

締め固めた土の動的性質と盛土の地震時安定性評価について

Dynamic Properties of Compacted Cohesive Soils for Use in Evaluating Seismic Slope Stability of Earthfills

伊藤 祐仙・大根 義男・成田 国朝・奥村 哲夫
Hisanori ITOH, Yoshio OHNE, Kunitomo NARITA, and Tetsuo OKUMURA

ABSTRACT: The effects of compaction conditions, density and water content, and pre-compression stress history on dynamic strength and deformation properties, modulus of rigidity (G) and damping factor (h), of compacted cohesive soils were investigated through cyclic triaxial tests, and discussions were made on their use in evaluating seismic failure and slope stability of earthfills. A few conventional practical formulae were proposed in these element tests of estimating the undrained cyclic strength and the dynamic modulus of rigidity through ordinary static compressive strength and deformation modulus. FEM dynamic response analysis was then conducted for a model earthfill to know pre-compression effects on the response behavior, distribution of rigidity and local stability factor, in the evaluation of seismic slope failure.

1. はじめに

フィルダム等の大型構造物の設計・施工上の問題点が数多く提起されているなかで、世界で有数の地震国である我が国では、盛土堤体の地震時の安定性の問題に常に焦点が向けられ、耐震設計に際しては精密かつ厳密な検討が要求されている。この要求に答えるためには締め固めた土の動的な変形係数や強度に関する特性を明かにし、その特性を考慮した振動解析を行って堤体の地震時挙動に関する十分な知識を得ておく必要がある。

盛土材料のように転圧作業を繰り返して締め固めた土は、転圧時の応力履歴により、土粒子骨格にある程度の強度を保持し、土粒子間にある種の結合力の形成(先行圧縮効果)が見られる。この先行圧縮効果によって、締め固めた土は過圧密粘土に類似した静的な力学特性を示すことが知られている。締め固めた土の動的な力学特性も静的な学特性と同様に、締
愛知工業大学 土木工学科(豊田市)

固め時の含水比や密度(締め固め状態)の他に、この先行圧縮効果にも影響されると考えられる。

本報告では、締め固め状態や先行圧縮効果が、剛性率G、減衰定数hおよび非排水繰返し強度(以後動的強度と呼ぶ)に及ぼす影響を、繰返し三軸圧縮試験機を用いて調べるとともに、他の因子との関連についても論ずる。また、実験で得られた結果を基に、盛土の動的応答解析や地震時安定性評価の適用性について検討し、考察を加えたものである。

2. 締め固めた土の動的変形特性

2.1 試料及び実験

実験に用いた試料は図-1および表-1に示すII~VIの5種類の砂質土である。試料IIIはシルト質砂に破碎した泥岩を混合したもの、試料IV、V、VIはシルト質砂にカオリン粘土を重量比でそれぞれ5%、10%、20%混合したものである。供試体(直径50mm、高さ100mm)は、三割モールドを使用し、4~5層に分

表-1 試料の性質

試料	土粒子の密度 ρ_s (g/cm ³)	最大乾燥密度 ρ_{max} (g/cm ³)	最適含水比 w_{opt} (%)	液性限界 w_L (%)	塑性限界 w_P (%)	塑性指数 I_P	均等係数 U_c	細粒分含有率 (%)	粘土分含有率 (%)	シルト分含有率 (%)	砂分含有率 (%)
I	2.682	1.830	12.6	—	—	NP	117	24.8	11.5	13.3	75.2
II	2.632	1.857	13.1	28.0	22.0	6.0	171	23.0	13.4	9.6	77.0
III	2.652	1.963	11.6	22.8	18.4	4.4	72	32.0	10.7	21.3	68.0
IV	2.633	1.883	11.0	19.3	—	NP	70	15.8	9.1	6.7	84.2
V	2.567	1.963	10.5	20.4	—	NP	104	20.2	12.8	7.4	79.8
VI	2.639	1.940	10.7	26.8	20.0	6.8	132	29.1	20.2	8.9	70.9

けて静的に締め固めて作製した。実験は含水比および密度を変化させた合計8種類の供試体について行った。表-2は各供試体の供試体性状を示している。

実験は、等方応力状態のもとで拘束圧 σ を0.25~6.0kgf/cm²の6種類に変化させ不飽和状態で行った。供試体への载荷は、逐次ひずみを漸増させるステージ方式とし(非排水条件)、1ステージの繰返し载荷回数は15~20回、また繰返し载荷重は応力制御、1.0Hzの正弦波である。

2.2 実験結果および考察

2.2.1 締め固めた土の剛性率の特性

締め固めD値95%、乾燥側で締め固めた供試体 F, J, K, Mについて、せん断ひずみ $\gamma=10^{-5}$ における剛性率Gと拘束圧 σ の関係を示したものが図-2である。図を見ると供試体Kでは、両対数紙上でほぼ直線上にプロットされているのに対し、供試体F, J, Mでは、矢印で示した付近でG~ σ 関係に折れ曲がりが生じ、過圧密された粘土と類似した特性を示していることが分かる。本実験では、締め固め時の先行圧縮による影響が現れたために矢印で示した拘束圧以下でGが増大したと考えられる。また図中の矢印以下の拘束圧におけるG~ σ 関係の傾きは試料ごとに異なっており、試料の違いによって先行圧縮の影響の度合が異なることが分かる。

