

## 長期繰返し载荷を受ける路床土の諸特性の推移

渡辺正平\*

平成元年5月31日受付

### A Transition of Characteristics of Subgrade Soils due to Long Time Repeated Loadings

Shouhei W<sub>ATANABE</sub>\*

A series of long time repeated loading test were performed in a laboratory using four kinds of subgrade soils changing compaction energy and the load intensity. The soils were compacted dynamically in a cylinder of 35 cm in diameter and 29 cm in depth, and more than 100,000 loadings were applied through a circular plate of 10 cm in diameter. Obtained results indicated that the total displacement increased rapidly in the initial stage of load repetition, but increment of it in a cycle reduced gradually with the number of loadings. The modulus of deformation of sufficiently compacted decomposed granite soil converged into a constant value, but such character was not seen in other soils. The value of the modulus of deformation varied with energy of compaction and magnitude and speed of loading. Even though the modulus of deformation converged, the total displacement increased gradually with the number of loadings.

#### 緒 言

舗装を構造体とみなし、力学的基礎に基いて舗装の設計や補修を行おうとするいわゆる構造設計法では、舗装各層の弾性係数を知ることが1つの重要な要件となる。ところが、舗装構成材はいずれも完全弾性体ではなく、しかも施工後の供用に伴う交通荷重を受けることによってその力学的性状が変化してくる。その状況を調べるために、1万~10万回までの繰返し载荷が平板载荷試験や

三軸圧縮試験によって行われた例もある<sup>8)</sup>。ここでは、円筒土槽に締固められた試料土に長期間の繰返し载荷試験を行って、変形係数並びに载荷面の変位がどのように推移するかを主に調べた。そのために4種類の試料土を使用し、締固めと载荷の条件を変えて合計14回の実験を行った。繰返し载荷回数は最低10万回であるが、最高197万回载荷した実験も行った。

\* 鳥取大学農学部農林総合科学科生産環境工学講座

\* *Department of Agricultural Engineering, Faculty of Agriculture, Tottori University*

### 実験方法と試料

鋼製の円形載荷板を通して、土の表面に繰返し鉛直荷重を加える実験を行った。そのために、含水比を調整した試料土をカラーを付けた直径35cm、深さ29cm鋼製円筒に3層に分けて詰め、各層の表面を突固めた。この突固めは、直径20cmの円板上に重量4.5kg、落下高さ46cmのランマーを落下させ、円筒内でランマーの位置を順次均等に移動させる方法を採用した。その際の締固め仕事量を $1.3 \times 10^4$ 、 $3.2 \times 10^4 \text{ m} \cdot \text{kgf} / \text{m}^2$ の2種類とした。これらは、それぞれJIS A 1210Tの第1方法に示された締固め試験における締固め仕事量の23,57%に相当する。

動的に締固められた試料の表面を整形した後、全重量から密度を求め、整形面の中心に設置した直径10cmの鋼製円板を通して、鉛直方向の繰返し荷重を油圧サーボ装置で作用させた。円板の変位の測定には円板上に対称に設置された2個の変位計を用い、荷重はロードセルで測定した。この場合、荷重強度—変位関係の途中経路は無視している。荷重強度の変動幅を $0.1 \sim 1.0 \text{ kgf} / \text{cm}^2$ および $0.1 \sim 2.0 \text{ kgf} / \text{cm}^2$ となるように調整し、正弦波の繰返しとなるように制御した。その際の周期は、 $1 \sim 20$ 回目までの載荷では $0.1 \text{ Hz}$ としたが、その後は、 $1.0 \text{ Hz}$ とした。ただし、50, 100回目、並びに200, 500, 1000回目とそれらの10, 100倍の回数の数回後においては、 $0.1 \text{ Hz}$ にも切替えた。つまり、10万回までの載荷を $1.0 \text{ Hz}$ で行ったが、初期の20回と各区切りにおいては、 $0.1 \text{ Hz}$ での載荷も行った。そして、所定の回数ごとに、円板の変位と荷重強度の最大値と最小値を読み取った。同様の実験を14回行ったが、各実験での繰返し載荷回数の目標を、一応10万回とした。しかし、その後は朝夕2度ずつの測定をしながら実験装置の事情に応じて繰返し載荷を続けた。1つの実験では197万回、23日間の繰返し載荷を行った。

なお、この実験は長時間となるので、測定中に土の表面から水分が蒸発するのを防ぐ目的で土試料の表面をビニールで覆った。繰返し載荷試験の終了後、1部のものを除きCBR試験と表面硬度試験を行った。表面硬度試験は円筒の中央と周辺部、つまり、繰返し載荷の影響を受けた部分とそうでない部分で行った。試験に使用した試料は2種類のマサ土と粘性土およびクロボクの計4種類である。これらの試料の工学的性質を第1表に示す。

