

大成建設(株) 正員 ○ 石 田 修

" 正員 浜 田 政 則

" 正員 田 中 満

1. まえがき

地震時の地盤の挙動は非常に複雑であり、その動特性を把握するためには、地盤の動的挙動についての実験的把握が必要であると考えられる。そこで本論文では、土のセン断弾性定数のひずみ依存性を振動三軸試験により検討し、この結果を考慮した地震応答解析を行ない、地盤に生ずるセン断応力を算定した。さらに、このセン断応力を供試体に作用させ、地盤、特に粘性土の地震時安定性について検討した。

2. セン断弾性定数の測定

測定に用いた試料は、図-1に示す地層構成の地盤から採取したA、B、C、Dの4種の試料であり、その一般的性質は表-1に示される。供試体の寸法は、直径5cm、高さ11.5cmである。ひずみの大きさが $10^{-3} \sim 10^{-4}$ におけるセン断弾性定数は、振動三軸試験により測定し、また、 10^{-6} 程度の微小ひずみにおける値は、供試体のVsを測定して求めた。各測定装置の詳細は文献1)に示してあるのでここでは省略する。

表-1 試料の一般的性質

試料名	砂分(%)	シルト分(%)	粘土分以下(%)	D60/D10	WL(%)	WP(%)	PI	Gs	ρ_w (kg/cm ³)	ρ_s (kg/cm ³)	Sr(%)
A	266	45.4	28.0	—	49.1	28.2	23.9	2671	0.57	17.1	102.2
B	944	—	5.6	23.3	—	—	—	2670	—	—	104.5
C	648	16.4	18.8	—	—	—	—	2675	—	—	103.5
D	179	40.6	41.5	—	61.7	24.6	37.1	2667	0.77	23.0	100.97

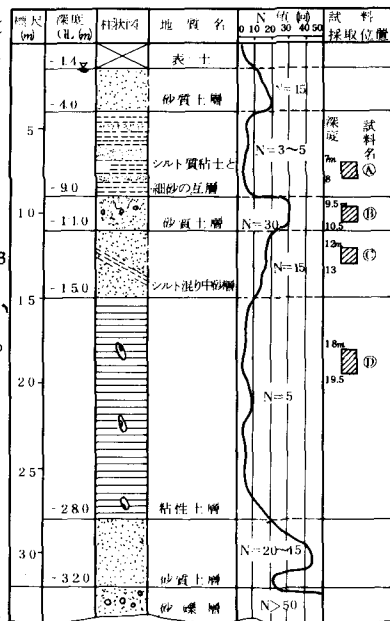


図-1 地層構成

表-2 静的初期条件

試料	採取深度 (GL (-m))	σ_v' (kg/cm ²)	σ_h' (kg/cm ²)	σ_o' (kg/cm ²)	S.W.P (kg/cm ²)
A	7 ~ 8	0.8	0.4	0.53	0.61
B	9.5 ~ 10.5	1.0	0.5	0.67	0.86
C	12 ~ 13	1.25	0.63	0.83	1.1
D	18 ~ 19.5	1.7	0.85	1.13	1.75

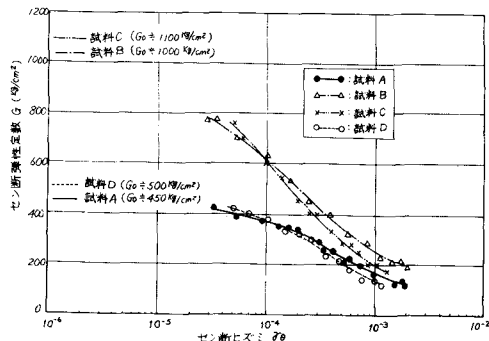
σ_v' : 鉛直方向有効土被り圧, σ_h' : 水平方向応力, σ_o' : 平均拘束圧 = $(\sigma_v' + 2\sigma_h')/3$, S.W.P: 静水圧, $\sigma_h' = K\sigma_o - \sigma_v'$

振動三軸試験は、試料の採取深度に見合う有効平均拘束圧で等方圧密した後、非排水状態にし、1 Hz の正弦波による $\pm 0.01 \sim 0.15$ mmの変位振幅を供試体軸方向に与えて行なった。表-2に静的初期条件を示す。試験記録は変位振幅と軸方向応力であり、ヒステリシスループとして記録する。

測定の結果得られたヒステリシスループから求めた4種の試料についての、セン断ひずみ(r_θ)とセン断弾性定数(G)の関係を図-2に示す。どの試料も、Gの値は r_θ の増大とともに減少し、試料によってその変化傾向は異なっている。粘性土と砂質土を比較すると、砂質土の方が低下率が大きい傾向にあるのがわかる。

3. 地盤に生ずるセン断応力の算定

地震動によって地盤に生ずるセン断応力は集中質量法を用いて算定し、等価線形法によって土の非線形性を考慮した。解析では、土のひずみの大きさによるGの値は、試験結果を 10^{-6} 時のGoの値で規準化した図-3の曲線を用いた。また、減衰定数についてはSeedらの提案する曲線²⁾を用いた。なお入力地震動は、十勝沖地震での八戸港での記録(1968 EW)を

