

関東ローム地帯のベーン試験などについて

かみ 神 谷 てい 貞 吉*

いま 今 野 まこと 誠**

1. ま え が き

関東ロームは多量の水を含んでいるが乱さない状態では数階建のビルディングをささえるだけの強度をもっている。いったん乱すと土の構造が破壊されるとともに、拘束されている水が自由水化して、このため土がかなり軟弱になるといわれる。

関東ロームの強さは一般の土に比べ平板載荷試験で行なった値と標準貫入試験の値の間で相関関係がかなり違い、応力挙動の複雑さが推察される。そのため強度を測定するとき圧縮か貫入かによって、大幅に違ってくる特質があって、その理由はいまだに解明されていない。

調査の対象とした関東ローム層はほとんど不飽和条件下にあってヘアクラック (hair crack) が発生しやすい状態にあるため、試料採取時においてわずかな偏心力を受けてもクラックが入ること。またボーリングの際に循環水を使用すると地下水位以上の不飽和ローム層に水が浸透していくため原地盤と異なった状態で採取されるので試験結果は自然状態の土の性質を示していない。仮にこれらのことがうまくいったとしても試料を外に取り出すことによって応力状態が緩和される結果、実際の地中にあるせん断強さを示さない。地中にある応力状態を再現するために、これに相当するバックプレッシャー (back pressure) を加えると土が以前もっていた間ゲキより小さくなるためせん断強さは増すことになる。このような条件下にあるから、試料を採取しなくても強度を測定できれば、試料をセットする間に生ずる誤差からののがれるから原位置試験の信頼性は高いものといえよう。

以上の主旨から軟弱な土のせん断強さを測定するために開発されたベーン試験機 (vane shear apparatus) を使用して関東ロームの強さを測り、室内では直接せん断試験と一軸圧縮試験を行なって、これらの諸値から得られた強さを検討するとともに、同じ地点の原地盤で行なった標準貫入試験とクイ打ち記録から関東ロームの強さも合わせて考察した。また関東ロームの基底の成田層についても同様な考察を行なった。

2. 地層および土質

サウンディングを実施した場所は千葉県習志野市日本大学の構内である。そこは習志野の台地の南の縁辺に近い。この台地は千葉県北部の大部を占める、いわゆる下総台地の一翼であって、台地を構成する土質の主体は関東ローム層である。

下総台地は海拔20mほどの高度をもつ洪積層で、その周辺にはチュウ積層の低地がいたるところで複雑に入りこんでいる (図-1)。この台地と低地の基盤は成田層である。

成田層は古東京湾に沈積した海成層で、これを構成する粗粒子分は南方および西方より流送されたものとみられる。細粒子分は火山噴出物で、火山灰質あるいは軽石質として含まれる。成田層は下総台地面に平行して広く分布し、層厚、層相の変化はおおむね少ないが、最も厚いところでは100m以上に達するところもあるといわれる。土木、建築の基礎工事の対象となる地盤はこの上層部であって、地表面下20~25m付近では砂質と粘土質の互層をなすところが多い。

この成田層の上にタイ積して下総台地の主面をなすもの

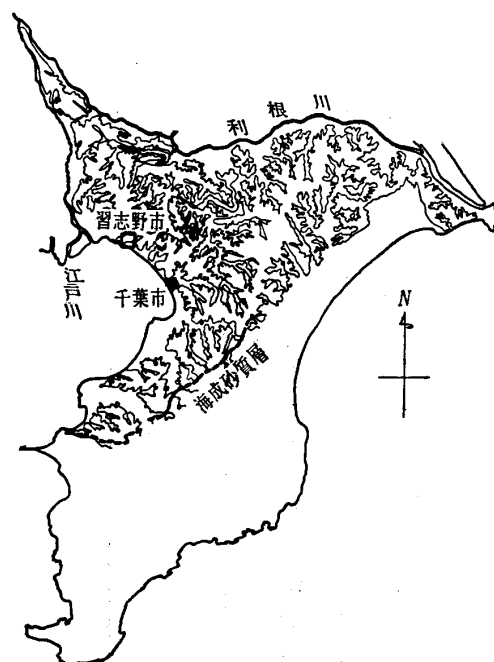


図-1 下 総 台 地

* 工博 日本大学教授 生産工学部

** 日本大学助教授 生産工学部

は関東ロームで、まず下末吉ローム層でおおわれ、そのすぐ上が武蔵野ローム層、最上位に立川ローム層が重なっている。下末吉ローム層の層厚は一般に 40~150 cm、武蔵野ローム層は厚さ 2.5~3.5 m、立川ローム層は厚さ 1 m 内外である。

