

港湾空港技術研究所 資料

TECHNICAL NOTE
OF
THE PORT AND AIRPORT RESEARCH INSTITUTE

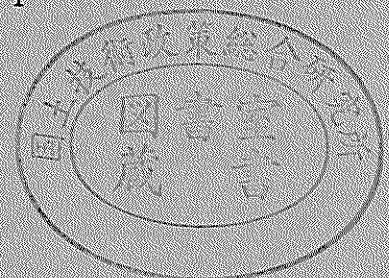
No.1007 September 2001

水深10mの海域における軽量混合処理土の打設実験と考察

土田	孝
佐藤	孝夫
洪	振舜
箕作	幸治
酒井	浩二

独立行政法人 港湾空港技術研究所

Independent Administrative Institution,
Port and Airport Research Institute, Japan



目 次

要 旨	3
1. はじめに	4
2. 熊本港の地盤条件と新たな岸壁構造の検討	4
2.1 熊本港における有明粘土の物理的性質と力学特性	4
2.2 従来の岸壁の構造と軽量混合処理土を利用した岸壁構造の比較	5
3. 軽量混合処理土の水中打設に関する既往の研究	6
4. 熊本港浚渫土による軽量混合処理土の室内配合試験	7
4.1 配合試験の概要	7
4.2 気泡安定性試験	8
4.3 固化材量試験	9
4.4 水中分離抵抗性試験	13
4.5 養生圧力実験	15
5. 軽量混合処理土の現場打設実験	15
5.1 現場打設実験の概要	16
5.2 施工中及び施工後の湿潤密度の変化	17
5.3 施工中と施工後における強度の変化	18
5.4 施工中水質の変化	18
6. 施工中の密度変化に関する考察	19
6.1 混練直後密度と現地仕上がり密度との関係	19
6.2 タンパク系起泡剤を用いた配合における密度増加の原因	20
6.3 気泡量の変動に着目した施工各過程での密度の変化	21
6.4 施工中の気泡量の調整	22
7. 1年経過後の軽量混合処理土の特性調査	23
7.1 採取した試料の外観と RQD 値	23
7.2 養生後の密度変化	24
7.3 一軸圧縮強度と変形係数	25
7.4 一面せん断試験	26
7.5 圧密試験結果の変化	27
7.6 コーン貫入試験	27
8. 結論	29
謝 辞	30
参考文献	30

Field Placing Test of Lightweight Treated Soil at 10m Seawater Depth in Kumamoto Port

Takashi TSUCHIDA*

Takao SATO**

Zhenshun HONG***

Koji MITSUKURI****

Koji SAKAI*****

Synopsis

Lightweight treated soil method has recently been developed to reuse the dredged soils as artificial lightweight geomaterials, the density of which range 1.0~1.2 g/cm³, for coastal construction projects. In the two types of lightweight soils, a foamed treated soil (FTS) and a beads treated soil (BTS), the slurry of dredge soil is mixed with cement and air form, or cement and EPS beads (the diameters are 1~3 mm), respectively. The lightweight treated soil method have been applied in several seaport and coastal airport projects, however the sites were only at the level shallower than -3 m to avoid the density change due to the large waterpressure and the possible washout during underwater placing. In this study, the full scale field placing tests of lightweight soils were carried out at the site of 10m below the sea level in Kumamoto Port in the purpose of the investigation on the material properties of lightweight soils placed under deep water. Especially the change of density through the process of mixing, transportation, placing and hardening was examined in detail. It is found that the lightweight soil method can be applied under sea water of -10m, although the part of the volume of mixed foam or mixed EPS beads is swept away during the construction process. However the wet-density of lightweight soil measured 1 year after the construction was almost same as that of 28-day specimen, while the 1 year strength was 40 % larger than the 28-day strength.

Key Words: lightweight soil, Ariake clay, harbor, density, unconfined compression strength, cement

* Head, Soil Mechanics and Geo-environmental Division, Geotechnical and Structural Department

** Ministry of Land, Infrastructure and Transport (Former the 4th District Port Construction Bureau, Ministry of Transport)

*** JST Domestic Research Fellow

**** Ministry of Land, Infrastructure and Transport (Former the 4th District of Port Construction Bureau, Ministry of Transport)

***** Ministry of Foreign Affairs (Former the 4th District of Port Construction Bureau, Ministry of Transport)

水深 10m の海域における軽量混合処理土の打設実験と考察

土 田 孝*
佐 藤 孝 夫**
洪 振 舜***
箕 作 幸 治****
酒 井 浩 二*****

要 旨

軽量混合処理土工法のこれまでの施工例は、気中もしくは水深 3 m 程度で海域におけるものであった。軽量混合処理土の水深 10m の海域での適用性を実証するため、施工途中であったケーソンを利用した実施工規模の水中打設実験を行い、以下のことがわかった。

- 1) 気泡混合処理土の密度は、混練、圧送、固化の過程で変化する。その原因は消泡および圧送中、海水中の圧力による縮泡である。所定の密度の軽量土地盤を造成するためには、消泡や海水中の水圧による縮泡の分の気泡量を、当初配合において増量しておく必要がある。
- 2) 気泡混合処理土の気泡量が大きすぎると密度が海水の密度よりも小さくなり、浮上して大きな濁りが発生する。圧送中に圧送圧によって一時的に気泡混合土の密度が増加することを利用すれば、混練時に海水の密度より小さい密度の気泡混合処理土を水深 10m に打設し、密度 1.2g/cm^3 の軽量混合処理土を造成できる。
- 3) 発泡ビーズ混合処理土も気泡混合処理土ほど大きくはないが施工中に密度の変化がある。これは発泡ビーズの圧力による縮小と分離によるものである。また、約 2～3 % のビーズが分離して浮上する。施工上はこれらを確実に回収する必要がある。
- 4) 打設後 1 年経過後にコアを採取して調べた結果、軽量混合処理土地盤の密度の変化は認められなかった。

キーワード： 軽量混合処理土， 施工， 岸壁， 密度， せん断強さ， 水深， 打設

* 地盤・構造部土質研究室長

** 国土交通省航空局地域航空施設設計画官(前運輸省第四港湾建設局下関調査設計事務所所長)

*** 科学技術振興事業団科学技術特別研究員,地盤・構造部土質研究室

**** 国土交通省都市・地域整備局大都市圏整備課 (前国土交通省九州地方整備局下関港湾空港技術調査事務所技術開発課長)

***** 外務省経済協力局有償資金協力課 (元運輸省第四港湾建設局下関調査設計事務所技術開発課長)

1. はじめに

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し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（気泡あるいは発泡ビーズ）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工法である。本工法は平成 8 年の神戸港震災復旧事業で初めて適用され、その後いくつかの港湾・空港工事で施工例があるが、いずれも空中もしくは水深 3 m までの施工であり、水深がさらに大きい海中で適切に施工できるかどうかは明かでなかった。水深が大きくなると、水圧の影響により気泡あるいは軽量化材が縮小して密度が増加したり、水中での分離が起りやすくなる心配があったためである。

熊本港は軟弱な粘土地盤が厚く堆積しており、通常地盤改良工法では改良コストが非常に大きくなるが、軽量混合処理土工法により岸壁背後の裏込土を軽量化することによって工費を大きく削減できる可能性があることがわかった。しかし、潮位差が約 5 m あるため、最大水深 10m での軽量混合処理土の施工が必要となる。このため、運輸省第四港湾建設局では、軽量混合処理土工法の水深 10m の海域での適用性を実証するため、熊本港において施工途中であったケーソンを利用し、現地打設実験を行った。実験では、施工途中および施工後において軽量混合処理土の湿潤密度の変化や発現される強度を測定し、打設した軽量混合処理土の品質を調べた。また、現場打設実験に先立って行った室内試験および水中分離抵

抗性試験の結果と、現地打設実験の状況との比較検討を行った。本報告は一連の実験結果をまとめ、考察を加えたものである。

2. 熊本港の地盤条件と新たな岸壁構造の検討

2.1 熊本港における有明粘土の物理的性質と力学特性

熊本港は有明海の東岸に位置しており、物流拠点港としての整備が進められている。熊本港の最大の技術課題は、厚さ約 38m に及ぶ軟弱かつ鋭敏な有明粘土地盤上に立地していることであり、後に詳しく述べるように港湾施設の建設コストの過半が軟弱地盤対策に費やされている。したがって、熊本港ではこれまで軟着底式防波堤など、新たな軟弱地盤対策技術が開発・適用されてきた。本章では熊本港の海底地盤の特性をまとめ、軽量地盤材料を活用した岸壁構造を検討した結果について述べる。

図-1には熊本港の平面図と実験を行った位置である。熊本港の土層は海底地表面から約 38m の沖積粘土（いわゆる有明粘土）が堆積し、粘土層の下部（深度 40m ~ 48m）に有機質粘土や砂質土、火山灰質粘性土、その下部には砂レキ層が互層を形成している。上部の有明粘土は軟弱で N 値が 0 であり、その以深の土層の N 値は 3 ~ 40 である。

図-2は、図-1に示すボーリング孔 No. 1 ~ 10 及び 14（-10m 岸壁建設予定地点）における有明粘土の含水比とコンシステンシー限界である。図のように、含水比は 70 % ~ 120 % の範囲で変化しているが、いずれの深度

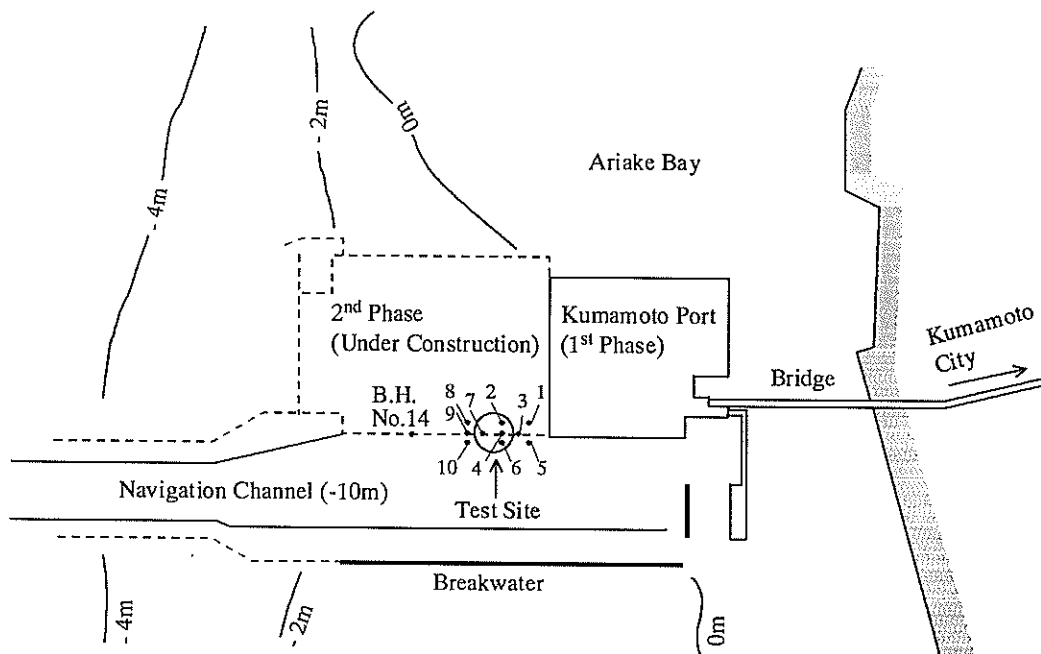


図-1 熊本港の平面図と実験を行った位置

でも液性限界よりも大きいかほぼ等しい値となっている。なお、粒度組成はほとんどが粘土とシルトであり、湿潤密度は $1.4\text{g/cm}^3 \sim 1.6\text{g/cm}^3$ であった。

図-3(a)は、一軸圧縮強度 q_u の深度分布である。図のように一軸圧縮強度 q_u は全体として深度とともに直線的に増加しているが、有効土被り圧力 σ_{v0}' に対する強度発現はボーリング地点によって多少異なっている。 $q_u/2$ として求めた非排水せん断力 s_u と σ_{v0}' の比を求めると、以下のような範囲にある。

$$s_u / \sigma_{v0}' = 0.28 \sim 0.45$$

図-3(b)は、標準圧密試験から求めた圧密降伏圧力 p_c と有効土被り圧 σ_{v0}' との比から求めた見かけの過圧密比 p_c / σ_{v0}' を、深度に対してプロットしたものである。図のように、 p_c / σ_{v0}' は 0.5 から 1.4 の範囲で変化するが特に深度 20 m 付近では 1.0 以下の点が多い。有明湾の堆積速度と粘土の透水係数から考えるとこの地盤が未圧密であるとは考えられないが、圧密降伏圧力が小さいということは非常に圧縮しやすい状態にあるといえる。

港湾の建設地点の海底地盤が、このように正規圧密に近い状態で 30 m 以上堆積していることは非常に珍しく、熊本港は地盤条件に関しては我が国でも最も厳しい港であるといえる。

2.2 従来の岸壁の構造と軽量混合処理土を利用した岸壁構造の比較

熊本港ではフェリー埠頭、-4.5m 岸壁、-5.5m 岸壁、-7.5m 岸壁などが建設されているが、軟弱地盤対策としては主にサンドコンパクションパイル (SCP) 工法が採用されてきた。図-4は、サンドコンパクション工法を採用して、計画中の-10m 岸壁を設計した断面の一例である。ケーソンの幅 $B=17\text{m}$ は地震時にマウンドに作用する偏心傾斜荷重に対する支持力で決まっており、一函の寸法は $L \times B \times H = 20\text{m} \times 17\text{m} \times 13.5\text{m}$ である。安定解析によると、図のように幅 35m を改良率 80% の SCP で改良するの必要があり、岸壁延長 1m あたりの地盤改良コストは約 1200 万円と推定された。これは全体の建設工事費約 2200 万円の 54% を占めている。運輸省第四港湾建設局では、新たな建設方法を用いることによって建設コストを削減する可能性を調査し、この中で軽量混合処理土による岸壁構造の軽量化が検討された。

軽量混合処理土工法は、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軽量化材を混合・攪拌して、気中あるいは水中で直接打設することによって人工的に地盤を造成する工法である。軽量化材として気泡

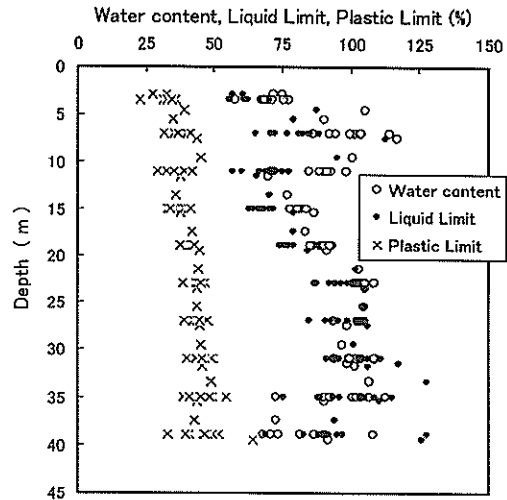


図-2 熊本港有明粘土の含水比とコンシステンシー

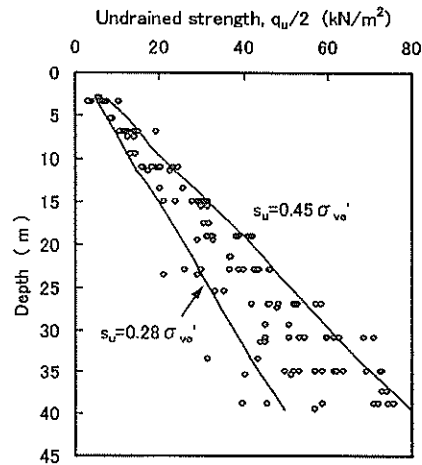


図-3(a) 深度と一軸圧縮強度

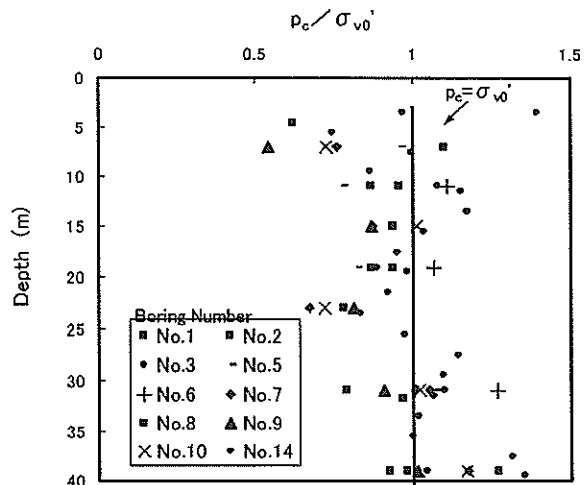


図-3(b) 過圧密比と深度の関係

を使用する気泡混合処理土（以下、気泡混合土と称する）とEPSビーズを用いる発泡ビーズ混合処理土（以下、ビーズ混合土と称する）があるが、通常は湿潤密度 $1.0 \sim 1.2g/cm^3$ 、一軸圧縮強度 $200 \sim 600kN/m^2$ となるように軽量化材や固化材を配合する。本工法は平成8年に実用化され、阪神淡路大震災で被災した神戸港ポートアイランド二期地区の岸壁に初めて適用された。