図-2 G-r_θ 曲線

100galに、エルセントロ波(1940NS)を180galにスケーリングしたものの2種類である。

4. 振動三軸試験

試験に用いた試料は、図-1に示す試料A・Dの粘性土である。試験手順は、供試体に静的初期条件として、試料採取深度に見合う有効鉛直応力 σ_v' 及び、 K_o (静止土圧係数) $=0.5$ として求めた水平応力 σ_h' を与える。この時、静水圧をバックプレッシャーとして加えておく、その後、所定のセン断応力を軸圧、側圧に位相差 180° で同時に与える。この時、供試体 45° 面には、所定のセン断応力が作用する。表-3に各セン断応力の最大値を示す。

5. 試験結果及び考察

試験記録の一例を図-4に示す。どの試料とも、最大セン断応力が作用した後残留ひずみが生じ始め、時間とともに増大する傾向にあり、供試体の攪乱が時間とともに進んでいると考えられる。しかしどの試料も破壊にまでは至っていない。この攪乱の程度を調べるため、試験実施前と実施後の一軸圧縮試験を行なった。その結果、表-4のように、 q_u (一軸圧縮強度)は7~15%、 E_{50} (静的変形係数)は25~45%低下した。このことから、地震経過後、地盤の強度は低下し、変形抵抗がかなり減少することが予想される。

図-5は、図-2のCase2の測定記録より、各時刻でのセン断弾性定数を求めてプロットしたものである。これによると、セン断応力の主要動の部分ではその値は低下していくが、後半部分のセン断応力の小さい部分では増大していく傾向にある。この傾向はCase1の場合でもみられた。これは、供試体が比較的大きなセン断応力を受けると攪乱が進み、セン断弾性定数の値は低下するが、破壊にまで至らないため弾性的な性質が残存していて、後半部分で回復したものと考えられる。

6. あとがき

今回は粘性土層について、地震時に生ずるセン断応力波形を解析により算定し、これを現地から採取した粘性土の供試体に作用させ、地震時の地盤の安定性について検討した。しかし実施例が少ないため、定性的に論ずるにとどまった。今後は、地震波の特性、土の種類等を変えて試験例を重ね、検討していくつもりである。

〔参考文献〕

- 1) 田中、石田、浜田、佐藤 "地盤の地震時挙動に関する2.3の考察"(その1.2) 第12回土質工学研究発表会
- 2) Seed, Idriss "Soil moduli and damping factors for dynamic response analysis" Report No. EERC 70-10 1970

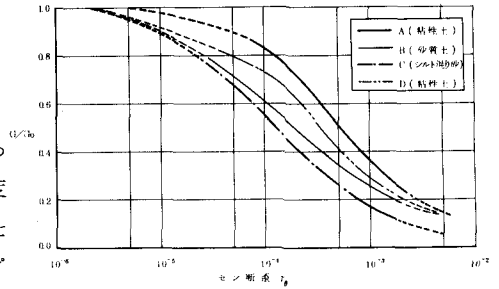


図-3 G/Go- $\gamma\theta$ 曲線

表-3 最大セン断応力

	地震波	試料	最大セン断応力 (kg/cm^2)
Case 1	八戸	A	0.376
		D	0.641
Case 2	エルセントロ	A	0.231
		D	0.311

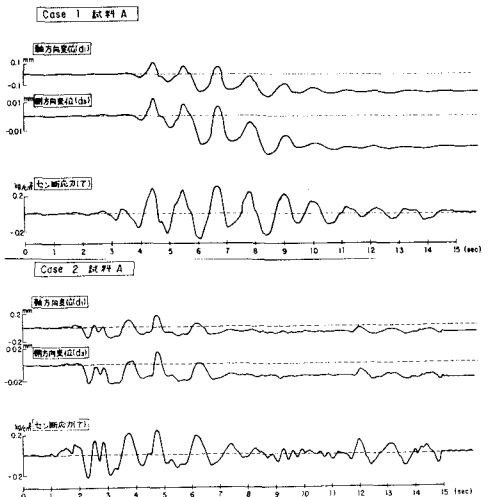


図-4 記録波形

表-4 一軸圧縮試験結果

	地震波	試料	状態	$E_{50} (kg/cm^2)$	$q_u (kg/cm^2)$
Case 1	八戸	A	I	23.2	0.59
			II	12.8	0.50
		D	I	30.8	0.83
			II	19.1	0.73
Case 2	エルセントロ	A	I	23.2	0.59
			II	17.1	0.55
		D	I	30.8	0.83
			II	23.3	0.77

状態 I 振動前 II 振動後

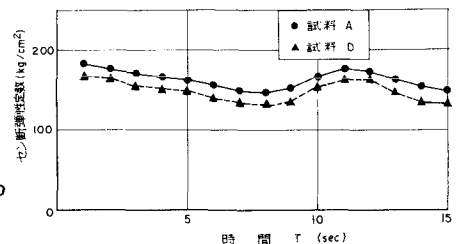


図-5 セン断弾性定数の時間変化