

運輸省港湾技術研究所

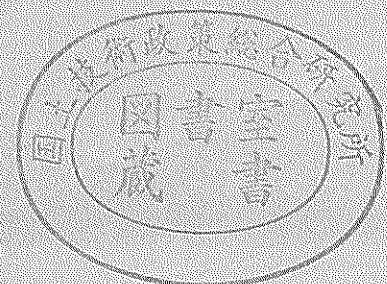
港湾技術研究所 報告

REPORT OF
THE PORT AND HARBOUR RESEARCH
INSTITUTE

MINISTRY OF TRANSPORT

VOL.38 NO.2 June 1999

NAGASE, YOKOSUKA, JAPAN



港湾技術研究所報告 (REPORT OF P.H.R.I.)

第38巻 第2号 (Vol.38, No.2), 1999年6月 (June 1999)

目次 (CONTENTS)

1. 潮位変動および密度の非一様性を考慮した砂浜海岸地下水の非定常過程に関する数値解析
.....内山雄介..... 3
(Numerical Analysis on Groundwater Flow in Sandy Beaches Considering Tidal Fluctuation and Density Distribution
.....Yusuke UCHIYAMA)
2. 久里浜湾の流れ特性と生態系に関する研究
.....日比野忠史・豊田政史・西守男雄・細川恭史・鶴谷広一..... 29
(Current Field Characteristics and Ecosystem Investigations in Kurihama Bay
...Tadashi HIBINO, Masashi TOYOTA, Dan-o NISHIMORI, Yasushi HOSOKAWA and Hiroichi TSURUYA)
3. 海水交換型防波堤の透過量評価手法の提案
.....西守男雄・日比野忠史・豊田政史・細川恭史・石原弘一・森下正志・鶴谷広一..... 63
(Estimation of Water Mass Exchanged through Water Exchangeable Breakwater
.....Dan-o NISHIMORI, Tadashi HIBINO, Masashi TOYOTA, Yasushi HOSOKAWA,
Hirokazu ISHIHARA, Masashi MORISHITA and Hiroichi TSURUYA)
4. 粘性土のセメンテーションによる強度発現メカニズム
.....土田 孝・湯 怡新..... 99
(Strength Mobilization due to Cementation of Clay
..... Takashi TSUCHIDA and Yi Xin Tang)
5. 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
.....土田 孝..... 131
(Development and Use of Foamed Treated Soil in Port and Airport Project
..... Takashi TSUCHIDA)
6. 海洋環境 (酒田港20年) に暴露したコンクリート梁の材料劣化が梁の力学性能に及ぼす影響
.....横田 弘・秋山哲治・濱田秀則・三上 晃・福手 勤..... 169
(Effect of Degradation of Concrete on Mechanical Properties of Reinforced Concrete Beams
Exposed to Marine Environment (for 20 years in Sakata)
.....Hiroshi YOKOTA, Tetsuji AKIYAMA, Hidenori HAMADA, Akira MIKAMI and Tsutomu FUKUTE)
7. 鋼直杭式棧橋の地震時保有耐力に関する実験および解析
.....横田 弘・川崎 進・菅原 亮・Hazem El-Bakry・川端規之..... 223
(Ultimate Structural Performance of Steel-Pile Supported Wharves
... Hiroshi YOKOTA, Susumu KAWASAKI, Ryo SUGAWARA, Hazem El-Bakry and Noriyuki KAWABATA)
8. 防波堤ケーソンの自動設置システムの開発 (第二報) - アンカーワイヤ方式の水力模型実験による検討 -
.....米山治男・白石 悟・名里健吾・高橋英俊..... 257
(Development of Automatic Installation System of Breakwater Caisson (2nd Report)
- Evaluation of Anchor Wire System by Hydraulic Model Experiments -
..... Haruo YONEYAMA, Satoru SHIRAIISHI, Kengo NAZATO and Hidetoshi TAKAHASHI)
9. RC港湾構造物の塩害に係わる環境要因の定量的評価に関する研究
.....濱田秀則..... 299
(Quantitative Evaluation of Environmental Factors Related to Chloride Attack of RC Harbor Structures
.....Hidenori HAMADA)

10. 破壊確率を考慮した防波堤のライフサイクルコストと許容破壊確率
.....長尾 毅・松渕 知..... 395
(Studies on Life-Cycle Cost and Allowable Failure Probability of Breakwaters
..... Takashi NAGAO and Satoru MATSUBUCHI)
11. 係留施設のライフサイクルコスト発生と維持管理意志決定支援システムの構築に関する基礎的研究
.....松渕 知・横田 弘..... 423
(Life-Cycle Cost Analysis of Berthing Facilities and Development of A Decision Support System
during their Maintenance Work
..... Satoru MATSUBUCHI and Hiroshi YOKOTA)
12. 大規模地震時におけるコンテナクレーンの脚の浮き上がりに関する模型実験
.....江頭隆喜・山本俊介・田邊俊郎・中島 晋・菅野高弘・宮田正史・柏崎昭宏・金山維史..... 475
(Experiment on Uplifting of Legs of Container Cranes under Strong Earthquakes
..... Takaki ETOU, Shunsuke YAMAMOTO, Toshiro TANABE, Susumu NAKASHIMA・
Takahiro SUGANO, Masafumi MIYATA, Akihiro KASHIWAZAKI and Tadafumi KANAYAMA)

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

土田 孝*

要 旨

本文は、軽量混合処理土工法の開発に関するこれまでの研究成果と適用事例について述べている。主要な結論は以下のようにまとめられる。

- 1) 軽量混合処理土工法は、液性限界以上に加水してスラリー化させた浚渫土や建設発生土を原料土とし、これに固化材と軽量化材（気泡あるいはEPSビーズ）を添加・混合して軽量地盤を造成する工法である。軽量混合処理土の密度は気中部分について $1.0\text{g}/\text{cm}^3$ 、水中部分について $1.2\text{g}/\text{cm}^3$ 程度に設定され、設計せん断強度は $1.0\sim 2.0\text{kgf}/\text{cm}^2$ となるように設定される。
- 2) 海水中の軽量混合処理土は海水との接触面から劣化が進み、密度が増加して強度は低下する。劣化速度は $1\sim 3\text{cm}/\text{年}$ であるので、接触面の覆土など直接海水面に接することを防止すれば劣化に対処できる。また、水中に打設する場合には材料分離が少ない流動性と打設速度の条件があり、新たに提案した材料分離抵抗性試験によって適切な条件を求めることができる。
- 3) 軽量混合処理土を岸壁の背後に使用したときの地震時土圧は現行の土圧式では計算できない。このため、分割法による土圧算定式を考案し、その適用性を振動台実験で確認した。
- 4) 阪神・淡路大震災で被災した岸壁の復旧において、背後の土圧を低減する目的で神戸港浚渫土を原料とする気泡混合処理土 $22,000\text{m}^3$ が施工された。打設後22ヶ月までの間に気泡混合処理土地盤の材料特性を調査した結果、気中部水中部のいずれも密度の変化はみられなかった。
- 5) 東京国際空港の外周護岸の建設において、シールド工事による発生土を原料土とした気泡混合処理土と発泡ビーズ混合処理土を裏込め材として使用した。これは、発泡ビーズ混合処理土の初の実施工であった。施工後にボーリングコアを採取して調査したところ、ほぼ設計どおりの湿潤密度と強度を有することが確認された。

キーワード：軽量土，気泡混合処理土，浚渫土，密度，一軸圧縮強度，港湾，岸壁

*土質部土性研究室長

横須賀市長瀬3-1-1 運輸省港湾技術研究所

電話0468-44-5021 FAX.0468-44-4577 E-mail : tsuchida@cc.phri.go.jp

Development and Use of Foamed Treated Soil in Port and Airport Project

Takashi TSUCHIDA*

Synopsis

This is the final report on the research and development of the artificial light-weight soils for constructions in coastal area. The main conclusions are summarized as follows:

- 1) As the artificial light-weight soils for underwater structure, Foamed treated soil (FTS) and Beads-mixed treated soil (BTS) were newly developed. FTS and BTS are by mixing the dredged clay slurry with cement and air foam (FTS) or EPS beads (BTS). The designed density of FTS and BTS is 1.00ton/m³ above sea level and 1.20 ton/m³ under sea level. The designed shear strengths were ranged from 100kN/m² to 300kN/m².
- 2) Curing the specimens of FTS and BTS under the water pressure, the deteriorations of 1 - 3 cm/year were observed at the surface. To prevent the deteriorations, the surface of FTS and BTS should be covered by some soils.
- 3) The reduction of the earth pressure due to the use of the lightweight soil were calculated by the slice method. The validity of the method was studied by the shaking table model test.
- 4) In quaywall in Kobe port, by using the 22,000 m³ of FTS as the backfill, the active earth pressure in earthquake is reduced to about 70% of the original design. More than half of the FTS was cast directly under seawater, and the other was in the air. The density increased by 0.05ton/m³ during the 22 months after construction, most of which seems to be due to the initial shrinkage accompanied with the hardening of the material.

Key words: light-weight soil, foamed treated soil, dredging, density, unconfined compressive strength, port, quaywall, EPS

*Head, Soil Mechanics Laboratory, Geotechnical Engineering Division

3-1-1,Nagase, Yokosika,239-0067, Port and Harbour Research Institute, Ministry of Transport

Tel.0468-44-5021 Fax.0468-44-4577 E-mail : tsuchida@cc.phri.go.jp

目 次

要 旨	131
1. はじめに	135
2. 軽量混合処理土に関する既往の研究	136
3. 浚渫土を原料土とする軽量混合処理土の材料特性と力学特性	136
3.1 浚渫土を原料土とした軽量混合処理土の基本的な性質	136
3.2 軽量混合処理土の三軸圧縮特性	140
3.3 海水環境における材料特性の変化に関する検討	143
4. 軽量混合処理土の水中打設に関する研究	147
4.1 水中打設実験	147
4.2 分離抵抗性評価方法の開発	152
5. 軽量混合処理土による土圧低減効果の算定	154
5.1 分割法による土圧算定式	154
5.2 模型振動台実験による検討	156
5.3 岸壁背後の軽量化による地震時土圧の低減効果	158
6. 神戸港震災復興事業における適用	159
6.1 工事の概要	159
6.2 施工	160
6.3 気泡混合処理土の経年変化	161
7. 東京国際空港の外周護岸工事における適用	161
7.1 工事の概要	162
7.2 施工中及び施工後の品質評価	163
8. 結論	164
あとがき	165
参考文献	165

1. はじめに

近年、浚渫土砂等や建設発生土、各種固体系廃棄物を埋立処分する処分場の不足が大きな社会問題となっている。図-1は港湾の廃棄物埋立護岸の容量とその内訳であるが（運輸省港湾局環境整備課による）、1986年から1995年の間に毎年約1800万 m^3 の固形廃棄物が埋立処分されている。処分の内訳をみると、その半分は港湾内から発生する浚渫土であり、建設残土と一般廃棄物がそれぞれ約20%、産業廃棄物が約10%となっている。

この一方で、港湾や海上空港の整備事業では岸壁や護岸の裏込め、埋立地造成、軟弱地盤の改良などの目的で恒常的に多くの土砂（地盤材料）を使用しているため、港湾地域で埋立処分されている廃棄物を新しい地盤材料として活用することができるならば廃棄物処分場を延命化するとともに、建設コストの削減の上からも非常に効果的であると考えられる。また、土質改良に使用されるセメント系固化材の価格が安定していることも、地盤材料の開発にとっては有利な条件である。図-2は1970年以降の東京・神奈川地区における砂、切り込み砕石、山砂各1 m^3 と普通ポルトランドセメント1tの価格の推移であるが、土砂の値段が一貫して上昇しているのに対して近年のセメントの価格はほぼ1980年代の水準にとどまっている。このことは、原材料費に関して通常の土砂とセメント固化処理土とのコスト差がかなり縮小していることを意味する。以上のような背景から、運輸省港湾局では浚渫土や建設発生土等に手を加え付加価値の高い地盤材料（スーパージオマテリアル、SGM）としてリサイ

クルする技術の開発を実施してきた¹⁾。浚渫土や建設発生土を原料土とする軽量混合処理土工法は、このような背景から平成5年より研究開発が開始され、実工事への適用が進められている工法である。

一般に、軟弱地盤における構造物の設計では、軽量性を有する地盤材料を盛土や埋立、裏込め等に用いることによって沈下や土圧を低減し構造物の断面や地盤改良範囲を縮小して建設コストを縮減できる場合が多い。このため道路事業など陸上の工事では、EPSブロックや気泡モルタルなどの軽量材料を路床材や盛土材として使用した事例が以前から報告されている。しかしながら、港湾構造物の場合には、主として以下のような理由で軽量地盤材料がほとんど用いられてこなかった^{2), 6)}。

- ・水中に没する部分に浮力が作用する。
- ・水中での軽量材料の物性がよくわからない。
- ・固形の軽量材料を裏込めに用いた場合、地震時の土圧低減効果の算定が難しい
- ・軽量材料と在来の土との単価の差が大きく、大量に使用する場合は経済的でない。

新しく開発した軽量混合処理土には、軽量化材として気泡を使用する気泡混合処理土と、EPSビーズを使用する発泡ビーズ混合処理土とがある。いずれも航路浚渫土などの粘性土をスラリー化し、セメント系固化材と気泡を混合・攪拌し、気中あるいは水中で直接打設することによって造成する人工地盤材料であり、湿潤密度が1.1~1.2 g/cm^3 、一軸圧縮強度が2.0~6.0 kgf/cm^2 となるように軽量化材や固化材量を配合する。

軽量混合処理土の研究は、港湾技術研究所と(財)沿岸開発技術研究センター及び民間23社が共同して平成5年に開始された。共同研究は平成8年度に終了し、平成9

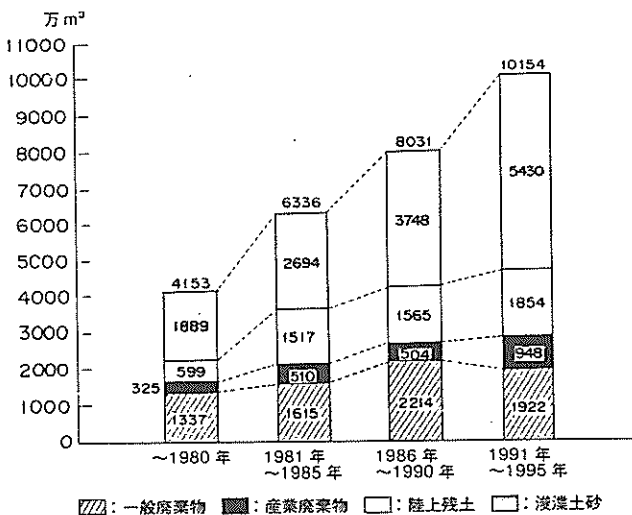


図-1 港湾の廃棄物埋立護岸の容量とその内訳

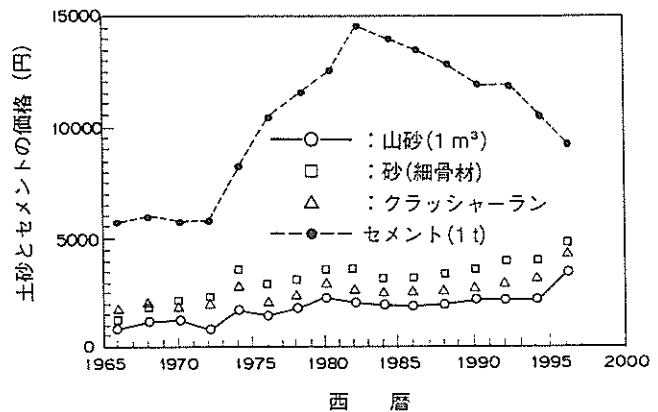


図-2 東京・神奈川地区における地盤材料とセメント価格の推移

9年には研究成果をもとにSGM軽量土工法研究会が設立され、工法の普及とさらなる技術開発が進められている。本文は、これまでの開発研究の成果と適用事例をまとめたものである。

2. 軽量混合処理土に関する既往の研究

本研究において取り扱う軽量土は、気泡混合処理土と発泡ビーズ混合処理土である。気泡混合処理土は土砂に固化材と気泡を混合するものであり、ビーズ混合処理土はスラリー状の土砂に直径1~3mmの発泡スチロール粒と固化材を混合した材料である。いずれも気泡量やビーズ混合量、固化材の量を変えることによって、目的に応じて単位体積重量や強度を調整できるという利点を持っている。これらの2つの軽量混合処理土は、陸上工事を対象とした研究開発が以前より進められており、適用事例も報告されている。

建設省土木研究所と(財)土研センターを中心とした研究グループは、建設残土の有効利用の観点から関東ローム、沖積粘土など陸域の建設工事で発生する土を原料土とした気泡混合処理土の研究開発を進めている^{27), 28)}。軽量混合処理土の用途としては、盛土材料、下水道工事等での埋戻し材(近接部への影響の低減)、建築物の基礎下の空隙充填が考えられている。また、日本道路公団では気泡モルタルを道路の路床および路床に用いるFCB工法の開発を行っており、道路拡幅盛土、地すべり対策用盛土、橋台の裏込め、人工地山等に活用した事例が報告されている²⁹⁾。

櫻井ら⁴⁰⁾は現場発生土(液性限界69.7%, 塑性指数37.5)に水を加えて高含水比のスラリーとし、気泡と固化材の他に増粘剤を加えた気泡混合処理土の水中打設した事例を報告している。これによると、幅4.34m×4.44m、深度10mのピット内に水中打設し、打設後1~7ヶ月の単位体積重量を調べた結果、ほぼ一定であり浸水による影響が認められなかったとされている。

ビーズ混合処理土についても施工事例が報告されているが⁴¹⁾、通常は自然含水比状態の山砂に固化材と混合して締め固める軽量地盤を造成し、施工は現地にてプラント混合後、均等に敷きならし転圧を行ってから養生している。沿岸部においても地下水面以上ではこのような施工は可能であるが、水中部分では締め固めが難しいことや浮力によって発泡ビーズが分離することから、気泡混合処理土と同様に土を流動化してミキサーで混合し、打設することになると考えられる。

本研究により開発した軽量混合処理土がこれらの既往

のものとは異なるのは以下の点である。

- ①海水面以下で使用でき、水中に直接施工できる。
- ②原料土の粘性を利用し、増粘剤等を使用しない。

3. 浚渫土を原料土とする軽量混合処理土の材料特性と力学特性

3.1 浚渫土を原料土とした軽量混合処理土の基本的な性質^{31), 5)}

浚渫土を原料とした軽量混合処理土の基本的な特性を調べるため、東京湾海底の浚渫粘土(液性限界105%, 塑性指数66)を用いて気泡混合処理土と発泡ビーズ混合処理土の打設実験を行った。固化及び軽量化のための混合材としては、セメント系固化材(ESC-D)と起泡沫材(ファイフォーム606)、EPSビーズを使用した。試料の配合は表-1のとおりであり、打設方法は図-3に示すように台船から浚渫土を連続混合プラントに投入し、混合した材料はポンプ車により型枠(縦1.8m、横1.8m、高さ1.5m)に打設した。打設時の状況を写真-1に示すが、打設実験は空中打設(ケースA2, A4, B2, B4)と、型枠内に水を張った状態で打設する水中打設(ケースA1, A3, B1, B3)の2つの方法で行い、打設後は屋外で養生した。

打設後、養生日数7日及び28日の試料を用いて、一軸圧縮試験、一面せん断試験(等体積条件、圧密圧力0.5kgf/cm²)、定ひずみ速度圧密試験(ひずみ速度0.02%/min)を実施した。

表-1 配合表(浚渫土の打設試験)

実験 ケース	固化材 (kg/m ³)	浚渫泥土 (kg/m ³)	海水 (kg/m ³)	気泡 (l/m ³)	ビーズ (l/m ³)
A1・A2	100	789	261	161	-
A3・A4	200	714	236	206	-
B1・B2	100	789	261	-	161
B3・B4	200	714	236	-	206

図-4(a), (b)に、配合A4およびB2のときの型枠内に打設された地盤の深度と湿潤単位体積重量 γ_r の関係を示した。図のように γ_r は全体に均一であるが、発泡ビーズ混合処理土の方が均一性が高く、気泡混合処理土では深さ方向に増加する傾向がみられた。これは、深い部分の気泡が水圧により圧縮されたことによると考えられ、

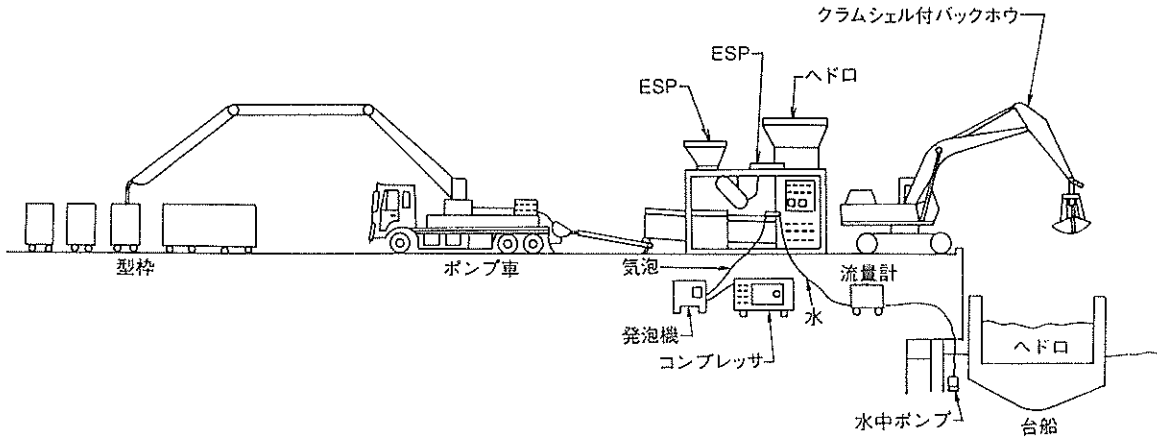


図-3 軽量混合処理土打設実験

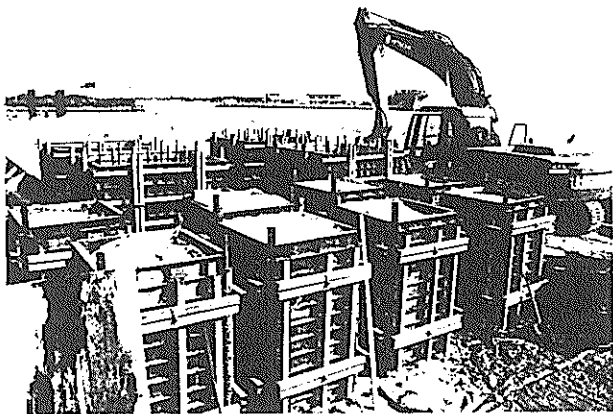


写真-1 現地打設試験の状況

気泡混合処理土を水中で利用する場合は深部における気泡の収縮を考慮する必要がある。

図-5は、打設後の一軸圧縮試験強度 q_u と深度の関係である。図中のモールド試料というのは、打設直後にビニール製のパイプを垂直に挿入し、養生日数1週、4週でモールド（パイプ）ごと引き抜いて採取した試料である。一方、ボーリングコア試料は、養生日数4～5週でコアボーリングを実施し採取したものである。図より、一軸圧縮強度、単位体積重量の両者ともばらつきは小さく、深度方向に概ね均一な地盤が形成されていることがわかる。4週強度は、気泡混合処理土の場合、固化材料 100kg/m^3 の配合で $6.1\sim 9.0\text{kgf/cm}^2$ 、固化材料 200kg/m^3 の

