

国土交通省港湾技術研究所

港湾技術研究所 報告

REPORT OF
THE PORT AND HARBOUR RESEARCH
INSTITUTE

MINISTRY OF LAND, INFRASTRUCTURE AND TRANSPORT

VOL.40

NO.2

June 2001

NAGASE, YOKOSUKA, JAPAN



港湾技術研究所報告 (REPORT OF P. H. R. I.)

第 40 卷 第 2 号 (Vol. 40, No. 2), 2001年6月 (June 2001)

目 次 (CONTENTS)

1. 浚渫泥土を利用した貧配合セメント処理土の力学特性および材料特性
..... 渡部要一・土田 孝・引屋敷英人・古野武秀 3
(Mechanical and Material Properties of Dredged Soil Treated with Poor Quantity of Cement
..... Yoichi WATABE, Takashi TSUCHIDA, Hideto HIKIYASHIKI,
and Takehide FURUNO)

2. 分割型圧密試験による構造を有する洪積粘性土の圧密挙動
..... 姜 敏秀・土田 孝・渡部要一・田中洋行・宮島正悟 23
(Consolidation Behavior of Osaka Pleistocene Clay with Well-developed Structure by
Separated-type Consolidometer of High Capacity
..... Minsoo KANG, Takashi TSUCHIDA, Yoichi WATABE,
Hiroyuki TANAKA and Shogo MIYAZIMA)

3. 付加構造物による大型浮体の弾性応答低減
..... 飯島一博・白石 悟・珠久正憲・井上俊司・田中一郎 45
(Response Reduction of Hydroelastic Response of Large Floating Structures in Waves
by Use of Attachment
..... Kazuhiro IJIMA, Satoru SHIRAISHI, Masanori SHUKU,
Syunji INOUE and Itirou TANAKA)

浚渫泥土を利用した貧配合セメント処理土の力学特性および材料特性

渡 部 要 一*・土 田 孝**・引屋敷英人***・古 野 武 秀****

要 旨

従来のセメント固化処理工法は、深層混合処理工法に代表されるように強固な安定処理土を形成することを目的としていたが、近年では、貧配合セメント処理土が護岸の腹付け工に採用されるなど、浚渫泥土を建設材料として有効利用する試みがなされている。本報告では、フェイルセーフの考え方に基づき敷設された二重の遮水シートの間保護層として貧配合セメント処理土が採用された徳島県橘湾の廃棄物埋立護岸(捨石式傾斜護岸形式)を例として取り上げ、貧配合セメント処理土の材齢に伴う各種力学特性の変化を詳しく調べた。また、打設後の養生環境管理の検討を目的としたひび割れ観察実験も行った。主な結論は以下の通りである。

- 1) 練り混ぜ後の貧配合セメント処理土のベーンせん断抵抗は、セメント混入による初期強度増加が見られた後、練り混ぜ後30分程度までは水和反応による固化が進行しないが、その後、時間の対数に対して加速的に増加する。
- 2) 圧密降伏応力、ならびに一軸圧縮試験や三軸試験から得られるせん断強度は、材齢の対数に対して直線的に増加する。
- 3) 貧配合セメント処理土は高含水比・高間隙比状態で固化しているため、同じ圧密圧力における透水係数は原泥の再構成試料の場合よりも大きくなる。しかし、同じ間隙比で比較すると、セメント処理土の透水係数は原泥の再構成試料の場合よりも小さくなる。これは、セメント水和反応によって生じるエトリンサイトやケイ酸カルシウム水和物が間隙中に発達して、水の流れを妨げるためであると考えられ、このことは電子顕微鏡による観察画像からも確認された。
- 4) 貧配合セメント処理土を水中養生する場合には、ひび割れの発生は皆無であり、含水比もほとんど変化しない。一方、気中養生する場合には保湿シートを用いて湿潤状態を保つことにより、ひび割れの発生を防止することができる。しかし、湿潤状態をやめると著しいひび割れを生じる傾向があり、恒久的にひび割れを防止するためには、覆土などによる乾燥防止を続ける必要がある。また、気中に暴露していても下部が湿潤状態に保たれていればひび割れは深くまで進行しない。

キーワード: セメント処理土, 圧密, 一軸圧縮試験, 三軸試験, ひび割れ

*土質部主任研究官

**土質部土性研究室室長

***土性研究室

****土性研究室研修生(佐伯建設工業株式会社)

〒239-0826 横須賀市長瀬3-1-1 国土交通省港湾技術研究所

電話: 0468-44-5053 Fax: 0468-44-4577 e-mail: watabe@cc.phri.go.jp

Mechanical and Material Properties of Dredged Soil Treated with Poor Quantity of Cement

Yoichi WATABE*

Takashi TSUCHIDA**

Hideto HIKIYASHIKI***

Takehide FURUNO****

Synopsis

Cement treating technique was developed for stabilizing soft clay as deep cement mixing method, however, the technique with dredged soil and low quantity of cement has begun to be utilized to construct a slope of seawall structure. For example, cement treated dredged soil was utilized to the intermediate buffer layer between double layered impermeable sheets of a waste reclamation landfill in Tachibana Bay, Tokushima, Japan. Since the waste reclamation site is constructed on a clay deposit with low permeability, very large settlement and deformation may occur during and after waste reclamation, thus the cement treated soil layer is required to be very high deformability. Additionally, in a case of using dredged soil of extremely high water content mixed with low quantity of cement, a large amount of shrinkage by drying is generally anticipated. In this study, a series of laboratory tests was carried out to investigate the mechanical properties of the cement treated dredged soil. Also, investigation on the procedure of desiccation and crack formation for soil stabilization with low quantity of cement was carried out with some cases of the installation and curing process environments.

Keywords: cement treated soil, consolidation, unconfined compression test, triaxial test and fissure

*Senior Research Engineer of Soil Mechanics Laboratory, Geotechnical Engineering Division

**Chief of Soil Mechanics Laboratory, Geotechnical Engineering Division

***Member of Soil Mechanics Laboratory, Geotechnical Engineering Division

****Trainee of Soil Mechanics Laboratory, Geotechnical Engineering Division (Sacki Kensetsu Kogyo Co., Ltd.)

3-1-1 Nagase, Yokosuka, 239-0826, Japan

Tel: +81-468-445053 Fax: +81-468-444577 e-mail: watabe@cc.phri.go.jp

目 次

要 旨	3
1. はじめに	7
2. 力学試験	7
2.1 貧配合セメント処理土の練り混ぜ	7
2.2 ベーンせん断試験	8
2.3 圧密試験	9
2.4 せん断試験	9
3. 試験結果と考察	10
3.1 ベーンせん断試験	10
3.2 圧密試験	10
3.3 せん断試験	13
4. ひび割れ観察実験	16
4.1 実験条件および方法	16
4.2 実験結果と考察	16
5. 結論	20
6. あとがき	21
参考文献	21

1. はじめに

種々提案されている化学的地盤改良工法の中で、港湾への適用性が最も高い工法は、石灰・セメント系固化材を土中に攪拌・混合し、化学反応による固化を期待する混合処理工法である(寺師, 1977). これは、石灰・セメント系固化材が比較的安価で大量に入手可能であり、大規模工事が多い港湾工事に適しているからである. しかし、近年では現場での取り扱い易さから、セメント系固化材が主に用いられている.

石灰・セメント系混合処理工法の開発の歴史を振り返ってみると、代表的なものとしては、原位置における軟弱地盤の強度増加を目的とした深層混合処理工法(奥村ら, 1972a, 1972b, 1974; Okumura and Terashi, 1975; 堤ら, 1976), 砂質土系埋立地盤の液状化対策を目的とした事前混合処理工法(善ら, 1990), 埋立材や裏込め材としての浚渫土の有効利用を目的としたセメント処理工法, セメント処理土の効率的な打設を目的とした管中混合処理工法(山根ら, 1998), 裏込め土圧の軽減を目的とした軽量混合処理土工法(土田, 1999; 輪湖ら, 1998)等が実用化されてきた. このうち、粘性土を対象にした工法に限って見てみると、深層混合処理工法では、軟弱地盤を原位置で改良し、強固な安定処理土を形成することを目的としていることから、一軸圧縮強度 q_u は2000~5000kPaと非常に大きいが、セメント処理土や軽量混合処理土のように貧配合の場合には、一軸圧縮強度 q_u は100~500kPaと比較的小さい.

最近では、セメント系固化材の新たな利用方法の一つとして、セメント処理土を単なる埋立材や裏込め材として用いるだけでなく、護岸構造物の腹付け工に用いた例も報告されている(巻瀨ら, 1999). この工事で用いられたセメント処理土は、法面を形成できる程度の初期強度を有する配合としたため、流動性によって施工性を評価するのではなく、ベーンせん断抵抗によって施工性が評価された.

各種セメント処理土の(a)液性限界で正規化した原料土の含水比, (b)原料土あるいは改良体 1m^3 あたりのセメント添加量, (c)処理土の設計せん断強度($q_u/2$), ならびに(d)日本道路公団規格JHS A 313によるフロー値の範囲を図-1に示す. ここで、フロー試験は、400mm四方以上の水平な板の中央に内径80mm, 高さ80mmの円筒を置いて処理土を流し込み、上面を均した後、円筒を引き上げて拡がった処理土の最大径とその直角方向の径との平均値をもってフロー値とするものである. 深層混合処理土のセメント添加量は、貧配合セ

メント処理土や軽量混合処理土のセメント添加量よりやや多い程度であるが、原料土の含水比が小さいために強固な固化地盤ができることがわかる. 軽量混合処理土は大きなフロー値を示し流動性に富むが、貧配合セメント処理土では、フロー値は小さく流動性を抑えて用いている.

含水比やセメント添加量を調整することにより、法面を形成できる程度の初期強度を有し、しかも土としての変形性を備えたセメント処理土ができることから、徳島県橘湾では、この貧配合セメント処理土の特性を生かした廃棄物埋立護岸が建設された. 護岸形式は捨石式傾斜護岸で、法面にフェイルセーフの考え方に基づいた2枚の遮水シートが敷設された標準断面(図-2)が採用され、シートを破損から保護するための中間保護層として、貧配合のセメント処理土が打設された. 一般に、港湾における廃棄物埋立護岸は、止水性を確保するために、透水性が低い粘土地盤上に建設されるが、護岸築造に伴って生じる沈下に加え、廃棄物を埋め立てる過程においても、粘土地盤の圧密沈下ならびにせん断変形に伴って護岸自体も変形するため、中間保護層には十分な変形追随性が要求される.

深層混合処理工法を対象としたような大きな強度を有するセメント処理土の力学特性については、寺師ら(1980)を始め、これまでに多くの研究成果が報告されている. また、軽量混合処理土に関しては土田ら(1996)や湯ら(1996)等の研究成果が報告されている. しかしながら、本研究で対象としているような、浚渫土を利用した貧配合セメント処理土の力学特性については、未解明な点が多く残されている.

そこで、本研究では、貧配合セメント処理土の材料特性ならびに力学特性について、練り混ぜ直後の施工性を検討することを目的としたベーンせん断試験、実務における配合計算ならびに品質管理に最も多く用いられている一軸圧縮試験、処理土の変形性を評価することを目的とした三軸試験(等方圧密非排水圧縮せん断試験CIU, $K_0=0.5$ とした異方圧密非排水圧縮および伸張せん断試験CAU)ならびに一次圧密終了(EOP)を基準とした急速圧密試験、施工後の養生環境管理の検討を目的としたひび割れ観察実験を行った.