この関東ローム層¹⁾ 上の一地点である日本大学構内のボーリングのデータから図-2 の地層図が得られた。

地表にはかつて整地したときの埋戻し土が 50 cm ほどかぶさり、その下から関東ローム層になる。付近の露頭を参考にして上層約 3 m は暗いかった色、その下でこのかった色はいくぶんうすくなり、さらに下 1 m に白色がかかった粘土をかんでいる。この付近よりわずかに水がにじみ出る気配もある。そこで暗かった色から淡かった色にうつる付近を武蔵野ローム層と下末吉ローム層との境とみてよいのでなかろうか。また水がにじみでているのは下末吉ローム層の軽石混じりのところからみて、この下に砂層がつながり、ここから成田層がはじまるとみることができよう。掘削面が新しいため下末吉層より上位の層では、武蔵野ローム層と立川ローム層の間に、色調に明りような変化は認められないし、また両層の境をなすといわれる有機物の混入とか、軽石の混じり方などよく認められないので、両層の境を判別することはむずかしい。

土の物理的性質を知るためにハンドオーガーで試料を採取し、物理試験を行なった結果を表-1 に示す。これからかつての海中にタイ積したと思われる下末吉ロームと海退後にその上にタイ積した武蔵野ローム、立川ロームとでは著しく性質が違っている。下末吉ロームは粘土化が進みいわゆる一般のチュウ積粘土の数値にかなり近いことがわかる。立川ロームの乱さない一軸圧縮強度は 0.70 から 0.77 kg/cm² の範囲にあり、かりに $c=qu/2$ としても直接セン断で求めた値より低かった。

また成田層砂質土は近くの露頭から乱さないように採取し三軸圧縮試験を行なった値と物理試験の結果を表-2 に示した。

3. ベーン試験

ベーン試験はまずスウェーデンにおいて開発され、1928 年ころから実際に使用されたといわれるが、広く世に発表されたのは 1948 年の国際土質基礎委員会の第 2 回大会である。報文の題名は

「乱されない粘土のセン断強さを求めるための回転式オーガによる原位置試験方法」となっている。

また同じころ、英国でも報告がでているが、これはフォース河の河口のチュウ積層の粘土を調査した結果である³⁾。この河口はエディンブルクに近く、奥深い入江にあって、おそらくスウェーデンの

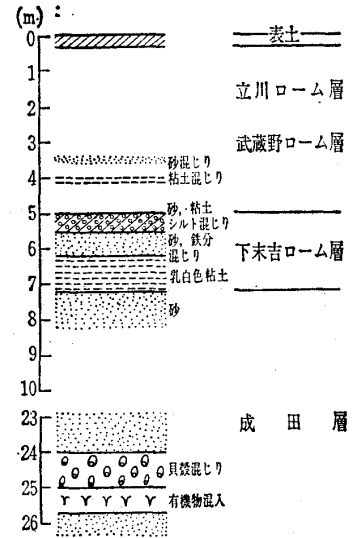


図-2 試験地点の地層図

表-2 成田層砂質土の試験結果

自然含水比 (%)	10.96
湿潤密度 (g/cm ³)	1.45
乾燥密度 (g/cm ³)	1.30
間ゲキ比	1.06
飽和度 (%)	27.73
土粒子比重	2.71
粒度	
砂 (%)	91
シルト (%)	3
粘土 (%)	6
セン断試験結果	$c=0.5\text{kg/cm}^2$, $\phi=25^\circ$

