

建築構造物基礎地盤の液状化検討と液状化を考慮した基礎設計の事例

Building Foundation Design Practice against Liquefaction and Its Applications

加倉井 正 昭 (かくらい まさあき)

パイルフォーラム(株) 代表取締役社長

1. はじめに

建築構造物基礎の設計時における液状化検討が曲りなりに可能になったのは新潟地震での経験から提案されたものからである。その後研究が進み現在の判定法へと引き継がれていった。ただ建築構造物は戸建てから超高層までそのバリエーションは大きく、具体的な設計の中で地盤の液状化判定、その対応方法、そしてその影響をどのように考えるかは様々である。判断基準としては日本建築学会の簡易液状化判定の方法を使うことが多いと思うが、一方では地盤の応答解析を行うことにより推定精度の向上に努める設計者もいるし、最新の研究成果を取り入れる方法もある。ここではそれらを網羅的に述べるのではなく、過去の液状化判定の時間的な経緯についてその概略を述べると共に、実際の構造物での設計例と液状化を防止するための方法とその設計例についても言及し読者の参考に供したい。

2. 液状化判定の変遷

日本建築学会の建築基礎構造設計規準・同解説に液状化判定の考え方が初めて示されたのは1974年版¹⁾であり、その内容(条件)を簡単に示すと下記のようなものである。

- 地表面から15 m ないし20 m の深さ以内にある。
- 純粋な砂層で、粒径が均一な中粒砂からなる。
- 地下水位下において、水で飽和している。
- 締めり方がゆるく標準貫入試験の N 値が図-1 の危険範囲にある。

この判断基準は今でも簡便な液状化の判断をするときの参考とされている。さらに N 値を使った図-1 の判断には新潟地震の経験だけではなく十勝沖地震の経験、

海外の研究結果も考慮したものであった。図の A の範囲は液状化の可能性が少なく、C の範囲であればその危険性は高いと判断され、B の範囲はその中間で地盤や地震動の特性により判断が難しくダークゾーン的なものとされた。

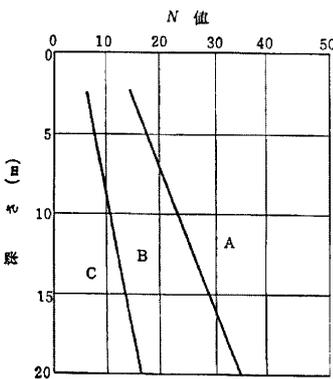


図-1 液状化の危険性と N 値¹⁾

その後の液状化に関

する研究成果は著しいものであり、その成果が組み込まれた判定法は建築基礎構造設計指針(1988年版)で明確に示された²⁾。その内容を概説すると以下になる。液状化の判定を行う必要がある地盤は一般に地表面から20 m 程度以浅の沖積層である。ここでの特徴は緩い砂地盤だけを対象とするのではなく密な砂地盤もその対象にしており、現象としてはせん断抵抗がほとんどなくなる液状化とサイクリックモビリティも考慮していることである。さらに調査事例を基に細粒分含有率に注目して35%以上の場合で、かつ粘土分含有率10%以上の場合は液状化の可能性は低いと判断した。

液状化の判定方法については時松・吉見の研究³⁾を全面的に採用しており、図-2のような液状化条件において図中のせん断ひずみ振幅5%の曲線を用いて判定を行うことにした。その特徴は N 値を使った判定方法であるが、その値を単純に用いるのではなく、換算 N 値としての拘束応力補正と細粒分含有率(5から50%)に応じた増分を考慮して補正 N 値 (N_a) を求めて横軸の値となっている。この図には過去の地震での液状化の観測結果等を勘案した研究の成果が考慮されている。かつ液状化の判定としては F_1 値 (=液状化抵抗/等価一定繰返しせん断応力) により判断されるが、 N_a 値が大きい

