

軽量混合処理土工法の港湾施設への適用

輪湖建雄¹・土田 孝²・松永康男³・濱本晃一⁴・岸田隆夫⁵・深沢 健⁶

¹正会員 工修 (財)神戸港埠頭公社 (〒651-0083 兵庫県神戸市中央区浜辺通5-1-14)
(前 運輸省港湾技術研究所 土質部)

²正会員 工博 運輸省港湾技術研究所 土質部 (〒239-0826 神奈川県横須賀市長瀬3-1-1)

³正会員 工修 国土庁大都市圏整備局 (〒100-0013 東京都千代田区霞ヶ関1-2-2)
(前 運輸省第三港湾建設局 震災復興建設部)

⁴(財)沿岸開発技術研究センター 調査研究部 (〒102-0092 東京都千代田区準町3-16)

⁵正会員 工博 東亜建設工業株式会社 技術研究所 (〒230-0035 神奈川県横浜市鶴見区安善町1-3)

⁶正会員 東亜建設工業株式会社 大阪支店 (〒550-0004 大阪府大阪市西区靱本町1-5-15)

阪神・淡路大震災で被災した神戸港のケーソン式岸壁の復旧方法として背面固化による方法が考えられた。特に嵩上げと耐震性向上を必要とする場合、従来、港湾・海洋環境での施工実績が乏しかった軽量混合処理土工法を、港湾施設へ増粘剤等を用いなくて水中施工で適用することが要求された。このため、筆者らは室内試験・現場打設試験を行って課題を抽出し、それらを満たす施工システムを構築して本施工を実施した。その後、追跡試験によりその妥当性を検証できた。こうした一連の課題解決策は、軽量混合処理土工法ばかりでなく、他の固化処理工法を適用する上で役立つものと期待される。

Key Words : cement soil improvement, design and construction, earth pressure, light weight, recycle, slurry

1. はじめに

軽量混合処理土工法は、原料土に水および固化材を加えて混合・攪拌し、さらに気泡や発泡ビーズを加えて所定の強度と単位体積重量をもつ地盤材料を得ることのできる工法である。港湾の分野では、浚渫粘性土に適用して再利用することにより、浚渫土の処分地不足の緩和および資源再利用を同時に果たすことのできる工法として注目されている。

先の阪神・淡路大震災によって被災した神戸港港湾施設の内、被災変形量が比較的小さく、被災後の法線も直線性をほぼ保っている岸壁では、ケーソン等をそのまま活用して岸壁背後から作用する地震時土圧を低減する方法により復旧が行われた¹⁾。岸壁背後土圧を低減する手法としては、背後地盤を改良して地盤強度を高める方法、背後地盤を軽量化する方法²⁾、背後地盤を掘削して構造的に土圧を低減する方法等が存在し、これらの方法を採用入れた復旧設計が実施された¹⁾。

特に、嵩上げと耐震性向上を必要とする場合、従来、港湾・海洋環境での施工実績が乏しかった軽量混合処理土工法を増粘剤を加えずに水中で施工することが要求された。軽量混合処理土を水中に打設

するためには、水中で固化材が分離しないこと、および、適切な流動性を持つことが必要であり、従来は増粘剤を添加して対応してきた³⁾。これに対して、今回は原料土の粘性土が本来もつ増粘効果に着目して、増粘剤を用いずに経済的に水中打設することを計画した。

軽量混合処理土工法の内、発泡ビーズを混合した発泡ビーズ混合処理土工法は、軽量性を維持する能力に優れている⁴⁾。ここでは、室内配合試験を行って、水中での材料不分離効果および流動性などの施工性に優れていることを確認し、さらに経済性をも考慮して、浚渫粘性土を原料とした気泡混合処理土工法⁵⁾を最終的に選択した。

筆者らは室内試験、現場打設実験等を行って課題を抽出し、それらを満たす施工システムを開発・改良して、本施工を実施した。本報告は、気泡混合処理土を、港湾施設である岸壁の背後に置換え材・嵩上げ材として使用した事例について報告するものである。

2. 工法の適用に当たっての作業フロー

軽量混合処理土（以下、軽量混合土と呼ぶ）工法

表-1 室内配合試験での試験材料土の物性値

試料名	自然含水比 (w _n) %	土粒子密度 (ρ _s) g/cm ³	湿潤単位体積重量 (γ _t) t/m ³	粒度構成 (%)				液性限界 (w _L) %	塑性限界 (w _p) %	強熱減量 (L _t) %	pH
				礫分	砂分	シルト分	粘土分				
まさ土	8.3	2.734	2.023	45.0	46.4	4.2	4.4	NP	NP	—	9.38
摩耶浚渫土	136.0	2.740	1.353	12.3	13.1	49.0	25.6	106	41	10.4	8.26
中突浚渫土	145.0	2.800	1.325	0.0	9.8	63.8	26.4	97	36	11.3	9.41
PI浚渫土	122.0	2.709	1.390	3.0	14.0	54.0	28.0	97	41	8.8	8.10

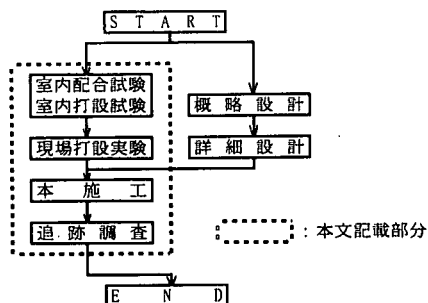


図-1 工法の適用に当たっての作業フロー

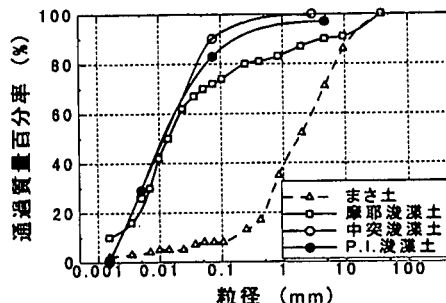


図-2 試験材料土 (まさ土および浚渫土の粒度)

を港湾施設に適用するため、図-1に示す作業フローに従って、その配合、施工方法等について検討した。軽量混合土の基本配合・施工の基本仕様は、SGM 軽量土研究会の研究結果⁹⁾を踏まえ、室内配合試験および室内打設試験の結果に基づいて決定した。

次に、室内試験結果から施工システムを開発して、実機に近い形で現場打設実験を行った。軽量混合土の大量施工に合致するように解泥・調泥部分を中心に施工システムを改良して、本施工を実施した。その後、追跡調査によって適用に関する妥当性を検証した。

3. 水中施工への適用を目指した室内配合試験と室内打設試験

(1) 室内配合試験

室内打設試験に先立ち、軽量混合土の加水量、固化材量を適切に設定し、併せて、軽量化材を選定するために、室内配合試験を行った。

a) 試験材料土

試験材料土は、後述する神戸港ポートアイランドの現場から採取した六甲産まさ土 (以下、まさ土と呼ぶ) および、神戸港摩耶埠頭沖で採取した浚渫土 (以下、摩耶浚渫土と呼ぶ) を対象とした。軽量化材は界面活性剤系の気泡とEPS系の発泡ビーズを使用し、それぞれを混合した気泡混合処理土 (以下、気泡混合土と呼ぶ) および、発泡ビーズ混合処理土 (以下、ビーズ混合土と呼ぶ) に対して室内配合試

験を行った。まさ土は、軽量混合土を打設する予定の地盤から掘削によって生じるもので、浚渫土と共に現場発生土の利用が考えられたため、試験材料土の対象とした。

使用した試験材料土の物理試験結果を表-1に、その粒径加積曲線を図-2に示す。なお、同図表中には、後述する室内打設試験に用いた神戸港中突堤沖から採取した浚渫土 (以下、中突浚渫土と呼ぶ) および、現場打設実験並びに本施工で用いた原料土 (PI浚渫土) の物性値も示している。

b) 目標設計値

湿潤単位体積重量 (以下、 γ_t と呼ぶ) は、水中打設部分 (以下、水中部と呼ぶ) で 1.2 t/m^3 (11.8 kN/m^3)、気中打設部分 (以下、気中部と呼ぶ) で 1.0 t/m^3 (9.8 kN/m^3) を、一軸圧縮強さ (以下、 q_u と呼ぶ) は水中部、気中部共に 2.0 kgf/cm^2 (196 kN/m^2) を、設計値とした。

なお、気泡混合土およびビーズ混合土は、SGM 軽量土研究会の報告⁹⁾によれば、水中部では気泡や発泡ビーズ内への水の浸入によって γ_t の増加が予測されたので、上記の水中部 γ_t の打設時点の目標値は、気泡混合土では 1.10 t/m^3 (10.8 kN/m^3)、ビーズ混合土では 1.15 t/m^3 (11.3 kN/m^3) とした。

また、目標設計強度 q_u は、地震時の土圧低減、陸側クレーン基礎の支持力、および、アスファルト舗装の路床としての剛性を考慮して設定した。さらに、目標フロー値は、打設時の流動性と水中分離抵抗性を考慮して $150 \sim 250 \text{ mm}$ (ただし、 $150 \sim 200 \text{ mm}$ が望ましい) とした⁹⁾。

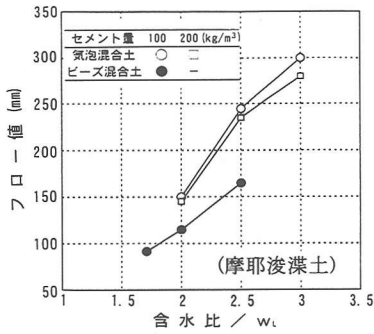


図-3 室内配合試験での含水比 w とフロー値

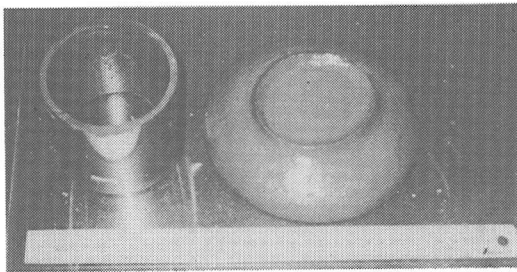


写真-1 気泡混合土のフロー試験の状況
(摩耶浚渫土, セメント量 100kg/m^3 , $w=2.0 \times w_L$)

c) 試験試料作成方法

室内配合試験用試料の混練はハンドミキサーで行い、混合土の γ_i が安定する混練時間として6分を設定した。

d) 試験配合とフロー試験

まさ土を用いた気泡混合土では、試験材料土の液性限界は測定不能であったが、含水比を40~50%に調整することにより、ブリージングは発生せず、フロー値を185~250mmとすることができた。また、材令28日の q_u もセメント量 100kg/m^3 で $1.8 \sim 2.4 \text{ kgf/cm}^2$ ($177 \sim 235\text{kN/m}^2$)が得られた。しかしながら、 γ_i を 1.04tf/m^3 (10.2kN/m^3)とした場合、混合した気泡量は、 $420 \sim 450\text{e/m}^3$ と浚渫土の約2倍を要した。すなわち、水中に施工した場合、時間経過に伴う γ_i の増加が粘性土の2倍以上発生することが予測されたため、所定の γ_i が確保できないと推定された。また、ビーズ混合土では混合中に発泡ビーズがまさ土から分離することが確認された。

