

スウェーデン式サウンディング試験による液状化地盤判定に関する基礎的研究

スウェーデン式サウンディング試験, 液状化地盤, 換算式 ジオ・フロント 特別会員 村山弘樹
 特別会員 ○篠塚 潤
 アスカソイルコーナー 正会員 奥野日出

1. はじめに

平成 23 年 3 月 11 日に発生したマグニチュード M=9.0 の東北地方太平洋沖地震は、震源地より 300km 以上離れた関東地域においても、地盤の液状化現象による多大な被害を及ぼした。今後は地震災害予防の関心がさらに高まり、液状化被害が顕著であった住宅や公共施設での液状化地盤の調査や対策工事の需要が増加すると思われる。液状化の予測は、標準貫入試験の実測 N 値と地盤材料試験による粒度特性(50%粒径 D_{50} (mm)、細粒分含有率 F_c (%)など)より液状化安全率 F_L を求める簡易判定法が主に適用されている。これは実測 N 値と土質分類を知る必要があるため、現状ではボーリング調査が必須となっている。しかし調査箇所が狭いところではボーリング機材の搬入や仮設が困難となり、コスト負担をも考慮すると、宅盤調査に普及しているスウェーデン式サウンディング試験(SWS)を活用して、稲田の式等から得られる換算 N 値¹⁾や土質区分に対する推定値²⁾を用いて液状化地盤の判定を行うことが考えられる。

本報では、SWS の軸荷重を変化させることで土質を推定し、換算 N 値を用いて液状化判定を行う可能性について記述した。SWS で得られる軸荷重(W_{sw})と半回転数(N_{sw})の関係は、同一地盤では W_{sw} が軽いほど N_{sw} が大きくなると考えられる。この W_{sw} と N_{sw} を変数とする換算 N 値は、地盤の締め具合と粒径とに支配されて一致する傾向とバラツク傾向とに区分された。すなわち締め具合が密になるほど、粒径が粗くなるほど、 W_{sw} が軽くなるに従い N_{sw} 及び換算 N 値の開きが大きくなり、緩く細粒な地盤では異なる W_{sw} での換算 N 値が一致する傾向があり、SWS の軸荷重(W_{sw})を変えることで地盤の締め具合と土質とを把握できる方向性が得られた。

2. 調査概要

今回の調査は、震度 5 強～6 弱を受けた茨城県南部神栖市と千葉県浦安市で行った。調査の目的、項目、内容および成果などの概要を表-1 に示す。

神栖市の液状化被害は、付近一帯で噴砂が起り、建物の沈下や傾斜、地面の亀裂、側方流動による開口や隆起などが見られた。浦安市でも同様に噴砂と建物の沈下、傾斜が見られた。なお、いずれの現場でも建物壁の亀裂などの損傷は殆ど見られなかった。調査は建物の近傍で行い、同一地点で SWS の軸荷重を変更して行う場合は、各測点を水平距離で 30～50cm 離すことにした。

表-1 調査概要一覧

調査場所	対象地質	調査項目と内容	調査目的と解析成果
茨城県南部 神栖市	海浜沖積砂	SWS ^{注1)} 5箇所($W_{sw}500,1000N$) NSWS ^{注2)} 1箇所($W_{sw}500,750,1000N$) 以上 GL-10m 以内 ボーリング調査 1箇所(約 GL-12m) 標準貫入試験(試料採取) 室内物理試験 7箇所	実測 N 値と換算 N 値の対応が粒径や相対密度とどのような関係があるかを把握すること。 軸荷重を変えることによる換算 N 値式の適用性を把握すること。 実測 N 値,物理試験結果 D_{50},F_c による液状化地盤判定(建築基礎構造設計指針基準 2001 年) 換算 N 値,参考物理試験値 D_{50},F_c (道路橋耐震編平成 2 年度)による液状化地盤判定(建築基礎構造設計指針基準 2001 年)
千葉県浦安市	埋立地下のシルト、沖積砂	1 地区 SWS5 箇所($W_{sw}500,1000N$) 以上 GL-10m 以内 簡易試料採取 簡易粒度試験 1 箇所 2 地区 SWS4 箇所($W_{sw}500,1000N$) 以上 GL-10m 以内	軸荷重を変えることによる換算 N 値式の適性を把握すること 換算 N 値,参考物理試験値 D_{50},F_c (道路橋耐震編平成 2 年度)による液状化地盤判定(建築基礎構造設計指針基準 2001 年)

注1) SWS ; 半自動式スウェーデン式サウンディング試験で、貫入回転速度 18.75rpm.

