

くり返し応力を受けた締固め土の弾性係数 および降伏応力について

MODULUS OF ELASTICITY AND YIELD STRESS OF COMPACTED SOIL
SUBJECTED TO REPEATED STRESS APPLICATION

河上 房義*・小川 正二**
By Fusayoshi Kawakami and Syoji Ogawa

要 旨 本文は、締固め土の供試体に、ある回数（最大 100 000 回）までくり返して一軸圧縮応力を加えた後、応力制御の方法で、一軸および三軸圧縮試験を行ない、くり返し応力を受けている間の供試体の挙動から図-1 に示すような、レオロジー模型を定め、この模型の性質と圧縮試験における応力(σ)とひずみ速度(ds/dt)との関係とを比較して、土の弾性係数と降伏応力とを簡単に求める方法について述べ、さらに弾性係数と降伏応力とにおよぼす土の種類、含水比、締固め密度、くり返し応力度、載荷回数の影響ならびに圧縮時における側方拘束の降伏応力におよぼす影響について述べたものである。

1. まえがき

近年、土の弾塑性的挙動や降伏に関する理論的ならびに実験的研究はかなり行なわれている^{1),2)}。特に、粘性土の圧縮時における挙動を表わすために、Voigt や Maxwell の力学的模型を単独に、あるいはこれらを組み合わせて用いた研究が種々みられる^{3)~6)}。このような土の弾塑性的挙動を解明するには、当然、弾性係数や粘性係数を求めることが必要である。後藤⁷⁾は動的弾性係数測定装置を用いて土の剛性率を計算し、その値が 10~200 kg/cm²であることを示し、村山・柴田はレオロジー的解析によって弾性係数の求め方を示した⁸⁾。

さらに、圧縮応力を受けている土の挙動を見ると、軸方向ひずみが 10~20% に達しても、なお圧縮強度が増加していることから、土の降伏基準が重要な問題になり、星埜¹⁾、K.H. Roscoe ら⁹⁾によって論じられている。しかし、これらの弾性係数や降伏応力の求め方についてはなお研究すべきことが少なくなく、また現在提唱されている求め方は複雑であり、より簡単な方法が望ましい。

著者らは、さきに締固め土がくり返して圧縮応力を受けるときに生ずるひずみやくり返し応力を受けた後の力学的性質と、これに影響をおよぼす要素について報告した⁹⁾。また、その研究において知られたくり返し応力を受けている土の供試体の挙動を表わすようなレオロジー模型を選び、この模型の性質にもとづいてくり返し応力

を受けた後の土の圧縮応力(σ)とひずみ速度(ds/dt)との関係を示す曲線から弾性係数および降伏応力を求める方法を提案した¹⁰⁾。

この論文においては上述の方法にもとづいて条件を異にする種々の供試体の弾性係数および降伏応力を求め、これらと供試体の含水比、密度、くり返し応力度、載荷回数、土質などの関係を調べ、さらに、くり返し応力を受けた後の供試体について三軸圧縮試験を行ない、その際に受ける側方拘束応力によって弾性係数や降伏応力がいかに変化するかをも調べた。

なお、本文の中で使用する符号の説明を掲げるとつぎのとおりである。

- ϵ : 圧縮試験における軸方向ひずみ (%)
- ϵ_i : くり返し応力載荷試験中の i 回目の載荷によって生ずるひずみ (%)
- ϵ_{ri} : くり返し応力載荷試験中に i 回目の載荷を除いた時に残留したひずみ (%)
- ϵ_{ei} : くり返し応力載荷試験中の i 回目の載荷を除いたときに回復するひずみ (%)
- $\sigma = \dot{\sigma}t$: 軸方向応力 (kg/cm²)
- $\dot{\sigma}$: 応力速度 (kg/cm²/sec)
- σ_y : 降伏応力 (kg/cm²)
- η_1, η_2, η_3 : 粘性係数 (kg·sec/cm²)
- E : 弾性係数 (kg/cm²)
- E_r : 弾性変位係数 (kg/cm²)
- E_T : 初期接線係数 (kg/cm²)
- w : 含水比 (%)
- r_d : 乾燥密度 (g/cm³)
- σ_r : くり返し応力度 (kg/cm²)
- N : 載荷回数
- σ_c : 拘束応力 (kg/cm²)

2. レオロジー模型*

くり返して一軸圧縮応力を受ける土の挙動は、たとえば後掲の図-6 ように、弾塑性的挙動と塑性的挙動とを

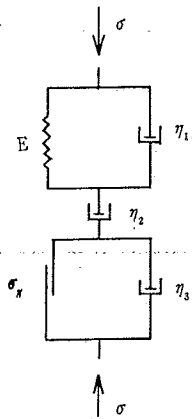
* 正員 工博 東北大学教授 工学部土木工学科

** 正員 工修 東北大学助手 同上

* この節に述べる締固め土のレオロジー模型とその力学的性質、特に、弾性係数と降伏応力の求め方については国際土質基礎工学会第2回アジア地域会議において発表した¹⁰⁾。

組み合わせたものと考えられる。さらに、この供試体が降伏応力を越えたときの挙動をも考えて、締固め土の挙動を表わすように Voigt, Maxwell, Bingham の模型を組み合わせた図-1 のようなレオロジー模型を選んだ。しかし、一般の土は構造粘性体であり、完全な Bingham 流動を示さないため、図-1 の模型の Bingham 模型に相当する部分は式(1)で表わすような挙動を示すものと考えられている¹¹⁾。