図-3は、代表的に試料IIについて、締め固め状態(密度・含水比)がG~ σ 関係に及ぼす影響を調べ

表-2 供試体性状

試料	供試体	締め固め状態	
		乾燥密度 ρ_d (g/cm ³)	含水比 w (%)
II	F	1.764 (D値95%)	10.4 (dry)
	G	" (")	13.1 (opt)
	H	" (")	16.7 (wet)
	I	1.820 (D値98%)	13.1 (opt)
III	J	1.870 (D値95%)	9.8 (dry)
IV	K	1.789 (")	6.7 (")
V	L	1.865 (")	6.7 (")
VI	M	1.843 (")	7.3 (")

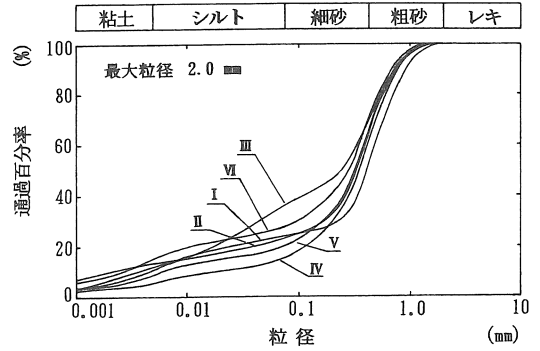


図-1 試料の粒径加積曲線

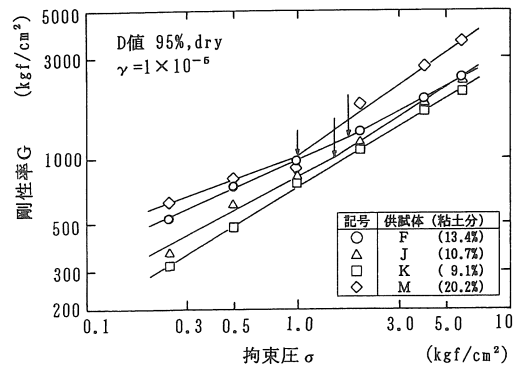


図-2 G~ σ 関係(D値95%, dry)

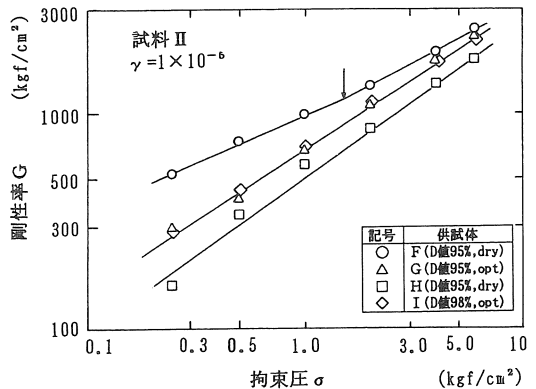


図-3 G~ σ 関係(試料II)

たものである ($\gamma=10^{-5}$)。図より、 $G \sim \sigma$ 関係に及ぼす密度の影響は明確でないが、含水比については、同一拘束圧において含水比が低くなるほど G が大きくなることが分かる。また供試体 F のみに折れ曲がりが見られ (図中矢印)、先行圧縮の影響が他の供試体と比較して大きいことが分かる。

剛性率 G と細粒分含有率及び粘土分含有率の関係拘束圧ごとに整理すると図-4 が得られる ($\gamma=10^{-5}$)。図より、細粒分含有率との関係で整理した (a) 図では細粒分含有率が30%付近で G が最大となっているのに対し、粘土分含有率との関係 (b 図) では、粘土分の増大に伴ってほぼ比例的に G が増大する傾向がみられる。

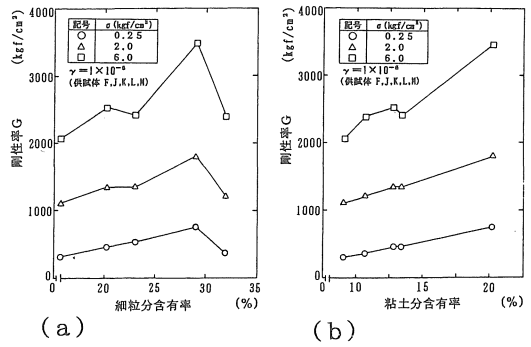


図-4 剛性率と粒度の関係

2.2.2 静的変形係数と剛性率の関係

動的試験と同一条件で行った静的三軸圧縮試験から得られる変形係数 E_{50} と対比しながら、締め固め状態が剛性率 G に及ぼす締め固め状態の影響について検討する。図-5 は、試料 II について含水比の影響を調べたものであり、(a) 図は $G \sim w$ 、(b) 図は $E_{50} \sim w$ の関係を示している ($\gamma=10^{-5}$)。図より、同一拘束圧に対して含水比が高くなるほど G は低下し、また拘束圧が高くなるほどその変動傾向も大きくなっていることが分かる。 E_{50} についても G と同様の傾向となっており、 G および E_{50} に及ぼす含水比の影響は類似していると言える。

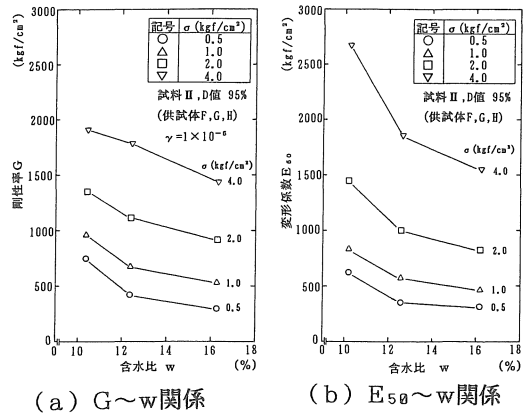


図-5 $G, E_{50} \sim w$ 関係

締め固め (供試体作製) 時の先行圧縮に伴う粒子間結合力が一軸圧縮強度 q_u に反映されると考え、 G および E_{50} を q_u との関係で整理すると 図-6 (a) および (b) が得られる。図より、同一拘束圧において、 G および E_{50} はともに一軸圧縮強度に対してほぼ一定の関係にあり、先行圧縮効果 (q_u 値) が大きくなるほど G および E_{50} の値が共に大きくなることが分かる。また拘束圧が低いほど G, E_{50} 関係の近似線の勾配が大きく、先行圧縮の影響が顕著に現れることが分かる。

