地盤の非線形性を考慮した基礎浮き上がり構造物の地震応答

Effect of Soil Yielding and Foundation Uplift on the Seismic Response of Building Structures

建築都市空間デザイン専攻　空間防災講座　建築構造工学研究室　中田和志

Abstract

Observations from past earthquakes and earlier studies suggest that, under certain conditions, seismic damage in buildings can be reduced by permitting foundation uplift, or detachment of foundation from soil. An analytical model was developed to examine how nonlinear properties of soil, combined with foundation uplift, affect the seismic response of building structures. The model comprised 3DOFs representing soil-structure interaction and a fourth DOF representing the superstructure. The macro-element theory was adopted to capture the nonlinear behavior of soil. Time history responses of four different models, permitting or not permitting foundation uplift, and modeling soil as linear or nonlinear, were compared. The results indicate that, except for buildings whose natural vibration period is shorter than 0.5 s, foundation uplift is beneficial even for cases where the soil can yield.

Keywords: Foundation uplift, Soil yielding, Seismic response, Soil-structure interaction

1. はじめに

現行の建築基準法は、基礎を地盤に固定することを原則とするが、意図しなかった基礎の浮き上がりが建物の被害を低減したとみられる事例が報告されている[1),2)]。そこで、多くの研究により、基礎の浮き上がりを許容することで、建物の地震被害を低減させ、かつ建設費用を抑える構造形式の可能性が検証されてきた。ただ、地盤は小さな荷重から非線形挙動を示すにも関わらず、地盤の材料非線形性と基礎浮き上がりを同時に考慮した研究事例は少ない。そこで本研究は、簡易的な構造‐地盤系モデルについて、Nova ら[3)]が提案したマクロエレメント理論を弾塑性モデルに拡張した中谷らの基礎－地盤連成モデル[4)]を適用し、反力成分の連成を正確に追跡できるように解析手法に独自の工夫を加え、非線形地盤上に設置された基礎浮き上がり構造物の地震応答を検討した。

2. 解析モデル

図 1 に基礎と地盤の相互作用と基礎浮き上がりを考慮した 4 自由度系の解析モデルを示す。θ_1は上部構造の回転角、θ_0は基礎の回転角、u_0は基礎の水平変位、v_0は基礎の鉛直変位である。石山ら[5)]に倣い、有限変位で定式化し、P-Δ効果を厳密に考慮する解析を実行した。

上部構造を線形 1 自由度系に縮約し、回転バネの剛性K_1と上部固有周期T_1、上部等価質量M_1および等価高さHを、下式で関連づけた。

$$K_1 = \left(\frac{2\pi}{T_1}\right)^2 \cdot M_1 \cdot H^2 \tag{1}$$

上部構造の減衰比を $h = 0.02$ とした。基礎と地盤の相互作用を回転、水平、鉛直の 3 自由度に縮約し、基礎に作用する反力成分R_M、R_H、R_Vで表わした。

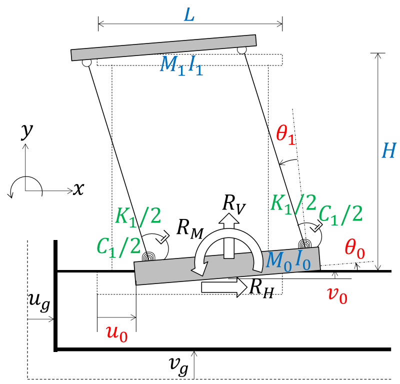

図 1 解析モデル

地盤の材料非線形性と基礎浮き上がりを、下記で表記した系の変位ベクトルと復元力ベクトルの関係の中で考慮した。

$$\boldsymbol{u} = \{\theta_1 \quad \theta_0 \quad u_0 \quad v_0\}^T \tag{2}$$

$$\boldsymbol{R} = \{K_1\theta_1 \quad R_M \quad R_H \quad R_V\}^T \tag{3}$$

増分変位$d\boldsymbol{u}$、増分力$d\boldsymbol{R}$の間に、次式の柔性方程式が成立する。

$$d\boldsymbol{R} = (\boldsymbol{D}^{el} + \boldsymbol{D}^{up} + \boldsymbol{D}^{pl})^{-1} d\boldsymbol{u} \tag{4}$$

