

港湾空港技術研究所 資料

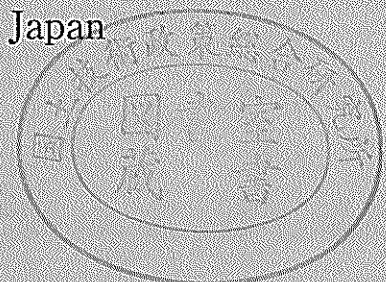
TECHNICAL NOTE
OF
THE PORT AND AIRPORT RESEARCH INSTITUTE

No.1076 March 2004

海上空港用地造成への管中混合固化処理工法の
適用に関する研究

佐藤 恒夫

独立行政法人 港湾空港技術研究所
Independent Administrative Institution,
Port and Airport Research Institute, Japan



海上空港用地造成への
管中混合固化処理工法の
適用に関する研究

Development and Application of Pneumatic Flow
Mixing Method to Reclamation for Offshore Airport

佐藤恒夫



写真-1 中部国際空港の建設状況 (2003.8.22)

中部国際空港の建設は2000年8月に着工され、2001年3月の護岸概成、2003年2月の埋立工事概成を経て順調に進められ、2005年2月における開港を目指している。



写真-2 3船団による施工 (2002.4.22)



写真-3 施工状況と沈澱池 (2002.9.20)

管中混合固化処理工法を用いた浚渫土の埋立は2001年6月に開始され、2002年10月までの17ヶ月間に埋め立てられた固化処理土は約860万 m^3 となる。



写真-4 浚渫土の圧送船への揚土

名古屋港から土運船により運搬された浚渫土は、圧送船のバケットにより十分解泥された後、スクリーンを施したホッパーに投入される。

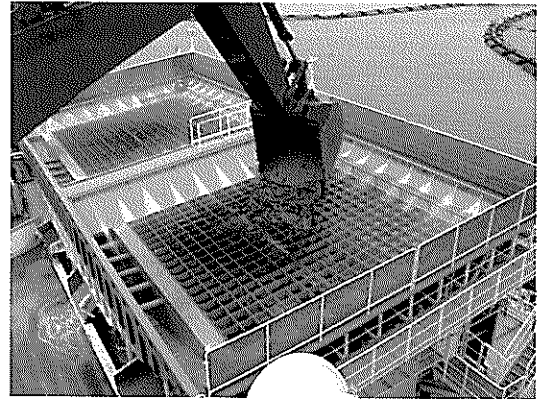


写真-5 圧送船ホッパーへの浚渫土投入



写真-6 固化材供給船

圧送船から埋立地に向けて空気圧送された浚渫土に対して、固化材供給船で含水量を調整の上作製された固化材（セメントミルク）を排砂管中に供給する。



写真-7 排砂管への固化材の供給



写真-8 固化処理土の打設状況

打設船による固化処理土の投入は、コンピュータにより集中管理される。

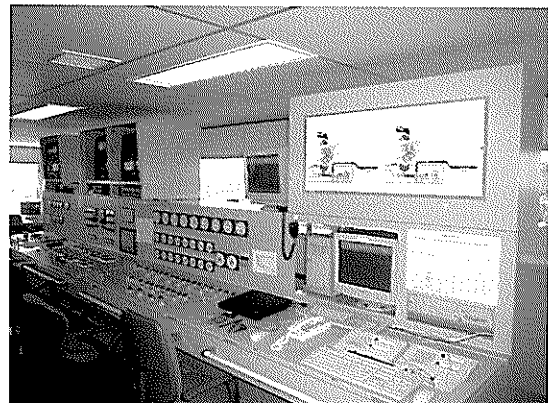


写真-9 打設船内での管理状況

目 次

第1章 まえがき	5
第2章 中部国際空港建設プロジェクト	6
2.1 中部国際空港プロジェクト成立の経緯	6
2.1.1 大規模国際空港構想の揺籃	6
2.1.2 中部国際空港の事業化への動き	6
2.1.3 中部国際空港建設候補地の選定	7
2.1.4 中部国際空港の事業化	8
2.2 空港計画の概要	10
2.2.1 中部国際空港の基本計画	10
2.2.2 地盤条件	11
2.2.3 建設規模	13
2.2.4 建設スケジュール	13
2.2.5 施工方法	13
2.2.6 環境対策	15
2.3 まとめ	15
参考文献	16
第3章 管中混合固化処理工法による埋立	17
3.1 埋立の歴史	17
3.2 管中混合固化処理工法	18
3.2.1 工法の位置付けと開発の経緯	18
3.2.2 工法の原理と開発経緯	18
3.2.3 施工概要と種類	20
3.2.4 利用用途	23
3.2.5 管中混合固化処理工法による固化処理土の特性	24
3.3 まとめ	28
参考文献	28
第4章 中部国際空港建設における管中混合固化処理工法とその設計	30
4.1 中部国際空港における管中混合固化処理工法の採用	30
4.1.1 山土確保の困難性	30
4.1.2 名古屋港浚渫土の処分地確保	30
4.1.3 浚渫土活用による経済性	30
4.2 管中混合固化処理工法の配合設計	30
4.2.1 設計基準強度の設定	31
4.2.2 現場平均強度の設定	31
4.2.3 室内配合強度	32
4.2.4 含水比の設定	33
4.2.5 配合設計例	33
4.3 管中混合固化処理地盤の天端の設計	34
4.4 工事概要	35

4.5	まとめ	36
	参考文献	37
第5章	施工上の課題	38
5.1	所定強度の確保	38
5.1.1	浚渫土の土源	38
5.1.2	浚渫方法と含水比	39
5.1.3	土運船内の含水比分布	40
5.2	大規模急速施工の概要	40
5.2.1	施工規模	40
5.2.2	施工機械の数量・規模	41
5.2.3	施工能率	43
5.2.4	改良地盤の出来形管理	43
5.2.5	部分竣工への対応	44
5.3	環境	45
5.3.1	施工海域の環境保全	45
5.3.2	管中混合固化処理工法による環境負荷	46
5.4	まとめ	46
	参考文献	46
第6章	施工上の課題の解決策とその成果	47
6.1	改良土の品質管理	47
6.1.1	配合設定	47
6.1.2	配合管理システムの構築	49
6.1.3	管理成果	52
6.2	大規模急速施工への対応策	62
6.2.1	施工効率の確保	62
6.2.2	船団管理システムの構築	63
6.2.3	出来形管理システムの構築	64
6.2.4	管理成果と出来形	65
6.3	環境対策	69
6.3.1	対策の基本方針	69
6.3.2	浮遊物質(SS)対策	70
6.3.3	pH対策	71
6.3.4	余水処理施設の概要	71
6.3.5	六価クロム対策	73
6.3.6	環境管理結果	74
6.4	まとめ	76
	参考文献	76
第7章	まとめと今後の課題	78
	謝辞	80

Development and Application of Pneumatic Flow Mixing Method to Reclamation for Offshore Airport

Tsuneo SATO*

Synopsis

The Central Japan International Airport, which having 3,500 m of runway and aiming at 20 millions of passengers in 2025, is under constructing at offshore of Tokoname city. The construction site is 35 km south of Nagoya city on the Ise bay. It is planned to open just before the opening of 'Aichi International exhibition'. From the point of construction condition, that it was rather difficult to obtain the whole reclamation soil from mountainous area because of environmental restriction etc., and promotion of recycling, the dredged soil excavated at Nagoya port was planned to use as 20 % of reclamation material for the man-made island. Almost of the dredged soil is rather soft. Therefore, about 10 million cubic meters of dredged soil is stabilized by Pneumatic Flow Mixing Method, because it was difficult to improve a man-made island by usual consolidation methods after reclamation from the economical and time point of view. The mixture, transported and deposited at reclamation site, gains relatively large strength so that no additional soil improvement is usually required.

In this article, the design procedure of the treated soil, the development progress of construction technique and quality control methods are evaluated as well as the strength profile of the island.

Key Words: Reclamation, pneumatic flow mixing method, dredged soil, cement

* Director, Marine Environment and Engineering Department, Port and Airport Research Institute

Corresponding author: Tsuneo SATO, Mailing address: 3-1-1, Nagase, Yokosuka 239-0826, Japan

Phone: +81-468-44-5036, Fax: +81-468-44-1274, E-mail: satoh-t@pari.go.jp

海上空港用地造成への管中混合固化処理工法の 適用に関する研究

佐藤 恒夫*

要 旨

中部国際空港は、3,500mの滑走路を擁し、国際線・国内線を合わせた2025年の計画対象旅客数2,000万人を見込む24時間離着陸可能な国際空港として、2005年3月開幕予定の「愛知万博」に合わせて開港出来るよう、名古屋市市の南約35kmの愛知県常滑市沖合の伊勢湾海上でその建設工事が進められている。同空港は、1969年に国際空港が構想されて以来、中部圏地域において悲願のプロジェクトである。中部国際空港建設地の立地条件は、海上空港としては比較的恵まれているため深刻な技術的課題はないが、極めて厳しい施工工期の下で、大量かつ安定的に供給できる良質な既存の土砂供給源がない中部圏地域にあって、良質な埋立用材の安定的な確保がプロジェクトの成否を左右する根幹的課題であった。そのため、必要な埋立用材の約2割について、名古屋港の浚渫工事によって発生する浚渫土を有効活用することとした。対象とする浚渫土は軟弱な粘性土であり、埋立後に圧密促進工法により供用を図るという従来の方法では、工期的、経済的に困難であることから、セメントを固化材とする管中混合固化処理工法による埋立を行うこととした。

本論文では、軟弱な浚渫土による埋立工事を大量急速施工するために、2001年6月から2002年10月の間に採用した管中混合固化処理工法の本格適用に関し、当工法を採用するにあたり、固化処理土の設計の考え方、浚渫土と固化材の配合に関する管理、固化処理土の打設に伴う出来型の管理、連携した事業間の調整など、多くの技術的課題に対処した新たな技術開発の経緯とその結果について評価を行なうことを目的とした。

キーワード：中部国際空港、埋立地盤、管中混合固化処理工法、浚渫土砂、セメント

* 海洋・水工部 部長

〒239-0826 横須賀市長瀬3-1-1 独立行政法人 港湾空港技術研究所

Phone : +81-468-44-5036, Fax : +81-468-44-1274, E-mail : satoh-t@pari.go.jp

第1章 まえがき

中部圏地域は国土の中央に位置し、自動車生産業をはじめとする高度技術産業が発達した我が国のGDPの約20%を担う日本の産業中核圏域である。この中部圏地域に、1969年に中部国際空港が構想されて以来、様々な経緯を経て1998年中部国際空港(株)の設立をもって現実のプロジェクトとして具体化された。

中部国際空港は、3,500mの滑走路を擁し、国際線・国内線を合わせた2025年の計画対象旅客数2,000万人を見込む24時間離着陸可能な国際空港となる。建設地は、名古屋市の南約35kmの愛知県常滑市沖合の伊勢湾海上である。2005年3月開幕予定の「愛知万博」に合わせて開港出来るよう、現在急ピッチでその建設工事が進められている。2003年2月に空港用地(面積470ha)を概成し、旅客ターミナルビル地区における主要建築物の建設のほか、空港土木施設も順調に建設工事が進められている。しかし、漁業補償交渉の遅れなどに伴い、当初計画より半年ほど遅れた2000年8月1日に空港島造成工事に着手してから、開港までの建設工期は正味4年6ヶ月という非常に厳しいものである。このため、埋立造成工事を進める一方で、空港島の概成を待たずに部分竣工させた空港用地において、空港基本施設及び支援設備などの空港施設工事に掛かっていくことを余儀なくされている。従って、中部国際空港を目標通り2005年2月に開港させるためには、空港島の用地造成に際し、大規模工事を安全かつ円滑に進めることは勿論であるが、とりわけ工期を確実に管理しながら進めることが必要不可欠といっても過言ではない。

空港用地の埋立造成には当初5,600万 m^3 の埋立用材が必要とされ、良質な埋立用材の安定的な確保はプロジェクトの成否を左右する根幹的課題であった。しかし、中部圏地域には大量かつ安定的に供給できる良質な既存の土砂供給源がない。一方、名古屋港における航路・泊地整備に伴い発生する浚渫土砂は近年では約230万 m^3 に達し、環境問題や用地需要の低迷のため、その処分地の確保がますます困難となっている。そこで、通常の埋立用材である良質な山土に加え、名古屋港の航路・泊地浚渫

工事によって発生する浚渫土を埋立材の一部として有効活用することとした。これは、空港用地の埋立造成に際し大量の埋立用材を必要としつつも安価で良質な山土の確保が容易でない中部国際空港(株)と、航路・泊地の整備に際し環境問題等から浚渫土砂の新たな処分場確保がますます困難となっている国土交通省中部地方整備局の間で、双方におけるコスト縮減を含めた連携が成立したものである。さらに、対象とする浚渫土は軟弱な粘性土であり、2005年開港に向けた短い工期の下で、埋立後に圧密促進工法により供用を図るという従来の方法では、工期的、経済的に困難であることから、セメントを固化材として固化処理を行うこととした。

今回の埋立用地造成工事では、地山で計画数量約1,000万 m^3 の軟弱な浚渫粘性土を約17ヶ月の期間に固化処理するという、これまでにない大規模急速施工に管中混合固化処理工法を適用した初めての試みである。本工法は、空気圧送中の浚渫土に固化材(セメント)を添加し、空気圧送管内で発生するプラグ流による乱流効果を利用して浚渫土と固化材を攪拌混合するもので、大量急速施工が可能であり、コスト縮減が図れるという利点がある。

期間が厳しく限定された大量急速施工、港湾整備と空港整備という異なる事業の連携、船舶航行・漁業など多目的な海域利用との調整、これらの多くの課題を克服しつつ新たな技術による工事を円滑に実施するために、船団管理、配合管理、打設管理ならびに環境への負荷軽減などについて、いくつかの新しい取り組みを行って工事を進めてきた。

本論文では、2001年6月から2002年10月までに中部国際空港用地造成において採用した管中混合固化処理工法の本格適用による軟弱浚渫土の埋立工事に関し、当工法を採用するにあたり、固化処理土の設計の考え方、浚渫土と固化材の配合に関する管理、固化処理土の打設に伴う出来型の管理、連携した事業間の調整など、多くの技術的課題に対してとった新たな技術開発の経緯とその結果について評価を行なう。また、工事を無事完了出来たことを踏まえて、従来の知見に対し、今後の当工法発展の視点から課題の提起を行なう。

第2章 中部国際空港建設プロジェクト

2.1 中部国際空港プロジェクト成立の経緯

2.1.1 大規模国際空港構想の揺籃

「東海地域に国際空港を」という構想は、(社)中部経済連合会(以下、「中経連」という)が、航空機のジェット化・大型化の進展に伴い、空の大量・高速輸送時代の到来が予想される情勢に対応すべく、国際空港輸送網の拠点となる4,000m級滑走路を持つ国際空港の建設についての調査・研究を開始した1967年(昭和42年)に誕生している。1969年5月に発表された「大伊勢湾総合開発研究会」(1968年4月発足)の中間報告『発展への回廊－大伊勢湾総合開発の展望－』において、名古屋港の国際港湾化－自由港の設置構想、並びに空港の成立条件を国際空港貨物に求めた国際貨物空港の開設の2つが提言された。このうち、国際貨物空港については、「伊勢湾が広大な適地を持ち、かつ国際貿易実績の多い名古屋港等もあり、国際貨物空港として最適の条件を備えている」として、わが国の中央部に位置し、かつ開発適地を擁する伊勢湾に大規模な国際貨物空港の建設を提唱したものであった。中経連は、この具体例として、『国際貨物空港－一色編』及び『国際貨物空港－常滑編』を1970年9月に作成した。

その後、運輸省運輸政策審議会物流部会が発表した『昭和60年における国際航空貨物需要予測と航空貨物輸送システムのあり方について』(1971年11月)において、「大都市立地指向性の高い旅客優先型空港とは立地条件の異なる国際貨物空港について、産業との関係、海に隣接しているという一貫輸送上の要請等を配慮したうえで、その建設に関する調査研究を早い時期に開始すべきである」と報告されたことなどを受け、1973年度には国際貨物空港に関する基礎的な調査を実施するため運輸省予算に600万円が計上され、運輸省が正式に国際貨物空港の調査に着手した。更に1974年度には空港整備調査費1,300万円と調査調整費1,500万円が、1975年度には空港整備調査費1,500万円と調査調整費505万円が計上され、海外空港の実態調査等も実施された。しかしながら、1976年度において、石油ショックに伴う経済・財務状況の悪化や航空輸送需要の伸び率の鈍化などから国による国際貨物空港建設に関する調査は打ち切りとなった。

国による調査は打ち切りになったものの、「国際空港の建設は中部発展のための最重要プロジェクトである」との認識のもとに、1976年9月、中経連、名古屋商工会議所、(社)中部開発センターの3団体により、「国際空港問題共同研究会」が設置された。同研究会は、1977年

8月に「国際空港調査委員会」(委員長：八十島義之助東大教授)を設け、中部における新国際空港構想について調査・研究を進め、1978年11月調査報告書を取りまとめた。また、同年12月に発表された『長期空港政策への提言』(航空政策研究会、会長：木村秀政氏)の中で、「中部圏における航空需要の今後の増大と現名古屋空港の行き詰まりが近いことを考慮すれば、遅くとも昭和75年(2000年)までに中部圏に新国際空港の完成が望まれ、また関西新空港の開港が遅れ、その代替機能を求められた場合、中部新国際空港の開港は10年早い昭和65年(1990年)が望まれる」と提言された。

こうした状況のもと、中部新国際空港の建設促進活動が積極的に進められたが、1981年12月閣議決定の『第4次空港整備五箇年計画』(1981年度～85年度)においては、先行する3大プロジェクト(新東京国際空港の第2期工事、東京国際空港の沖合展開、関西国際空港の建設)が優先され、中部新国際空港の法定計画への位置付けは実現しなかった。しかしながら、『名古屋市基本計画』(1980年1月)、『第5次愛知県地方計画』(1982年3月)で新空港が位置付けられ、また、同月中経連が発表した『21世紀の中部ビジョン』の中でも、これまでの蓄積に加え、新しい需要予測や関西国際空港の知見等に基づき総合的な検討がなされ、中部新国際空港は同ビジョンの基幹プロジェクトとして提案された。さらに、『第2次三重県長期総合計画』(1983年3月)、『岐阜県第4次総合計画』(1984年3月)にも相次いで新国際空港プロジェクトが位置付けられた。これらの動きと時を同じくして、わが国の3大プロジェクトのうち、東京国際空港沖合展開の工事着手、関西国際空港(株)の設立などの進展がみられた。中部新国際空港に関しては、旧運輸省第五港湾建設局(現、国土交通省中部地方整備局)を中心とする「伊勢湾港湾連絡協議会」が1984年1月に策定した『21世紀の伊勢湾ビジョン』に新国際空港の必要性が提言されたほか、国土庁他4省庁共同調査による『東海環状都市帯整備計画調査』(1984年3月)の中でも新国際空港検討の必要性が提言されるなど、国家プロジェクトへ進展の兆しが見えたきた。

2.1.2 中部国際空港の事業化への動き

1985年1月、中部新国際空港の建設促進活動を一体となって推進するため、3県1市と中経連及び名古屋商工会議所等東海地域各界の39団体が構成する「中部新国際空港建設促進期成同盟会」が結成され、同年3月には、東海3県選出国会議員42名による超党派の「中部新国際空港建設促進議員連盟」が発足した。同年12月、わが国

第3の国際空港の新設という大規模プロジェクトの性格から、「科学的・専門的に調査・研究を行う権威ある公益法人」設立の必要性が各界から唱えられ、(財)中部空港調査会(以下、「空港調査会」という)が運輸省から設立許可を得て設立され、本格的な調査活動が開始した。こうして、中部新国際空港の建設促進については、議員連盟、期成同盟会、空港調査会という三位一体の体制が整い、具体的に推進されることになった。

1986年2月、国土審議会計画部会資料(「四全総」策定関連)の中で、「中部圏等において新たな国際空港の配置を検討することが求められる」とされ、さらに3月には、『21世紀中部圏計画策定調査』(国土庁大都市圏整備局、中部圏開発整備地方協議会、北陸経済連合会及び中経連)において、「21世紀に向けての国際的な高度交通体系整備を考えると、中部圏の諸機能をより効果的に、また、より高度に発揮させていくためには、24時間離着陸が可能な中部新国際空港の建設が不可欠」であり、「国際空港を核とした臨空型産業の振興、都市拠点整備等を複合的にを行い、その波及効果を最大限高めていくことが必要である」とされた。

このような情勢の進展の中で、同年11月『第5次空港整備五箇年計画』が閣議決定され、「21世紀初頭におけるわが国の国際航空需要に対応するため国際空港のあり方について調査を行う」として、中部新国際空港を含め調査することが盛り込まれた。さらに、昭和62年6月閣議決定された『第四次全国総合開発計画』において、「21世紀初頭におけるわが国の国際交通網の充実を図るため、航空需要の動向等を見極めつつ、中部圏等における対応策について調査を進める」と位置付けられ、中部新国際空港の建設促進に向けて大きく前進した。同年9月、先述の『21世紀中部圏計画策定調査』の最終報告『21世紀中部圏計画(アポロ2025プラン) - 緑と水の産業・技術首都圏をめざして -』において、「将来の航空需要増大への対応はもとより、①中部圏の海外との直結性の強化、②創造的交流の世界の拠点づくり、③国際的産業・技術首都圏の形成等の観点から24時間本格運用が可能な中部新国際空港構想の具体化を図る」とされた。

2.1.3 中部国際空港建設候補地の選定

建設促進運動が進められるなか、「地域がまとまって国に働きかけるためには空港候補地の一本化が必要」との声もあり、1986年度から、中部地域における産学官の英知を集めて、空港調査会により空港候補地選定のための調査が実施された。1986年度の調査においては、まず、3県全域を対象として、陸上部にあつては国土数値情報、

海上部にあつては沿岸海域地形図によって、一定規模の広がりを持ち、地形、土地利用など以下の条件から立地の可能性が認められる18ヶ所(陸上部13ヶ所、海上部5ヶ所)が抽出された。

- ① 陸上部では起伏量150m以下、都市的施設1%以下、河川地1%以下、海上部では水深20m以浅、離岸距離2~3kmの条件を満たす地域
- ② 滑走路長4000mの建設の可能性
- ③ 95%以上のウィンドカバレッジ(横風の影響を勘案した滑走路の利用度)
- ④ 制限表面、運航空域
- ⑤ 空港造成費
- ⑥ 鉄道及び道路アクセス
- ⑦ 航空機騒音、大気汚染、水質汚濁などの環境影響
- ⑧ 漁業、海上交通、港湾利用、河川など既存権益への影響

次に、これら18ヶ所の候補地について、地形、気象条件を基に航空機の飛行の安全性及び高い就航率確保の観点から、陸上部2ヶ所(「犬山・多治見」,「鳥羽」)、海上部5ヶ所(「伊勢湾東部」,「伊勢湾西部」,「伊勢湾南部」,「伊勢湾北部」,「三河湾」)の合計7ヶ所に絞り込まれた。1987年度の調査においては、加重等価平均感覚騒音レベル(WECPNL値)が70以上の騒音コンター範囲内に市街地が存在する「犬山・多治見」と、アクセス条件が不利な「鳥羽」,「伊勢湾南部」を検討対象から除外した。さらに、運行、建設、アクセス等の条件及び航空機騒音の影響について調査・分析を行った結果、伊勢湾の3ヶ所(「伊勢湾東部」,「伊勢湾西部」,「伊勢湾北部」)と三河湾の1ヶ所の併せて4ヶ所の海上候補地が選出された(図-2.1)。この4候補地の概要は以下の通りである。

- ① 伊勢湾東部；当地区は、知多半島中部の常滑市及び知多市の沖合の海上に位置し、滑走路の方位は当地区の卓越風向及び航空機騒音の影響を考慮すると海岸線とほぼ並行の北北西及び南南東方向となる。当地区において、立地条件検討にあたり想定したオープンパラレルの滑走路を有する空港の立地は可能である。
- ② 伊勢湾西部；当地区は、鈴鹿市の沖合に位置し、滑走路の方位は、当地区の卓越風向及び航空機騒音の影響を考慮すると南北方向となる。当地区において、立地条件検討にあたり想定したオープンパラレルの滑走路を有する空港の立地は可能であ

る。

- ③ 伊勢湾北部（木曾川左岸）；当地区は、愛知県、三重県の県境にあり、伊勢湾岸道路の位置及び計画高、並びに名古屋港第1航路の位置及びマスト高等を考慮した結果、陸地を半分程度利用する位置となる。滑走路の方位は、当地区の卓越風向及び航空機騒音の影響等を考慮すると北西及び南東方向となる。当地区においては、西は木曾川、東は名古屋港という立地上的の制約条件があるため、立地条件の検討にあたり想定したオープンパラレルの滑走路を有する空港の立地については不可能となる。
- ④ 三河湾；当地区は、愛知県幡豆郡幡豆町の沖合に位置し、滑走路の方位は、当地区の卓越風向及び航空機騒音の影響等を考慮すると海岸線とほぼ平行の東西方向から少し北に傾いた方向の配置となる。当地区において、立地条件検討にあたり想定したオープンパラレルの滑走路を有する空港の立地は可能である。

調査結果から、候補地間の差異が認められる点は次のとおりである。

- ① 横風の影響を勘案した滑走路の利用率（ウィンドカバレッジ）は、伊勢湾西部（97%台）を除き、99%以上である。
- ② 空港の基本面積を500haとした場合の平均水深は、伊勢湾東部は5.5m、伊勢湾西部が15.3m、伊勢湾北部が5.0m及び三河湾が8.8mである。
- ③ 軟弱地盤層厚については、伊勢湾東部が薄いと考えられたほかは、伊勢湾西部は10m程度、伊勢湾北部が30m程度、三河湾が15m程度とされた。
- ④ 名古屋、岐阜及び津からの鉄道・道路アクセス時間については、すべての条件で60分以内となった伊勢湾北部のほかは、伊勢湾東部及び伊勢湾西部が最短20分～最長90分程度であり、三河湾では90分以上となる場合が3条件となった。
- ⑤ 伊勢湾北部の場合のみ騒音影響区域（WECPNL値が70以上）に民家が存在する。
- ⑥ すべての候補地について漁業権との競合があることに加え、伊勢湾北部については、「名古屋港の第2航路を塞ぎ、木曾三川の流れを阻害する恐れが強く、また農用地の転用に係る許可が必要である」などの既存権益との競合がある。
- ⑦ 用地造成費（500haとした場合）については、最

安価の伊勢湾東部が1500～1700億円であるのに比し、伊勢湾北部及び三河湾が2000億円台前半、伊勢湾西部が3000億円台後半である。

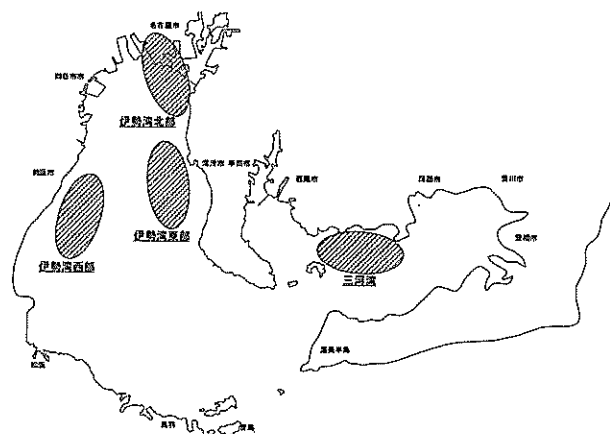


図-2.1 中部新国際空港の建設候補地

その後の検討を重ねる中で、「伊勢湾西部の場合は地盤があまり良くない」、「鍋田干拓の沖合も名古屋港の航路や木曾三川の治水機能に支障をきたす」などという指摘がなされ、地元自治体、経済団体等の検討を経て、1989年3月、3県1市の首長懇談会において、「伊勢湾東部の海上が候補地として望ましい」旨の合意を得るに至った。続いて開かれた「中部新国際空港建設促進期成同盟会」や「中部新国際空港建設促進議員連盟」においても了承され、中部新国際空港の建設候補地は、最終的に伊勢湾東部すなわち常滑沖に集約されていった。

2.1.4 中部国際空港の事業化

さらに、空港調査会は、候補地の選定に続き、①国際化の進展と航空需要の見通し、②新空港の必要性、③新空港の機能・性格、④建設構想の概要、⑤環境への影響調査、⑥交通アクセスと地域開発の方向、⑦新空港の経済効果と採算性、⑧事業化に向けて、と空港計画全般にわたってとりまとめ、『中部新国際空港基本構想』として1990年5月に公表した。

地元において候補地を選定し、「基本構想」を取りまとめたことが航空審議会で評価され、1990年8月に、航空審議会空港・航空保安施設整備部会から発表された『第6次空港整備五箇年計画の基本的考え方（中間とりまとめ）』において、「名古屋圏については、国際空港の新設に関し、将来における同圏域の航空需要を勘案しつつ、現空港との関係を含めた整備の内容、採算性と費用負担、アクセス、空域等の諸問題について地域の創意工

夫を反映させつつ、関係者が連携して総合的な調査を進めることとする」と位置付けられた。これを受け、国と地元の連携を図り、効率的な調査の推進を図るため、運輸省航空局、中部運輸局、第五港湾建設局、岐阜県、愛知県、三重県、名古屋市及び空港調査会からなる「中部新国際空港関連調査連絡会議」が発足（1991年5月）し、さらに、同年11月に閣議決定された『第6次空港整備五箇年計画』において、「中部新国際空港構想については、将来における航空需要を考慮しつつ、…（中略）…地域の創意工夫を反映させつつ、関係者が連携して総合的な調査を進める。」として、中部新国際空港は正式に調査実施空港として位置付けられた。この方針に基づき、1991年度から国と地域による共同調査が開始された。

この調査は、新しい空港の位置、規模等の整備内容を想定し、採算性、空域、環境等の観点から成立可能性を検討するものであり、空港計画、空域、空港島建設技術等、航空や空港島建設に係るノウハウが必要とされる分野については運輸省が実施し、各種現地調査や環境関係の調査、空港の採算確保策、空港関連開発等、地域との関係が強かったり、地域の創意工夫に係る分野を地域が各々分担することとされた。成立可能性に関する調査を推進している最中、空港予定地周辺の地元では、飛行機の騒音に対する関心が高まった。そこで、常滑沖で実際に飛行する飛行機の音についての住民理解を得ることが重要であるとの認識から、1993年12月及び調査結果公表後の1996年8月の2回にわたり、実機飛行調査が愛知県と空港調査会により共同で実施された。

1995年8月には、航空審議会空港・航空保安施設整備部会が、『第7次空港整備五箇年計画の基本的な考え方（中間とりまとめ）』を公表した。この中で、「…（前略）…2大都市圏に次ぐ都市圏である中部圏においても、現在の名古屋空港の処理能力に近い将来に限界に達することが予測されることから、中部圏の経済力を背景とした航空需要に対応する新しい空港の検討を進め、適切な整備を図ることが求められている。」として、中部新国際空港の国際ハブ空港としての位置づけと事業推進が盛り込まれた。この中間とりまとめの中で、具体的整備のあり方として、「現在の名古屋空港の滑走路等の処理能力は、21世紀初頭に限界に達すると予測されるため、新しい空港について総合的な調査検討を進め、早期に結論を得た上、関係者が連携してその事業の推進を図る。」とされたことを受け、地域として円滑な合意形成と空港計画とアクセス計画をあわせた中部新国際空港関連プロジェクト全体の推進について調整するため、同年12月に、関連する国の地方機関も参画した「中部新国際空港推進

調整会議」が設立された。また、国と地域による共同調査の成果は、1996年6月に『中部新国際空港の規模等に関する調査について』として、運輸省第五港湾建設局、愛知県、空港調査会の連名で公表された。さらに、翌年12月には、「中部圏における新たな拠点空港の構想について、定期航空路線の一元化を前提に、関係者が連携して、総合的な調査検討を進め早期に結論を得た上、その事業の推進を図る。」とする『第7次空港整備五箇年計画』が閣議決定された。

1997年6月、航空審議会は、中部新国際空港の整備の方向性について審議する空港整備部会を設置し、新空港に係る空港計画案、地元調整状況、定期航空路線の新空港への一元化、アクセス整備方策案、事業推進方策案等に関する地域の考え方について把握するとともに、1998年度概算要求のベースとなる中部新国際空港の空港計画及び事業方式について審議を行った。一方、経済界では、事業主体の設立を円滑に進めるため、同年10月に（社）経済団体連合会、中経連並びに名古屋商工会議所等の地元主要経済団体代表の参画を得た「中部新国際空港民間出資促進準備委員会」が立ち上げられ、翌年2月までに民間出資についての基本的な考え方が了承された（「中部国際空港民間出資促進委員会」）。

不況が深刻化する中で、『第二次緊急国民経済対策』（1997年11月、自由民主党）が取りまとめられた。これはイギリスで例のあるPFI（Private Finance Initiative、民間主導による社会資本整備）の考えに基づいたものであり、「中部新空港の事業方式案は、PFIの趣旨に沿うものである。」として、中部新国際空港の整備推進が盛り込まれた。この第二次緊急国民経済対策に基づき、『21世紀を切りひらく緊急経済対策』が経済対策関係閣僚会議で決定され、中部新国際空港の事業化は大きく前進をみた。中部新国際空港の公共性、わが国の重要な国際空港であること等を踏まえ、民間主導の精神は活かしつつ、国が事業主体に直接出資するとともに、国等の出資比率を引き上げることとして、1998年度予算で新規事業化が認められるとともに、新空港の名称を「中部国際空港」とすることが決定された。

中部国際空港の新規事業化決定を受けて、事業主体の設立に向け、3県1市、中経連及び名古屋商工会議所により、「中部国際空港事業主体設立準備協議会」（1998年1月）が設置された。1998年3月には、「中部国際空港は、成田、関空と並ぶ第一種空港とすること」、「事業主体は空港の設置、管理を委託される指定会社とすること」、「支援措置として出資、債務保証、無利子貸付、税制の優遇措置等を講じること」等が規定された『中部国

表-2.1 主要施設の規模（公有水面埋立免許出願時）

区 分	規 模
離着陸施設 滑走路 着陸帯 誘導路	長さ3,500m×幅60m 3,620m×300m 平行誘導路 幅30m×2本
エプロン	69スポット ローディングエプロン 51スポット ナイトステイエプロン 12スポット メンテナンスエプロン 4スポット 小型機エプロン 2スポット
旅客ターミナル施設	国際線, 国内線旅客ターミナルビル 212,000㎡
アクセス関連施設	道路, 鉄道 駐車場 4,128台, タクシープール 190台, バスプール 41台
貨物取扱施設	貨物上屋等（航空会社上屋, 輸入共同上屋, 通関混載上屋, 代理店棟）, 官庁施設（貨物合同庁舎, 貨物郵便局, 検疫隔離施設）
整備施設	格納庫・付属棟, 小型機施設
供給処理施設	機内食工場, 航空機燃料供給施設（燃料タンク8基）, SDプラント（航空機汚水処理施設）, 熱供給施設, エネルギーセンター
管理施設	官庁事務所, 警察署, 消防所, 民間事務所, 航空保安施設

際空港の設置及び管理に関する法律案』が成立した。同年5月に、国、地方公共団体、民間企業の出資による「中部国際空港㈱」が創立され、同年7月には中部国際空港の設置及び管理を行う事業主体として国からの指定を受けた。

その後、中部国際空港の整備着手に向け、種々の手続きがとられている。まず、1998年5月に『中部国際空港の設置及び管理に関する法律』第3条第1項に基づき、国から中部国際空港の基本計画の概要が示された。中部国際空港㈱は、航空法第38条第1項による飛行場設置許可を得るため1999年8月に許可申請を行い、翌2000年4月に設置許可を得ている。また、中部国際空港㈱及び併設する地域開発用地の事業主体である愛知県企業庁は、公有水面埋立法第2条第1項による埋立免許を得るため、免許権者である愛知県知事あてに1999年8月に出願し、2000年6月免許交付を受けている。

2.2 空港計画の概要

2.2.1 中部国際空港の基本計画

『中部国際空港の設置及び管理に関する法律』第3条第1項に基づき、1998年5月に国から示された中部国際空港の基本計画の概要は次のとおりである。

- 1 滑走路の数、方向、長さ、幅及び強度並びに着陸帯の幅
 - (1) 滑走路の数は、1本とする。
 - (2) 滑走路の方向は、真方位N11°Wとする。
 - (3) 滑走路の長さは、3,500メートルとする。

- (4) 滑走路の幅は、60メートルとする。
- (5) 滑走路は、荷重区分LA-1に耐える強度とする。
- (6) 着陸帯の幅は、300メートルとする。

2 空港敷地の面積及び形状

- (1) 空港敷地の面積は、470ヘクタール程度とする。
- (2) 形状は、おおむね長方形とする。

3 航空保安施設の種類の種類

航空保安施設の種類の種類は、次のとおりとする。

- (1) ILSその他必要と認められる航空保安無線施設
- (2) 航空灯火
 - イ) 飛行場灯火（飛行場灯台を含め14種類）
 - ロ) 航空障害灯

4 工事完成の予定期限

工事は、平成17年（西暦2005年）開港を目的に、滑走路及びこれに対応する諸施設の建設を完了する。

5 運用時間

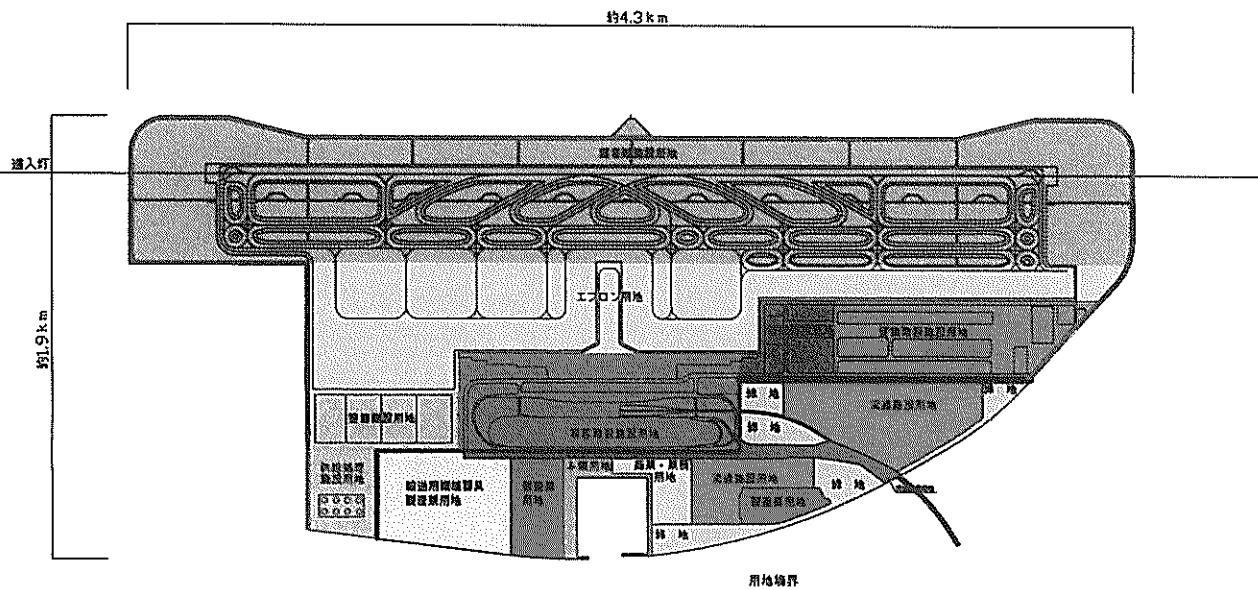
航空機の離着陸に時間制限を設けないものとする。

6 その他必要な基本的事項

- (1) 空港の位置及び管理は、環境の保全等に配慮しつつ行うものとする。
- (2) 航空輸送需要の動向等に対応して、能力増強のための施設整備の必要性についての検討を行うものとする。

表-2.2 埋立の規模及び土地利用計画の内訳（公有水面埋立免許出願時）

区 分	主 要 施 設	面積 (ha)
1. 離着陸施設用地	滑走路, 誘導路, 航空保安施設等	240.3
2. エプロン用地	ローディングエプロン, ナイトステイエプロン, メンテナンスエプロン等	106.0
3. 旅客取扱施設用地	旅客ターミナル施設, アクセス関連施設等	62.1
4. 貨物取扱施設用地	貨物上屋, トラックヤード等	16.4
5. 整備施設用地	格納庫・付属棟等	13.6
6. 供給処理施設用地	航空機燃料供給施設, 機内食工場, SDプラント等	13.8
7. 管理施設用地	庁舎・管制塔, 空港管理棟, 警察署, 消防庁舎等	6.7
8. 護岸及びその他用地	場周道路, 外周護岸等	14.4
合 計		473.3



