

安定処理した鉄道路盤の繰返し荷重に対する 耐久性の検討

関根悦夫¹・鬼頭 誠²・垂水尚志³・米澤豊司⁴

¹正会員 (財)鉄道総合技術研究所(〒185 東京都国分寺市光町2-8-38)

²正会員 工博 (株)長大(〒114 東京都北区東田端2-1-3)

³正会員 工博 (財)鉄道総合技術研究所(〒1850 東京都国分寺市光町2-8-38)

⁴正会員 日本鉄道建設公団(〒100 東京都千代田区永田町2-14-2)

鉄道営業線において、路盤の支持力が小さい場合には、路盤噴泥現象を生じたり列車走行時の路盤の変位が大きくなり、軌道の保守量が増加するために、軌道保守量の低減を目的として石灰やセメントを用いた安定処理を行う事が多々ある。安定処理について検討する課題は種々あるが、最も重要な課題は、列車の繰返し荷重による耐久性である。

本論文は、大型供試体を用いた繰返し載荷試験により安定処理土の列車の繰返し荷重による耐久性を検討したもので、安定処理土の強度が作用する応力の5倍以上あれば列車の繰返し荷重に対して十分な耐久性があるということを解明した。

Key Words : roadbed, stabilized soil, volcanic cohesive soil, repeated load

1. はじめに

鉄道の営業線において、路盤の支持力が小さい場合には、泥土化した路盤土が道床バラストに向けて吹き上げる路盤噴泥現象を生じたり、列車荷重の作用によって列車走行時の路盤の変形が大きくなり、軌道保守量が増加する等の問題があるため、路盤改良を行う場合が多々ある。その路盤改良も石灰やセメントを用いた化学的安定処理工法が適用されることが多い。

安定処理の改良範囲は、路盤表面から深さ 50cm 程度、その強度は、安定処理層表面でのK 30 値(直径 30cm の載荷板による平板載荷試験値)が 68.6 MP a/m以上、最終的には 107.8 MP a/m以上¹⁾とされている。

しかし、鉄道路盤には、直接列車荷重が作用するために所要の剛性が求められるだけでなく、列車の繰返し荷重に対する耐久性も必要とされる。安定処理した路盤の繰返し荷重に対する耐久性が確保されずに変状が生じた場合は、列車走行における安全性が直接損なわれることはないが、軌道保守の低減という目的は達成されない。したがって、安定処理した路盤の列車の繰返し荷重に対する耐久性は重要な検討課題となり、その結果を安定処理土の設計に反映させることが大切である。

安定処理土の繰返し荷重に対する疲労、変形、強度特性に関する研究はこれまでにもいくつか報告^{2)~14)}されているが、そのほとんどが道路や深層混合処理工法を対

象としたもので、鉄道に関しては、福田等の報告¹⁵⁾が見受けられる程度である。しかし、これらの報告から、一致した結論は見られないものの、安定処理土の繰返し荷重に対する耐久性は、載荷応力と安定処理土の強度との比による影響が大きいことが分かる。

そこで、本論文では、安定処理を行う機会の多い火山灰質粘性土を用い、安定処理土の基本特性を把握するとともに、載荷応力と安定処理土の強度との比を変化させて行った大型供試体による繰返し載荷試験から安定処理土の列車の繰返し荷重に対する耐久性について検討するものである。

2. 基本特性

設計・施工条件である安定処理土の基本特性を把握するために、締固め試験、一軸圧縮試験、CBR試験、振動三軸試験(変形特性試験)を行った¹⁶⁾。

試験に用いた試料土の物理的特性および締固め特性を表-1に示す。鉄道路盤において化学的安定処理を行うのは、泥土化した路盤土が軌道上に向けて吹き上げる路盤噴泥現象の対策として行われることが多く、同表に示した試料土は、路盤噴泥を生じやすい代表的な火山灰質粘性土である。安定材については、生石灰、普通ポルトランドセメントおよびセメント系固化材を用いた。

供試体の作製は、地盤工学会基準「安定処理土の突固

表-1 試料土の物理的・締固め特性

項目	試料土A	試料土B	試料土C
礫分 (%)	1.1	0.0	7.9
砂分 (%)	9.7	13.5	29.1
シルト分 (%)	41.2	38.0	29.7
粘土分 (%)	48.0	48.5	33.3
液性限界 (%)	92.0	181.5	162.2
塑性限界 (%)	41.6	94.3	88.8
塑性指数	50.4	87.4	74.0
土粒子の密度 (g/cm ³)	2.758	2.771	2.643
自然含水比 (%)	57.4	128.5	120.0
日本統一土質分類	VH2	VH2	VH2
最大乾燥密度 (g/cm ³)	1.095	0.611	0.762
最適含水比 (%)	46.5	104.0	82.6

