

竹中技術研究所 正会員○畑中宗憲 中島秀晃 川崎孝人

1. まえがき

セメント系改良土の工学的特性の一つである疲労特性についての研究は少なく、類似材料のソイルセメント^{1,2)}についての研究^{3,4,5)}を含めても多くない。この様な背景をふまえて、本報告は筆者らがセメント系改良土の繰返しせん断特性^{6,7,8,9)}について行なってきた一連の研究の一環として、疲労特性について述べたものである。

2. 供試体作成法および実験方法

供試体は海底粘土（表1参照）にセメント添加量 α (kg/m^3)を3種類かえて室内で作成し、封かん養生したものである（表2参照）。実験時の材令は供試体の一軸圧縮強度がほぼ一定となった90日以上とした。供試体作成にあたっては、モールドに混練した試料を充てん締めを行なう際、真空脱気を併用し、できるだけ空けきの少ない均一な供試体になるようにした。図1は実験方法を示す概念図である。一軸状態で軸方向に σ_s なる静的な軸差応力を加え、さらに片振幅 σ_d ($\leq \sigma_s$)なる正弦波形の繰返し軸差応力を0.5 Hzの載荷速度で最大30万回まで加えた。30万回で破壊しなかった供試体については、引き続き一軸圧縮試験を行なった。実験は長時間にわたるので、試料表面にはゴム膜をかぶせて乾燥を防いだ。また、繰返しせん断中の軸変位は精度の点から、ワイヤストレーンゲージ型ひずみ計（測定間距離5 cm）を供試体中心部にさして計測した。なお、供試体寸法は $\phi 5 \times 1.5 \text{ cm}$ とした。

3. 実験結果と考察

表2にセメント添加量3種類による改良土の繰返し前の q_u を示している。なお、同表には30万回繰返し後の改良土の q_u も併せて示す。同表に示すように繰返し前後における改良土の q_u に有意な差は見られない。これは寺¹⁾師らの結果と同様である。以下の議論で述べる $S_{\max}$, $S_{\min}$, E_s （割線弾性係数）と h_{eq} （等価減衰定数）は式(1)～(4)で定義される（図2参照）。

$$S_{\max} = (\sigma_s + \sigma_d) / q_u(1), S_{\min} = (\sigma_s - \sigma_d) / q_u(2), E_s = 2\sigma_d / (\epsilon_u + \epsilon_L) \quad (3)$$

$$h_{eq} = 1/\pi \times [\text{ループの面積}(\Delta W)] / \sigma_d (\epsilon_u + \epsilon_L) \quad (4)$$

図3(a), (b), (c)は $\alpha = 80 \text{ kg}/\text{m}^3$ ($\bar{q}_u = 6.2 \text{ kg}/\text{cm}^2$), $110 \text{ kg}/\text{m}^3$ ($\bar{q}_u = 11.6 \text{ kg}/\text{cm}^2$), $150 \text{ kg}/\text{m}^3$ ($\bar{q}_u = 29.0 \text{ kg}/\text{cm}^2$)の3種の改良土についての $S_{\max}$ と破壊繰返し回数 $\log N_f$ の関係を示したものである。

土木学会のコンクリート構造の限界状態設計法試案によれば、コンクリートの圧縮疲労強度と N_f の関係は(5)式で表わされるとしている。

$$\log N_f = A(1 - S_{\max}) / (1 - S_{\min}), A = 1.7 \quad (5)$$

（ただし、今回の実験では σ_s 一定、 $S_{\max}$ と $S_{\min}$ を同時に変化させているため通常のコンクリートの疲労試験法とは異なっている。）

以下、今回の実験結果と(5)式の関係と比較検討してみる。

今回の実験結果を(5)式にあてはめてみると、 $\bar{q}_u = 6.2, 11.6, 29.0 \text{ kg}/\text{cm}^2$ の3種類の改良土について、 A の値は平均値でそれぞれ13.4, 12.4, 15.3となっている。3種類の試料のそれぞれの $S_{\min}$ の平均値($\bar{S}_{\min}$)を求めて、 $S_{\max}$, $S_{\min}$ と $\log N_f$ の関係を図3中に実線で示した。比較のため、(5)式も破線で示