### 実験結果と考察

まず、繰返し載荷に伴う変位の推移の状況をクロボクとマサ土Aに対する試験結果を例として述べる。その後、

第1表 試料の工学的性質

試料名	$G_s$	$d_{60}$ (mm)	$\gamma_{\text{max}}$ ( $\text{g} / \text{cm}^3$ )	$W_{\text{opt}}$ (%)	$W_L$ (%)	$I_P$ (%)
マサ土A	2.62	0.65	1.83	14.7	NP	—
マサ土B	2.58	0.52	1.74	17.4	NP	—
粘性土	2.65	0.04	1.33	31.2	51.0	13.1
クロボク	2.36	0.18	0.83	74.5	91.0	10.7

他の試料から得られた結果を含めて検討する。

#### (1)クロボクの例

##### a. 荷重—変位関係の推移

土は元来完全弾性体ではないから、荷重を加えその後除荷すれば塑性変位が残る。そして、荷重—変位関係も直線関係ではない<sup>10,12)</sup>。その両者の関係の途中経路を無視し極値のみにしばしば注目される。いま、クロボクを $1.3 \times 10^4 \text{ m} \cdot \text{kgf} / \text{m}^2$ で動的に締固め、荷重強度が $0.1 \sim 1.0 \text{ kgf} / \text{cm}^2$ の範囲で変化するように調整した載荷試験の1例を示す。まず、第1図に初回から20回目までの載荷・除に伴う荷重強度と総変位量の関係を示す。載荷装置の荷重制御が必ずしも一定していないが、この図によると、載荷・除荷の繰返しに伴って総変位量は次第に増加してゆくが、載荷の回数を追うごとに1回の載荷・除荷に伴う変位量が減少して図の勾配が急になっており、土が次第に変形しにくくなっていることを示している。

第1図ではまた、載荷過程の変位量と除荷過程のそれとが次第に接近していく様子がうかがえる。両者の変位量が接近することは、1周期での塑性変位が減少していることを意味しており、繰返し荷重を受ければ土が次第に弾性的な挙動をすることを示している。弾性的な性質を示すようになれば、総変位量の変化もなくなることになる。第2図は載荷回数10万回までの総変位量の変化を示したものである。ここでは、載荷50回目以降は、 $0.1 \text{ Hz}$ と $1.0 \text{ Hz}$ に対して、載荷時と除荷時の総変位量をそれぞれ示している。ただし、両周期は載荷回数に数回のずれがある。ここに示された第2図の例では、載荷回数の増加に伴って総変位量も増加しており、この場合10万回の載荷によっても変位は完全には収束していない。また、 $0.1 \text{ Hz}$ の緩速載荷の場合は、 $1.0 \text{ Hz}$ の急速載荷の場合よりも総変位量が大きくなっている。

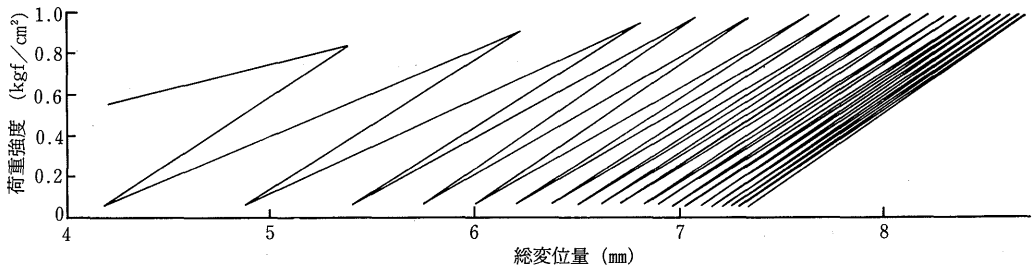
1周期内の変位差の推移をより明確に表したのが第3図である。第3(a)図は $0.1 \text{ Hz}$ に対する荷重強度差と変位差の推移を示したものであり、第3(b)図は $1.0 \text{ Hz}$ に対するそれを示したものである。いずれも、載荷の回数

を追うごとに変位差が減少して勾配が急になってきており、しかも、0.1Hzでは1.0Hzよりも変位差が大きくなっていることが認められる。この変位差の推移は、第4図のようにも表せる。もし、この変位差が一定値に収束すれば、土の変形挙動が収束し土が弾性的な性質を示すことを意味する。しかしここに示した例では、载荷の繰返しに伴う変位差の減少傾向がまだ認められ、塑性的な挙動が存在している。以上のような現象の大小は、土の種

