

流動化処理土の地震時力学特性についての 基礎的実験

國生剛治¹・久野悟郎²・岩沢 大³・吉尾泰輝⁴

¹ 正会員 工博 中央大学教授 理工学部土木工学科 (〒112-8551 東京都文京区春日 1-13-27)

² 正会員 工博 中央大学名誉教授, 流動化処理工法研究機構理事長

(〒101-0024 東京都千代田区神田和泉町 1-6-13)

³ 正会員 元中央大学大学院 理工学研究科 土木工学専攻 (〒112-8551 東京都文京区春日 1-13-27)

⁴ 学生会員 中央大学大学院 理工学研究科 土木工学専攻 (〒112-8551 東京都文京区春日 1-13-27)

都市部の埋め戻し工事に多用されている流動化処理土が強地震を受けた時の力学特性への影響を明らかにするための基礎的検討として、カオリン粘土の泥水と固化材からなる試料を対象に種々のパラメータを変化させて三軸試験を行った。その結果、通常的设计条件よりも泥水密度や固化材添加量の小さな土においても、地震に対応した繰返し応力を載荷した後の強度は応力振幅の大きさに関わらずほとんど変化しないこと、一方、変形係数 E_{50} や微小ひずみせん断剛性 G_0 は応力振幅の増加とともに顕著に低下すること、配合条件によって決まる見かけの先行圧密応力が力学特性に大きな影響を及ぼすことなどが分かった。

Key Words : *flowable fill, undrained strength, earthquake, cyclic loading, deformation modulus, pre-consolidation pressure*

1. まえがき

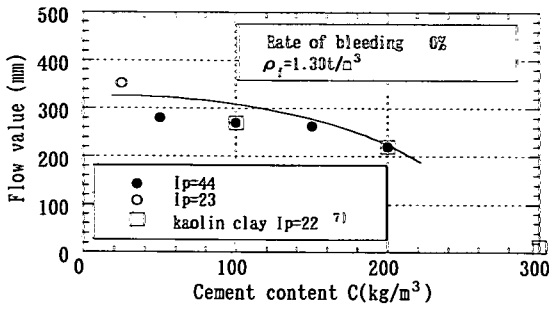
近年、都市部において多用されている流動化処理工法は建設工事に伴って発生する土（建設発生土）を有効に再利用し、適切な流動性と材料分離抵抗性を有した埋め戻し材として地中構造物や埋設配管などの埋め戻しに使用するものである。そして添加した固化材の打設後の固化効果により、使用目的に応じた力学的要求を満たすことを目指している。

流動化処理土に用いる建設発生土の性質は多岐にわたるが、一般的に細粒分の少ない礫質・砂質土の場合は、それに適度の密度に調整された泥水を加える。一方、細粒分の卓越した粘性土の場合は、加水によってそれ自身を泥水にすることが可能であるが、相対的に含水比の増加が大きくなり、処理土が低密度になるので、それに粗粒土を配合する場合が多い。

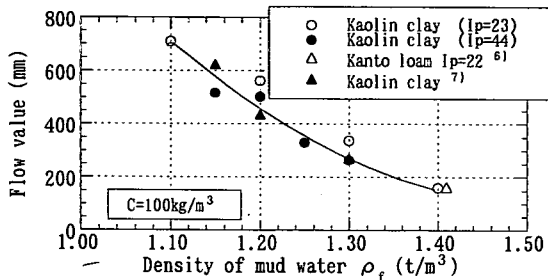
流動化処理土は流動性を確保する点から高含水比の泥状混合物であり、泥状にするための加水は含水比の著しい増加を意味し、細粒分の卓越した発生土

の場合、施工後の土中に介在する間隙は著しく大きい。それでも固化材により一軸圧縮強度で定義される必要な設計強度を確保することは可能であるケースが多い。このような場合、土は非常に低密度になり、地震等の災害時に期待される極限的な地盤反力を発揮しうるかについて不安が残るので、それに粗粒土を配合し密度を高める必要性が指摘されている¹⁾。しかし、地震時の流動化処理土の挙動についての解明はほとんど進んでいない。

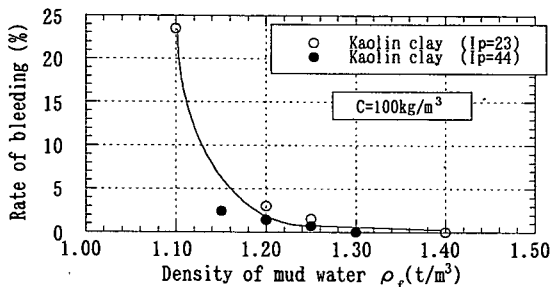
一般的に、流動化処理土を構成する土質は発生土の種類によって差異が大きいが、それらを細粒土+水の混合体である泥水と、固化材そして粗粒材（砂・礫）の3種類に分けて考えることができる¹⁾。本論文では、流動化処理土の地震時の物性変化を明らかにするための手始めとして、粗粒材を含まず泥水と固化材のみからなる密度の小さな土を対象に、地震を想定した繰返し荷重を受けた場合の強度・変形特性を三軸試験機を用いて調べた結果について述べる。



(a) フロー値～固化材添加量関係



(b) フロー泥水密度関係



(c) ブリージング率～泥水密度関係

図-1 試験材料のフロー値とブリージング率の特性

2. 試験材料

本研究で用いた泥水は、一般によく出会う粘土系建設残土の物理特性に近い性質を示すカオリン粘土に加水・攪拌して作製した。このカオリン粘土としては2種類の異なるものを用いているが、それらの物理特性はそれぞれ土粒子比重 $G_s=2.729$ と $G_s=2.650$ 、塑性指数は $I_p=23$ と $I_p=44$ である。固化材には、現場で使用実績の多い一般軟弱土用セメント(TL-3)(セメント粉末比重 $G_s=3.550$ 、沈降法による粒子比重 2.875)を使用した。

まず、カオリン粘土に水道水を加え、ホーバーミキサーにより攪拌して規定の密度の泥水を作った。

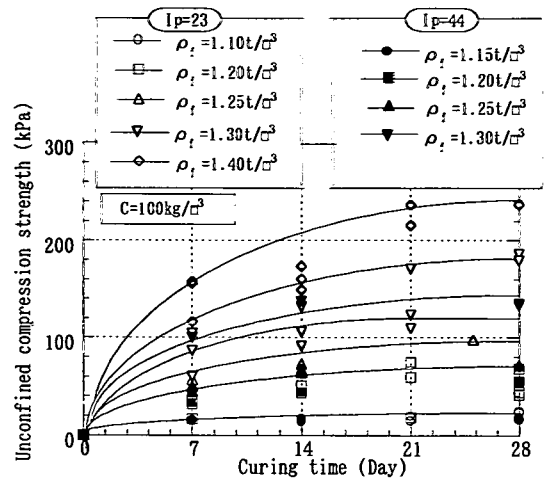


図-2 養生日数と一軸強度の関係

その泥水を 500cm^3 の内容積の真鍮モールドに満たし、その重量を計測することにより実際の泥水の密度を算出した。次に規定の固化材を混ぜて再びミキサーで十分攪拌し、その密度を上述と同様に測定した。さらに、流動化処理土の流動性をみるために日本道路公団規格によるフロー試験²⁾を、また材料分離抵抗性をみるために土木学会基準³⁾によるブリージング試験を行った。