2. 力学試験

2.1 貧配合セメント処理土の練り混ぜ

本研究で用いた貧配合セメント処理土は、橘湾海底から採取した浚渫泥土と普通ポルトランドセメント

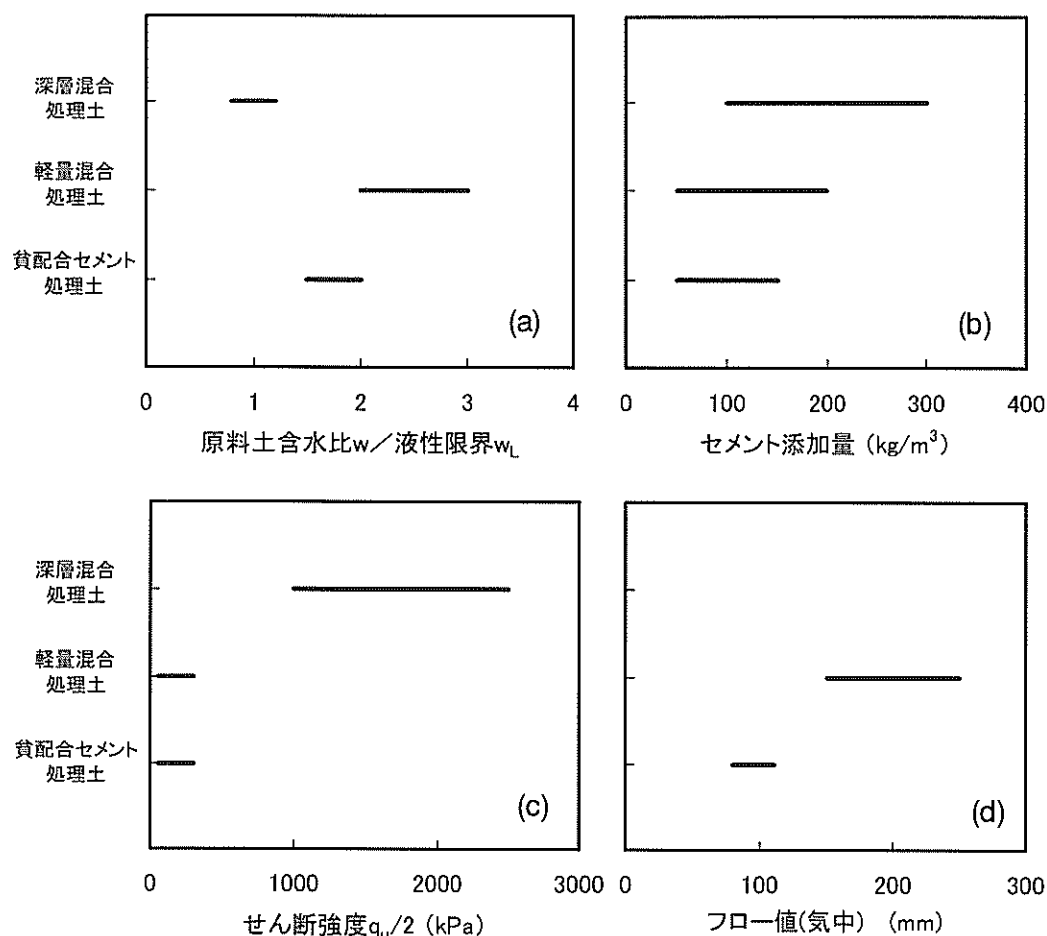


図-1 各種セメント固化処理土の位置付け

を練り混ぜて作成した。力学試験に用いた浚渫泥土の物理特性は、表-1に示すとおりである。なお、強熱減量は6.7%程度である。要素試験の結果に粗粒分や貝殻の影響が出ないように、2mmのふるいを通してこれらを取り除き、含水比が $1.6w_L$ になるよう海水を加えて練り混ぜ調整した。含水比 $1.6w_L$ の浚渫泥土 $1m^3$ あたり50 kgの割合で普通ポルトランドセメントを加えて10分間練り混ぜた。なお、この配合は実施工の配合を参考に決めたものである。実施工では、均質に混ぜりやすいようにセメントミルクの状態にしてから練り混ぜることが多いが、本研究における室内試験では、十分な能力を有するミキサーを用いて少量の処理土を練り混ぜることから、含水比調整された浚渫泥土のスラリーの中にセメント粉体を直接投入した。

2.2 ベーンせん断試験

軽量混合処理土は、大規模な裏込め土の築造など型枠内に打設した際の水平な仕上がりを想定しており、流動性に富むために施工性の評価指標としてフロー

表-1 力学試験に用いた橘湾浚渫泥土の物理特性

液性限界 w_L (%)	40.8
塑性限界 w_p (%)	20.8
塑性指数 I_p	20
土粒子比重 G_s	2.698
砂分 (%)	34.9
シルト分 (%)	34.3
粘土分(<5 μ m) (%)	30.8

値が採用されている(土田ら, 1997)。しかし、本研究では腹付工に必要な初期強度および打設直後の強度発現特性を評価するために、ベーンせん断試験を行った。

ベーンせん断試験に用いた供試体は、練り混ぜたセメント処理土を直径90mm、高さ100mmのモールドに打設して作成した。比較のために含水比を $1.6w_L$ に調整した原泥に対しても試験を行った。使用したベーンの寸法は、幅15mm、高さ30mmで、試験時のベーン回転速度は、6.0 deg/minで実施した。試験に用いた供試体の材齢は15, 30, 60, 90, 120, 180分である。

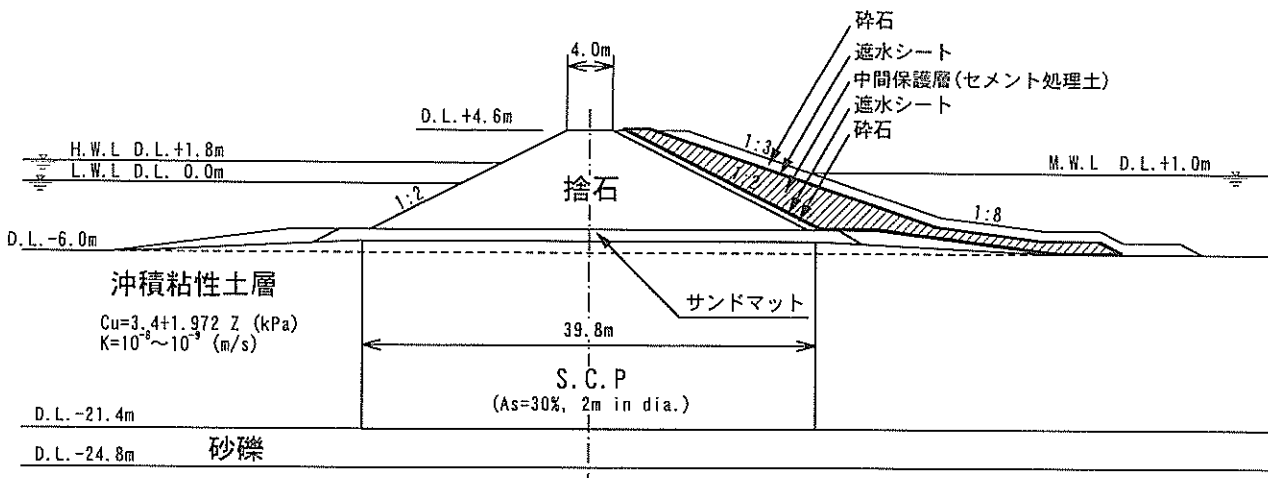


図-2 中間保護層に貧配合セメント処理土が採用された捨石式傾斜護岸形式の廃棄物埋立護岸の標準断面(徳島県橘湾)

2.3 圧密試験

セメント処理土の変形性評価の一つとして圧密試験を行った。セメント処理土の場合、粘土に対して一般的に行われている荷重増分比 $\Delta p/p=1$ で24時間毎に段階載荷を行う圧密試験では、試験に10日前後の日数を要することから試験中に材齢が変化していくため、その結果の評価が複雑なものになってしまう。また、近年普及してきた定みずみ速度圧密試験を行うこともできるが、これも試験に2~3日を要するため、特に若材齢の時には、無視し得ない材齢の変化の影響が試験中に表れることになる。そこで本研究では、 \sqrt{t} 法を用いて沈下量が d_{100} に達した時点、すなわち一次圧密終了時点(EOP)で次の荷重段階に移る段階載荷急速圧密試験を行った。この方法では、最終荷重段階に至るまでに2~3時間しか要さない。

急速圧密試験用供試体は、練り混ぜたセメント処理土を直径60.5mm、高さ30mmのモールドに打設し、約20℃の恒温多湿環境で養生した後、所定の材齢で脱型し、直径60mm、高さ20mmの圧密リングに挿入して端面を整形した。試験に用いた供試体の材齢は、3, 7, 14, 28, 58日で材齢ごとに各5本の供試体(材齢3日は3供試体)を用意した。また、比較のために、含水比 $2.0w_L$ の原泥を49kPaで圧密した再構成試料に対しても試験を行った。圧密圧力は9.8~2508.8kPaで荷重増分比 $\Delta p/p=1.0$ の全9段階とした。ただし、最大の載荷荷重は、5本の供試体でそれぞれ156.8, 313.6, 627.2, 1254.4, 2508.8kPaとし、これらの荷重では24時間載荷とした。除荷においては荷重増分比 $\Delta p/p=-0.75$ で、膨張量が d_{100}

になった時点で次の荷重段階に移行し、最終荷重9.8kPaまたは19.6kPaでは24時間放置した。なお、材齢3日の試験では計3供試体に対して全て同じ段階荷重を作用させた試験を実施した。また、材齢7日の試験では、最大荷重2508.8kPaの代わりに最大荷重を1254.4kPaとした試験を実施した。加えて、材齢28日の試験では、荷重段階を392.4~10035.2kPaとする試験も1供試体に対して実施した。

2.4 せん断試験

現場でのせん断強度に関する品質管理では、試験の簡便さから一軸圧縮試験が行われることが多い。本研究では、一軸圧縮試験に加え、セメント処理土の変形性の評価を目的として、拘束圧の影響を評価でき、かつ有効応力が明らかな三軸試験(等方圧密非排水圧縮せん断試験CIU, $K_0=0.5$ とした異方圧密非排水圧縮および伸張せん断試験CAU)を実施した。

せん断試験の供試体は、練り混ぜたセメント処理土を直径50mm、高さ100mmのモールドに打設し、約20℃の恒温多湿環境で養生し、所定の材齢で脱型したものを用いた。試験に用いた供試体の材齢は、3, 7, 14, 28(一部29)日である。また、比較のために、含水比 $2.0w_L$ の原泥を49kPaで圧密した再構成試料に対しても試験を行った。CIU(等方圧密非排水せん断)試験では、49kPaで等方圧密した後、非排水圧縮せん断した。また、CAU(異方圧密非排水せん断)試験では、 $\sigma_1=49\text{kPa}$, $\sigma_3=0.5\sigma_1$ で異方圧密した後、非排水圧縮せん断(CAUC)および非排水伸張せん断(CAUE)した。なお、一軸圧縮