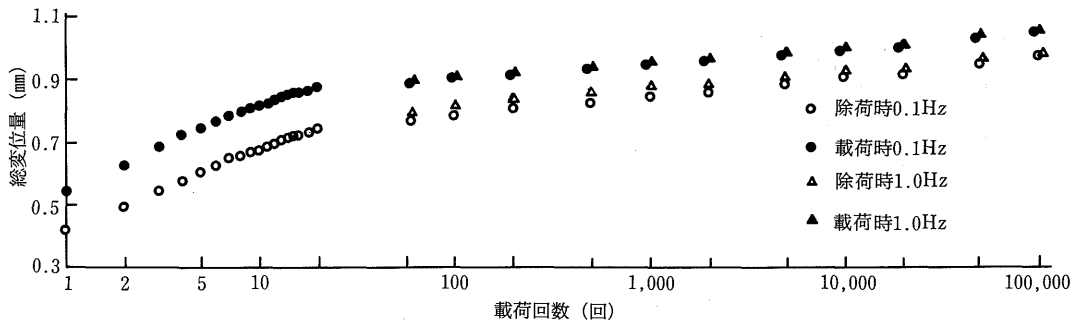
類は勿論このと含水比や初期の締固め仕事量、さらに繰返し载荷の周期や振幅などによって異なる。以下にその内容を述べる。

b. 変形係数の推移

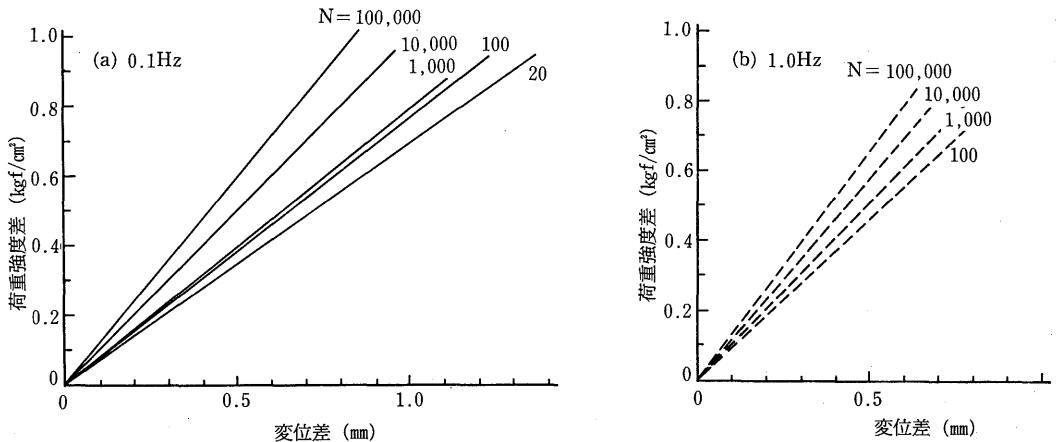
舗装の構造設計法では土も弾性体とみなして、土つまり路床部の弾性係数を知る必要があるが、土の表面が載荷面に比べて広く、下方の土が一樣であれば、半無限体とみなすことができ、Boussinesqの式が使用できる。



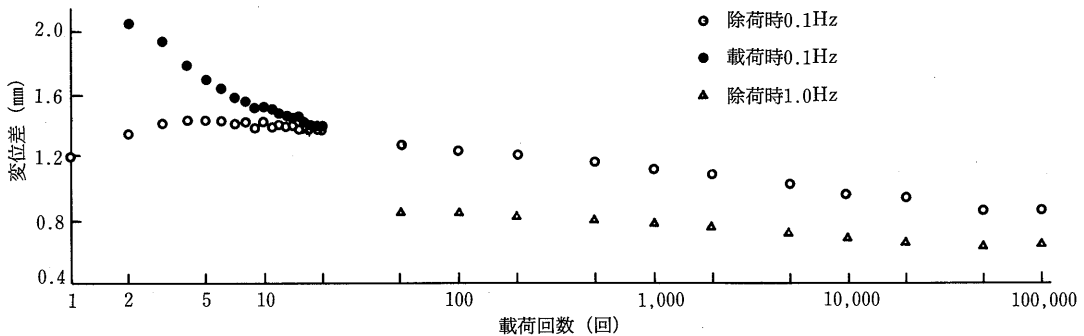
第1図 繰返し载荷初期の荷重強度-変位関係



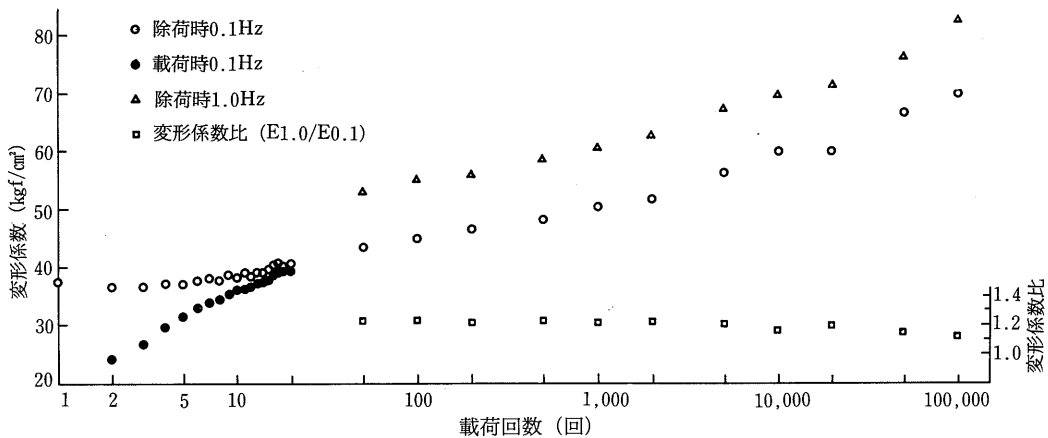
第2図 繰返し载荷に伴う総変位量の推移 (クロボク)