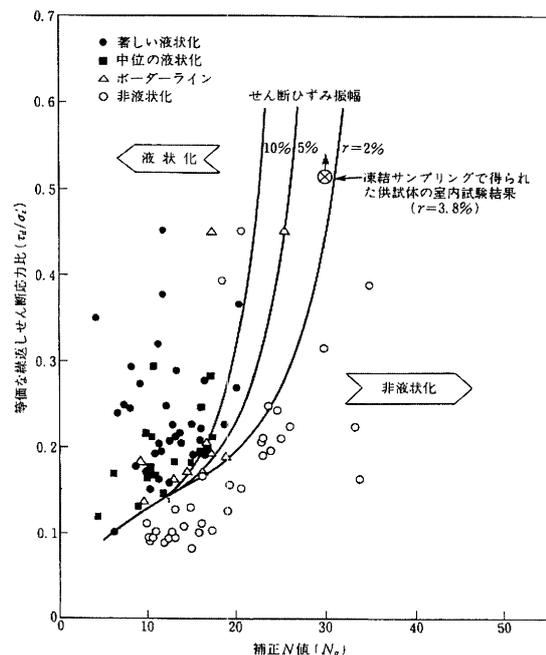


図-2 飽和砂質土の液状化条件³⁾

ところでは F_1 値が 1 以下であってもサイクリックモビリティの影響でせん断強度が完全にゼロにはならないだろうということから、水平地盤反力係数の低減係数が提案されている。

3. 建築基礎構造設計指針 (2001年版)⁴⁾での液状化判定

2001年版では1988年版の液状化判定方法をそのまま受け継いでおり、基本的な式は変わっていないが、簡易判定法では設計用水平加速度が1988年版では200 cm/s²としていたが、2001年版では後述するように二つの数字が提案されている。それに加えて繰返し回数の補正と砂礫地盤の N 値補正係数の考え方、さらに N 値からの推定法に加えてコーン貫入抵抗を使った液状化強度の推定法が紹介されている。また液状化に伴う地盤物性の評価の方法とか地盤変形量の予測、護岸近傍の側方流動の求め方についても言及しており、それらの手順についても示されているのが特徴である。

地盤が液状化すると想定された場合でも、その程度に応じた指標としての地表変位 D_{cy} の値から地盤の変位量を推定できる。細かい説明は省略するが地盤中の薄層が液状化したような場合でも、その程度によっては直接基礎の設計が可能かどうかを、この D_{cy} の程度で判断が可能である。

なお、水平地盤での液状化時の地盤変位は図-3の補正 N 値 (N_a) と応力比 (τ_d/σ'_z) に対応する繰返しせん断ひずみを推定し各層のせん断ひずみが同一方向と仮定して鉛直方向に積分して求めることができる。

液状化地盤における杭の水平抵抗の検討において水平地盤反力係数 k_h は式(1)ようになる。

$$k_h = \beta k_{h0} \cdot \gamma_r^{-1/2} \dots \dots \dots (1)$$

ここに k_{h0} は基準地盤反力係数⁵⁾で、 β は補正係数で図-4から補正 N 値 (N_a) との関係で求められるものであり、 γ_r は液状化を考慮した杭と地盤の相対変位である。また液状化時に杭の変位により地盤が終局状態になったときの塑性地盤反力 p_{y1} は式(2)ようになる。

$$p_{y1} = \alpha \cdot p_{y0} \dots \dots \dots (2)$$

ここで p_{y0} は Broms の提案した砂質地盤の塑性水平地盤反力⁶⁾であり、 α は0.05~0.2程度の値が推定されるが、暫定的に $\alpha = \beta$ としている。

4. 液状化地盤における基礎構造の設計

4.1 一般的な液状化時の基礎設計

一般的な建築構造物 (戸建て、小規模構造物は除く)

の場合は3.の液状化判定に従って行い、 F_1 値 $\left(= \frac{\tau_1/\sigma'_z}{\tau_d/\sigma'_z} \right)$

によって判断する。特に外力としての繰返しせん断応力比 (τ_d/σ'_z) の算定における地表面加速度値は本来地盤応答の結果だが、簡便な方法としての損傷限界用として150~200 cm/s²、終局限界用として350 cm/s² が使われる。直接基礎で F_1 値が 1 を下回る時には地盤改良により液状化を防止するか杭基礎への変更を行うのが通常で