ここで、$\boldsymbol{D}^{el}$は弾性コンプライアンス、$\boldsymbol{D}^{up}$は浮き上がりコンプライアンス、$\boldsymbol{D}^{pl}$は塑性コンプライアンスである。

$\boldsymbol{D}^{el}$には田治見が半無限地盤に設置された円形基礎に対して導いた地盤剛性の近似解[6)]を利用した。回転、水平、鉛直剛性をK_R、K_H、K_Vとすると、次式のように表わせる。

$$\boldsymbol{D}^{el} = \begin{bmatrix} 1/K_1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1/K_R & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1/K_H & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1/K_V \end{bmatrix} \tag{5}$$

Laboratory of Structural Engineering, Research Group of Structural and Urban Safety Design

Kazushi NAKATA

$\boldsymbol{D}^{pl}$には、Nova ら[3)]が提案したマクロエレメント塑性則を弾塑性モデルに拡張した、中谷ら[4)]の構成則を用いた。図 2 に、降伏曲面fおよび歪硬化が限界に達した支持力曲面f_{cr}を示す。fを次式で表わす。

$$f = h^2 + m^2 - \xi^2\left(1 - \frac{\xi}{\rho_c}\right)^{2\zeta} = 0 \tag{6}$$

ここで、$h = R_H/(\mu V_m)$、$m = R_M/(\psi L V_m)$、$\xi = R_V/V_m$、V_mは中心鉛直荷重のみを受けるときの極限支持力、L は基礎幅である。ρ_cは地盤の歪硬化の進展を規定する単調増加変数で、fとξ軸の交点の値である。fの硬化則を次式で表わす。

$$\rho_c = 1 - \exp\left(-\frac{R_0 v_c}{V_m}\right) \tag{8}$$

fとf_{cr}の相似性を仮定し、f_{cr}を次式で表わす。

$$f_{cr} = h^2 + m^2 - \xi^2(1-\xi)^{2\zeta} = 0 \tag{7}$$

ここで、ζ、μ、ψはf_{cr}を決定するパラメータである。ρ_cが 1 に達し、fとf_{cr}が一致したのち、完全弾塑性応答を示す。ここで、R_0はR_V-v_0^{pl}曲線の初期勾配であり、v_cは次式で定義された組み合わせ変位である。

$$v_c = \sqrt{\left(\gamma_M L \theta_0^{pl}\right)^2 + \left(\alpha_M u_0^{pl}\right)^2 + \left(v_0^{pl}\right)^2} \tag{9}$$

α_Mとγ_Mは無次元パラメータである。非関連流れ則を適用し、塑性ポテンシャル面gを次式で表わす。

$$g = \lambda^2 h^2 + \chi^2 m^2 - \xi^2\left(1 - \frac{\xi}{\rho_g}\right)^{2\zeta} = 0 \tag{10}$$

λと χは無次元パラメータである。

中谷ら[4)]が提案した(6)から(10)式までの各関数と流れ則、コンシステンシー則を用いると、$\boldsymbol{D}^{pl}$は次式のように導ける。

$$\boldsymbol{D}^{pl} = \frac{1}{\Lambda}\frac{\partial g}{\partial \boldsymbol{R}}\frac{\partial f}{\partial \boldsymbol{R}^T} \tag{11}$$

硬化係数Λは、次式のように表わせる。

$$\Lambda = -\frac{\partial f}{\partial \rho_c}(1-\rho_c)\frac{R_0}{V_m}\left\{\gamma_M L\left|\frac{\partial g}{\partial R_M}\right| + \alpha_M\left|\frac{\partial g}{\partial R_H}\right| + \left|\frac{\partial g}{\partial R_V}\right|\right\} \tag{12}$$