空港用地土地利用計画			地域開発用地土地利用計画		
区 分	面積 (ha)	凡 例	区 分	面積 (ha)	凡 例
離着陸施設用地	240.3ha	[Pattern]	滑走路施設用地	33ha	[Pattern]
エプロン用地	110.6ha	[Pattern]	本場用地	5ha	[Pattern]
旅客取扱施設用地	62.2ha	[Pattern]	商業・業務施設用地	6ha	[Pattern]
貨物取扱施設用地	16.4ha	[Pattern]	製造業用地	14ha	[Pattern]
整備施設用地	14.4ha	[Pattern]	輸送用機械器具製造業用地	23ha	[Pattern]
供給処理施設用地	14.4ha	[Pattern]	緑地	10ha	[Pattern]
管理施設用地	7ha	[Pattern]	交通施設用地	8ha	[Pattern]
護岸及びその他用地	14.4ha	[Pattern]			

図-2.4 土地利用計画図（公有水面埋立免許第4回変更後）

2.2.2 地盤条件

日本における代表的な海上空港として、長崎空港や関西国際空港があげられる。長崎空港は1975年に大村湾にある箕島を埋め立てして建設された空港で、滑走路長は3,000mで面積はおよそ180haで、建設地点の水深は約12mである（運輸省第四港湾建設局, 1975；（社）日本海洋開発建設協会, 1986）。一方、1987年に着工した関西国際空港は、大阪湾泉州沖5kmの沖合に建設され、滑走路長が3,500m、面積は511haとなっており、現在はⅡ期工事が行われているところである（前田, 1989；小松ほか, 1991）。関西国際空港の建設地点の水深は平

均18mで、我が国の主要な人工島である大阪南港（水深3～10m）、神戸ポートアイランド（水深10m）等と比較すると非常に深いのが特徴である（（社）日本海洋開発建設協会, 1986）。関西国際空港の建設地の海底地盤には、約20mの厚さの軟弱な沖積粘土層が存在し、更にはその下には数百mの厚さの洪積粘土層が存在している。このため、水深の深さと相まって空港島の埋立荷重は450kN/m²にも及ぶ（関西国際空港株, 1993）。したがって、沖積粘土層のみならず洪積粘土層にも圧密沈下が生じ、その量は10mを超えると予想されている。そこで、沖積粘土層に生じる沈下を早期に終了させるために、

■水深図 <A bathymetric map>

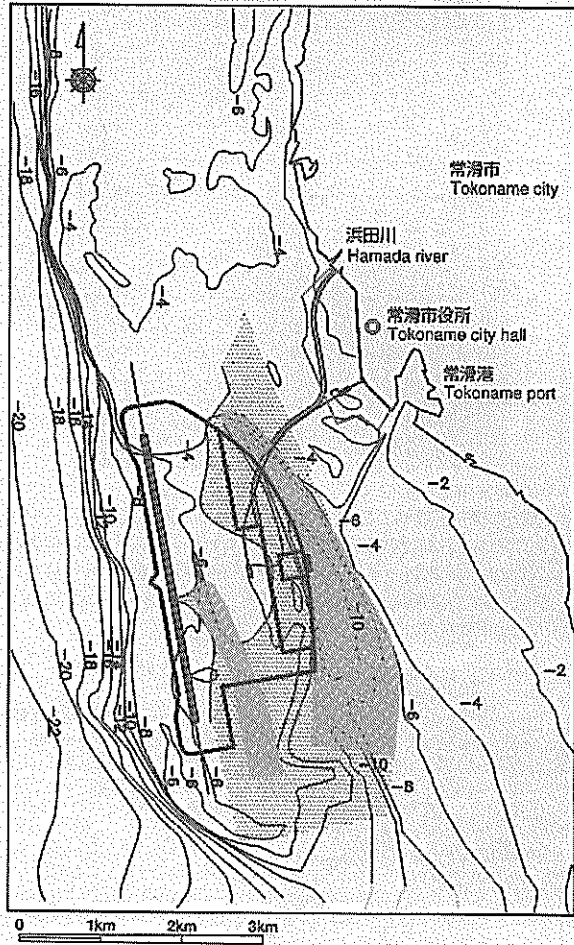


図-2.5 海底水深図

100万本にも及ぶサンドドレーン工法による地盤改良が実施され、地盤改良に約1年を必要とした(新井, 1995; 神田と鈴木, 1994)。

一方、中部国際空港の建設予定地の海底地形は、図-2.5に示すように海岸線から3km~5kmの沖合まで水深7m以浅の平坦面が長さ約13kmにわたって広がっており、さらにその沖合には水深15~30mの緩斜面をなす沖合緩斜面が分布している。

海底の地質は、図-2.6に示すように地表面から順に砂質土あるいは粘性土からなる沖積層があり、その下に砂礫からなる洪積層、さらにその下には岩盤状の常滑層群で構成されている。

沖積層の砂質土層の平均N値は14~15であり砂質土としては中位であるが、粘性土層の一軸圧縮強さの平均は70kN/m²と軟弱である。一部に最大20m前後の粘性土層があるものの全般的には0~5m程度の層厚で、概ね地盤の良い場所である(財)中部空港調査会, 1994)。

沖積粘性土の圧密沈下量は最大で2m程度と予測され、サンドドレーン工法による地盤改良を行うことにより開港時の残留沈下は数cm程度以下と予測されている。一方、洪積層と常滑層群のN値は50以上であり、良好な支持層が沖合3km~5kmの水深-5m~-40mの範囲に広く分布している。このように、中部国際空港の建設地は、関西国際空港などと比較して、水深が浅く軟弱な粘土層も少ないのが特徴であり、空港島建設には好条件となっている。

■想定土層図 <Soil Profile>



図-2.6 想定土層図

2.2.3 建設規模

中部国際空港の面積や埋立土量について、我が国の主な海上空港である関西国際空港と長崎空港と比較して表-2.3にまとめて示した（(社)日本海洋開発建設協会，1986；関西国際空港㈱，1993）。中部国際空港は、南北4.3km，東西1.9km，面積約580 haの人工島で、その埋立土量は全体で約7000万m³である。埋立面積がほぼ同じ関西国際空港Ⅰ期の埋立土量である18,000万m³と比較すると約1/2以下である。また、同じ海上空港である長崎空港と比較すると、単位埋立面積あたりの埋立土量では、中部国際空港の場合には約15%少ない。このように、埋立土量が少ないのは、当空港の建設地点の水深が浅いこと、軟弱粘土層が少なく原地盤の沈下が少ないことに起因している。

表-2.3 海上空港の比較

施設名称	中部国際空港	関西国際空港Ⅰ期	長崎空港
建設場所	伊勢湾常滑沖	大阪湾泉州沖	大村湾葦島沖
滑走路	3,500m	3,500m	3,000m
建設年	H12～H15	S62～H6	S46～S55
水深	6m	18m	12m
面積	580ha	510ha	180ha
埋立土量	約7,000万m ³	18,000万m ³	2500万m ³

2.2.4 建設スケジュール

1999年8月に飛行場設置許可の申請及び公有水面埋立免許の出願を行った時点における開港までの工程は、図-2.7に示すように2000年2月に現地工事に着工し、2004年夏頃に飛行場検査を経て、愛知万国博覧会の開幕1週間前の2005年3月に開港するというものであった。しかし、漁業補償交渉の遅延などの影響を受け、2000年4月に飛行場設置許可を、同年6月に公有水面埋立免許を得た後、中部国際空港の空港島建設工事は、8月に護岸工事に着工した。このため、上物建設工事に関する詳細設計を踏まえた造成地盤高の見直しなど、遅れた工程を取り戻すための工程短縮策が検討された。現地着工が当初計画より6ヶ月遅れたものの、護岸工事については約2.5ヶ月の工程短縮努力により、2001年3月に本格的な埋立工事に着手することができた。また、2003年2月には全体の埋立が概成している。その後、同年3月の段階で、開港の目標を2005年2月に前倒しすることを国、地元自治体、関係事業者間で確認している。

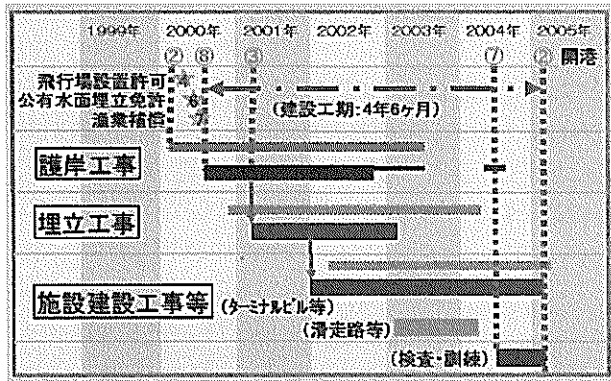


図-2.7 中部国際空港の建設スケジュール

2.2.5 施工方法

空港用地の造成は、護岸工事及び埋立工事からなる。海域環境に配慮して計画された空港島の護岸は主に捨石式傾斜堤護岸としているが、空港供用後に岸壁として利用される部分についてはケーソン式岸壁として建設されるほか、空港建設工事期間中に仮設岸壁として利用される護岸に関しては、一端ケーソン式岸壁として整備した後、捨石式傾斜堤護岸と同様の形状にする。護岸工事については一部地区で地盤改良を行った後、基礎捨石を投入し、ブロック等を据え付けて護岸を築造する。工事の実施にあたっては、海域への影響を防ぐために外周部に汚濁防止膜を展張する。

埋立工事については、埋立用材として土地開発による山土及び周辺海域からの浚渫土砂が考えられた。全量を山土埋立に依存した場合、最低でも関西国際空港並みの土取場（1系列当り7,000m³/hr）が2箇所必要になり、その跡地利用開発等の地元負担が大きい。一方、全量浚渫土に依存した場合は浚渫海域が2,000ha程度となり、海域環境への影響は少ない。そこで両用材を併用することにより、双方の欠点を解消し、全体として埋立コストを低減できるものと考えた。また、埋立区域分割の考え方は次のとおりである。

- ① 山土埋立、浚渫土埋立を同時施工するため埋立区域を平面的に分割する。
- ② 浅水海域の多い北側を浚渫土により埋め立て、南側は山土埋立を主とする。
- ③ 両用材の混在を防ぎ、浚渫土埋立による汚濁拡散を防ぐために中仕切堤を設ける。

空港用地の埋立土量は約5,200万m³であり、そのうち4,200万m³は三重県を主力土源とする山土（破碎岩・土

砂)で、残り約1,000万m³は名古屋港の浚渫土砂である。このうち山土については、菅島・藤原(三重県)、田原(愛知県)を除くと、伊勢湾外の遠方かつ複数の生産地からの海上輸送して供給される(図-2.8参照)。護岸が概成した後、山土及び浚渫土等を用いて埋立を行い、整地して完成する。

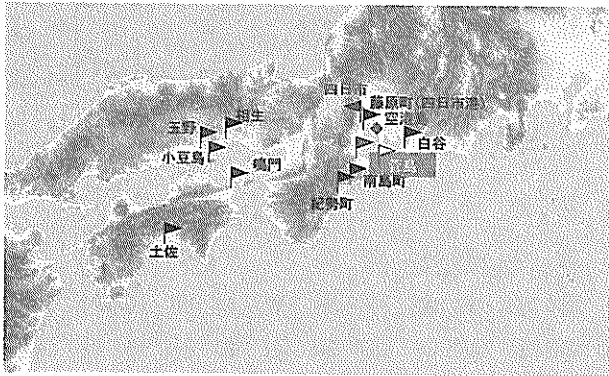


図-2.8 山土の主要な土源の位置図

山土を主に埋立用材として使用する区域については、土運船等施工に必要な作業船舶を直接施工場所へ入域させるために護岸に3ヶ所の開口部を設ける。開口部は、空港島が南北に長い形状であるため、長辺となる東・西いずれかの護岸に設けることとし、①空港施設工程と埋立順序からの評価、②揚土作業効率及び揚土工の経済性の評価、③島内出入り船舶と常用航路の航行安全評価、④汚濁防止対策への影響評価等を考慮して、西側に設けることが望ましいと判断した。これらの護岸開口部には汚濁防止膜を設置し、工事区域外への水質汚濁の防止対策を行う。

埋立方法に関しては、開口部のある段階には、底開式土運船により山土を直接投入する方法(直接投入)と、埋立地内に揚土船を配置して直接揚土する方法(直接揚土)を組み合わせで行う。揚土船が埋立区域内に配置できない水深になった段階で、開口部を閉め切り、揚土船を護岸外に配置し、揚土した埋立材(山土)をダンプトラック等で運搬する方法(間接揚土)により埋立を行い、整地して完成する。

一方、浚渫土を主に使用する区域については、従来の

ように浚渫土をそのまま投入して覆土した上で圧密促進工法等により地盤を造成する方法では、工期、工費ともに満足できない。そのため、第4章で詳述するように、埋立地へ投入する際に管中混合固化処理工法を採用することにより、早期かつ安価に所要の強度を有する地盤の造成を図ることとし、護岸等で埋立区域を締め切った内側へ圧送船により固化処理土を圧送して埋立を行う。埋立地の地盤強度を確保するために、浚渫土にセメント(浚渫土1m³あたり約57kg)を添加・混合する。その際に発生する余水は沈殿池に導入し、余水吐きより排出する。なお、余水吐きの周囲にも汚濁防止膜を展張する。固化処理土により埋め立てられた地盤の表層を山土で覆土し、整地して埋立を完了する。

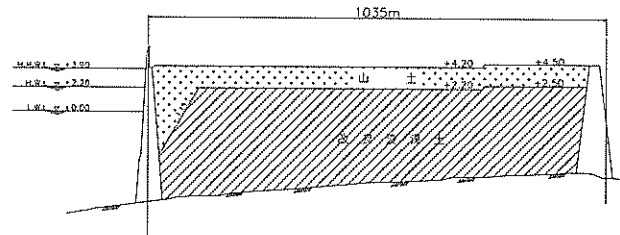


図-2.9 管中混合固化処理工法による埋立施工断面図

固化処理土による埋立区域は、空港島の北西部に位置する約134 ha(1.4km×1.0km)の区域で、平均水深は-5.2mである。固化処理土による埋立工区の断面は、図-2.9に示すように原地盤面からC.D.L(工事基準面)+2.20m(一部C.D.L +2.5m)までを浚渫土に固化材を添加した固化処理土で埋立し、その上部はC.D.L +4.5mまでを山土で覆土する構造となっている。埋立地の一部は、滑走路ならびに誘導路として使用されるため、これらの部分に関しては薄層転圧による締め固めが必要で、固化処理土の埋立工期を短縮することが必要となっている。

空港島の造成は、2000年8月に護岸工事に、2001年3月に本格的な埋立工事に着手後、空港用地と地域開発用地の境界部より埋立が進められ、着工後14ヶ月の2001年10月で空港島の約50%程度が埋め立てられた。さらに、着工後20ヶ月後には約70%が完了し、31ヶ月後の2003年2月には全体の埋立が概成した。

2.2.6 環境対策

潮流、水質、海岸地形の変化等、空港島の存在に伴う周辺海域の環境変化の影響を低減するため、その位置や形状は図-2.10に示すとおり海域環境に配慮して計画されている。

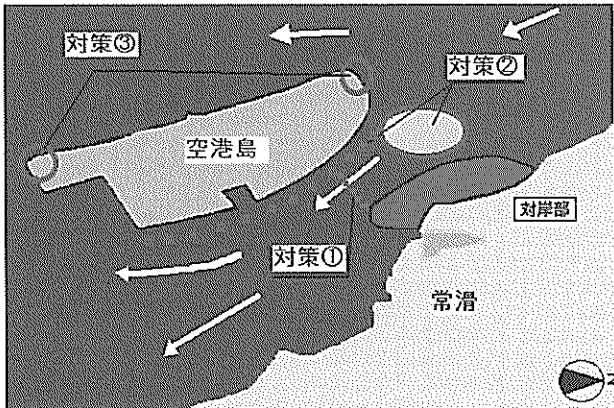


図-2.10 空港島の形状と配置

その特徴は以下の通りである。

- ① 対岸部との最小海域幅は約1.1kmを確保し、常滑沖の南下潮流を妨げない。(対策①)
- ② 空港島の形状に曲線を取り入れ、出入り口における対岸部との海域幅を広げることにより、流速の低下や停滞域の発生を縮小する。(対策②)
- ③ 空港島端部に丸みを持たせ、付近海域での渦の発生を抑制する。(対策③)
- ④ 護岸構造は主に捨石式傾斜堤護岸を採用し、自然石やブロックによる人工的な藻場をつくり、岩礁性の海域生物の生息・生育環境を創出する環境に優しい構造とした。

また、空港島の建設工事に伴う周辺海域の水質への影響を低減するために、以下の対策を講じることとした。

- ① 護岸・埋立工事の実施に当たっては、汚濁防止膜を展開することにより濁りの拡散を防止する。
- ② 護岸等の概成後に埋立工事を実施する。
- ③ 埋立工事の最盛期の工事量を分散化する。
- ④ 汚濁負荷量の小さい埋立用材（シルト分10%以下）を使用する。
- ⑤ 浚渫土の固化処理に伴い発生するアルカリをpH調整し、余水吐きから排出する。

これらにより、濁り（SS 2 mg/l以上）の拡散範囲は

護岸から1km未満にとどまること、pHの及ぶ影響範囲が余水吐き近傍に限られることが想定された。

工事の実施に当たっては、以上のような環境保全対策を実施するが、さらに万全を期し、またこれらを確認するため、工事中における環境監視を行うこととした。調査の内容及び調査点は、それぞれ表-2.4及び図-2.11のとおりである。

表-2.4 水質などの調査内容

項目	地点等	頻度
海水の流れ	流向, 流速	3点[2層] 常時
水質	水温, 塩分, 濁度, 透明度, pH, DO	18点[2層] 日1回
	SS, VSS	18点[2層] 週1回
	COD, T-N, NH ₄ -N, NO ₂ -N, NO ₃ -N, T-P, PO ₄ -P, クロロフィルa	6点[2層] 月1回

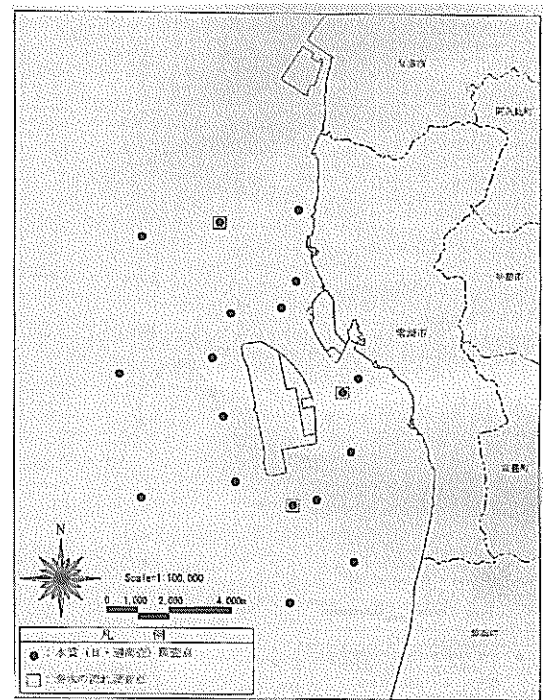


図-2.11 水質及び海水の流れの調査点

2.3 まとめ

本章では、中部国際空港プロジェクトの経緯と計画の概要について取りまとめた。そして、関西国際空港や長崎空港などの沖合人工島建設と比べて中部国際空港建設地点の地盤条件が良好であること、反面、非常に限られた工事期間内に空港島を造成する必要があること、周辺

環境・海域に配慮した工事が必要であることを述べた。これらを踏まえ、第3章以降では、埋立工法として採用した「管中混合固化処理工法」による埋立造成工事における設計・施工・施工管理の方法ならびにその実績について検討を進める。

参考文献

(財)中部空港調査会：中部新国際空港建設予定地における地象調査報告書，88p.，1994
運輸省第四港湾建設局：長崎県，長崎空港建設工事，第

10回空港土木工事報告会資料，192p.，1975.

前田進：大規模沖合人工島の建設における地盤改良工法の将来展望と一事例，土木学会論文集，第406号，No.Ⅲ-11，pp.1-15，1989.

小松明，及川研，岩崎三日子：関西国際空港－空港島の造成－，土と基礎，第39巻第5号，pp.25-30，1991.

神田勝己，鈴木慎也：第2節 関西国際空港，実用軟弱地盤対策技術総覧，(株)産業サービスセンター，pp.1104-1110，1994.

第3章 管中混合固化処理工法による埋立

3.1 埋立の歴史

わが国の大規模な港湾区域の埋立事業は、明治末期から大正にかけて始まったとされており、東京湾（品川～川崎・鶴見地区、後の京浜工業地帯）や神戸港、大阪港、若松築港などで、ポンプ浚渫船（400馬力級、当時最大）によって港内の浚渫土砂を用いて進められた。また、1955年以降の大規模な臨海工業地帯の造成は、ほとんどが大規模な港湾の建設と同時に進められており、航路や泊地を新たに造る際に発生する浚渫土砂が埋立て用材として用いられた（長尾，1991）。東京湾における京葉工業地帯の用地造成、伊勢湾における名古屋南部あるいは四日市臨海工業地帯、大阪湾における堺泉北工業地帯の造成などがその代表的なものである。浚渫土砂を用いる工法では、ポンプ浚渫と排砂管による搬送方法（図-3.1参照）や、グラブ浚渫船で掘削した後に土運船により搬送・直投する方法（図-3.2参照）、揚土機械（アンローダー）や揚土船（リクレーマー船）などにより揚土する方法（図-3.3、図-3.4参照）などが多く用いられ、それにあわせるように大深度・高出力のポンプ船が多く建造された。1965年頃までは良質な土砂が多量に採取できたが、1965年以降になると良質土砂の採取が困難になり徐々に軟弱な土質のものが増えてきた。このような軟弱な海底土砂で埋め立てられた造成地では、支持力不足や沈下、液状化などが生ずる可能性が高い。そのために埋立造成後に大規模な地盤対策を伴うことが多く、経済的にも工期的にも負担が大きくなる場合が多くなった（梅原，1986）。



図-3.1 ポンプ船

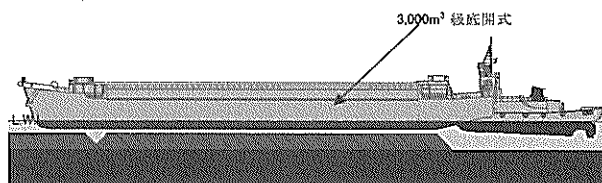


図-3.2 土運船による直投（イメージ）



図-3.3 リクレーマー船

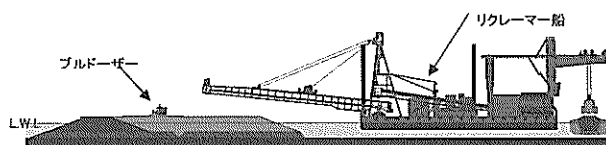


図-3.4 リクレーマー船による揚土（イメージ）

海底土砂の代わりに山土を主体とし陸上施工機械を活用する埋立造成は、従来は小規模な埋め立てに限られていた。しかし、高度成長期の需要から来る工期短縮、浚渫にともなう海水の汚濁や海域の環境保全などが問題になった1960年以降から大規模な埋立地造成に採用されはじめた（（社）土木学会，1981）。代表例として、神戸ポートアイランド、六甲アイランド、関西国際空港（前田，1989；小松ほか，1991；神田と鈴木，1994）などがあげられる。1970年代に行われた横浜・川崎の扇島の工事では、1次埋立てを山土の土運船からの直投で行い、2次埋立てでは周辺海域でポンプ浚渫した浚渫土砂を用いて行っている（日本鋼管（株），1975）。しかし、近年になると環境意識の高まりを受け、山地を切り崩すことに伴う自然破壊が問題となってきて、社会的に理解が得られない事例が増えてきた。

一方、1980年代からは、大都市部近郊で陸上建設工事によって発生する建設残土や一般産業廃棄物を埋立て用材として用いて、その最終処分場の跡地を有効利用する事例も増え始めた。これは良質な埋立材料となる海砂や

山土の枯渇や、浚渫や山土採取による環境影響への配慮と、廃棄物の最終処分場の確保とその有効利用という社会のニーズに合わせた変化である。東京国際空港（羽田）の第二期沖合展開工事（田中ほか、2002）、横浜の本牧地区の埋立て事業などがその代表的な事例である。

また、このような環境意識の高まりから、近年ではリサイクルを中心とした工法が各方面でも注目を集め、環境に配慮することが必要不可欠となっている。港湾整備によって発生する浚渫土は、これまでは沿岸部を埋め立てて処理・処分されていたが、処分場の確保が困難になってきたことや、処分場の跡地を利用するためには軟弱な浚渫土砂の改良が不可欠で、経済的・工期的に苦しくなってきた。そのため、浚渫土砂や建設残土の有効利用が図られてきている。浚渫土砂のリサイクルとして、浚渫土砂にセメントなどの固化材を混合・攪拌して埋立用材として利用する取組みが各方面で進められてきた。従来、浚渫土砂と固化材の混合には、固化処理プラントを装備した専用船が用いられてきたが、処理能力に制限があるため大量急速施工を想定した埋立工事などには対応できないという課題があった（運輸省第五港湾建設局中部国際空港調査室、1999）。

3.2 管中混合固化処理工法

3.2.1 工法の位置付けと開発の経緯

管中混合固化処理工法は、軟弱な地盤（または地盤材料）の固化処理工法の一つであり、類似の工法としては表-3.1に示す事前混合処理工法、軽量混合処理土工法、深層混合処理工法などがある。これらの地盤改良工法のうち深層混合処理工法は原位置で固化材と混合する方式で、その他の工法は埋立て前に事前に固化材と地盤材料とを混合する方式である。管中混合固化処理工法は、浚渫土砂と固化材の混合を専用船では行わず、圧送管内の浚渫土砂に直接固化材を投入して、管路圧送中に浚渫土砂と固化材の混合を行う方式である（運輸省第五港湾建設局中部国際空港調査室、1999；（財）沿岸開発技術研究センター、2001）。当工法は、高濃度浚渫土砂の長距離圧送に使われている空気圧送工法の原理を応用して開発され、高濃度浚渫土砂の空気圧送時に生じるプラグ流の乱流に着目し、管路輸送中に浚渫土砂と固化材の混合を実現した工法である（坂本ほか、1998）。空気圧送工法とは、浚渫土砂（粘性土）の圧送中の排砂管内壁における摩擦抵抗力を低減するために、圧縮空気と土砂を混合・圧送することで、より高濃度の浚渫土砂を長距離輸送することを可能にした工法である。現在では、最大級の能力を有する6000PS級（圧送能力800m³/h）の空気圧

送船が十数隻建造されており、全国で活躍している。管中混合固化処理工法は、この空気圧送船に浚渫土砂を積んだ土運船を直接横付けし、空気圧送船に搭載されているバックホウで揚土し圧送する方式をとる。また、固化材は既存のセメント供給船から供給する。従って、専用のプラント混合船を新たに建造する必要がなく、既存の船舶機械を組み合わせて施工できるメリットがある。特徴としては次のことが挙げられる。

- ① 浚渫土砂などのリサイクルが可能である。
- ② 固化材を添加するので、任意の強度の材料を短期間で供給することができる。
- ③ 既存の大型空気圧送船が使用できるので、大量急速施工が可能である。
- ④ 既存の空気圧送設備が使用できるので、コストダウンができる。

3.2.2 工法の原理と開発経緯

管路輸送において、粘性土だけ（単相流）では圧力損失が大きくなり、管内圧力が高くなって圧送が困難となることがある。空気圧送では、圧送管内に圧縮空気を注入し、粘性土と圧縮空気の混相流であるプラグ流を形成させ、見かけ上の粘性を小さくすることによって管内圧力を低下させ、圧送を容易にするものである（西川ほか、1993）。圧送管内に圧縮空気を注入すると、図-3.5に示すように管内が粘性土の液相（プラグ流）と圧縮空気の気相に分断され、圧縮空気の連続的な供給によって粘性土のプラグが吐出口へと圧送されることとなる。また、圧送中の粘性土プラグの内部では管壁との摩擦によってプラグの形が常に変化しており、プラグの崩壊や再形成が断続的に生じている（西川ほか、1993）。このプラグの形状変化の結果として、粘性土と固化材の混練効果を得ることができる。すなわち、管内に固化材を添加すると、一定の圧送距離が確保できれば圧送中に粘性土と固化材との十分な混練効果を得ることができる。混練に必要な圧送距離は通常50m～100m程度と言われている（岩月ほか、1998；Sakamoto, 1998）。また、圧送中のレイノルズ数 Re ($\mu D/v$, ここに μ : 粘性, D : 圧送管の直径, v : 流速) が500～3000程度になると、もっとも効率の良い混練状態になるとも言われている（岩月ほか、1998）。

表-3.1 固化処理工法一覧

工 法 名		適応土質 (地盤)	混練り方法	特 徴
軟質土 固化処 理工 法	管中混合方式 (管中混合固 化処理工法)	粘性土	空気圧送のプラグ 流を利用した管中 混合	<ul style="list-style-type: none"> ・比較的含水比の高い粘性土に、固化材を添加して混合する。 ・管中混合方式は、大規模な埋立地盤などの急速施工が可能であり、固化材の添加位置および添加方法によって、種々の方法がある。 ・粘性土の含水比が低い場合には、圧送の効率を確保するために加水を行うことがある。
	プラント 混合方式	粘性土	混練りミキサによ る機械式混合	<ul style="list-style-type: none"> ・粘性土に固化材を添加して、ミキサで混合する。含水比の比較的低い粘性土にも適応可能である。 ・小規模から中規模の施工に適している。 ・プラント混合方式はミキサによる混練り後に、空気や油圧で圧送するものとベルトコンベヤで運搬するものがある。
事前混合 処理工法		砂質土	ベルトコンベヤ上 での混合(ドライ方 式)	<ul style="list-style-type: none"> ・含水比の低い(15%程度以下)土砂にセメントなどの安定材と分離防止材を事前に添加・混合する。 ・ベルトコンベヤ上で土砂と安定材の混合を行うので、大量で連続施工が可能である。
			混練りミキサによ る混合(ウェット 方式)	<ul style="list-style-type: none"> ・比較的含水比の高い土砂は、混練りミキサにより混合する。
軽量混合 処理工法 (SGM軽量土)		粘性土	混練りミキサによ る混合	<ul style="list-style-type: none"> ・浚渫土や建設残土に加水を行って含水比を調整し、その後セメントなどの安定材と軽量材(気泡または発泡ビーズ)を混合し、軽量で安定した地盤材料を造る。 ・通常の土砂に比較して密度が小さい($\gamma_s=10\sim12\text{kN/m}^3$程度)。
深層混合 処理工法 (CDM)		粘性土 および 砂質土	現位置での攪拌翼 による混合	<ul style="list-style-type: none"> ・セメントなどの安定材を地盤中に供給し、攪拌翼を用いて混合する。 ・設計強度は $q_u=500\sim2500\text{kN/m}^2$ であり、他の工法が $100\sim500\text{kN/m}^2$ であるのと比較すると大きい。

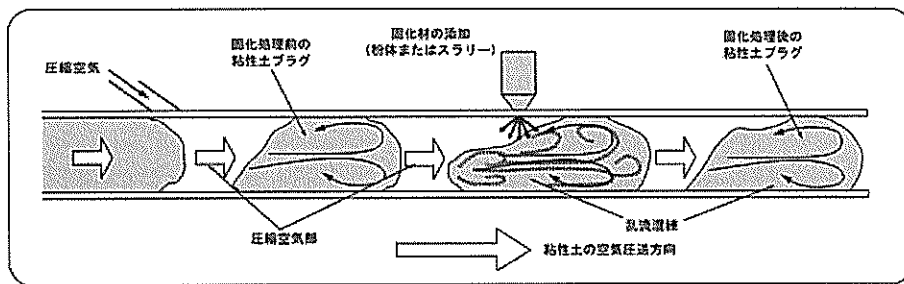


図-3.5 空気圧送と混練原理

管中混合固化処理工法は、空気圧送中に生じるプラグ流の乱流を利用して、浚渫土と固化材の混合を実現した工法である。1996年頃の圧送能力が $50\text{m}^3/\text{h}$ 級の小型の機械での実用化を皮切りに管中混合固化処理工法の開発が進められ、各地で実績を積み重ねられてきた。2000年までに表-3.2 ((財) 沿岸開発技術研究センター, 2001) に示す24件の施工実績があり、 $50\text{m}^3/\text{h} \sim 800\text{m}^3/\text{h}$ まで

の施工(試験施工含む)が行われている。これらの実績等から得られた成果に基づき、1998年度～1999年度にかけて、工法の分類、配合設計における考え方等が整理され、許容応力度設計法や体積変化率の定義、管中混合固化処理地盤の力学的特性などの整理がなされた(運輸省第五港湾建設局中部国際空港調査室, 1999; (財) 沿岸開発技術研究センター, 2001)。

表-3.2 工 事 実 績 表

番 号	工 事 名	工 種
1	名古屋港第三ポートアイランド固化処理土裏埋試験	裏 埋
2	名古屋港第三ポートアイランドB工区裏埋工事	裏 埋
3	軟質土固化処理施工試験	海上埋立
4	名古屋港西5区岸壁(-14m)床掘工事変更	裏 埋
5	名古屋港第三ポートアイランドA工区裏埋工事	裏 埋
6	名古屋港第三ポートアイランドC工区裏埋工事	裏 埋
7	伏木富山港(伏木地区)浚渫土砂搬送試験工事	陸上埋立
8	伏木富山港(伏木地区)航路浚渫外2件工事	陸上埋立
9	平成11年度伏木富山港(伏木地区)航路(-2.1m~-10m)(埋没)浚渫工事	陸上埋立
10	実海域実証実験	海上埋立
11	名古屋港第三ポートアイランド汚濁防止対策工事(その3)	海上埋立
12	名古屋港第三ポートアイランド汚濁防止対策工事(その4)	海上埋立
13	名古屋港東航路(-15m)浚渫及び汚濁防止対策工事	海上埋立
14	名古屋港東航路(-15m)浚渫及び余水吐築造工事	海上埋立
15	名古屋港東航路(-15m)浚渫及び余水吐築造工事(その2)	海上埋立
16	名古屋港東航路(-15m)浚渫及び汚濁防止対策工事(その2)	海上埋立
17	名古屋港西3区泊地(-12m)浚渫及び築堤工事(その2)	海上埋立
18	名古屋港西3区泊地(-12m)浚渫及び築堤工事	海上埋立
19	名古屋港西5区泊地(-14m)浚渫及び築堤工事	海上埋立
20	名古屋港西4区泊地(-15m)浚渫及び築堤工事	海上埋立
21	名古屋港西5区泊地(-14m)浚渫及び汚濁防止対策工事	海上埋立
22	釧路港西港区泊地浚渫その他工事	陸上埋立
23	平成12年度室蘭港泊地浚渫その他工事	海上埋立
24	釧路港西港区泊地浚渫工事	埋 立

3.2.3 施工概要と種類

管中混合固化処理工法の施工概要を図-3.6に示す。施工は以下の手順で行われる。

- ① グラブ浚渫した浚渫土を空気圧送船のホッパに入れ、空気圧送で埋立地まで輸送する。
- ② 輸送にあたっては圧送船のホッパ部付近、あるいは圧送管の途中において固化材を添加する。
- ③ 浚渫土と固化材は、圧送管の中ではプラグ流として運ばれており、圧送管内の乱流効果によって浚渫土と固化材が混練される。

- ④ 圧送管の吐出口では浚渫土と固化材は十分に混練された固化処理土として排出される。

空気圧送方式には次に示す①～④があり(たとえば, Taguchi, et al., 2000; 新舎ほか, 2000; 柳生と小川, 1999; 山田ほか, 1999), いずれの方式も圧縮空気を利用してプラグ流を形成させて圧送するものである。

- ① 加圧タンク方式：
圧送タンク内に浚渫土を貯留し、タンク内に圧縮空気を注入して加圧し、一度にタンク内の浚渫土

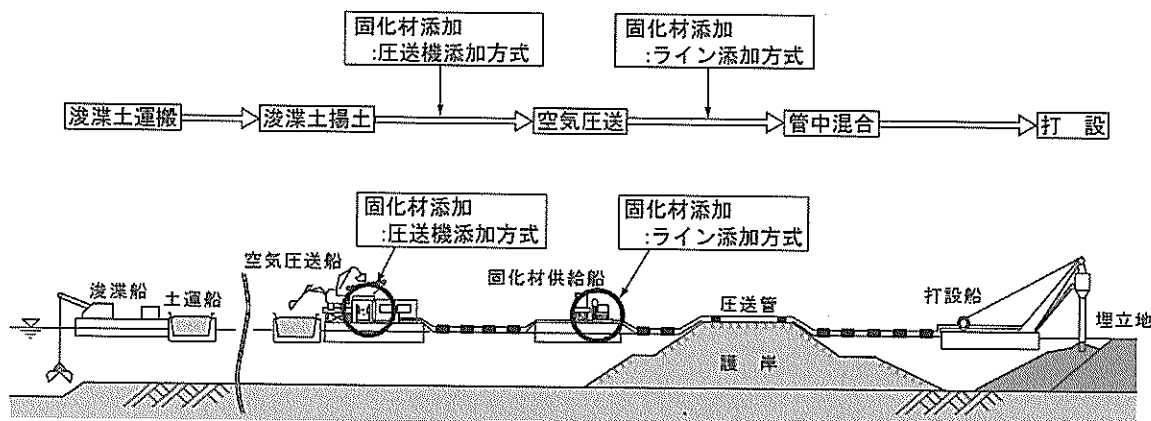


図-3.6 施工状況

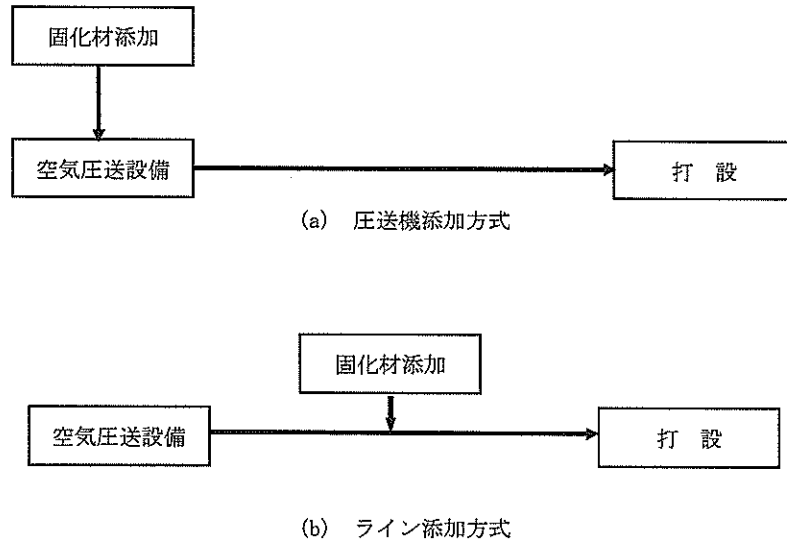


図-3.7 固化材添加方法による分類

を圧送する方式。

② 空気圧送方式：

圧送助勢装置から圧送管路に定量的に送り出された浚渫土に圧縮空気を注入することにより圧送する方式。

③ 加圧ポンプ方式：

縦型高速スクリーをへて加圧ポンプから圧送管路に定量的に送り出された浚渫土に圧縮空気を注入することにより圧送する方式。加圧ポンプには、渦巻きポンプおよびピストンポンプがある。

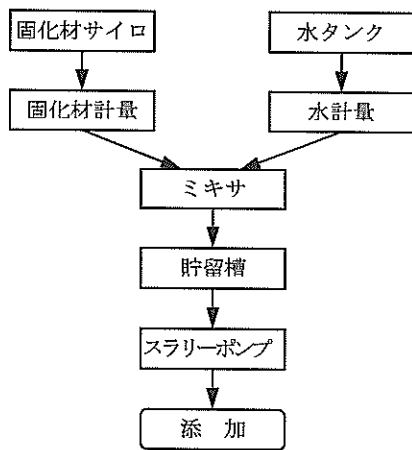
④ 風力搬送方式：

浚渫土を回転式のローターで圧送管内に供給し、後方から圧縮空気を注入して圧送する方式。

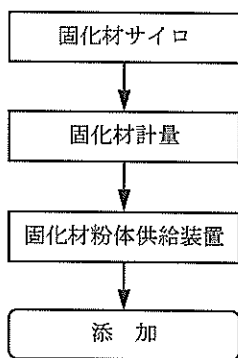
また、固化材添加方法は、添加位置と固化材の性状により以下のように分類される。まず、添加位置の違いについては、図-3.7に示すように (a) 圧送機添加方式と (b) ライン添加方式の二種類に分けられる。圧送機添加