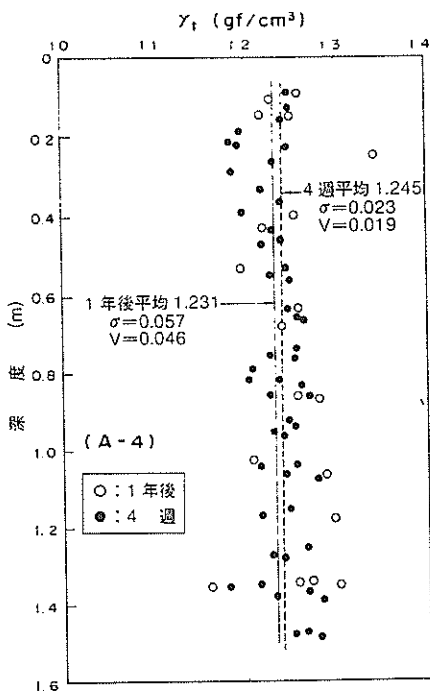


図-4(a) 深度と γ_t (A4)

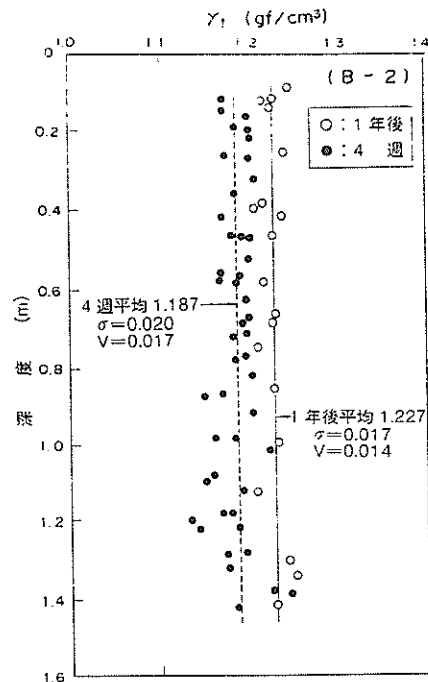


図-4(b) 深度と γ_t (B2)

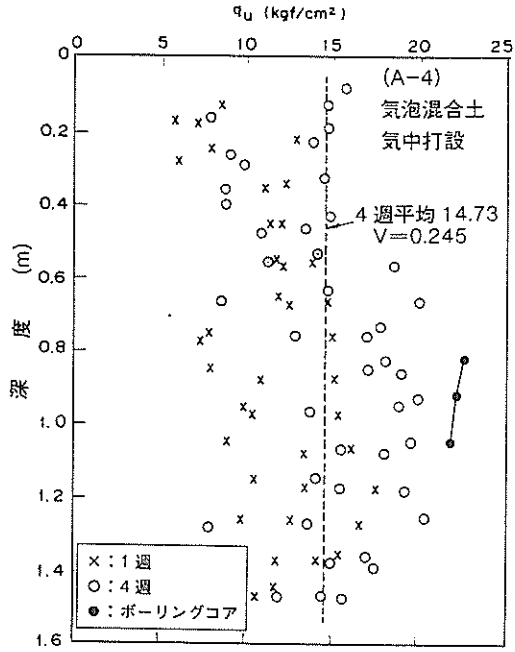


図-5(a) q_u と深度の関係 (A4)

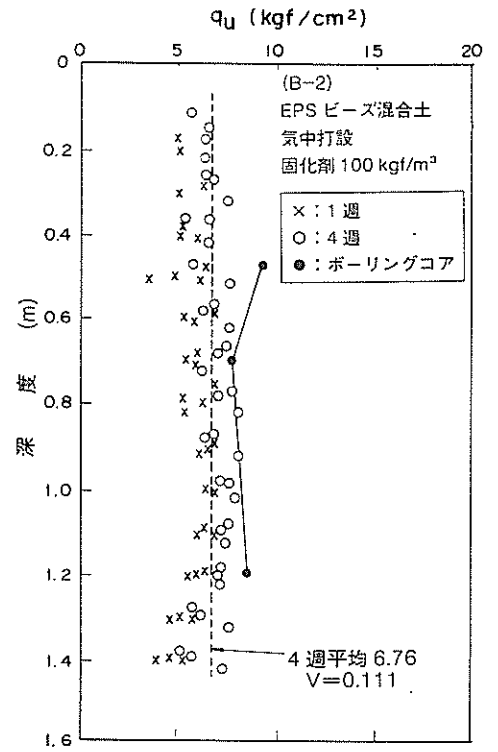


図-5(b) q_u と深度の関係 (B2)

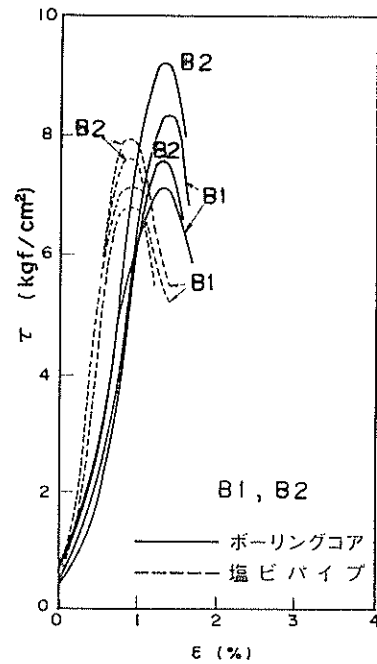
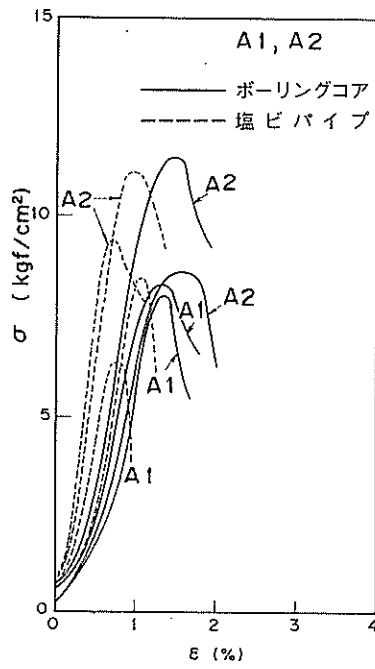


図-6 一軸圧縮試験における応力とひずみの関係

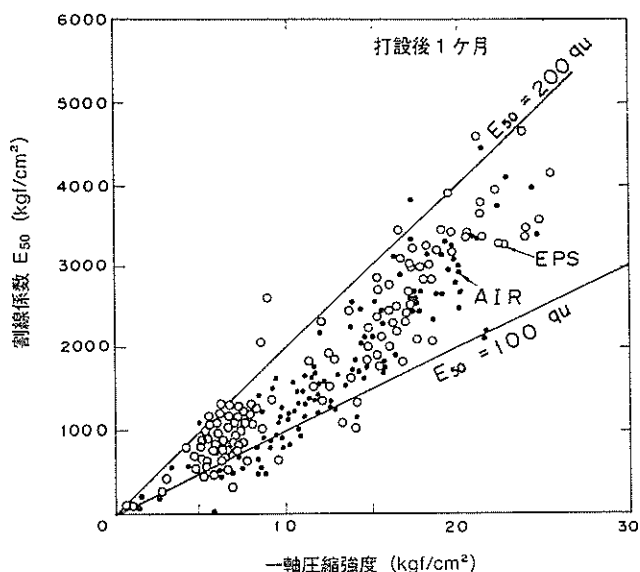


図-7 割線係数と $q_u/2$ の関係

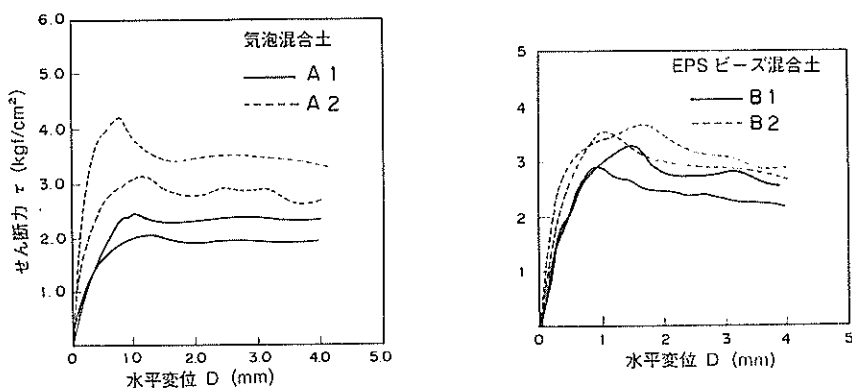


図-8 一面せん断試験結果

配合で $14.2 \sim 18.1 \text{ kgf/cm}^2$ であり、発泡ビーズ混合処理土では、固化材量 100 kg/m^3 の配合で $5.5 \sim 9.2 \text{ kgf/cm}^2$ 、固化材量 200 kg/m^3 の配合で $14.7 \sim 16.0 \text{ kgf/cm}^2$ であった。

図-6は一軸圧縮試験における応力ひずみ曲線である。図のように気泡混合処理土と発泡ビーズ混合処理土の応力ひずみ関係はよく類似しており、軸ひずみ $0.6 \sim 2.0\%$ でピーク強度を示す。図-7に4週後の一軸圧縮試験における割線係数 E_{50} と q_u の関係を示すが、両者の相関性は高くおおむね次式のような関係になる。

$$E_{50} = (150 \sim 400) \cdot (q_u/2) \quad (1)$$

一般にサンプリング時の乱れが少ない沖積粘土の割線係数 E_{50} と $q_u/2$ の関係は、 $E_{50} > 180 (q_u/2)$ とされているが、軽量混合土の割線係数は粘土地盤よりもやや大きめである。これは破壊時の軸ひずみ ϵ_f が沖積粘土の $2.0 \sim 4.0\%$ よりも小さいことに対応している。

図-8は、ボーリングコア試料を用いた一面せん断試験におけるせん断応力と水平変位の関係である。せん断応力ピーク時の変位は 1 mm 前後であり、ピーク直後はせん断応力はせん断応力が低下するが、水平変位が 4 mm になってもピーク強度の $70 \sim 80\%$ の残留強度が発現されている。ダイレクンシー特性をみると、せん断力がピーク強度の 90% 程度に達するまでは負（圧縮）のダイレクンシーを示し、それ以上に変形が進むと正（膨張）になる。図-9は一面せん断強度 τ と $q_u/2$ の関係で、 τ は $q_u/2$ の約 60% となっている。一般の粘土試料では τ は $q_u/2$ の 80% 程度になり、軽量混合処理土の場合は q_u に対して τ が小さいといえる。この理由としては、軽量混合処理土の挙動が通常の粘性土に比べ脆性的であるので、せん断面を固定する一面せん断試験では進行性破壊の影響が大きくなっていることが考えられる。

図-10は定ひずみ速度圧密試験における間隙比と圧密

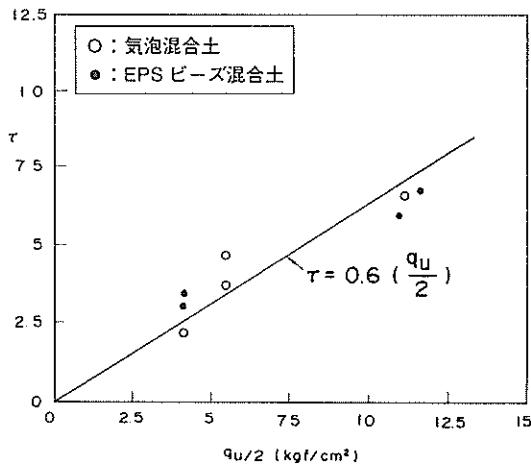


図-9 一面せん断強度と $q_u/2$ の関係

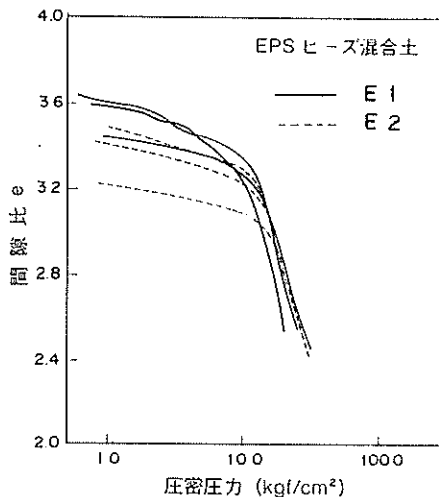
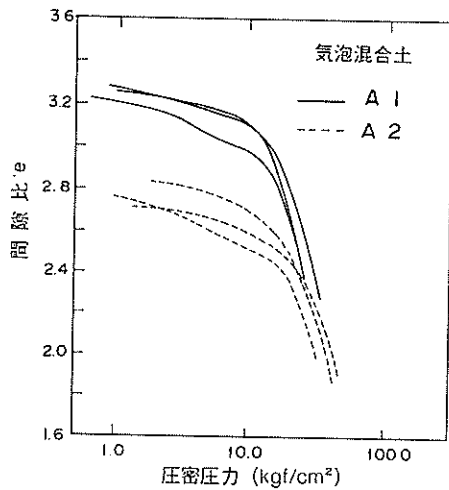


図-10 $e - \log p$ 曲線

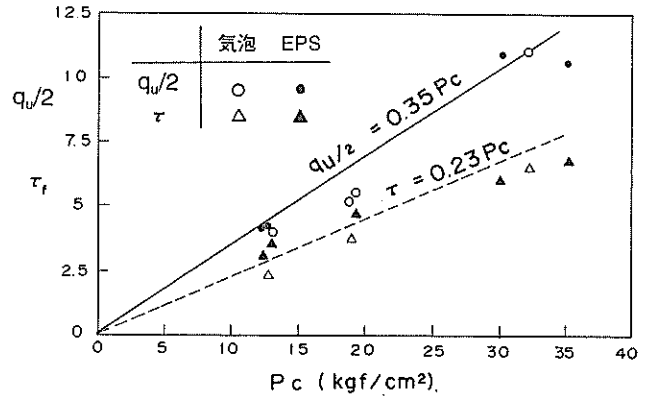


図-11 $q_u/2$, τ と p_c の関係

圧力の関係である。図のように、圧密降伏応力 p_c が明瞭にあらわれ、硬質粘土と同様の $e - \log p$ の関係が得られる。図-11は $q_u/2$ と τ を p_c に対してプロットしたものであるが、 p_c の比として求められる強度増加率はそれぞれ 0.35 と 0.25 であり、この値は一般の粘性土地盤とほぼ同様である。このように軽量混合処理土においても圧密降伏応力とせん断強度の間には密接な関係がある。

3.2 軽量混合処理土の三軸圧縮特性³⁾

三軸試験機によって軽量混合処理土の強度と変形特性を調べた。一般に海水面下で打設された軽量混合処理土は水圧のもとで固化し養生するので、実験室内でモールドに打設した軽量土試料を直ちに海水を満たした容器内において、0.5, 1.0, 2.0, 3.0 kgf/cm² で圧力養生を行った。三軸試験は、所定の養生期間経過後に試料を圧力容器から取り出し、三軸セル内で養生圧力と等しい背圧をかけた状態で有効拘束圧が 0.2~3.0 kgf/cm² となるようにセル圧を加えて圧密し、非排水圧縮試験を行った。軽量混合処理土では、非排水条件でも体積変化が生じるので、2重セル式に改造された三軸試験機を用いることで供試体の体積変化の測定を行っている。なお、本実験においては、川崎港粘土を原料土として混練直後の目標密度を 1.2 g/cm³、28日養生後の一軸圧縮強度の目標値をそれぞれ 2.0, 4.0 kgf/cm² とした。表-2に配合を示す。

(1) 有効拘束圧の影響

図-12(a), (b)は最大軸差応力 $q_{max} = (\sigma_1 - \sigma_3)_{max}$ と有効拘束圧の関係である。なお、同図に同じく圧力養生した供試体の一軸圧縮強度を併せて示している。この結果より、有効拘束圧が圧縮強度に及ぼす影響をみると、気泡混合土の場合、有効拘束圧が大きくなるにつれ、圧縮強度はやや増加している。一方、発泡ビーズ混合土の場合には有効拘束圧の影響がほとんど認められない。図-

表-2 配合表 (三軸試験)

軽量土	目標強度 (kgf/cm ²)	原料土			セメント		軽量材	
		含水比 (%)	重量 (kg)	体積 (l)	重量 (kg)	体積 (l)	重量 (kg)	体積 (l)
気泡	2	186	1133	896	67	21	4.15	83
	4	186	1124	888	76	25	4.36	87
ビーズ 30 倍	2	164	1137	879	63	21	5.29	100
	4	164	1128	872	72	24	5.51	104
ビーズ 50 倍	2	164	1136	879	64	21	3.19	100
	4	164	1127	872	73	24	3.32	104
ビーズ 70 倍	2	164	1135	879	65	21	2.29	100
	4	164	1127	872	73	24	2.38	104

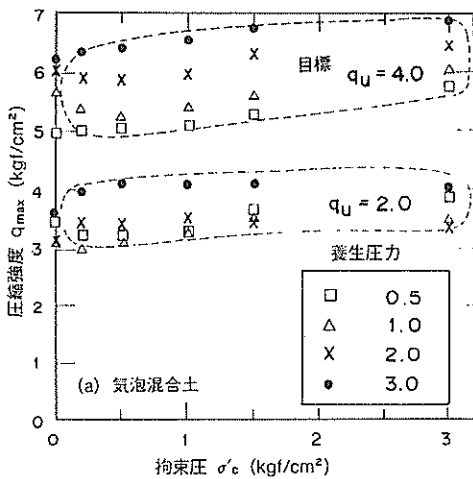


図-12(a) 有効拘束圧と圧縮強度の関係 (気泡混合処理土)

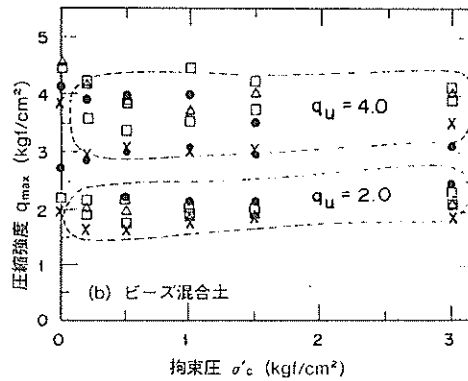


図-12(b) 有効拘束圧と圧縮強度の関係 (発泡ビーズ混合処理土)

13(a), (b)は圧縮時の応力～ひずみ曲線であるが、初期勾配は有効拘束圧 σ_c が大きくなるほど緩くなる傾向がある。図-14は、変形係数 E_{50} と全拘束圧($\sigma_{BF} + \sigma_c$)との関係である。全拘束圧が1~2kgf/cm²という実用的な範囲では、 E_{50} の値にはそれほど変化が認められないが、拘束圧がさらに大きくなると、 E_{50} の値は明らかに低下する。特に拘束の圧力が供試体の降伏応力を超えてしまう場合は、供試体が大きく変形し剛性は著しく減少する。

(2) 養生圧力の影響

養生圧力の大きさが圧縮強度に及ぼす影響を示したのが図-15(a), (b)である。同じ軽量混合処理土でも、目標強度が2.0kgf/cm²のものと4.0kgf/cm²のものでは養生圧力に伴う圧縮強度の変化の様子は若干異なっている。図-15(a)に示すように、気泡混合処理土の目標値4.0kgf/cm²の場合は、養生圧力が大きくなるにつれ強度が単調に増加しており、目標値2.0kgf/cm²のものは養生

圧力が1.0kgf/cm²前後で圧縮強度がわずかに低下している。図-15(b)の発泡ビーズ混合処理土の結果をみると、養生圧力が2.0kgf/cm²付近で強度は最小値を示している。しかし、いずれの場合も強度の変化は10~20%であり、供試体ごとのばらつきを考慮すれば、養生圧力が強度に及ぼす影響は小さいといえる。

(3) 残留強度

圧縮せん断時の最大軸差応力 q_{max} (圧縮強度)に対して、軸ひずみが8%となるときの軸差応力 $q_{8\%}$ を残留強度と考え、両者の比である残留強度比 $q_{8\%}/q_{max}$ を調べた。図-16(a), (b)は、それぞれ気泡混合処理土と発泡ビーズ混合処理土の残留強度比である。図を見ると、残留強度比は気泡混合処理土の場合0.7~0.9であるが、発泡ビーズ混合土の場合は0.80~0.95とやや大きい。また、いずれも拘束圧力が大きくなるにしたがって徐々に1へ近づく傾向を示している。

