

土の動的変形特性に関する室内実験結果

建設省土木研究所 ○岩崎敏男・龍岡文夫

建設省土木研究所 高木義和・吉田精一

§ 序論

地盤や構造物の耐震設計を行う上に地盤の動的せん断変形特性（せん断変形係数 G 、減衰係数）が必要である。現場での弾性波測定からのせん断波速度 V_s からせん断歪 $\gamma = 10^{-6}$ 程度の G の値を得ることができる。しかし、この方法では深さ方向に漸増する G の性質、及び G の値の歪依存性、減衰係数の値とそれの歪依存性を知ることができない。これらは、室内実験によって得ることができる。本報告では、本州四国連絡橋児島—坂出ルートで高橋脚の建設が予定されている坂出市番の州から採取した砂資料について行った共振法土質試験の結果と現場弾性波測定を比較した結果と、更にもう一種の試験機を用いて得られた $\gamma = 10^{-6} \sim 10^{-2}$ での G の歪依存性と履歴減衰係数の値について報告する。

§ 共振法土質試験

本試験は外径 10 cm、内径 6 cm、高さ 25 cm の中空供試体を用いて、系の共振振動数等からせん断変形係数 G を求めるものである。¹⁾ 今回実験を行った試料は番の州の沖積砂層と埋立砂層から採取したものである。（図-1 参照）表-1 に物理定数、図-2 に粒度分布を示す。実験はいつでも $\sigma_1/\sigma_3 = 1.0$ 、空気乾燥で行った。この方法によって求めた値は $\sigma_1/\sigma_3 = 1.0$ 、飽和条件での G の値とでは同じ平均主応力 $p = (\sigma_1 + 2\sigma_3)/3$ の元ではほぼ同じである。^{1)、2)} 図-3 は典型的実験結果の一例である。図-3 中に示す

$$G = 700 \frac{(2.17 - e)^2}{1 + e} p^{0.5} \quad (G, p, \text{kg/cm}^2) \quad (1)$$

は $\gamma = 10^{-4}$ に対してシルト分以下を含有しない粒度の揃ったきれいな砂で成り立つ実験式である。図-3 に示すように番の州は、この公式よりも小さな G の値を持っており、これはシルト分以下を含有し、粒度分布もよいためである。³⁾ 他の番の州の砂についても図-3 の同様な実験結果が得られた。表-2 に各砂について得られた $\gamma = 10^{-6}$ 、 10^{-4} に対する実験公式を示す。

§ 室内実験と現場測定による G の比較

次の手順に従って、両手法による G の値を比較した。これは既に、南伊豆町間、扇島で実施した手法である。

表-2 現場測定による S 波速度と、 G の値を求めるために用いた試料

ボーリング孔 No.	S 波速度 (m/sec)		管内試験で G の値を求め るために用いた試料	
	0 ~ 2.5 m	11.0 m 層別値	0 ~ 4 m	番の州砂 15
No. 15	-2.5 ~ -8	130	P8 試験	-4 ~ -12
	-8 ~ -12	200		
	-12 ~ -22	240		
	-22 ~ -25	250		
No. 17	0 ~ -2.5	140	層別値	0 ~ -4.5
	-2.5 ~ -9	170		
	-9 ~ -13	200		
	-13 ~ -40	250		
No. 18	0 ~ -2.5	135	層別値	0 ~ 1.5
	-2.5 ~ -11	170		
	-11 ~ -38	250		
	-38 ~ -25	250		
No. 20	0 ~ -2.5	115	層別値	0 ~ -3
	-2.5 ~ -9	140		
	-9 ~ -16	180		
	-16 ~ -25	180		
No. 21	0 ~ -2.5	135	層別値	0 ~ -8
	-2.5 ~ -10	150		
	-10 ~ -26	300		
	-26 ~ -25	300		