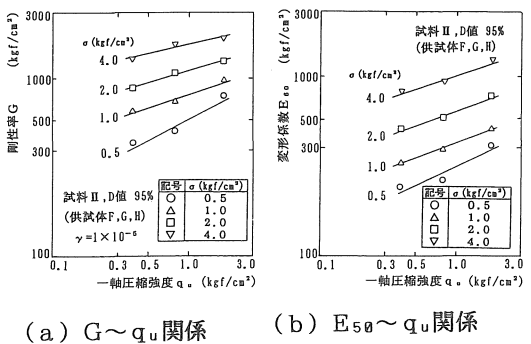


図-6 $G, E_{50} \sim q_u$ 関係

このように G および E_{50} に及ぼす締め固め状態や先行圧縮の影響が類似していることから、 G と E_{50} を直接関連づけて整理すれば、これらの影響は見かけ上除去することができると考えられる。そこで全供試体について、同一拘束圧における G と E_{50} の関係を整理すると図-7 が得られる ($\gamma=10^{-5}, 10^{-3}$)。実験値は、両対数紙上で各試料ごとに直線上にプロットされており、

$$G = \zeta(\gamma) \cdot E_{50} \eta(\gamma) \dots \dots \dots (1)$$

で近似することができる。従って、 G を E_{50} との関係で整理すれば密度、含水比、先行圧縮による影響を除去した形で G を表すことが可能となる。

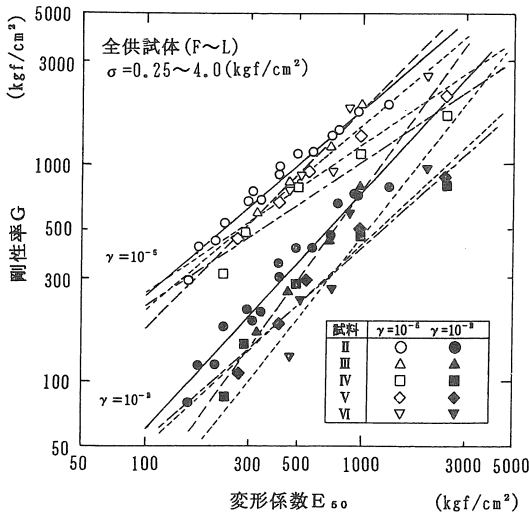


図-7 G~E₅₀ 関係

Gに及ぼす材料特性の影響をより明確にするために、G~E₅₀関係から得られた各試料の係数 $\zeta(\gamma)$ 、 $\eta(\gamma)$ をせん断ひずみ γ との関係で整理すると図-8が得られる。図より、 $\zeta(\gamma)$ 値は、 γ が大きくなるにつれて減少し、同一 γ に対して細粒分が多いものほど高くなる傾向がみられる。逆に $\eta(\gamma)$ 値は、 γ が大きくなるにつれて増加し、同一 γ に対して細粒分が多くなるほど低くなる傾向がみられる。

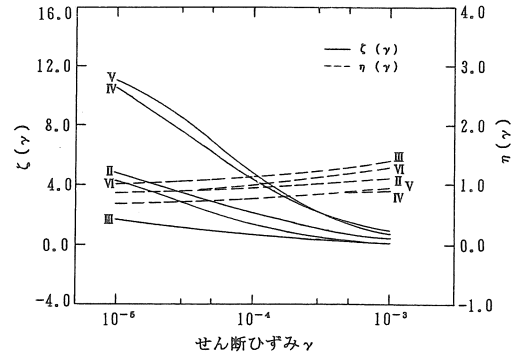


図-8 $\zeta(\gamma)$, $\eta(\gamma) \sim \gamma$ 関係

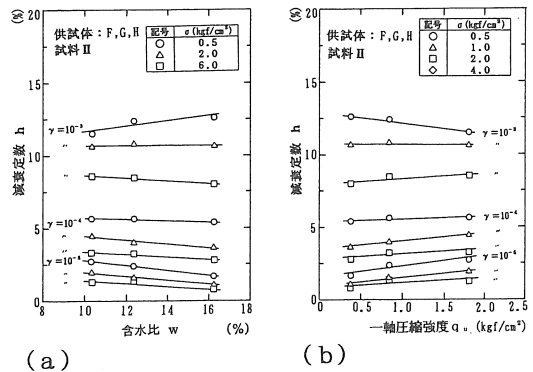


図-9 h~w, q_u 関係

2.2.3 締め固めた土の減衰定数の特性

減衰定数hに及ぼす締め固め状態や先行圧縮の影響を調べるために、せん断ヒズミ γ をパラメータに選び、hとwおよびq_uとの関係で整理して図-9に示した。h~w関係(a図)を見ると、 $\gamma=10^{-5}$ では、各拘束圧ともに含水比が高くなるほどhの値は小さくなっており、またh~w関係は拘束圧によらずほぼ一定である。しかし、 $\gamma=10^{-3}$ では、拘束圧の違いによってh~w関係が異なり、含水比が高いほどhは拘束圧の違いによる影響を大きく受けることが分かる。また、h~q_u関係(b図)を見ると、減衰定数hはq_u値(先行圧縮効果)が大きいほど拘束圧の影響を受けにくく、またこの傾向はヒズミレベルが低いほど顕著に現れるようである。しかしhの差は本実験のq_u値の範囲において高々2%であり、含水比や先行圧縮がhに及ぼす影響は小さいと言える。