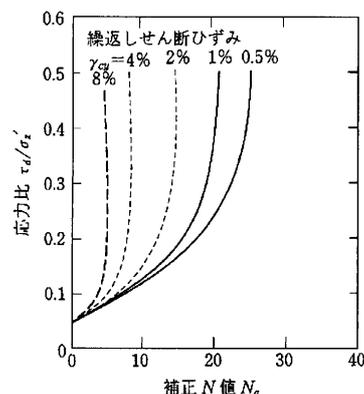


図-3 補正 N 値と繰返しせん断ひずみ⁴⁾

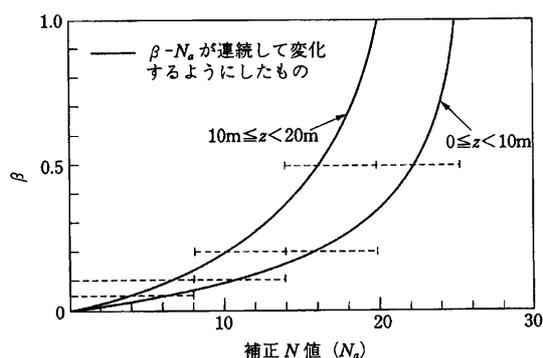


図-4 水平地盤反力係数の低減率⁷⁾

ある。特殊な例としては建物のアスペクト比が小さく、かつ基礎下の液状化層が比較的薄い場合、 D_{cy} を求めて地震後の残留沈下量が構造物へ与える損傷度 (あるいは機能) が少ないと設計者が判断し、直接基礎で設計する場合がある。杭基礎では液状化の程度により図-4に示すように水平地盤反力係数を低減するかゼロとして杭の水平抵抗の検討を行うのが通常である。建築構造物が護岸に近い場合とか大きな地盤変位が想定される場合には簡易的にその値を予測する方法も紹介されているが、課題は護岸の変位を簡便に予想する方法であり、過去の地震被害の事例などから推測する以外に設計時に定量判断することが難しいのが通常である。また杭基礎が構造的に安全であっても地震後の周辺地盤の沈下が大きいと建築構造物とインフラ (電気、水道、ガス等) の境界付近において被害が発生する恐れがあり、 D_{cy} を求めて残留地盤沈下を予測して設計的に対応することが求められる。

より精度の高い液状化判定あるいは液状化時の基礎設計に必要な地盤の挙動を求めるために応答解析が有効である。その中で良く用いられる等価線形解析は有効応力解析と比較すると実用的には良い一致をみているという報告もあり⁸⁾、実際の建築構造物に適用した例を4.2、4.3に示す。

4.2 埋立て地の液状化地盤での地盤変形を考慮した杭基礎設計例

液状化の可能性のある軟弱な埋立て地盤に建つ倉庫で、液状化に伴う地盤変形を考慮した杭基礎の水平抵抗について検討して設計した事例を示す。

対象建築構造物は平面形状が92 m × 52 m で、主要構

論 説

造が RC 造 7 階の倉庫で、平均接地圧は約 50 kN/m² である。建設地は東京都の埋立て地であり、地盤概要は図-5 に示すとおりである。

液状化対象層としては GL - 3 m ~ - 6 m 付近と GL - 11 m ~ - 16 m 付近に存在する砂層である。建築構造物の規模、高さ、重要度を考慮して杭基礎とし、液状化およびその結果として想定される地盤変形を考慮した検討を行った。

液状化の検討における地盤の最大加速度は地震応答解析から求めた。地震応答解析では GL - 41 m を工学的基盤として SHAKE⁹⁾ により求めた。入力地震動は国土交通省告示のスペクトルを用い、1968 年十勝沖地震における八戸での観測波の位相特性を基に作成した極稀地震相当の模擬地震動 (最大加速度 349 cm/s²) とした。地盤の非線形特性は告示の $G/G_0-\gamma$, $h-\gamma$ 関係を用いた。

