

軟弱な宅地造成地の土質調査とその解析

伊藤 驍・福岡 政弘*

Investigations and Data Analyses of Soft Soils
in the Home Lot Foundation

Takeshi ITO & Masahiro FUKUOKA*

1. はじめに

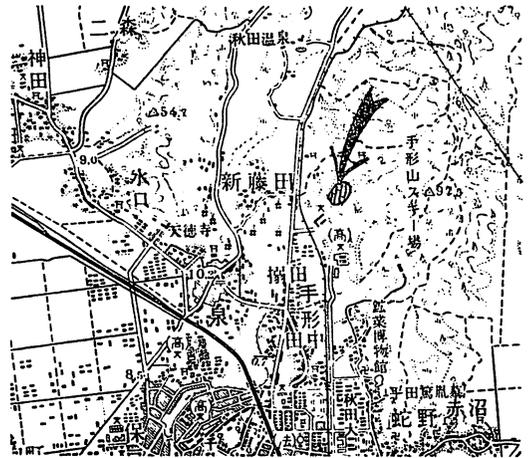
最近、とみに都市部への人口集中の傾向が激しくなり秋田市でも住宅地域が都市部外縁へと拡大し、田畑や丘陵地、台地、沼沢地まで開発が進められるようになった。我国のように平地が少なく、平地の地価も高い場合は、地盤災害や生活環境を無視したいわゆる用地事情の悪化した場所まで宅造地が進入している状況にあるが、こうした傾向は、秋田市においても同様であって、食糧源となっている美田にまで広く宅地開発の手が伸びている。こういう所は決まって軟弱な地盤を有しこれが後になってスベリ破壊を起こしたり、長期にわたる有害な沈下を引き起こしている。こうした軟弱地盤は砂がルーズに堆積したり、粘土やシルトのような微細な土粒子や泥炭のような有機質土が多量に含まれて、大きい間ゲキをもつため、圧縮沈下し易くセン断強さも不足しているので、宅造上、幾多の問題を抱えているのである。しかし平地が狭いから、未利用の軟弱地も施工処理やその地盤の工学的性質を把握すれば、それに対応した利用方法も生れてくる。秋田市の中央部近辺では、こうした造成計画をあまた聞かすが、特に手形山台地は交通の便や環境の点、地盤の整地工事が容易である等の条件から大きくクローズアップされるようになった。

造成計画のある秋田市新藤田のめじろ団地は、隣接する高梨団地、中台団地にはさまれた手形山西側の沢地であって、ゆるい勾配をもった斜面に軟弱な土砂が厚く堆積しているため、宅地の造成に当っては種々の問題の発生が予想された。筆者らは、その基礎調査に当り、thin wall sampler によって試料を採取し各種の土質試験を行って宅造地の地盤性状について解析し、この地盤に盛土し、造成した場合の安定問題について種々考察した。その結果当地盤には非円形、複合スベリの解析法が好適であると思われた。以下に当地区における問題点や解析に

よって得られた二、三の知見について述べることにする。

2. 地形及び土質の状況

新藤田めじろ団地 (L=290m, A=12,000m²) は、図一1に示すように、秋田大学北方約1.5km 旭川小学校の裏手に位置し、一つ隔てた台地に秋田高校が建ち、付近の標高30~40mの狭い面には住宅が建ち並んでいる台地である。この台地の下部は第三系の船川層を基礎に、上部は第四紀潟西層をもち、台地のトップソイルは新鮮な pebble を含む砂礫層ないし砂、シルト、粘土より成る淡水成層である。参考までに図一2(a)に大松沢の段丘模式図⁽¹⁾を示したが、めじろ団地はこの図でみられる秋田高校台とほぼ並ぶ軟弱な段丘堆積物の埋積した谷部に盛土して造成される新興団地である。この地区の段丘堆積物は、10m以内であるが、表層は、主に黒っぽい砂質ロームが占めその固結度は極めて低い。図一2(b)は土試料を採取した地点と地質断面(H:V=10:1)の概略を示している。ボーリング結果から、原地盤はいずれも湿潤に富