表-1 関東ロームの物理試験結果

深度(m)	自然含水比 w (%)	G_s	LL %	PL %	PI	I_f	74 μ フレイ通過率	420 μ フレイ通過率	2000 μ フレイ通過率	改訂PR法による分類
0.50	110.02	2.730	138.17	83.85	54.32	16.20	88	99	100	A-7-5
1.00	121.48	2.798	151.52	91.13	60.39	15.00	96	99	100	A-7-5
1.50	115.83	2.882	125.75	63.77	61.98	24.30	95	99	100	A-7-5
2.50	113.43	2.716	120.15	55.94	64.21	15.40	94	99	100	A-7-5
3.50	83.78	2.776	74.00	43.27	30.73	3.40	55	95	100	A-7-5
4.50	39.39	2.728	54.63	19.03	35.60	10.99	92	99	100	A-7-6
5.50	40.86	2.715	59.39	16.32	42.98	8.20	52	92	100	A-7-6
6.50	93.03	2.797	87.05	44.54	42.51	9.45	73	99	100	A-7-5
7.50	27.79	2.922		N・P			33	97	100	
8.00	23.35	2.889		N・P			30	98	100	

前述のものと同種の土質と想像される。いずれにしても、この試験方法は軟弱なチュウ積粘土質地盤で、不かく乱試料の採取困難なところで開発され、その後も、そのような地点でよく使用されているものとみてよからう。

ペーンの周辺に作用する抵抗力はペーンロッドのねじりモーメントに等しいから、このモーメントをはかることによってセン断強さを計算することができる。

ペーン側面と両端面におけるモーメント M_s , M_e は図-3を参照してつぎのように求められる⁴⁾。ペーンの幅を D , 高さを H , 鉛直面と水平面のセン断応力を τ_v と τ_h とし、端面上のセン断応力が長方形分布をなしているとするれば、

$$\text{ペーン側面: } M_s = \pi D H \tau_v \frac{D}{2}$$

$$\text{ペーン端面: } dM_e = d_a \tau_h r \quad d_a = r dr d\theta$$

$$M_e = \iint dM_e = \iint \tau_h r^2 d\theta dr$$

$$= \tau_h \int_0^{\frac{D}{2}} r^2 dr \int_0^{2\pi} d\theta$$

$$= 2\pi \tau_h \left[\frac{r^3}{3} \right]_0^{\frac{D}{2}} = \frac{\pi}{12} D^3 \tau_h$$

$$\therefore M = M_s + 2 M_e = \frac{\pi}{2} H D^2 \tau_v + 2 \frac{\pi}{12} D^3 \tau_h$$

この式において鉛直面と水平面のセン断強さが等しいとすれば $\tau_v = \tau_h = \tau$ となり

$$M = \frac{\pi}{2} H D^2 \tau + \frac{\pi}{2} D^3 \frac{1}{3} \tau$$

$$= \tau \left(\frac{\pi}{2} H D^2 + \frac{\pi}{2} D^3 \frac{1}{3} \right)$$

$$\tau = \frac{M}{\pi \left(\frac{D^2 H}{2} + \frac{D^3}{6} \right)}$$

筆者らの使用した試験機はオランダ式円スイ貫入試験機いわゆるダッチコーン貫入機とセン断ペーンを組み合わせたものである(図-4, 5)。貫入方式はハンドルとウォームギヤーで押し込むもので、最大押し込み力は2 t、機械の高さは190 cm、下幅70 cm×70 cm、総重量は約200 kgである。ペーンローラは二重管式で、ペーンの寸法は翼の幅5 cm、高さ10 cm、回転するには貫入用ハンドルにつけたワイヤーで引張る。回転力は検力計(テンションリング)によって測定、回転アームの長さは10 cm、したがってセン断抵抗力 τ は

$$\tau = \frac{M}{458} (\text{kg/cm}^2)$$

$$M = T (\text{検力計の読み}) \times 10$$

試験は前記の地層図(図-2)を参照して深度1.50 m, 2.50 m, 3.50 m, 4.50 m および 5.00 m で実施した。回転速度はいずれも 0.1 deg/sec⁵⁾ である。