一般に軽量混合処理土は単位体積当たりのコストが通常の土砂よりも大きくなるが、熊本港のように軟弱地盤の規模が大きい場合には、裏込め材を軽量化することによって地盤改良範囲を縮小し、ケーソンに作用する土圧を軽減することができることから、構造物全体のコストを削減できる可能性がある。図-5は、このような考え方で検討された新形式護岸断面の例である。

図のように、ケーソンの幅は10mに減少しており、ケーソン重量の減少と裏込め材の軽量化により、SCP工法の改良率を80%から30%に減らすことが可能になった。図-5の断面と図-4の断面を概算の建設コストで比較した結果を表-1に示すが、延長1m当たり軽量混合処理土 $100m^3$ を裏込めに使用することにより、ケーソンのコスト減少と地盤改良コストの減少が大きく、全体で約27%のコスト削減になっている。

このように軽量混合処理土工法の適用により、大きく建設コストを削減する可能性があることがわかったが、図-5の岸壁構造を実用化する上で、水中での施工の可否が問題となった。図のように軽量混合処理土は標高（設計基準面CDL）-5mから+3mの範囲に打設する必要があるが、有明海は我が国でもっとも潮位差が大きく、満潮時には水位が+4.5mに達する。したがって、最大水深10mの海域での水中打設が必要になるが、軽量混合処理土工法の水打設の実績は水深3mまでしかなく、水深10mの海域での適用性は実証されていなかった。

3. 軽量混合処理土の水打設に関する既往の研究

埋立や護岸の裏込め等に使用する際に打設された軽量混合処理土は、水圧が作用した海水中での浸漬状態となる。土田らは、水中での養生条件が密度や一軸圧縮強度に及ぼす影響を調べている³⁾。図-6は、含水比150%の川崎港浚渫粘土（液性限界55.4%）を原料土とした気泡混合土とビーズ混合土を、固化前に圧力を加えて水中養生したときの、養生圧力と湿潤密度の関係である。図のように、気泡混合土の場合、養生圧力の上昇とともに供試体の密度は増加するが、その増加割合は気泡がボイ

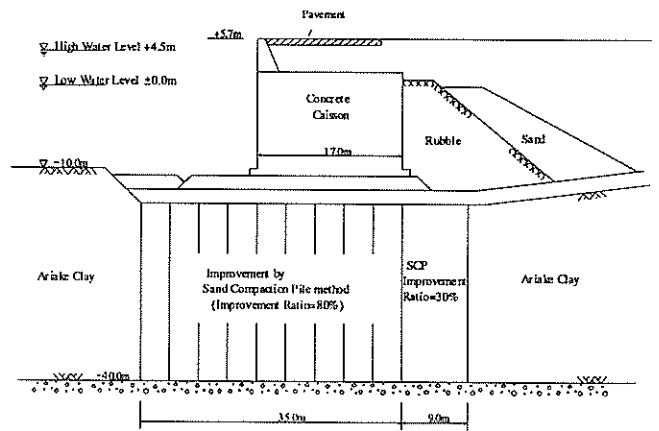


図-4 通常の工法による断面

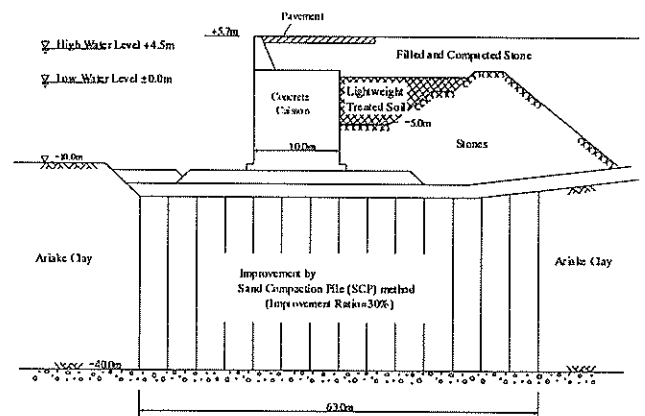


図-5 軽量混合処理土工法を用いた断面

表-1 建設費の比較例

		従来の断面 (千円)	軽量混合処理土を利用した断面 (千円)
直接工事費（延長1mあたり）	地盤改良工	11.9	4.1
	基礎工	2.3	2.4
	本体工	5.5	3.7
	裏埋工	1.4	3.9
	付属工	0.9	1.3
	合計	22.0	15.4

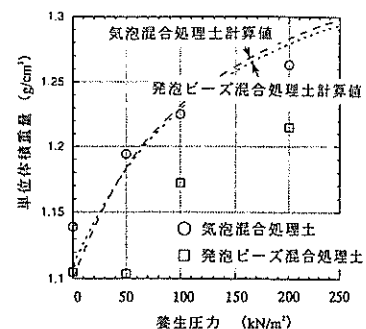


図-6 養生圧力と湿潤密度の関係

ルの法則により縮小したとして計算した値と類似した傾向を示している。また、ビーズ混合土の場合は、養生圧力 50kN/m^2 以下では密度の増加がなく、養生圧力が 50kN/m^2 よりも上昇するとともに密度が増加する。これはEPSビーズ自身が強度を有しており、水圧に対して抵抗するためである。

軽量混合処理土を水中に施工する際の問題は、打設中の材料分離を防止し、所定の品質を確保すること、施工がしやすく打設中の濁りがない適切な配合を設定することである。土田らは気泡混合土とビーズ混合土の水中打設実験を行って、これらの軽量土の水中での流動状態および打設後の材料特性を調べ、次のような結果を得た⁹⁾。

- ①軽量土の流動性が大きい場合、軽量土は打設管に沿ってほぼ鉛直に上昇し、表面に出た後に火山の溶岩のように斜面に沿って流動する。
- ②気泡混合土では流動距離の増加に対して、密度が大きくなる傾向があるが、これは流動速度の増加によって気泡の消泡が大きくなるためと思われる。
- ③水中打設された軽量土は、打設管からの流動距離が大きくなるとともに強度が低下する傾向がありその割合は水平距離1mにつき10～35%である。また、打ち継ぎ目部分の強度低下はみられない。
- ④起泡剤の種類により打設後の密度に差がみられる。打設管の径が小さい場合は気泡混合土の密度は増加する傾向がある。
- ⑤ビーズ混合土の水中打設実験では、濁りは小さく浮上試料も発生しないが、打設されたビーズ量の1.8～8.0%が分離して浮上する。施工においては分離したビーズをすみやかに回収する工夫が必要になる。

多様な原料土の性質に適した配合と施工方法を選択するため、土田らは図-7に示す材料分離抵抗性試験を開発した⁹⁾。試験機はシリンダー（高さ44cm、内径10cm）、電動モータおよびピストン、受け容器（高さ20cm、内径20cm）で構成され、電動モータの回転数により打設速度を制御する。試験では、人工海水で半分満たした受け容器の底面から16mmの高さに先端ノズルの吐出口を固定し、シリンダーの中に3000mlの混合処理土を投入してピストンを作動させ水中に打設する。打設後に受け容器内の水の濁り、pHを測定し、水中に打設した状態で7日間養生した試料の一軸圧縮強度、湿潤密度、含水比を測定する。

土田らは材料分離抵抗性試験と水槽打設実験との対応を検証し、軽量混合処理土の水中打設が良好に行われるために、材料分離抵抗性試験において以下の条件を満たすことを指標とすることを提案している⁹⁾。

土田らは材料分離抵抗性試験と水槽打設実験との対応を検証し、軽量混合処理土の水中打設が良好に行われるために、材料分離抵抗性試験において以下の条件を満たすことを指標とすることを提案している⁹⁾。

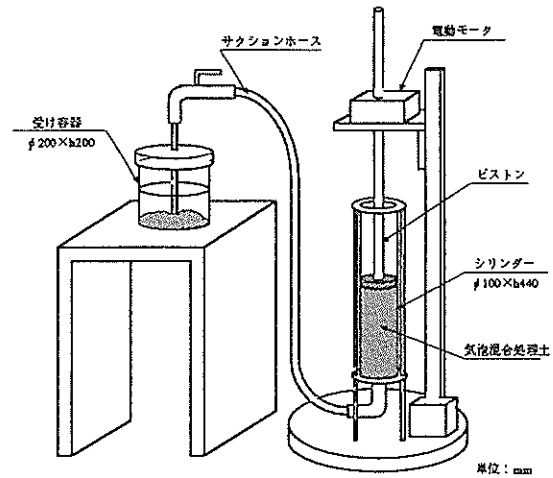


図-7 材料分離抵抗性試験装置

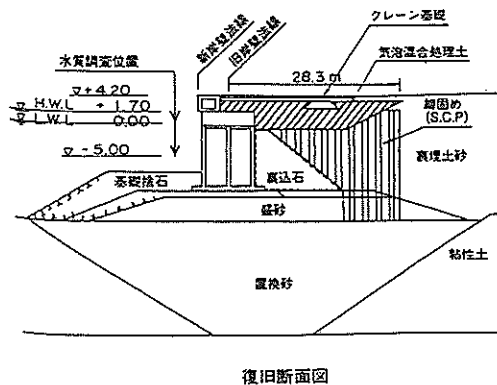


図-8 神戸港における軽量混合処理土の適用

- ①試験後のSSが100ppm以下であること。
 - ②試験後材令7日における試料と、モールドに気中打設した試料の強度比が、0.5以上であること。
 - ③試験後材令7日における試料の含水比と、モールドに気中打設した試料の含水比の比が1.1以下であること。
- 軽量混合処理土の水中打設としての最初の本格的な施工例は、阪神淡路大震災によって被災したポートアイランド2期地区岸壁(-7.5m)復旧工事である。図-8に代表的な断面を示すが、気泡混合処理土約22,000m³を岸壁の裏込めとして使用し、約11,000m³は水中打設であった。施工中の最大水深は3mであり、本研究を実施した時点ではこれが唯一の水中打設事例でもあった。

4. 熊本港浚渫土による軽量混合処理土の室内配合試験

4.1 配合試験の概要

熊本港の航路浚渫土を原料土として軽量混合処理土の室内配合試験を実施した。

室内配合試験に用いた原料土は、熊本港付近の3つの地点においてバックホーにて採取した有明浚渫粘土である（地点ごとにそれぞれ試料 A, B, C とする）。原料土の物理的性質と粒度、化学的性質を表-2に示すが、試料 B では、他の2地点に比べて砂分が多く、液性限界、自然含水比は低くなっている。また、有機物を多く含む粘土を原料土とした場合には、混合中に気泡が消えたり、強度が上がりにくいとされているが、3 試料の強熱減量と有機物含有量はそれぞれ 7.0～8.0%、2.7～3.7%であった。わが国の港湾の浚渫土の強熱減量は通常 3～5%程度であり、熊本港粘土はこれに比べてるとやや大きい値である。

固化材には高炉セメント B種を使用し、気泡混合土に用いる起泡剤として界面活性剤系起泡剤（ファインフォーム 707）とタンパク系起泡剤（モノクリート）の2種類をいずれも 20 倍希釈 25 倍発泡の条件で使用した。また、ビーズ混合土に用いた EPS ビーズは粒径が 1mm～3mm（平均粒径 2mm）のものを使用した。

配合試験では、採取した浚渫土に人工海水を加え、液性限界の 1.8 倍、2.0 倍、2.5 倍、3.0 倍の含水比に調整した原料土を用いて、気泡安定性試験、固化材量試験、水中分離抵抗性試験、養生圧力試験を行った。気泡安定性試験は、混合過程において気泡混合土内の気泡が消泡する割合を把握する試験である。固化材量試験は、目標物性値を満足する調整土の含水比と固化材量を求めることを目的としている。異なる配合で混合した試料について、フロー値と湿潤密度の経時変化、一軸圧縮強度の経時変化を測定し、適切な配合を検討した。水中分離抵抗性試験は、海水中に打設した時の軽量混合土の湿潤密度と一軸圧縮強度及び海水の水質を測定し、水中分離抵抗性の評価を目的とする。また、養生圧力試験においては、水中に打設する際の水圧の影響を想定して、試料に圧力を加えて水中養生し、湿潤密度と一軸圧縮強度の変化を調べた。

4.2 気泡安定性試験

気泡混合土では、混合時や攪拌や圧送時に気泡の一部が消泡するが、有機物含有量が多かったり原料土の特性と起泡剤の性質の関連によっては、泡が不安定になり、泡が不安定になり、消泡の割合が大きくなる場合がある。一般に砂分が多い低塑性の粘土の方が消泡しやすいので、ここでは試料 B を用いて 2 種類の起泡剤を使用したときの気泡の安定性を調べた。

液性限界の 2.5 倍に調整した試料 B（標準配合を表-3に示す）にセメント 100kg/m³ を加え、標準配合量（消

表-2 原料土の物理特性

試料	A	B	C	
土粒子密度 (g/cm ³)	2.675	2.679	2.678	
自然含水比 (%)	81.1	67.5	89.2	
粒度組成	レキ分 (%)	0	0	0
	砂分 (%)	10	29	11
	シルト分 (%)	46	39	46
	粘土分 (%)	44	32	43
液性限界 (%)	76.7	70.4	84.5	
塑性限界 (%)	35.1	33.4	37.0	
pH	7.9	7.6	7.7	
強熱減量 (%)	7.2	7.0	8.0	
有機物含有量 (%)	3.5	2.7	3.7	

表-3 試料 B の標準配合

	質量 (kg)	体積 (ℓ)
土 (乾燥)	359	134
水	633	633
セメント	100	33
気泡	8	200
合計	1100	1000

調整土含水比：176% (2.5w_t)

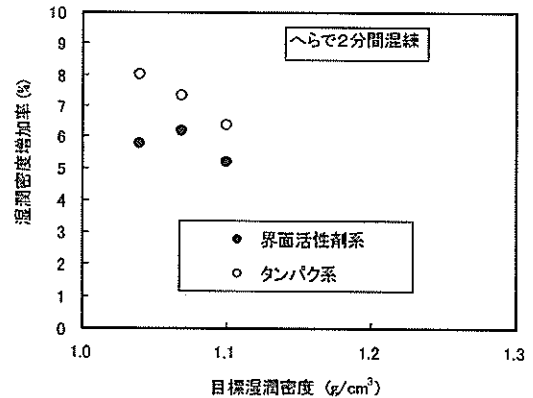


図-9 湿練時の密度増加（試料 B, 2.5w_t）

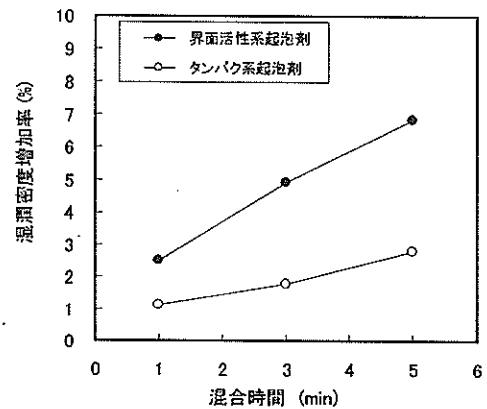


図-10 密度増加率と混合時間の関係（試料 B, 2.5w_t）

泡がないとして配合計算そのままの配合)の気泡をへらで2分間混合して密度を測定した。さらに、密度測定後の試料をホバート型ミキサーにて1, 3, 5分間混合し、各混合時間ごとに密度を測定し密度増加の程度を調べた。

図-9は、標準配合で気泡量を投入した場合と標準配合の気泡量の15%と30%増量した場合の、湿潤密度の増加率を示したものである。目標湿潤密度を1.1g/cm³とした標準配合の気泡量では消泡のため密度が配合計算時よりも増加し、増加率は図のように界面活性剤系起泡剤の場合5.5%、タンパク系の場合は約7%であった。気泡を増量して目標密度を小さくした場合、界面活性剤系の場合は密度増加率はほぼ6%と大きな変化がなかったが、タンパク系では消泡による密度増加率が増加する傾向を示した。

次に、ミキサーで攪拌混合したときの密度増加率と混合時間の関係を図-10に示した。混合時間の増加とともに混合直後に比べ密度はさらに増加するが、この場合の増加は界面活性剤系起泡剤を用いた気泡混合土の方がタンパク系起泡剤を用いた気泡混合土より大きかった。

以上のように、混合した気泡の一部は混合直後及び攪拌によって消泡するので、施工に当たっては消泡分の増量が必要になる。

4.3 固化材量試験

固化材量試験の供試体は、含水比を調整した試料土に所定のセメントを加え、ミキサーにて5分間混合攪拌し

表-4 固化材料試験の条件

原料土	調整含水比 %	軽量剤	密度 g/cm ³	セメント kg/m ³
試料 A	192 (2.5wt.)	気泡(界面活性系)	1.10	50, 100, 150, 200
試料 B	127 (1.8wt.)	気泡(界面活性系)	1.10	50, 100, 150, 200
	141 (2.0wt.)			
	176 (2.5wt.)			
	211 (3.0wt.)			
試料 C	211 (2.5wt.)	気泡(界面活性系)	1.10	50, 100, 150, 200
試料 B	176 (2.5wt.)	発泡ビーズ	1.10	50, 100, 150, 200
	211 (3.0wt.)			