したがって、軽量混合土の原料土としてまさ土を当工事に利用することは、困難であると判断された。

次に、摩耶浚渫土に対してフロー試験を実施した。得られた含水比とフロー値の関係(セメント量 100kg/m^3)を図-3に示す(写真-1)。含水比の増加と共にフロー値は増加する。調整泥土の含水比が液性限界(w_L)の2.0~2.5倍($w=2.0 \sim 2.5w_L$)の範囲であれば、気泡混合土のフロー値は150~250mmと、水

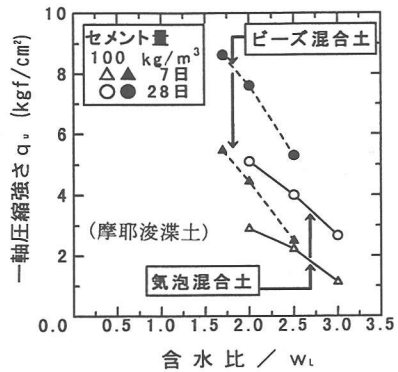


図-4 室内配合試験での含水比 w と一軸圧縮強さ q_u

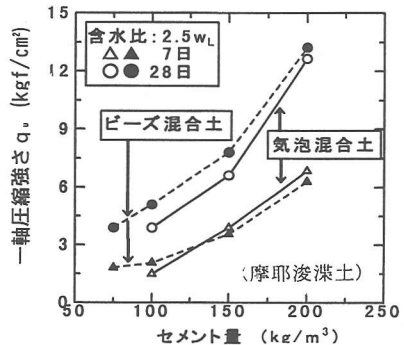


図-5 室内配合試験でのセメント量と一軸圧縮強さ q_u

中打設可能な値となった⁴⁾。一方、ビーズ混合土のフロー値は気泡混合土と比較してかなり小さく、流動性に乏しいことが明らかになった。また、気泡混合土のセメント量を $100 \sim 200\text{kg/m}^3$ の範囲で変化させた場合、セメント量の増加によるフロー値の減少は10mm以内に留まり、この範囲のセメント量であれば、水中打設可能な値を示した。

e) 試験結果

セメント量 100kg/m^3 の例では図-4に示すとおり、軽量混合土の q_u は、含水比の増加と共に単調に低下する傾向を示した。ビーズ混合土の強度が気泡混合土を上回っているが、強度低下の割合はビーズ混合土の方が大きく、含水比の増加に伴い両者の強度差は小さくなった。

また、含水比が $2.5w_L$ の場合のセメント量と q_u の関係を、図-5に示す。軽量混合土工法に近いセメント系深層混合処理(CDM)工法では、室内試験強度/現場強度の比として1.5~5の実測値が示されている⁶⁾。この比として平均的な値3をとれば、室内配合試験における q_u では設計強度(現場強度)の3倍の 6 kgf/cm^2 (588kN/m^2)が求められ、気泡混合土では 140kg/m^3 、ビーズ混合土では 120kg/m^3 のセメント量が必要である。なお、今回の試験の範囲内では、軽量混合土のブリージングは見られなかった。

表-2 室内配合試験結果に基づく基本配合(摩耶浚渫土)

軽量混合土種別	調整泥土 含水比 %	セメント量 kg/m ³	軽量材添加量		単位体 積重量 tf/m ³
			気泡 ℓ/m ³	ビーズ kg/m ³	
気泡 混合土	気中	2.5w _L	140	250	1.00
	水中	2.5w _L	140	164	1.10
ビーズ 混合土	気中	2.5w _L	120	—	8.3
	水中	2.5w _L	120	—	4.1

気泡の密度 0.0401/m³, 発泡ビーズの密度 0.0321/m³

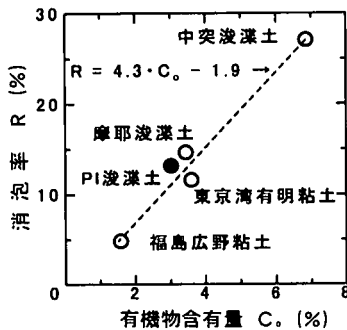


図-6 有機物含有量と気泡の消泡率

また、水中打設を室内でシミュレートするJロートを用いた材料分離抵抗試験の結果^{9), 7)}では、水中打設では気中打設に比べて強度が小さく、水中と気中の強度比は気泡混合土で約 0.5, ビーズ混合土で約 0.8の値を示した。

これら室内配合試験の結果、室内打設試験・現場打設実験および本施工における基準配合として、摩耶浚渫土に対しては表-2 に示す値を設定した。ただし、流動性、水中分離抵抗性などの施工性、および、経済性を考慮した結果、気泡混合土を選択して、以下の検討を進めた。

(2) 室内打設試験

気泡混合土の水中打設時の品質を調査するため室内での水中打設試験を実施した。室内打設試験には、中突浚渫土を原材料に用いた(表-1)。摩耶浚渫土と比べて中突浚渫土は有機物含有量が大きく、調整泥土とセメント・気泡を混練する段階で消泡が生じて、 γ_i が増加する傾向が見られた。原材料に含まれる有機物含有量と消泡率(=消泡量/気泡混合量)との関係を他の粘土と共に図-6に示す¹⁾。

同図に示す通り、消泡率と有機物含有量との間にほぼ直線的な関係が得られた。これに対し、吸着水や結晶水をも含む熱強減量の値との間には、これ程よい相関が見られない。すなわち、フライアッシュ中の炭素が、コンクリート混和材の性能を損なうこ

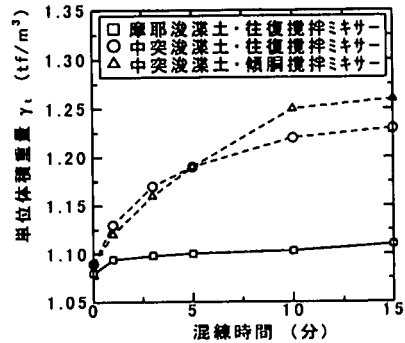


図-7 混練時間と単位体積重量 γ_i

表-3 室内打設試験での軽量混合土の土質試験結果

	投入前		材令 7 日		材令 28 日	
	γ_i tf/m ³	γ_0 mm	γ_i tf/m ³	q_u kgf/cm ²	γ_i tf/m ³	q_u kgf/cm ²
水槽内 水中採取	—	—	1.123	4.02	1.130	6.00
気中モールド	1.165	285	1.093	3.16	1.095	6.25

と^{8), 9)}と同様な現象が生じて、有機物中の炭素分に起因する消泡が起きているものと考えられる。消泡による γ_i の増加に対処する方法として、気泡の消泡分(摩耶浚渫土は15%, 中突浚渫土は25%)の気泡を割増すことによって、目標とする γ_i (1.11tf/m³(10.8kN/m³))を確保できることが確かめられた。

さらに、図-7に示すとおり混練時間が増しても、摩耶浚渫土では γ_i がほとんど変化しないのに対し、中突浚渫土では混練時間が増加するとともに消泡に伴う γ_i の増加が起こり、5分の混練で約 0.11tf/m³(1.0kN/m³)、15分の混練で約 0.15tf/m³(1.5kN/m³)の増加が見られた。なお、同図中の混練時間の初期値は、図-6で示した気泡消泡分を割増した状態に対応していることから、中突浚渫土では混練によってさらに消泡が起きる結果となった。このように、浚渫土の種類や混練時間によって消泡が起きることが確認された。なお、混練ミキサーの種類による消泡量への影響は小さかった。

室内打設試験では、気泡混合土の室内配合試験結果に従い、 γ_i が1.11/m³(10.8kN/m³)の気泡混合土200ℓを混練時間5分で作成した(なお、3分間で均質に混ざることを予備試験で確認した)。室内打設試験には1000ℓの水槽、500ℓ 用往復攪拌ミキサー、管径1インチ(2.5cm)の打設管を用い、毎分4~15ℓ(流速 $v=14\sim 51$ cm/s)で打設し、打設管の筒先は底面より2.5cm上に固定した。

室内打設試験で水槽に打設された気泡混合土から、不攪乱試料を採取した。この試料に対する土質試験結果をまとめて表-3に示す。

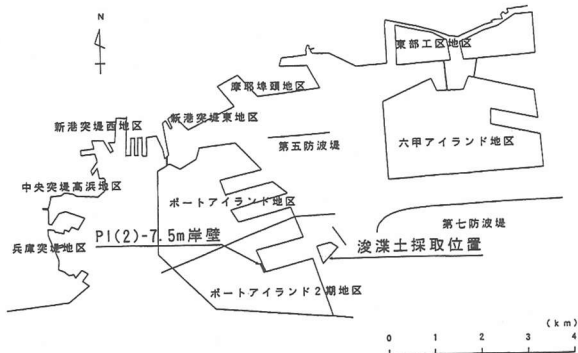


図-8 工事施工位置図

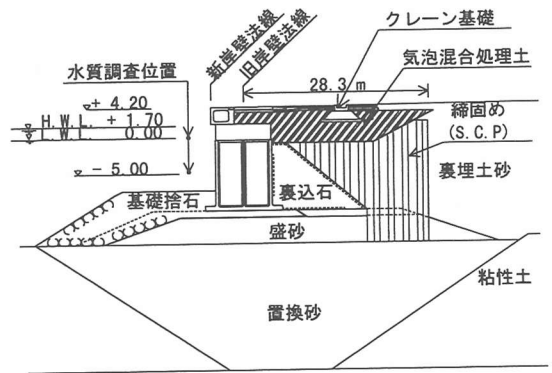


図-9 復旧断面図



写真-2 岸壁被災状況図

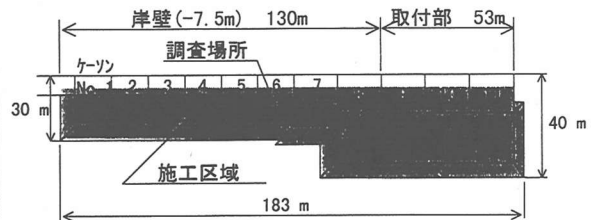


図-10 復旧平面図

材令28日の q_u は、水中に打設された試料でも 6 kgf/cm^2 (588 kN/m^2)と十分な強度を有することが確かめられた。室内打設試験では打設する量が多いため、分離抵抗試験で得られた試料の強度を上回った。現場打設実験および本施工では、表-2に示した配合で対応できることが確かめられた。