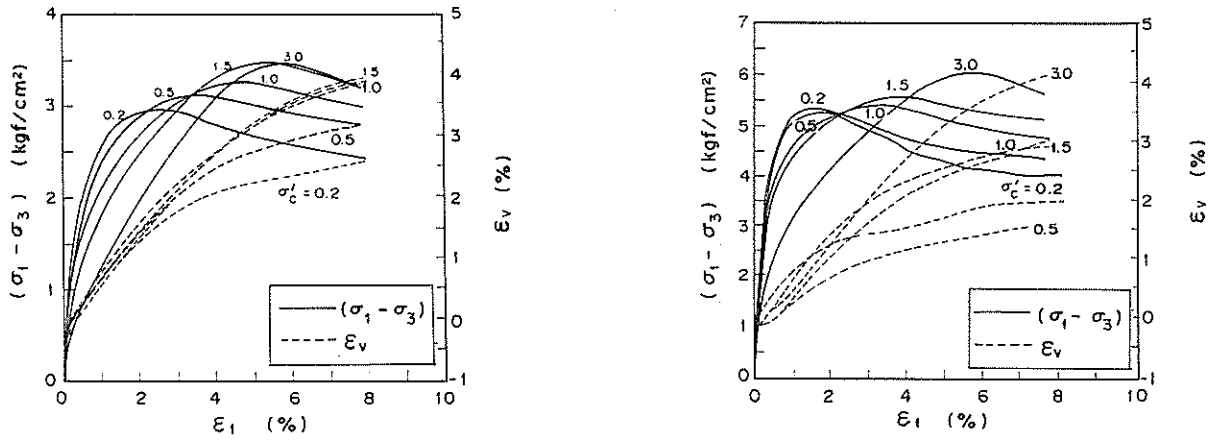


図-13(a) 応力-ひずみ, 体積ひずみ関係
(気泡混合処理土)

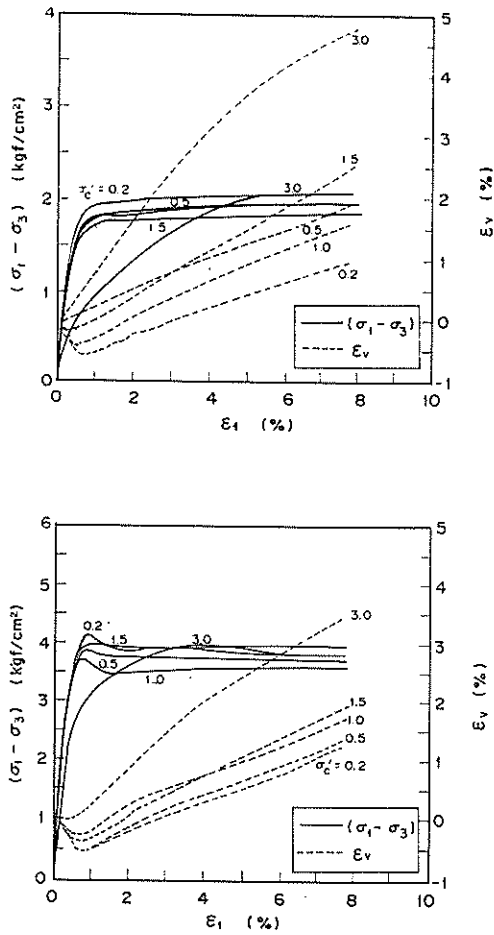


図-13(b) 応力-ひずみ, 体積ひずみ関係
(発泡ビーズ混合処理土)

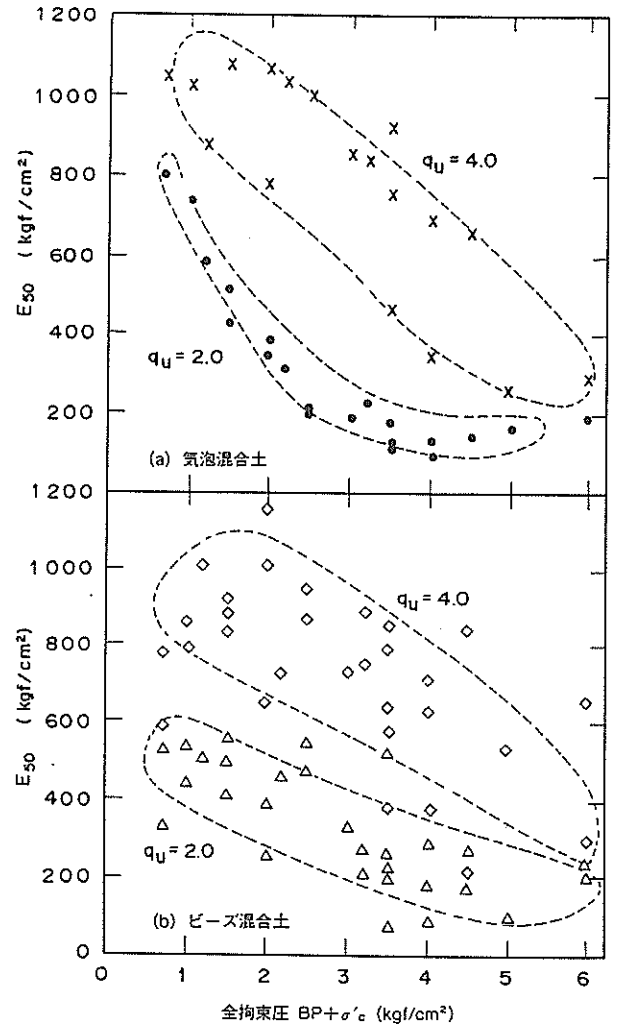
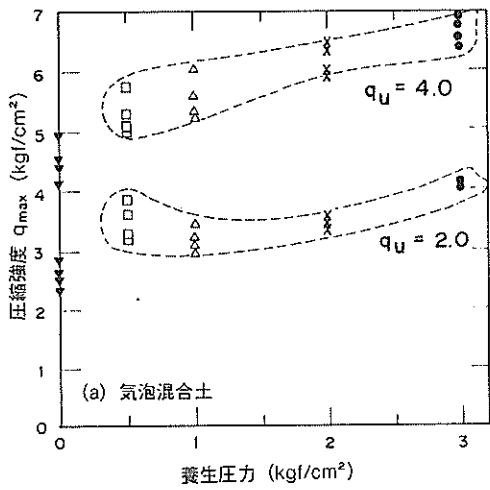
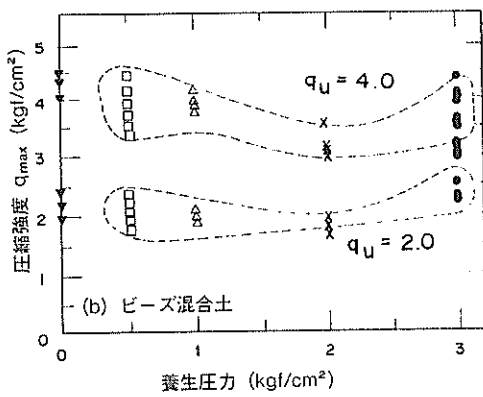


図-14 拘束圧と変形係数 E_{50} の関係 (気泡混合処理土)



(a) 気泡混合土



(b) 発泡ビーズ混合土

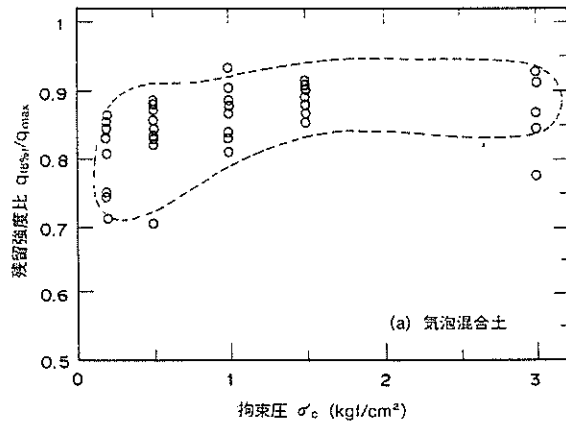
図-15 養生圧力と圧縮強度の関係

(4) 変形特性

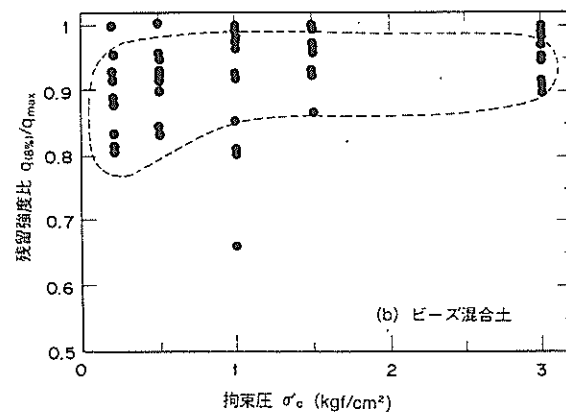
非排水圧縮せん断に伴う体積変化量を三軸室内セル内の水位の変化によって測定した。図-13(a), (b)には非排水圧縮に伴う体積ひずみ変化 ϵ_v が破線で示されている。図をみると、有効拘束圧 σ_c が大きいほど、圧縮せん断時に生じる体積圧縮が大きくなる。発泡ビーズ混合処理土で拘束圧 σ_c が小さいものは、軸ひずみ約1%まで体積膨張の傾向を示している。このことは、後に述べるようにEPSビーズの強度が 1kgf/cm^2 以下であることを考えると理解しがたい現象である。

ポアソン比 ν は $\nu = -\epsilon_3 / \epsilon_1$ として定義される。しかし、土質材料の場合はせん断とともに体積変化の特性は大きく変わるので、各ひずみレベルにおけるひずみ増分の比をポアソン比として用いることがあり、この場合ポアソン比は $\nu^* = -\Delta \epsilon_3 / \Delta \epsilon_1$ の形で定義される。

図-17と図-18に、三軸非排水圧縮試験における ν と



(a) 気泡混合土



(b) ビーズ混合土

図-16 残留強度比

ν^* の代表的な結果を示した。図のように圧縮せん断過程において ν は大きく変化する。気泡混合処理土ではポアソン比は最小値である0.1~0.2に到達してから徐々に0.4程度に近づくが、発泡ビーズ混合処理土のポアソン比は当初の0.5以上の値から徐々に低下して最終的には0.4に達する傾向を示す。発泡ビーズ混合処理土においてせん断初期に $\nu > 0.5$ となるのは、体積膨張しているためであるが、供試体の全平均応力が増加しているせん断中に膨張する原因はよくわからなかった。今回の三軸試験では養生水槽内の供試体を三軸室にセットする過程で養生圧をいったん除荷し三軸室内で再載荷しているが、この間に供試体内のEPSビーズが複雑な応力変化を受けたことが、せん断直後の膨張の原因となっていると考えられる。

3.3 海水環境における材料特性の変化に関する検討^{(4), (5), 7)}

軽量混合土を埋立や護岸の裏込め等に使用する際には陸上と異なり海水と接するので、水圧が作用した浸漬状態となる。そこで、種々の養生条件が単位体積重量や一

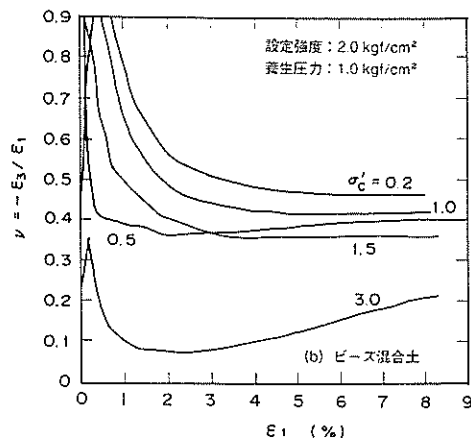
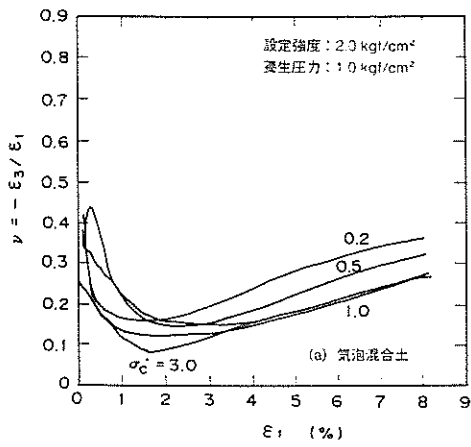


図-17 圧縮中のνの変化

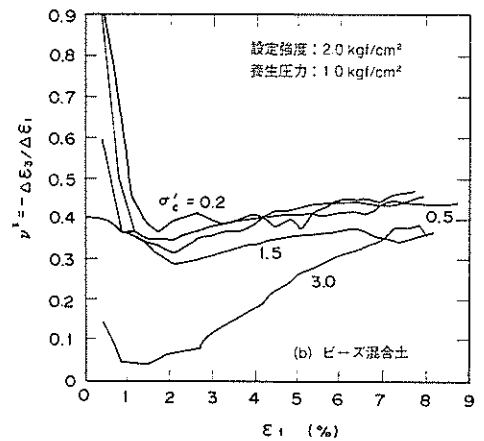
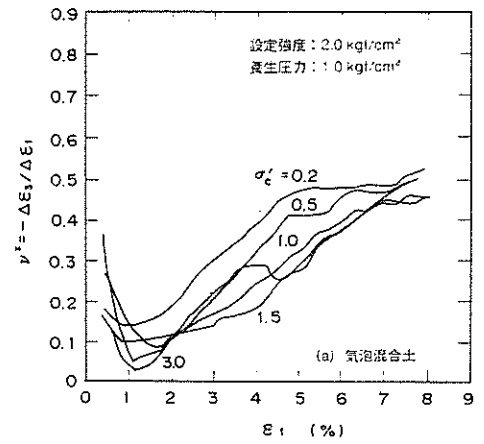


図-18 圧縮中のν*の変化

軸圧縮強度に及ぼす影響を調べ、海水に接することによる劣化の影響について検討を行った。

(1)室内養生試験

原料土として川崎港浚渫粘土（液性限界55.4%，砂分19%，シルト分45%，粘土分36%）を使用し、含水比を150%に調整して、表-3に示す配合で軽量混合処理土の試料を作成した。養生条件は以下の3種類である。

- ・密封養生：供試体を型枠に打設後、上部をラップで覆い20°Cの恒温室で養生。
- ・水中養生：供試体を型枠に打設後、まだ硬化していない状態で20°Cの海水（久里浜港で採取）中で養生。
- ・浸漬養生：供試体を28日間密封養生した後、脱型して20°Cの海水中に水没させて養生。

水中養生は、水面下での養生を想定し海水を満たした容器内で圧力をかけて養生した。養生中、海水とは供試体の上面のみで接している。養生圧力は無圧、0.5、1.0、2.0 kgf/cm²の4種類とし、表中のA1、A2、B1、B2の配合で実施した。浸漬養生は供試体を直径5cm高さ10cmに成形

表-3 配合表（養生試験）

配合 No.	密度 (t/m ³)	乾燥土 (kg/m ³)	水 (kg/m ³)	固化材 (kg/m ³)	気泡 (l/m ³)	EPS (kg/m ³)
A1	1.1	420	630	50	197.3	—
A2		404	606	90	214.1	—
A3	0.9	328	492	80	359.7	—
A4		320	480	100	368.1	—
E1	1.1	420	630	50	—	3.99
E2		408	612	80	—	4.24
E3	0.9	340	510	50	—	7.01
E4		328	492	80	—	7.27

した後、海水中で養生した。養生圧力は、無圧、0.5 kgf/cm²の2種類である。各養生条件とも所定の材令で一軸圧縮試験を実施した。

図-19は、水中養生した供試体の養生圧力と単位体積重量の関係である。図のようにまだ固まらない軽量混合地盤材料に圧力を作用させると体積が減少する。図中の計算値は気泡量、ビーズ量をもとにボイルの法則によって計算した単位体積重量である。気泡混合処理土の場合、

養生圧力の上昇とともに供試体の単位体積重量は増加し、計算値と良く似た傾向を示した。発泡ビーズ混合土の場合、養生圧力 0.5kgf/cm^2 までは単位体積重量の増加は認められず以後養生圧力の上昇とともに単位体積重量はしだいに増加する。これはEPSビーズ自身が強度を有しており、圧力に対して抵抗するためである。

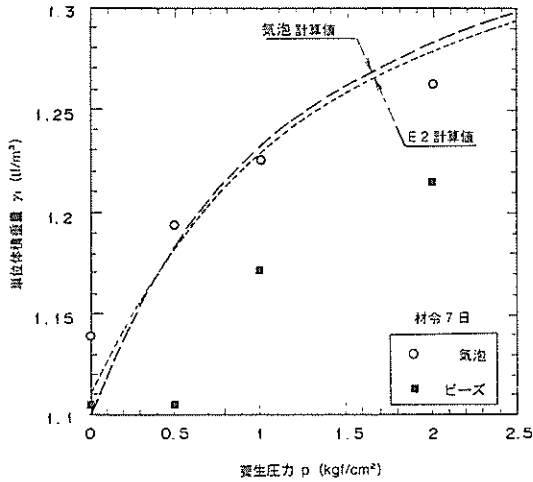


図-19 養生圧力と単位体積重量の関係

図-20は、上面のみを露出させて水中養生した供試体の単位体積重量の経時変化の例である。図のように、気泡混合土、発泡ビーズ混合土とも単位体積重量は固化前に圧力によって増加するが、固化後は材令91日まで大きな変化がなかった。図-21は、材令91日における供試体内部の含水比分布の例である。気泡混合土の場合、含水比は上部で大きくなる傾向があり、海水が内部に徐々に侵入したものであると考えられる。しかし、海水の侵

入による含水比増加の範囲は接触面から 2cm 程度と小さく、内部の含水比は一定であった。発泡ビーズ混合土の場合含水比が供試体全域にわたりほぼ一定であることから、海水の侵入はほとんどなかったと考えられる。

次に、浸漬養生した試料について材令と一軸圧縮強度の関係を図-22に示した。図のように、密封養生した供試体の一軸圧縮強度は材令とともに増加するが、浸漬養生した供試体は気泡混合処理土、ビーズ混合処理土ともいずれの配合においても強度低下が確認された。この強度低下の原因は吸水や海水との反応による劣化であり、供試体を割裂してフェノールフタレイン溶液を噴霧したところ、供試体表面の軟化した部分では変色せず中性化していることが確認された。また、供試体を直径 3.5cm にトリミングした供試体の一軸圧縮強度は、海水浸漬後しばらくは密封養生の強度と同程度となり、劣化の影響が及んでいない内部は健全な状態にあることが確認された。ただし、浸漬日数が長くなると劣化は徐々に内部に進行してくる。

図-23は、浸漬日数と劣化深さの関係である。図中の値はフェノールフタレイン溶液を噴霧して変色しなかった部分を劣化深さとしている。図より、浸漬の水圧が大きいと劣化もやや大きくなる傾向がみられ、劣化深さは浸漬日数91日で $7\sim 15\text{mm}$ であった。同様に深層混合処理土においても劣化が調べられているが⁴²⁾、海水面に接した条件での軽量混合土の劣化の速度は約3倍であった。実際の施行では打設量に比して水面に接する部分の割合ははるかに小さくなるため、劣化の影響は小さいと考えられるが、長期的な影響について検討するため、さらに長期暴路試験を行なった。

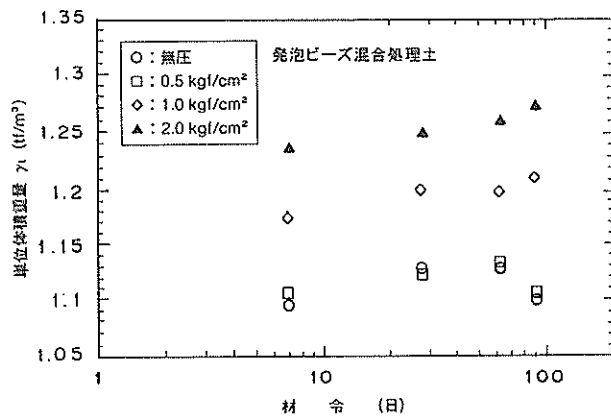
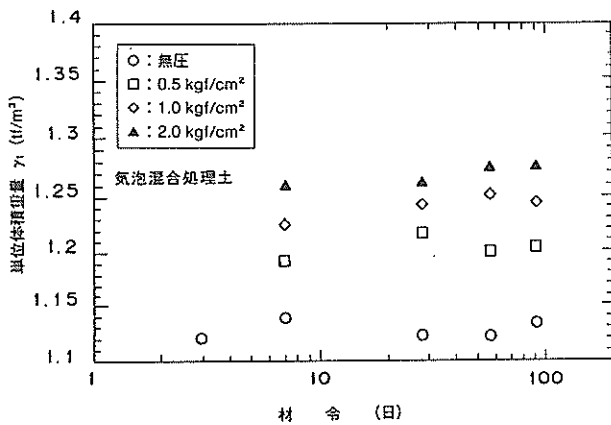