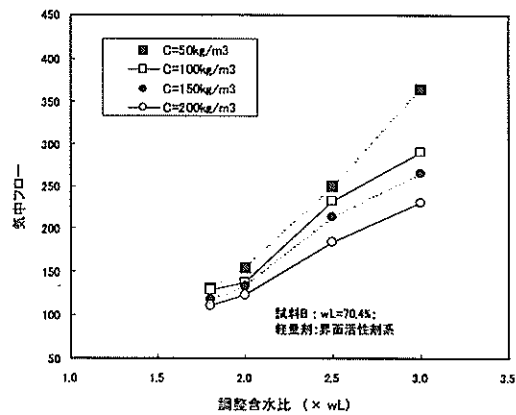


図-11 気中フローと調整土含水比の関係(試料B)

表-5 試料Bによる気泡混合処理土の標準配合表

目標密度 g/cm ³	調整土 含水比 %	セメント量 kg/m ³	質量 (kg)					体積 (ℓ)				
			土 (乾燥)	水	セメント	気泡	合計	土 (乾燥)	水	セメント	気泡	合計
1.100	127 (1.8wt.)	50	458	582	50	9.2	1100	171	582	16	230	1000
		100	436	554	100	10.0	1100	163	554	33	251	1000
		150	414	525	150	10.8	1100	154	525	49	271	1000
		200	391	497	200	11.7	1100	146	497	66	291	1000
	141 (2.0wt.)	50	432	609	50	8.5	1100	161	609	16	213	1000
		100	411	580	100	9.4	1100	153	580	33	234	1000
		150	390	550	150	10.2	1100	146	550	49	255	1000
		200	369	520	200	11.1	1100	138	520	66	277	1000
	176 (2.5wt.)	50	378	665	50	7.1	1100	141	665	16	178	1000
		100	359	633	100	8.0	1100	134	633	33	200	1000
		150	341	600	150	8.9	1100	127	600	49	223	1000
		200	323	568	200	9.9	1100	120	568	66	246	1000
	211 (3.0wt.)	50	336	708	50	6.0	1100	125	708	16	150	1000
		100	319	674	100	7.0	1100	119	674	33	174	1000
		150	303	639	150	7.9	1100	113	639	49	199	1000
		200	287	605	200	8.9	1100	107	605	66	223	1000

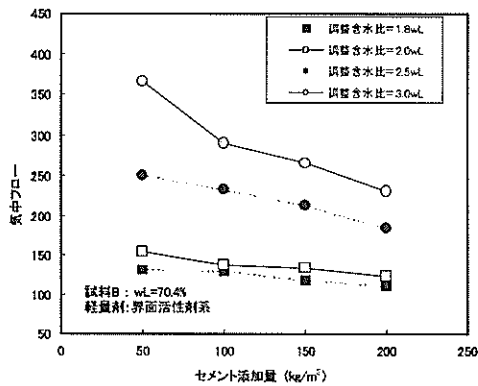


図-12 気中フロー値とセメント添加量の関係

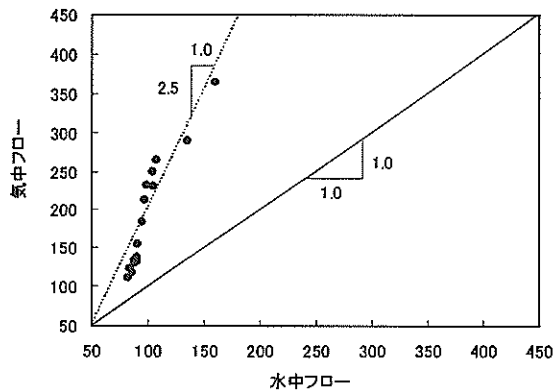


図-13 気中フロー値と水中フロー値の関係

た後、標準配合量の軽量材を投入し2分間混合して密度を測定した。この際に消泡などによって目標密度 $\rho \pm 0.03\text{g/cm}^3$ の範囲にならない場合は、軽量材の割増を行い密度を調整した。作製した軽量混合土を用いて、JHS A 313に準じてフロー値を測定した後、モールドに充填した軽量混合土の供試体を用いて湿潤密度及び一軸圧縮強度の経時変化を測定した。また、水中フロー値を人工海水中で気中と同様の方法で測定した。表-4に固化材量試験の試験条件をまとめて示す。

(1) 試料Bによる気泡混合土固化材量試験

表-5に試料 B による気泡混合土固化材量試験の標準配合量を示した。図-11は、各セメント添加量ごとの気中フロー値と調整土含水比の関係である。気中フロー値はセメント添加量が小さく、調整含水比が大きいほど大きい。気泡混合土を均一に施工するためにはフロー値として150～200mmが必要であるが、図より、調整含水比としては液性限界の2.5倍程度が必要であることがわかる。図-12は、気中フロー値とセメント添加量の関係である。

セメント量の増加に伴い気中フロー値が減少する傾向は認められるが、調整含水比が2.0wt以下の場合には、

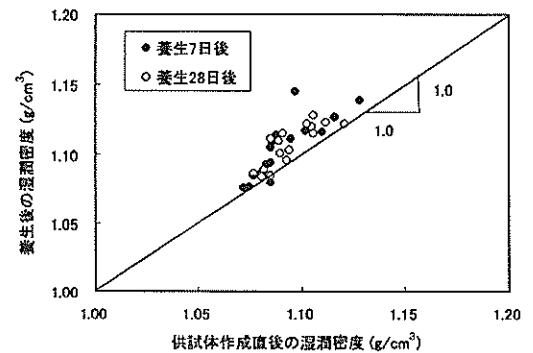


図-14 7日及び28日養生後の湿潤密度

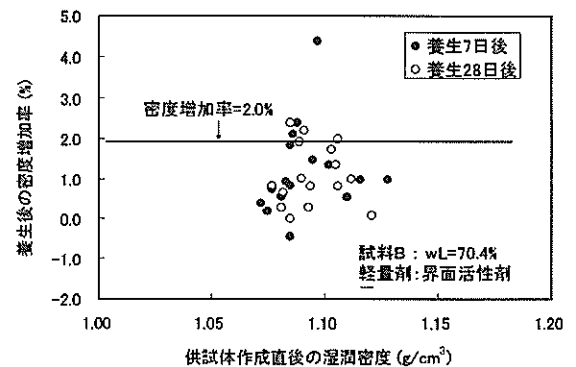


図-15 養生後の湿潤密度増加率

減少は小さい。気中フロー値と水中フロー値の関係を図-13に示すが、水中でのフロー値は、浮力で自重が軽減され、気中でのフロー値よりはるかに小さくなっている。気中フロー値の大きい方が水中でも大きくなる傾向が見られるが、気中フロー値の増加にともなう水中フロー値の増加率は小さく、特に気中フロー値が270以下の場合、水中フロー値にはあまり差がなかった。

気泡混合土をモールドに充填し、供試体作製直後の湿潤密度 ρ_0 と、恒温恒湿室で7日及び28日養生後の湿潤密度 ρ_7 、 ρ_{28} を測定したの結果を図-14に示す。図のように、養生後の湿潤密度は供試体作成直後より大きくなるがこれは固化にともなう気泡の収縮によると考えられる。固化後の養生期間が7日の試料と28日の試料では、密度の差は認められなかった。図-15は養生後の湿潤密度増加率である。7日及び28日養生後のほとんどの試料で0.0～2.0%密度が増加している。

恒温恒湿室で7日及び28日養生した供試体の一軸圧縮試験を行った。養生7日の供試体の一軸圧縮強度と調整含水比との関係を図-16に示すが、セメント添加量 $C=200\text{kg/m}^3$ 以外では一軸圧縮強度と調整含水比とはほぼ無関係であった。養生7日の供試体の一軸圧縮強度

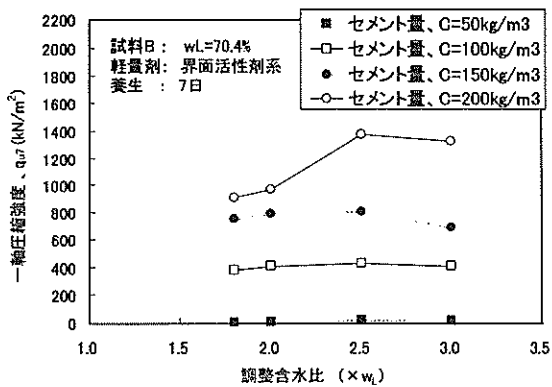


図-16 7日供試体の一軸圧縮強度と調整含水比との関係

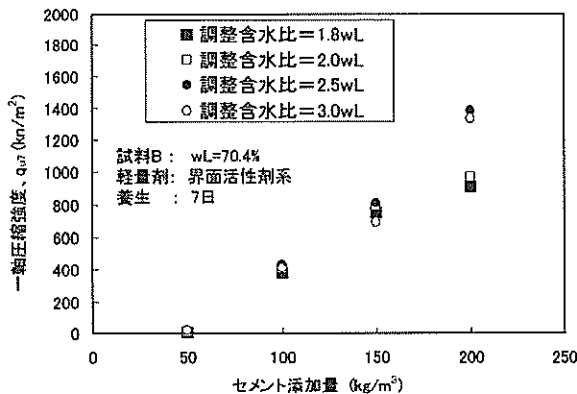


図-17 7日供試体の一軸圧縮強度とセメント量との関係

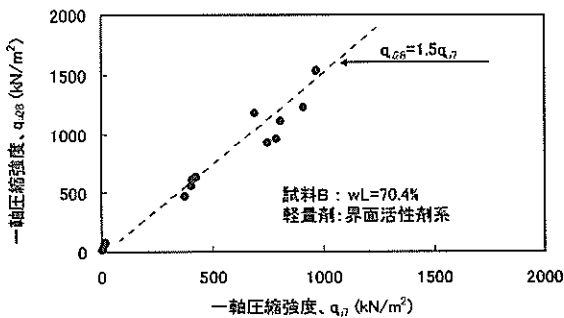


図-18 7日強度と28日強度の比

とセメント添加量との関係を図-17に示した。

図のようにセメント添加量 50kg/m³ 以下では強度は発現しないが、それ以上セメントが増加すると、一軸圧縮強度は直線的に増加している。図-18は、養生 7 日と養生 28 日の供試体の一軸圧縮強度の比較である。養生 28

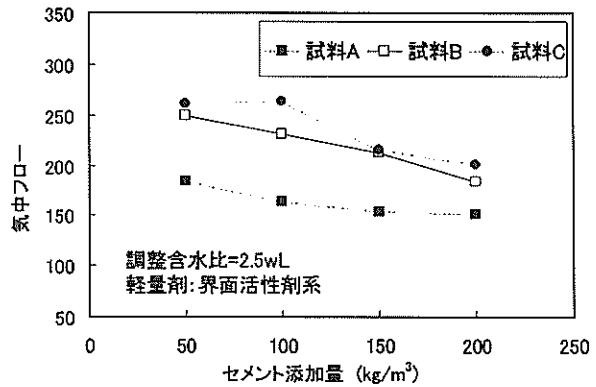


図-19 異なる原料土による気泡混合土のフロー値

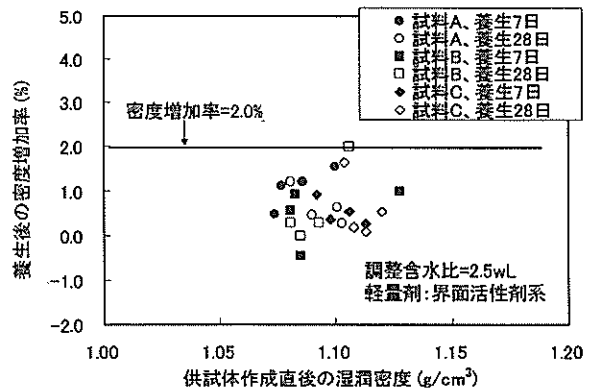


図-20 異なる原料土による気泡混合土の密度増加率

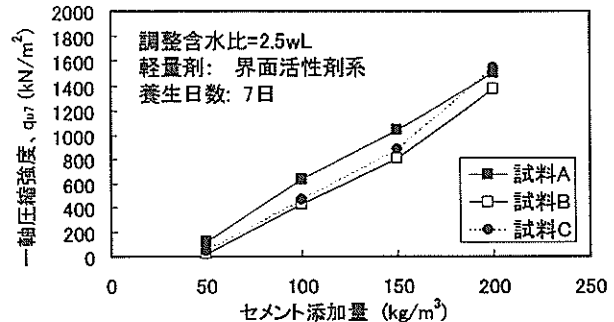


図-21 異なる原料土による気泡混合土の q₇

日の一軸圧縮強度は平均的に養生 7 日の一軸圧縮強度の 1.5 倍であった。

(2) 試料Aと試料Cによる気泡混合土固化材量試験

試料 A と試料 C による気泡混合土固化材量試験の標準配合量を表-6に示す。図-19は気中フロー値とセメン

表-6 試料 A 及び C による気泡混合処理土の標準配合表

原料土	調整土 含水比 %	セメント量 kg/m ³	質量 (kg)					体積 (ℓ)				
			土 (乾燥)	水	セメント	気泡	合計	土 (乾燥)	水	セメント	気泡	合計
試料 A	192 (2.5wL)	50	357	686	50	6.6	1100	133	686	16	164	1000
		100	340	653	100	7.5	1100	127	653	33	188	1000
		150	322	619	150	8.5	1100	120	619	49	211	1000
		200	305	586	200	9.4	1100	114	586	66	235	1000
試料 C	211 (3.0wL)	50	336	708	50	6.0	1100	125	708	16	150	1000
		100	319	674	100	7.0	1100	119	674	33	174	1000
		150	303	639	150	7.9	1100	113	639	49	199	1000
		200	287	605	200	8.9	1100	107	605	66	223	1000

ト添加量の関係であるが、比較のため試料 B の結果も加えている。いずれの試料も、セメント量の増加に伴い気中フロー値が減少するが、試料 B、C に比べて試料 A のフロー値は小さく、気中フロー値は原料土の物性に影響されることがわかる。

養生後の湿潤密度増加率を図-20に示すが、試料 B の結果と同様に、試料 A、試料 C においても固化によって 0～2.0% の密度が増加した。

養生 7 日の供試体のセメント添加量と一軸圧縮強度との関係を図-21に示すが、3 つの試料ともほぼ同様の関係になっている。また、図-22に示すように、養生 28 日の一軸圧縮強度は、試料 B と同様に養生 7 日の一軸圧縮強度のおよそ 1.5 倍である。

(3) 試料 B による発泡ビーズ混合土固化材量試験

試料 B を原料土とし、表-7に示す配合で発泡ビーズ混合土の固化材量試験を行った。

図-23は気中フロー値とセメント添加量の関係である。比較のため、試料 B による気泡混合土のフロー値も示している。調整含水比が液性限界の 2.5 倍である場合、気泡混合土のフロー値が発泡ビーズ混合土のものより大きい。調整含水比が液性限界の 3.0 倍のときは逆の傾向が見られる。しかし、いずれの場合も差はあまり大きくない。養生後の試料 B による発泡ビーズ混合土の湿潤密度増加率を図-24に示した。養生固化による発泡ビーズ混合土の密度増加率は、最大 2.0% であり、気泡混合土と同様であるが、全体としては密度増加は気泡混合土よりも小さくなっている。

養生 7 日の供試体の一軸圧縮強度と調整含水比との関係を図-25に示す。調整含水比が 2.5wL の発泡ビーズ混

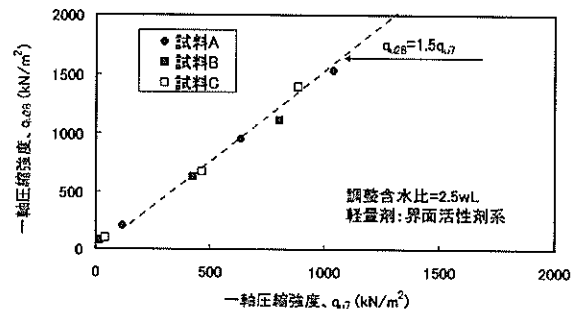


図-22 異なる原料土による気泡混合土の強度比

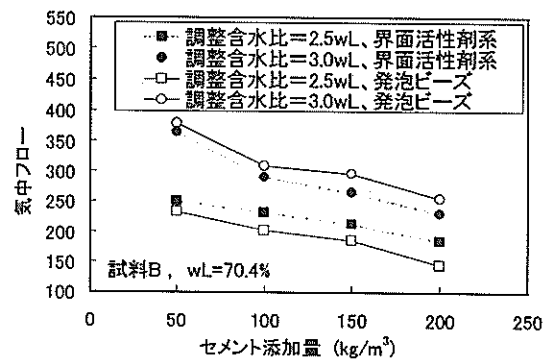


図-23 異なる軽量材混合土の気中フロー値

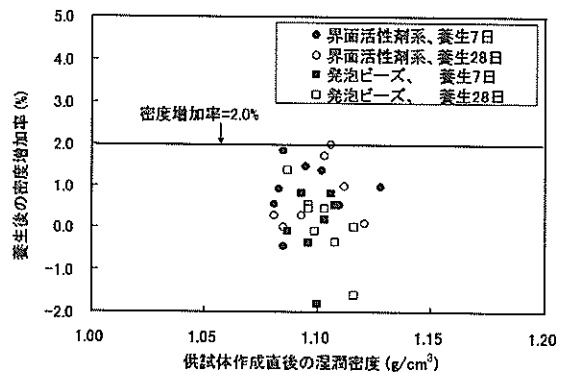


図-24 異なる軽量材混合土の密度増加率

表-7 試料 B による発泡ビーズ混合処理土の標準配合表

原料土 及び 目標密度	調整土 含水比 %	セメント量	質量 (kg)					体積 (ℓ)				
		kg/m ³	土 (乾燥)	水	セメント	気泡	合計	土 (乾燥)	水	セメント	気泡	合計
原料土： 試料 B 目標密度 = 1.1g/cm ³	176 (2.5wL)	50	378	666	50	5.6	1100	141	666	16	176	1000
		100	360	634	100	6.4	1100	134	634	33	199	1000
		150	342	601	150	7.1	1100	128	601	49	222	1000
		200	323	569	200	7.8	1100	121	569	66	245	1000
	211 (3.0wL)	50	336	709	50	4.8	1100	125	709	16	149	1000
		100	320	675	100	5.5	1100	119	675	33	173	1000
		150	303	640	150	6.3	1100	113	640	49	197	1000
		200	287	606	200	7.1	1100	107	606	66	221	1000

