

地震時荷重を受ける浅い基礎の支持力特性に関する調査

研究予算：運営費交付金（一般勘定）

研究期間：平 15～平 18

担当チーム：構造物研究グループ（基礎）

研究担当者：中谷昌一，白戸真大，河野哲也

【要旨】

直接基礎の地震時挙動を評価するための数値モデルを開発した。単調載荷試験に基づき確立されてきたマクロエレメント理論を用いたモデルである。Nova and Montrasio が提案したマクロエレメントを弾塑性に拡張し、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浮上りの影響を考慮する方法を開発した。提案モデルを用いて大型振動台実験をシミュレートした結果、地震時の支持力、非線形応答を予測できた。また、ロッキングに伴う残留回転のみならず残留沈下の発生を予測し、地震動の繰返し回数の違いが残留変位に与える影響も予測可能であった。しかし、残留変位については精度の改善が必要である。

キーワード：浅い基礎，マクロエレメント，支持力，動的解析，残留鉛直変位

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、支持力の照査を満足することに加えて、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が制限されていたり、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はないように底面浮上り幅の制限が加えられている。そして、実際には後2者の制限値が基礎の寸法を決定することが多い。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が評価できない。そこで、これらを予測する手法を整備する必要がある。

基礎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^{2,3)}。現在の設計基準下で常時、レベル1地震時の照査を満足するように設計された直接基礎が地震力を受けるとき、回転・浮上りの変位モードが卓越すると考えられる。そこで、非線形の回転バネを用いることで、実務上十分な精度で直接基礎やそれが支持する構造物の最大応答値を予測できる可能性がある。しかし、ロッキングモードにより底面地盤が塑性化することに起因する基礎の沈下の予測ができないなど、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、未だ研究レベルにあり実務レベルではない。その理由は以下の通りである。第一に、基礎の変位の予測を行うためにはソリッド要素に適用する構成モデル

の選択が鍵である一方で、構成則についても未だ研究の途上にあるためである。地盤材料の非線形性や変形の局所化の影響も適切に考慮する必要がある^{4,5)}。地震時の計算ということになれば、繰返し載荷の影響を考慮した構成モデルが必要かもしれない。第二に、地震時の計算なので、浮上りに対する基礎・地盤間接触面のモデル化も必要かもしれないためである。基礎の傾斜に伴う浮上りは、ギャップ要素やジョイント要素と呼ばれる特別な要素を用いて考慮する必要がある^{6,7)}。したがって、これらの数値解析モデルの設定や結果の妥当性に関する非常に高度な技術判断を求められるため、実務で用いるようなものではない。これとは別に、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。そこで、現時点では、ソリッド要素で地盤をモデル化した有限要素解析を用いることは実務上現実的ではない。

本研究課題では、直設基礎の地震時挙動を評価するための数値モデルを開発した。開発した数値モデルはマクロエレメント理論に基づくものである。マクロエレメント理論は、単調載荷挙動に関する実験を通じて確立されて来ている^{8,9)}。一方で、ごく最近では地震時の挙動に適用した例^{10,11,12,13)}もあるが、地震時への適用については研究が端緒に終わったばかりであり、特に実験との比較による検証がほとんどなされていない。

本研究では、以下の検討を行った。

- 直接基礎の地震時挙動に関する大型振動台実験、繰返し載荷実験を行い、直接基礎の地震時挙動をモデル化するための観察を行うとともに、数値モデルを検証するための基礎的なデータを得た^{14,15,16)}。
- 代表的なマクロエレメントモデルである Nova and

Montrasio⁸⁾が提案したモデルを拡張し、地震時の繰返し載荷挙動に適用するための数値モデルの開発を行った。

このうち、本報告では、後者の数値モデルの開発に焦点を絞って研究成果を示す。数値モデルの開発においては、Nova and Montrasio が提案したモデル⁸⁾を弾塑性モデルへと拡張し、さらに、直接基礎の地震時の非線形挙動に大きな影響を与える浮上り挙動をも考慮できるように拡張した。その結果、マクロエレメント理論が地震時のような荷重状態に対しても適用可能であること、さらにマクロエレメント理論に浮上り挙動を考慮することで、より精度を向上させられることを示した。

2. 現行の技術基準における支持力理論

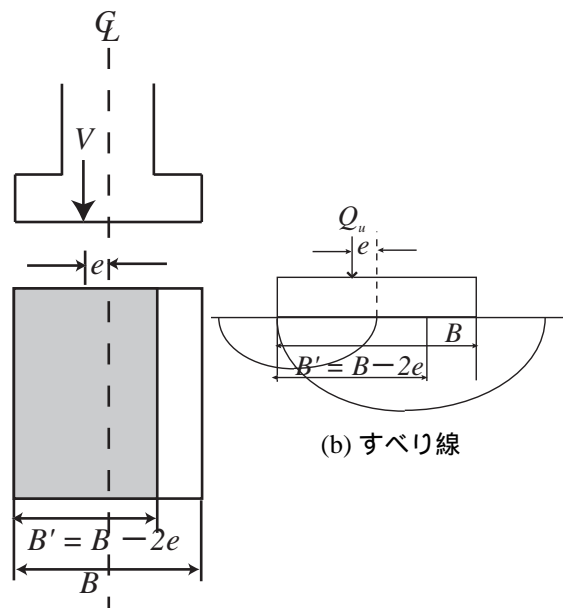
道路橋示方書における地盤の極限支持力 Q_u の算出方法は、荷重の偏心傾斜を考慮したうえで、静力学公式により求められる。

$$Q_u = A_e(\alpha k c N_c + \kappa q N_q + 0.5 \gamma \beta B' N_\gamma) \quad (1)$$

ここに、説明の簡単のため寸法効果については省略した。極限支持力の算出に用いられる静力学公式は、地盤を均質な剛塑性体と仮定した Prandtl-Terzaghi 系の式であり、粘着力項の N_c 、根入れによる上載土圧項の N_q および支持地盤の自重項の N_γ の三つの支持力係数が必要となる。 N_c 、 N_q は支持地盤の自重を無視した場合のみ成立する解析解であり、 N_γ は数値解析や経験的に求められた値である。道路橋示方書の場合は、これらの数値は駒田¹⁷⁾らの研究に基づいて定められている。 N_c 、 N_q は自重を無視した場合の Kötter-Massau 方程式を解いて求められる解析解、 N_γ は Sokolovski によって得られた自重のあるクサビの極限釣合い方程式の差分解を用いている。また、建築、鉄道構造物の基準の N_c 、 N_q 、 N_γ は、Terzaghi の支持力係数に基づいている。そして、これらの支持力係数は、二次元の帯基礎を対象に評価されている。そこで、現実の基礎に適用するために、道路橋示方書は、半経験的な手法で求められた α 、 β という形状係数を支持力係数に乗じている。

さらに、地震時に基礎底面中心位置には鉛直力だけではなく水平力、モーメントも作用する。そこで、組合せ荷重に対する支持力を評価する必要がある。

モーメント M と鉛直力 V の組合せは、偏心量 $e = M/V$ を有する鉛直偏心荷重 V が作用しているものとモデル化される。偏心外力に関する極限支持力の評価は、ほとんどの技術基準が Meyerhof の仮説に従っている。その仮説は、図-1 に示すように、偏心荷重が作用すると、荷重を支持するのに有効な載荷幅が $B' = B - 2e$ (e



(a) 有効載荷幅

図-1 偏心荷重が作用するときの崩壊メカニズム

= 偏心量)に減少するというものである。これが実験的にも妥当であることが同じく Meyerhof により示されている。

水平力 H と鉛直力 V の組合せは、図-2 に示すように、傾斜荷重が作用するものとしてモデル化される。傾斜荷重が作用した場合、鉛直荷重のみの場合と比較してすべり面が浅くなり、支持力が低下する。道路橋示方書以外の基準では、鉛直荷重が作用するときの支持力係数を用いる一方で、傾斜荷重に関する補正係数を各支持力係数に乗じる形式のものが多い。道路橋示方書では駒田の研究¹⁷⁾に基づき、支持力係数の中に傾斜荷重の影響が反映されており、支持力係数は傾斜角 i の関数である。

以上のように、静力学公式で得られる極限支持力は、実務上の近似式である。得られる極限支持力は、理論的には上界でも下界でもなく、実験の結果に対する近似精度についてもよく分かっていない¹⁸⁾。しかし、実務で長く適用され、多くの基礎が用いられてきたという実績がある。

3. 支持力曲面

静力学公式から求める方法とは別に、近年では、多くの実験結果が、組合せ荷重に対する極限支持力を図-3 に示すような $V-H-(M/B)$ 空間の一点としてプロットしたとき、それはラグビーボールのような曲面をなすことが示している。このような極限支持力値を示す $V-H-(M/B)$ の曲面は、支持力曲面と呼ばれている。た

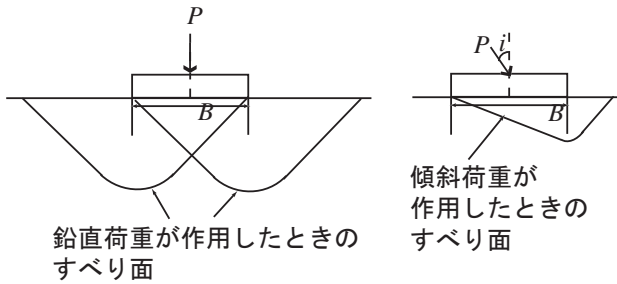


図-2 傾斜荷重が作用するときの崩壊メカニズム

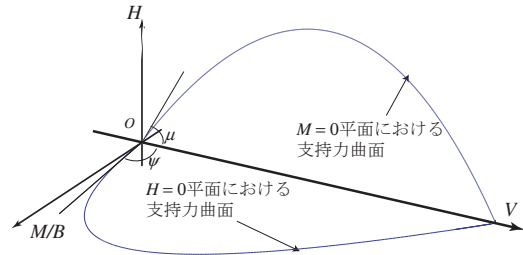


図-4 支持力曲面 ($M=0, H=0$ 断面)

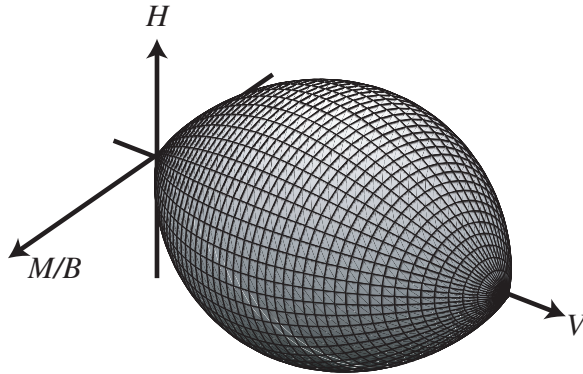


図-3 支持力曲面概念図

例えば、Nova and Montrasio は、砂地盤上の直接基礎の極限支持力を次式に示す支持力曲面で表した⁸⁾。

$$f_{cr} = h^2 + m^2 - \xi^2(1 - \xi)^{2\zeta} = 0 \quad (2)$$

ここに、 ξ, h, m は V, H, M を中心鉛直荷重を受けるときの極限支持力 V_m で無次元化した荷重 $\xi = V/V_m, h = H/(\mu V_m), m = M/(\psi B V_m)$ であり、 B は基礎幅である。図-4 に μ, ψ の物理的意味を示す。同図は図-3 の $M=0$ 断面、 $H=0$ 断面を示した図である。図中の μ, ψ はそれぞれ $M=0, H=0$ 面における支持力曲面の原点における接線勾配である。 $M=0$ 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 は地盤のせん断抵抗角である。 ψ については、Meyerhof や Vesic の支持力式との比較から、0.33-0.48 程度の範囲の値を取るものとされている^{8, 19)}。 ζ は支持力曲面を規定するパラメータである。 $\zeta = 0.95$ が推奨されているが^{8, 19)}、1.0 で近似しても曲面の形状に大差はない。そこで、以下 $\zeta = 1$ として式を展開する。現在では、支持力曲面の基礎の平面形状に関する依存度は大きくないと考えられているので^{18, 19)}、式(2)はもともと帯基礎に対して提案された値であるが、それ以外の平面条件にも適用可能と考えられる。

以上のように、支持力曲面は実験結果に基づいて構築された理論であり、静力学公式に比べると、組合せ荷重に関して、より現実に近い極限支持力の近似値を

与えるものと考えられる。

4. マクロエレメント理論

静力学公式も支持力曲面も極限支持力を評価するものであり、極限状態での力の釣合いを表す。しかし、極限に至るまでの基礎の変位と関連づけられたものではない。そこで、地盤の塑性化の進展と関連づけ、荷重・変位関係を記述するための研究が行われている。その中でマクロエレメント理論は、組合せ荷重を受ける基礎・地盤系を一つの要素として扱い、マクロな塑性挙動を記述しようとするものである。

最も単純な理論は、等方硬化を仮定するものである。組合せ荷重の増加に伴い、支持力曲面の内側でそれと似たような曲面(降伏曲面)が発展すると考える。そして、支持力曲面の発展と変位の増加の関係を、塑性論に沿って記述する。また、降伏曲面が支持力曲面に至った時が極限であり、その後は完全塑性状態にあると考える。以下、Nova and Montrasio⁸⁾のモデルに沿って記述する。

降伏曲面は次式で表される。

$$f_y = h^2 + m^2 - \xi^2(1 - \xi/\rho_c)^{2\beta} = 0 \quad (3)$$

ここに、 ρ_c は組合せ荷重 V, H, M を式(3)に代入したときに得られる降伏曲面と V 軸の交点を V_m で除した値である。したがって、降伏曲面の大きさを表すパラメータであると同時に、増加する組合せ荷重を増加する等価な鉛直力に置き換えているパラメータである。 ρ_c が発展し、最終的に1になると、降伏曲面は支持力曲面と一致し、極限状態になる。以後の载荷に対して降伏曲面は破壊曲面を越えない。

図-5 に、支持力曲面の発展を模式化した。ここに、説明を簡単にするため $M=0$ を仮定した。ある組合せ荷重 (V, H) が荷重空間内では D 点であると置く。そこから载荷を受け、($V + dV, H + dH$) の E 点へと組合せ荷重は荷重空間を移動する。初め、降伏曲面は D 点を通るように設定されるが、点 D から E へと载荷を受ける場合には降伏曲面は膨らみ、E 点を通りようになる。降

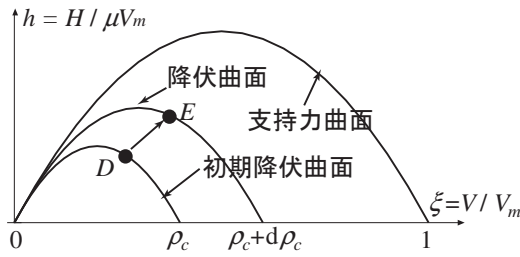


図-5 降伏曲面拡大の概念図

伏曲面の大きさは，载荷前の ρ_c から载荷後の $\rho_c + d\rho_c$ となる．このような性質を表す数式は以下の通りである．载荷後の荷重状態である $V + dV, H + dH, M + dM, \rho_c + d\rho_c$ も式 (3) を満足しなければならないので，次式が成り立たなければならない．

$$df_y = \frac{\partial f_y}{\partial V} dV + \frac{\partial f_y}{\partial H} dH + \frac{\partial f_y}{\partial M} dM + \frac{\partial f_y}{\partial \rho_c} d\rho_c = 0 \quad (4)$$

このルールはコンシステンシー則と呼ばれる．

次に降伏曲面の発展と変位の増加を関係づける．そのためには，

1. 降伏曲面の発展と鉛直変位，水平変位，回転変位量の増加を関連づける硬化則
2. ある組み合わせ荷重増分に対する鉛直，水平，回転変位成分の増分量の比率を決定するための流れ則が必要である．

硬化則は，中心鉛直荷重を受ける基礎の挙動に基づいて与えられる．中心鉛直荷重を受ける時の鉛直荷重 V と鉛直変位の塑性成分 v^{pl} の関係は次式で近似できる^{8,9)}．

$$\frac{V}{V_m} = 1 - \exp\left(-\frac{R_0 v^{pl}}{V_m}\right) \quad (5)$$

ここに， R_0 は $V-v^{pl}$ 曲線における初期勾配である．この式は，基礎の挙動を近似するための一般的な式であり，指数が 1 のときの Weibull 分布曲線に一致する．たとえば，宇都ら^{20,21)}も，Weibull 分布曲線により単調载荷を受ける杭の荷重・変位曲線を一般化することを提案している． V_m, R_0 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り，これらは，原位置で平板载荷試験などを行うなどを通じて決定することができる．また，弾性変位成分は塑性変位成分に比べて無視できるほど小さいと考えれば，発生した鉛直変位は全て塑性成分であるとモデル化することができ，Nova and Montrasio もこのような立場でマクロエレメント理論を構築している．

式 (5) を組合せ荷重に対して用いるために，左辺の V/V_m を式 (3) で得られる降伏曲面の大きさ ρ_c で置き換

える．また，塑性鉛直変位 v^{pl} ，塑性水平変位 u^{pl} ，回転変位 $B\theta^{pl}$ の相乗平均を取ったものを，組合せ変位 v^{pl} ， u^{pl} ， θ^{pl} に等価な鉛直変位 v_c とする．

$$v_c = \left\{ (v^{pl})^2 + (\alpha_M u^{pl})^2 + (\gamma_M B\theta^{pl})^2 \right\}^{0.5} \quad (6)$$

α_M, γ_M は水平変位成分と回転変位成分を等価な鉛直変位に換算するための無次元パラメータである．したがって， ρ_c, v_c を用いて式 (5) を書き換えれば，組合せ荷重を受けるときの硬化則は次式で得られる．

$$\rho_c = 1 - \exp\left(-\frac{R_0 v_c}{V_m}\right) \quad (7)$$

式 (7) を Taylor 展開して一次の項をとることにより，増分変位 ($dv^{pl}, du^{pl}, d\theta^{pl}$) と増分荷重 (dV, dH, dM) の関係が得られる．

$$d\rho_c = (1 - \rho_c) \frac{R_0}{V_m} \left(|dv^{pl}| + \alpha_M |du^{pl}| + \gamma_M B |d\theta^{pl}| \right) \quad (8)$$