第3図 载荷回数Nと変位差の関係



第4図 繰返し載荷に伴う変位差の推移 (クロボク)



第5図 繰返し載荷に伴う変形係数の推移 (クロボク)

つまり、円形面に作用する鉛直荷重と載荷面に生じる鉛直変位の関係から土の弾性係数を求めることが可能である。その際、円形面に生じる荷重強度の分布をどのように与えるかが1つの問題となる。しばしば利用される等分布荷重であれば載荷面の変位が一樣ではなくなり、理論的には、載荷面の最小変位は最大変位よりも3割以上も小さくなる。円形剛体による載荷を受けた場合には、載荷面の鉛直変位は一樣となるが、理論的には、載荷面の端部における荷重強度が無限大となる<sup>11)</sup>。したがって、弾性体として解析する限り、いずれの場合も矛盾点を持っている。しかしながら、鋼製円板による載荷を受ける場合には載荷面の変位が一樣であるとみなすことから、剛体載荷を受ける式<sup>12)</sup>を用いた方が適当である。さらに、Boussinesqの式から土の弾性係数を求めようとする場合には、土のPoisson比 $\nu$ を与えなければならないが、この値は路床土に対しては $\nu=0.30$ または $0.35$ の値がしばしば用いられる<sup>2-4,9)</sup>。舗装構造のような多層系弾性体の式は、

半無限体のものより複雑であるが、 $\nu=0.5$ の場合に限って解析式が多少簡略になることから、この値を用いた解が公表され<sup>1)</sup>、舗装の研究にしばしば利用されてきた。つぎに、土にどの程度の広がりがあれば半無限体とみなせるのかの問題があり、一樣弾性体が剛性底面の上に存在している場合には載荷面と剛性底面との距離と載荷半径の比率によって剛性底面の存在が表面変位に与える影響の程度が異なる。この影響は理論的にも研究されており、剛性底面が存在すれば弾性体の表面変位は半無限体のものよりは減少する<sup>5-7)</sup>。

以上のような理由から、土の弾性係数を正確に求めることは甚だ困難であり、道路の構造設計法ではしばしば弾性係数の代わりに変形係数と称される。以下でもこれを変形係数と称することにし、慣用の通り記号Eを使用する。ここでは、 $\nu=0.5$ とし、円形剛体による載荷を受けたとして荷重強度差と変位差の関係を半無限体の式にあてはめてE値を算定したが、このようにして求めたE

値の絶対値は上記の理由から問題点を含んでいる。しかし、繰返し载荷に伴うE値の推移を知る上では有用であると考えられる。

第1～4図に示した荷重強度－変位関係から求めた変形係数の推移を第5図に示す。繰返し载荷の初期には载荷時の変位差と除荷時のそれとが大きく異なるので両者の変形係数も大きく異なるが、载荷回数が増えると共に両者が接近してくる。载荷回数20回以降では両者の差は微小となるので、除荷時の変形係数のみを示した。载荷回数50回以降では、2つの周期から得られた変形係数を示している。さらに、急速载荷(1.0Hz)による変形係数とは緩速载荷(0.1Hz)によるそれとの比も示した。ここでの例によると、急速载荷による変形係数は緩速载荷によるものの1.2倍程度となっている。

第1～5図はクロボクの場合であるが、10万回までの载荷をみる限り、载荷・除荷の繰返しに伴って変位差が減少し続け、従って土が変形しにくくなって変形係数が増加している様子が見えてくる。それでは载荷・除荷を続けると土は変形に対していつまでも安定しないのであろうかとの疑問がある。そこで、マサ土を使用して、締固め仕事量と荷重強度差を変えた同様の試験を行った。