図-1 レオロジー模型



$$\eta_3 \frac{d\epsilon_3}{dt} = (\sigma - \sigma_y)^n$$

$$n \geq 1$$

したがって、図-1 の模型を $d\sigma/dt = \dot{\sigma}$ なる一定の応力速度で圧縮した場合、 $\sigma = \dot{\sigma}t$ となるので、応力 (σ) とひずみ (ϵ) との関係は次式のようになる。

$$\epsilon = \frac{\dot{\sigma}}{E} \left(\frac{\sigma}{\dot{\sigma}} - \frac{\eta_1}{E} \right) + \frac{\eta_1 \dot{\sigma}}{E^2} e^{-\frac{E}{\eta_1} \frac{\sigma}{\dot{\sigma}}} + \frac{\sigma^2}{2 \eta_2 \dot{\sigma}^2} + \left[\frac{1}{\eta_3 (n+1)} (\sigma - \sigma_y)^{n+1} \right] \dots \dots \dots (2)$$

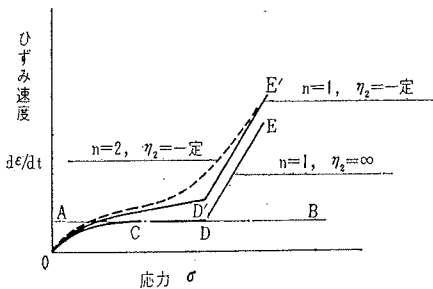
式(2)を時間 t で微分し、これに $d\sigma/dt = \dot{\sigma}$ を代入すると、式(3)で示す σ と $d\epsilon/dt$ の関係が得られる。

$$\frac{d\epsilon}{dt} = \frac{\dot{\sigma}}{E} \left(1 - e^{-\frac{E}{\eta_1} \frac{\sigma}{\dot{\sigma}}} \right) + \frac{\sigma}{\eta_2} + \left[\frac{1}{\eta_3} (\sigma - \sigma_y)^n \right] \dots \dots \dots (3)$$

式(2)および式(3)において、[] 内の項は供試体が降伏した後に働く項である。

式(3)に、1) $n > 1$ (たとえば $n=2$)、 $\eta_2 = \text{一定}$ ；2) $n=1$ 、 $\eta_2 = \text{一定}$ ；3) $n=1$ 、 $\eta_2 = \infty$ を代入して求めた σ と $d\epsilon/dt$ との関係は図-2 のようになる。1) の条件の場合には、この曲線は明確な折点を示さないが、2)、3) の条件、すなわち $n=1$ の曲線には明らかな折点が見出される。この折点は式(3)の [] 内の項が働き始める点であるから、この点に相当する応力が降伏応力 (σ_y) を示すものである。後述するように、くり返し応力を受けた土の圧縮時の挙動 (たとえば 図-3) を実験によ

図-2 レオロジー模型の応力-ひずみ速度関係



て求めると、図-2 において $n=1$ とした場合の曲線と非常に類似している。そこで式(2)の右辺第1項の漸近線 (図-2 における A-D 線) の縦座標は $\dot{\sigma}/E$ となるので、载荷速度 ($\dot{\sigma}$) が一定であれば、実験から求めた $\sigma - d\epsilon/dt$ 曲線の折点より前の部分の漸近線に対応する $d\epsilon/dt$ の値から弾性係数 E を、また折点に対応する応力から降伏応力 (σ_y) を求めることができる。さらに、 $\sigma - d\epsilon/dt$ 曲線の直線 A-B からのずれ、すなわち、曲線 0-D'、または 0-C-D の直線 A-B からのずれから η_1 、 η_2 を、直線 D-E' または D'-E' の勾配から η_3 を定めることができる。

また、図-1 の模型がくり返して一定の圧縮応力 (σ_r) を受ける場合を考えると、 i 回目の载荷を受けたときのひずみ (ϵ_i) は式(4)のごとくなり、これを除荷した後に残留するひずみ (ϵ_{ri}) は式(5)のようになる。

$$\epsilon_i = \frac{\sigma_r}{E} \left(1 - e^{-\frac{E}{\eta_1} t_1} \right) + \frac{\sigma_r}{\eta_2} t_1 + \left[\frac{1}{\eta_3} (\sigma_r - \sigma_y)^n t \right] \dots \dots \dots (4)$$

$$\epsilon_{ri} = \frac{\sigma_r}{E'} \left(1 - e^{-\frac{E'}{\eta_1'} t_1} \right) e^{-\frac{E'}{\eta_1'} t_2} + \frac{\sigma_r}{\eta_2} t_1 + \left[\frac{1}{\eta_3} (\sigma_r - \sigma_y)^n t_1 \right] \dots \dots \dots (5)$$

ここに、 t_1 : 1回の载荷時間、 t_2 : 1回の除荷時間
式(4)から式(5)を引くと i 回目の载荷を受けたときの弾性ひずみ (ϵ_{ei}) が求められる。

$$\epsilon_{ei} = \epsilon_i - \epsilon_{ri} = \sigma_r \left(1 - e^{-\frac{E}{\eta_1} t_1} \right) \left(\frac{1}{E} - \frac{1}{E'} e^{-\frac{E'}{\eta_1'} t_2} \right) \dots \dots \dots (6)$$

くり返し载荷の回数がある回数 (一般には 100~200) を越えると载荷の前後における弾性係数、粘性係数の変化は非常に小さいので、 $E \approx E'$ 、 $\eta_1 \approx \eta_1'$ とおくことができる。したがって、

$$\epsilon_{ei} = \frac{\sigma_r}{E} \left(1 - e^{-\frac{E}{\eta_1} t_1} \right) \left(1 - e^{-\frac{E}{\eta_1} t_2} \right) \dots \dots \dots (7)$$

となる。このときの弾性変位係数は次式によって求めることができる。

$$E_r = \frac{\sigma_r}{\epsilon_{ei}} = \frac{E}{\left(1 - e^{-\frac{E}{\eta_1} t_1} \right) \left(1 - e^{-\frac{E}{\eta_1} t_2} \right)} \dots \dots \dots (8)$$