式 (7), (8) は組合せ荷重と組合せ変位の関係であるため，ある増分組合せ荷重が与えられても，各変位成分の増分量までは分からない．そこで，塑性変位の各成分の比率は，非関連流れ則を適用して求める．

$$dv^{pl} = \Lambda \frac{\partial g}{\partial V}, \quad du^{pl} = \Lambda \frac{\partial g}{\partial H}, \quad d\theta^{pl} = \Lambda \frac{\partial g}{\partial M} \quad (9)$$

ここに Λ はスカラーパラメータ， g は塑性ポテンシャル面で，Nova and Montrasio は次式を用いている．

$$g = \lambda^2 h^2 + \chi^2 m^2 - \xi^2 (1 - \xi/\rho_g)^2 = 0 \quad (10)$$

ここに， $\lambda = \mu/\mu_g < 1, \chi = \phi/\phi_g < 1$ であり， 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．

最終的に式 (4), (8), (9) を連立させれば， Λ が次式のように求められる．

$$\Lambda = -\frac{\Lambda_1}{\Lambda_2} \quad (11)$$

$$\Lambda_1 = \frac{\partial f_y}{\partial V} dV + \frac{\partial f_y}{\partial H} dH + \frac{\partial f_y}{\partial M} dM \quad (12)$$

$$\Lambda_2 = \frac{\partial f_y}{\partial \rho_c} (1 - \rho_c) \frac{R_0}{V_m} \left\{ \left| \frac{\partial g}{\partial V} \right| + \alpha_M \left| \frac{\partial g}{\partial H} \right| + \gamma_M B \left| \frac{\partial g}{\partial M} \right| \right\} \quad (13)$$

これを式 (9) に代入することにより，増分組合せ荷重 dV, dH, dM に対する増分組合せ塑性変位 $dv^{pl}, du^{pl}, d\theta^{pl}$ の関係が得られるようになる．

パラメータ $\mu_g, \phi_g, \alpha_M, \gamma_M$ の推奨値は，理論的考察や実験結果のシミュレーション結果に基づき，Nova and Montrasio^{8,19)} に示されている．そこで，これらのパラメータについては，それを目安に用いればよい．たとえば， μ については，前述のように $\mu = \tan \phi$ と設定できる．

$\mu_g, \phi_g, \alpha_M, \gamma_M$ の値は，偏心荷重のみ，および傾斜荷重を作用させた载荷試験結果に対するキャリブレーション

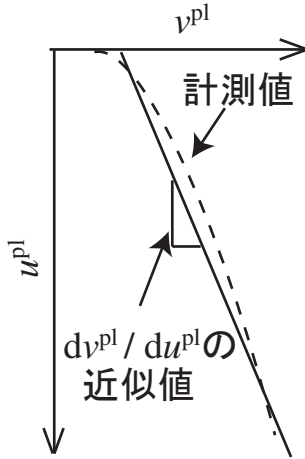


図-6 実験で得られる鉛直変位と水平変位の関係のイメージ図

ン計算からも定めることができる．たとえば， $M = 0$ として V/H の比率を一定に保ちながら傾斜荷重 (V, H) を単調荷したときの実験結果から μ_g, α_M を推定できる．式 (10) に $M = 0$ を代入し，整理すると次式が得られる．

$$\frac{\lambda h}{\xi} = 1 - \frac{\xi}{\rho_g} \quad (14)$$

一方，式 (9) より， dv^{pl}, du^{pl} は次式のように求められる．

$$dv^{pl} = 2\Lambda\xi \left\{ \left(1 - \frac{\xi}{\rho_g}\right) - 2 \left(1 - \frac{\xi}{\rho_g}\right)^2 \right\} / V_m \quad (15)$$

$$du^{pl} = 2\Lambda\lambda^2 h / (\mu V_m) \quad (16)$$

したがって，式 (14), (15), (16) を用いると， dv^{pl}/du^{pl} は次のように求められる．

$$\frac{dv^{pl}}{du^{pl}} = \frac{1}{\lambda} - 2\frac{h}{\xi} \quad (17)$$

ここに，前述のように， $\lambda = \mu/\mu_g$ であり，また h/ξ は一定値である．したがって，式 (17) は， $v^{pl}-u^{pl}$ 関係の勾配が一定であることを示唆している．そこで，図-6 に模式図を示すように，実験で得られる $v^{up}-u^{up}$ 曲線の勾配を用いて未知数である μ_g の大凡の値を推定できる．

また， $v^{pl}-u^{pl}$ の勾配が一定， $M = 0, V/H$ の値が一定， $d\theta^{pl} = 0$ という条件を用いると，式 (7) から， H と u の関係が得られる．そこで，実験で得られた $H-u$ 関係を用いて α_M を求められる．

同様に， ϕ_g, γ_M も， $H = 0, M/V = \text{一定}$ の V, M の単調荷試験結果から推定可能である．

支持力曲面式 (降伏曲面式)，塑性ポテンシャル面，硬化則関数形状などは他にもいくつか提案がされており，総じて，マクロエレメント理論は単調組合せ荷重を受ける基礎の荷重・変位挙動に関する実験結果を十分な精

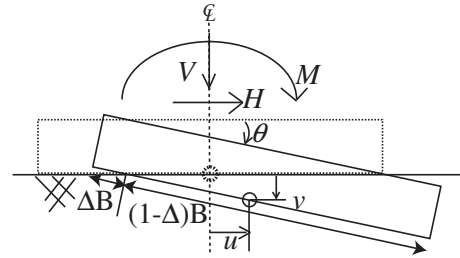


図-7 基礎に作用する荷重と基礎に生じる変位の向き

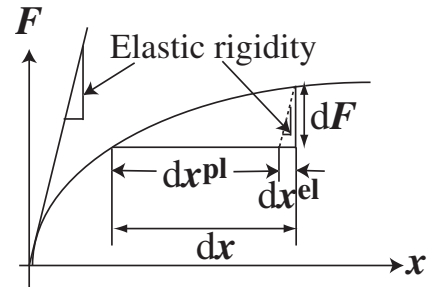


図-8 増分変位の弾性成分，塑性成分への分解

度で再現できることが確認されつつある．しかし，地震力を考慮するときには，除荷過程を含むことになるので，少なくとも塑性変形成分だけでなく弾性成分も含めて記述するための弾塑性モデルに拡張する必要がある．さらに，マクロエレメント理論が繰返し荷重を受ける場合の基礎の挙動を再現できるかどうかについては，検証がほとんどなされておらず，振動台実験や繰返し荷重実験結果に基づく検証が必要である．

5. マクロエレメント

増分組合せ荷重が降伏曲面上にあるか降伏曲面が発展する向きであるときには塑性変形が生じる一方，組合せ荷重が降伏曲面よりも内側にあるときには，いかなる荷重状態においても基礎は弾性挙動に留まると仮定する．

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．

$$F = [V \ H \ M]^T, \quad x = [v \ u \ \theta]^T \quad (18)$$

ここに， 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-7 に示す通りである．

まず，載荷の場合，もしくは降伏曲面上で荷重状態が移動する場合 (中立) について，記述する．図-8 に示すように，増分変位 dx を，弾性変位成分 dx^{el} ，塑性変位成分 dx^{pl} に分解する．

$$dx = dx^{el} + dx^{pl} \quad (19)$$

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} を用いて次式で表す．

$$dx^{el} = C^{el} dF, \quad dx^{pl} = C^{pl} dF \quad (20)$$

ここにそれぞれのコンプライアンスは 3×3 である．式 (19), (20) より，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．

$$dx = (C^{el} + C^{pl}) dF \quad (21)$$

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．

$$dF = K^F dx, \quad K^F = (C^{el} + C^{pl})^{-1} \quad (22)$$

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．

次に，降伏曲面からの除荷時，もしくは降伏曲面の内側で荷重が移動する時について定式化する．弾性成分だけ考慮すればよいので，剛性マトリクスは以下の通りである．

$$dF = K^F dx, \quad K^F = (C^{el})^{-1} \quad (23)$$

5.1. 弾性コンプライアンス

弾性コンプライアンスを次式で与える．

$$C_{11}^{el} = 1/K_v, \quad C_{22}^{el} = 1/K_h, \quad C_{33}^{el} = 1/K_r, \quad (\text{Others}) = 0 \quad (24)$$

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 Gazetas²²⁾ が与えたインピーダンスにおける実部の値を用い，そのうち振動数がゼロのときに対応する値で代表させる．

$$K_v = \frac{4.54G(B/2)}{(1-\nu)}, \quad K_h = \frac{9G(B/2)}{(2-\nu)}, \quad K_r = \frac{3.6G(B/2)^3}{(1-\nu)} \quad (25)$$

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．

5.2. 塑性コンプライアンス

塑性コンプライアンスの導出過程は前述の通りである．まとめると，塑性コンプライアンスは次式のように求まる．

$$C^{pl} = \frac{1}{K} \frac{\partial g}{\partial F} \frac{\partial f}{\partial F^T} \quad (26)$$

ここに， K は硬化係数で，次式により求まる．

$$K = - \frac{\partial f}{\partial V_c} \frac{\partial V_c}{\partial (x^{pl})^T} \frac{\partial g}{\partial F} \quad (27)$$

なお，降伏曲面，塑性ポテンシャル面は， $H = M = 0$ のとき角点を有する．そこで， $H = M = 0$ の状態での荷重に関して，別途コンプライアンスを計算しておく

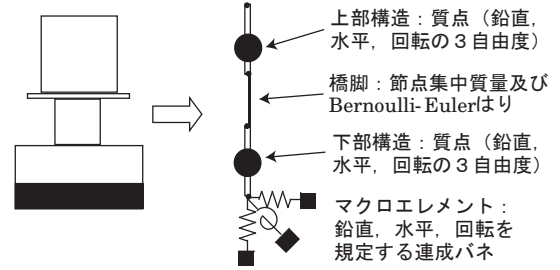


図-9 地震応答解析モデル

必要がある．

$$C_{11}^{pl}(t) = 1/(1-\rho_c)/R_0, \quad (\text{Others}) = 0 \quad (28)$$

6. 時刻歴応答計算

動的解析は，Paolucci が計算に用いた 4 自由度系のモデル¹²⁾に基づいているが，橋脚を Bernoulli-Euler 梁でモデル化し，はり要素を適用している点が異なっている．また，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-Delta 効果) も考慮できるように，通常の梁要素の剛性行列に梁・柱理論に対応する幾何剛性行列を付加した．ただし，簡単のため，幾何剛性を求めるために必要な軸力として，着目している要素より上部にある構造体の死荷重のみ考慮し，計算途中で変化しないものとした．

最終的に，図-9 に示すように，本研究では上部構造は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，フーチングは回転慣性を考慮した質点で，基礎・地盤間の相互作用はマクロエレメントでモデル化した．

数値計算は単純な増分足しあわせによって行っている．したがって，一切の収束計算は行っていない．また，時間方向の積分は Newmark- β 法を用いている．塑性コンプライアンスは荷重の関数であるため，マクロエレメントが載荷を受ける場合，本来， $t = t$ から $t = t + dt$ までの間にもその値は変化するものである．しかし，数値計算では， $t = t$ のときの荷重 $F(t)$ の値を用いて塑性コンプライアンスを評価し， $t = t$ から $t = t + dt$ の間で塑性コンプライアンスは変化しないものとした．このような近似計算を行う代わりに，増分時間間隔 dt 小さくとった．

Paolucci のモデル，および本モデルの運動方程式は次式で与えられる．

$$M\ddot{x}(t) + H\dot{x}(t) + K^S x(t) + F(t) = p(t) \quad (29)$$

ここに M は質量マトリクス， H は減衰マトリクス， K^S は柱部分の剛性マトリクスである， F はマクロエレメント部の地盤反力， p は外力である．梁部分の減衰は，梁

要素剛性に対する比例型減衰を設定する．また，マクロエレメント部には，後述のように，鉛直，水平，ロッキング振動に関して，Gazetas²²⁾が示すインピーダンスにおける複素部の値のうち振動数がゼロのときの減衰を考慮することにした．また， H は初期 $t = t$ に与えた値のまま変化しないものとした．

式 (29) を Newmark- β 法を用いた直接積分により解く．時刻 $t = t$ の状態から $t = t + dt$ の応答を求める． $t = t - dt, t = t, t = t + dt$ の加速度，速度，変位の関係を中央差分形式で表したものを時間ステップ $n + 1 (t = t + dt)$ における運動方程式に代入し，未知数となる x, F が左辺に含まれるように整理すると次式が得られる．

$$\left(\frac{M}{\beta dt^2} + \frac{H\gamma}{\beta dt} + K^S \right) x(t + dt) + F(t + dt) = p(t + dt) + M \left\{ \left(\frac{1}{2\beta} - 1 \right) \ddot{x}(t) + \frac{1}{2\beta dt} \dot{x}(t) + \frac{1}{2\beta dt^2} x(t) \right\} + H \left\{ \left(\frac{\gamma}{2\beta} - 1 \right) \dot{x}(t) dt + \left(\frac{\gamma}{\beta} - 1 \right) x(t) + \frac{\gamma x(t)}{\beta dt} \right\} \quad (30)$$

ここに， γ, β は Newmark- β 法におけるパラメータで，それぞれ 0.5, 0.25 である．非線形計算を収束計算を行わず，単純な増分足しあわせで行うので， $t = t + dt$ の地盤反力および各節点の変位は次式で表される．

$$F(t + dt) = F(t) + dF(t) = F(t) + K^F(t) dx(t) \quad (31)$$

$$x(t + dt) = x(t) + dx(t) \quad (32)$$

ここに， K^F は式 (22) もしくは式 (23) で計算される．式 (31), (32) を式 (30) に代入すると次の関係式が得られる．

$$\tilde{K}(t) \cdot dx = d\tilde{p}, \quad (33)$$

$$\tilde{K}(t) = \frac{M}{\beta(dt)^2} + \frac{H\gamma}{\beta dt} + K^S + K^F(t), \quad (34)$$

$$d\tilde{p} = p(t + dt) + M \left(\frac{(1 - 2\beta)\ddot{x}(t)}{2\beta} + \frac{\dot{x}(t)}{\beta dt} \right) + H \left\{ \frac{(\gamma - 2\beta)\dot{x}(t) dt}{2\beta} + \left(\frac{\gamma}{\beta} - 1 \right) x(t) \right\} - K^S x(t) - F(t) \quad (35)$$

式 (33) を解けば，変位増分 dx が得られる．それを式 (31), (32) に代入することで，時刻 $t = t + dt$ での地盤反力および各節点の変位が求まる．載荷である場合には， ρ_c, ρ_g の値も更新する．時刻 $t = t + dt$ での地盤反力が求められると，これらの値を式 (3) に代入して， $\rho_c(t + dt)$ の暫定値を計算する．そして， $\rho_c(t + dt)$ と $\rho_c(t)$ を比較し，大きいほうを $\rho_c(t + dt)$ とする．ただし，理論上 ρ_c は 1 を超えないので， ρ_c の値として 1 より大きい値が得られた場合は， $\rho_c = 1$ とする． ρ_g についても同様の手順で更新する．

増分計算において，マクロエレメントの塑性コンプ

ライアンスは，載荷状態もしくは中立状態の時のみ考慮する．そこで， $t = t$ の降伏曲面に対して， $t = t + dt$ の荷重点 ($V(t + dt), H(t + dt), M(t + dt)$) が降伏曲面の外側に移動するとき，もしくは $t = t$ での降伏曲面上に存在し続けるとき，数値計算上載荷であると判定する．そこで，数値計算では，まず， $t = t$ の状態から弾性コンプライアンスだけを考慮して増分荷重 $dF(t)$ を求める．そして，得られた荷重増分 $dF(t)$ を $t = t$ の荷重 $F(t)$ に足しあわせたもの ($F(t) + dF(t)$) を式 (3) に代入して ρ_c を逆算する．これが $t = t$ のときの $\rho_c(t)$ に等しいか大きければ，載荷であると判定する．

載荷であると判定した場合には， $t = t$ の状態から計算をやり直す．やり直し計算では，弾性コンプライアンスと塑性コンプライアンスの両者を考慮する．一方，載荷でない判定した場合は，弾性コンプライアンスのみを用いた計算を了とする．塑性変形成分は生じない．

7. シミュレーション対象実験

本研究では，繰返し載荷実験，大型振動台実験を行い，直接基礎の地震時挙動に関する知見を得た．さらに，中心鉛直載荷実験も行った．このうち本報告では，大型振動台実験に対してシミュレーションを行った結果を報告する．実験の詳細および計測値デジタルデータは，土木研究所資料^{14, 15)}にて公開している．

7.1. 大型振動台実験¹⁵⁾

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．図-10 に実験の概略を，図-11 に模型の寸法を示す．加振方向は図-10 の X 方向の正の向きと，図-11 の北方向が一致しており，振動台への加振は南北の一方方向である．本報告で示す計算で対象としたのは，全加振ケースの中から 2 ケースである．検討対象実験ケースを表-1 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．兵庫県南部地震の地震動をそのまま入力する場合，模型が転倒するおそれがあり，数値解析モデルを検証をするために十分なデータが得られないと判断した．そこで，入力加速度振幅を低減した．表-1 中に示す設定入力値は，

表-1 実験ケース

実験ケース	入力地震動	最大加速度 (gal)		地震	根入れ (mm)
		設定入力値	実測値		
Case 1	七峰橋波	386	601	Type I	0
Case 2	神戸波 (振幅 80%)	650	557	Type II	10

振動台に入力した加速度の最大値であり、実測値は振動台上に設置された加速度計により計測された値である。表-1 に示すように、入力値と実測値は異なる値となった。

地盤は、気乾状態の豊浦標準砂を用いて内径 4×4 m のせん断土槽内に作成された。厚さは 2 m、相対密度は 80% である。三軸圧縮試験より求められた内部摩擦角は 42.1° であった。