図-20 単位体積重量の経時変化

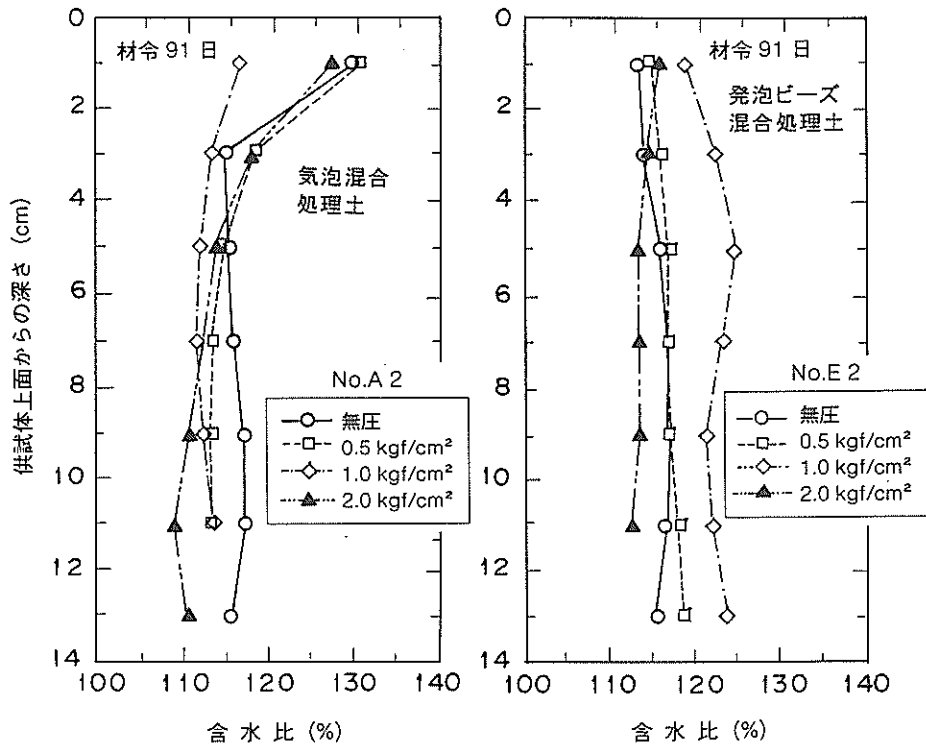


図-21 供試体内部の含水比分布

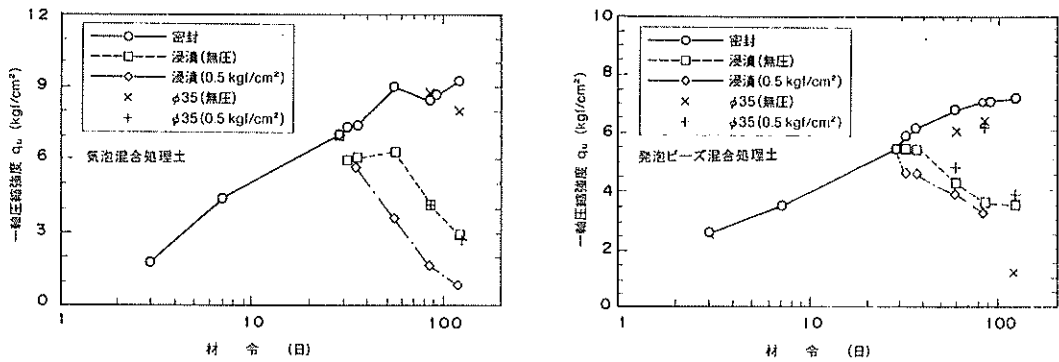


図-22 材令と一軸圧縮強度

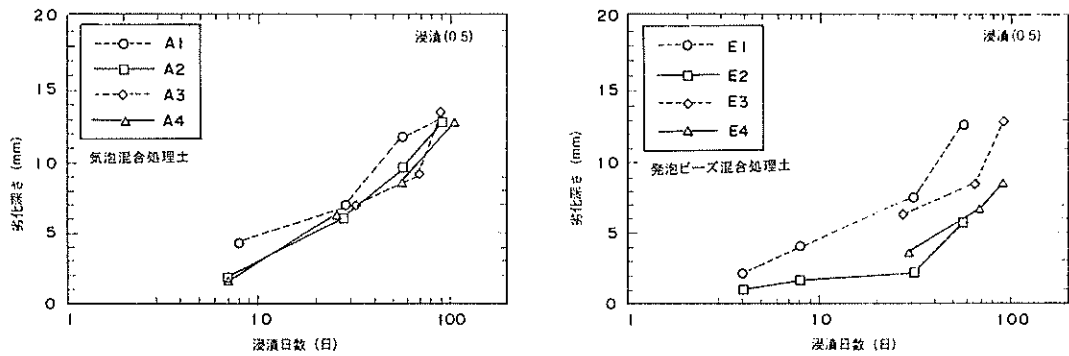


図-23 浸漬日数と劣化深さ

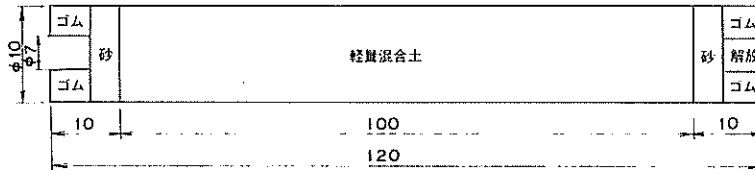


図-24(a) 長期暴露試験の試料

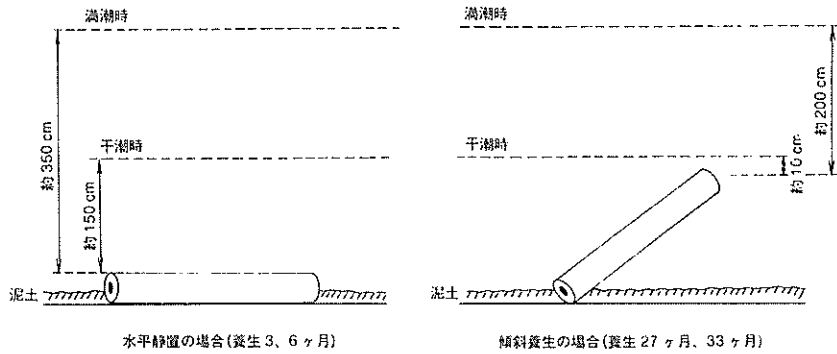


図-24(b) 養生状態

(2) 長期暴露試験による材料特性の変化

軽量混合処理土を長期間海水に養生した場合の劣化および密度変化を調べるため、港湾技術研究所の屋外にあるコンクリート用暴露養生水層内で長期養生試験を実施した。原料土は室内養生試験と同様に川崎港粘土（液性限界76.1%）を使用し、供試体の配合条件は表-4に示すとおりである。試料は原料土と固化材（高炉セメントB種）をソイルミキサーで6分間練り混ぜ後、気泡あるいはEPSビーズを所定量加えて30秒間混合した。その後、密度を確認した後、φ10cm×長さ120cmの塩ビパイプに流し込むことによって作成した。28日間、20°Cで密封養生した後、図-24(a)に示すように両端に砂を入れてφ7cmの解放口を有したゴム栓とキャップで両端を固定した。この解放口からのみ海水が浸入可能となっており、試料は養生水槽内の図-24(b)に示す深度に静置して養生を行った。なお、当初は試料を水平に静置したが、塩ビパイプ両端部での水頭差をつけるため養生材令6ヶ月以降は傾斜をつけて静置している。

図-25は材令3ヶ月、6ヶ月、27ヶ月において塩ビパイプ内の気泡混合処理土を取り出し、φ5cm×高さ10cmの供試体を削りだして求めた湿潤密度を、海水面に接している端部からの距離に対してプロットしたものである。すでに述べたように、軽量混合処理土では海水面に接する部分から劣化が進み、強度の低下や密度の増加の原因となる。塩ビパイプ内の試料においても、端部とパイプに接する外縁部で劣化の進行が見られたが、φ5cmの試

表-4 配合表（長期暴露試験）

種別	含水比	密度	1リットル当たり		
			試料土	セメント	軽量材
気泡	3.0 Wt	1.1 g/cm ³	804.5cm ³	32.8cm ³	162.7cm ³
			1000g	100g	—
ビーズ	2.2 Wt	1.2 g/cm ³	849.4cm ³	32.8cm ³	117.8cm ³
			1100g	100g	—

料に関しては図のように、27ヶ月間の間で浸水による密度の増加はほとんどみられなかった。

図-26は材令33ヶ月において海水面に接する端部から20cmの部分に着目し、試料の外縁部から2.0cm削った部分の湿潤密度と中心部の密度を比較したものである。図のように、外縁部では端部に近いほど密度のばらつきがみられるが、中心部では密度の変化は小さい。

以上のように、長期暴露試験の結果からも、気泡混合処理土では海水面に接した部分からの劣化が密度増加の原因であり、劣化が起こらなければ、ほぼ密度の経時変化は小さいことがわかる。

4. 軽量混合処理土の水中打設に関する研究

4.1 水中打設実験¹⁷⁾

港湾構造物に適用する軽量混合処理土では、混合してまだ固まらない状態で海水中に直接打設する必要がある。この場合海水中で分離が起こると、濁りの発生や消泡、ビーズの分離浮上、固化材の分離による強度低下などの問題が発生する。分離がなく均一な地盤が打設できる水

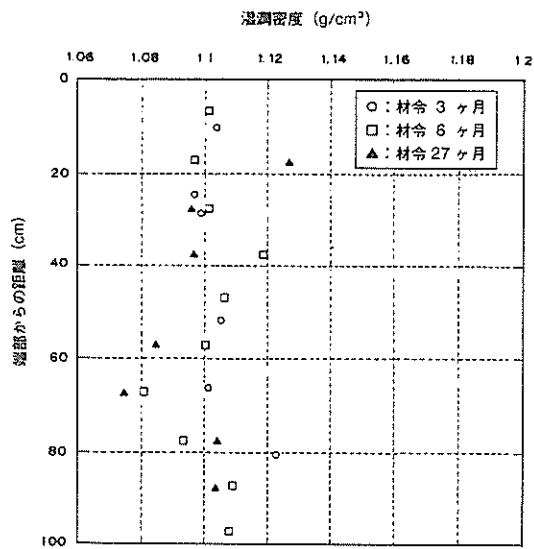


図-25 長期暴露後の密度

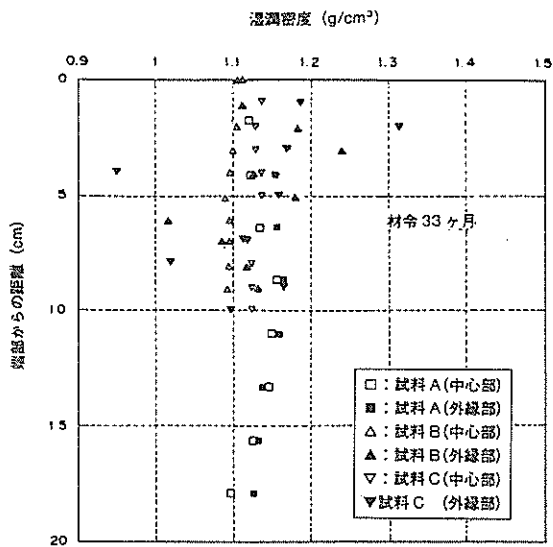


図-26 長期暴露後の密度 (33ヶ月養生)

中打設方法を開発することを目的として、12ケースの小型水槽打設実験を実施した。この実験では、小型の水槽に満たした海中にトレミー管によって各種の条件のもとで軽量混合処理土を打設し、打設時のpHとSS、打設後の密度、含水比、一面せん断強度などの結果から、最適な打設条件を検討している。

(1) 実験装置と打設条件

図-27に実験装置を示すが、打設水槽は幅15cm×高さ50cm×奥行き100cmの亚克力製容器である。所定の含水比に調整した川崎港粘土90ℓをソイルミキサに入れ、翼を用いて所定の時間混練した後、事前に発泡させた気泡もしくは発泡ビーズを入れて、スパイラル型攪拌翼で

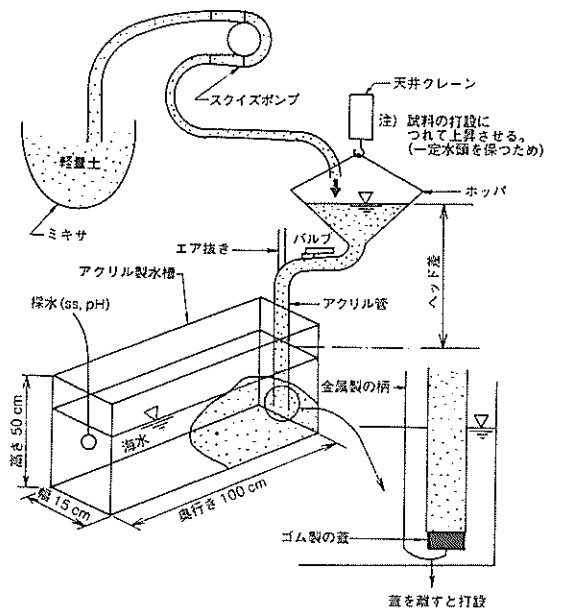


図-27 水中打設実験の装置

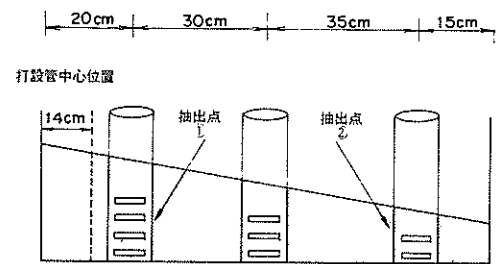


図-28 試料採取位置

固化材(高炉セメントB種)を投入後ホイッパー型攪拌所定の時間攪拌混合した。混合後の試料はミキサの容器からホッパまでスクイズポンプで試料を圧送するが、各試験における打設量は25ℓである。

打設管の位置は、水平方向は水槽端部から14cm、幅方向は中心、鉛直方向は水槽底面から管径Dだけ離すこととした。5ℓごとに配管の途中にあるバルブを閉じて打設を中断し、打設速度を計測するとともに打設された試料の泥面をテープでなぞって勾配を測定した。また、各回の設終了時にpHを測定し、採水してSSを測定した。

打設終了後、φ75mmの塩ビ管を図-28に示す位置に挿入し、1~2日経過して固化した後に取り出して試料を採取した。採取した塩ビ管は所定材令(7日)まで20℃の恒温水槽に沈めて水中養生し、脱型後に試料を切り出しφ6×H2cmに成型して一面せん断試験を行った。一面せん断試験は、改良型一面せん断試験機を用いて定体積せん断をおこない、初期拘束圧を0.5kgf/cm²とした。

水中打設された試料との比較データを得るため、打設終了後に配管およびホッパ内に残った試料をφ5×H10cmの簡易モールド3個とφ10×H20cmのモールド1個に気中打設した。モールドはビニル袋で密封し、固化後（1～2日後）脱型して、上述の採取された水中打設試料と同様に水中養生した。φ10×H20cmの試料は一面せん断試験に用い、上半分を7日強度、下半分を28日強度に使用している。成型の方法および試験方法は、水中打設試料の場合と同じである。

打設管として管径の異なる3種のものを用い（内径1.3cm, 2.5cm, 4.5cm）、打設時の打設管筒先の条件は次の3通りとした。なお、いずれも打設管の水平方向移動は行っていない。

- a. 打設中に筒先の移動がない（筒先固定）。
- b. 筒先を打設回ごとに水面の上昇分だけ（3.3cm）だけ引き上げる（筒先上昇）。
- c. 打設するごとに、打設試料の表面と筒先を管径分離して打設する（筒先解放）。

表-5 水中打設実験の実験条件

項目	実験ケース
起泡材の相違	B-1(マール P), B-2(OFA-2), B-8(ファイフォーム 606)
管径の相違	B-6(φ 1.3), B-8(φ 2.5), B-9(φ 4.5)
打設速度の相違	B-3(v=32.8cm), B-4(v=113.8), B-7(v=10.4) B-8(v=30.5) B-5(v=38.7), B-9(v=20.7)
打設速度と勾配	B-1 ~ B-11
打設速度と濁り	B-3 ~ B-10
打設方法と密度	B-1 ~ B-10
含水比の相違	B-3(2.5Wt +5%), B-8(2.5Wt), B-11(2.0Wt)
筒先状況の相違	B-9(固定), B-10(上昇)

実験は気泡混合処理土について11ケース、発泡ビーズ混合処理土について1ケースの計12ケースを行った。表-5に実験条件を示したが、起泡剤、管径、打設速度、筒先条件および含水比の相違による影響、打設速度と勾配、打設速度と濁り、打設方法と密度を検討するために条件を組み合わせている。

(2) 実験結果

表-6は実験結果の概要である。なお、トレミー打設の場合初期ヘッド差を50cmとしその後徐々に上げて所定のヘッド差にしている。平均した打設速度を表示している。また、一面せん断強度と密度、含水比、飽和度は、図-28に示した抽出地点①と②における測定結果である。また、懸濁物濃度SSとpHは実験中の最大値をとっている。

一例として写真-2にケースB-9における打設後の状況を示した。このケースでは、打設管径φ4.5cmによるトレミーに100cmのヘッド差で気泡混合処理土を打設し

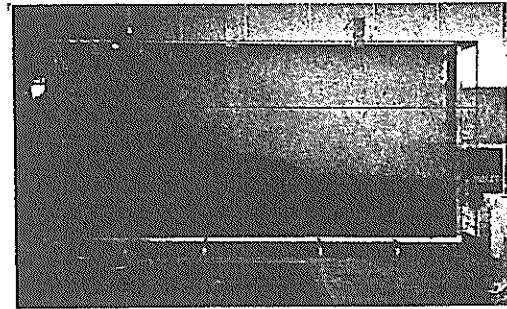


写真-2 水中打設実験における打設後の状況

表-6 実験結果の概要（水中打設実験）

実験ケース	打設速度 (cm/s)	打設勾配	水中フロー (mm)	強度 (kgf/cm ²)		密度 (g/cm ³)		含水比		SS (mg/l)	pH	浮上試料の発生
				τ ₁	τ ₂	ρ ₁	ρ ₂	w ₁	w ₂			
B-1	31.0	1:3	129	1.35	1.00	1.114	1.144	143.8	149.0	-	-	なし
B-2	80.0	1:5	125	1.79	1.38	1.140	1.154	146.6	149.2	-	-	なし
B-3	32.8	1:3	95	1.51	1.29	1.093	1.098	155.8	156.3	190	8.7	1回目だけ発生
B-4	113.8	1:20	122	1.65	1.62	1.176	1.229	152.4	151.1	1040	8.7	なし
B-5	38.7	1:11	112	1.51	1.88	1.202	1.226	152.2	150.2	225	8.8	なし
B-6	14.4	1:3	97	1.61	1.34	1.209	1.191	145.0	145.9	405	10.2	全回で発生
B-7	10.4	1:6	96	1.67	1.37	1.173	1.141	145.0	145.1	580	9.2	2回目以降に発生
B-8	30.5	1:4	84	1.67	1.33	1.171	1.138	146.2	145.2	285	8.7	5回目に少し発生
B-9	20.7	1:4	95	1.52	0.90	1.174	1.144	145.8	142.7	75	8.7	なし
B-10	9.6	1:8	98	1.41	1.40	1.128	1.151	146.4	146.0	140	8.4	2回目以降に発生
B-11	1.0	1:2	-	0.58	0.79	1.193	1.151	123.4	124.8	-	8.7	小さいが大盛に発生
C-1	31.3	1:4	95	1.49	1.37	1.157	1.221	130.8	131.3	115	8.7	なし

ており、筒先は固定し、界面系の起泡剤ファインフォーム606を用いた。図-29(a)は、水中打設後の試料の一面せん断強度と密度であり、図-29(b)は流量とSS、pHの測定結果である。このケースでは平均打設速度が20.7cm/sで打設勾配は1:4になったが、全ケース中最も濁りが少なく、SSは75mg/lで他のケースでみられた浮上試料も全く発生しなかった。

(3) 水中打設した気泡混合土の性質

水中打設試験の結果から、気泡混合土地盤の材料特性をまとめると以下のようになる。

図-30は打設管からの水平距離に対して気泡混合処理土の一面せん断強度を示したものである。各打設ケースにおいて一面せん断強度は水平流動距離とともに減少する傾向があり、打設管近傍の強度に対して流動距離1mにつき10~35%の減少となっている。一方、密度に関しても強度ほどではないが流動距離とともに変化する傾向がみられた。これらのことから、海水中での流動距離が大きいほど材料分離が発生しやすいことが推定できる。

図-31は管径がφ2.5cmで平均打設速度が相違する実験ケースについて、最下層の3地点の一面せん断強度と密度を流動距離に関してプロットしたものである。図をみると、強度に関しては打設速度による影響は大きくないが、密度は打設速度113.8cm/sの場合が、他のケースよりかなり高くなる傾向がみられる。打設速度が大きくなると、打設管から出た後の流動速度が速く、水面に接した部分での消泡が大きいが実験中にも観察された。したがって、安定した密度の地盤を造成するには適切な打設速度の設定が必要であるがわかった。

図-32は、筒先条件の異なる実験ケースについて、最下層（底面から2cmの高さ）および2層目（底面から6cmの高さ）の3地点の一面せん断強度と密度を流動距離に関してプロットしたものである。ただし、筒先固定はトレミー打設であり、筒先上昇はポンプで打設し1回打設するごとに筒先を3.3cm（水面上昇分に相当）上昇させた管径4.5cmのケースを示している。図-32をみると、筒先上昇の場合には強度低下がほとんど見られず、密度にも大きな変化は見られなかった。これは、筒先を上昇させることにより、打設後の実質的な流動距離が短くなることや、打設管まわりに渦が発生しにくくなるためであると考えられ、気泡混合処理土の水中打設では筒先を上昇しながら打設した方が、より均一な地盤が造成できる。

以上のように水中打設試験の結果から打設時の条件が軽量混合処理土の材料分離の程度に影響し、水中打設に適した流動性や打設速度が存在することがわかった。し

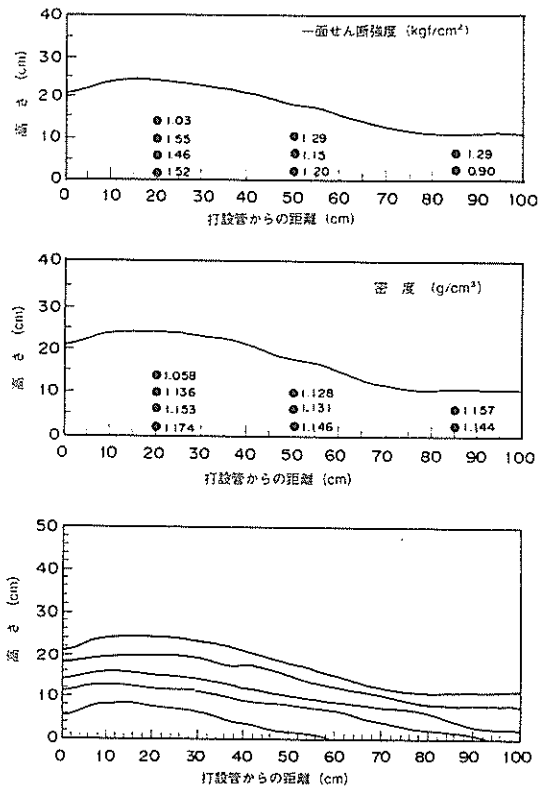


図-29(a) せん断強度と密度、打設面の形状 (B-9)