3. 試験の方法

(1) 試料および供試体

試験にはシルト質ローム、粘土および粘土と砂の混合土3種(粘土と砂の重量混合比 4:1, 2:1および1:1)の5種の試料を用いた。混合土に用いた砂の最大粒径は1.2mm以下である。各試料の物理的性質は表-1に示す。

これらの試料は所定の含水比を与えた後、24hr以上水分の均霑をはかり、これを直径50mm、高さ126mm

表-1 試料の物理的性質

試料		記号	wp (%)	wL (%)	締固め試験における最適含水比 (%)	締固め試験における最大乾燥密度 (g/cm³)
種	類					
シルト質ローム粘	土	A	26	68	29.4	1.42
		B	31	72	32.8	1.38
粘土と砂の混合土	粘土と砂の配合比 4 : 1	C	27	54	27.8	1.45
	2 : 1	D	23	32	25.5	1.48
	1 : 1	E	19	25	20.5	1.63

表-2 供試体の種類

土質	試料の記号	供試体の種類	含水比 (%)	平均密度 (g/cm³)	平均圧縮強さ (kg/cm²)
シルト質ローム同同同同同同	A	①	30.2	1.43	1.64
		②	27.3	1.45	2.37
		③	24.3	1.45	3.39
		④	21.8	1.45	3.94
		⑤	27.2	1.50	3.04
		⑥	27.3	1.48	2.82
		⑦	27.3	1.43	2.08
粘土	B	⑧	33.0	1.40	4.52
		⑨	27.8	1.45	3.60
粘土と砂の混合土	C	⑩	25.5	1.48	2.52
		⑪	20.5	1.63	2.35
		⑫	20.5	1.63	2.35

の円筒型供試体に締固め、さらに 24 hr を経て試験に供した。なお試験中の含水比の変化を防ぐために、供試体はパラフィンとゴムスリーブで被覆した。

供試体の種類は表-2 に示す 11 群 (合計 1000 本) である。

(2) 試験の方法

弾性係数および降伏応力におよぼすくり返し応力度、載荷回数の影響を知るために供試体①~⑦には種類ごとに 5~7 段階の応力を 5000, 10000, 50000, 100000 回ずつ載荷し、供試体⑧~⑫には 4~5 段階の応力を 1000, 5000, 10000, 50000, 100000 回、さらに供試体②,③,⑩,⑪には以上のほか、5, 10, 50, 100, 500, 1000 回のくり返し応力も載荷し、くり返し応力載荷時の全ひずみ、くり返し応力を除去したときの残留ひずみを測定した。

所定の回数のくり返し応力を受けた後の供試体について一定の応力速度 ($\dot{\sigma}=0.018 \text{ kg/cm}^2/\text{sec}$) で一軸および三軸圧縮試験を行ない、その $\sigma-d\epsilon/dt$ 関係を求めた。

なお、くり返し試験に用いた試験機および応力の載荷要領はさきに報告したものと同一である¹⁰⁾。

4. 試験結果

(1) 一軸圧縮試験における応力とひずみ速度の関係 ($\sigma-d\epsilon/dt$ 曲線)

締固めた土の供試体にくり返し応力を加えた後に一軸圧縮試験を行なうと、その σ と $d\epsilon/dt$ との関係は一般に図-3 に示すような形を示す。すなわち、締固めた土がくり返し応力を受けるとその $\sigma-d\epsilon/dt$ 曲線は図-2

の $n=1, \eta_2=一定$ 、または $n=1, \eta_2=\infty$ なる条件の曲線によく似た型を示し、式(3)の右辺第3項の n は 1 に近づき、降伏の生じた後は Bingham 流動の形のひずみを生じる。したがって、上述のように、 $\sigma-d\epsilon/dt$ 曲線の形から降伏応力と弾性係数とを求めることができる。

図-3 は供試体②に 0.85 kg/cm^2 の応力を 10 回および 10000 回くり返し加えた後の一軸圧縮試験における $\sigma-d\epsilon/dt$ 曲線である。載荷回数の少ないとき

には粘性 (η_2) の影響が大きくなり、図-2 の $n=1, \eta_2=一定$ なる条件の曲線に類似しているが、載荷回数が増すと η_2 の影響は小さくなり $n=1, \eta_2=\infty$ の曲線に近くなる。

図-4 (a), (b) は 10 回および 100000 回のくり返し応力をうけた供試体の $\sigma-d\epsilon/dt$ 曲線への σ_r の影響を

図-3 くり返し応力をうけた締固め土の一軸圧縮試験における応力-ひずみ速度関係

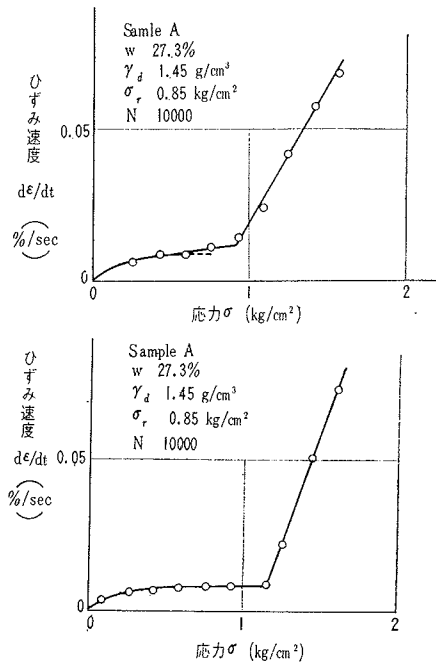
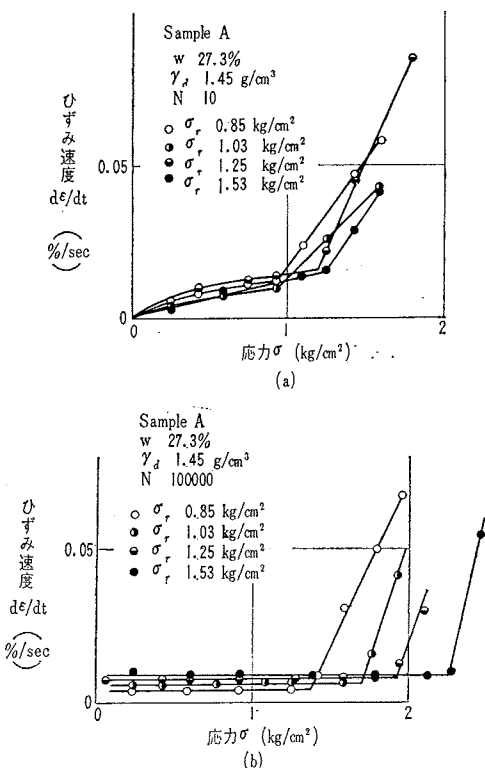