方式は、圧縮空気を注入する前に固化材を添加する方式で、圧送距離全長に渡って固化処理土が圧送されるためライン添加方式と比較して管内圧力が高くなる場合がある。これに対してライン添加方式では、混練攪拌に必要な距離を確保すれば添加位置を自由に設定することができる。そのため、長距離輸送が必要なケースでは、圧送管の終端部で固化材を添加することにより、管内圧力の上昇を抑えることが可能である。このため、ライン添加方式は圧送機添加方式と比較して、より長距離輸送に適した工法と言える。

一方、固化材の性状による違いでは、図-3.8に示すように (a) スラリー添加方式と (b) 粉体添加方式に分類できる。粉体方式では、スラリーにするための水が不要なため加水を抑えることができる。しかしながら、添加するための設備の汎用性の面からはスラリー方式が優れている。



(a) スラリー添加方式



(b) 粉体添加方式

図-3.8 固化材の性状による分類

管中混合固化処理工法では、空気圧送により固化処理土と圧縮空気が交互に輸送される。このため、配管の吐出部には、固化処理土と空気を分離させる装置として減勢サイクロンを設置する。減勢サイクロンの構造の例を図-3.9に示す。空気圧送で送られてきた固化処理土は、減勢サイクロン内では回転しながら自重により落下する。圧縮空気は、固化処理土が下方の吐出口を塞いでいる時には上方から大気へと解放される。

固化処理土の代表的な打設方法として図-3.10に示す3種類が考えられている。(a) 打設船方式は、張り出し部を持つ打設船を用いて、所定の高さまで段階的に固化処理土を打設する方法であり、必要な張り出し長さは固化処理土の法勾配と打設船の喫水によって決定される。次に、(b) 法肩流下方式は、減勢サイクロンを陸上に設置し、護岸法面に沿って固化処理土を流下打設して所定の高さまで一度に施工する方式である。本方式では固化処理土の流動距離が長くなるため、分離等が生じやすいことと打設船方式と比較すると機動性に劣る欠点がある。(c) 水位調整とトレミ台船方式は、護岸に止水対策を施し護岸内の水位を調整しつつトレミ台船で所定の高さまで段階的に施工する方式で、所定高さまで打設した後は水を排水する必要がある。排水に要する時間が短い場合には、排水時の中和処理施設は大きくなる可能性がある。

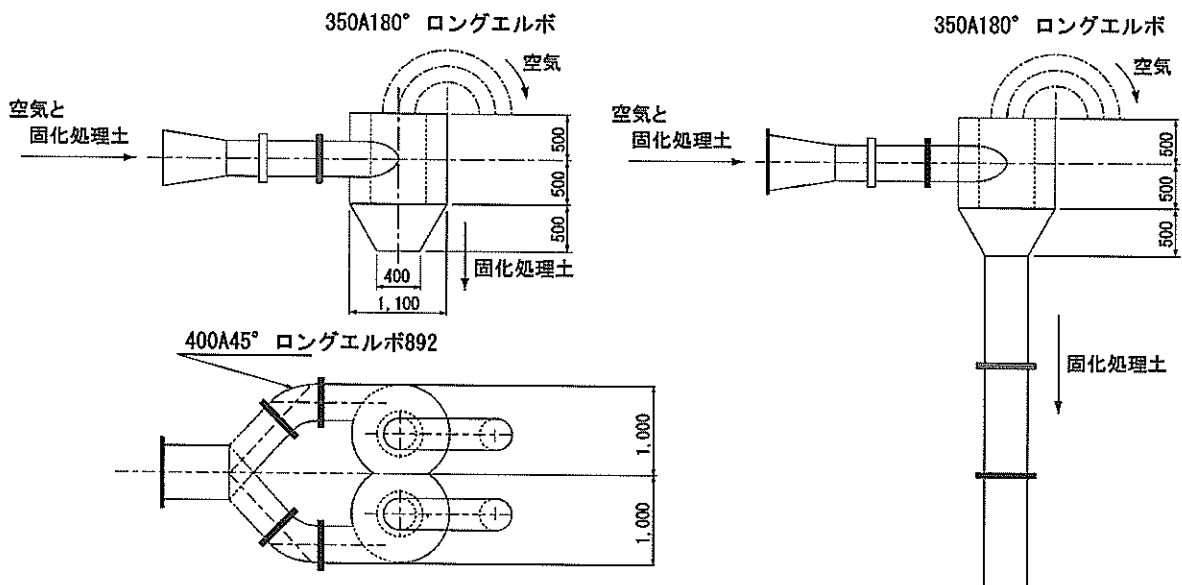
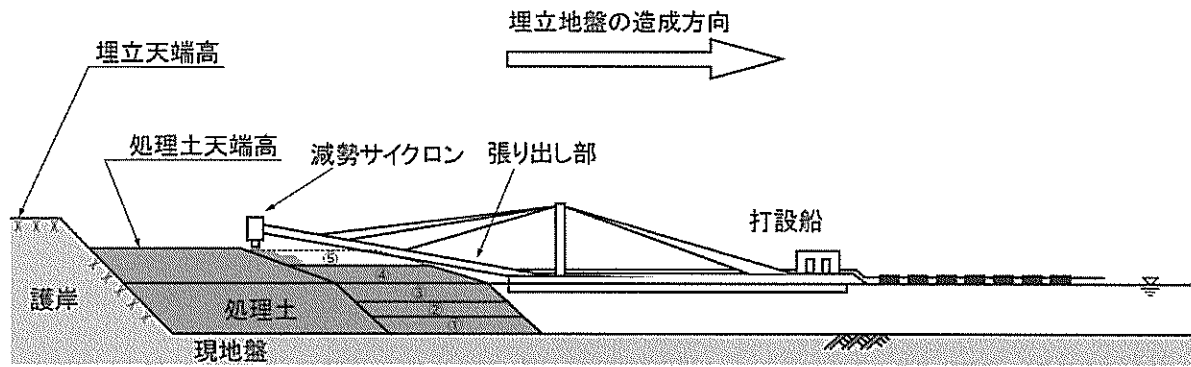
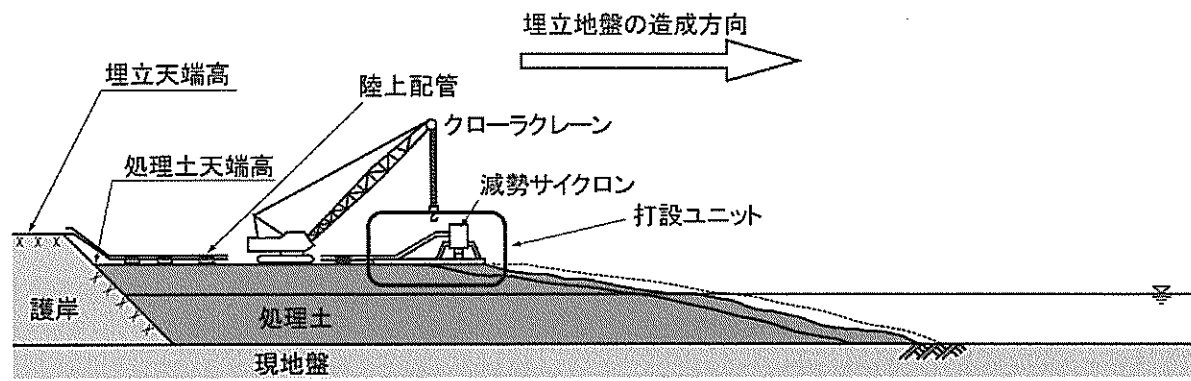


図-3.9 減勢サイクロン



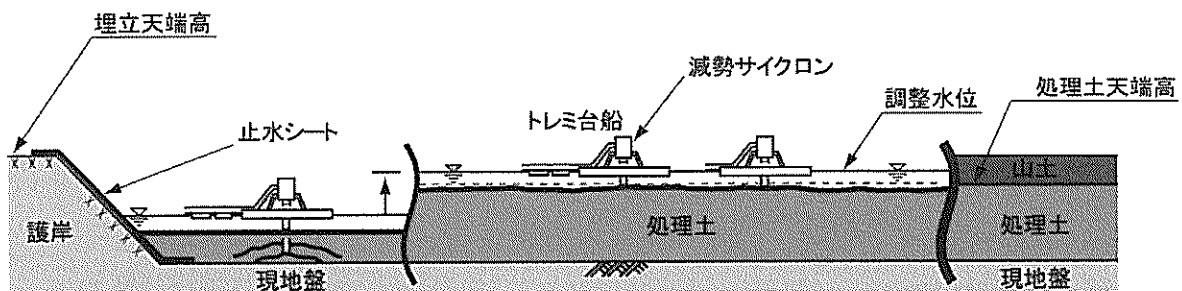
※水中部はトレミ打設
法勾配は1:7程度を想定

(a) 打設船方式



※法勾配は1:10~1:20程度を想定

(b) 法肩流下方式



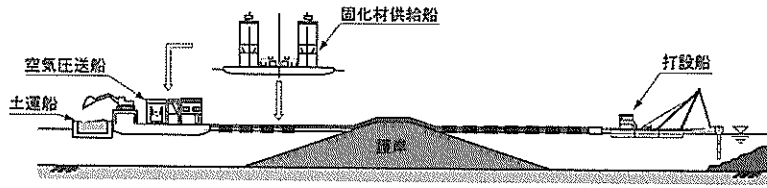
(c) 水位調整とトレミ台船方式

図-3.10 打設方法による分類

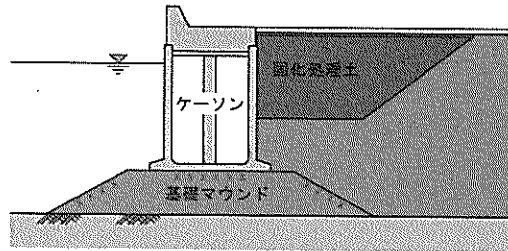
3.2.4 利用用途

管中混合固化処理工法の主な利用用途は、図-3.11に示すように埋立あるいは土圧低減を目的とした岸壁や護岸の裏埋である。埋立では、沈下のほとんど生じない地盤

を短期間で造成することができる。土圧低減では、ケーソンなどの背後を埋め立てて土圧を低減することによって、ケーソンなどの堤体断面を縮小したり、基礎マウンドの縮小などが図られる。



(a) 埋立施工の適用例



(b) 裏埋施工の適用例

図-3.11 利 用 用 途

3.2.5 管中混合固化処理工法による固化処理土の特性

(1) 含水比

固化処理土の固化後の含水比は、セメントの水和反応などによって結晶が生じるため、固化前の含水比よりも小さくなる。また、完全水和の場合には結晶水の重量はセメント重量の約40%と言われている。図-3.12（運輸省第五港湾建設局中部国際空港調査室，1999）は28日養生後の固化処理土の含水比の実測値を示し、比較のために固化前および完全水和を考慮した固化後の含水比の理論値を示す。なお、固化前および完全水和を考慮した固化後の理論値は式（3.1）と式（3.2）から求めた。図-3.12によると、実測値は固化後の完全水和の場合の理論値に近いことが分かる。

$$w_{c1} = \frac{W_{w1} + W_{w2} + W_{wc}}{W_s + W_c} \times 100 \quad \text{式 (3.1)}$$

$$w_{c2} = \frac{W_{w1} + W_{w2} + W_{wc} - 0.4W_c}{W_s + W_c + 0.4W_c} \times 100 \quad \text{式 (3.2)}$$

ここに

- w_{c1} : 固化前の処理土の含水比 (%)
- w_{c2} : 完全水和時の処理土の含水比 (%)
- W_{w1} : 浚渫土の間隙水の質量 (g)
- W_{w2} : 加水の質量 (g)
- W_{wc} : 固化材スラリー中の水質量 (g)
- W_s : 土粒子重量 (g)
- W_c : 固化材スラリー中の固化材の質量 (g)

(2) 単位体積重量

図-3.13（運輸省第五港湾建設局中部国際空港調査室，1999）に固化処理土の単位体積重量を示す。固化処理土が飽和状態と仮定した場合の理論値 (γ_{s1}) と、固化処理土に含まれる空気量を空気量試験（フレッシュコンクリートの空気量試験 JIS A 1128）で求めた空気量とした場合の理論値 (γ_{s2}) も図にあわせて示す。図-3.13によると、実測値は空気量を4.7%とした理論値 γ_{s2} に近く、混練時あるいは圧送時に微量の空気を含んでいるものと考えられる。

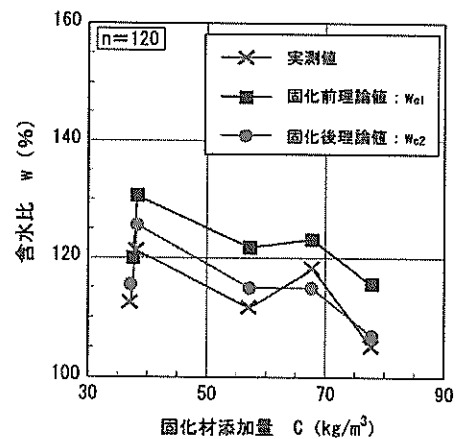


図-3.12 固化処理土の含水比

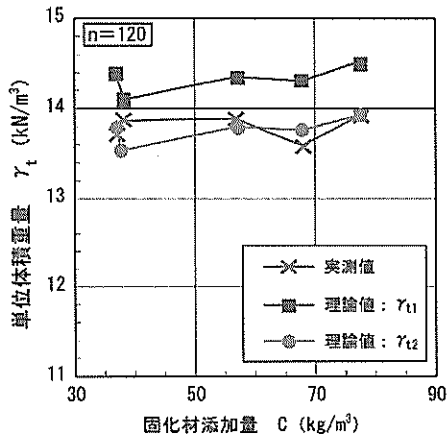


図-3.13 固化処理土の単位体積重量

(3) 平均一軸圧縮強さと強度比

固化材添加量と固化処理土の材令28日における一軸圧縮強さとの関係を図-3.14と図-3.15に示す。なお陸上に打設された固化処理土の強さは図-3.14に、水中に打設されたものは図-3.15にそれぞれ示す（運輸省第五港湾建設局中部国際空港調査室，1999）。陸上打設の結果によると、一軸圧縮強さは固化材添加量の増加とともにほぼ比例的に増加する傾向がある。図中、「室内」は地盤工学会の基準に従って室内で作製した供試体を、「サンプリング」は現地の改良地盤よりサンプリングした直径5cm、高さ10cmの供試体を、「大型サンプリング」は現地の改良地盤よりサンプリングした直径50cm、高さ100cmの供試体をそれぞれ示している。各強度試験の結果を比較すると、「室内」の強度が最も大きく、「大型サンプリング」の結果が最も小さい。「サンプリング」の結果はその間に位置することがわかる。また、固化材添加量が50kg/m³以下での「サンプリング」の強度は35kN/m²以下となり、「室内」の約100kN/m²を大きく下回る結果となっている。

水中打設の結果については、コーン貫入試験で得られた貫入抵抗 (q_c) の結果を一軸圧縮強さに換算し ($q_u = 6.5 \times q_c$)、室内試験における一軸圧縮強さとの比較を行ったものを図-3.17（運輸省第五港湾建設局中部国際空港調査室，1999）に示す。水中打設における固化処理土の一軸圧縮強さは、陸上打設の場合と同様に固化材添加量とともに比例的に増加する傾向がある。

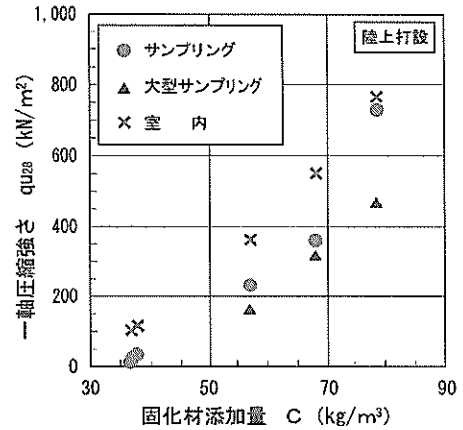


図-3.14 固化材添加量と一軸圧縮強さ
(陸上打設)

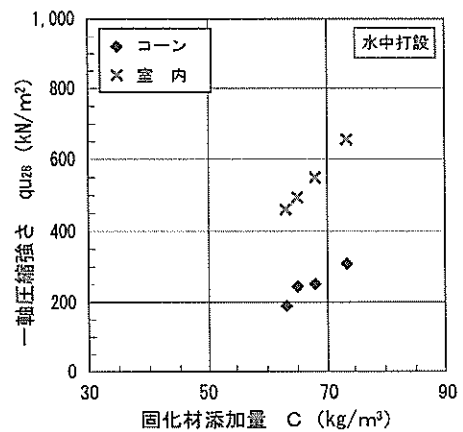


図-3.15 固化材添加量と一軸圧縮強さ
(水中打設)

陸上打設、水中打設それぞれについて、室内の一軸圧縮強さを基準にとって、各種強度試験の強度比をまとめたものが図-3.16と図-3.17である（運輸省第五港湾建設局中部国際空港調査室，1999）。図-3.16から、固化材添加量が50kg/m³以下において、「室内」と「サンプリング」の強度比は0.1～0.3と非常に小さい結果となった。固化材添加量が50 kg/m³程度以上において、陸上打設についての強度比 (a_1) は0.7程度、水中打設の強度比 (a_2) については0.4～0.5であることが分かる。

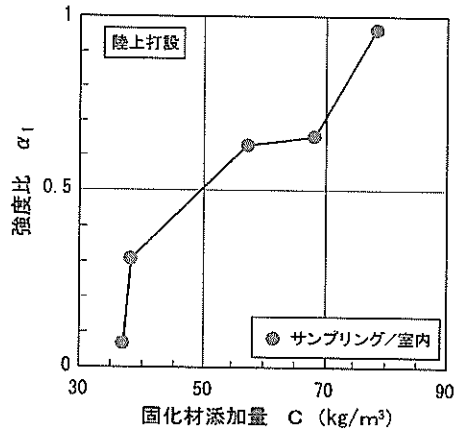


図-3.16 固化材添加量と陸上打設における強度比

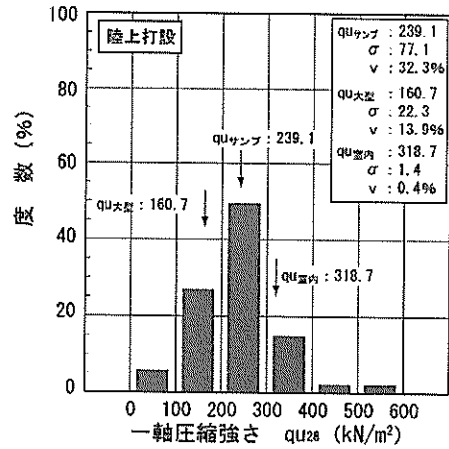


図-3.18 一軸圧縮強さの強度分布

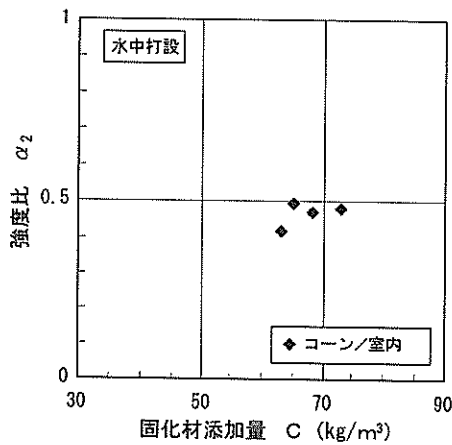


図-3.17 固化材添加量と水中打設における強度比

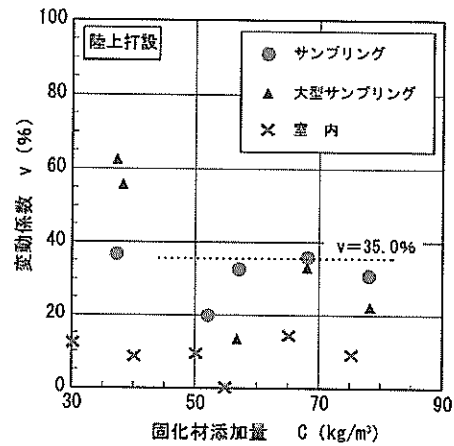


図-3.19 一軸圧縮強さの変動係数

(4) 一軸圧縮強さの変動係数

図-3.18はサンプリング供試体の一軸圧縮強さの度数分布例を示し、また同図内に大型サンプリングおよび室内配合試験の平均値と変動係数を示す（運輸省第五港湾建設局中部国際空港調査室，1999）。図-3.18より、一軸圧縮強さの度数分布はほぼ正規分布を示していると考えられる。また、サンプリング供試体の変動係数は32.3%である。

図-3.19は、固化材添加量と一軸圧縮強さの変動係数の関係をまとめたものである。固化材添加量（C）が50kg/m³程度以上になると、変動係数（v）は35%以下と小さくなるのが分かる。

(5) 供試体サイズの影響

図-3.20は「サンプリング」と「大型サンプリング」の一軸圧縮強さの関係を示したものである（運輸省第五港湾建設局中部国際空港調査室，1999）。両試料とも、数本から数十本の試験体から測定された一軸圧縮強さの平均値をプロットしている。この図より、式（3.3）が成立する。

$$q_{大型} = 0.68 \times q_{サンブ} \quad \dots \text{式 (3.3)}$$

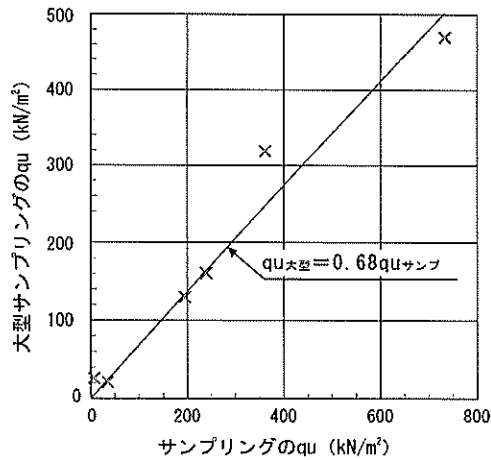


図-3.20 サンプリングと大型サンプリングの一軸圧縮強さの関係

(6) 圧密特性

図-3.21に、間隙比 e と圧密圧力 p との関係を示す（運輸省第五港湾建設局中部国際空港調査室，1999）。固化材添加量が増加するほど、初期間隙比が増加する傾向が見られる。しかし、圧密圧力が増加すると固化材添加量が少ないほど、間隙比が大きく減少する傾向が見られる。また、図-3.22は一軸圧縮強さと圧密降伏応力 P_c の関係を示したものである（運輸省第五港湾建設局中部国際空港調査室，1999）。標準圧密試験と大型圧密試験の結果より、式（3.4）の関係が認められる。

$$P_c = 1.25 \times q_u \quad \dots \text{式 (3.4)}$$

固化処理土の圧密係数（ c_v ）は $10^2 \sim 10^3 \text{cm}^2/\text{day}$ であり、未処理土の $10 \sim 10^2 \text{cm}^2/\text{day}$ と比べると、固化材添加量が多いほど圧密係数も大きくなる傾向が見られる。固化処理土の体積圧縮係数（ m_v ）は、固化材添加量が $50 \text{kg}/\text{m}^3$ 以上の場合には $10^{-4} \text{m}^2/\text{kN} \sim 5 \times 10^{-4} \text{m}^2/\text{kN}$ でほぼ一定値であり、未処理土の $5 \times 10^{-4} \text{m}^2/\text{kN} \sim 5 \times 10^{-2} \text{m}^2/\text{kN}$ に比べると小さい。

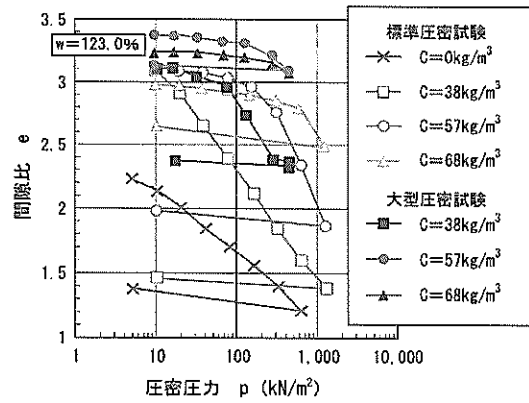


図-3.21 固化処理土の $e \sim \log p$ 曲線

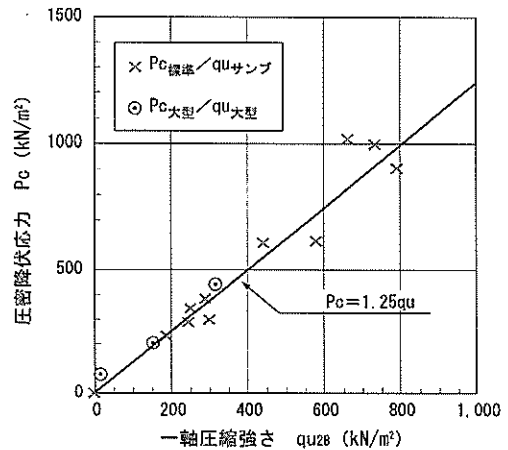


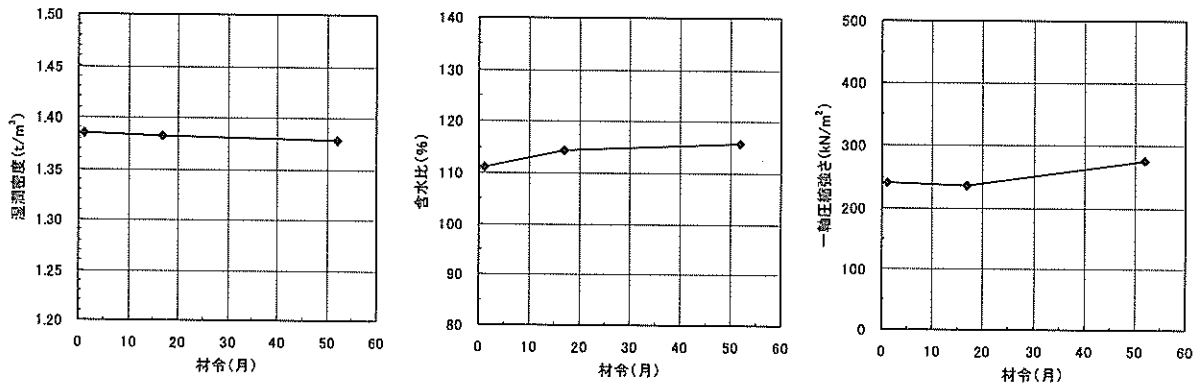
図-3.22 一軸圧縮強さ q_u と圧密降伏応力 P_c の関係

(7) 耐久性

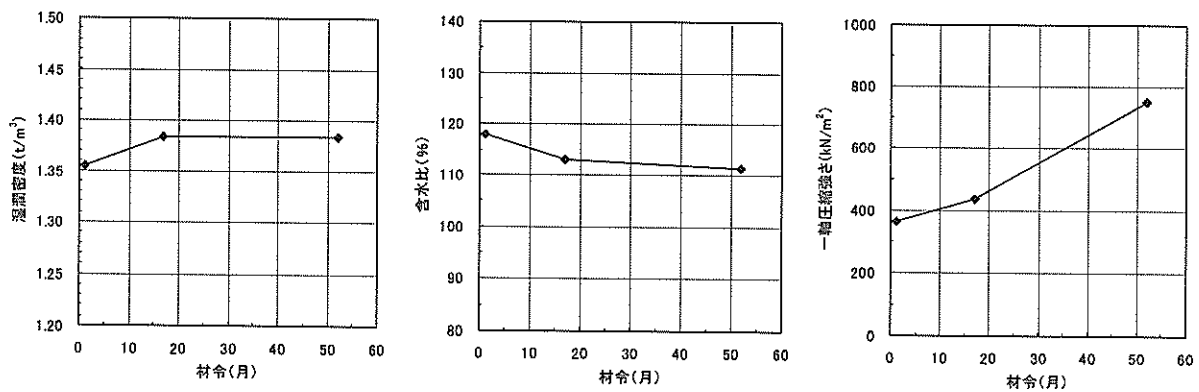
名古屋港ポートアイランドにおいて、管中混合固化処理工法によって施工された改良地盤の耐久性の結果を図-3.23（国土交通省中部地方整備局，2003）に示す。図中、(a)は、 $57 \text{kg}/\text{m}^3$ のセメント（高炉B種）を添加したものであり、(b)は、 $68 \text{kg}/\text{m}^3$ のセメント（高炉B種）を添加した場所である。

まず、低添加量での結果について見ると（図-3.23 (a)）、材令が進むにつれて湿潤密度は多少減少し、逆に含水比は多少増加する傾向が見られる。しかし、強度に関しては、わずかに増加する傾向が見られている。一方、高添加量での結果（図-3.23 (b)）では、湿潤密度は増加し、含水比は減少しており、多少乾燥を受けた可能性が見られる。強度に関しては材令にともない比較的大きな伸びを示している。

これらのことより、強度に関しては材令によっても低下することはなく、固化材添加量の大きいものほど強度の増加も大きいことが分かる。



(a) セメント添加量 57 kg/m³



(b) セメント添加量 68 kg/m³

図-3.23 材令に伴う湿潤密度，含水比，強度の変化

3.3 まとめ

本章では、埋立工法の歴史を概観し、中部国際空港島造成工事で採用した管中混合固化処理工法の原理・施工法・適用例を述べた。また、管中混合固化処理工法による固化処理土の特性を調査・検討した。その結果、管中混合固化処理工法が浚渫粘土を用いた埋立工事に有効であることを明らかにした。本章で得られた主要な結論を以下に示す。

- (1) 埋立の歴史については、年とともに、浚渫土砂や山土を用いた浚渫工事から浚渫土砂や建設廃棄物による埋立へ変化してきた。
- (2) 管中混合固化処理工法は、空気圧送管内の浚渫土砂に直接固化材を投入して、管路圧送中のプラグ流を利用して攪拌混合を行う工法である。同工法では、浚渫土砂などのリサイクルが可能であること、任意の強度の材料を短期間で供給することができること、大量急速施工が可能である、コストダウンができることなどのメリットがある。

- (3) 管中混合固化処理工法による固化処理土の強度や圧縮特性などは、固化材添加量に大きく影響を受ける。特に、固化材添加量が少ない場合には、強度が小さいばかりでなく、強度のばらつきも大きいことが分かった。耐久性に関しては、材令によっても低下する傾向は見られず、長期間にわたって安定した品質を保持することが分かった。

参考文献

- 岩月哲三，神山祐一，橋本文男，矢内栄二，益山忠：混気圧送方式の底泥輸送における効果的な粉体混合手法，水工学論文集，第42巻，1998。
- 梅原靖文：人工島の土質工学的問題点，土と基礎，Vol.34，No.336，pp.8-9，1986。
- 運輸省第五港湾建設局中部国際空港調査室：管中混合固化処理工法，1999。
- (財)沿岸開発技術研究センター：管中混合処理工法技術マニュアル，2001。
- 日本鋼管（株）：扇島埋立工事報告書，81p.，1975。

- 神田勝己，鈴木慎也：第2節 関西国際空港，実用軟弱地盤対策技術総覧，(株)産業サービスセンター，pp.1104-1110，1994.
- 国土交通省中部地方整備局名古屋港湾空港技術調査事務所：平成14年度名古屋港固化処理土解析検討調査報告書，2003.
- 小松明，及川研，岩崎三日子：関西国際空港－空港島の造成－土と基礎，第39巻第5号，pp.25-30，1991.
- 坂本暁紀，岩月哲三，山根信幸，雨貝信二，半沢秀郎，深沢建雄：管中混合固化処理の開発，第33回地盤工学研究発表会講演集，1998.
- 新舎博，池田省三，松本歩：浚渫粘土の大規模固化処理を可能にした空気圧送式管中固化処理技術－Pipe Mixing工法－，第26回関東支部技術研究発表会，2000.
- 田中洋行，北詰昌樹，土田孝：羽田空港沖合展開事業に関わる地盤工学的課題，土木学会論文集，No.722/Ⅲ-61，pp.1-12，2002.
- 東亜建設工業(株)：東京湾埋立物語，1989.
- (社)土木学会編：土地造成 埋立，新体系土木工学78-2，1981.
- 長尾義三：わが国の埋立史，土と基礎，Vol.39，No.396，pp.3-4，1991.
- 西川豊，橋本文作，片岡勲，武居昌宏，松前祐司，堀井清之：浚渫泥の混気圧送工法における圧力損失に関する研究，混送流，7巻 1号，pp.33-40，1993.
- 前田進：大規模沖合人工島の建設における地盤改良工法の将来展望と一事例，土木学会論文集，第406号，No.Ⅲ-11，pp.1-15，1989.
- 柳生忠彦，小川元：浚渫土の管内混練固化処理技術の開発－スネークミキサ工法－，港湾学術交流会年報，1999.
- 山田尚史，高羽泰久：タンク&プラグ混合処理工法(T&P工法)の開発 浚渫土の早期リサイクル技術の開発，港湾学術交流会年報，2000.
- 山田尚史，高羽泰久，高梨清一：タンク&プラグ混合処理工法(T&P工法)の開発 浚渫土の早期リサイクル技術の開発，建設機械と施工法シンポジウム，1999.
- Sakamoto, A.: Cement and soft mud mixing technique using compressed air－mixture pipeline, 15th World Dredging congress, 1998.
- Taguchi, H., Yamane, N., Hashimoto, F. and Sakamoto, A.: Strength characteristics of stabilized ground by plug-flow mixing method, IS-YOKOHAMA, 2000.

第4章 中部国際空港建設における管中混合固化処理工法とその設計

4.1 中部国際空港における管中混合固化処理工法の採用

4.1.1 山土確保の困難性

第3章で述べたように、埋立工法は社会情勢や経済性、環境問題を背景に大きく変化してきている。中部国際空港の場合も例外ではなく、人工島の埋立用材の確保に関しては数多くの問題があった。

中部国際空港の空港用地は約470haであり、空港用地の造成には約5,600万 m^3 の土砂が必要である。計画当初は埋立に必要な山土を主として愛知県や三重県から供給・確保することを考えていた。しかし、愛知県には従来短期間に大量の山土を供給できる土源が無く、今回の空港建設プロジェクトと併せて地域開発を行い、その発生土砂を空港用地の埋立用材とすることを地元では計画していた。その候補地としてあがったのが知多半島南部地区及び幡豆地区の地域開発計画である。しかし、知多半島南部の開発については、計画検討途上においてオオタカの営業が認められ、自然環境の保全の観点から、開発計画そのものを断念せざるを得なくなった。また、幡豆地区の地域開発計画については、空港施設用地及び愛知県企業庁の進める地域開発用地に埋立用材を供給すべく空港建設準備が進む中で、地域開発のスケジュールと空港用地造成への土砂供給のタイミングが合わず、ぎりぎりの段階で地域開発計画を断念することとなった。このため、山土として供給が見込める土砂供給源として三重県藤原、菅島、南島町の既定土源に新規開発の紀勢町を加えても十分ではなく、全国に散在する補助的な土源に期待せざるを得ない状況であった。

4.1.2 名古屋港浚渫土の処分地確保

一方、浚渫土砂の処分地確保に苦勞していた国土交通省では、当初から浚渫土の埋立材料としての有効利用を構想し、そのための技術開発を進めていた。国土交通省では、名古屋港の大水深化や航路維持のため大量の浚渫工事を行っており、毎年230万 m^3 あまり発生する浚渫土砂の処分が大きな問題であった。名古屋港からの浚渫土は、これまで港内の用地造成計画やポートアイランドなどで埋立処分されてきている。しかし、南5区第2期事業やポートアイランド第4期事業については、将来の用地需要や環境問題、既得権益などに関する関係者の理解が得られず、早期着工は困難な状況である。そこで、既存処分場の延命化を進める一方、新たな処分地の確保が

必要不可欠な状況となっている。このため、空港用地の造成における名古屋港浚渫土砂の活用という、連携事業が模索されることとなった。

4.1.3 浚渫土活用による経済性

名古屋港の航路・泊地浚渫工事を実施する国土交通省中部地方整備局と、発生する浚渫土砂の供給を受けて空港用地の造成を行う中部国際空港^(株)で、その経済性が検討された。その前提として、従来のように浚渫土を埋立地にそのまま投入・覆土した上で、事後に圧密促進工法等により地盤を造成する方法では、工期、工費ともに満足できないため、埋立地へ投入する際に事前固化処理を行うことにより、早期かつ安価に所要の強度を有する地盤の造成を図ることとした。その結果、管中混合固化処理工法を採用することで、山土よりも安価に埋立用地を造成することが出来、建設コストの縮減も可能となると想定された。さらに、浚渫土砂量に相当する山土の量を低減することができ、環境への影響も抑えることが期待された。一方、国土交通省としても、新たな土砂処分場確保が不要となる上に、揚泥費の低減や現在の処分場の延命が図れるなどの利点があった。以上により、埋立土砂1,200万 m^3 （地山約1,000万 m^3 ）を対象として、管中混合固化処理工法を介して浚渫土を有効利用することとなり、良質な山土の確保が困難となっている空港用地の造成側と、環境問題から新たな浚渫土砂の処分場確保がますます困難となっている航路・泊地の整備側双方の連携が成立したものである。

4.2 管中混合固化処理工法の配合設計

管中混合固化処理工法では、セメントの配合量や浚渫土の含水比を調整することで、任意の強度の材料を作製することが可能である。浚渫土を用いた埋立区域の一部は滑走路部にかかっており、適切な強度設定と配合設計が必要である。本工事での管中混合固化処理土（以下、固化処理土という）の配合設計の流れ（図4.1参照）を以下に述べる。なお、本工事の発注では一種の性能発注方式が採用されており、契約上、施工者は固化処理土の一軸圧縮強さなど必要な品質を満足するように自由に設計することができることとなっているが、概ね図4.1に示すフローに従い配合設計が行われている（佐藤ほか、2002）。

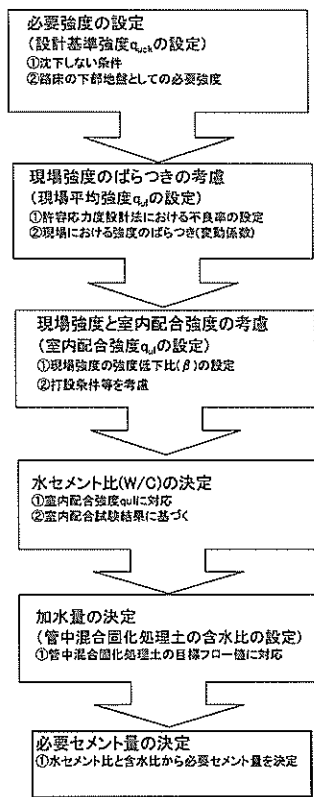


図-4.1 配合設計のフロー

4.2.1 設計基準強度の設定

配合設計においては、まず設計基準強度を設定する。上述の様に、埋立区域の一部は滑走路部にかかるため、その路床の下部地盤としての必要強度の確保の条件（条件①）と、固化処理土が上載荷重により圧密沈下しない条件（条件②）を満たすように設計基準強度を設定した。