武藤ら[7)]に倣い、本研究では、図 3 に示す基礎と地盤の幾何学的関係を考える。基礎の浮き上がりは、次式で判定できる。

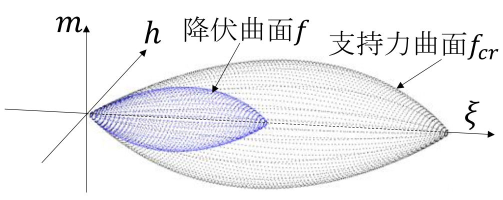

図 2 支持力曲面と降伏曲面

$$|R_M| > \frac{|R_V|L}{6} \tag{13}$$

この不等式が成立する間は、$\boldsymbol{D}^{el}$と$\boldsymbol{D}^{up}$は独立でない。水平接地幅lおよび基礎と地盤の接地率ηは、次式で変位θ_0とv_0と関係づけられる。

$$l = \frac{L\cos\theta_0}{2} - \frac{v_0}{\tan|\theta_0|} \tag{14}$$

$$\eta = \frac{l}{L\cos\theta_0} \tag{15}$$

地盤反力は次式で表現される。

$$R_V = \frac{1}{2}\cdot\frac{l^2}{L}\cdot K_V \tan|\theta_0| \tag{16}$$

$$R_M = e\cdot R_V = \left(\frac{L}{2} - \frac{l}{3}\right)\cdot R_V \tag{17}$$

$$R_H = \eta K_H u_0 \tag{18}$$

地盤反力を変位で偏微分して得た接線剛性の逆数が、$\boldsymbol{D}^{el} + \boldsymbol{D}^{up}$の各成分を与える。

$$\boldsymbol{D}^{el} + \boldsymbol{D}^{up} = \begin{bmatrix} K_1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & \dfrac{\partial R_M}{\partial \theta_0} & 0 & \dfrac{\partial R_M}{\partial v_0} \\ 0 & 0 & \eta K_H & 0 \\ 0 & \dfrac{\partial R_V}{\partial \theta_0} & 0 & \dfrac{\partial R_V}{\partial v_0} \end{bmatrix}^{-1} \tag{19}$$

ただし、(19)式における変位は、塑性変位$\boldsymbol{u}^{pl}$を除いた変位($= \boldsymbol{u} - \boldsymbol{u}^{pl}$)である。基礎反力の回転成分と鉛直成分が連成することに留意されたい。基礎浮き上がりによる鉛直反力の変動を無視する中谷ら[4)]の定式化と比較して、本研究の方法に優位性がある。

基礎と地盤の相互作用にともなう減衰係数は、田治見の円形基礎に対する近似解[6)]から算出した。基礎が浮き上がりるとき、林[2)]に倣い、水平と鉛直方向にηを、回転方向にη^3を減衰係数に乗じて低減した。

比較的硬質な地盤を想定し、地盤のせん断波速度を 300 m/s、密度を 1.6 t/m^{3}として地盤の弾性特性を評価し、マクロエレメントには、Nova ら[3)]のパラメータを用いた。中央差分法の増分記述により運動方程式を解き、地盤が降伏したステップには Runge-Kutta 法を適用し、不釣合い力を次ステップに持ち越した。時間刻みを 10^{-5} s とした。

基礎浮き上がりの影響と、地盤の非線形性の影

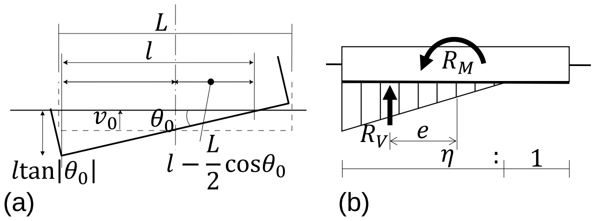

図 3 浮き上がり時の基礎の挙動 : (a)基礎と地盤の幾何学的関係、(b)地盤の鉛直反力分布

響を考察するために、表 1 に示す 4 つのモデルを解析した。各モデルについて、上部構造の固有周期T_1が 0.1 から 2.5 まで、アスペクト比 *H/L* が 1 から 5 までの場合に対して、時刻歴応答解析を実行した。入力地震動には、表 2 に示す 3 記録を用いた。

3. 解析結果

図 4 に、El Centro NS 記録に対する、T_1 = 0.3 s、*H/L* = 3 のモデルの地震応答を、$R_M-\theta_0$関係で示す。地盤の非線形性を考慮したモデル 2 と 3 は塑性変形を生じた。基礎浮き上がりを許容したモデル 1 と 3 は、モデル 0 と 2 と比較してθ_0が大きかった。モデル 1 は基礎の浮き上がり、モデル 2 は地盤の降伏、モデル 3 は地盤降伏と基礎浮き上がりによってR_Mの値が頭打ちになった。モデル 0 は、弾性地盤で基礎の浮き上がりを拘束するので、線形応答を示す。