図-4 一軸圧縮試験における応力-ひずみ速度関係 (σ_r の影響)



示すものである。10 回のくり返し载荷をうけた供試体では、くり返し応力度の大きさの影響は小さく、 σ_r が変化しても同じような形を示しており、降伏応力も低く、弾性係数は $150 \sim 230 \text{ kg/cm}^2$ の範囲にある。しかるに载荷回数が増すとともに、 σ_r の影響はいちじるしくなり、降伏応力はかなり高くなっている。また $\dot{\epsilon}/E$ の値も応力とともに変化する (図-4 (b))。

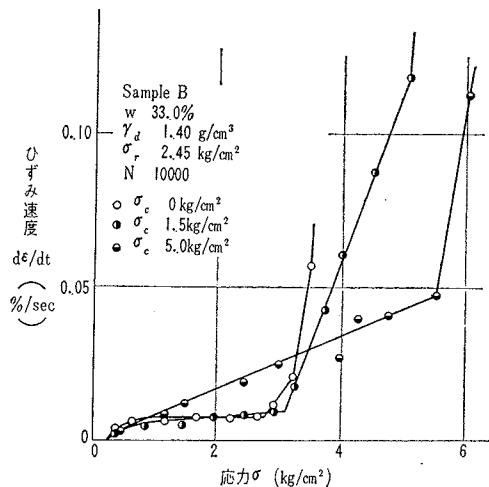
以上の傾向はほかの種類供試体においても同様に見られる。

(2) 三軸圧縮試験における応力とひずみ速度の関係 (σ - $d\epsilon/dt$ 曲線)

図-5 は応力制御の方法で行なった三軸圧縮試験における σ と $d\epsilon/dt$ との関係を示す曲線である。

供試体の周囲の拘束応力 (confined stress) が小なる場合には、曲線上にはっきりした 2~3 個の折点がみられ、初期降伏点 (最初の折点) および破壊降伏点 (最後の折点) を区別することができる。また、軸方向ひずみの小さな範囲では、供試体は弾性的な挙動を示し、軸方向ひずみが降伏点に相当するひずみを越えると塑性的な挙動を示し、ついには破壊する。一方、拘束応力が大になると、くり返し応力を受けたことにより生じた硬化効果⁹⁾が現われず、軸方向ひずみの小なる場合にも弾性的挙動と塑性的挙動とがほとんど

図-5 三軸圧縮試験における応力-ひずみ速度関係



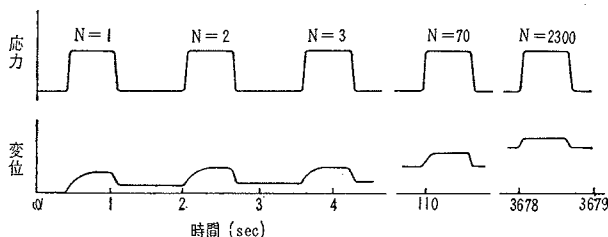
と同時に現われ、初期降伏応力と破壊降伏応力とは区別しがたい。また、この関係から弾性係数を求めることも非常にむずかしい。

5. 考 察

(1) くり返し応力を受けた土の粘性係数 η_1, η_2

図-6 はくり返し応力载荷中の応力および変位と時間との関係の一例を示す。载荷回数の少ないときは Voigt 模型によって表わされる変位はほとんど回復するが、粘性 (η_1) の影響も顕著である。しかし、载荷回数が増すと (たとえば $N=2300$)、 η_1 の影響はほとんどなくなり、 η_1 は非常に小さくなったと考えることができる。また、残留ひずみは η_2 (くり返し応力が降伏応力を越える場合は η_2 および η_3) によって生じる。残留ひずみの増加率、すなわち、ある回次の応力载荷の前後におけるひずみの差は図-7 に示すように、 σ_r の大きさによって差はあるが、ほぼ 100 回の载荷によって $1/100 \text{ mm}$ ダイアルゲージでは測定できない程度になり、 η_2 (あるいは η_2 、

図-6 くり返し応力と変位



η_3) は非常に増大したと考えられる。したがって、载荷回数が増加すると、前掲の図-3 の 2 つの場合が示すように、 σ - $d\epsilon/dt$ 曲線の折点の前の部分は水平に近くなり、 η_2 の影響が見られなくなる。