試験の軸ひずみ速度は1.0%/min、三軸試験の軸ひずみ速度は0.1%/minとした。

3. 試験結果と考察

3.1 ベーンせん断試験

練り混ぜ終了から15, 30, 60, 90, 120, 180分経過時のベーンせん断試験から得られたせん断応力と回転角の関係を原泥(1.6w_L)に対する試験結果と併せて図-3に示す。図より原泥は0.3kPa程度のわずかなせん断抵抗しか発揮していないが、セメント処理土は時間の経過とともにその抵抗が大きくなっていく様子がわかる。ベーンせん断抵抗 τ_v と練り混ぜ後の経過時間の関係を図-4に示す。練り混ぜから30分程度までは、セメントの水和反応による強度増加は見られないが、その後、ベーンせん断抵抗は時間の対数に対して加速的に増加している。このことから、セメント処理土をポンプ圧送するには所要の流動性を確保できる間に打設を完了しなければならないといえる。

同じ1.6w_Lの泥土でも、原泥の状態では0.3kPa程度であったせん断抵抗が、セメントを加えることによって練り混ぜ直後でも1.0kPa以上に増加している。この増加は、セメントの水和反応というよりも、乾燥したセメントが加えられたために、セメント粒子によって水の一部が奪われて流動性が低下した結果であると考えられる。次に打設時に斜面にすべりが発生しない条件を考えると、極限釣り合い状態から、以下のように与えられる。

$$c_u > \gamma h \sin \theta \quad (1)$$

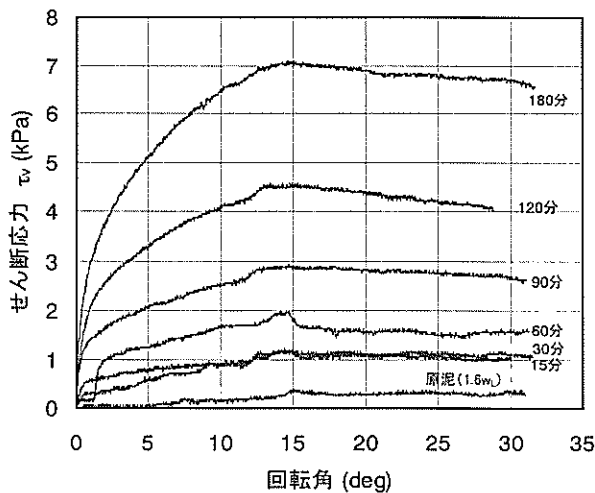


図-3 練り混ぜされたセメント処理土および原泥(1.6w_L)のベーンせん断抵抗と回転角の関係

ここに c_u はセメント処理土の打設直後のせん断強度、 γ はセメント処理土の単位体積重量(気中では γ_t 、水中では γ')、 h は打設一回あたりの法面直角方向の厚さ、 θ は法面勾配である。例えば、 $\gamma=15\text{kN/m}^3$ 、 $h=0.4\text{m}$ 、 $\theta=\tan^{-1}(1/3)=18.4^\circ$ とするためには、水中では $c_u>0.6\text{kPa}$ 、気中では $c_u>1.9\text{kPa}$ である必要がある。このことから、図-2の断面にあるようなセメント処理土を打設するにあたって、水中施工の場合には練り混ぜ直後に1.0kPa以上あることからこの配合で大丈夫であるが、気中施工の場合には、60分以上経過しないと1.9kPa以上のせん断強度が得られず、施工が困難になる。そのため、セメント量を増加させるなど、配合の調整が必要であることがわかる。また、図-4に示したような強度発現過程を把握しておくことにより、一層を打設した後に次の層を打設するまでに必要な時間など、打設工程を検討することができるが、急速な強度増加は施工工程を考える上で非常に有利な性質であるといえる。

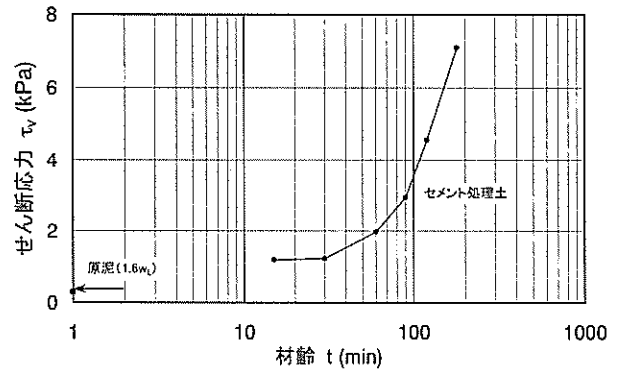


図-4 ベーンせん断抵抗と練り混ぜ後の経過時間の関係

3.2 圧密試験

最大載荷荷重を2508.8kPaとした試験における各材齢の試料と原泥の再構成試料の e - $\log p$ 関係を図-5に、材齢に伴う降伏応力 p_c の変化を図-6にそれぞれ示す。ただし、材齢7日の最大荷重は1254.4kPaである。セメント処理土の固化は水和反応を伴うため、含水比は時間の経過とともに小さくなる。しかしながら、本研究ではセメント処理土を土と同様に取り扱うことを前提としているため、110℃で24時間乾燥して補正せずに含水比 w を求め、飽和度 $S_r=100\%$ を仮定して、間隙比 e は次式を用いて算出した。

$$e = \frac{G_s w}{S_r} \quad (2)$$

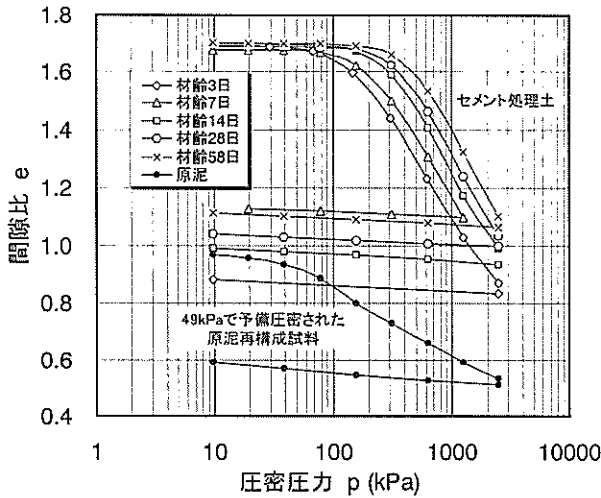


図-5 セメント処理土および原泥再構成試料の e - $\log p$ 関係

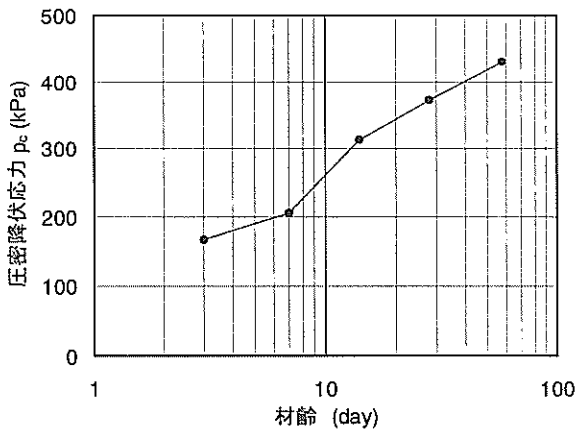


図-6 圧密降伏応力 p_c の材齢に伴う変化

ここで、 G_s は土粒子の比重である。なお、セメント処理土の土粒子の比重は、原泥の土粒子の比重と同等と仮定した。本研究で取り扱っているセメント処理土のセメント量は少ないため、このような方法で求めても誤差は小さいと考えられる。セメント処理土の間隙比は、49kPaで予備圧密した原泥の再構成試料と比べて著しく大きい値になっている。これは、処理土がスラリー状の高含水比状態のまま固化しているためである。圧密降伏応力 p_c を超えて荷重を載荷していくと、セメントによる固結が壊され、材齢にかかわらず圧縮指数 C_c はほぼ等しくなる。膨張指数 C_s も同様に、セメントの固結はすでに壊された後の挙動を表す土質定数であるため、いずれの材齢においてもほぼ等しい値となっている。また、 p_c は材齢の対数に対して直線的に増加していくことがわかる。最大圧密荷重を変化させた場合の e - $\log p$ 関係を各材齢毎に図-7に示す。材齢

3日では、全ての供試体に対して同じ大きさの荷重を段階載荷したために比較することはできないが、最大圧密荷重を変化させた場合の膨張過程における e - $\log p$ 関係を比較すると、各材齢全ての供試体において、膨張指数 C_s は一定値をとるとしてモデル化できる。これは一般の土に対する圧密試験結果と同様である。なお、図-7から読み取れるセメント処理土の C_s は $1.6 \sim 2.0 \times 10^{-2}$ である。

圧密圧力 p と体積圧縮係数 m_v 、圧密係数 c_v の関係を図-8、図-9にそれぞれ示す。なお、図中の材齢28日(b)は、最大荷重10035.2kPaの高圧密圧力まで載荷した試験の結果である。セメント処理土の m_v は、およそ $2.0 \times 10^{-5} \text{ m}^2/\text{kN}$ から荷重の増加とともに上昇し、 p_c を超えると下降に転じる。材齢が進み p_c が増加していくのに対応して、 m_v が大きくなり始める荷重は増加するが、 m_v が減少するようになると、それぞれの材齢の挙動は、ほぼ一つの直線に収束する。これは、圧密圧力が p_c を超えると、固結の影響が取り除かれていくために、材齢による挙動の差がなくなっていった結果であると考えられる。 c_v は \sqrt{t} 法の t_{90} により求めたが、セメント処理土の場合、 p_c より小さな荷重では沈下～時間関係の中に一次圧密が明瞭に現れてこないため、図-9には p_c よりも大きな荷重段階でのデータだけを示してある。 p_c より大きな圧密圧力では、荷重の増加とともに c_v が減少していく様子が見られる。なお、わずか1ケースだけではあるが、高圧密圧力まで載荷した材齢28日(b)の結果を見ると、圧密圧力が増加すると c_v の値がどこまでも減少していくのではなく、一般の粘土の圧密と同じように、最終的には一定値に収束していく可能性があるといえる。

間隙比 e と圧密圧力 p および透水係数 k の関係を図-10示す。ただし、透水係数は圧密試験より求めた c_v 、 m_v から算出したものであり、図-9と同様に図中には圧密圧力が p_c を超えているもののみを示した。したがって、図-10(a)は図-5に示した e - $\log p$ 関係の正規圧密部分のみを示したものに相当する。図-10(b)を見ると、全ての供試体の透水係数は、間隙比の減少とともに小さくなっている。また、原泥の再構成試料とセメント処理土を比較すると、同じ圧密圧力における透水係数は、原泥の方が小さいことが分かる。例えば、圧密圧力440kPaにおけるセメント処理土の透水係数は約 $1.5 \times 10^{-9} \text{ m/s}$ であるのに対し、原泥の透水係数は約 $3.2 \times 10^{-10} \text{ m/s}$ である。これは、セメント処理土が $1.6w_L$ に相当する大きな間隙比の状態に固化しているからであると考えられる。また、透水係数が間隙比の関数にな