図-1(a)は泥水密度が $\rho_f=1.30\text{t/m}^3$ の泥水についての固化材添加量 C に対するフロー値の変化傾向を表している。なお、 C は泥水 1m^3 に添加する固化材の質量で定義している。同じカオリン粘土を用いた他の研究結果とほぼ整合していることが分かる。

図-1(b)は $C=100\text{kg/m}^3$ 一定とした場合の泥水密度の増大に伴うフロー値の低下傾向を表している。フロー値は I_p が大きいカオリンの方が小さくなる傾向が見られるが、その違いは比較的小さい。そして、カオリン粘土や関東ロームを用いた他の研究結果に類似していることが分かる。

図-1(c)は同じ条件での泥水密度の増加によるブリージング率の低下を示しており、 I_p が大きい場合の方がブリージング率が低くなる傾向がみられる。これらより $\rho_f=1.25\text{t/m}^3$ の場合には1%以下で、文献1)にのっとれば比較的良好な分離抵抗性を示しているといえる。

均一に攪拌した試料を内径 50mm 高さ 100mm 用の厚紙製のモールドに流し込み、乾燥させないように厳重にサララップで蓋をして28日間養生し、三軸試験に供した。はじめは水中養生で試みたのだが、低密度の試料であるためか、供試体の表面が養生中に破壊されるので、前述の養生方法で行うことにした。

また材令に伴う強度の変化を見るために、7、14、28日目で一軸圧縮試験をJIS A 1216にしたがって行った。その一例を図-2に示す。各プロットが別個の供試体による結果であるためバラツキが大きい、ほとんどの配合条件において図中の近似カーブで示されるように、28日間でほぼ一定値に漸近していると判断できる。

3. 三軸試験の方法

試験に用いた三軸試験機は供試体の直径50mm高さ100mmで、上部ロッドから空圧アクチュエータにより繰り返し応力を加えた後、上部をロックし、下部よりひずみ制御による単調圧縮試験が行える。微小ひずみ試験も行えるように圧力セル内に内部ロードセルと測定範囲2mmの外部変位測定である高感度非接触型変位計を備え⁵⁾、大ひずみ試験のためにはセルの外部に測定範囲20mmの非接触型変位計を備えている。容量980kPaの間隙水圧計により間隙水圧の変化も計測したが、透水係数が一般に $10^{-5} \sim 10^{-7}$ cm/s程度¹⁾の流動化処理土を対象としているため、その測定値は参考程度に考える必要がある。

配合条件の異なる多くの供試体を試験したが、すべて有効応力を98kPaの等方圧密とした。いずれの場合も試料をセットし、98kPaで等方圧密した後、背圧294kPaを加えて非排水条件での試験に入った。まず、小さな応力振幅の载荷により $1 \sim 3 \times 10^{-5}$ のせん断ひずみ範囲で微小ひずみせん断剛性 G_0 を測定した。せん断ひずみやせん断剛性については、供試体のポアソン比を0.5と仮定し、軸ひずみや軸応力の測定値より算出した。その後、非排水条件で一定の応力振幅の繰り返し荷重を11波载荷した。ここでは交通荷重のような無数の繰り返し数ではなく、地震荷重を想定しているため、繰り返し数を10回程度とし、地震を模擬した正弦波応力を载荷する方法を選んだ。载荷周期は空圧载荷装置の特性上短い周期が制御出来ない為、10秒としている。载荷回数を11波とした大きな根拠はないが、地震時の液状化判定等で通常考えられている等価繰り返し回数10~20の範囲に入っている。繰り返し载荷試験での応力比を $R = \sigma_d / 2\sigma'_c$ で表す。ここに、 σ_d は繰り返し応力片振幅、 σ'_c は等方圧密応力である。その後、地震を想定した繰り返し载荷の直後に土が保持している静的強度や変形係数を調べるために、非排水条件のままひずみ制御により静的圧縮試験(ひずみ速度0.05%/分)を行った。

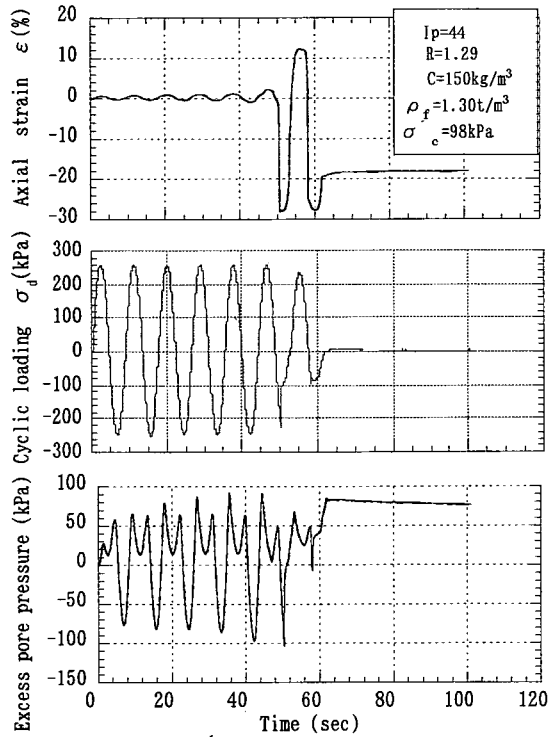
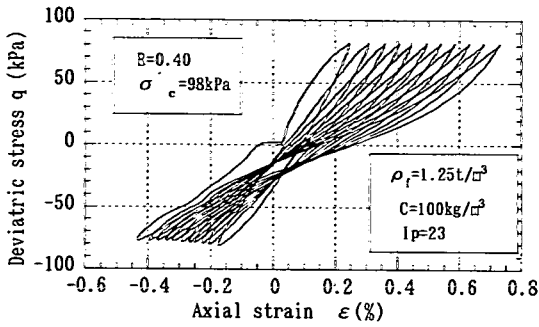