めによる供試体作製方法¹⁷⁾に準拠し、自然含水状態の試料土に安定材を試料土の乾燥重量に対する比率(添加率)で添加、混合し、ランマーで突固めて作製した。また、養生は20℃での気中養生とした。自然含水状態の試料土を用いることにしたのは、鉄道での施工において、試料土の含水比調整はほとんど行われなためである。なお、大型供試体の作製、養生方法も同様とした。

(1) 締固め特性

締固め試験は、JIS A 1210 A-c法にて行った。添加率と最大乾燥密度、添加率と最適含水比との関係で整理した結果を図-1, 2に示す。試料土Cの場合は、添加率の増加に伴い最大乾燥密度の増加傾向が顕著であり、試料土A、試料土Bでは明確な変化は見られなかった。また、最大乾燥密度は同じ添加率では生石灰よりセメントのほうが大きな値を示す傾向にあり、これは、安定材の比重の違いの影響があると考えられる。

最適含水比については、添加率の増加に伴い低下の傾向を示し、試料土Cで顕著である。また、試料土Aの生石灰以外は試料土のみの場合より低い値を示している。

以上のように、今回の試験では、添加率の増加に伴ない最大乾燥密度に変化の見られないものと、増加するものが見られ、後者については、最適含水比の低下傾向が大きい結果となった。これについては以下のように考察できる。

土に安定材を添加する場合、添加した安定材と同程度の粒径の土粒子と置き換わる形態と土粒子間の間隙を安定材の粒子が満たす形態があり、最大乾燥密度に変化を示さなかった試料土については、シルト分と粘土分が主体の土であり、今回使用した安定材の粒子径がシルトと同程度であるために、土粒子と安定材の粒子と置き換わる形態が卓越し、最大乾燥密度に明確な変化が見られなかったものである。また、最大乾燥密度が増加した

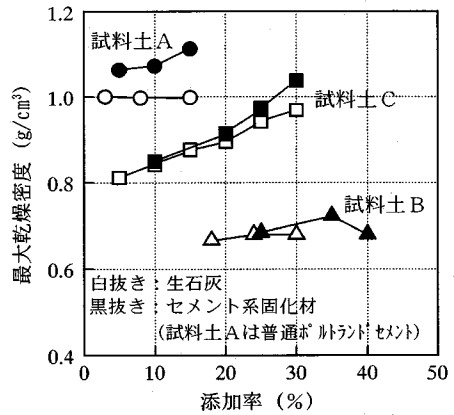


図-1 添加率と最大乾燥密度

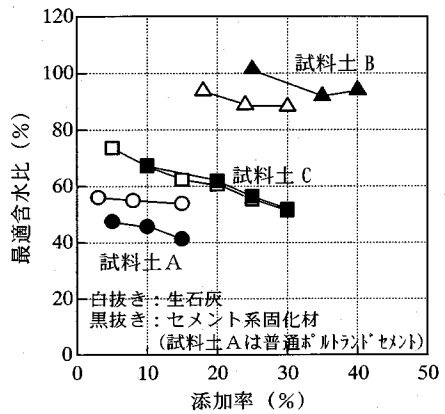


図-2 添加率と最適含水比

試料土は、砂分、シルト分、粘土分がほぼ同程度の割合の土であることから、土粒子間の間隙を安定材の粒子が満たす形態が卓越し、安定材の添加率の増加とともに最大乾燥密度が増加し、それに伴い、最適含水比が低下したものである。

(2) 強度特性

a) 添加率と一軸圧縮強さ

添加率と一軸圧縮強さとの関係を図-3~5に示す。同図の値は材齢7日の供試体(φ5×10cm)についてのものである。

各試料土とも、各安定材の添加率の増加とともに一軸圧縮強さが増加するものの、生石灰については、ある添加率で一軸圧縮強さにピークが見られた。これは、生石灰を用いて自然含水状態の土を安定処理する場合には、これ以上添加率を増しても一軸圧縮強さは増加せず、逆に低下する限界の添加率があることを示している。

