

液状化強度に与える K_0 値の影響度合い

澤田俊一¹・桜庭了一²・大向直樹³・三上武子³

¹正会員 応用地質株式会社 技術本部 (〒330-8632 埼玉県さいたま市土呂町 2-61-5)

²応用地質株式会社 東京支社 (〒112-0012 東京都文京区大塚 3-2-1 文京ビル)

³応用地質株式会社 コアラボ (〒330-0038 埼玉県さいたま市宮原町 1-66-2)

1995 年兵庫県南部地震以降、地盤の液状化による被害予測のために、正確な地盤の液状化強度を把握することが重要になってきている。地盤の液状化強度(RI_{20})は通常乱さないサンプリングを実施し、原位置での K_0 値を考慮することなく等方圧密条件で非排水繰返し三軸試験を行って求めている。しかしながら、実際の地盤は過去の応力履歴に伴い種々の K_0 値を持ち、その K_0 値が液状化強度に影響を与えている。この論文では、原位置試験での K_0 値を数種類の試験装置により測定し、得られた K_0 値を採用した応力条件下および従来の等方圧密条件下での非排水繰返しねじり試験を実施して液状化強度(RI_{20})を比較した。これらの試験結果から液状化強度に与える K_0 値の影響度合いを評価した。

KeyWords: Liquefaction, K_0 consolidation, sandy soil, torsional shear, pressuremeter test, in-situ test, laboratory test.

1. はじめに

1995 年兵庫県南部地震や 2000 年鳥取県西部地震において埋立地の液状化現象に伴い多くの構造物が致命的な被害を受けたことは記憶に新しい。また、これらの埋立て地盤の土質には細粒分が多く含まれていることが着目されている。これら細粒分を含んだ埋立て材料の液状化強度(RI_{20})を正確に把握することは、今後の液状化予測を行う上でも重要な問題となっている。一方、これまでの液状化強度を測定する試験法には不攪乱試料を用いた非排水繰返し三軸試験(液状化強度試験)が実施されている。この試験法では、原位置での鉛直有効応力で等方圧密された供試体に鉛直軸方向の動的な载荷を行い地盤の液状化強度を求めている。この方法が用いられている理由として、緩い砂質土においては原位置において正確な K_0 値を求める事が困難であること、また室内土質試験側でも K_0 圧密状態における動的载荷が困難であることから便宜的に鉛直有効応力を用いた等方圧密条件での試験が実施されてきた。しかしながら実際の地盤では過去の埋立て過程における応力履歴の変化に伴い様々な静止土圧係数(K_0 値)を持ち液状化強度に影響を与えていると考えられる。本報告では、原位置における K_0 値を求めるために、セルフボーリング型の横方向载荷試験(Self-boring lateral load tester: SBLLT)を実施して地盤内の横方向の静止土圧を評価し、室内土質試験で K_0 圧密状態におけるねじりせん断を実施してこれらの影響度合いを評価した。

2. 原位置の地盤

不攪乱試料の採取および原位置試験を実施した地点は東京湾内の埋立地である。図-1 に土質柱状及び標準貫入試験より得られた N 値の深度分布を示した。試料採取及び原位置試験実施位置の土質構成は地表面から数メートルはガラ等の混入が多く高い N 値を示しているが 5 m 以深 8 m 程度までは N 値が 5~10 程度の緩い細粒分の多い砂質土である。埋立土層以深は沖積世の上部有楽町層が堆積し、砂分の多い粘性土もしくは細粒分の多い砂質土が互層状に分布している。さらに同図には、不攪乱試料を採取した深度と原位置試験深度さらに計測された地盤の K_0 値を示した。一方、図-2 には試験試料の粒度試験結果より粒径加積曲線を示した。両試料とも細粒分を 40~60% 程度含んでいる。

3. K_0 値の算定(原位置試験)

地盤内の応力状態を計測する目的で、フラット・ディラトメータ(DMT)とセルフボーリング型の横方向载荷試験(SBLLT)を実施した。図-3 に、今回実施した Marchetti¹⁾開発による 1989 年製の DMT プレードの概要を、図-4 には Clark ら²⁾開発による SBLLT プロブの概要を示した。SBLLT のプロブ長は 450mm に対し直径 73.6mm となる長さ/直径比 6.1 の形状である。測定系はプロブ内の円周方向に 120° 毎に配置された 3 本のアーム型変位計により 0.001mm の精度で半径方向の変位量が計測でき、圧力系は最大 5Mpa の内圧が計測できる構造