まず、条件①について、空港舗装構造設計要領では、航空機荷重の大きさや舗装構造の厚さによって異なるものの、CBR値の最低値として2を規定している（（財）港湾空港建設技術サービスセンター，1999）。一方、中部国際空港では、経済性や舗装構造を考慮しCBR値を3以上と設定した。管中混合固化処理工法を含む固化処理分野では、CBRの値よりも一軸圧縮強さの方が一般的であるため、CBRと一軸圧縮強さとの関係を室内試験で調査した（運輸省港湾技術研究所土質部地盤改良研究室，2000）。結果を図-4.2に示す。図より明らかなように、CBR値と q_u 値との間には比例関係が見られ、その比率は

$$q_u \text{ (kN/m}^2\text{)} = 26.7 * \text{CBR} \quad \dots \text{式 (4.1)}$$

と与えられ、必要な q_u として80.1 kN/m²の値を得た。

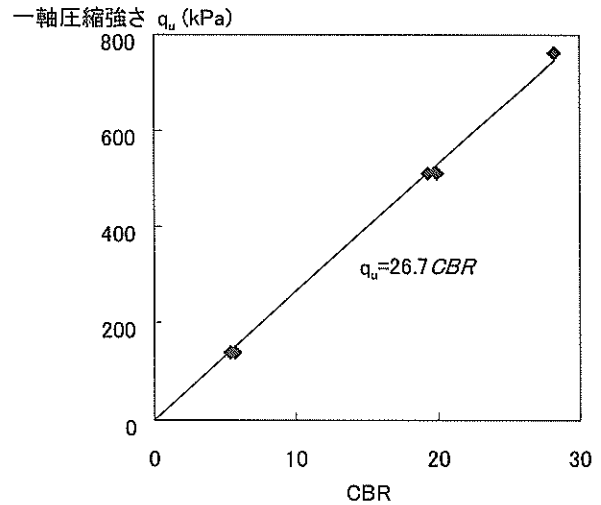


図-4.2 CBRと q_u の関係

次に、条件②について、固化処理土の圧密降伏応力（ P_c ）が固化処理土層下端での鉛直応力以上であることが必要となる。そこで、荷重が最大となる滑走路部の固化処理土層下端（-7m）での鉛直応力を求めた（148 kN/m²）。次に、過去の事例から固化処理土の圧密降伏応力（ P_c ）と一軸圧縮強さ（ q_u ）の間には $P_c = 1.25 \times q_u$ の関係が得られており（運輸省第五港湾建設局中部国際空港調査室，1999），両者を比較して必要な一軸圧縮強さとして118kN/m²の値を得た。

上記2つの条件を満たすものとして、120kN/m²の設計基準強度（ q_{uck} ）を設定した。

4.2.2 現場平均強度の設定

現地で打設される固化処理土の強度には、比較的大きなばらつきが出ると予想された。従来の固化処理土の工事では、仕様書上で「現場一軸圧縮強さ（ q_{ur} ）は○△kN/m²以上」と規定され、規定以下の強度不足は一切認められないケースが多い。また、施工の面から見ると、これまでの工事事例では土源は概ね1ヶ所に限定されている場合が多く、供給される原料土の含水比は一定として高めの値に設定され、「固化材添加量は一定量以上」という仕様になっている場合もある。このような考え方では、現場で採取したすべての供試体が規定の現場一軸圧縮強さ（ q_{ur} ）を満足する必要があるが、施工者側としては固化材添加量を安全側に（多めに）設定する傾向がある。そのために、本来の地盤利用用途からすると過剰な品質（強度）となるケースが少なくない。そこで、中部国際空港の工事では、地盤全体としての安定性を確保しつつ経済性を追求する方策として、現場強度が設計基準

強度を下回ることをある程度許容する設計手法を採用した。本設計手法は、現場の一軸圧縮強度が正規分布に従うものと仮定し、正規分布における確率統計手法から目標とする強度を設定する手法である。すなわち、固化処理土の現場強度分布を正規分布と仮定し、式(4.2)に示すように平均一軸圧縮強度から標準偏差(σ)の a 倍を差し引いた値を設計基準強度 q_{uck} とする。このように、固化処理土の現場における一軸圧縮強度が設計基準強度を下回る割合を評価の尺度とし、許容率と定義する。現場平均強度を決めるためには、その許容率と現場強度の変動係数を定める必要がある。地盤における許容率の大きさとしていくつか考えられている((財)鉄道総合技術研究所, 1998; 建設省建築研究所, 1998)。また、打設直後の固化処理土の法面角度を対象として、固化処理土の強度(平均強度、強度のばらつき)の影響に関する研究も行われている(北詰, 1997; 運輸省港湾技術研究所土質部地盤改良研究室, 2002)。今回の固化処理土は、空港島の埋立材として利用するものであり、これまでの事例などを考慮して25%の許容率を設定した((財)鉄道総合技術研究所, 1998; 建設省建築研究所, 1998)。その時の係数 a の大きさは0.67となる。

$$q_{uck} = q_{uf} - a \times \sigma$$

$$= (1 - a \times v) \times q_{uf} \quad \dots \text{式 (4.2)}$$

ここに、

- q_{uck} : 設計基準強度
- q_{uf} : 現場平均強度
- a : 係数
- σ : 標準偏差
- v : 変動係数

図-4.3は固化材添加量と現地に打設された改良土の一軸圧縮強度の変動係数の結果をまとめたものである(運輸省第五港湾建設局中部国際空港調査室, 1999)。固化材添加量が50~80kg/m³の範囲の変動係数(v)は0.1~0.35の間にあり、35%が上限値に相当することがわかる。そこで、既往事例(運輸省第五港湾建設局中部国際空港調査室, 1999)による現地サンプリングの結果を考慮し、変動係数を35%と設定した。その結果、現場平均強度(q_{uf})は式(4.3)のように与えられる。

$$q_{uf} = q_{uck} / (1 - a \times v)$$

$$= 120 / (1 - 0.67 \times 0.35) = 157 \text{ kN/m}^2 \quad \dots \text{式 (4.3)}$$

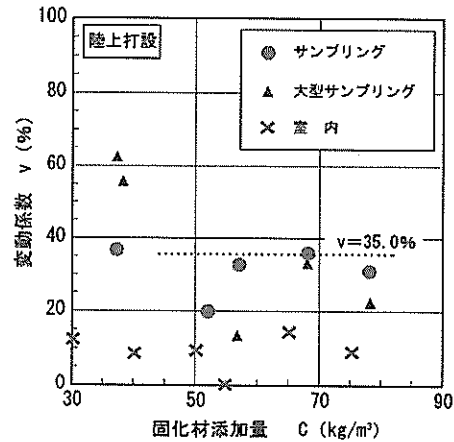


図-4.3 固化材添加量と変動係数

4.2.3 室内配合強度

セメント系固化処理工法に関するこれまでの経験から、現場強度は室内配合強度(q_{ur})に比較して小さいことが知られている。この原因として、攪拌混合の方法及び程度の違い、養生条件の違いなどが考えられている。さらに、管中混合固化処理工法の場合には、水中に打設した際に、水の巻きこみなどにより固化処理土の含水比が増加して強度が減少すること也被言われている。

表-4.1は名古屋地域における固化処理土の強度試験結果をまとめたものである((財)沿岸開発技術研究センター, 2001)。表中の打設条件の欄で「裏埋」は既設護岸の背面に浚渫土の吸出し防止を目的に施工したもので、また「気中」と「水中」は埋立施工で護岸背面の築堤造成を目的に施工したものである。また、「モールド試料」と「サンプリング試料」は、打設直前の固化処理土をモールドに詰め室内標準養生したもの、現地改良地盤からサンプリングした試料をそれぞれ示している。気中打設で埋立施工した時の固化材添加量と強度比(β)の関係を図-4.4に、同様に水中打設したときの関係を図-4.5に示す。気中施工における強度比は、固化材添加量が50kg/m³程度以下の場合には0.2以下と非常に小さいが、固化材添加量が50kg/m³程度以上になると0.7~1.1であることが分かる。一方、水中打設における強度比はデータ数が少ないものの0.5程度となっていることが分かる。

工事No.	固化材 添加量 (kg/処理土m ³)	打設 条件	室内配合		
			Q _{室内} (kN/m ²)	Q _{モールド} (kN/m ²)	Q _{ポンプ} (kN/m ²)
名古屋a	100	裏埋	1969.8	1827.1	643.2
	100	裏埋	1648.1	1590.4	765.2
名古屋b	80	裏埋	1451.9	1245.2	-
	37	氣中	58.4	5.7	6.8
名古屋c	52	氣中	443.3	310.8	365.3
	57	氣中	312.5	184.4	234.5
	68	氣中	480.3	388.1	369.3
	78	氣中	690.4	1296.7	719.7
	65	水中	480.5	421.6	262.7
	80	裏埋	958.3	1000.4	-
名古屋e	60	氣中	444.0	457.4	303.6
名古屋h-1	130	氣中	211.2	283.6	175.3
名古屋h-2	110	氣中	228.1	257.1	267.1
名古屋i-1	60	氣中	256.0	381.4	424.3
名古屋i-2	55	氣中	201.2	245.8	178.8
名古屋i-3	60	氣中	248.7	299.1	203.6
名古屋i-4	62	水中	302.4	348.3	132.7
名古屋j-1	55	氣中	238.1	227.3	237.3
名古屋j-2	60	氣中	344.3	324.8	208.0
名古屋k-1	65	氣中	276.7	233.2	245.4
名古屋l	75	氣中	252.4	417.3	285.8
名古屋k-2	60	氣中	240.6	190.1	173.7
	50	氣中	491.8	535.6	-
名古屋m	70	氣中	278.6	322.7	-

表-4.1 既往実績における強度試験結果

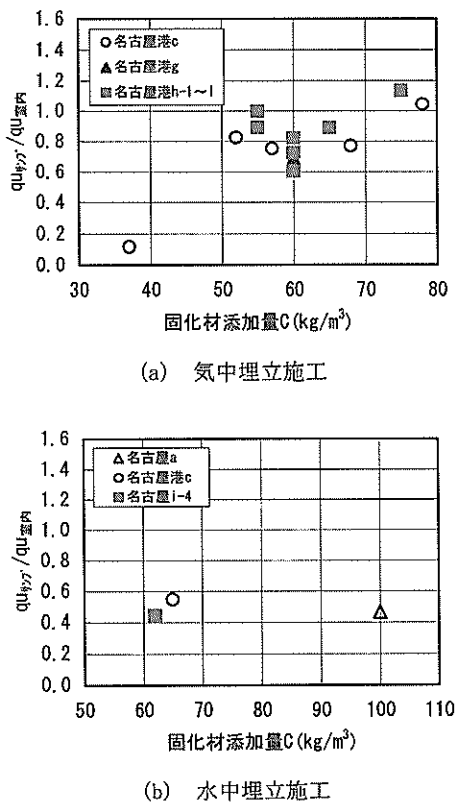


図-4.4 固化材添加量と強度比

これまでの事例によれば、この強度比 (β) は陸上打設の場合で0.7程度、水中打設の場合で0.5とされている((財)沿岸開発技術研究センター, 2001; 佐藤ほか, 2002)。本工事においては、水中打設と陸上打設を明確に区別して施工することができないため、安全側の配慮から強度比 (β) を一律0.5と設定した。その結果、室内配合強度 (q_w) は式 (4.4) に示すように314kN/m²と

なる。

$$q_w = q_{ur} / \beta = 314 \text{ kN/m}^2 \quad \dots \text{式 (4.4)}$$

4.2.4 含水比の設定

管中混合固化処理工法の施工にあたっては、適当なプラグ流を発生させるとともに圧送効率を確保するため、混合土の流動性を確保し、せん断抵抗を小さくすることが重要である。一方、出来るだけ多くの浚渫土を処理して埋立地に受け入れることが要請されているため、固化処理にあたっての加水をなるべく少なくすることが求められる。そのため、配合設計においては両者のバランスのとれた適切な含水比を設定する必要がある。まず、圧送性を最低限確保するための目標フロー値をこれまでの経験に基づき95~100mmに設定した。固化処理土のせん断強度はフロー値が大きくなると急速に小さくなることが知られている。管中混合固化処理土の含水比とフロー値との関係を図-4.5に示す。図より、浚渫土源ごとにユニークな関係が見られるが、いずれの場合も固化処理土の含水比が大きくなると、フロー値が急激に大きくなる傾向が見られる。この関係に基づき、固化処理土の含水比を設定した。

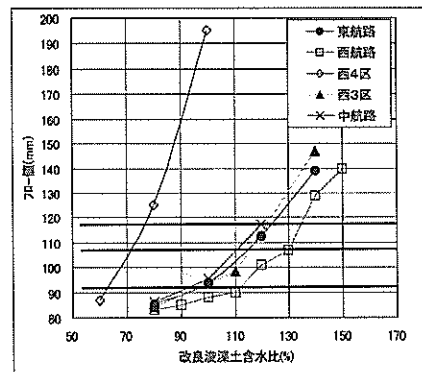


図-4.5 含水比とフロー値との関係

4.2.5 配合設計例

4.2.3で設定した室内配合強度 (q_w) と4.2.4で設定した含水比に基づき、セメント量を決定した。浚渫土の土性は浚渫場所によって大きく異なるため、運ばれてくる土運船ごとに浚渫土の土性を確認して添加セメント量と加水量を求めた。表-4.2に浚渫場所ごとの配合設計例を示す。なお、セメントの種類については、第5章で述べるように固化処理土からの六価クロム溶出(三木と小橋, 2000)の影響を考慮し、高炉B種セメントを用いることとした。

表-4.2 配合設計例

浚渫場所		東航路			西航路		西三区	西四区	西五区	木材 パース	コンテナ パース	中航路	
試料採取場所		A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L
配 合	水セメント比W/C	14	14	13.4	13.8	13.8	14.1	8.5	11.4	13.8	13.2	13.8	13.8
	含水比(改良土) %	105	105	97	113	116	100	98	65	88	80	101	101
	セメント添加量 kg/m ³	54	54	55	56	56	53	87	57	52	53	54	54

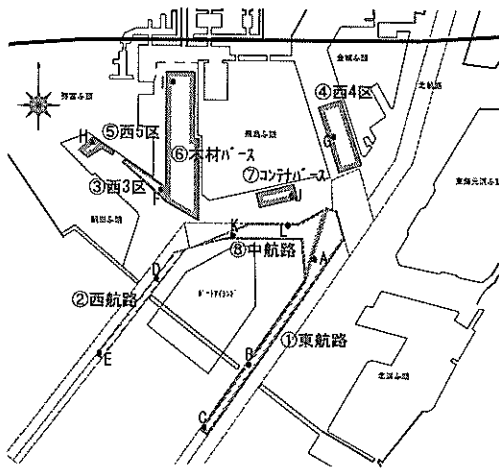


図-4.6 浚渫区域

4.3 管中混合固化処理地盤の天端の設計

空港において用いられる舗装は、表面にアスファルト混合物を用いるアスファルト舗装と、表面にコンクリートを打設するコンクリート舗装に大別される。アスファルト舗装は施工後短時間で交通解放することができ、また補修も容易であるが、舗装上に重量物が長時間載っているとその部分が凹み、わだちが生じる欠点がある。一方コンクリート舗装はわだちが生じることは少ないが、施工後の養生期間が必要であり、また補修が難しい特徴がある。そこで日本の空港では、滑走路や誘導路などの航空機が通過する部分にはアスファルト舗装が、エプロン(駐機場)やターミナルの周囲などの航空機が停泊する部分にはコンクリート舗装が広く用いられている。

アスファルト舗装の場合について、標準的な舗装断面を図-4.7に示す。図より、舗装断面は地表面から表層、基層、路盤、路床の順に舗装が構成される。表層と基層にはアスファルト混合物を用い、路盤には碎石や碎石にアスファルト乳剤を混ぜた安定処理材が用いられる。路床には一般に現地の土が用いられる。コンクリート舗装の場合には、表面からコンクリート舗装版、路盤、路床の順であり、路盤、路床の材料はアスファルト舗装と同じである。いずれの場合も、舗装面から路体部までの厚

さは通常2m程度である。一方、固化処理土地盤の透水係数は 1×10^{-6} cm/sec程度以下の不透水層であり、雨水浸透水は固化処理土層上に地下水として滞水することが予想される。地下水位が高くなると、舗装構造に悪影響を及ぼす危険性が高い。一定の排水勾配を設けて地下水を排水させるためには、打設後に固化処理土の天端を整地、整形する必要がある。このとき、固化後に切削した固化処理土は強度が低下するために(第5章で後述)、再利用するためには再度固化材を添加することが必要となる。固化処理土で埋立てられる134haの表層を平均10cm切削した場合の土量は130,000m³に及び、膨大な土工事が必要となる。さらに、固化材を添加するとなると、固化材添加量を30kg/m³としても3,900tonの固化材が新たに必要となり経済的な負担も大きい。そのため、固化処理地盤の天端は整形しないこととし、その代りに舗装面より2m下の位置として覆土厚を厚くして、地下水位上昇による影響を抑えることとした。その結果、固化処理土地盤の計画天端高は舗装厚等を考慮して空港舗装区域(滑走路、誘導路、エプロン等)でC.D.L(工事基準面)+2.2m、建物区域でC.D.L+2.5mとし、固化処理土の上には300mmアンダーの山土の覆土厚を2m確保することとした。

次に、固化処理土の天端の不陸量に関しては、大量急速施工を確保するために我が国最大級の6,000馬力級の圧送船を用いることにしたためプラグ流1ヶ当たりの体積は約10m³となり、20tonダンプ1杯分を一度にダンプアップしたのと同様な打設状況となる。このような打設状況では、±10cmといった天端精度は望めないことから、固化処理土の天端不陸量に関する施工実績がないものの、最低覆土厚として1.5mを確保するとの観点から±50cmと規定した。

新C滑走路標準断面図

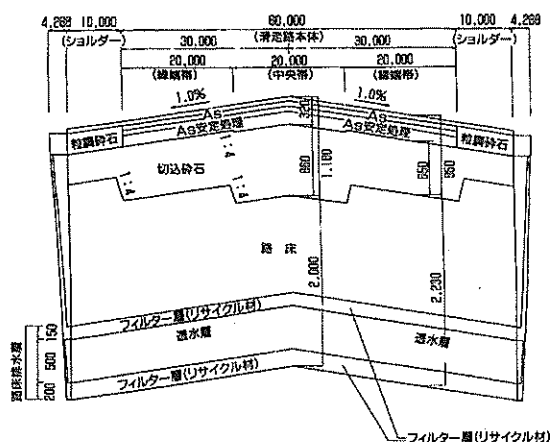


図-4.7 アスファルト舗装構造の例

4.4 工事概要

本工事の施工状況を図-4.8に、船団の配置を図-4.9にそれぞれ示す。大量急速施工に対応するため3系統の固化処理船団を投入した。各船団の仕様・能力を表-4.3に示す。空気圧送船はいずれも国内最大の6,000馬力級で、800m³/hrの圧送能力を有するものである。固化材供給船は2隻で、CP-600と呼ばれる供給船はA、B2系統の船団に固化材を供給した。固化材供給船では、水セメント比が100%のスラリーを作製し、送られてくる浚渫土に添加・供給した。打設船は本工事に新造したもので、打設方式はA、B船団の2隻が自然流下方式、C船団の1隻がポンプ圧送方式である。自然流下方式は、減勢サイクロンと呼ばれる装置で高圧空気を解放した後、圧送されてきた固化処理土を自重で流し込む方式である。一方、ポンプ圧送方式は、圧送されてきた固化処理土を一旦タンクに受けた後に、ポンプで再度送り出しトレミー管を通して打設する方式である。いずれも海面下-8mから海面上+2.5mまでの固化処理土の打設が可能である。また、いずれの打設船もスパッドを用いたスイング方式を採用しているため、アンカーの打ち変えなしで広範囲の打設が可能となっている(岩月, 2001)。

本工事の施工及びその管理フローは次の通りである。まず、名古屋港から運航されてきた土運船は空気圧送船に接舷され、土量の検収と土性の判断を行う。浚渫土砂を搬送する土運船は2,000~3,000m³積級で、1系統あたり3~4隻/日、3船団合計で11~12隻/日が運行された。浚渫土の土性は、あらかじめ把握している浚渫場所と土運船内の含水比により判断した。次に、土運船内の浚

渫土を空気圧送船のバックホウで十分攪拌解泥した後に、空気圧送船のホッパーへ投入した(図-4.10)。その際、浚渫土中の障害物はスクリーニングで除去された。障害物を除去された浚渫土は、目標フロー値(90mm~100mm)となるように、空気圧送船上の貯泥槽において加水され含水比調整が行われた。なお、加水量の設定では、電磁流量計等により浚渫土の密度と土量を計測管理するほか、打設直前の試料を採取しフロー試験を適宜行って管理している。所定の含水比になった浚渫土は、圧縮空気により排砂管内に圧送される。

次に、固化材供給船で作製されたセメントスラリーが排砂管に供給され、管内で浚渫土に添加される。セメントはあらかじめ計量され、水セメント比が100%となるように所要の海水と混練して貯留槽に蓄えておき、送泥量及び浚渫土の性状に応じてセメントスラリーの添加量を管理した。なお、固化材としてのセメントには、環境への負荷を小さくするため、高炉セメントB種を採用した。

打設船(図-4.11)に圧送されてきた固化処理土は、2層に分けて打設した。1層目は海底面(平均-5m程度)から-1.5m程度までをすべて水中で打設した(水中打設)。その後2~3日程度養生し、ある程度強度が発現した後に2層目の打設として-1.5mから+2.5mまでを連続して打設した(気中打設)。

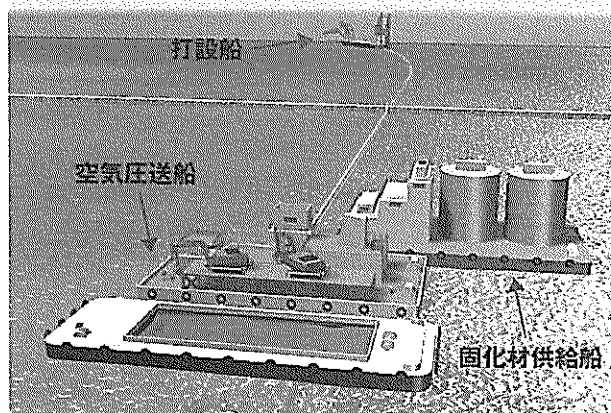


図-4.8 空気圧送船・固化材供給船・打設船

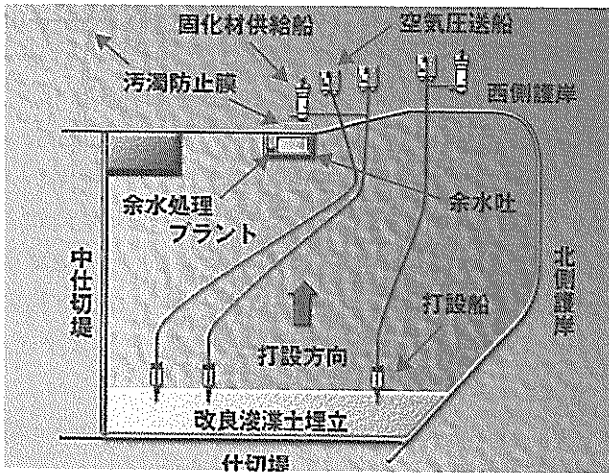
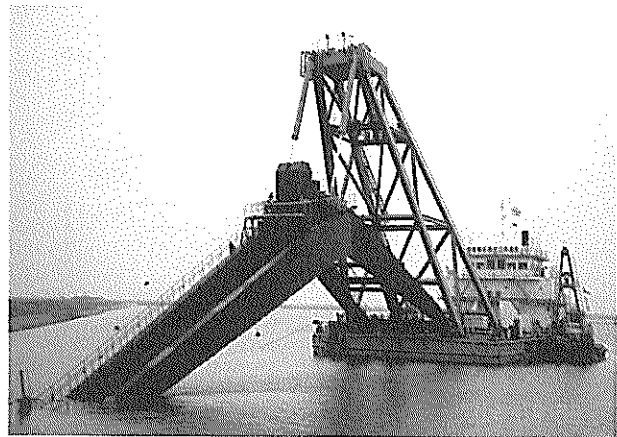


図-4.9 施工状況（船団の平面配置図）



(a) 自然流下方式

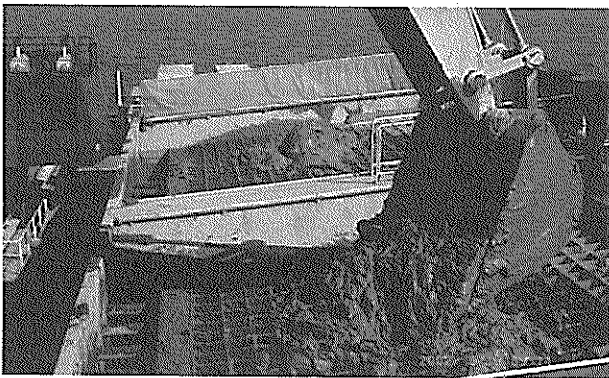


図-4.10 空気圧送船への浚渫土砂投入状況



(b) ポンプ圧送方式

図-4.11 管中混合固化処理打設船

表-4.3 船 団 一 覧

種類	大項目	A船団	B船団	C船団
空気圧送船	船名	TOTORAⅢ	AP-1000	風神
	仕様	6000PS級	6000PS級	6000PS級
	時間当り能力（公称）	800m ³ /hr	800m ³ /hr	800m ³ /hr
	時間当り空気量	720m ³ /min	750m ³ /min	500m ³ /min
	排砂管径	760mm	800mm	660mm
固化材供給船	船名	CP-3600		第八桑和
	時間当り能力	100m ³ /hr×2系統		100m ³ /hr
	スラリーW/C	1.0		1.0
打設船	船名	野分	迅雷	扇柴
	打設方式	自然流下		油圧ポンプ
	時間当り能力	800m ³ /hr	800m ³ /hr	800m ³ /hr

4.5 まとめ

本章では、中部国際空港島建設に際して管中混合固化処理工法を採用した経緯と管中混合固化処理工法による固化処理土の設計方法について検討した。本工法の採用に至った経緯については、本工法が軟弱浚渫土のリサイクルが可能であること、短期間に強固な改良地盤を造成することが可能であることを示した。また、固化処理土

の設計法については、許容率の考えを取り入れた設計法を採用したこと、現地強度のばらつきや室内配合強度との比率などに関して既往の実績を十分に取り入れたものとしたことを示した。次に、施工方法について簡単に示した。本章で得られた主要な結論を以下に示す。

(1) 中部国際空港の建設にあたっては、近郊地域に十

分な山土を供給する土源がなく、山土に替わる埋立材料が必要であった。一方で、名古屋港からは毎年多量の浚渫土砂が発生し、近年その処分場の確保が困難な状況になってきた。これらの状況を解決する方策として、名古屋港で発生する浚渫土を管中混合固化処理工法によって改良し、埋立材料として用いることとした。

- (2) 管中混合固化処理工法の配合に関しては、滑走路路床の必要強度の確保ならびに上載荷重によっても沈下しない条件から、設計基準強度（120kN/m²）を決定した。さらに、許容率の考え方を取り入れた設計を行い、過大な強度設定とならないようにした。
- (3) 配合に関しては、想定される浚渫土を用いた事前配合試験を実施し、空気圧送時の施工性も考慮して、各浚渫土ごとに配合を決定した。
- (4) 改良地盤の天端の設計においては、地盤部の地下水の滞水を考慮して天端高さとな陸量の許容値を決定した。
- (5) 管中混合固化処理工法による工事概要に関して簡単に説明を行った。

参考文献

- 岩月哲三，1000m³/h級改良浚渫土専用打設船団，作業船，No.258，pp.4-9，2001.
- 運輸省港湾技術研究所土質部地盤改良研究室：受託試験報告書－中部国際空港整備事業の推進にともなう空港島の築造および空港基本施設の設計に関する技術指導並びに技術協力，－管中混合固化処理土の空港舗装材料への適用性の検討－，2000.
- 運輸省第五港湾建設局中部国際空港調査室：管中混合固化処理工法，1999.
- (財) 沿岸開発技術研究センター：管中混合固化処理工法技術マニュアル，2001.
- 建設省建築研究所:建築物のための改良地盤の設計及び品質管理指針－セメント系固化材を用いた深層・浅層混合処理工法－，日本建築センター，1998.
- (財) 港湾空港建設技術サービスセンター：空港舗装構造設計要領，147p.，1999.
- 佐藤恒夫，川上泰司，北詰昌樹，森好生，沼尻義春：中部国際空港用地造成への管中混合固化処理工法の適用，(社)地盤工学会，粘土地盤における最新の研究と実際に関するシンポジウム，pp.241-246，2002.
- (財) 鉄道総合技術研究所:攪拌混合基礎（機械攪拌方式）設計・施工の手引き，1998.
- 三木博史，小橋秀俊：セメント系固化工法と環境問題，基礎工，pp.12-14，2000.

第5章 施工上の課題

5.1 所定強度の確保

5.1.1 浚渫土の土源

固化処理土の強度特性やフロー値は、対象となる浚渫土の粒度分布や有機物含有量などによって大きく影響を受けることが知られている。一方、固化処理土に要求される強度は、第4章で述べたように現地の平均一軸圧縮強さで157kN/m²で一定であるため、浚渫土の特性に応じた配合を行う必要がある。浚渫土の採取候補となる浚渫区域は、図-5.1に示す名古屋港の①東航路、②西航路、③西3区、④西4区、⑤西5区、⑥木材パース、⑦コンテナパース、⑧中航路の合計8区域である。これらの浚渫区域毎の予想供給土量を表-5.1に示す。供給想定土量は全体では1,000万m³であるが、土量が最も多い所は①東航路の299万m³であり、最も少ない所は③西3区の19万m³と大きく異なっている。そこで、これらの土源を対象に、図-5.1に示すように、①東航路でA,B,Cの3地点、②西航路でD,Eの2地点、③西3区でFの1地点、④西4区でGの1地点、⑤西5区でHの1地点、⑥木材パースでIの1地点、⑦西4区泊地(-12m)コンテナパースでJの1地点、⑧中航路でK,Lの2地点、の合計12地点でボーリングによる試料採取を実施し、土質特性を調査した。

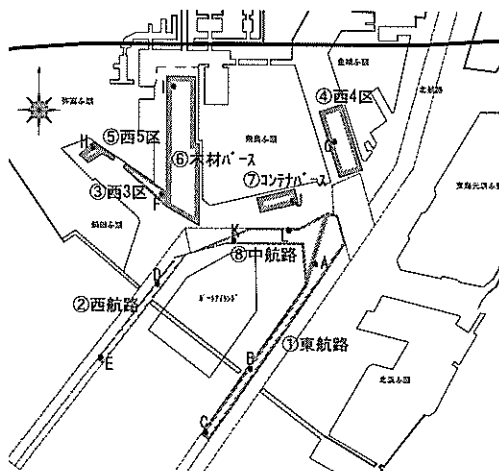


図-5.1 浚渫区域

表-5.1 浚渫区域ごとの予想供給土量

施設名	浚渫土量 (万m ³)
① 東航路	299
② 西航路	57
③ 西3区	19
④ 西4区	54
⑤ 西5区	80
⑥ 木材パース	226
⑦ コンテナパース	32
⑧ 中航路	233
計	1000

12地点の浚渫土の物理試験結果を表-5.2に示す。まず、自然含水比について見ると、西5区H地点の57.8%が最小値で、西航路E地点の93.6%が最大値であり、概ね60%~90%の範囲に分布している。また、レキ分は、コンテナパースJ地点で2.3%を示しているものの、その他の地点では0%となっている。砂分含有量においては、コンテナパースJ地点の29.3%が最大で、次に西4区G地点で18%、中航路K地点で14.6%となっているが、その他の地点では、2~8%程度となっている。強熱減量は、東航路A地点の7.8%が最高で、西5区H地点の5.3%が最低値となっており、概ね6~7%前後となっている。

一般の空気圧送船におけるこれまでの適用土質条件(含水比95%以上、細粒分50%以上、レキ分が5%未満)と照らし合わせると、今回の浚渫土の含水比が全体に小さいことが分かる。中でも西5区、コンテナパース、西4区、木材パース、の4区域で採取される浚渫土の自然含水比は70%以下であり、これらの土源については、圧送能力の低下に注意が必要である。また、細粒分は、砂分含有量が最大のコンテナパースJ地点で砂分とレキ分の合計は31.6%であり、適用土質の範囲ではあるものの、この土源についても注意が必要と考えられる。

次に、浚渫区域内での物理特性のばらつきに着目すると、東航路のA,B,Cの3地点では、含水比も、砂分含有量についても、大きな差は見られない。西航路のD,Eの2地点では、含水比は8.8%の開きが見られるが、砂分含有量のばらつきはさほど大きくはない。一方中航路の2地点では、含水比はほぼ同じような値を示すが、砂分含有量には、多少大きなばらつきが見られる。今回の調査では、同一浚渫区域内での含水比のばらつきは10%程度、砂分含有量については5%前後のばらつきであり、さほど大きなばらつきは認められない。しかし、浚渫区域が広いため、実際の施工では浚渫土の特性のばらつきが大きくなることも考えられる。

表-5.2 原料土の物理試験結果

試験項目		地点名		東航路			西航路		西三区
		A	B	C	D	E	F		
湿潤密度	$\rho_t(\text{g/cm}^3)$	1.6	1.575	1.578	1.558	1.510	1.559		
土粒子密度	$\rho_s(\text{g/cm}^3)$	2.7	2.699	2.702	2.692	2.677	2.683		
含水比	W(%)	85.4	80.8	80.3	84.8	93.6	84.7		
レキ分	(%)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0		
砂分	(%)	9.6	4.0	8.0	5.6	2.4	2.7		
液性限界	WL(%)	78.1	73.2	74.3	85.5	88.3	78.3		
強熱減量	Li(%)	7.8	5.9	6.8	7.4	7.3	6.5		

試験項目		地点名		木材バース	コンテナバース	中航路	
		G	H	I	J	K	L
湿潤密度	$\rho_t(\text{g/cm}^3)$	1.645	1.723	1.666	1.672	1.587	1.556
土粒子密度	$\rho_s(\text{g/cm}^3)$	2.717	2.685	2.677	2.683	2.688	2.684
含水比	W(%)	69.3	57.8	64.7	63.8	78.4	82.4
レキ分	(%)	0.0	0.0	0.0	2.3	0.0	0.2
砂分	(%)	18.0	6.6	5.0	29.3	14.6	8.3
液性限界	WL(%)	55.3	60.1	67.1	59.3	75.5	76.8
強熱減量	Li(%)	7.6	5.3	6.0	5.8	7.3	7.3

5.1.2 浚渫方法と含水比

浚渫方法は、ポンプ浚渫とグラブ浚渫の2種類に大別できる。ポンプ式浚渫は、図-5.2に示すようにポンプ浚渫船によって海底土砂を吸引し、これを管路輸送する工法である。ポンプ浚渫船は、吸入口の前に海底地盤を掘削するためのカッターを取付けたカッター式ポンプ浚渫船が主流で、カッターを回転させて海底地盤を切り崩し、海水とともにポンプで吸い込み、直接埋立地や処分地に輸送する方式の船である（土木工法辞典改定V編集委員会，2001）。海水とともに土砂を吸引することから、海水と土砂の比率は一般に10：1程度であり浚渫土砂は泥水状態となっている。一方、グラブ船による浚渫は、図-5.3に示すようにグラブバケットと呼ばれる開閉式のバケットを揚重機で昇降・開閉させることにより、海底地盤の掘削を行うものである。グラブ浚渫の特徴は、原地盤を攪拌することなく掘削・浚渫することが可能で、ポンプ浚渫と比較して余分な水分の混入が非常に少ないことである（土木工法辞典改定V編集委員会，2001）。従って、グラブ浚渫による浚渫土は、原地盤の状態と比較して若干の含水比の増加はあるものの極めて原地盤に近い状態で浚渫される。我が国における浚渫方法は、浚渫された土砂の含水比を小さくするように（余分な水を取り込まないように）、現在ではグラブによる浚渫が主流となっており、名古屋港における今回の工事での浚渫方法もグラブ浚渫が予定されている。

浚渫工事では、浚渫区域と浚渫深度が規定されているのが一般的であり、施工者は指定された浚渫区域を指定の深度になるように掘削する。このため、通常の浚渫工事では荒掘りと呼ばれる大まかな掘削を行った後に、仕上げ掘りと呼ばれる掘削を行って、指定深度に近づけていく方法がとられる。例えば、原地盤D.L-10mをD.L

-14mまで浚渫する場合には、まず荒掘りにてD.L-13mまでの掘削を大まかに行った後に、D.L-13m~D.L-14mまでの掘削を慎重に行う。この時、浚渫土の性状が各段階で大きく異なるのが普通である。それは、荒掘り段階では掘削厚さが大きいので、グラブバケットは十分に地中に食い込んだ状態で浚渫されるため余分な水の混入は少なく、浚渫土の含水比も自然含水比に近い。一方、仕上げ掘り段階では、掘削厚さは小さくなりグラブバケット先端部で土砂をつまむような状態となることからグラブバケット内には海水の混入が多くなり、掘削土砂の含水比は自然含水比に比較して非常に大きくなるという傾向がある。

このように、同一土源であっても、浚渫土砂の含水比は浚渫時の掘削厚さなどにより大きく異なることから、運搬されてくる土運船ごとの浚渫土の含水比が大きく異なることが予想された。

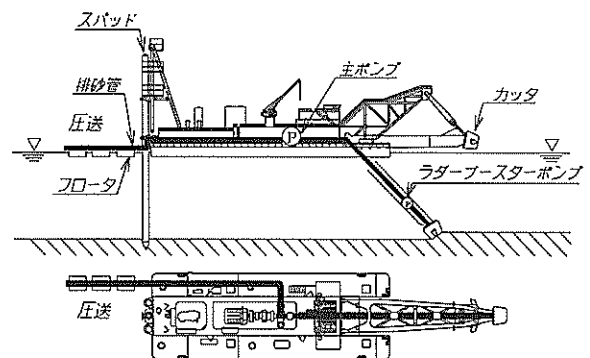


図-5.2 ポンプ浚渫船

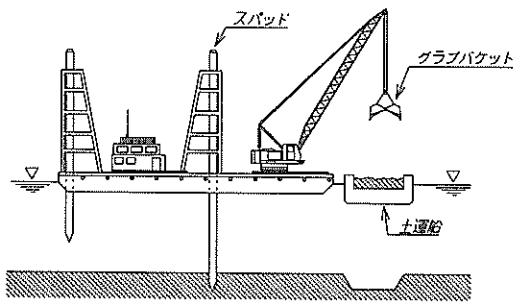


図-5.3 グラブ浚渫

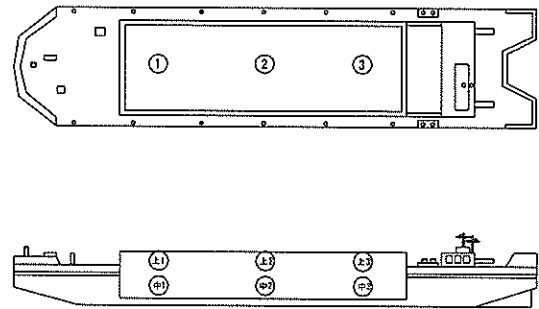


図-5.4 試料採取位置

表-5.3 含水比測定結果

土運船NO.	含水比 (%)						平均値	Max	Min
	上1	上2	上3	中1	中2	中3			
土運船NO.1	81.4	84.3	84.7	84.2	71.7	75.5	80.3	84.7	71.7
土運船NO.2	71.3	80.9	88.6	70.6	74.9	80.3	77.8	88.6	70.6
土運船NO.3	75.8	78.9	70.4	86.6	76.6	77.0	77.6	86.6	70.4
土運船NO.4	75.9	79.4	80.9	82.6	78.1	79.3	79.4	82.6	75.9
土運船NO.5	77.1	67.3	79.0	87.8	73.1	80.6	77.5	87.8	67.3
平均値	76.3	78.2	80.7	82.4	74.9	78.5	78.5		

5.1.3 土運船内の含水比分布

浚渫の施工方法（掘削厚さ）によって含水比が異なるのは先述のとおりであるが、それ以外にも原地盤の含水比のばらつきや、浚渫時に混入する水の多少による含水比の変化は避けられず、土運船内でも含水比のばらつきは避けられないものと考えられた。1隻の土運船内での含水比の分布状況を調査した事例を図-5.4と表-5.3に示した。調査は、3,000m³級の土運船5隻について、バックホウで軽く攪拌した後に上層及び中層の3箇所から柄杓で500cc程度の試料を採取して含水比試験を行った。その結果を表-5.3に示している。土運船内の浚渫土の含水比は、上層部の平均と中層部の平均で比較すると、上層部の方が5%程度高い傾向にあることが分かる。表より、平均値ではそれほど大きな変化は見られないが、個々のデータの最大値と最小値で比較すると15~20%程度の違いがあることが分かる。

5.2 大規模急速施工の概要

5.2.1 施工規模

第2章で述べたように、中部国際空港の建設は2000年8月に開始し、2005年2月の開港を目指しており、そのうち埋立工事に与えられた工期は約18ヶ月であった。この期間内に860万m³の浚渫土を固化処理し埋立を行う計画であったため、1月当たり約500,000m³程度の施工能力が求められた。一方、施工期間中における休日や荒天