作成した地盤上に直接基礎模型を設置した。根入れは、Case 1 では 0 で、Case 2 では 10 mm である。Case 2 で根入れを考慮した理由は、入力加速度振幅を低減した理由と同じである。ただし、Case 2 の場合でも根入れ量はフーチング高さの 4% であり、根入れをほぼ 0 と見なしてもよい。以下の数値計算でも根入れ 0 として扱っている。

模型は鋼製で、基礎部、柱部、上部構造部からなる。図-11 中の W_G, J_G は模型各部位の質量、重心回りの回転慣性モーメントである。基礎平面寸法は 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 (鉛直・せん断) ロードセルを 11 個が組み込まれている。ロードセル短辺が加振方向に平行であり、基礎幅と同じ長辺長を有するロードセルが加振方向に並んでいる。ロードセル底面にサンドペーパーを貼り、地盤との境界面が粗であるようにした。

20 基程度の橋脚基礎の設計実績を調べたところ死荷重に対する極限支持力の安全率は 9-24 程度であった。また、過去の設計実績について土木研究所が調査した結果によれば、設計計算上、基礎の浮上りが生じる水平震度は 0.07-0.25 程度である²³⁾。そして、模型も、これらの値に近い力学特性を有する。

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、振動台の東側からビデオカメラで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。

図-12 に加振後の基礎の状態を示す。基礎は転倒などすることがなく、いわゆる破壊状態には至っていない。

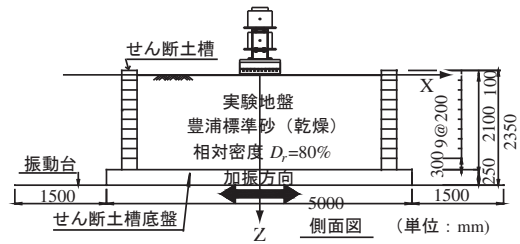


図-10 実験装置概略図

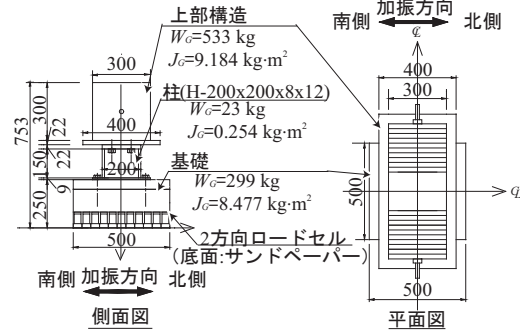
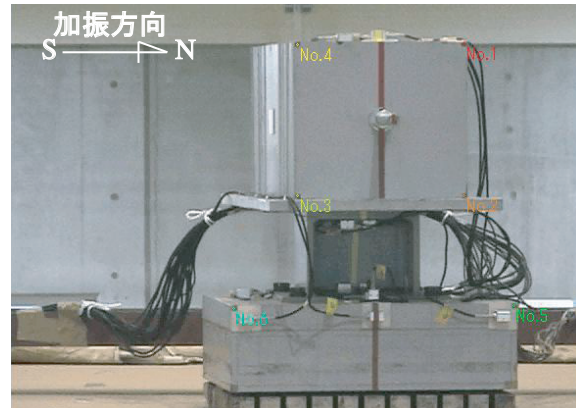
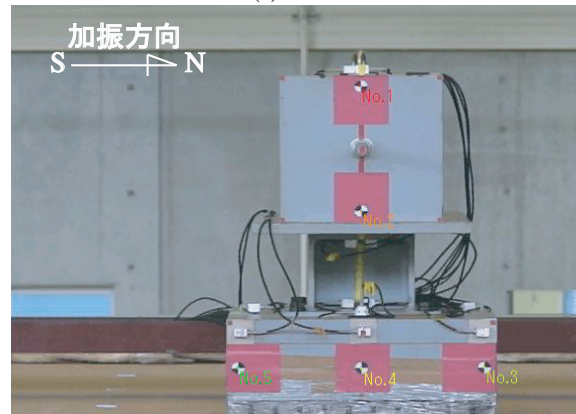


図-11 実験模型構造図



(a) Case 1



(b) Case 2

図-12 加振後の基礎の状態

表-2 弾塑性挙動に関するパラメーター

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
降伏曲面の硬化則	R_0 (kN/m)	48946
	V_m (kN)	244.8
	α_M	2.8
	γ_M	1.7
降伏関数	ζ	1.0
	μ	0.9
	ψ	0.45
	λ	0.5
塑性ポテンシャル	χ	0.5
	λ	0.5
減衰定数 (鉛直)	C_v (kN·s/m)	127.7
	C_h (kN·s/m)	91.8
	C_r (kN·s·m)	0.06

7.2. 鉛直載荷実験

単調鉛直中心載荷を受けるときの基礎の挙動を把握するため、鉛直載荷実験を土木研究所基礎特殊実験施設内にある深層土層内で行った。実験の詳細および計測値デジタルデータは、文献⁽⁴⁾にて公開している。土層の平面寸法は3×4mである。土槽内に、振動台実験で用いた豊浦標準砂を用いて相対密度 $D_r = 80\%$ 、厚さ2mの地盤を作製した。地盤面中心に振動台実験で用いた模型の基礎部とおなじ平面寸法を有するブロックを設置した。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。そして、ブロック上部に単調中心鉛直荷重を載荷するものである。途中、除荷挙動についても把握するために、想定される極限支持力の1/3程度になったときに一度除荷し、その後再載荷を行った。

8. マクロエレメントのパラメーターの設定

解析対象となる実験の地盤について鉛直載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ーの値を設定する。表-2にマクロエレメントの弾塑性挙動に関するパラメーターの一覧を示す。実務では、鉛直載荷試験の代わりに平板載荷試験結果を用いて以下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。ただし、中心鉛直載荷に対する極限支持力については、土質試験結果から推定するか、平板載荷試験結果から求まる支持力係数に寸法効果の補正を行って推定する必要がある。

鉛直、水平、回転の弾性バネ定数 K_v , K_h , K_r は鉛直載荷実験で得られた除荷勾配に基づき設定する。荷重沈下曲線を図-13に示す。縦軸は荷重を支持力係数に直したもので、 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/m^3 である。図

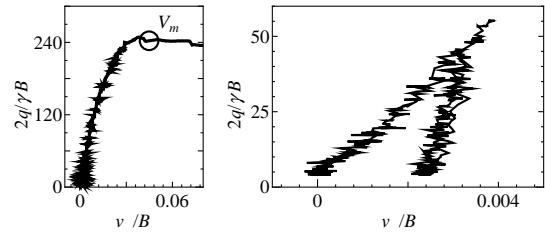


図-13 鉛直載荷実験で得られた荷重沈下曲線 (左: 全体図, 右: 除荷・再載荷経路に関する拡大図)

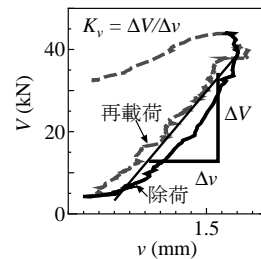


図-14 K_v の算出

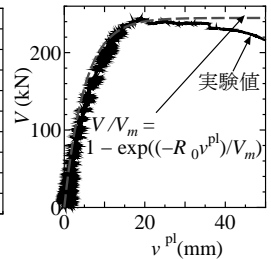


図-15 R_0 の算出

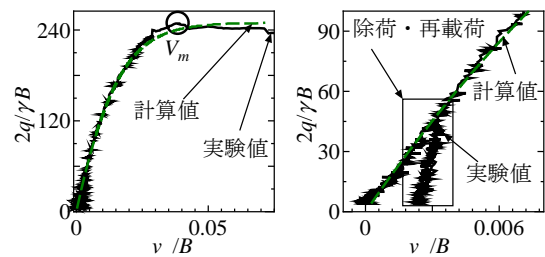


図-16 単調中心鉛直載荷の計算値と鉛直載荷実験結果の比較 (左: 全体図, 右: 載荷初期に関する拡大図)

-14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 とした。文献⁽²⁴⁾を参考にポアソン比 ν を0.3と仮定し、それと K_v を式(25)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(25)の第二式、第三式より K_h , K_r を求めた。

次に、マクロエレメントの減衰について述べる。Gazetasの文献によれば、基礎・地盤間の鉛直、水平、回転の減衰定数 C_v , C_h , C_r はそれぞれ次式で与えられる⁽²²⁾。

$$C_v = \rho V_{La} A \tilde{c}_v, \quad C_h = \rho V_s A, \quad C_r = \rho V_{La} I \tilde{c}_r \quad (36)$$

ここに、 ρ は地盤密度 (t/m^3)、 A は基礎の底面積 (m^2)、 \tilde{c}_v , \tilde{c}_r は係数で振動数がゼロの時にはそれぞれ0.9と0.02である。 V_s はS波速度であり、実験において、Case 2の加振前に行われた測定により計測された値を用いた。なお、S波の起振方法は板たたき法である。また、 V_{La} は粗密波の伝播速度であり、次式で求められる。

$$V_{La} = \frac{3.4}{\pi(1-\nu)} V_s \quad (37)$$

I は断面二次モーメントであり、 $B^4/12$ で求められる。

降伏曲面の発展を規定する最も重要なパラメータである V_m, R_0 も、鉛直荷重試験結果より求めた。まず、中心鉛直荷重における極限支持力 V_m は、鉛直荷重実験で得られた最大荷重とした。つぎに、鉛直荷重実験で得られた荷重変位曲線 (V - v 曲線) から R_0 を設定する。そのために、 V - v^{pl} 関係を推定する。各荷重ステップの鉛直変位 v から弾性成分 $v^{el} = V/K_v$ を差し引くことにより、鉛直変位の塑性成分 v^{pl} を求める。そして、設定した V_m と式 (5) を用いて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-15 に、荷重試験結果から求めた V - v^{pl} 関係と式 (5) でフィッティングした結果をあわせて示す。

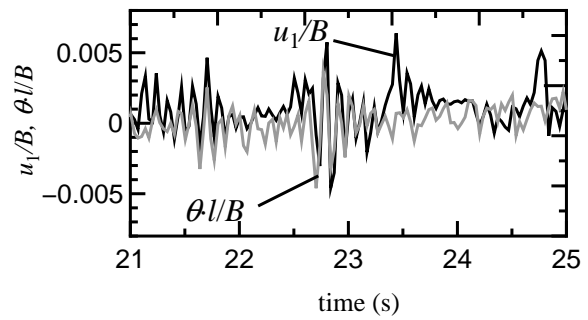
降伏曲面、塑性ポテンシャル面、硬化に係わるその他のパラメータの値は、一般的とされている範囲^{8, 19)}の中から選んで用いた。

図-16 に示すように、以上のパラメータを用いて鉛直荷重試験結果をマクロエレメントモデルでシミュレーションした結果は非常に良好であった。

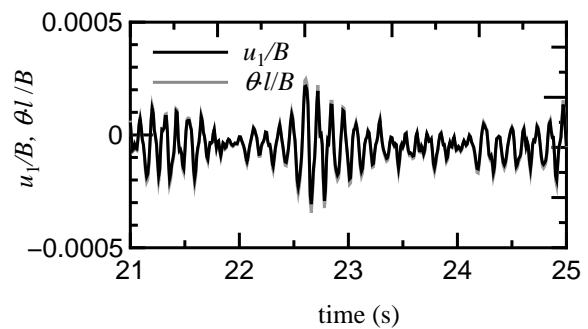
9. マクロエレメントを用いた振動台実験のシミュレーション

基礎をマクロエレメントでモデル化して大型振動台実験のシミュレーションを行った。以下、計算結果を計算値 a と呼ぶ。図-17, 18 は、Case 1, 2 の実験値と計算値 a について、上部構造部重心位置の地盤に対する相対変位 u_1 と、基礎底面中心位置の回転角 θ に基礎底面から上部構造部の重心位置までの距離 l を乗じた値の時刻歴を示したものである。振動成分のみ考察するため、それぞれの時刻歴において残留変位の生じていない時間帯 (Case 1 は 21-25 秒, Case 2 は 7-12 秒) について示す。 $u_1, \theta \times l$ とともに、基礎幅 B で無次元化している。これらの図を見ると、 $u_1, \theta \times l$ の時刻歴波形の形状は非常によく似ている。特に Case 2 の $u_1, \theta \times l$ の時刻歴は定量的にも一致しており、ロッキングの影響が非常に強く現れていることがわかる。

図-19, 20 に計算で設定した支持力曲面と実験・計算で得られた荷重の軌跡を比較した。 M - H 相関図と M - V 相関図に分けて示した。支持力曲面の M - H 相関図は式 (2) の支持力曲面式の V に模型重量 V_0 を代入して得られたものであり、 M - V 相関図は実験で最大モーメントが観察された時刻の水平力の実験値を代入して得られたものである。設定した支持力曲面は、実験における荷重の軌跡をほぼ包含しており、極限支持力状態を良くモデル化していると考えられる。したがって、静



(a) 実験値



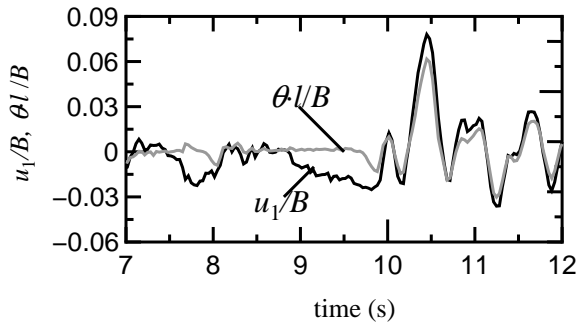
(b) 計算値 a

図-17 上部構造部重心位置の地盤に対する相対変位 u_1 と基礎底面中心位置の回転角 θ に基礎底面から上部構造部の重心位置までの距離 l の積の時刻歴 (Case1)

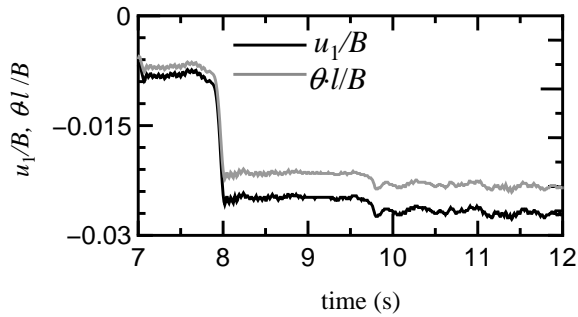
的実験結果に基づき提案されてきた支持力曲面式を地震時のような荷重状態に対しても適用可能であると考えられる。

また、このように荷重状態が極限状態 (安全率が 1 である状態) に達していても、図-12 で見たように、基礎は転倒や過大な沈下などの壊滅的な状態には至っておらず、残留変位が生じるだけである。したがって、これまでの耐震設計で行ってきたように力に関する安全率を用いて安全性を検証するのは不合理であり、今後、残留変位量など変位を指標とした設計体系に移す必要がある。

図-21, 22 は、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 Case 1 については 41-46 秒について、Case 2 については 7-12 秒について示した図である。 V, H は模型重量 V_0 で、 M は $V_0 \times B/2$ で無次元化されている。橋脚に作用する慣性力に関する a_1 やそれに伴い生じる 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



(a) 実験値



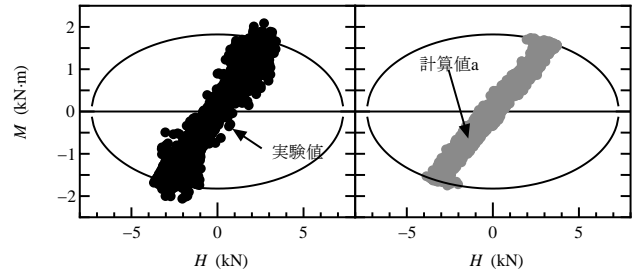
(b) 計算値 a

図-18 上部構造部重心位置の地盤に対する相対変位 u_1 と基礎底面中心位置の回転角 θ に基礎底面から上部構造部の重心位置までの距離 l の積の時刻歴 (Case2)

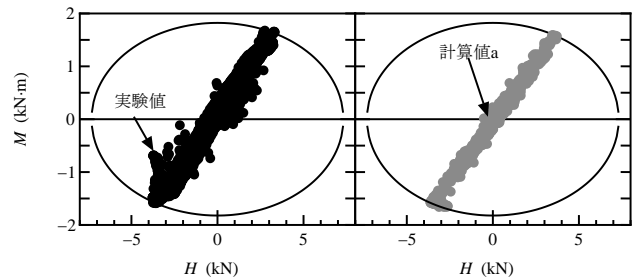
験値と計算値で比較的近い値を示している．このような上限値の存在は弾性挙動を仮定して応答計算をする場合には見られないものであり，基礎の支持力特性を反映させた応答計算を行ったことにより橋脚に入力される荷重が低減される現象が得られたものである．したがって，地震時の基礎の支持力特性を考慮することで橋脚についても合理的な耐震設計が可能になると考えられる．

また，同じく， a_1 の周期特性も，実用上十分な精度で再現している．これは，マクロエレメントが動的な振動特性も再現可能であることを示している．

詳細に見れば， a_1 の振動周期は，Case 1 では44秒付近から，Case 2 では9秒過ぎあたりから伸び始めるが，計算値の周期の伸びは実験値よりも小さく，計算値と実験値で位相差が生じ始める．これらの傾向は， M, H の振動についても同様である．これらは，実験では，顕著な基礎の浮上りが生じていたためである．また， V の時刻歴については，実験値は明らかな変動が見られるにもかかわらず，計算値ではほとんど変化が生じない．

