

過剰間隙水圧比 r_u を考慮した支持力計算式の提案と適用

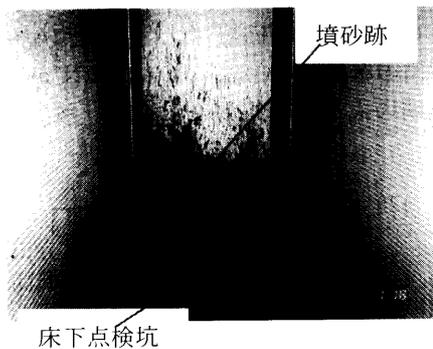
Bearing Capacity of Liquefied Ground

寺田 邦雄 (てらた くにお)

元 榊竹中工務店設計部

1. はじめに

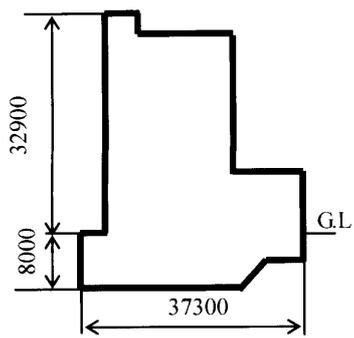
写真—1と写真—2は著者が兵庫県南部地震の翌日(1995.1.18)にポートアイランドで撮影したものである。写真—1は、杭支持建物の1階廊下で、床下点検孔の蓋が液状化の填砂により吹き飛ばされ、壁に1mほどの高さまで填砂跡が残ったことを示している。写真—2は写真—1の建物の西側に隣接している直接基礎建物¹⁾である。写真—2の建物の断面図を図—1に示す。40年前の新潟地震では県営アパートが液状化により転倒した²⁾が、この建物は転倒しなかった。写真—2の建物の断面図を図—1に示す。基礎はべた基礎で、地盤面下で広げられていることが液状化に対して有効に働いたと考える。ポートアイランドのその他の直接基礎建物も同様に転倒しなかった¹⁾。このことから、液状化の発生と建物の転倒とが一致していないことがわかる。写真—2に示す建物内調査では、建物に亀裂は認められなかった。上記の県営アパートも躯体が無被害であった²⁾ことから、液状化地盤上の直接基礎建物に入射する地震力は小さい



写真—1 杭基礎建物の1階廊下



写真—2 直接基礎建物



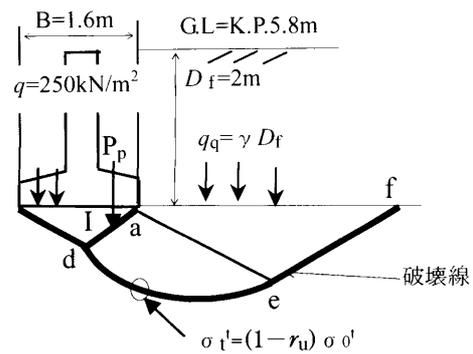
図—1 写真—2の建物断面図

と推測される。そして、阪口らは液状化層を免震層として直接基礎建物を設計している³⁾。

一般に、浅い基礎の支持力はTerzaghi(テルツァーギ)の支持力公式で検討している。この公式に過剰間隙水圧比(r_u)を組み込んで、液状化時の支持力の計算方法を提案した。この提案式を用いて、新潟地震での県営アパートと兵庫県南部地震での直接基礎建物を検討した。前者は転倒し、後者は転倒しないという実現象と同じ検討結果が得られた。

2. 過剰間隙水圧比 r_u を考慮した支持力計算式の提案

赤井⁴⁾はTerzaghiの支持力公式を以下のように説明している。土被りがある場合のフーチングは図—2のように上載荷重 q_q を持つことになるが、領域(I)の境界面adにフーチングから伝達されてくる荷重による圧力が、この面に作用する受働土圧 P_p に等しくなるまではフーチングは沈下しない。フーチングに根入れがある場合には、式(1)の摩擦だけからくる支持力 q_f のほかに、根入れの項 q_q を付加する。したがって、粘着力がない場合の一般的な支持力公式として式(2)が得られる。なお式(2)の右辺の土の単位体積重量 γ は、土粒子間の有効圧力となって作用しているものだけをとるべきであって、地下水面以下にある部分については、浮力に相当する値だけ差し引かなければならない。飽和土の場合、式(3)となる。また式(3)の土の単位体積重量には、簡単のため同一の γ を用いてあるが、一般的には上述の由来により、第一項には基礎底面以下のせん断抵抗を発揮する土の単位体積重量 γ_1 を、また第二項には基礎底面以上の土被り部分の単位体積重量 γ_2 をとるように区別し