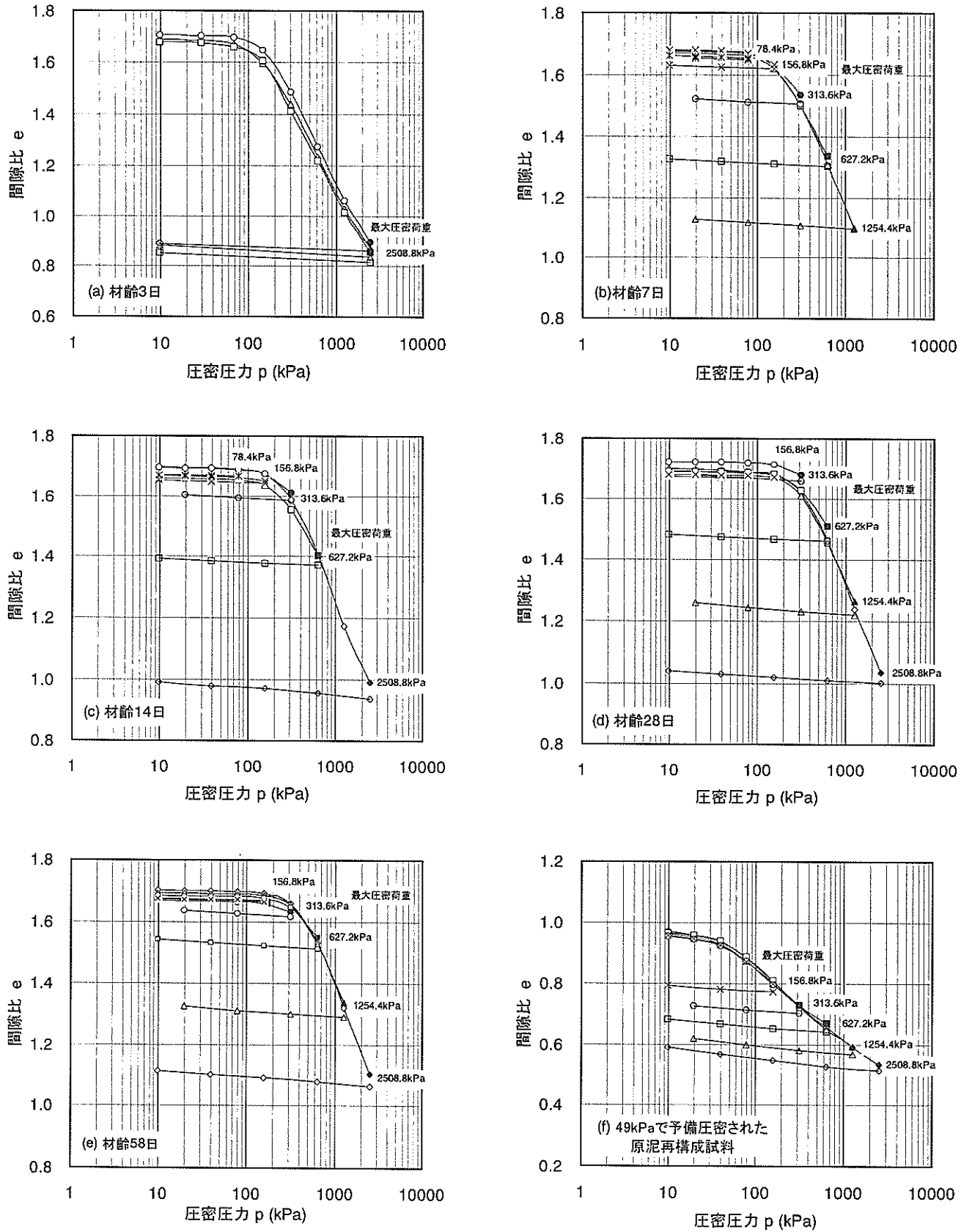


図-7 最大圧密荷重を変化させた場合の e - $\log p$ 関係

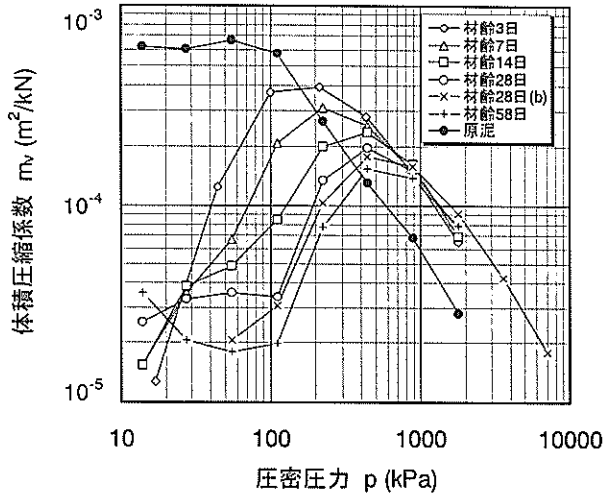


図-8 体積圧縮係数と圧密圧力の関係

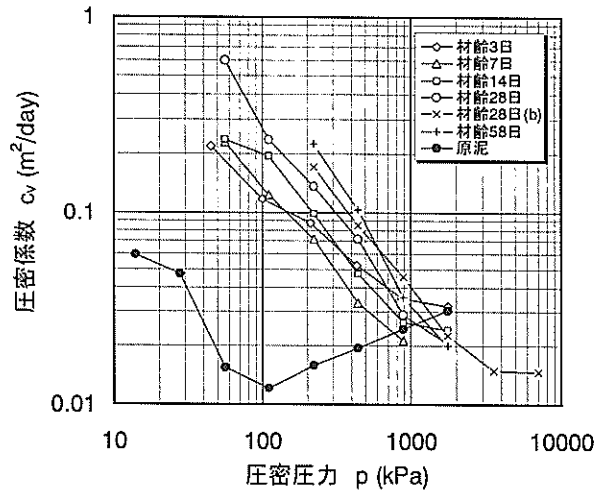


図-9 圧密係数と圧密圧力の関係

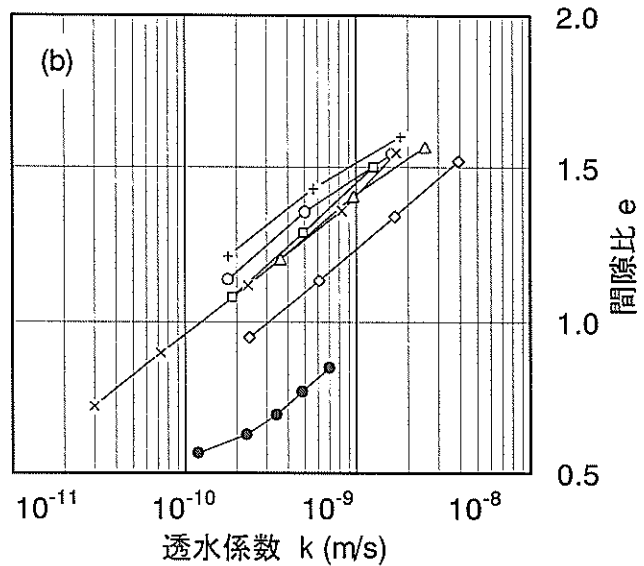
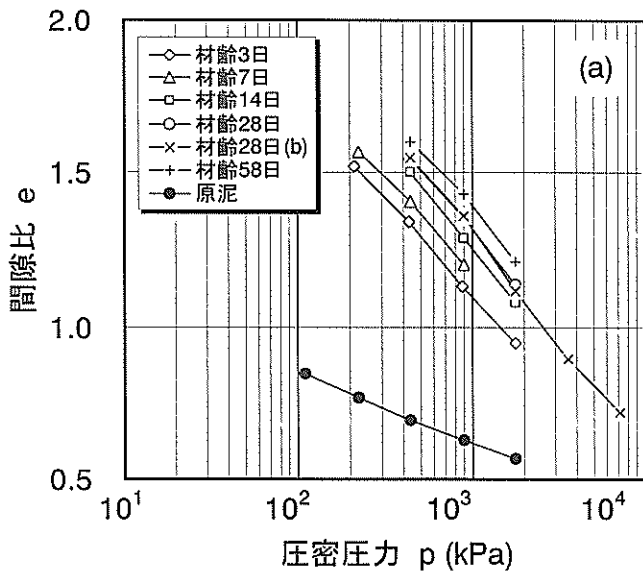


図-10 正規圧密領域における間隙比と圧密圧力および透水係数の関係

っていると仮定すると、図-5、図-7から明らかなように、セメント処理土の場合、 p_c より小さい荷重では荷重に関係なく間隙比 e がほぼ一定になることから、外力を与えずに養生しただけのセメント処理土の透水係数 k は、図-10の p_c 付近の透水係数とほぼ同程度の値になるものと推察される。このような考え方にに基づき、養生したセメント処理土の初期間隙比($e=1.68$)における透水係数と材齢の関係を示したものが図-11である。同図には、図-10(b)の原泥の間隙比 $e=1.68$ に相当する透水係数も比較のため示してある。同じ間隙比 e における透水係数 k は、セメント処理土の材齢とともに小さくなっていることがわかる。このことは、時間の経過とともに生成されるセメント水和物が間隙を塞ぐように成長したために透水係数が小さくなったもの

と考えられる。また、このようなセメント水和物が土粒子同士を強固に結び付け、降伏応力を増加させているとも考えられる。

一般にセメント水和物は、針状に発達したエトリンガイトによって初期強度が増加し、その後時間をかけてケイ酸カルシウム水和物の発達によって集合体が形成され、長期強度が増えていくと言われている(セメント協会, 1994)。このことは、セメント処理土の骨格を観察した電子顕微鏡(SEM)画像(後に示す写真-5(a))によって確認することができる。

3.3 せん断試験

図-12に一軸圧縮試験(q_u 試験)から得られた圧縮応力 $q \sim$ 軸ひずみ ϵ 関係を示す。原泥の再構成試料の圧縮

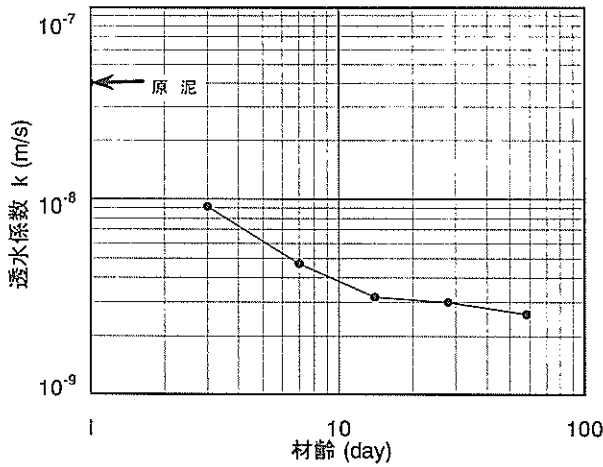


図-11 間隙比 $e=1.68$ に相当する透水係数の材齢に伴う変化

応力 $q \sim$ 軸ひずみ ϵ 関係は、明瞭なピーク強度を示さず、軸ひずみ2.5%以上ではほぼ一定の強度を発揮し続け、延性的な破壊挙動を示している。これに対し、セメント処理土の圧縮応力 $q \sim$ 軸ひずみ ϵ 関係は、材齢とともに明瞭なピーク強度を示すようになり、ピーク後に急激な強度低下を伴う脆性的な破壊になっている。図-13には、等方圧密圧力49kPaを作用させて行ったCIU試験の結果を示す。ピーク強度は q_u 試験の結果と同様に材齢とともに増加し、明瞭なピークをもって破壊するが、拘束圧があるために残留強度はほぼ一定もしくは増加する傾向が見られる。