応答解析結果を図-6 に示す。軟弱層が厚いため地表面での応答値は 242 cm/s² であった。この結果から液状化判定の繰返しせん断応力は最大せん断応力を 0.65 倍した値とした。N 値と細粒分含有率から補正 N 値を計算して図-2 のせん断ひずみ振幅 5% の線から求めた液状化抵抗と応答解析で求めた繰返しせん断応力との比から求めた F_l 値を図-7 に示した。図中には応答解析を行わない場合に簡易的に使われる地表面最大加速度 350 cm/s² の結果も併記してある。どちらの結果も液状化の可能性は高いと判断された。

液状化判定結果に基づくと、地震時には地盤変形が発生して杭体に作用することが予想される。その地盤変形の推定は SHAKE による方法と 3. で示した建築基礎構造設計指針 (2001 年版) による方法の 2 とおりの方法で算定した。SHAKE では液状化すると判定された土層のみをせん断剛性を初期値の 1/100、減衰定数は $h-\gamma$ の最大値として求めた。ただし他の土層の値は図-5 で求めたものをそのまま用いて繰返し計算での修正は行わなかった。指針による方法は図-3 を用いて N 値から求めた補正 N 値より液状化層の繰返しせん断ひずみを算定し、その累積を地盤変形とした。その結果を示したものが図-8 である。両者の差はそれほど大きくなく、液

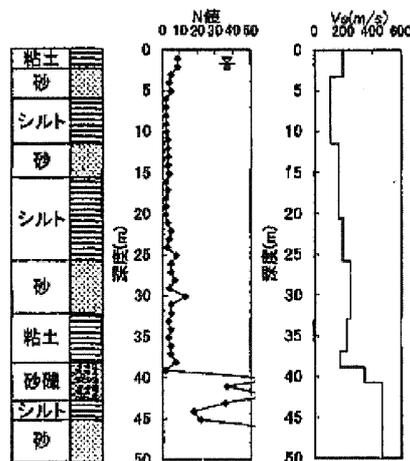


図-5 地盤概要

状化層で地盤変形が急増する結果となった。

液状化時の水平地盤反力係数は式(1)を用いて表-1 のように求められた。液状化対象層では β を図-4 より求めた。杭の水平抵抗の検討では上部構造の慣性力と液状化による地盤変形の影響を考慮した。

杭は鋼管杭 (長さ 46 m, 直径 1 000 mm, 厚さ 20 mm ~ 12 mm) で杭先端根固め中掘り工法が採用された。軸力は押し込み側で 5 650 kN, 慣性力は 891 kN である。地盤の固有周期は 0.8 秒程度であり、建築構造物の一次固有周期は 0.6 秒であった。地盤が液状化すると慣性力による杭の曲げモーメントと液状化時の地盤変形による曲げモーメントは同時に最大になる可能性があるかと判断し、杭の設計に用いる曲げモーメントは両者の単純和とした^{10), 11)}。結果は図-9 に示すとおりであり、設計クライテリアである杭の終局曲げ耐力 (M_u) を満足した。

4.3 超高層構造物に耐液状化地盤改良を用いた基礎設計例¹²⁾

液状化防止に深層混合処理工法による格子状地盤改良が有効であり、適用事例も増加している。設計のポイントは液状化防止に必要な格子間隔の設定である。この間隔を決めるために地盤の液状化抵抗は変わらないとして、格子状に改良された内部中央の繰返しせん断応力比が格

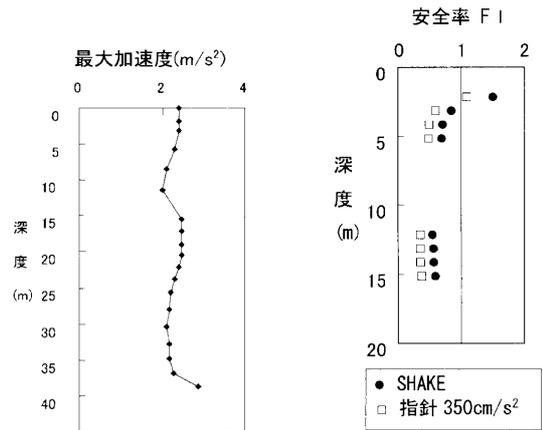


図-6 応答結果 (SHAKE)