合土の一軸圧縮強度を除けば、気泡混合土と同様の結果になっている。養生時間による強度増加を図-26に示すが、発泡ビーズ混合土の養生 28 日の一軸圧縮強度は気泡混合土と同様に養生 7 日の一軸圧縮強度のおよそ 1.5 倍であった。

以上の気泡安定性試験と固化材量試験の結果をまとめると、以下ようになる。

- 1) 気泡混合土においては、混合過程及び攪拌により消泡し湿潤密度が増加するが、養生過程では湿潤密度の変化はあまりない。
- 2) 気中フロー値は調整含水比に大きく依存し、気中フローの目標値を 150 ~ 200mm とするには、調整含水比を原料土の液性限界の 2.5 倍程度とするのが妥当である。
- 3) 原料土及び軽量材によらず材齢 28 日の一軸圧縮強度は材齢 7 日のおよそ 1.5 倍であった。
- 4) 室内配合で材齢 28 日の一軸圧縮強度を 400 ~ 600kN/m² とするには、混合処理土で上がり 1m³ あたり 100kg 程度の固化材量が必要である。

4.4 水中分離抵抗性試験

軽量混合処理土を水中に打設する際には、配合条件、打設速度、打設方式によって、空気や水の巻き込み、海水の粘性抵抗などによって材料が分離し、密度の増加や強度の低下、濁り、pH の上昇が起きる^{3),10)}。水中に材料分離に対する抵抗性を定量的に把握するため、図-7に示した試験装置を用いて水中分離抵抗試験を行った。

試験条件を表-8に示すが、試料 B を原料土とし、液性限界の 2.0, 2.5, 3.0 倍に含水比を調整し、セメント量 100kg/m³ 及び軽量材(界面活性剤系、発泡ビーズ)を添加

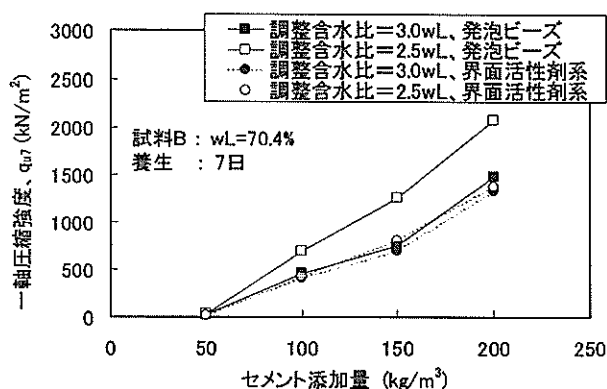


図-25 異なる軽量材混合土の一軸圧縮強度

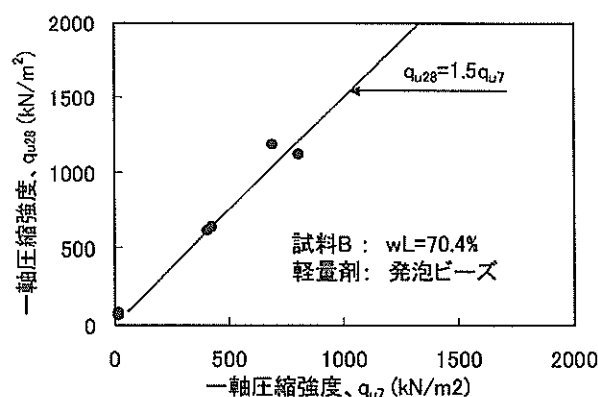


図-26 異なる軽量材混合土の一軸圧縮強度の比

表-8 試験条件

軽量剤	原料土	セメント量	調整含水比
界面活性剤系	B	100 kg/m ³	2.0w _L , 2.5w _L , 3.0w _L
発泡ビーズ	B	100 kg/m ³	2.5w _L , 3.0w _L

して試験に供する軽量混合処理土を作成した。試験における測定項目は、材料の気中フロー値、打設終了後の受け容器内海水のSS（懸濁物濃度）とpH、水中打設した試料の7日養生後の密度、含水比、一軸圧縮強度である。3章で述べたように、水中分離抵抗性試験で測定されるSS, pH, 材齢7日における含水比の比率（＝水中打設試料含水比／気中打設試料含水比）、一軸圧縮強度の比率（＝水中打設試料の一軸圧縮強度／気中打設試料の一軸圧縮強度）のパラメータにより、水中打設のための指標として、以下の数値が提案されている⁶⁾。

- 濁り : SS<100ppm
- pH : pH<10.5
- 含水比 : 材齢7日時、気中打設試料に対する含水比増加量 10%以下
- 強度 : 気中打設試料の材齢7日における一軸圧縮強度の 50%以上。

図-27は、水中打設後の容器内の水のSSと流速の関係である。SS値は原料土の調整含水比や軽量材の種類や流速に大きい影響を受ける。SS<100ppmという指標値を下回るのケースは気泡混合処理土では、初期含水比2.5wt、セメント量100kg/m³、打設流速60cm/secの場合と3.0wt、セメント量100kg/m³、打設流速20cm/secの場合であった。一方、ビーズ混合処理土では2.5wt、セメント量100kg/m³、打設流速20, 40, 60cm/secであった。

図-28に打設後の海水のpHと流速の関係を示している。すべてのケースにおいて分離抵抗の指標値pH<10.5を満足した。

図-29に気中／水中一軸圧縮強度の比率と流速の関係を示している。分離抵抗の指標値である気中打設試料の材齢7日における一軸圧縮強度の50%以上を満足するケースは以下のものであった。

気泡混合土：

- ①初期含水比 2.5wt、セメント量 100kg/m³、打設流速 20, 40, 60 および 80cm/sec
- ②初期含水比 3.0wt、セメント量 100kg/m³、打設流速 40cm/sec

ビーズ混合土：

- ①初期含水比 1.5wt、セメント量 100kg/m³、打設流速 60cm/sec。
- ②初期含水比 3.0wt、セメント量＝ 100kg/m³、打設流速 40 及び 80cm/sec。

図-30に気中／水中含水比の比率と流速の関係を示している。2.0wtの気泡混合土の各流速の全ケースおよび

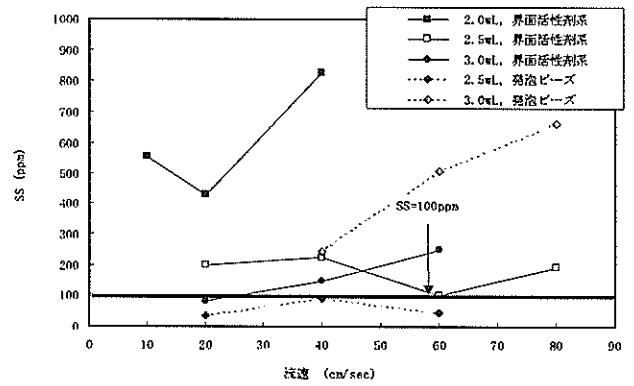


図-27 SSと流速の関係

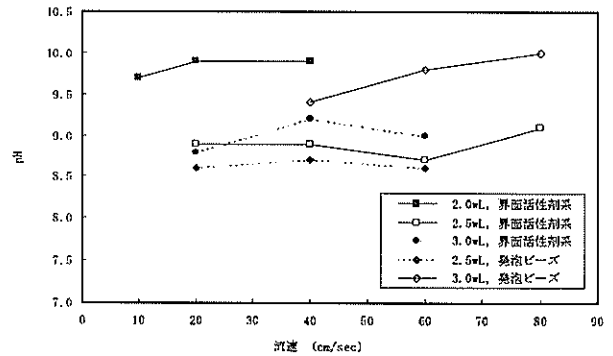


図-28 pHと流速の関係

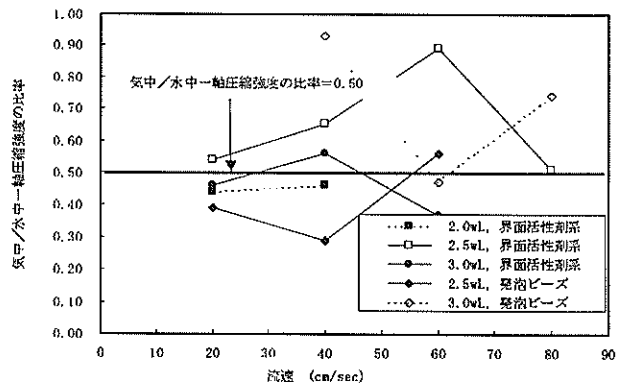


図-29 気中／水中一軸圧縮強度の比率

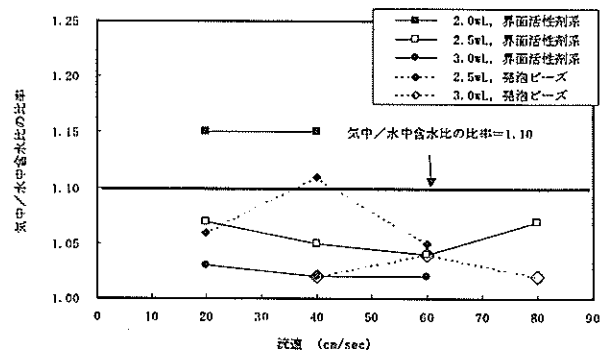


図-30 気中／水中含水比の比率

2.5wt. のビーズ混合土を流速 40cm/sec で打設するケース以外は、分離抵抗の指標値である材齢 7 日時、気中打設試料に対する含水比増加量 10%以下を満足した。

以上の室内水中分離抵抗試験の結果からまとめると、気泡混合土及び発泡ビーズ混合土のいずれでも、初期含水比が 2.5wt. でセメント量 100kg/m³、打設速度 60cm/sec の場合にすべての指標値を満足した。

4.5 養生圧力実験

軽量混合土は圧送過程や水面下打設で圧力を受けて縮泡する恐れがある。そこで、軽量混合土の供試体に養生圧力 0, 30, 50, 100kN/m² をそれぞれかけて 20℃の海水中で養生し、湿潤密度と養生圧力の関係を調べた。試験の結果を 図-31 に示すが、全体の傾向として、気泡混合土と発泡ビーズ混合土のいずれ、密度増加率が養生圧力の増大とともに大きくなる。気泡混合土の密度増加は水圧の増加に伴う気泡の縮小によるものであるが、ビーズ混合土の場合はビーズ自体が強度を有するので、密度増加率が気泡混合土よりはるかに小さい。これらの結果は 川崎港浚渫粘土で実施した試験の結果 (図-6) と同様であった。

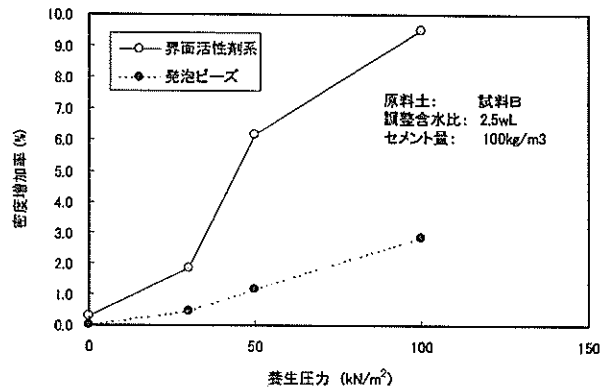


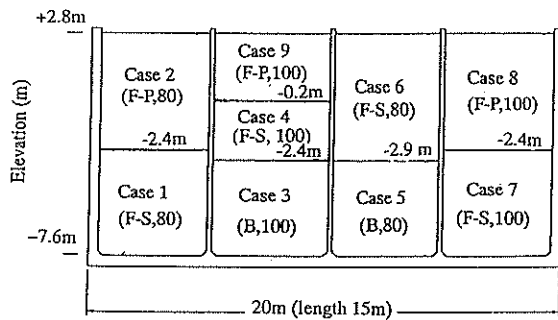
図-31 湿潤密度増加率と養生圧力の関係

表-9 現場打設試験に用いた原料土の性質

土粒子密度 (g/cm ³)	2.692
自然含水比 (%)	118.7
レキ分 (%)	0
砂分 (%)	24
シルト分 (%)	41
粘土分 (%)	35
液性限界 (%)	61.5
塑性限界 (%)	31.5

5. 軽量混合処理土の現場打設実験

現場打設実験は平成 9 年に据え付けられた熊本港における 7.5m 岸壁用のケーソン 4 箇の内の 1 箇を用いて実施された。この打設実験ではケーソンの 4 つの隔室内に配合の異なる軽量混合処理土をトレミー管により打設し、大深度での打設可能性と配合による物性の違いについて調べた。更に、打設後 28 日と 1 年経過時点に湿潤密度及び強度を測定し、軽量混合処理土の長期挙動を調べた。



F-S: 界面活性剤系 ; F-P: タンパク系 ; B: 発泡ビーズ
80, 100: セメント添加量 80kg/m³, 100kg/m³

図-32 打設区画

表-10 各打設ケースの標準配合

	目標密度 (g/cm ³)	調整土飽和密度 (g/cm ³)	固化材添加量 (kg/m ³)	軽量材		
				質量 (kg)	体積 (ℓ)	
気泡混合処理土	1.08	1.335	80	0.473	232	区画②⑥
	1.08	1.335	100	0.491	241	区画⑦⑧⑨
	1.10	1.335	80	0.442	217	区画①②
	1.10	1.335	100	0.459	225	区画④
発泡ビーズ混合処理土	1.08	1.355	80	6.88	215	区画⑤
	1.10	1.355	100	7.15	224	区画③

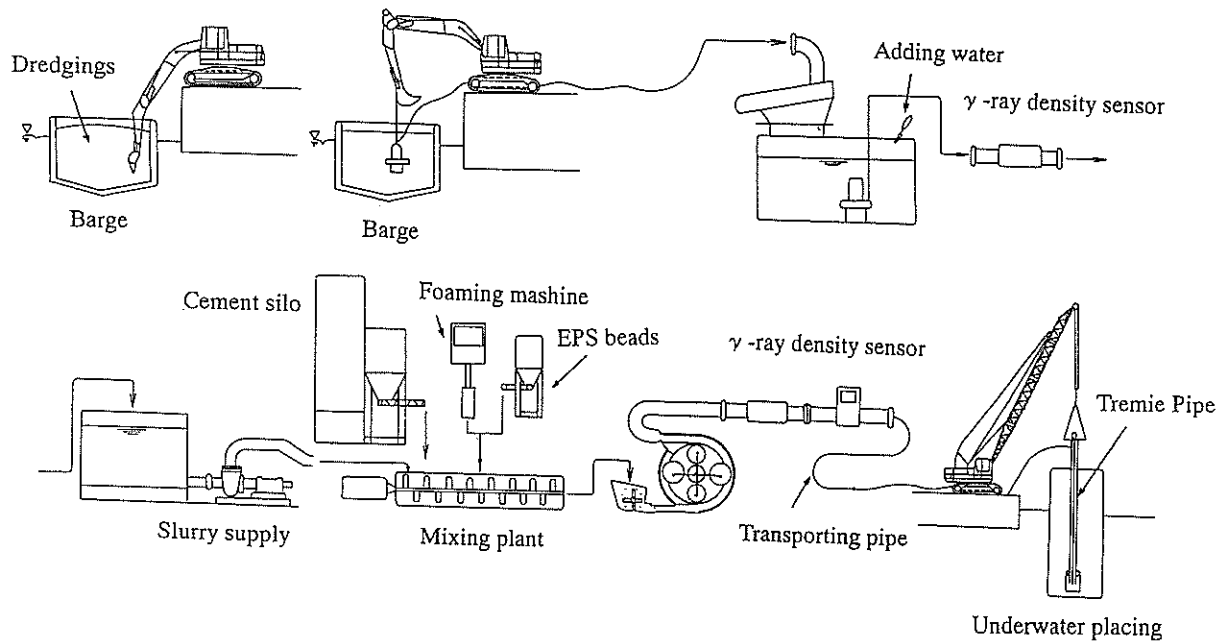


図-33 施工フロー

5.1 現場打設実験の概要

現場打設実験の原料土は室内配合試験用の試料 B の採取地点付近で採取したものである。現場打設実験用原料土の物理特性を表-9に示すが、物性は室内配合試験で用いた試料 B に近い。