図-14は予備圧密圧力49kPaで圧密された原泥の再構成試料における K_0 正規圧密(圧密圧力196kPa)非排水圧縮(CK_0UC)および伸張せん断(CK_0UE)試験から得られた(a)軸差応力 $\sigma_1-\sigma_3 \sim$ 軸ひずみ ϵ 関係、(b)応力パスを示したものである。いずれの応力も鉛直圧密圧力 $\sigma'_{v0}(=196\text{kPa}: K_0$ 圧密における最終圧密圧力)で正規化してある。応力比 M と内部摩擦角 ϕ' の間には以下の関係、すなわち、圧縮試験では、

$$\sin \phi' = \frac{3M}{6+M} \quad (3)$$

伸張試験では、

$$\sin \phi' = \frac{3M}{6-M} \quad (3')$$

があるので、原泥の限界状態における圧縮側の応力比 $M=1.52$ および伸張側の応力比 $M=1.29$ は、それぞれ内部摩擦角 $\phi'=37.3^\circ$ および $\phi'=55.3^\circ$ に相当する。

図-15にセメント処理土の異方圧密非排水三軸せん断試験CAUから得られた(a)軸差応力 $\sigma_1-\sigma_3 \sim$ 軸ひずみ ϵ 関係、(b)応力パスを示す。上に示した原泥の K_0 圧密

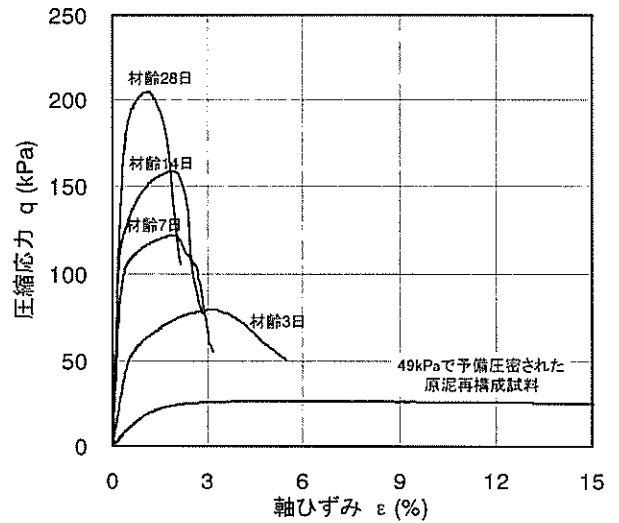


図-12 一軸圧縮試験 q_u から得られた圧縮応力と軸ひずみの関係

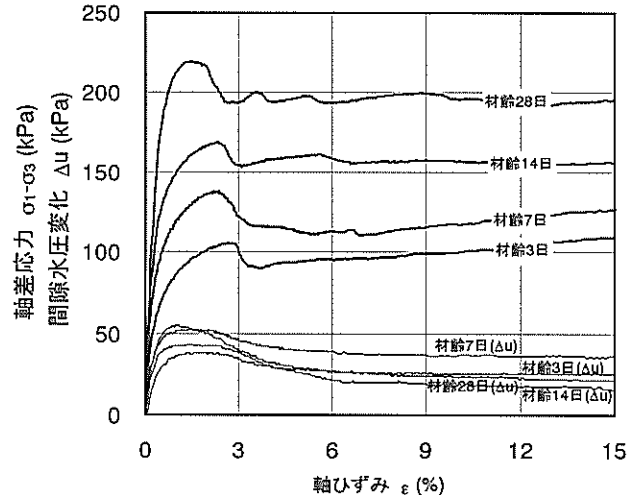
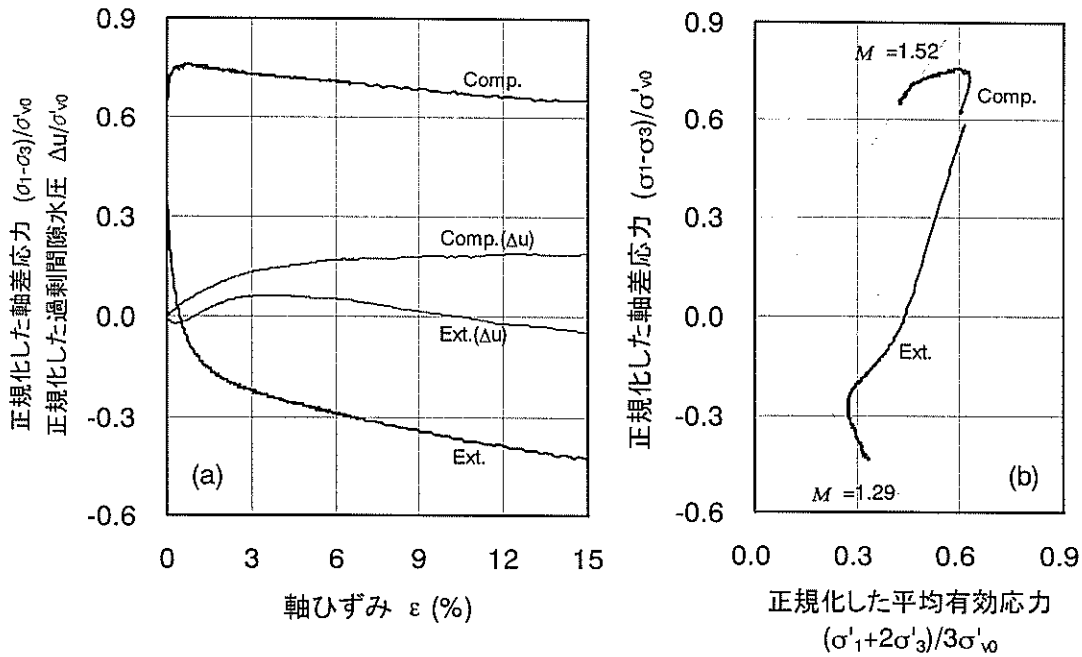


図-13 等方圧密(49kPa)非排水三軸圧縮せん断試験CIUから得られた軸差応力および間隙水压変化と軸ひずみ関係

試験では $K_0=0.4$ が得られ、セメント処理土の K_0 値はこれよりもさらに小さいと考えられるが、本研究では便宜的に $K_0=0.5$ として異方圧密した。圧縮と伸張どちらの場合にも、供試体は明瞭なピークを伴って破壊し、ピーク強度は材齢とともに大きくなっている。図-15(b)に示す圧縮側の応力比は、破壊時(ピーク時)では $M=3.25$ 、残留強度時では $M=2.15$ である。ピーク時の応力比 M と摩擦角 ϕ' を関連付けて考えると、圧縮側で $M>3$ ($\phi'>90^\circ$)はあり得ず、計測されたピーク時の強度を摩擦によって説明することは不可能である。

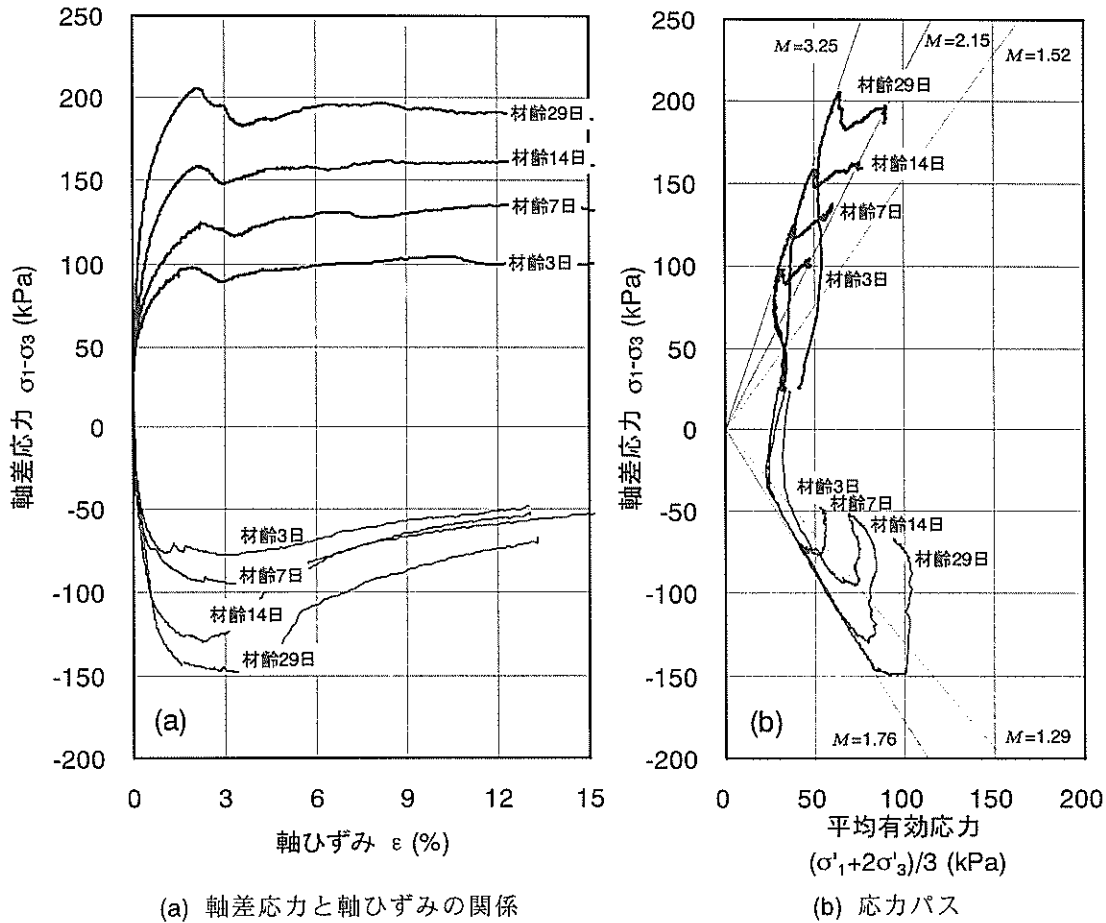
図-3に示すように、 $1.6w_L$ に調整した原泥のせん断抵抗は非常に小さいことから、セメント処理土のせん断強度は粒子間の摩擦などによるものだけでなく、セメ



