

土質改良土の動的荷重下における性状について(第2報)

齋藤 二郎
平間 邦興

Behavior of Lime- or Cement-Stabilized Soil under Dynamic Loading (Part 2)

Jiro Saito
Kunioki Hiram

Abstract

Effective methods of soil stabilization with lime or cement have been known for a long time, and in particular, stabilization of base course material and of fill material of high water content, and securing of trafficability in road construction works have been frequently carried out by these methods. However, only the static properties are known regarding the stabilization effects, and the behaviors under dynamic loading have not yet been clarified in many respects. In recent years, the investigation of the dynamic properties have come to be all the more required.

Therefore, in succession to the tests described in the previous report, static and dynamic triaxial compression tests were carried out on non-stabilized and stabilized soils to clarify the properties under dynamic loading. Outlines of testing methods, test results and a number of interesting tendencies are given in this report.

概 要

石灰やセメントの添加によって土質性状の改良を図る方法は、古くから用いられてきて効果的であることが知られており特に道路工事などにおける路盤材料の改良、高含水比の盛土材料の改良、トラフィカビリティの確保などに数多く実施されてきている。しかし、その改良効果は静的性状について把握されているのみで、動的荷重下における挙動については、いまだ明らかにされていない点が多いが、最近改めてこれら改良土の動的性状の究明が要求されてきている。

この報告は上記の趣旨に沿って、既報に引き続いて、無処理土試料および改良土試料について静的および動的三軸試験を実施し、土質改良土の動的荷重下における性状の解明を試みたもので、いくつかの興味ある傾向が認められている。

1. まえがき

地盤や土構造物は静的な荷重を受けるばかりでなく、地震動や交通荷重などによる動的荷重を受けることが多い。このような場合、変形や強度に関して静的荷重を受ける場合とは異った特性を示すことが、これまで数多くの実験研究によって一般に知られており、したがって動的荷重下における土の性状の究明は、実際問題としてきわめて重要である。

一方、石灰やセメントの添加によって土質性状の改良を図る方法は、古くから用いられてきて効果的であることが知られているが、その改良効果は静的性状について把握されているのみで、動的荷重下における変

形挙動などについては、いまだに明らかにされていない点が多い。したがって、このような動的荷重下における土質改良土の性状を究明して、その変形および強度特性を把握することは、土質工学上大きな意義がある。

この研究は、以上のような趣旨に沿って、既報¹⁾に引き続いて、自然土試料および改良土試料(石灰、セメント処理)を使用し、静的三軸試験およびヒズミ制御法による動的三軸試験により、主として動的性状に関する改良効果について、石灰とセメント処理による土質改良機構の違い、添加率および養生日数などを主たるパラメーターとして、その一端を明らかにしようと試みるものである。

2. 実験方法

2.1. 実験装置

実験装置は既報のもの²⁾と同じ仕様の動的三軸試験機であり、この実験もヒズミ制御法によって実施した。この方法は試料に加わる任意の下限応力（静的設定応力）のみを記憶させ、その上で一定の振幅ヒズミを試料に与える。それ故、載荷ピストンは試料に生じる残留ヒズミに常時追従していくことが可能となり、振幅応力は測定結果として得られることになる。

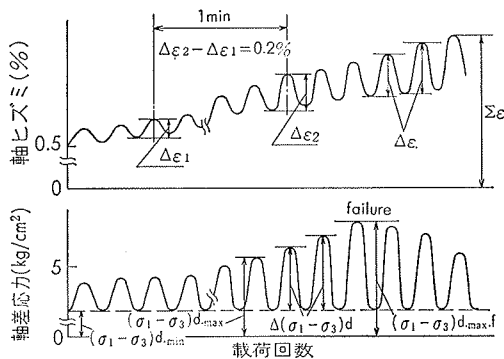
軸方向載荷装置は油圧ユニットとサーボ弁シリンダーから成り、ヒズミおよび応力はピストンを介して油圧で与える。