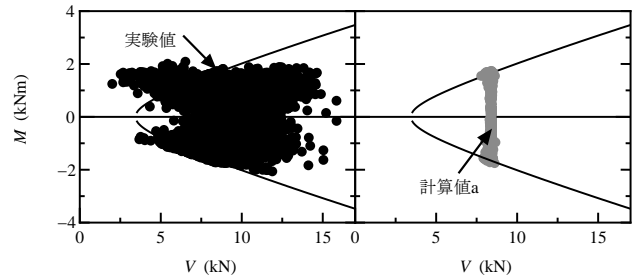


(a) Case 1

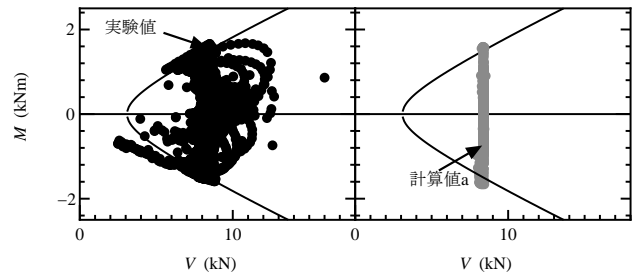


(b) Case 2

図-19 支持力曲面 (H - M 断面) と荷重軌跡 (実験値および計算値 a)



(a) Case 1



(b) Case 2

図-20 支持力曲面 (M - V 断面) と荷重軌跡 (実験値および計算値 a)

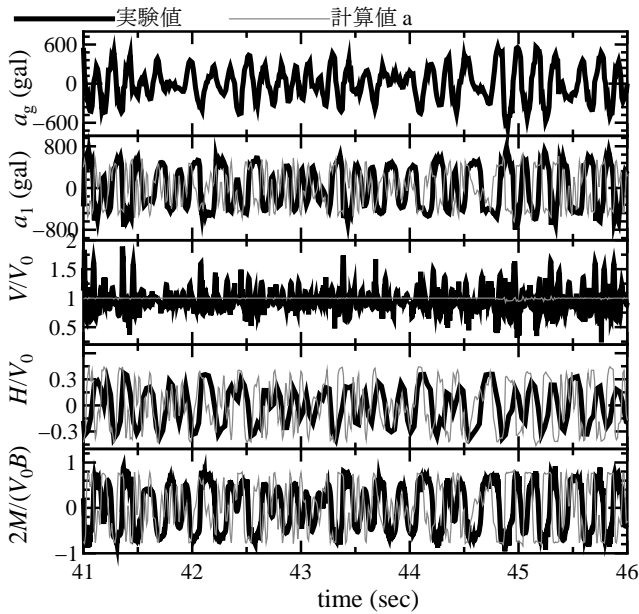


図-21 Case 1 の時刻歴 (入力地表面加速度 a_g 及び模型天端中心位置の水平加速度 a_1 , 鉛直荷重 V , 水平荷重 H , 転倒モーメント M)

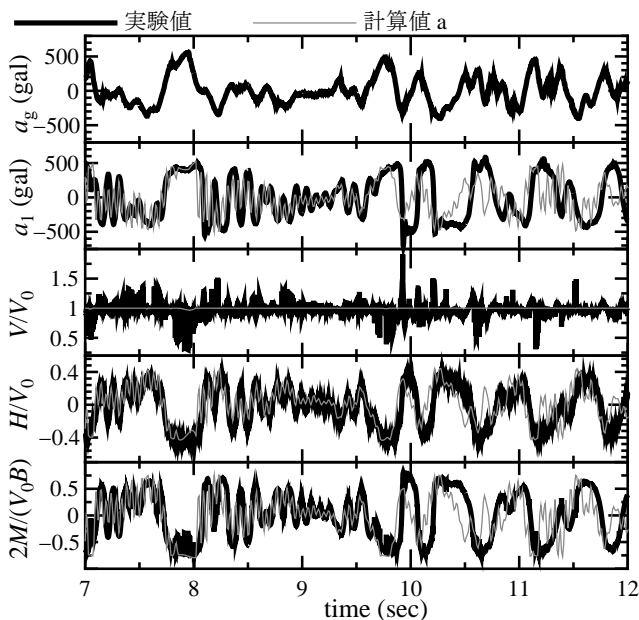


図-22 Case 2 の時刻歴 (入力地表面加速度 a_g 及び模型天端中心位置の水平加速度 a_1 , 鉛直荷重 V , 水平荷重 H , 転倒モーメント M)

今、橋脚部分が剛であることから、模型に生じる振動に対してスウェイモードの寄与は非常に小さく、ロッキングモードの寄与が大部分である。そこで、図-23に最大応答回転角が生じた時刻付近の $M-\theta$ 関係とそのときにフーチング底面に作用する鉛直地盤反力分布の実験値を示す。ただし、同図に示した回転角 θ のみ、模型に取り付けられた加速度計にて計測された加速度を二階積分することにより求められたものである。図を見ると、フーチングの一方の端部で地盤反力がゼロになり、浮上りが生じている一方で、逆側端部下は地盤と接地し続ける。回転角が大きくなるにつれて、地盤反力度分布が矩形上になるとともに、 M の値が一定になる。これは、実験では地盤抵抗の塑性化が進展し、モーメント一定のまま浮上りが増大していることを示している。

図-24 は、Case 1, 2 における主要動付近の $M-\theta$ 関係を示した図である。Case 1, 2 の実験値の履歴ループをみると、履歴ループの形状は S 字型を示している。回転角が大きくなるにつれて、除荷勾配が初期の勾配よりも低下し、特に除荷開始後の経路は見かけ上原点に向かうようになってくる。回転角が大きくなるにつれて、浮上りが生じることから、浮上りが生じない場合のような弾塑性挙動とは異なった履歴ループ形状を描くようになる。このように実験では回転角が大きくなるにつれて除荷剛性が低下することから、図-21, 22 で見られたように、振動周期も徐々に伸びたものと考えられる。一方、計算結果では、常に除荷勾配が一定であるので、周期ののびが実験値ほど顕著にならないものと考えられる。

また、浮上りが生じることにより基礎の底面中心位置は上下に移動する。図-25 は $M-v$ 関係を、図-26 は $v-\theta$ 関係を示した図である。いずれも主要動付近 (Case 1: 41-46 秒, Case 2: 7-12 秒) の時刻についてのみ実験結果、計算値を示している。 v の正の向き (沈下) がグラフの縦軸の下向きである。実験結果について、 $M = 0, \theta = 0$ のときの鉛直変位 v を見ると、残留変位が沈下方向に増大している。これは、地盤の塑性化に伴うものである。一方、 M, θ が大きくなるにつれ v が負の向き、すなわち浮上に転じている。その結果、実験結果の履歴ループ形状は V 字型に近くなっている。このように、実験では浮上りが基礎の変位に大きな影響を与えていることが分かる。一方、計算値では残留変位が累積するという傾向は再現されている一方、浮上りが再現されていない。

さらに、基礎底面中心位置が上下に動くため、実験

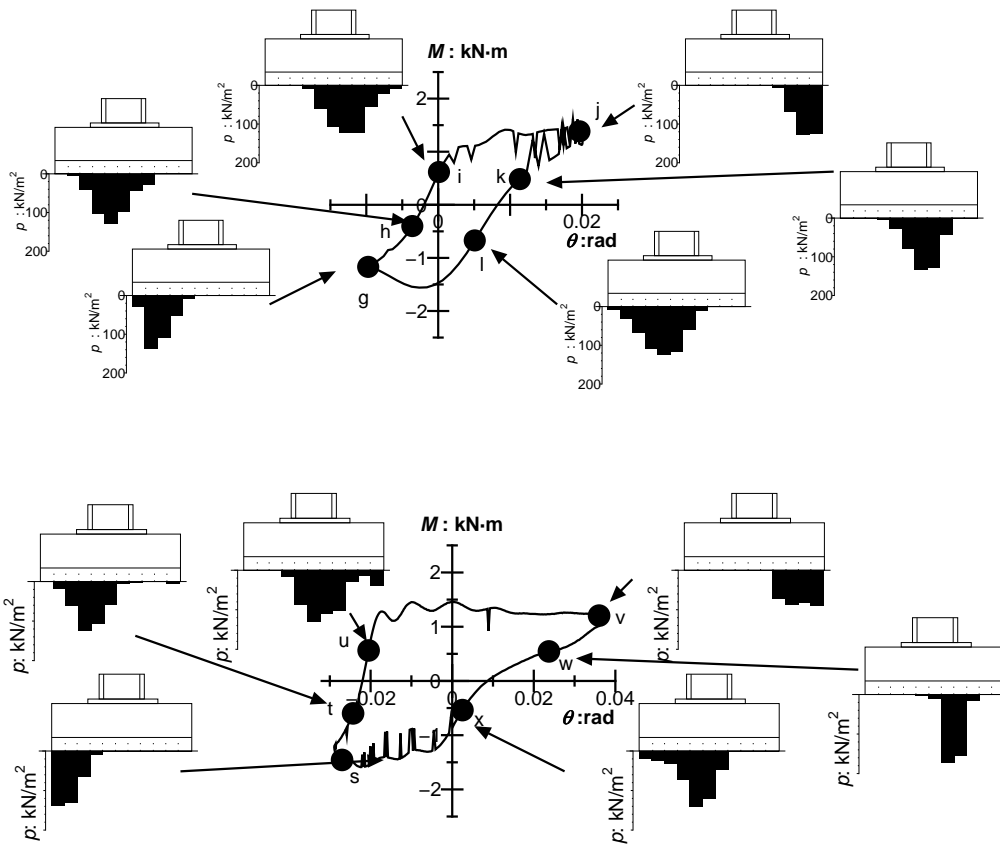
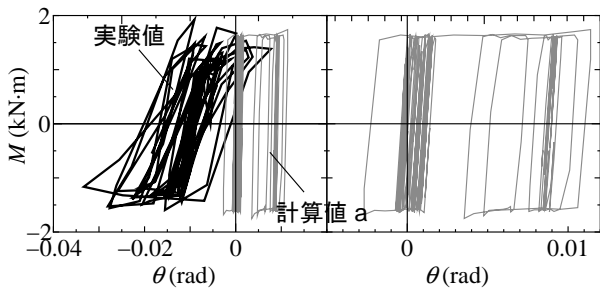
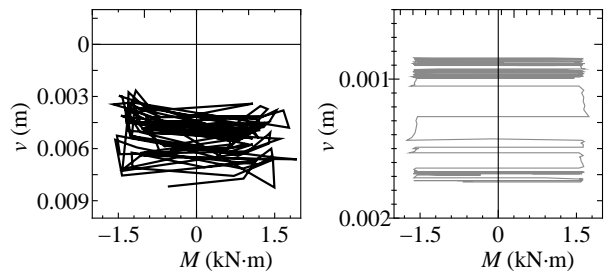


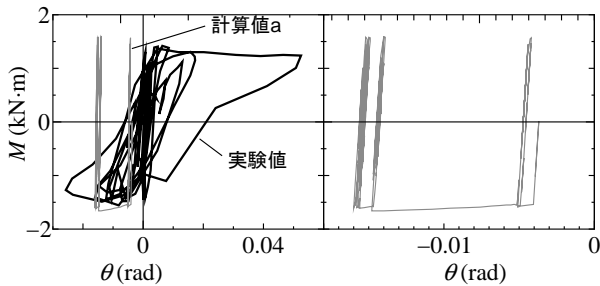
図-23 M - θ 履歴と基礎底面に作用する鉛直地盤反力分布の実験値



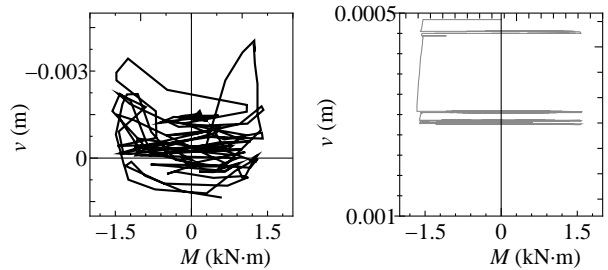
(a) Case 1 ($t = 41-46$ sec)



(a) Case 1 ($t = 41-46$ sec)



(b) Case 2 ($t = 7-12$ sec)



(b) Case 2 ($t = 7-12$ sec)

図-24 基礎底面中心位置に作用するモーメント M -基礎底面中心位置の回転角 θ 関係 (左: 実験値および計算値 a, 右: 計算値 a)

図-25 基礎底面中心位置に作用するモーメント M -基礎底面中心位置の鉛直変位 v 関係 (左: 実験値, 右: 計算値 a)

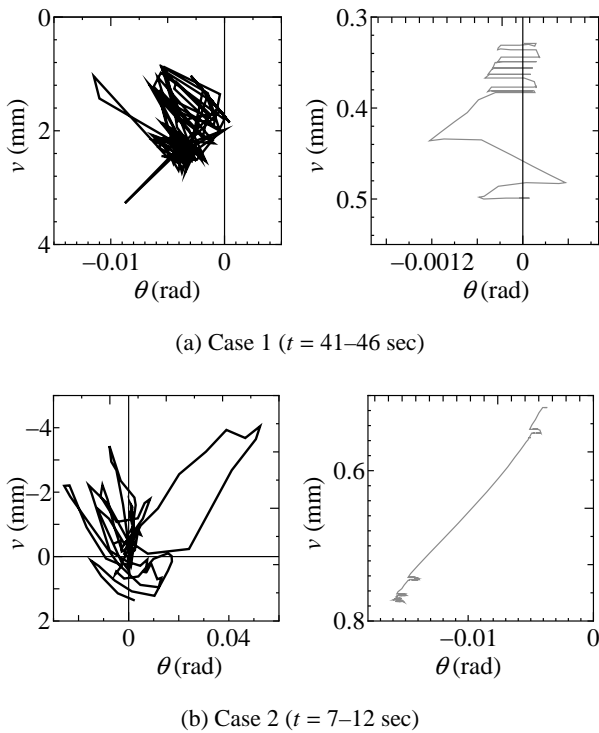


図-26 基礎底面中心位置の鉛直変位 v -回転角 θ 関係 (左: 実験値, 右: 計算値 a)

では V についても変動が生じることになる。一方、計算では、荷重の偏心による極限支持力の低減は考慮されているが、浮上りによりフーチングが上向きに運動するような状態は考慮されていない。したがって、 V の変動がほとんど生じない。しかし、このような鉛直力の変動が計算にて再現されないことは、実務上はあまり大きな意味を持たない。なぜなら、上述のように、力の釣り合いを考えるだけでは大地震時の基礎の安定照査は不可能であり、むしろ変位を指標にした設計を行うことが必要なためである。

図-27, 28 は、上から、入力加速度 a_g 、上部構造重心位置の変位 u_1 、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 である。図-27, 28 の左側の図は全体的な傾向を示している。右側の図は主要動を含む時刻での拡大図であり、Case 1 では 41-46 秒、Case 2 では 7-12 秒の応答時刻歴を示している。 u_1, v, u は基礎幅 B で無次元化されており、 v は沈下方向 (正の向き) がグラフの縦軸の下向きである。実験値の鉛直変位 v は、厳密には周辺地盤との相対変位として評価する必要があるが、地盤の沈下量はほぼ 0 mm であったため、模型の絶対変位として評価している。一方、 u_1, u は地表面との相対変位である。また、参考のため、降伏曲面の大きさを表すパラメータ ρ_c と次式で定義される時々

刻々の等価鉛直荷重 ρ_t を示した。

$$f_t = h_t^2 + m_t^2 - \xi_t^2 (1 - \xi_t / \rho_t)^2 = 0 \quad (38)$$

ここに、 ξ_t, h_t, m_t はある時刻における荷重 $V(t), H(t), M(t)$ を中心鉛直荷重を受けるときの極限支持力 V_m で無次元化した荷重であり、 $\xi_t = V(t)/V_m, h_t = H(t)/(\mu V_m), m_t = M(t)/(\psi B V_m)$ である。

実験値、計算値ともに、 ρ_t は式 (38) に ξ_t, h_t, m_t を代入し、逆算することで求められる値である。実験値の ρ_c は逆算した $\rho_t(t)$ の値が $\rho_t(t - dt)$ の値よりも大きくなったときに、 ρ_t と同じ値に更新される。 ρ_t が減少しても ρ_c は減少しない。また、 ρ_c の最大値は 1 とし、 ρ_t が 1 を超える値になった場合は ρ_c を更新せず、1 のまま変化しないものとした。

ρ_t が ρ_c 以上であれば、塑性変形が累積することになる。理論的には ρ_t が ρ_c を超えることはないが、計算においては単純な増分計算を行っているため、 ρ_t が ρ_c を超える現象が生じている。また、式 (38) の基になっている支持力曲面式 (式 (2)) が近似式であるので、 ρ_c の実験値において、 ρ_t が 1 を超えることもある。たとえば、計算値 b の ρ_c, ρ_t の時刻歴をみると、Case 1 では 44.8-45 秒あたり、Case 2 では 7.8-8 秒あたりにかけて ρ_t が増大し、 ρ_c が更新されている。この時間帯における v^{pl}, θ^{pl} をみると値が増加しており、降伏曲面の拡大に伴って、塑性変位が生じている。

地震後の基礎の性能は残留変位量、特に沈下量に依存すると考えられるため、鉛直変位 v に着目して考察を行う。実験において、全体系ではロッキングモードが卓越する一方で、そのために基礎底面下の地盤が塑性化する。そこで、基礎の鉛直変位が沈下方向 (正の方向) にシフトしていく。また、 a_g の時刻歴から分かるように、地表面での基礎への入力地震動の加速度は、Case 2 の方が大きい一方、Case 1 と 2 では Case 1 の方が残留沈下が大きくなることを計算値も予測している。したがって、マクロエレメントモデルは、入力地震動の繰返し回数が、残留変位に与える影響を評価できるモデルになっている。 θ についても、計算値においても、残留値が生じること、Case 1 と Case 2 では Case 1 の方が残留値が大きくなることが予測された。以上のように、マクロエレメントを用いることによりこのような地震時の支持特性の違いも再現できた。マクロエレメントは単調載荷実験結果に基づき確立されたものであるが、本研究はマクロエレメントが基礎の地震時の残留変位挙動も予測できることを確認した。