図—2 r_u を考慮したフーチングの支持力

論文

ておかなければならない。

このことから、ある深さの水圧を U とすれば、液化時の有効応力 σ'_t は式(4)となり、それは過剰間隙水圧比 r_u を使って式(5)となる。式(5)から過剰間隙水圧比を取り入れた液化化時の極限支持力の計算式(6)を提案した。建物の地反力を q として、安全率は式(7)で計算する。図-3⁵⁾に $1/F_1$ と r_u の関係を示す。図-3より、 $F_1 > 1$ であっても、式(6)と式(7)から、支持力の安全率 S_f が1以下になる場合があることがわかる。さらに、基礎底が地下水位以下にある場合、液化化により過剰間隙水圧 Δu が上昇して、基礎底の地反力 q が基礎底に作用する浮力 $(u + \Delta u)$ より小さくなれば、建物は浮き上がる。

$$s = \sigma \tan \phi \dots\dots\dots (1)$$

$$q_d = q_r + q_q = \frac{1}{2} \gamma \cdot BN_\gamma + \gamma \cdot D_t N_q \dots\dots\dots (2)$$

$$\gamma' = \gamma - 1 \dots\dots\dots (3)$$

$$\sigma'_t = \sigma_0 - u - \Delta u \dots\dots\dots (4)$$

$$\sigma'_t = (1 - r_u) \sigma'_0 \dots\dots\dots (5)$$

$$q_d = \frac{1}{2} (1 - r_{u1}) \gamma'_1 \cdot BN_\gamma + (1 - r_{u2}) \gamma'_2 \cdot D_t N_q \dots\dots\dots (6)$$

$$S_f = q_d / q \dots\dots\dots (7)$$

$$r_u = \frac{\Delta U}{\sigma'_0} = \frac{\sigma'_0 - \sigma'_t}{\sigma'_0} = 1 - \frac{\sigma'_t}{\sigma'_0} \dots\dots\dots (8)$$

$$G = 12500 \left(\frac{2.3 - e}{1 + e} \right) (\sigma'_m)^{0.5} \text{ (in kPa)} \dots\dots\dots (9)$$

$$r_u = 1 - \left(\frac{V_{st}}{V_{s0}} \right)^4 \dots\dots\dots (10)$$

$$\gamma'_t = \frac{0.5 \times 17.7 + (1 - 0.998) \times (0.9 - 0.5) \times 7.8}{0.9} = 9 \text{ kN/m}^2 \dots\dots\dots (11)$$

$$k_h = \frac{1}{3} \left(\frac{\alpha_{max}}{g} \right)^{1/3} \dots\dots\dots (12)$$

ただし、 ΔU : 過剰間隙水圧、 σ'_0 : 初期有効応力、 σ'_t : 液化化中の有効応力、 G : せん断弾性係数、 e : 間隙比、 σ'_m : 平均有効応力、 V_{s0} : 初期せん断波速度、 V_{st} : 液化化中のせん断波速度

3. 過剰間隙水圧比 r_u の最大値について

過剰間隙水圧比 r_u は式(8)で計算する。著者らは超音波パルス法により飽和砂を伝播するS波速度と有効応力の関係を求め式(9)を得た⁶⁾。式(8)と式(9)より、式(10)が導かれる。式(10)より、 $r_u = 1$ の場合、液化化中

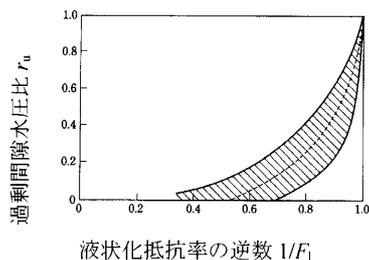


図-3 $1/F_1$ と r_u の関係⁵⁾

のせん断波速度はゼロとなり、S波は伝播しない。超音波パルスの実験で、平均有効応力 σ'_m がゼロの場合、せん断波が伝播しないことを確認している⁶⁾。川瀬らは兵庫県南部地震での液化化解析において過剰間隙水圧の最大値 $r_{u,max}$ を0.99として解析している⁷⁾。したがって、波動伝播解析において、地盤の過剰間隙水圧比 r_u が1であるのに、地表面でのS波波形を計算している解析は誤りであると考える。