深度5 m までのペーン回転角度とネジリ荷重の関係を深度別に整理すると図-6になる。

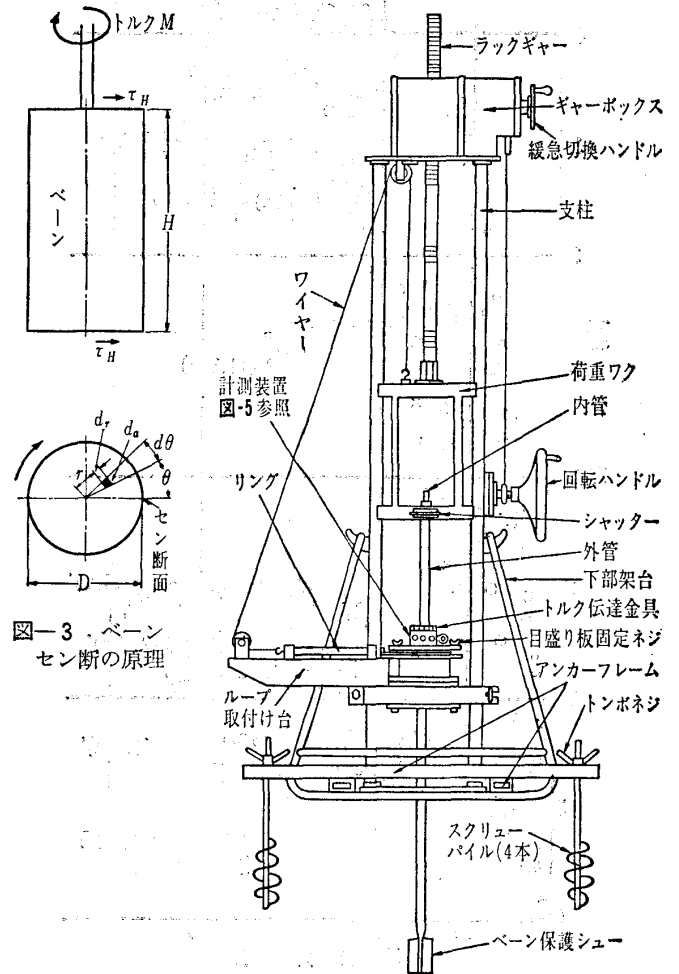


図-4 ペーンセン断試験機の外観構成図

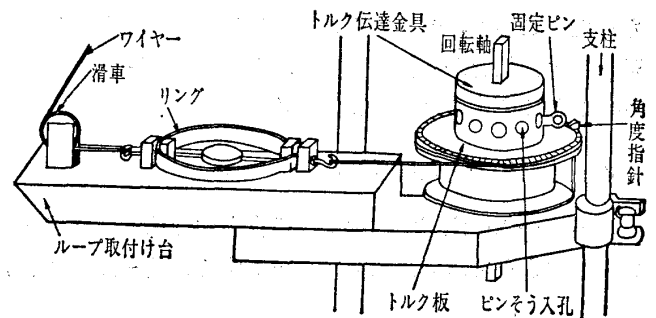


図-5 ペーンセン断試験機の計測装置

この測定値は各深度ごとに二とおりのとり方をした。まずペーンをできるだけゆるやかに1分間に6度程度で回転しながら検力計の読みをとる。ペーンは4枚だから、完全にセン断するには90度回転しなければならないが、この装置では検力計の移動するあそびの関係からこれだけ回転するのは無理である。しかしペーン間にはさまれた土塊がそのまま押し回されて45度以上回転すればほとんどセン断されたものとみてよからう。そこで50度まで測定しその間の最大荷重値をセン断強さとした。つぎに検力計をはずして、ハンドルでペーンを数回回転して、再び検力計をとりつけ