図-7 液状化判定

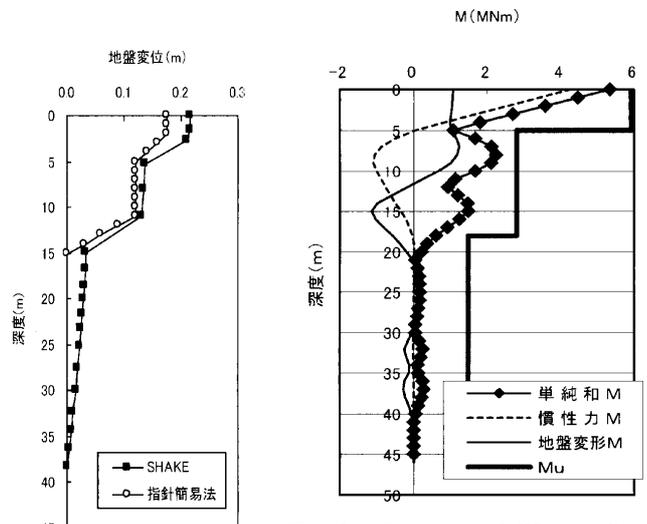
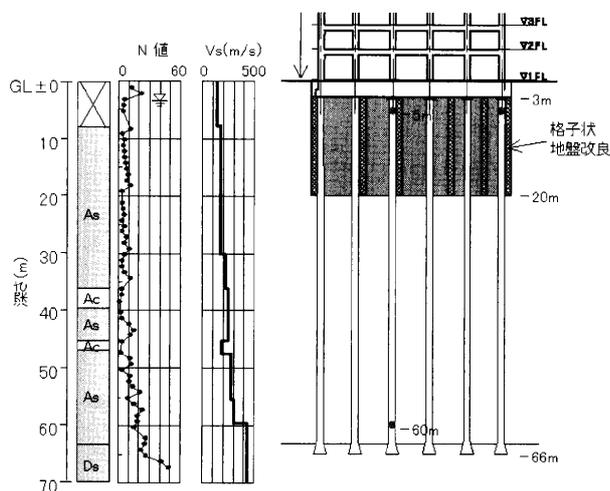


図-8 液状化による地盤変形の算定

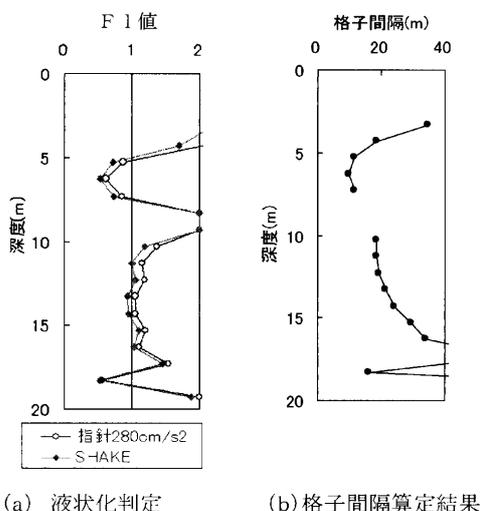
図-9 慣性力と地盤変形による杭応答の単純和と杭の終局曲げ耐力

表一 杭検用土盤定数

	土質種別	層厚 (m)	N 値	Eo (kN/m ²)	低減率 β	k _{no} (kN/m ²)
1	砂	3.45	4	2800	0.15	1063
2	シルト	5.7	2	4000	1.00	10119
3	砂	4	3	2100	0.20	1063
4	シルト	10.3	2	7600	1.00	19227
5	砂	7.1	6	4200	1.00	10625
6	粘土	5.9	4	11900	1.00	30105
7	砂礫	9.55	50	35000	1.00	88544



図一10 建築構造物と地盤の概要¹²⁾



(a) 液状化判定 (b) 格子間隔算定結果

図一11 液状化検討と格子間隔算定結果

子間隔 (L), 改良体剛性 (G), 改良深さ (H) で低減する補正係数を使う式(3)を採用した^{12),13)}。

$$\left(\frac{\tau_d}{\sigma'_z}\right)_{Grid} = \left(\frac{\tau_d}{\sigma'_z}\right) \cdot F_L(L) \cdot F_G(G) \cdot F_H(H) \quad \dots\dots (3)$$