図-32は打設区画であり、図のようにコンクリート壁で仕切られた4つの区画に9種類の軽量混合処理土を打設した。軽量混合処理土の密度は固化後に 1.20g/cm^3 以下となることを目標とし、施工中には $0.1 \sim 0.12\text{g/cm}^3$ の密度増加を見込み、現場配合時の目標密度として 1.08g/cm^3 と 1.10g/cm^3 を設定した。なお、密度増加分を $0.1 \sim 0.12\text{g/cm}^3$ としたのはこれまでの施工における実績によるものであり、4章の室内試験の結果に基づいて予測した値ではない。室内試験の結果をそのまま適用すると密度増加分をより多く見込む必要があったが、配合時の密度が海水密度 1.03g/cm^3 を下回ると打設によって浮上し大きな濁りが発生する心配があったため、密度 1.08g/cm^3 は混練時に確実に 1.03g/cm^3 以上を確保できる最小の密度と考えて設定した。

セメント添加量は 80kg/m^3 と 100kg/m^3 、軽量化材は、室内配合試験と同じ界面活性剤系起泡剤（ファインフォーム 707）とタンパク系起泡剤（モノクリート）、EPSビーズの3種類を用いて配合条件を設定した。各区画の標準配合を表-10に示す。施工は全部で 860m^3 を5日に分けて行った。

施工フローを図-33に示す。解泥・調泥では、最寄りの岸壁上にロータリー式バックホウを配置し、土運船内に海水を加えて解泥と含水比調整を行った。調泥後、土

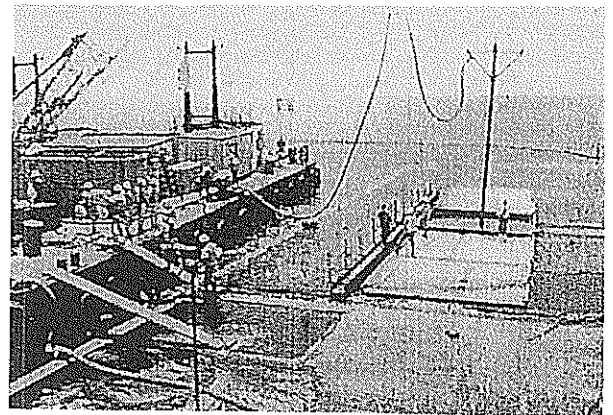


写真-1 現場打設試験の状況

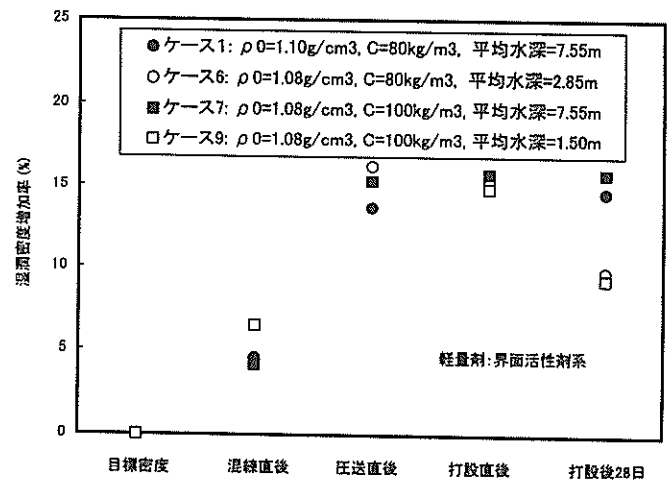


図-34 ケース 1, 6, 7 および 9 における各過程

運船で運搬し、プラント船のバックホウに保持されたサンドポンプで調整泥土を供給した。サンドポンプにより供給された泥水は、一次貯泥槽に設置した振動ふるりにより雑物（10mm以上）を除去して、加水して規定の含水比に調泥後、 γ 線密度計により含水比を管理して二次貯泥槽へ送泥した。解泥・調泥後のスラリーをスラリーポンプにより軽量混合処理土プラントに供給し、固化材と混合してから気泡または発泡ビーズを添加して混練した。

混練した軽量混合処理土はスクイズポンプでクレーン台船に保持するトレミー管に圧送したが、この際の圧送圧力は $350 \sim 780 \text{ kN/m}^2$ であった。なお、軽量混合処理土の密度を圧送パイプの出口付近に装着した γ 線密度計により測定している。

打設はクレーン台船でトレミー管を保持して行った。トレミー管は、油圧開閉方式として、処理土をトレミー管内に充填してから、弁を開放して打設を開始し、水と

軽量混合処理土の接触をできるだけ抑えるように行った。打設速度は約 $35 \sim 40 \text{ cm/sec}$ である。打設時の状況を写真-1に示した。

5.2 施工中及び施工後の湿潤密度の変化

軽量混合処理土の施工では密度がもっとも重要な管理項目になる。標準配合目標密度、混練直後の密度、圧送直後の密度、打設直後の密度、打ち込み後のボーリング試料による材齢 28 日での密度をそれぞれ測定し、混練からの各過程での密度の変化状況を検討した。

図-34は区画 1, 6, 7, 9 の各ケースにおける各施工過程での密度増加である。混練中の消泡によって、密度が約 5% 増加している。現場打設試験における混練時間を約 3 分とすると、現場での密度増加率は図-8および図-9に示す室内配合試験で得られた密度増加率より小さかったといえる。現場打設では軽量混合処理土のボリューム

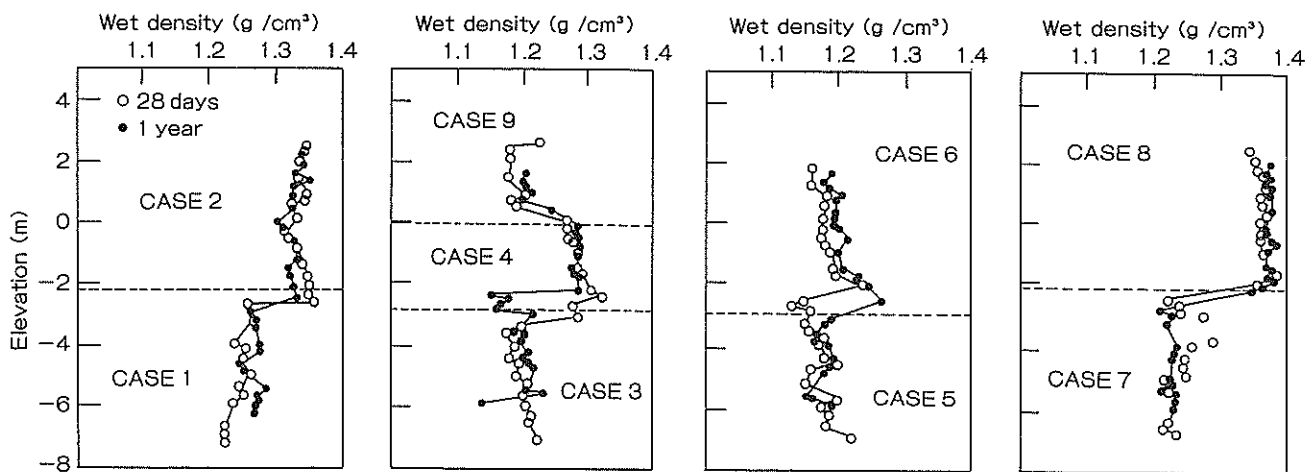


図-35 現場打設実験における湿潤密度の分布

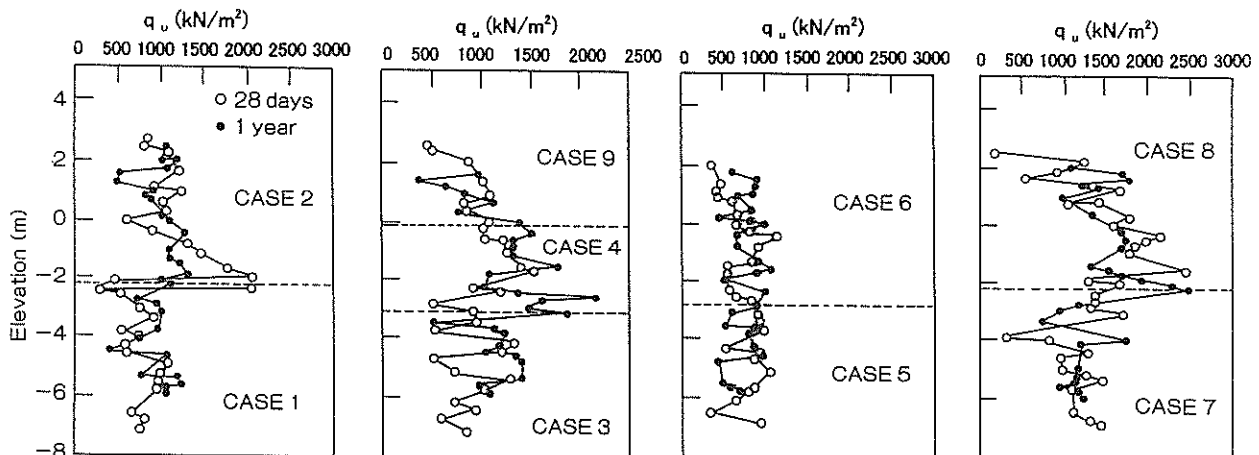


図-36 現場打設実験における一軸圧縮強度の分布

表-11 ケーソン内と周辺水域における水質調査の結果

		ケーソン内					周辺水域				
		pH	SS	溶存酸素量 DO	化学的酸素 要求量, COD	N-ヘキサン 抽出物質	pH	SS	溶存酸素量 DO	化学的酸素 要求量, COD	N-ヘキサン 抽出物質
			mmp	mmp	mmp	mmp		mmp	mmp	mmp	mmp
施工前		8.2	4.4	4.1	1.7	0.5未満	8.2	2.4	6.6	1.7	0.5未満
施工後	ケース1	8.6	24	0.7	4.3	0.5	8.3	13.0	6.4	3.4	0.5
	ケース2	9.2	98	0.1未満	17.0	0.5未満	8.3	9.0	6.0	3.5	0.5未満
	ケース3	8.5	26	0.1未満	8.9	0.5未満	8.2	7.6	6.8	3.0	0.5未満
	ケース4	9.4	140	0.1未満	16.0	0.5未満	8.2	14.0	6.6	3.1	0.5未満
	ケース5	8.7	50	0.1未満	14.0	0.5	8.4	5.8	7.4	2.2	0.5未満
	ケース6	9.6	190	0.1未満	20.0	0.5未満	8.4	5.4	8.4	2.1	0.6
	ケース7	8.8	49	0.1未満	12.0	0.5未満	8.3	6.4	7.6	2.9	0.5未満
	ケース8	9.6	83	0.1未満	14.0	0.5未満	8.4	9.0	7.3	3.2	0.5未満
	ケース9	9.8	160	1.9	12.0	0.5未満	8.3	7.0	7.8	2.6	0.5未満

が大きいので、全体の割合としては室内試験時よりも消泡しにくいためと考えられる。

圧送過程では密度が約 10 % 増加した。圧送圧が 100 ~ 150kN/m² であったことを考慮すると、図-31の室内養生圧力試験における密度増加とほぼ一致しており、これらは圧送圧による気泡およびビーズの縮小による密度増加であると考えられる。

図-35に全区画における打設後の 28 日及び一年の湿潤密度と打設深度の関係を示した。いずれの区画でも、湿潤密度は水深と関係なく、大体均一に分布した。これは、施工時の水深最大時 (10m) おいても水圧は 100kN/m² であり、施工過程で受けた圧送圧力 100 ~ 150kN/m² より小さいので、密度に及ぼす水圧の影響が小さかったと考えられる。

打設中の密度変化を軽量化材の種類で比較すると、ビーズ混合土、界面活性剤系起泡剤による気泡混合土、タンパク系起泡剤による気泡混合土の順で密度増加が大きかった。

発泡ビーズ混合土の密度増加は圧送過程での EPS ビーズの縮小と打設時のビーズの分離に起因する。発泡ビーズ混合土を打設した際に浮上したビーズはすべて海面上で回収したが、分離した量は打設量全体の 2 ~ 3% であり、これは材料分離抵抗性試験において分離した量とほぼ一致した。

一方、気泡混合土は、混練時や圧送時の消泡の影響が

大きく、発泡ビーズ混合土より湿潤密度が大きく増加した。特にタンパク系混合土は密度増加が大きかったが、この密度変化に関しては 6 章で詳しく考察する。

5.3 施工中と施工後における強度の変化

打ち込み後の材齢 28 日と一年経過時にボーリングとコア採取を行い、一軸圧縮強度を測定した。その結果を図-36に示す。いずれの区画でも強度にばらつきが見られるものの、水深と関係なく分布している。また、地盤全体の強度特性を連続的に調べるため、打設後 28 日に原位置三成分コーン貫入試験と動的貫入試験を実施した。これらから得られた軽量混合処理土地盤の強度に関しては 6 章で検討する。

5.4 施工中水質の変化

軽量混合処理土の打設に伴い周辺水域の影響を確認するため、ケーソン隔室内および周辺水域の水質調査を実施した。軽量混合土を打設する時、オープン海域では 80m × 60m の汚濁防止膜を設置する。周辺水域の水質調査用の海水試料はこの汚濁防止膜内のケーソンから 15m の地点で採取した。ケーソン隔室内および周辺水域における水質調査の結果を表-11に示した。

pH については、ケーソン隔室内の値が施工前に比べて増加するが、いずれの場合でも pH<10.5 を満足していた。周辺水域の打設中の pH 値は、施工前の pH 値に比べて

変化がなかった。SS は、ケーソン隔室内の値が打設前よりかなり大きくなり、特にケース 4, 6 及びケース 9 (いずれも界面活性剤系気泡混合土) は $SS > 100\text{ppm}$ であった。これは現場の打設速度 $35 \sim 40\text{cm/sec}$ が室内水中分離抵抗性試験で得られた打設速度 60cm/sec より遅いためと考えられる。しかし、周辺水域の SS 値はケース 1 および 4 以外では、打設前の SS に比べて顕著な変化が見られなかった。ケース 1 とケース 4 を打設する際の周辺水域の SS が特に高いのは、雨により台船上の泥が海面に流出したことが原因ではないかと考えられる。

周辺水域の溶存酸素量や化学的酸素要求量や N-ヘキサン抽出物質の値は施工前に比べて変化が認められなかった。以上の結果より、軽量混合土打設に伴う周辺水域の水質へ影響はなかったと考えられる。

6. 施工中の密度変化に関する考察

6.1 混練直後密度と現地仕上がり密度との関係

ケース 1, 2, 3, 4 では混練時 1.1g/cm^3 の密度となる配合で施工し、ケース 5, 7, 8 とでは混練時 1.08g/cm^3 の配合で施工した。

ケース 6 については、当初の目標密度は 1.08g/cm^3 であったが、施工中に気泡を増量して、処理土をさらに軽量化することを試みた。ケース 6 における密度測定の間を表-12 に示す。なお、密度の測定は混練ミキサのすぐ近傍において簡易はかりを使用して行っている。

表-12 で密度が一時的に 0.8g/cm^3 となったのは空気量を増やしすぎたためである。この際、気泡混合土が海上に浮上して濁りが発生したため、直ちに打設を中断した。中断後は再び気泡量を 25 倍発泡に検定し直し打設を再開した。なお、施工中の気泡量の調整方法については後に検討する。

現地仕上がり密度 (材令 28 日) の測定結果より算定した混練直後の湿潤密度に対する増加率を表-13 に示した。上層、中層、下層に打設された界面活性剤系起泡剤 (ファインフォーム) 使用のケースでは、上層から下層に向かうにしたがって混練後平均密度に対する現場密度の増加率は大きくなる傾向を示しており、打設地点の水圧の影響によって気泡が縮小していると推定される。したがって、水深が大きい箇所に気泡混合処理土を打設する場合には、施工中の消泡とともに打設水深に応じた縮泡を考慮した気泡割増量を適切に設定する必要がある。

発泡ビーズによるケース 3 では、ボーリング試料により測定した現場密度が混練直後の密度よりも 0.157g/cm^3

表-12 ケース 6 における打設状況

打設に要した時間	密度 (g/cm^3)	希釈液流量 ($\ell/\text{分}$)	空気圧 (kN/m^2)
41 分	1.20, 1.22	6.7	200
91 分	1.13, 1.10, 1.15	8.0	240
22 分	1.18, 1.18	8.7	260
3 分	1.18, 1.16, 0.80	9.4	320 → 400
4 分	0.93	6.7	250
4 分	1.03	6.7	220
24 分	1.08	6.7	200