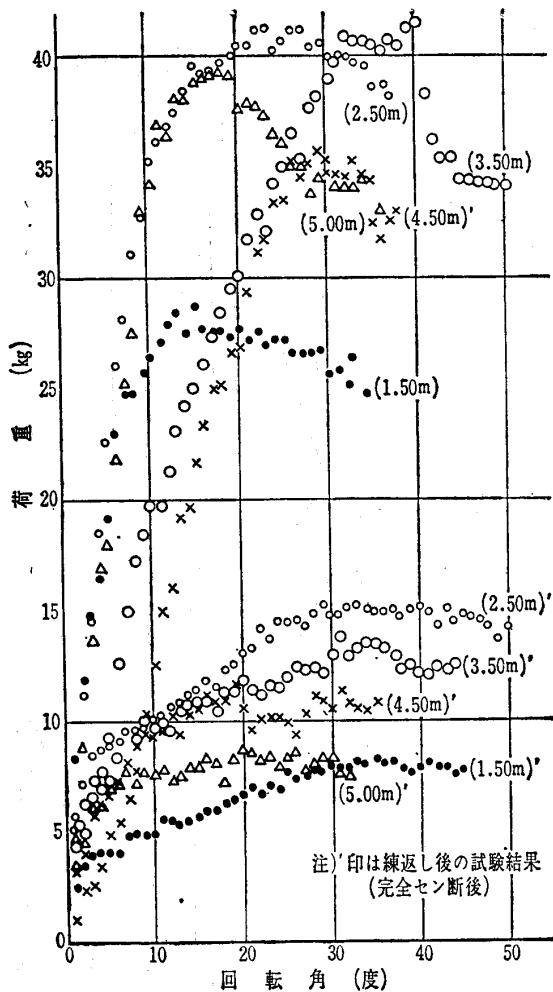


図-6 ベーン回転角と荷重の関係

て、前と同様にゆるやかに回転する。セリ断値が一定値となったところを、セリ断面が完全に形成されたものとみて、落ち着いた値をかり付着抵抗と呼んで前者と区別する。これら2種の測定値は表-3である。

4. 関東ロームの強さ

関東ロームの水平方向および垂直方向の強さを直接セリ断試験によって求めた値をプロットすると図-7, 8に示すようになる。

水平方向： $\phi=29^\circ$, $c=0.55 \text{ kg/cm}^2$

垂直方向： $\phi=31^\circ$, $c=0.64 \text{ kg/cm}^2$

場所は違うが関東ローム研究グループ⁶⁾が試験した水平方向のセリ断強さは $\phi=25^\circ \sim 30^\circ$, $c=0.3 \sim 0.4 \text{ kg/cm}^2$, また加藤・内山⁷⁾は $\phi=40^\circ$, $c=0.58 \text{ kg/cm}^2$ を示している。

筆者らの得た水平方向の値からベーン試験によって示された値を考えてみる。ベーンの回転によって羽根に作用する力は受働土圧に対する摩擦力と粘着力の和と考える。試験を行なった地点の土質は地下水面より上で不飽和状態で存在しているから任意点の受働土圧は

$$p_p = \gamma_t h \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) + 2c \tan \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right)$$

と表わされる。この式に $\gamma_t = 1.2 \text{ t/m}^3$, $h = 1.5 \text{ m}$, $\phi = 29^\circ$ および $c = 5.5 \text{ t/m}^2$ を代入すると $p_p = 23.86 \text{ t/m}^2$, この土圧に対するセリ断抵抗は

$$\tau = p_p \tan \phi + c = 23.86 \times 0.554 + 5.5 = 18.72 \text{ t/m}^2$$

同様に深度 2.5 m では

$$p_p = 27.34 \text{ t/m}^2$$

この土圧に対するセリ断抵抗は

$$\tau = 20.65 \text{ t/m}^2$$

深度 3.5 m では

$$p_p = 30.78 \text{ t/m}^2, \tau = 22.55 \text{ t/m}^2$$

となる。この計算値はベーン試験の実測値よりかなり過大となる。その理由と思われるものをあげると、i) ベーンを回転する前に地中に押し込むが、このとき土がかなり乱されること。ii) 関東ロームは砂質土と違い間ゲキが大きい