一方、この室内打設試験に用いたミキサーは、最下端に取り出し口が設けられており、ミキサー内で混練した混合土は下から順に取り出す構造となっていた。このため、先に取り出されるもの程、 γ_1 が大きくなる傾向を示した。ミキサー内では下方で気泡量が少なく、上方で多い状況にあったと推察される。したがって、大量施工の場合には一定の速度で気泡を供給できる連続式ミキサー、または上下が混ざる構造のミキサーを用いる必要がある。

4. 工事の概要と設計の基本的考え方

(1) 工事の概要¹⁰⁾

復旧対象の施設は、図-8に示すポートアイランド2期地区岸壁(-7.5m)であり、K-CATの南

側に位置する。施設延長は183m(内、南側取付部53m)であり、南側の-15m岸壁に取り付くように、取付部において水深が-7.5~-15mに漸深している。対象施設は地震発生時に建設途上であり、ケーソン据え付後、中詰め、蓋コンクリートおよび裏込が終了した段階であった。

施設は地震により、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、ケーソンの傾きは-2.5~+3度となった。水平変位は北側の水深-7.5m側で大きく、沈下によってケーソンの天端が水没している状況であった(写真-2)。ただし、被災後の法線は直線性をほぼ保ち、ケーソンの傾きも比較的小さかった。

(2) 復旧設計の基本的考え方¹⁰⁾

今回の施設復旧では、工期短縮が優先されたことおよび隣接岸壁との法線のすり合わせを行う必要から、被災変形後のケーソンをそのままの状態での復旧が必要であった。このため、ケーソン前面の基礎捨石の追加による受働抵抗の増加、および、岸壁背後地盤表層を気泡混合土で置換え・嵩上げすることによる背後土圧の低減によって、岸壁の地震時安定性を確保する復旧方法が採用された。図-9,10に復旧断面図および復旧平面図を示す。

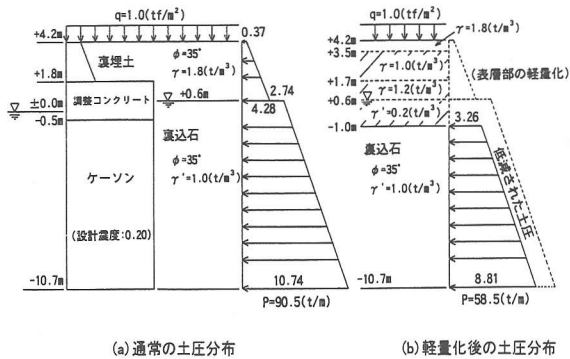


図-11 土圧計算結果

本施設の設計水平震度は、被災前0.18であったが、復旧後0.20に耐震性を向上させることにした。復旧設計の基本的考え方は次のとおりである。

- ①CDL-1.0m以浅（一部の断面では±0.0m以浅）を気泡混合土で置換え・嵩上げる。
- ②気泡混合土による置換え・嵩上げは、ケーソン下部からの地震時主働崩壊面までの範囲とする。
- ③気泡混合土の設計 γ_1 は、気中部(H.W.L.+1.7m以浅)で 1.0tf/m^3 (9.8kN/m^3)、水中部(+1.7m以深)で長期経過後 1.2tf/m^3 (11.8kN/m^3)とする。
- ④気泡混合土の強度は、陸側クレーンレール基礎の支持力を確保するため、 q_u を 2.0kgf/cm^2 (196kN/m^2)以上とする。
- ⑤分割法による土圧算定の結果¹¹⁾から $q_u=1.0\text{kgf/cm}^2$ (98kN/m^2)程度以上あれば、気泡混合土は自立体と考えることができる。そこで、地震時に気泡混合土から直接ケーソンに加わる土圧は作用させず、気泡混合土の下部土層への上載荷重として考慮する。気泡混合土以深の地盤の土圧をケーソンに作用させ、岸壁の地震時安定性を照査する。

上記の条件下で、気泡混合土の有無による地震時(設計震度:0.20)における水平土圧を比較計算した結果を図-11に示す。同図中、左側(a)の土圧分布が軽量化していない場合の土圧であり、右側(b)が表層から-1.0mまでを軽量化した場合の土圧である。軽量化により、土圧合力が約 90tf/m (880kN/m)から約 58tf/m (570kN/m)と約3割強減少している。ただし、気泡混合土上の舗装部分からケーソンに加わる土圧は小さいので無視した。

その後、土田・輪湖らは試行さび法に基づくより合理的な地震時土圧算定を提案している^{11),12)}。その分割法プログラムを用いた試算によって、上記の簡略化による誤差は元の土圧合力の2%以下であることが確かめられている¹³⁾。

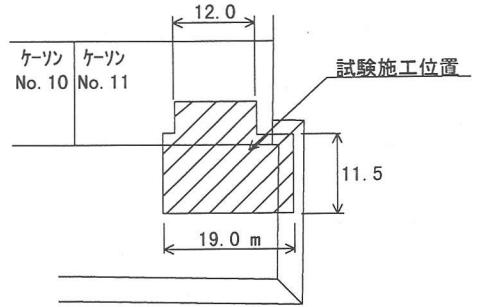


図-12 現場打設実験の施工平面図

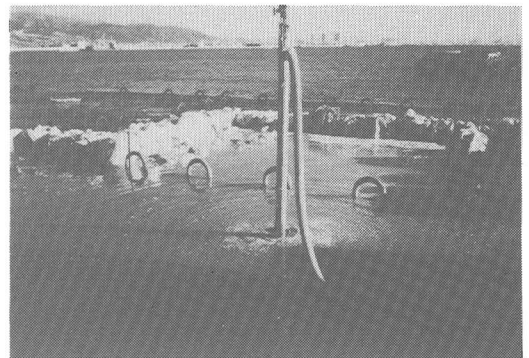


写真-3 現場打設実験の状況

なお、気泡混合土上にクレーン基礎を設置する部分では、応力集中によって基礎石の角が気泡混合土の中にめり込むことを防ぐため、気泡混合土の地盤表面に厚さ30cmの良質砂を敷き、その上にクレーン基礎石を敷設することにした。

5. 現場打設実験

本施工に先立ち、実際の現場における気泡混合土の施工性と品質を確認するため、現場打設実験を実施した。現場打設実験の施工平面を図-12に示す。また、現場打設実験の状況を写真-3に示す。

(1)使用材料

本施工が実施される同時期に、神戸港ポートアイランド第2期地区前面の航路泊地で浚渫する別工事が予定されていた。そこで、現場打設実験でもこの浚渫土(以下、PI浚渫土と呼ぶ)を気泡混合土の原料として用いた。その物理特性は表-1に示す通りである。固化材は高炉セメントB種を、起泡材は界面活性系(ファインフォーム606、10倍希釈25倍発泡)を使用した。また、解泥の際の加水には海水を用い、起泡剤の希釈には水道水を用いた。

表-4 現場打設実験での配合、目標値、打設数量
(PI 浚渫土)

調整後 含水比 %	調整泥土 kg/m ³	セメント量 kg/m ³	気泡量 ℓ/m ³	目標値		打設量 m ³
				γ_1 tf/m ³	q_u kgf/cm ²	
271	952	140	192	1.10	2.0	175

(2)現場打設実験での配合、目標値および打設数量

現場打設実験での配合、目標値および打設数量を表-4に示す。本打設実験では、水中打設時の気泡混合土の施工性および品質を把握することを主目的としたため、気中部でも水中部と同一の配合で打設した。なお、現場打設実験における管理基準を $1.03 \leq \gamma_1 \leq 1.20 \text{ tf/m}^3$ ($10.1 \leq \gamma_1 \leq 11.8 \text{ kN/m}^3$)とした。

(3)現場打設実験の施工機材と施工結果

現場打設実験では、後述する本施工と概ね同じ連続式施工システムを用いたが、次の点で相違している。

- ・バックホウに取り付けた攪拌翼を用いて、土運船(ボックスバージ)の船倉で原材料の加水解泥を行う。
- ・中継泥槽を設けず、調整泥土を循環させるための専用ポンプを貯泥槽に置していない。
- ・ γ 線密度計と電磁流量計をそれぞれ1箇所だけに設置している。

現場打設実験を実施することによって、施工性と品質に関して次の点が明らかになった。

a) 施工性

- ・解泥装置：バックホウに取り付けた攪拌翼で船倉内で解泥する方法では、500 m³当たり3～6時間と効率が悪いことに加え、調整泥土の均質性を保つことが難しく、未解泥の土塊が含まれたため、配管内で閉塞を引き起こす事態が生じた。
- ・調整泥土の圧送：解泥後の泥槽内での γ_1 の差を少なくするため、泥槽内に循環ポンプを設置する必要がある。
- ・打設機器：トレミー管を使用することで円滑な打設が可能となる。
- ・施工管理機器： γ 線密度計と電磁流量計を組み合わせることによって密度(または、 γ_1)と流量を管理できる。

b) 品質

- ・原料土としての浚渫土：PI 浚渫土は有機分含有量が3.02%と少ないため消泡が少なく、気泡混合土の原材料として適している。
- ・気泡混合土のフロー値：フロー値は、120mm～180

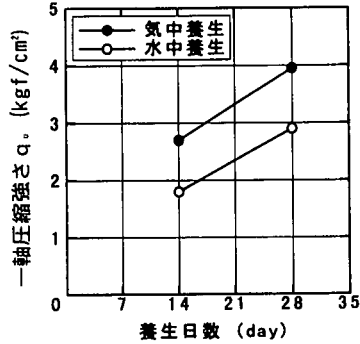


図-13 現場打設実験での一軸圧縮強さ q_u 。

mm程度で適当な流動性を持ち、増粘材等の分離抵抗剤を用いなくても水中打設が可能である。

- ・ γ_1 の変化：混練直後および水中打設後に気泡混合土の γ_1 が増加する原因として、攪拌翼等による機械的な消泡、有機分による化学的消泡、水圧による縮泡、打設時の気泡の分離による消泡などの短期的な要因に加えて、気泡内への長期的な水の浸入が考えられた。