時の休止日等を考慮すると月当たりの計画稼働日数は20日程度であり、そのため1日当たりの計画施工数量は約25,000m³となる。表-5.4には、管中混合固化処理工法によるこれまでの施工実績を示した（（財）沿岸開発技術研究センター、2001）。これまで試験施工を含む24件の施工実績があるが、これらの工事における施工数量は最大でも約20万m³であり、今回の工事はその43倍にも達する大規模なものである。また、施工能力について見ると、これまでの最大の能力は800m³/hである。一方、表には載せていないが、1日当たりの施工数量についてヒアリング調査をしたところ、概ね1,000m³~8,000m³/日であった。今回の中部国際空港での1日当たり施工数量は、従来実績の最大施工数量と比較しても約3倍に相当する大規模なものである。

通常、人工島建設にあたっては島全体を締め切ることにはせず、土運船などの運行のために一部の護岸に開口部を設け、埋立の最終段階で締め切る工法がよく行われる。しかし、中部国際空港の場合には、周辺海域の汚濁防止や固化処理土からのカルシウムやアルカリ分の溶出の可能性を配慮して、固化処理土で埋め立てられる区域に関しては埋立地全体を護岸によって完全に締め切ってから、埋立工事を行う方法が採られた。そのため、土運船で運搬されてきた浚渫土は、護岸外に配置された空気圧送船に揚土された後、空気圧送されて埋立地内に打設される。空気圧送船から打設船までの圧送距離は、海上排

表-5.4 管中混合固化処理工法の施工実績

工事名	工期		施工数量 (m ³)	施工能力 (m ³ /h)
	自	至		
No.1 名古屋港第三ポートアイランド固化処理土裏埋試験	1998年3月	1998年6月	5,000	200
No.2 名古屋港第三ポートアイランドB工区裏埋工事	1998年6月	1998年10月	93,000	200
No.3 軟質土固化処理施工試験	1998年7月	1999年3月	5,400	200
No.4 名古屋港西5区岸壁(-14m)床掘工事変更	1998年9月	1999年1月	5,300	200
No.5 名古屋港第三ポートアイランドA工区裏埋工事	1999年6月	1999年10月	16,000	200
No.6 名古屋港第三ポートアイランドC工区裏埋工事	1999年6月	1999年10月	15,300	400
No.7 伏木富山港(伏木地区)浚渫土砂搬送試験工事	1998年6月	1998年9月	900	75
No.8 伏木富山港(伏木地区)航路浚渫外2件工事	1998年9月	1999年3月	27,500	200
No.9 平成11年度伏木富山港(伏木地区)航路(-21~-10m)(埋設)浚渫工事	1999年7月	2000年1月	49,250	150
No.10 実海域実証実験	1999年12月	1999年12月	8,000	800
No.11 名古屋港第三ポートアイランド汚濁防止対策工事(その3)	2000年3月	2000年7月	100,594	800
No.12 名古屋港第三ポートアイランド汚濁防止対策工事(その4)	2000年3月	2000年8月	43,030	800
No.13 名古屋港東航路(-15m)浚渫及び汚濁防止対策工事	2000年5月	2000年9月	56,010	800
No.14 名古屋港東航路(-16m)浚渫及び余水吐築堤工事	2000年6月	2000年11月	43,270	800
No.15 名古屋港東航路(-17m)浚渫及び余水吐築堤工事(その2)	2000年6月	2000年11月	57,084	800
No.16 名古屋港東航路(-15m)浚渫及び汚濁防止対策工事(その2)	2000年8月	2000年11月	54,100	800
No.17 名古屋港西3区泊地(-12m)浚渫及び築堤工事(その2)	2000年8月	2000年12月	25,130	800
No.18 名古屋港西3区泊地(-12m)浚渫及び築堤工事	2000年8月	2000年12月	31,440	800
No.19 名古屋港西5区泊地(-14m)浚渫及び築堤工事	2000年9月	2001年1月	84,655	800
No.20 名古屋港西4区泊地(-15m)浚渫及び築堤工事	2000年8月	2001年1月	99,225	800
No.21 名古屋港西5区泊地(-14m)浚渫及び築堤工事	2000年11月	2001年2月	39,902	800
No.22 釧路港西港浚渫その他工事	2000年2月	2000年9月	117,121	380
No.23 平成12年度室蘭港泊地浚渫その他工事	2000年7月	2001年2月	23,000	200
No.24 釧路港西港浚渫その他工事	2000年7月	2001年3月	205,200	250

砂管を使用しても1,500m程度となった。これまでの実績では、圧送距離1,000m程度以上の施工はなかった(上圖ほか, 1999)。

このような大規模急速施工を行うためには、施工機械の数量・規模を大きくすることと施工機械の能率を上げることが必要となる。また、急速に施工された改良地盤の出来形管理も効率良く行い、その後の施工計画にフィードバックすることも必要となる。以下には、(1) 施工機械の数量・規模、(2) 施工能率、(3) 改良地盤の出来形、の3点について、施工上の課題を述べる。

5.2.2 施工機械の数量・規模

今回の工事のために設けられた工事区域は、図-5.5に示すように空港島周辺の500mの区域であり、その外側は一般船舶が航行する航路である。施工に必要な作業船は、空気圧送船、固化材供給船、打設船および付属作業船である。前述したように、固化処理土の施工に伴う環境上の理由から施工区域は護岸で締められることとなっているために、護岸外には空気圧送船、固化材供給船および付属作業船を、埋立地内には打設船が配置される。また、浚渫土の改良とは直接関係ないが、山土を揚土するための揚土船も護岸外に配置されることとなった。さらに、浚渫土の運搬を行う土運船、固化材の運搬を行うセメントタンカー船、燃料の運搬を行うバンカー船などを安全に受入れるための航路の確保と、土運船の待機や

停泊場所も確保する必要がある。

工事区域における海象は冬季には北西から西の風が強くなり、風速は10m~20mにも達する((財)中部空港調査会, 1994)。固化処理土による施工位置は空港島の北端部に位置しているため、西側護岸および北側護岸ともこれらの風の直撃を免れない位置となっている。このため、空気圧送船や固化材供給船などの係留には十分な水深と係留エリアの確保が要求され、必要なワイヤーの繰り出し長は200m程度が必要になるものと想定された。

一方、工事区域の水深は、西側護岸周辺では-7mから沖側に向かって-12m前後の水深まで深くなっている。しかし、北側護岸周辺は水深が約-3mと極端に浅い海域であり、大型の土運船、セメントタンカー船やバンカー船の進入は不可能な海域となっている。このため、空気圧送船や固化材供給船などの作業船団は、空港島の西側海域の工事区域に配置せざるを得ない状況である。

このような状況の中で、作業船団の係留エリア、各種船舶の航行に必要な航路と停泊場所を確保すると、最大でも3船団しか配置できないことが明らかになった。図-5.6に作業船の配置を示す。そのため、限られた船団数で大量急速施工を実施するために、国内では最大級となる6,000馬力級の空気圧送船を使用することとした(表-5.5参照)。

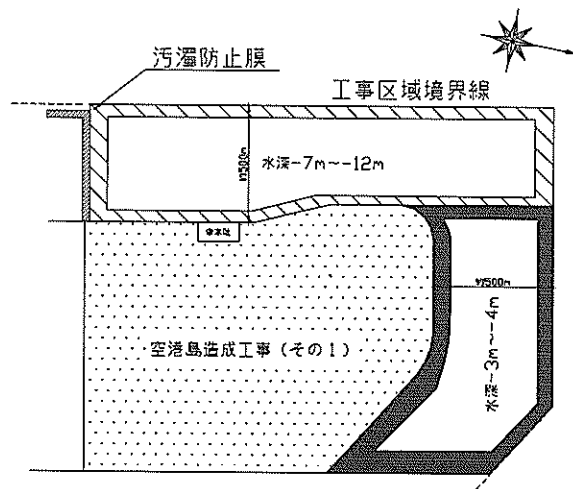


図-5.5 工事区域

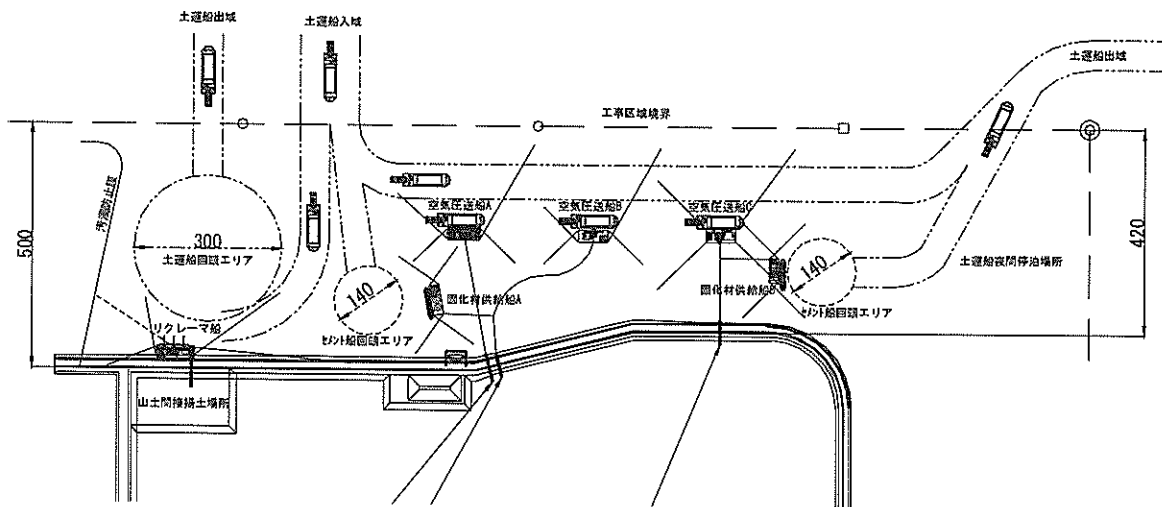


図-5.6 船団配置図

表-5.5 船団一覽

種類	大項目	A船団	B船団	C船団
空気圧送船	船名	TOTORAⅢ	AP-1000	風神
	仕様	6000PS級	6000PS級	6000PS級
	時間当り能力(公称)	800m ³ /hr	800m ³ /hr	800m ³ /hr
	時間当り空気量	720m ³ /min	750m ³ /min	500m ³ /min
	排砂管径	760mm	800mm	660mm
固化材供給船	船名	CP-3600		第八桑和
	時間当り能力	100m ³ /hr×2系統		100m ³ /hr
	スラリーW/C	1.0		1.0
打設船	船名	野分	迅雷	扇榮
	打設方式	自然流下		油圧ポンプ
	時間当り能力	800m ³ /hr	800m ³ /hr	800m ³ /hr

5.2.3 施工能率

前述したように、今回の工事では、周辺海域の汚濁防止や固化処理土からのカルシウムやアルカリ分の溶出の可能性を考慮して、埋立地全体を護岸によって完全に締め切ってから埋立工事を行う方法が採られた。そのため、土運船で運搬されてきた浚渫土は、護岸外に配置された空気圧送船に揚土された後、空気圧送されて埋立地内に打設される。空気圧送船から打設船までの圧送距離は、海上配砂管を使用しても1,500m程度となった。これまで圧送距離が1,000m以上の施工事例はなく、施工能力の推定は難しい状況にあった（上圖ほか、1999）。さらに、固化材の供給に関しても工場から現地までセメントタンカー船で行うことから、固化材供給船も護岸外に配置する必要があり、固化材添加位置も護岸外に限られる。そのため、固化材が添加されることによって固化処理土の粘性が増加するため、更に施工能力が低下することが予想され、施工条件は更に厳しいものとなっている。

このような状況の中で施工能力を確保するためには、浚渫土に水を加えて固化処理土の粘性を下げる対策が考えられる。しかし、この場合には、表-5.6に示すように施工能力が大きくなるものの、固化処理土の材料分離が生じやすくなって必要な強度が得られない可能性がある。また、打設した固化処理土の法勾配が小さくなることで、気中打設において打設船の張り出し長が不足し打設が困難になることも考えられる。さらに、国土交通省との連携事業との関係では、加水量が増加すると原料となる浚渫土あたりの出来高も増加するため、空港島全体での受入土量が減少して連携事業に対して影響がでることも考えられる。

表-5.6 施工条件とフロー値の関係

施工条件	フロー値が大きい	フロー値が小さい
圧送距離	施工能力大	施工能力減
水中打設	分離しやすい	分離しにくい
気中打設	法勾配が緩やか	法勾配が急
連携事業	受入れ土量減	受入れ土量増

そのため、フロー値を過度に大きくせず、かつ施工性を低下させない適切なフロー値の設定（配合設定）が必要となった。このような場合には、事前に試験施工等を実施して施工能力の検証などを行うことが計画上望ましい。しかし、今回の工事の場合には打設規模が非常に大きいために、試験のための工期や試験施工区域の設定が出来なかった。そこで、試験施工を行わずに実施工に着手することとなった。また、空気圧送船は国内最大級の

ものを使用し、配置可能な船団数も3船団に限られることから、これ以上の設備的な能力向上は事実上不可能と考えられる。このため、施工能力の確保にあたっては1日当たりの稼働時間を延長したり、現場で施工能力を確認しながら加水量を調整して固化処理土の粘性を調整する以外に有効な手段はないものと考えられた。

5.2.4 改良地盤の出来形管理

次に改良地盤の出来形管理について述べる。まず、打設方法について見ると、今回の施工区域の原地盤の平均深さはC.D.L（工事基準面）-5.2mであり、固化処理土の天端高さはC.D.L+2.2（一部C.D.L+2.5m）であるため、固化処理土の層厚は約8mとなる。この厚さの固化処理土を一度に施工した場合の固化処理土の流動距離は、法勾配が1：15と仮定すると水平距離で約120mとなる。流動距離が長くなると固化処理土の材料分離が大きくなり、固化処理土の強度の低下を引き起こすことが指摘されている。流動距離と材料分離の程度（強度の低下）の関係は、打設時の吐出流速や固化処理土の粘性により大きく異なると思われるが、120mの流動距離で施工された実績がないために、どの程度強度低下に影響を及ぼすか予想できなかった。そのため、今回の施工では、施工の初期段階において流動距離と品質の確認を行いながら打設を行うこととした。

固化処理土の打設は、図-5.7に示すように水中打設と気中打設の2段階施工とした。まず水中打設では、打設船の筒先を水中部に挿入して、原地盤（平均C.D.L-5.2m）からC.D.L-1.5mまでの水中部分を直接打設することとした。このときの固化処理土の打設層厚は3.7mであり、法勾配を1：15と想定すると水平流動距離は55.5mになる。次に気中打設では、打設船の筒先を気中部の法肩に置いて、C.D.L-1.5mから計画天端（C.D.L+2.2mまたは+2.5m）までの部分を法肩からの自然流下により打設を行なうこととした。そのため、打設層厚は水中打設の場合と同じ3.7mとなる。

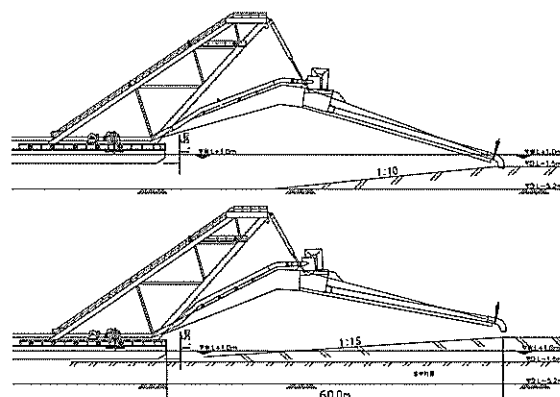


図-5.7 打設概念図

次に、出来形管理について述べる。固化処理土は大量急速に打設されるために、施工中の打設高さの測量や打設完了後の出来形測量（水中および気中）も迅速に行う必要がでてきた。まず、施工中の高さ管理では、施工時の固化処理土の地盤の高さを適切に把握する方法が求められた。また、打設船の移動はアンカーの移動とワイヤの出し入れによって行うが、その操作には時間を要する。そのために、一度打設した後で出来形不足が判明すると、一度圧送を停止して打設船を前の位置に移動し、再度打設を行った後に元の位置に打設船を移動させねばならなくなり運転効率が悪くなる。このため、運転効率を向上させるためにも打設高さの管理は重要な事項である。

固化処理土の打設は、水中打設と気中打設の2段階で行うこととしたため、水中および気中のそれぞれに適用可能な測定方法が必要となる。特に、水中打設時には海水の濁りに影響されない測定方法が求められる。一方、打設終了後の出来形測量についても、施工中の地表面の高さ管理と同様に、水中と気中それぞれに適用可能な測定方法が求められた。さらに、浚渫土の供給側との円滑な連携事業を実現するためには、埋立土量の早期把握と情報提供が欠かせず、このことから出来形管理に迅速性と正確性が重要となる。

また、固化処理土の性質として、固化後に攪乱を受けると強度が低下するという特性がある。図-5.8は、室内で数日養生した固化処理土をほぼ完全攪乱し、その後再度モールドに詰めて養生して、攪乱処理土の強度特性を求めたものである（（財）沿岸開発技術研究センター，2001）。これによると、無攪乱固化処理土と比較して、1日後、3日後に攪乱された固化処理土は、材令1,000hr（41日）では強度が20～35%程度低下し、その割合は攪乱する日が遅い方が大きいことがわかる。このため、固化処理土の打設完了後に天端許容値（±50cm）を満たさない部分を整形して許容値内に収める作業は、材令が小さいうちに行う方が品質上好ましいことが分かる。

以上のことから、打設完了後の出来形測量については、迅速性と正確性の両立が求められた。

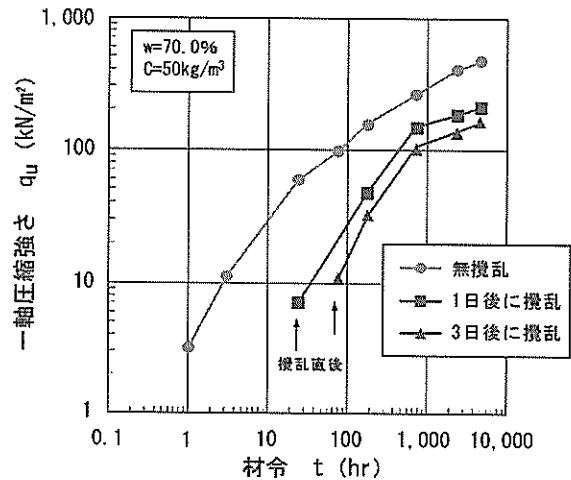


図-5.8 固化処理土の強度への攪乱の影響

5.2.5 部分竣工への対応

空港建設を考える場合、すべての埋立が完了した後にターミナルビルなどの建築構造物の建設に着工すると、全体工期が長くなり空港を早期に完成することが出来ない。特に、中部国際空港の場合には、2005年2月の開港に間に合わせるため、埋立が完了した区域については、速やかに建築構造物の施工に着手する部分竣工方式が必要となった。そのため固化処理土による埋立施工区域についても、図-5.9に示すように全埋立地を9つの区域に分け、それぞれの工区ごとに工期が定められた部分竣工方式を採用した。図にも示しているように、各工区における指定工期は細かく規定されている。部分竣工方式では、打設された固化処理土の法勾配の大きさによって部分竣工エリアへの打設量が異なるという問題が発生する。図-5.10には、固化処理土の平均打設層厚を8mとした場合で固化処理土の法勾配が1:15と1:20の2ケースを比較して示した。図-5.10から分かるように、法勾配が1:15の場合の固化処理土の法肩から法尻までの距離は120mで、その断面積は480m²となる。一方、法勾配が1:20の場合には法肩から法尻までの距離は160mとなり、その断面積は640m²となって、法勾配が1:15での法肩部の打設量の1.3倍の打設量が必要となる。したがって、個々の部分竣工における工期を確保するためには、法勾配を極力大きくして打設量を小さくする必要があった。法勾配を大きくするためには、浚渫土への加水を極力抑える事が効果的であるが圧送能力の制約があり、両者のバランスのとれた配合設計がここでも求められた（北詰ほか，2002）。

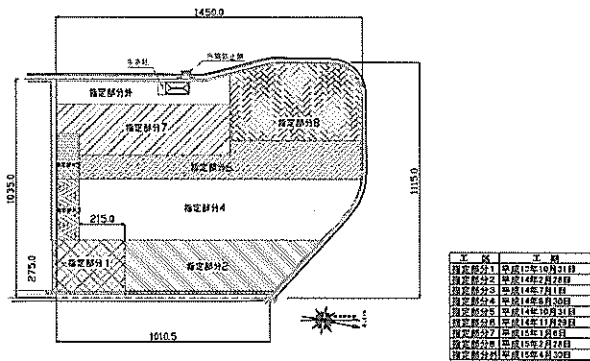


図-5.9 指定工区平面図

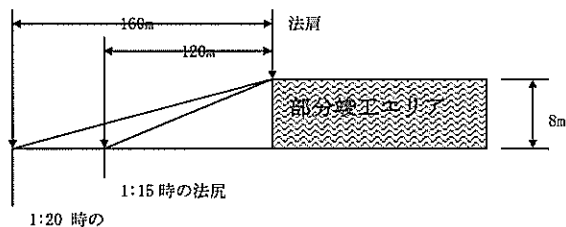


図-5.10 法勾配の影響

5.3 環境

5.3.1 施工海域の環境保全

工事における環境保全は、年々重要度を増しており関係法令による基準を守るべきことはもちろんのこと、法律の規制を受けていない場合であってもその趣旨を十分理解して施工上の対策を立てることが必要となっている。

施工海域周辺は、伊勢湾内でも良好な水質・底質環境が維持されており、良好な藻場と魚場が広く分布している。藻場に関しては、図-5.11に示す地域だけでも217haの広がりがある（環境庁自然保護局、(財)海中公園センター、1994）。さらに、図-5.12に示すように、伊勢湾周辺では海苔や漁業の操業エリアが広く分布している。本工事は海上で施工されることから、これらの漁業に悪影響を及ぼすことのないように特に水質汚濁については十分な注意が必要であった。水質汚濁に関しては、「余水吐きから流出する海水の水質についての基準を定める総理府令」（昭和52年8月制定、平成4年7月改正）により、pHは5.0以上9.0以下、SSは、60mg/l以下と定められている。このような状況の下、2000年6月に環境庁より本工事に関して意見書が出され、その中で海域工事に

伴う汚濁の管理目標として2mg/l（工事による負荷分）と定められた。

埋立工事一般における水質汚濁防止対策工としては、これまで余水吐きの設置や十分な沈殿池の確保、各種凝集剤の添加、汚濁防止膜の設置等が行われてきている。そして、これらの対策を併用することでさらに高い効果が期待できる。本工事においても、これらの水質汚濁防止対策工は、埋立用材の種類、施工方法、風波、潮流などを考慮して施す必要がある。

まず、pHについて考える。固化処理土の埋立に伴うpHの上昇要因としては、固化処理土から溶出した水酸化カルシウム（ $\text{Ca}(\text{OH})_2$ ）が、海水中でカルシウムイオン（ Ca^{2+} ）と水酸基イオン（ OH^- ）に分解され（式(5.1)）、そのため、水酸基イオン（ OH^- ）が増加して生ずるものと考えられる。しかし、カルシウムイオン（ Ca^{2+} ）は、式(5.2)のように海水中の炭酸イオンと結合し、炭酸カルシウムとして白色の沈殿を生じ、また OH^- も式(5.3)に示すように海水中のMgイオンと結合して水酸化マグネシウムを形成して沈殿する（三洋水路測量（株）、1983）。式(5.3)で表わす作用は海水の緩衝効果と呼ばれ、海水中のpH上昇を抑制する効果が期待できるものである。このため、固化処理土による埋立に伴うpH上昇の程度は、海水中のMgイオンの量に左右され、Mgイオンが大量に存在する環境下ではpHの上昇程度はそれほど大きくならないと予想された。しかし、今回のような大量急速施工での実績はないことから、海水のpH上昇対策についても十分に検討しておく必要があると考えられた。

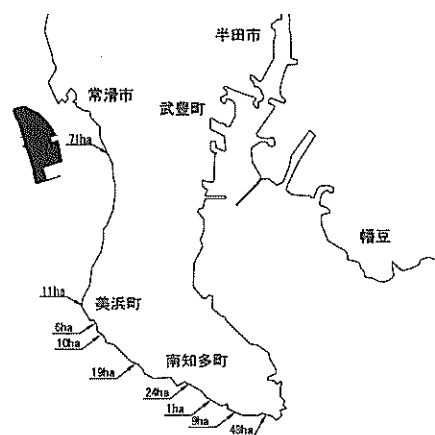
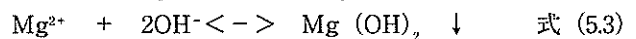
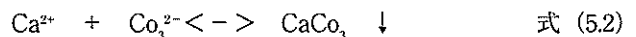
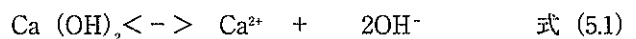


図-5.11 空港島周辺の藻場の状況

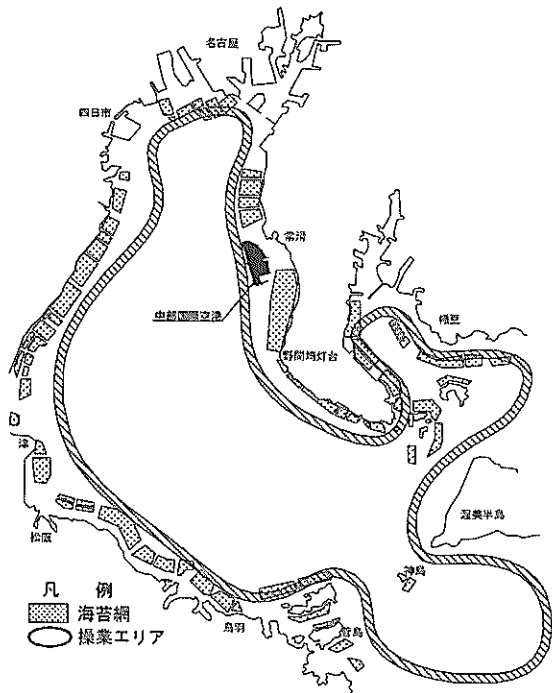


図-5.12 伊勢湾周辺の漁況

5.3.2 管中混合固化処理工法による環境負荷

空港島建設工事では山土と固化処理土による埋立が行われるが、固化処理土の施工による環境負荷としては、前述の水質汚濁 (SS) と pH の他に、六価クロムが挙げられる。六価クロムの溶出については、近年、セメントおよびセメント系固化材を使用した固化処理土から、条件によっては土壤環境基準 (0.05mg/l) を超える濃度で六価クロムが溶出するケースが報告されている。六価クロムの毒性は極めて強く、人体には消化器管や肺などから吸収され、浮腫、潰瘍を生じる危険があると言われている。六価クロムの土壤環境基準は、土壤からの浸透水が地下水を汚染しないという観点で設定されており、六価クロムの人体への摂取経路として飲料水に着目し、その直接の水源の水質を保全するという考えである。この水質基準は、公共用水域の水質環境基準と同じように、0.05mg/l と定められており、土壤環境基準においても同じ値が設定されている。また、平成12年に建設省及び運輸省が「セメント及びセメント系固化材の地盤改良への使用及び固化処理土の再利用に関する当面の措置について」の通達を出し、施工前と施工後の2段階で六価クロムの溶出を確認することが義務付けられた(三木と小橋, 2000)。

本施工にあたってはこの通達を遵守することはもちろんのこと、周辺住民の空港島建設への理解を深めるために、環境対策には万全を期す必要があった。

5.4 まとめ

本章では、大量急速施工を要請されている中部国際空港島建設の施工に関して、所要品質の確保、大規模急速施工と環境対策の観点から、現在の施工技術の課題を抽出した。本章での主な結論を以下にまとめる。

- (1) 今回の工事では、浚渫地域・深度・時期が大きく異なっているため、空港島に搬入される浚渫土の特性も大きく異なることが予想された。運搬されてきた浚渫土の種類を明確にし、その特性・含水比の変化に応じた配合を行うことが必要である。
- (2) 今回の工事は、これまでの工事規模の数倍のものであり、大規模急速施工のために施工能率を確保するとともに、出来形管理も迅速に行うことが必要である。
- (3) 埋立工事に伴う周辺環境・海域への影響を最小限に抑えることが必要である。特に、今回の工事では、セメントによる固化処理工事であるため、海域の pH の管理と調整、セメント改良土からの六価クロムの溶出への対策が必要である。

参考文献

- 上蘭晃, 竹澤一彦, 塚田正一, 高橋邦夫: 管中混合による浚渫土砂固化処理工法の長距離圧送試験, 土木学会論文集, No.651, 2000.
- (財) 沿岸開発技術研究センター: 管中混合固化処理工法技術マニュアル, 沿岸開発技術ライブラリー, No.11, 127p., 2001.
- 環境庁自然保護局, (財) 海中公園センター: 海域生物環境調査報告書(干潟, 藻場, サンゴ礁調査), 第2巻 藻場, 1994.
- 北詰昌樹, 和田耕造, 堀井良介, 柿沼政春: 浚渫土の土質特性が固化処理土の強度に及ぼす影響, 第37回地盤工学研究発表会講演集, pp.873-874, 2002.
- 三洋水路測量(株): 海面埋立地における鉄鋼スラグ溶出水の挙動調査報告書, 1983.
- (財) 中部空港調査会: 1994.
- 土木工法辞典改定V編集委員会: 土木工法辞典改定V, pp.1278-1279, 2001.
- 三木博史, 小橋秀俊: セメント系固化工法と環境問題, 基礎工, pp.12-14, 2000.

第6章 施工上の課題の解決策とその成果

6.1 改良土の品質管理

6.1.1 配合設定

(1) 一軸圧縮強さの管理指標 (W/C) の設定

第4章で述べたように、固化処理土の現地目標強度 (q_u) を得るための室内配合供試体の一軸圧縮強さ (q_u) は 314kN/m^2 としている。設計では、基準強度を下回る強度について25%程度許容するなど一定のばらつきを許容しているが、第5章で述べたように、浚渫区域、浚渫時期、土運船ごとに変化している浚渫土の特性によらず、総体的には所定の目標強度を満足する必要がある。また、施工性の観点からは固化処理土の固化前のフロー値についても管理して施工する必要があった。そのため、順次運搬されてくる浚渫土ごとに適切な配合が実施できるように、管理のための指標が必要であった。

そこで、工事着工前の2000年12月に土源の候補地のすべてから土砂を採取し、室内配合試験を実施し、強度とフロー値の確認を行った。浚渫土の対象となる浚渫区域ごとに想定浚渫土量や過去の施工実績を考慮して、図-6.1に示すA~L地点までの12地点から配合試験用の試料を採取して室内配合試験を実施した。

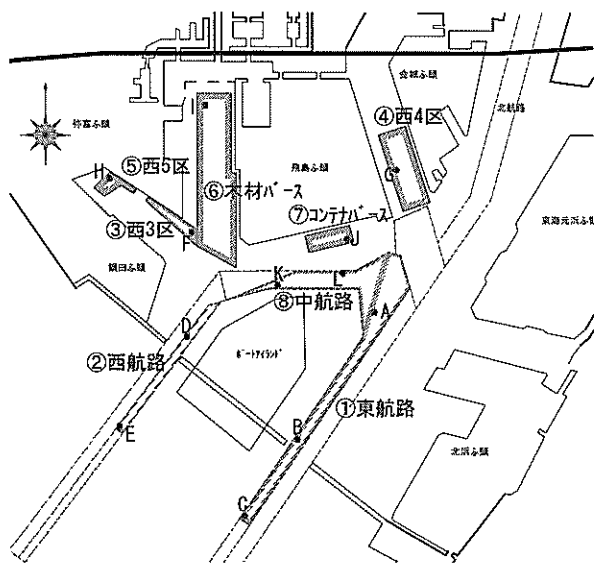


図-6.1 室内配合試験のための試料採取場所

事前の室内配合試験結果から得られた一軸圧縮強さ (q_u) と水セメント比 (W/C) との関係を図-6.2に示す。なお、ここでの水セメント比は、浚渫土砂及び添加するセメントスラリーに含まれる水分を加えた全体の水分とセメント重量との比率で定義している。なお、図には平

成11年度に名古屋港内で実施された工事での配合試験結果もあわせて示している (運輸省第五港湾建設局, 1999)。図より、いずれの浚渫土についても一軸圧縮強さは水セメント比が増加すると急激に低下する傾向が見られる。この関係は、浚渫土の種類と土性によって異なるものの、個々の土性に対してはほぼ一本の線で表されることが分かる。なお、図中のG (西4区) とH (西5区) の2試料については、他の試料と比較して強度発現が低い傾向が見られており、施工管理には注意を要する土源であることが分かる。

一連の配合試験結果から、多種多様な浚渫土の強度を管理する指標として、水セメント比 (W/C) を用いることとし、各土源ごとに q_u と W/C の相関式を求め、表-6.1に示した。なお、表には、相関式の他に室内目標一軸圧縮強さである 314kN/m^2 を得るための W/C の値もあわせて示している (佐藤ほか, 2002)。

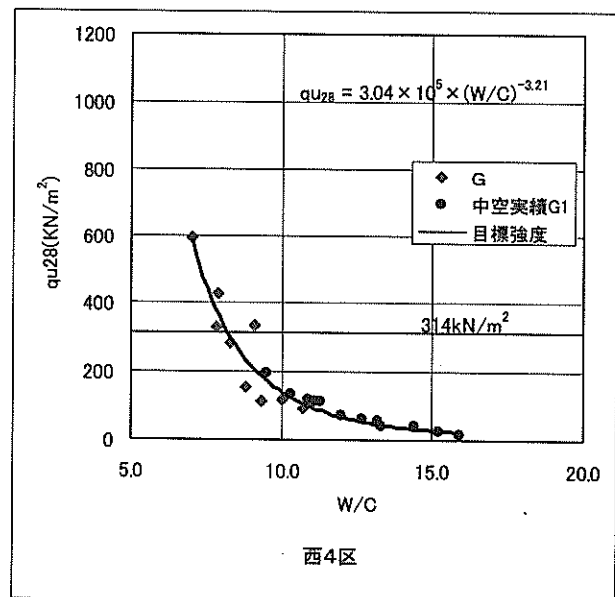
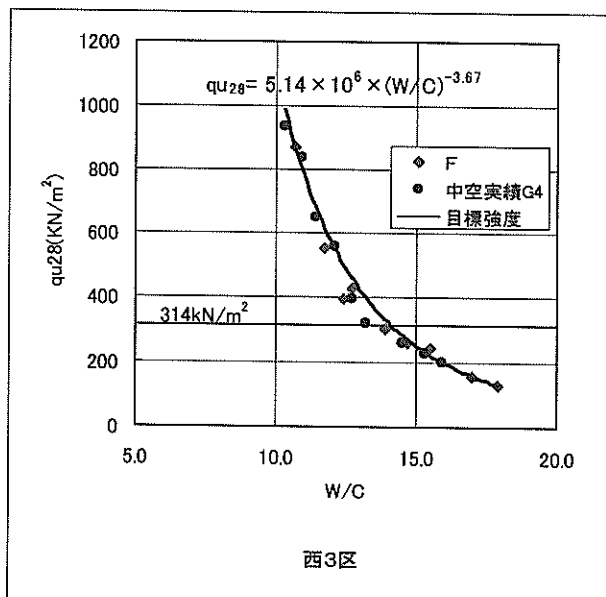
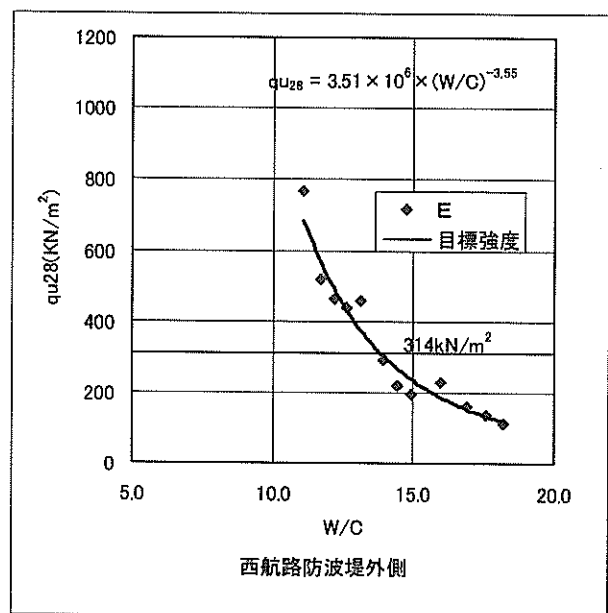
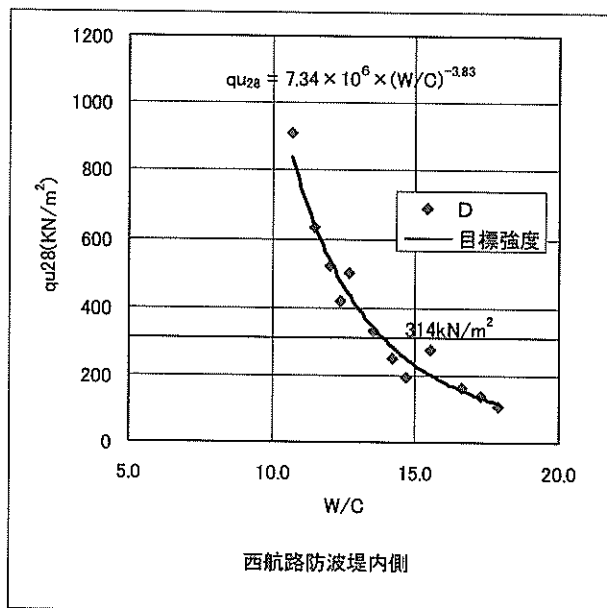
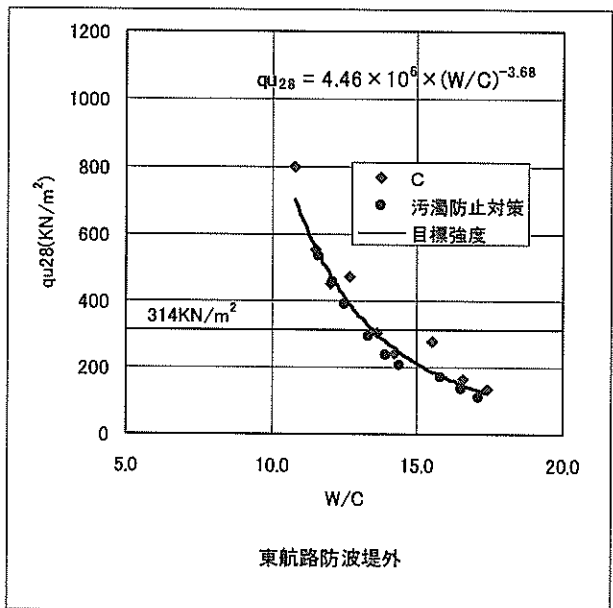
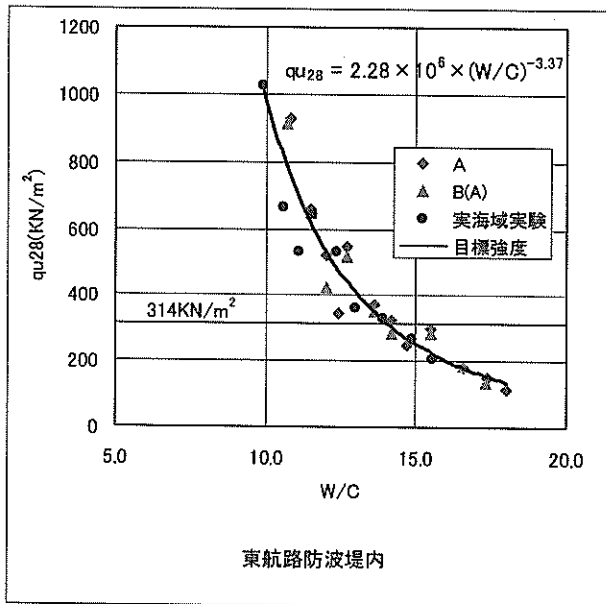
表-6.1 土源別の相関式と目標 W/C

浚渫区域	相関式	目標W/C
東航路防波堤内側	$qu_{28} = 2.28 \times 10^6 \times (W/C)^{-3.37}$	14
東航路防波堤外側	$qu_{28} = 4.46 \times 10^6 \times (W/C)^{-3.68}$	13
西航路防波堤内側	$qu_{28} = 7.34 \times 10^6 \times (W/C)^{-3.83}$	14
西航路防波堤外側	$qu_{28} = 3.51 \times 10^6 \times (W/C)^{-3.55}$	14
西三区	$qu_{28} = 5.14 \times 10^6 \times (W/C)^{-3.67}$	14
西3区	$qu_{28} = 3.04 \times 10^6 \times (W/C)^{-3.21}$	9
西5区	$qu_{28} = 1.60 \times 10^6 \times (W/C)^{-3.51}$	11
木材パース	$qu_{28} = 6.16 \times 10^6 \times (W/C)^{-3.77}$	14
コンテナパース	$qu_{28} = 1.11 \times 10^6 \times (W/C)^{-3.17}$	13
中航路	$qu_{28} = 5.80 \times 10^6 \times (W/C)^{-3.74}$	14