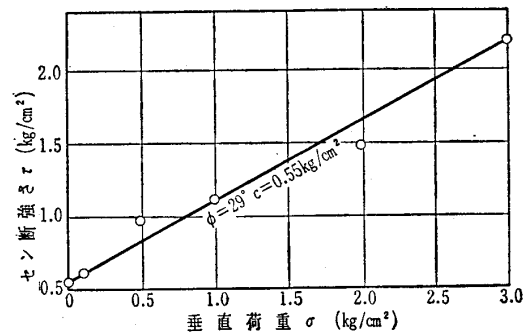


図-7 供試体の水平方向のセリ断試験結果

表-3 ベーン試験値

深 度 (m)	乱 さ な い 強 さ			乱 し た 強 さ		
	荷 重 T (kg)	$M = T \cdot 10 (\text{kg} \cdot \text{cm})$	$\tau = \frac{M}{458}$	完全セリ断後の荷重 T (kg)	$M = T \cdot 10 (\text{kg} \cdot \text{cm})$	付着抵抗 $\tau_f = \frac{M}{458}$
1.5	28.8	288	0.63	8.3	83	0.18
2.5	41.3	413	0.90	15.4	154	0.34
3.5	41.6	416	0.91	13.8	138	0.30
4.5	35.9	359	0.78	11.3	113	0.25
5.0	39.6	396	0.86	8.5	85	0.19

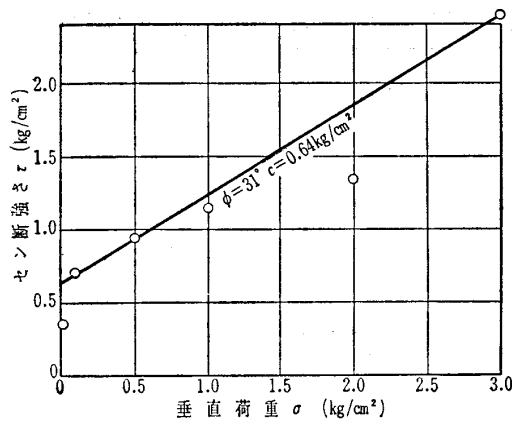


図-8 供試体の垂直方向のせん断試験結果

ためベーンが回転したときその先端付近の土が局部的に変位すること、iii) セン断されるとき砂では上載荷重の影響が直ちに作用するが、関東ロームでは粘着力が大きいのでセン断面に圧力が作用するのを妨げている、などがあげられる。

また関東ロームは図-9 から知られるように上載荷重に比べ先行荷重が大きくでているが過去に大きな力を受けていたと考えられないので、これは関東ロームの生成過程に由来するものとみられる。すなわち乾燥の際の収縮応力、火山ガラス質の風化・粘土化によるこう結作用、あるいはなんらかの化学作用により固結し、これが見かけ上先行荷重を大きくしている⁹⁾。

粘土土では一般に上載荷重が先行荷重以内であれば、 ϕ は働かないと考えている。したがって試験地点の上載荷重は先行荷重以内であるから $\phi=0$ とすると、主働土圧係数は $K_p=1$ となるので、この値を用いて計算してみる。

深度 1.5m ではせん断抵抗は

$$\begin{aligned}\tau &= p_p \tan \phi + c = K_p \gamma_t h \tan \phi + c \\ &= 1.8 \tan 29^\circ + 5.5 = 6.5 \text{ t/m}^2\end{aligned}$$

同様に深度 2.5m では $\tau=7.16 \text{ t/m}^2$ 、3.5m では $\tau=7.83 \text{ t/m}^2$ となり、ベーン試験で測定された τ にかなり近い数値が得られることが知られる。

完全セン断後の乱した試料のベーン試験値をつぎのように考えた。一般に土にクイを打ち込む場合、クイは土の支持力以上の力でたたきこまれるからクイ周辺の土を、クイの直径の 1~2 倍の広さにわたって乱し、支持力の低下をきたしている。また標準貫入試験にしても土にたたきこんで試験値をだすのであるから、やはり乱した土の強さを測っているという見方もできる。特に関東ロームは多量の拘束水を含んでいるので貫入棒が進むたびに貫入棒周辺は大幅に乱され、強度が低下し周辺摩擦力が低下すると思われる。これらのことから乱した試料のベーン試験値を用いてクイの限界支持力を求めると、

$$Q = Q_p + Q_f$$

Q : クイの限界支持力

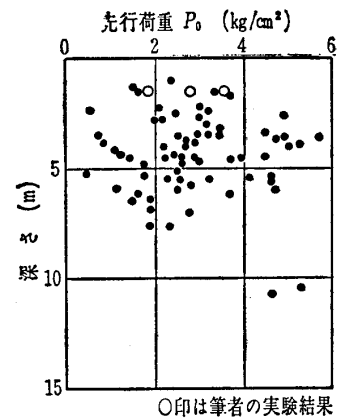


図-9 東京付近の関東ローム層の先行荷重 (関東ローム研究グループによる)