表-1 土質性状

土質性状	試料	大阪港
土粒子比重 G_s		2.693
コンシステンシー	含水比 W (%)	96.0
	液性限界 W_L (%)	95.0
	塑性限界 W_P (%)	29.9
	塑性指数 I_P	65.1
粘土分布	砂分(74~2000 μ) (%)	5.0
	シルト分(5~74 μ) (%)	41.0
	粘土分(5 μ 以下) (%)	54.0

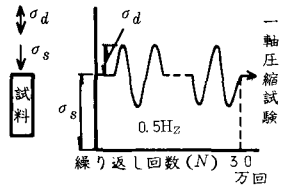


図-1 実験方法概念図

表-2 一軸圧縮強度

α (kg/m^3)	q_u (kg/cm^2)	
	範囲	平均値($\bar{q}_u$)
80	5.9 ~ 6.5	6.2 (7.0)
110	11.0 ~ 12.1	11.6 (11.8)
150	27.9 ~ 30.0	29.0 (28.5)

* () 内は30万回繰返し後の q_u

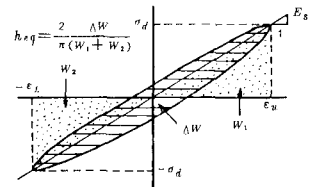


図-2 E_s , h_{eq} の定義

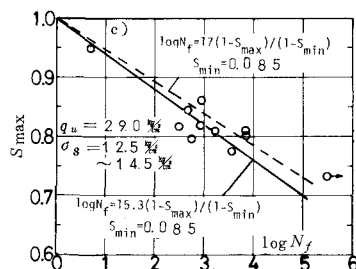
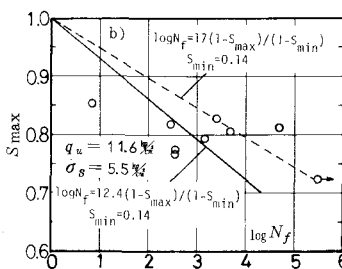
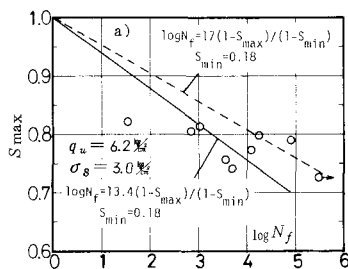


図 - 3 $\log N_f$ と S_{max} の関係

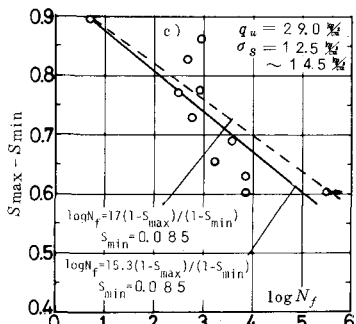
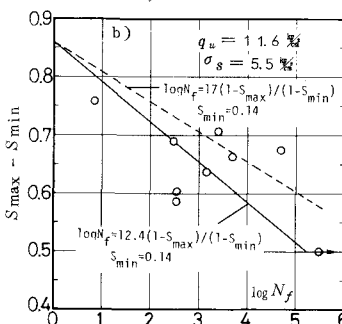
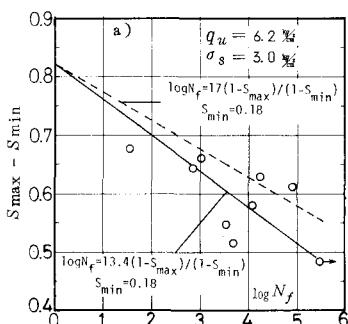