(2) フロー値管理のための目標含水比の設定

第5章にも述べたように、固化処理土の品質を確保するとともに大量急速施工を可能にするためには固化前の固化処理土のフロー値の管理は重要である。例えば、圧送距離が長い場合には、固化処理土のフロー値を大きめに設定することで施工能力の低下を防止することが可能であり、圧送距離が短くなった場合にはフロー値を小さめに設定して固化処理土の体積の増加を抑えるといったことが必要となる。

そのため、各土源ごとに室内配合試験を実施した。図-6.3に固化処理土の含水比とフロー値の関係を示す (佐藤ほか, 2002)。ここでのフロー値は、JHSA313で規定されるもので、直径80mm、高さ80mmの円筒形の容器に固化処理土を充填した後に円筒を垂直に引き上げたあとの直径の値である。図より、固化処理土の含水比が増加するにつれて、フロー値も大きく増加する傾向が



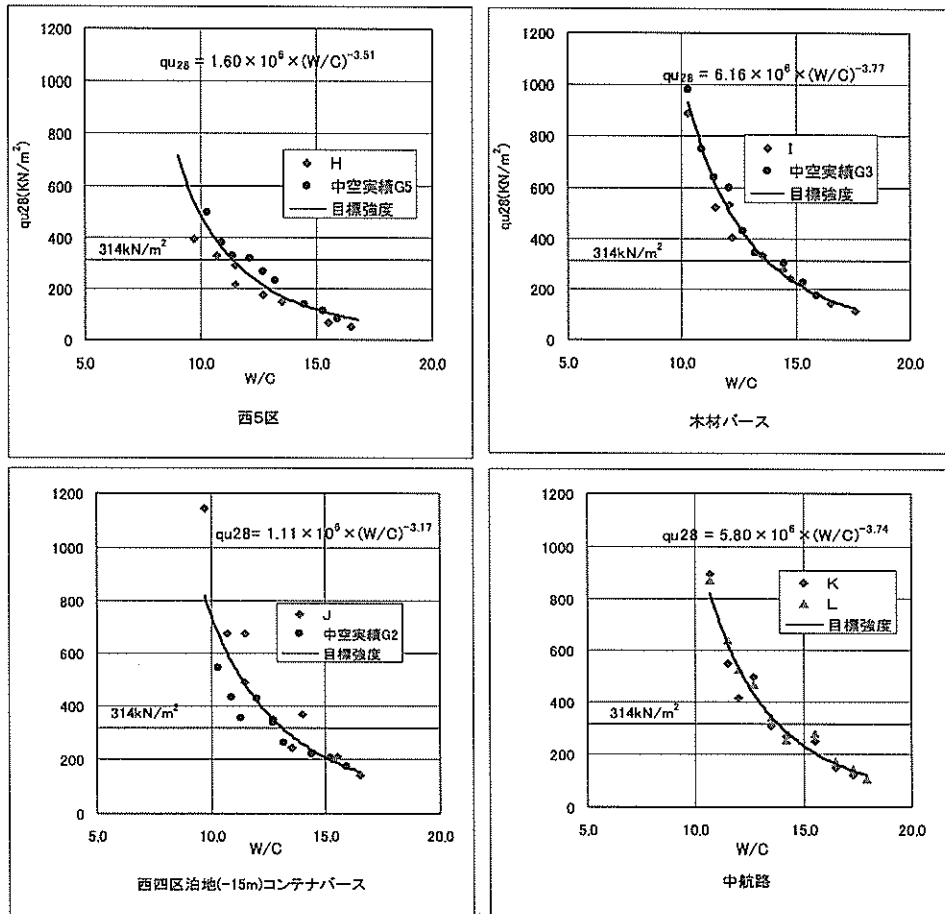


図-6.2 土源別の q_u と W/C の関係

見られる。しかし、その増加傾向は浚渫土の特性によって大きく異なることも分かる。目標とするフロー値は、体積変化率やこれまでの施工実績を考慮して95mmと設定した。その時の浚渫土ごとの固化処理土の目標含水比を表-6.2にまとめて示した。

表-6.2 土源別の目標含水比

浚渫区域	目標含水比
東航路-① (防波堤内側)	105 %
東航路-② (防波堤外側)	97 %
西航路-① (防波堤内側)	113 %
西航路-② (防波堤外側)	116 %
西3区	100 %
西4区	64 %
西5区	65 %
木材パース	88 %
コンテナパース	80 %
中航路	101 %

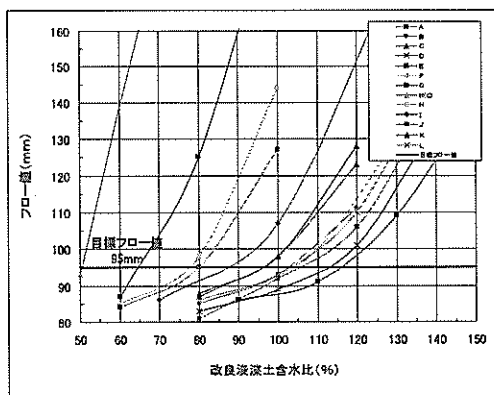


図-6.3 固化処理土の含水比とフロー値の関係

6.1.2 配合管理システムの構築

6.1.1で設定した管理指標 (W/C) や目標含水比によって、土源ごとの浚渫土の特性の違いについては対応することができる。しかし、第5章で述べたように、同じ浚渫場所であっても浚渫の深度が異なると浚渫土の含水比が大きく異なることが予想されている。さらに、図-5.4

に示したように土運船内においても浚渫土の含水比は大きく異なっている。浚渫土の含水比が強度に及ぼす影響について試算してみると、目標含水比付近で±30%の含水比の変動が生じると一軸圧縮強さ (q_u) は160～770kN/m²に変動することが分かった。そのため、浚渫土の含水比のばらつきに対する対策を講じておくことが必要となった。その対策として、(1) 揚土前にバックホウによる土運船内での事前解泥(攪拌)の実施、(2) リアルタイムで圧送中の浚渫土を監視するための配合管理システムの構築を行うこととした。

(1) 土運船内での解泥の実施

土運船内の浚渫土の含水比のばらつきへの対応策の一つとして、圧送船への揚土前に圧送船のバックホウによる解泥・攪拌を行うことにより、土運船内の含水比を出来る限り均一化してから揚土することとした。図-6.4には現地での解泥の状況を示した。解泥・攪拌を行う時間は長いほど含水比の均一化が図られてその効果も高くなるものと考えられるが、その分作業時間を要するため施工能力低下の原因となる。そこで、現地の施工性も考慮して土運船1隻当たり20分の解泥時間を設定した。

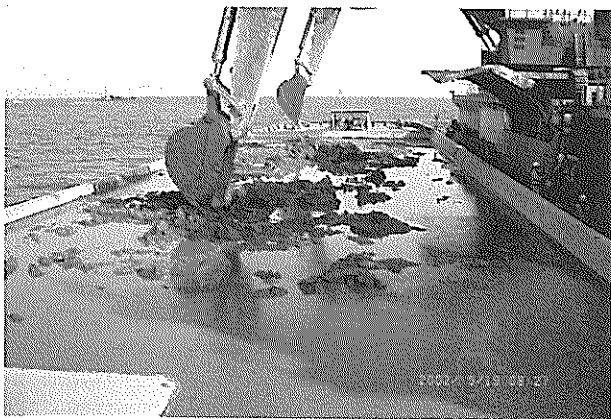


図-6.4 浚渫土の解泥・攪拌状況

(2) 配合管理システムの構築

浚渫土の土質特性の違い、含水比のばらつきや圧送船での加水量の調整などにより、圧送中の含水比は刻々と変動することが予想される。そのため、所定品質(強度、フロー値)を満足する固化処理土を製造するために、圧送中の浚渫土の含水比変動に追従し、固化処理土のW/Cを一定に保つ配合管理システムを構築した。今回開発した配合管理システムの基本構成を図-6.5に示す。同システムによる手順は以下の通りである。

- ① まず、事前の解泥・攪拌を受けた浚渫土をバックホウで圧送船上に揚土する。
- ② 浚渫土は、電磁流量計とγ線密度計で流量と密度が時々刻々計測され、その信号は、空気圧送船のブリッジに設置したパソコンに送信される。
- ③ パソコンでは、これらの計測データから移動平均値を計算するとともに浚渫土の水分量を計算し、浚渫土の種類ごとにあらかじめ設定されているW/Cに応じた固化材添加量を計算する。
- ④ 計算された固化材添加量は、無線または有線方式で固化材供給船上のパソコンに伝送される。
- ⑤ 固化材供給船上のパソコンによって所定量の固化材(スラリー状)が圧送されてきた浚渫土に添加・供給される。

これらの各測定結果は20秒ごとに平均値が計算されて、圧送船上のパソコンにフィードバックされ、浚渫土の含水比や流量の変動に自動的に追従できるようになっている(岩月ほか, 2002)。また、送泥流量、加水量、固化材添加量、圧送管内圧力の値はリアルタイムで空気圧送船のモニターに表示されるようになっている。これらの制御により、圧送船側での作業は土源に応じた目標W/C等の基本情報を施工開始前に入力するだけであり、わずらわしい配合管理を省力化することが可能となった。

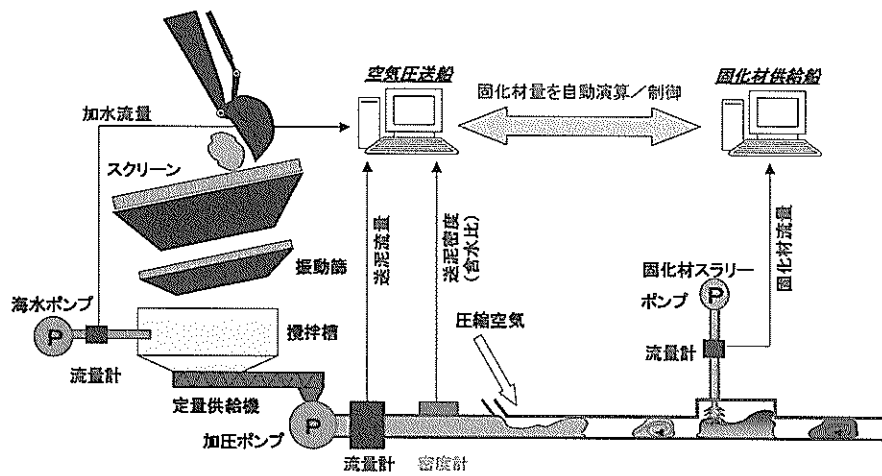


図-6.5 配合管理システム概念図

以下に、各計測機器の設定について説明を加える。

1) 水分量の計測方法

水セメント比 (W/C) を用いた固化処理土の強度の管理や固化材量の制御を実現するためには、圧送中の浚渫土の水分量を検出し、水分量に応じて固化材量を制御することが必要不可欠である。そこで、本システムでは、圧送配管中の浚渫土の密度を連続して測定するために γ 線密度計を採用することとした。

γ 線密度計の計測は、浚渫土にガンマ線を透過させ、その透過率から浚渫土の密度を計測する間接測定法の一つである。 γ 線が浚渫土内を透過する際に散乱が生じて、その一部が失われ検出器には到達しない。この散乱の程度は浚渫土の密度に依存しており、この性質を利用することにより浚渫土の密度を求めている (式 (6.1)) (宮下, 2000)。

$$\rho = (-1/\mu) \ln(I/I_0) \quad \text{式 (6.1)}$$

ここに、

- I : 浚渫土透過後に検出されたガンマ線の強度
- I_0 : 照射された γ 線の強度
- μ : 装置定数
- ρ : 浚渫土の密度

計測された密度の値から浚渫土の水分量を計算する際には、浚渫土が完全に飽和していると仮定し、図-6.6に示す湿潤密度と含水比の関係を利用することとした。

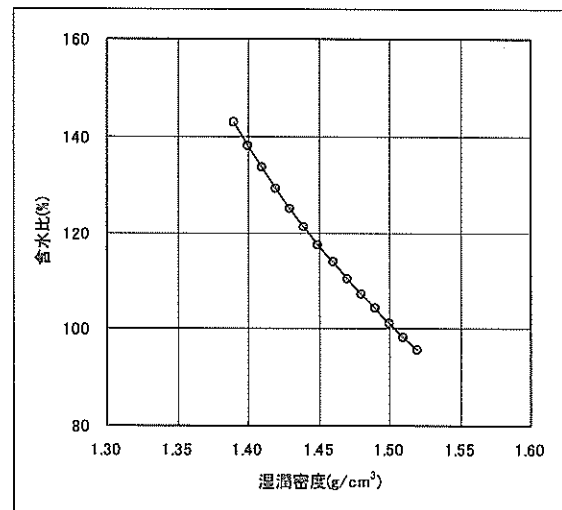


図-6.6 湿潤密度と含水比との関係

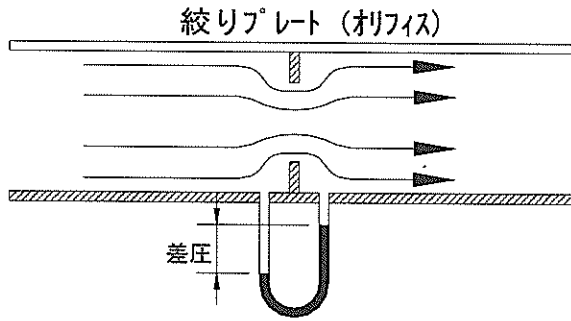
2) 浚渫土の流量の計測方法

配合管理システムを構築する上で重要な流量は瞬時流量と積算流量である。瞬時流量は時々刻々の流量であり、流量の監視や調整に必要なものである。一方、積算流量は瞬時流量をある一定時間内で積算したものである。浚渫土と固化材を一定の比率で混合する場合には、瞬時流量、積算流量ともに重要なファクターを占める。浚渫土のようなスラリー状のものを測定する場合には、浚渫土の粘性や浚渫土に含まれる障害物などに留意して計測装置を選定する必要がある。現在市販されている流量計のうち代表的なものを以下に示す (図-6.7参照) (松山, 1995)。また、表-6.3には、各流量計の比較を示した。

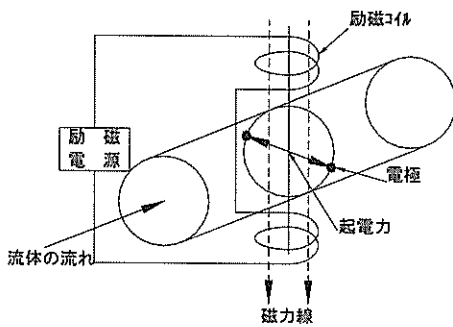
- ① 差圧式流量計：管路の途中に絞り機構 (オリフィス) を設け、前後の圧力差が流体の密度と流速に

比例することを利用するもの (図-6.7 (a)).

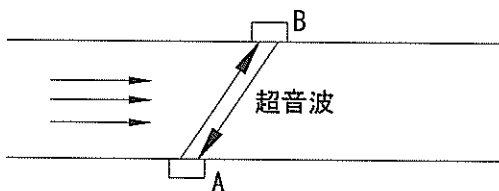
- ② 電磁流量計：配管に磁界を発生させ、流体が磁界を通過する際に流れと直角方向に発生する起電力を利用するもの。起電力は流速に比例する (図-6.7 (b)).



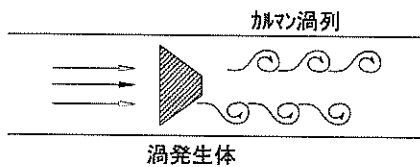
(a) 差圧式流量計



(b) 電磁流量計



(c) 超音波流量計



(d) 渦式流量計

図-6.7 流量計一覧 (イメージ図)

- ③ 超音波流量計：超音波を流れの上流側と下流側から交互に打ち込み、超音波の伝播時間の差から流速を計測するもの (図-6.7 (c)).
- ④ 渦式流量計：配管の流れの中に渦発生体を置くと下流側に発生する規則正しい渦の発生頻度 (数) が流速と渦発生体の形状によることを利用したもの (図-6.7 (d)).

流量計を選択するに当たっては、測定対象の性質や流量の測定範囲、精度、経済性等に応じて選択する必要がある。

表-6.3 各種流量計の比較

名称	差圧式流量計	電磁流量計	超音波流量計	渦流量計
測定精度	±2~3%	±0.5%	±0.5~2%	±1%
圧力損失	大きい	無し	無し	少ない
障害物	×	○	○	△
流量測定範囲	比較的狭い	広範囲	広範囲	広範囲
高粘性流体	△	○	○	×

今回の測定対象は浚渫土のスラリーであるが、配管を通過する際には最大粒径がφ100mm~200mm程度の障害物も混入すると考えられる。そのため、測定流体の特性を考慮すると、配管内に検出器が露出する差圧式流量計や渦式流量計では測定が難しいと考えられる。また、超音波流量計は測定対象に気泡が存在すると音波が遮断されるため、気泡の影響を受けやすい欠点がある。これらのことを考慮して、今回の施工条件では電磁流量計がもっとも適しているものと考えられた。

6.1.3 管理成果

(1) 圧送船の配合管理記録

図-6.8に配合管理システムの稼動状況の一例を示す。ここで示したデータは、工事着工直後の2001年6月末に1隻の土運船で運ばれてきた浚渫土を対象として、実際の連続施工の中でどのように配合調整が行なわれ、固化処理土が作製されているかの確認を行ったものである。図には、浚渫土の含水比と固化材添加量ならびに改良土のフロー値の時間変化を示している。なお、含水比と固化材添加量はそれぞれ圧送船と固化材供給船で計測された値であり、フロー値は打設船上の圧送管に取り付けたバルブから15分に1回ずつ採取した打設直前の固化処理土を対象とした値である。また、今回対象となった浚渫土は東航路(A)で浚渫されたもので、表-5.5に示したように砂分が約5~11%、液性限界が70~80%と想定された。土運船により空気圧送船まで運搬された時の浚

液状土の含水比は、液性限界（76.3%）の1.0～1.3倍程度であった。配合設定は、第4章での手順に従い、水セメント比（W/C）を14.0、固化処理土の含水比を110%、セメント添加量を55.5kg/m³と設定した。なお、施工時は着工直後であることと圧送距離が約1500mと非常に長いことを考慮して、目標含水比を105%から110%に、目標フロー値を95mmから100mmに変更して行っていた。

図-6.8より、圧送船上のγ線密度計から計算された加水調整後の液状土の含水比は105～118%の間で変動していたが、固化処理土のフロー値は目標値の100mmに対して±3mm程度の範囲にあり、よく管理されていることが確認できる。

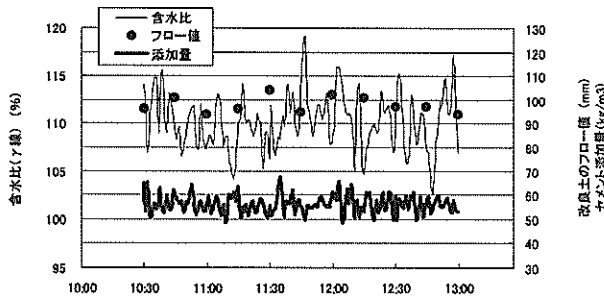


図-6.8 圧送中の含水比，フロー値，セメント添加量の経時変化

打設船上の圧送管に取り付けたバルブから現場打設直前の液状土を15分に1回ずつ採取し、直径5cm、高さ10cmの一軸圧縮試験用の供試体を作製した。供試体はラッピング後、室内標準養生（20℃一定）し、材令7日ならびに28日の時点で一軸圧縮試験を行った。その結果を表-6.4に示した（岩月ほか，2002）。また材令28日時の一軸圧縮強さについては図-6.9にも示した（岩月ほか，2002）。図には、一軸圧縮試験結果（図中の●印）の他に、圧送船で記録された水セメント比（W/C）の値から図-6.2に示す関係を用いて計算された強度もあわせて示している。計算による q_u は225kN/m²から420kN/m²の間でばらつき結果となった。一方、実測された強度は、280kN/m²程度から370kN/m²程度の値を示しており、計算値よりも最大値が小さく、最小値が大きいことが分かる。両者の値の経時変化はほぼ同様の傾向を示しており、両者の平均値の差は小さく、ばらつきの範囲と評価してよいと考えている。

表-6.4 打設船上採取試料の一軸圧縮試験結果

採取時間	採取時 フロー値 mm	材令7日			材令28日		
		q_{c7} kN/m ²	ρ_1 g/cm ³	w %	q_{c28} kN/m ²	ρ_1 g/cm ³	w %
10:30	96	182	1.428	108.2	348	1.425	107.4
10:45	101	142	1.418	114.0	268	1.409	113.1
11:00	94	144	1.418	110.6	277	1.417	108.8
11:15	96	128	1.418	111.1	309	1.421	109.4
11:30	104	110	1.424	111.8	270	1.411	111.1
11:45	95	170	1.415	116.9	314	1.412	108.4
12:00	102	123	1.405	108.1	261	1.399	114.0
12:15	101	115	1.409	114.3	261	1.403	113.5
12:30	97	202	1.425	110.4	361	1.415	108.1
12:45	97	135	1.414	111.9	306	1.412	110.9
13:00	94	110	1.423	109.3	271	1.417	107.6
平均	98	142	1.418	111.5	295	1.413	110.2

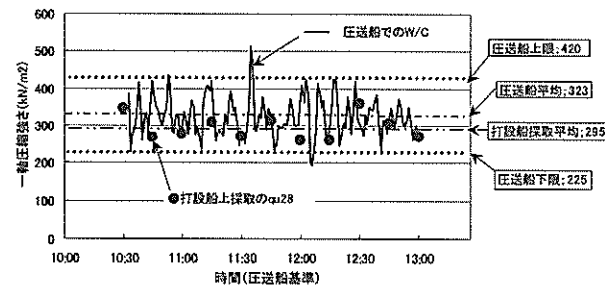


図-6.9 圧送中のW/Cから計算した q_u と打設船採取試料の q_u の経時変化

東航路液状土について、各土運船ごとに測定された水セメント比（W/C）の約3ヶ月間の変動を図-6.10に示す（沼尻ほか，2002）。目標の水セメント比（W/C）は14である。計測値は13.5程度から15.0程度の間でばらついているが、全般にはほぼ14で一定で配合調整が順調に行なわれていることがわかる。次に、図-6.11は、同じく東航路液状土を対象に固化処理土の含水比（材令28日）の変動の値である。図より、2001年6月初めから固化処理土の含水比が徐々に小さくなっていることが分かる。これは、施工が進むにつれて加水量を減少させてフロー値を小さくすることができるようになったことを示している。固化処理土の含水比を低くできることは、液状土量の受け入れ量が多くなることと固化材添加量の低減につながっている。

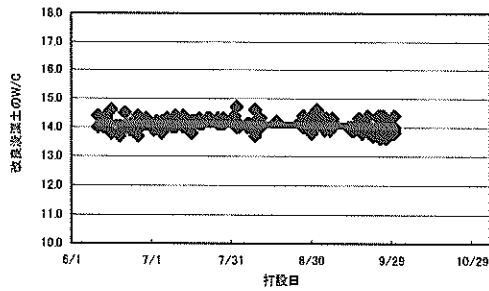


図-6.10 土運船ごとの水セメント比 (W/C) の実績

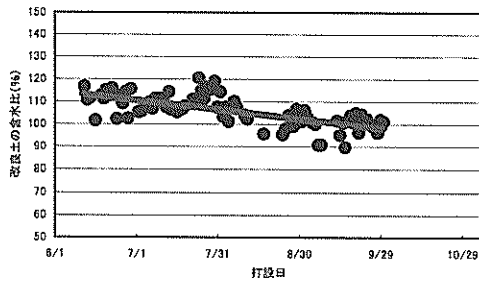


図-6.11 固化処理土の含水比の実績

(2) 設定 W/C と q_u の実績

図-6.12に、圧送船で設定した W/C と打設船上で採取したモールド試料の一軸圧縮強さを示す。設定 W/C は、供給土源毎に設定しているため、西 4 区土源の供給時期と重なる 2001 年 7 月から 2001 年 10 月の間で設定 W/C が 8.5 となっている期間も見られる。2001 年 11 月から 2002 年 2 月と 2002 年 2 月から 2002 年 5 月にかけては、モールド試料の平均一軸圧縮強さが 400 kN/m^2 を上回る回数が増えたため設定 W/C を段階的に引き上げて、モールド強度の補正を試みた。その結果、モールド試料の一軸圧縮強さは、2002 年 4 月から 400 kN/m^2 を下回るようになっていることが分かる。その後、2002 年 5 月に設定

W/C を引き下げたため、一軸圧縮強さが再び上昇する傾向が見られる。なお、2002 年 3 月から 2002 年 5 月末頃までの設定 W/C は一定値で供給土源も中航路の 1 土源に限られているにもかかわらず一軸圧縮強さは $240 \sim 550 \text{ kN/m}^2$ の間に分布しており、室内配合試験で見られたような明瞭な q_u -W/C の相関は見られなかった。これは、同一土源であっても浚渫区域のわずかな違いなどにより浚渫土の物理特性が異なったためと考えられる。

(3) 打設直前の固化処理土の特性

浚渫土の供給土量の約 86% を占める東航路と中航路の浚渫土に対する打設船上で採取した試料 (モールド試料) の一軸圧縮強さ、含水比、フロー値の度数分布を図-6.13 に示す。東航路からの浚渫土の一軸圧縮強さの平均は 405 kN/m^2 で変動係数は 27.4% である。一方、中航路からの浚渫土では、平均強さは 428 kN/m^2 で変動係数は 30.7% となり、両浚渫土とも概ね同じような値を示していることが分かる。

含水比について見ると、東航路が平均 99.8%、変動係数 7.8% に対し、中航路では平均 91.9%、変動係数 17.7% となっており、中航路の方が含水比のばらつきは大きくなっている。

また、フロー値は、東航路で平均 98.0mm、変動係数 6.9%、中航路が平均 95.7mm、変動係数 14.9% で、圧送距離の短い工期後半に施工された中航路の方がフロー値は小さくなっている。

これらの結果から、浚渫場所の違いにより浚渫土の特性が変化しても、含水比を適切に管理するとともに、土源毎に W/C を設定することによってほぼ同様の一軸圧縮強さの結果が得られた。

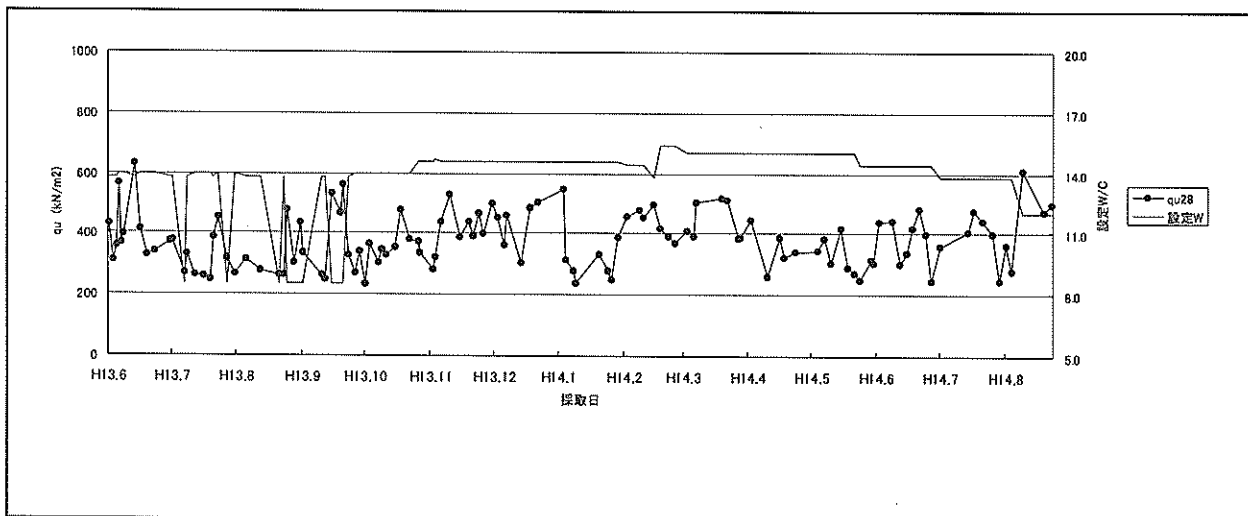
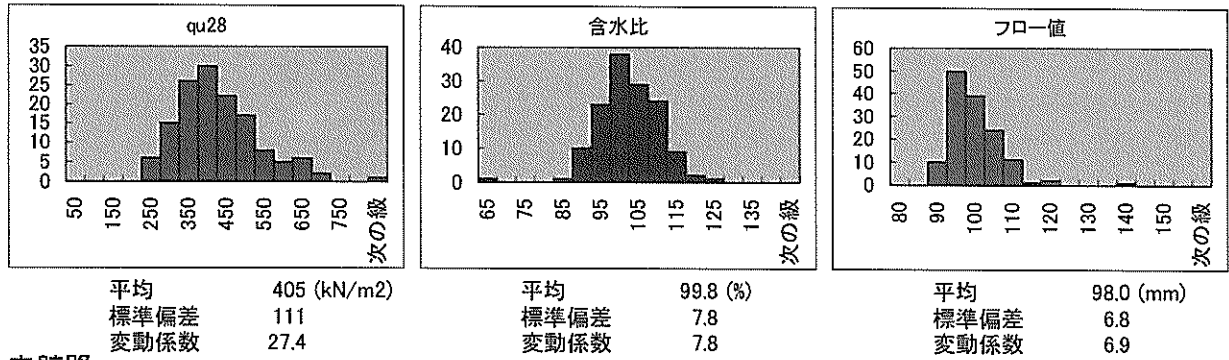


図-6.12 設定 W/C とモールド試料の q_u の推移

東内



中航路

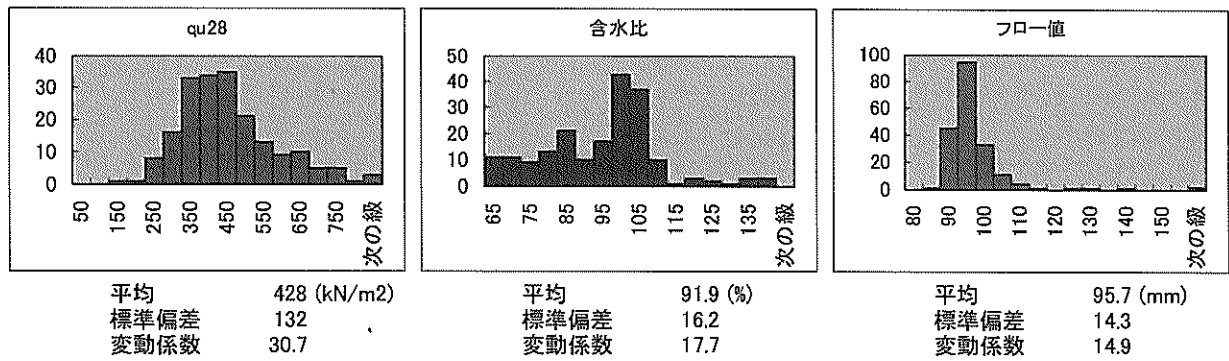


図-6.13 一軸圧縮強さ，含水比，フロー値の度数分布

打設直前の固化処理土についての品質確認は，フロー値と強度の2項目について行った。まず，フロー値に関しては，打設船上の圧送管に取り付けたバルブから約25,000m³に1回の割合で固化処理土を採取してフロー値を確認した。なお，各土運船の入れ替え直後には5～10分間隔で数回固化処理土を採取してフロー値を測定し，安定状態に達したことを確認している。強度についても，圧送船上の圧送管に取り付けたバルブから固化処理土を約25,000m³に1回の割合で採取し，直径5cm，高さ10cmのモールドに詰め室内での28日間の標準養生の後に一軸圧縮強度試験を行い，一軸圧縮強さの平均値と変動係数を測定した。

図-6.14と図-6.15は，全施工期間における固化処理土のフロー値と28日養生後の一軸圧縮強さ (q_u) の結果をそれぞれ示している (太田ほか, 2003)。まず，フロー値について見ると，得られたデータは80mmから150mm程度にわたって広く分布しているが，その多くは目標値の90～100mm近くに分布していることが分かる。前述したようにフロー値の目標値は，施工期間中に100mmから95mmへと変化させているが，計測値よりほぼ目標通りに打設が行なわれていたことが確認できる。また，変動係数は15.2%と比較的小さいことが確認できた。一方，一軸圧縮強さについての度数分布を見ると，得られた値は150～800kN/m²の広範囲にわたって分布しているが，

その多くは300～450kN/m²に多く分布していることが分かる。一軸圧縮強さの平均は430kN/m²で，変動係数は32.7%であった。強度は目標室内強度 (q_{u1}) の314kN/m²に対して約37%程度高めの値となっているが，ほぼ目標通りの均一な施工が出来たことが確認できる。

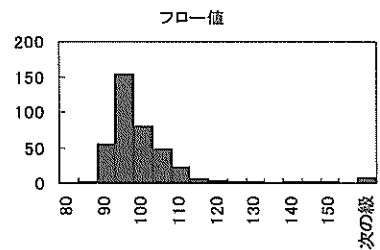


図-6.14 打設船上で採取した試料のフロー値の度数分布 (全施工期間)

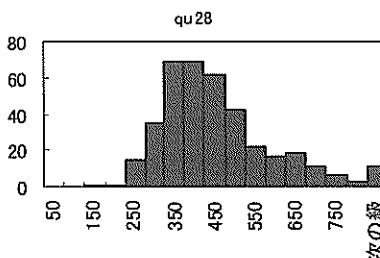
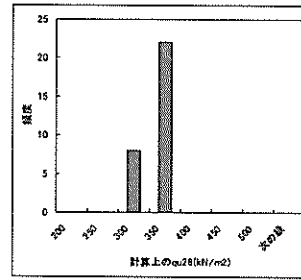


図-6.15 打設船上で採取した試料の q_u の度数分布 (全施工期間)

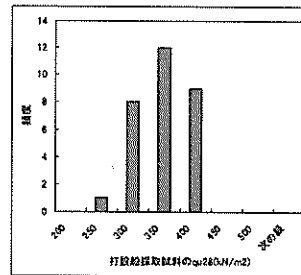
(4) 現地打設した固化処理土の特性

施工中の1隻の土運船で運搬されてきた浚渫土を対象に、圧送船で記録されたW/Cから推定した一軸圧縮強さ、打設船上で採取した固化処理土の一軸圧縮強さ、現地で気中打設された場所からブロックサンプリングした固化処理土の一軸圧縮強さの変動を調査した。調査の結果を図-6.16に示す。図-6.16 (a)において、W/Cの値は圧送船上で記録されたW/Cの値を5分毎に平均したものである。この記録と事前配合試験で得られた q_u -W/C関係を用いて一軸圧縮強さを推定し、その強度の度数分布を図-6.16 (a)に示した。推定された28日材令の一軸圧縮強さ(q_u)の平均値は304kN/m²であり、その変動係数は4.2%であった。次に、打設船で15分おきにモールド採取し、室内標準養生を行った一軸圧縮試験結果を図-6.16 (b)に示しているが、この場合の一軸圧縮強さ(q_p)の平均値は322kN/m²であり、変動係数は12.9%であった。最後に、気中打設を行った場所から、ブロックサンプリングして求めた一軸圧縮試験結果を図-6.16 (c)に示す。ブロックサンプリング試料の一軸圧縮強さ(q_p)の平均値は353kN/m²で、変動係数は16.5%となった。

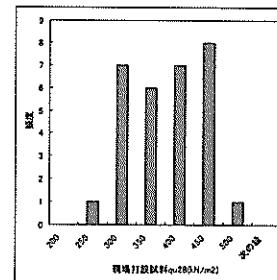
三種類の試料の一軸圧縮強さを比較すると、現場に打設された改良土の一軸圧縮強さが最も大きい結果となった。この原因は、調査日が9月で気温の高い時期に重なったため、現場での養生温度が室内標準養生時の20度よりも高かったことが要因の一つとして考えられる。一方、ばらつきの指標となる変動係数について見ると、現地に打設された改良土が最も大きな値となった。これは、養生条件の違いやサンプリングの乱れの影響と考えられる。



(a) W/Cから推定した一軸圧縮強さ



(b) 打設船上で採取した固化処理土の一軸圧縮強さ



(c) 現地に打設された固化処理土の一軸圧縮強さ

図-6.16 一軸圧縮強さの度数分布

(5) 造成地盤の強度特性

埋立完了後の固化処理土地盤について、図-6.17に示す位置においてボーリング (25ヶ所)、コーン貫入試験 (10ヶ所) を実施し、深度方向における強度分布を調査した。ボーリングはスリーブ内蔵二重管式サンプリング (コアパック) でサンプリングし、深度1mあたり2~3本の供試体について一軸圧縮試験を行った。一方、コーン貫入試験は、ボーリングを行った25ヶ所中の10ヶ所の地点で、半径1m以内の位置でほぼ同時期 (2日以内) に実施した。各調査は打設後28日前後に行なった。材令28日未満の場合は、室内配合試験結果から材令28日の強度に対する強度比を設定した強度増加率を考慮して28日強度に換算 (割増し) することとした。

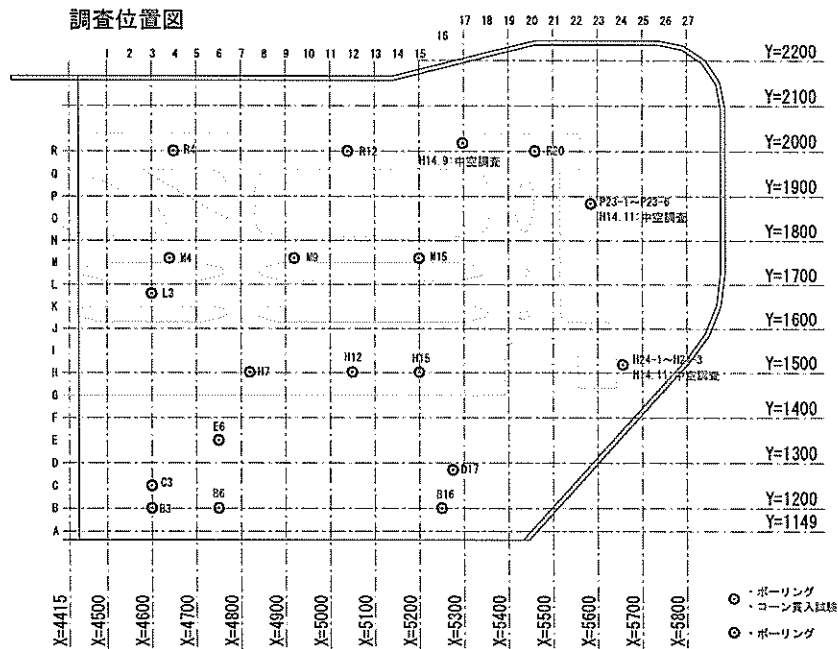


図-6.17 調査位置平面図

ボーリングにより採取した試料の一軸圧縮強さ (q_u) の深度分布を図-6.18に示す。図では、埋立地内の潮位である1.1mを基準に、1.1m以浅の試料を気中部、1.1m以深の試料を水中部として示している。それぞれについての平均強度、変動係数を表-6.5にまとめて示す。表より、ボーリングした25ヶ所全体での一軸圧縮強さの平均は296kN/m²で、その変動係数は37%であった。図-6.16 (b) に示した打設直前の試料の一軸圧縮強さ (322kN/m²) と比較すると8%程度小さく、変動係数は3倍程度大きくなっていることが分かった。気中部の一軸圧縮強さの平均は364kN/m²で変動係数は28%であり、変動係数の値は設計値35%よりも良い値が得られた。一方、水中部の一軸圧縮強さの平均は282kN/m²で、変動係数は38%であり、気中部と比較すると強度低下とばらつきが拡大が見られる。水中部におけるこれらの傾向は、水中打設する際に発生する固化材の分離や水の巻き込みによるものが原因と考えられる。

次に、含水比の結果について見る (図-6.19, 表-6.6) (太田ほか, 2003)。まず、気中部における含水比に着目すると、含水比の平均は96.9%、変動係数は8.1%であり、施工中の含水比はほぼ一定にコントロールされていることが見られ、現場における品質管理が一定の成果を挙げていると考えられる。一方、水中打設での含水比について見ると、含水比の平均値は107%で、変動係数は20%と大きくなっていることが分かる。気中部と水中部での含水比の違いの要因として、養生中の乾燥の影響も