図-10は減衰定数hに及ぼす拘束圧の影響を示し

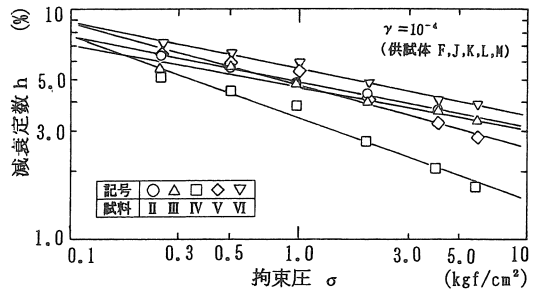


図-10 h~σ 関係

たものである($\gamma=10^{-4}$)。図より、いずれの試料においても拘束圧が高くなるほど減衰定数が低下する傾向が見られ、両対数紙上でほぼ直線上にプロットされる。近似線の傾きは細粒分含有率が低い試料ほど大きく、減衰定数に及ぼす拘束圧の影響が顕著であることが分かる。また同一拘束圧において、粘

土分含有率が高いほど減衰定数が大きくなる傾向が見られる。

3. 締め固めた土の動的強度特性

3.1 試料及び実験

実験に用いた試料は、表-1に示すI~Vの5種類である。表-3は各供試体の性状を示している。なお供試体の作製方法及び試験装置は動的変形特性試験と同じである。

実験は供試体を飽和させた後、等方応力状態のもとで圧密圧(拘束圧) σ_c' を 0.5~5.0kgf/cm² の6種類に変化させ、非排水条件のもとで行った。与えた繰返し荷重は0.1Hzの正弦波である。供試体の飽和は、CO₂を30~60分通気した後、0.8~1.0mの水頭差で脱気水を約2時間通水し、さらに2.0kgf/cm²の背圧を与えて行った。B値は0.9以上を確保した。

3.2 実験結果および考察

3.2.1 締め固めた土の動的強度特性

締め固めD値95%、乾燥側の供試体A,F,Jについて、20回の繰返し载荷によって軸ひずみ両振幅DA=5%を生じる時の繰返し荷重(片振幅)を動的強度 σ_{d20} と定め、拘束圧 σ_c' との関係で整理すると図-11が得られる。いずれの供試体においても、ある拘束圧(図中矢印: p_c)以下では原点を通る直線より上方に実験値がプロットされ、 $\sigma_{d20} \sim \sigma_c'$ 関係に折れ曲がり確認される。この傾向は過圧密粘土の静的な強度特性と類似しており、本実験では締め固め時の応力履歴によって p_c 以下では過圧密状態となり、 p_c 値を先行圧縮応力と呼ぶことができる。また供試体ごとに p_c 値や直線勾配が異なっており、先行圧縮の影響の度合が試料の差によって異なることも知られる。

図-12は、 $\sigma_{d20} \sim \sigma_c'$ 関係に及ぼす締め固め状態の影響を示したものである。図を見ると、動的強度はわずかな密度の違い(D値で3%)によって大きく変動するが、含水比に関してはほとんど差が生じなく、密度と比較して影響度合が低いことがうかがわれる。

試料の違いによる先行圧縮効果の程度を調べるために、 $\sigma_c' < p_c$ を過圧密領域、 $\sigma_c' > p_c$ を正規圧密領域と定め、過圧密領域における過圧密比に相当する p_c/σ_c' (疑似過圧密比)と繰返し応力比R(=

表-3 供試体性状

試料	供試体	締め固め状態	
		乾燥密度 ρ_d (g/cm ³)	含水比 w (%)
I	A	1.865 (D値95%)	9.0 (dry)
	B	" (")	11.0
	C	" (")	12.6 (opt)
	D	" (")	14.0
	E	1.963 (D値97%)	12.6 (opt)
II	F	1.764 (D値95%)	10.4 (dry)
	G	" (")	13.1 (opt)
	H	" (")	16.7 (wet)
III	J	1.870 (D値95%)	9.8 (dry)
IV	K	1.789 (")	6.7 (")
V	L	1.865 (")	6.7 (")

(注: 試料Iは文献11を参照)

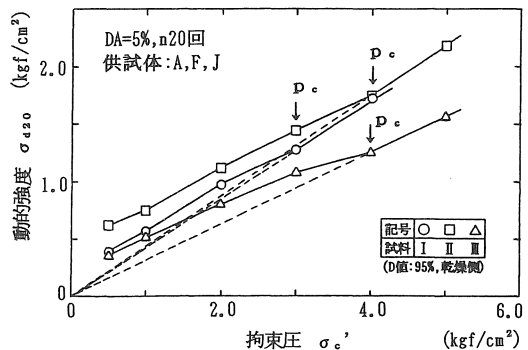


図-11 $\sigma_{d20} \sim \sigma_c'$ 関係

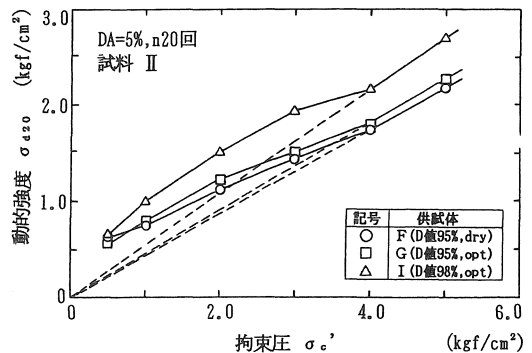


図-12 $\sigma_{d20} \sim \sigma_c'$ 関係

($\sigma_{d20})_{oc}/2\sigma_c'$)を正規圧密領域での繰返し応力比 $R_{NC}(=(\sigma_{d20})_{nc}/2\sigma_c')$ で除した R/R_{NC} との関係を整理したものが図-13である。図を見ると、粘土分含有率が高くなるにつれて $R/R_{NC} \sim p_c/\sigma_c'$ 関係の傾きが大きくなっており、粘土分含有率が高いほど先行圧縮効果が顕著に現れることが分かる。