注2) NSWS ; 全自動式スウェーデン式サウンディング試験で、貫入回転速度 19rpm. ³⁾

A basic study on liquefaction of the ground caused by an earthquake by swedish weight sounding(SWS)
Geo front Co.,Ltd. Hiroki Murayama Jun shinozuka Asuka Soil Corner CO.,Ltd. Hizuru Okuno

以下には、調査地の被害状況及び作業状況を示す。



1)噴砂・堆積厚さ30cm(神栖市) 2)側方流動による隆起(神栖市) 3)試験状況(浦安市1地区)

図-1 現場写真

3. 調査結果および考察

3.1 調査地の地形地質

(1) 茨城県神栖市

当地は利根川河口より北西へ約 25km の沖積低地にあり、地形は主に砂州や砂丘からなる。表層地質は完新世の海成砂層・礫層(一部泥層)を主体とするが、砂利採取跡を埋め戻したところが多くあり、埋め戻しに供された細粒砂も分布している。

(2) 千葉県浦安市

当地は東京湾最奥部に 1960 年代以降造成された人工埋立地である。地質は沖合の海底堆積物が搬入された埋立て土で占められ、厚いところでは深さ約 10m まで分布している。以深は完新世の軟弱な砂やシルトからなる地層が、最大で 60m ほど分布している。

3.2 調査結果

(1) 地質調査結果

茨城県神栖市の調査は敷地(幅 16m×奥行き 13m)の中央と四隅の 5 地点に配置した。対角線上の地質断面を図-2(a)に示す。片方の対角線上で得られた No.3, No.5 のデータは投影した。

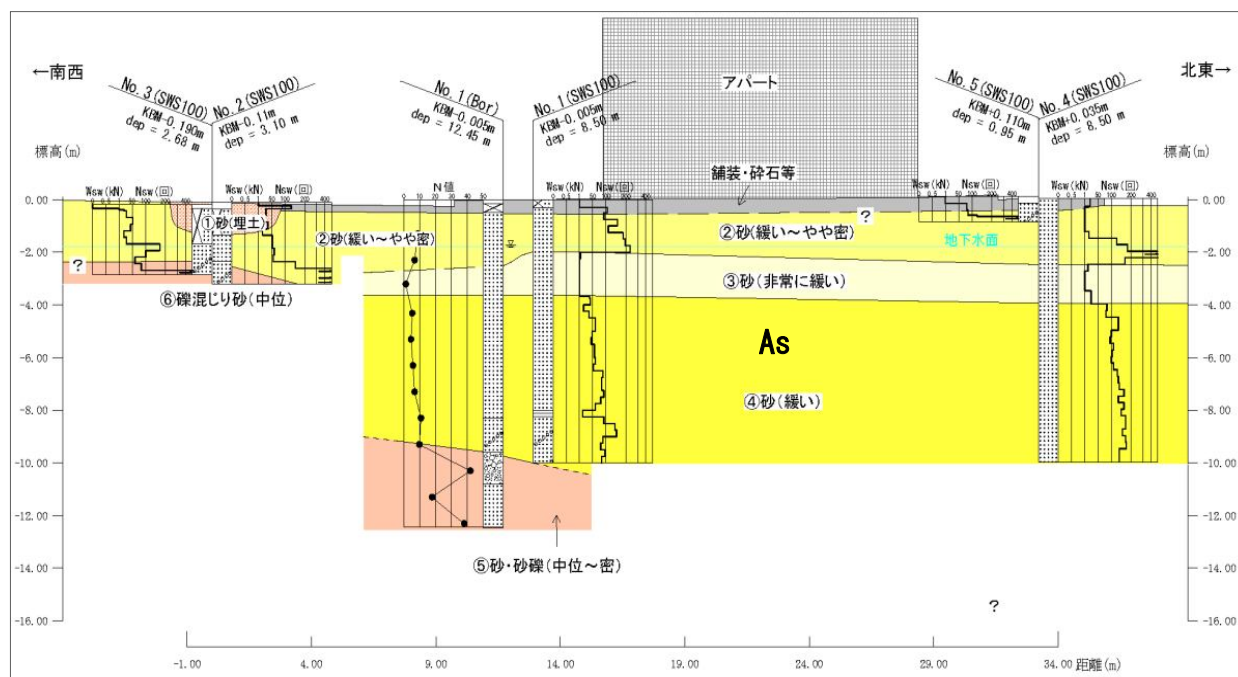


図-2(a) 地層断面図(神栖市現場)

地盤構成は、GL-9m 付近まで N 値 10 未満の細粒砂からなり、特に GL-2~4m 間は非常に緩い。以深は N 値 20~40 程度の締まった粗粒砂・砂礫が分布する。細粒砂は沖積層か砂利採取跡の埋め戻し土かは定かでないが、粗粒砂・砂礫は深は沖積層と考える。また非常に緩い細粒砂の水平分布より噴砂が生じたのではないかと考えられる。