しかし、変位に関する精度面では改良が必要である。たとえば、Case 2 については計算は実験値に近い値を

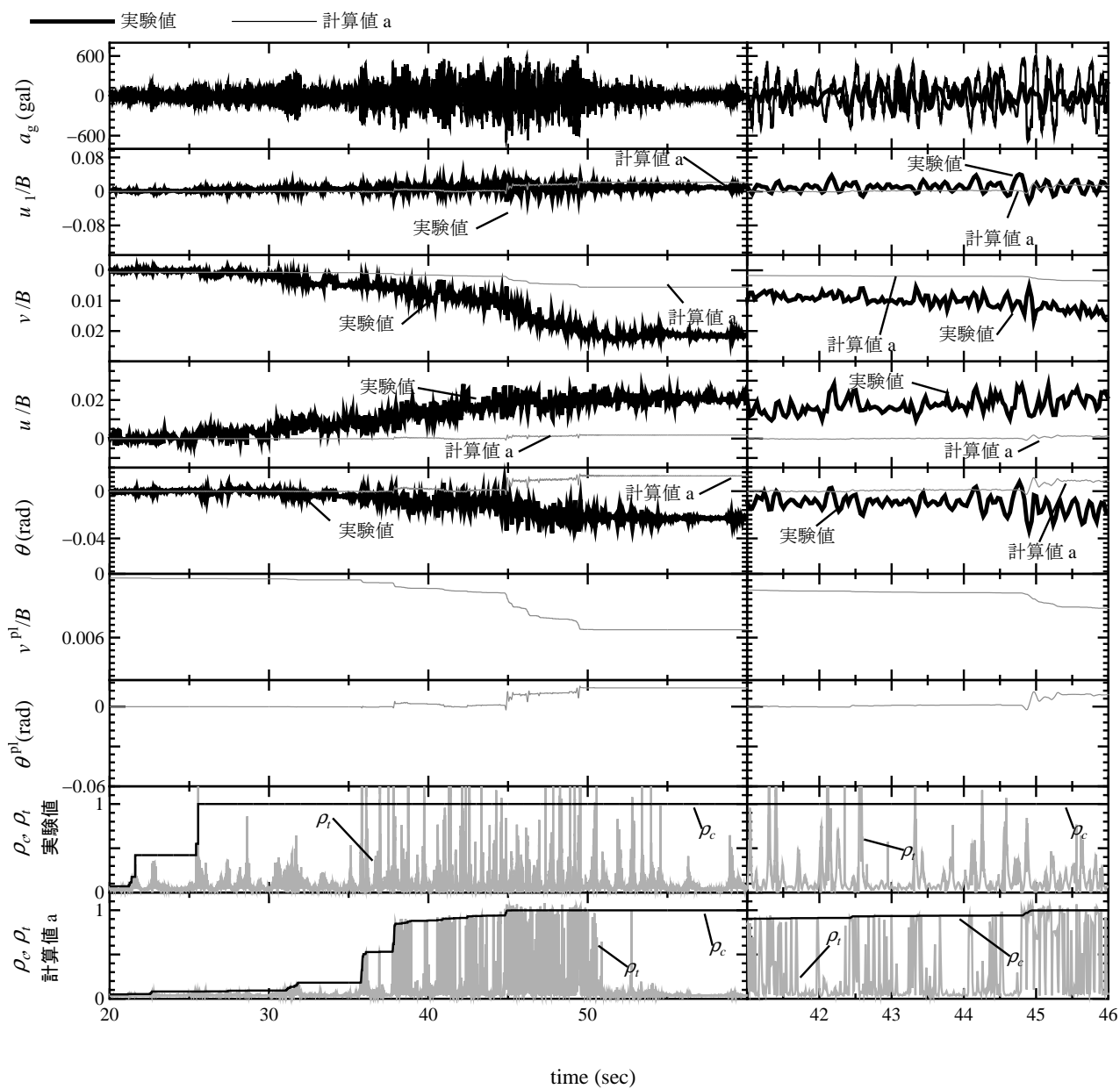


図-27 Case 1 の時刻歴 (入力地表面加速度 a_g 及び上部構造部重心位置の水平変位 u_1 , 基礎の応答鉛直変位 v , 水平変位 u , 回転角 θ , 降伏曲面の大きさを表すパラメータ ρ_c, ρ_t (実験値, 計算値 a))

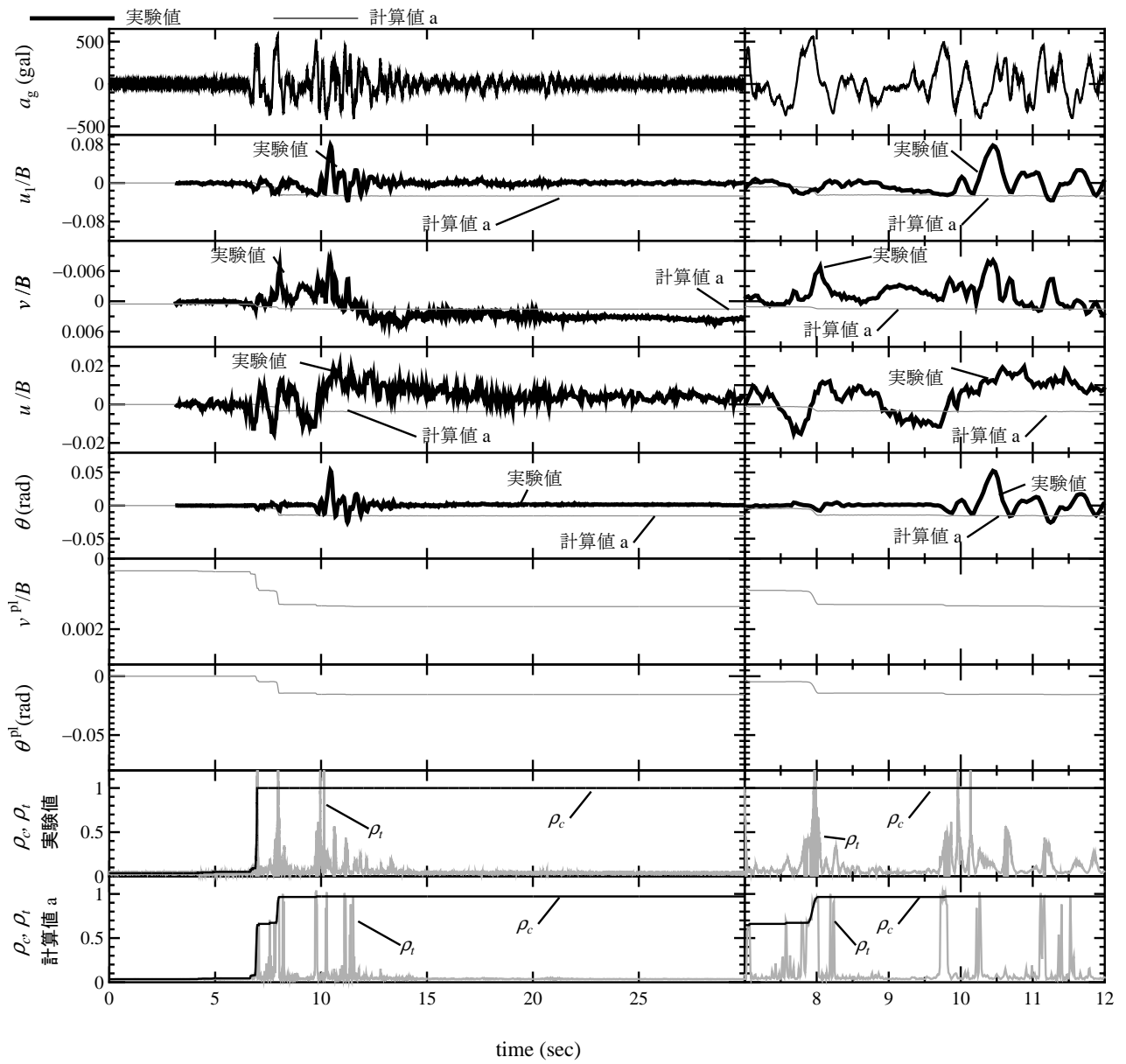


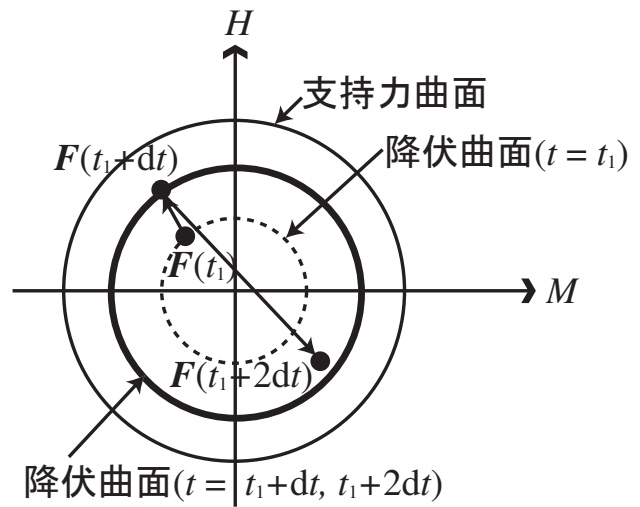
図-28 Case 2 の時刻歴 (入力地表面加速度 a_g 及び上部構造部重心位置の水平変位 u_1 , 基礎の応答鉛直変位 v , 水平変位 u , 回転角 θ , 降伏曲面の大きさを表すパラメータ ρ_c, ρ_t (実験値, 計算値 a))

与えているものの、Case 1, 2 ともに最終的な残留鉛直変位は過小評価している。また、実験では浮上り方向（負方向）への変位、すなわち浮上りも生じていることが分かるが、計算値 a ではその影響は見られない。また、Case 1 と Case 2 の θ, u の時刻歴を比較すると、Case 1 では θ について、Case 2 では u について、累積する向きが実験値と計算値 a で逆になっている。この問題点を改善するためには、等方硬化の採用をやめ、移動硬化を考慮する必要があるのかもしれない。図-29(a) に例を示すように、等方硬化では、ある方向で塑性化が進展するとそれにあわせて降伏曲面が拡大する。その結果、続けて逆側で同等の大きさの荷重を受けても塑性化が生じにくくなる。結局、計算の u, θ について、最初に変位が累積した方向にその後も変位が累積しやすくなる傾向を引き起こす。一方で、図-29(b) に示すように、同じ荷重経路の場合でも、移動硬化則に従っておけば、降伏曲面が逆側に移動することになり、塑性化が進行する。

上述の計算における v, θ の最終残留値の過小評価も、移動硬化の導入で改善される可能性がある。移動硬化の導入により、塑性変形が進行する頻度が増えたと考えられるからである。そして、Case 2 の方が実験値と計算値の差が小さい理由も以下のように考えられる。Case 2 の地震動の方が繰返し回数が小さく、図-28 の ρ_c, ρ_t の時刻歴によれば、地震動の中に含まれている波の中で特に大きな塑性変形を生じさせる波の数が少ない。したがって、地震動による载荷ではあるものの、繰返し回数の点では単調载荷に近い状態であったため、等方硬化を仮定した場合でも実験値に比較的近い結果が得られたものと考えられる。

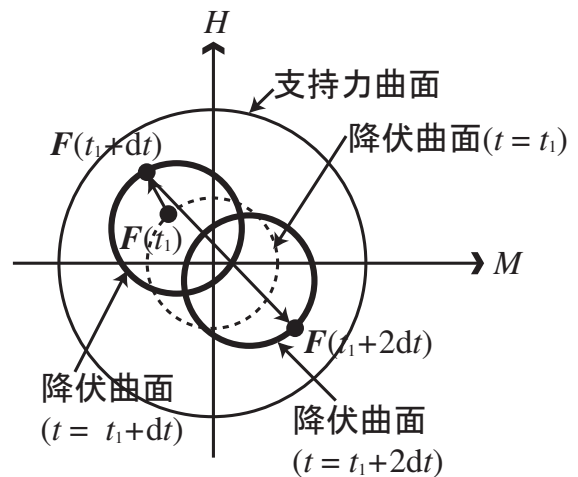
次に、上部構造の変位 u_1 の最大値、およびそれに大きく寄与する基礎の回転角 θ の最大値に着目する。実験に比べると、計算値は過小評価されている。計算で用いている支持力曲面は、荷重の偏心に伴い鉛直支持力が低下する影響が考慮されている。それは基礎の有効幅を考慮しているとも考えられる。しかし、実際には、支持力曲面が考慮している以上の浮上りが生じることにより、フーチングがつま先立っているものと考えられる。したがって、浮上りの影響を考慮することにより、回転角の予測精度が改善するものと考えられる。

フーチングの部材設計における曲げモーメントの照査では、フーチング下面に作用する鉛直力の大きさだけでなく、鉛直力の作用位置が重要である。そこで、鉛直荷重の偏心量 M/V の時刻歴を実験値と計算値と比較した結果を図-30, 31 に示す。振幅については実験値



荷重状態が $t = t_1 + dt$ から $t = t_1 + 2dt$ に変動する時には降伏曲面は変化しない
 → 塑性変位が生じない

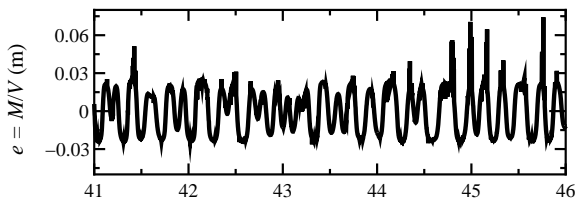
(a) 等方硬化による降伏曲面の拡大



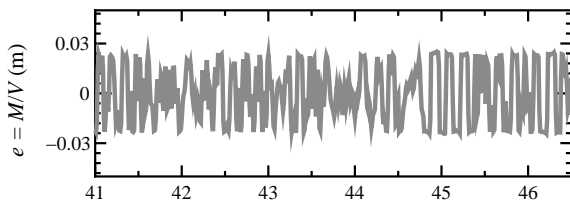
荷重状態の変動に伴い、降伏曲面の位置も変動
 → 塑性変位が生じる

(b) 移動硬化による降伏曲面の変動

図-29 等方硬化を仮定したことによる問題点と移動硬化を仮定することによる解決策の概念図

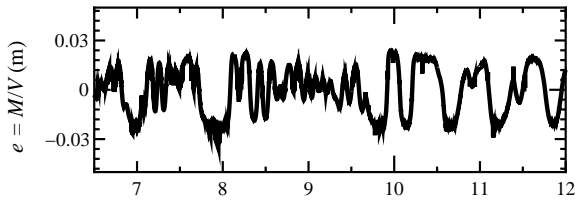


(a) 実験値

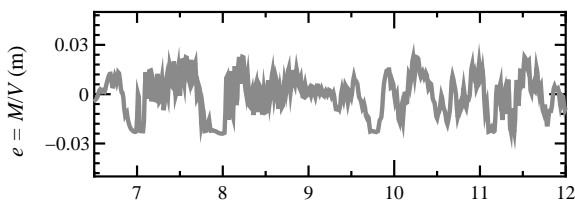


(b) 計算値 a

図-30 偏心量の時刻歴 (Case 1)



(a) 実験値



(b) 計算値 a

図-31 偏心量の時刻歴 (Case 2)

と計算値で良く一致する。しかし、振動数については計算値の方が高めである。特に、Case 2 の 10 秒以後の応答を見ると、実験値と計算値で波形形状が異なっており、計算値では M/V が頭打ちになる傾向が見られない。以上をまとめる。

1. 支持力曲面により地震時の基礎の支持力をモデル化できることが分かった。
2. したがって、マクロエレメントを用いた数値解析は、荷重の時刻歴、すなわち基礎の支持力の時刻歴を精度良く再現する。
3. マクロエレメントは基礎の地震時の残留変位挙動をも予測できることを確認した。特にロッキング

振動に伴う、残留変位の増加も再現する点が優れている。

4. 地震動の繰返し回数の違いに起因する残留変位の違いも再現する。
5. したがって、マクロエレメントは地震時の直接基礎の支持特性を説明できる理論であることが確認された。

一方、変位の予測精度については十分とは言えず、以下の課題の解決が必要である。

1. 浮上りの影響が考慮されていないため、浮上りが大きくなると、上部構造の応答変位、基礎の履歴ループ形状、基礎の応答回転角、基礎に作用する荷重の偏心量に実験値との乖離が見られる。そこで、浮上りに伴う付加的な変位の発生を考慮する必要がある。
2. 等硬化を仮定しているため、繰返し载荷に伴う残留変位の累積を過小評価し、また、水平変位、回転角については、最終的な残留値の向きが実験値と逆になることがある。これらの影響は、特に地震動の繰返し回数が多い場合には顕著になる。そこで、移動硬化の導入を検討する必要がある。

10. 浮上りの考慮

前節で示した二つの課題のうち、浮上りの影響の考慮が数値解析結果に与える影響を調べる。前述のように、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、浮上りは比較的小さい震度で生じることがわかっている。したがって、特に基礎の回転角やその結果生じる上部構造の応答変位を精度よく予測するためには、浮上りの考慮が不可欠であると考えられる。たとえば、本四架橋における来島大橋の設計²⁵⁾や、その後改訂された道路橋示方書は、弾性床上の剛体にモーメントが作用したときの直接基礎のモーメント・回転角関係を基礎の浮上りを考慮して求める方法を示している。そこで、それと同様のモーメント・回転角関係をマクロエレメントに足しあわせることにする。本研究では、浮上りの影響を考慮することにより、応答値がどのように改善されるのかという点にのみ着目するため、可能な限り単純なモデルを組込むことにした。

10.1. 弾性床上の剛体の回転挙動

線形の地盤ばねを用いて基礎の $M-\theta$ 関係を評価する場合、基礎底面に作用するモーメントが大きくなると、図-32 のように引張力が生じることになる。しかし、引張りに対する地盤抵抗は一般に無視できるほど十分に