(τ_d/σ'_z) は改良前の地盤の繰返しせん断応力比である。

適用地盤および建築構造物の概要は図一10のようである。図一11(a)は建築基礎構造設計指針(2001年版)での地表面最大加速度(350 cm/s²×地域係数0.8)を使った場合とSHAKEの結果を示してある。両者の差は小さかった。結果として深度20mまでは液状化対策が必要と判断された。図一11(b)は F_1 値が1になるような格子間隔を示しているが、全深度で F_1 値 > 1 を満足する格

子間隔は10 m となる。改良体の設計基準強度は1.8 N/mm² として、改良深さは基礎直下 (GL - 3 m) より GL - 20 m とし、改良体の先端は非液状化層に1 m 根入れさせている。また、詳細は省略するが、液状化防止効果の確認のために疑似3次元等価線形解析 (Super-FLUSH¹⁴⁾) を実施している。工学的基盤 (GL - 59.6 m) までモデル化し、結果としては全層において F_1 値は1を大きく上回り、かつ改良体に発生する最大せん断応力は許容せん断応力内にあることを確認した。

5. おわりに

液状化地盤における建築構造物の基礎設計の場合、通常的には地盤調査結果を使つての F_1 値計算による簡易判定だけから判断することがほとんどである。設計者が構造物の重要度に応じてそれ以上の検討(地盤の地震応答解析, 地盤変形, 側方流動等)を行うかどうかは設計者判断であり、高層評定対象の基礎設計ではその検討が必要になることがあるが、液状化の恐れがある場合、基礎構造への影響の大きさを考えると、ここに示したような検討が通常的に実施されることが期待される。

本文を執筆するに当たり竹中工務店技術研究所の内田明彦主任研究員に多くの助言, ご協力を受けたことに對して深謝いたします。

参 考 文 献

- 1) 日本建築学会: 建築基礎構造設計規準・同解説 (1974年改), pp. 129~132.
- 2) 日本建築学会: 建築基礎構造設計指針 (1988年改), pp. 163~169.
- 3) Tokimatsu, K. and Yoshimi, Y.: Empirical Correlation of Soil Liquefaction Based on SPT N-Value and Fine Content, *Soils and Foundations*, Vol. 23, No. 4, pp. 56~74, 1983.
- 4) 日本建築学会: 建築基礎構造設計指針 (2001年改), pp. 61~72.
- 5) 日本建築学会: 建築基礎構造設計指針 (2001年改), pp. 277~278.
- 6) Broms, B. B.: Lateral Resistance of Piles in Cohesionless Soils, *ASCE*, Vol. 90, No. SM3, pp. 123~156, 1964.
- 7) 日本建築学会: 建築基礎構造設計指針 (2001年改), 69p.
- 8) 日本建築学会: 建物と地盤の動的相互作用を考慮した応答解析と耐震設計, pp. 74~78, 2006.
- 9) Schnabel, P. B., Lysmer, J., Seed, H. B.: SHAKE a computer program for earthquake analysis of horizontally layered sited, *EERC 72-12*, 1972.
- 10) 日本建築学会: 建物と地盤の動的相互作用を考慮した応答解析と耐震設計, pp. 178~183, 2006.
- 11) 時松孝次・鈴木比呂子・佐藤正義: 地盤-杭-構造物系動的相互作用が杭応力に与える影響, 日本建築学会構造系論文集, No. 523, pp. 125~132, 2005.
- 12) 根津定満・内田明彦・山本茂継・山下 清: 超高層住宅に用いた耐液状化地盤改良を併用したパイルド・ラフト基礎の設計例, *基礎工*, pp. 51~54, 2008.
- 13) 日本建築学会: 建築基礎のための地盤改良設計指針案, pp. 107~113, 2006.
- 14) <http://www.flush.co.jp/soft/software10.html>

(原稿受理 2010.8.12)