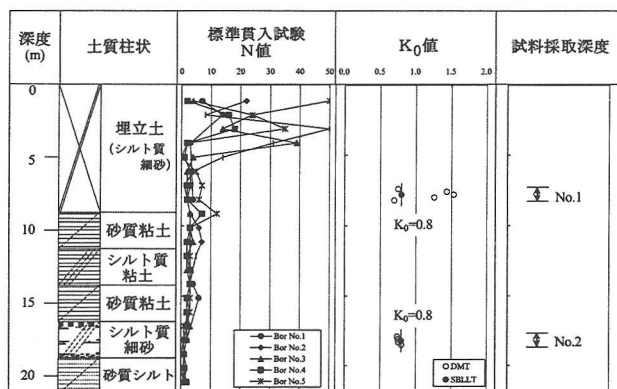


図-1 原位置試験・試料採取位置の土質構成

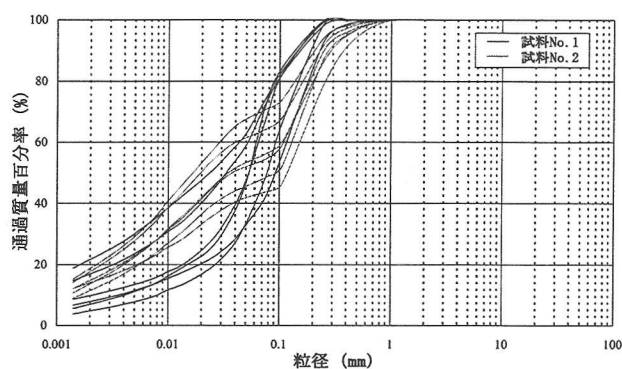


図-2 原位置試験・試料採取深度付近の粒径過積曲線

となっている。

SBLLTはプローブの長さから深度1m毎に1計測であり、測定区間の平均化された水平土圧が計測される。一方、DMTは1m区間に20cmピッチで5計測が可能であることから人工地盤における水平土圧分布の不均一性の評価が可能となる。このことから原位置における K_0 値について深度方向のばらつきの評価と精度の確保をDMTとSBLLTの組み合わせることにより評価した。計測から算定した K_0 値を図-1に示した。両深度とも概ね K_0 値は0.8であったが、埋立土層内でばらつきが大きい。

4. 室内土質試験の方法

表-1に地震時のせん断波による地盤内の動的な応力条件と室内土質試験での供試体の応力条件の比較を示した。(a)は原位置での地盤内の応力状態である。地盤は堆積過程も含め種々な応力履歴を受け、鉛直土圧と水平土圧が異なる応力状態(K_0 状態)にあることが推察される。地震時にはこの応力状態の中ほぼ水平に作用する地震荷重が载荷される。一方(b)は、非排水繰返し三軸試験(液状化強度試験)における応力状態である。原位置での鉛直応力により等方圧密条件から軸载荷を行う。供試体内の 45° 面上でのせん断応力を仮定することによりセル圧: σ_r を中心に軸対称的な応力载荷となる。また、軸载荷の場合には供試体内の平均有効主応力も変化し、圧縮時と伸張時には異なった応力条件となる。ここで、本報告では原位置における地震時の地盤内応力状態に着目して(c)に示した繰返しねじり試験を実施した。ねじり载荷では円柱供試体を用いた場合に側方応力と軸応力を制御しながら一定の繰返しせん断応を加えることができる。以上の原位置一室内土質試験での応力状態を考慮し、2深度で採取された不攪乱試料を用いて次に示す3種類の応力条件で試験を実施した。

- A: 等方圧密条件での繰返しねじりせん断試験(軸変位自由)
- B: K_0 圧密条件での繰返しねじりせん断試験(軸変位固定)
- C: 等方圧密条件での繰返し三軸試験