次に、浦安市 2 現場の SWS 結果を図-2(b)に地質断面図を示す。

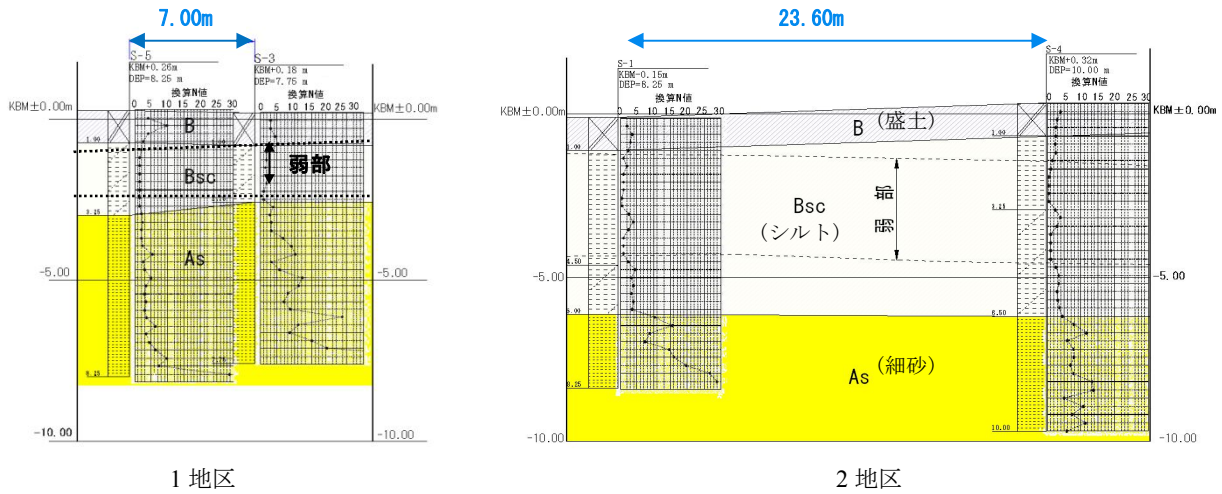


図-2(b) 地層断面図(浦安市現場)

浦安市では細粒砂の噴砂はあったが、図-2(b)に示す場所では噴砂はなく、埋立て地盤 Bsc(シルト層)での換算 N 値 0.5~2 の軟弱部がみられた。建物の沈下は Bsc の動的な変形によるものと考えられる。

(2) 換算 N 値と地盤の締め具合, 粒径の関係

各調査地で得られた換算 N 値は、表-2(a)に検討箇所の諸元を一覧表にまとめた。また、表-2(b)に神栖市の実測 N 値と換算 N 値(SWS1000N)の相関を示し、表-2(c)には各地点の換算 N 値曲線の比較結果を示した。

なお、ここで用いた稲田の換算式は、砂地盤について式(1)に、粘土地盤については W_{sw} のみ修正提案³⁾した式(2)に示す。

$$N = 0.002W_{sw} + 0.067N_{sw} \quad (\text{砂地盤}) \tag{1}$$

$$N = 0.002W_{sw} + 0.05N_{sw} \quad (\text{粘土地盤}) \tag{2}$$

表-2(a) 換算 N 値検討箇所の諸元

調査地	地点番号	対象土質	機種と軸荷重	曲線番号
神栖市	No.1	細砂	SWS1000N	①
	No.1	細砂	NSWS1000N	②
	No.1	細砂	NSWS750N	③
	No.1	細砂	NSWS500N	④
	No.4	細砂	SWS1000N	⑤
	No.4	細砂	SWS500N	⑥
	No.2	砂礫	SWS1000N	⑦
	No.2	砂礫	SWS750N	⑧
	No.2	砂礫	SWS500N	⑨
浦安市	S-2	シルト~細砂	SWS1000N	⑩
	S-3	シルト~細砂	SWS500N	⑪

神栖市では現場の中央付近で SWS と NSWS では軸荷重 $W_{sw}1000N, 750N, 500N$ の 3 段階にして、換算 N 値を求めた。その結果を標準貫入試験の実測 N 値と共に図-3(a)に示す。同図より、 $W_{sw}(1000N)$ による NSWS と SWS の換算 N 値(曲線①, ②)は近い値となり、また実測 N 値と SWS の換算 N 値も相関が良好であることが分かる(表-2(b))。

表-2(b) 実測 N 値と換算 N 値(SWS1000N)の相関

実測 N 値と換算 N 値の比較	相関係数	(実測 N 値 - 換算 N 値)		考察
		平均値	標準偏差	
測点对应の場合	0.688	0.7	2.1	相関良好
実測 N 値を直線補間した場合 深度(GL-1.25~7.75m)	0.364	-0.86	3.74	上部バラツキの影響あり
実測 N 値を直線補間した場合 深度(GL-3.25~7.75m)	0.827	0.04	1.03	相関良好