Q_p : クイの先端支持力

Q_f : クイの周面抵抗

となり、この式に乱した土のベーン抵抗値 $\tau_f=c=0.3 \text{ kg/cm}^2$ 、土の単位重量 $\gamma_t=1.2 \text{ t/m}^3$ 、クイの根入り $D_f=4.5 \text{ m}$ およびクイの直径 $D=0.45 \text{ m}$ を代入すると

1) 先端支持力 Q_p は

$$\begin{aligned}q_c &= \gamma_t D_f + 1.3 \times 4c \\ &= 1.2 \times 4.5 + 1.3 \times 4 \times 3 = 21 \text{ t/m}^2\end{aligned}$$

$$Q_p = 21 \times (0.9 \times 0.45)^2 \times 0.785 = 2.71 \text{ t}$$

2) 周面抵抗 Q_f は

$$\begin{aligned}Q_f &= 2 \pi r \times D_f \times c \\ &= 2 \times 3.14 \times 0.225 \times 4.5 \times 3 \\ &= 19.04 \text{ t}\end{aligned}$$

よって限界支持力は

$$Q_c = 2.71 + 19.04 = 21.75 \text{ t}$$

となる。

つぎにマイヤーホフの式を用いて限界支持力 q_c を求める。

$$q_c = 40 N A_p + \frac{1}{5} \bar{N} A_s$$

関東ロームの N 値は約 3 であるので、この値を入れると $q_c=20.05 \text{ t}$ となり、さきに求めたクイの支持力とかなり一致することがわかる。

5. 標準貫入試験およびクイ打ち試験による地盤支持力

このベーン試験を実施した付近に校舎が建設され、クイ打ち基礎が採用された。その設計にさきだって標準貫入試験による N 値を測定している。それによると深度 6~7 m までは $N=3\sim5$ 、8~14m で $N=15\sim30$ 、15~20m で $N=30\sim45$ 、25m 付近に $N=10\sim20$ のやや弱い層が介在し、それからさきは再び $N=50$ にあがる。

これをさきの地層図(図-2)に照合すると、ローム層の N 値は 3~5m で深さによる変化はなく、成田層は上層

部で $N=15\sim 30$ 、深さとともに強くなり代表的な値は $N=50$ 程度とみることができる。この値には 22m くらいで達するが、その下に厚さ 2m ほどの弱い層がある。これは軽石ないし貝殻を含む層で、おそらく新第三紀以降の海退によるものとみでよう。

つぎに建築工事着手にあたって実施されたクイ打ち試験の結果をみよう。建物の幅は 102.4m、奥行 19.2m、クイ本数 687 本、1 本あたりの設計耐力は 45 t が期待値である。試験クイは深度 5m の掘削底面より打ち、クイ径 45 cm である。クイ支持力算定公式によって求められた値は、在来地表面から 9.5m (基礎底面よりの貫入量 4.5m) で 20 t、13.5m (同じく貫入量 8.5m) で 60 t、その間は曲線的に急増している (図-10)。

クイ支持力と N 値の関連をマイヤーホフの式から求める。

$$q_a = \frac{1}{3} \left(40 N A_p + \frac{1}{5} \bar{N} A_s \right)$$

q_a : 許容支持力

N : クイ先端地盤の N 値

\bar{N} : クイの支持層中貫入深さに対する平均 N 値

A_p : クイ先端断面積 (m^2)

A_s : 支持層に貫入した部分のクイ周表面積 (m^2)