兵庫県南部地震において、ポートアイランドのGL-0 m と16 m の深さ位置で観測されたNS成分の観測波⁸⁾を用いて、液化化中の埋土層を伝播するS波の伝播速度を逆算した。この計算によるS波速度の経時変化を図-4に●でプロットした⁹⁾。同図に、同じ観測値を用いて風間¹⁰⁾によって解析された結果を△でプロットした。地震前のPS検層での埋土層のS波速度は地表面より0~5 mの間では170 m/secで、5~19 mの間では210 m/secであった。この値を初期せん断波速度 (V_{s0}) とし、図-4のS波速度を液化化中のせん断波速度 (V_{st}) として、式(10)で過剰間隙水圧比の最大値 $r_{u,max}$ を計算し、0.998を得た¹⁾。このことから、「地表面でS波が観測される場合、 $r_{u,max} = 1$ であっても、 $r_{u,max} = 1$ ではない。」ということがいえる。そして、液化化の室内実験で $r_u = 1$ が得られても、波動解析で $r_u = 1$ を使うことは問題であると考える。

4. 過剰間隙水圧比 r_u を考慮した支持力式の適用

上述の県営アパート²⁾の構造を、建物幅6 m、建物高さ15 m、建物荷重54 kN/m²と仮定した。布基礎の断面図を図-5に示した。文献¹¹⁾より布基礎と地盤の関係を図-5に示すように仮定した。水平震度 $k_h = 0.2$ とし、地震時の布基礎の接地圧 ($q = 270 \text{ kN/m}^2$) を計算した。大崎の式で砂の摩擦角 ($\phi = 28^\circ$) を計算し、支

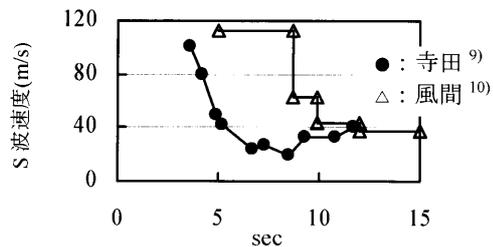


図-4 S波速度の経時変化

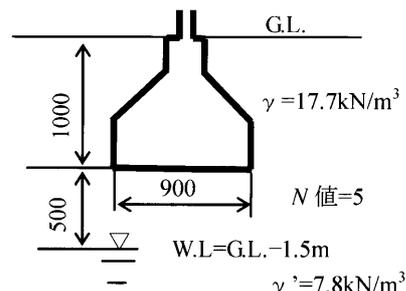
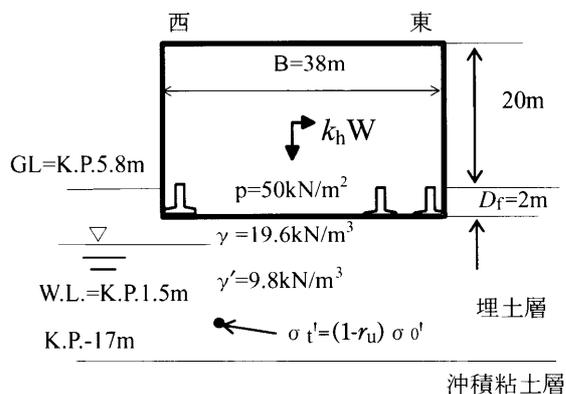
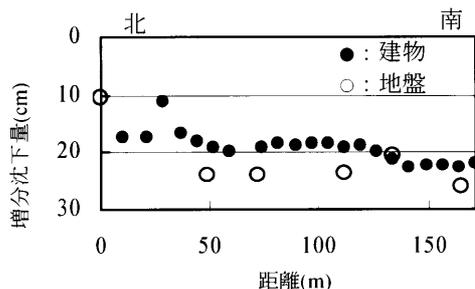


