

上端部に設置した変位計で各区間別に測定する、新しい形式の層別沈下計である。

(b)地盤と内管との縁切りに蛇腹式の外管を採用しており、外管が地盤の変位に影響を及ぼさない。

(c)変位計部分の地盤への定着はアンカーによるとともに、孔内にベントナイトモルタルを注入して地盤への定着をより完全なものにしている。なお、ベントナイトモルタルはヤング係数が支持地盤の値より高くならないように配合を調整したものを用いている。

(d)上述(a)の形式をとったことにより、外管と内管の間の空隙は沈下計の先端部から地上部まで連続している。このため、ベントナイトモルタルがほぼ硬化した時点で先端から送水し、内部を充分洗浄することができる。洗浄により、仮に内部に進入した土砂やベントナイトモルタルが管内にあっても最終的には残置することがなく、内管と外管に競りを生じない。

2.2 実測内容

新しく作製した層別沈下計を用いて、四つの建物の建設時に支持地盤の鉛直変位の測定を行なった。建物の基礎はいずれも直接基礎(べた基礎)である。図-2に、各建物の平面と層別沈下計の配置、地盤断面とN値、せん断波速度分布、層別沈下計の設置深度および掘削深度などを示した。これらの建物では支持地盤の鉛直変位のほか、帯水層の間隙水圧の測定を行なった。また、Jビルを除く三つの建物では、層別沈下計の各変位計の部分に加速度計を取り付けて設置し、各掘削段階毎に支持地盤のせん断波速度の測定を行ない、掘削に伴う土被り圧の減少によるせん断波速度の変化を調査した⁹⁾⁹⁾。なお、KビルおよびTビルでは掘削終了後、掘削底面に土圧計を設置して建物の接地圧分布の測定を行なった。これらの測定のうち、本論文では主に鉛直変位の測定結果について述べる。

(a)Kビル(東京都港区)¹⁰⁾¹¹⁾

Kビルは地下3階、地上9階である。地盤はGL-10mまでが比較的軟らかなロームおよび粘土層である。建物は、直接基礎によりGL-14.3mの洪積粘土層に支持されている。洪積粘土層のせん断波速度 V_s は約 230m/sec、圧密降伏応力は 50 tf/m² である。

支持地盤の鉛直変位の測定は、掘削の中央部と端部の2ヵ所で行ない、いずれもGL-35mを基準として粘土層、上部砂層、礫混じり砂層および下部砂層の各層について測定した。

(b)Nビル(東京都中央区)⁷⁾¹²⁾

高層部は地上20階、地下3階であり、低層部は地下2

階の地下部分のみである。地盤はGL-10m以深が洪積層であり、上から細砂、粘土、砂礫層および下部細砂層から成る。建物の高層部は、GL-14.9mの洪積細砂層に直接基礎により支持されている。鉛直変位の測定は、各地層別に高層部のほぼ中央で行なった。また、粘土層上部の細砂層については、施工中の水位変化を止水壁内に設置した水位計により測定したが、構築時は破損したため測定を中止している。

(c)Tビル(群馬県高崎市)¹⁰⁾¹¹⁾

Tビルは地上2階、地下1階の重量構造物である。形状はほぼ正方形であり、層別沈下計はそのほぼ中央部に設置した。建物は、直接基礎によりGL-7.8mの上部砂礫層に支持されている。地盤はGL-9mまでが上部砂礫層、GL-15mまでがシルト混じり砂礫層、GL-15m以深が下部砂礫層である。鉛直変位はGL-31.2mの砂礫層を基準点として、シルト混じり砂礫層とその上部と下部の砂礫層について測定した。また、土圧計により接地圧分布の測定も行なっている。なお、Tビルでは掘削時の測定ができなかったため、掘削が終了して捨てコンクリートを打設した直後を基準として構築時の測定のみを行なった。

(d)Jビル(東京都文京区)