#### (2)マサ土の例

マサ土Aの含水比を最適含水比の2/3程度に調整し、締固め仕事量( $E_c$ )と荷重強度差を変えて3種類の繰返し载荷試験を行った。第6図に、総変位量の推移を示す。第6図の $E_c=1.3 \times 10^4 \text{ m} \cdot \text{kgf}/\text{m}^2$ ,  $q=0.1 \sim 1.0 \text{ kgf}/\text{cm}^2$ のものは、先のクロボクで示したものと締固め仕事量と荷重強度差が同じものである。同じ条件の試験を行っても、マサ土はクロボクよりは極端に安定的である。つまり、载荷・除荷の繰返しに伴う変位の増加量が微小であり、しかも総変位量もクロボクのものの1/4以下となっている。締固め仕事量を2.5倍程度増加させた場合も同様な傾向を示しており、変位の絶対量も変化量もさらに安定的なものとなっている。ところが、 $E_c=1.3 \times 10^4 \text{ m} \cdot \text{kgf}/\text{m}^2$ であっても、荷重強度の変動範囲を0.1～2.0 $\text{kgf}/\text{cm}^2$ と大きくすれば、同じマサ土でも载荷・除荷の繰返しに伴う総変位量の増加量が大きくなっている。10万回の载荷試験から判断する限り、この締固め仕事量に対する最大荷重強度は過大であったと考えられる。このことを先のクロボクの場合にあてはめると、クロボクでは最大荷重強度1.0 $\text{kgf}/\text{cm}^2$ が過大であったと言える。つまり、同じ締固め仕事量で締固めても、安定した変位を示す荷重強度は土の種類によって異なっている。

つぎに、同じ試験から得られた変形係数の推移を第7

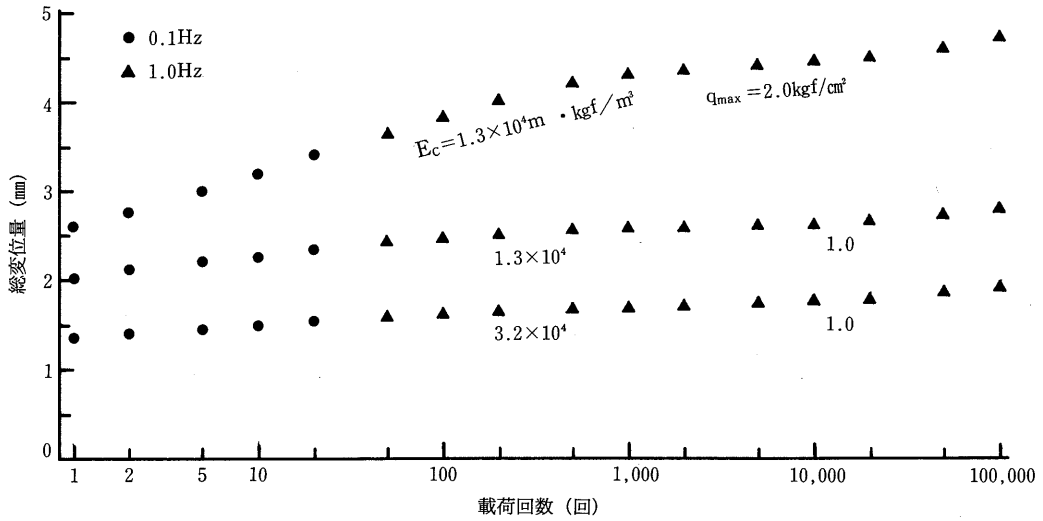
図に示す。1周期間のマサ土の変位差はクロボクのものの1/3以下であり、従って変形係数はクロボクのものの3倍以上となっている。また、マサ土の変形係数が载荷・除荷に伴って増加し続ける傾向は必ずしも認められない。この現象は、クロボクのものと異なる。マサ土の変形係数が大きいことは、1周期間の変位差が小さいことを意味している。その場合、変位計の1目盛の読取誤差が相対誤差により大きく影響を与えるから、グラフ上での変形係数が振動した形となって現れている。したがって、 $E_c=3.2 \times 10^4 \text{ m} \cdot \text{kgf}/\text{m}^2$ の場合の変形係数はほぼ一定であると判断できる。

以上によって、土の種類が異なれば、安定的な変位挙動を示すための最大荷重強度が異なり、しかも締固め仕事量によっても変位挙動と変形係数が異なることが判明した。そこで、他の土についても载荷条件を変えた実験を行って現象をさらに調べた。