2.2. 試料調整

実験に使用した試料は神奈川県南葉山と滋賀県信楽山で採取した2種の自然粘土であり、それぞれの主要粘土鉱物がモンモリロナイトおよびカオリナイトであることから、便宜上、粘土鉱物名をそれぞれの試料名とする。調整にあたっては、これらの試料を空気乾燥し、2mmフルイの通過

試料名(粘土鉱物)	モンモリロナイト	カオリナイト
土の組成	砂 (%)	7
	シルト (%)	35
	粘土 (%)	58
比重	2.56	2.64
湿潤密度(g/cm ³)	1.69	1.89
コテンション	液性限界 (%)	74.8
	塑性限界 (%)	17.5
	塑性指数 (%)	57.3
突固試験	最適含水比 (%)	26.5
	最大乾燥密度(g/cm ³)	1.34
比重面積(m ² /g)	800	20
活性度	1.25	0.79
pH値	8.13	6.57

表一 試料の性質



図一 ヒズミ・応力の測定例と表示

試験方法	試料名	添加剤	添加率(%)	養生日数(日)
静お動試 的動的 三び三 軸軸	モナ ンイ モト ビロ ロ	消 普 石 灰 セ メ ン ト	0	1, 3, 7, 28
			3	1, 3, 7, 28
			6.5	1, 3, 7, 28
			10	1, 3, 7, 28

表二 試験条件一覧表

したものを使用した。

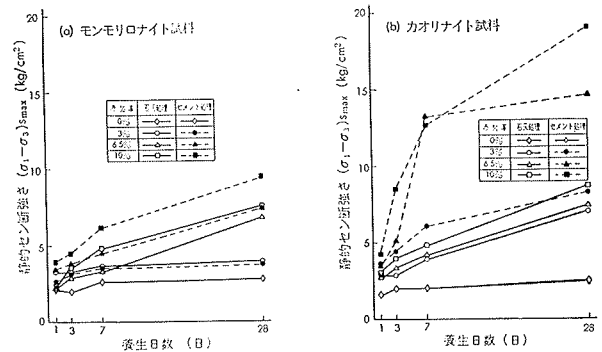
供試体作成にあたっては、所要量の石灰またはセメントを添加した試料土にそれぞれ対応する最適含水比まで蒸留水を加え、1時間にわたって充分混合して均質な試料とする。その後 JIS A 1210 を準用し、エネルギー換算により径50mm、高さ125mmのモールドと特製ランマー（重さ2.5kg）を使用して突き固めをおこない、パラフィンで密封して、それぞれの養生期間中湿度90%、温度20℃の恒温恒湿槽で養生した。

使用した添加材は消石灰および普通ポルトランドセメントであり、その他のパラメーターとして、それぞれの添加率および養生日数を変えて実験をおこなった。添加率は乾燥土重量比で0.3, 6.5, 10%とし、養生日数については1, 3, 7, 28日とした。

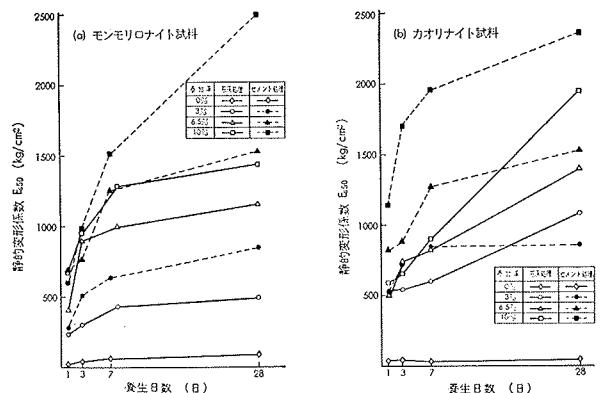
2.3. 実験方法

試験は非圧密非排水条件でおこない、側圧はすべて $\sigma_3 = 1.0 \text{ kg/cm}^2$ とし、あらかじめ静的三軸試験をおこなった後、対応する条件の下で動的三軸試験を実施した。