表-2(c) 換算 N 値の曲線比較

比較内容	相関係数	曲線差の平均値	曲線差の標準偏差	考察
曲線①と②	0.769	0.41	2.584	曲線相関は良好, 軸荷重減の曲線差拡大.
曲線②と③	0.925	-1.64	2.267	
曲線②と④	0.825	-6.19	6.471	
曲線⑤と⑥	0.962	-10.41	14.86	曲線は負の相関, 軸荷重減の曲線差拡大.
曲線⑦と⑧	-0.835	-10.33	8.83	
曲線⑦と⑨	-0.979	-34.79	14.92	曲線相関は良好, 軸荷重減の曲線差拡大
曲線⑧と⑨	0.930	-24.45	6.41	
曲線⑩と⑪	0.915	-4.78	8.17	曲線相関は良好, 軸荷重減の曲線差拡大

注)全般に $W_{sw}1000N$ 時の N_{sw} は $W_{sw}750,500N$ 時の N_{sw} よりも少ないので曲線差の負の値が大きいほど開きが多い。

一方、 $W_{sw}(750N,500N)$ によるNSWSは、 W_{sw} が小さくなるほど N_{sw} が大きく、1000N時の換算N値と実測N値の2付近では近い値となるが、実測N値が5以上になれば、その開きが大きくなり、稲田の式では $W_{sw}1000N$ 時のみ実測N値と近い値となることが分かる。この曲線差の開きは、表-2(C)に示すとおりである。

以上より、SWS時に軸荷重を変えることによって、換算N値の開きより、地盤の締まり具合が検証できると言えよう。また曲線⑦~⑨の砂礫(盛土層)では、 $W_{sw}1000N$ 時の換算N値に対して $W_{sw}(750N,500N)$ 時では負の相関があり、締まり具合とは逆に換算N値の開きがあり、粒径に対する回転数に何らかの影響があると思われる。今後はデータを集積したいと考える。

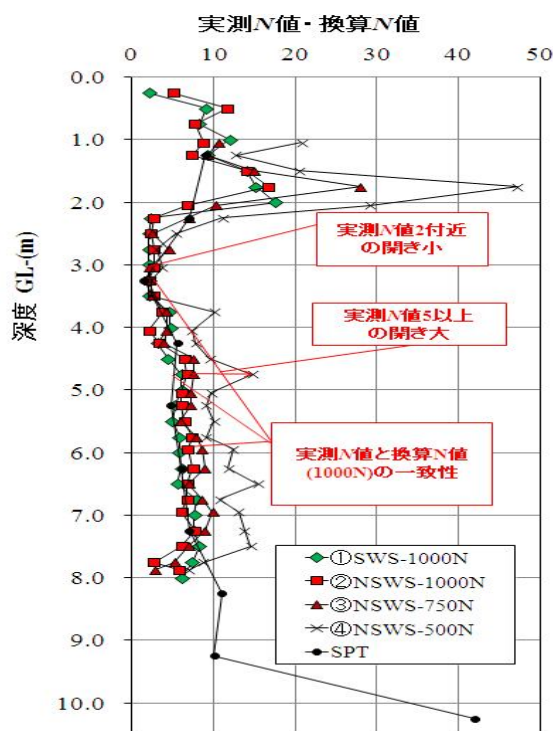


図-3(a) NSWS と SWS の比較
(神栖市No.1 地点)

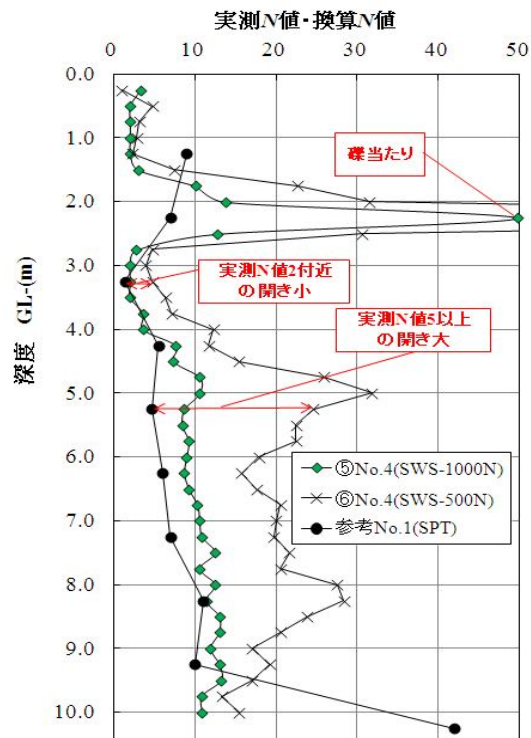


図-3(b) 換算 N 値の比較
(神栖市No.4 地点)

図-3(b)には、No.1 地点と同様に No.4 地点での軸荷重 $W_{sw}1000N, 500N$ 時の換算 N 値を示すと、先に述べた同じことが言える。また浦安市の地盤でも同様な結果が得られた(表-2(c))。