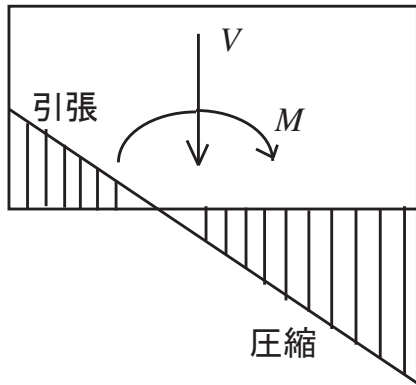


図-32 引張力の発生

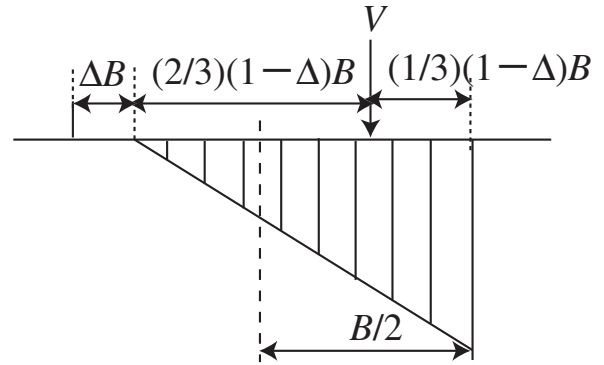


図-34 基礎の浮上り部分の面積比 Δ と基礎底面に作用する鉛直荷重 V

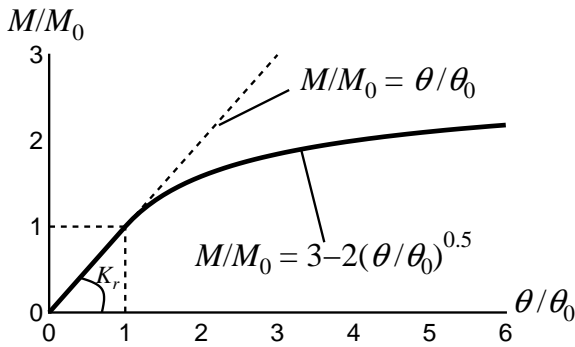


図-33 直接基礎のモーメント-回転角関係 $M-\theta$ 関係¹⁾

小さいので、引張力が生じた部分は浮き上がっていると考え、そこで、引張り力を無視して M を計算すると、図-33 に示すように非線形の $M-\theta$ 関係が得られる。地盤抵抗の塑性化を考えると、モーメントの最大値はより小さくなる。これは、地盤反力度に上限が生じるためである。

図-33 において、 M_0 、 θ_0 はそれぞれ基礎が浮上り始めるときのモーメントと回転角である。それぞれ次式で求められる。

$$M_0 = (BV)/6, \quad \theta_0 = (12M_0)/(B^3 \cdot D \cdot k_v) \quad (39)$$

ここに、 V は鉛直荷重である。振動台実験では、浮上りが生じているときには鉛直荷重 V も時々刻々変動していた。後述するように、本研究においては、 $V=V_0$ で一定とした。 B は基礎幅、 D は基礎の奥行き幅、 k_v は鉛直地盤反力係数 (kN/m^3) である。 $M \leq M_0$ の範囲においては、 $M-\theta$ 関係は線形で表される一方、 $M \geq M_0$ の範囲においては、非線形になる。

$$M = M_0(\theta/\theta_0) \quad \text{if } M \leq M_0, \quad (40)$$

$$M = M_0(3 - 2\sqrt{\theta_0/\theta}) \quad \text{if } M > M_0 \quad (41)$$

次に、図-7, 34 に示すように、基礎の浮き上っている範囲の長さを ΔB 、接地している範囲の長さを $\Delta(1-B)$

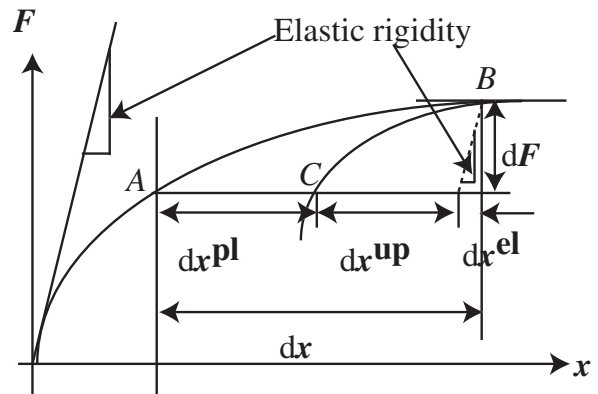


図-35 浮上り変位を考慮した変位の分解の概念図

と表すものとすれば、 Δ をモーメントの関数で表すことができる。図-34 に示すように地盤反力度は三角形分布であるので、次式が得られる。

$$M = V \left(\frac{B}{2} - \frac{(1-\Delta)B}{3} \right) \quad (42)$$

式(39)の第一式を用いて式(42)を整理すると次式が得られる。

$$\Delta(2M_0) = M - M_0 \quad (43)$$

辺々を $2M_0$ でわると、次式が得られる。

$$\Delta = \frac{1}{2} \left(\frac{M}{M_0} - 1 \right) \quad (44)$$

これらの挙動に基づき、マクロエレメントに浮上りの影響を考慮する方法を以下に示す。

10.2. 浮上り増分変位成分の導入

Cremer *et al.*¹⁰⁾ が粘性土地盤を対象に提案しているモデルと同じアイデアを用いる。図-35 に示すように、A 点から B 点へ荷重 dF だけ荷重を受けたときの増分変位 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} からなるものとする。

$$dx = dx^{el} + dx^{pl} + dx^{up} \quad (45)$$

それぞれの増分変位成分は、B 点から dF だけ除荷を与えたときの増分変位から求めることができる。まず、塑性成分 dx^{pl} は、除荷後の変位の残留値である。次に、弾性成分 dx^{el} は初期剛性に荷重増分 dF を乗じることにより求まる。そして、A 点から B 点への全変位増分 dF から変位成分 dx^{pl} , dx^{el} を減じたものが、浮上りに寄与する変位成分 dx^{up} であると考えられる。

なお、全変位増分 dx から塑性成分 dx^{pl} を減じたものが全て弾性成分 dx^{el} であると考え、浮上りに伴い弾性剛性が徐々に低下するというモデル化も考えられる。そのようなモデルについてはミラノ工科大学が土木研究所基礎チームと共同で検討しており、その結果については文献²⁶⁾を参照されたい。

dx^{el} , dx^{pl} , dx^{up} に対応するコンプライアンス C^{el} , C^{pl} , C^{up} とする。 C^{el} , C^{pl} は前節までと同じであり、以下、新たに、浮上りに関係するコンプライアンス C^{up} を誘導する。

ここで、本研究では、モデル化を非常に単純にするために、基礎の浮上り挙動に影響を与える鉛直荷重は死荷重 V_0 のみとする。言い換えると、浮上りに関係するコンプライアンスは地震中の鉛直力の変動の関数ではない。加えて、これと整合させるために、浮上りコンプライアンスを考慮した場合、塑性コンプライアンスの各行列要素に含まれる鉛直力もすべて V_0 と仮定する。

基礎底面中心位置は上下に振動するため、それに合わせて V の変動が生じる。浮上りが生じる場合、上下動も大きくなるため、 V の変動も大きくなる。 V が大きくなると浮上りが生じるために必要なモーメントは大きくなるし、 V が小さくなれば浮上りが生じるために必要なモーメントは小さくなる。その結果、 V の変動に応じて、生じるモーメントの値も変動する。加えて、塑性コンプライアンスも V , M の関数であるので、変位の塑性成分も M や V の変動の影響を受ける。そして、図-21, 22 に見られるように、実験においても V は V_0 の 0.5 倍から 1.5 倍の範囲で振動する。しかし、大局的には $V = V_0$ を中心にした振動であること、また V_m に比べると V_0 は非常に小さく、 V_0 が多少変動しても少なくともマクロエレメントの塑性挙動に与える影響が少ないと考えられる。以上の考察に基づき、塑性コンプライアンス、浮上りコンプライアンスの計算では $V = V_0$ を仮定しても大きな問題は生じないものと単純化した。ただし、構造的に大きな軸力の変動が生じるような構造、例えばアーチ橋などでは、軸力の変動を

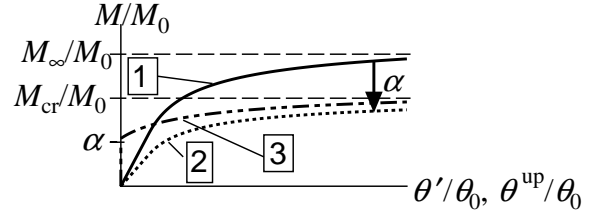


図-36 M - θ^{up} 関係の設定方法概念図

考慮する必要があるかもしれない。

浮上りコンプライアンスは $d\theta^{up}$ - dM 関係、 dv^{up} - dM 関係からなる。まず、単調荷重に対する挙動をモデル化する。

単調荷重を受けるときの θ^{up} - M 関係は、以下の手順により求められる。なお、図-36 は θ^{up} - M 関係の設定方法の概念図である。まず、式 (40), (41) の θ を、弾性変形成分と浮上り成分に分解する。

$$\theta = \theta' = \theta^{el} + \theta^{up} \quad (46)$$

そこで、式 (40), (41) は、次のように書き換えられる。

$$M = M_0(\theta'/\theta'_0) \quad \text{if } M \leq M_0, \quad (47)$$

$$M = M_0 \left(3 - 2\sqrt{(\theta'/\theta'_0)} \right) \quad \text{if } M > M_0 \quad (48)$$

ここに、 M_0 , θ'_0 は浮上りが生じ始めるときのモーメントと回転角で、 θ'_0 は次式で再定義しておく。

$$\theta'_0 = M_0/K_r \quad (49)$$

この関係を図-36 では曲線 1 として表した。

前述のように、地盤抵抗の塑性化を考慮する場合には、考慮しない場合に比べて、モーメントの最大値が小さくなる。そこで、単純に、式 (47), (48) の M の値を低減する。低減値を求める方法は確立されていないが、本研究は以下のように仮定する。水平力 $H = 0$ 、鉛直力 $V = V_0$ (V_0 は死荷重) を式 (2) に代入したときに得られる限界モーメント M_{cr} を求める。また、式 (41) で $\theta \rightarrow \infty$ のときのモーメント M_∞ を求める。そして、それらの比を取る。

$$\alpha = M_{cr}/M_\infty \quad (50)$$

これをモーメントの低減率として、それを式 (47), (48) に適用する。

$$M = M_\alpha(\theta'/\theta'_0) \quad \text{if } M \leq M_\alpha, \quad (51)$$

$$M = M_\alpha \left(3 - 2\sqrt{(\theta'/\theta'_0)} \right) \quad \text{if } M > M_\alpha \quad (52)$$

ここに、 M_α は浮上り開始モーメントである。浮上り開始モーメントとそのときの回転角 θ'_0 は、次式で得られる。

$$M_\alpha = \alpha M_0 = \alpha BV_0/6, \quad \theta'_0 = M_\alpha/K_r \quad (53)$$

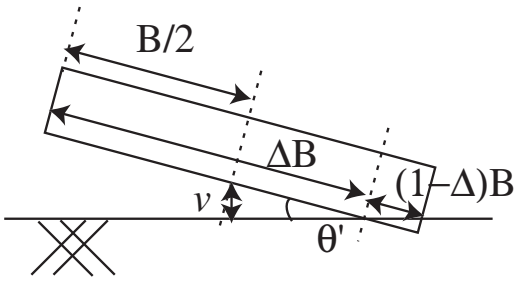


図-37 基礎端部が浮上ったときの回転角 θ , 鉛直変位 v の幾何学的関係 ($\theta > 0$ の場合)

これらの曲線は図-36 中では曲線[2]として示した。

次に, 式 (51), (52) から θ' - M 関係を求める. そして, θ' から弾性変形分 θ^e を引く. 結局, θ^{up} - M 関係は次式で与えられる.

$$\theta^{up} = 0 \quad \text{if } M \leq M_\alpha, \quad (54)$$

$$\theta^{up} = \left\{ \frac{4}{\left(3 - \frac{M}{M_\alpha}\right)^2} - \frac{M}{M_\alpha} \right\} \theta_0 \quad \text{if } M > M_\alpha \quad (55)$$

次に単調載荷時の v^{up} - M 関係を求める. 図-34 に示すように, 基礎の片方の端部が浮上り, 地盤反力度分布が三角形になっているときの基礎の状態は, 図-37 のように一般化できる. この状態を幾何学的に表現すると, 次式が得られる.

$$v = -\left(\Delta B - \frac{B}{2}\right)\theta \quad (56)$$

ここに, Δ は前述の浮上り部分の面積比である. Δ については, 式 (44) の M_0 を M_α に置き換えた次式で表されるものと仮定する.

$$\Delta = \frac{1}{2} \left(\frac{M}{M_\alpha} - 1 \right) \quad (57)$$

鉛直変位の浮上り成分 v^{up} は, 上式から浮上りが生じ始めるときの鉛直変位 v_0 を引くことにより, 次式のように求められる.

$$v^{up} = \left(\frac{B}{2} - \Delta B \right) \theta' - v_0 \quad (58)$$

$$= \left(\frac{B}{2} - \Delta B \right) \theta' - \frac{B}{2} \theta'_0 \quad (59)$$

式 (52), (57) を用いて式 (59) を変形すると, 式 (60) が得られ, 最終的に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.

$$v^{up} = -\frac{B}{2} \left\{ \frac{4}{\left(3 - \frac{M}{M_\alpha}\right)^2} - \frac{4}{\left(3 - \frac{M}{M_\alpha}\right)} + 1 \right\} \quad (60)$$

ここに, 浮上りの開始は, M が $M = M_\alpha$ に達したときであり, それよりモーメントが小さいときには v^{up} は 0 である.

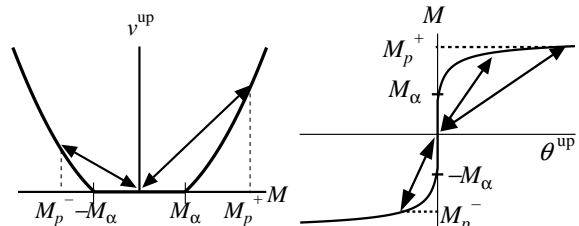


図-38 モーメント M による浮上りに伴う鉛直変位 v^{up} と回転変位 θ^{up} の履歴則

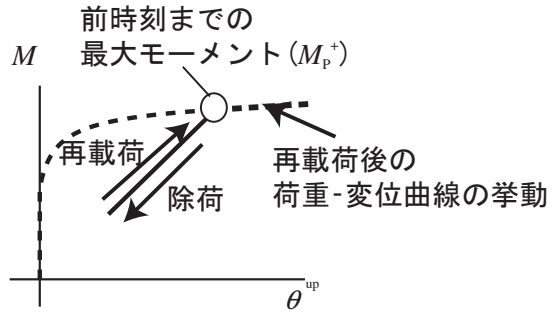


図-39 除荷再載荷に伴う M - θ^{up} 関係

荷重が降伏曲面内で挙動する場合の浮上り挙動のモデルは本研究オリジナルのものであり, 別途行っている繰返し載荷実験結果¹⁴⁾や図-24, 25 に示される実験結果に基づいてモデル化した. M - θ^{up} , M - v^{up} 関係は, 図-38 に示すように, M の正負それぞれで原点指向型および最大点指向型の履歴則に従うものと仮定する. 図-38 中の M_p^+ , M_p^- は骨格曲線上のモーメントで, $t = t$ までの負側, 正側それぞれにおける最大モーメントである. 除荷, 再載荷時には, 図-38 に示すように, 正負それぞれで, $t = t$ までの最大・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. 図-39 は荷重が降伏曲面内で挙動する場合の M - θ^{up} 曲線の履歴の概念図である. 同図に示されるように, 一度除荷され, その後再載荷された場合には, 骨格曲線上の除荷開始点を目指し, その点に達した後は骨格曲線上を移動する.