図一1 現場位置図

*秋田ボーリング工業所 代表取締役

み、有機物の混入が目立ち、局部的に泥炭をはさまりームや粘土混り礫が雑多に入り乱れ、これが基礎岩盤シルト岩(天徳寺層)の上に厚く堆積していることが判明した。この結果は図-2(b)に地盤のN値と併記して示しているが、さらに構成材料の分析を行って鉱物の含有について調べたところ次の事柄が判明した。X線回折の結果、粘土鉱物としてはモンモリロナイト、カオリナイトを含み、非粘土鉱物としては石英、長石、 α -クリストバライトの存在が認められた。その他非晶質のものも存在するが、このような鉱物の存在は普通の軟弱地盤でみかけられるものとはほぼ同じである。

当地区は土粒子が沢水に押されて堆積してできたため、風化速度や粘土化作用の速い軟弱な礫混り粘性土が不規則な互層を呈している。即ち、永年の不連続な風化作用が影響していると考えられ、実際はボーリング土質で示された以上のより多くの土質がかなり複雑に配列していると思われる。このような事情から、連続した統一試料を得ることはできなかったが、土砂を盛土して造成するため、この基礎となる軟弱層の安全性について検討する必要が生じたので次に示すような各種の試験を行って基礎の土性について調査した。

3. 軟弱土の工学的性質

当地区は微細粒子に富み、沢地で地下水も高いと考えられるので、水田としては適切であるが、盛土し、さらに構造物が載るには、地耐力に問題がある。この地耐力は図-2(b)に示すように、標高の高い側の地下4mから

下にN値がやや大きくなる程度で、下流側では地下約10

表一 基礎地盤の土性

採取地点	①	②	③
試料土の深さ(m)	1.10~1.70	1.00~1.65	3.00~3.85
土粒子の比重 Gs(g/cm ³)	2.436	2.493	2.496
自然含水比Wn(%)	92.56	90.56	105.23
湿潤密度 γ_t (g/cm ³)	1.504	1.541	1.452
間ゲキ比e	2.119	2.083	2.527
コテ ン シ ン ス ー	液性限界L.I.(%)	67.80	94.85
	塑性限界P.I.(%)	45.12	45.88
	塑性指数P.I.(%)	22.68	48.97
粒 度 試 験	均等係数Uc	—	226.7
	有効径Do(mm)	—	0.0015
	74 μ 以下(%)	—	47.0
圧 密 試 験	透水係数k(cm/min)	8.98×10^{-6}	5.68×10^{-6}
	0.8kg/cm ² 圧密係数Cv(cm ² /min)	7.98×10^{-2}	7.38×10^{-2}
	体積圧縮係数mv(cm ³ /kg)	1.12×10^{-1}	7.70×10^{-2}
	圧縮指数Cc	0.58	0.53
	圧密降伏応力Py(kg/cm ²)	0.65	0.66
突 固 め 験	最大乾燥密度 γ_{max} (g/cm ³)	1.580	1.584
	最適含水比Wopt(%)	49.50	50.50
内部摩擦角 ϕ (°)	17	22	10
粘着力C(kg/cm ²)	0.28	0.01	0.04