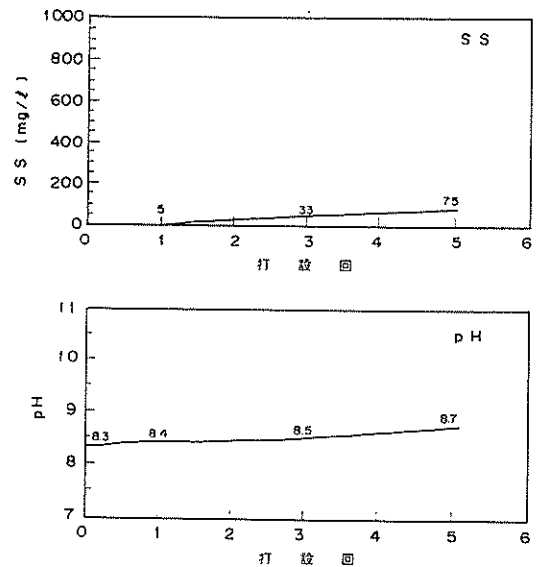


図-29(b) SSとpHの測定結果 (B-9)

かし、以上の実験結果は一種類の原料土に対して得られたものであり、実際の施工にあたっては現場で入手できるさまざまな原料土について水中打設の条件を適切に選定する必要がある。このため、次項では海水中での軽量混合処理土の材料分離特性を評価する室内試験方法について述べる。

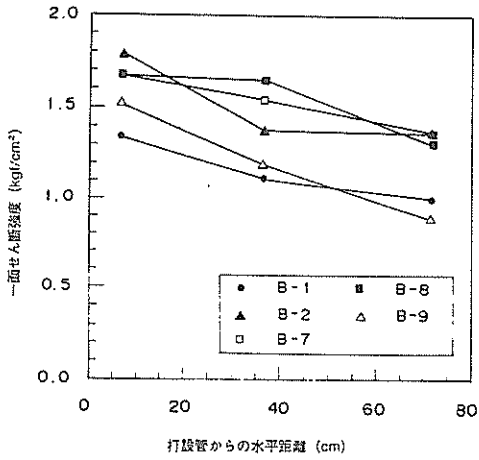


図-30 水平距離とせん断強度

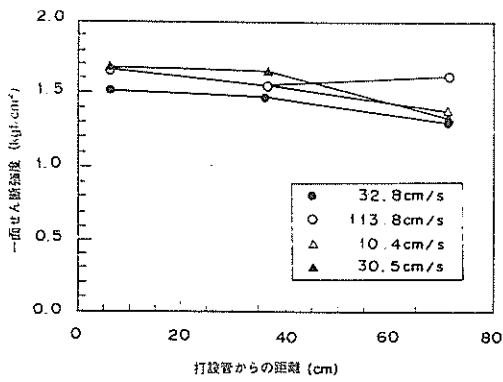


図-31(a) 水平距離とせん断強度 (打設速度の影響)

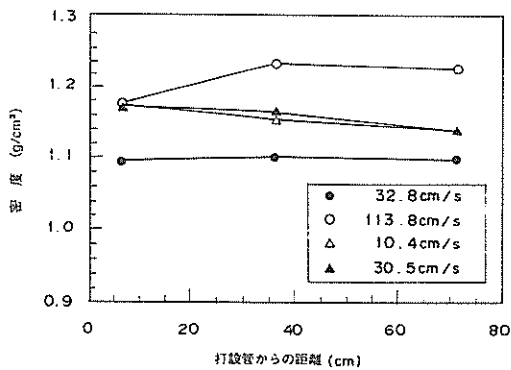


図-31(b) 水平距離と密度 (打設速度の影響)

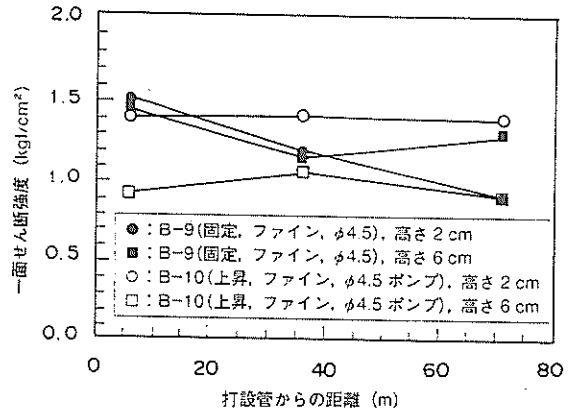


図-32(a) 水平距離とせん断強度 (筒先状況の影響)

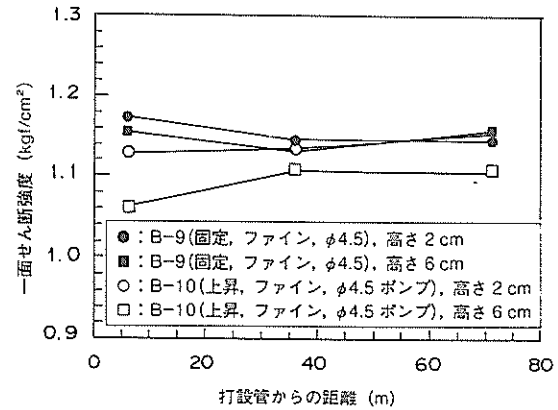


図-32(b) 水平距離と密度の関係 (筒先状況の影響)

4.2 分離抵抗性評価方法の開発^{13),19),20)}

水中打設実験の結果から、材料の流動性と打設速度が海水中の材料分離に影響する重要な要因であることが判明した (打設速度とは打設管の筒先から軽量混合処理土が海水中に排出する速度のこと)。そこで軽量混合処理土の水中打設時の分離抵抗性を一定の打設速度のもとで評価するため、図-33に示す試験装置を考案した。図のように、試験機はシリンダー (高さ44cm, 内径10cm, 内容積3,455cc), 電動モ-タ及びピストン, 受け容器 (高さ20cm, 内径20cm, 内容積6,283cc), 先端ノズル (内径12mm) などで構成されており、電動モ-タの回転数により打設速度を制御することができるようになっている。試験方法は、受け容器に3,000ccの人工海水を入れ、受け容器の底面から12mm (= 1 D) の高さに先端ノズルの吐出口を固定し、次にシリンダ-の中に3,000ccの気泡混合土を投入してピストンを作動させることによ

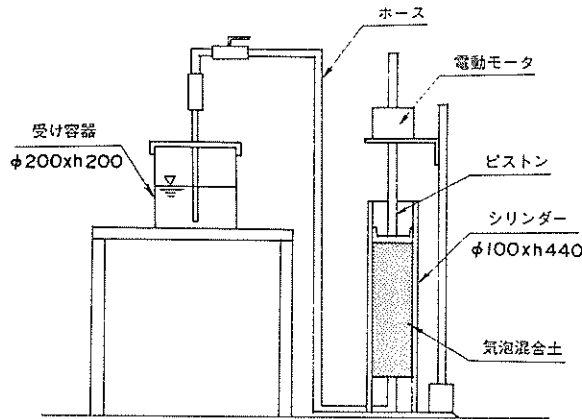


図-33 材料分離抵抗性試験

り水中に打設する。打設流速は22~143cm/secの範囲で調整可能である。写真-3に試験装置の全景、写真-4に試験終了時の状況を示した。

本試験では、軽量混合処理土の気中フロー値と打設速度を施工条件を示すパラメータとし、それぞれの条件のもとで打設終了後のシリンダー内のSSとpH、打設後の試料の密度、含水比、強度を測定する。

表-7に示す配合条件の気泡混合処理土について、一連の試験を実施し、各測定値と形容混合処理土の気中フロー値、および打設速度の関係を検討した。

図-34(a)は水中打設後のSSを気中フロー値に対して示しており、図-34(b)では同様の値を打設速度に関して示している。全体的な傾向として、気中フロー値が大きくまた打設流速が速いほどSSが大きくなっており、流動性の高い気泡混合土を速い流速で打設するほど、材料が分離しやすくなることがわかる。特に気中フロー値295mm及び390mmの場合は、打設流速の影響が顕著にあらわれている。なお、気中フロー値が最少の150mmの場合は、逆に打設流速が遅くなるほどSSは大きくなる傾向を示した。これは、流動性が低い場合には、打設された気泡混合処理土が吐出口付近にとどまって後から打設された土により押し出されるようにして移動するが、この間の練り返しによる攪乱が材料分離に大きく影響しているためと考えられる。打設流速が遅いほど打設中に固化が進み、流動性が一層低下して攪乱が大きくなるのである。

図-35(a)、図-35(b)は打設後のpHである。全体的にSSの測定結果と同様の傾向を示しており、フロー値が150mm以下および300mm以上の場合にセメント分が分離し、pH値が上昇したことを示している。

図-36(a)、図-36(b)は、水中打設試料と気中打設試料の一軸圧縮強度の比である。図のように水中打設後の強度は、フロー値390mmの場合は打設流速が速いほど低くなり、逆にフロー値150mmの場合は打設流速が速いほど高くなっている。これらの傾向はSS、pHと同様であり、打設中の材料分離の影響がSS、pH、強度に共通して表れていることがわかる。

表-7 配合（材料分離抵抗性試験）

調整土含水比 (×WL) (%)	単位配合			混合土密度 (g/cm ³)		フロー値 (mm)		
	調整土 (kg/m ³)	固化材 (kg/m ³)	気泡 (t/m ³)	開始時	終了時	開始時	終了時	平均
2.0	940	150	248	1.081	1.108	165	135	150
2.25	941	150	231	1.098	1.154	205	165	185
2.5	941	150	216	1.080	1.104	235	203	219
3.0	891	200	217	1.084	1.108	268	250	259
3.5	892	200	198	1.083	1.098	315	275	295
4.0	893	200	183	1.082	1.098	395	385	390

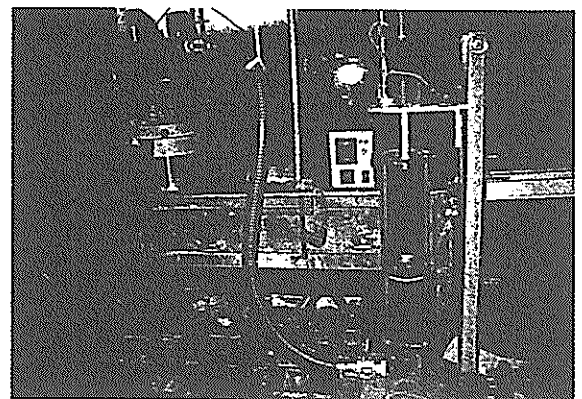


写真-3 分離抵抗性試験機

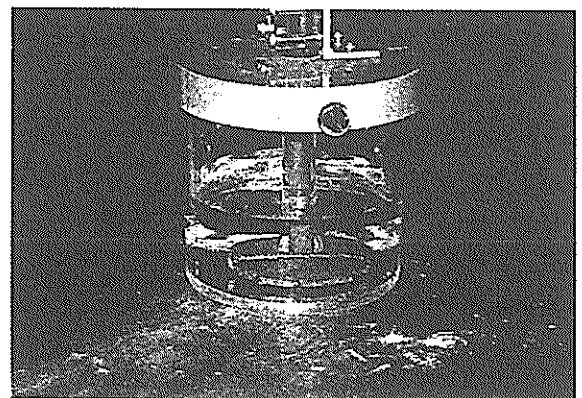


写真-4 試験終了時の状況

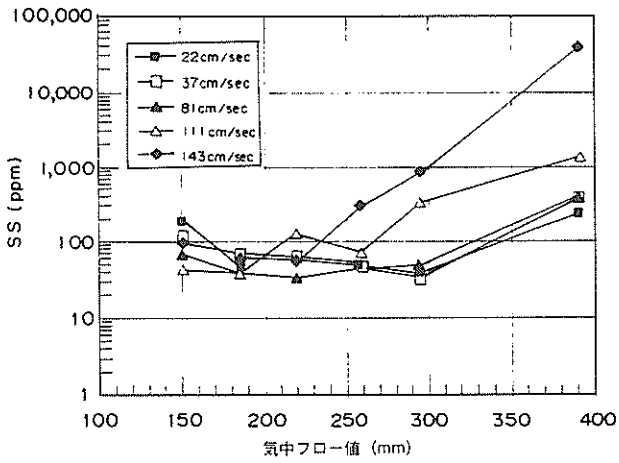


図-34(a) 気中フロー値とSS

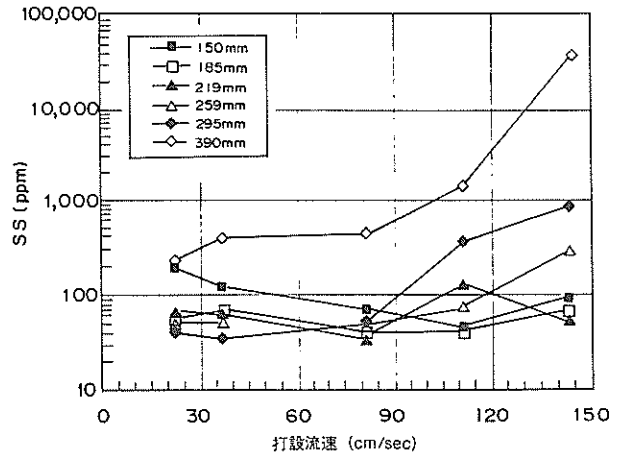


図-34(b) 打設流速とSS

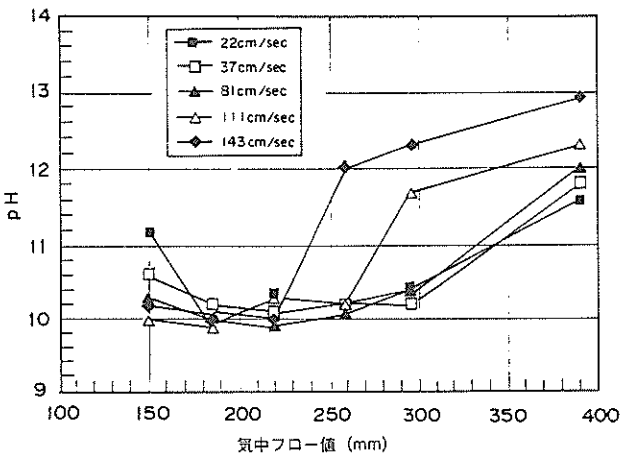


図-35(a) 気中フロー値とpH

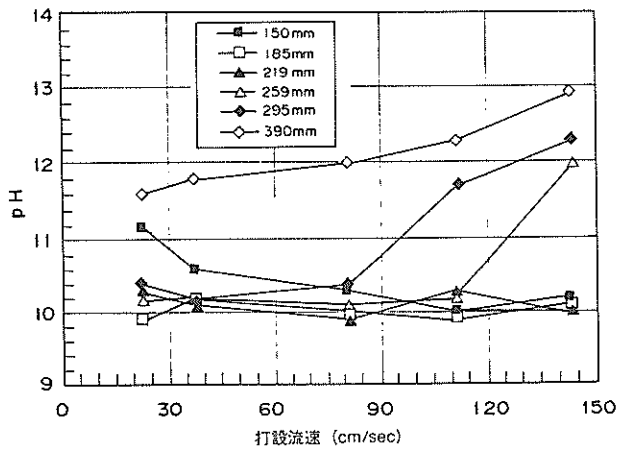


図-35(b) 打設流速とpH

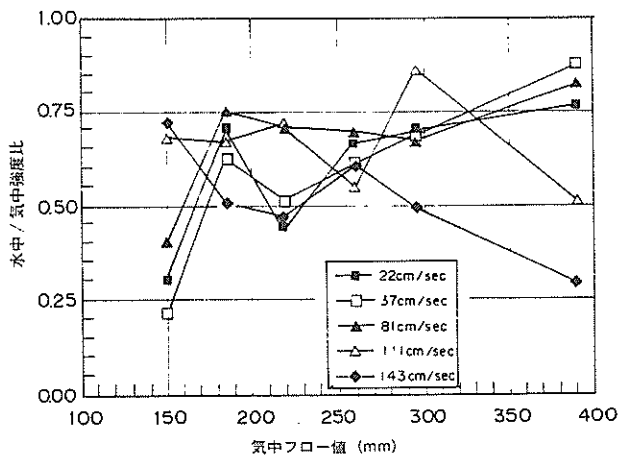


図-36(a) 気中フロー値と水中/気中強度比

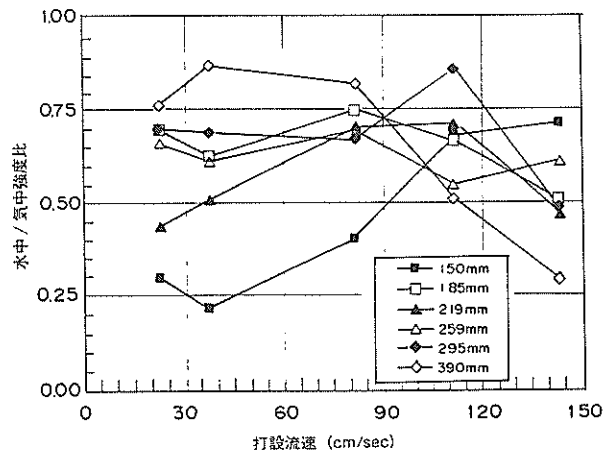


図-36(b) 打設流速と水中/気中強度比

以上の結果をみると、フロー値が小さい場合には打設速度を大きく、フロー値が大きい場合には打設速度を小さくすることが分離を防止する上で有効である。すなわち、フロー値が小さい軽量混合処理土を水中に打設すると打設管付近で土が激しく練り返され海水の巻き込みが発生して分離が起こりやすくなるため、この影響を軽減するにはすばやく打設して打設中の強度発現を抑える方がよい。一方、フロー値が大きい場合には流動する間に海水との接触面において材料分離が起こるので、ゆっくりと打設することによって接触面でのせん断抵抗を小さくする方が良好な水中打設になると考えられる。

気泡混合処理土に関する材料分離抵抗性試験の結果と水中打設実験の結果を比較することによって、両者には良好な対応がみられることがわかった^{(18), (20)}。さらに、両者の対応関係に基づいて、実際の水中打設の施工において周辺の海域に濁りやpHの上昇といった悪影響が発生せず、所定の強度と密度を有する軽量混合処理土地盤を造成するための当面の指標値として、材料分離抵抗性試験におけるSS、pH、強度、含水比に関して以下の数値を提案した。

SS < 100

pH < 10.5

材令7日における水中打設試料と気中打設試料の強度比 > 0.5

材令7日における水中打設試料と気中打設試料の含水比の比 < 1.1

本指標値は、軽量混合処理土を海水中に施工する際に、フロー値と打設速度を変化させて材料分離抵抗性試験を実施し、上記の値を満足する条件で施工を行うものである。6章で述べる神戸港での施工事例において本指標値が適用され、良好な水中打設を行うことができた。

5. 軽量混合処理土による土圧低減効果の算定

岸壁や護岸など抗土圧構造物では、土圧、特に地震時土圧の低減を目的として軽量地盤材料を裏込めに使用することが考えられる。しかし港湾の施設の技術上の基準⁽¹⁾で採用されている土圧式（以下に港湾基準式という）は層状に堆積した地盤を対象としているため、軽量地盤材料をさまざまな形状で裏込めに使用した場合の土圧の変化を算定することは一般に困難である。このため、壁体の背後にすべり面を仮定し、土楔の力のつり合いを分割法によって解析することによって地震時土圧を算定する方法を考案した。この計算法を用いることにより、壁体の背後に軽量混合処理土などの固化体がある場合の土

圧を計算することが可能となった。

5.1 分割法による土圧算定式^{(9), (10), (36)}

図-37のように岸壁背後の土楔を分割し、各分割片に働く力のつり合いを考えると、水平方向の力のつり合いから壁面土圧 P に関する次式が得られる。

$$-P \cos \omega = \sum \Delta E_i$$

$$= \sum \left\{ \frac{c_i \cdot l_i \cdot \sec \alpha + (W_i' + \Delta V_i) \cdot (\tan \phi_i - \tan \alpha_i)}{1 + \tan \alpha_i \cdot \tan \phi_i} \right\} - W_i \cdot k \quad (1)$$

ここに、

W_i : 分割片の全重量 l_i : 分割片のスベリ面長さ

W_i' : 分割片の有効重量（浮力を引いた値）

V_i : 分割片右側の鉛直力 E_i : 分割片右側の水平力

k : 水平震度 c : 粘着力 ϕ : 摩擦角

α_i : 分割片の角度 ω : 壁面摩擦角

分割法では各分割片間の力に関して静定化の条件を設ける必要があるが、分割片間の力の合力の方向が土圧合力の方向と平行であるという条件 $V_i = E_i \tan \omega$ を用いると、(1)式は以下のようなになる。

$$P \cos \omega = \sum \left\{ \frac{W_i k + \{-c \cdot l_i \cdot \sec \alpha + W_i'(\tan \alpha - \tan \phi_i)\} / A}{1 + (\tan \alpha - \tan \phi_i) \cdot \tan \omega / A} \right\} \quad (2)$$

ここに、 $A = 1 + \tan \phi_i \cdot \tan \alpha$

(2)式を用いると図-37のA点を通る直線すべり面における土圧が計算できる。土楔論から土圧を計算する場合は最大値を求めるので、実際の計算では図-37のA点を通る直線すべり線を α を 0.1° きざみで変化させて仮定し、それぞれについて P を計算してその最大値が主働土圧、そのときの角度 α が崩壊角となる。