表-1 番の州砂物性表

試料名	ボーリング No.	深さ (m)	U_c	G_s	e_{max}	e_{min}	$\gamma = 10^{-6}$ の	
							実験式 (kg/cm ²)	実験式 (kg/cm ²)
A	16	4.50 ~ 12.50	1.70	2.67	1.171	0.828	$G = 968 \frac{(2.17 - e)^2}{1 + e} p^{0.572}$	$G = 672 \frac{(2.17 - e)^2}{1 + e} p^{0.596}$
B	19	5.60 ~ 12.00	3.35	2.66	1.011	0.681	$G = 895 \frac{(2.17 - e)^2}{1 + e} p^{0.595}$	$G = 600 \frac{(2.17 - e)^2}{1 + e} p^{0.530}$
C	21	8.00 ~ 12.60	2.73	2.68	1.030	0.692	$G = 729 \frac{(2.17 - e)^2}{1 + e} p^{0.644}$	$G = 532 \frac{(2.17 - e)^2}{1 + e} p^{0.530}$
15	15	0 ~ 10	4.58	2.66	0.909	0.687	$G = 780 \frac{(2.17 - e)^2}{1 + e} p^{0.675}$	$G = 567 \frac{(2.17 - e)^2}{1 + e} p^{0.554}$
18	18	0 ~ 1.0	3.78	2.67	0.943	0.679	$G = 830 \frac{(2.17 - e)^2}{1 + e} p^{0.644}$	$G = 577 \frac{(2.17 - e)^2}{1 + e} p^{0.550}$
21	21	0 ~ 1.0	3.60	2.67	0.921	0.666	$G = 710 \frac{(2.17 - e)^2}{1 + e} p^{0.636}$	$G = 545 \frac{(2.17 - e)^2}{1 + e} p^{0.541}$

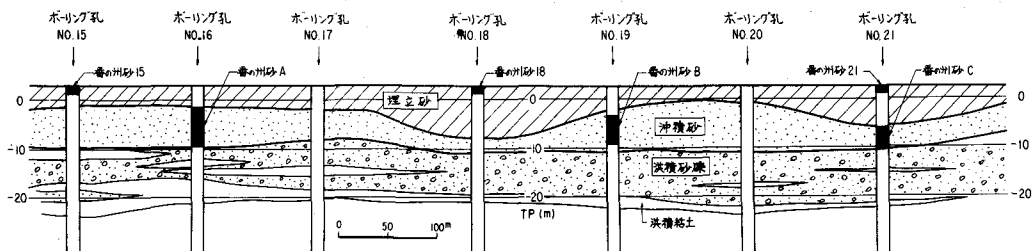


図-1 番の州地表面断面図

(1) 地中の有効応力状態分布を算定する。有効上載圧 σ'_v は、地下水面の位置と単位体積重量 γ_t から決める。 γ_t は最初は推定値を用い、 D_r から推定した値と違いはないか後にチェックする。有効平均主応力 $P' = \frac{1}{3} (\sigma'_v + 2K_0 \sigma'_v)$ は $K_0 = 0.5$ の仮定から求める。

(2) N 値と σ'_v の値から D_r を求める。この時、次の 2 つの方法によつた。(a) Gibbs and Holtz ⁴⁾ の $\sigma'_v \sim N \sim D_r$ 図から求める。この方法では沖積砂層、埋立砂層の密度を過小評価する傾向がある。(b) 扇島での密度の実績から今井 ⁵⁾ が求めた次式による。

$$\frac{N}{D_r^2} = 2.3 \sigma'_v{}^{2/3} \quad (\sigma'_v > 0.5 \text{ kg/cm}^2) \quad (2)$$

$K_0 = 0.5$ として (2) 式に N 値、 σ'_v を代入して D_r を計算すると (a) の方法よりも大きな D_r の値が得られる。

(3) 室内実験で吉見、陶野の方法 ⁶⁾ によつて $e_{\max}$ 、 $e_{\min}$ を求め、 D_r 値から e 、 γ_t の値を求める。

(4) 表 - 1 に示す各砂について共振法土質試験から得られた $r = 10^{-6}$ での実験式に、推定された p' 、 e の値を代入して G の値を求める。これは P_s 検層で地中に生ずる歪の大きさが $r = 10^{-6}$ 程度であるからである。この時、各ボーリング孔について用いる実験式は、可能な限りその孔から得られた試料での実験式を用いたが、それができない場合は近接の孔から採取された性質の似ている試料についての実験式を用いた。(図 - 1、表 - 2 参照)