この内、ポンプ圧送・打設による γ_1 の増加は、気中打設部で約0.02tf/m³、水中打設部で約0.05tf/m³増加することが確認された。また、水中打設時の γ_1 が部分的にも1.03kgf/m³(10.9kN/m³)を下回ると浮遊したり分離傾向が現れることが明らかになった。

現場打設実験の各工程を通じての γ_1 の短期的な増加は、10%程度であった。

- ・施工数量と品質：連続式の施工ではバッチ式に比べて混合する気泡の量を随時調整することができるため、 γ_1 の時間的変化を小さくすることが可能で品質面で有利である。また、水面付近に水中打設された気泡混合土は、波や潮の干満の影響を受け易い環境であり、 γ_1 や q_u を安定させるのに困難さを伴う。
- ・ q_u ：28日強度は、水中打設部で2.9kgf/cm²(284kN/m²)、気中打設部で3.9kgf/cm²(382kN/m²)であり、現場目標値(設計値)2.0kgf/cm²(196kN/m²)を満足できた。図-13に現場打設実験で得られた気泡混合土の q_u を示す。

6. 本施工への適用

(1)標準配合

本施工における気泡混合土の標準配合として、上述した室内配合試験から現場打設実験までの結果に

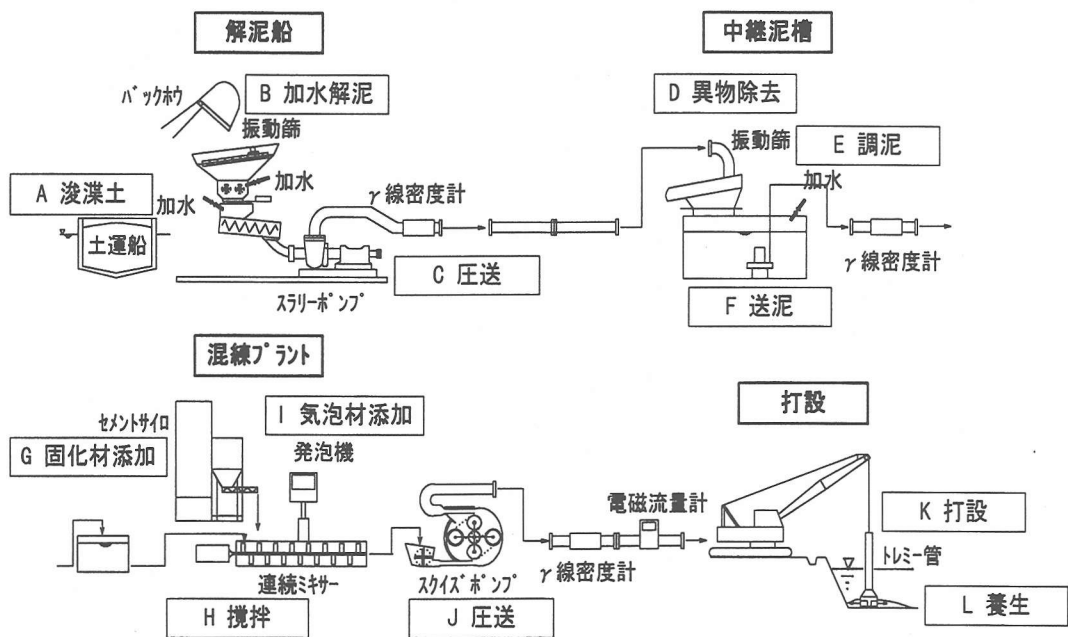


図-14 施工システム構成

表-5 本施工での気泡混合土の標準配合
(気泡混合土1m³当たり, P I 浚渫土)

区分	調整泥土 kg	セメント量 kg	気泡量 ℓ	γ_t tf/m ³
水中	952	140	196	1.10
気中	849	140	279	1.00

に基づき、表-5に示す値を設定した。また、現場打設実験の結果から混練～圧送～打設時の消泡量を評価して、本施工での気泡混合量は表中の値の15～20%増しとし、原材料の土性の変化に応じて微調整を行った。

(2)本施工に用いた施工システム

本施工に用いた施工システムの構成を、図-14に示す。このシステムは、①浚渫土を解泥し、海水を加えて調整泥土を作成する解泥船、②二次調整した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・気泡を連続混練する混練プラント、④気泡混合土を所定の位置に打設するための打設部の4つの部分から構成されている。次に各部分についてその機能を示す。



写真-4 解泥船作業状況

a)解泥・調泥(解泥船)

原料の浚渫土は、グラブ船で浚渫したものを、土運船(500m³積)で運搬する。浚渫土は解泥船(700t積)(写真-4)上のバックホウ(1.5m³)を用いて、土運船内で予備解泥を行い、ホッパーに投入する。この時、浚渫土に含まれる岩石や木材等圧送に支障をきたす異物を、振動ふるい等で除去する。ホッパー下には、解泥を行うための二軸式の攪拌機を2機装備し、併せて、含水比を調整するための加水機構を装備する。加水量の調節は、圧送管に設置した γ 線密度計の値に基づいて管理する¹⁰⁾。

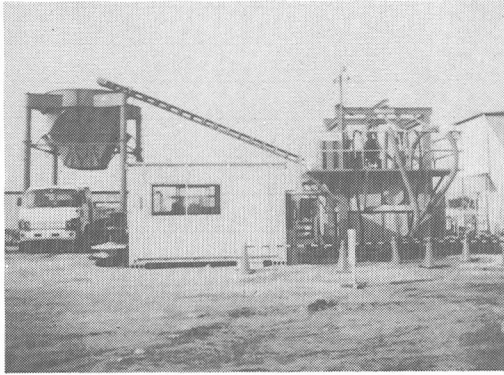


写真-5 中継泥槽

上部の攪拌機に投入された泥土は、高速回転するスクリュウによって海水と強力に攪拌され、下部の攪拌機へ送られる。上部攪拌機の底部には、油圧式のシャッター弁が装備され、シャッター弁の開閉量を調整することで流入量や攪拌時間を調整することができる。下部の攪拌機では、上部の攪拌機と同様に海水と攪拌混合するとともに、スクリュウコンベアの機械的な搬送によって、スラリーポンプ(200m³/h)に泥土を押し込む。解泥に要する時間は、あらかじめ予備解泥を行ったため、20~30秒で行うことが可能であった。こうして、所定の γ_i に調整した泥土を陸上に設置した中継泥槽へ圧送する。

b) 送泥・貯泥(中継泥槽)

解泥船で解泥され一次調整された泥土は、中継泥槽(25m³, 写真-5)に設置した2機の振動ふるいを通して障害物を除去する。10mm以上の障害物は、ベルトコンベアにより土砂ホッパー内へと投入し、ダンプ車で場外へ搬出する。ふるいを通過した泥土は、中継泥槽内に貯泥する。中継泥槽内には、攪拌ポンプを設置して、泥槽内の調整泥土の γ_i を均質に保つ。これにより、 γ 線密度計の測定値に基づいて加水機構を適切に作用させることができ、各混練プラントへ送る調整泥土の含水比の調整・管理が可能である。所定の含水比に調整された調整泥土を、各プラントに自動制御で送泥する。

c) 混練(混練プラント)

最終調整された調整泥土は、プラントに設置された5m³のタンク内に貯泥し、一軸または二軸式の混練ミキサー(max 50m³/h)に供給する(写真-6)。ミキサーへの調整泥土の供給速度を一定にするため、タンク内にレベルコントロールを設置して、調整泥土の上面が変動することを抑制した。

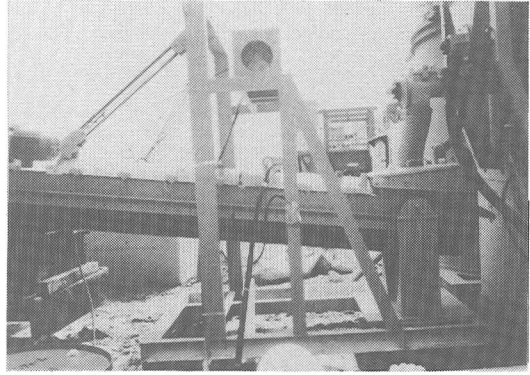


写真-6 混練ミキサー

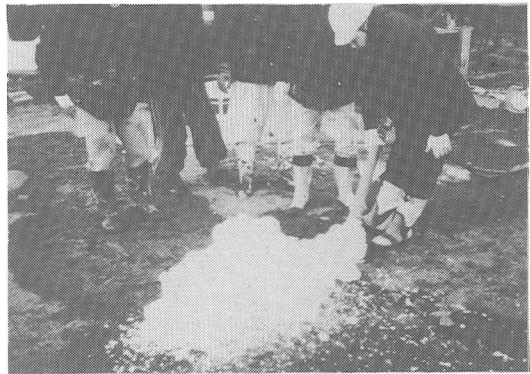


写真-7 発泡状況

混練ミキサー内には、パドル式の攪拌翼が装備されており、これにより各材料を連続混練する。このとき、攪拌翼の回転速度(通常 40rpm)や混練ミキサーの傾斜角(通常5°, 最大15°)を調整することで混練時間(通常滞留時間 0.4分)の調整を行った。調整泥土の供給流量を電磁流量計で計測し、設定流量になるようにスラリーポンプの回転数を自動制御する。また、気泡混合土を連続混練するためには、調整泥土ばかりでなく固化材および気泡を定量供給する必要がある。固化材は、サイロ(30t)からロータリーフィーダーで切り出し、ミキサーに定量供給する。気泡は、原液をあらかじめ水道水で10倍に希釈しておき、コンプレッサーの空気圧により25倍に発泡させてミキサーに投入する(写真-7)。ミキサー投入時の気泡量は、混練および圧送による消泡を考慮に入れて割増して供給した。さらに、気泡混合土の品質を一定に保つため、 γ 線密度計の計測結果および品質管理試験結果に基づいて、気泡量の微調整を行った。