あるとは思えるが、水中打設時の水の巻き込みの影響が大きいものと考えられる。

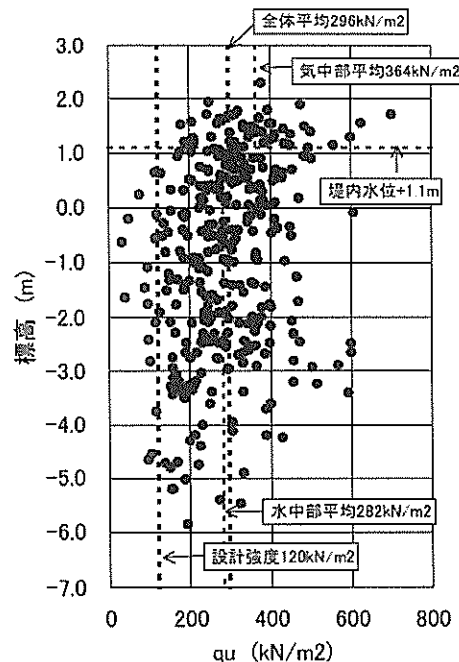


図-6.18 一軸圧縮強さの深度分布

表-6.5 一軸圧縮強さ一覧

全体平均値	kN/m ²	296
全体変動係数	%	37.0
気中部(D.L.+1.1m 以上)平均値	kN/m ²	364
気中部(D.L.+1.1m 以上)変動係数	%	28.0
水中部(D.L.+1.1m 以深)平均値	kN/m ²	282
水中部(D.L.+1.1m 以深)変動係数	%	37.6

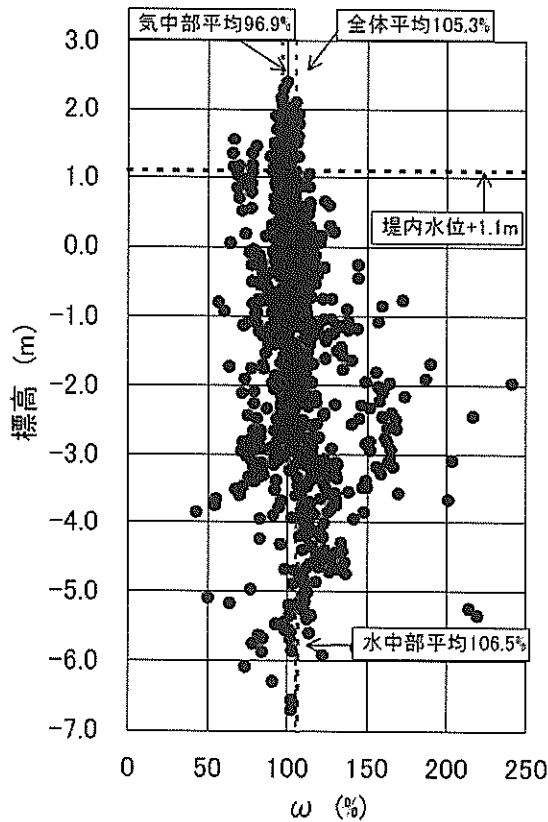


図-6.19 含水比の深度分布

表-6.6 含水比一覧

全体平均値	kN/m ²	105.3
全体変動係数	%	19.6
気中部(D.L.+1.1m 以上)平均値	kN/m ²	96.9
気中部(D.L.+1.1m 以上)変動係数	%	8.1
水中部(D.L.+1.1m 以深)平均値	kN/m ²	106.5
水中部(D.L.+1.1m 以深)変動係数	%	20.2

次に、10ヶ所の各調査地点におけるコーン貫入試験結果を図-6.21に示す。図では、コーン先端抵抗の1cm毎の計測値から上下10cm間での平均値 (q_c) を求め、その位置での土かぶり圧 (σ_{vo}) を引いた値 ($q_c - \sigma_{vo}$) を示している。なお、図では、後述する図-6.22のコーン貫入の先端抵抗値と一軸圧縮強さとの関係を用いて一軸圧縮強さに換算して示している。図よりいずれの調査地点においても、強度は深度方向に大きくばらついているが、全般的には200~400kN/m²程度の範囲に分布していることが分かる。図には、図-6.18に示したサンプリング試料を対象とした一軸圧縮試験結果のうち同一地点での値の結果もあわせてプロットしているが、両者は比較的良好一致を示していることが分かる。

前述したように、コーン貫入試験を行った場所の直近でボーリングサンプリングを行い一軸圧縮試験も実施している。コーン先端抵抗値と一軸圧縮強さとの関係を図-6.22に、その度数分布を図-6.23にそれぞれ示す。両者の比率は2~24までと非常に広範囲にばらついているが、全般的には5~15の範囲に多くのデータがあることが分かる。図-6.22より、両者の関係を直線回帰で求めると、

$$q_c - \sigma_{vo} = (5 \sim 15) \times q_u = 8.8 \times q_u \quad \text{式 (6.2)}$$

の関係が得られた。既往の研究では、 $q_c - \sigma_{vo} = (6 \sim 12) \times q_u = 8.5 \times q_u$ の関係が得られており（(財) 沿岸開発技術研究センター, 2001）、今回の関係はそれとほぼ同等の結果であった（武林ほか, 2003；山根ほか, 1998）。

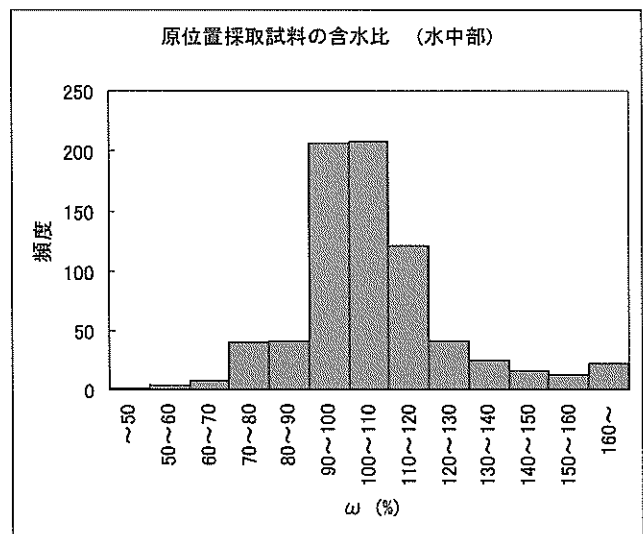
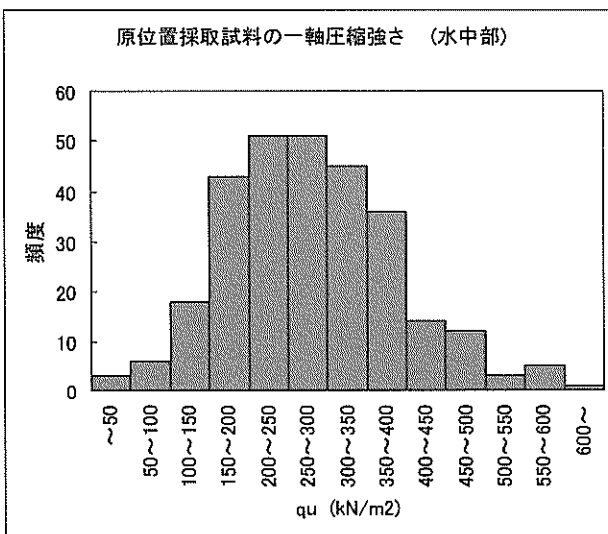
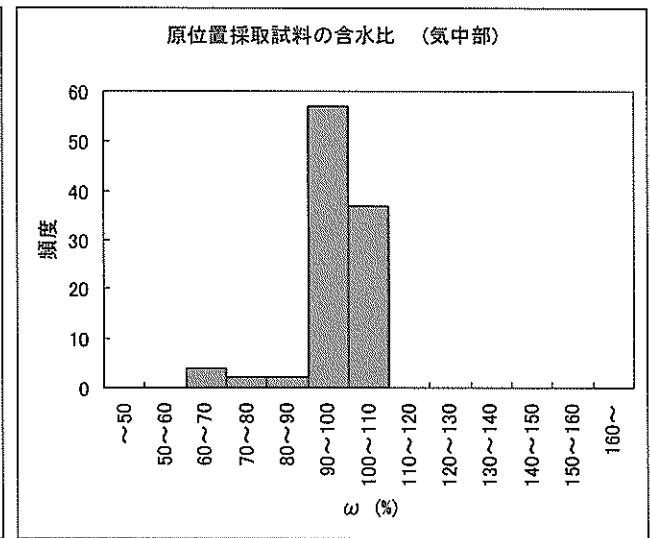
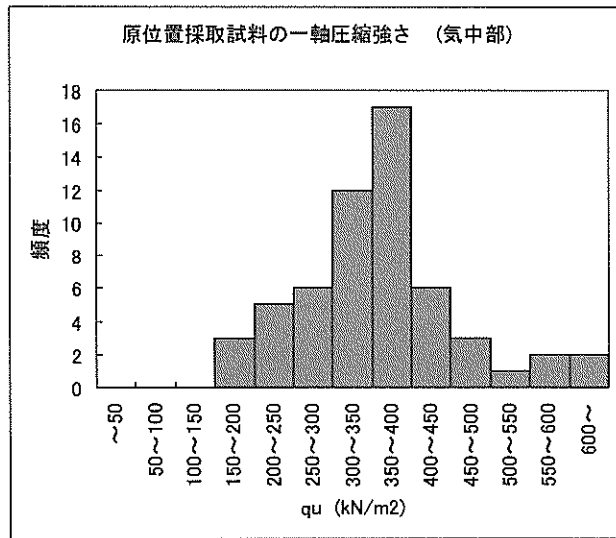
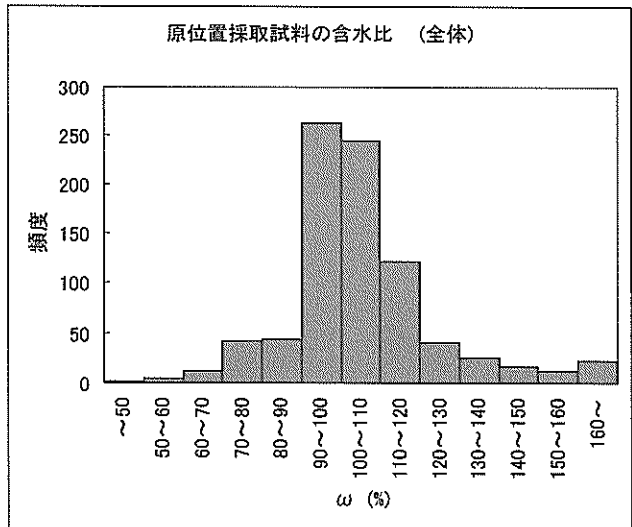
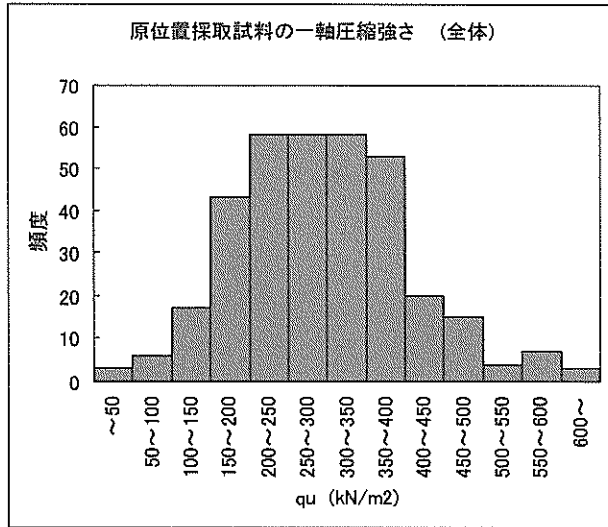


図-6.20 一軸圧縮強さの度数分布

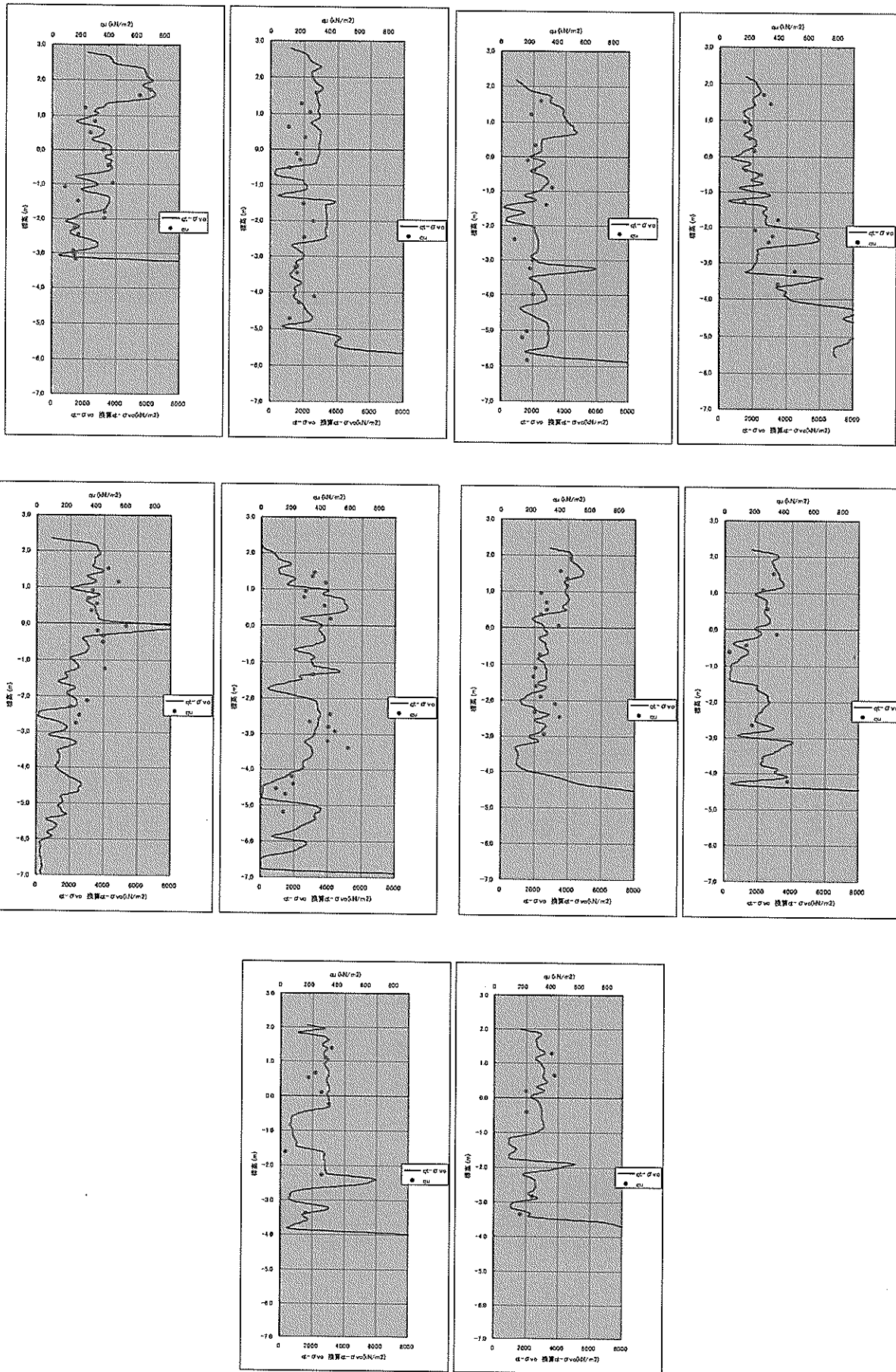


図-6.21 コーン貫入値の深度分布

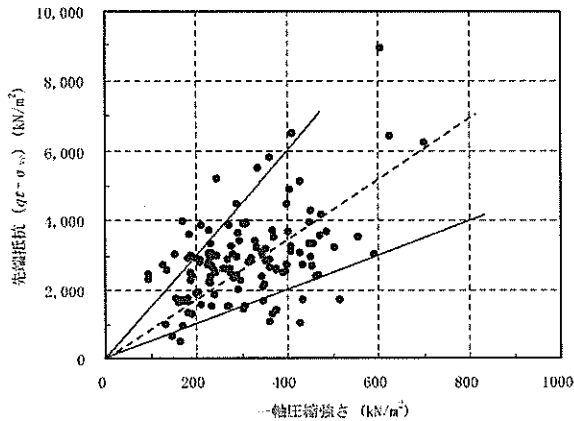


図-6.22 コーン貫入抵抗値と一軸圧縮強さとの関係

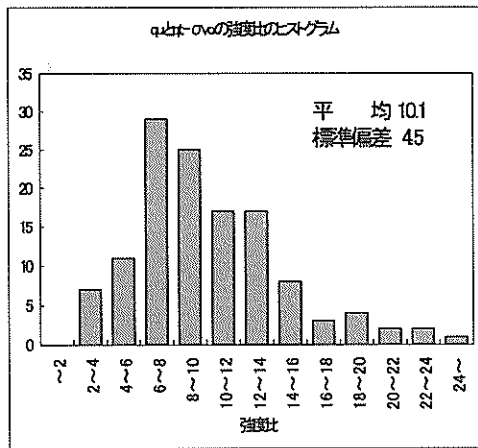


図-6.23 コーン貫入抵抗値と一軸圧縮強さとの関係の度数分布

(6) 設計値との比較

これまで、圧送船上での管理、打設直前の固化処理土ならびに現地打設地盤の強度特性について考察を加えてきた。ここでは、設計時に設定した地盤強度のばらつき、現場強度と室内強度の比率ならびに基準強度の達成度について考察を加えることとする。

まず、強度のばらつきについて、現地ボーリングならびにコーン貫入試験より得られた一軸圧縮強さの平均値

と変動係数の値を表-6.7に示す(坂野ほか, 2003)。表中、「実測 q_u 」はボーリング試料に対して行った一軸圧縮試験より求められた一軸圧縮強さであり、「換算 q_u 」はコーン貫入試験と式(6.2)を用いて計算された一軸圧縮強さをそれぞれ示している。表より、3種類の方法で求めた地盤全体の「実測 q_u 」、「換算 q_u 」の平均値は比較的良好一致を示している。また、水中部と気中部に分けても調査方法による優位な差はない。ボーリング10箇所分の気中部の平均 q_u がやや他の方法による換算 q_u と比べて大きい、データ数が少ない影響と考えられる。

ばらつきを示す変動係数の値は、全体で37%~50%と当初の設定値35%と比べて同等~大きめの結果となっている。当初設定値は現地ボーリング試料の q_u のばらつきを対象としているため、全ボーリングの結果(37.0%)とはほぼ一致している。調査方法で比較するとCPTがもっとも大きな値を示しているが、計測ピッチが細かい(1cmピッチ)ことが反映されていると考えられる。

水中部と気中部で比較すると水中部の方が大きいのは、水中打設による材料分離や海水の巻き込みによる影響と考えられる。

次に、強度比について考察を加える。第4章で述べたように、配合設計時には現場改良土の強度と室内配合供試体の強度との比率を、これまでの実績から水中打設と気中打設を問わず一律0.5と設定した。時々刻々施工される固化処理土に対して室内で試料を配合・作製することが出来なかった。そこで、ここでは、打設施工中に打設船上で25,000m³の頻度で採取し室内標準養生した供試体の一軸圧縮強さを室内配合強度と考えることとする。表-6.7でとりまとめた結果に相当する時期と浚渫土に相当するモールド試料の平均 q_u は430kN/m²であった(図-6.15)。表-6.7に示す結果とあわせると、表-6.8に示すような結果が得られる。表より、気中に打設した場合の強度比は0.85~0.93となり、これまでの実績(0.7程度)より多少高めの値が得られている。一方、水中打設の場合の強度比も0.6以上であり、これまでの実績(0.5程度)に比べ比較的大きな値が得られている。水中打設部では養生条件などの他に打設時の材料分離や水の巻き込みが

表-6.7 一軸圧縮強さ (q_u) の平均値, 変動係数, 強度比

調査方法	調査点数	実測 q_u , 換算 q_u (kN/m ²)						強度比 水中÷気中	備考
		全体		気中部		水中部			
		平均値	変動係数	平均値	変動係数	平均値	変動係数		
ボーリング	10箇所	296	42.0%	401	31.5%	278	41.4%	0.69	10箇所、2種類の調査を同時に実施した箇所
CPT		280	49.7%	376	39.2%	268	49.8%		
全ボーリング	25箇所	296	37.0%	364	28.0%	282	37.6%	0.77	上記10箇所その他、ボーリングのみ15箇所分のデータ

影響すると考えられていたが、今回の施工では出来る限り水を巻き込まないように注意して施工した効果が表れたものと考えられる。

表-6.8 強度比一覧

	現地強度	室内強度	強度比
全 体	280~296kN/m ²	430kN/m ²	0.65~0.69
気中打設	364~401kN/m ²		0.85~0.93
水中打設	268~282kN/m ²		0.62~0.65

次に、基準強度の達成度に関して考察を加える。第4章で述べたように、固化処理土の過大な強度を防ぐために、今回の工事においては、基準強度以下の測点がある程度許容する設計を行った。設計では、現地改良地盤の一軸圧縮強さ (q_u) が設計基準強度 (120kN/m²) を下回る比率で定義されている。表-6.9には、ボーリング試料ならびにコーン貫入試験より得られた基準強度以下の測点比率の値をまとめて示した。表より、調査地点によって大きく異なる結果が見られる。No.8とNo.9の調査地点については、ボーリング試料ならびにコーン貫入試験結果とはほぼ同じ傾向を示しており、試験方法による影響は見られない。一方、No.5とNo.6については、コーン貫入試験から得られた比率が大きいものに対して、ボーリング試料より求められた比率は小さく、試験方法により異なる結果が得られている。全体的には、ボーリング試料に比べてコーン貫入試験から得られた基準強度以下の測点比率が大きい傾向（全体平均で約3倍）が見られる。また両試験法とも設定した25%よりもかなり小さな値であることが分かる。

なお、試験方法によって比率が異なることに関しては、コーン貫入試験では深度方向に連続したデータであるのに対して、ボーリング試料を対象とした試験では、1mあたり2~3本の比較的状态の良い試料を選んで試験される傾向があるために比率が小さくなったものと考えられる。

表-6.9 基準強度を下回る測点比率の算定結果

調査地点 No.	ボーリング	CPT
No.1	5.9%	4.4%
No.2	0.0%	7.2%
No.3	7.1%	6.6%
No.4	0.0%	4.0%
No.5	0.0%	21.3%
No.6	7.1%	21.3%
No.7	0.0%	7.8%
No.8	12.5%	17.8%
No.9	20.0%	27.3%
No.10	0.0%	10.4%
全体	4.5%	13.2%

6.2 大規模急速施工への対応策

6.2.1 施工効率の確保

(1) 固化処理土のフロー値の設定

まず、事前の室内配合試験で求めた土源毎の固化処理土の含水比とフロー値の関係を図-6.24に示す。図中、浚渫区域が東航路、西3区、中航路の浚渫土については、含水比とフロー値の関係はほぼ同様の傾向を示していることが分かる。一方、西航路の浚渫土に関しては、先の土源の浚渫土と比較して、同一含水比におけるフロー値が小さく粘性の低い土質であることが分かる。また、西4区の浚渫土は、逆に、同一含水比におけるフロー値が大きいばかりでなく、含水比に敏感に反応してフロー値が大きくなることが分かる。これらの傾向から、西4区の浚渫土についてはそれほど加水をしなくても流動性は高くなるものと予想された。また、西航路の浚渫土については、東航路、中航路と同じフロー値を得るために加水を多く設定する必要があると考えられた。

しかし、運転時の目標フロー値は、これらのデータを考慮しつつ現場での打設状況や強度発現状況を確認しながら試行錯誤して決定することとした。本施工以前には、圧送距離1,000m程度の場合でフロー値100mmでの実績があるが、圧送距離が1,500mmと長距離なことに加えて運転の状況が良く掴めない施工初期段階については目標フロー値である95mmを120mmに緩和して打設能力の確保を優先することとし、施工の進捗に伴って圧送距離が短くなるごとに順次110mm、95mmの3段階でフロー値を調整していくこととした。

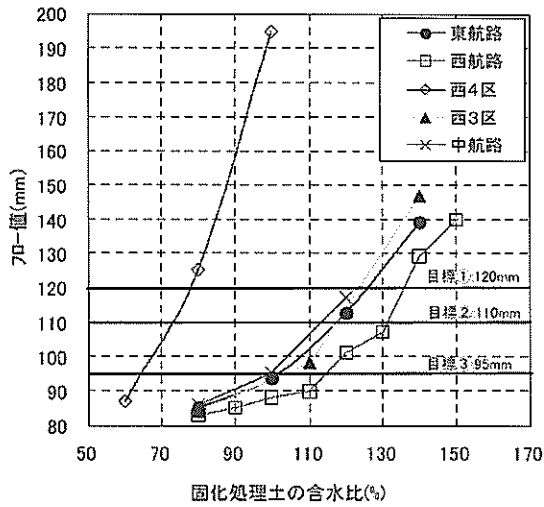


図-6.24 固化处理土の含水比とフロー値

6.2.2 船団管理システムの構築

第5章で述べたように、本工事では表-6.10に示すように3船団の体制で施工した。施工では、浚渫区域に応じたW/Cの設定値や稼働状況の管理が重要である。さらに、浚渫土の受入れ土量の管理には常に施工状況を監視しておく必要があった。そのため、本現場では3船団の稼働状況を管理するための船団管理システムを導入した。本システムでは、各船の配合設定値、圧送圧力や能力といった運転状況、トラブルなどの故障状況などの情報を1隻の圧送船（TOTORAⅢ）に集約し、集中管理できる方式を採用した。

図-6.25に船団管理システムの画面表示例を示す。本システムでは、各圧送船の配合設定値（目標W/C等）と運転時の圧送圧力、圧送土量、固化材供給量などが最小

表-6.10 3船団の仕様

種類	大項目	A船団	B船団	C船団
空気圧送船	船名	TOTORAⅢ	AP-1000	風神
	仕様	6000PS級	6000PS級	6000PS級
	時間当り能力（公称）	800m ³ /hr	800m ³ /hr	800m ³ /hr
	時間当り空気量	720m ³ /min	750m ³ /min	500m ³ /min
	排砂管径	760mm	800mm	660mm
固化材供給船	船名	CP-3600		第八桑和
	時間当り能力	100m ³ /hr×2系統		100m ³ /hr
	スラリーW/C	1.0		1.0
打設船	船名	野分	迅雷	扇栄
	打設方式	自然流下		油圧ポンプ
	時間当り能力	800m ³ /hr	800m ³ /hr	800m ³ /hr

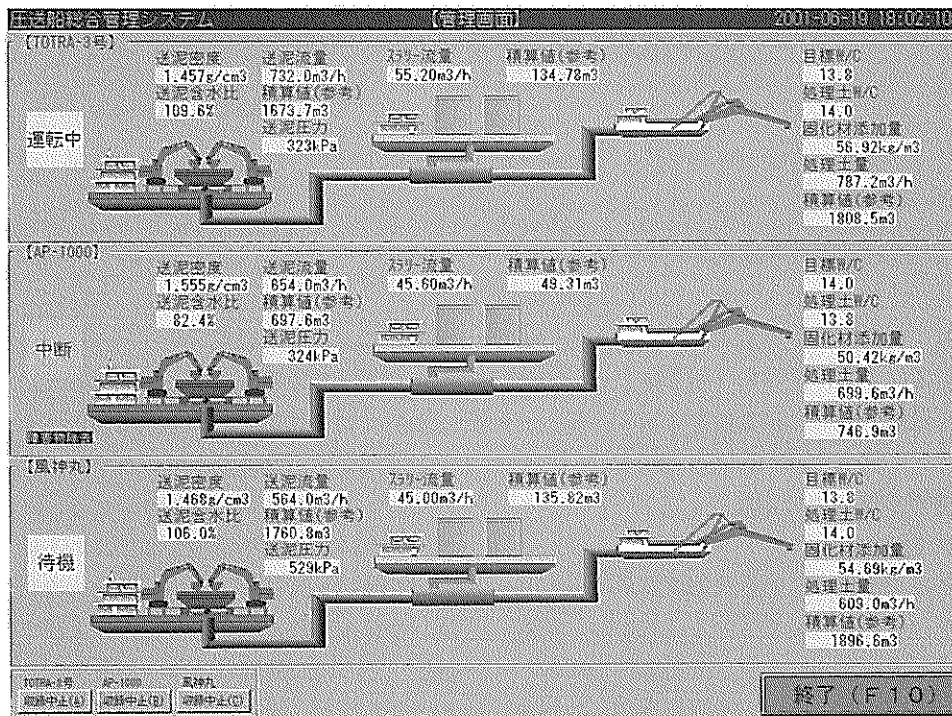


図-6.25 船団管理システムの画面表示例

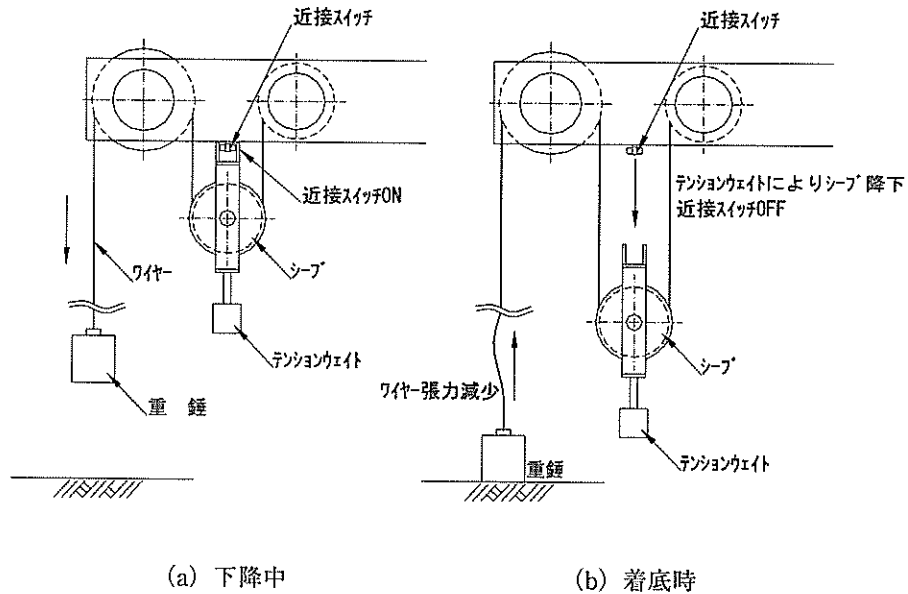


図-6.26 オートレッド作動原理図

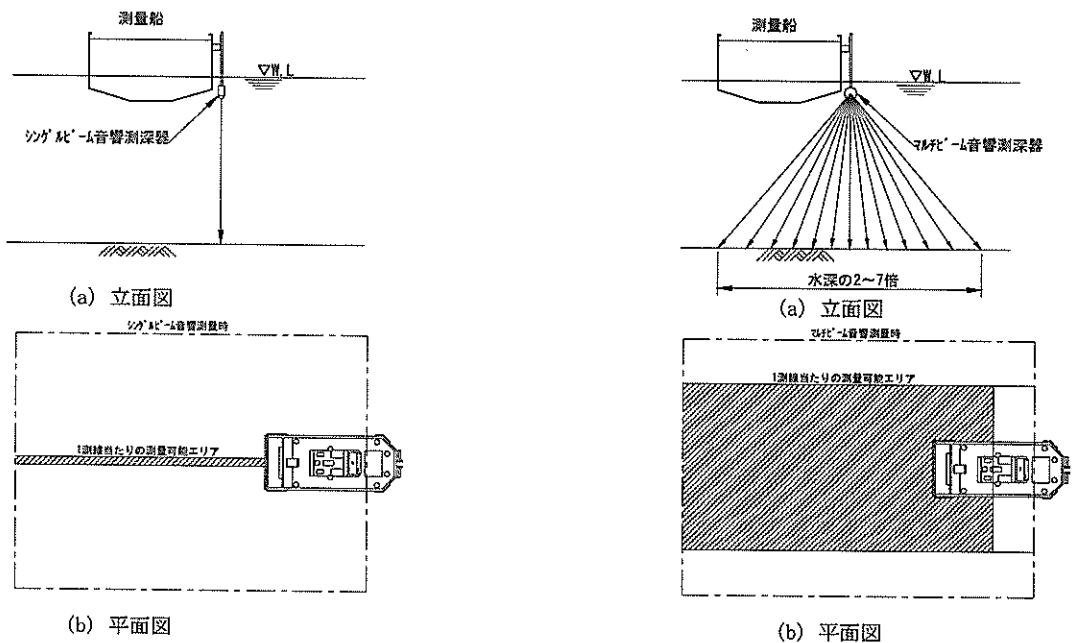


図-6.27 通常の音響測深器計測イメージ

図-6.28 ナローマルチビームソナーによる計測イメージ

1分毎に更新され、各船の運転状況をリアルタイムで監視することができる。なお、図中の「積算値」は、施工中の土運船毎の打設開始からの積算数量を示す。

6.2.3 出来形管理システムの構築

(1) 施工中の高さ管理

水中部における水深測量は、超音波測深装置や人力によるレッド測量が一般的に行われている。しかし、前者は海水の濁りや海水中に含まれる気包の影響を受けると安定した測定が困難になる。一方、後者は測定者の熟練

度などによる測定誤差が避けられない。そこで本施工にあたっては、急速な施工と出来形管理のために、打設船にオートレッドシステムを採用した。オートレッドシステムは、従来人力に頼っていた重錘の昇降作業をウインチによって自動昇降する装置である。このオートレッドシステムによる測深情報とGPSによる位置情報を統合して、打設場所と打設高さの管理を行うこととした。測深は、着底検出器の出力する信号によって重錘の着底を確認し、その時の昇降ワイヤーの繰り出し量を計測することにより行う。オートレッドの着底検出は、テンション

ウェイトに取付けた近接スイッチにより行う。その動作原理を図-6.26に示す(土井と和田, 1989)。重錘が下降中の場合には(図-6.26 (a)), テンションシープは上昇状態で保持されている。一方, 重錘が改良地盤に着底すると(図-6.26 (b)), 重錘を吊っているワイヤーにたるみが生じるためテンションシープはその自重により下降する。この時, 近接スイッチをシープが上昇中にはONに, シープが下降中にはOFFになるように設定しておくことで重錘の着底の判断ができる。この方式により, 重錘を自由落下させることだけで測定できるため, 計測時間の大幅な短縮が可能となった。

(2) 施工後の水中出来形測量システム

水中部の海底面の深度測定には, 従来より音響測深装置が広く用いられている。しかし, 従来は, 図-6.27に示すようなシングルビーム音響測深機が広く用いられているが, 測深情報が測量船の直下に限定され, 1測線当たりの測量可能なエリアはごく限られた範囲となる。そこで, 広範囲の出来形管理を迅速に行うために, 従来のシングルビーム音響測深機に比較して一度に数十倍の範囲のデータを取得可能とするナローマルチビーム音響測深機(ナローマルチビームソナー)を導入することとした(図-6.28参照)。ナローマルチビームによる測深は, 最大120度の扇形状に測深を行うため, 一度に水深の7~8倍もの広さの深度データが取得可能である。このため, 測量対象の海底地形を迅速に立体イメージとして捉えることができ, 迅速な出来形確認が可能となった。ナローマルチビームソナーによる測量結果の一例を図-6.29に示す。図に示すように, 得られた地盤高さデータは三次元表示が可能であり, 海底面の状況を立体的に捉えることができる。

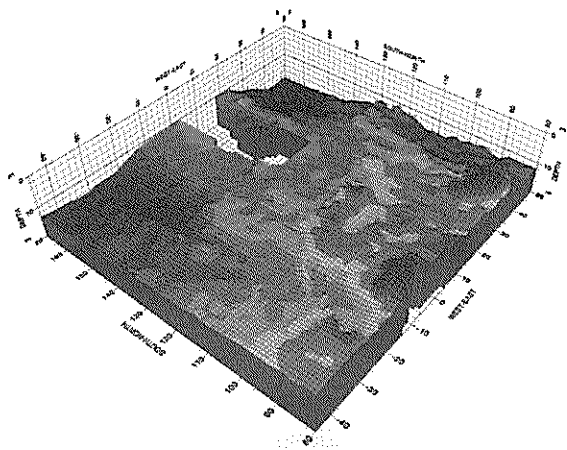


図-6.29 ナローマルチビームソナーによる海底地盤形状の測定例

(3) 施工後の気中出来形測量システム

気中に打設された改良地盤の出来形を迅速に測定するために, バギー車によるGPS測量を実施した。バギー車は車体重量が100kg程度と比較的軽量であるため, 打設後1~3日程度の固化処理土上を最高30km/hの速度で測定可能である(図-6.30参照)。バギー車には, GPS測量システムと走行軌跡データを収録する記録装置を搭載している。GPS測量システムを用いてX, Y, Z方向の座標を0.1秒ごとに計測・記録するとともに, バギー車の軌跡データを蓄積して気中部の出来形を計測する。バギー車へのシステムの搭載に当たってはデータを収集記録するパソコンの記録媒体への振動が問題となるが, 本システムではメモリー式の記憶媒体を採用して耐震性を強化している。測量精度は, 事前に実施したテストによりポータブル方式のGPS測量と比較して $\pm 10\text{cm}$ の精度であることを確認している。



図-6.30 GPS測量システムを搭載したバギー車

6.2.4 管理成果と出来形

(1) 固化処理工のフロー値と施工能力

圧送距離が1,000m以上における固化処理土のフロー値及び施工能力と圧送距離との関係を図-6.31に示す。まず, フロー値について見ると, 90mm~115mmの範囲でばらついているが, 全般的には圧送距離が長くなるにつれフロー値も徐々に増加していることが分かる。しかし, その増加割合はさほど大きいものではない。これは, 気中打設においてフロー値が110mmを超えるようになると固化処理土の法勾配が小さくなり, 打設に支障をきたす危れがあるため, 現場ではフロー値を少しでも小さくするように努力した結果である。一方, 図中, ●印で示す「施工能力」は, 土運船1隻の接舷時刻から離舷時刻までの揚土時間を求め, この時の固化処理土量をこの揚土時間で除して求めたものである。そのため, 改良処理中

のみの施工能力ではなく6.1.2で述べた土運船内での解泥の時間等も含まれた施工全般にわたる平均的な施工能力である。図より、施工能力は600m³/h～800m³/hまで広くばらついているが、圧送距離が長くなると施工能力がわずかに低下した。なお、能力が低下した分は稼働時間を延長して施工を行った。

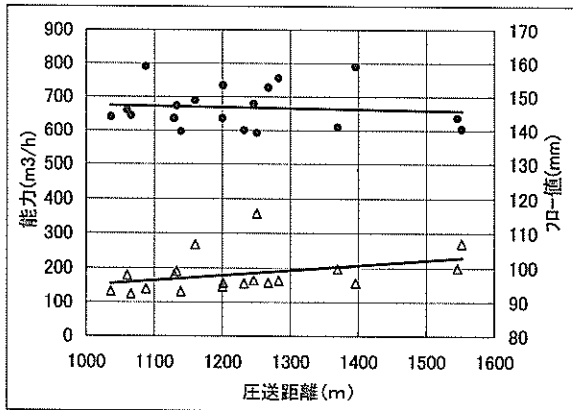


図-6.31 フロー値・施工能力と圧送距離との関係

(2) 体積変化率

固化処理工法では浚渫土に固化材を添加したり、また必要に応じて加水するため、固化処理にともなって体積が増加するのが一般的である（北詰ほか，2002）。改良前の浚渫土の体積に対する固化処理土の体積の比率を体積変化率と定義し、土運船内の浚渫土の検収土量と電磁流量計で求められた固化処理土量より体積変化率を求めた。図-6.32に、体積変化率と圧送距離との関係を示す。体積変化率は、圧送船上で加える水と添加する固化材量により変化するが、全体的には圧送距離の短縮に伴って体積変化率は小さくなっていることがわかる。これは、圧送距離が短くなるにつれフロ-値を低めに抑えることが可能となり、加水量を減少させることができたためである。加水量を減少することは固化材添加量の減少にもつながる。図中、西4区の浚渫土について見ると、圧送距離による体積変化率の変動が小さいことが分かる。これは、図-4.5に示したように、西4区の浚渫土は含水比の変化によるフロ-値の変化の程度が非常に大きいため、圧送距離が長くなってもさほど加水量を大きくしなかったためである。一方、西航路の浚渫土に関しては、1,400m以上の圧送距離での体積変化率は1.4～1.5程度にも達しており、他の土源の浚渫土の場合と比較して体積変化率が大きいことが分かる。この場合には、長距離圧送における施工能力を確保するためには加水をより多く必要としたことに起因している。