(a) 軸差応力および間隙水圧と軸ひずみの関係

(b) 応力パス

図-14 原泥の再構成試料に対して行われた K_0 正規圧密(圧密圧力196kPa)非排水三軸圧縮せん断(CK_0UC)および伸張せん断(CK_0UE)試験結果



(a) 軸差応力と軸ひずみの関係

(b) 応力パス

図-15 セメント処理土に対して行われた異方圧密(圧密圧力49kPa, $K_0=0.5$)非排水圧縮せん断(CAUC)および伸張せん断(CAUE)試験結果

ントの水和反応によってできたエトリンサイトやケイ酸カルシウム水和物などによって強固に結び付けられた骨格構造によるものであるといえる。残留強度の応力比 $M=2.15$ は内部摩擦角 ϕ' に換算すると $\phi'=52.3^\circ$ に相当する。図-14(b)に示した原泥の K_0 正規圧密再構成試料の場合、 $M=1.52$ は $\phi'=37.3^\circ$ となることから、セメント処理土の大変形時に発揮される摩擦は、粘土粒子間の摩擦よりも大きく、破断されたエトリンサイトやケイ酸カルシウム水和物同士の摩擦によるところが大きいと考えられる。一方、伸張側の破壊時は、 $M=1.76$ であるが、摩擦だけを考えた場合、伸張側で $M>1.5$ ($\phi'>90^\circ$)はあり得ず、これも摩擦によっては説明できない。なお、セメント処理土の伸張試験では、破壊後に著しいネッキングを生じるので、これ以降の応力やひずみは大きな誤差を含んでいるといえる。

各せん断試験から得られたせん断強度と材齢の関係を図-16に示す。全てのせん断試験において、得られたせん断強度は材齢の対数に対して直線的に増加していることが分かる。また、いずれの圧縮せん断試験も試験結果に差が見られず、 $q_u/2$, CIU, CAUCの結果はほぼ同じ値になっているが、CAUEの伸張強度はCAUCの圧縮強度の70%程度となっている。一般に、沖積粘土の場合には、CAUCとCAUEから得られるせん断強度の平均値は一軸圧縮試験の $q_u/2$ に一致するといわれている(Tsuchida and Tanaka, 1995)。これは、不攪乱試料の乱れが適度な場合のことであって、本研究で取り扱っているセメント処理土の場合には、一軸供試体に対しても乱れの影響はほとんどなく、その結果として大きなせん断強度 $q_u/2$ が得られたものと考えられる。

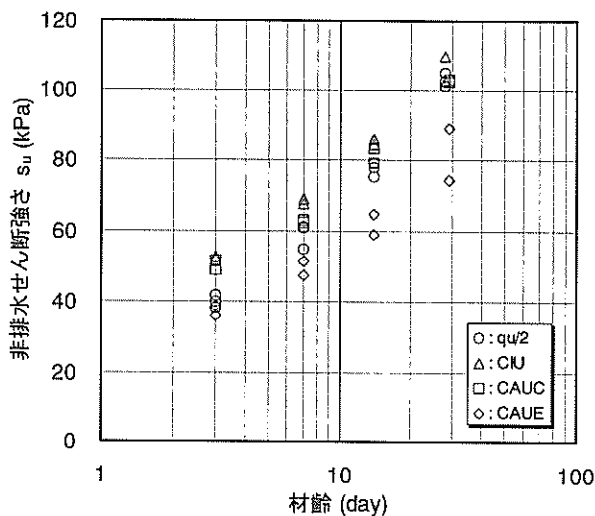


図-16 セメント処理土に対して行われた各非排水せん断強度の材齢に伴う変化

4. ひび割れ観察実験

4.1 実験条件および方法

ひび割れ観察実験に用いた貧配合セメント処理土の配合条件、ならびに練り混ぜ方法は、「2.1 貧配合セメント処理土の練り混ぜ」に述べたものと同様である。ただし、原泥の浚渫場所や深度が若干異なるため、表-2に示すように浚渫泥土の物理特性が異なる。

表-2 ひび割れ実験に用いた橋湾浚渫泥土の物理特性

液性限界 w_L (%)	66.7
塑性限界 w_p (%)	27.0
塑性指数 I_p	40.0
土粒子比重 G_s	2.710
砂分 (%)	2.5
シルト分 (%)	47.5
粘土分 (<5 μ m) (%)	50.0

ひび割れ観察を目的として、図17に示す実験Aと実験Bの2種類の実験を行った。実験Aは、深さ方向の試料の変化および打設方法の違いによる試料の変化を観察するため、直径200mm、高さ600mmの亚克力製円筒容器に練り混ぜたセメント処理土を打設したA-1、A-2と含水比 $1.6w_L$ の原泥を打設したA-3の計3ケース実施した。A-1、A-3は打設した試料を棒で突き固め、A-2は棒形振動機で十分締め固めた。なお、A-3は、実験初期に自重圧密により表面に浮いてくる自由水は常に除去した。実験Bは、試料表面の変化を観察するため、表面の均し仕上げの有無や養生環境を変化させて、計5ケース実施した。実験に用いた容器は、縦345mm、横610mm、高さ235mmのプラスチック製容器で、厚さ約50mmとなるように練り混ぜたセメント処理土をポンプ打設した(写真-1)、気中打設したB-1とB-2および気中打設後に表面を均したB-3とB-4は、それぞれ同じプラスチック容器内で同時に実施された。それぞれの容器の表面半分を打設1日後から保湿シートで覆い(写真-2)、ほぼ1日1回の割合で水を散布して乾燥を防ぎ(B-1, B-3)、残りの半分は気中に暴露した状態で放置した(B-2, B-4)。なお、実験Bの全てのケースにおいて、打設後約120日で保湿シートを取り除き、気中に暴露した状態で放置した。

4.2 実験結果と考察

セメント処理土に対して行ったケースA-1およびA-2の打設後約130日、A-3に関しては打設後約190日において計測された試料の沈下量および断面積を表-3

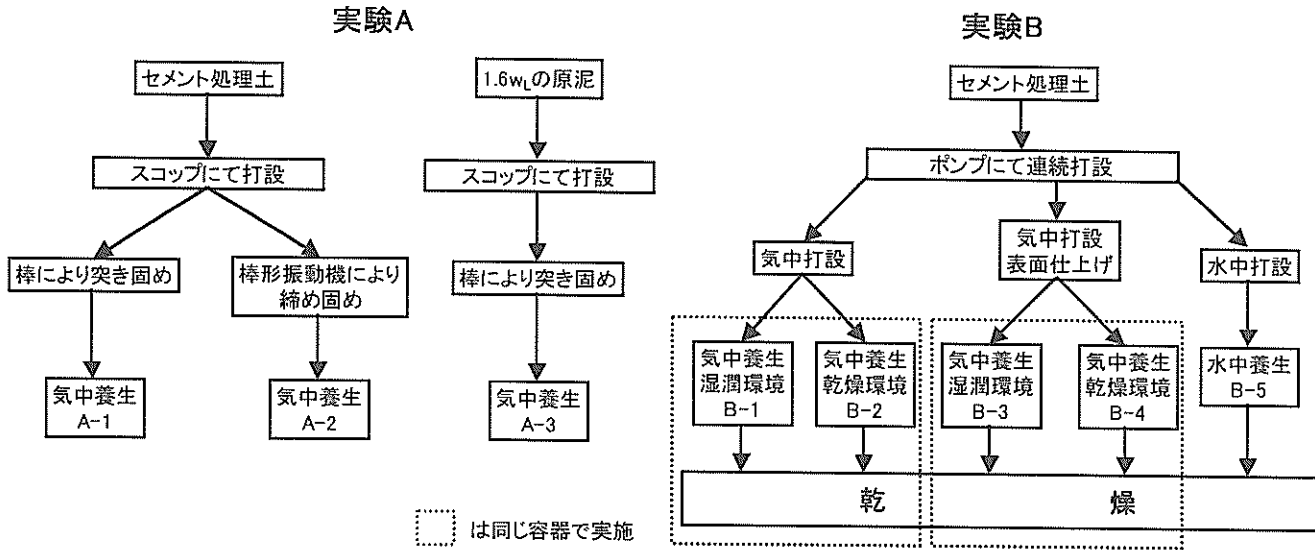
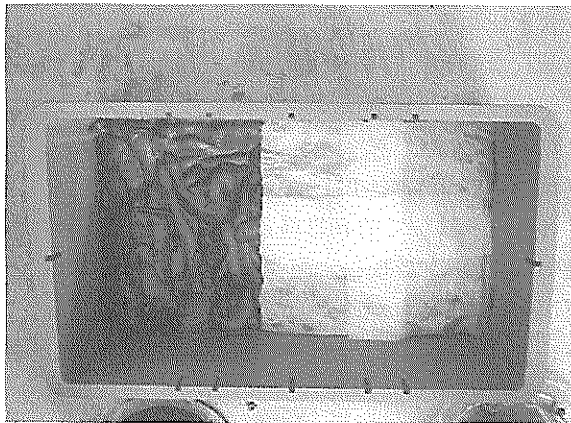


図-17 ひび割れ観察実験のフローと実験条件



写真-1 セメント処理土のポンプ打設の状況



右が保湿シートあり、左が保湿シート無し
写真-2 セメント処理土の気中養生状況

に示す。沈下量は試料の初期高さ(580mm)、断面積は円筒容器の断面積(31,416mm²)で正規化した値を示している。断面積は試料の上・下端から50mmおよび試料中央において周長を計測し、断面形状を円と

仮定して算出した。図-18に示すように、断面積を計測した高さにおいて、試料中心および外側から20mmの位置で採取した試料の含水比を図-19に示す。

セメント処理土の場合、セメントの水和反応により急速に固化が進むことから、A-1およびA-2では、圧密による沈下はほとんどなく、乾燥収縮によるわずかな沈下が生じたものと考えられる。これに対しA-3では、含水比1.6w_Lという高含水比状態のため、自重圧密により生じる沈下と表面からの乾燥収縮の影響がともに表れ、初期高さに対し23.6%もの沈下が生じたものと考えられる。本来はセメント処理土の引張り強度なども考慮しなければならず、ひび割れは複雑なメカニズムによって生じるものと考えられるが、半無限地盤の場合には断面積の減少量そのままひび割れに相当するとして単純化して考えることにする。A-1、A-2ともに下の方ほど断面積や含水比が大きくなっていることがわかる。試料周面全体にわたって容器から剥離して気中に暴露しているにもかかわらず、このような傾向が見られるのは、試料上面は気中に暴露されているのに対し、非排水面である試料下面は容器に密着して乾燥しにくいためであると考えられる。このことは、上部からひび割れが生じても、下部の湿潤状態が保たれていれば、ひび割れはそれほど深くまで進行しないことを示唆している。ひび割れ上面から50mm付近までの周面には多数の微細なひび割れが生じたが、これも試料上面からの乾燥の影響であると思われる。なお、打設時に棒形振動機で締め固めたA-2に比べ、棒で突き固めただけのA-1の方が、試料表面に微細なひび割れが発生する傾向が見られた。

表-3 実験Aにおいて計測された沈下量と供試体断面積

	沈下量	試料断面積/円筒容器断面積		
	試料初期高さ	上部50mm	中央	下部50mm
A-1	0.022	0.921	0.924	0.980
A-2	0.029	0.921	0.936	0.946
A-3	0.236	0.897	1.000	1.000