表-13 密度増加率

起泡材種類	打設位置		
	上層	中層	下層
ファイン	4.7% (ケース 6)	7.2% (ケース 4)	10.2% (ケース 1)
フォーム 707	3.6% (ケース 9)		10.3% (ケース 7)
モノクリート	14.8% (ケース 2) 17.2% (ケース 8)		
発泡ビーズ			15.1% (ケース 3) 7.5% (ケース 5)

増加した ($1.040\text{g/cm}^3 \rightarrow 1.197\text{g/cm}^3$)。また、ケース 5 では 0.082g/cm^3 ($1.093\text{g/cm}^3 \rightarrow 1.175\text{g/cm}^3$) の密度増加であった。打設時のビーズ浮き上がり量をみると、ケース 3, ケース 5 でそれぞれ 2.2%, 1.9% であり、密度に及ぼす影響は小さいと考えられる。ビーズ混合土の密度の増加は、圧送中の管内圧力による EPS ビーズの縮小と打設後の水圧による収縮とが考えられる。一般に、EPS ビーズの降伏圧力は約 100kN/m^2 であり、それ以上の圧力が加わるとビーズは収縮する。除荷によってビーズはリバウンドするが、収縮量の一部は除荷後も回復しない。今回の実験ではビーズは $350 \sim 780\text{kN/m}^2$ の圧送圧で送られ、水深 $10 \sim 12\text{m}$ に打設されたが、ケース 3, 5 の混練時密度に対応するビーズの配合量はそれぞれ 275 ℓ , 230 ℓ であるので、収縮率を計算すると

$$\text{ケース 3 } 166/275=60\%$$

$$\text{ケース 5 } 170/230=74\%$$

となる。ビーズ混合土は気泡混合土に比べて消泡がないため密度が安定していることが特徴であると考えられてきた。しかし、今回のように圧送と水中打設を行う場合は、ビーズが 60~74% に縮小するので、所定の密度の地盤を造成するためには割増しを行う必要がある。

6.2 タンパク系起泡剤を用いた配合における密度増加の原因

今回の試験打設では起泡剤として界面活性剤系起泡剤（ファインフォーム 707）とタンパク系起泡剤（モノクリート）を使用した。各ケースの密度増加率をみると、タンパク系起泡剤を使用した配合において、あきらかに密度増加が大きかった。

図-9、図-10に示した室内での気泡安定性試験の結果との関連について検討する。本試験において、密度 1.1g/cm^3 で手練りで2分間混合したときの密度は、起泡剤がファインフォームのときに 1.157g/cm^3 、モノクリートのときに 1.170g/cm^3 であった。しかし、その後ミキサーで混合した時間と密度の関係をみるとファインフォームを使用した気泡混合土よりもモノクリートを使用した方が密度の増加は少なかった。図-37は、室内で気泡を増量して2分間混合したときの、気泡割増率と密度の

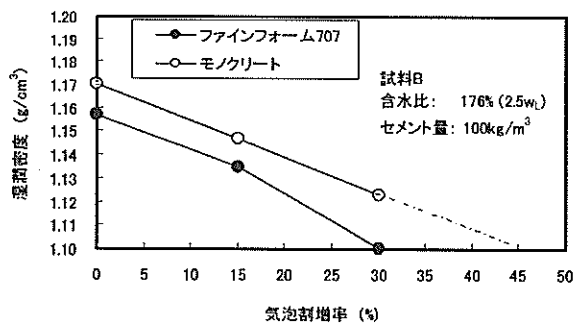


図-37 気泡割増率と湿潤密度

関係である。図のように、消泡に対する割増量は、ファインフォーム、モノクリートについてそれぞれ 30 %、45%であり、モノクリートの方がより多くの割増が必要という結果になっている。

表-14は、打設試験時の混練直後の密度と出来高密度をまとめたものである。表のように、混練直後において

表-14 混練直後の密度と出来高密度

	軽量剤	平均水深	混練直後	打設28日後	密度増加率
		(m)	平均密度 (g/cm^3)	平均密度 (g/cm^3)	
ケース1	ファインフォーム	7.55	1.130	1.246	10.3
ケース2	モノクリート	4.00	1.163	1.335	14.8
ケース3	発泡ビーズ	7.80	1.040	1.197	15.1
ケース4	ファインフォーム	4.35	1.200	1.287	7.3
ケース5	発泡ビーズ	7.80	1.093	1.175	7.5
ケース6	ファインフォーム	2.85	1.125	1.178	4.7
ケース7	ファインフォーム	7.55	1.125	1.241	10.3
ケース8	モノクリート	2.60	1.163	1.363	17.2
ケース9	ファインフォーム	1.50	1.150	1.191	3.6

すでにモノクリートを用いた気泡混合土の密度がファインフォームを用いたものよりも大きくなっているが、その差は小さい。しかし、固化後の出来高密度ではモノクリートの密度はあきらかにファインフォームよりも大きくなっており、消泡が混練後の圧送および水中打設の間に起こっていると推定される。

モノクリートのようなタンパク系起泡剤による気泡は、分子量数千から数万の高分子が泡膜で複雑に絡み合って構成されており、泡の径よりも小さい土粒子と強く接触した場合に泡が破れ消泡する可能性があると考えられている。これに対して、界面活性剤系起泡剤による泡は分子量千以下の界面活性剤が泡膜面に吸着し、整列することで構成されており、界面活性剤分子の表面張力によって泡面は弾性があり、少々の衝撃では破泡しにくい。また、いずれの起泡剤による泡も、原料土が有機分を含んでいる場合は消泡が多くなる。

今回の施工では、泡そのものの強度の測定は行わなかったが、手で触った感触は、タンパク系はしっかりした固さが感じられたのに対し、界面活性剤系の泡はクリーミーで弾力性があった。

原料土が異なるときの起泡剤による消泡量の違いを調べるため、神戸港浚渫土（液性限界 106 %）を原料土として気泡安定性試験を実施した。試験時の起泡剤の条件を表-15に示すが、ファインフォーム 707、ファインフォーム 606、モノクリートを発泡倍率 25 倍とし希釈倍率を 10 倍と 20 倍の二とおりとしている。ファインフォーム 606 は 707 と同じ界面活性剤系起泡剤であり、神戸港ポートアイランドの事例で使用されているが、海水で希釈した場合には気泡が消泡しやすいとされている。今回の打設実験で使用したファインフォーム 707 はその後海水にも対応できる起泡剤として新たに開発された製品である。試験は表-16に示す配合の気泡混合処理土 10 ℓ を容器に入れ、傾胴式コンクリートミキサーで攪拌して 5、10、15 および 30 分後の密度を測定した。図-38は試験結果である。

表-15 起泡剤の試験条件

起 泡 剤		希釈倍率	発泡倍率
系 列	名 称		
界面活性系	ファインフォーム 707	20	25
		10	
タンパク系	モノクリート	20	25
		10	

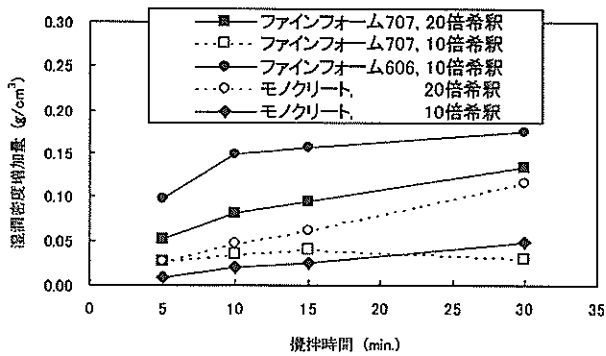


図-38 気泡安定試験結果(神戸港浚渫土)

表-16 気泡安定性試験の試験配合

産地	調整土 含水比	密度 g/cm ³	1 m ³ あたりの単位配合		
			調整土	固化材	気泡
神戸港	250%	1.1	953 kg	140 kg	185 g

図のように、密度増加すなわち消泡量はファインフォーム 606 (10 倍希釈) がもっとも大きく、モノクリート (10 倍希釈) がもっとも小さい。今回の打設実験ではファインフォーム 707 (20 倍希釈) とモノクリート (20 倍希釈) の気泡を用いたが、攪拌時間 10 分以内では両者の違いはわずかであり、図-10 に比べて密度増加量自体も小さい。これらの結果と比較すると、今回の実験において消泡による密度増加が特にタンパク系起泡剤を使用した場合に多かった原因としては、熊本港粘土の何らかの化学的特性により消泡が起こりやすかったことが考えられる。

さらに、施工上の問題として、タンパク系起泡剤で気泡を製造する際の発泡ノズルが不適切だった可能性がある。今回の施工では 2 つの起泡剤について同一の発泡ノズルを使用した。施工担当者からのヒアリングによって、タンパク系起泡剤を使用した際に、希釈液が途中で流れなくなる事態が発生していたことが判明した。タンパク系起泡剤の場合、成分が酸化しその酸化物がノズル先端部に付着したり、あるいは機器本体内部のポンプサクシヨンストレーナが酸化物により目詰まりを起こす可能性があるとしており、今回の施工中にもこのような状態が発生し、製造された気泡の品質が影響を受けていたことが考えられる。これらは通常の気泡モルタルの施工においてはあまり問題になっていないが、シルト粒径以下の細粒分を多く含む浚渫土と混合する場合には、分子量の大きいタンパク系起泡剤の泡は消泡しやすいことが考えられるので、発泡ノズルに関しても適切な構造を開発する必要があると考えられる。

今回の現場打設によって発生した消泡の原因については今後さらに検討が必要であるが、いずれにしろ実際の施工では現場と同等の条件で試験施工を行い、密度の変化を確認し、その対策を講じておくことが重要である。

6.3 気泡量の変動に着目した施工各過程での密度の変化すでに述べたように気泡混合処理土の密度変化の原因としては、水圧による縮泡と消泡がある。ここでは施工の各過程での密度変化の定量的な検討を行う。

今回の打設試験では配合密度として 1.10g/cm³ を設定した箇所が 2 カ所、1.08g/cm³ を設定したケースが 3 箇所あり、1.08g/cm³ のケースでは簡易はかりによる密度測定を詳細に行っている。ケース 1, 4, 6, 7, 9 の 5 つのケースについて、以下の段階の密度をまとめた。

- 製造直後の密度：簡易はかりあるいは精密はかりによる測定結果の平均値を混練時密度とした。
- 圧送時密度：γ線密度計による測定値の平均を圧送中の密度とした。

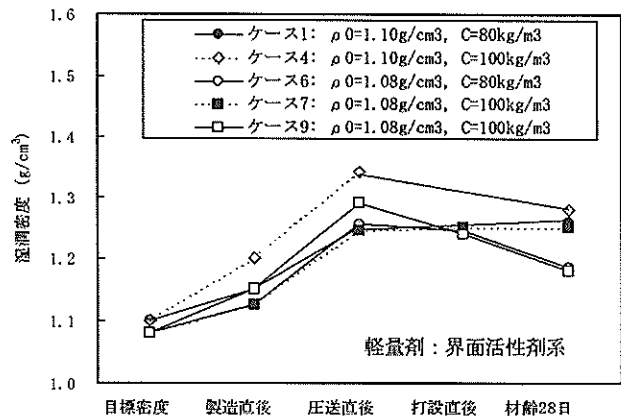


図-39 5つの区画における施工過程での密度変化

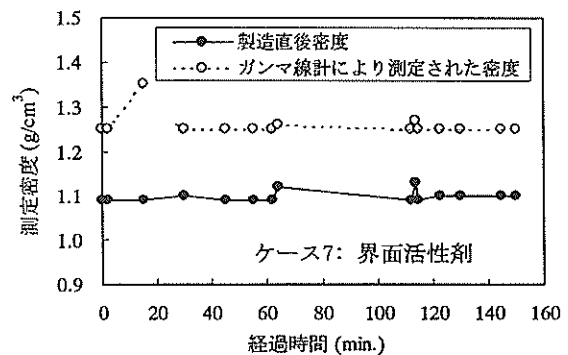


図-40 ガンマ線密度計により測定された密度と混練直後密度の経時変化

c) 打設後に水中から採取した試料の密度：水中打設時にトレミーの先端からバケツに受けて地上に引き上げた試料の密度である。

d) 材令 28 日の密度：ボーリングしたコアから求めた密度である。

図-39は5つのケースにおける施工過程での密度変化を示している。図のように、混練直後において消泡により密度は増加し、圧送中は圧送圧力による縮泡によって密度は増加している。密度の増加量から圧送圧を計算すると、 180kN/m^2 から 301kN/m^2 となり、各配合により1.5倍程度の差があった。

水中採取試料では圧送圧が解放されているため密度は減少するが、材令 28 日の密度については水中採取試料よりも大きい場合と小さい場合がある。本来、水中で固化するときは水圧による縮泡があるので、c)の水中採取試料（水圧なし）よりも密度は大きくなるはずである。水中採取試料が固化後よりも密度が大きくなったのは、今回の採取方法（水中でトレミーからバケツに排出し、これを引き上げる）では、試料に余分な消泡の要因を与えていることが考えられる。

図-39で固化後の密度をみると、全ケースで混練後の密度に比べ、水深での水圧による縮泡算出値のみでは説明できない空気量の減少が見られた。この分の空気量の減少は5.0～22.5%であり、これは圧送中および水中打設時の消泡である。図のγ線密度測定の結果によると、推定される圧送圧が高い場合に消泡率が大きく（圧送圧 301kN/m^2 のとき消泡率 22.5%）、圧送圧が小さいと消泡率が小さい（圧送圧 180kN/m^2 のとき消泡率 5%）という傾向もみられる。

図-40はガンマ線密度計により測定された密度と混練直後の密度の経時変化の一例（ケース 7）を示している。他のケースも同様な傾向が得られた。図のように、混練直後の密度と圧送管内の密度はよく対応しており、圧送管内では 0.10g/cm^3 から 0.25g/cm^3 程度、密度が上昇している。ガンマ線密度計では密度変化の経時変化を自動計測できるメリットがあり、この密度をモニターすることは気泡混合処理土の密度管理上非常に有効であると考えられる。

また、圧送管内の密度が混練密度よりも大きいことを利用すると、混練時の密度が海水密度よりも小さい場合でも圧送管内では密度が上昇するので、水圧が作用する海水中に直接打設しこのときの密度が海水密度より大きければ、浮き上がることなしに打設できる。実際、ケース 6 では混練直後 1.00g/cm^3 以下であった試料でも打設可能であった。（ただし、混練時密度 0.80g/cm^3 のとき

には、圧送中の密度が 1.03g/cm^3 以上であったが浮上した。これは打設管先端の水圧が圧送中の圧力よりも小さく、膨張して密度が海水密度以下になったためと考えられる）。

6.4 施工中の気泡量の調整

気泡混合処理土の密度変化は施工の各段階で発生しており、室内試験等で事前に予測しても施工中にずれが生じる可能性が高い。したがって、所定の密度の軽量地盤を確実に造成するためには施工中に計測した密度によって気泡量を増減する調整が必要不可欠である。6.2 でも触れたが、今回の現場打設の結果から気泡を供給する発泡機の性能について検討する。

発泡機（気泡供給機）は希釈液をノズルまで供給する装置と、空気で発泡させるノズル部分から構成される。今回の打設に使用した発泡機を写真-2に示すが、本機は、通常気泡モルタルの製造に使用している装置で、供給能力は最大 1200 l/分 であった。この供給能力は今回の



写真-2 発泡機

気泡混合処理土の打設に必要な能力である 130 l/分 の10倍となっている。打設中における気泡量の増減は希釈液の流量調整バルブと空気圧調整弁（レギュレータ）で行うが、このレギュレータの仕様は最大 980kN/m^2 、最小精度1%であった。

標準配合の気泡量は、打設開始前に発泡倍率を重量で検定した後、所定の希釈流量で施工を行った。ケース 6において実施した気泡の増量は、流量と空気圧で操作を行ったが、空気圧を制御するレギュレータが固く空気量の微調整が困難であった。表-12に示すように密度 1.16g/cm^3 から 0.80g/cm^3 に大きく変化したのは、空気量を増量しようとして空気圧を大きくしたときに、上がりすぎて空気量が一気に増加したものである。この結果、打設された軽量混合処理土が海上に浮上し、大きな濁りが発生した。

表-17 仕上がり密度 1.20 g/cm³ を確保するために必要な気泡量割増率 (計算)

		ケース 1	ケース 2	ケース 3	ケース 4	ケース 5
現時仕上がり時	目標密度 (g/cm ³)	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20
混合直後	目標管理密度 (g/cm ³)	1.06	1.08	1.15	1.03	1.11
標準配合	気泡量割増率 (%)	132	151	87	128	90

表-18 現地仕上がり密度 1.20g/cm³ を平均的に確保するための混練直後密度の目標値

現地仕上がり密度	打設深度	実験結果から推定される混練直後密度の目標値 (表 - 13 から算定)	密度変化の原因を気泡量の変動に求めた混練直後密度の目標値 (表 - 17 から算定)
1.20 g/cm ³	下層 (-10m ~ -5m)	1.08 g/cm ³	1.05 g/cm ³
	上層 (-5m ~ -0m)	1.15 g/cm ³	1.13 g/cm ³