動的三軸試験にあたっては、まず静的せん断強さの10%の静的設定応力（振幅応力の下限值）を載荷し、初期ヒズミ振幅0.1%から1分間に0.15%の速度で漸増するヒズミ振幅で動的破壊にいたるまで加振した。こ



図二 静的せん断強さ



図三 静的変形係数

の測定例を示したのが図-1であり、また同図には動的破壊条件を定義してある。なお使用した振動周波数は2Hz、振動波形は正弦波であり、供試体寸法は50φ×125mmである。

以上の試験条件を一括表示したのが表-2であり、試験個数は静的および動的三軸試験について、それぞれ64ケースとなる。

3. 実験結果と考察

3.1. 静的性状についての改良効果

静的三軸試験結果から、セン断強さをすべてのパラメーターに対応させて示したのが図-2である。添加率に応じて、石灰処理については両試料とも同程度の改良効果が認められ、セメント処理については、特にカオリナイト試料に著しい改良効果が明らかである。また、一般に添加率が6.5%を越えると効果は著しくなるようである。養生日数によっても効果に明確な差が認められ、セメント処理では大略7日までの改良効果が著しい。

同様に、静的変形係数について示したのが図-3である。セン断強さで示したのに比べて著しい改良効果

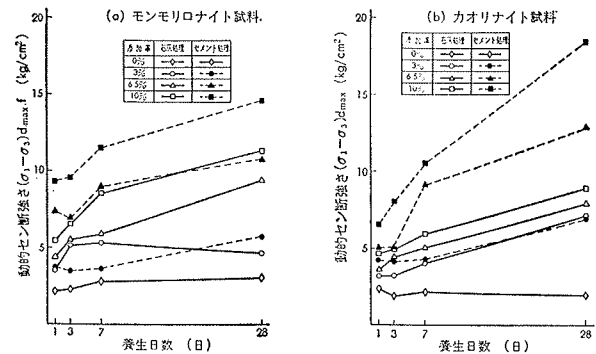


図-4 動的セン断強さ

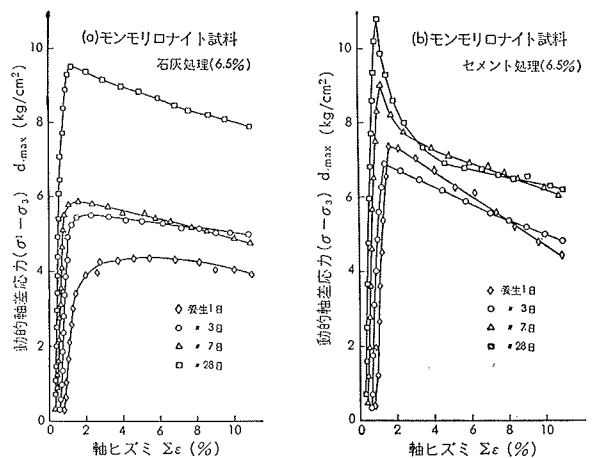


図-5 軸差応力-軸ヒズミ (動的)

が認められ、土質改良によって剛性の増していく状況が理解できる。個々のパラメーターについては、おおむねセン断強さと同様の傾向が認められる。

3.2. 動的性状についての改良効果

3.2.1. 動的軸差応力について

動的セン断強さ (破壊時の動的軸差応力の上限值) $(\sigma_1 - \sigma_3)_{d-max}$ を、すべてのパラメーターに対応させて示したのが図-4である。添加率とともに、いずれも著しい増加が認められる。ここで、前掲の静的セン断強さについてのプロットと比較すれば、きわめて類似した傾向が認められるが、定量的に言えば、モンモリロナイトについての絶対値がいずれも大きい。