(2) 降伏応力へのくり返し応力度および载荷回数の影響

図-7 ある回のくり返し応力の載荷前後における残留ひずみの差

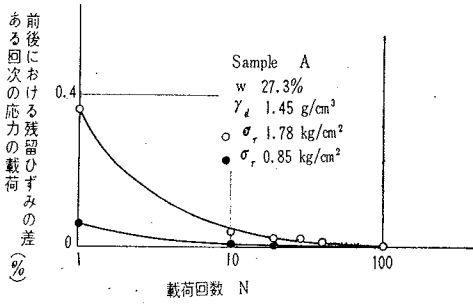


図-8 載荷回数による降伏応力の変化

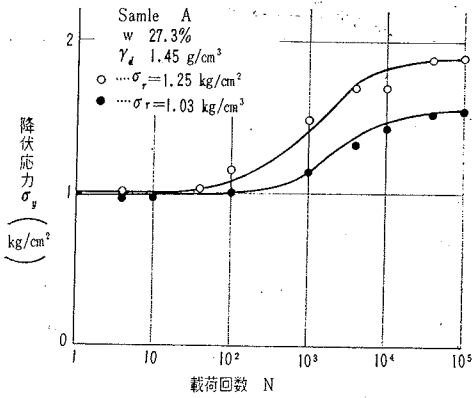


図-8 は供試体②に異なる応力をくり返して載荷した後の σ_y と N との関係を示すものである。載荷回数の少ない場合には、 σ_y のばらつきが大きい、載荷回数が増すと供試体の不均質さがなくなり、 N の増大とともに σ_y はある限界値に近づく（以下この限界値を限界降伏応力と呼ぶ）。この限界降伏応力は σ_r の大きさによって異なるが、供試体が破壊しないかぎり、 σ_r の大なるほど大きい。土質、含水量、締詰め密度の異なる他の供試体においても同様の傾向がみられる。

これらの曲線から、降伏応力 (σ_y) はくり返し載荷回数 (N) の関数として、次式のように表わされる。

$$\sigma_y N = A \exp f(N) \dots\dots\dots (9)$$

したがって、式(9)に $N=0$ または ∞ を代入すれば、くり返し応力を受けない供試体の降伏応力 (σ_{y0})、あるいは限界降伏応力 ($\sigma_{y\infty}$) が得られる。たとえば式(9)において $A=1$, $f(N)=a+\frac{c}{b+N}$ と仮定し、係数 a , b , c および σ_{y0} , $\sigma_{y\infty}$ を実験値を基にして求める

表-3 式(9)の係数 a, b, c および $\sigma_{y0}, \sigma_{y\infty}$

くり返し応力 (kg/cm ²)	係数			σ_{y0} (kg/cm ²)	$\sigma_{y\infty}$ (kg/cm ²)
	a	$b \times 10^3$	$c \times 10^3$		
1.53	0.74	0.48	0.36	0.97	2.10
1.25	0.64	0.85	0.55	1.00	1.90
1.03	0.45	2.20	1.00	0.99	1.57
0.85	0.26	5.50	1.76	0.95	1.30

と、表-3のごとくなり、式(9)は図-8に示すような曲線となり、上の仮定は実用上妥当である。

σ_y と N との関係を示す曲線は含水比によって異なり、含水比の低い供試体では 100 000 回載荷してもなお σ_y は増大するが、含水比が高い場合には、くり返し回数が低いときに σ_y がいちじるしく増大し、ある回数になると σ_y の増加量が小さくなり限界降伏応力に近づく(図-9)。

図-9 載荷回数による降伏応力の変化(その1)

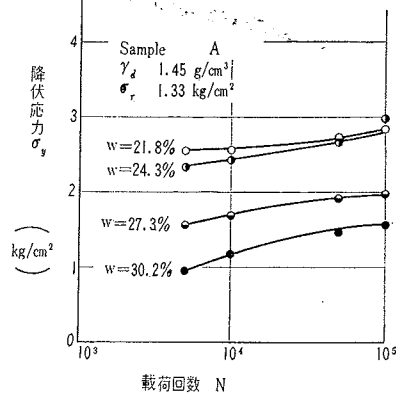


図-10 載荷回数による降伏応力の変化(その2)

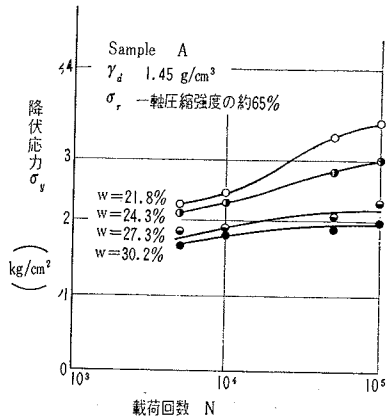
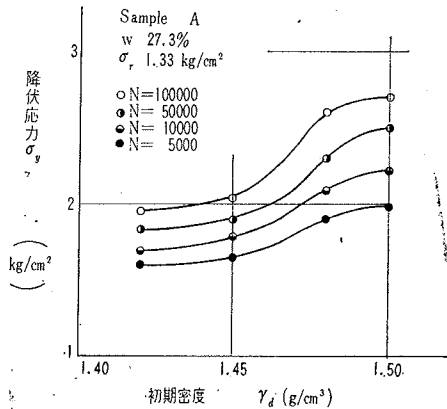


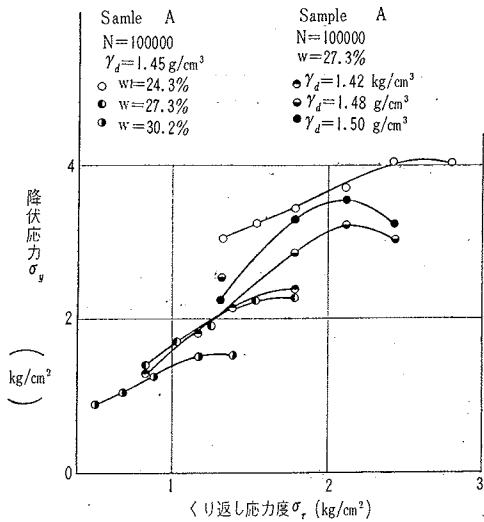
図-11 初期密度による降伏応力の変化



含水比が同一で、密度の異なる供試体に、それぞれの一軸圧縮強さの約 65% の大きさの応力をくり返し载荷した場合の σ_y と N との関係を図-10 に示す。図-11 は密度の異なる供試体に同一の大きさの σ_r をくり返し载荷したときの初期密度と降伏応力との関係を示したものである。くり返し载荷を受けた土の降伏応力 (σ_y) の、初期密度とくり返し回数による変化の状態は、さきにくり返し载荷によって土に生ずる硬化現象を表わすものとして報告⁹⁾した圧縮試験中における 1% ひずみに対応する圧縮応力と初期密度との関係にきわめて類似した傾向を示す。