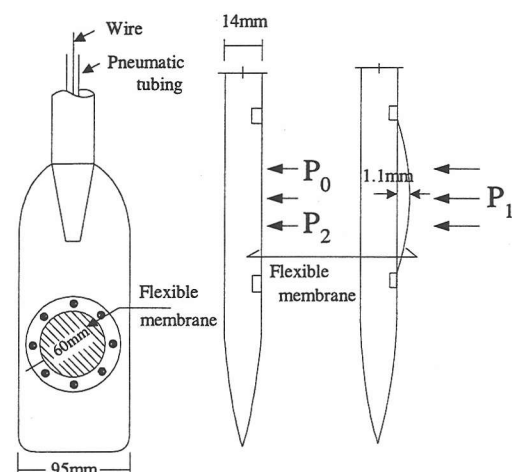


図-3 フラット・ディラトメータのブレード部の概要

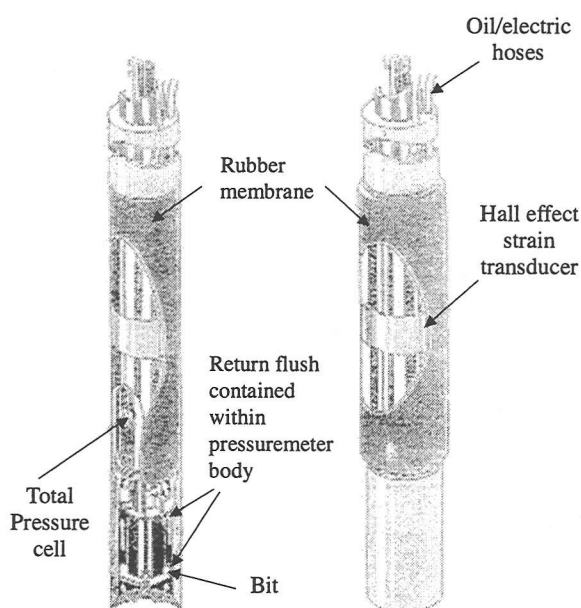


図-4 セルフボーリング型LLTのプローブ部の概要

表-1 原位置と室内土質試験での地震時応力条件の比較

項目 種類	応力状態	モール応力円	圧密条件 & 変形
(a) 原位置			異方圧密 (K_0状態) & 単純せん断変形
(b) 非排水 繰返し三軸 圧縮試験			等方圧密 & 軸対称変形
(c) 繰返し ねじり せん断試験			等方もしくは 異方圧密 単純せん断変形

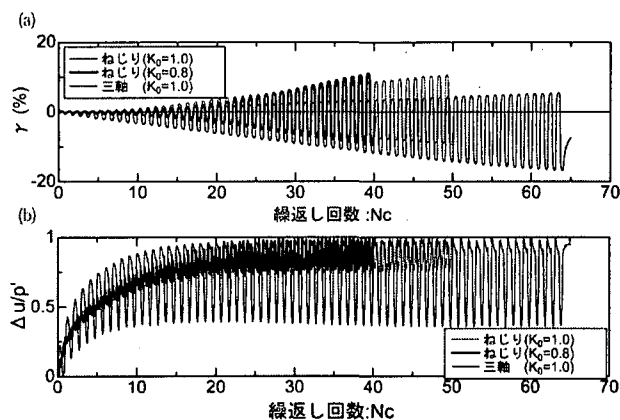


図-5 せん断ひずみ、過剰間隙水圧比～繰返し回数の関係

A, Cは等方圧密、Bは $K_0=0.8$ の異方圧密条件である。ただし、いずれの条件も(1)式による初期平均有効主応力 σ'_{m0} は同じとして、軸方向応力 σ'_a 、側方向応力 σ'_r を設定した。また、繰返し載荷波形は周波数0.1Hzのsin波で、繰返しせん断応力 $\tau_d(=\sigma_d/2)$ を各応力状態とも2種類設定した。

$$\sigma'_{m0} = \frac{\sigma'_a + 2\sigma'_r}{3} = \frac{(1 + 2K_0)\sigma'_a}{3} \quad (1)$$

5. 液状化強度に与える K_0 値の影響度合い

図-5～図-7に同じ平均有効拘束圧、動的載荷荷重時の応力状態が異なる試験結果を比較して示す。図-5には、繰返し載荷中のせん断ひずみ γ 、過剰間隙水圧比 $\Delta u/\sigma'_{m0}$ の時刻歴波形を、図-6には、せん断応力～せん断ひずみ関係を、図-7には応力経路図を示した。いずれの図からも非排水繰返し三軸試験では、動的載荷中の有効拘束圧の変化が反映され圧縮-伸張で異なる挙動を示している。

同じねじり載荷での試験結果は、繰返し載荷初期の過剰間隙水圧上昇の傾向が異なり K_0 異方圧密条件では上昇量が少なくなっている。図-8には、 γ_{DA} 、 $\Delta u/\sigma'_{m0}$ と、繰返し回数 N_c を両振幅せん断ひずみ $\gamma_{DA}=7.5\%$ 時の回数 $N_{\gamma_{DA}=7.5\%}$ で正規化した $N_c/N_{\gamma_{DA}=7.5\%}$ の関係を示した。図-8(a)からは軸荷重載荷となる繰返し三軸試験のせん断ひずみの増加は、直線的であるのに対し、ねじりせん断試験は、指数関数的である。また、各試験条件間の差は繰返し回数の少ない(ひずみレベルの小さい)時点で顕著である。一方、図-8(b)からは載荷方法、圧密条件による差は認められない。図-9は、繰返しせん断応力比 τ_d/σ'_{m0} と、1.5、3、7.5、10%の両振幅せん断ひずみ γ_{DA} が生じたときの繰返し回数 N_c の関係をまとめたものである。液状化強度と定義することの多い $\gamma_{DA}=7.5\%$ ($\varepsilon_{DA}=5.0\%$)で $N_c=20$ の時の τ_d/σ'_{m0} は試験条件の違いによる差は小さいが N_c が小さくなると差が生じる結果が