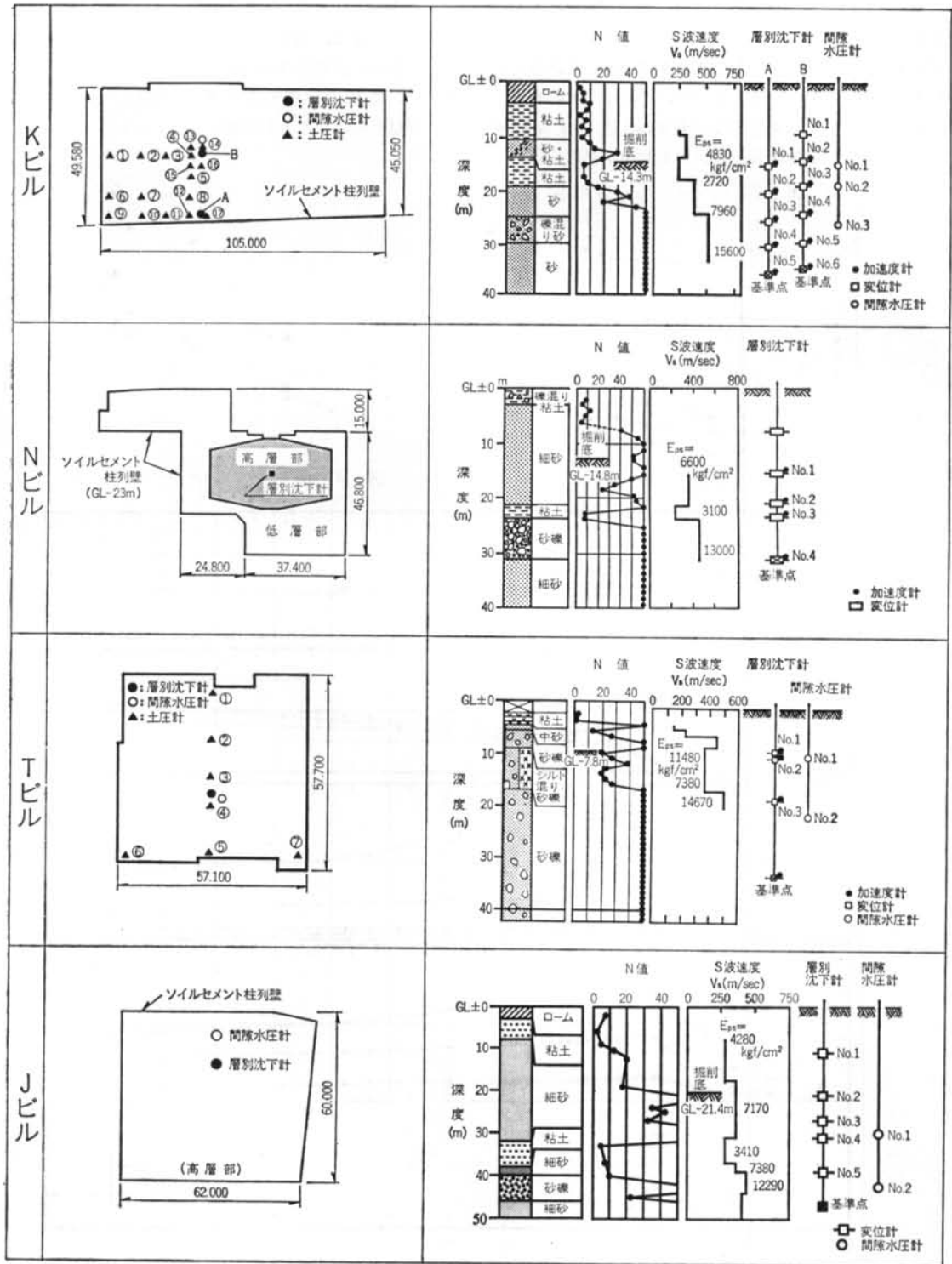
Jビルは高層部とその周囲の低層部とから成る。高層部は地下3階、地上20階であり、建物の底面深度はGL-21.4mである。地盤はGL-9mから約GL-32mまでが洪積砂層、GL-32mからGL-38mまでが圧密降伏応力が約100 tf/m²の洪積粘土層である。GL-38mからGL-40mまでは砂と粘土の互層であり、GL-40m以深は厚さ約5mの砂礫層および細砂層である。地盤の鉛直変位の測定はGL-46mの下部細砂層を基準にして、掘削底面上部の砂層(掘削時のみ)と下部の砂、粘性土、砂礫層について行なった。Jビルは構築途中であるので、掘削時の結果について述べる。

§ 3. 鉛直変位の測定結果

3.1 地下水位変化による地盤の鉛直変位

Nビルでは、掘削のためのディープウェルを設置したのちに試験揚水を行なった。図-2の上部砂層の水位を約7m低下させ、約一週間一定に保持したのちに停止した。そのときの水位変化と、層別沈下計による各層の鉛直方向の変形量 δ の経時変化を図-3に示した。

各層の変形は、水位低下後2~3日遅れて最大になっている。一部で開始された掘削の影響は多少含まれてい



図一2 計器設置平面および断面図

るが、約一週間後の揚水停止による水位の回復に伴い、変形はほぼ元の値に戻っている。粘土層および上部砂層が圧縮変形しているのに対し、粘土層下部の砂礫層は変形量は小さいが逆に膨張している。これは、水位低下により粘土層およびその上部では有効鉛直応力 σ_v' が増加し、砂礫層では揚水に伴う細砂層の飽和度の低下による

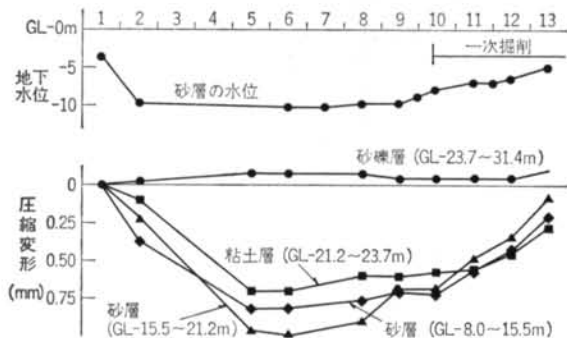


図-3 地下水位変化による地盤の変形

若干の土被り圧の減少により σ_v' が減少しているためである。図-4は、水位変化量と地盤の鉛直ひずみ ϵ_v の関係である。両者はほぼ比例しており、地盤の変形量の解析は、地下水位の変化を考慮した有効応力解析によらなければならないことを明確に示している。