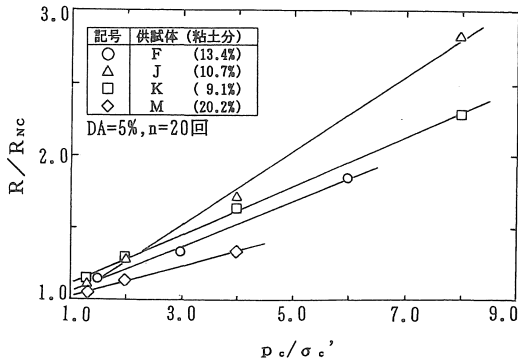


図-13 $R/R_{Nc} \sim p_c/\sigma_c'$ 関係

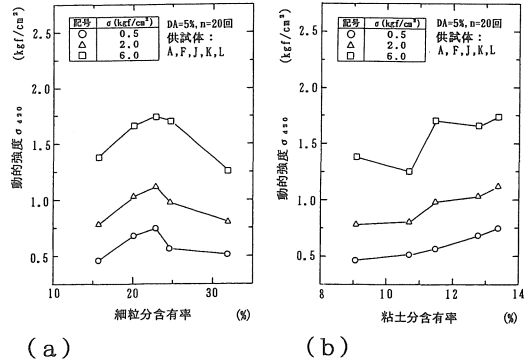


図-14 動的強度と粒度の関係

動的強度 σ_{d20} と細粒分含有率及び粘土分含有率の関係を拘束圧別に整理すると図-14が得られる。図より、細粒分含有率が20%付近で動的強度が最大となっているのに対し (a 図)、粘土分含有率との関係で整理した (b) 図では、粘土分の増大に伴って動的強度が大きくなる傾向が認められる。このことから、動的強度に及ぼす材料特性の影響は、主に粘土分に支配されると言える。

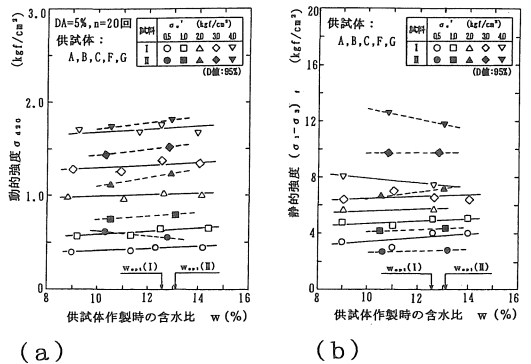


図-15 $\sigma_{d20}, (\sigma_1 - \sigma_3)_f \sim w$ 関係

3.2.2 静的強度と動的強度の関係

繰返し載荷試験と同一条件で行った静的三軸圧縮試験によって得られた静的強度 $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ と対比しながら、動的強度に及ぼす締固め状態の影響を吟味する。図-15は、代表的に試料 I, II について供試体作製時の含水比 w の影響を調べたものであり、拘束圧 σ_c' をパラメータとし、 $\sigma_{d20} \sim w, (\sigma_1 - \sigma_3)_f \sim w$ の関係を整理した結果である。図より、同一拘束圧において、 σ_{d20} は w と一定の関係にあり、最適含水比 w_{opt} (図中矢印) よりも湿潤側で σ_{d20} の値が大きくなるように見える。 $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ についても同様の傾向が見られ、両強度に及ぼす w の影響は類似した形となっている。

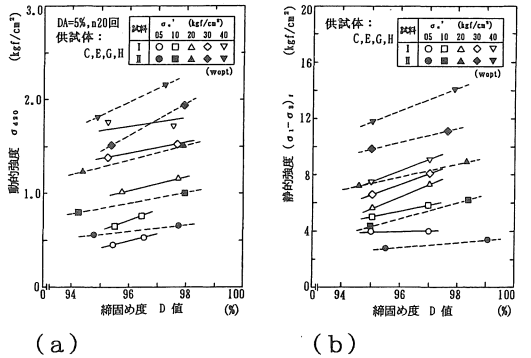


図-16 $\sigma_{d20}, (\sigma_1 - \sigma_3)_f \sim D$ 値 関係

次に密度の影響を調べるために、両強度と締固め D 値との関係を図-15と同様に整理すると図-16が得られる。両強度ともに、同一拘束圧において締固め D 値が大きいくほど強度が増しており、両強度に及ぼす D 値の影響も類似している。このように σ_{d20} および $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ に及ぼす含水比や密度など締固め状態の影響が類似していることから、動的強度を静的強度と関連づけて整理すれば締固め状態の影響は見掛け上除去することができると思われる。

そこで全供試体について、同一拘束圧 σ_c' における σ_{d20} と $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ の関係を整理すると図-17が得られ、試料ごとに実験値は、

$$\sigma_{d20} = \alpha \cdot (\sigma_1 - \sigma_3)_f \beta \dots\dots\dots (2)$$