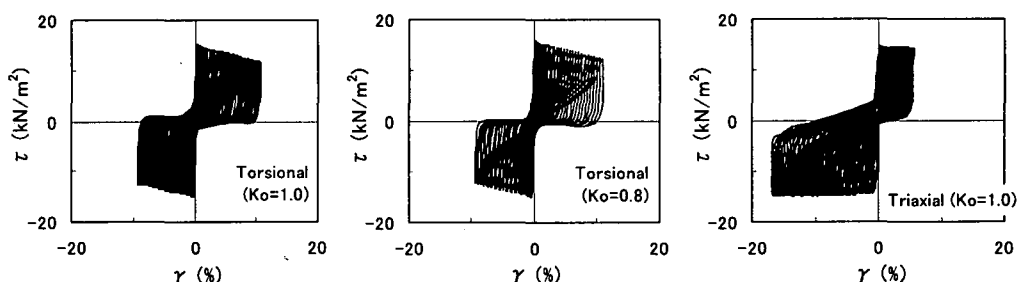


図-6 せん断応力～せん断ひずみの関係

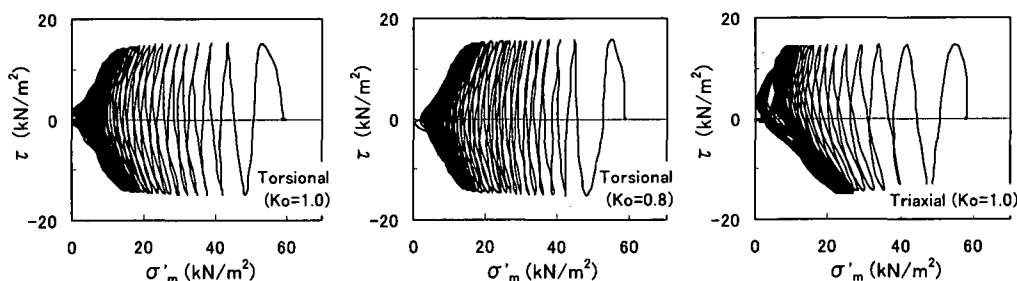


図-7 応力経路図

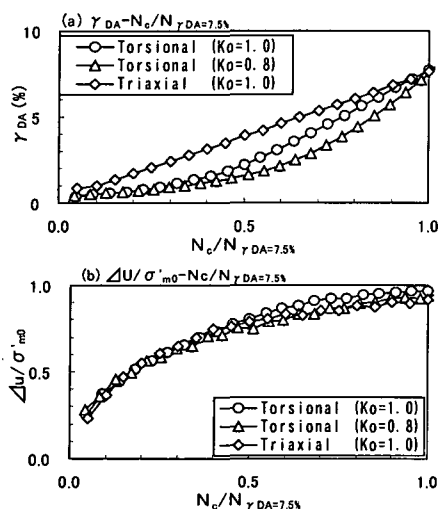


図-8 せん断ひずみ、過剰間隙水圧比
～正規化繰返し回数の関係

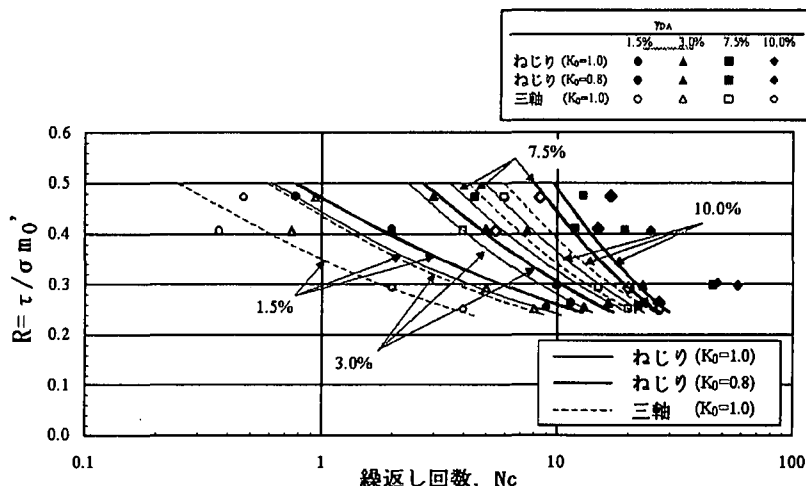


図-9 繰返しせん断応力比～繰返し回数の関係

得られた。一方、小さなひずみ（たとえば $\gamma_{DA}=1.5\%$ ）時は、繰返し三軸試験での応力比 R がねじり試験に比べ繰返し回数 N_c に関係なく小さくなっている。これは伸張時に有効拘束圧が小さくなる状態でひずみが生じ易くなっている結果と考えられる。このひずみレベルでの液状化強度の大小関係は、繰返し三軸試験の結果が最も小さく、次に等方圧密状態でのねじりせん断試験、異方 K_0 圧密状態でのねじりせん断が最も大きな値を示す結果となった。すなわち、ある繰返しせん断応力比で、任意のせん断ひずみを生じる繰返し回数は、大きなひずみレベルでは試験条件や応力状態の相違による差は小さいものの、小さなひずみレベルでは大きな差となることが認められた。

6. おわりに

液状化強度に与える K_0 値の影響度合いを調べるため、不攪乱試料を用いて試験条件や応力条件の異なる試験を実施した。おわりに当たって、本結果を解釈する上での断り書きを示す。まず今回実施した原位置試験および室内土質試験から得られた結果は、現時点で1現場における2試料からのみ得られた結果であること。さらに、試験を実施した不攪乱試料は、埋立地という人工的な堆積過程を有する不均一性の高い地盤から採取されたものもあり、試験毎の供試体に微妙な土質特性の差異があることである。従って、今回実施した結果についてはその定量的な絶対値は現時点では問えるレベルには無く本報でも定性的な傾向を解釈するのみに留める。

以上の観点を念頭に置いた上での結果を以下に示す。

- ①両振幅せん断ひずみ $\gamma_{DA}=7.5\%$ 、 $N_c=20$ で定義される液状化強度 $R_{L20}(=\tau/\sigma'_{m0})$ は試験条件・応力状態の違いによる差は小さいが N_c が小さくなるとその差は顕著となる。
- ②動的載荷方法の違いによる液状化強度への影響の度合い

はせん断ひずみ振幅の小さい時に顕著となる。

応力に基づく動的解析の構成則においても、原位置での応力履歴を忠実に再現して地震時の挙動を予測することの必要性が高まってきている。これらの問題を解決するためには、原位置での地盤物性としての液状化強度に与える K_0 値の影響度合いを定量的に評価することが重要な課題となる。今後は、さらなる試験データの蓄積と共に、原位置における K_0 値の調査手法をはじめ、計測された K_0 値の液状化強度に与える定量的な影響度合いを評価し、さらなる液状化予測精度の向上を目指して行きたい。