図-3 軸差応力、軸ひずみ、過剰間隙水圧の時刻歴

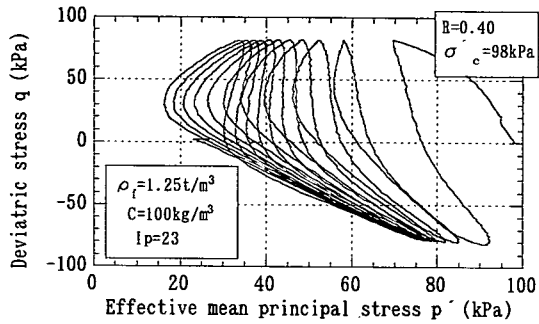
4. 繰り返し载荷試験時の変形

図-3は供試体を98kPaで等方圧密後、非排水繰り返し载荷した場合の応力、軸ひずみ、間隙水圧の時刻歴の例を示している。破壊強度に近い大きな応力振幅を加えた場合であるため、6波目でひずみが急増し、破壊に至っている。ちなみに流動化処理土に非排水繰り返し载荷を加えた場合には、伸張側で大きなひずみが急速に発達する時点が現れるため、この時点を破壊と判断している。また試験後供試体を取り出した段階で必ず明瞭な破壊面が観察できた。間隙水圧については測定値の定量的な信頼性は低いと考えざるを得ないが、それでもピーク値が繰り返し回数と共に上昇し初期有効応力に近づくことや、ダイレイタンシーによる急激な有効応力の回復が三軸伸張側で大きく生じていることが判断できる。

図-4(a)、(b)は非排水繰り返し試験時の軸差応力 $q \sim$ 軸ひずみ ϵ 関係と軸差応力 $q \sim$ 有効応力 p' 関係を $C=100\text{kg/m}^3$ 、泥水密度 $\rho_f=1.25\text{t/m}^3$ の試料について示す。応力比 $R=0.40$ の正弦波の11波の繰り返しとともに、軸ひずみが増大し、割線勾配が明瞭に低下している。また、 $q \sim p'$ 関係については



(a) 軸差応力 q ～軸ひずみ ϵ の関係



(b) 軸差応力 q ～平均有効主応力 p' の関係

図-4 繰り返し時でのひずみと平均有効主応力の軸差応力に対する推移

間隙水圧の測定値に時間遅れが含まれている可能性があるが、繰り返し载荷にともなう有効応力の低下が進んでいることは確実であり、これがひずみ増大の要因となっていることが推定できる。

図-5は繰り返し载荷11目目に生じた軸ひずみ両振幅 ϵ_{DA} と応力比 $R=\sigma_d/2\sigma_c'$ との関係をプロットしたものである。個々のプロットはすべて個別の供試体による試験であり、ステージテストではない。図中の矢印の点は繰り返し载荷中に供試体が伸張変形により破壊した点を示している。泥水密度や固化材量の違いにかかわらず、いずれの場合にもひずみ振幅がある程度までは応力振幅に対するひずみの伸びは緩やかであるが、それを越えるとひずみが急増する折れ曲がり点が見られる。上述の折れ曲がり点に対応した応力振幅は配合によって大幅に異なっているが、ひずみ両振幅で見た場合、配合によらずいずれの場合でも $\epsilon_{DA}=0.5$ 程度からひずみの急増が生じることが特徴的である。

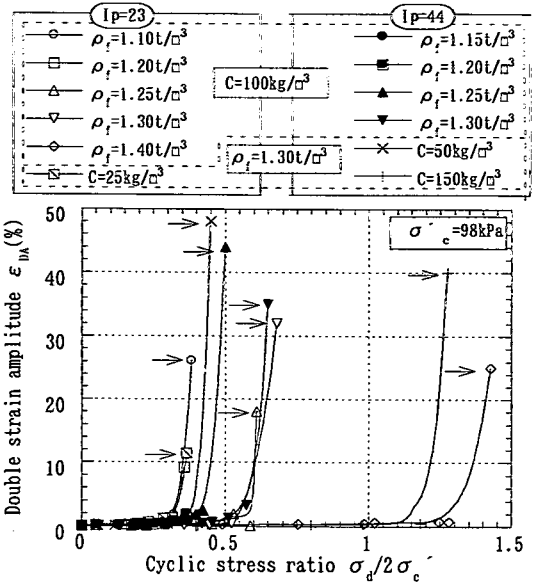
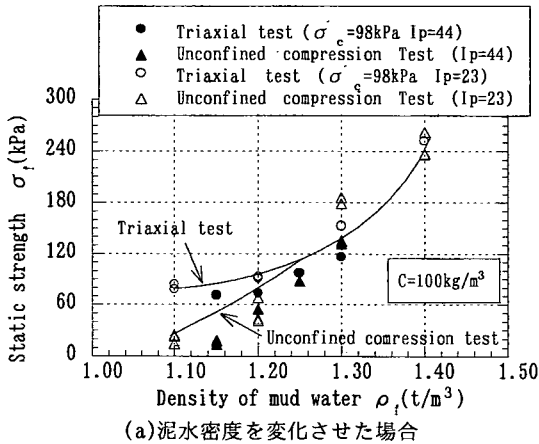


図-5 両振幅最大軸ひずみと応力比の関係

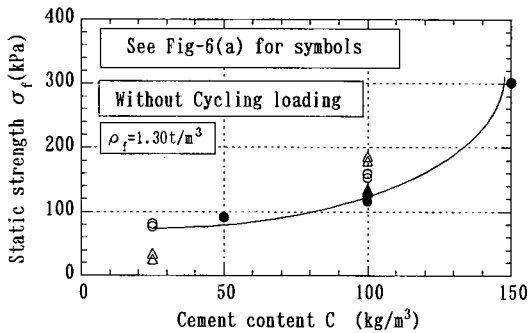
5. 静的強度

まずはじめに、図-6(a)は繰り返し载荷を加えない場合に $C=100\text{kg/m}^3$ 一定とした試料の静的三軸圧縮試験による泥水密度と静的強度の関係を示している。ここに、静的強度 σ_f は軸差応力の最大値で定義している。実務的には流動化処理土の力学特性は一軸試験機で調べる場合がほとんどである。図-6には同一の配合の試料の一軸試験による結果も示されている。また、図-6(b)は $\rho_f=1.30\text{t/m}^3$ 一定とした場合の固化材量 C と強度の関係である。三軸試験の静的強度は ρ_f と C の増加に伴って増加し、なかでも $C=100\sim 150\text{kg/m}^3$ の間での増加傾向が著しい。また、拘束圧のない一軸試験においては、とくに泥水密度が低い場合において、有効拘束圧 98kPa の三軸試験に比べ強度がかなり低く評価されることが分かる。このような傾向が示される原因については「7. 体積ひずみ」で述べることにする。また、カオリン粘土の I_p の違いは静的強度にそれほど大きな影響を及ぼさないことが見てとれる。