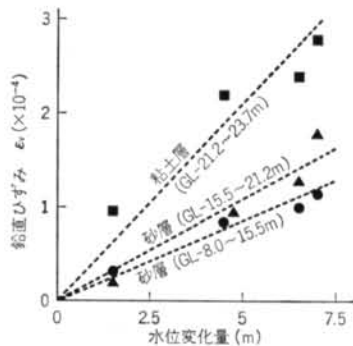


図-4 水位変化量と鉛直ひずみ ϵ_v の関係

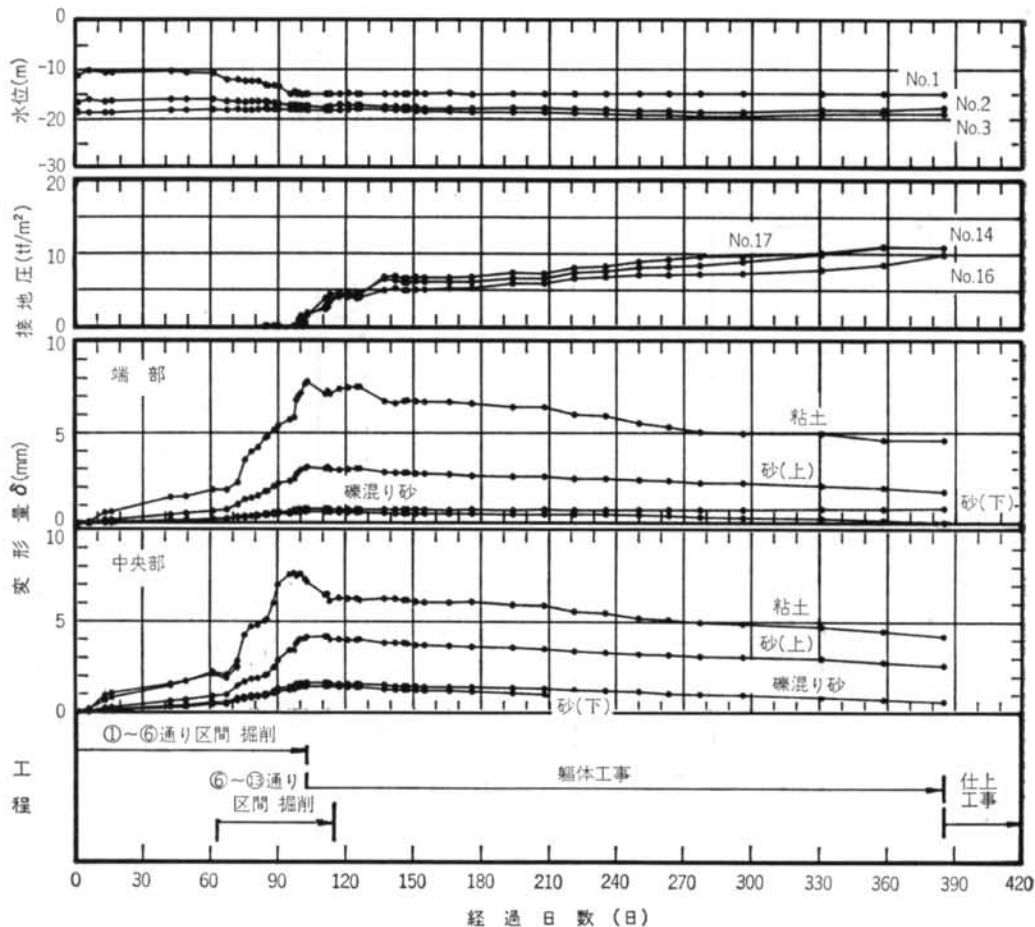


図-5 実測結果の経時変化 (Kピル)

3.2 鉛直ひずみ分布

Kビルにおける施工時の支持地盤の鉛直変位と地下水位および接地圧の測定結果を、間隙水圧の経時変化の実測例として図-5に示した。掘削の進展に伴い各層のリバウンドが増加し、構築に伴い徐々に沈下している。

図-6は、層別沈下計の先端を基準にした各ビルの掘削期間におけるリバウンド量、および構築期間の沈下による変位量の累積値の分布である。また、図-7(a)および

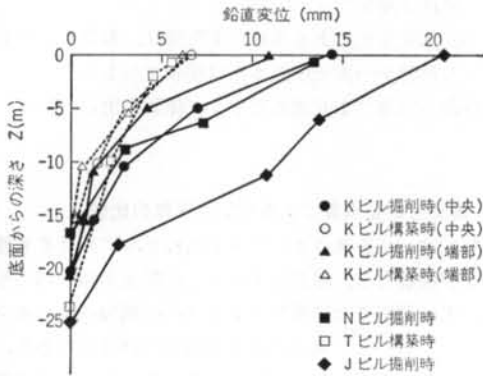


図-6 実測による鉛直変位分布

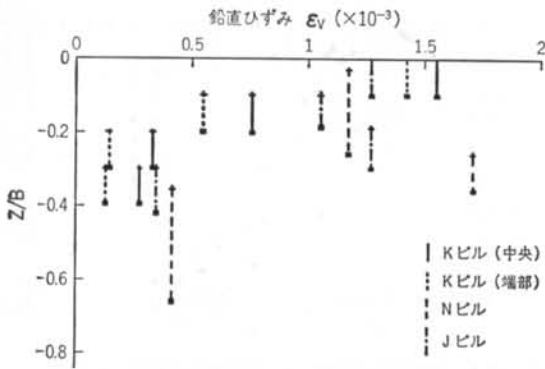


図-7(a) 鉛直ひずみ ϵ_v の分布 (掘削時)

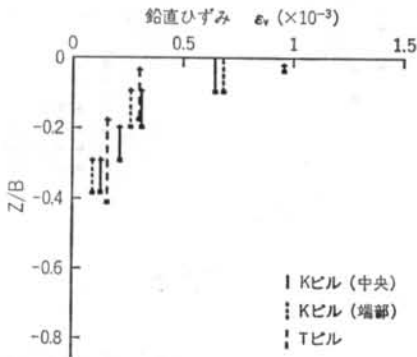


図-7(b) 鉛直ひずみ ϵ_v の分布 (構築時)