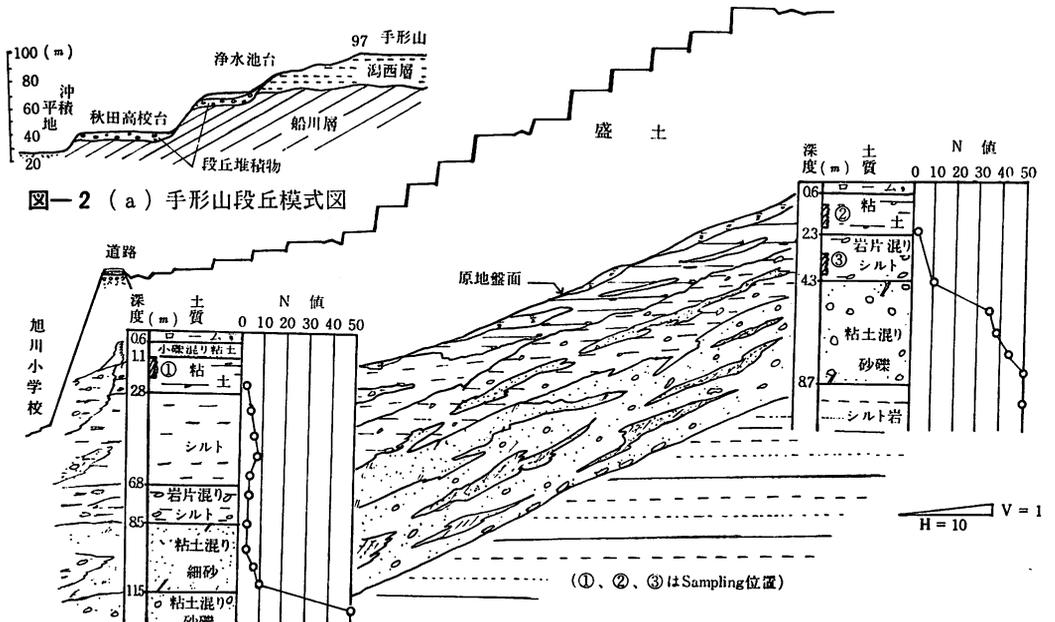


図-2 (a) 手形山段丘模式図

図-2 (b) 造成断面と地質概略図

mまでN値が10以下となって地耐力が小さくなっている。一般的に構成土は軟弱で、液性限界か、又はそれ以上の自然含水比をもっている。こういう土は綿毛化し流動し易いので地盤の流動性の目安として鋭敏比 (St) を算定したところ、例えば①で $St=3.4$ と得られた。他の土質もこれとよく類似していたので、この程度なら設計計算上、通常の粘性土と余り違わないと考えて差支えない。表一は図一2(b)の3ヶ所でSamplingした試料をできるだけ未攪乱状態に保持して試験した結果を要約したものである。この表に示しているように、突き固め試験では高い最適含水比 (Wopt) が得られた。土粒子は図一3に示すように、よく風化されたもので均等係数が大きく配合の度合は割合良好であるが、自然含水比と Wopt との差が大きく、従って間ゲキ比も大きいので、圧縮性の大きな土であると推定される。このような土に対して圧密沈下やスベリ破壊等の安全性について検討するため一面セン断試験 (CD-Test) を行なって、そのセン断強度について調べてみた。

各試料について図一4のように $\tau_f = C + \sigma \tan \varphi$ 関係を求め、得られた強度定数C, φ を表一に示した。表示のように試料は類似してもデータに多少バラツキがある。そこで軟弱層全体の代表的C, φ を一応これらのデータより決定するため、

$$\left. \begin{aligned} \tan \varphi &= \frac{n[\sigma \cdot \tau] - [\sigma][\tau]}{n[\sigma^2] - [\sigma]^2} \\ C &= \frac{[\sigma^2][\tau] - [\sigma][\sigma \cdot \tau]}{n[\sigma^2] - [\sigma]^2} \end{aligned} \right\} \quad (3.1)$$

を用い、 $n = 12$ 個のデータより計算したところ、この土に対し

$$\tau_f = 0.285 + 0.272 \cdot \sigma \quad (3.2)$$

$(\varphi = 15.2^\circ)$

の関係が見出された (図一4参照)。よって後に述べるスベリ安定計算には、上式の値を適用することとした。

地盤破壊はまず、弱面でのキレツの拡大から始まると考えられるから、地盤は十分なセン断強度 (粘着力) をもつことが要請される。すでに前式で示したように、こ

の地盤の平均粘着力や内部摩擦角は決して小さいものではない。これらの値は盛土による間ゲキ水圧の変化によって予想できない値になったりする。例えば盛土荷重によって、間ゲキ水圧が急上昇し $\varphi = 0$ になった場合基礎地盤内で破壊が生じたり、圧密沈下や塑性流動したりする等の危険が生ずる。従って、急速な盛土施工は当然避けなければならないが、盛土荷重による土の間ゲキ比が徐々に変化していくことからこれに対応して、セン断強度も変化することが考えられるので、この関係を図一5にプロットしてみた。その結果、最終間ゲキ比 (e_f) とセン断強度 (τ_f) との間には概ね次のような関係のあることがわかった。

$$e_f = \alpha \cdot \tau_f^{-\beta} \quad (3.3)$$

$(\alpha, \beta \text{ は定数})$

グラフより近似的に $\beta \approx 1/2$, $\tau_f = 1 \rightarrow e_f = 1.3$ なので、

$$\tau_f = \left(\frac{\alpha}{e_f} \right)^2 = \left(\frac{1.3}{e_f} \right)^2 \quad (3.4)$$