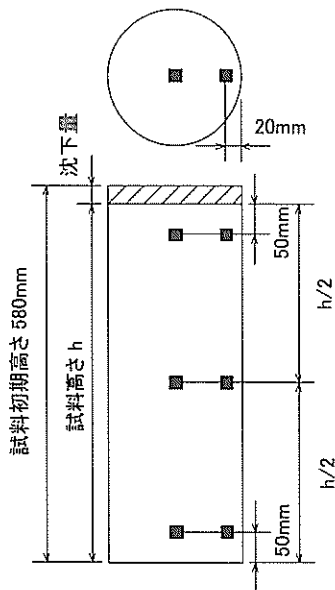


図-18 含水比計測位置(実験A)

写真-3は打設後約120日の(a)B-1とB-2, および(b)B-3とB-4のセメント処理土表面の状況を撮影したものである。保湿シートにより湿潤状態に保たれていたB-1(写真-3(a)の右半分)とB-3(写真-3(b)の右半分)では, 表面の均し仕上げの有無によらずどちらも小さなひび割れがわずかに観察されるものの, 色から判断しても十分に湿潤状態に保たれており, 問題となるようなひび割れは確認されなかった。一方, 気中に暴露していたB-2(写真-3(a)の左半分)とB-4(写真-3(b)の左半分)では, 試料が著しく乾燥収縮して容器壁面からはがれ, 内部にも大きなひび割れの発生が確認できた。大きなひび割れにより湿潤側から絶縁された部分には, 処理土表面に微細なひび割れが多数生じた。ポンプ打設したまま表面を均さずに養生したB-1とB-2(写真-3(a))では, 打設した継ぎ目の窪みがひび割れのきっかけとなっているが, 表面を均し仕上げしたB-3とB-4(写真-3(b))では, ひび割れのきっかけのようなものは確認できなかった。

保湿シートの存在や気中での暴露による乾湿の状態を評価するために測定した含水比は, 練り混ぜ時の含水比が112%であったものが, 保湿シートで覆ってい

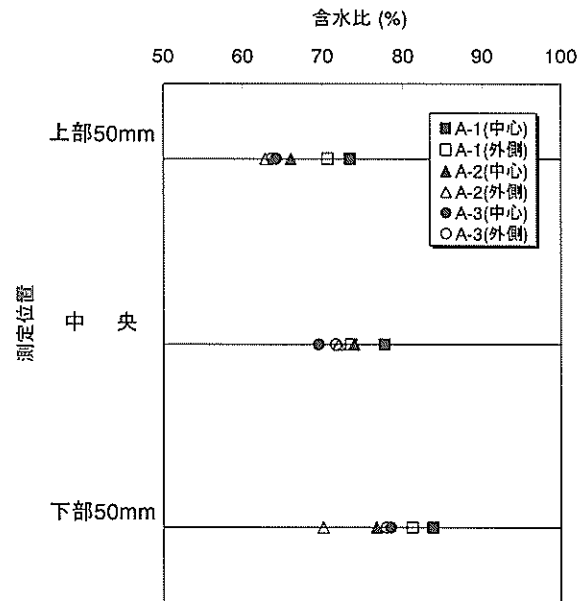
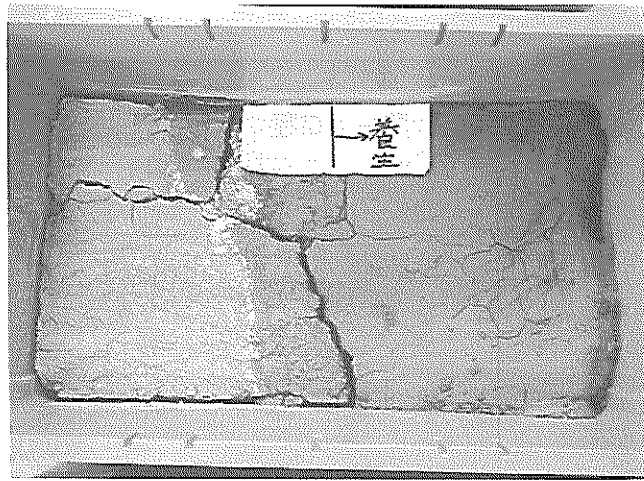
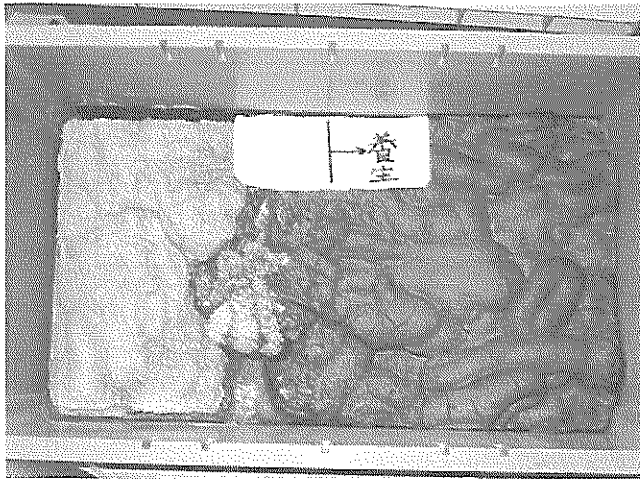


図-19 実験Aにおいて計測された含水比分布

たB-1とB-3では約93%, 気中で暴露していたB-2とB-4では約5%になっていた。本実験では, 気中に暴露した場合には, 含水比が100%以上も低下したにもかかわらず, 保湿シートで覆い, 定期的に水を散布することにより含水比の低下を20%程度にまで抑えられたことがわかる。なお, 水中養生したB-5では, ひび割れの発生は皆無であり, 練り混ぜ時の含水比112%がそのまま保たれていた。

写真-4(a)と(b)は, B-1とB-3の保湿シートを取り除き, 気中に暴露して約40日経過した時点で表面の状況を撮影したものである。湿潤状態が保たれていた約120日間はひび割れが生じなかったにもかかわらず, 乾燥によって著しいひび割れが生じたことがわかる。なお, 水中養生をやめ乾燥させたB-5も同様に著しいひび割れを生じた。

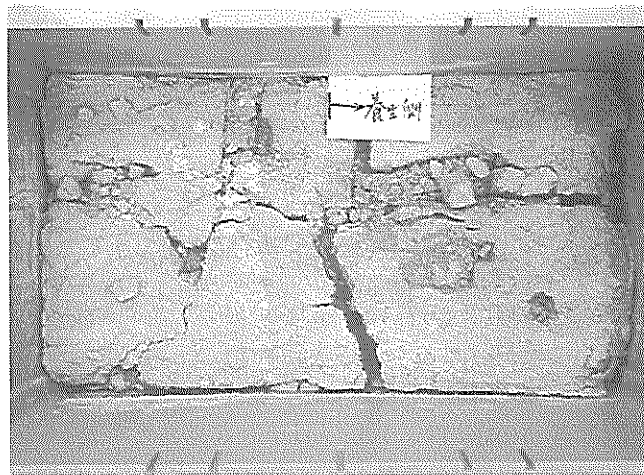
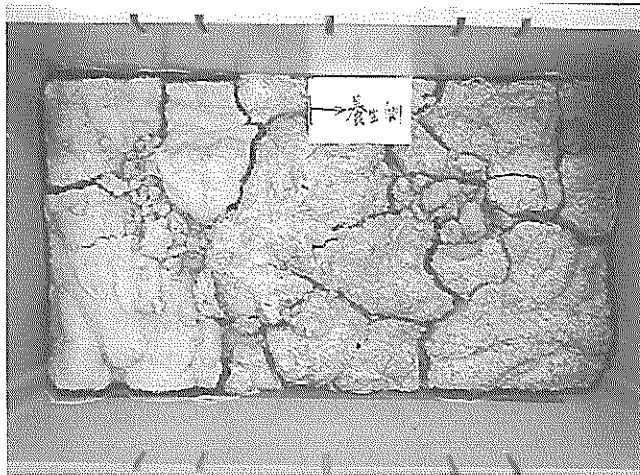
写真-5に, 約120日間養生した時点での(a)B-5, (b)B-2から切り出した試料の電子顕微鏡(SEM)による観察画像を示す。観察用の試料は, 液体窒素を用いて瞬間凍結した状態でテンションクラックにより割って観察面を作り, これをフリーズドライにする方法で準備した(引屋敷, 渡部, 2000)。湿潤状態で養生され



(a) 右がB-1, 左がB-2

(b) 右がB-3, 左がB-4

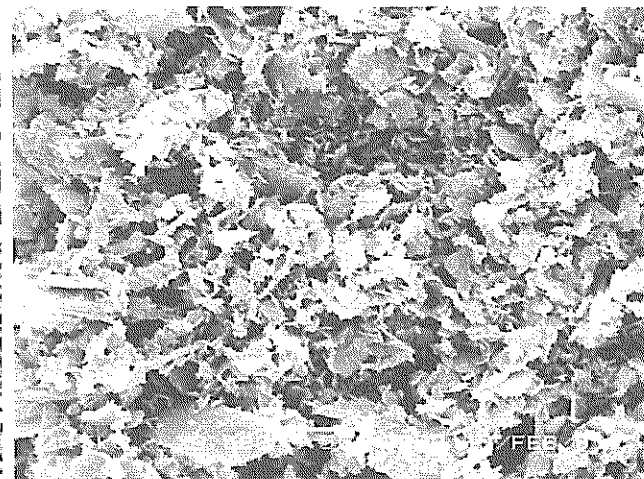
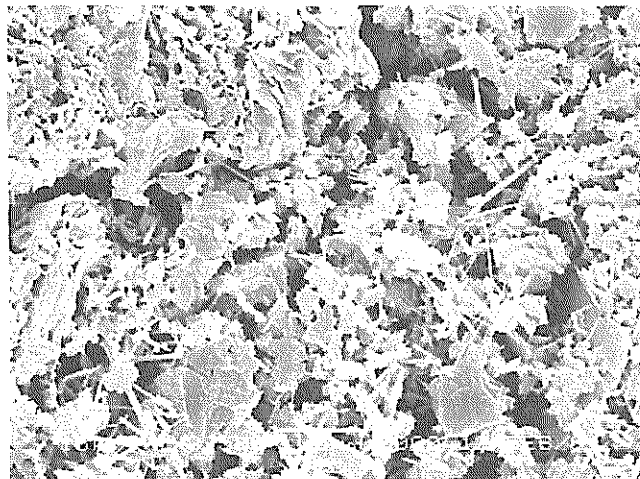
写真-3 約120日間養生した時点のひび割れ状況