で近似することができ、 $(\sigma_1 - \sigma_3)_f \sim \sigma_{d20}$ 関係に含水比や密度の影響が現れないことが分かる。得られた α, β の値を表-4に示す。

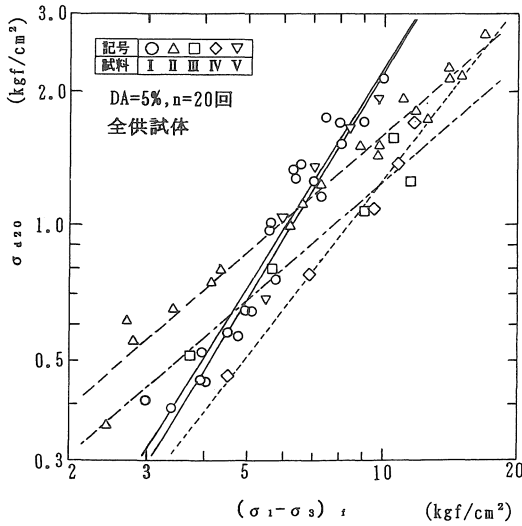


図-17 $\sigma_{d20} \sim (\sigma_1 - \sigma_3)_t$ 関係

表-4 各試料の α 値、 β 値

試料	I	II	III	IV	V
α	0.054	0.239	0.163	0.063	0.047
β	1.623	0.827	0.885	1.305	1.675

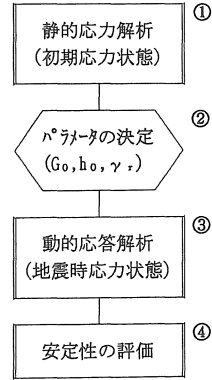


図-18 解析手順

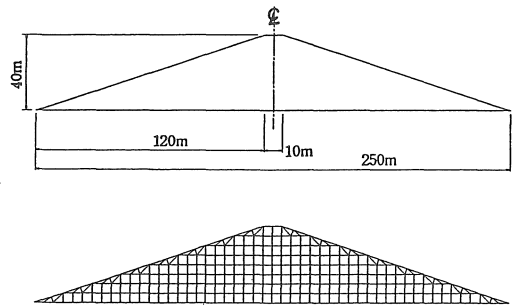


図-19 解析断面

4. 盛土の地震時安定性評価

4.1 解析概要

前項で求めた締め固めた土の動的強度特性及び動的変形特性を反映したFEM動的応答解析、盛土の地震時安定性について検討を加える。図-18は解析手順を示したもので、まず、①静的応力解析によって盛土内の初期応力状態を求める。次に、②平均有効拘束圧 σ_m' により過圧密状態(OC状態)か正規圧密状態(NC状態)かを判断し解析に用いるパラメータを決定する。そして、動的応答解析によって得られた最大繰返しせん断応力 τ_{dmax} と(③)、実験から得られた動的強度式によって推定される盛土の強度とを比較して盛土内各要素の安全率を求め、盛土の地震時安定性を評価する(④)。

4.2 解析モデル及び解析条件

図-19は解析に用いた断面である。盛土底部は固定条件とし、高さ40m、法面勾配1:3.0の対象断面で均質盛土を想定した。また入力加速度は200gal、振

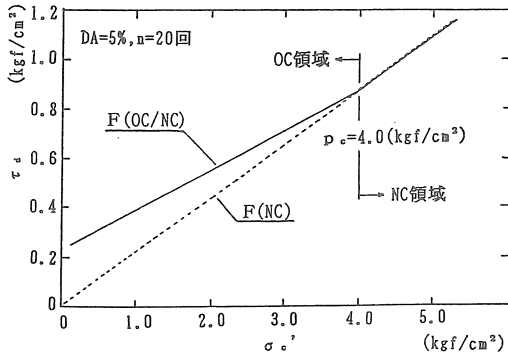
動数は2.0の正弦波とした。なお土の非線形性を表す力学モデルには次式の Hardin-Drnevichモデルを用いた。

$$G/G_0 = 1 / (1 + \gamma / \gamma_r) \quad \dots\dots (3)$$

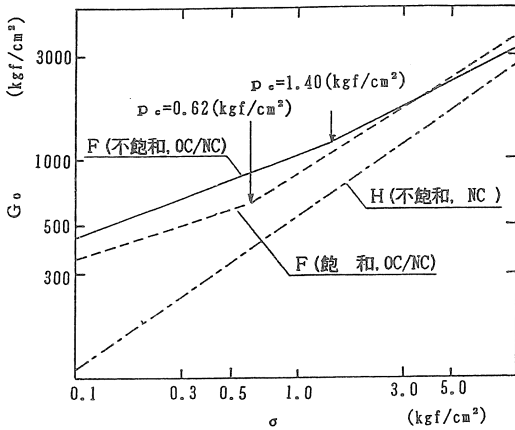
$$h/h_0 = (\gamma / \gamma_r) / (1 + \gamma / \gamma_r) \quad \dots\dots (4)$$

ここに、 G_0 は微小ひずみに対する剛性率(初期剛性率、 $G_0 = G_k \cdot \sigma_m'$)、 h_0 は最大減衰比、 γ_r は基準ひずみ($\gamma_r = \gamma_k \cdot \sigma_m'$)である。