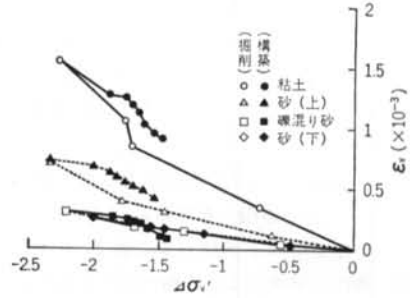


図-8(a) $\Delta\sigma'_v \sim \epsilon_v$ (Kビル中央部)

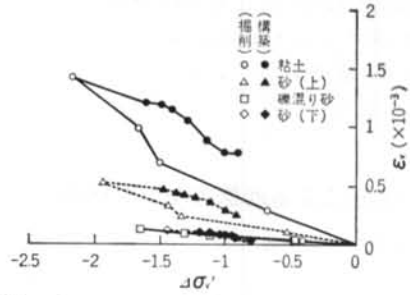


図-8(b) $\Delta\sigma'_v \sim \epsilon_v$ (Kビル端部)

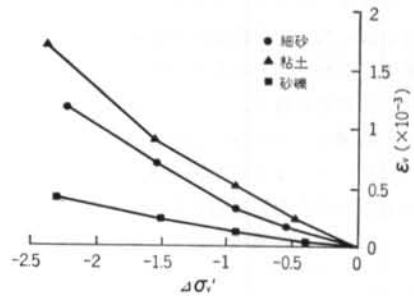


図-8(c) $\Delta\sigma'_v \sim \epsilon_v$ (Nビル)

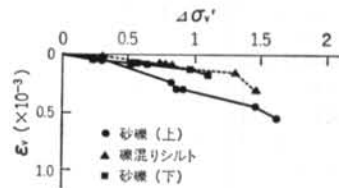


図-8(d) $\Delta\sigma'_v \sim \epsilon_v$ (Tビル)

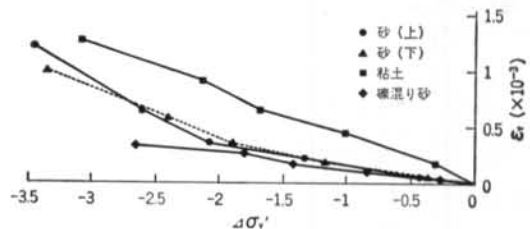


図-8(e) $\Delta\sigma'_v \sim \epsilon_v$ (Jビル)

び図-7(b)は掘削および構築時の鉛直ひずみ ϵ_0 の累積値の分布であり、掘削底面からの深さ Z と掘削の短辺幅 B の比 Z/B に対して示した。今回の実測による ϵ_0 は、おおむね底面付近で $0.5 \sim 1.5 \times 10^{-3}$ 、 $Z/B=0.5$ では 0.5×10^{-3} 以下であった。

掘削および構築による鉛直有効応力の変化量 $\Delta\sigma_0'$ と ϵ_0 の関係を示したのが図-8である。 $\Delta\sigma_0'$ は地盤内の鉛直応力の変化量 $\Delta\sigma_0$ と水位の変化量 Δu とから算出した。なお、掘削と構築による地盤内の鉛直応力は、掘削または構築初期からの排土重量、または土圧計による接地圧を掘削底面に載荷して長方形分割法により求めた。図-8の $\Delta\sigma_0'$ と ϵ_0 の関係は、 $\epsilon_0 < 10^{-3}$ の小さなひずみにおいても勾配が変化している。

§ 4. 実測による地盤のヤング係数

4.1 ヤング係数の計算方法

支持地盤の応力とひずみの関係は、実際には図-8のように非線型な関係を示すが、直接基礎の即時沈下は地盤を等方弾性体と見なして弾性論により求めることが多い。条件に合ったヤング係数の設定に判断を要するが、計算が簡便であり現実的な方法である。実測値からの地盤のヤング係数の計算も、同じように鉛直ひずみから弾性論により直接ヤング係数を求める方法によった。

ヤング係数を求める手順を図-9に示した。掘削開始または構築開始時点初期値とし、その後の各時点までに生じた鉛直ひずみの累積値からヤング係数を求める。

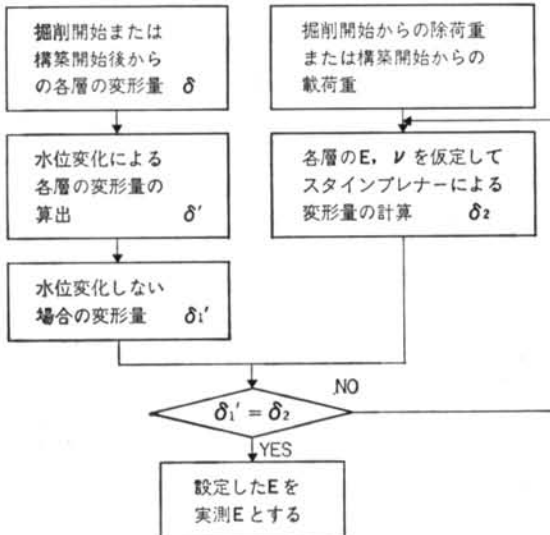


図-9 実測結果からのヤング係数の計算手順

求めたヤング係数は割線係数であり、その時点までの平均的な値である。地盤の鉛直ひずみの計算にはスタインプレナーの弾性近似解¹³⁾を用い、掘削時は排土重量を、構築時は土圧計による接地圧を掘削底面に載荷して求めた。計算に際しては、各層のポアソン比 ν を地盤の種類により次のように仮定した。