図-37ではすべり面が壁の下端を通過する直線であると仮定しているが、背後に固化体があるときのすべり線の形状は必ずしも直線とはかぎらず、図-38に示すよう

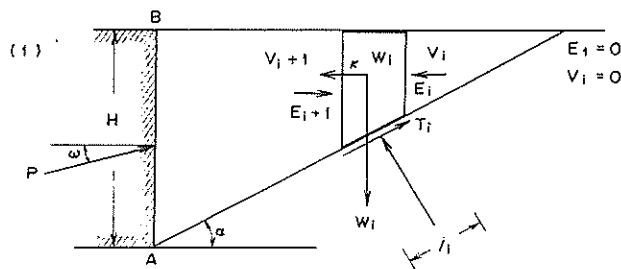


図-37 分割法による土圧の計算

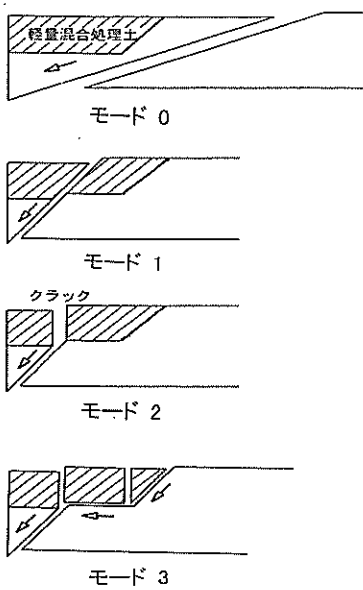
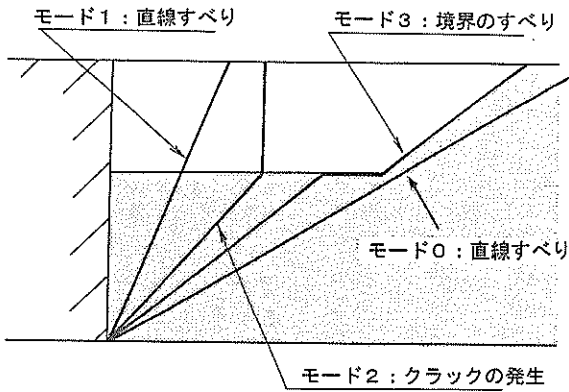


図-38 すべり線のモード

な4つのモードが考えられる。モード0は直線のすべり線が固化体の外を通過する場合で、モード1は直線のすべり線が固化体の中を通過する場合であり、モード2は固化体に鉛直方向のクラックが発生する場合、モード3は固化体底面ですべる場合である。仮定した崩壊角 α について4つのモードで土圧の計算を行い、その中でもっとも大きい値を α における土圧とした。

一般に軽量混合処理土は 10tf/m^2 以上のせん断強度を有するのが普通であるが、この場合はすべり線が固化体を通過する1のモードではせん断強度によって土圧が小さく計算され、2あるいは3のモードが最大土圧を与える。軽量混合処理土の面積が小さいときはモード0が最大土圧を与える場合もある。代表的な断面について計算した結果によると、設計震度が0.10以下と小さい場合は2のモード、設計震度が0.15以上では3のモードで決ま

る場合が多い。3のモードでは固化体と地盤との摩擦係数 f が土圧の計算値に影響してくる。

壁体の位置によって地震時土圧の再分配が起きないと仮定すると、壁面上の各深度で土圧を算定することにより、土圧分布が計算される。図-39に示すように重力式ケーソン背後の土圧を考えると、深度 d と d_{i+1} の間の土圧強度 p_i は次式で計算する。

$$p_i = \frac{P_{i+1} - P_i}{d_{i+1} - d_i} \quad (3)$$

ここに、 P_i は深度 d_i を下端としたときの全土圧

図のB点における土圧は固化体自体の地震時安定性を表しており、設計震度に対して固化体が地盤との摩擦によって底面ですべらないときB点での土圧は0である。地震時に固化体が地盤上をすべるときはB点で全土圧が計算され、この場合のBC間の土圧は均等に分布すると考える。

図-40(a)、図-40(b)は図-39の断面における土圧分布の計算例である。なお、計算には軽量混合処理土地盤の代表的な値として、 $\gamma_c = 1.0 \text{ t/m}^3$ (気中)、 $\gamma' = 0.2 \text{ t/m}^3$ (水中)、 $c = 10\text{tf/m}^2$ を用いている。図-40(a)は地盤と軽量混合処理土との摩擦係数 f を0.6としたときの震度0.20及び0.25における土圧分布であるが、震度0.20では軽量混合処理土には土圧が発生せず、その下部より深度とともにほぼ直線的に土圧が増加する。図-40(b)は $f = 0.4$ とした場合であるが、軽量混合処理土の前面に大きな土圧が発生しその分だけ深部の土圧は減少する、すなわち摩擦係数が小さくなると土圧合力の作用位置が高くなり、このことは重力式岸壁の場合、支持力の安定に大きく影響してくる。

なお、一様な砂質地盤では、分割法で算定される地震時土圧は、改訂された技術上の基準の方法である荒井・横井による見かけの震度を用いた地震時土圧式の値と一致している。

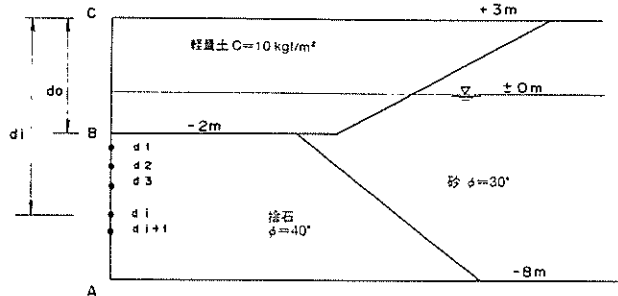


図-39 計算断面

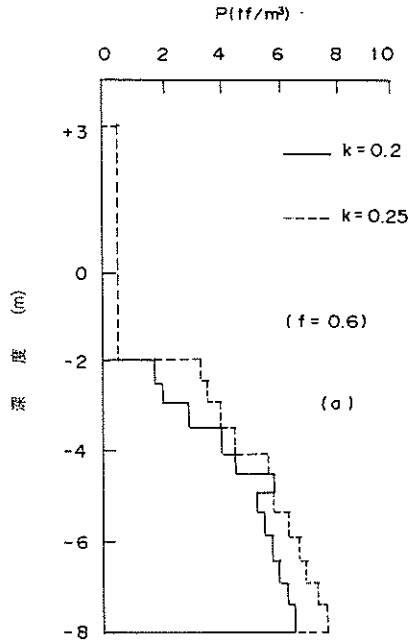


図-40(a) 土圧分布

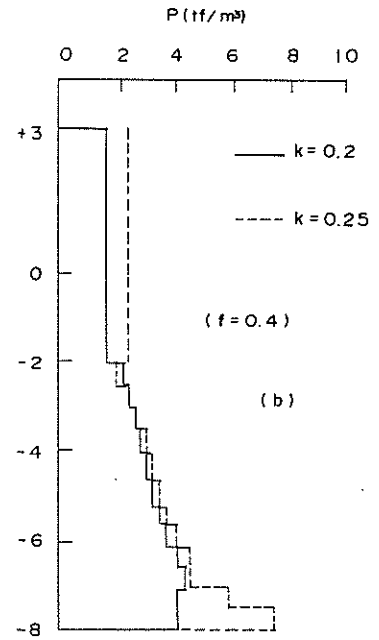


図-40(b) 土圧分布

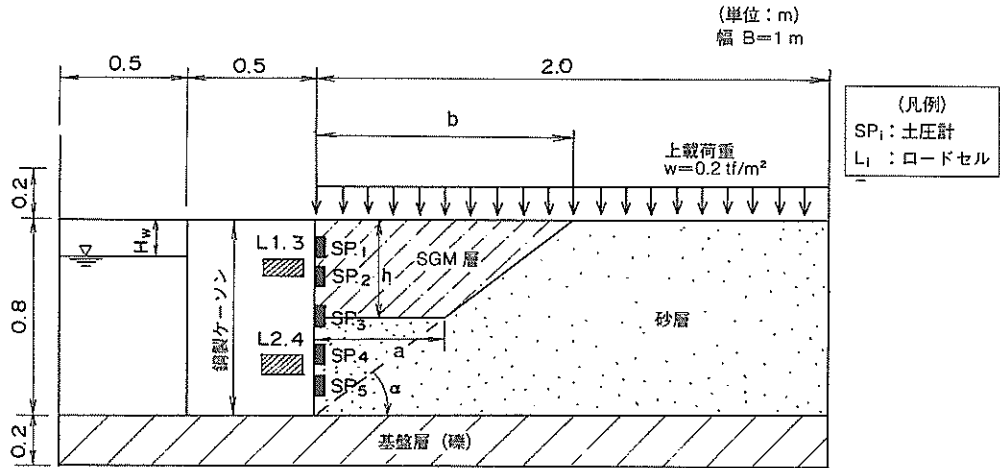


図-41 振動台実験

5.2 模型振動台実験による検討¹³⁾

分割法による土圧計算法の妥当性を確認するため、背後に軽量混合処理土を用いたケーソン岸壁について縮尺1/10の振動台模型実験を実施した。振動台実験では重力式岸壁の1/10の模型を想定し、図-41に示すように、振動箱（高さ1.2m、幅1m、奥行3m）に土圧計と荷重計を設置した鋼製ケーソンを置き、その背後は下部を砂質土で締め固め上部に軽量混合処理土を置いた模型によって実施した。全部で5つのケースで実施したが、各ケースでは軽量混合処理土の大きさと水面の高さを表-8に示すように変化させている。加振は、5Hzの正弦波20波を50galから最大400galまで6～7段階のステップで増加

表-8 振動実験の条件

実験ケース	α (度)	Hw (m)	h (m)	a (m)	b (m)
Case-1	45.0	0.	0.35	0.45	0.92
Case-2	45.0	0.0	0.35	0.45	0.92
Case-3	45.0	0.2	0.35	0.45	0.92
Case-4	30.0	0.2	0.35	0.78	1.00
Case-5	22.5	0.2	0.40	0.97	1.93

させることによって行った。また、軽量混合処理土の模型はカオリンと水、石膏、セメントを1:1:0.1:0.015の重量比で混合し、さらに発泡ビーズを混合して密度が1.1～1.2g/cm³になるように調整し作成した。この方法で作

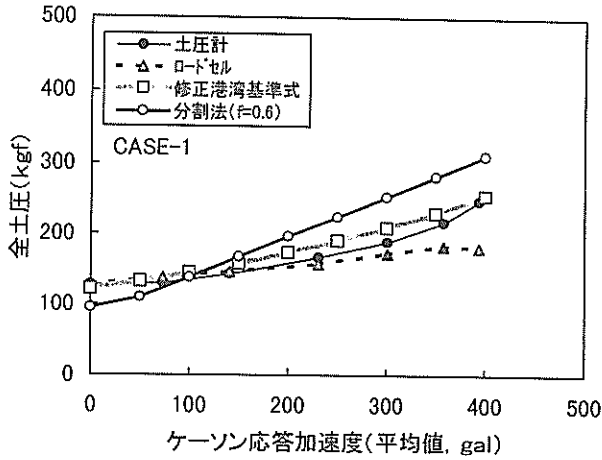


図-42 土圧実測値と計算値の比較 (ケース 1)

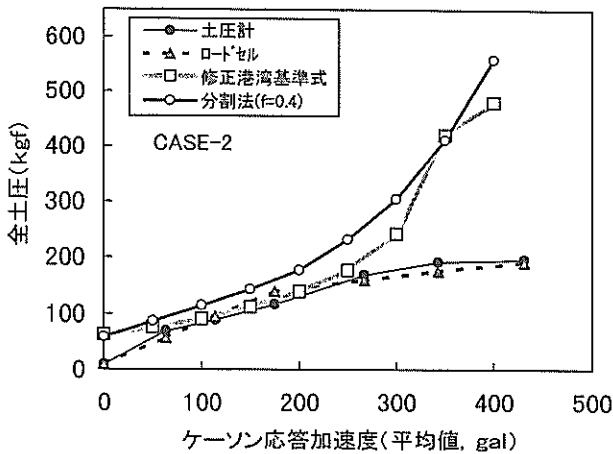


図-43 土圧実測値と計算値の比較 (ケース 2)

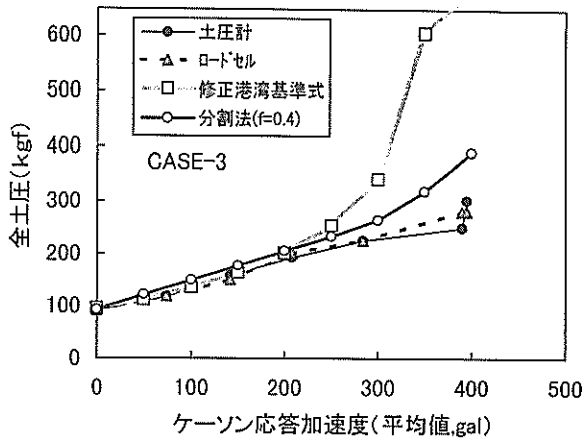


図-44 土圧実測値と計算値の比較 (ケース 3)

成した軽量混合処理土の模型は強度が時間的に安定しており、小型ベーン試験で求めた非排水せん断力は 0.065 kgf/cm^2 であった。なお、基盤層は7号礫を十分に締め固めて作成した。

一般に振動台模型実験における実測土圧の最大値は慣性力の方向が壁背後の土に対して主働側ではなく受働側

に作用しているときに発生する傾向がある。今回の振動実験においても、いずれのケースも慣性力の方向が海側である主働時は土圧が小さく、最大実測土圧は慣性力が陸側に働く受働時に計測された。これは振動中にロッキングが起こったため主働時において地盤とケーソンの振動モードが一致しなかったためと考えられる。計算土圧は主働土圧として震度法から求められているが、ここでは安全側の土圧として実測最大土圧と比較することとした。なお、計算では壁面摩擦角を15度と仮定している。

図-42、図-43、図-44はそれぞれケース 1, 2, 3 のケーソン応答加速度に対する土圧計とロードセルによる実測最大土圧、分割法による計算土圧の比較である。また、港湾基準式では土圧を計算できないため、便宜的に軽量混合処理土の主働土圧係数を加速度と無関係に常に常時の静止土圧係数である0.2と仮定し³⁾、下部の砂層について港湾基準を用いて計算した土圧を修正港湾基準土圧として併せて示した。

図をみると、分割法によって算定した土圧は各加速度において実測最大土圧と比較的によく一致しており、修正港湾基準式による算定土圧は250gal以上の場合に実測最大土圧よりもかなり大きな土圧を与える傾向があるが、200gal以下では分割法による土圧と大きな差はみられない。

図-45、図-46はそれぞれケース 4, ケース 5 の結果である。ケース 4 の場合も実測値と分割法による計算値はほぼ一致しているが、図-44と比較すると軽量混合処理土の面積が大きいのに関わらず発生する土圧があまり変わらない(低減しない)といえる。この原因としては、地盤と軽量混合処理土との接触面における摩擦係数 f が小さいことが考えられる。ケース 4 では加震中に接触面付近に過剰間隙水圧の発生が観察されたので、計算では水中部の接触面での摩擦係数を0.4として行った。し

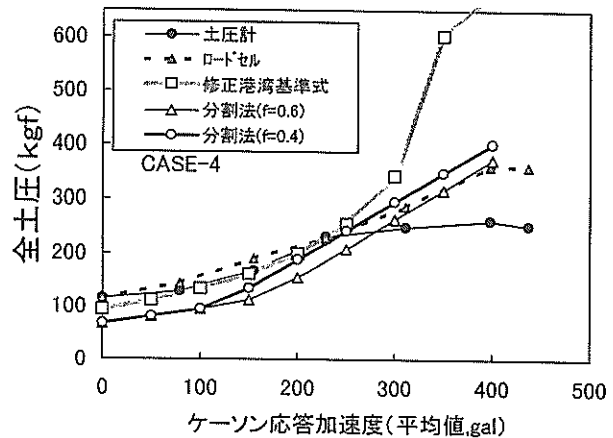


図-45 土圧実測値と計算値の比較 (ケース 4)

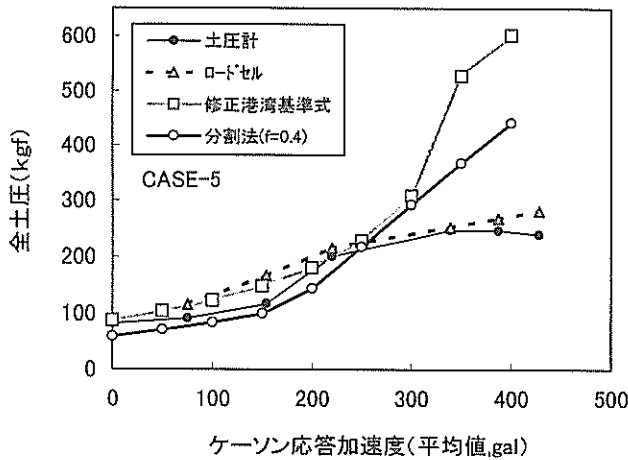


図-46 土圧実測値と計算値の比較 (ケース5)

かし図中に示すように摩擦係数を0.6として計算すると、200galの加速度に対して計算土圧は20%低下する。すなわち、ケース4では締め固め不足のため接触面付近の砂層で正の過剰間隙水圧が上昇して結果的に摩擦係数の低下と同等の効果が起こったため軽量化による地震時土圧の低下が不十分であったと考えられる。軽量混合処理土の面積が大きいときは底面で土との摩擦を十分にとること、および軽量混合処理土の底部の砂層を十分締め固めて過剰間隙水圧が発生しないようにすることが、土圧低減効果を高める上で重要である。同様のことが図-46のケース5においても見られる。

以上のように、重力式岸壁の背後を軽量混合処理土で軽量化した振動台模型実験を行った結果、模型ケーソンで実測された最大土圧と分割法による土圧計算値は比較的良好に一致している。ただし、軽量化の面積を大きくしても土圧低減効果が大きくならない傾向がみられたが、これは継承混合処理土と下部の砂地盤との摩擦係数の低下が原因とみられる。

5.3 岸壁背後の軽量化による地震時土圧の低減効果¹⁵⁾

壁体の背後に軽量混合処理土を使用した場合、どの程度の土圧低減効果が期待できるであろうか。前面の水深が5m、10m、15mのときのケーソン式岸壁を対象に、ケーソンの背後を図-47(a)の形状の軽量混合処理土地盤で置き換えたときの土圧低減効果を図-47(b)、(c)、(d)に示した。図の横軸は、軽量混合処理土で置き換える面積 S をケーソンの高さ H (=水深 + 4m)の2乗で除して正規化した値 S/H^2 である。また、土圧低減率 R_p は、背後を通常の山砂と捨石によって裏込めした場合の土圧に対する軽量化後の土圧の比である。

図をみると、正規化した軽量化面積 S/H^2 と土圧低減率 R_p の関係が、震度ごとに岸壁の規模によらない一定の傾向がみられ、ほぼ次式のように表すことができる。

$$k=0.15 \text{ のとき} : R_p = 1 - 0.6 (S/H)^{0.5} \quad (4)$$

$$k=0.20 \text{ のとき} : R_p = 1 - 0.5 (S/H)^{0.5} \quad (5)$$

$$k=0.25 \text{ のとき} : R_p = 1 - 0.4 (S/H)^{0.5} \quad (6)$$

(ただし-15mを除く)

図-47(e)に(4)~(6)式を比較して示すが、軽量化による土圧低減効果は設計震度が小さいほど大きく、設計震度が大きくなるとともに相対的に土圧低減効果が小さくなる。また、図を見ると、軽量化面積が大きくなるととも

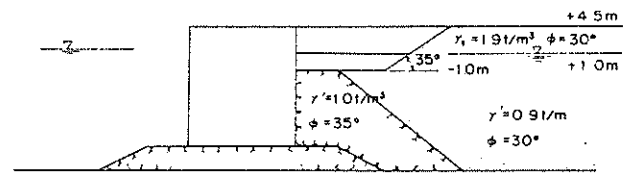


図-47(a) 計算断面

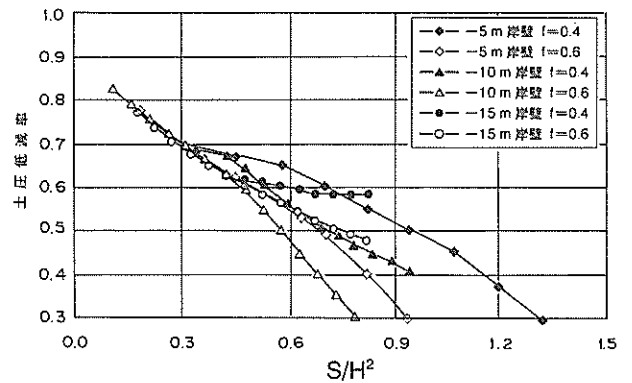


図-47(b) 土圧低減効果 ($k = 0.15$)

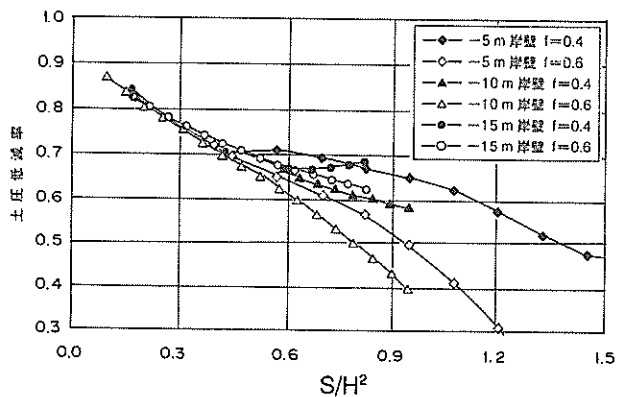


図-47(c) 土圧低減効果 ($k = 0.20$)