気泡混合土の水中打設においては、密度変化を考慮するとなるべく小さな密度で打設する必要があるが、一方打設管から出たときの密度が海水の密度よりも小さくなると直ちに浮上して分離し、大きな濁りが発生する。したがって、施工中の密度変化に対応して、施工中に発泡倍率を確実に制御できる機器を使用し、打設管の先端における気泡混合土の密度が 1.10g/cm³ 付近になるよう制御する必要がある。今回使用した機械は気泡モルタル用であったため、気泡混合土の水中打設に使用するには明らかに能力不足であった。

なお、本工事の後に石狩湾新港において最大水深 7m での気泡混合処理土の水中打設が実施されたが、今回の工事の経験から施工中に空気量をデジタル値で表示し、空気量を 1 ℓ の精度で増減できる装置を使用した。この結果施工中の密度管理が大幅に改善された¹⁰⁾。

6.5 現地仕上がり密度を確保するための管理密度

表-17に、現地仕上がり密度 1.20g/cm³ を確保するために必要な気泡量の割り増し率を計算した結果を示した。混練時の消泡を補うための標準配合に対する気泡量の割増率は、混練時の設定密度 1.10g/cm³ では 32 ~ 51%、設定密度 1.08g/cm³ では 0 ~ 28 %となる。

表-17から想定される現地仕上がり密度 1.20g/cm³ を平均的に確保するための混練直後の密度の目標値を計算すると表-18のようになった。

7. 1年経過後の軽量混合処理土の特性調査

7.1 採取した試料の外観とRQD値

海水中に打設した軽量混合処理土が経年的にどのような特性が変化するかについては、最初の施工例である神戸港岸壁の事例において打設後 22 ヶ月後まで調べているが、データは十分といえない。また、今回の実験では各ブロックで途中の深さで配合を変更しており、その打継目部において強度低下などの特性変化があれば、設計上の考慮が必要になる。

そこで本実験では打設 1 年後にコア採取とコーン貫入試験、オートマチックラムサウンディングを行い、地盤の品質を調査した。サンプリングはロータリー式ハイドロリック型試験錐機を用い、フリー部内蔵二重管サンプラーで採取した。ロータリーボーリングはロッドの先端に取り付けられたドリリングビットを回転・給圧することにより土を切り削り、粉碎しながら掘り進む方法である。掘り屑は循環水により孔外に排出した。

第 1 ブロックから採取した試料の状況を写真-3に示す。試料は、全体に暗緑灰色であった。試料内の数カ所で亀裂が見られるが、周辺が少量欠けただけであり、試料採取時に欠けたものと思われる。その他の亀裂も断面の欠落はほとんど見られない。練り混ぜ不足、セメント分の強度の未出現、経年変化による変質等による色調の変化は見られず、打継目部においても同様に亀裂や色調などの変化はなかった。岩石評価に用いられる RQD 値を求

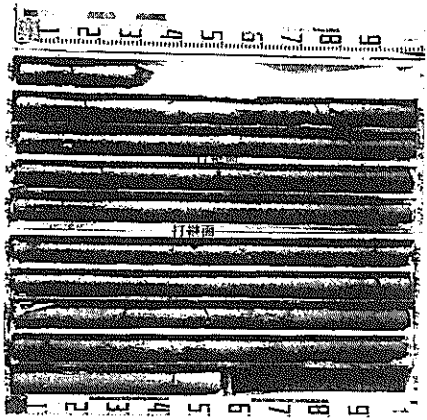


写真-3 第1ブロックの試料状況

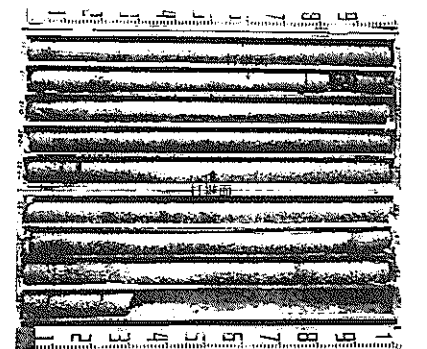


写真-4 第2ブロックの試料状況

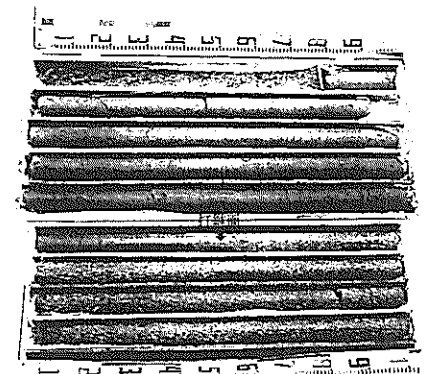


写真-5 第3ブロックの試料状況

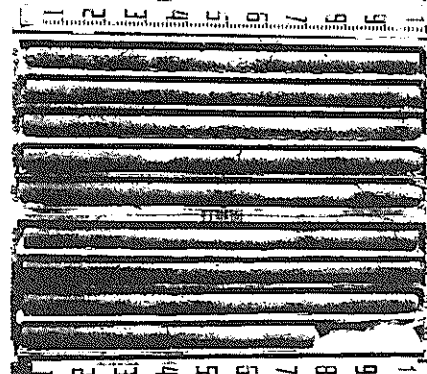


写真-6 第4ブロックの試料状況

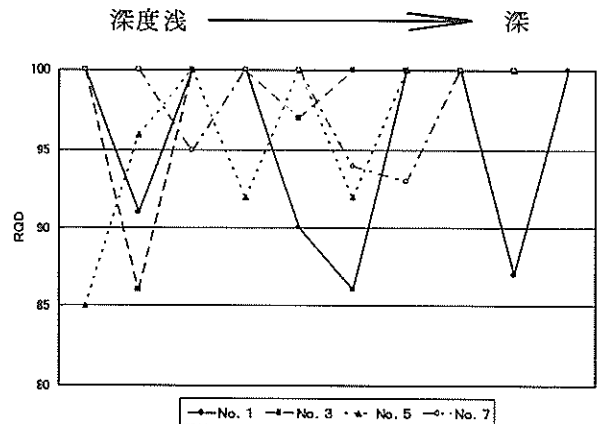


図-41 ケース 1, 3, 5 及び 7 における試料の深度と RQD 値の関係

めると 86 ~ 100 % であり、(良い) ~ (非常に良い) と評価された。

写真-4は第2ブロックから採取した試料である。標高-2.20 m以深より下の部分に発泡ビーズが混入しているが、それ以外は試料全体において暗緑灰色であった。打継目部において、亀裂や色調などの変化は見られなかった。標高+1.35 m付近で試料の破壊が見られるが、これは試料を抜き出すときに壊れた箇所である。それ以外にも数カ所亀裂が見られるが、断面の欠落はほとんど見られず、試料採取時に発生したものと考えられる。RQDは86 ~ 100 % であり、(良い) から (非常に良い) との評価である。

第3ブロック、第4ブロックから採取した試料を写真-5、写真-6に示すが、第1、第2ブロックの試料と同様に、打継目において亀裂及び色調などの変化は見られず、RQDは85 ~ 100 % であった。

以上のように、全体に1年経過後のコアには色調の変化は見られず、打継目部においても亀裂や色調などの変化はなかった。一部に亀裂が発生したが、これは試料採取時のものが多く、施工不良、外力等による有害な亀裂は見られなかった。図-41に各試料の深度と RQD 値の関係を示すが、すべてにおいて、(良い) ~ (非常に良い) の評価となり、深度による RQD 値の変化も特にみられなかった。

7.2 養生後の密度変化

材令一年のコアから求めた湿潤密度の深度方向分布を、材令 28 日時の値とともに図-35に示した。また、材令 28 日と1年後の各区画における平均密度を表-19および

表-19 各区画の平均湿潤密度

湿潤密度 (g/cm ³)				
	28日後	1年後	差	比
区画1	1.236	1.249	0.013	1.011
区画2	1.314	1.310	-0.004	0.997
区画3	1.192	1.211	0.019	1.016
区画4	1.254	1.259	0.005	1.004
区画5	1.161	1.181	0.020	1.017
区画6	1.155	1.179	0.024	1.021
区画7	1.222	1.222	0.000	1.000
区画8	1.335	1.346	0.011	1.008
区画9	1.159	1.180	0.021	1.018

表-20 各区画の平均一軸圧縮強度

一軸圧縮強度 (kN/m ²)				
	28日後	1年後	差	比
区画1	895	980	85	1.09
区画2	1122	993	-129	0.89
区画3	895	1326	431	1.48
区画4	1158	1359	201	1.17
区画5	809	766	-43	0.95
区画6	623	807	184	1.30
区画7	1173	1367	194	1.17
区画8	1437	1547	110	1.08
区画9	805	798	-7	0.99

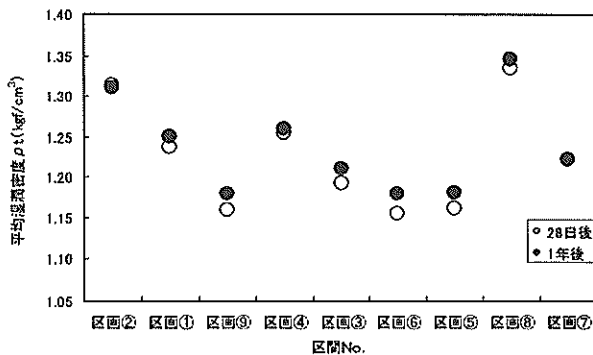


図-42 区画毎の平均密度測定結果

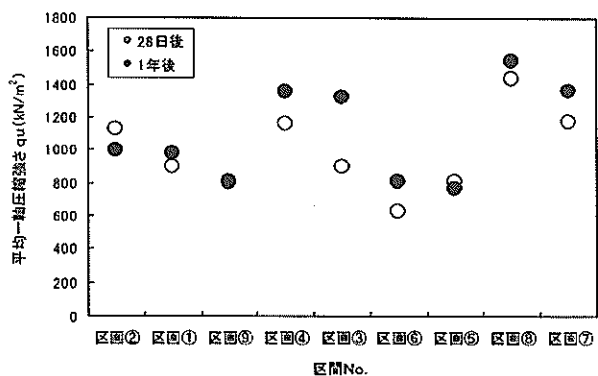


図-43 区画毎の平均一軸圧縮強度測定結果

図-42に示した。表のように、材令28日から1年後の密度変化量は各区画間平均値で-0.004～0.024g/cm³であり、大きな変動は認められなかった。各ポイントごとにおける値をみると、28日後から1年後の比較で密度が減少している結果も出ていることから考えると、密度変化の値は誤差範囲であり、固化後の密度はほとんど変化していないと考えられる。

7.3 一軸圧縮強度と変形係数

材令1年の試料の深度方向の一軸圧縮強度を材令28日のときのデータとともに図-36に示した。また、材令28日と1年後の区画における平均一軸圧縮強度を表-20および図-43に示した。図のように全9ケースのうち、強度増加比が1.0を上回るケースが6ケース、下回るケースが3ケースという結果であった。しかし、平均的には770kN/m²から1550kN/m²であって、いずれも設計強度である $q_r = 200\text{kN/m}^2$ は十分満足している。通常、空気に触れて乾燥することのない水中部分では、セメント系固化処理土の養生中の強度低下は起こらないとされている。1年後の強度増加比が1を下回った部分がある原因としては、強度のばらつきとサンプリング時のクラッ

表-21 ケース毎の一軸圧縮強度と変形係数

	一軸圧縮強度 (kN/m ²)		変形係数 (MN/m ²)	
	28日後	1年後	28日後	1年後
ケース1	895	980	180.9	237.9
ケース2	1122	993	273.4	253.8
ケース3	895	1326	204.1	417.9
ケース4	1158	1359	267.5	432.2
ケース5	809	766	135.3	275.3
ケース6	623	807	126.4	203.7
ケース7	1173	1357	189.2	417.8
ケース8	1437	1547	232.5	535.1
ケース9	807	798	222.2	148.3

クの発生などが考えられる。

打設後1年以上経過した強度を調べた例としては神戸港ポートアイランドの施工事例があり、1年後で強度が1.5倍になったと報告されている。今回の結果は全体に小さく平均すると強度増加は1.14倍であった。

水深(水圧)や深度方向と強度と特に明瞭な関係は見られなかった。また、起泡剤や気泡と発泡ビーズの違いによる強度の違いもないといえる。

ケースごとの一軸圧縮強度平均値と変形係数平均値を表-21に示した。これらの結果から両者の関係は

$$E_{s0} = 186 \sim 359 q_u$$

となっている。「港湾空港における軽量混合処理土工法技術マニュアル」によると設計用の値としては

$$E_{s0} = 100 \sim 200 q_u$$

が示されており、今回の調査結果はこの係数を上回っている。これは、マニュアルのデータが $q_u = 600\text{kN/m}^2$ 程度を想定した値になっているのに対し、今回は一軸圧縮強度の平均が約 900kN/m^2 であったため、全体に剛性が高かったと考えられる。

7.4 一面せん断試験

(1) 非排水一面せん断試験による強度 $\tau_{(u)}$

材令 28 日と 1 年後の区画における非排水一面せん断試験による平均強度 $\tau_{(u)}$ を表-22 と図-44 に示した。全 9 ケースにおいて強度増加比が 1.0 を上回った。強度増加比は区間ごとの平均値で 1.25 ~ 1.99 (平均 1.58) であったが、神戸ポートアイランドの事例では 1.2 ~ 1.3 であり、これらの値より大きかった。一軸圧縮強度との関係を見ると、

表-22 各区画の平均一面せん断非排水強度

	C_u (kN/m ²)			
	28日後	1年後	差	比
区画1	312	390	78	1.25
区画2	404	512	108	1.27
区画3	362	626	264	1.73
区画4	470	702	232	1.49
区画5	260	390	130	1.50
区画6	194	334	140	1.72
区画7	416	612	196	1.47
区画8	400	794	394	1.99
区画9	310	561	251	1.81

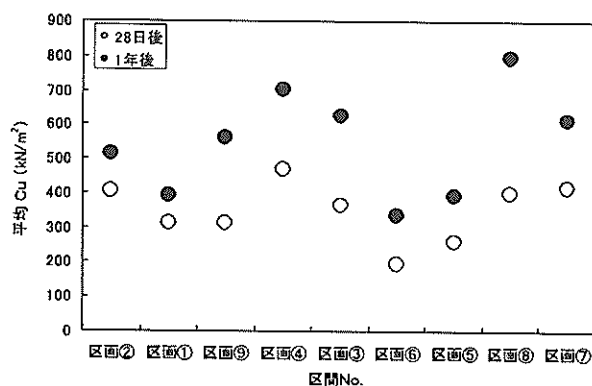


図-44 一面せん断試験による非排水せん断強度の測定結果

$$\tau_{(u)} = (0.7 \sim 1.7) \cdot (q_u/2)$$

となっており、神戸の事例と同様の関係であった。28 日後の強度においては両者の関係は $q_u/2$ が 400kN/m^2 以下の範囲では上式と同等の関係であったものの、 $q_u/2$ が 500kN/m^2 以上の範囲では $q_u/2$ に比べ一面せん断強度が小さい傾向にあった。これらの相違は、一軸圧縮強度がクラックの有無など試料の品質の影響を強く受けるという特徴が影響していると考えられるが、厳密な評価は困難である。

変形が大きいときに発揮される残留強度に着目すると、各ケースとも 1 年後に残留強度の増加がみられ、軽量混合処理土の地盤は材令とともに粘り強くなっているといえる。

水深の影響についてはケース 4 またはケース 5 において、水深とともに $\tau_{(u)}$ がやや大きくなる傾向が認められたが、全般には水深の影響はなかった。これは材令 28 日ですでに $\tau_{(u)} = 200 \sim 500\text{kN/m}^2$ まで固化が進行しており、水圧や自重による軽量混合処理土の骨格への影響が生じなかったためと考えられる。なお、起泡剤や軽量化材の違いによる強度、変形特性の差はみられなかった。

表-23 各区画の平均一面せん断排水強度

	C_d (kN/m ²)			
	28日後	1年後	差	比
区画1	270	328	58	1.21
区画2	382	364	-18	0.95
区画3	368	532	164	1.45
区画4	430	613	183	1.43
区画5	316	328	12	1.04
区画6	224	282	58	1.26
区画7	408	522	114	1.28
区画8	440	628	188	1.43
区画9	305	485	180	1.59

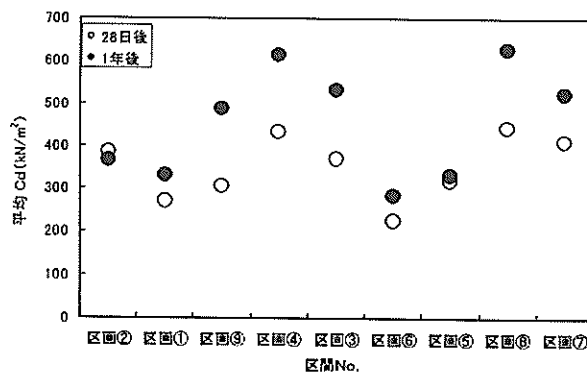


図-45 平均一面せん断排水強度測定結果

(2) 拘束圧一定一面せん断試験による強度 $\tau_{(s)}$

材令 28 日と 1 年後の区画における拘束圧一定の一面せん断試験による平均的な強度 $\tau_{(s)}$ を表-23 と図-45 に示した。一年経過後の強度の 28 日強度に対する比である強度増加比は 0.95 ~ 1.59 であり、ケース 2 の一部を除いて強度は増加している。神戸ポートアイランドの事例では 28 日強度と 1 年強度の比が 1.4 ~ 1.5 であり、今回の増加はこの値よりも小さかった。