- 砂質土層: $\nu=0.35$
- 砂礫層: $\nu=0.3$
- 粘性土層: $\nu=0.45$

なお、水位変化による各層の変形量は、有効応力の変化により地盤が一次元圧縮または膨張するものとして、前の段階の計算により求めたヤング係数を用いて計算した。

4.2 実測と地盤調査によるヤング係数の比較

4.1に述べた方法によって求めたKビルにおける地盤のヤング係数 E と、鉛直ひずみ ϵ_0 の関係を図-10に示した。 E は掘削または構築による ϵ_0 の増加により減少している。しかし、両者の減少の傾向には違いがあり、これは他のビルについても同じであった。Kビルでは掘削部の中央と端部でひずみの測定を行なったが、同じ地

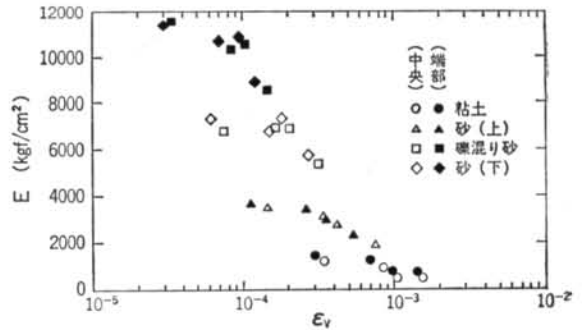


図-10(a) 実測による地盤のヤング係数 E と鉛直ひずみ ϵ_0 の関係 (Kビル掘削時)

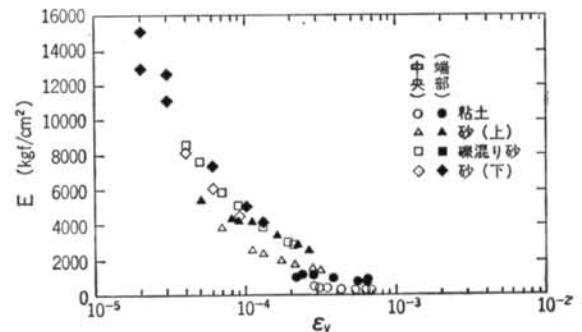


図-10(b) 実測による地盤のヤング係数 E と鉛直ひずみ ϵ_0 の関係 (Kビル構築時)

盤の E は掘削時、構築時とも端部が中央に加えて若干大きくなっている。

各ビルの実測による E 、事前調査で行なった孔内水平載荷試験、PS 検層および掘削底面で行なった平板載荷試験による E と N 値との関係を示したのが図-11である。なお、実測による E はいずれも掘削および構築の最終時点の値である。

図中には、洪積砂層に対する N 値に基づくヤング係数の提案式である $E=28N$ および $56N(\text{kgf/cm}^2)$ を示した。実測による E の殆どが $E=28N$ の直線の上部に分布しており、 $E=56N$ 以上の場合もかなりある。したがって、 $E=28N$ として沈下を予測した場合は、計算値は実際より大きい値が得られることになる。 N 値 >50 の砂層における平板載荷試験による再載荷時の E 、および N 値 <10 の粘性土層における孔内水平載荷試験による E は比較的実測値に近い。しかし、 N 値 >50 の砂質土層の孔内水平載荷試験や平板載荷試験の初期載荷時の E は、全般に実測の E よりかなり低い値になっている。

なお、PS 検層の P 波と S 波速度から求めた $E(E_{ps})$ については、測定値の20~50%の範囲で示した。多くの実測による E は $0.2\sim 0.5E_{ps}$ の範囲にあり、 E_{ps} については低減して用いる必要があることを示している。

図-12(a)は、実測の E とPS 検層による E_{ps} の比 E/E_{ps}

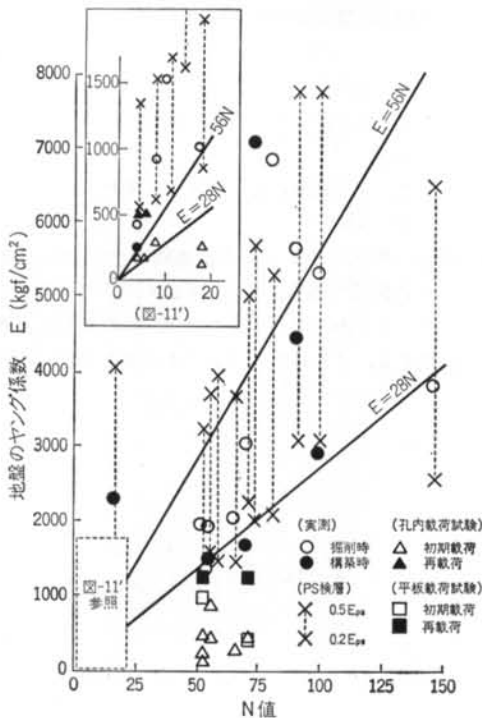


図-11 各調査によるヤング係数 E と N 値の関係

E_{ps} と Z/B (Z :掘削底面からの深さ、 B :掘削の短辺幅)の関係である。 E/E_{ps} は Z/B により増加する傾向があり、 E_{ps} から E を予測する際には生じるひずみや応力の大きさを考慮して、深さにより低減率を変える必要があることを示唆している。図-12(b)は実測の E と $E=28N$ の比の分布である。 $E/28N$ は1~6の間ばらついており、PS 検層結果の場合のような傾向は明かでない。