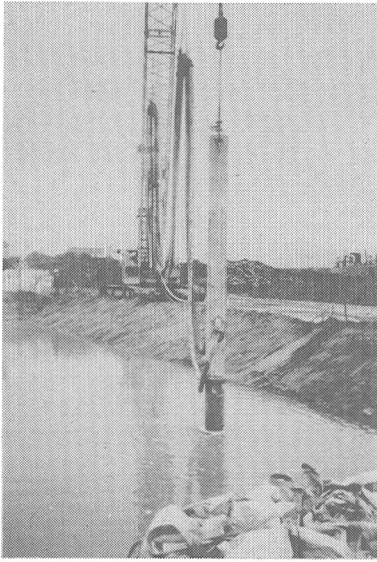


写真-8 水中部打設状況

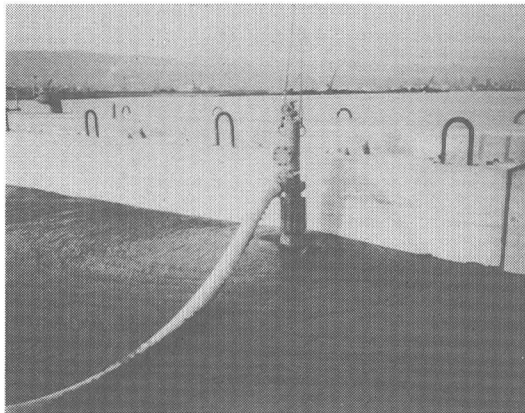


写真-9 気中部打設状況

d) 打設 (打設部)

混練された気泡混合土は、スクイーズ式のコンクリートポンプ (80m³/h) で脈動を抑えて圧送 (管内流速 $v=1.0\sim 1.5\text{m/s}$) し、トレミー管を用いて打設する (写真-8, 9)。1回当たりの打設厚さは0.5~1.0mの範囲で設定し、所定の厚さまで打上がるとトレミー管の平面位置を5.0mピッチで移動した。また、トレミー管の底部を拡幅構造として、打設時の気泡混合土の流速 v を0.10~0.15m/sに抑えた。

併せて、ポンプの圧力で既に打設してある気泡混合土を乱すことを少なくするため、トレミー管上部にエア抜き用の通気孔を設けて、周囲との水頭差で打設する方法を採用した。また、トレミー管内での

表-6 各段階における単位体積重量 γ_i の管理値

対象土		単位体積重量 γ_i (tf/m ³)	図-14
原材料 (浚渫土)		約 1.40	A
調泥後 (2.5w _t)		1.23±0.02	E
セメント混練後		約 1.35	G
気中部	気泡混練後	0.98±0.05	I
	圧送打設後	1.00±0.10	K
水中部	気泡混練後	1.08±0.05	I
	圧送打設後	1.10±0.05	K
	水中打設後	1.13±0.05	K'
	長期経過後	1.20±0.10	L

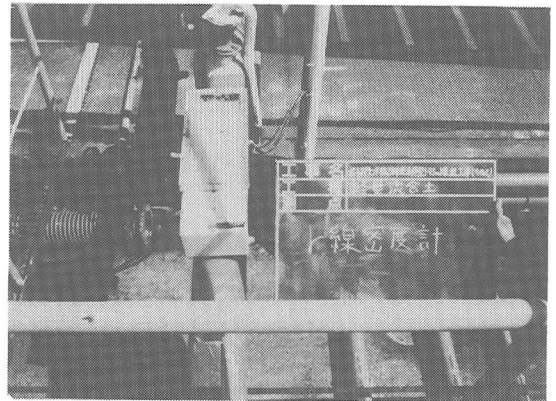


写真-10 ギ線密度計

気泡混合土の水頭差に応じて、トレミー管の長さを変え、3段階に変更した。

e) 施工管理

本施工での品質管理は、フロー値、 γ_i 、含水比、および q_u の項目について実施した。品質的に安定し、しかも設計値を満たす気泡混合土を製造するためには、各材料の定量供給に加えて、各段階における γ_i の管理が必要である。特に、固化材や気泡等の規格品と比べて物性が安定しない浚渫土は、調整泥土を所定の含水比 (飽和状態なので所定の γ_i と同義) になるように管理し、しかも均質に保つことが重要である。

このために、現場打設実験までの成果を踏まえて、調整泥土のポンプ圧送前・圧送後、気泡混合土の混練後・打設後等の各段階で、表-6に示す目標とする γ_i の管理値を設定した。これに対応して、本施工システムでは3段階にギ線密度計 (図-14, 写真-10) を設置して、連続計測を行った¹⁵⁾。

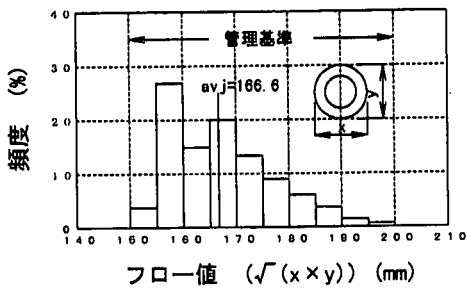


図-15 混練直後のスランブフロー

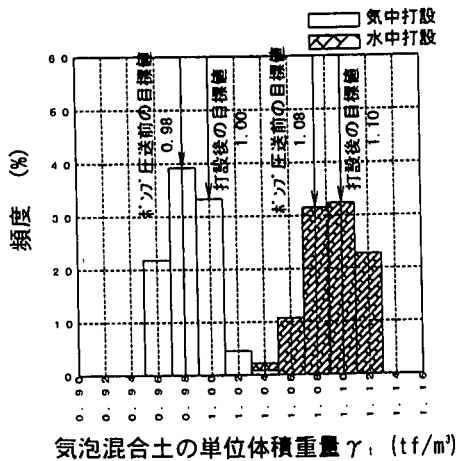


図-16 混練直後の単位体積重量 γ

混練直後に採取した気泡混合土のフローの値を、図-15に示す。計測値は170mmを中心として150~200mmの範囲に収まっており、バラツキも少ない。

混練直後における気泡混合土の γ の分布を、図-16に、混練直後(圧送前)と打設直後(圧送後)にサンプリングした混合土(気中部)の q_u を、図-17に示す。

混練直後の気泡混合土の γ は、表-6に示した管理値をよく満たしている。また、圧送前後の γ は、平均値で 0.04tf/m^3 (0.38kN/m^3)の増加が認められた。一方、 q_u は平均値で 1.50kgf/cm^2 (148kN/m^2)上昇している。田中らは室内試験の結果から、気泡混合土の γ は 0.3tf/m^3 (2.9kN/m^3)の増加に対して、 q_u は 10kgf/cm^2 (980kN/m^2)程度増加することを報告している¹⁹⁾。すなわち、上記の γ の増加に見合う q_u の増加は 1.3kgf/cm^2 (127kN/m^2)程度であると推定される。実測された q_u の増加量は 1.5kgf/cm^2 (147kN/m^2)と、これを上回っており、圧送中の管内混合によって強度はむしろ増加することが推測される。こうした圧送管内における混練効果は、気

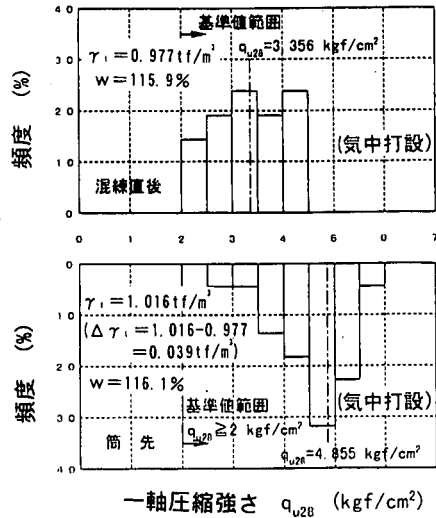


図-17 混練直後と打設直後に採取した気泡混合土の q_u (材令28日)

表-7 環境調査結果と各種基準値

採取場所 No.	位置	SS mg/l		pH		COD mg/l		濁度 度	
		前	後	前	後	前	後	前	後
1	表層	4	5	8.1	8.3	2.4	2.4	2	2
	中層	4	5	8.1	8.3	2.4	2.4	2	3
2	表層	8	3	8.1	8.4	2.0	2.0	3	1
	中層	8	3	8.2	8.4	2.0	2.0	3	1
3	表層	6	4	8.2	8.4	2.0	2.4	3	2
	中層	7	3	8.2	8.4	2.4	2.0	3	1
環境保全基準		—		7.0~8.3		5 mg/l以下		—	
水産用水基準		BG + 2mg/l以下		7.8~8.4		—		—	
神戸港付近でのBG		2~10 mg/l		7.9~8.8		1~7 mg/l		—	

BG:バックグラウンド値

中部に限らず、水中部でも同様に期待できると考えられる。

f) 環境への影響

気泡混合土の施工による周辺環境への影響を調べるため、本施工期間中に水質調査を実施した。調査は、図-9に示した地点(水深±0mおよび-5m)において、採水器を用いて試料を採取した。その調査結果を表-7に示す。また、環境保全基準、水産用水基準、神戸港付近でのバックグラウンド値を、表-7に併せて示す。

調査結果の数値を各基準値およびバックグラウンド値と比較すると、気泡混合土の打設による環境への影響はないと判断することができる。

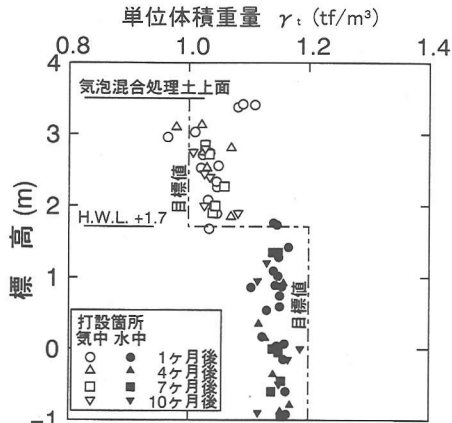


図-18 湿潤単位体積重量 γ_w の深度分布

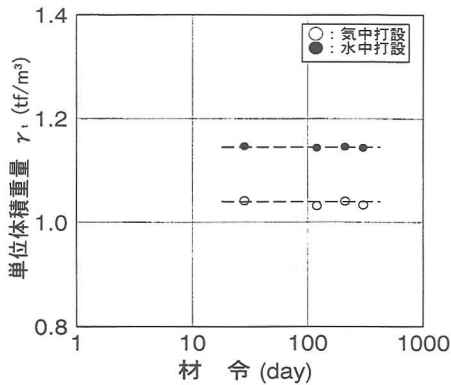


図-19 現場における湿潤単位体積重量 γ_w の経時変化

7. 追跡調査結果

岸壁背面に打設された気泡混合土の時間経過後の物理、力学特性を把握するため、打設後 1, 4, 7, 10ヶ月後に地盤調査を行った。現場におけるボーリング、サンプリングは、気泡混合土を施工した範囲のほぼ中央で行った(図-10に併せて記入)。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で実施した。