ここで図-1に表示した各パルスの動的軸差応力の上限值 $(\sigma_1 - \sigma_3)_{d-max}$ と軸ヒズミの関係を、モンモリロナイト試料の代表例について示したのが図-5である。セメント処理の破壊に至る軌跡は石灰処理に比べて、上に鋭く凸となり、絶対値も大きく上廻るが、一方、応力降下もきわめて大きく、特に養生日数を経るほど、その傾向は著しくなる。動的セン断強さを1とし、軸ヒズミに対応しての動的軸差応力の低減過程を一括して比で示したのが表-3であり、添加率、養生日数の増大ともな

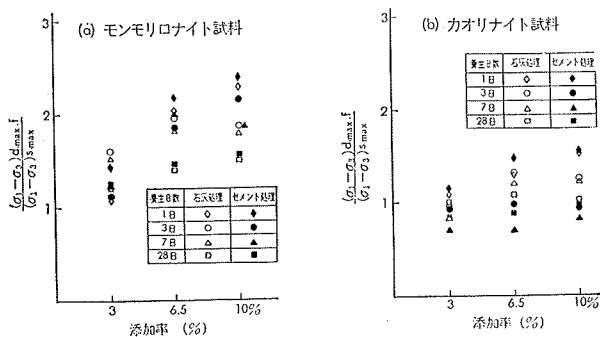
ってセメント処理土の低下率も大きくなっていく様子がわかる。

この傾向は石灰とセメントの改良原理の違いに基因すると考えられ、石灰が化学反応によって粘土を質的に変化させるのに対し、セメントは水和作用による接着に主効果があるため、セン断にもなうヒズミやクラックの進行によって、一度構造が破壊されると回復が困難になると考えられ、セメント処理が動的荷重下

(a) モンモリロナイト試料							
添加率	養生日数	破壊時	軸ヒズミ	$\Sigma \epsilon$ (%)			
無処理	1	3	5	10			
石	3%	1	(3.50)	3.2	1.00	0.97	0.89
		3	(5.18)	2.0	0.97	0.81	0.80
		7	(5.32)	1.4	0.96	0.91	0.80
		28	(4.65)	1.2	0.99	0.95	0.76
	65%	1	(4.38)	5.1	0.95	0.99	0.91
		3	(5.50)	2.3	0.99	0.87	0.92
		7	(5.90)	1.6	0.97	0.93	0.83
		28	(9.45)	1.2	0.96	0.93	0.85
	10%	1	(5.45)	4.0	0.97	0.99	0.99
		3	(6.60)	2.0	0.98	0.95	0.89
		7	(8.60)	1.2	0.94	0.88	0.81
		28	(11.35)	0.9	0.92	0.82	0.69
セメント	3%	1	(3.71)	11.0	0.81	0.94	1.00
		3	(3.49)	11.0	0.88	0.94	1.00
		7	(3.64)	6.0	0.98	1.00	0.97
		28	(5.74)	1.4	0.96	0.93	0.90
	65%	1	(7.35)	1.6	0.97	0.87	0.64
		3	(6.90)	1.3	0.94	0.88	0.72
		7	(9.00)	1.1	0.84	0.79	0.58
		28	(10.80)	1.0	0.70	0.64	0.58
	10%	1	(9.80)	1.7	0.89	0.74	0.56
		3	(9.57)	1.2	0.89	0.82	0.61
		7	(11.51)	1.1	0.80	0.72	0.56
		28	(14.63)	1.0	0.69	0.62	0.51