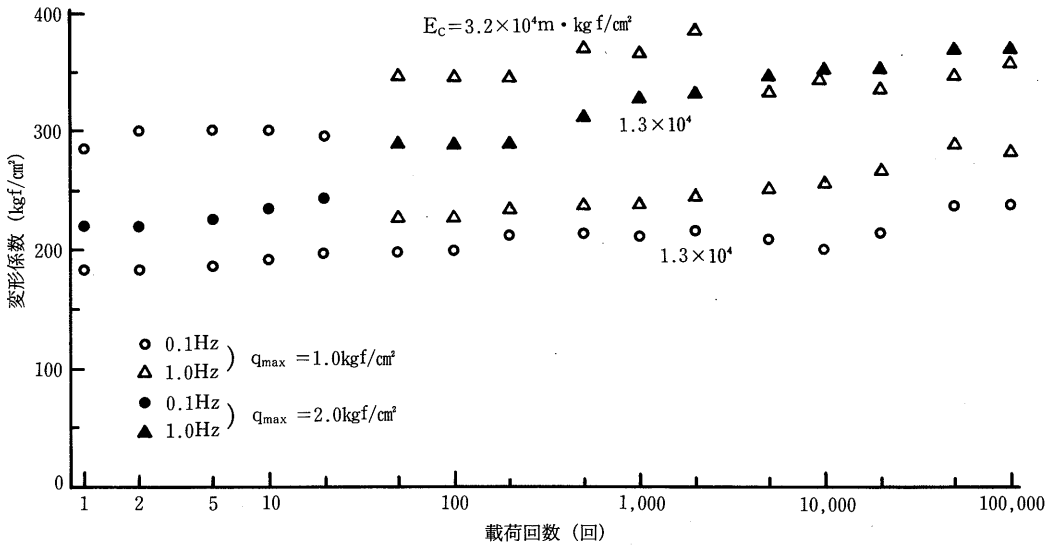
#### (3)4種類の試料についての試験

4種類の試料を用いた14回の実験における締固め・载荷条件と諸種の試験結果を第2表に示す。第2表には、载荷・除荷の繰返しに伴う変形係数の収束傾向を調べるために、100回载荷後の変形係数とその後の载荷回数におけるそれとの比を記している。同様に、総変位量も100回目载荷のものとの比を記している。いずれも1.0Hzでの载荷によるものである。先の第1～7図に示した例は、この表の実験No.1～3, 10のものである。締固め時の含水比は、マサ土Aのみは最適含水比の2/3程度であるが、他の試料の含水比は最適含水比の9割以上である。マサ土Aは、締固め時の含水比が最適含水比の7割以下であっても乾燥密度が最大乾燥密度の9割程度となっている。ところがクロボクでは、最適含水比で締固めても、締固め仕事量を締固め試験のものより小さくしたことによって乾燥密度が最大乾燥密度の86%以下となっている。したがって、クロボクの乾燥密度はマサ土Aよりは締固め仕事量に敏感に反応するものと考えられる。先の10万回の繰返し载荷試験を行った場合、マサ土Aでは総変位量も変形係数も安定的な傾向がみられたが、クロボクでは载荷・除荷の回数を増すに従って両者の変化傾向が続いていた。この差異が生じた原因は、締固め時の密度が十分であるかどうかの影響を受けたとも考えられる。

いま、100回载荷後の変形係数をみると、締固め仕事量が増えれば、同じ荷重強度差で生じる変位差が減少し、従って変形係数が増大している(No.1, 3, No.4～6, No.10～13)。このことは、土の締固め仕事量を大きくすれば土は変形に対してより安定的となることを示している。



第6図 締めめ仕事量と荷重強度差を変えた場合の総変位量の推移 (マサ土A)



第7図 締めめ仕事量と荷重強度差を変えた場合の変形係数の推移 (マサ土A)

また同じ仕事量で締めめて、荷重強度を約2倍とすると、マサ土Aでは変形係数が約1.3倍に増加しているが(No.1, 2)、クロボクではそのような増加は認められない(No.12~14)。これは、この実験でクロボクに与えた荷重強度が大きすぎたためと考えられる。

締めめ仕事量の影響は総変位量にも現れており、締めめ仕事量を約2.5倍とすることによって、マサ土Aの100

回載荷後の総変位量は約7割に低下し変位が安定している(No.1, 3)。同様に、クロボクでは総変位量が3~4割に低下し、さらにその効果が大きくなってきている(No.10~13)。同じ仕事量で締めめて荷重強度差を2倍とした場合の100回載荷後の総変位量は、マサ土Aでは約1.7倍(No.1, 2)、クロボクでは約4倍(No.12, 13, 14)となっている。クロボクの変形はマサ土Aよりは締めめ