図-7(a)は繰り返し载荷後の静的圧縮試験で得られた軸差応力と軸ひずみの関係を固化材量 $C=100\text{kg/m}^3$ 、泥水密度 $\rho_f=1.10\text{t/m}^3$ の場合について示している。繰り返し载荷試験の応力比が増加するほど、ピーク強度が現れた後のひずみの増加にともなう応力



(a) 泥水密度を変化させた場合

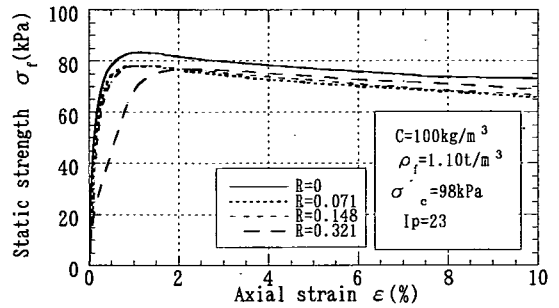


(b) 固化材添加量を変化させた場合

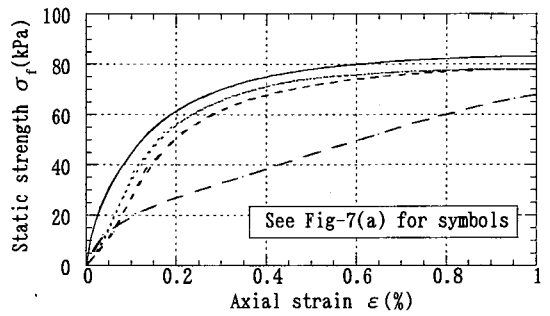
図-6 三軸試験及び一軸試験による静的強度

の低下が目立たなくなるが、静的強度の大きさは繰り返し応力履歴によってあまり変化しない。一方、図-7(b)は図-7(a)の軸ひずみ1%までの部分を拡大したものであるが、Rの増大によって小さいひずみ範囲での割線勾配が明らかに低下してくることが分かる。

種々の配合の供試体について行った一連の同様な試験結果に基づき、繰り返し载荷応力比が静的強度（最大軸差応力）に与える影響を調べた。ところでこのような試験において物性値を比較する場合に、同一配合の試料が本来含んでいるデータのバラツキの程度をあらかじめ評価しておくことは重要である。そこで、 $\rho_f=1.30t/m^3$ 、 $C=100kg/m^3$ の同じ配合条件の6本の供試体について、静的強度試験を行い、その結果を統計処理したのが表-1である。これより各供試体の間隙比や乾燥密度の変動係数（標準偏差）/（平均値）は2%程度であるのに対し、静的強度の変動係数は16%、割線変形係数の変動係数は11%程度であることが分かる。以下においては、同一配合の試料でも供試体ごとにこの程度の物性のバラツキを持っていることを前提に話を進める。



(a) 軸ひずみ10%までの全体図



(b) 軸ひずみ1%までの拡大

図-7 静的強度と軸ひずみの関係

図-8は繰り返し応力比 $R=\sigma_d/2\sigma_c$ の増加に対する静的強度の変化を示している。図-8(a)は、固化材添加量 $C=100kg/m^3$ 一定として泥水密度 ρ_f が変化している場合で、一方図-8(b)は $\rho_f=1.30t/m^3$ 一定としてCが異なる場合である。図中の破線は各配合条件の試料についての強度の平均値を示している。 $\sigma_d/2\sigma_c=0$ での値は繰り返し荷重を加えない場合の静的強度 σ_{f0} を表している。データのバラツキはあるものの、応力比の増加に伴って静的強度が低下するような傾向は図-8(b)の $C=0$ の場合を除いて見られない。この点を更に確認するために、図-8に示す各配合ごとの強度の統計値をとり表-2にまとめている。これによると、表-1の静的強度の変動係数は0.16であるのに対し、表-2の変動係数の値は $Ip=44$ 、泥水密度 $\rho_f=1.15t/m^3$ のケースを除くといずれも0.16より小さい。すなわち図-8において静的強度は繰り返し応力比に対して少なくとも地震波の载荷繰り返し回数の11回程度を対象とした場合有為な変化傾向を示していないと判断される。

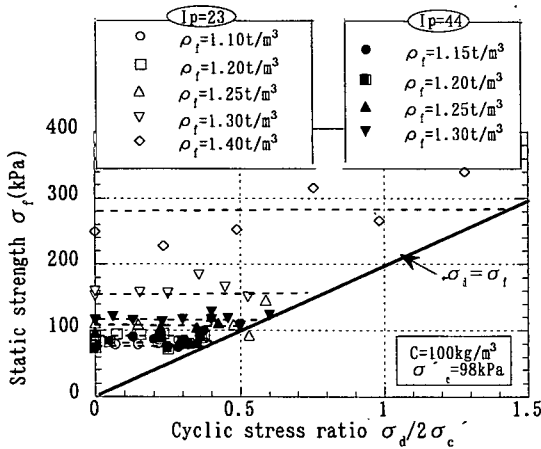
図-8(a)、(b)に記入された斜めの実線は静的強度 σ_f が、繰り返し応力振幅 σ_d に等しくなる条件である $\sigma_f=\sigma_d$ を意味している。図-9は繰り返し応力载荷中に供試体が破壊した場合の応力振幅と図-8

表-1 同一試料の物性値のバラツキの程度(泥水密度1.30g/cm³, C=100kg/m³, Ip=23, 合成土粒子比重:Gs=2.754)

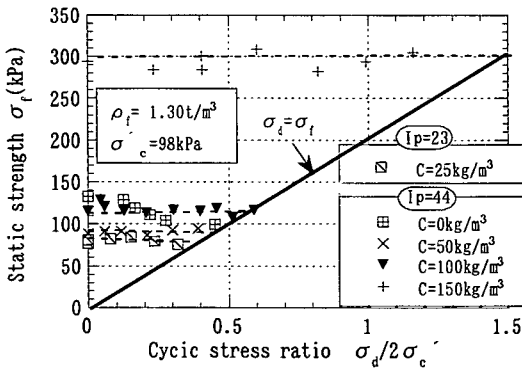
	静的強度 (kPa)	E _{s0} (MPa)	G _c (MPa)	ρ _d (t/m ³)	間隙比	飽和度 (%)	土粒子密度 (t/m ³)	含水比 (%)
1	178	73.1	50.6	0.626	3.399	95.3	2.754	118
2	143	59.4	46.0	0.598	3.605	97.0	2.754	127
3	214	66.4	53.8	0.622	3.429	88.1	2.754	110
4	141	68.6	45.8	0.598	3.608	97.2	2.754	127
5	175	67.5	48.5	0.606	3.546	91.4	2.754	118
6	180	82.1	51.0	0.617	3.465	94.1	2.754	118
平均	172	69.5	49.8	0.611	3.509	93.8	2.754	120
標準偏差	27	7.6	3.1	0.011	0.083	3.2	0.000	6
変動係数	0.16	0.11	0.06	0.02	0.02	0.03	0.00	0.05