(5) 現場測定で得られた V_s の値から、次式から G_0 の値を求める。

$$G_0 = \frac{\gamma_t}{g} V_s^2 \quad (3)$$

ここで G_0 は非常に小さい歪の時の G の値の意味である。

V_s の値は表 - 2 に示すように 0 ~ 2.5 m は屈折法で、-2.5 m 以深は P_s 検層で求めた。

図 - 4 ~ 8 にこのようにして得られた室内実験によつて得られた $r = 10^{-6}$ での G_0 の値と、現場測定で得られた G_0 の値を示す。2 種の方法による D_r の値を用いて求めた G_0 の値は大差がない。室内実験による G_0 と現場測定による G_0 は全般的によい一致を示している。又、室内実験による G_0 の値の深さ方向の変化はより自然である。 N 値は一般に不確定要因の大きな値であり、 N 値から $N \sim V_s$ の経験式を用いて V_s 、 G を推定する方法は N 値に含まれている不確定的変化を敏感に反映しやすい。しかし、ここに述べた方法は N 値は D_r を推定する時のみ用いているから、 N 値の変化に対して G の値はあまり敏感でない。従つて可能ならば P_s 検層と室内実験を行つてその結果から総合的に G_0 の値を決めるのがよいものと思われる。

§ G の歪依存性と減衰の値

室内実験で求めた非常に小さい歪 ($r = 10^{-6}$) での G_0 の値が現場測定で求めた値とほぼ一致したことから、室内実験に

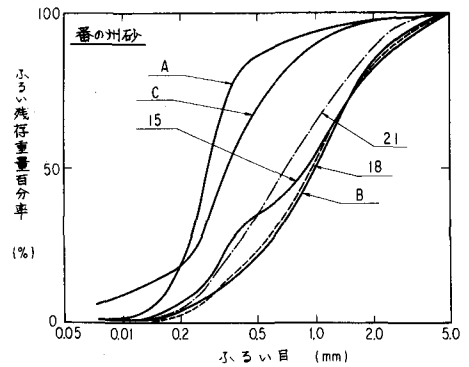


図 - 2 番の州砂粒径加積曲線

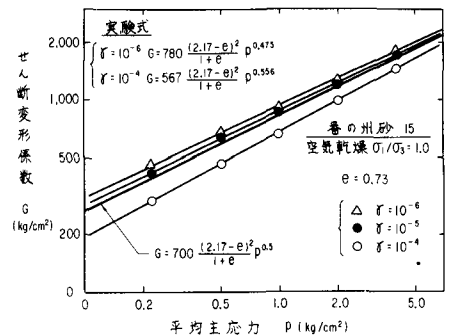


図 - 3 共振法土質試験による実験結果の一例

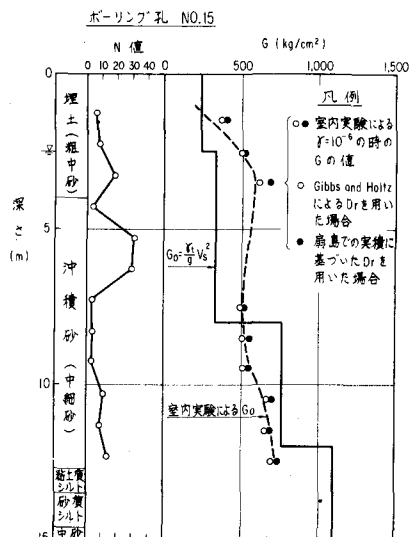


図 - 4 現場測定と室内実験による G の比較

よって $r=10^{-6} \sim 10^{-2}$ での G の歪依存性を求めてもよいものと思われる。 $r < 10^{-4}$ での G の値は前述の共振法土質試験によって求めるが、 $r=10^{-4} \sim 10^{-2}$ での G の値は中空供試体のねじり試験（低周波動的セン断試験）7), 8) によって求めることができる。番の州の砂については $\sigma_1/\sigma_3=1.0$, 空気乾燥の条件で $p=1.0$ ㎏/㎠ についてのみ $r=10^{-4} \sim 10^{-2}$ の実験を行った。図-9に $p=1.0$ ㎏/㎠ に対する共振法土質と低周波動的セン断試験で求めた $G/\{G\}_{r=10^{-6}}$ のデータをプロットしてある。データのばらつきが $G/\{G\}_{r=10^{-6}} \sim r$ 曲線の形に影響を与えないように各砂の2種の試験法によるデータは $r=10^{-4}$ で連続するようにしてある。これは、両試験による G の値は全般的に $r=10^{-4}$ で一致することが確認されている7), 8) からおかしくない方法と言えよう。又、図-9の $p=1.0$ ㎏/㎠ 以外の p に対する $r < 10^{-4}$ の曲線は実測値の平均曲線であるが、 $r > 10^{-4}$ に対する破線は次の方法によって定めた。一般に G の値は(4)式（次ページ）の型であらわれ、 $r=10^{-6}$ での番の州砂の m の平均値は0.44であるから、 $\{G\}_{r=10^{-6}}=K(10^{-6})^p 0.44$ となる。 $p=1.0$ ㎏/㎠ に対しては、 $r > 10^{-6}$ の G に対して、(5)式がなり立つ。この値は図-9の $p=1.0$ ㎏/㎠ の $G/\{G\}_{r=10^{-6}}$ の曲線で示してある。