第2表 締固め・載荷の条件および繰返し載荷試験の結果

実験 No.	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
試料名	マサ 土A	マサ 土A	マサ 土A	マサ 土B	マサ 土B	マサ 土B	粘性土	粘性土	粘性土	クロ ボク	クロ ボク	クロ ボク	クロ ボク	クロ ボク
W/W <sub>opt</sub>	0.66	0.66	0.67	0.95	0.90	0.93	1.06	0.93	0.93	0.99	0.99	1.00	1.00	0.97
締固め仕事量 ( $\times 10^4 \text{m} \cdot \text{kgf}/\text{m}^3$ )	1.3	1.3	3.2	1.3	3.2	3.2	3.2	3.2	3.2	1.3	1.3	3.2	3.2	3.2
$\gamma/\gamma_{\text{dmax}}$	0.88	0.88	0.92	0.89	0.93	0.92	0.92	0.97	0.99	0.73	0.80	0.81	0.86	0.86
最大荷重強度 ( $\text{kgf}/\text{cm}^2$ )	1.0	2.0	1.0	1.0	2.0	2.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	2.0
載荷回数 (万回)	17	10	10	70	37	26	36	60	197	10	36	10	43	53
100回載荷後の変形係数 ( $\text{kgf}/\text{cm}^4$ )	226	288	345	246	388	323	99	110	111	55	56	90	81	87
変形係数比														
10 <sup>3</sup> 回載荷後	1.05	1.13	1.06	1.01	1.06	1.07	1.03	1.11	1.10	1.09	1.14	1.13	1.10	1.08
10 <sup>4</sup> 回載荷後	1.12	1.22	1.00	1.02	0.96	1.03	1.06	1.25	1.15	1.25	1.30	1.33	1.32	1.18
10 <sup>5</sup> 回載荷後	1.24	1.29	1.04	1.09	1.02	0.97	1.10	1.64	1.45	1.40	1.52	1.61	1.59	1.46
最終回	1.35	1.29	1.04	1.36	1.09	1.00	1.25	1.98	2.33	1.40	1.79	1.61	1.79	1.67
100回載荷後の総変位量 (mm)	2.21	3.80	1.60	1.72	1.46	1.83	3.87	3.09	2.37	8.95	6.18	2.23	2.59	9.69
変位比														
10 <sup>3</sup> 回載荷後	1.16	1.13	1.06	1.07	1.09	1.10	1.17	1.15	1.33	1.05	1.10	1.27	1.07	1.09
10 <sup>4</sup> 回載荷後	1.18	1.17	1.09	1.12	1.16	1.16	1.30	1.28	1.66	1.10	1.21	1.36	1.15	1.15
10 <sup>4</sup> 回載荷後	1.18	1.17	1.09	1.12	1.16	1.16	1.30	1.28	1.66	1.10	1.21	1.36	1.15	1.15
10 <sup>5</sup> 回載荷後	1.25	1.24	1.19	1.23	1.32	1.26	1.50	1.42	1.91	1.17	1.35	1.51	1.29	1.22
最終回	1.28	1.24	1.19	1.38	1.45	1.33	1.60	1.51	2.16	1.17	1.76	1.51	1.37	1.33
CBR (%)	—	—	—	6.1	16.1	12.7	3.7	5.0	5.1	3.5	1.8	4.0	4.5	4.6
載荷後表面硬度 ( $\text{kgf}/\text{cm}^2$ )	—	—	—	6.5	15.3	11.6	10.0	20.1	25.0	9.0	7.4	10.4	22.1	8.5
表面硬度比	—	—	—	1.5	1.1	1.1	1.4	1.6	1.8	3.3	1.6	1.0	1.4	2.3

と荷重強度に対してより敏感に反応していることを示している。10万回までの載荷をみると、 $E_c=3.2 \times 10^4 \text{m} \cdot \text{kgf}/\text{m}^2$ で締固めたマサ土では、100回載荷後の変形係数とその後のこの値とが大差なく、また、増減を繰返しており (No. 3, 6, 7), 変形係数が収束している傾向が示されている。しかし、粘性土とクロボクおよび $E_c=1.3 \times 10^4 \text{m} \cdot \text{kgf}/\text{m}^2$ で締固めたマサ土は、載荷回数の増加と共に変形係数が増加し続けており収束する傾向は認められない。また、変形係数が収束した場合であっても、総変位量は載荷・除荷の繰返しに伴って増加し続ける傾向を持っている。変形係数は、舗装を力学的に設計・補修を行う場合の計算要件の1つであり、総変位量は、わだち掘れの推定のために必要となるものである。

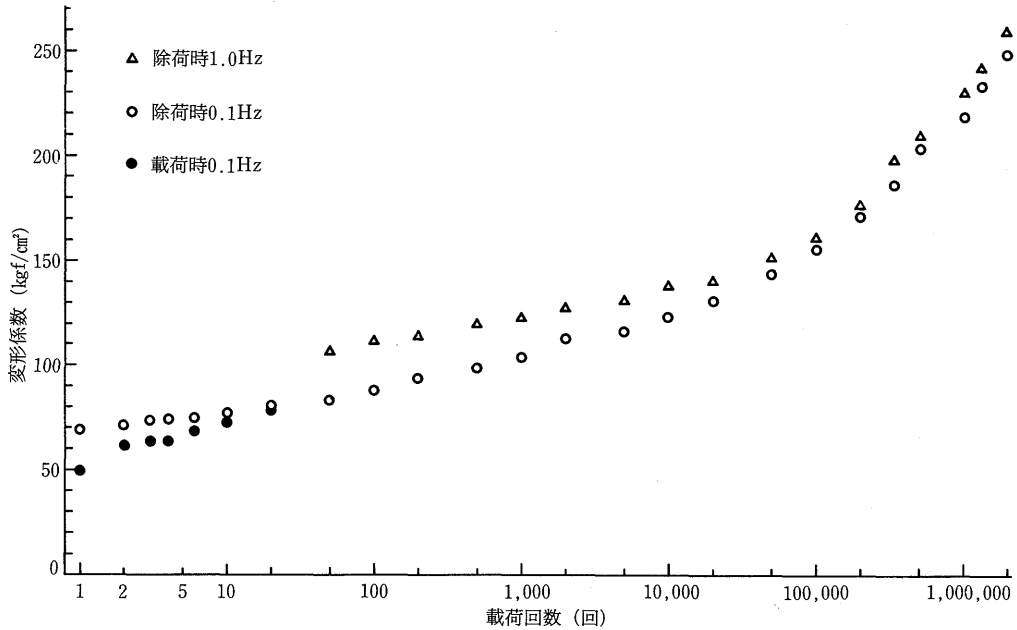
参考のために、粘性土に197万回載荷した場合の変形係数の推移を第8図に示す。10万回載荷後も、変形係数は徐々に増加し続け、最終的には10万回のもの1.6倍にも増加している。それ以外の場合でも、10万回以降の変形