図-5 県営アパートの布基礎モデル



図—6 建物全体の液状化時の支持力



図—7 液状化による建物と地盤の増分沈下量分布

持力係数 ($N_q = 14.7$, $N_y = 11.2$) を得た。図—5 に示す基礎下から基礎幅の深さまでの地盤の平均の単位体積重量は式(11)で計算した。これらの値を用いて極限支持力の値 ($q_d = 216 \text{ kN/m}^2$) を計算した。 $q > q_d$ であることから、県営アパートが転倒したことがわかる。写真—2の南側に位置する直接基礎建物の東西(短辺)方向の断面図を図—6に示し、布基礎断面と地盤の関係を図—2に示した¹²⁾。図—2の布基礎の場合、破壊線は地下水位以下にならないので $r_u = 0$ とし、図—6の建物全体では、 $r_u = 0.998$ として、式(6)で支持力 q_d を計算した。兵庫県南部地震での最大水平加速度が $\alpha_{\max} = 340 \text{ gal}$ であったので、この値を式(12)¹³⁾に代入して、水平震度 $k_h = 0.23$ を得た。この建物の地震時の地反力(布基礎: 245 kN/m^2 , 建物全体: 49 kN/m^2) を計算し、式(7)で安全率 $S_f (=q_d/q)$ を計算した。布基礎では $S_f = 4$ で、建物全体では $S_f = 17$ であった¹²⁾。層別沈下計を用いてこの建物と隣接する道路の沈下を計測し、建物(南北)と前面道路の兵庫県南部地震での埋土層の増分沈下量分布を図—7にプロットした¹²⁾。支持力が確保されていれば、建物は地盤と同様の沈下分布を示すことがわかる。

以上のことから、地盤が液状化すると、過剰間隙水圧が上昇し、極限支持力が低下する。地反力が液状化時の支持力より大きくなると、地盤が極限破壊を生じ、地反力と極限支持力が等しくなるまで建物は沈下する。建物の各部の地反力と極限支持力の関係から、建物は等沈下あるいは傾斜沈下を生じる。このことは、常時での地反力と極限支持力の関係と同じである。地震時と常時の違

いは、堆積地盤において、地震時には粒子の再配列による圧縮沈下が発生するが、常時にはそのような現象は起こらない。したがって、地震時に、地反力が極限支持力より小さくても、地盤の粒子の再配列による圧縮沈下と等しい沈下が建物に生じる。液状化判定で、 $F_1 > 1$ であれば、地盤は安定であるとしているが、液状化判定だけでなく、液状化地盤の支持力についても検討する必要がある。

5. あとがき

戸建住宅においても、液状化に対する安全率が1以下の場合、液状化対策を必要とする。しかし、提案した方法で液状化地盤の支持力を検討すれば、必ずしも液状化対策を必要とせず、コストダウンが図れるものと考えられる。本報告が液状化地盤上の直接基礎建物の設計に役立つことを願うものである。

参考文献

- 1) K. Terada and H. matano: Liquefaction and Spread Foundation Buildings during an Earthquake, KIG-Forum'97, Kansai Branch of JGS, pp. 131~140, January, 1997.
- 2) 日本建築学会近畿支部: 新潟地震建築被害調査報告書, pp. 55~56, 1964.
- 3) 阪口 理・本田周二・幸繁由宜弘・重野輝貴: 締固め工法の建築基礎への適用の歴史と今後, 建築基礎のための地盤改良設計指針作成にあたって, 日本建築学会構造委員会基礎構造運営委員会, pp. 19~33, 2003.
- 4) 赤井浩一: 土質力学, 朝倉書店, pp. 171~176, 1966.
- 5) 日本建築学会基礎構造運営委員会: 液状化地盤における基礎設計の考え方, 建築基礎の設計施工に関する研究資料4, 1998.
- 6) 柴田 徹・土岐憲三・寺田邦雄: 砂中の弾性波速度について, 第4回土質工学研究発表会, pp. 97~100, 1969.
- 7) 川瀬 博・佐藤智美・福武毅芳・入倉孝次郎: 兵庫県南部地震による神戸市ポートアイランドでのポアホール観測記録のシミュレーション, 日本建築学会構造系論文集, No. 475, pp. 83~92, 1995.
- 8) 神戸市開発局: 兵庫県南部地震による埋立地地盤変状調査報告書, 1995.
- 9) 寺田邦雄: 神戸ポートアイランドの直接基礎建物の地震前後の挙動, 土と基礎, Vol. 44, No. 3, pp. 22~24, 1996.
- 10) 風間基樹・柳沢栄司・稲富隆昌・菅野高弘・稲垣紘史: アレー観測記録から推定した神戸ポートアイランドの地盤の応力ひずみ関係, 土木学会論文集, pp. 171~182, 1996.
- 11) 吉見吉昭: 砂地盤の液状化, 技報堂出版, pp. 65~67, 1983.
- 12) 寺田邦雄: 兵庫県南部地震によって液状化した埋立地と直接基礎建物の挙動, 地震防災フォーラム'03—来るべき東南海・南海地震に備えて(2)—, 関西地震観測研究協議会, pp. 45~56, 2004.
- 13) 野田節男・上部達生・千葉忠樹: 重力式岸壁の震度と地盤加速度, 港湾技術研究所報告, Vol. 14, No. 4, pp. 67~111, 1975.

(原稿受理 2005.1.12)