上述の地盤調査と実測による E の比較から、地盤のヤング係数の予測にはPS 検層などによるせん断波速度 V_s の適用性が高いものと考えられる。 V_s の測定は非破壊試験である点で他の試験とは異なり、求まる V_s の信頼性は高い。 V_s と適切なポアソン比 ν から式(1)により求めた微小ひずみのヤング係数 E_0 を、施工時の支持地盤のひずみや応力の変化を考慮して低減するのが、現状では最も合理的なヤング係数の設定方法であろうと思われる。

$$E_0 = 2(1+\nu)\gamma V_s^2/g \quad \dots(1)$$

γ :地盤の単位体積重量、 g :重力加速度

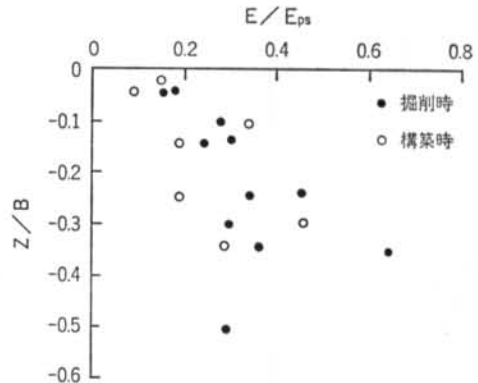


図-12(a) 実測とPS 検層によるヤング係数の比較

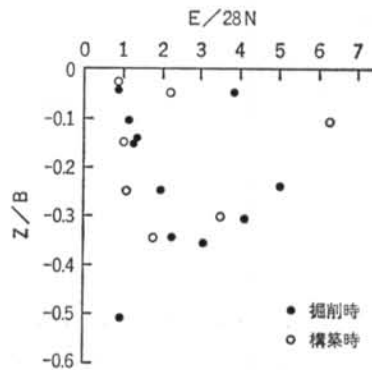


図-12(b) 実測と N 値によるヤング係数の比較

§ 5. ヤング係数比 E/E_0 と鉛直ひずみ ϵ_v の関係

5.1 掘削時と構築時の比較

実測によるヤング係数 E と微小ひずみ時のヤング係数 E_0 の比 E/E_0 (以下、ヤング係数比と呼ぶ) の施工に伴う変化に関して、応力の条件が単純な掘削中央部の値について述べる。実測を行なった四つのビルの施工時の各時点の鉛直ひずみ ϵ_v とヤング係数比との関係を、地盤種類別に図-13 に示した。なお、 E_0 は PS 検層の V_s

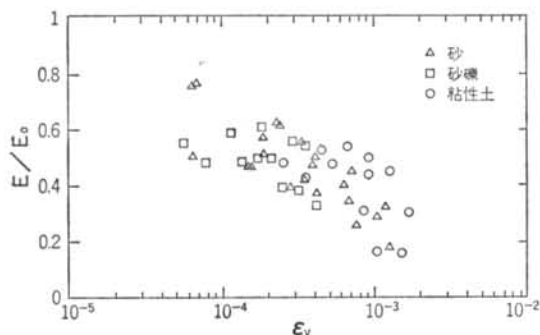


図-13(a) 鉛直ひずみ ϵ_v とヤング係数比 E/E_0 の関係 (掘削時)

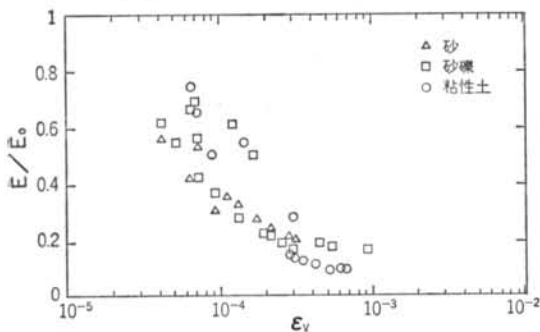


図-13(b) 鉛直ひずみ ϵ_v とヤング係数比 E/E_0 の関係 (構築時)

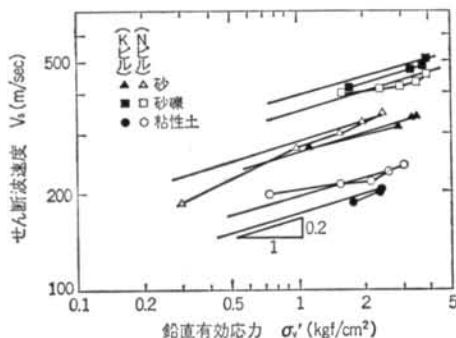


図-14 掘削時のせん断波速度の測定結果

または層別沈下計に取り付けた加速度計 (図-2 参照) を用いて、掘削開始前に測定した各層の V_s と、4.1 で仮定したポアソン比とから式(1)により求めた値である。

図-13(a) は、Kビル(中央部)、NビルおよびJビルの掘削時の結果である。同様に、図-13(b) はKビル(中央部)およびTビルの構築時の結果である。掘削、構築時ともに ϵ_v の増加によりヤング係数比は減少している。しかし、その性状は異なっており、掘削時は ϵ_v が増すにつれて片対数グラフ上でヤング係数比の低下率が増す傾向がある。一方、構築時は 1×10^{-4} 付近の微小ひずみ時の低下が激しく、徐々に低下率が減少している。なお、地盤種類による明確な違いは生じていない。

図-13(a) によれば、 $\epsilon_v = 1 \times 10^{-5}$ に対するヤング係数比 E/E_0 は 0.6 程度と推定される。したがって、実測の E の変化から求まる微小ひずみ時の E が V_s による E_0 よりかなり低いことになる。この原因の一つに、仮定したポアソン比の適否が考えられ、微小ひずみ時のポアソン比の性状について検討する必要があるものと思われる。

