

国鉄鉄道技術研究所 正員 ○ 那須 誠
 国鉄仙台新幹線工事局 正員 阪本 謙二
 国鉄鉄道技術研究所 安田 祐作

1. まえがき

耐震設計に用いる土の動的変形係数を、軟弱地盤において実測すると共に、採取試料を用いて室内試験を行なった。ひずみレベルを考慮して変形係数の測定結果を整理し、変形係数の各種測定法による違いと、静的変形係数と動的変形係数の違いを明らかにして、前回の測定結果⁽¹⁾と比較することを試みた。

2. 測定概要

良好地盤において既に明らかにされている変形係数の測定法による違いを、軟弱地盤にもそのまま適用できるのかどうか調べるため、前回は新潟平野の軟弱地盤で測定を行なった。前回の測定結果が他の地域の軟弱地盤にも当てはまるのかどうか見るため、今回は仙台平野の沖積層軟弱地盤で測定を行なった。図1のように、

地表から約7mの深さまで $q_c = 1 \sim 3$ kg/cm² が続く極く軟弱なシルト質地盤である。ここの地表から約1.75mの深さで4種類の測定試験を行なった。ここでは $\gamma_s \div 1.1$ g/cm³, $q_u \div 0.12$ kg/cm², $q_c \div 1.6$ kg/cm² である。このうち、平板载荷試験は直径30cmの剛性円板を用いて静的緩速と静的急速の両試験の他に動的試験(振動数0.25Hz一定のA, C試験と振動数1~0.125HzのB試験、写真1)を行なった。

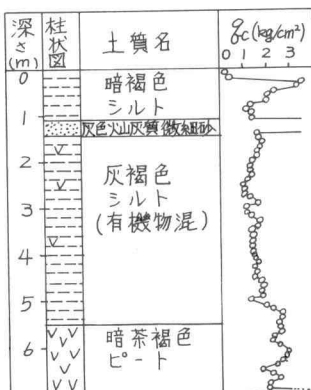


図1 土質柱状図

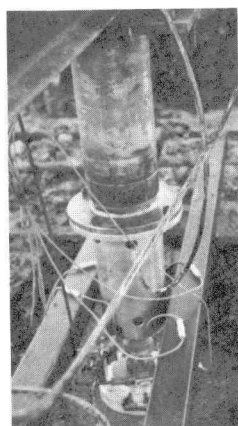


写真1
動的平板
载荷試験
機

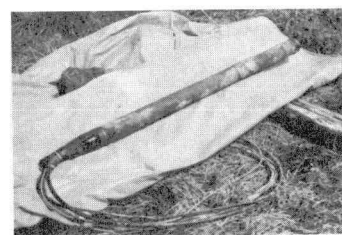


写真2 動的孔内水平载荷試験機

た。ボーリング孔内水平载荷試験はアレシオメータを用いて静的試験と動的試験(0.5 Hz、写真2)を行なった。また、一軸圧縮試験は静的試験のみ、三軸圧縮試験は静的試験と動的試験(0.5 Hz)を行なった。動的試験では各方法とも正弦波に近い波形の荷重を加えた。(载荷法の詳細は、前回の報告⁽¹⁾参照。)

3. 測定結果

割線係数としての変形係数 E とひずみ E の求め方及び動的試験での変形係数の求め方も、前回と同じである。その結果、振動数の変化範囲は小さいけれども、変形係数は振動数によらずほぼ一定であること、ひずみの小さいうちでは変形係数は大

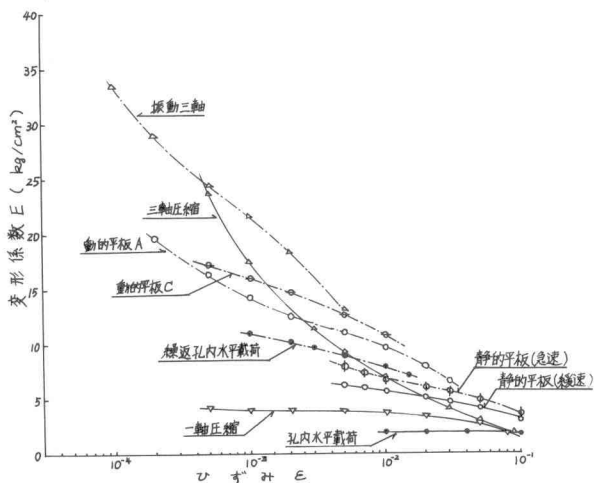


図2 変形係数とひずみとの関係

きい、ひずみが大きくなるとともに変形係数とそのばらつきが小さくなることなどが今回も前回と同様に認められた。図2は各試験法によって得られた変形係数(平均値)とひずみとの関係である。図3は 10^2 のひずみの点の変形係数を基準にして求めた変形係数比とひずみとの関係である。