安定処理土の強度増加には、添加率の他に安定処理土の密度と試料土の含水量が大きく寄与すると考えられるが、今回の生石灰による安定処理土については、添加率

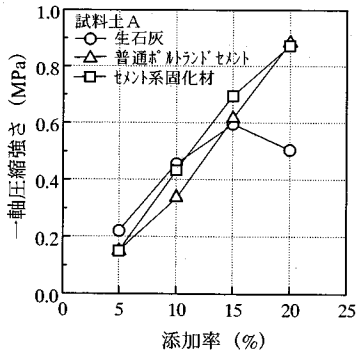


図-3 添加率と一軸圧縮強さ

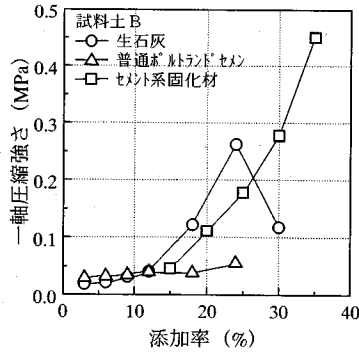


図-4 添加率と一軸圧縮強さ

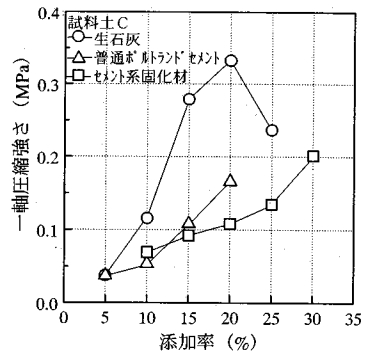


図-5 添加率と一軸圧縮強さ

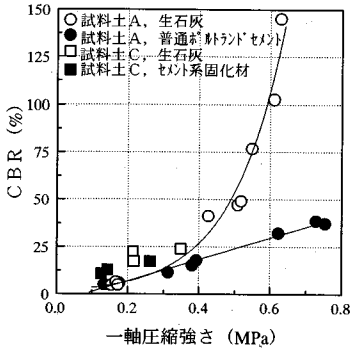


図-6 一軸圧縮強さとCBR

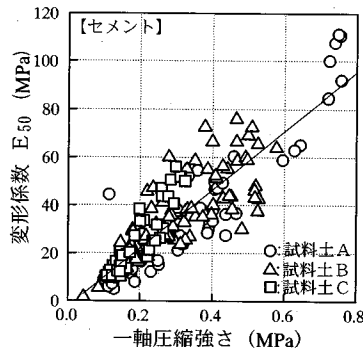


図-7 一軸圧縮強さと変形係数 (E₅₀)

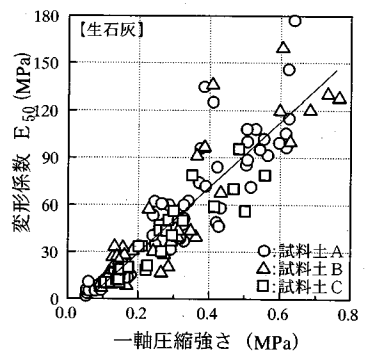


図-8 一軸圧縮強さと変形係数 (E₅₀)

の増加による供試体の乾燥密度の低下はなく、ある添加率で一軸圧縮強さにピークが見られたのは試料土の含水量の影響が大きいと考えられ、生石灰が十分な反応をするために、添加率に応じた最適な試料土の含水量が存在すると推察される。

また、火山灰質粘性土に対してはセメントより石灰の方が適合すると言われており¹⁸⁾、今回の場合でも、試料土B、Cにおいてその傾向が見られ、特に、試料土Bの普通ポルトランドセメントでは添加率の増加による一軸圧縮強さの増加はほとんどなかった。

b) 一軸圧縮強さとCBR

一軸圧縮強さとCBRとの関係を図-6に示す。なお、CBR試験における供試体の養生は、一軸圧縮試験用供試体と同様に気中養生であり、吸水膨張試験は行っていない。

生石灰、普通ポルトランドセメントとも一軸圧縮強さの増加とともにCBRが増加しているが、普通ポルトランドセメントの場合、両者の関係が線形であるのに対し、生石灰の場合、一軸圧縮強さが0.4MPa以上となると一軸圧縮強さの増加率に比べCBRの増加率が急激に大きくなっている。これは、生石灰による安定処理土の内部摩擦角がセメントによる安定処理土より大きく、また、添加率の増加とともに内部摩擦角が増加したため¹⁹⁾、CBR試験の載荷時に、モールド壁面の摩擦および拘束効果に

より、見かけ上CBRの値が大きくなったものである。

c) 一軸圧縮強さと変形係数 (E₅₀)

図-7、8に一軸圧縮強さと変形係数E₅₀との関係を示す。セメントの種類については、試料土Aは普通ポルトランドセメント、試料土B、Cはセメント系固化材である。

一軸圧縮強さと変形係数E₅₀の間には、生石灰、セメントとも強い相関を示している。生石灰では、変形係数E₅₀は一軸圧縮強さの約210倍、セメントでは約120倍と生石灰のほうが大きい値を示した。これは、同じ一軸圧縮強さでは、生石灰のほうがセメントより破壊ひずみが小さいためであり、生石灰のほうが剛性が高いことを示している。

d) 変形係数のひずみ依存性

安定処理土の変形係数のひずみ依存性を把握するために、試料土Bを用い、生石灰(添加率24%)、セメント系固化材(添加率35%)にて安定処理したものと未処理土(不攪乱試料)について、振動三軸試験機による変形特性試験を行った。試験条件は、実際の上載圧等の条件を考慮して、非圧密非排水状態、拘束圧29.4kPaとした。供試体の材齢は、28日である。

図-9に圧縮ひずみと変形係数との関係を示す。図中には、試験値とHardin・Dmevichの式²⁰⁾に基づく曲線も併せて示した。安定処理土は、10⁻⁴ひずみ程度から変形係数が低下する傾向を示しており、生石灰で顕著である。