また、 σ_r が増大すると σ_y も増大するが、ある大きさ以上の σ_r をくり返して受けるとかえって低下する (図-12)。これは供試体の硬化効果が増し、圧縮強度が増加しているにもかかわらず、供試体の内部に徐々に部分破壊を生じたためである。

図-12 くり返し応力度、含水比、密度と降伏応力との関係



このような現象は土の力学的性質が Bavor¹²⁾ のいう不飽和土の粒子間の張力や A.W. Skempton¹³⁾, R.E. Olson¹⁴⁾ らのいう内部応力などのように単一の要因によって支配されるものでなく、T.W. Lambe¹⁵⁾ のいう構造配列の変化やミセルの径の変化によっても影響を受け、さらに、粒子表面の二重層の性質などによっても影響を受けることを示している。

表-4 N=10 万における最大 σ_y , $\sigma_{1.0}$ を与える σ_r

供試体の種類	最大 σ_y を与える σ_r (kg/cm ²)	くり返し応力を受けない供試体の圧縮強度との比 (%)	最大 $\sigma_{1.0}$ を与える σ_r (kg/cm ²)	くり返し応力を受けない供試体の圧縮強度との比 (%)
①	1.30	79	1.00	61
②	1.70	72	1.50	63
③	2.60	77	1.80	53
④	2.70	69	2.00	51
⑤	2.12	70	1.80	59
⑥	2.20	78	1.60	57
⑦	1.60	77	1.25	60

図-12 の曲線から得られる最大降伏応力に対応するくり返し応力 (σ_r) の値と土の硬化効果を表わすものと考えた 1% ひずみに対応する応力 ($\sigma_{1.0}$) の最大値を与える σ_r を比較すると表-4 に示すごとくである。

(3) 弾性係数への载荷回数、くり返し応力度の大きさの影響

図-13 は供試体 ② が異なる大きさの応力を受ける回数だけくり返して受けた場合の弾性係数 (E) と N との関係を示す。弾性係数も弾性変位係数と同様に、一般には σ_r の小なるほど大きく、また N の増大とともに増加する (図-14)。しかし σ_r がある値より大きくなると供試体内部の部分的な破壊、あるいは土の弾性的挙動を示す要因である粒子間のポテンシャル エネルギーが小さ

図-13 载荷回数による弾性係数の変化

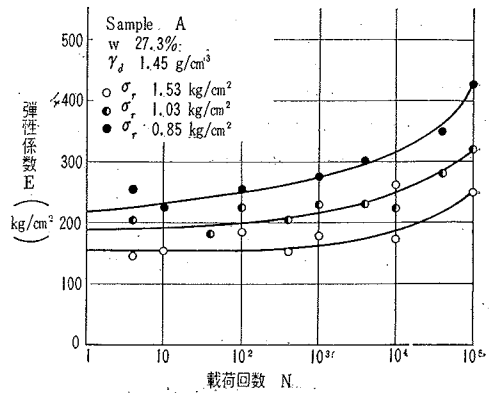


図-14 くり返し応力度と弾性係数

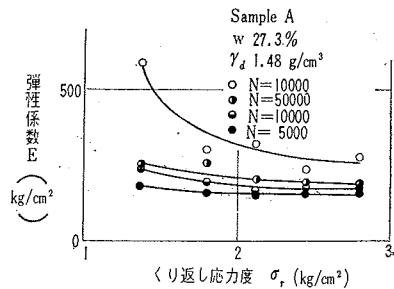
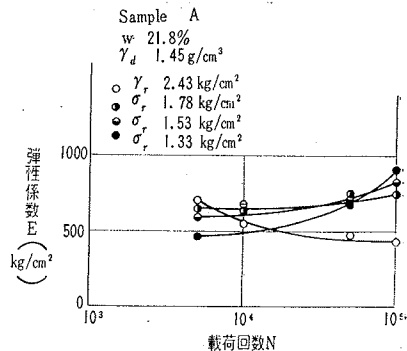


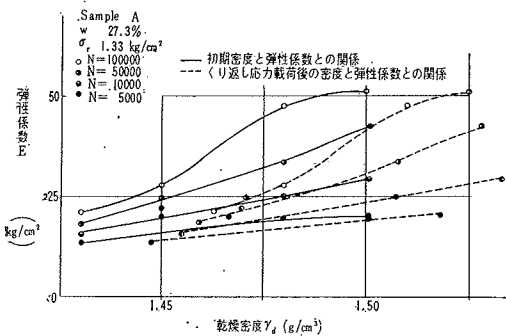
図-15 载荷回数と弾性係数



くなるために、逆に弾性係数は N の増加につれて小さくなる(図-15)。 E が N とともに増加する場合には、 N の小さいときの E と N の関係から、くり返し応力を受けない土の E を推定することができる。その値はほとんど 10^2 kg/cm^2 のオーダーである。