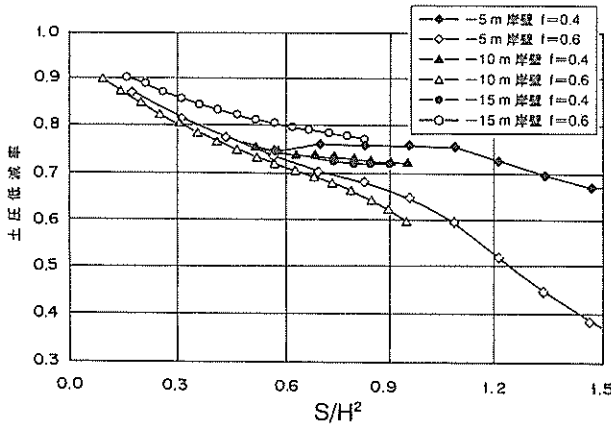


図-47(d) 土圧低減効果 (k = 0.25)

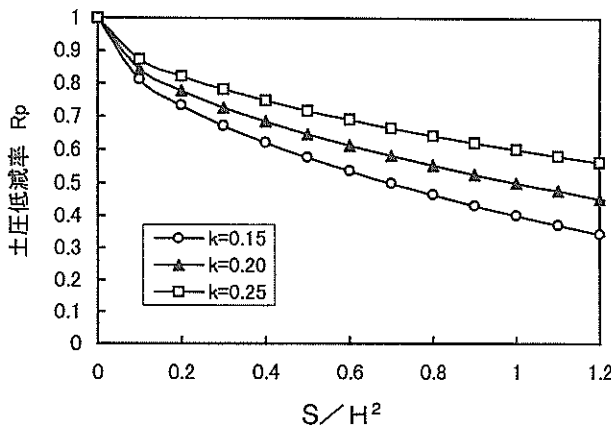


図-47(e) 軽量化面積と土圧低減効果

に土圧の低下割合は鈍り、最終的にはある限界値に達する傾向がある。この限界値は軽量混合処理土底面の摩擦係数が大きいほど小さいので、土圧低減効果を十分に発揮するには、十分な摩擦係数を確保し軽量混合処理土と原地盤との一体性を保持する工夫が必要となる。近年、既存の港湾施設の耐震性強化が重要な課題となっているが、設計震度0.2の場合を検討すると、図-47(c)より背後を軽量混合処理土で置き換え摩擦係数0.6を確保することにより地震時土圧は40~65%低減できる。このことからケーソン岸壁の場合には設計震度を0.05程度増加させることが可能である。

6. 神戸港震災復興事業における適用^{121,16),201,221,233)}

阪神淡路大震災によって被災した神戸港の港湾施設の復旧では、施設の被災状況や制約条件によってさまざまな新工法が用いられている。この中で、比較的被災変形量が小さく被災後の法線が直線性を保っている岸壁に対しては岸壁背後の土圧を低減する復旧方法が検討され、

気泡混合処理土21,610m³がわが国の港湾工事で初めて本格的に使用された。以下に、その概要を紹介する。

6.1 工事の概要

復旧対象の施設は、図-48に示すポートアイランド2期地区岸壁(-7.5m)で、神戸シーエアーターミナルの南側に位置している。岸壁延長は183mであり、南側の-15m岸壁に取り付くように水深が-7.5mから-15mに漸深している。対象施設は建設途中で、ケーソンを据え付けて中詰めを行い、蓋コンクリートを打設して裏込めが終了した段階で被災した。地震により、岸壁法線が0.8~3.8mはらみ出し、ケーソン天端が1.1~2.5m沈下して、ケーソンの傾きは-2.5~+3度となった。幸いにも被災後の法線は直線性を保ち、ケーソンの傾きも比較的小さかった。

復旧方法を検討した結果、被災変形後のケーソンをそのまま利用することが工期短縮と工費節約の観点でもっとも有利であることがわかったが、全体が1.1~2.5m沈下しているため通常の捨石や土による裏込めではケーソン背後の土圧が大きくなり安定を確保できない。このため、ケーソンの前面に基礎捨石を追加して受働抵抗を増加し、岸壁背後の地盤の一部に気泡混合処理土を用いて土圧を低減することにより、岸壁の地震時安定性を確保する設計が採用された。図-49と図-50には、それぞれ復旧の断面図と平面図を示した。なお、本施設的设计震度は被災前に0.18としていたが、復旧にあたっては技術基準を厳密に適用し0.20としている。

気泡混合処理土の設計密度は、気中打設部(H.W.L.+1.7m以浅)で1.0t/m³、水中打設部(標高+1.7m以深)で1.2t/m³とし、分割法によって計算した結果、標高+3.5mから-1.0mまでの厚さ4.5m、地表面での幅約30m~40mの範囲を軽量化することにより地震時主働土圧が約30%低減され、設計条件を満足することを確認した。また、気泡混合処理土の設計強度は、この地盤

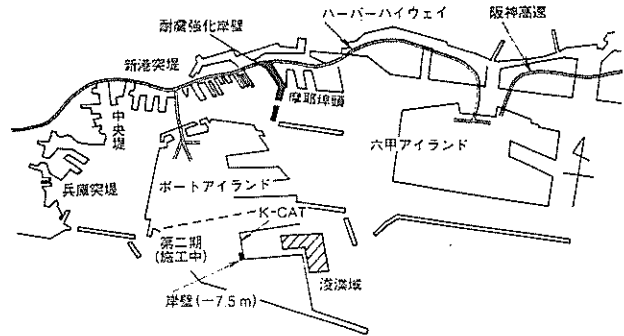


図-48 工事位置図

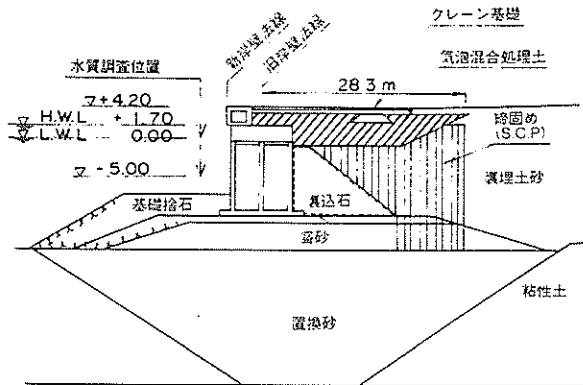


図-49 復旧断面図

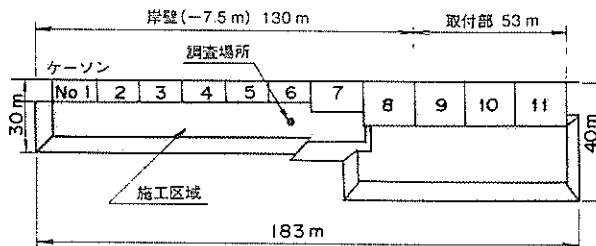


図-50 復旧平面図

がエプロンの路床となり一部クレーン基礎の支持地盤となることを考慮して一軸圧縮強度で 2.0kgf/cm^2 とした。

6.2 施工

原料土としては、同時期に施工された神戸港内航路浚渫工事で発生した浚渫土（含水比122%，液性限界97%，塑性限界41%，有機分含有量3.0%）を用いた。固化材は高炉セメントB種、起泡剤は界面活性系を10倍希釈25倍発泡で使用している。本施工に用いた施工システムの構成を、図-51に示す。このシステムは、①浚渫土を解泥し、海水を加えて均質な調整泥土を作成する解泥船、②調整泥土を各プラントに送泥するための中継泥槽、③調整泥土と固化材・気泡を連続混合する混練プラント、④トレミー管による気泡混合処理土の連続打設の4つの部分から構成されている。設計強度の3倍の 6.0kgf/cm^2 を目標室内配合強度（材令28日）として、配合試験を行った結果、気泡混合処理土 1m^3 あたりセメント140kg、気泡量は279リットル（気中部）、196リットル（水中部）と設定した。ただし、現場打設試験により混練、圧送、打設の間に気泡の一部が消泡することが判明したので、実際の施工では気泡量を設定値よりも15～20%増加させた。写真-5に施工時の状況を示した。

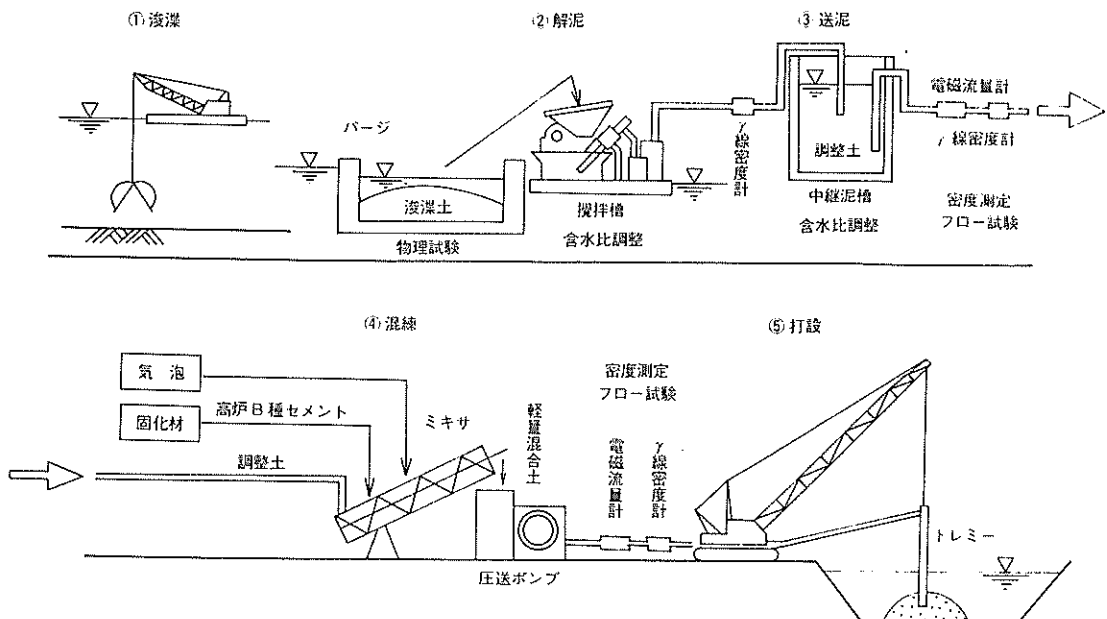
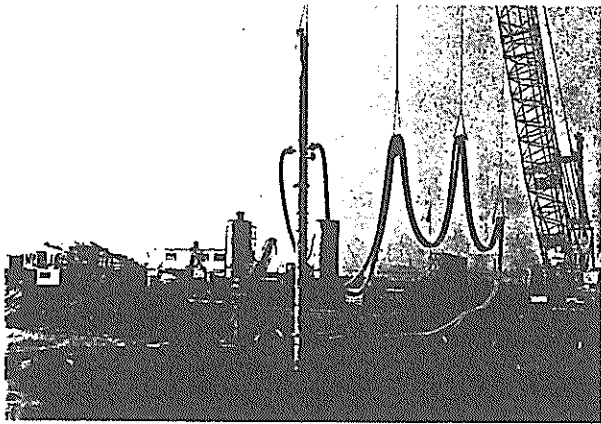
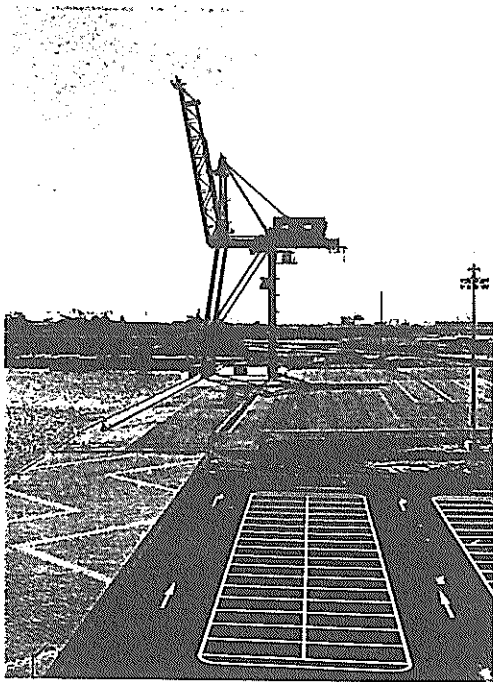


図-51 気泡混合処理土の打設フロー



写真・5 神戸港における気泡混合処理土の施工状況



写真・6 復旧が完了した岸壁 (1996年4月末)

施工中の品質管理は、気泡混合土のスランプフロー、湿潤単位体積重量、含水比および一軸圧縮強度の各項目について実施した。特に単位体積重量の管理には施工システムの各段階にγ線密度計を設置して管理し、作業の効率化と高品質化をはかっている。また、気泡混合処理土の水中打設は海水と遮蔽された岸壁背後の水面で施工されたが、図-49に示した地点（水深±0m および-5m）で採水し水質調査を実施した。調査結果の数値を環境安全基準、水産用水基準および神戸港のバックグラウンド値と比較した結果、気泡混合土の打設による周辺海域への影響はなかったことを確認している。写真6は工事終了後の状況である。

6.3 気泡混合処理土の経年変化

海水面下を含む港湾構造物に打設された気泡混合処理土土盤において、施工後の時間経過とともにその力学性質がどのように変化しているかを確認することは、今後の本工法の適用性を検討する上で重要な情報となる。このため、施工後 1, 4, 7, 10, 22ヶ月後に、気泡混合土を施工した範囲のほぼ中央でボーリングとサンプリング、原位置試験を行った。各ボーリング孔は隣接のボーリングに伴う乱れの影響を避けるため、孔芯距離を1.5mで実施している。

コア採取した供試体の試験結果から求めた湿潤密度 ρ_w の深度分布を図-52に示す。天端付近で単位体積重量の増加が見られるが、全体にばらつきは小さく、ほぼ均質である。気中打設部の ρ_w は $0.95 \sim 1.10 \text{g/cm}^3$ の範囲にあり、平均値は 1.03g/cm^3 である。また、水中打設部の ρ_w は $1.10 \sim 1.19 \text{t/m}^3$ の範囲で平均値は 1.15g/cm^3 であった。設計密度に対して気中打設部分では若干大きく水中打設部分では若干小さくなっているが、全体にばらつきは小さくほぼ均一であるといつてよい。打設時に気中部分で密度が設計値よりも若干増加したのは打設後の初期硬化にともなう収縮が原因として考えられ、今後この効果を見越した気泡量の配合が必要である。図-53は湿潤密度の平均値と材令の関係である。図のように気中打設部、水中打設部とも22ヶ月間の変化はほとんどみられず、気泡混合処理土内の気泡への水の浸透はこれまでのところないと考えられる。

気中打設部、水中打設部それぞれについてコア試料の一軸圧縮強度の深度分布を図-54に示す。図のようにばらつきは大きいですが、いずれも目標強度である 2.0kgf/cm^2

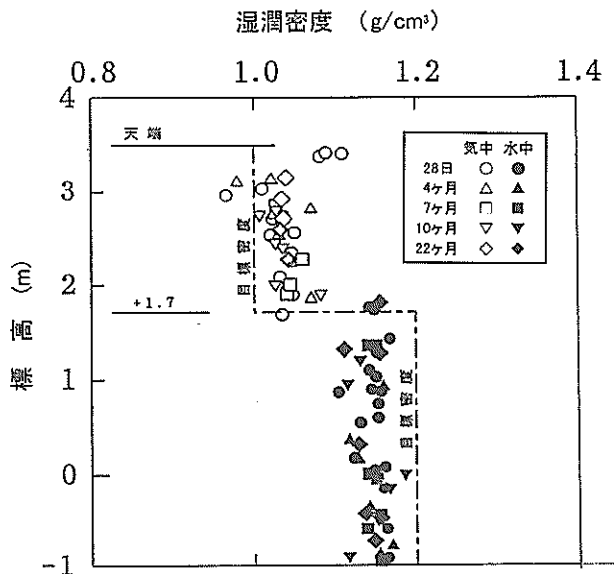


図-52 コア採取した試料の湿潤密度

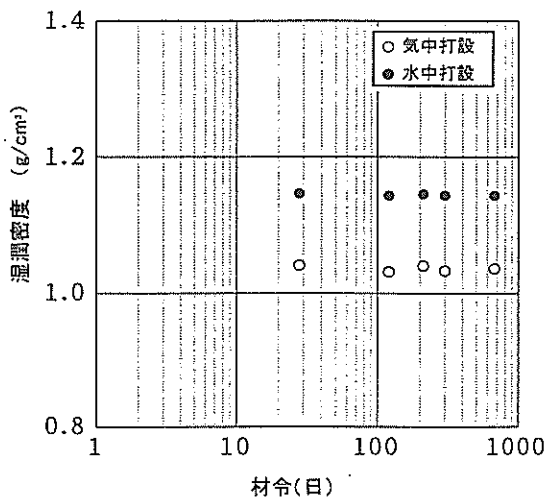


図-53 湿潤密度の経年変化

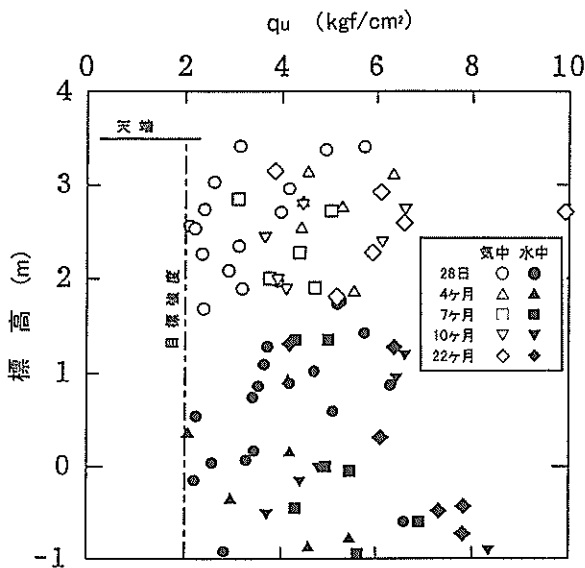


図-54 一軸圧縮強度の分布

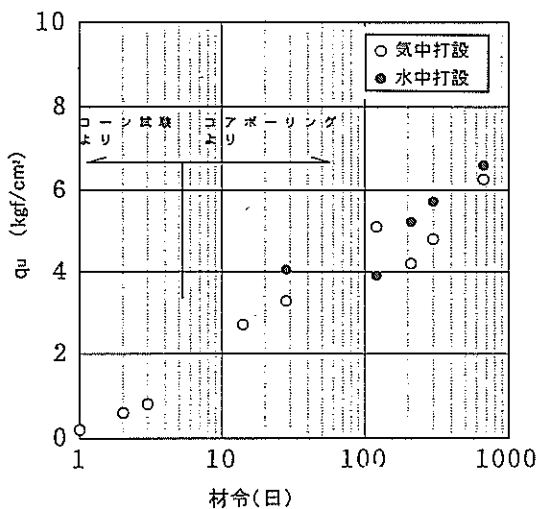


図-55 一軸圧縮強度の経年変化

を上まわっている。図-55は一軸圧縮強度の平均値と材令の関係である。図中、若齢時においてはコーン貫入試験による先端抵抗と一軸圧縮強度の関係 $q_c = 7q_u$ を用いて算出した強度を示している。時間の経過にもなって気中打設、水中打設のいずれも強度が増加する傾向が明瞭にみられ、22ヶ月経過時点では室内配合試験の28日強度である 6.0 kgf/cm^2 にほぼ達した。

7. 東京国際空港外周護岸工事における適用^{14),35)}

軽量混合処理土工法では、港湾地域でもっとも入手しやすい浚渫土を原料土とすることを基本としている。神戸港の事例では浚渫工事と護岸の建設工事が同時に行われていたため、廃棄物として処分されている浚渫粘土を原料土として活用したという点でも効果的であった。しかしながら、実際には浚渫工事と軽量混合処理土を施工する工事の工期を合わせることは難しく、何らかの事情で工事の時期にずれが生じたりすると、大量の原料土が入手できずに工法の適用をあきらめざるを得ない場合もある。不用土の活用という観点からは土を選ばず対応できることが求められる。次に、シールド工事に伴って発生した泥土を原料土とした東京国際空港の事例を紹介する。

7.1 工事の概要

東京国際空港沖合展開事業第三期における外周護岸は当初廃棄物埋立護岸として建設されたが、空港外周護岸として必要な許容越波流量を満足しないため天端のかさ上げを行うこととなった。かさ上げを通常の土でおこなうと既存の護岸矢板に作用する地震時土圧が過大となるため、気泡混合処理土と発泡ビーズ混合処理土を使用することによって土圧の低減をはかった。本工事では原料土として空港内を横断する京浜急行シールドトンネル建設工事によって発生した残土を使用した。残土は沖積粘土層の掘削により発生したシールド泥水に凝集剤を添加し、フィルタープレスによって脱水処理したものである。表-9に原料土の物理的性質と軽量混合処理土の配合を示した。

図-56(a), (b)に断面図と平面図を示すが、護岸奥行き1mあたり軽量混合処理土を 13 m^3 打設し、その設計湿潤密度を 1.2 g/cm^3 、設計一軸圧縮強度を 2.0 kgf/cm^2 としている。護岸延長は気泡混合処理土、発泡ビーズ混合処理土ともそれぞれ75mの区間であるが、施工条件はいずれも気中であり、厚さ2.6mを数層に分けて打設し、施工総量は約 $1,500 \text{ m}^3$ であった。表-9は用いた配合である。