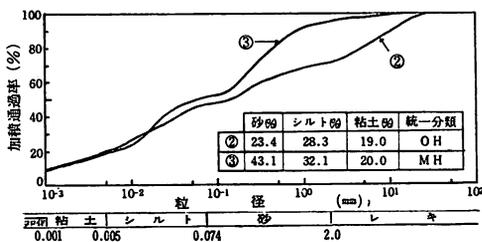
従って、圧密して間ゲキ比を小さくするとセン断強度が増加してくるが、この性質は当地区の土質では、(3.4)式で示されるような圧密進行速度に合わせて、盛土していくのが理想的である。しかし間ゲキ水圧や土の間ゲキ比の変化を連続的に測定することは困難なので、圧密試験の結果を利用して、種々の性質について考察してみることにした。

4. 圧密沈下量等について

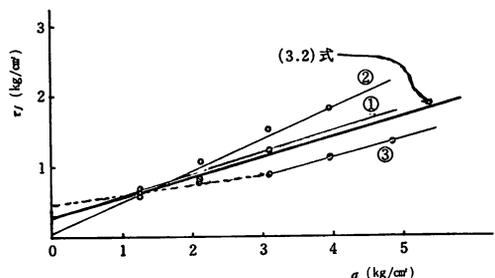
前述したように、この軟弱土では、不等沈下によるヒビ割れや塑性流動、スベリ破壊等の障害が懸念される。このような場合には、地盤の改良方法として、

- ① 軟弱土を置換する
- ② 添加剤による固結をはかる
- ③ 軟弱土の圧密を促進する

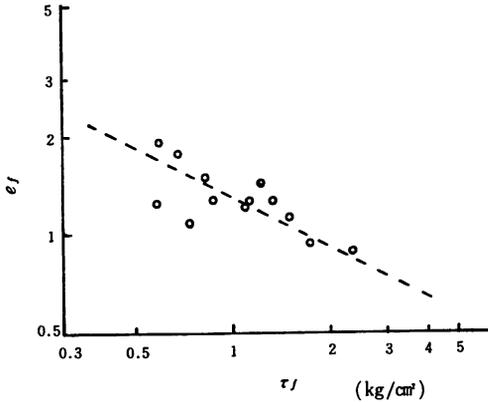
等の考え方がある。①, ②は施工費や材料費がかさむので一般に③の経済的な改良方法がとられている。しかし個々の適用については色々問題があるため、各種の施工例や測定結果を参考にして、十分な転圧を行うと共に



図一3 粒度分布図



図一4 土のセン断試験



図—5 e_f と τ_f の関係

“Design as we go”を基礎とした設計を心掛けることが大切である。いずれにしても工学的には地盤の強度即ち粘着力が、圧密の進行に伴ってどう変化するか極めて興味深い問題である。さらに土中の間ゲキ水圧や内部摩擦角等も、盛土高によって変化するが、これらの値を推定することは仲々困難である。間ゲキ水圧(u)の上昇を考えれば(3.2)式は次のように変形できる。

$$\tau_f = C' + (\sigma - u) \tan \varphi' \quad (4.1)$$

Henkelによると、三次元状態では主応力方向の外力を $\Delta\sigma_1$, $\Delta\sigma_2 = \Delta\sigma_3$ とすれば、これによって発生する間ゲキ水圧は、

$$\Delta U = B \left\{ -\frac{1}{3}(\Delta\sigma_1 + 2\Delta\sigma_2) + \sqrt{2} \cdot D \cdot (\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_2) \right\} \quad (4.2)$$

この時、八面体応力面で平均主応力 $\Delta\sigma_m$ と最大せん断応力を $\Delta\tau_m$ とすれば

$$\left. \begin{aligned} \Delta\sigma_m &= \frac{1}{3}(\Delta\sigma_1 + \Delta\sigma_2 + \Delta\sigma_3) \\ \Delta\tau_m &= \frac{1}{3}\sqrt{(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_2)^2 + (\Delta\sigma_2 - \Delta\sigma_3)^2 + (\Delta\sigma_3 - \Delta\sigma_1)^2} \end{aligned} \right\} \quad (4.3)$$