図 - 4 $\log N_f$ と $(S_{max} - S_{min})$ の関係

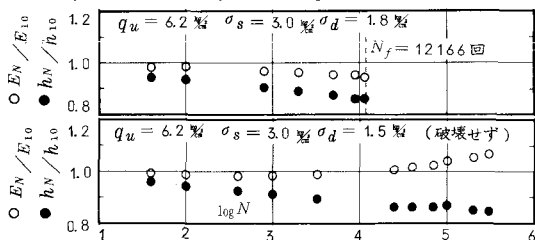


図 - 5 $\log N$ と E_N/E_{10} , h_N/h_{10} の関係

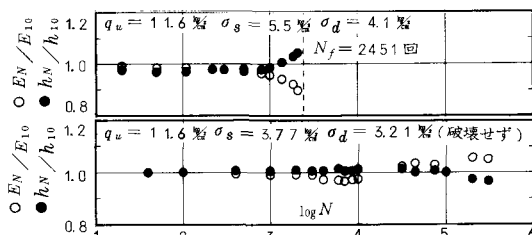


図 - 6 $\log N$ と E_N/E_{10} , h_N/h_{10} の関係

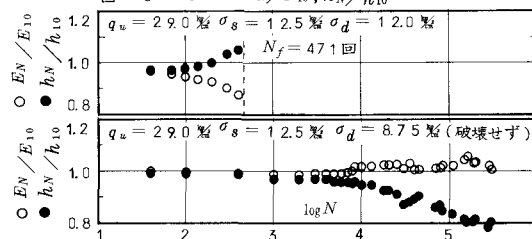


図 - 7 $\log N$ と E_N/E_{10} , h_N/h_{10} の関係

した。 $\bar{q}_u$ が 6.2, 11.6 kg/cm² と小さい場合は(5)式との対応が良いとは言えないが、 $\bar{q}_u = 29.0$ kg/cm² の場合はほぼ、 $\log N_f \propto (1 - S_{max}) / (1 - S_{min})$ が成り立つと言える。また、 $\bar{q}_u = 6.2, 11.6$ kg/cm² の場合はコンクリートに比べて疲労強度はかなり小さいが、 $\bar{q}_u = 29.0$ kg/cm² の場合 ($S_{min} = 0.085$) は普通コンクリート疲労強度にほぼ等しく ($S_{max} \approx 0.7$)、寺師¹⁾の実験結果 ($q_u \approx 5 \sim 12$ kg/cm², $S_{min} = 0$ で $S_{max} = 0.4 \sim 0.5$) に比べてかなり大きい。一方、図4は繰り返しせん断応力振幅 ($S_{max} - S_{min}$) と $\log N_f$ の関係を示したものである。図3と同様、 q_u が大きくなると ($S_{max} - S_{min}$) と $\log N_f$ の関係は、ほぼ(5)式で表現できる。図5～7は異なる3種類の改良土の繰り返しせん断中の変形係数 (E_s と h_{eq}) の繰り返し回数による変化を代表例で示したものである (図の縦軸は N 回での E_s と h_{eq} を $N = 10$ 回の E_s と h_{eq} で割った値)。30万回の繰り返しで破壊しなかった試料は q_u によらず、 E_s が若干増大し、 h_{eq} が減少する傾向が見られる。30万回以内に破壊した試料について、 $\bar{q}_u = 11.6, 29.0$ kg/cm² のものは、繰り返しせん断と共に E_s が減少し、 h_{eq} が増大する。これに対して、 $\bar{q}_u = 6.2$ kg/cm² の試料は E_s も h_{eq} も減少していて特徴的であり、興味深い。その原因については、今後検討していきたい。

参考文献 1)寺師他 (1981) 土質工学会 pp1705～1708 2)谷口他 (1980) 土木学会 vol3 pp143～144 3)堀場他 (1974) 土木論文報告 pp55～60 4)堀場他 (1976) 土木論文報告 pp109～116 5)堀場他 (1979) 金沢大複材応研報告 vol2 pp37～48 6)畑中他 (1980) 土質工学会 pp561～564 7)畑中他 (1981) 土質工学会 pp709～712 8)齊藤他 (1981) 土質工学会 pp1737～1740 9)木下他 (1981) 土質工学会 pp1741～1744 10)土木学会コンクリートライブラリー48号 (1981) pp16～18