(1) 気泡混合土の物理特性

a) 湿潤単位体積重量 (γ_w) および気泡の状態

γ_w の深度分布を図-18 に示す。天端付近でやや大きな値が見られるが、全体にばらつきは小さく、ほぼ均質である。気中部の γ_w は $0.95 \sim 1.10 \text{ tf/m}^3$ ($9.3 \sim 10.8 \text{ kN/m}^3$) の範囲にあり、平均値は 1.03 tf/m^3 (10.1 kN/m^3) である。水中部の γ_w は $1.10 \sim 1.19 \text{ tf/m}^3$ ($10.8 \sim 11.7 \text{ kN/m}^3$) の範囲で平均値は 1.15 tf/m^3 (11.3 kN/m^3) である。

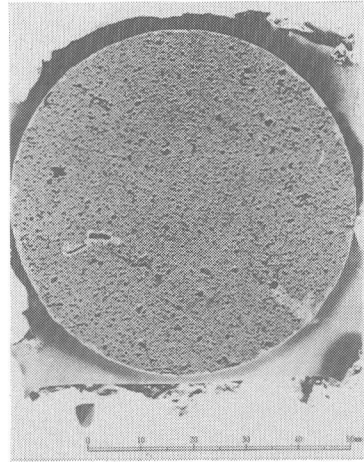


写真-11 現場から採取した気泡混合土の拡大写真

各材令において平均した γ_w の経時変化を図-19に示す。気中部、水中部共、10ヶ月経過後も γ_w の変化はほとんど見られない。水中部において吸水による γ_w の増加が計画時には考えられたが、使用した原材料が粘性土であったことや、気泡混合土の透水性が小さいことなどの影響により、 γ_w の変化は見られなかったものと考えられる。

現場で施工した気泡混合土内の気泡の状態を確認するため、打設後28日経過後に採取した試料に対し、拡大写真撮影を実施した。拡大写真用の供試体は、試料内部の気泡を観察するため、樹脂で試料周辺を固めた後、切断・研磨し、写真撮影を行った。

これらの写真を観察することによって、次の点を指摘することができる(写真-11)。

- ①最大5mm程度のやや大きな気泡が見られるものの、多くは直径1.0mm以下(平均0.5mm)の細やかな気泡がほぼ均質な状態で入っている。
- ②工事の工程を短縮するため、打設4日後から敷き鉄板を併用して気泡混合土上で作業を行ったが、荷重による気泡の変形は確認されなかった。
- ③やや大きな気泡は、当初の混練時には独立していた小さな気泡が圧送、打設、養生の段階で合体したものと考えられる。しかし、これらの気泡が連続していないこと、および、 q_u の測定値が大きいことから、地盤として強度的な弱点となることはないと考えられる。

b) 乾燥特性

浚渫粘性土を用いた気泡混合土は、乾燥を受けると体積収縮するとともに、含水量および強度が低下する。気泡混合土の乾燥特性を明らかにするため、室内乾燥試験と打設後10ヶ月経過時までの現場調査を行った。

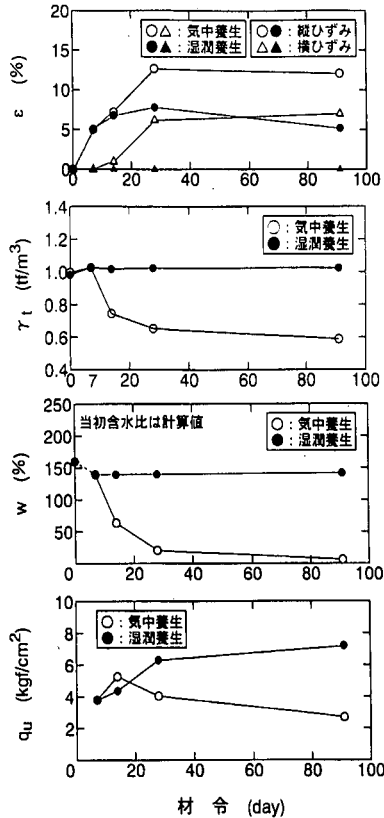


図-20 乾燥・湿潤状態での気泡混合土の収縮ひずみ ϵ , γ_t , 含水比 w および q_u の経時変化

室内乾燥試験の原材料となる浚渫粘性土、および、気泡混合土の配合は、本施工と同様とした。供試体寸法は $\phi 50 \times H100$ mm とし、材令 7 日目までは全ての供試体を湿潤状態で養生した。材令 7 日目に脱型し、乾燥養生試料は 22℃ の室内で気中乾燥養生した。

収縮ひずみ (ϵ), γ_t , 含水比 (w), q_u の経時変化 (3 供試体の平均値) を図-20 に示す。

打設後 7 日目までは初期硬化に伴う縦方向の収縮があるが、その間横方向の収縮は見られない。その後も湿潤養生の試料は、縦横方向共ひずみがほとんど発生しない。これに対して、気中で乾燥養生した試料は、7 日から 30 日までの間に、乾燥に伴い 6 ~ 7 % と大きな収縮が縦横方向にほぼ同程度発生する。しかし、養生条件に関わらず 30 日経過以降は大きな変化は見られない。

材令 7 日目に γ_t は最大値を示すが、湿潤養生ではその後わずかに減少するのに対して、乾燥養生では 7 日から 30 日までの間に約 0.4 tf/m^3 と大きな低下が発生して、その後も若干の低下が見られる。含水比に関しても γ_t と同様の変化が見られる。乾燥養生試料の含水比は、初期の 155% から材令 91 日の

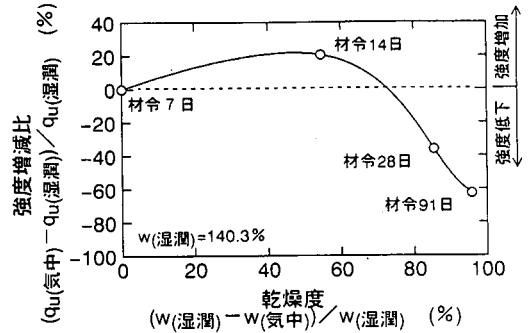


図-21 気泡混合土の乾燥度と q_u の低下度の関係

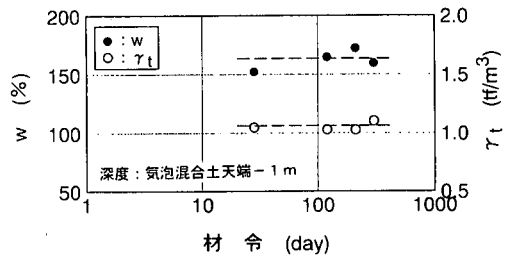


図-22 本施工現場における気泡混合土の含水比 w と γ_t の経時変化

6 % まで大きく低下するが、湿潤養生試料の含水比には変化が見られない。

一方、湿潤養生での q_u は材令の経過に従って増加するが、その増加速度は次第に小さくなる。これに対して気中養生の q_u は材令 14 日目では湿潤養生の場合を上回っている。これは、ある程度の含水比の低下は気泡混合土を含めた粘性土に強度増加をもたらすためである。また、含水比が 6 % まで低下した場合にも、 q_u で 2.7 kgf/cm^2 (265 kN/m^2) 程度の強度が維持されている。図-21 は、乾燥による q_u の変化を、湿潤状態での試料の含水比を基準とした乾燥度と q_u の増減との関係を表したものである。湿潤状態に対する乾燥度が 70 % 程度 (含水比 w が約 50 %) までは乾燥養生の強度が湿潤養生試料の強度を上回り、さらに乾燥が進むと湿潤状態の試料を下回る。

本施工現場において、打設完了後 1, 4, 7, 10 月経過した時点で、気泡混合土の天端から 1 m の深度 (+2.5 m, H.W.L. = +1.7 m より 0.8 m 上方) から気泡混合土の試料を採取した。これらの試料の含水比と γ_t の測定値を、図-22 に経時変化の形で示す。なお、気泡混合土の上部は、30 ~ 60 cm の良質砂と 37 cm のアスファルト舗装、もしくは、45 cm のコンクリート舗装で覆われている。H.W.L. よりも上方に位置する部分でも、同図に示すとおり 10 ヶ月経過後も含水比および γ_t の変化は見られず、気泡混合土の内部は安定した状態であると判断される。

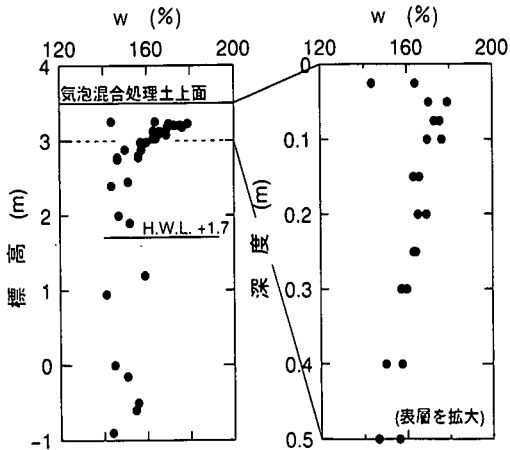


図-23 本施工現場における含水比wの深度分布

気泡混合土打設後10ヶ月経過した時点で、本施工現場の気泡混合土の含水比を全層に亘って調査した。その結果を図-23に示す。なお、同図には気泡混合土全層の含水比の深度分布に加えて、乾燥が進む可能性が高いと考えられる表層部(50cm間)を拡大したものを併せて示す。この結果によれば、表層部でも乾燥による含水比の低下は見られず、むしろ上部ほど含水比が大きくなっている。すなわち、気泡混合土を水位より上に打設した場合でも、天端面を直接空气中に露出しなければ、ほぼ湿润状態が保たれていると判断される。

したがって、実際の現場では、特別な場合を除き、施工後の乾燥による収縮を考慮する必要はないと考えられる。また、時間経過に伴う気泡混合土の γ_r の増加が見られない(図-19参照)にも関わらず、現場に打設された気泡混合土の γ_r が、図-18に示したとおり、当初の想定よりも $0.03 \sim 0.05 \text{ t/m}^3$ ($0.3 \sim 0.5 \text{ kN/m}^3$) 大きくなった主な原因として、初期硬化に伴う収縮を挙げることができる。

すなわち、浚渫土を用いた気泡混合土では、初期硬化に伴い縦方向のひずみが発生することは避けられない。今後の施工に当たっては、①気泡混合土の最終回の打設厚さの割増し量の設定、および、②初期硬化に伴う γ_r の増加を見越した気泡混合土の配合量の設定などに、この現象への配慮が必要である。