図-14 は、層別沈下計の変位計部分に取り付けた加速度計により各掘削段階で測定した各層の V_s と、鉛直有効応力 σ'_v の関係である⁸⁾⁹⁾。掘削による σ'_v の減少により V_s は低下する。ここでは、図-14 から式(2)が成り立つとして、掘削開始時の σ'_{v0} と掘削終了後の σ'_v とから、構築初期状態における各層の V_s を求め、4.1 で仮定したポアソン比を用いて、微小ひずみ時のヤング係数 E_0' を求めた。構築時については、 E_0' を用いてヤング係数比を検討するのが妥当と考えられる。

$$V_s = \alpha(\sigma'_v)^\beta \quad \dots\dots(2)$$

ここに、 α : 地盤によって異なる係数

$$\beta = 0.2$$

図-15 は、求めた E_0' による構築時のヤング係数比 E/E_0' と ϵ_v の関係である。 E/E_0' は 5×10^{-5} で多くが 1 以上であり、より小さなひずみでは E/E_0' がさらに大きい可能性がある。すなわち、 V_s による微小ひずみ時の

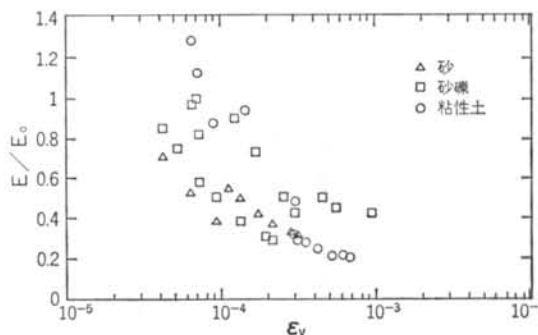


図-15 鉛直ひずみ ϵ_v ヤング係数比 E/E_0' の関係 (構築時)

ヤング係数 E_0' より実測による値が大きく、掘削時とは逆の現象が起きている。

構築開始時の実測の E が大きく、また前述したように微小ひずみ時に E が急激に低下する原因は、掘削が終了した部分から即座に捨てコンクリートを打設する、また構築開始時点は平面的に掘削による除荷と構築による載荷が交錯して行なわれる施工の実態によるものと考えられる。いずれの場合も、除荷による地盤の膨張が継続した状態で載荷に転ずることになり、構築開始時点の実測の ϵ_0 は小さく、弾性論から求まる E は大きい値となる。

5.2 中央部と端部の比較

Kビルでは中央部のほかに、掘削端部から4m離れた地点でも鉛直ひずみ ϵ_0 の測定を行なった。図-16(a)は掘削時、図-16(b)は構築時のヤング係数比 E/E_0 と ϵ_0 の関係である。

掘削時についてみると、鉛直ひずみ $\epsilon_0 < 1 \times 10^{-4}$ で掘削底面から離れた礫混じり砂と砂(下)の中央と端部の差が大きい。底面に近い部分については、実測ひずみの範囲が 1×10^{-4} 以上であり、不明である。 $\epsilon_0 > 1 \times 10^{-4}$ では砂(上)の両者の値はほぼ等しいが、底面直下の粘土では

端部が中央より少し大きい値になっている。

掘削による拘束圧の低下は中央が端部より大きく、したがって掘削中の拘束圧は端部の方が中央より大きい値になる。図-14から明らかなように、地盤のヤング係数は拘束圧に依存するので、同一時点では拘束圧の大きい端部の E が大きい値になると考えられる。掘削時の端部と中央の E/E_0 の違いは、おおむね上述の性状を示しているが、掘削底面から離れた礫混じり砂と砂(下)の $\epsilon_0 < 1 \times 10^{-4}$ における極端な差については、不明である。また、 E/E_0 が拘束圧に依存するとすれば、掘削が進むにつれて同一層の端部と中央の拘束圧の大きさの比率は大きくなるので、 E/E_0 の比も徐々に大きくなると考えられるが、そうした傾向は明確ではない。

構築時は、底面直下の粘土で端部と中央の差が顕著である。また、砂(上)と砂(下)で少し端部が中央より大きな値になっている。構築開始時の拘束圧は、端部が中央より大きい。したがって、初期の E/E_0 は端部が大きくなり、実測結果と一致している。構築が進み載荷重が増すの従い、端部と中央の拘束圧の大きさの比率は減少する方向にあるので、 E/E_0 の比も減少すると考えられるが、そうした性状は明確ではない。

中央と端部の E/E_0 の違いは、主に上述の拘束圧の違いによると考えられる。今後、拘束圧分布に関して、山留めや周辺地盤も考慮した詳細な解析を行なって検討をする必要がある。

§ 6. 結論

四つのビルの施工時に測定した鉛直ひずみ ϵ_0 から、地盤を等方弾性体と仮定し、スタインプレナーの弾性近似解を用いて支持地盤のヤング係数 E を求めた。実測による各施工時点の E (掘削または構築開始時からの ϵ_0 の累積値から求めた各時点のヤング係数) は、掘削あるいは構築の進展に伴い減少する。実測による掘削および構築終了時点の E と原位置調査による E の比較結果は、次のとおりである。

(1)粘性土層の孔内水平載荷試験による E と、掘削底面で実施した砂質土層の平板載荷試験の E が、試験を行なったそれぞれの地盤における実測の E に比較的近い値を示した。そのほかの原位置調査による E と実測の E との対応は良くなかった。

(2)実測の E は、PS検層による微小ひずみ時のヤング係数 E_{ps} の20~50%であり、両者の差は大きい。ヤング係数の比 E/E_{ps} は掘削底面からの深さが大きくなる

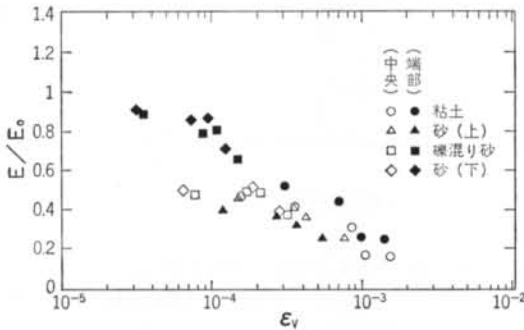


図-16(a) 中央部と端部のヤング係数比 E/E_0 の比較 (Kビル掘削時)