$p=1.0$ ㎏/㎠ に対しては、(4), (5)式から、(6)式が成り立つ。 m の値は密づめの豊浦砂のデータを用いた。 $[m(3 \times 10^{-4})=0.6, m(10^{-3})=0.8, m(3 \times 10^{-3})=0.98, m(5 \times 10^{-3})=1.0]$ (6)式から、 $p=1.0$ ㎏/㎠ に対する $G/\{G\}_{r=10^{-6}} \sim r$ 曲線を定めた。又、図-10に、 $p=1.0$ ㎏/㎠ に対する m の実測値をプロットしてある。他の p の値に対する破線は各 r に対して、(7)式が成り立つとして、定めた推定線である。

§ まとめ

室内実験から求めた $r=10^{-6}$ での G の値と現場測定から求めた G の値がよく対応がつくことが番の州の沖積砂層・埋立砂層についても確認された。又、2種の室内実験を用いることによって、 $r=10^{-6} \sim 10^{-2}$ に対する G の値の歪依存性、減衰の値

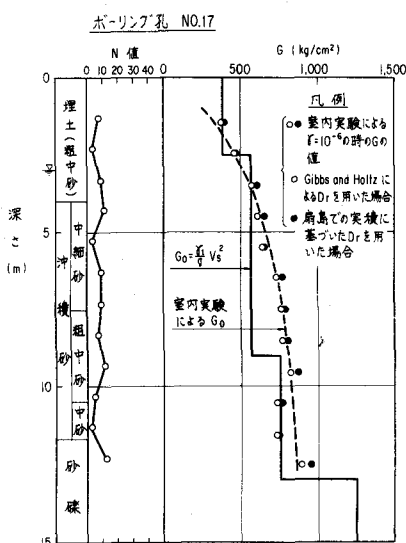


図-5 現場測定と室内実験による G の比較

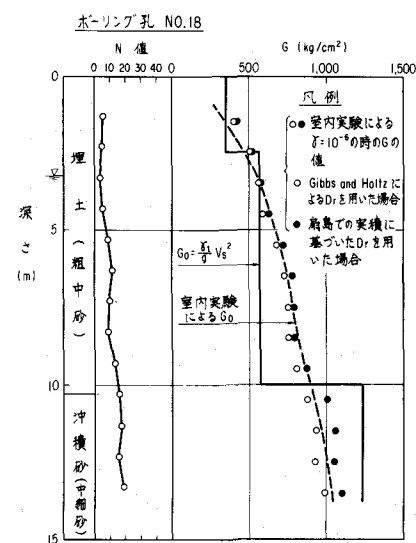


図-6 現場測定と室内実験による G の比較

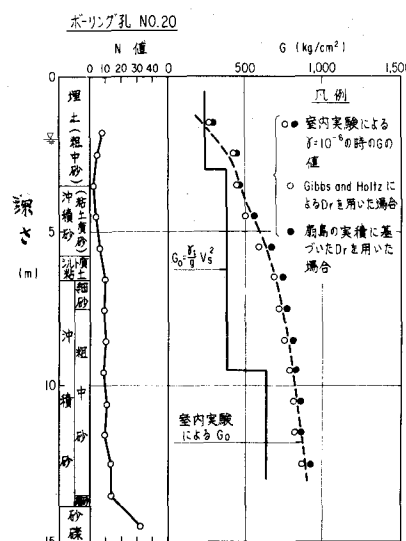


図-7 現場測定と室内実験による G の比較

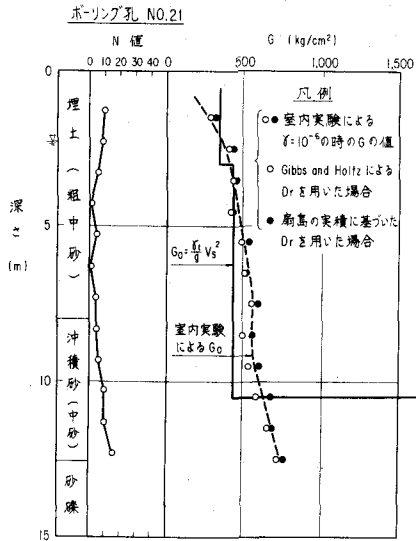


図-8 現場測定と室内実験による G の比較

本調査は本州四国連絡橋公団から土木研究所への委託研究の一環として行われたものであり、関係各位に感謝の意を表します。

§ 参考文献

1) 土木研究所資料

912号, 土の動的変形特性—共振法土質試験機による測定—, 1974年5月

2) 栗林・岩崎・吉田

(1975, 12), “砂地盤の動的変形の特性の現場測定と室内実験” 土と基礎 No. 904

3) 岩崎・龍岡・吉田 (1976) “砂の動的変形特性に及ぼす粒度分布の影響” 第11回土質工学研究発表会

4) Gibbs and Holtz, (1957) “Research on Determining the Density of Sand by Spoon Penetration Test” Proc. 4th I.C.S.M.F.E.