(2) 気泡混合土の力学特性

a) 一軸圧縮強さ (q_u)

打設完了後、1、4、7、10ヶ月経過した時点で測定された本施工現場の q_u の深度分布を図-24に示す。測定値はかなりばらついているが、現場目標強度(設計強度)の 2 kgf/cm^2 (196 kN/m^2) から室内

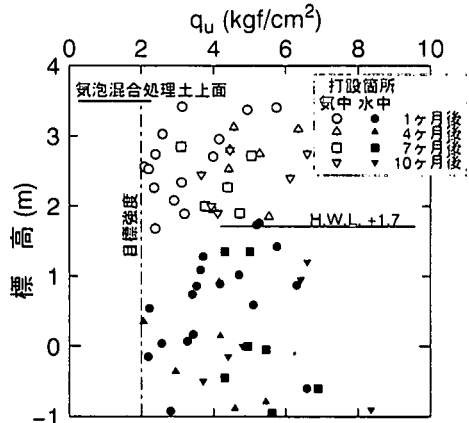


図-24 本施工現場における一軸圧縮強さ q_u の深度分布

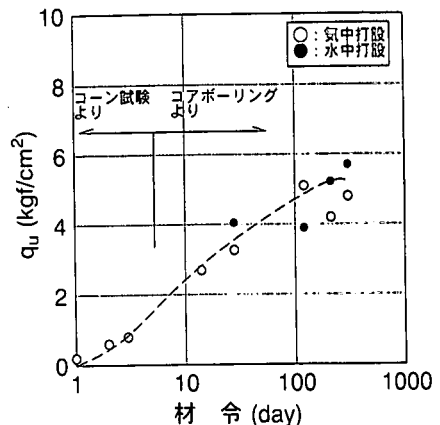


図-25 本施工現場における一軸圧縮強さ q_u の経時変化

配合試験強度の 6 kgf/cm^2 (588 kN/m^2) をやや越える範囲に分布している。具体的には、気中打設部の q_u は、 $2.1 \sim 6.6 \text{ kgf/cm}^2$ ($206 \sim 647 \text{ kN/m}^2$) の範囲で、平均値は 4.14 kgf/cm^2 (406 kN/m^2) である。水中打設部の強度は、 $2.1 \sim 8.4 \text{ kgf/cm}^2$ ($206 \sim 824 \text{ kN/m}^2$) の範囲で、平均値は 4.46 kgf/cm^2 (474 kN/m^2) である。なお、全体の平均値は 4.31 kgf/cm^2 (423 kN/m^2) である。同図から、① q_u で示される現場強度が1ヶ月で設計強度を満たしていること、および、②その後も時間経過に伴って q_u が増加していることを確認できる。

気泡混合土の q_u の経時変化を、各経過時点での平均値によって、図-25に示す。図中、若令時の強度はコーン貫入試験による先端抵抗(q_c)と q_u の関係、

$$q_c = 7 q_u \quad (1)$$

を用いて算出したものを用いている。個々の値のばらつきは大きいものの、全体として時間経過に伴う増加が見られる。

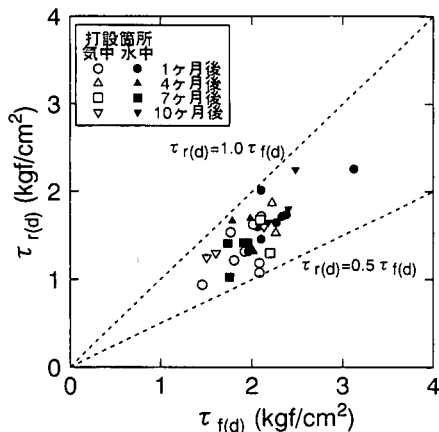


図-26 せん断強度 $\tau_{f(d)}$ と残留強度 $\tau_{r(d)}$ の関係

本施工現場から打設4か月後に採取した10個の一軸圧縮試験供試体に対してX線撮影を行った。X線写真観察と q_u の結果から、次の2点が明らかになった。

① q_u の値が最も小さかった試料は、目視ではクラックを見出すことができなかったが、一軸圧縮試験前に撮影したX線写真でクラックの存在を確認することができた。

②X線写真を観察することによって、クラック等を認められる供試体の強度が小さいのに対して、均一な試料は強度が大きい傾向が見られた。

供試体に生じたクラックの原因は、必ずしも明らかではないが、サンプリングや成形時に乱れを受けたことが考えられる。 q_u は供試体の潜在クラックに影響される。強度のばらつきの原因として、この潜在クラックが考えられる。

X線写真により、目視では確認できない供試体内部の状態を把握でき、それにより強度のばらつき原因を判断する1つの材料として活用することができる。

b) 一面せん断強度 ($\tau_{f(d)}$)

一面せん断試験 (DST) は、供試体に初期拘束圧を加えるため、サンプリング時の乱れや供試体内部の潜在クラックの影響を受けにくい。打設7ヶ月後に本施工現場から採取した供試体で得られた一面せん断強度 $\tau_{f(d)}$ は1.45~3.12 kgf/cm² (142~306kN/m²) の範囲に分布し、 q_u に比べばらつきは小さい。

DST から得られた残留強度 ($\tau_{r(d)}$) は、図-26に示すとおり、 $\tau_{f(d)}$ の0.60~0.75倍程度と比較的大きな値を示す。このことから、気泡混合土はねばり強い材料と判断される。すなわち、ぜい性破壊を起こし易い構造材料ではなく、地盤材料と見なせることを示唆するものと考えられる。

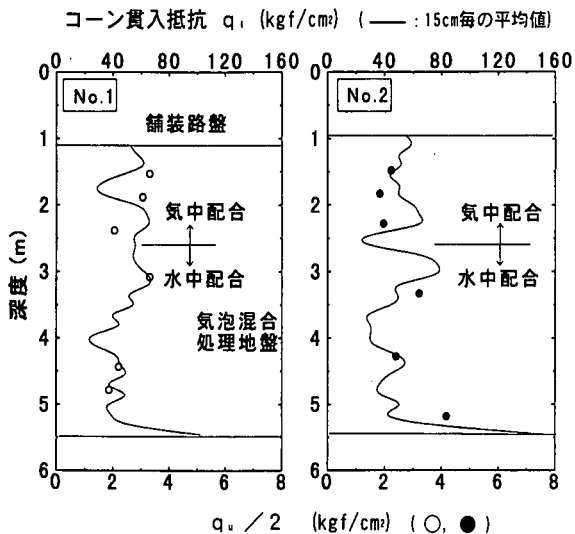


図-27 コーン貫入抵抗 q_c の深度分布

c) コーン貫入抵抗

10ヶ月後調査では、サンプリングに加えてコーン貫入試験を実施した。サンプリングおよびコーン貫入試験は施工区域のほぼ中央 (図-10)の2地点で実施している。このコーン貫入試験機は、ロッドの周面摩擦を低減する工夫を施されたものである。フィルター部に作用する水圧を考慮したコーン貫入抵抗 (q_c) の深度分布を図-27に示す。コーン貫入抵抗によって、気泡混合土の強度を連続的に知ることができる。多少のばらつきはあるものの、0に近い小さな値を示す部分がないことが確かめられる。

d) 圧密特性

本施工現場から採取した気泡混合土の試料に対して、標準圧密試験をおこなった。得られた圧縮指数 (C_c) の平均値は3.53であった。一般的な我が国の粘性土の値 (0.5~1.4)¹⁹⁾ に比べて大きな値を示しており、圧密降伏応力 (p_v) を上回る荷重を受けた場合には、大きな沈下量が発生することが予想される。

圧密降伏応力は打設後の時間経過に伴い増加する傾向が見られた。また、気中打設部の圧密降伏応力の平均値は8.1kgf/cm² (794kN/m²)、水中打設部は13.4kgf/cm² (1314kN/m²) であった。

圧密係数 (c_v) の平均値は1296cm²/dであった。我が国の一般的な粘性土の値 (60~240cm²/d) と比べて、かなり大きな値を示している。

標準圧密試験から得られた値でさらに検討の余地があるが、透水係数 (k) の平均値は 5.7×10^{-7} cm/s であり、「実質上不透水」に近い値を示しており、透水性は「非常に低い」と判断される¹⁹⁾。

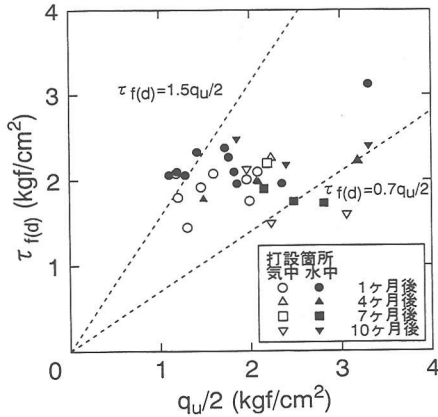


図-28 一軸圧縮強さ q_u と一面せん断強度 $\tau_{f(d)}$ の関係

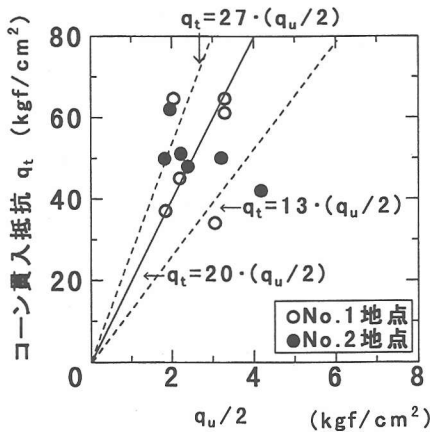


図-29 コーン貫入抵抗 q_t と一軸圧縮強さ q_u の関係

e) 各力学特性の相関性

非排水一面せん断強度 ($\tau_{f(d)}$) と q_u の関係を図-28に示す。 $\tau_{f(d)}$ と q_u の関係として次式が得られた。

$$\tau_{f(d)} = 0.7 \sim 1.5 (q_u/2) \quad (2)$$

コーン貫入抵抗 (q_t) と q_u の関係を図-29に示す。 q_t と q_u の関係として次式が得られた。

$$q_t = 13 \sim 27 (q_u/2) \quad (3)$$

(3) 目視観察による現場気泡混合土の状況

本施工では仮設の土留材を設けて、気泡混合土の一部を先行して打設した。隣接部分の施工に当たって、その土留材を撤去した。この段階で気泡混合土の打設断面を観察することができた(写真-12)。断面には弱点となる有害な空隙等は見られず、全体に極めて均質に打設されており、上下方向の打継ぎ面も連続性が確保されていることが確かめられた。