係数と総変位量が増加していることが第2表から読みとれる。

繰返し載荷試験後のCBR値をマサ土Bについてみると、締固め仕事量の増大に伴ってこの値も増加している。他の土については、条件を統一して試験を行ってみる必要がある。表面硬度も、マサ土Bには締固め仕事量の影響が現れている。いずれの場合も、載荷部分の表面硬度は未載荷部分のものより大きくなっており、繰返し載荷に伴う土の硬化現象が表面硬度にも現れている。

## 総 括

路床土が繰返し載荷を受けることによって変位挙動がどのように推移するかを調べることを主目的として、直径35cm、深さ29cmの円筒土槽に締固められた試料に対し、直径10cmの鋼製円板を用いた繰返し載荷試験を行った。そのために4種類の試料を使用して、締固めと載荷の条件を変えて、最低10万回以上の繰返し載荷試験を合計14



第8図 197万回の载荷による変形係数の推移(粘性土)

回行った。得られた結果の主なものは以下の通りである。

1. 繰返し载荷の初期は1周期間の変位量は大きいが、载荷回数が増す毎にこの値は次第に小さくなる。変形係数は载荷回数が増すに従って増大する傾向を持つが、その増加量は次第に小さくなる。载荷・除荷の繰返しに伴って载荷面の総変位量は徐々に増加し続ける傾向を持っている。たとえ変形係数が一定値に収束する場合であっても同様である。

2. 締固め仕事量を $3.2 \times 10^4 \text{ m} \cdot \text{kgf} / \text{m}^2$ として締固められた2種類のマサ土は、10万回までの载荷によって変形係数が安定し一定値に収束する傾向となった。しかし、他の2つの試料および、より小さな仕事量で締固めたマサ土にはそのような傾向はみられなかった。繰返し载荷に伴って変形係数が安定的となるためには、土の種類のほかには締固め条件や締固め仕事量、さらに荷重強度や载荷速度にも関連がある。

3. 締固め仕事量が大きくなれば、総変位量が小さくなり、また1周期間の変位差もより小さくなって変形係数が大きくなる。マサ土では、载荷周期を同一にして1周期の荷重強度差を大きくすると総変位量が増大するが、変形係数も増大する。しかし、クロボクではそのように変形係数が増大する傾向は認められない。また、急速载荷を行うと、緩速载荷の場合よりも変形係数が大となる。

したがって、変形係数は载荷条件によっても異なる。

この実験に使用した繰返し载荷試験装置は林業工学のご好意により林道土質試験機を借用したものであり、実験の遂行に当たっては卒論研究の一環として専攻学生の協力を得た。ここに謝意を表す。

#### 文 献

- 1) Burmister, D.M. : Proc. Highway Res. Bd., 23126-148(1943)
- 2) Chou, Yu.: Technical Report s-76-3, U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station, Corps of Engineers, Vicksburg, Miss. 1976.
- 3) Claessen, A.I.M., Edwarda, J.M., Sommer, P. and Uge, P. : 4th Internat. Conf. Structural Design of Asphalt Pavements, 39-74(1977)
- 4) Coffman, B.S., Kraft, D.C. and Tamayo, J. : Proc. AAPT, 33 54-91(1964)
- 5) Harr, M.E. : *Foundation of Theoretical Soil Mechanics*. Kogakusha, Tokyo, (1966) pp.93-104
- 6) Poulos, H.G. and Davis, E.H. : *Elastic Solutions for Soil and Rock Mechanics*. John Wiley & Sons, Inc., New York, (1974) pp.111-112



- 7) Schiffman, R.L. : Highway Res. Bd., Bull. 324 120-121 (1962)
- 8) Seed, H.B., Mitry, F.G., Monismith, C.L. and Chan, C. K.: National Cooperative Highway Research Program, Report 35 (1967)
- 9) Ullidtz, P. and Peattie, K.P. : Proc. ASCE, 106 (TE5) 581-597 (1980)
- 10) 渡辺正平 : 農士論集, 105 61-68 (1983)
- 11) 渡辺正平 : 農士論集, 116 59-66 (1985)
- 12) 渡辺正平 : 鳥大農研報, 39 92-100 (1986)