

国鉄鉄道技術研究所 正員 ○ 那須 誠
 国鉄新幹線建設局 正員 中島 三男
 国鉄下関工事局 林 利男

1. まえがき

土に接する構造物の耐震設計を行なう際に必要な土の変形係数を、前回に引き続いて軟弱地盤において測定し、各種試験法による変形係数の違いと、静的変形係数と動の変形係の違いを調べた。

2. 測定概要

変形係数の測定は、前回まで新潟平野と仙台平野で行なった。今回の測定地は、有明海に接する佐賀平野の沖積層海成粘性土地盤である。ここは、図1に示すように地表から約11mの深さまでN値が0で、2重管式円錐貫入試験機によるコーン支持力 $q_{pc} \approx 1 \text{ kg/cm}^2$ の極軟弱青灰色シルト地盤である。地表から深さ約95cmの所($\gamma_s \approx 1.3 \text{ g/cm}^3$, $w_n \approx 120 \sim 160\%$, $G_s \approx 2.5$, $q_u \approx 0.12 \sim 0.31 \text{ kg/cm}^2$, $S_t \approx 6.5 \sim 11$)で、前回までと同じ種類の試験方法で測定を行なった。

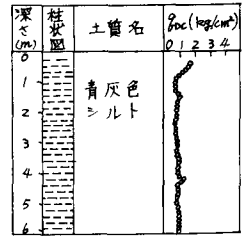


図1 土質柱状図

3. 測定結果

(1) 前回までと同じ方法で求めた変形係数E、変形係数比 $E_e/E_c = 1 \times 10^{-2}$ とひずみEとの関係を図2~3に示す。

静的孔内試験のEを除いて、他の試験のEはEが大きくなるとともに大きくなる傾向を示している。Eの試験法による違いをみるために、図2で同一試験法毎に動的載荷試験と静的載荷試験のEを滑らかに結んでみることにする。

但し、孔内試験のEは除く。 $E = 1 \times 10^{-2}$ の点でEを比較すると、平板試験1:孔内静的試験0.25:一軸試験0.75:三軸試験0.65、 $E = 1 \times 10^{-3}$ の点でEを比較すると、平板試験1:孔内動的試験0.67:一軸試験0.54:三軸試験0.54の割合になっている。

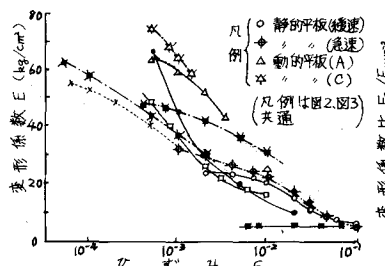


図2 変形係数

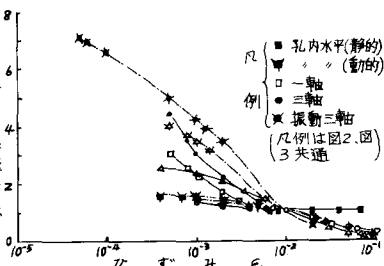


図3 変形係数比

また、図3は $E_{E=1 \times 10^{-3}}/E_{E=1 \times 10^{-2}}$ の値が、平板(静的試験)の1.3から振動三軸試験の4.0まで変化していることを示している。

(2) 図4は、静的変形係数 E_s (例えば、一軸試験の E_{50} 等)と、強度特性値(平板試験の P_f 、孔内試験の R_c 、一軸試験の q_u 、三軸試験の $(\sigma_1 - \sigma_3)_{max}$)との関係を示している。概して、強度の大きい所では E_s も大きく出ている。また、比較的硬い試料で求められたE(竹中式、西垣式)よりも小さく生じている。孔内試験の E_s は、グラフ上ではほぼ一次比例関係にあり、メナールの関係式の範囲内に入っている。その他の試験の E_s は、新潟と佐賀平野の E_s を結んだ線は竹中式と西垣

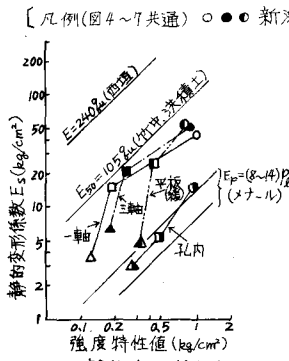


図4 静的変形係数(その1)

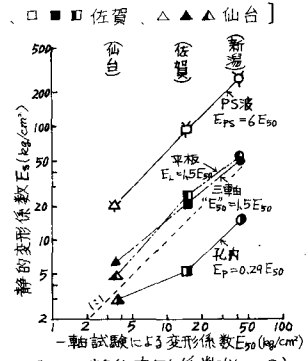


図5 静的変形係数(その2)

式に平行であるが、仙台平野の E_s は強度に比べて小さく出ている。後者では、強度が小さすぎたためと思われる。試験法による違いは、強度の大きい新潟平野の E で最も小さく、強度の小さい所ほどその違いが大きくなる。 E_s と一軸試験の E_{50} との関係を示す図5によれば、参考値のPS波の E_{ps} が最も大きく、孔内試験の $E_s(E_p)$ が最も小さい。両者の中間に、