また、打設した後10ヶ月経過した気泡混合土の施

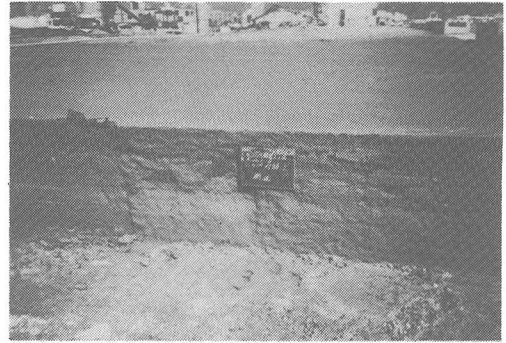


写真-12 観察された気泡混合土の断面

工端面を目視観察した。この部分では、アスファルトやコンクリートによる舗装は行われていなかったため、厚さ約30cmで覆っていた敷砂を取り除き、端側部の表面を縦1.0~1.5m、幅6.0mにわたって約1cm削り出した。この観察面では、打ち継ぎ面が水平方向、垂直方向共に確認できるものの、隙間などは見られず、厚さ1mm程度の極めて薄い範囲が褐色に変色していた。

また、新たに切り出した気泡混合土の露出面は濃い青緑色を呈しているが、30分程で白色~褐色に変色するのが確認された。空気と接触することによる酸化が主な原因であると考えられる。補助的な原因としては、太陽光線に曝されたことや乾燥したことなどが考えられる。

褐色に変色した部分を打ち継ぎ面を含む形で露出面からブロックサンプリングした。その試料に対する室内試験の結果では、 γ_t は 0.97~1.00 t_f/m^3 (9.5~9.8 kN/m^3) と若干小さいものの、上述の気中打設部の範囲 0.95~1.10 t_f/m^3 (9.3~10.8 kN/m^3) に入っている。 q_u は 2.45~4.80 kgf/cm^2 (240~471 kN/m^2) の値を示しており、これも気中打設部の強度範囲に入っている。

したがって、褐色に変色した試料の γ_t と q_u は、共に余り低下しておらず、乾燥による悪影響を受けていないか、受けているとしても問題とならない範囲の影響であると判断される。

8. まとめ

(1) まとめ

今回の岸壁復旧工事では、岸壁の裏埋材として軽量混合土(気泡混合土の施工量: 約22,060 m^3)が、増粘剤等を用いずに水中および気中に施工された。浚渫土を再利用した軽量混合土は、処分場確保の問

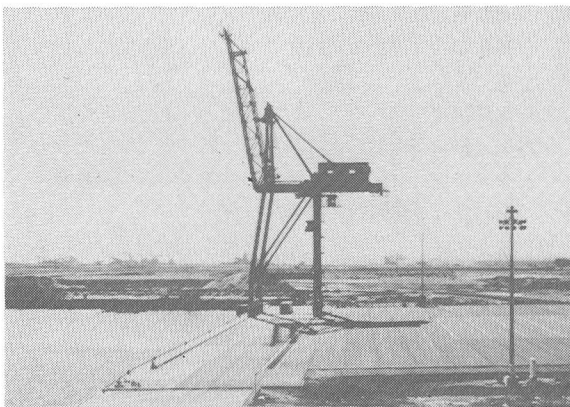


写真-13 完成した岸壁

題が緩和されることや処理土の高品質化（軽量・高強度化）が期待できるなど、今後の発展が期待される地盤材料である。

本工事は平成7年12月に始まり、平成8年5月上旬に無事完了した（写真-13）。この内、平成8年2月中旬～3月末の1ヶ月余りで、軽量混合土が施工された。その間、軽量混合土の海域環境への影響は見られないことが確かめられた。さらに、軽量混合土の物性値の経時変化を確認するため、単位体積重量・強度等の追跡調査が施工終了後10ヶ月の間行われ、地盤としての安定性および設計条件を満足することが確かめられた。

(2) 今後の課題

この軽量混合土工法をさらに発展させるためには、本施工現場の経験から判断すると、今後、次の課題を研究開発していく必要がある。

- a) 圧送・打設（特に水中打設の場合）に伴う単位体積重量の増加を抑える方法の研究。
- b) 5m以上の水深での水中打設方法、及び、筒先からの流動距離の低減方法の開発。
- c) 乾燥収縮に伴う歪み量、クラック発生、強度低下の定量的把握、および、実際の改良地盤における長時間経過後の含水比の測定。
- d) 改良地盤をマクロ的に把握する評価方法の開発とそれに対応する原位置試験機の開発。
- e) 沖合人工島での大量施工を想定して、海水で希釈可能な起泡剤、および、経済的な大量施工システムの開発。
- f) 軽量混合土の地震時土圧の評価方法の開発。
- g) 軽量混合土を下部路盤材として利用する方法の開発。
- h) 原材料として扱いやすい粘性土が入手困難な場合、砂質土などの代替材の適用方法の開発。

参考文献

- 1) 及川 研, 松永康男, 池上勝己, 安達 崇, 竹内大輔, 岸田隆夫: 岸壁背後土圧低減のための各種セメント処理土の特性, 地盤工学会 セメント系安定処理土に関するシンポジウム発表論文集, pp.103-110, 1996年 2月。
- 2) 奥村樹郎, 土田 孝, 岸田隆夫, 長坂勇二, 古谷俊明: 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, 地盤工学会 第29回土質工学研究発表会概要集, pp.2399-2402, 1994年 6月。
- 3) 吉川元清: 水中軽量盛土の配合試験および施工, 土と基礎, Vol.44, No.5, pp.33-35, 1996年 5月。
- 4) SGM軽量土研究会: 港湾・海洋環境を対象とした軽量地盤材料 (SGM軽量土) 技術資料, (財)沿岸開発技術研究センター, 1995年 3月。
- 5) 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, 24p., 1997年12月。
- 6) CDM研究会: セメント系深層混合処理 (CDM) 工法 設計と施工マニュアル (設計・施工編), CDM研究会, 154p., 1986年 4月。
- 7) 土田 孝, 北森一郎, 掛橋隆晴, 吉原正博, 内山正美: 軽量混合処理土の水中分離抵抗性試験方法の開発, 地盤工学会 第32回地盤工学研究発表会講演集, Vol. II, pp.2579-2580, 1997年 7月。
- 8) 内川 浩, 宇智田俊一郎, 小川賢治: フライアッシュのキャラクターと各種混和剤の吸着特性, セメント技術年報, Vol.36, pp.53-56, 1982年。
- 9) 長瀧重義, 大賀宏行, 増田和機, 谷 直樹: フライアッシュコンクリートの品質管理手法に関する研究, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.9-1, pp.223-228, 1987年。
- 10) 松永康男, 安達 崇, 土田 孝: 軽量混合土を利用した岸壁の復旧, 山海堂「土木施工」, Vol.37, No.7, pp.65-70, 1996年 7月。
- 11) 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, 地盤工学会 第31回地盤工学研究発表会, Vol.1, pp.1083-1084, 1996年 7月。
- 12) 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, 地盤工学会, 第32回地盤工学研究発表会, Vol.1, pp.1149 - 1150, 1997年 7月。
- 13) SGM軽量土研究会: 港湾・海洋環境を対象とした軽量地盤材料の開発 共同研究最終報告書, (財)沿岸開発技術研究センター, 1997年 3月。
- 14) 輪湖建雄, 松永康男, 佐藤和敏, 堺谷常廣, 岸田隆夫: 岸壁裏埋土としての軽量気泡混合土のプラント

- システム管理, 土木学会 第51回年次学術講演会講演集, Vol. VI, pp. 218-219, 1996年 9月.
- 15) 輪湖建雄, 松永康男, 平田武士, 岸田隆夫, 荒井清: 岸壁背後土圧低減のための軽量気泡混合土の品質, 土木学会 第51回年次学術講演会講演集, Vol. VI, pp. 216-217, 1996年 9月.
- 16) 田中政典, 佐藤正一, 吉田洋二郎, 森田博夫, 高橋秀夫, 安藤 裕: 浚渫粘土を使用した気泡混合処理土の材料特性(その2) - 養生条件が及ぼす影響 -, 地盤工学会 第29回地盤工学研究発表会, Vol. 3, pp. 2417-2418, 1994年 6月.
- 17) 中瀬明男: 土質試験法(第2回改訂版) 第5編第4章 圧密試験, 地盤工学会, pp. 372-422, 1979年12月.
- 18) 土の透水試験執筆小委員会: 土質試験法(第2回改訂版) 第5編第3章 透水試験, 地盤工学会, pp. 334-371, 1979年12月.
- (本報文と総合的に関連する文献)
- 19) 松永康男, 石田 諭, 岸田隆夫, 坂本暁紀: 浚渫土を利用した軽量混合土の施工システム, 日本建設機械化協会「建設の機械化」, Vol. 559, pp. 25-30, 1996年 8月.
- 20) 輪湖建雄, 松永康男, 竹内大輔, 深沢 健, 岸田隆夫: 軽量気泡混合土を利用した岸壁裏埋施工とその力学特性, 地盤工学会 第32回地盤工学研究発表会, Vol. 2, pp. 2569-2570, 1997年 7月.
- 21) 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, 地盤工学会 第32回地盤工学研究発表会, Vol. 2, pp. 2333-2334, 1997年 7月.
- 22) 輪湖建雄, 松永康男, 竹内大輔, 深沢 健, 岸田隆夫: 軽量気泡混合土の乾燥特性, 土木学会 第52回年次学術講演会, Vol. III (B), pp. 496-497, 1997年 9月.
- (1997.10.27 受付)

USE OF ARTIFICIAL LIGHT WEIGHT MATERIALS (TREATED SOIL WITH AIR FORM) FOR PORT FACILITIES

Tatsuo WAKO, Takashi TSUCHIDA, Yasuo MATSUNAGA, Koichi HAMAMOTO, Takao KISHIDA and Takeshi FUKASAWA

Recently, it has been difficult to secure a large disposal area to store removed soft clay. The recycle of dredged soil including soft clay is coming a social concern. The quays of caisson type in Kobe Sea Port were destroyed by Hanshin-Awaji great earthquake. In the reconstruction, it was important consideration to reduce the earth pressure at the earthquake time, artificial light weight material (treated soil with air form) should be applied to back fill in the sea water. The authors carried out laboratory and field tests, and developed a new construction system. The new material was clarified to satisfy the design condition by the tracking tests.