一軸圧縮強度との関係を見ると

$$\tau_{(s)} = (0.5 \sim 1.0) q_u/2$$

であり、神戸ポートアイランドの事例と同等であった。残留強度に関しても増加が見られたが、水深の影響、起泡剤や軽量化材の種類による違いはなかった。

7.5 圧密試験結果の変化

表-24 は各ケースごとの一軸圧縮強度の平均と圧密降伏圧力 p_c の平均の比較である。各ケースとも材令 28 日に比べ 1 年後に圧密降伏圧力の増加が確認された。 q_u と p_c の関係は、

$$p_c = (1.7 \sim 3.2) q_u$$

表-24 ケース毎の一軸圧縮強度と圧密降伏応力

	一軸圧縮強度 q_u (kN/m ²)	圧密降伏応力 p_c (kN/m ²)	p_c/q_u
ケース1	980	2210	2.3
ケース2	993	2360	2.4
ケース3	1326	2470	1.9
ケース4	1359	2490	1.8
ケース5	766	2120	2.8
ケース6	807	2070	2.6
ケース7	1357	2490	1.8
ケース8	1547	2560	1.7
ケース9	798	2530	3.2

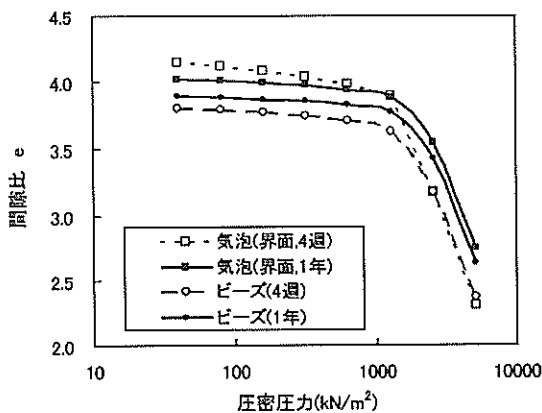


図-46 e-log p 圧密曲線

となっており、マニュアルが設計用の値として示した

$$p_c = 1.4q_u$$

に比べると同一の q_u に対して大きな p_c を示している。図-46 に材令 28 日と 1 年の試料の e-log p 関係を比較して示すが、1 年経過により p_c は増加するものの、正規圧密領域における圧縮指数 C_c は材令によらず一定である。

7.6 コーン貫入試験

(1) 材令による先端抵抗値 q_t の変化

静的コーン貫入試験の結果を図-47 に示している。また、材令 28 日と 1 年後の区画における平均先端抵抗値を表-25 に示した。図中の q_t は先端抵抗、 f_s は修面摩擦、 u_s は間隙水圧の測定値である。材令 28 日に対する材令 1 年の q_t に関する強度増加比は 1.41 から 2.73 の範囲にあり、平均は 2.01 であった。すなわち、コーン先端抵抗値については、他の強度定数である q_u 、 $\tau_{(s)}$ 、 $\tau_{(s)}$ と比べて明瞭な強度増加を示した。

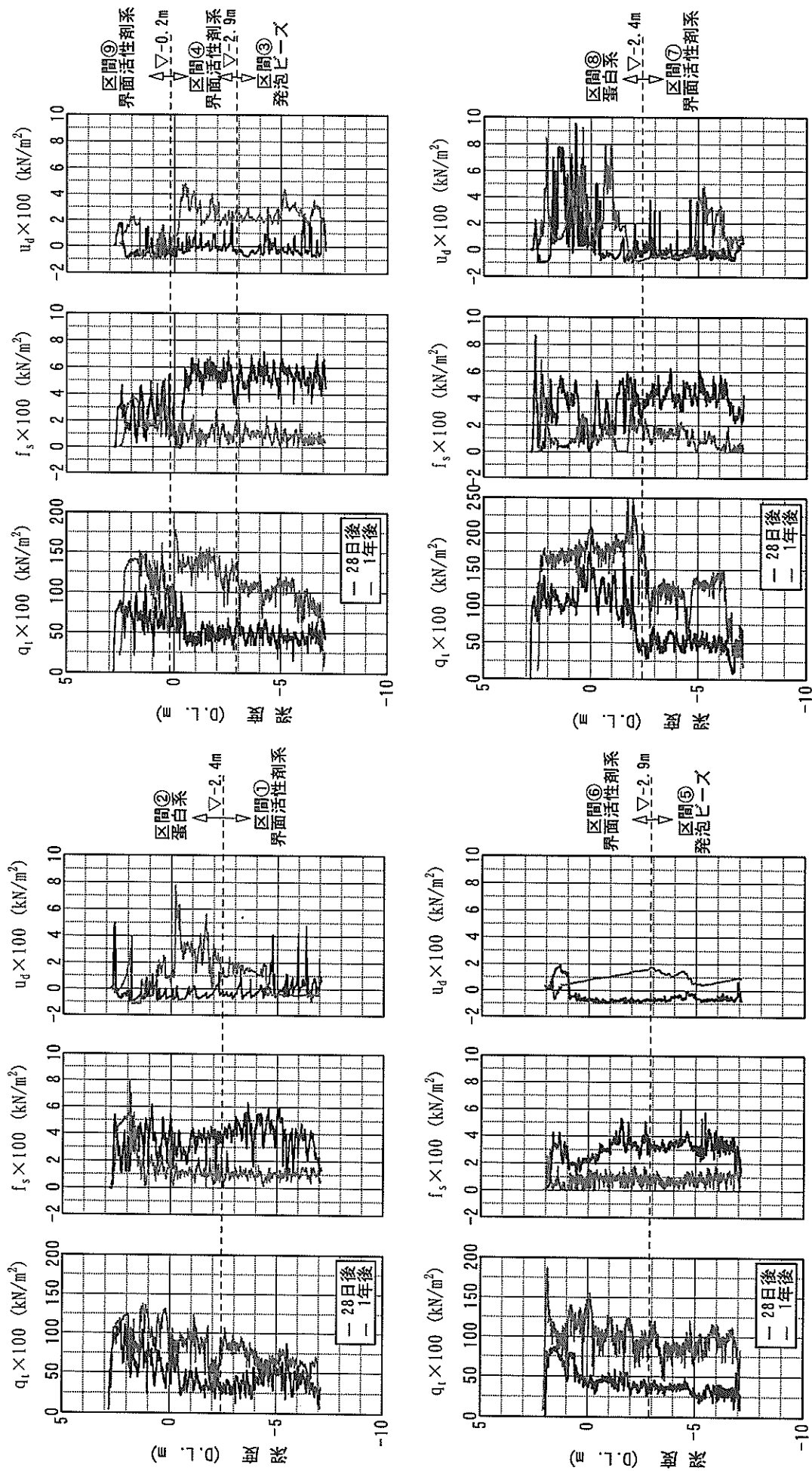
表-25 区画毎の平均先端抵抗値

	q_t (kN/m ²)			
	28日後	1年後	差	比
区画1	4080	6800	2720	1.67
区画2	6620	9330	2710	1.41
区画3	4680	9660	4980	2.06
区画4	5000	13250	8250	2.65
区画5	3310	9020	5710	2.73
区画6	5050	10650	5600	2.11
区画7	4790	11250	6460	2.35
区画8	11350	17730	6380	1.56
区画9	7330	11680	4350	1.59

q_t の深さ方向の変化に着目すると、強度が低下する弱層は存在しなかった。また、配合の境界部分では q_t に大きな違いが見られ、配合の変更による強度の変化を明瞭に示している。

1 年経過後の周面摩擦 f_s は、ケース 2 の一部およびケース 9 を除き、材令 28 日より小さな値を示し、ほぼ 100kN/m² であった。間隙水圧は材令 28 日の地盤では一部を除くほぼ全域で負圧を示したが、材令 1 年では全域で正の水圧を示している。周面摩擦と間隙水圧の値が 1 年経過によって変化した理由については、セメント系固化处理地盤での適用事例が少ないため明瞭な説明は難しいが、下記のことが考えられる。

a) 周面摩擦はコーン先端抵抗値や間隙水圧に比べ、計測



図一 47 静的コアン貫入試験結果

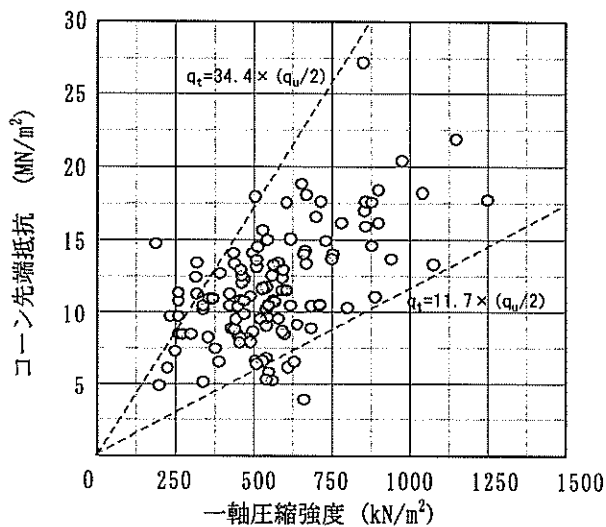


図-48 コーン先端抵抗と一軸圧縮強度の関係

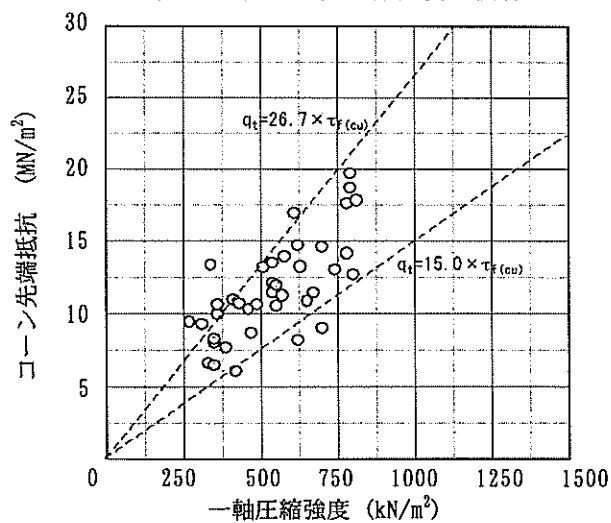


図-49 コーン先端抵抗と非排水一面せん断強度の関係

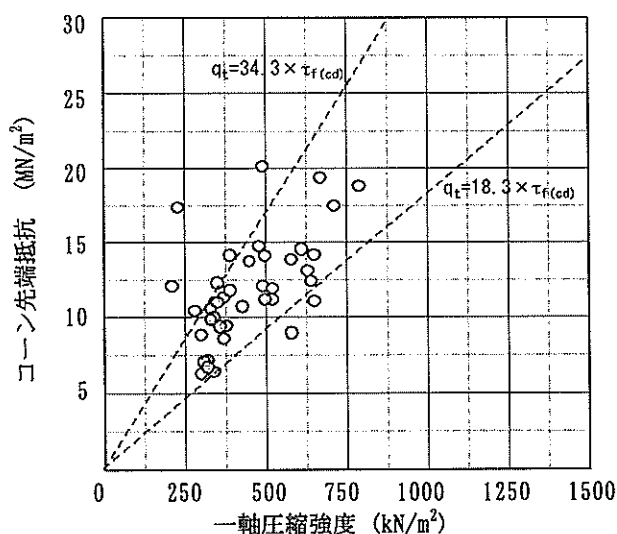


図-50 コーン先端抵抗と排水一面せん断強度の関係

値のばらつきが大きく、周面摩擦の測定箇所や測定方法の違いが結果に影響する。1年後の調査では材令28日と異なるコーン試験機が使用されておりこのことが間隙水圧値や周面摩擦値に影響したと考えられる。

- b) 間隙水圧はその測定部分が飽和状態であることが必要であるが、軽量混合処理土は気泡あるいは発泡ビーズを混合しているため不飽和地盤であり、このことが間隙水圧の測定値を不安定なものにしたと考えられる。

(2) q_t と各種せん断強度の関係

コーン先端抵抗とせん断強度 q_u , $\tau_{(cu)}$, $\tau_{(ced)}$ の関係を図-48~50に示すが、それぞれ以下の関係が得られた。

$$q_t = (12 \sim 34) (q_u/2)$$

$$q_t = (15 \sim 27) \tau_{(cu)}$$

$$q_t = (18 \sim 34) \tau_{(ced)}$$

データ数は少ないが、神戸ポートアイランドの事例では次式のような関係が得られている。

$$q_t = (13 \sim 27) (q_u/2)$$

$$q_t = (16 \sim 28) \tau_{(cu)}$$

$$q_t = (16 \sim 28) \tau_{(ced)}$$

神戸ポートアイランドの結果と比べると、 q_t と q_u の関係は相関が低くなっているが、 q_t と排水および非排水一面せん断強度との関係は相関がよく関係式もほぼ一致している。以上のことから、 q_t から一面せん断強度 $\tau_{(cu)}$, $\tau_{(ced)}$ を推定する次式は、今後コーンによる軽量混合処理土地盤の強度の評価に用いることができると考えられる。

$$\tau_{(cu)} = q_t / (16 \sim 28)$$

$$\tau_{(ced)} = q_t / (16 \sim 28)$$

8. 結論

軟弱な粘土地盤が厚く堆積する熊本港では、通常的地盤改良工法では改良コストが非常に大きくなるが、軽量混合処理土により岸壁背後の裏込めを軽量化することによって大幅に工費を削減できる可能性がある。最大水深10mでの軽量混合処理土の適用性を実証するため、施工途中であったケーソンを利用した実施工規模の現地打設実験を行った。実験の結果と考察は以下のようにまとめられる。

- 1) 気泡混合処理土の密度は、混練、圧送、固化の過程で変化する。その原因は消泡および圧送中、海水中の圧力による縮泡である。所定の密度の軽量土地盤を造成

- するためには、消泡や海中の水圧による縮泡の分の気泡量を、当初配合において増量しておく必要がある。
- 2) 気泡混合処理土の気泡量が大きすぎると密度が海水の密度よりも小さくなり、浮上して大きな濁りが発生する。このため、密度が海水以下にならないよう注意する必要があるが、圧送中に圧送圧によって一時的に気泡混合土の密度が増加することを利用すれば、混練時に海水の密度より小さい密度の気泡混合処理土を水深10mに打設し、密度1.2g/cm³の軽量混合処理土を造成できる。
 - 3) 発泡ビーズ混合処理土も気泡混合処理土ほど大きくはないが施工中に密度の変化がある。これは発泡ビーズの圧力による縮小と分離によるものである。
 - 4) 発泡ビーズ混合処理土では約2～3%のビーズが分離して浮上する。施工上はこれらを確実に回収する必要がある。
 - 5) 打設後1年経過後にコアを採取して調べた結果、軽量混合処理土地盤の密度の変化は認められなかった。
 - 6) 打設後1年間の強度を28日強度と比較すると、一軸圧縮強度では明瞭な増加が見られなかったが、3成分コーンの貫入値に関しては明かな増加があった。

(2001年8月24日受付)

謝 辞

本実証実験の実施においては、運輸省第4港湾建設局の熊本港工事事務所及び下関調査設計事務所をはじめとする多くの関係者のご協力を得ました。資料としてとりまとめるにあたって、「リサイクル材料を活用した土質新素材利用技術開発調査委員会」(沿岸開発技術研究センター、委員長鈴木敦己熊本大学教授)における討議内容を参考にさせていただき、SGM 軽量土協会技術委員会からは関連するデータを適用していただきました。これらのご協力いただいた方々に深く感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 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.
- 2) 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.
- 3) 土田孝, 笠井寿太郎, 水上純一, 横山裕司, 樋田和徳: 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.
- 4) 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.
- 5) 土田孝, 輪湖建雄, 菊池喜昭, 東俊夫, 新舎博: 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.
- 6) 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.
- 7) 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.
- 8) 土田孝, 藤崎治男, 中村浩明, 卷瀨正治, 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.
- 9) 土田孝: 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, 1999年6月.
- 10) Hirasawa, M., Saeki, S., Kodama, S., Yakuwa, T., and Tsuchida, T.: Development of light-weight soil using excavated sand and its application for harbor structures in cold regions, IS-Yokohama2000, pp.599-604, 2000.9.

港湾空港技術研究所資料 No.1007

2001.9

編集兼発行人 独立行政法人 港湾空港技術研究所

発行所 独立行政法人 港湾空港技術研究所
横須賀市長瀬3丁目1番1号
TEL. 0468 (44) 5040 URL. <http://www.pari.go.jp/>

印刷所 有限会社つばさ印刷技研

Copyright © (2001) by PARI

All rights reserved. No Part of this book must be reproduced by any means without the written permission of the President of PARI.

この資料は、港湾空港技術研究所理事長の承認を得て刊行したものである。したがって、本報告書の全部または一部の転載、複写は港湾空港技術研究所理事長の文書による承認を得ずしてこれを行ってはならない。