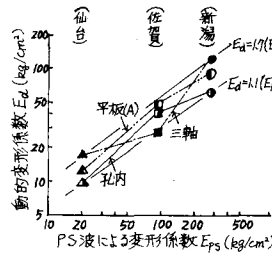


図6 動的変形係数(その1)

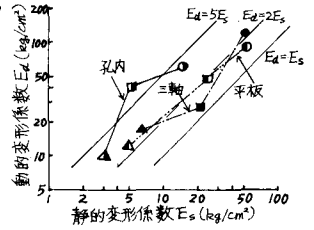


図7 動的変形係数(その2)

ほぼ等しい平板(繰速)試験と三軸試験の $E_s(E_L$ と $E_{50})$ がある。また、 $E_L : E_p : E_{50} : E_{50}'' : E_{ps} \approx 1.0 : 0.19 : 0.67 : 1.0 : 4.0$ である。図6に、ひずみ $\epsilon = 2.5 \times 10^{-3}$ の点の動的変形係数 E_d と E_{ps} との関係を示す。概して、 E_{ps} は E_d より大きい。平板と孔内、三軸試験による E_d の違いは、 E_s の違いと比べて小さい。また、 E_d の測定値は $E_d = 1.1(E_{ps})^{0.794} \sim E_d = 1.7(E_{ps})^{0.794}$ の範囲に分布している。図7には、 $E_s(E_{50}$ 等)と図6に示した E_d との関係が、同一試験法毎に示されている。 E_d と E_s はグラフ上でほぼ比例関係にあるよ

うだ。三軸試験と平板試験では類似した傾向($E_d \approx 2E_s$)を示し、孔内試験ではそれらと異なる傾向($E_d \approx 5E_s$)を示している。なお、データ数は少ないが、孔内の静的と動的の両試験で、強度が小さくてもその変形係数 E は極端に小さくなることはないようである。平板試験と、サンプリングを行なって試験室で測定を行なう一軸と三軸試験では、強度が小さくすると極端に E が小さくなるようである。

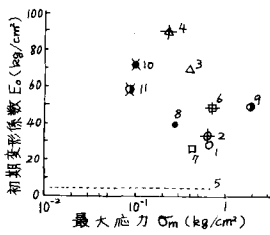


図8 初期変形係数(その1)

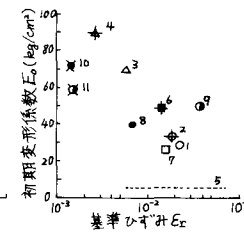


図9 初期変形係数(その2)

No	試験法名称
1	静的平板(繰速)
2	急速
3	動的平板(A)
4	(C)
5	孔内水平(静的)
6	(動的)
7	一軸
8	三軸(CU)
9	(CO)
10	比動三軸(シールド)
11	(マイクロ)

(図8~10共通凡例)

(3) 佐賀平野において求めた変形係数 E とひずみ ϵ との関係(図2)を、ダンカン等の用いた双曲線法による E と ϵ との近似関係式 $E = E_0 / \{1 + (E/\epsilon_r)\}$ に当てはめて、この式中の初期変形係数 E_0 と基準ひずみ ϵ_r 、及び最大応力 $\sigma_m (= E_0 \cdot \epsilon_r)$ を各試験法毎に求めて、図8~10に示す。図8には、 E_0 と σ_m との関係が示されており、 σ_m が大きくなるとともに、 E_0 が大きくなる傾向が認められる。図9は、 E_0 と ϵ_r との関係を示している。 ϵ_r が大きくなるとともに E_0 が小さくなっている。 E_0 は試験法によって異なり、25~90 kg/cm²の範囲に分布している。同一種類の試験法内(例えば、静的平板の繰速載荷と急速載荷試験)では、 E_0 と ϵ_r は似たような値を示している。しかし、違う種類の試験法では、 E_0 と ϵ_r は非常に異なる値を示している。 σ_m と ϵ_r との関係を示す図10をみると、 ϵ_r が大きくなると σ_m も大きくなっている。同一の土を異なる試験法で測定しているため、各試験法による E_0 と ϵ_r は一次比例的な関係になるべきである。しかし、実際は異なっており、上限包絡線($\sigma_m \approx 24.4 \epsilon_r^{0.799}$)と下限包絡線($\sigma_m \approx 13.7 \epsilon_r^{0.794}$)の間に分布している。上限値は、下限値の約1.8倍の大きさである。

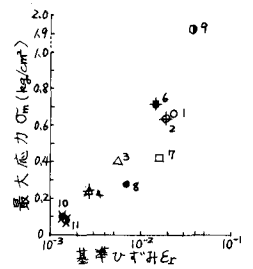


図10 最大応力

4. あとがき

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、部外委託研究委員会の岡本舜三委員長をはじめとする諸メンバー、並びに山本構造物設計事務所次長、大橋施設局土木課長及び下関工事局調査課の御指導と御援助を受けて行なわれました。また、測定に当っては基礎地盤コンサルタント(株)にお世話になりました。併せて厚く御礼申し上げます。

参考文献 (1) 那須他: 土木学会誌32、33回年次学術講演会概要集、Ⅲ-74、Ⅲ-176、1977~1978