図-4, 表-3 には、標準貫入試験試料, 表層掘削試料及び噴砂の粒度試験結果である。GL-6.25m までの試料(1-1,1-2,1-3)と噴砂(1-5)は均等な粒径に近い細粒砂の組成を示し, 粒径加積曲線はほとんど重なる。つまり, 細粒砂では地盤の相対密度が高くなると, 換算 N 値は大きくなり, 軸荷重が軽くなると実測 N 値との開きは大きくなる。また GL-9.25m の試料(1-4)は粗粒な礫混じり砂であり, 軸荷重が軽くなると実測 N 値との開きが見られた。一方, 試料 2-1,2-2 は先に述べた砂礫(盛土層)であり, 砂礫くらの粒径になると地盤の締まり具合に支配されないで, 軸荷重が軽くなると回転抵抗が大きくなることが考えられる。

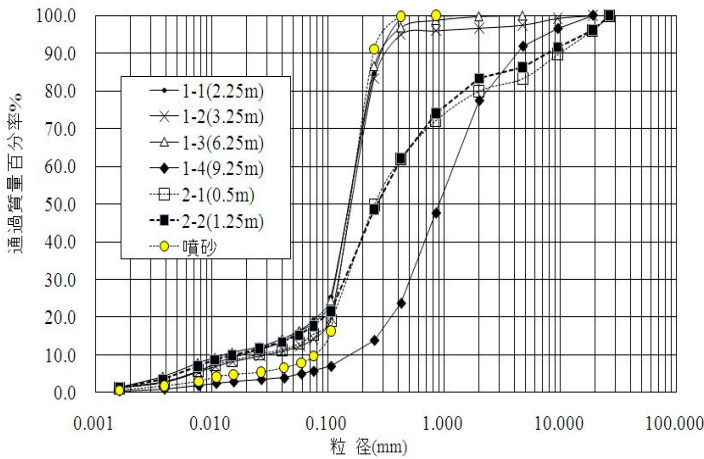


図-4 粒径加積曲線(神栖市試料)

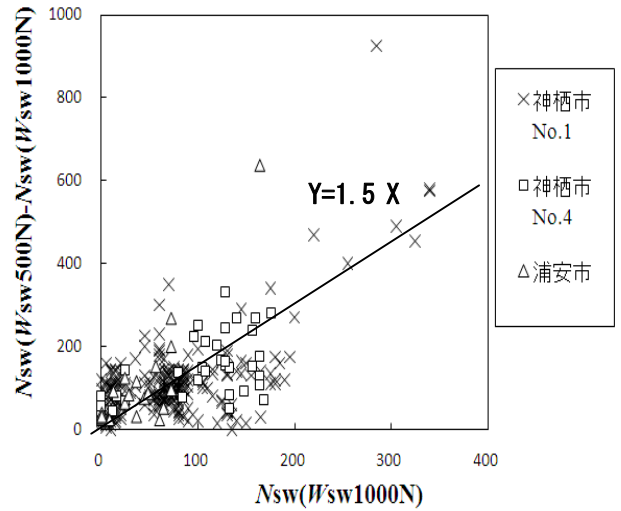


図-5 $W_{sw}1000N$ 時の N_{sw} に対する $W_{sw}500N$ 時の N_{sw} 増分 (ΔN_{sw}) の関係

表-3 粒度試験結果一覧(神栖市試料)

地点	深度 (GL-m)	N 値	粒度組成(%)				Fc(%)	最大粒径 ϕ max(mm)	粒径 D_{50} (mm)	粒径 D_{10} (mm)	均等係数 U_c	土質分類記号
			礫分	砂分	シルト分	粘土分						
1	2.15~2.45	7.00	0.0	80.7	15.6	3.7	19.30	2.00	0.157	0.018	9.8	(SF)
	3.15~3.45	1.40	3.3	82.4	10.7	3.6	14.30	19.00	0.163	0.029	6.3	(S-F)
	6.15~6.45	6.00	0.2	81.2	12.9	5.7	18.60	4.75	0.155	0.013	13.4	(SF)
	9.15~9.45	10.00	22.6	71.7	4.4	1.3	5.70	19.00	0.904	0.171	6.9	(SG-F)
3	0.50~1.00	-	20.0	64.5	11.8	3.7	15.50	26.50	0.252	0.024	15.8	(SFG)
	1.00~1.50	-	16.7	65.7	12.8	4.8	17.60	26.50	0.262	0.015	25.7	(SFG)
5	噴砂	-	0.0	90.3	7.6	2.1	9.70	0.85	0.158	0.078	2.2	(S-F)

(3) W_{sw} 変更による N_{sw} の増減について

図-5 に神栖市, 浦安市両現場の $W_{sw}1000N$ 時の N_{sw} に対する $W_{sw}500N$ の N_{sw} の増分 (ΔN_{sw}) を細砂層について示す。これは, 地盤の締まり具合や硬さが増せば, ΔN_{sw} が増えることを意味し, 砂層では概ね相関が認められた。シルト層ではほとんど相関がみられなかったため, 今後はシルト層のデータを集積して検討したい。

