

アダパザルにおける建物の沈下量と液状化層の関係

東京電機大学 学生員 入澤恒裕
 東京電機大学 正会員 安田 進
 佐藤工業(株) 正会員 規矩大義
 東京理科大学 正会員 中澤博志

1. はじめに

1999 年のトルコ・コジャエリ地震においてアダパザルでは広範囲にわたり多くの建物が液状化により沈下した。このような被害の原因を把握するためには地盤条件を知る必要がある。地盤条件を知るためにアダパザルでスウェーデン式サウンディング試験を行った。また、現地より採取した不攪乱試料より室内試験を行った。そこで本研究では、原位置・室内試験結果をもとに建物の沈下について検討を行った。

2. 調査地点・試験結果

図 1 にアダパザルの市街地を示す。今回、対象とする地点はチャルク通りの北に位置する地点番号 29 である。図 2 に現位置試験の結果と室内試験の結果を示す。図 2 の (b) を見ると深さ約 6m 付近の砂質シルト層の下端まで非常に軟弱な層が堆積していることがわかる。スウェーデン式サウンディング試験結果は次式により、荷重 W_{sw} (KN) および 1m あたりの半回転数 N_{sw} より N 値に換算¹⁾した。

$$\begin{array}{ll} \text{粘性土} & N = 3W_{sw} + 0.05N_{sw} \\ \text{砂質土} & N = 2W_{sw} + 0.067N_{sw} \end{array} \quad (1)$$

深さ 2.40～2.75m (試料 A) と 4.25～4.75m (試料 D) の不攪乱試料を用いて非排水繰返し三軸試験を行った。図 2 より細粒分含有率 F_c は試料 A では 97.5%，試料 D では 65.2%～99.7%となった。また、塑性指数 I_p は 38.4 と $NP \sim 25.1$ となった。繰返し非排水三軸試験で得られた、20 回の繰返し回数で軸ひずみの両振幅が $DA=5\%$ となる応力比 (以下、液状化強度比と呼ぶ) RI ($NI=20$, $DA=5\%$) は 0.55 と 0.37 となった。

3. 液状化層と建物の沈下量の評価

図 2(f)の液状化安全率 F_L の算出にはアダパザルで測定された地表面最大加速度 400gal を用いて道路橋示方書²⁾より計算した。その結果、両方の試料において液状化安全率が 1.0 未満となり液状化する可能性が考えられる。そこで、通常の液状化試験に加えて、軸ひずみの振幅が 10%以上出たところで加振を終了し、非排水状態のまま静的 (単調) 載荷を行い、その時のヤング率から構造物の被害の有無を判定する方法を考案した。そこで、これと同様に静的載荷時における応力～ひずみ関係を求めた。試験結果を図 3 に示す。図 3 より軸ひずみが 5%のときの割線からヤング率 E_t をを求めると試料 A では 1640kPa，試料 D では 3230kPa となった。地震前のヤング

キーワード：沈下量，液状化，地盤条件，室内試験，原位置試験

連絡先：〒350-0394 埼玉県比企郡鳩山町石坂 Tel0492-96-2911(2748) Fax0492-96-6501

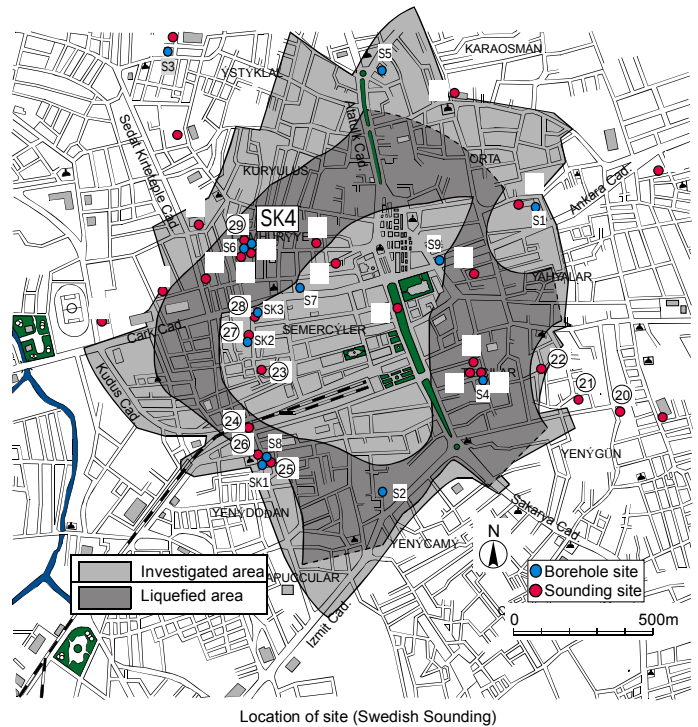


図 1 アダパザルの市街地図

率 E_0 は $N=3$ として、(2) 式より計算すると

$$E_0=2740N \quad (2)$$

$E_0=8200\text{kPa}$ となる。液状化前と液状化後の剛性の低下率は約 $1/5 \sim 1/3$ という結果になった。次に静的載荷時の試験結果を用いて、構造物に与える影響を考慮した各深度での液状化特性を考えた。このため液状化による建物の沈下を対象にして、弾性体と仮定して一様な水平地盤上の沈下量 $S(\text{cm})$ を求めた。沈下量 S は (3) 式を用いた。

$$S=I_s \cdot (1-\nu^2) \cdot q \cdot B/E \quad (3)$$

今、5 階建ての鉄筋コンクリート構造物を想定し、基礎幅 $B=8\text{m}$ 、平均荷重 $q=80\text{kPa}$ 、 $I_s=0.88$ 、

$\nu=0.35$ (液状化前)、 $\nu=0.50$ (液状化中) として、図 2(g) に示した値を適用して沈下量を計算してみた。その結果、液状化後の沈下量 S_e と液状化前の沈下量 S_0 の差分より 33cm 、 15cm となった。ここで、試料 D が試料 A と同じ、G.L.-2.5m に存在すると仮定して計算した。これより、スウェーデン式サウンディング試験結果で自沈層が厚く堆積している層が沈下量が大きかったことがわかった。