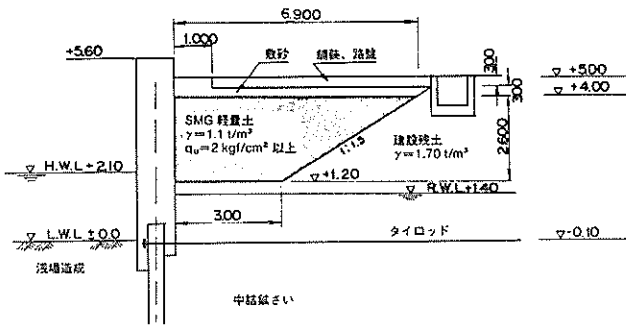


図-56(a) 東京国際空港外周護岸断面図

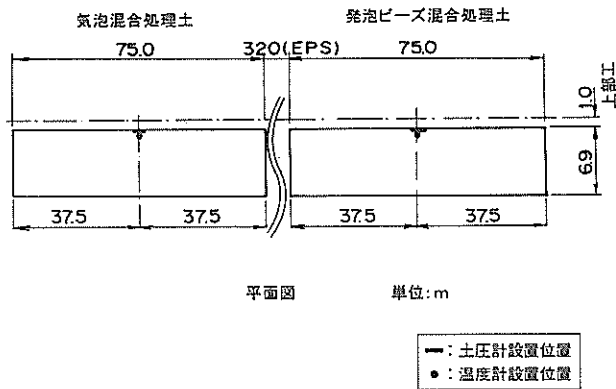


図-56(b) 東京国際空港外周護岸平面図

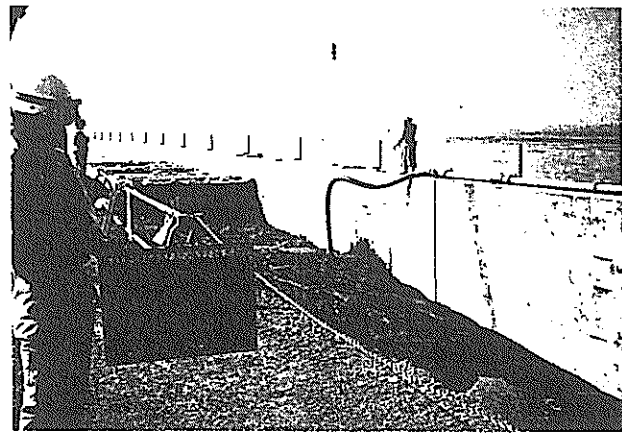


写真-7 東京国際空港における発泡ビーズ混合処理土の施工時の状況

写真-7は発泡ビーズ混合処理土の施工時の状況である。

7.2 施工中及び施工後の品質評価

本工事において施工中の土圧の経時変化を測定した。土圧の測定は図-57に示すように、気泡混合処理土、発泡ビーズ混合処理土ともそれぞれ平面位置一点で深度方向に3カ所とした。また、土圧計の温度補正のために温度計を図に示す位置に設置した。図-58は土圧の経時変化である。図をみるとわかるように、気泡混合処理土、発泡ビーズ混合処理土とも土圧計は打設時においてやや変動がみられるが、静止土圧係数の最大値は0.15~0.20であった。打設が終了して固が進むと土圧の変化はほとんどがみられず安定している。

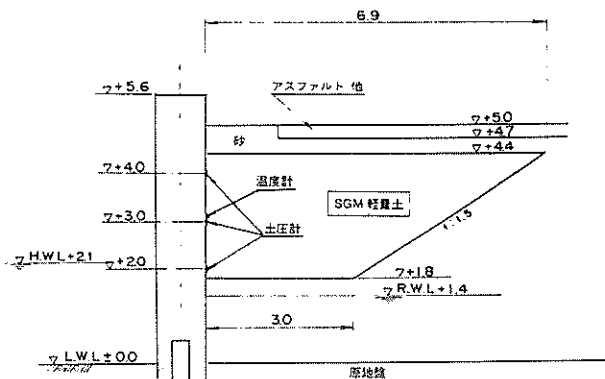


図-57 土圧測定位置

表-9 原料土の物理的性質と軽量混合処理土の配合 (東京国際空港)

シールド発生土の物理的性質							
自然含水比 (%)	土粒子密度 (g/cm³)	粒度組成 (%)			液性限界 (%)	塑性限界 (%)	塑性指数
		砂分	シルト分	粘土分			
39.2	2.693	19	56	25	56.3	22.3	34.0

軽量混合処理土の配合						
	乾燥土 (kg/m³)	水 (kg/m³)	固化材 (kg/m³)	軽集材 (t/m³)	密度 (t/m³)	フロー値 (mm)
気泡混合処理土	423	571	94	260	1.1	160以上
発泡ビーズ混合処理土	478	538	75	268	1.1	120以上

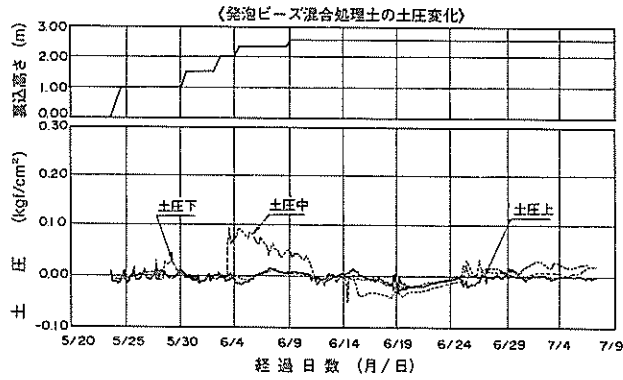
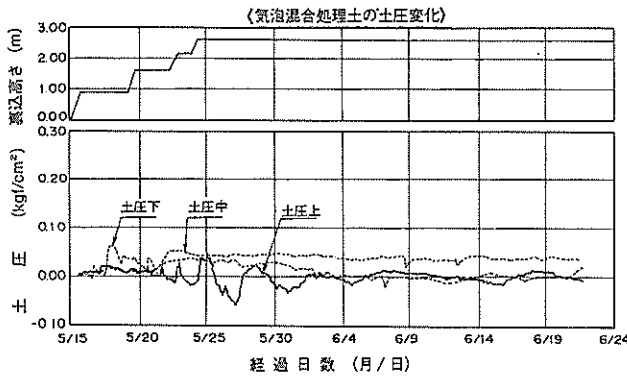


図-58 土圧の測定値

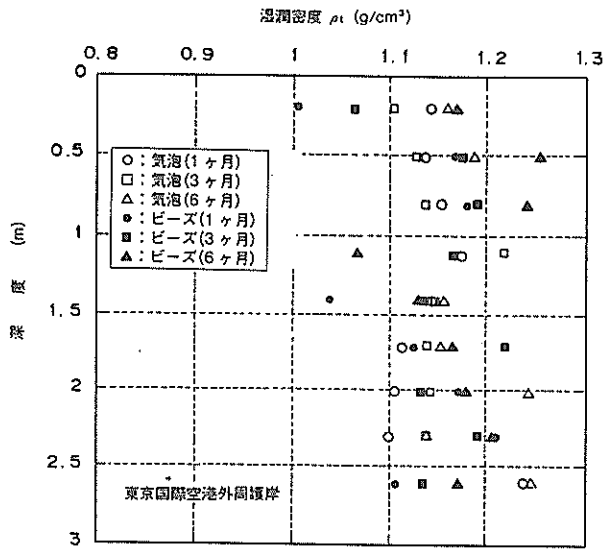


図-59 コア採取した試料の湿潤密度

図-60は深度と一軸圧縮強度 q_u の関係である。 q_u は各供試体の値がいずれも現場での管理下限値 2.0kgf/cm^2 を大きく上まわり、全体の平均値は気泡混合処理土では 6.1kgf/cm^2 、発泡ビーズ混合処理土では 5.4kgf/cm^2 であった。

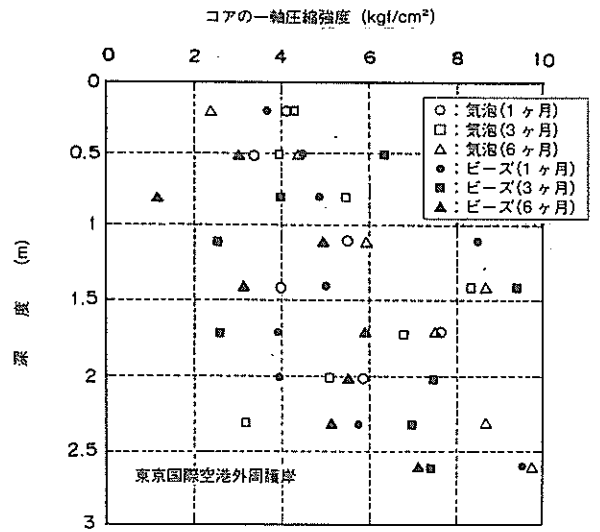


図-60 コア採取した試料の一軸圧縮強度

以上のように、ボーリングによるコア試料から求められる施工後の ρ_t および q_u は、平均値では管理値を満足するもの供試体ごとのばらつきが大きく、湿潤密度に関しては管理値を満足しないものもいくつかみられた。建設発生土を原料土とする場合は浚渫土の場合よりも土性の変化が大きいため、造成される軽量混合処理土地盤の力学特性のばらつきが大きくなる傾向がみられる。しかし、原位置試験の結果から地盤全体としては必要な軽量性と強度が得られていることが確認された。

8. 結論

本報告は、平成5年から最近までの軽量混合処理土工法の開発に関する研究成果と適用事例についてまとめたものである。主要な結論は以下のとおりである。

- 1) 軽量混合処理土工法は、液性限界以上に加水してスラリー化させた浚渫土や建設発生土を原料土とし、これに固化材と軽量化材（気泡あるいはEPSビーズ）を添加・混合した処理土を、港湾・海洋環境での埋立や裏埋めに用いて、軽量地盤を造成するものである。軽量混合処理土の通常の配合設計においては、湿潤密度が気中部分について 1.0g/cm^3 、水中部分については 1.2g/cm^3 程度に設定され、設計せん断強度は $1.0\sim 2.0\text{kgf/cm}^2$ となるように設定される。
- 2) 浚渫土を原料土として造成した軽量混合処理土地盤の力学特性を調べた結果、土性の均一は高く、一軸圧縮強度、一面せん断強度、圧密降伏応力は相互によく対応し、硬質粘土あるいは軟岩に類似した強度変形特性

を示すことがわかった。

3) 軽量混合処理土の三軸CU試験より以下のことがわかった。

- ・養生水圧は圧縮強度に大きな影響を与えない。
- ・全拘束圧が大きくなると変形係数 E_{50} は低下する傾向があるが、全拘束圧 $1\sim 2\text{kgf/cm}^2$ という実用的な範囲では E_{50} の値はほとんど変化しない。
- ・気泡混合処理土のポアソン比は圧縮ひずみ ϵ_1 が $1\sim 2\%$ のときに $0.1\sim 0.2$ と最小値を示し、その後増加して最終的には 0.4 に近づく。発泡ビーズ混合処理土のポアソン比は気泡混合処理土よりも高い値が得られたが、養生圧力を除荷した影響についてさらに検討が必要である。

4) 水中養生が軽量混合処理土の特性に及ぼす影響を室内試験と長期暴露試験により検討した。軽量混合処理土は海水との接触面から劣化が進み、密度が増加して強度は低下する。しかし、劣化速度は $1\sim 3\text{cm/年}$ であり、覆土や構造物によって軽量混合処理土が直接海水面に接することを防止すれば、実用的には問題とならないと考えられる。

5) 軽量混合処理土を水中に打設する場合には材料分離が少ない流動性と打設速度を設定する必要がある。新たに提案した材料分離抵抗性試験を行うことにより適切な条件を求めることができる。

6) 軽量混合処理土を岸壁の背後に使用したときの地震時土圧は現行の土圧式では計算できない。このため、分割法による土圧算定法を考案し、その適用性を振動台模型実験で確認した。本算定法によれば、設計震度 0.2 の重力式岸壁の場合、背後を軽量混合処理土で置き換えることにより地震時主働土圧を $40\sim 65\%$ 低減することができる。

7) 阪神・淡路大震災で被災した岸壁の復旧において、ケーソン背後の土圧を低減する目的で神戸港浚渫土を原料とする気泡混合処理土 $22,000\text{m}^3$ が施工された。これは気泡混合処理土の港湾構造物における初の本格的施工例であった。解泥-送泥-混練-打設に至る施工システムにより30日弱で施工は終了し、ほぼ設計通りの気泡混合処理土地盤が造成できた。また、打設後気泡混合処理土地盤の材料特性を調査した結果、気中部水中部のいずれも密度の変化はみられなかった。強度は材令とともに増加し、22ヶ月後では施工後28日での強度に対して約 50% 増となっている。

8) 東京国際空港の外周護岸の建設において、シールド工事による発生土を原料土とした気泡混合処理土と発泡ビーズ混合処理土を裏込め材として使用した。これは、

発泡ビーズ混合処理土の初の実施工であり、気泡混合処理土についても建設発生土を原料土とした最初の実例であった。施工後のボーリングと地盤調査の結果、設計どおりの密度と強度を有することが確認された。

あとがき

軽量混合処理土工法の開発研究は沿岸開発技術研究センター、民間企業23社と共同で平成5年2月より平成9年3月までの約4年間実施された。本文で述べているように、神戸港と東京国際空港において実工事に適用され良好な結果が得られたことから、共同研究の目的は達成できたと考えられる。本報告は、共同研究の成果の概要をまとめたものであり、個々の研究成果は引用した論文に詳しく述べられているので参照していただければ幸いである。

最後に4年間の共同研究に参加した方々の熱意と努力に心から敬意を表す。また、「軽量土の活用検討技術委員会(座長:奥村樹郎岡山大学教授)」の委員の方々には開発の各段階で貴重なご意見をいただいた。さらに、実工事への適用において当事者として取り組んでいただいた第三港湾建設局神戸震災復興本部、第二港湾建設局東京空港工事事務所、同横浜調査設計事務所の方々に深く御礼申し上げる。(1999年3月31日受付)

港湾・海洋環境を対象とした軽量混合地盤材料の開発に関する共同研究参加者(順不同):

運輸省港湾技術研究所、(財)沿岸開発技術研究センター、(株)エス・エル・エス、(株)大本組、クボタ建設(株)、国土総合開発(株)、五洋建設(株)、佐伯建設工業(株)、清水建設(株)、住友・大阪セメント(株)、積水化成成品工業(株)、大都工業(株)、大日本インキ化学工業(株)、秩父・小野田セメント(株)、東亜建設工業(株)、東洋建設(株)、西松建設(株)、日本国土開発(株)、日本セメント(株)、不動建設(株)、(株)本間組、三井不動産建設(株)、三菱油化(株)、りんかい建設(株)、若築建設(株)

参考文献

- 1) 土田孝, 横山裕司, 清水一也, 笠井寿太郎: 浚渫粘土を用いた軽量盛土・埋土地盤の強度評価, 第28回土質工学研究発表会, 1993年7月, pp.2665~2668.
- 2) 笠井寿太郎, 土田孝, 水上純一, 横山裕司, 槌田和徳, 後藤年芳: 軽量盛土・埋立材料に及ぼす養生条件の影響について, 第28回土質工学研究発表会, 1993年7月, pp.2669~2672.

- 3) 奥村樹郎, 土田孝, 岸田隆夫, 長坂勇二, 古屋俊明 : 港湾空港建設事業における軽量混合地盤材料の用途と課題, 第29回土質工学研究発表会, 1994年7月, pp.2399-2402.
- 4) Tsuchida, T.: Super Geo-Material Project in Coastal Zone, Development of High Quality Geo-material by Recycling Bulky Waste, Proc. of International Symposium on Coastal Ocean Space Utilization, Yokohama, 1995年5月, pp.391-401.
- 5) 土田孝, 横山裕司, 水上純一, 清水和也, 笠井寿太郎: 港湾における軽量混合処理土の用途と現地打設実験, 港湾技研資料, No.833, 1996年3月.
- 6) 土田孝, 長井興治, 湯川雅之, 岸田隆夫, 山本実 : 岸壁の裏込め材として打設された軽量混合処理土の土質特性, 港湾技研資料, No.834, 1996年3月.
- 7) 土田孝, 笠井寿太郎, 水上純一, 横山裕司, 槌田和徳 : 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, 1996年3月.
- 8) 湯怡新, 土田孝, 竹内大輔, 鏡田昌孝, 西田登 : 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, 1996年9月.
- 9) 土田孝, 佐藤正一, 岸田隆夫, 八木英樹, 平野孝行 : 分割法による地震時土圧の算定と軽量裏込め材料への適用, 第31回地盤工学研究発表会, 1996年7月, pp.1083-1084.
- 10) 土田孝, 槌田和徳, 竹内大輔 : 軽量裏込め土による地震時土圧の軽減効果について, 土木学会第51回年次学術講演会, 1996年9月, pp.400-401.
- 11) 土田孝, 奥村樹郎, 岸田隆夫 : Use of Artificial Light-Weight Materials for Backfilling of Quaywall, 2nd International Conference on Soft Soil Engineering, Vol.2., 南京, 1996年5月, pp.807-812.
- 12) 土田孝, 奥村樹郎, 竹内大輔, 岸田隆夫 : Development of Light-Weight Fill from Dredgings, 2nd International Congress on Environmental Geotechnics, Vol.1, Osaka, 1996年11月, pp.415-420.
- 13) 土田孝, 卷瀧正治, 平野孝行, 高橋但, 八木英樹, 佐々木宏二 : 分割法による軽量混合処理土の土圧算定, 一実験値と計算値の比較一, 第32回地盤工学研究発表会講演集, 1997年7月, pp.781-782.
- 14) 今井泰男, 中村浩明, 土田孝, 稲垣紘史, 竹内信夫 : 東京国際空港における軽量混合処理土の適用, 第32回地盤工学研究発表会, 1997年7月, pp.2571-2572.
- 15) 土田孝, 輪湖建雄, 福原哲夫 : 軽量固化体による地震時土圧低減効果と土圧分布について, 第32回地盤工学研究発表会, 1997年7月, pp.1149-1150.
- 16) 輪湖建雄, 土田孝, 松永康男, 山根信幸, 岸田隆夫, 竹内基幸 : フリクションレスコーン試験機の開発と気泡混合処理地盤への適用, 第32回地盤工学研究発表会, pp.2333-2334, 1997年7月.
- 17) 土田孝, 輪湖建雄, 菊池喜昭, 東俊夫, 新舎博 (1997) : 軽量混合処理土の水中打設時の流動特性と材料特性, 港湾技研資料, No.865, 1997年6月.
- 18) 土田孝, 輪湖建雄, 松下弘志, 吉原正博 : 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, 1997年12月.
- 19) 土田孝, 松下弘志, 面高安志 : 軽量混合処理土の打設速度制御式水中分離抵抗性試験方法の開発(その1) - 処理土の品質とその評価 -, 第33回地盤工学研究発表会, 1998年7月, pp.2455-2456.
- 20) 土田孝, 輪湖建雄, 松下弘志, 吉原正博 : 軽量混合処理土の打設速度制御式水中分離抵抗性試験方法の開発(その2) - 水槽打設試験と水中分離抵抗性試験の対応 -, 第33回地盤工学研究発表会, 1998年7月, pp.2457-2458.
- 21) 輪湖建雄, 宮島正悟, 深沢健, 岸田隆夫, 土田孝 : 軽量気泡混合土の一面せん断強度特性, 第33回地盤工学研究発表会, 1998年7月, pp.2443-2444.
- 22) 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, 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.
- 23) 宮島正悟, 安達昭宏, 深沢健, 岸田隆夫, 土田孝 (1998) : 軽量気泡混合土の力学特性の経時変化, 土木学会第53回年次学術講演会, 神戸市.
- 32) 土田孝 : 各種構造物の実例にみる地盤改良工法の選定と設計 4. 地盤改良に関する最近の話題, 4.2 リサイクル材料の活用(その1), 土と基礎, 1998年9月号, pp.37-42.
- 33) 輪湖建雄, 土田孝, 松永康男, 濱本晃一, 岸田隆夫, 深沢健 : 軽量混合処理土工法の港湾施設への適用, 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, 1998.9.
- 34) 土田孝 : 沿岸域における軽量混合処理土工法の研究開発と適用事例, 港湾技術研究所講演会講演集, 1998年11月.
- 35) 土田孝, 藤崎治男, 中村浩明, 卷瀧正治, 新舎博, 長坂勇二, 彦坂周男 : 建設発生土を活用した軽量混合処理土の空港事業への適用, 港湾技研資料,

No.923, 1999年3月.

- 36) 土田孝, 菊池喜昭, 福原哲夫, 輪湖建雄, 山村和弘
: 分割法による土圧算定法とその軽量地盤材料への
適用, 港湾技研資料, No.924, 1999年3月.
- 37) 青山憲明・黒山英伸, 千田昌平, 安在六男, 草刈太一, 新
坂孝志, 入島文雄, 吉原正博: 気泡混合補強土の特性
について その1, 配合試験, 第27回土質工学研究発表
会, 1992年7月, pp. 2483-2484.
- 38) 青山憲明・新舎博, 高橋勇, 久保博, 笠井寿太郎, 佐藤常
雄, 古谷俊明: 気泡混合補強土の特性についてその2,
力学特性, 第27回土質工学研究発表会, 1992年7月,
pp. 2485-2486.
- 39) 三嶋信雄, 長尾和之: 気泡セメント盛土工法 (FCB工
法) の研究, 土木学会誌, Vol.79, No.1, pp.18-19.
- 40) 櫻井裕一, 安藤憲一, 吉原正博: 水中施工用軽量埋戻
し材の現場試験報告, 第26回土質工学研究発表会
, 1991年7月, pp.2207-2210.
- 41) 西川和弘・久楽勝行, 長坂勇二, 伊藤賢一: 軽量安定
処理土による道路盛土工事の1事例, 第25回土質工
学研究発表会, 1990年6月, pp.2093-2094.
- 42) 寺師昌明, 田中洋行, 光本司, 本間定吉, 大橋照美: 石灰
セメント安定処理土の基本的特性に関する研究 (第
3報), 港湾技術研究所報告, 第22巻, 第1号, 1983年3月,
pp.69-96.
- 43) 日本港湾協会: 運輸省港湾局監修港湾の施設の技術
上の基準・同解説, 上巻, 第2編設計条件第14章土圧及
び水圧, 1999年4月, pp.289-297.