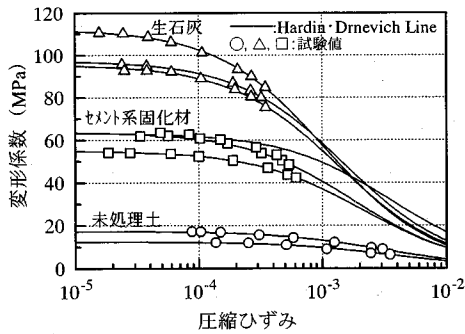


図-9 圧縮ひずみと変形係数

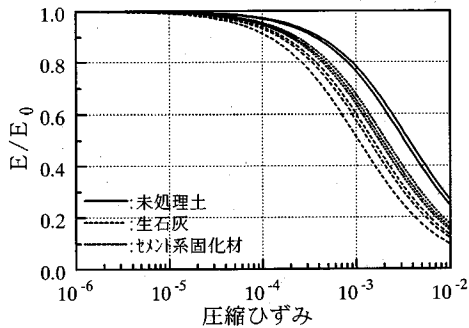


図-10 圧縮ひずみとE/E₀

そこで、変形係数のひずみ依存性を明確にするため、圧縮ひずみとE/E₀（各ひずみレベルのEと10⁻⁶のひずみ時のEとの比）との関係で整理した結果を図-10に示す。安定処理土は未処理土に比較して顕著な変形係数のひずみ依存性を示していることが分かる。このことは、安定処理土に10⁻⁴以上のひずみ振幅を与える繰返し荷重が作用した場合には、未処理土に比較して沈下等の変状が大きくなる可能性が高いことを示している。

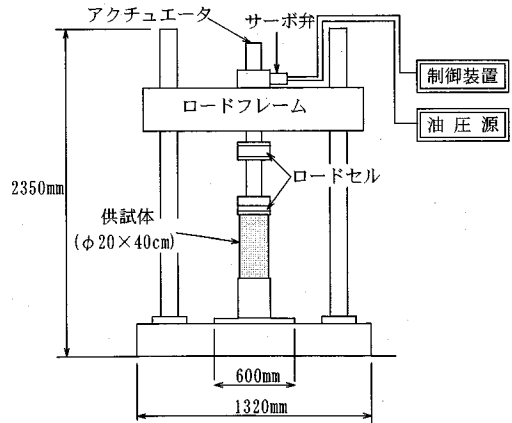
3. 繰返し載荷試験

(1) 試験概要

安定処理土の繰返し載荷に対する耐久性の検討のために、大型供試体（φ20cm×40cm）による繰返し載荷試験を行った²¹⁾。試料は試料土Aを用い、安定材は生石灰、添加率は3、8、15%の3種とした。供試体は、円形モールドを用い、小型の一軸圧縮試験用供試体（φ5×10cm）の密度と同じとなるようランマーで締固めて作製し、養生は28日間の気中養生である。

試験は、図-11に示す試験機を用いての静的載荷試験（一軸圧縮試験）と繰返し載荷試験であり、どちらも一軸状態である。静的載荷試験は、繰返し荷重の履歴を受けていない供試体と繰返し載荷試験後の供試体について行った。

繰返し載荷試験の条件は、実際の列車の車軸間隔、列



< 載荷性能 >
 動的最大荷重：196kN
 静的最大荷重：245kN
 最大変位振幅：±50mm

図-11 試験装置の概略

表-2 試験ケース

試験ケース	添加率 (%)	載荷応力		推定した一軸圧縮強さ
		初期軸差応力	振幅応力	
A-1	3	39.2kPa	±19.6kPa	84kPa
A-2	3	49.0kPa	±29.4kPa	93kPa
B-1	8	49.0kPa	±29.4kPa	383kPa
B-2	8	78.5kPa	±58.8kPa	343kPa
C-1	15	49.0kPa	±29.4kPa	781kPa
C-2	15	78.5kPa	±58.8kPa	686kPa

車速度を考慮して載荷周波数を22Hzとし、載荷回数は重要な営業線路の1年間の列車の走行本数から200万回とした。載荷応力については、振幅応力は列車荷重が作用した時に理論的に求まる路盤に作用する応力²²⁾の最大値と最小値、これまで測定された平均的な値とし、初期軸差応力と振幅応力との差分が静的荷重である軌道荷重相当となるよう初期軸差応力を設定した。載荷途中では、繰返し載荷による変形特性を把握するために、特殊な状態（初期軸差応力：49.0kPa、ケースA-1のみ39.2kPa）ではあるが、周波数1Hz、繰返し載荷の振幅応力以下の振幅応力での変形特性試験を行った。表-2に試験ケースを示す。

(2) 静的載荷試験（一軸圧縮試験）

一軸圧縮強さ、破壊ひずみについて、小型供試体（φ5×10cm）と大型供試体との比較をした結果を図-12に示す。

添加率15%の場合、大型供試体の一軸圧縮強さが小型供試体よりやや大きいものの、全体的には、一軸圧縮強さ、破壊ひずみは小型供試体と大型供試体とはほぼ同じ値であり、大型供試体の再現性の良いことが判明した。