3.3 液状化計算結果による震災被害の地盤評価

調査地の震災被害は、いずれも戸建て住宅の沈下や周辺地盤の変状が観察されたため、建築基礎構造設計指針(2001)⁴⁾に規定されている液状化検討条件及び計算方法に準じて検討した。以下には、主な入力条件と検討結果の着目点を示す。

- 共通の入力条件
- ・地震のマグニチュード $M=7.5$ (調査地の震度 5 強～6 弱)
 - ・地表面における設計用水平加速度 (gal) $\alpha_{max}=150,200,350$ の 3 通り
 - ・地層単位体積重量 γ (表-4 引用)
- その他入力条件
- ・ボーリング調査：実測 N 値,室内土質試験(50%粒径 D_{50} ,10%粒径 D_{10} ,細粒分含有率 F_c)
 - ・SWS 試験：換算 N 値,一部簡易粒度試験(F_c),推定 F_c (表-5 引用)

ただし、地盤条件は、いずれの調査地も震災後の試験値であり、この力学強度値は震災前よりも低下している可能性は考えられる。

- 検討結果の着目点
- ・神栖市の噴砂現象と細砂層での地震規模に対する液状化抵抗率 F_L 値評価 (P_L 値は表-6 参考)
 - ・浦安市の噴砂現象がない埋土シルト層での地震規模に対する F_L 値評価 (P_L 値は表-6 参考)

以上から、地震規模の F_L 値と震災被害より、今後の調査に対する土質別液状化計算評価と対策に関する考察を行った。

(1)茨城県神栖市の F_L 値, P_L 値

当地区では、ボーリング調査の実測 N 値と室内土質試験値 F_c を用いた F_L と換算 N 値と推定 F_c の F_L を深度分布にして図-6 (a) を示す。細砂層の実測 N 値と換算 N 値はほぼ一致するが、実測 $F_c(14.3\sim18.6\%)$ と推定 $F_c(30\%)$ の違いはあるが、 $\alpha_{max}=150\sim350$ 共に $F_L=1.0$ を基準に大差はみられない。すなわち、 $\alpha_{max}=150$ では各地点共に地層の大半が $F_L>1.0$ となり、 $P_L=0\sim0.29$ と危険度は低い。

一方、 $\alpha_{max}=200\sim350$ では各地点共に地層の大半が $F_L<1.0$ となり、 $\alpha_{max}=200$ では $P_L=1.16\sim10.94$ と危険度は低い～高いとなり、 $\alpha_{max}=350$ では $P_L=21.30\sim40.46$ と危険度はかなり高い。したがって、実測 N 値や室内試験値はもとより、換算 N 値と推定 F_c からでも、 $\alpha_{max}=200$ での $F_L<1.0$ の結果によると、震度 6 弱の噴砂現象による戸建て住宅の沈下や周辺地盤の隆起・陥没の被害が十分に起こり得ると考えられる。なお、この結果を用いて液状化対策を行うならば、ボーリング調査で捉えた密な砂礫層か、SWS の貫入不能となる深度までを対象土層としなければならないと考える。

(2)千葉県浦安市の F_L 値, P_L 値

当地区では、近隣のボーリング調査結果はあるが、震災後には換算 N 値と簡易粒度試験による $F_c(=91\%)$ を用いて F_L を求め、結果を深度分布にして図-6 (b) に示す。