(b) カオリナイト試料							
添加率	養生日数	破壊時	軸ヒズミ	$\Sigma \epsilon$ (%)			
無処理	1	3	5	10			
石	3%	1	(3.13)	11.0	0.77	0.88	0.98
		3	(3.21)	11.0	0.87	0.89	0.99
		7	(4.00)	10.0	0.98	1.00	1.00
		28	(7.13)	6.5	0.94	0.99	0.95
	65%	1	(3.55)	11.0	0.85	0.93	1.00
		3	(4.35)	11.0	0.84	0.91	0.99
		7	(5.01)	7.8	0.94	0.98	0.98
		28	(7.93)	6.0	0.97	1.00	0.98
	10%	1	(4.63)	11.0	0.86	0.94	0.99
		3	(4.92)	11.0	0.83	0.92	1.00
		7	(5.90)	6.2	0.91	0.98	0.90
		28	(8.90)	2.0	0.94	0.89	0.83
セメント	3%	1	(4.25)	2.2	0.97	0.93	0.84
		3	(4.15)	2.1	0.99	0.93	0.75
		7	(4.32)	2.0	0.99	0.96	0.82
		28	(7.00)	1.2	0.89	0.86	0.77
	65%	1	(5.05)	2.2	0.99	0.96	0.81
		3	(5.00)	2.4	1.00	0.89	0.72
		7	(9.15)	1.0	0.72	0.68	0.62
		28	(12.90)	0.9	0.76	0.74	0.69
	10%	1	(6.60)	0.9	0.85	0.82	0.80
		3	(8.05)	0.9	0.82	0.78	0.75
		7	(10.55)	1.2	0.95	0.85	0.48
		28	(18.48)	1.0	0.80	0.78	0.78

表-3 動的軸差応力の降下



図一六 静的せん断強さとの比

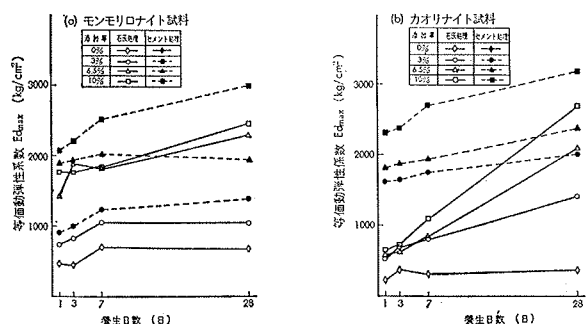
での強度低下の激しいことが理解できる。この傾向は、特にカオリナイト試料の動的破壊時ヒズミについて、石灰処理とセメント処理の差として明確に認められる。

動的せん断強さと静的せん断強さの比を示したのが図一六であり、一般に添加率の増大にもなって増加し、養生日数とともに減少する傾向が認められる。モンモリロナイト試料については石灰処理で1.1~2.3、セメント処理で1.1~2.4の範囲に、カオリナイト試料については石灰処理で1.0~1.5、セメント処理で0.7~1.5の範囲に分布しているようである。

3.2.2. 等価動弾性係数について

破壊に至るまでの等価動弾性係数の最大値を、すべてのパラメーターに対応させて示したのが図一七である。モンモリロナイト試料およびカオリナイト試料のいずれについても、無処理土で一部シキソトロピー現象に基づくと考えられる増加は認められるものの、添加率とともに著しく増加しており、それぞれ10%の添加処理に対する無処理土の比で示せば、モンモリロナイト試料の石灰処理で3.5、セメント処理で4.3倍を、カオリナイト試料の石灰処理で6.7、セメント処理で7.9倍を示している。

ここで、等価動弾性係数と軸ヒズミの関係は動的軸差応力と同様の傾向を示し、セメント処理では石灰処理に比べて、一般に絶対値が大きく上廻る。また、今



図一七 等価動弾性係数

般の実験では、その動的載荷方法より、最大値はヒズミ振幅の小さな載荷初期において得られるが、その後の降下もきわめて激しい。この傾向を示すため、等価動弾性係数の最大値を1とし、軸ヒズミに対応する経過を比で示したのが表一四である。

次に、等価動弾性係数と対応する静的変形係数の比の分布を一括して示したのが図一八である。モンモリロナイト試料については石灰処理で、1.8~3.6セメント処理土で1.3~

3.5の範囲に、カオリナイト試料については石灰処理で0.8~1.8、セメント処理で1.4~2.3の範囲に分布しており、動的せん断強さについてもそうであったように、いずれもモンモリロナイト試料についての効果が大きいようである。