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.

$$C_{13}^{up} = \Theta_0(1 - \xi) \left(\frac{\partial v^{up}}{\partial M} \right), \quad (61)$$

$$C_{33}^{up} = \Theta_0(1 - \xi) \left(\frac{\partial \theta^{up}}{\partial M} \right), \quad (62)$$

$$(\text{Others}) = 0 \quad (63)$$

ここに, $(1 - \xi)$ は以下の理由から乗じた¹⁰⁾. 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

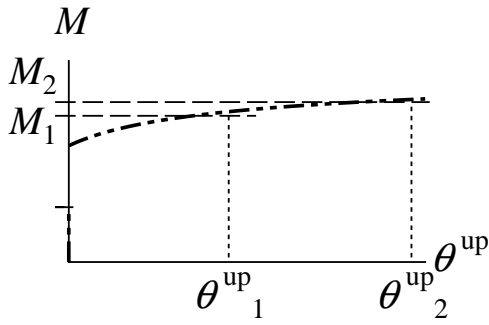


図-40 M から θ を求める場合に生じる θ の誤差

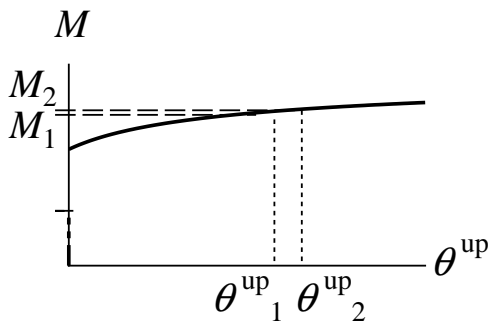


図-41 θ から M を求める場合に生じる M の誤差

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、重み係数 $(1 - \xi)$ 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。

ここで、実際の数値計算においては、 $M-\theta^{up}$ 関係および $M-v^{up}$ 関係の除荷経路を原点指向にするために、以下の2点の更なる工夫が必要であった。

1点目は、除荷後の v^{up} , θ^{up} の値の補正である。一般に、全体系の運動方程式 (29) を解くことにより、増分荷重、増分変位が自動的に得られる一方で、基礎の増分変位の各成分は、得られた増分荷重とコンプライアンスを用いて別途計算して求める必要がある。仮に、後者の計算を行い、 $v^{up}(t + dt) = v^{up}(t) + dv^{up}(t)$ としたときに、 $v^{up}(t + dt)$ が正の値を取り、浮上りにより沈下が生じる時刻が生じる。これは物理的には想定していない現象である。そこで、 $v^{up}(t + dt) > 0$ となった場合は $v^{up}(t) + dv^{up}(t) = 0$ となるように $dv^{up}(t)$ を計算しなおす。そして、計算しなおした $dv^{up}(t)$ を用いて、改めて $dv(t) = dv^{el}(t) + dv^{pl}(t) + dv^{up}(t)$ として $dv(t)$ を計算し、最終的に、 $v(t)$ に $dv(t)$ を足し合わせ、 $t = t + dt$ における鉛直変位 $v(t + dt)$ とする。

2点目は、浮上りに関する $\theta^{up}-M$, $v^{up}-M$ 関係の除荷剛性の設定である。 $M-\theta^{up}$ 関係を例に説明する。原点指向の除荷剛性を記述するためには、単調載荷経路上の

点 (M_p^+, θ^{up+}) , (M_p^-, θ^{up-}) を求める必要がある。その方法には、単調載荷のときの式 (55) に、1) M を代入して θ^{up} を求める方法と 2) θ^{up} を代入して M を求める方法の2つがある。上述のように、 M については全体系の運動方程式 (29) を解くことにより自動的に得られる一方で、 θ^{up} は、運動方程式を解いた後、次の時間ステップの計算に移る前に別途計算する必要がある。そこで、一般には、自動的に得られている M の値を式 (55) に代入して、単調載荷経路上の点 (M^+, θ^{up+}) , (M^-, θ^{up-}) を求めるコーディングを行うことが考えられる。

実際、本研究の過程において、このようにコーディングを行ったが、計算終了後に明らかに大きすぎる残留浮上りや残留沈下が累積しているなど、不合理な結果が得られた。理由は以下のとおりであると推察された。

図-40 に示すように、モーメントが大きな領域では、モーメントのわずかな変動に対する回転角の変動は非常に大きい。したがって、骨格曲線の式にモーメント M を代入して回転角 θ^{up} を算出する場合には、数値計算上の M のわずかな誤差に対して得られる回転角 θ^{up} が大きく変動する。その結果、骨格曲線の式にモーメント M を代入して浮上り回転角を算出した結果 (A) と、別途、各時間ステップ $d\theta^{up}$ を計算した結果の累積値 (B) を比べたとき、(A) と (B) の差が無視できないケースが生じ得る。すなわち、骨格曲線の式にモーメント M を代入して浮上り回転角を算出した結果 (A) を用いて除荷剛性 M^+/θ^{up+} , M^-/θ^{up-} を設定する場合、推定精度が著しく悪化する可能性が高い。これは、結局、除荷時に M が 0 になっても浮上り回転角 θ^{up} として無視できない大きさの非ゼロの値が得られるという結果をもたらす。これは、図-38 で想定していない挙動である。

一方、図-41 に示すように、回転角 θ^{up} のわずかな変動に対するモーメントの変動は小さい。すなわち、 θ^{up} を計算し、その値に対応するモーメントを算出すれば、 θ^{up} の誤差で生じるモーメント M の変化は小さい。したがって、最終的に本研究では以下の方針でコーディングを行った：1) 各時間ステップで、運動方程式を解いた後で、運動方程式を解くことにより得られる増分荷重と浮上りコンプライアンスを用い $d\theta^{up}$ を計算し、 θ^{up} を更新する、2) θ^{up+} , θ^{up-} の更新の必要性を判定し、必要があれば更新する、3) 単調載荷時の $M-\theta^{up}$ 曲線上の値を求めるときには、 θ^{up+} , θ^{up-} を式 (55) に代入して M^+ もしくは M^- を求めることにする。同じ工夫を $M-v^{up}$ 関係に対しても適用する。

また、上記 1) の過程では以下の処理もあわせて行った。 θ^{up} 関係では、骨格曲線は第一象限と第三象限のみ

で定められている．しかし，ごく希に更新しようとする M, θ^{up} の状態が，第二象限と第四象限に達する可能性がある．第二象限もしくは第四象限に達しているか否かは，前時刻のモーメントの値 $M(t)$ と，得られた $\theta^{up}(t+dt)$ の積の符号により判定する．すなわち， $\theta^{up}(t+dt) \times M(t)$ の符号を求め，符号が負の場合は $\theta^{up}(t+dt)=0$ とする．実際，これらの方法を用いることにより，除荷時に M がゼロになったとき， θ^{up} も十分に小さな，ゼロと見なせる程度の値が算出されるようになり，図-38 に示すような原点指向型の挙動をするようになった．

11. 数値計算における載荷・除荷の判定

本モデルでは，載荷，除荷の判定そのものを一部変更した．前述のように，弾塑性モデルでは，載荷・除荷の判定を行うための増分荷重を試行計算する際には，弾性コンプライアンスのみ考慮した．一方，浮上りを考慮する場合，弾性コンプライアンス C^{el} と浮上りコンプライアンス C^{up} の両者を考慮した．そして，試行計算の結果得られた荷重状態を用いて，弾塑性挙動をするのか，弾性挙動をするのか判定を行い，後続の計算を行った．

12. 浮上りコンプライアンスを考慮したときの計算結果と振動台実験結果の比較

浮上りコンプライアンスを考慮したときの計算結果と振動台実験結果を比較する．以後，浮上りコンプライアンスを考慮したときの計算結果を計算値 b と呼び，参考のために浮上りコンプライアンスを考慮しない場合の計算結果である計算値 a もあわせて示し，計算値 a から変化した点に着目して考察する．

図-42, 43 は，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 Case 1 については 41-46 秒，Case 2 については 7-12 秒について示した図である． V, H は模型重量 V_0 で， M は $V_0 \times B/2$ で無次元化されている．Case 1 について図-21 に示される計算値 a に比べると，計算値 b では，位相について実験値との一致度が改善されている．浮上に伴う周期ののびが良く再現されたためと考えられる．Case 2 について図-22 に示される計算値 a と比べると，計算値 b では，特に a_1 の振幅について実験値との一致度が改善されている．

図-44 は，Case 1, 2 における $v-\theta$ 関係を示した図である．浮上りコンプライアンスが考慮された計算値 b で，実験値と同様な V 字型の形状がみられるようになった．

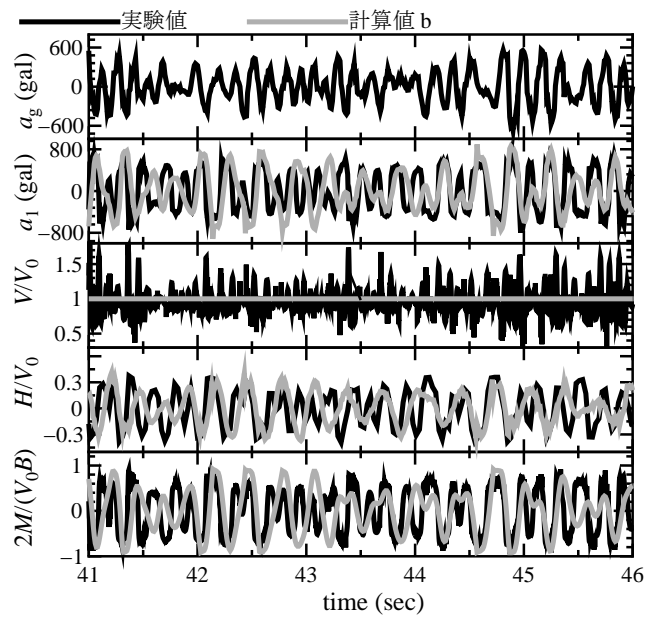


図-42 Case 1 の時刻歴 (入力地表面加速度 a_g 及び模型天端中心位置の水平加速度 a_1 ，鉛直荷重 V ，水平荷重 H ，転倒モーメント M)

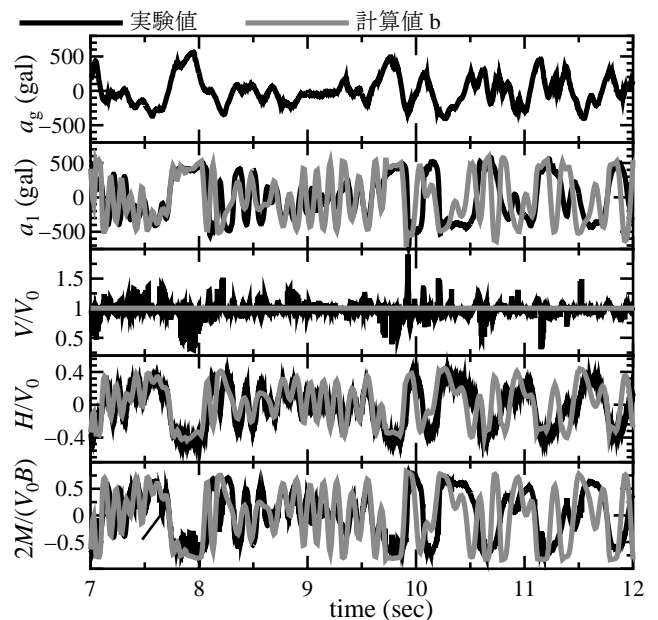
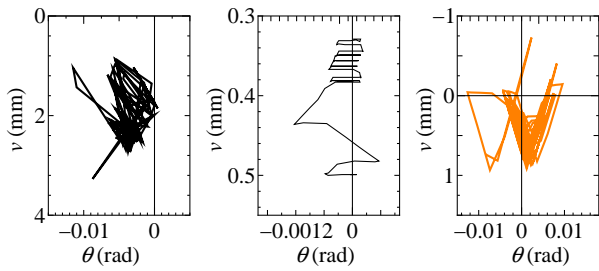
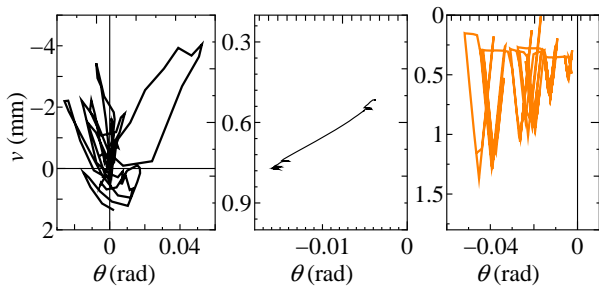


図-43 Case 2 の時刻歴 (入力地表面加速度 a_g 及び模型天端中心位置の水平加速度 a_1 ，鉛直荷重 V ，水平荷重 H ，転倒モーメント M)

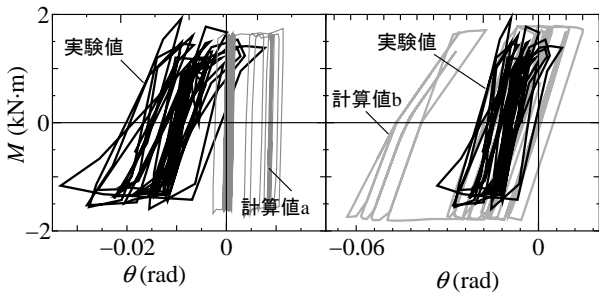


(a) Case 1 ($t = 41-46$ sec)

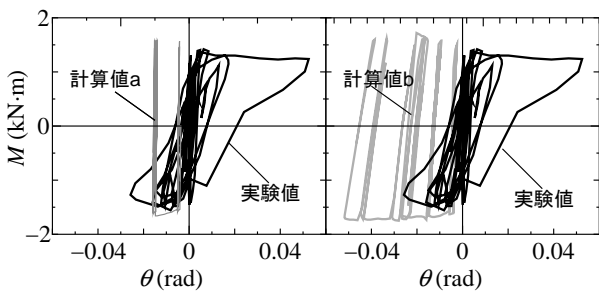


(b) Case 2 ($t = 7-12$ sec)

図-44 基礎底面中心位置の鉛直変位 v -回転角 θ 関係 (左: 実験値, 中央: 計算値 a, 右: 計算値 b)

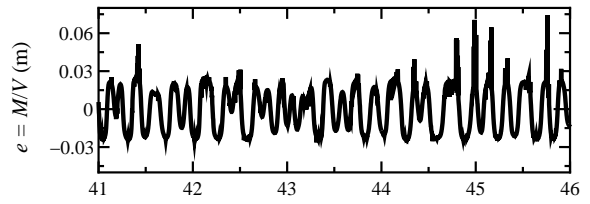


(a) Case 1 ($t = 41-46$ sec)

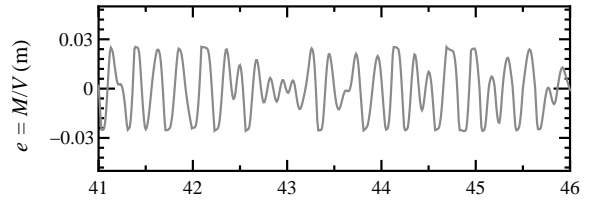


(b) Case 2 ($t = 7-12$ sec)

図-45 基礎底面中心位置に作用するモーメント M -基礎底面中心位置の回転角 θ 関係 (左: 実験値および計算値 a, 右: 実験値および計算値 b)

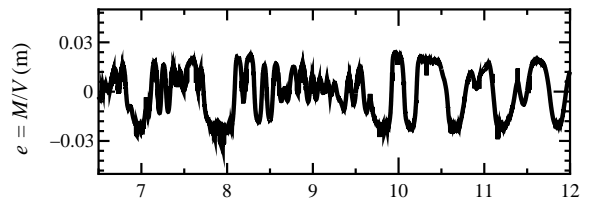


(a) 実験値

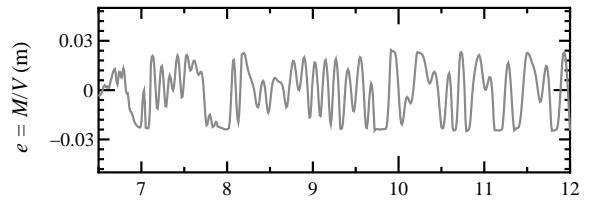


(b) 計算値 b

図-46 偏心量の時刻歴 (Case 1)



(a) 実験値



(b) 計算値 b

図-47 偏心量の時刻歴 (Case 2)

図-45 は, Case 1, 2 における M - θ 関係を示した図である. 実験値では浮上りに伴う剛性低下により, 回転角が多くなるにつれて除荷勾配が徐々に低下する傾向が見られた. 計算値 b の除荷勾配は計算値 a のそれよりも小さくなっており, 実験値に近づいている.

図-46, 47 は, 実験値および計算値 b の荷重の偏心量 M/V の時刻歴である. 図-30, 31 の計算値 a と比べると, 特に Case 1 については, 計算値 b の方が振動周期が延びており, 実験値に近い振動特性を有する.

図-48, 49 は, 上から, 入力加速度 a_g , 上部構造重心位置の変位 u_1 , 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 , 計算値 b で計算された応答鉛直変位の塑性成分 v^{pl} , 回転角の塑性成分 θ^{pl} , 応答鉛直

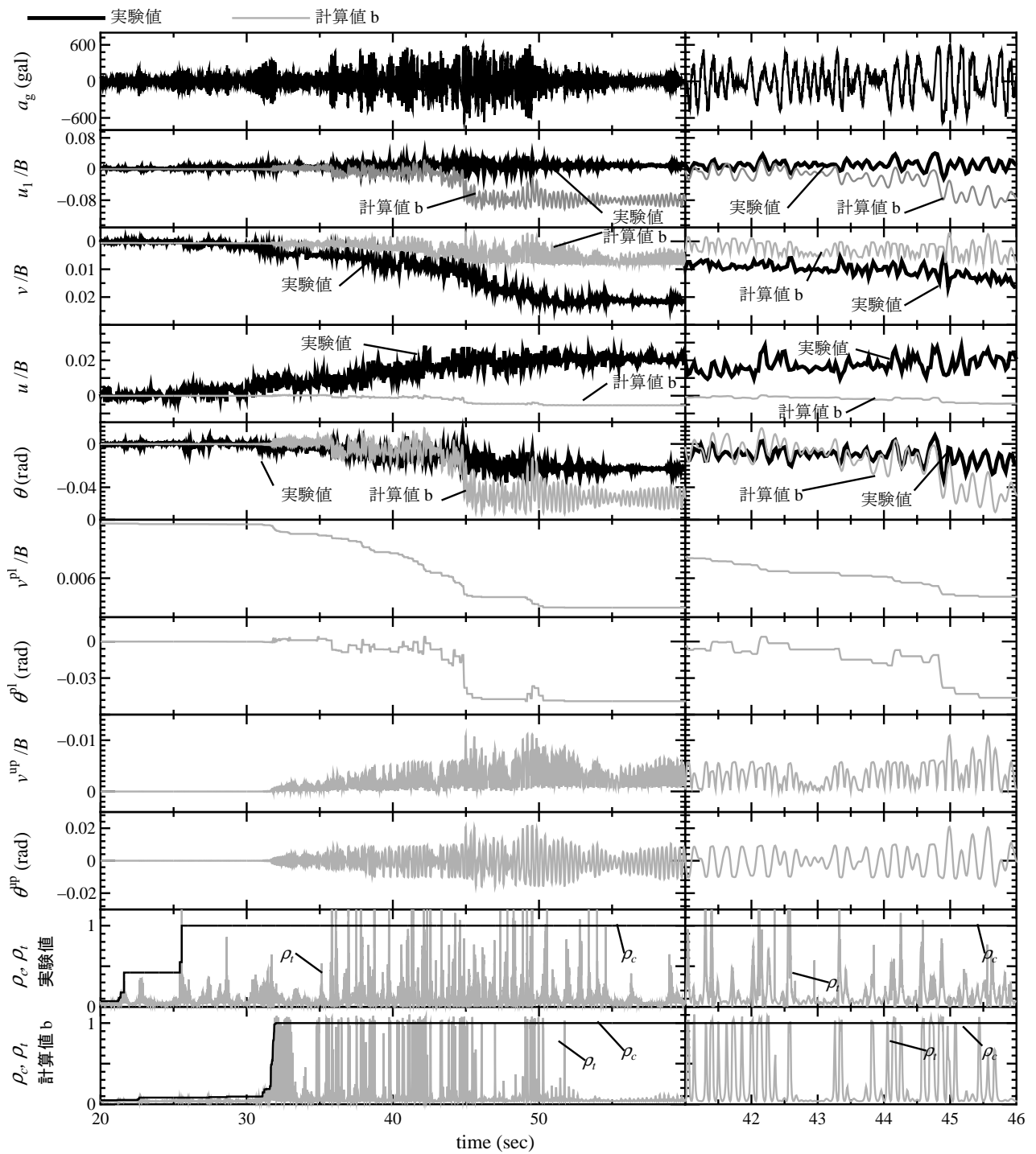


図-48 Case 1 の時刻歴 (入力地表面加速度 a_g 及び上部構造部重心位置の水平変位 u_1 , 基礎の応答鉛直変位 v , 水平変位 u , 回転角 θ , 応答鉛直変位の塑性成分 v^{pl} , 回転角の塑性成分 θ^{pl} , 応答鉛直変位の浮上り成分 v^{up} , 回転角の浮上り成分 θ^{up} , 降伏曲面の大きさを表すパラメータ ρ_c, ρ_t (実験値, 計算値 b))