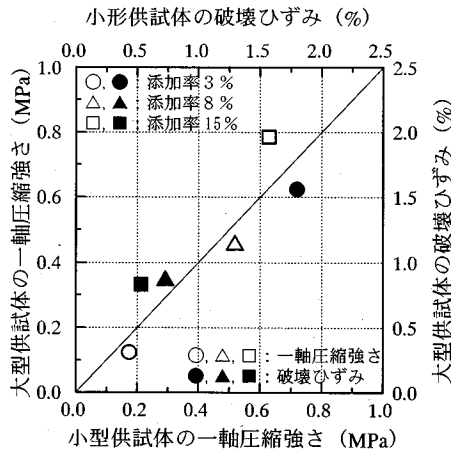


図-12 大型供試体と小型供試体の強度

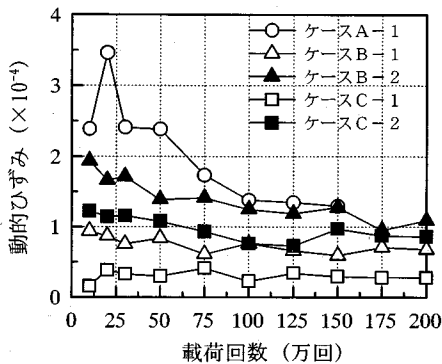


図-13 荷回数と動的ひずみ

(3) 繰返し荷試験

a) 動的ひずみ

図-13に荷回数と繰返し荷荷中の動的ひずみ(圧縮ひずみ)との関係を示す。ただし、ケースA-2については荷初期に破壊したためプロットがなく、ケースA-1は175万回で破壊している。

動的ひずみは添加率の多いほど小さく、同じ添加率でも荷応力の高いほうが大きい。また、荷回数による動的ひずみの変化については、添加率の多いものは変化率が少なく、添加率が小さいもの、同じ添加率でも荷応力が高いものは荷回数とともに動的ひずみは減少する傾向を示し、荷後期には収束の傾向にある。これは、今回の安定処理土は不飽和土であるために、強度が小さいもの、強度に比較して荷応力が高いものは、繰返し荷荷により供試体に圧縮を生じ、強度が増加していることによるものと考えられる。

b) 変形係数

図-14に荷回数と荷試験中に所定の回数毎に測定した変形係数との関係を示す。同図に示した変形係数は 4×10^{-5} ひずみ時の、ケースA-1については 1.3×10^{-4}

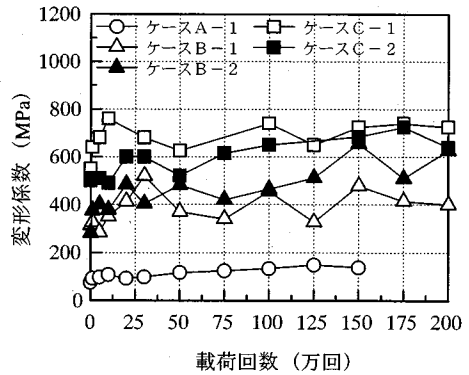


図-14 荷回数と変形係数

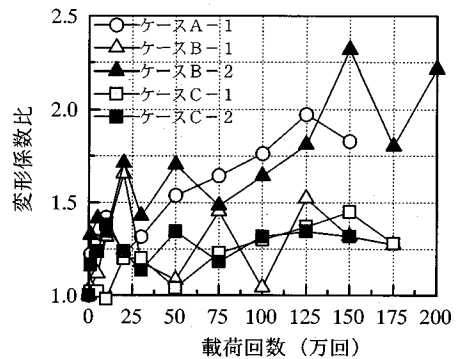


図-15 荷回数と変形係数比

ひずみ時のものである。各ケースとも多少の増減はあるものの、荷回数とともに変形係数が増加する傾向が見られる。

また、繰返し荷荷による変形係数の変化の推移を荷回数と変形係数比(荷回数毎の変形係数を繰返し荷荷前の変形係数で除した値)との関係で整理した結果を図-15に示す。各ケースとも荷回数とともに初期の変形係数より増加する傾向にあり、その増加率はケースによって異なる。ケースA-1、B-2は125万回以降で初期の値の2倍程度まで増加しているのに対して、ケースB-1、C-1、C-2は初期の値の約1.3~1.4倍に収束する傾向にある。これから、初期の強度が小さいもの、初期の強度に比較して荷応力が高いものは、繰返し荷荷による変形係数の変化率が大きいことがわかる。

c) 沈下特性

荷回数と供試体の累積沈下との関係を図-16に示す。ケースA-2は、荷開始とともに沈下が急激に増加し、荷4千回で破壊した。ケースA-1は荷回数とともに沈下は増加し、荷150万回を越えるとさらに沈下が増大し、72万回で破壊している。また、ケースB-2の荷200万回時の沈下量は約4mmと供試体高さの1%程度であり、ケースB-1、C-1、C-2は荷回数とともに沈下は増加しているが、沈下量は2mm以下と供試