締め固め時の先行圧縮効果によって初期剛性率 G_0 にも拘束圧 σ との関係に折れ曲がりが生じ G_0 値の増加が見られた(図-20 a)。また、図-20(b)に示すように、同一供試体(F)においても飽和化によって G_0 値は低下する。これらのことから、先行圧縮による過圧密領域下での G_0 値の増加や飽和化による G_0 値の低下の影響が盛土の動的応答や安定性にどのように影響するか、また $G_0 \sim \sigma$ 関係の違いが解析結果にどのように影響を及ぼすかを調べるために、入力物性値を種々変化させて解析を行った。



(a) 供試体 F



(b) 供試体 F, H

図-20 G₀~σ関係

表-5 入力物性値

E (tf/m ²)	ν	ρ (t/m ³)
3000	0.400	1.700

表-6 H-Dモデルにおけるパラメータ

供試体	G _s	m	p _c	γ _s	n	h ₀
F(不飽和, OC)	1050	0.38	1.40	1.80×10 ⁻⁴	0.38	0.162
F(不飽和, NC)	1000	0.51	—			
F(飽和, OC)	760	0.35	—			
F(飽和, NC)	877	0.63	0.62			
H(不飽和,)	545	0.70	—			

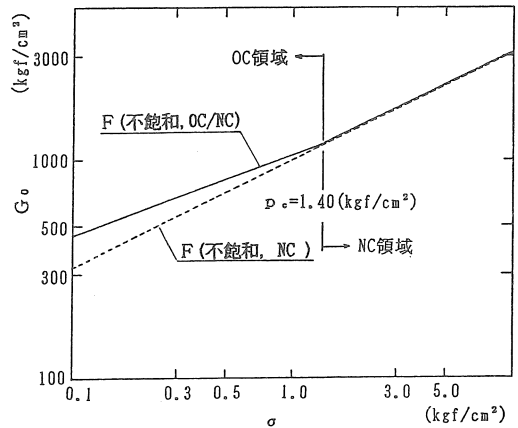


図-21 τ_d~σ'_{oc}関係

表-5および表-6は解析に用いた物性値を示している。

図-21は締固め土の動的強度試験の結果から得られた動的強度τ_dと有効拘束圧σ'_{oc}の関係であり、NC・OC領域ごとに動的強度は次式で表される。

過圧密領域:

$$\tau_d = 0.227 + 0.161 \cdot \sigma'_{oc} \quad \dots (5)$$

正規圧密領域:

$$\tau_d = 0.216 \cdot \sigma'_{oc} \quad \dots (6)$$

4.3 解析結果と考察

4.3.1 解析結果

図-22は、解析によって得られた最大繰返しせん断応力τ_{dmax}の分布である。図は供試体F(不飽和)の実験値を用いた結果であるが、他の供試体の結果でも図に示していないがほとんど同一の結果が得られている。図より、斜面表層部のτ_{dmax}値は全体的

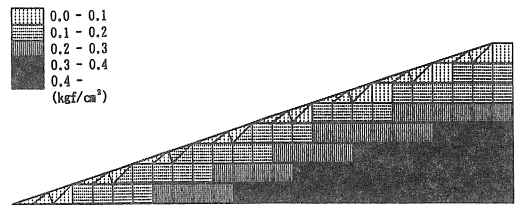


図-22 τ_{dmax}の分布(供試体F, 不飽和)

に小さく、盛土深部になるほど大きくなっている。また斜面とほぼ平行な形でτ_{dmax}値は分布している。盛土中心と斜面表層部のτ_{dmax}値を盛土低面からの高さHとの関係で整理すると図-23のようになる。盛土中心の結果(a図)を見ると、H~τ_{dmax}関係は、堤頂に向かうほどτ_{dmax}値が低くなる傾向がみられる。また供試体H(NC, 不飽和)はτ_{dmax}値が他に比べて低く現れている。これはG₀値が他に比べて低いためと考えられる。次に斜面表層部では

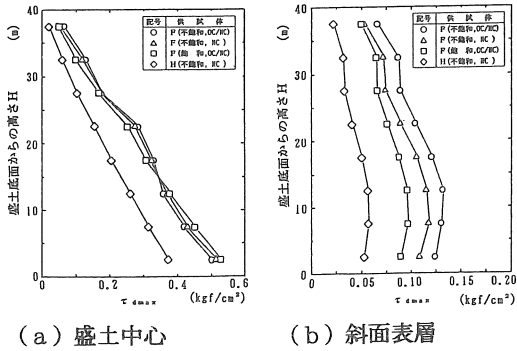


図-23 $\tau_{max} \sim H$ 関係

(b 図)、全供試体共に H の変化に対して τ_{dmax} がわずかに増加しており、H の変化による τ_{dmax} 値の変動傾向は供試体間で類似していると言える。

4.3.2 地震時の安定性評価

動的強度 τ_d を応答解析から得られた最大繰返しせん断応力 τ_{dmax} で除した値を動的安定係数 F_d と定め、盛土の地震時安定性を議論する。

$$F_d = \tau_d / \tau_{dmax} \dots\dots\dots (7)$$

図-24は、剛性率 G および動的強度 τ_d に影響を及ぼす拘束圧 (NC, OC) の特性を種々に組み合わせて解析を行った場合の F_d 値の分布を示したものである。まず、G の特性として供試体 F (不飽和, OC 領域と NC 領域で区別) の結果を用い、動的強度 τ_d を先行圧縮による強度増加を反映させた場合 (a 図, OC/NC 領域で τ_d 変化) と、そうでない場合 (e 図, 全 NC 領域) の結果を比較すると、(a) 図では、盛土表層ほど F_d 値は高く、盛土下部の中心から少し離れた位置で F_d 値が最小となっている。これに対し、(e) 図では盛土表層部ほど F_d 値が低く、(a) 図と逆の傾向を示し、先行圧縮による動的強度の増大を考慮した場合、盛土表層では F_d が高くより安定であることがわかる。