参考文献

- 1) Marchetti, S [1980] "In-situ tests by flat dilatometer, Journal of the Geotechnical Engineering Division", ASCE, Vol.106, No.GT3, pp.299-321.
- 2) Clark B.G. & A. Smith [1992] "Self-boring Pressuremeter Test in Weak Rocks", Construction and Building Materials, Vol. 6, No.2, pp.91-95.
- 3) Sawada, S. & N. Sugawara [1995]. "Evaluation of densification of loose sand by SBP and DMT" 4th International Symposium of the Pressuremeter and its New Avenues, pp101-107.
- 4) Sawada, S., Sakuraba, R., Ohmukai, N., Mikami, T.: Effect of K_0 on Liquefaction Strength of Silty Sand, 4th International Conference on Recent Advances in Geo-technical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, 2001.
- 5) Iwasaki, T. & F. Tatsuoka [1997] "Effect of Grain Size and Grading on Dynamic Shear Moduli of Sands" Soil and Foundations, Vol.17, No.3 pp.19-35, 1977.
- 6) Ishihara, K. [1993] "Liquefaction and flow failure during earthquake" 33rd Rankine lecture, Geotechnique 43, No.3 pp.351-415.
- 7) 桑野二郎, Sapkota, B. K., 橋爪秀夫, 高原健吾 "細粒分を含む砂の液状化特性" 土と基礎, Vol.41, No.7, pp23-28, 1993
- 8) 三上武子, 沢田俊一, 桜庭了一, 大向直樹 "応力状態の相違が液状化強度に及ぼす影響" 第36回地盤工学研究発表会, 2001