4. まとめ

今回、アダパザルにおいて自沈層が厚く堆積した部分において建物の沈下量が大きくなることがわかった。今後、さらに不攪乱試料を用いて室内試験を行い、沈下量のメカニズムについて検討する必要があると考えられる。なお、本研究を行うにあたって、前田記念工学振興財団の補助を受けた。また、東京理科大学 石原研而教授、イスタンブール工科大学 Ansal 教授などの援助も受けた。末筆ながら感謝する次第である。

【参考文献】

1. 稲田倍穂：スウェーデン式サウンディング試験結果の使用について、土と基礎，vol8，No.1，pp.13-18，1960.
2. 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，1996.

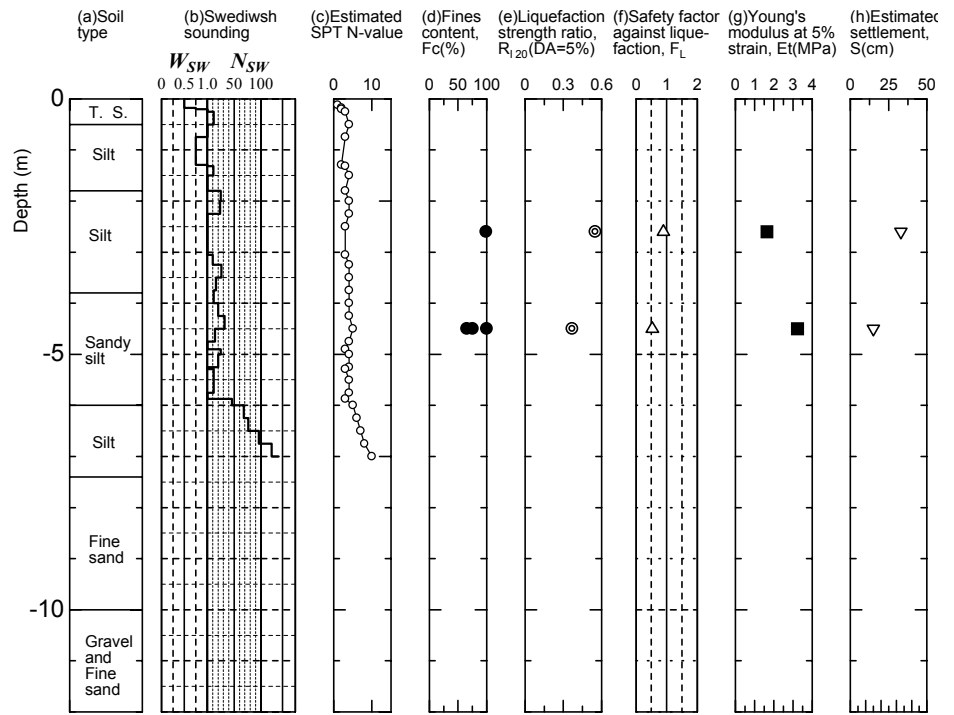


図2 SK4 (地点番号 29) の原位置試験・室内試験・沈下量の結果

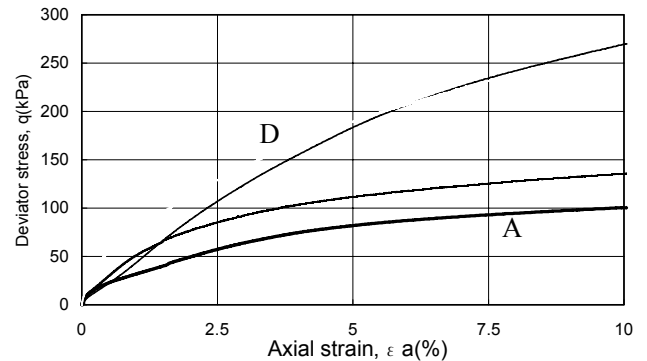


図3 繰返し載荷後の応力～ひずみ関係

表1 建物の沈下量と各種パラメータ

Sample	Depth (m)	E_t (kPa)	σ'_0 (kPa)	E_e (kPa)	S_e (cm)	S (cm)
A	2.6	1640	17.9	702	37.6	33
D	4.5	3230	17.9	1380	19.1	15

E_t : 有効拘束圧 98kPa 時におけるヤング率 (軸ひずみ 5%)

σ'_0 : 原位置における有効拘束圧 (G.L.-2.5m)

E_e : 液状化後のヤング率

S_e : E_e より求めた沈下量

S : 液状化時の沈下量 ($S_e - S_0$)

S_0 : $E_0=8200\text{kPa}$ より求めた地震前の沈下量