(4.3)式を使って(4.2)式は、次のように表わすこともできる。

$$\Delta U = B(\Delta\sigma_m + 2 \cdot \sqrt{2} \cdot D \cdot \Delta\tau_m) \quad (4.4)$$

ここに B : 間ゲキ圧係数

D : ダイラタンシー係数

(4.3)式で静止土圧係数 K_0 を用いると、

$$\Delta\sigma_2 = \Delta\sigma_3 = K_0 \Delta\sigma_1 \quad (4.5)$$

K_0 圧密状態では

昭和50年2月

$$\left. \begin{aligned} \Delta\sigma_m &= \frac{(1+2K_0)}{3} \Delta\sigma_1 \\ \Delta\tau_m &= \frac{\sqrt{2}(1-K_0)}{3} \Delta\sigma_1 \end{aligned} \right\} \quad (4.6)$$

K_0 の値について Alpan (2)は、次の関係式を用いて計算している。

$$K_0 = 0.19 + 0.233 I_p \quad (4.7)$$

Brooker らによる K_0 は

$$K_0 = 0.95 - \sin \varphi' \quad (4.8)$$

Skempton は、(4.7)式に示される塑性指数(I_p)と正規圧密による粘性土の強度増加の関係を次のように示した。

$$(Cu/P) = 0.11 + 0.0037 \cdot I_p \quad (4.9)$$

これを(4.7)式に代入すれば

$$K_0 = 0.19 + 0.233 \log \left(\frac{Cu}{P} \cdot 270.3 - 29.7 \right) \quad (4.10)$$

実際の地盤では $K_0 = 0.5$ と考えられ、室内実験で得られる値よりも小さくなっている。又、初期の間ゲキ水圧は盛土載荷直後では、体積変化がないから、

$$\Delta U_0 = \frac{1}{3}(\Delta\sigma_1 + \Delta\sigma_2 + \Delta\sigma_3) \quad (4.11)$$

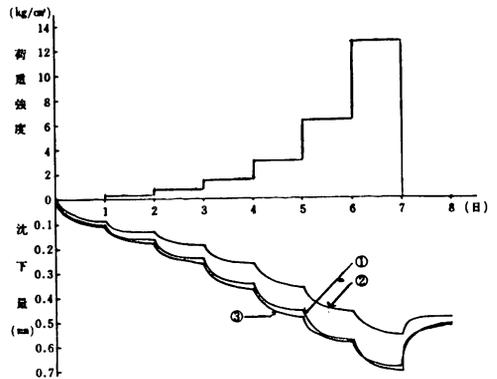
そして圧密に伴う有効主応力の増加も

$$K_0 = \frac{\Delta\sigma_3 - \Delta U}{\Delta\sigma_1 - \Delta U} \quad (4.12)$$

と表現できる。

現場で間ゲキ水圧や、沈下量、土中応力等が実測できればこの地盤について、上式で示された未定係数が求められる。しかし室内実験の資料しかないので、次に実験結果から圧密沈下量や圧密度等について推定する。

採取した軟弱土について室内圧密試験を行なったら、圧密沈下の様子は図—6のようになった。この図をみると、③が他と離れているが、後に、試料中に若干小礫が



図—6 圧密沈下曲線

混入していたためとわかった。従ってそういう影響を除けば、他と変わらない関係があるので、この沈下傾向を基礎に、圧密沈下量を計算してみることにする。

一般に圧密沈下量の計算式には三つの形式があるが、 $e \sim \log P$ 曲線の解釈によってはこれらの計算結果は各々異った値を示す。室内での圧密試験結果から圧縮係数 (a_v) は間ゲキ比の変化量 (Δe) と荷重の変化量 (Δp) との比であり、 $(a_v) = -\Delta e / \Delta p$ (cm^2/kg) と表わせる。これを用いて圧密沈下量 (S) を示すと、