また、一般には含水比の低いほど、あるいは密度の大なるほど E は大きい。含水比が同じで初期密度の異なる供試体に、ある大きさの応力をくり返し载荷したのちの E と初期密度との関係(図の実線)を図-16に示す。また、同図に E とくり返し応力を受けた後の密度との関係(図の点線)もあわせて示した。すなわち、 N が少ないときには密度の差による E の変化は少ないが、 N が増大すると E もいちじるしく増大する。しかもその間に E の変化が比較的急に大きくなるような初期密度の範囲が存在する(たとえば、 $N=100,000$ において、 $r_d=1.45\sim 1.48 \text{ g/cm}^3$)。また、この関係を示す曲線から E も σ_r と同様に、あるくり返し载荷回数に対しては極限值を有すると考えられる。さらに、くり返し応力载荷による供試体の密度増加(図-16において同じ载荷回数の実線と破線との間の横距で示される)は $N > 10,000$ ではほとんど等しい。すなわち、くり返し载荷による密度増加は N の少ないときに生じるが、 E の増加は N の大なるほどいちじるしい。これは E の変化も σ_r の変化と同様に単に土の締固まりによるものでなく、硬化効果によるものと考えられる。

図-16 密度による弾性係数の変化



(4) 土質による弾性係数および降伏応力の差異

図-17, 18 は供試体 ⑧⑨⑩ におおのの一軸圧縮試験の約 70% の σ_r を载荷した場合の σ_y と N および E と N の関係を示すものであり、それぞれの曲線の形は類似した傾向を有している。

また、土質による E の差異は顕著でないが、 σ_y は砂の含有量が増すにつれて小さくなる。これは土の σ_y は細粒分、特にコロイド分の含有量によって大きく影響を受けるが、 E は粗粒子の周囲に造られる Clay matrix に影響され、この実験の範囲の土質の変化によっては大きな差異を示さないためと考えられる。

図-17 土質による降伏応力の変化

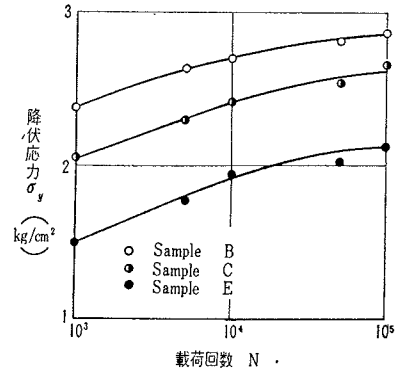
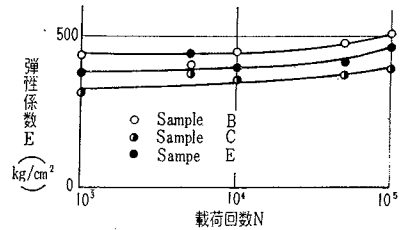


図-18 土質による弾性係数の変化

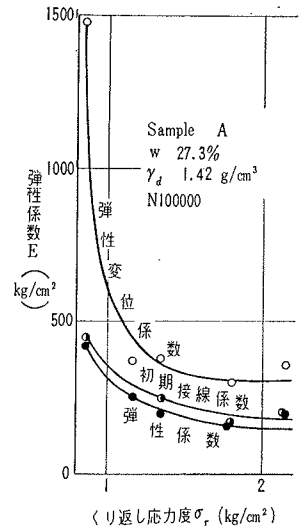


(5) 各種弾性係数の比較

くり返し応力を 100,000 回载荷したときの弾性変位係数 (E_r)、くり返し応力をうけた後の供試体について行

なった一軸圧縮試験の σ - ϵ 関係から求めた初期接線係数 (E_T) および σ - $d\epsilon/dt$ 関係から求めた弾性係数 (E) はくり返し応力度 (σ_r) の大きさとともに図-19 のように変化し、 E_T と E はほぼ同じであるが、 E_r はこれらよりやや大きい。このように弾性変位係数 (E_r) が弾性係数 (E) より大きいのは载荷方法の差異、土の粘性の影響(式(8)参照)などによるものである。

図-19 くり返し応力度による弾性係数の変化



また、あるくり返し応力 ($\sigma_r=1.33 \text{ kg/cm}^2$) を 100,000 回载荷したときの E_r , E 、くり返し応力を受けない土の圧縮試験における割線係数(1% ひずみに対応する応力とひずみとの比)、および衝撃圧縮試験による割線係数¹⁰⁾(1% ひずみに対応する応力とひずみとの比)などと含水比との関係は図-20のごとくである。すなわち、静

図-20 含水比による弾性係数

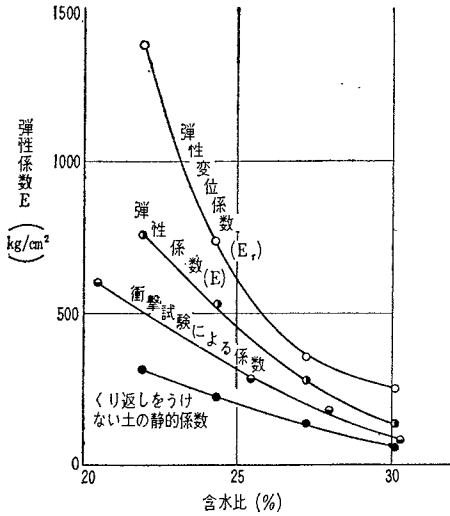
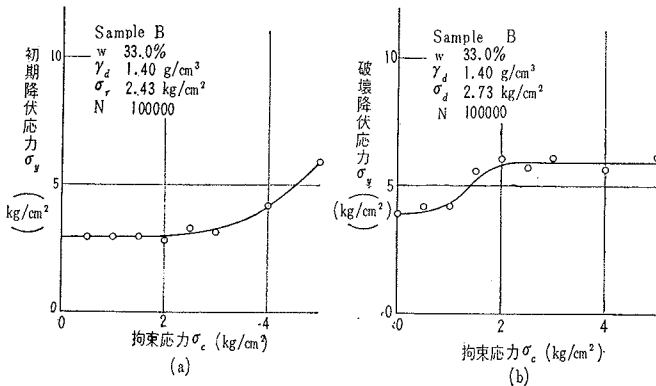