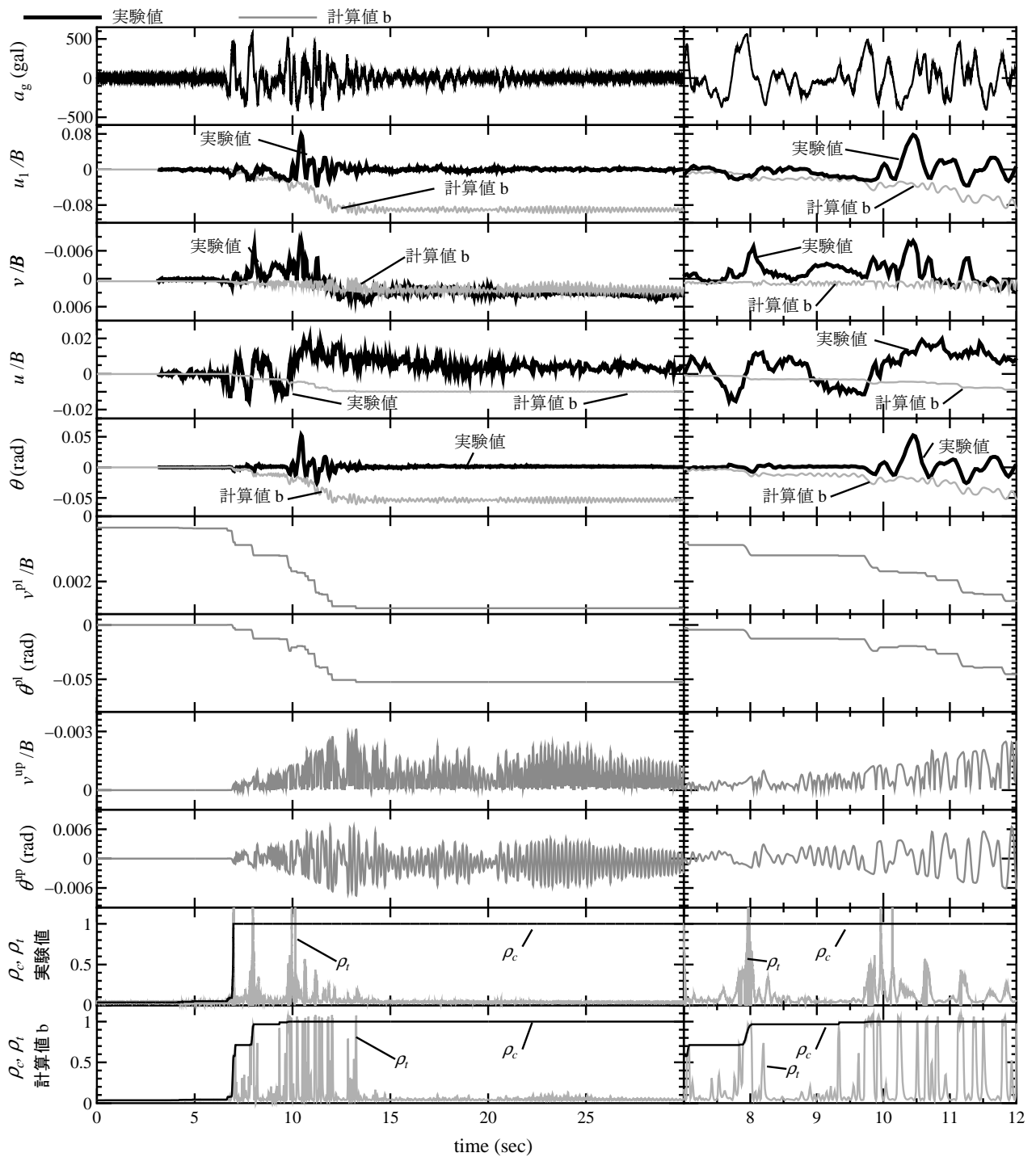


図-49 Case 2 の時刻歴 (入力地表面加速度 a_g 及び上部構造部重心位置の水平変位 u_1 , 基礎の応答鉛直変位 v , 水平変位 u , 回転角 θ , 応答鉛直変位の塑性成分 v^{pl} , 回転角の塑性成分 θ^{pl} , 応答鉛直変位の浮上り成分 v^{up} , 回転角の浮上り成分 θ^{up} , 降伏曲面の大きさを表すパラメータ ρ_c, ρ_t (実験値, 計算値 b))

変位の浮上り成分 v^{up} , 回転角の浮上り成分 θ^{up} , 降伏曲面の大きさを表すパラメータ ρ_c, ρ_t (実験値, 計算値 b) の時刻歴を示した図である. $u_1, v, u, v^{pl}, v^{up}$ は基礎幅 B で無次元化されている.

まず, 鉛直変位 v に着目する. 実験値, 計算値ともに加振中に沈下が累積する傾向が見られた. また, 実験値および計算値 b ともに, 計算値 a では見られなかった浮上りに伴う上下動が見られる. 図-27, 28 に示される計算値 a の結果に比べて, 計算値 b の方が残留変位が大きく, 実験値に近い. このように, 浮上りを考慮することにより鉛直変位の定量的な評価精度も改善されているが. また, 上部構造の変位 u_1 や基礎の回転角 θ の最大変位も, 計算値 b の方が大きく, 計算値 a に比べて実験結果に近くなった.

しかし, いずれの実験ケースに対しても, 計算で得られる残留沈下 v は, 実験値に比べてかなり小さくなる. また, Case 1, 2 の u の時刻歴をみると, 実験値と符号が異なる. これは前述のように硬化則として等方硬化を仮定したためであると考えられる.

以上のように, 浮上りを考慮することにより, 実験でみられた v - θ ループや M - θ ループのループ形状が再現できるようになった. そして, 浮上りの影響で応答振動の周期特性が変化する様子, 荷重偏心率の時刻歴, 上部構造の最大変位も精度良くシミュレートできるようになるとともに, 残留沈下量の予測精度が幾分改善された. このように, 浮上りを考慮することの有効性が示された. 今後, 移動効果のモデル化についても検討を行うことで, マクロメントの更なる精度向上が可能になると考えられる.

13. 浮上りに伴う鉛直力の変動を考慮した計算に関する問題点

前述のように, 本研究では, 浮上りの影響を考慮することにより, 応答値がどのように改善されるのかという点に着目するため, 可能な限り単純なモデルを組込むことにした. 本研究では, 浮上りコンプライアンス, 塑性コンプライアンスを求めるときには, 鉛直力として死荷重 V_0 のみを考慮し, V の変動の影響を無視した.

一方, 単純な弾塑性解析のときに塑性コンプライアンスを計算する際には, 時々刻々変動する鉛直力の値を考慮していた. そして, 数値計算上は, 弾塑性解析と同様に, 浮上りを考慮した場合でも塑性コンプライアンスの計算にのみ時々刻々変動する鉛直力の値を考慮することも可能である. しかし, そのような計算も

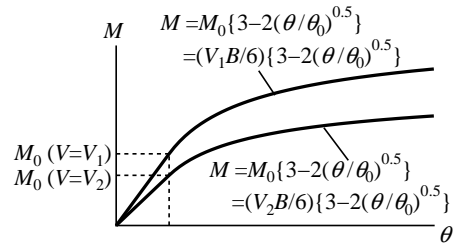


図-50 V の変動に伴う M - θ 関係の変化 ($V_2 < V_1$)

試みて見たが, 計算が上手く行かなかった. その理由を以下に示す.

例えば, ある時刻 $t = t$ の荷重状態として, 図-51 の点 A のように $V(t)$ が $V_m/2$ よりも小さい状態を考える. 前述のように, 直接基礎は死荷重 V_0 が支持力 V_m に対して非常に大きな安全率を有するので, 一般に $V(t)$ は $V_m/2$ よりも小さくなる. そして, この $t = t$ の状態から V の値が減少する場合を考える. 今, 浮上りコンプライアンスを算定するにあたって鉛直力の変動を無視する場合で, かつ θ^{up} が大きく M - θ^{up} 曲線において M がほぼフラットな領域にある場合には, $t = t$ と $t = t + dt$ の M の値はあまり変化しない. その結果, 荷重は結局 C の位置に移動するような状況が生じる. そして, 増分荷重の向きが降伏曲面に対して外向きなので, 載荷という判定に結果になる. その結果, 弾性状態よりも著しく剛性が小さくなるため, 非常に大きな, 非現実的な変位が得られてしまうことが分かった.

本来, 浮上り開始モーメント M_α は V の関数である. V が減少すれば式 (39) の M_0 が減少し, その結果 M_α も小さくなる. そこで, M - θ 関係そのものも図-50 に示すように変化する. したがって, V が減少すれば M も小さくなるはずであり, $t = t$ から $t = t + dt$ の間に, 荷重は, たとえば降伏曲面内側の B の位置に移動するものと考えられる. その結果, 合理的な計算結果が得られるであろう.

次に, 実際には $V(t + dt)$ が $V(t)$ よりも大きくなる場合を考える. そこで, $V(t + dt)$ が $V(t)$ よりも大きくなると, 本来, 浮上り開始モーメント M_α が大きくなる. その理由は, 1) 式 (39) の M_0 が大きくなる, 2) 前述のように, 直接基礎は死荷重 V_0 について非常に大きな安全率を有するので, 一般に $V(t)$ は $V_m/2$ よりも小さく, モーメントに関する支持力も $t = t + dt$ のときの方が $t = t$ のときよりも大きくなるためである. しかし, 浮上りコンプライアンスの評価において鉛直力 V の変動を無視しているので, これらの特性が考慮されない. その結果, 計算上, 非常に大きな浮上り変位成分が得られてしまい, 非現実的な結果を与える場合があった.

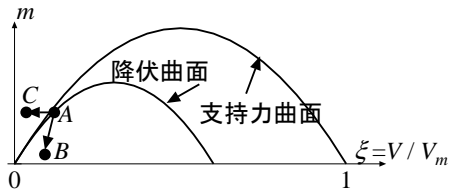


図-51 浮上りコンプライアンスのモデル化において鉛直荷重 V を一定と簡略化したことが引き起こす問題点の模式図

近年, Cremer *et al.*¹⁰⁾が, 粘性土地盤を対象に, 移動硬化や基礎の浮上りを考慮した非常に高度なマクロエレメントを提案している。鉛直力の変動も加味し, 浮上り変位成分を求めるための定式化を行っている。そこで, Cremer *et al.* のモデルを砂地盤を対象とした本研究に応用することも今後検討する必要があるかもしれない。そのためには, 移動硬化をモデル化する必要があり, 移動硬化をモデル化するためには曲面の大きさ, 移動の向き, 移動量を記述する新たなパラメータが必要である。また, 浮上りについても, 鉛直力との連成を考慮して挙動を記述するための新たなパラメータが必要である。しかし, これらのパラメータを同定する方法に解決を見いだせていない。これらのモデル化に特化した実験の実施が今後期待される。

14. おわりに

本研究では, 直接基礎の地震時挙動に関する大型振動台実験, 繰返し載荷実験を行い, 直接基礎の地震時挙動をモデル化するための観察を行うとともに, 各種数値モデルを検証するための基礎的なデータを得た。加えて, 代表的なマクロエレメントモデルである Nova and Montrasio⁸⁾が提案したモデルを拡張し, 地震時の繰返し載荷挙動に適用するための数値モデルの開発を行った。得られた成果は以下の通りである。

- 静的実験結果に基づき提案されてきた支持力曲面式は, 地震時のような載荷状態に対しても適用可能であることが分かった。
- マクロエレメント理論に従った単純な数値モデルを用いても, 数値解析は荷重および基礎の支持力の時刻歴を精度良く再現する。また, 地震時に基礎に残留変位が生じる現象も予測できることを確認した。特にロッキング振動により引き起こされる鉛直の残留沈下の増加も再現する点が優れている。
- 地震動の繰返し回数の違いに起因する残留沈下の違いも再現する。
- したがって, マクロエレメントは地震時の直接基

礎の支持特性を説明できる理論であることが確認された。

- 一方, 上部構造位置の水平変位や基礎の回転角, 鉛直荷重の応答値を過小評価した。これは基礎の浮上りが適切に考慮されていないためである。また, 残留水平変位, 残留回転角の推定精度については十分ではない。等方硬化を仮定しているため, 繰返し載荷に伴う残留変位の累積を過小評価し, また, 水平変位, 回転角については, 最終的な残留値の向きが実験値と逆になることがある。そこで, 移動硬化の導入を検討する必要がある。
- マクロエレメントに浮上り挙動を考慮する方法を提案した。浮上りの影響を考慮することで, 履歴ループ形状, 応答回転角, 鉛直荷重の偏心量の予測精度が改善された。
- 浮上りを考慮する場合, コンプライアンスや数値計算において, V の変動も考慮可能であるのように新しいモデルの検討を進めることが推奨される。

?)?)?)

参考文献

- 1) (社) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説。丸善, 2002.
- 2) 川島一彦, 蓮上茂樹, 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.
- 3) 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.
- 4) Siddiquee, M.S.A., Tanakata, T., Tatsuoka, F., Tani, K. and Morimoto, T.: Numerical simulation of bearing capacity characteristics of strip footing on sand, *Soils and Foundations*, Vol. 39, No. 4, pp. 93-109, 1999.
- 5) 白戸真大, 岩熊哲夫: 微視すべりを組み込んだ構成モデルとその大変形問題への応用, 土木学会論文集, No. 598/I-44, pp. 257-268, 1998.
- 6) Faccioli, E., Pecker, A., Paolucci, R. and Pedretti, S.: Dynamic approach by finite element analyses, *Seismic behavior and design of foundations and retaining structures*, 1996.
- 7) 土岐憲三, 三浦房紀: 地盤-構造物系の非線形地震応答解析, 土木学会論文集, No. 317, pp. 61-68, 1982.
- 8) Nova, R. and Montrasio, L.: Settlements of shallow foundations on sand, *Geotechnique*, Vol. 41, No. 2, pp. 243-256, 1991.
- 9) Georgiadis, M. and Butterfield, R.: Displacement of footing on sand under eccentric and inclined loads, *Canadian geotechnical journal*, Vol. 25, pp. 199-212, 1998.
- 10) Cremer, C., Pecker, A. and Davenne, L.: Cyclic macroelement for soil-structure interaction: material and geometrical non-linearities, *Int. J. Num. Anal. Meth. Geomech.*, Vol. 25, pp. 1257-1284, 2001.
- 11) 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.
- 12) Paolucci, R.: Simplified evaluation of earthquake-induced

permanent displacements of shallow foundations, *J. Earth. Engrg.*, Vol. 1, No. 3, pp. 563–579, 1997.

- 13) 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), No. 0122.
- 14) 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.
- 15) 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.
- 16) 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: 根入れのある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 4029 号, 2007.
- 17) 駒田敬一, 亀甲勝信: 偏心傾斜荷重に対する極限支持力計算法, 土木研究所資料, 第 226 号, 1966.
- 18) 柴田徹, 関口秀雄: 地盤の支持力. 鹿島出版会, 1995.
- 19) Motrasio, L. and Nova, R.: Settlements of shallow foundations on sand: geometric effects, *Géotechnique*, Vol. 47, No. 1, pp. 49–60, 1997.
- 20) 宇都一馬, 冬樹衛, 桜井学: 杭の載荷試験結果の整理方法, 基礎工, Vol. 10, No. 9, pp. 21–30, 1982.
- 21) (社) 日本道路協会: 杭基礎設計便覧. 2007.
- 22) Gazetas, G.: Foundation vibrations, *Foundation Engineering Handbook*, pp. 553–593, 1991.
- 23) 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.
- 24) Kulhawy, F.H. and Mayne, P.W.: anual on Estimating Soil Properties for Foundation Design. Electric Power Res. Inst., 1990.
- 25) 本州四国連絡橋公団: 来島大橋剛体基礎耐震計算法 (案). 1990.
- 26) Paolucci, R., Shirato, M. and Yilmaz, M.T.: Seismic behavior of shallow foundations shaking table vs. numerical modelling, *Proc. of the Second Japan-Greece Workshop on Seismic Design, Observation, and Retrofit of Foundation*, 2007.

A RESEARCH ON BEARING CAPACITY OF THE SHALLOW FOUNDATIONS SUBJECTED TO EARTHQUAKE LOADS

Abstract : We developed a dynamic analysis model for the nonlinear behavior of a shallow foundation during an earthquake. A macro-element approach is proposed considering elastic-plastic behavior, uplifting behavior, coupling effects of vertical, horizontal and moment loads. We also conducted large scale shake table tests and cyclic load tests of model pier footings. We simulated the experimental result using the proposed macro-element model. The shape of the hysteresis loops for coupled load, displacement relationships were predicted very well. In addition, the numerical result was capable of accounting for shallow foundation was rocked, resulting in the settlement with some inclination. The residual settlement varied with the characteristic of base accelerations.

Key words : shallow foundation, macro-element, bearing capacity, dynamic analysis, residual settlement