表-2 各配合における繰返し载荷後の静的強度のバラツキの程度

Ip	泥水密度 (t/m ³)	セメント添加量 (kg/m ³)	平均値 (kPa)	標準偏差	変動係数
23	1.10	100	80	2.43	0.03
	1.20	100	92	3.23	0.04
	1.25	100	113	17.51	0.15
	1.30	100	161	7.97	0.05
	1.40	100	283	42.41	0.15
	1.30	25	80	2.96	0.04
44	1.15	100	88	14.38	0.18
	1.20	100	81	6.38	0.07
	1.25	100	103	10.70	0.07
	1.30	100	118	5.50	0.02
	1.30	50	92	1.52	0.02
	1.30	150	295	10.33	0.04



(a) 泥水密度を変化させた場合



(b) 固化材量を変化させた場合

図-8 静的強度と応力比の関係

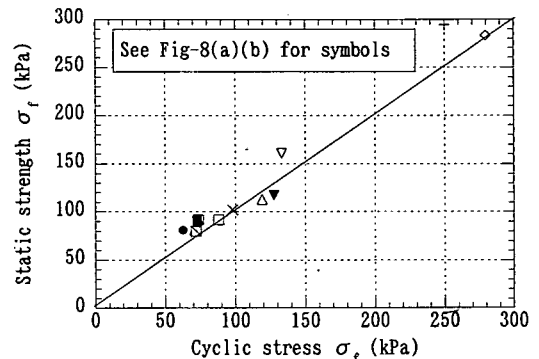
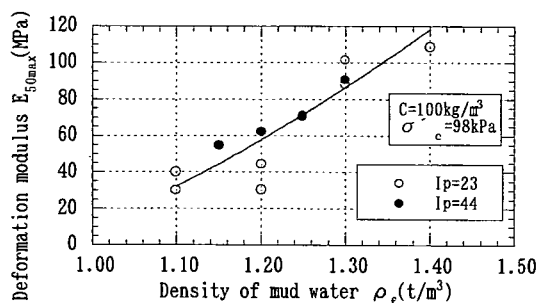
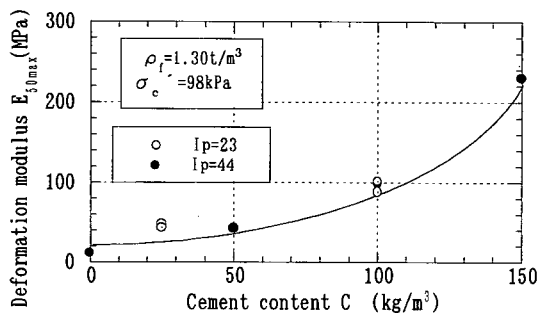


図-9 各配合での静的強度と繰返し応力比の関係

(a), (b)に破線で示す各配合条件の平均強度とをグラフの横軸と縦軸にとって示している。各プロットは $\sigma_d = \sigma_r$ の線に極めて近い範囲に集中しており、各配合条件において繰返し試験中の破壊は図-8(a), (b)の斜め実線のほぼ上で生じていることが分かる。これより、繰返し载荷中の破壊が生じる応力振巾に至るまで静的強度の低下は全く見られない事が分かる。ところで、図-8(b)に示すC=0のカオリン粘土のみの場合、固化材をC=25kg/m³以上加えた場合と異なり、繰返し応力比の増大により静的強度は明らかに低下する傾向が現れている。このカオリン粘土のみの試料は固化材を入れた場合とは異なり、自立する供試体とするために、内径20cm深さ20cmの圧密土槽でOCR=2.0で過圧密したものであ



(a) 泥水密度を変化させた場合



(b) 固化材添加量変化を変化させた場合

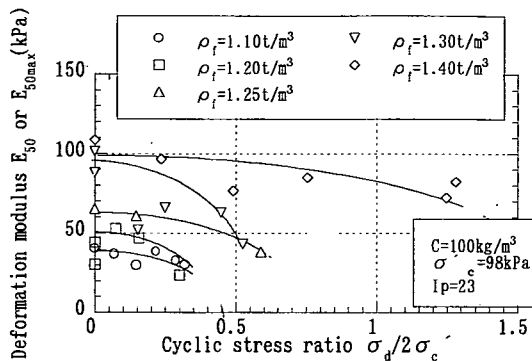
図-10 割線変形係数と応力比の関係

り、試験直前の間隙比は $e=1.10$ である。カオリン粘土の繰り返し载荷後の強度低下割合は最大25%程度であり、既往の研究結果⁴⁾にほぼ一致している。

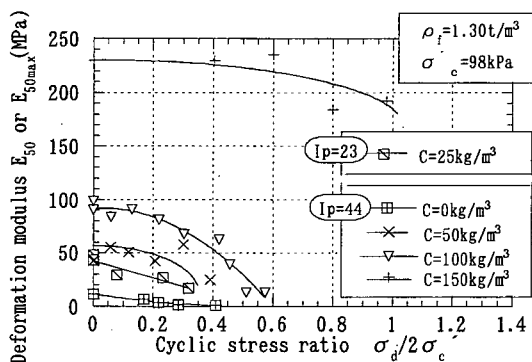
以上より、実用的に多く用いられている $C=100\text{kg/m}^3$ 程度の場合よりもかなり低い固化材添加量や泥水密度であっても、地震荷重を模擬した繰り返し荷重を加えた後の流動化処理土の強度は全く低下しないことが明らかになった。

6. 変形係数

まずはじめに、図-10は繰り返し载荷を加えない場合の各配合条件の試料の静的三軸圧縮試験による変形係数 E_{50} （最大強度の50%の応力での割線変形係数）と ρ_f 及び C の関係を示している。 E_{50} は現行の設計法において実務的によく用いられている値である。図-10(a)は固化材量 $C=100\text{kg/m}^3$ 一定として泥水密度 ρ_f が異なる場合であり、 ρ_f の増加による E_{50} の明瞭な増加傾向が見られる。図-10(b)は $\rho_f=1.30\text{t/m}^3$ 一定として、固化材量 C が異なる場合であるが、 $C=150\text{kg/m}^3$ での E_{50} の増加が急激で静的強度の場合と類似していることが分か