表 1 モデルの種類

	浮き上がり拘束	浮き上がり許容
弾性地盤	モデル 0	モデル 1
非線形地盤	モデル 2	モデル 3

表 2 入力地震動

観測点	成分	地震名	PGA(m/s^2)	PGV(m/s)
El Centro	NS	1940 Imperial Valley	3.42	0.34
Taft	EW	1952 Kern Country	1.76	0.17
八戸港湾	EW	1968 十勝沖	1.80	0.37

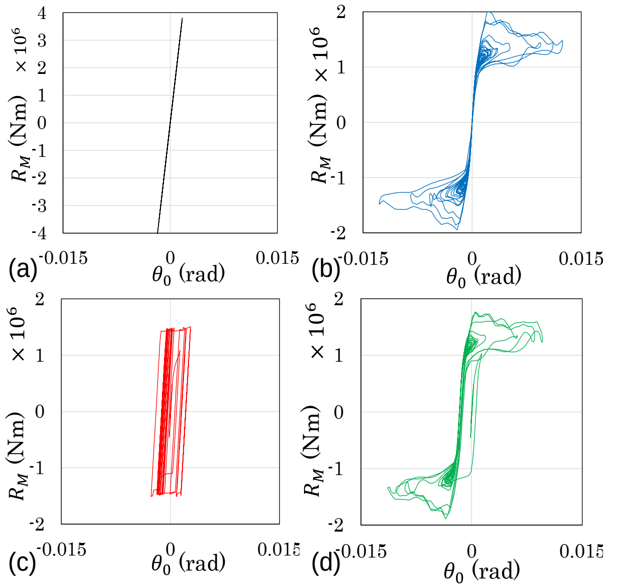

図 4 基礎回転の復元力特性（El Centro NS、T_1 = 0.3 s、*H/L* = 3）: (a) モデル 0、(b) モデル 1、(c) モデル 2、(d) モデル 3

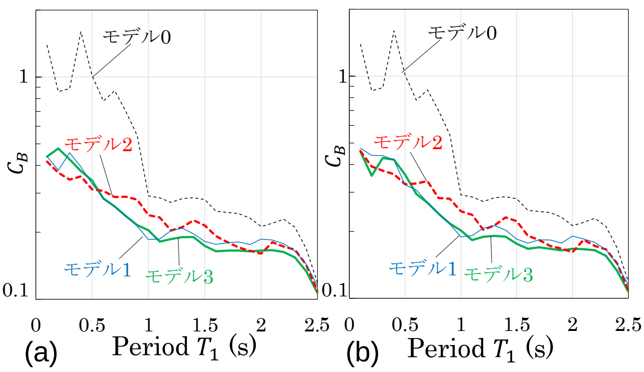

図 5 ベースシア係数スペクトル（El Centro、*H/L* = 3）: (a) 水平動のみ、(b) 水平動＋鉛直動

図 5 に、El Centro 記録の NS 成分のみと NS と UD の両成分を入力した場合に対して、*H/L* = 3 のモデルで計算したベースシア係数C_Bスペクトルを示す。上部構造は弾性なので、C_Bは上部構造の回転角θ_1に比例する。モデル 0、モデル 2、次いでモデル 1 と 3 の順でC_Bが大きく、モデル 1 と 3 の差はいずれの場合も、小さかった。つまり、基礎の浮き上がりを拘束した場合、地盤降伏により C_B が小さく抑えられるが、基礎の浮き上がりを許容した場合、地盤が弾性か非線形かの影響は小さかった。地震動の鉛直成分の有無は、モデル 1、2、3 の短周期域に多少の影響を及ぼした程度であった。

図 6 に、El Centro NS 記録に対して、モデル 1 とモデル 0 で得た最大 C_B の比、およびモデル 3 とモデル 2 で得た最大 C_B の比を示す。これらの比は、それぞれ弾性地盤および非線形地盤において、基礎の浮き上がりを許容することによる応答抑制効果を判定する指標である。*H/L* と T_1 の組み合わせに対して算定した比を、間隔 0.05 の等高線図で示す。太線は比 1 を表わす。濃い色ほど判定指標が小さかった、つまり基礎の浮き上がりが C_B を強く抑制したことを示す。弾性地盤では、全ての領域で、基礎の浮き上がりが C_B の抑制に効果があった。非線形地盤では、広い領域で抑制効果を認められたものの、T_1 = 0.5 s 以下の短周期の一部範囲で、基礎の浮き上がりによりC_Bが逆に増大した。

