.), van Nostrand Reinhold, NY, pp. 553-593, 1991.
- 柴田徹，関口秀雄：地盤の支持力，鹿島出版会，1995.
- 福井次郎，中谷昌一，白戸真大，河野哲也，野々村佳哲，浅井隆一，齋藤隆：直接基礎の地震時応答に関する振動台実験，土木研究所資料，第4028号，2007.
- 福井次郎，木村嘉富，石田雅博，貴志友基：直接基礎の大地震の挙動に関する検討，土木研究所資料，第3627号，1999.
- 福井次郎，中谷昌一，白戸真大，河野哲也，野々村佳哲，浅井隆一：直接基礎の地震時残留変位に関する繰返し載荷実験，土木研究所資料，第4027号，2007.2. (印刷中)
- Kulhawy, F. H. and Mayne, P. W.: Manual on Estimating Soil Properties for Foundation Design, Rpt. EL-6800, Electric Power Res. Inst., Palo Alto, 1990.