$$S = \frac{a_v}{1+e_0} \Delta p \cdot H \quad (4.13)$$

Tschebotarioff は体積圧縮係数を各荷重段階で

$$m_v = \frac{a_v}{1+e_1} = \frac{e_1 - e_2}{(p_2 - p_1)(1+e_1)} \quad (4.14)$$

とした。よって圧密沈下量は次式で計算される。

$$S = m_v \cdot H \cdot \Delta p \quad (4.15)$$

盛土の圧密荷重の増分 Δp が先行圧密荷重 P_0 より小さい時、 P_0 における間ゲキ比を e_0 とすれば、(4.13) 式は

$$S = H \frac{C_c}{e+e_0} \log \frac{P_0 + \Delta p}{P_0} \quad (4.16)$$

ここで C_c は圧縮指数。この式は、建築基礎構造設計基準に採用されているものであるが、実測値とくい違いを示すという報告もある。さらに (4.15) 式は一般に (4.16) 式より小さな値を与える。(4.16) 式は p が P_0 より大きい場合のみ適用できる。 p は徐々に盛土していく時の値であるから盛土荷重 (h は盛土の高さ) $\Sigma \gamma_t \cdot h$ において $e_0 \rightarrow e'_0$ 、 $\Sigma \gamma_t \cdot h + \Delta p$ の時 $a_v \rightarrow a'_v$ とおけば、次式は p が P_0 より小さい場合でも適用できる⑧。

$$S = H \frac{a'_v}{1+e'_0} \log \frac{\Sigma \gamma_t h + \Delta p}{\Sigma \gamma_t h} \quad (4.17)$$

実際、盛土した時は、即時沈下も生ずるが、これは弾性的沈下量と考えてよい。

$$S_i = \int_0^H \frac{1-\nu^2}{E} \Delta \sigma_v \cdot dH \quad (4.18)$$

従って全沈下量 (S_t) は $S_t = S_i + S$ となる。地盤の圧密度 (U) を考慮すれば、

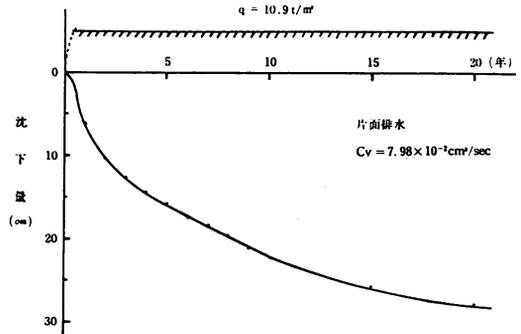
$$S_t = S_i + U \cdot S \quad (4.19)$$

このようなことを基礎に、試料①の結果から、この軟弱土に関する種々の値を求めてみる。

①一年後の圧密度：軟弱土の厚さ $H=10\text{m}$ 、 $C_v=7.98 \times 10^{-2}(\text{cm}^2/\text{min})$ とすると、時間係数 T_v は、

$$T_v = \frac{C_v}{H^2} \cdot t \quad (4.20)$$

$$= \frac{7.98 \times 10^{-2} \times 365 \times 1440}{(1000)^2} = 0.042$$



図一七 実験値を基にして計算した沈下曲線

これに相当する U は色々な文献に示されている 図表を参照すれば、 $U=20\%$ となる。

② $U=80\%$ に達するまでの時間：

$$t = \frac{T_v \cdot H^2}{C_v} \quad (4.21)$$

$$= \frac{0.567 \times (1000)^2}{7.98 \times 10^{-2}} = 7.11 \times 10^6 (\text{min}) = 13.5 \text{年}$$

これは片面排水の条件だから、基礎のシルト岩が帯水層で、上下両面が透水地盤であるとすれば $1/2 t = 3.4$ 年となり極めて速く圧密進行することがわかる。

③最終圧密沈下量 ($U=100\%$ の時) :

ここで (4.19) 式を適用する。この場合計算を簡単にするため即時沈下量はほとんど無視できるとして (4.17) 式を用いる。 $\Sigma \gamma_t \cdot h = 1.366 \times 8 = 1.09(\text{kg}/\text{cm}^2)$ 、 $a'_v = 0.30$ 、 $e'_0 = e_f = 1.47$ 。 $\Sigma \gamma_t h$ による ΔP は

$$\Delta P = \frac{\Sigma \gamma_t \cdot h \times B'}{B' + 2 \cdot H' \cdot \tan \alpha'} \quad (4.22)$$

$$= 0.872(\text{kg}/\text{cm}^2)$$

ここで、 $B'=40\text{m}$ (盛土の載荷巾)、 $H'=5\text{m}$ (軟弱土の中心面の深さ)、 $\alpha'=45^\circ$ (地盤内の応力の分布角) とした。よって圧密終了時の沈下量は、

$$S = 1000 \times \frac{0.3}{1+1.47} \log \frac{1.09+0.872}{1.09} = 30.97\text{cm}$$