(a) 右がB-1, 左がB-2

(b) 右がB-3, 左がB-4

写真-4 保湿シート除去後のひび割れ状況



(a) 湿潤養生

(b) 気中暴露養生

写真-5 約120日間養生した時点のセメント処理土の電子顕微鏡観察画像

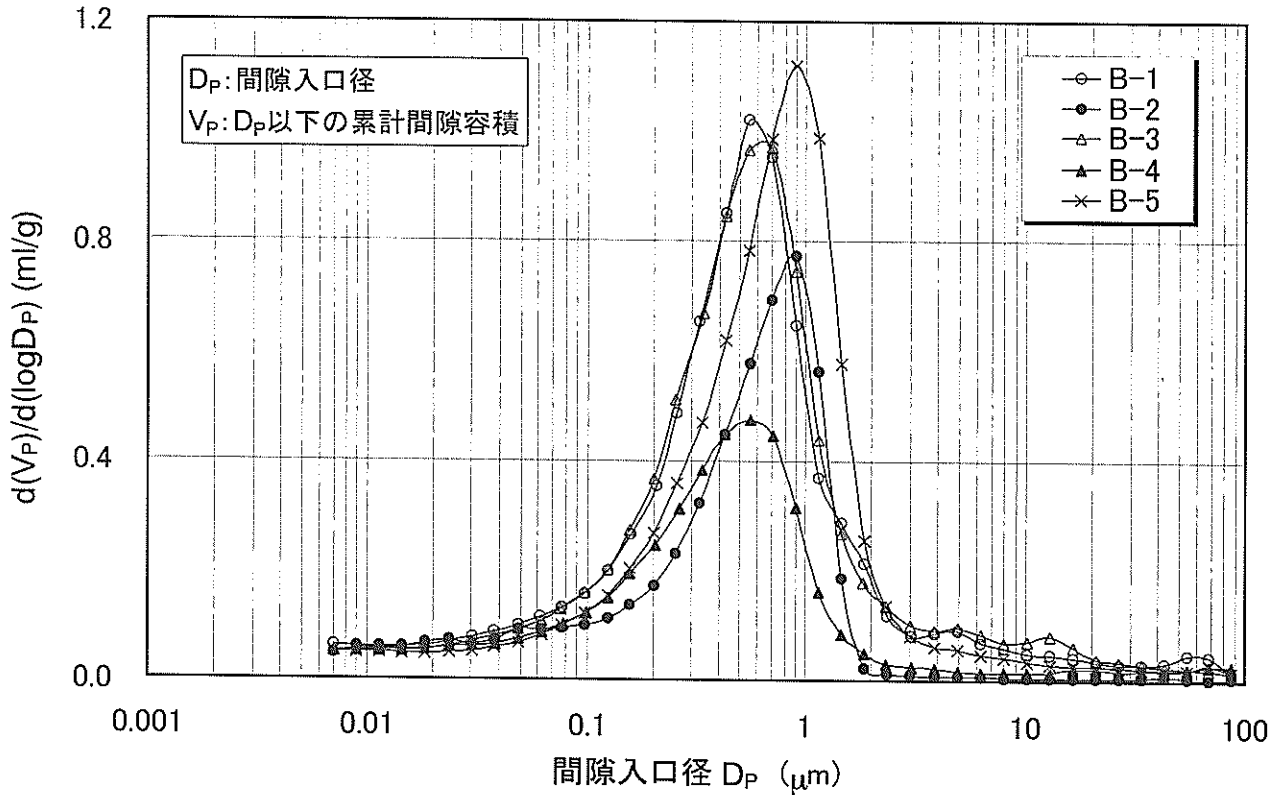


図-20 約120日間養生した時点における間隙容積分布(実験B)

たセメント処理土(写真-5(a))は、エトリンガイト(針状のもの)に代表されるセメント水和物が土粒子同士を結び付けている様子がわかるが、乾燥したセメント処理土(写真-5(b))にはエトリンガイトは見当たらない。

図-20は、実験Bの各ケースについて、水銀圧入型間隙分布計(ポロシメータ)により求めた間隙容積分布を示したものである。気中に暴露していたB-2やB-4は、湿潤状態に保たれていたケースに比べ乾燥収縮により間隙容積が小さくなっている。特に2 μ m以上の比較的大きな間隙は、乾燥収縮によりほとんど存在しなくなっていることが読みとれる。

含水比1.6 w_L で練り混ぜられたセメント処理土は間隙比が約3もあり、写真-5(a)のSEMの観察画像でも多くの間隙が認められ、エトリンガイトなどのセメント水和物によって高間隙比の状態では固まっている。しかし、高間隙比状態であるが故に乾燥収縮を受けやすく、特に大きな空隙ほど消滅しやすいものと考えられる。このことから、気中で貧配合セメント処理土を養生する場合には、保湿シートを用いて湿潤状態を保つことにより、ひび割れの発生を防止することができるが、湿潤状態をやめると著しいひび割れを生じる傾向がある。恒久的にひび割れを防止するためには、覆土などによる乾燥防止を続ける必要があるといえる。また、

気中に暴露していても下部が湿潤状態に保たれていればひび割れは深くまで進行しない。水中で養生する場合には、ひび割れの発生は皆無であり含水比もほとんど変化しない。

5. 結論

本研究では、浚渫泥土を利用した貧配合セメント処理土について、ベーンせん断試験、急速圧密試験、一軸圧縮試験、三軸試験を行うことにより、その力学特性を明らかにした。また、貧配合セメント処理土のひび割れ観察実験を行うことによりその材料特性を明らかにした。得られた結果は以下の通りである。

- 1) 練り混ぜ後の貧配合セメント処理土のベーンせん断抵抗は、セメント混入による初期強度増加が見られた後、練り混ぜ後30分程度までは固化が進まないが、その後、時間の対数に対して加速的に増加する。
- 2) 一軸圧縮試験 q_u と各三軸試験(CIU, CAUC, CAUE)から得られるせん断強度や圧密降伏応力 p_c の変化は、材齢の対数に対して直線的に増加する。
- 3) 正規圧密段階における圧縮指数 C_c と、膨潤過程における膨張指数 C_e は、どの材齢においてもほぼ一定である。

- 4) 貧配合セメント処理土は高含水比、すなわち高間隙比の状態では固化的なため、同じ圧密圧力における透水係数は原泥の再構成試料の場合よりも大きくなる。しかし、同じ間隙比で比較すると、セメント処理土の透水係数は原泥の再構成試料の場合よりも小さくなっている。これは、セメント水和反応によって生じるエトリンサイトやケイ酸カルシウム水和物が間隙中に発達して、水の流れを妨げるためであると考えられる。このことは、SEMによる観察画像からも確認することができる。
- 5) 貧配合セメント処理土は、拘束圧がない状態でせん断すると明瞭なピーク強度を示し、ピーク後、一気に強度が低下する脆性的な挙動を示すが、拘束圧がある状態でせん断するとピーク後の強度低下は見られず、ひずみ硬化する傾向すら観察される。
- 6) 一軸圧縮試験($q_u/2$)、等方圧密非排水三軸圧縮せん断試験(CIU)、 $K_0=0.5$ とした異方圧密非排水三軸圧縮せん断試験(CAUC)から得られる非排水せん断強度は、いずれもほぼ同じ値となるが、異方圧密非排水三軸伸張せん断試験(CAUE)から得られるせん断強度は、これらの約70%の値となる。
- 7) 貧配合セメント処理土を水中養生する場合には、ひび割れの発生は皆無であり、含水比もほとんど変化しない。一方、気中養生する場合には保湿シートを用いて湿潤状態を保つことにより、ひび割れの発生を防止することができる。しかし、湿潤状態をやめると著しいひび割れを生じる傾向があり、恒久的にひび割れを防止するためには、覆土などによる乾燥防止を続ける必要がある。また、気中に暴露していても下部が湿潤状態に保たれていればひび割れは深くまで進行しない。

6. あとがき

本研究で取り扱っている貧配合セメント処理土は、徳島県橘湾で採取した浚渫泥土を原料土とし、配合は含水比 $1.6w_L$ に調整した原料土 1m^3 あたり 50kg の普通ポルトランドセメントを練り混ぜることとした。一般に、セメント処理土の力学特性は、原料土やセメント系固化材の種類、ならびにその配合条件によって大きく異なるものである。したがって、試験・実験結果には、取り扱ったセメント処理土の特殊性が少なからず現れているものと考えられるので十分留意して頂きたい。

本研究を行うにあたり、徳島県橘湾振興課の湯浅博

幸氏には、原料土の提供をはじめ様々なご指導を頂きました。ここに感謝の意を表します。

(2001年2月14日受付)

参考文献

- 奥村樹郎, 光本司, 寺師昌明, 酒井正寛, 吉田富雄 (1972a): 石灰による深層混合処理工法(第1報), 港湾技術研究所報告, Vol.11, No.1, pp.67-106.
- 奥村樹郎, 寺師昌明, 光本司, 酒井正寛, 吉田富雄 (1972b): 石灰による深層混合処理工法(第2報), 港湾技術研究所報告, Vol.11, No.4, pp.103-121.
- 奥村樹郎, 寺師昌明, 光本司, 吉田富雄, 渡辺光男 (1974): 石灰による深層混合処理工法(第3報), 港湾技術研究所報告, Vol.13, No.2, pp.3-44.
- (社)セメント協会 (1994): セメント系固化材による地盤改良マニュアル.
- 善功企, 山崎浩之, 佐藤泰 (1990): 事前混合処理工法による処理土の強度・変形特性, 港湾技術研究所報告, Vol.29, No.2, pp.85-118.
- 湯怡新, 土田孝, 竹内大輔, 鏡田昌孝, 西田登 (1996): 軽量混合処理土の三軸試験結果と考察, 港湾技研資料, No.845.
- 土田孝, 笠井寿太郎, 水上純一, 横山裕司, 植田和徳 (1996): 軽量混合処理土に及ぼす養生条件の影響, 港湾技研資料, No.834.
- 土田孝, 輪湖建雄, 松下弘志, 吉原正博 (1997): 軽量混合処理土の水中打設時における材料分離抵抗性の評価, 港湾技研資料, No.884.
- 土田孝 (1999): 港湾空港事業における軽量混合処理土工法の開発と適用事例, 港湾技術研究所報告, Vol.38, No.2, pp.131-167.
- 堤一高, 根井基雄, 田中靖雄 (1976): 粘性土攪拌固結工法(CMC工法), 土木技術, Vol.31, No.7, pp.61-69.
- 寺師昌明 (1977): 港湾における化学的地盤改良工法, 昭和52年度港湾技術研究所講演会講演集, pp.63-100.
- 寺師昌明, 田中洋行, 光本司, 新留雄二, 本間定吉 (1980): 石灰・セメント系安定処理土の基本的特性に関する研究(第2報), 港湾技術研究所報告, Vol.19, No.1, pp.33-62.
- 引屋敷英人, 渡部要一 (2000): 高含水比状態における粘土の微視的構造, 第35回地盤工学研究発表会, pp.741-742.
- 巻渕正治, 土田孝, 橋本文男, 湯怡新, 浜福健二 (1999): セメント固化処理した浚渫土による護岸

法面の腹付施工，第34回地盤工学研究発表会，
pp.831-832.

山根信幸, Dam Thi Kim Loan, 田口博文, 岸田隆夫, 深
谷建雄, 岩月哲三 (1998): 管中混合固化処理地盤
の強度特性, 第33回地盤工学研究発表会,
pp.2253-2254.

輪湖建雄, 土田孝, 松永康男, 濱本晃一, 岸田隆夫, 深
沢健 (1998): 軽量混合処理土工法の港湾施設へ
の適用, 土木学会論文集, No.602 / VI-40,
pp.35-52.

Okumura, T. and Terashi, M. (1974): Deep - Lime -
Mixing method of Stabilization for marine clays,
Proc. of the 5th Asian Regional Conference on SMFE,
pp.69-75.

Tsuchida, T. and Tanaka, H. (1995): Evaluation of strength
of soft clay deposits - a review of unconfined
compression strength of clay -, Report of Port and
Harbour Research Institute, Vol.34, No.1, pp.3-37.