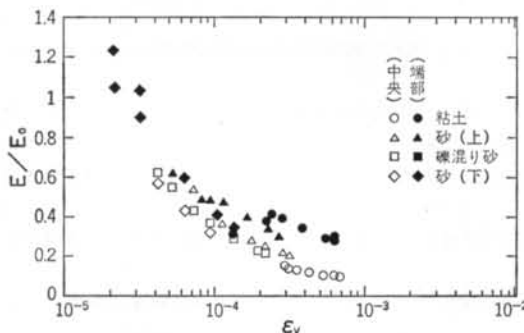


図-16(b) 中央部と端部のヤング係数比 E/E_0 の比較 (Kビル構築時)

ほど増加する傾向を示した。

上述の(2)は、地盤のヤング係数が支持地盤に生じたひずみあるいは応力変化の大きさに依存することを表わしており、せん断波速度 V_s に基づいた地盤のヤング係数を低減して用いる方法が有効であることを示したものと見える。

施工期間中の実測による E と、掘削前に測定したせん断波速度 V_s からポアソン比を、砂 0.35、砂礫 0.3、粘土 0.45 と仮定して求めた微小ひずみ時のヤング係数 E_0 の比 E/E_0 の性状、すなわち地盤のヤング係数の低減率に関して、次のことが分かった。

(3)掘削時、構築時ともに鉛直ひずみ ε_v の増加によって E/E_0 は減少するが、減少の仕方は掘削時と構築時とは異なる。

(4)鉛直ひずみ ε_v が 5×10^{-5} の微小ひずみ時の掘削時の E/E_0 は約 0.6 である。しかし、構築時の E と掘削後の地盤の応力状態から予測した構築開始時点のせん断波速度 V_s に基づくヤング係数 E_0' との比 E/E_0' は、 ε_v が 5×10^{-5} のとき、1 あるいは 1 以上のかかなり大きな値になる。

(5)掘削時、構築時ともに同じ ε_v に対する掘削端部の E/E_0 は、中央の E/E_0 に比べて若干大きい。特に、掘削底面に近い部分で大きい傾向がある。

§ 7. おわりに

本論文では、施工時の鉛直ひずみの実測に基づいた地盤のヤング係数の性状について述べた。得られたヤング係数の性状については今後、山留めや周辺地盤の影響を考慮した地中応力の解析や、洪積地盤の変形特性に関する室内試験などから分析を行なう必要がある。

今回の鉛直ひずみの実測に用いた層別沈下計の作製に当たっては、清水建設株式会社技術部天野賢氏ならびに株式会社自動制御技術研究所谷口勝利氏に多大な御協力を頂いたことを感謝いたします。また、各ビルの実測計画と実施に当たっては、清水建設株式会社構造設計部ならびに建築本部の方々の御協力、御支援頂きました。ここに、末筆ながら感謝の意を表します。

<参考文献>

- 1) 日本建築学会編：“建築基礎構造設計指針” 日本建築学会 (1988年)
- 2) J.B. Burland & M.C. Burbidge: “Settlement of Foundation on Sand and Gravel” Proc. of Institution of Civil Engineers, Part 1, Vol. 78 (1985) pp. 1325~1381
- 3) 植下協・松井克俊・大岡武・永瀬信一：“地盤の挙動計測による建築基礎の合理化の例” 土質工学会論文報告集 Vol. 13, No. 3 (1973年) pp. 87~95
- 4) 笹尾光：“超高層ビル支持地盤の長期安定性について” 土と基礎 Vol. 21, No. 6 (1973年) pp. 33~38
- 5) 玉野富男・福井聡・村上仁・門田俊一：“土留め掘削底部地盤におけるリバウンドの力学挙動解析” 土木学会論文集 第418号 (1990年) pp. 221~230
- 6) 秋野矩之：“地盤の剛性評価と建物の沈下予測” 日本建築学会構造系論文報告集 第412号 (1990年) pp. 109~119
- 7) 玉置克之・西尾伸也・後藤茂・天野賢：“層別沈下計測による支持地盤の変形係数” 第23回土質工学会研究発表会発表講演集 (1988年) pp. 1245~1246
- 8) 西尾伸也・玉置克之・佐藤正義・天野賢：“掘削に伴う地盤のS波速度の変化” 第23回土質工学会研究発表会発表講演集 (1988年) pp. 641~644
- 9) 西尾伸也・桂豊・玉置克之・森誠二：“掘削に伴う支持地盤の変形性状 (その3) —せん断波速度から求めた支持地盤の変形係数” 第25回土質工学会研究発表会発表講演集 (1990年) pp. 1137~1138
- 10) 桂豊・玉置克之・岸田了・佐藤正義：“建物施工時の支持地盤の変形性状 (その1) —沈下量の実測結果—” 日本建築学会大会学術講演梗概集 (1990年) pp. 1607~1608
- 11) 玉置克之・桂豊・佐藤正義・岸田了：“建物施工時の支持地盤の変形性状 (その2) —変形係数の経時変化—” 日本建築学会大会学術講演梗概集 (1990年) pp. 1609~1610
- 12) 玉置克之・佐藤正義・桂豊・真野英之：“施工時の支持地盤の変形性状” 日本建築学会大会学術講演梗概集 (1989年) pp. 1463~1464
- 13) K. Terzaghi: “Theoretical Soil Mechanics” Wiley (1943) pp. 423~425