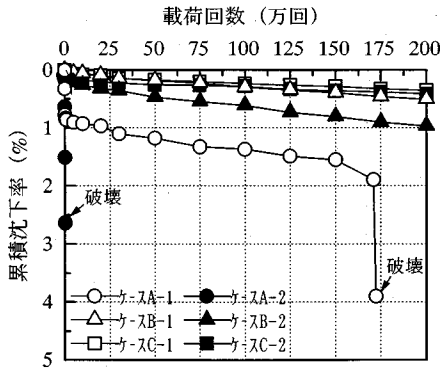


図-16 載荷回数と累積沈下

体高さの0.5%以下である。

このように、載荷応力に比較して強度の大きい供試体の沈下は少なく、載荷応力に比較して強度の小さい供試体の沈下は大きくなり、安定処理土の繰返し荷重による沈下特性は、繰返し載荷の荷重と安定処理土の強度との関係に支配されることを示している。

4. 繰返し荷重に対する耐久性の検討

繰返し荷重を受ける安定処理土の沈下特性は、繰返し荷重を受ける前の安定処理土の強度と作用する応力振幅との比に支配されると考え、載荷応力比（載荷応力を一軸圧縮強さで除した値）と累積沈下、繰返し載荷前後の強度について考察する。

繰返し載荷前の供試体の強度は、静的載荷試験の結果を用いても良いが、静的載荷試験で供試体の再現性が確認されてはいるものの、締固めによって作製した安定処理土の供試体は、同じ条件で作製しても一般土に比べそのばらつきは大きいと考えられる。そこで、その影響を低減するため、繰返し載荷に用いた供試体の繰返し載荷前の一軸圧縮強さを推定することとした。

繰返し載荷前の一軸圧縮強さの推定は、荷重履歴の無い供試体の一軸圧縮強さと変形試験により求めた変形係数（ 10^{-4} ひずみ時）との関係を整理し（図-17）、繰返し載荷前に行った変形試験から得られた変形係数（ 10^{-4} ひずみ時）を用いて行うものである。推定した一軸圧縮強さを表-2に示す。

変形係数と一軸圧縮強さとの関係については、一般的に E_{50} と一軸圧縮強さとは比例関係にあるといわれており、基本特性を把握する一軸圧縮試験の結果からも E_{50} は一軸圧縮強さと比例関係にあった。これは、ひずみの大きい（ 10^{-2} ひずみ程度）場合に相当するもので、一方、微小ひずみ（ 10^{-6} ～ 10^{-5} ひずみ）時の場合は、垂水等¹³⁾が微小ひずみ時のせん断剛性率は一軸圧縮強さと比例関係にあるとしており、これは、微小ひずみ時の変形係数

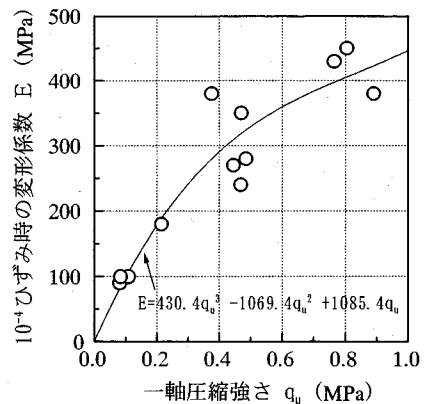


図-17 一軸圧縮強さと変形係数

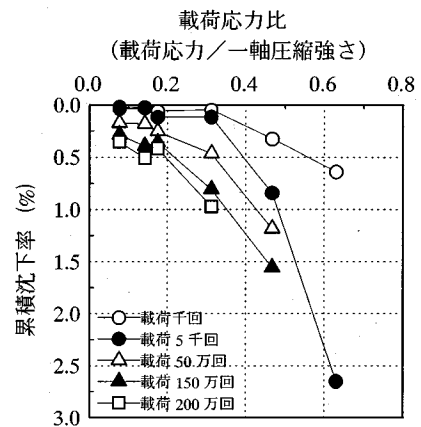


図-18 載荷応力比と累積沈下率

は一軸圧縮強さと比例関係にあることを示すものである。大ひずみ時、微小ひずみ時それぞれの変形係数が一軸圧縮強さと比例関係にあること、本試験における大型供試体の再現性が良いことから、整理した中ひずみ（ 10^{-4} ひずみ）時における変形係数と一軸圧縮強さとの関係から推定した一軸圧縮強さには信頼性があると考えられる。