当地区でも $\alpha_{max}=150\sim350$ 共に $F_L=1.0$ を基準にして検討すると、 $\alpha_{max}=150$ で各地

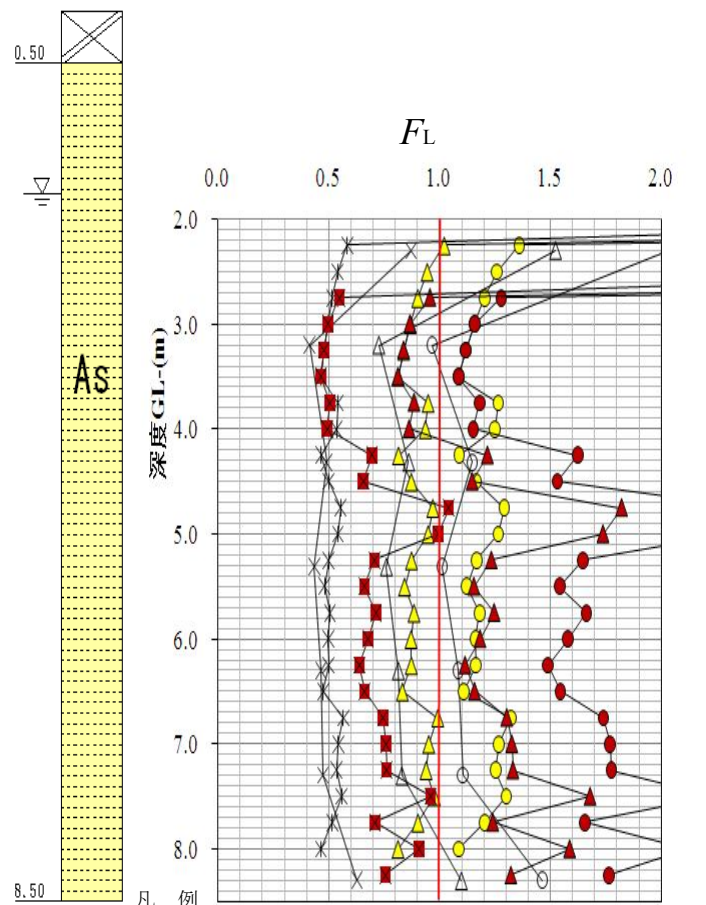


図-6(a) 神栖市沖積砂層 As での液状化抵抗率 F_L 深度分布

点共に地層の大半が $F_L > 1.0$ となり、 $P_L = 0.20 \sim 0.29$ と危険度は低い。一方、 $\alpha_{max} = 200$ では各地点共に $P_L = 5.25 \sim 5.57$ と危険度は高いとなるが、噴砂現象がないのに細砂層では $F_L < 1.0$ となる分布がみられ、逆に1地区ではシルト層で $F_L > 1.0$ となる分布が見られる。 $\alpha_{max} = 350$ では各地点共に地層の大半が $F_L < 1.0, P_L = 21.48 \sim 22.22$ となり、危険度はかなり高い結果となる。

したがって、細砂層の上位に軟弱な埋土シルト層が厚く分布する場合には、噴砂現象が抑えられたと考えられるが、埋土シルト層では、 $\alpha_{max} = 200 \sim 350$ のときに震度5強に対応する動的変形が起り、戸建て住宅の沈下が生じると考えることができる。ただし、埋土が細砂となる地域では噴砂現象があった。現在、1,2地区では埋土シルト層のみを液状化対策の対象土層とする事例が多く、震災前の近隣ボーリング調査結果では、GL-5m以深の細砂層の N 値は地震後に低下していないことから、

いかに $\alpha_{max} = 200$ の $F_L < 1.0$ 結果があっても対策の対象土層としていないように思われる。表-7には震災被害の地盤評価を総括する。

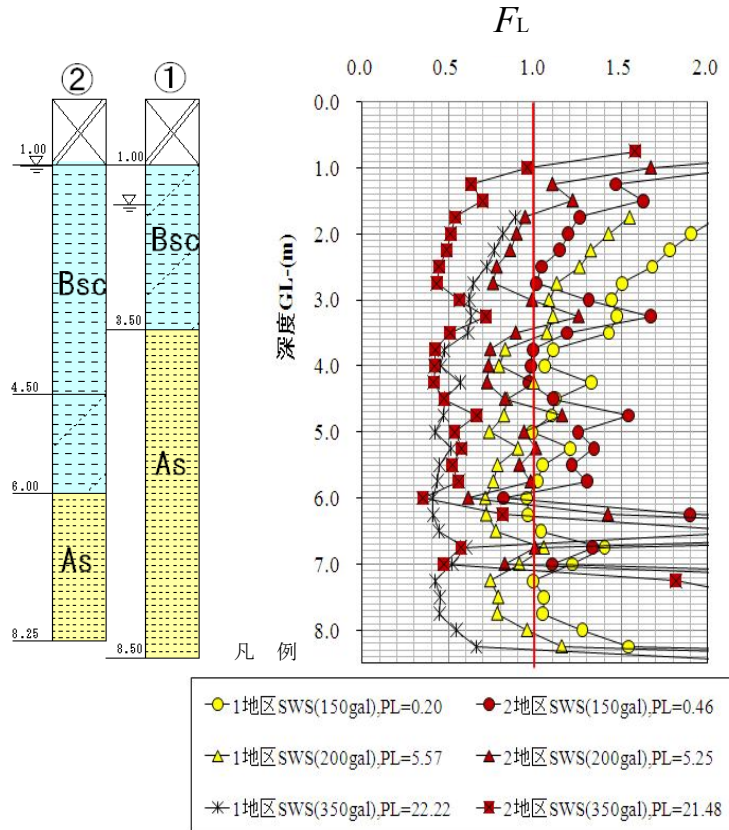


図-6(b) 浦安市埋土シルト Bsc, 沖積細砂 As での液状化抵抗率 F_L 深度分布

表-4 土の単位体積重量 γ (kN/m³)⁵⁾

地盤	土質	ゆるいもの	密なもの
自然地盤	砂及び砂れき	18	20
	砂質土	17	19
	粘性土	14	18
盛土	砂及び砂れき	20	
	砂質土	19	
	粘性土	18	

表-6 液状化指数(P_L)による危険度⁶⁾

P_L	液状化の危険度
$P_L = 0$	かなり低い
$0 < P_L \leq 5$	低い
$5 < P_L \leq 15$	高い
$15 < P_L$	極めて高い