5) 今井五郎 (五洋建設) 私信

6) Yoshimi, Tohno, (1972) “Statistical Significance of the Relative Density”, ASTM, STP523

7) 土木研究所資料 1080号, “広範囲な歪領域での砂の動的セン断変形特性”, 1976年3月

8) 岩崎・龍岡・高木 (1976, 6) “広範囲なひずみ領域 ($\gamma=10^{-6} \sim 10^{-2}$) における砂の動的セン断変形係数” 第11回土質工学研究発表会

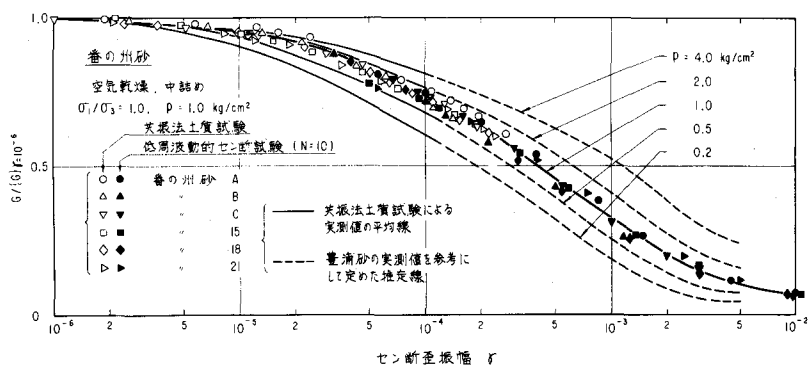


図-9 $G/\{G\} \gamma=10^{-6} \sim \gamma$ 曲線

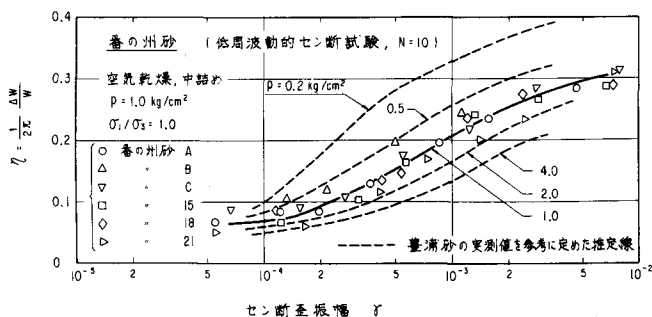


図-10 $\eta \sim \gamma$ 曲線

$$G=K(\gamma)p^{m(\gamma)} \quad [K(\gamma), m(\gamma) \text{ は } \gamma \text{ の関数}] \quad \dots\dots\dots (4)$$

$$[G/\{G\} \gamma=10^{-6}] p=1.0 \% = \frac{K(\gamma)}{K(10^{-6})} \cdot 1^{(m(\gamma)-0.44)} = \frac{K(\gamma)}{K(10^{-6})} \quad \dots\dots\dots (5)$$

$$[G/\{G\} \gamma=10^{-6}] p \neq 1.0 \% = \frac{K(\gamma)}{K(10^{-6})} p^{(m(\gamma)-0.44)} = [G/\{G\} \gamma=10^{-6}] p=1.0 \% \cdot p^{(m(\gamma)-0.44)} \quad \dots\dots\dots (6)$$

$$\{\eta\} \text{ 番の州砂, } p \neq 1.0 \% = \{\eta\} \text{ 番の州砂, } p=1.0 \% - [\{\eta\} \text{ 豊浦砂, } p=1.0 \% - \{\eta\} \text{ 豊浦砂, } p \neq 1.0 \%] \quad \dots\dots\dots (7)$$