推定した一軸圧縮強さを用いて求めた載荷応力比と累積沈下率（供試体の高さに対する累積沈下の割合）との関係を図-18に示す。

同図は、載荷応力比が0.2以下では沈下は少ないが、0.2以上となると累積沈下率は載荷回数とともに増加し、0.4以上となると破壊に到ることを示している。これは、セメント安定処理土の一軸圧縮強さと載荷応力との比が0.4～0.5以上となると安定処理土は破壊するとしている寺師等の報告¹⁰⁾と同様な結果であり、安定処理土の強度の60～75%の繰返し荷重で破壊するとしている谷口等⁹⁾の結果より小さな値となった。

また、載荷応力比が0.2以上となるケースA-1、A-2、B-2では、図-13に示すように、繰返し載荷時に 10^{-4} 以上のひずみを生じており（ケースA-2は載荷

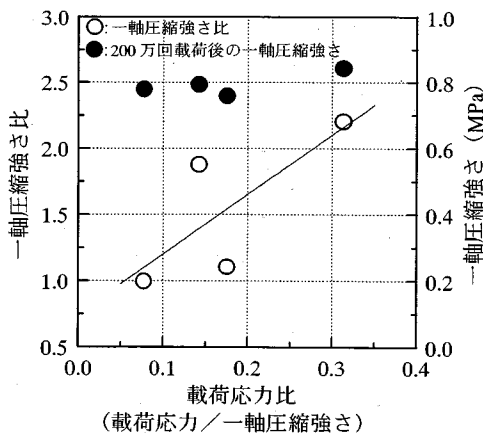


図-19 載荷応力比と一軸圧縮強さ比

初期に破壊), また, 図-10に示すように, 10^{-4} 以上のひずみを生ずると変形係数のひずみ依存性が大きくなることから, 10^{-4} 以上のひずみを与える応力が作用した場合には, 沈下の増加や破壊を生ずることが分る。

繰返し載荷後の強度については, 福田等¹⁵⁾が列車荷重を想定した安定処理土の繰返し載荷試験により, ある値より小さい動荷重の範囲では繰返し荷重によって強度増加すると報告しており, 柳場等⁷⁾は30万回の繰返し載荷後の一軸圧縮強さは20%程度の増加を示すと報告している。そこで, 繰返し載荷が繰返し載荷後の安定処理土の強度に及ぼす影響を把握するために, 200万回の繰返し載荷で破壊しなかった供試体について, 載荷応力比と一軸圧縮強さ比(推定した繰返し載荷前の一軸圧縮強さを200万回の繰返し載荷後の一軸圧縮強さで除した値)との関係を整理した。その結果を図-19に示す。同図には200万回の繰返し載荷した後の一軸圧縮強さも示した。

載荷応力比が増加するにつれて一軸圧縮強さ比は増加の傾向を示し, 200万回の繰返し載荷後の一軸圧縮強さは0.8MPa程度であった。これより, 累積沈下が少ない載荷応力比では載荷による強度変化は少なく, 累積沈下が増加する載荷応力比では載荷により強度が増加することが分かる。

5. 結論

本試験により検討した結果は以下のようにまとめられる。

- (1) 生石灰を用いて自然含水状態の土を安定処理する場合には, 強度発現の限界添加率が存在する。
- (2) 生石灰を用いた安定処理土のCBRは, 一軸圧縮強さの増加に従って指数的に増加。
- (3) 安定処理土の変形係数は, 未処理土に比べ, ひずみ依存性が顕著となった。

(4) 10^{-4} 以上のひずみ振幅を与える応力の繰返し載荷を受けた安定処理土は, 載荷回数とともにひずみ振幅は低下の傾向を示すものの, 累積沈下は増加した。

(5) 繰返し載荷により破壊しなかった安定処理土は, 載荷応力比が0.2以下の場合には, 載荷前後での一軸圧縮強さの変化は少なく, 載荷応力比が増加するにつれて載荷後の一軸圧縮強さは増加した。

(6) 載荷応力比が0.2以下の安定処理土は, 繰返し載荷により, ほとんど沈下を生じないが, 載荷応力比が0.2より大きくなると累積沈下が増加し, 0.4以上で沈下後破壊に到った。

(7) 載荷応力比が0.2以下であれば, 安定処理土に繰返し荷重が作用しても, ひずみ振幅は 10^{-4} 以下となり, 沈下はほとんど生じなかった。

以上のように, 安定処理した路盤は, その強度が作用する応力の5倍以上あれば, 繰返し荷重によるひずみ振幅は小さく, 累積沈下も小さいとの結論を得た。したがって, 列車荷重によって鉄道路盤の表面に作用する圧力の実測値は最大でも0.1MPa程度である²³⁾ことから, 安定処理した鉄道路盤の一軸圧縮強さは, 0.5MPa以上を確保していれば列車の繰返し荷重による耐久性は十分保てることが解明された。