いま、図-10のように、クイ打ち深度 4m では $N=20$ の支持層中への貫入深さ 3m に相当し、クイ径 45 cm であるから許容支持力は $q_a=48.17\text{t}$ が得られる。これは試験クイの動的支持力 21 t よりかなり大きい値である。ところが、それから同じく $N=20$ の層を 3m 貫入したところでは $q_a=59.8\text{t}$ となり、ここでは試験クイの支持力とうまく合致する。さらにまた、それ以下の深度では $N=40\sim 50$ と増しているにもかかわらず試験クイの支持力は 60 t とほとんど変わらない。

これによると、 N 値からクイの支持力を推定することは土質によると思うが、かなりむずかしいことがわかる。したがって、これをもとにして基礎を選定し設計するには慎重を要するように思われる。

6. む す び

特殊土といわれる関東ロームおよび成田層砂質土について 2, 3 の解釈を試み一応説明はついた。しかし関東ロームのセン断強さの取扱いはむずかしい。

試験地点の関東ロームの上載荷重は先行荷重以内であるので、内部摩擦角 $\phi=0$ として扱ったが、その妥当性の検討のため、先行荷重以内に相当するわずかな垂直応力を

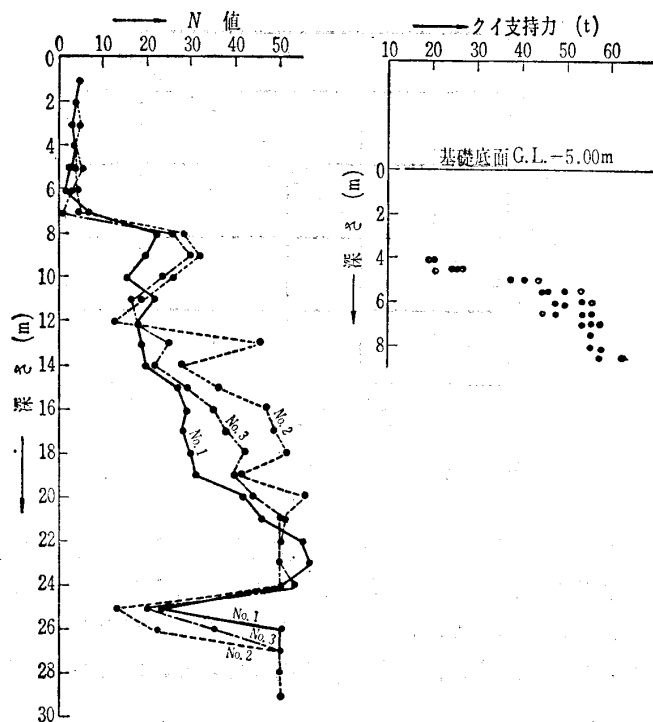


図-10 N 値とクイ支持力

0.1 から 0.4 kg/cm^2 まで 0.1 kg/cm^2 ずつ加えてセン断試験を行なったところ $c=0.30\sim 0.32\text{ kg/cm}^2$, $\phi=33\sim 38^\circ$ という結果が得られた。一般のチュウ積粘土は先行荷重以内で試験するとほとんど $\phi=0$ となることから関東ロームの解明されなければならない問題を提起しているといえよう。

一般に特殊土は土質が変わらないように採取、運搬、処理することがむずかしいから、できるだけ原位置試験法を開発することが望ましい。

参 考 文 献

- 1) 関東ローム研究グループ; 関東ローム, 築地書館, 1965, pp. 65~73
- 2) Carlson; Determination in situ of the shear strength of undisturbed clay by means of a rotating auger, Proc. III, Int. Conf. Soil. Mech. Found. Eng., Rotterdam, 1948, Bd. I, p. 265.
- 3) Skempton; Vane test in the alluvial plain of the river Forth near Greng & mouth, Geotechnique, 1, 1948, p. III.
- 4) 柴田 徹; 原位置ベーンセン断試験結果の意味, 第11回土質工学シンポジウム論文集, 昭和41, pp. 105~110
- 5) British Standard 1377, 1967, UDC, 624, 131.
- 6) 前掲 1) p. 346
- 7) 加藤 渉・内山勝麗; 関東ローム中における杭の側圧について, 日本建築学会関東支部第37回学術研究発表会, 昭和41
- 8) 前掲 1) pp. 335~357

(原稿受理 1976. 4. 24)

※

※

※