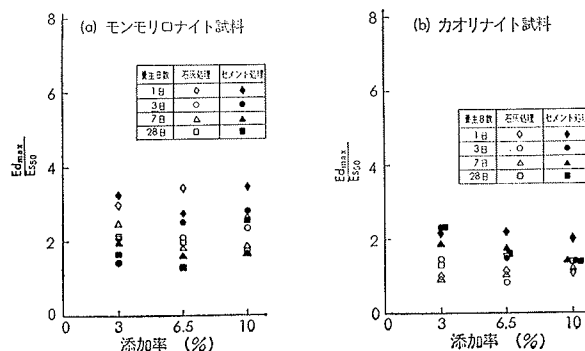
3.2.3. 動的軸差応力と等価動弾性係数について

養生日数28日の代表例について動的軸差応力 $(\sigma_1 - \sigma_3)_{d-max}$ と等価動弾性係数の関係を示したのが図一九であり、静的性状について既に報告

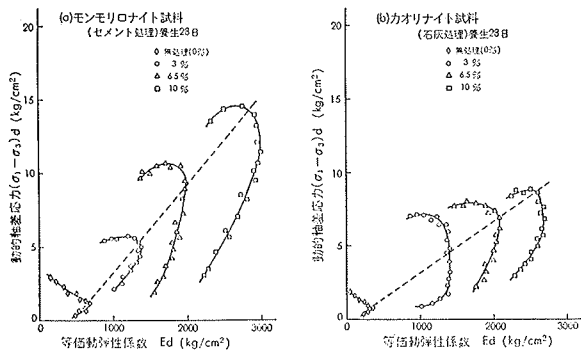
(a) モンモリロナイト試料						
添加率	養生日数	E_{dmax} (kg/cm ²)	軸ヒズミ $\Sigma \epsilon$ (%)			
無処理	1	1 (456)	3	5	10	
石	3%	1	0.26	0.25	0.20	
		3	0.35	0.32	0.32	
		7	0.64	0.53	0.37	
	65%	1	0.49	0.45	0.36	
		3	0.37	0.16	0.13	
		7	0.53	0.40	0.29	
	灰	10%	1	0.47	0.40	0.31
			3	0.55	0.41	0.28
			7	0.54	0.41	0.38
		3%	1	0.60	0.45	0.39
			3	0.57	0.48	0.38
			7	0.69	0.53	0.42
セメント	3%	1	0.38	0.24	0.13	
		3	0.37	0.35	0.33	
		7	0.59	0.49	0.30	
	65%	1	0.66	0.54	0.38	
		3	0.67	0.53	0.29	
		7	0.50	0.44	0.30	
	10%	1	0.54	0.38	0.29	
		3	0.60	0.47	0.26	
		7	0.74	0.16	0.10	
		1	0.48	0.35	0.32	
		3	0.49	0.39	0.23	
		7	0.43	0.35	0.21	

(b) カオリナイト試料						
添加率	養生日数	E_{dmax} (kg/cm ²)	軸ヒズミ $\Sigma \epsilon$ (%)			
無処理	1	1 (231)	3	5	10	
石	3%	1	0.38	0.32	0.24	
		3	0.61	0.54	0.48	
		7	0.87	0.69	0.61	
	65%	1	0.88	0.71	0.56	
		3	0.82	0.70	0.60	
		7	0.66	0.59	0.47	
	灰	10%	1	0.65	0.55	0.54
			3	0.64	0.61	0.52
			7	0.83	0.69	0.48
		3%	1	0.52	0.49	0.46
			3	0.74	0.63	0.56
			7	0.72	0.64	0.41
セメント	3%	1	0.72	0.49	0.28	
		3	0.52	0.35	0.28	
		7	0.52	0.35	0.28	
	65%	1	0.46	0.40	0.36	
		3	0.14	0.09	0.07	
		7	0.41	0.24	0.16	
	10%	1	0.59	0.38	0.26	
		3	0.39	0.29	0.24	
		7	0.51	0.40	0.36	
		1	0.69	0.48	0.42	
		3	0.81	0.51	0.32	
		7	0.79	0.61	0.24	