4. 考察

図 6(b)で確認された、基礎の浮き上がりが C_B を増大させた場合と、抑制した場合を代表して、*H/L* = 3 で T_1 = 0.3 s と *H/L* = 3 で T_1 = 1.0 s の解析結果を比較する（図中に○印で示す）。図 7 に、(13)式から算出した浮上り曲面と(6)式で定義された降伏曲面 *f*、およびモデル 2 と 3 について算定した地盤反力の軌跡を重ねる。軌跡は C_B が最大値を記録した前後の 1 秒間を取り出した。水平反力 *h* よりモーメント反力 *m* が卓越したことは、水平反力が地盤降伏にあまり寄与しなかったことを意味する。

図 7(a)に示す T_1 = 0.3 s の図では、モデル 2 も 3 も地盤降伏が進展して$\rho_c = 1$に到達しており、すなわち *f* が f_{cr} に一致していた。そのため、*f* が浮上り曲面の外に位置し、基礎が浮き上がっても地盤が降伏しない領域が広く存在した。モデル 3 の

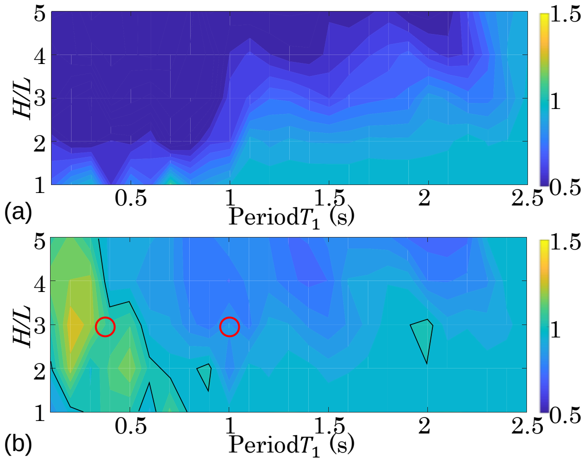

図 6 C_B に基づく判定指標（El Centro NS）：(a) 弾性地盤、(b) 非線形地盤

軌跡を辿ると、モーメント反力 m の増大により、状態点が浮上り曲面を超えた（基礎が浮き上がった）直後、鉛直反力 ξ が大きく増大した。その後、変形方向の反転とともに ξ が減少に転じ、状態点が浮上り曲面の内側に戻った（基礎が着地した）瞬間に、再び ξ が増大した。鉛直反力 ξ が大きいほど、h-m 平面が大きく、m の弾性限界が大きかったので、モデル 3 は ξ と C_B の最大値を同時に記録した。つまり、モデル 3 は、基礎の浮き上がりに伴う鉛直反力の増大により、地盤が降伏しにくくなったことが原因で、m と C_B の最大値が大きくなった。一方、モデル 2 は、荷重状態が降伏曲面に達しても、鉛直反力 ξ がほとんど変動しなかったために、モデル 3 の場合と比較して h - m 平面が小さく、小さな m で地盤が降伏し、結果として C_B の最大値も小さかった。

図 7(b)に示す T_1 = 1.0 s の図では、C_B が最大値を記録した時点でモデル 3 は $\rho_c = 0.10$、モデル 2 は $\rho_c = 0.28$ であり、モデル 3 の方が地盤降伏の進展が遅れていた。モデル 3 は、先に基礎が浮き上がり、m の増大が抑制されたために、地盤が降伏しづらかった。T_1 = 0.3 s の場合と比較して、基礎が浮き上がったあとも鉛直反力が変動しなかったために、降伏曲面が進展せず（ρ_c の値が小さいままに留まり）、m と C_B が大きな値をとり得なかった。モデル 2 は、T_1 = 0.3 s の場合と同様に、鉛直反力がほとんど変動しなかった。ただし、地盤が降伏したのちも降伏曲面が進展し、モデル 3 の場合と比較して h - m 平面が大きくなった。結果として、地盤が降伏しにくくなり、m と C_B の最大値が大きくなったと考えられる。