(a) 泥水密度を変化させた場合



(b) 固化材添加量を変化させた場合

図-11 割線変形係数と応力比の関係

る。また、図-10(a)、(b)からカオリン粘土の I_p の違いは E_{50} に大きな影響を与えていないことが分かる。

次に繰り返し荷重を加えた後での変形係数 E_{50} の変化を繰り返し応力比 $R=\sigma_d/2\sigma_c$ に対してプロットしたのが図-11である。図-11(a)は固化材量 $C=100\text{kg/m}^3$ 一定として泥水密度が異なる場合であり、図-11(b)は $\rho_f=1.30\text{t/m}^3$ 一定として、固化材量 C が異なる場合である。ここで繰り返し荷重を加えない場合を E_{50max} とする。これより、今回のすべての配合条件において、 E_{50} は前述の静的強度とは異なり繰り返し応力比 R が大きくなるにつれ明瞭な低下傾向を示すことが分かる。また図中のプロットを近似したカーブから、応力比 R に対する E_{50} の低下割合は ρ_f や C が小さいほど顕著となる概略の傾向が読みとれる。

図-12は初期せん断剛性 G_0 の変化を繰り返し応力比 R に対してプロットしたものである。 $I_p=23$ のカオリン粘土に対して $C=100\text{kg/m}^3$ 一定として ρ_f を段階的に変化させたケースであり、各記号に対応した配合条件は図-11(a)と同じである。せん断剛性 G_0 の測定は上部载荷盤につけたギャップセンサーに

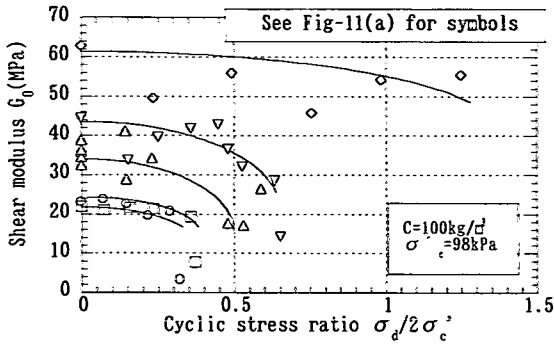


図-12 微小ひずみせん断剛性と応力比の関係

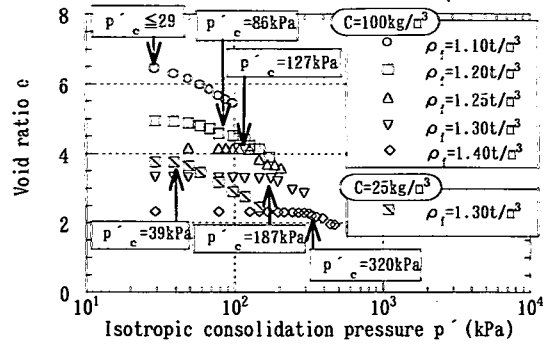


図-13 配合の異なる試料の初期状態でのe~logp' 曲線

より行っているため、供試体と載荷盤のなじみによる誤差が特に剛性の大きな試料については含まれていると考えられ、絶対値の信頼度は高いとは言えない。しかし、相対的に見た場合、データのバラツキは大きいにもかかわらず、応力振幅の増大とともにGoは大幅に低下し、その傾向はrho_fが小さい場合の方が顕著であることが読みとれる。

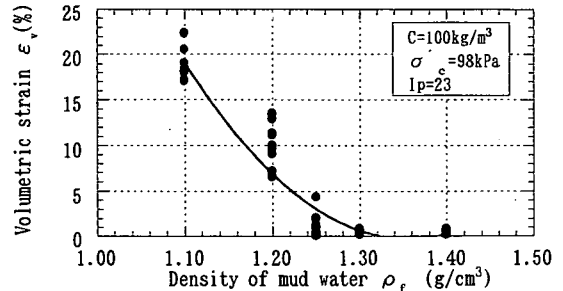


図-14 体積ひずみと泥水密度の関係

7. 圧密体積ひずみ

図-13は配合条件の異なるいくつかの試料について、最初に三軸試験機に設置した時点で行った等方圧密試験によるe(間隙比)~logp'(有効圧密応力)関係を示す。圧密応力は29kPaから最大490kPaまで段階的に上昇させ、各段階で圧密度90%以上で1次圧密終了を確認している。図-13の各配合条件のデータより読み取った圧密降伏応力p'_cを図中に示している。この圧密降伏応力は実際の荷重履歴から生じたものではなく、セメントの固結作用によりもたらされたものである。しかし実験結果からかなり明確に降伏応力が定められ、見かけ上ではあるが正規圧密領域と過圧密領域に分けられる⁹⁾。ここでは、これらを疑似正規圧密と疑似過圧密と呼ぶこととする。今回の一連の三軸試験では有効拘束圧はすべて98kPaとしているが、これを圧密降伏応力と比べると、C=100kg/m³の条件で泥水密度がrho_f=1.25t/m³の場合には疑似過圧密状態に、それ以下では疑似正規圧密状態になることが分かる。またrho_f=1.30t/m³の場合でもC=25kg/m³と少ない固化材添加量については疑似正規圧密状態となるが見えてとれる。

ところで図-6(a)において、強度と泥水密度の関係を示したが、泥水密度rho_f=1.25t/m³以上では一軸試験と三軸試験の強度がほぼ一致したのに対し、

rho_f=1.20t/m³以下では強度の差が歴然と現れた。この主要原因として上記の泥水密度による圧密状態の差異が関係していると思われる。rho_f=1.20t/m³以下では疑似正規圧密状態にあるため、圧密により静的強度が上昇し、両者の強度に明瞭な差が現れた。一方rho_f=1.25t/m³以上では、疑似過圧密状態にあるため圧密量が非常に少なく一軸試験と三軸試験の差がさほど現れなかったと思われる。

図-14は配合条件の異なる試料について、試験機に設置後、等方応力98kPaで圧密した時の体積ひずみと泥水密度の関係を示す。泥水密度がrho_f=1.20t/m³以下の試料においては5~10%以上のかかなり大きな体積ひずみが発生し、地震の問題以前に圧密沈下が問題となる可能性を示している。

繰り返し載荷後、一部の試料については静的せん断試験を行わず、その代わりにバルブを解放して98kPaの等方応力での圧密量の測定を行った。図-15は圧密による体積ひずみを繰り返し応力比に対してプロットしたものである。各配合条件において最大の体積ひずみを示す点は繰り返し載荷中に破壊する一段階前の応力振幅を加えた後に行った圧密試験による結果である。これより、圧密体積ひずみは応力振幅がある値まではほとんど発生しないが、それを越えると急増する点が現れることが分かる。この現象