表一四 等価動弾性係数の降下



図一八 静的変形係数との比



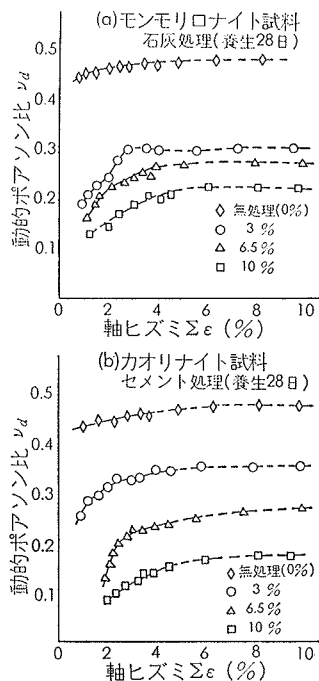
図—9 動的軸差応力と等価動弾性係数

されている性状³⁾と、類似の傾向が認められる。いずれも明確な放物線状を呈し、個々の試料について最大の等価動弾性係数に対応する動的軸差応力の存在を意味しており、また添加率の増大にもなるとは、ある範囲の等価動弾性係数に対応する動的軸差応力の分布幅が大きく増加している。さらに、それぞれの放物線の頂点を結べば、もう一つ別の放物線の存在も推定され、興味深い傾向を示すが、この程度の実験量からはその詳細を明らかにすることはできない。

3.2.4. 動的ポアソン比について

代表例について、動的ポアソン比と軸ヒズミの関係を示したのが図—10である。ここで動的ポアソン比は加振中の体積変化から算出した。

いずれの試料についても、動的載荷とともに増加し、特に軸ヒズミ6%までの増加が顕著であるが、破壊後の増加の継続は認められて側方ヒズミの進行が理解できる。モンモリロナイト試料およびカオリナイト試料のいずれについても、無処理土では0.45~0.48の値を示すが、添加率とと



図—10 動的ポアソン比—軸ヒズミ

も動的ポアソン比は著しく減少し、3%の添加量で0.3程度に、10%の添加量では0.2程度に減少し、特にカオリナイト試料の10%セメント処理では0.18を示して、きわめて剛性の増している様子が解かる。

5. あとがき

石灰またはセメントによる土質改良土の動的荷重下における性状を把握するために、モンモリロナイトおよびカオリナイトを主要粘土鉱物とする自然粘土について、静的および動的三軸試験を実施した。

その結果、大略次のような要因について、その一端を明らかにできたと考えている。

- (1)静的および動的な力学性状について、それぞれのせん断強さ、変形係数、ポアソン比などに関連しての改良効果、
- (2)添加率および養生日数の効果に及ぼす影響、
- (3)特に動的載荷過程における応力および変形状、
- (4)粘土鉱物および添加材料による改良機構の相違。

しかしながら、これらの性状はきわめて数多くの要因に支配されているため、この程度の実験量では、その詳細をさだかにすることができなかった。今後の研究課題としたい。

最後にこの研究を進めるにあたっては、日産基礎工業(株)上村光則氏の尽力に負うところが多い。ここに記して、深甚なる謝意を表します。

参考文献

- 1) 斎藤二郎, 平間邦興, “土質改良土の動的荷重下における性状について(第一報)” 大林組技術研究所報, Vol. 10 pp. 86~90 (1975)
- 2) 斎藤二郎, 平間邦興, “粘性土の動的せん断特性について(第2報), —ヒズミ制御法による動的三軸試験の試み—” 土木学会第28回年次学術講演会講演集, pp. 164~166 (1973)
- 3) F. Reinhold “Elastic Behavior of Soil-Cement Mixtures” H. R. B. Bulletin 108, (1955)