5. まとめ

締め固めた土の動的変形特性及び動的強度特性に及ぼす各種因子の影響を調べるとともに、静的な強度や変形係数との関係を明かにし、盛土の地震時安定性について解析を行い考察を加えた。その結果を要約すると以下の通りである。

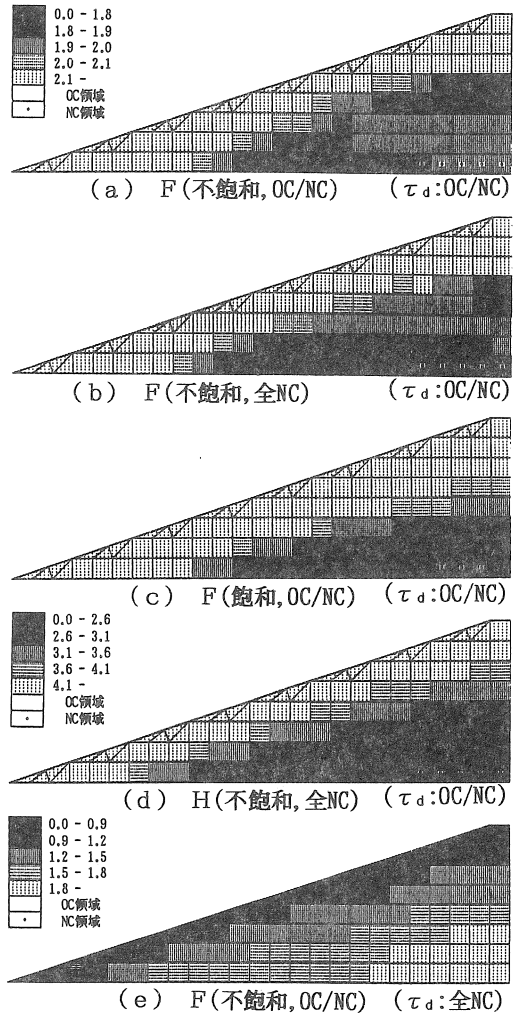


図-24 F_d 値の分布

- 1) 締め固めた土の剛性率及び動的強度は、締め固め時に受けた先行圧縮効果によって、ある拘束圧以下では増加する。また先行圧縮の程度は試料によって異なる。
- 2) 同一試料において剛性率及び動的強度を静的な変形係数や静的強度との関係で整理すると、密度、含水比および先行圧縮による影響を除去することができ、静的な試験結果から式(1)及び式(2)を用いて剛性率や動的強度を推定することが可能である。
- 3) 盛土転圧時の先行圧縮による G_0 値の上昇や飽和による G_0 値の低下が振動挙動に及ぼす影響は、先行圧縮効による動的強度 τ_d の増大の影響に比

較して小さい。

- 4) 盛土の斜面表層部は転圧による先行圧縮の影響が大きく現れるため、斜面表層部の地震時安定性は高い。

《参考文献》

- 1) 石原研而: 土質動力学の基礎, 鹿島出版会, 1976.
- 2) Hardin, B. O. and Drnevich, V. P.: Shear modulus and damping in soils: measurement and parameter effects, Jour. of SMF Div., ASCE, Vol. 98, No. SM6, pp603~624, 1972.
- 3) 国生剛治: 地震応答解析のための土の動的性質-地盤材料の減衰特性-, 土と基礎, Vol. 34, No. 1, pp75~80, 1986.
- 4) 東畑郁生: 土と構造物の動的相互作用の解析方法-地盤材料の動的特性のモデル化-, 土と基礎, Vol. 40, No. 5, 1992.
- 5) 松本徳久: フィルダムの耐震設計における地震力と強度, ダム工学, No. 6, 1992.
- 6) 太田秀樹, 伊藤雅夫, 石黒健, 米谷敏: 締固められた粘性土の先行圧縮応力と強度の推定, 土木学会論文報告集, No436/III-16, pp27~36, 1991.
- 7) 奥村哲夫, 成田国朝, 大根義男: 締固めた土の動的変形特性に関する研究, 愛知工業大学研究報告, 第20号B, pp109~120, 1990.
- 8) 伊藤祐仙, 奥村哲夫, 成田国朝: 締固めた土の非排水繰返し強度について, 土木学会中部支部平成4年度研究発表会講演概要集, pp397~398, 1993.
- 9) 伊藤祐仙, 成田国朝, 奥村哲夫: 締固めた土の非排水繰返し強度について, 土木学会第48回年次学術講演会講演概要集, pp502~503, 1993.
- 10) 伊藤祐仙, 成田国朝, 大根義男, 奥村哲夫: 締固めた土の動的変形特性に関する実験, 土木学会中部支部平成5年度研究発表会講演概要集, pp423~424, 1994.
- 11) 岩田英一, 渡辺昌典, 渡辺康雄: 締固めた砂質土の非排水繰返し強度, 平成3年度卒業研究, 1992.
- 12) 明石昌彦, 伊藤彰記, 杉浦達治: 締固め土の動的強度特性に関する実験, 平成4年度卒業研究, 1993.
- 13) 浅井弘悟, 淵上真二, 牧野由紀恵: 締固め土の動的変形特性に関する実験, 平成4年度卒業研究, 1993.
- 14) 小田智之, 浅井貴之, 土肥信明: 締固め土の先行圧縮応力と強度特性に関する実験, 平成5年度卒業研究, 1994.

(受理 平成 6年 3月20日)