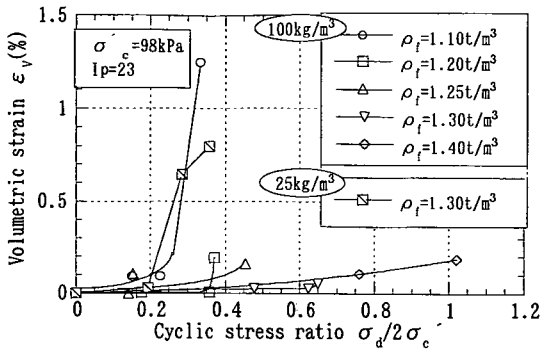


図-15 静的強度と圧密体積ひずみの関係

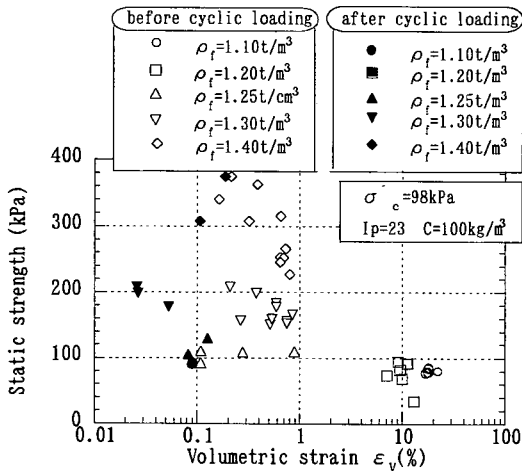


図-16 静的強度と圧密体積ひずみの関係

が現れているのはいずれも圧密降伏応力が98kPaを下まわった場合であることは図-13の圧密曲線との対比から分かる。

図-16は固化材添加量 $C=100\text{kg/m}^3$ 一定で泥水密度 ρ_f が変化した場合の、繰り返し载荷をしない最初の段階での圧密および繰り返し载荷後における圧密による体積ひずみと静的強度の関係を片対数グラフにプロットしたものである。これより、最初の圧密による体積ひずみの大きさは、 $\rho_f=1.20\text{t/m}^3$ 以下と $\rho_f=1.25\text{t/m}^3$ 以上で全く異なることが分かる。この境界は98kPaの有効拘束圧における擬似過圧密と擬似正規圧密の境界にほぼ対応しており、圧密状態の違いによって繰り返し载荷以前の初期圧密量に大きな差が生じることがこれからも読み取れる。一方、繰り返し载荷後の圧密量は初期圧密量が多い試料でも、それほど増加せず、泥水密度が小さい場合においても初期の圧密量を注意していれば十分であることが分かる。また、図-16に示されるように静的強度と圧密量とはほぼ一義的な関係で表される

ため、強度を測定し、それを一定値以上に制限する事により、圧密沈下量の規定値内への管理ができる可能性があると言える。

8. 力学特性の正規化

以上の結果から、流動化処理土の強度、変形定数は泥水密度や固化材量の配合条件により幅広い値をとること、地震に対応した繰り返し応力比によって受ける影響が配合条件によって異なることが示された。ここでは、それらのデータの正規化により繰り返し载荷の影響の統一的な評価を試みる。

図-17は図-8(a), (b)のグラフの縦軸の強度を繰り返し荷重を加えない場合の静的強度 σ_{r0} で正規化し、横軸は繰り返し応力振幅 σ_d を同じ配合条件の試料の静的強度 σ_{r0} で正規化して表したものである。泥水密度や固化材量などの違いに関わらず縦軸の値が1.0付近を中心にはばらついており、破壊に至るまで強度の増減傾向は見られないことが、今回のすべての配合条件について再確認できる。表-1に示す強度の変動係数を用いた場合、平均 $\times(1\pm$ 変動係数)に対応した図中の2本の破線内に大半のデータが含まれている。これに対し、参考のため示したカオリン粘土のみの試料は横軸の増大とともに1.0から0.75付近まで単調に低減する明瞭な傾向が見られる。

図-18は図-11(a), (b)のグラフの縦軸の E_{50} を繰り返し荷重を加えない場合の $E_{50\text{max}}$ で正規化し、横軸は繰り返し応力振幅 σ_d を同じ配合条件の静的強度 σ_{r0} で正規化して表したものである。プロットのばらつきは大きいですが、全体的に見れば、配合条件にあまり依存せず、 E_{50} の低下割合を表す点はグラフ上の2本の破線で限られた範囲内にほぼプロットされており、2本の破線の平均から求めた実線カーブによれば、その低下割合は応力振幅が強度の80%に達した時点でほぼ65%と判断される。それに対し、以前に静的強度のところで述べた方法で作成したOCR=2.0のカオリン粘土のみの試料は、応力振幅が強度の60%に達した時点でほぼ90%と低下割合がきわめて大きく現れる。これより、固化材を添加することにより地震による軟化の進展割合を大幅に改善できることが分かる。

図-19は図-5に示した繰り返し载荷11波目に生じた軸ひずみ両振幅と応力振幅とのグラフにおいて、横軸の応力振幅 σ_d を静的強度 σ_{r0} で正規化して表したものである。同一配合条件でも個別の供試体によ