($E_E=10^2$: ひずみが 10^2 のときの変形係数)
(E_E : ひずみが E のときの変形係数)

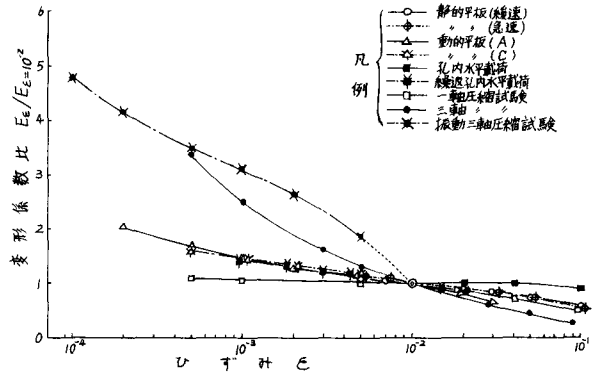


図3 変形係数比とひずみとの関係

表1 変形係数の試験法と補正係数

試験法	従来 ⁽²⁾		新潟平野 ⁽¹⁾		仙台平野	
	常	時地震時	常	時地震時	常	時地震時
平板鉛直載荷試験	1	2	1	2	1	1.5
ボリソク孔内水平載荷試験	4	8	1.5	3	3	6
一軸圧縮試験	4	8	1	2	1.5	1.5
三軸圧縮試験	4	8	1.5	6	1	3

(1) 同一種類の試験でも、動的載荷と静的載荷の両試験の同じひずみの点の変形係数 E_d と E_s を比較すると、 E_d は E_s より大きい。また、今回も前回と同様に振動三軸圧縮試験の変形係数 E_d は最も大きく出ており、孔内水平載荷試験の変形係数 E_s は最も小さく出ている。

(2) 静的変形係数 E_s をひずみが 10^2 の点で平板載荷試験の E_s と比較すると、一軸圧縮試験の E_s は約2/3倍、孔内水平載荷試験の E_s は約1/3倍、三軸圧縮試験の E_s は殆んど同じ大きさを示す。

(3) ひずみが 10^3 の点における動的変形係数 E_d と、同一試験法による上記の E_s と比較すると、平板載荷試験での E_d は E_s の約1.5倍、孔内水平載荷試験での E_d は E_s の約2倍、一軸圧縮試験での E_d は E_s とほぼ等しく、三軸圧縮試験での E_d は E_s の約3倍である。

また、孔内水平載荷試験による変形係数が特に小さいのは、他の試験法が鉛直方向載荷であるのに、この試験だけ水平方向載荷であるため、即ち土粒子配向性と圧密時とせん断試験時の主応力の方向転換が関係しているためと考えられる。その他に、試験機の構造、載荷法、変形係数の算定法等の違いも変形係数に差が出てくる原因と考えられる。以上の測定結果から求めた補正係数 α を、前回の新潟平野において求めた補正係数⁽¹⁾と従来の良好地盤において求められた従来の補正係数⁽³⁾と併せて表3に示す。

ひずみ E と割線弾性係数 E の間には、Hardin-Drnevichによると $E/E_E = (1 + E/E_E)^{-1}$ の関係がある。ただし、 E_E は初期接線係数、 E_E は基準ひずみであり、図4などから E_E は 10^3 のオーダーである⁽²⁾。それ故、 $E=10^3$ のときの E は $E=10^2$ のときの E の数倍となり、今回の試験結果もこの範囲内に入っていることがわかる。

4. あとがき

前回と同様に、ひずみレベルを考慮して変形係数の測定法による違いと、静的と動的の係数の違いを求めた。が、それらの違いの今回の測定結果と前回の測定結果の間の相違をさらに調べる必要があると考えられる。以上の測定は、国鉄本社技術課題「耐震設計に関する研究」の一環として、岡本幹三研究委員会委員長はじめ新幹線建設局工事部二課、構造物設計事務所他の委員会メンバーから多大の助言と指導を受けて行なったものである。また、実際の測定に当っては国鉄仙幹工高清水工事区並びに基礎地盤コンサルタントKKKにお世話になった。以上の関係の方々に深く謝意を表します。

参考文献

- (1) 那須、小倉他：地盤の変形係数の測定法による違い、オ32回土木学会年次学術講演会講演概要集、1977.10
- (2) 石原：土質動力学の基礎、鹿島出版会、1976.8、p170、p196
- (3) 土木工学ハンドブック、1974.11、p1153

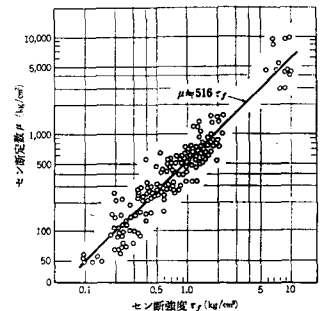


図4 セン断面数とセン断強度⁽²⁾