この値は一見小さいようであるが、沈下量 4、5cm 程度で、家屋やフェンスにキレツが入るから、注意を要する値である。1年後は、前記①のようにこの 2 割だけ沈下するから約 6.2cm の沈下が見込まれる。従って、盛土してからすぐに住宅を建造するのは、はなはだ危険であることがわかる。

このようにして計算した沈下量の概略を 図一七 に示した。ここで得られた値は室内で厚さ 2 cm の試料に圧密荷重を加えた場合を基にして計算しているが、実際は 10m の厚さがあり、盛土の沈下量も見込んでいないので予測できない沈下が生ずる可能性もある。

α : 円の中心の鉛直方向に対するスベリ土塊の重心とスベリ仮想面との交点に到る角度
 式中 r_f は(3.2)式で計算された値を用いた。又、 R/a はここでは概略1.04である。途中の計算を省略すると

$$Fs=2.01 > 1.35$$

となった。ここで得られた安全率は、通常使用されているものより大きいので、斜面のスベリ破壊は起らないと考えられる。スベリ破壊を検討する簡便法としては円弧スベリや土圧論を適用した方法もあるが、しかしそれらの方法では一般に過大な安全率を与えると云われる。本地盤のように長さの割に巾が狭く、傾斜角も小さな場合は、上記のような非円形解析法が適当であって、他の計算方法より小さ目の安全率を与えた。さらに上記のような間ゲキ水圧の影響を考慮しもっと詳細に検討する場合には、Janbuの非円形解析法が合理的であろう。又強い降雨によって崩れたり、地震による部分的な小崩壊の可能性はどこにでも考えられるのであるが、こういう場合は通常円弧スベリ解析法でも十分であろうと思われる。いずれにしてもこの地盤ではスベリ破壊よりも二次圧密現象(クリープ沈下)が考えられるが、今後さらにこの種の問題を検討してみる必要があるだろう。また、地下水の上昇や間ゲキ水圧の変化を考慮した詳細な計算も重要であるが、ここでは今後の課題として割愛した。

6. 結 び

以上、軟弱土の沈下予測やスベリの問題について、当地区で得られた知見の概略を述べた。沈下問題だけでも現状では地盤の複雑性により、題材は広範にわたってお

り、言及できなかった点も多々あるはずである。この点、諸賢のご諒恕と、ご批判をお願いしたいと思っている。地盤の安全性について言えば、例えば秋田平野の低地内には、旧河道の埋立地が多数分布し、現在広く工業地帯や官庁街に利用されている。水田として用いるにはさほど問題はないが、大きな地震時には、被害はまぬがれない所である。こういう所は特に地形、地盤にマッチした合理的な設計を行なうことが土工にとって重要である。今後益々、土地開発が進められるにつれ、自然保護や地盤災害、生活環境等の課題については優先して考慮されねばならないが、ここで述べたような地形地質と類似した地盤⁽⁶⁾は到る所で見受けられるので、宅造に際し、本文が少しでも参考になれば幸いである。

なお、軟弱土の含有鉱物に関して、秋田大学鉱山学部教授本多朔郎博士に労をわずらわし多々御教示を頂いた。ここに記して厚く謝意を申し上げる次第である。

参 考 文 献

- (1) 藤岡・狩野, 秋田, 5万分の1—表層地質, p. 9 (1966)
- (2) I. Alpan, Soils and Foundations, Vol 7, No.1, pp.31~46, (1967)
- (3) 福岡・加納, 土と基礎, Vol 19, No. 4, pp.17~22, (1971)
- (4) 石井, 軟弱地盤工法, p.60, (1967)
- (5) 桃島・油田, 土と基礎, Vol 17, No.1, pp. 39~42, (1969)

(昭和49年10月31日受理)