図-21 拘束応力と降伏応力



的割線係数にくらべると他の3つの係数はいずれも大きく、含水比が低くなるとその傾向はいちじるしい。特に E_r の増加は顕著である。このような含水比による変化は土粒子相互間の結合力、表面張力などにもとづく土の粘性抵抗の差によるものと考えられる。

(6) 三軸圧縮試験から求めた降伏応力

一般に、初期降伏応力の値は周囲からの拘束応力の大きさとともに増すが(図-21 (a))、破壊降伏応力の値は拘束応力の小さい範囲では増大し、拘束応力がある限度に達するとほとんど変化しない(図-21 (b))、これは、前述のように拘束応力の増大とともに土が徐々に弾性的性質を失い、粘性の影響が強く現われるためと考えられる。

6. 結 論

締固めた土の供試体がくり返し応力を受けているときの挙動を示すようなレオロジー模型(図-1)を定めると、この模型と圧縮時における土の $\sigma-ds/dt$ 関係から、

弾性係数 (E) および降伏応力 (σ_y) を簡単に求めることができる。

E および σ_y はくり返し応力の大きさ、荷回数、供試体の土質、密度・含水比などによって異なる。

この研究の結果を要約すればつぎのようになる。

(1) 降伏応力は荷回数とともに増大し、ある荷回数になるとくり返し応力度に応じた限界値に近づく(図-8)。くり返し荷重を受けた供試体の降伏応力(σ_{yN})と荷回数 (N) との間には次式のような関係が成り立つ。

$$\sigma_{yN} = A \exp f(N)$$

また、降伏応力は、くり返し応力度が大きなるほど大きくなるが、くり返し応力度がある限度を越えると供試体に内部破壊を生じるためかえって減少する。この最大降伏応力を与えるくり返し応力度は、 $N=100000$ の場合くり返し応力をうけない供試体の一軸圧縮強さの70~80%くらいである。

(2) 一般に弾性係数はくり返し応力度の小なるほど大きく、荷回数が増すとその増加の割合はいちじるしくなる(図-13, 14)。また、くり返し応力度がある値以上になると、くり返し荷回数が多いほど弾性係数が減少する場合もある(図-15)。さらに弾性係数は、降伏応力と同じく、含水比が低い、密度の高いときに大きくなり、密度が高くなるとある極限値に近づく。

(3) 弾性係数および降伏応力の変化は土質が異なっても類似の傾向を示す。一般に降伏応力は砂含有量の多いほど小さくなる

が、弾性係数はこの実験の範囲では土質によってあまり変わらない。

(4) くり返し応力を受ける土の弾性変位係数は弾性係数および初期接線係数より大きい。これらの値はくり返し応力を受けない土の圧縮試験における割線係数よりいずれも大きい。その比は含水比が低いほど大きく、締固めの最適含水比程度の含水比の供試体では2~2.5くらいである。

(5) くり返し荷重によって土に生じる硬化効果は、荷重後に行なう圧縮試験の際に、周囲の拘束応力が大きくなると失われ、かつ弾性的挙動と塑性的挙動がほとんど同時に現われるので、これから弾性係数を求めることは困難である。また、初期降伏応力は拘束応力とともに増大するが、破壊降伏応力はある限度以上の拘束応力を受ける場合ほとんど変化しない。

(6) 最大圧縮強度、降伏応力、硬化効果などにくり返し応力度との大きさの関係から、路床・路盤のように急荷重をくり返して受ける構造物の設計においては、

土の静的一軸圧縮強さより小さい値(一軸圧縮強さの50~60 くらい)を基準にして許容強さを定める必要があると考える。

参考文献

- 1) 星埜 和：“土の力学における塑性の基本理論と三軸試験への適用”，土木学会論文集第21号，昭.29.12.
- 2) Balla, A.：“Stress Conditions in the Triaxial Compression Test”，Proc. 4th Intern. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng., 1957.
- 3) 村山朗郎・柴田 徹：“粘土のレオロジー的特性について”，土木学会論文集第40号，昭.31.12.
- 4) Folque, J.：“Rheological Properties of Compacted Unsaturated Soils”，Proc. 5th Intern. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng., 1961.
- 5) Vialov, S.S.：“Problems of the Rheology of Soils”，Proc. 5th Intern. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng., 1961.
- 6) 最上武雄：“粘性地盤の支持力に関する一考察”，東大理工学研究所報告第1巻第5・6号，1947.6.
- 7) 後藤正司：“土の弾性および振動減衰性について”，土木学会年次講演会，昭.38.5.
- 8) Roscoe, K.H., Schofield, A.N. and Wroth, C.P.：“On the Yielding of Soils”，Gheotechnique Vol. Ⅷ, No. 8, 1958.
- 9) 河上房義・小川正二：“くり返し応力を受けた締固め土の力学的性質”，土木学会論文集第96号，昭.35.9.
- 10) Kawakami, F. and, Ogawa, S.：“Mechanical Properties of Soil Subjected to Repeated Stress Application”，Proc. 2nd Asian Regional Conf. on Soil Mech. and Found. Eng. Vol. 1., 1963.
- 11) 中川鶴太郎・神戸博太郎：“レオロジー”
- 12) Bavor, L.D.：“Soil Physics”
- 13) Skempton, A.W.：“The Pore Pressure Coefficients A and B”，Geotechnique Vol. IV, No. 4, 1954.
- 14) Olson, R.E.：“Effective Stress Theory of Soil Compaction”，Jour. Soil Mech. Div. ASCE Vol. 89, SM 2, 1963. 3.
- 15) Lambe, T.W.：“The Engineering Behavior of Compacted Clay”，Jour. Soil Mech. Div. ASCE Vol. 84, SM 2, 1958. 5.
- 16) 河上房義・江刺靖行：“急速荷重を受けた土の力学的性質について”，(未印刷)

(1964. 5. 10・受付)