5. まとめ

マクロエレメント理論を適用して、地盤の非線形性と基礎浮き上がりを考慮できる 4 自由度モデルを提案し、鉛直反力の変動の影響を評価できる解析方法を確立した。地震応答解析に基づき、以下の結論を得た。

1)使用した地盤パラメータの範囲では、基礎の浮き上がりと、地盤の非線形応答は、ベースシア係数の抑制に同等の効果を発揮した。

2) 非線形地盤上では固有周期 0.5 s 以下の場合、基礎の浮き上がりによる鉛直反力の増大が地盤降伏の遅れにつながり、ベースシア係数の抑制に逆効果をもたらす場合があった。

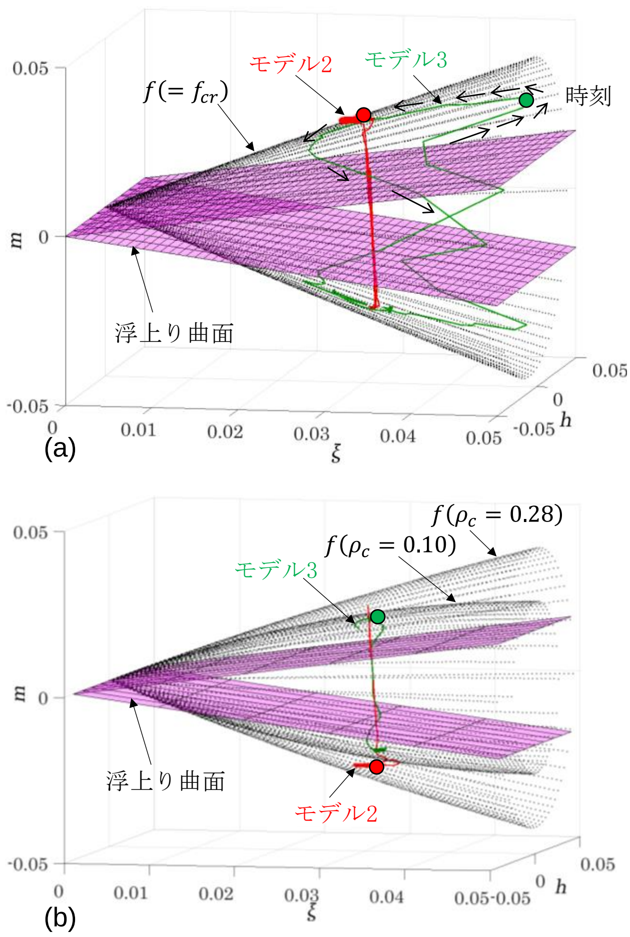

図 7 地盤の荷重状態（El Centro NS、H/L = 3）: (a) T_1 = 0.3 s（t = 3.0~4.0 s）、(b) T_1 = 1.0 s（t = 6.0~7.0 s）

参考文献

1) Rutenberg, A. Jennings, P. C. and Housner, G. W. : The response of veterans hospital building 41 in the San Fernando earthquake, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 10, No. 3, 359-379, 1982

2) 林 康裕：直接基礎構造物の基礎浮上りによる地震被害低減効果、日本建築学会構造系論文集、第 485 号、pp. 53-62、1996.7

3) Nova, R. and Montrasio, L. : Settlement of shallow foundation on sand, Geotechnique, Vol. 41, No. 2, pp.243-256, 1991

4) 中谷昌一、白戸真大、河野哲也：直接基礎の地震時挙動を予測するための数値解析モデルの開発、ISSN0386-5878 土木研究所資料　第 4101 号 2008 年

5) 石山祐二、麻里哲広、井上圭一：構造特性係数の極値について - P - Δ 効果を考慮した 1 自由度モデルの解析、日本建築学会構造系論文集、第 520 号、pp.29-35、1999.6

6) 金井清、田治見宏、大沢胖、小林啓美：建築構造学大系地震工学、彰国社、1968.11

7) 武藤清、小林俊夫：水平上下同時入力に対する原子力発電所の非線形ロッキング地震応答解析、日本建築学会論文報告集、第 276 号、pp.69-77、1979.2