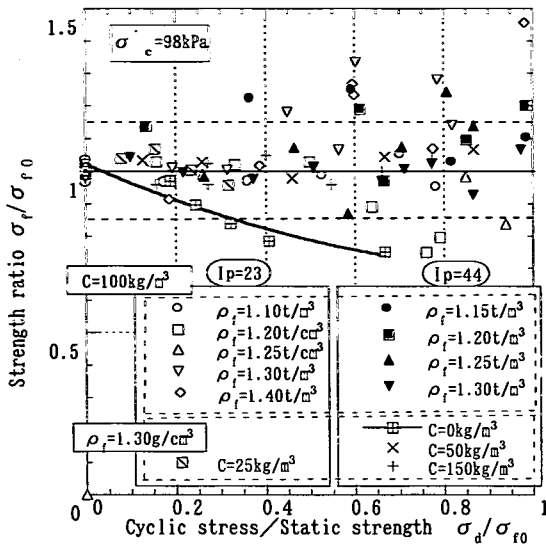


図-17 静的強度と繰り返し応力比の正規化表示

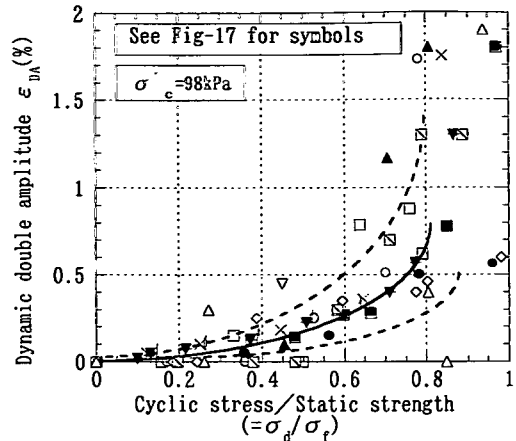


図-19 両振幅最大軸ひずみと繰り返し応力比の正規化表示

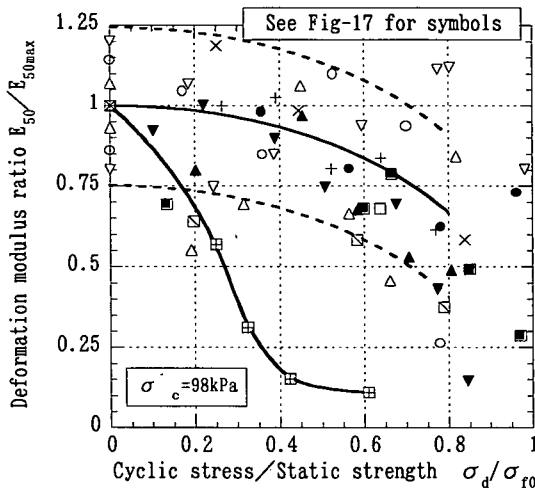


図-18 割線変形係数と繰り返し応力比の正規化表示

る試験結果であるため、データのばらつきは大きい
が、ほとんどは2本の右上がりの破線カーブの間
に入っており、配合条件の違いに関わらず繰り返し
載荷で生じる軸ひずみは、平均的には図中に実線
で示す一本のカーブでほぼ統一的に表されることが
分かる。さらにいずれの配合条件においても、応力
振幅が強度の70~80%に達する時点まで $\epsilon_{DA}=0.5$
内に留まっているが、それを越えると急激にひず
み振幅が増大する性質を示すことが分かる。

9. 結論

流動化処理土が強い地震動のような大きな応力振
幅の繰り返しせん断を受けた場合に力学特性がどの
ように変化するかを明らかにするための基礎的検討
として、カオリン泥水とセメント固化材からなる間
隙比の大きな試料を対象に、三軸試験機により繰
り返し載荷後の力学特性の変化を調べた。その結
果、以下の主要な知見が得られた。

- 1)カオリン粘土のみの場合、繰り返し荷重により最
大25%程度の繰り返しせん断後の静的強度の低減
が見られるが、カオリン泥水に固化材を入れた試
料においては、繰り返し載荷中に破壊する応力振
幅にいたるまで静的強度はほぼ一定値を保ち続け
る。この傾向は通常の設計で用いられるよりも低
い泥水密度や固化材量の試料においても変わらない。
2)E₅₀ やG₀のような変形係数は繰り返し載荷の影響
を受けて明瞭に低下する。これは、繰り返し載荷
を受けた土の応力~ひずみ関係が最大軸差応力は
ほとんど変化しないまま、応力~ひずみ関係の割
線変形係数が低下するためである。しかし、変形
係数の低下割合はカオリン粘土のみの場合よりは
小幅である。
3)繰り返し載荷中のひずみ両振幅は応力振幅の増大
に伴い0.5%程度までは徐々に増加するが、それ
を越えると急増する傾向が配合条件の違いに関
わらず現れる。
4)配合条件によって、試料の圧密曲線の折れ曲がり
点から得られる圧密降伏応力 p_c' は大きく変化する

- る。セメントの固結作用から生まれるこの p_c' よりも有効拘束圧が小さな場合、圧密体積ひずみは初期においても繰り返し載荷後においても小さい。
- 5)初期の等方圧密による圧密度は p_c' が圧密応力より小さい場合には、かなり大きく発生するが、繰り返し載荷後は応力振幅が破壊寸前の大きい場合でも初期に比べて小さな値に留まる。したがって、地震後に圧密沈下が大きく進行する可能性は低い。
- 6)繰り返し載荷後の E_{50} や G_0 を繰り返し載荷しない場合の値で正規化すると、静的強度で正規化した繰り返し応力振幅に対して配合条件に関わらないほぼ一義的關係として表される。また、繰り返し載荷試験でのひずみ両振幅の増加傾向も、静的強度で正規化した繰り返し応力振幅に対して配合条件によらずほぼ一義的關係として表される。これらの一義的關係は、流動化処理土の配合設計を行う上で便利な性質として利用できる可能性がある。

以上より、細粒土泥水と固化材のみからなる密度の低い流動化処理土において地震の影響を考える場合、強度よりも変形に対する考慮が重要となること、泥水密度や固化材添加量が小さく圧密降伏応力が有効拘束圧よりも小さい場合には常時における圧密沈下が問題になってくることが分かった。

謝辞：本研究の実施に当たり、流動化処理工法研究機構から研究費の支援をいただいた。住友大阪セメント（株）の吉原正博氏と安井豊次氏にはセメント

固化材を提供いただき、技術的相談にのっていただいた。末筆ながら深謝いたします。

参考文献

- 1)久野悟郎，(社)日本建設業経営協会中央技術研究所 流動化処理工法研究委員会：土の流動化処理工法（建設発生土・泥土の再利用技術），技報堂出版，1997.
- 2)日本道路公団：エアモルタル及びエアミルクの試験方法（JHS A 313-1992），日本道路公団規格，1992.
- 3)土木学会：プレバクドコンクリートの注入モルタルのブリーディング率及び膨張率試験方法（JSCE-1986）土木学会規準，1986.
- 4)Yasuhara, K. : Postcyclic undrained strength for cohesive soils, *Journal of Geotechnical Engineering*, vol.120, No.11, ASCE, 1961-1978, 1994
- 5)Kokusho, T. : Cyclic triaxial test of dynamic soil properties for wide strain range, *Soils and Foundation*, Vol. 20, No2, 45-60, 1980.
- 6)久野悟郎，吉原正博，安井豊治：「流動化処理土の一軸圧縮強さに関する一考察(その2)」第34回地盤工学会研究会，pp.847-848, 1999.
- 7)久野悟郎，三木博史，神保千加子，市原道三，勝田力立川博啓：「長期材齢における流動化処理土の一軸圧縮強さ一中間報告一」土木学会第53回年次学術講演会，pp.630-631, 1998.
- 8)今井五郎，田中洋輔，久野元，木幡行宏，村田修，梅原俊夫：「流動化処理土の圧密特性」土木学会第54回年次学術講演会，pp.378-379

(2001. 2. 21受付)

BASIC EXPERIMENTAL STUDIES ON MECHANICAL PROPERTIES OF BACK-FILLED FLOWABLE FILL UNDER SEISMIC LOADING EFFECT

Takaji KOKUSHO, Goro KUNO, Masaru IWASAWA and Hiroki YOSHIO

High water-content flowable fill often utilized as a back-fill material for foundations, buried pipes, etc. in urban areas, is investigated with a special emphasis on cyclic loading effect due to strong earthquakes. As a basic step of the research, only kaolinite clay is used for slurried soil mixed with cement, yielding the following major findings. The soil keeps its original undrained strength even after cyclic loading with high stress amplitude, but deformation modulus tends to decrease with the increase of cyclic loading amplitude. Consolidation yield stress which is dependent on the cement content and slurry density has a great effect on its mechanical properties.