表-5 平均粒径, 細粒含有率の概略値²⁾

土質分類	平均粒径 D_{50} (mm)	細粒含有率 F_c (%)
表土	0.02	80
シルト	0.025	75
砂質シルト	0.04	65
シルト質細砂	0.07	50
微細砂	0.1	40
細砂	0.15	30
中砂	0.35	10
粗砂	0.6	0
砂れき	2.0	0

表-7 震災被害(東北地方太平洋沖地震)の地盤評価総括表

被災地	計算深度 (GL-m)	液状化対象土層	液状化現象	被害内容	計算結果
茨城県神栖市	2.25~8.50	沖積細砂層	噴砂	建物沈下, 地盤の隆起・陥没	中規模地震動で大半 $F_L < 1.0$
千葉県浦安市	1.00~6.00	埋土シルト層	シルト層の動的変形(推定)	建物沈下, 地盤の隆起・陥没	中規模地震動で大半 $F_L < 1.0$
	3.50~8.50	沖積細砂層			

4. 結 論

本報では、液状化被害を受けた地域でスウェーデン式サウンディング試験(SWS)による地盤評価を行い、主な知見を得た結果を以下に示す。

- (1) SWS 時の軸荷重を 1000,750,500N に分けて行ったところ、自沈層以外で半回転数 N_{sw} を得る地層では明らかに軸荷重が軽い方に N_{sw} が多くカウントされるが、シルト層と細砂層の換算 N 値 2～5 間では、軸荷重が異なっても換算 N 値は一致するかバラツキが狭くなる。一方、換算 N 値 5 以上で次第に密実となる地盤では、軸荷重が軽くなるほど換算 N 値の開きは大きくなることが分かった。なお、標準貫入試験の実測 N 値は、軸荷重 1000N の換算 N 値とほぼ一致する。
- (2) 軸荷重の変化より得られる N_{sw} の違いに、砂礫では地盤の締め具合に支配されないことが考えられる(表-2(c))。しかし、粘土・シルトなどの細粒土について、硬さと N_{sw} 増分の関係については明瞭ではなかった。これについては、前報²⁾と合わせて今後の課題とする。
- (3) 軸荷重 1000N の換算 N 値と推定 F_c を用いて液状化抵抗率 F_L を計算した結果、ボーリング調査の実測 N 値と室内試験値 F_c を用いた結果と比較して大差はなかった。SWS 試験では簡易サンプリングを行うことができるので、土質判定の精度を高めて推定 F_c を入力することや簡易粒度試験による F_c を求めることができるので、今後は液状化地盤判定の方法として、SWS 試験の活用が期待できると考えられる。

5. おわりに

地震による被害は、いわゆる液状化現象として細粒砂が地上に噴出することや、地盤内を直視できなくとも地上の建物沈下や道路の変状などから埋立て地盤のシルト層での動的変形などが想定される。しかし、液状化現象の一般的な解析方法は、いずれの諸機関も飽和砂質土層を対象とする液状化抵抗率 F_L によって危険度を判定する指針を示しているが、土質別には挙動が異なるため、特に粘性土(埋立土のシルト)に関して物理試験値を評価基準とする F_c 、 I_p により解析除外とできる点には地震による危険度を見落とす可能性があると考えられる。著者らは今回東日本震災による地盤被害として、 $F_c=90(\%)$ を越える浦安市の埋立て地盤で液状化現象を判定したところ、震災後の条件下(中～大規模地震想定；設計水平加速度 200～350gal)で $F_L<1.0$ の結果を得た。液状化現象を飽和砂質土層の噴砂被害に加えて、埋立て地盤に限らず粘性土(シルト)の動的変形を懸念して建物沈下や道路の変状などについて現状の液状化解析でも危険度がある程度把握できるものの、この地盤挙動のメカニズムを考慮した新たな解析方法の開発が今後に期待される。またシルト層の下位に分布する細砂層の液状化計算結果において $F_L<1.0$ となる土層に対する対策の有無についても、上位のシルト層と合わせての地盤挙動のメカニズムを明らかにして行く必要があると考える。

参考文献

- 1) 地盤工学会：地盤調査の方法とその解説, pp285-287, 2004.
- 2) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説V耐震設計編, pp.114, 1990.
- 3) 大北耕三, 高清水 祐之, 篠塚 潤, 奥野 日出：新しいスウェーデン式サウンディング試験 (NSWS) による地盤評価に関する基礎的研究, 地盤の環境・計測技術に関するシンポジウム, 地盤工学会関西支部主催, pp.145～152, 2010.
- 4) 日本建築学会：建築基礎構造設計指針, 2001.
- 5) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 I 共通編, pp.41, 2002.
- 6) 東京都土木技術研究所編著, 土質工学会(1995年地盤工学会に改名)発行：東京低地の液状化予測, pp.55, 1987.