参考文献

- 1) 鉄道総合技術研究所編: 営業線路盤改良の設計・施工の手引き, 研友社, pp. 57-58, 1987.
- 2) Gandais, M.A.: Effect of Repeated Loading on Properties of Soils Stabilized with Lime and Cement, *Research Report*, University of California, 1962.
- 3) Robichon, J.M.: Resilience Characteristics of An AASHTO Soil Stabilized with 10% Cement, *Research Report*, University of California, 1963.
- 4) Mitchell, J.K., Shen Chik-Kang and Monismith C.L.: Behavior of Stabilized Soils under Repeated Loading, 米国政府文献シリーズ, Report No. AD-632802, 1965.
- 5) Bofinger, H.E.: The Fatigue Behavior of Soil-Cement, *Australian Road Research*, Vol. 2, No. 4, 1965.
- 6) Larsen, T.J. and P.J. Nussbaum: Fatigue of Soil-Cement, *Journal of the Portland Cement Association Research and Development Laboratories*, Vol. 9, No. 2, pp. 37-59, 1967.
- 7) 柳場重正, 川村満紀, 大浦隆: 繰返し荷重を受けるソイルセメントの変形強度特性, 土木学会論文報告集, 第231号, pp. 55-60, 1974.
- 8) 柳場重正, 川村満紀, 大浦隆: ソイルセメントの圧縮疲労特性, 土木学会論文報告集, 第252号, pp. 109-116, 1976.
- 9) 谷口, 佐々木, 唐沢: セメント混合による改良土の動的強度に関する一考察, 土木学会第35回年次学術講演会講演概要集第3部, pp. 143-144, 1980.
- 10) 寺師昌明, 田中洋行, 井上俊雄, 五百蔵良平: セメント安定処理土の疲労特性, 第16回土質工学研究発表会講演集, pp. 1705-1708, 1981.

- 11) 斎藤聡, 川崎孝人, 新名昭土, 鈴木善雄, 馬場崎亮一, 畑中宗憲:セメント系硬化材による深層混合工法に関する研究(その17), 第16回土質工学研究発表会講演集, pp. 1737-1740, 1981.
- 12) 畑中宗憲, 馬場崎亮一, 鈴木善雄:くり返しせん断ひずみ履歴がセメント系改良土の動的力学特性に及ぼす影響, 土木学会第36回年次学術講演会講演概要集第3部, pp. 684-685, 1981.
- 13) 垂水尚志, 関根悦夫:セメント処理土の初期材令時の力学特性, 第20回土質工学研究発表会講演集, pp. 1719-1720, 1985.
- 14) 野田洋, 鈴木敦巳, 北園芳人, 丸山繁, 蒲生和久:軽量安定処理土の力学特性に及ぼす繰返し荷重の影響, 第29回土質工学研究発表会講演集, pp. 2221~2222, 1994.
- 15) 福田誠, 谷倉泉, 渡辺志津男:繰返し荷重を受ける改良土の強度特性, 土木学会第36回年次学術講演会講演概要集第3部, pp. 682-683, 1981
- 16) 関根悦夫, 村本勝巳, 青木一二三, 丸山修, 関谷堅二:安定処理した火山灰質粘性土の強度特性試験(1), 第29回土質工学研究発表会講演集, pp.2319-2322, 1994.
- 17) 地盤工学会編:土質試験の方法と解説, pp. 236~245, 1990.
- 18) 高速道路調査会編:セメント, 石灰による路床安定処理の計画, 設計および施行に関する研究報告書, pp. 53~55, 1978.
- 19) 関根悦夫, 村本勝巳, 青木一二三, 丸山修, 関谷堅二:表層安定処理土の大型模型荷重試験(1)-現地の状況と模型の概略-, 第30回土質工学研究発表会講演集, pp. 2285-2288, 1995.
- 20) 石原研而:土質動力学の基礎, 鹿島出版会, pp. 171~175, 1982.
- 21) 関根悦夫, 村本勝巳, 青木一二三, 丸山修, 関谷堅二:安定処理した火山灰質粘性土の繰返し荷重試験, 第29回土質工学研究発表会講演集, pp. 2217-2220, 1994.
- 22) 鉄道総合技術研究所編:鉄道構造物設計標準・同解説土構造物編, 丸善, p. 283, 1992.
- 23) 大橋勝弘, 伊東孝之, 岩崎高明, 青木一二三:鉄道路盤構造(調査・設計・施工), 吉井書店, p. 115, 1981

(1996. 1. 11受付)

A STUDY ON DURABILITY OF CHEMICALLY STABILIZED ROADBED UNDER REPEATED TRAIN LOAD

Etsuo SEKINE, Makoto KITO, Hisashi TARUMI and Toyoji YONEZAWA

A soft roadbed causes an increment of existing track maintenance work. Therefore the chemically stabilized method is often adopted for improvement of existing railway roadbed in order to lighten the burden on track maintenance work. Thus, it is necessary to investigate the durability of chemically stabilized soil under repeated train load. The present paper gives an outline of the static and cyclic loading tests for investigating the basic characteristic and durability under repeated load of chemically stabilized soil. The result from cyclic loading test shows that the strength of chemically stabilized soil has to be more than 5 times the cyclic stress in order to keep durability of chemically stabilized soil under train load.