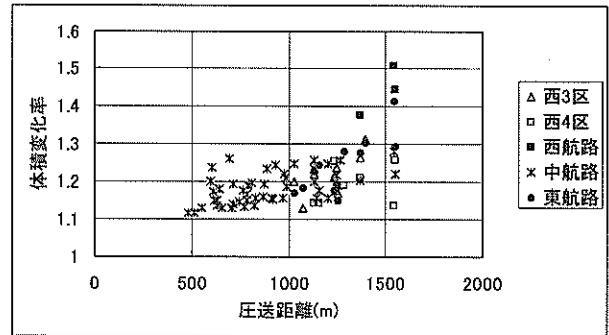


図-6.32 圧送距離と体積変化率の関係

(3) 受入れ土量

国土交通省による浚渫工事は、2001年3月より2002年10月までの間に全部で12件に分けて行われた。表-6.11に、工事期間ごとに浚渫区域と中部国際空港での浚渫土の受入れ数量の一覧を示した。最終的に受入れた浚渫土の地山土量（浚渫場所での土量）は合計で約550万m³である。一方、土運船での検収土量は約630万m³であり、地山土量に対して1.15倍の数量となった。これは、浚渫時の体積変化や浚渫区域の測量誤差、検収誤差などが複合して生じたものと考えられる。埋立後の最終の土量は860万m³であり、浚渫事業および埋立事業の双方にデメリットが生じない範囲で無事工事を完了することができた。

表-6.11 浚渫土量一覧

工事名	土源名	工期	地山数量 (m ³)	土運船検収数量 (m ³)
工事①	西航路+中航路	H13.3.13 ～H13.12.21	388,885	402,668
工事②	東航路	H13.3.5 ～H14.3.20	554,669	615,615
工事③	東航路	H13.3.5 ～H14.3.20	542,837	606,261
工事④	東航路	H13.3.5 ～H14.3.20	546,521	629,144
工事⑤	西4区	H13.6.1 ～H14.3.20	374,188	485,493
工事⑥	東航路	H13.7.31 ～H14.3.29	362,190	420,106
工事⑦	西3区	H13.8.28 ～H14.3.29	141,546	173,514
工事⑧	中航路	H13.12.18 ～H14.7.15	546,351	635,778
工事⑨	中航路	H13.12.18 ～H14.7.15	458,716	579,825
工事⑩	中航路	H14.3.11 ～H14.9.20	458,820	525,697
工事⑪	中航路	H14.3.4 ～H14.10.21	861,915	928,846
工事⑫	中航路	H14.6.24 ～H14.10.21	307,073	355,568
合計			5,543,710	6,359,515

次に浚渫区域ごとの土量をまとめて表-6.12に示す。本工事前には、8つの区域からの浚渫を計画していたが、最終的には表-6.12に示す5区域となった。2001年7月、10月、11月の3ヶ月間は好天に恵まれ、月間揚土量は約50万m³に達した。着工当初の2001年6月、1船団での運転となった2002年9月と10月を除くと、全施工期間を通じて長期休暇と季節風による荒天が影響した2002年1月のみが30万m³を割り込む揚土量であった。着工時から2002年8月までの平均揚土量は約41万m³であり、全体平均では約37万m³の揚土実績となった。図-6.33には浚渫区域ごとの割合を示しているが、中航路と東航路の2ヶ所で全浚渫土の86%を占めており、その他3区域から残りが浚渫・供給された。

表-6.12 浚渫区域別浚渫土量一覧

日付	東航路	西航路	西4区	西3区	中航路	月計
2001年6月	196,582	77,458				274,040
2001年7月	375,876	99,845	39,078			514,799
2001年8月	213,972	1,444	38,305		81,323	335,044
2001年9月	278,884		79,383		88,034	446,301
2001年10月	363,237		93,537		54,564	511,338
2001年11月	362,435		74,467	55,007		491,909
2001年12月	270,787		68,294	50,622		389,703
2002年1月	177,060		75,650	32,131		284,841
2002年2月	29,938		18,441	34,261	359,386	442,026
2002年3月					406,313	406,313
2002年4月					387,545	387,545
2002年5月					443,000	443,000
2002年6月					414,664	414,664
2002年7月					345,042	345,042
2002年8月					452,952	452,952
2002年9月					191,154	191,154
2002年10月					28,844	28,844
計	2,268,771	178,747	487,155	172,021	3,252,821	6,359,515

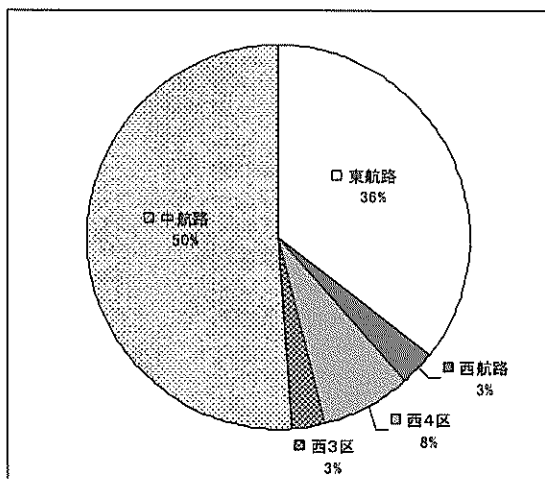


図-6.33 浚渫区域ごとの浚渫土量

(4) 水中出来形測量結果

改良地盤の水中出来形管理に使用したナローマルチビームソナーによる測量結果の一例を図-6.34 (a) に示す。図は空港島西側位置の1400m×600mの範囲を測量した結果である。このような広範囲における測量作業でも、

ナローマルチビームソナーでは半日～1日以内に終了することが可能であった。図中の四角で囲ったエリア(200m×100m)の10mピッチの深浅図を図-6.34 (b) に、また深度のヒストグラムを図-6.35に示す。このエリアにおける目標打設深度は-2.5mであるが、図-6.35より-2.5m±0.1mの間に約60%、±0.3mの間には約90%の打設高さが分布していることが分かる。このことより、ナローマルチビームソナーによる施工管理が高精度で行われたことが確認できる。

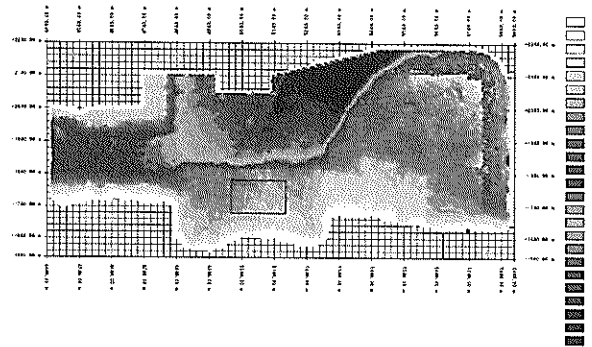


図-6.34 (a) 出来形測量例

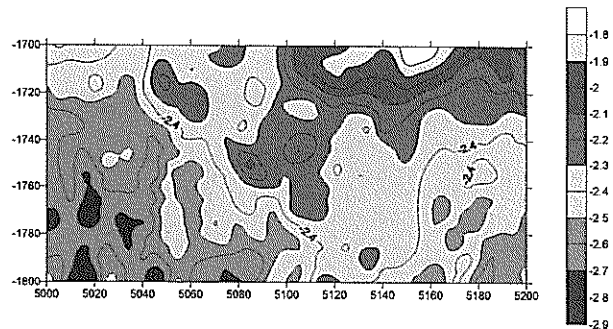


図-6.34 (b) 深浅図 (10mピッチ)

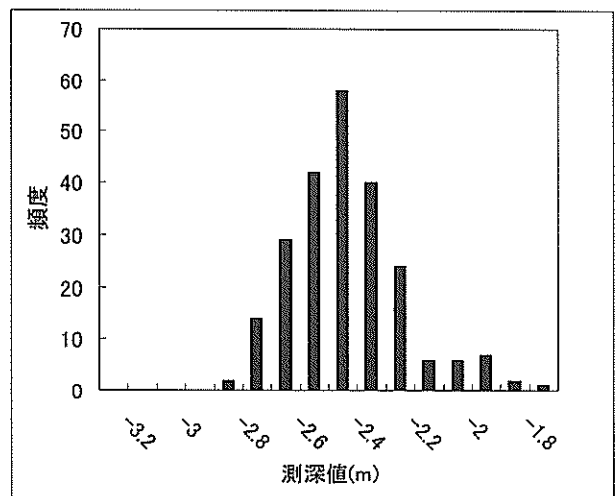


図-6.35 測深値のヒストグラム

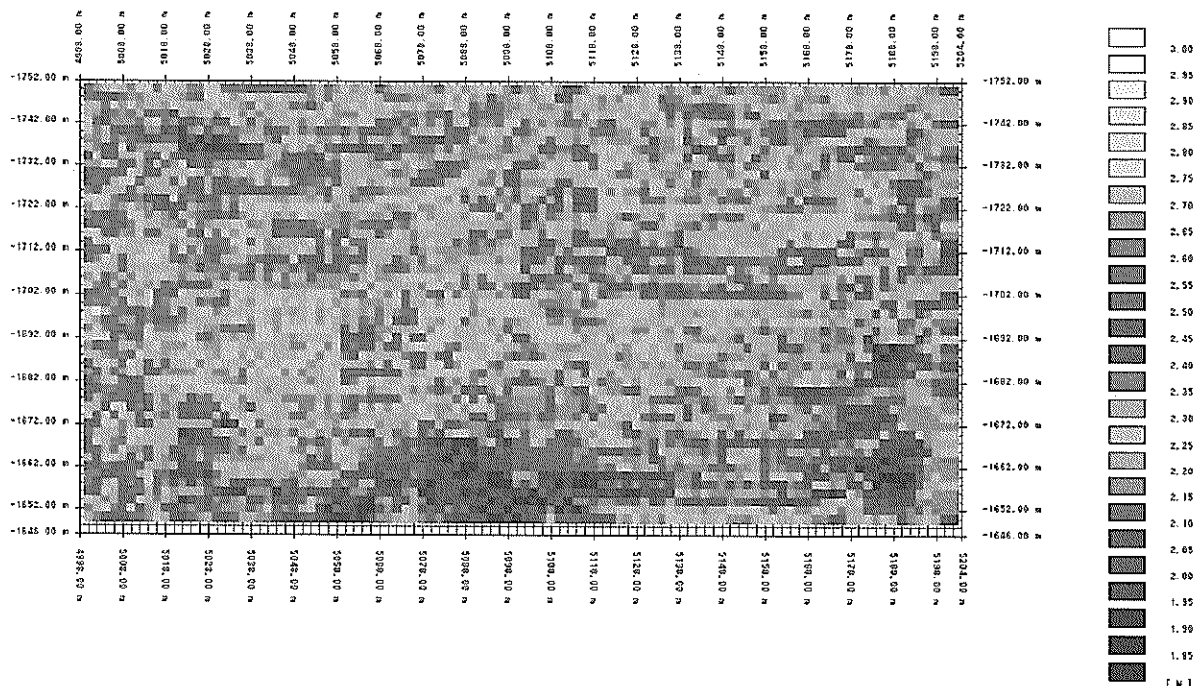


図-6.36 (a) 出来形測量結果

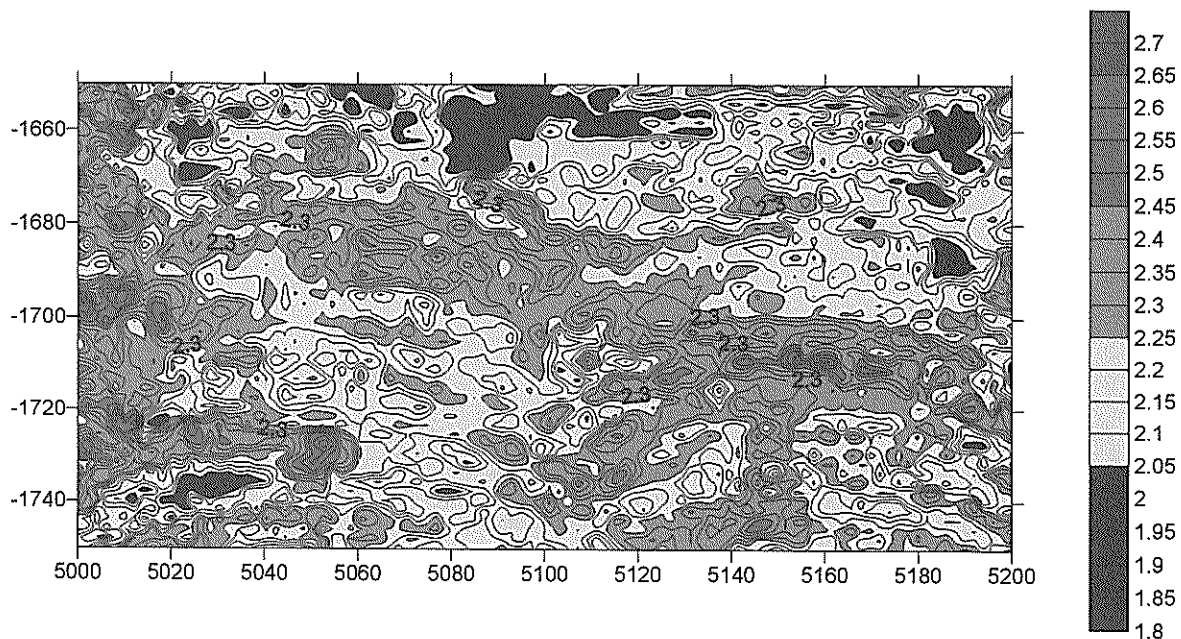


図-6.36 (b) 出来形測量結果

(5) 気中出来形測量結果

約200m×100mの範囲における気中打設後の出来形の計測結果を図-6.36 (a) に示す。図は、打設完了後1日経過時点で行ったものを行っている。図-6.36 (b) は、同範囲を5mピッチで測量した結果である。図-6.37には計測値のヒストグラムを示した。施工時の目標打設高さは、

2.2m±0.5mであるが、図に示すように2.2m±0.1mの範囲に全体の78%が、±0.3 mでは99%が入っており、水中部以上に高精度な打設管理が行われたことが確認できる。

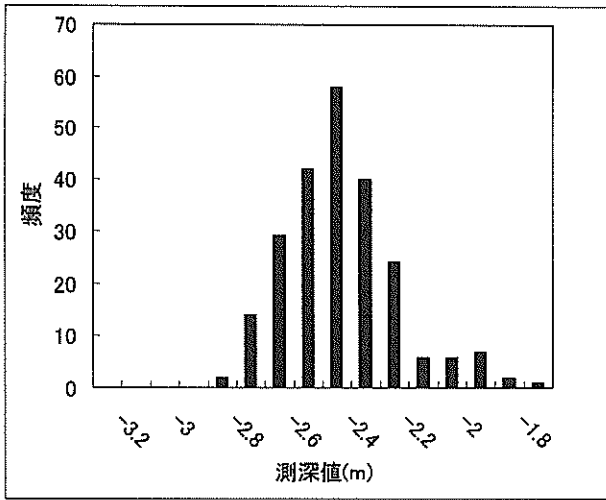


図-6.37 出来形のヒストグラム

(6) 出来形と法勾配

打設後の水中部、気中部における改良地盤の出来形測量結果より、打設時の法勾配について調査・解析した解析結果を図-6.38に示す。図より、打設された改良地盤は水中部で平均1:16、気中部で平均1:14の法面勾配で形成されていることが分かる。設計法勾配は気中部で1.15と設定していたが、その設計を確保することができた。

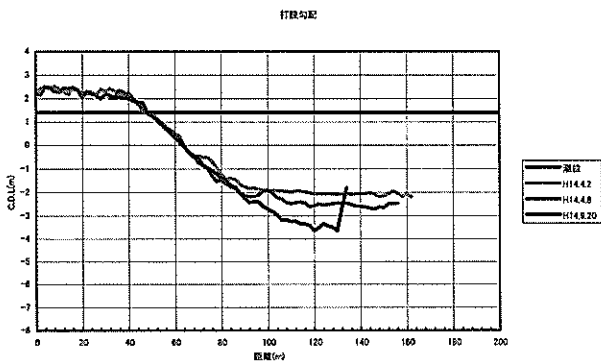


図-6.38 改良地盤の出来形勾配

(1) 締切り護岸の採用

空港島の造成工事は、図-6.39に示すように大きく3工区に分割されており、そのうち空港島造成工事(その2)および(その3)工区では全て山土による埋立を計画している。この2つの工区では、土運船による山土の直接投入、揚土船による直接揚土を可能としてコスト削減と工期短縮を図るために、図に示すように開口部1、開口部2、開口部3の3ヶ所に渡って開口部を設けており、施工に必要な作業船舶を直接施工場所へ入域させることが可能となっている。これらの開口部には、図に示すように汚濁防止膜を設置し、工事区域内の水質汚濁の防止対策を行った。

空港島造成工事(その1)は本研究で対象とする固化処理土による埋立を行う工区である。固化処理土埋立工区においても、護岸に開口部を設けて作業船舶の航行を可能とした方が圧送距離の短縮が可能であり、経済性と工期の短縮が可能であるなど、施工上得られるメリットは大きいものと考えられる。しかしながら、開口部を設けた場合、周辺海域における海水のpH上昇や固化処理土からの六価クロムの周辺海域への溶出や拡散が危惧された。そこで、固化処理土埋立工区については外周護岸全体を締切ることとした。さらに、図-6.40に示すように護岸の埋立側法面には遮水シートを設置し、埋立地内の海水が外部に漏出しないように対策を講じることとした。締切り護岸の採用によりpH上昇は埋立地内の海水に限られ、六価クロムについても外海への溶出の抑止することができる。

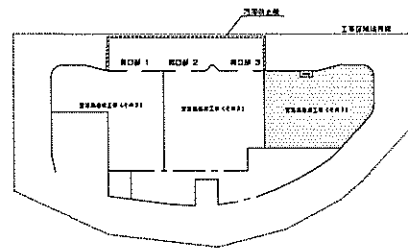


図-6.39 空港島埋立平面図

6.3 環境対策

6.3.1 対策の基本方針

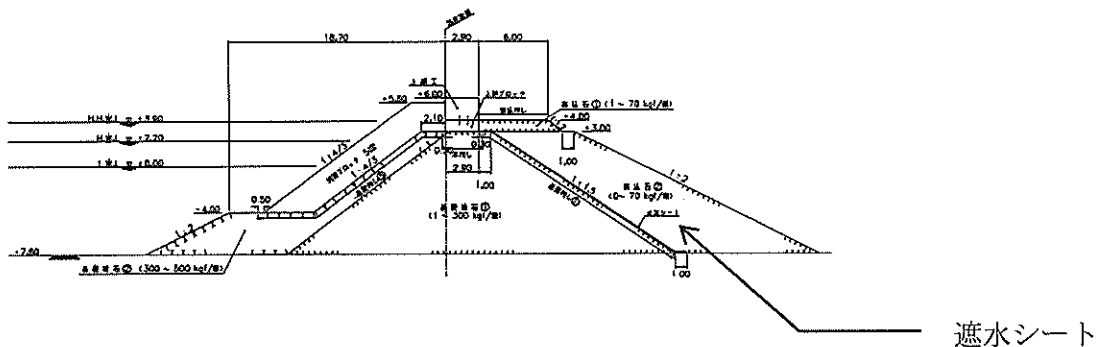


図-6.40 護岸標準断面図

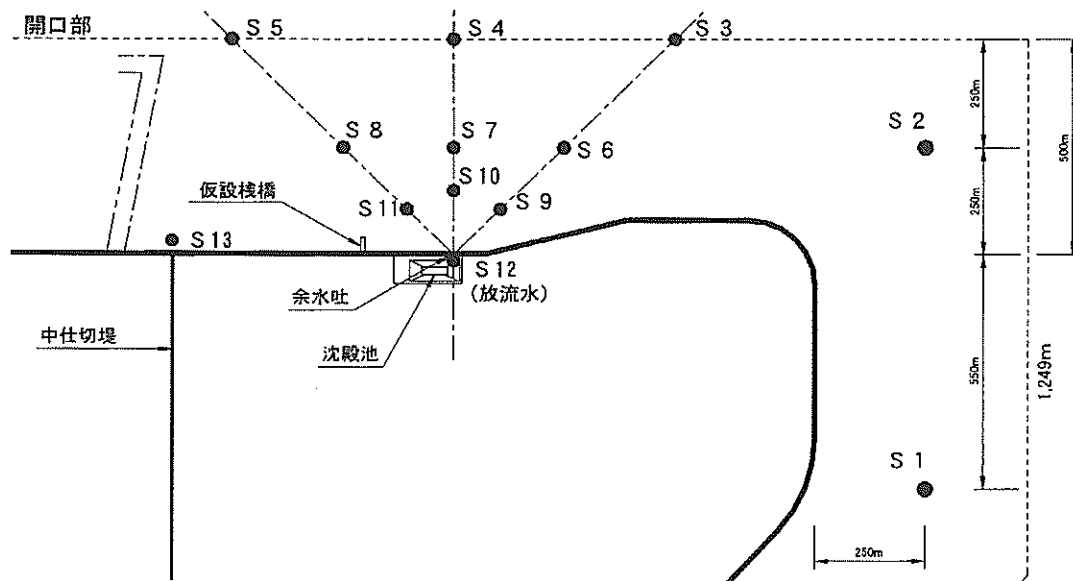


図-6.41 調査位置図

(2) 余水処理

外周護岸の締切により、埋立地内には浮遊物質 (SS) や固化処理土から溶出するアルカリ成分が閉じ込められるため、SSやpH値は外部の海域と比較して高くなることが予想される。この対策として、沈殿池と余水吐きを設置して、埋立地内で発生する余水は適正な基準に管理して放流する (余水処理) こととした。余水吐きから排水する際の水質基準は、「余水吐きから流出する海水の水質についての基準を定める総理府令」により、SS60mg/l以下、pH 5～9と規定されている。なお、周辺海域における通常のSSは0～5 mg/l程度、pHは8～8.3程度である。

現在、水産生物を対象として法的に定められた水質基準はないものの、日本水産資源保護協会が刊行している「水産用水基準」では、海域におけるpHを7.8～8.4と設定している (社) 日本水産資源保護協会)。そこで、本工事余水処理における目標pHを8.4と設定した。

(3) 余水吐き周辺の水質監視

第5章で述べたように、固化処理土による埋立区域の近傍は漁業区画及び共同漁業権が設定されており、のり養殖、アサリ等の貝類漁業をはじめ多くの漁業が営まれている。このため、セメントを混合した固化処理土の打設に際し、漁業者からは通常の山土での埋立以上に濁りやpHの影響に対する不安が寄せられた。そこで、本工事では、締切護岸、止水シートの採用、余水処理などの対策を行うことで漁業者の不安を払拭するとともに、万

全を期するために通常的环境監視に加え余水吐き周辺の水質監視も実施することとした。水質監視では、固化処理土の埋立による影響が顕著に表われると考えられる浮遊物質 (換算SS) ならびにpHについて調査することとし、現地状況を把握する上で補足的に必要な水温、塩分濃度、DOも把握した。調査は、図-6.41に示す地点において表層 (海面下0.5m)、中層 (1/2水深)、底層 (海底面上1.0m) の3深度で原則毎日実施した。

6.3.2 浮遊物質 (SS) 対策

埋立地内の浮遊物質 (SS) 対策として、①凝集剤添加による沈降促進、②沈降時間を確保するための沈殿池の設置、③放流場所に設置する汚濁防止膜、の3つの水質汚濁防止対策工を実施した。まず、①凝集剤については、水中の微粒子の電荷を中和して粒子同士を結合させることにより大きなフロックを作り出し、沈降を促進させる効果を期待するもので、本工事では高分子凝集剤を使用することとした。また、②沈殿池は、処理水量1800m³/h、池内水位±0mの条件の下で、滞留時間4.0時間以上、池内流速0.25m/min以下を確保するように設計した。その結果、図-6.42に示すような、有効幅33m、有効長90m、有効水深7.6m、有効面積2,970m²の沈殿池を設けることとした。この時の滞留時間は6.6時間、池内流速は0.22m/minとなり、凝集剤の添加の有無に拘わらず処理水に含まれる浮遊物質が沈降される。なお、処理水は図-6.42に示した角落しからボックスカルバートを通して堤外 (外海) へと放流される。

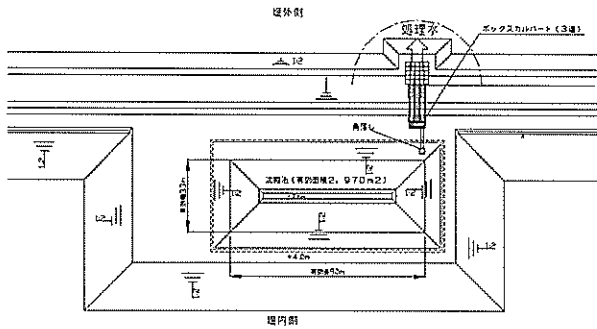


図-6.42 沈殿池平面図

堤外へ処理水を放流するボックスカルバートの出口には、図-6.43に示すように高さ4mの汚濁防止膜を100m設置して汚濁の拡散を抑えるとともに、汚濁粒子同士が互いに影響を受けて干渉沈降を促進させる対策を行った。

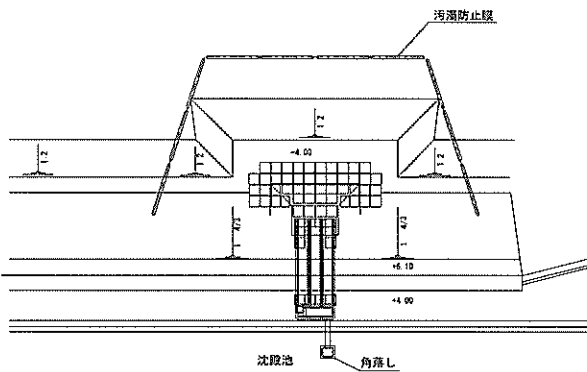


図-6.43 沈殿池周辺の汚濁防止膜

6.3.3 pH対策

(1) 埋立地内のpH予測

埋立地内の全水量は、埋立地内の水位を±0m、有効水面積を1,323,000m²、平均原地盤高さを-5.2mとして算定すると6,879,600m³となる。この全水域を固化処理土で埋立した際に固化処理土から溶出した水酸化カルシウムによるpHの上昇と、海水中のマグネシウムイオンならびに海水面から供給される炭酸ガスによる中和効果を考慮して埋立地内のpHの予測を行った。計算結果を図-6.44に示す。計算によると埋立地内のpHは、固化処理土の埋立進捗に伴って上昇し、埋立進捗率が95%時点でのpHは10.15に達する。その後、埋立進捗率が96%になるとpHは11.67へと急激に上昇し、100%埋立時点ではpHは12.6まで上昇する予測結果となった。このようにpHが急激に上昇するのは、埋立進捗率が96%以上になると、pH上昇の緩衝作用のある海水中のMg²⁺イオンが(OH)⁻イオンで飽和されるためと考えられる。

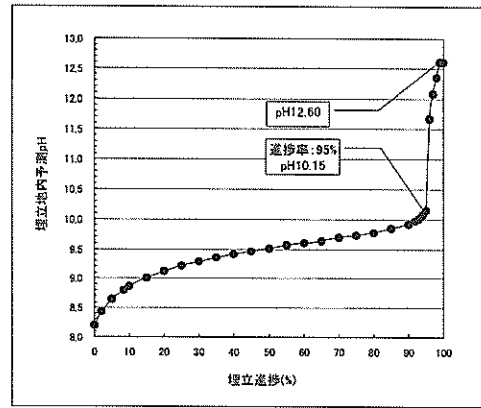


図-6.44 埋立地内のpH予測結果

(2) 中和処理方法の選択

一般にpH調整に使用される酸として、表-6.13に示すように硫酸、塩酸、炭酸ガスの3種類が挙げられる。硫酸は、劇物として特定化学物質に指定されていることから取扱には十分な注意が必要であるとともに、過剰供給するとpHは強酸領域まで下がってしまう危険性がある。塩酸も硫酸の特性に加えて発煙性がある。一方、炭酸ガスは、過剰供給してもpHは5.5以下にはならず、硫酸や塩酸のような危険性も低い。

さらに特定化学物質に指定される危険物の運搬・貯蔵などに関しては、表-6.14に示す各種の法規制が適用される。硫酸は、劇毒法、消防法、港則法により、運搬貯蔵に関して各種の届出義務があり、海上運搬の際には、専用の防液提を備えた専用台船が必要となる。一方、炭酸ガスに関しては、運搬、貯蔵に関する届出等は特に不要となっている。

以上のことを考慮し、余水処理における中和処理には、取扱いが容易で水質環境への影響が少ない炭酸ガスを選定した。

6.3.4 余水処理施設の概要

(1) 余水処理内容

余水処理施設における水処理は、固化処理土の埋立土量と同等の水量である25,000m³/日をSS60mg/l以下、pH5.5~8.4に処理して外海に放流するものである。浮遊物質(SS)に対しては、凝集剤や沈殿池による沈降作用により浮遊物質を沈降処理し、pH処理に関しては炭酸ガスによる中和処理を行うものである。余水処理施設の概要を図-6.45に示す(沼尻ほか、2003)。埋立地内で発生した余水は、30kw×4台(750m³/h×4台)の水中ポンプで揚水し、炭酸ガス中和反応槽兼高分子凝集混合槽(60m³×2基)へと輸送される。ここで、炭酸ガス

表-6.13 pH調整に使用する酸の種類

名称	特徴	備考
硫酸 (H ₂ SO ₄)	過剰供給するとpHが強酸性となる。 劇物で取扱に注意を要する。 SSが多い場合に、pHの戻り現象が発生する場合がある。 CaSO ₄ を多量に生成すると白濁する。	濃硫酸（比重1.82以上）は、危険物取扱者が必要（200kg以上） 特定化学物質に該当するので資格者が必要。
塩酸 (HCl)	過剰供給するとpHが強酸性となる。 発煙性があり、取使に注意を要する。 中和生成物が溶解性で、排水の塩濃度が高くなる。	最近は施工実績が少ない。 特定化学物質に該当するので資格者が必要。
炭酸ガス (CO ₂)	過剰に供給してもpH5.5以下にはならない。 反応速度が遅いので、小型の反応槽が良い。 通常、溶存酸素は問題とならないが配慮が必要。 pHが高い場合、白濁を生じる。	反応槽で炭酸カルシウムの除去が必要。 貯蔵設備の許可などを必要とすることもある。（高圧ガス取締法、労働安全衛生法）

表-6.14 運搬・貯蔵に関する法規制等

項目	希硫酸処理（濃度72%）	炭酸ガス処理
荷姿	25kgポリ缶 海上輸送では、専用防液堤を備えた台船が必要。	30kgビン 専用ラックにまとめて格納可能。
法規制	劇毒法 (愛知県)	該当しない
	消防法 (所轄消防署)	該当しない
	港則法 (海上保安庁)	該当しない

と海水に溶解した凝集剤を供給し、沈殿池に放流する。沈殿池内には、シルトフェンスを2重に展張して、炭酸ガスの反応時間と沈降時間を長くするための対策を行った。外海へは、沈殿池に設けた角落しより越流させ、処理水が放流されることとなっている。また、図-6.45に示す原水をくみ取る水中ポンプ部と角落し部の2箇所に計測器を設置して放流水のSSとpHを計測した。

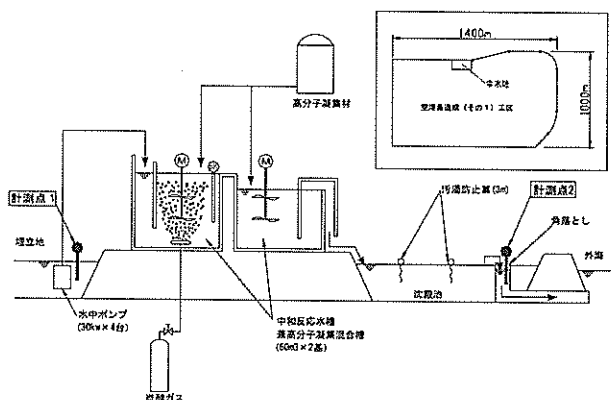


図-6.45 余水処理フロー

海水の中和ならびにpH処理における炭酸ガスの必要量は、処理対象水のpHのみからでは求めることができず、処理対象水の海水に含まれる塩類（Cl⁻、Mg²⁺、Na⁺等）の種類や量によって大きく異なる。また、炭酸ガスの反応効率の大きさによっても大きく影響される。しかし、これらの効果には不明確な点も多いので、今回の工事ではこれらの塩類の影響を無視して、処理対象水のpH値から理論上の必要量の算定を行うこととした。炭酸ガス中和における理論添加量は次式で求められる。

$$X = Q \times (10^{-(14-n1)} - 10^{-(14-n2)}) \times 44 \quad \text{式 (63)}$$

ここで、

X：炭酸ガス量 (kg)

Q：原水量 (m³)

n1：原水pH

n2：調整後pH

1日当たりの処理水量は、固化処理土の埋立土量と同じ25,000m³/日と考え、調整後のpHを8.4として1日当たりの炭酸ガス使用量を算出した。算出結果を図-6.46に示

す。炭酸ガスの必要量は、原水のpHの上昇とともに指数関数的に増加する傾向が分かる。固化処理土の埋立進捗率が95%の時点での埋立地内のpHは10.15と予測され、その時の炭酸ガスの必要量は153kg/日と計算される。しかし、埋立進捗率が96%になるとpHが11.67と予測されるため、炭酸ガスの必要量は5,142kg/日となり、埋立進捗率が95%の時の34倍の炭酸ガスが必要となる。また、埋立地を固化処理土で100%埋立した場合には、286倍である43,789kg/日の炭酸ガスが必要と計算された。

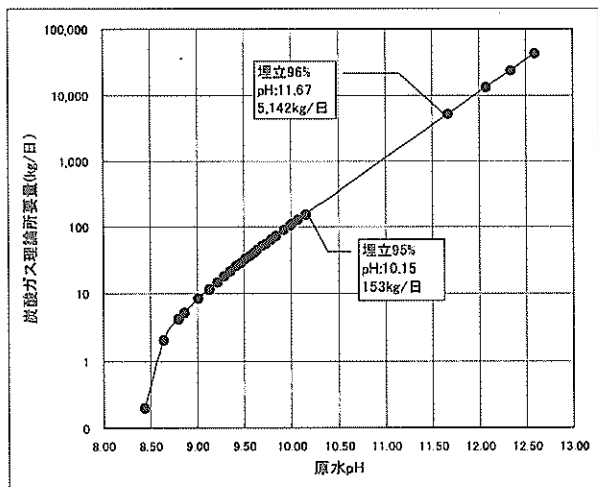


図-6.46 埋立地内pHと炭酸ガス使用量

このように、埋立地内のすべてを固化処理土で埋立すると、余水処理施設への負担が大きいたことが分かる。また、43,789kg/日の炭酸ガスは30kgポンベに換算すると1,460本となり、ポンベの確保、安定供給、入れ替えや搬入に要するコストを考慮すると実現不可能な数量であることが分かった。このため、固化処理土による埋立は全体水域の94%までとし、図-6.47に示す残りの6%の水域(約38万 m^3)は遊水池として、山土による埋立を行うこととした。

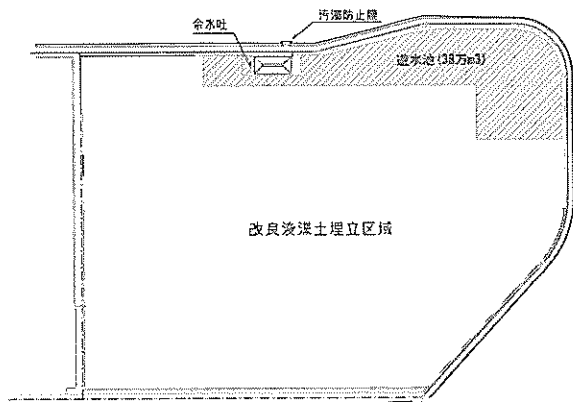


図-6.47 固化処理工埋立区域内の遊水池

6.3.5 六価クロム対策

本工事における六価クロム対策は、平成13年4月20日付国土交通大臣官房技術審議官通達「セメント及びセメント系固化材を使用した改良土の六価クロム溶出試験実施要領(案)」(建設省, 2002; 国土交通省, 2003)に則り、表-6.15に示すように、施工前、施工中、施工後の3段階で確認することとした。

表-6.15 六価クロム対策一覧

区分	試験対象	試験方法	試験頻度
施工前	事前配合試料	環境庁告示46号溶出試験	14検体(遊水区域7区域×2検体)
施工中	処理水	水質試験	余水処理運転日
施工後	ボーリング試料	環境庁告示46号溶出試験 クワリーテック試験	20検体 1検体

施工前における事前配合試料における溶出試験は表-6.15に示す。浸漬対象の8区域のうち7区域について実施した。表中⑥木材パースについては、六価クロム溶出試験を実施する段階において浸漬対象区域から除外されたことにより、試験対象から除外した。各浸漬区域における溶出試験の配合は、目標とするフロー値を95mmとして算出した固化処理土の含水比と事前配合試験で目標一軸圧縮強さ(q_u)が314kN/ m^2 の時に得られたW/Cから、固化材添加量を求めて溶出試験用試料を作製した。各土源における配合条件を表-6.16にあわせて示す。各土源毎に溶出試験用検体を2検体ずつ作製し、合計14検体について溶出試験を実施した。

表-6.16 事前配合試験での配合条件

番号	浸漬区域	固化処理土含水比	固化材添加量	水セメント比
		W (%)	C (kg/ m^3)	W/C
①	東航路	105	54	14.0
②	西航路	113	56	13.8
③	西3区	100	53	14.1
④	西4区	98	87	8.5
⑤	西5区	65	57	11.4
⑥	木材パース	88	52	13.8
⑦	コンテナパース	80	53	13.2
⑧	中航路	101	54	13.88

施工中の六価クロムは、図-6.48に示す3隻の打設船の打設地点から20~30m離れた地点である採水地点A, B, Cの3点と、余水吐き近くの採水地点Dを加えた4ヶ所から打設中に1日に1回の割合で採水し、パックテストによる比色測定により測定した。

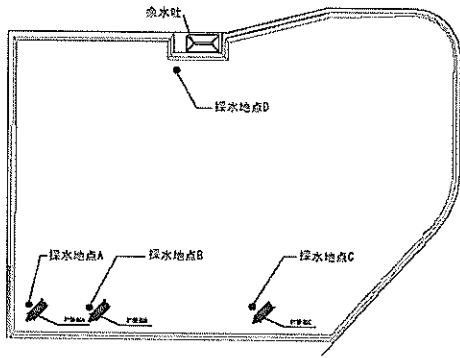


図-6.48 施工中の六個クロム調査の採水地点

施工後の六個クロムは、固化処理土打設完了後に図-6.49に示す10地点でボーリングを実施し、1ヶ所あたり2検体の試料を採取して溶出試験を行い確認した。また、溶出試験結果より、溶出量が一番多い1検体についてタンクリーチング試験による溶出試験を実施した。

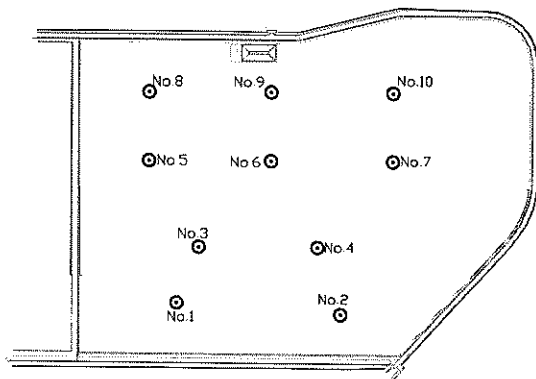


図-6.49 六個クロム試験調査地点

6.3.6 環境管理結果

(1) 浮遊物質 (SS) 測定結果

埋立地内と放流時における浮遊物質 (SS) の観測結果を図-6.50に示す (沼尻ほか, 2003)。図には、余水処理施設が本格稼動した2001年9月から施工完了の2002年10月までの日々の観測記録の最高値を示している。図には埋立進捗率もあわせて示しているが、埋立が進捗しても埋立地内のSSには特別な変化は見られない。埋立地内の換算SSの全体平均は37.8mg/lであり、そのほとんどが放流基準値以下であった。これは、固化材による凝集効果により浮遊物質が比較的早く沈降し、拡散を防止したものと考えられる。結果的には、凝集剤による沈降処理は不要であった。放流時のSSは、最高で58.6mg/lを記録したものの、このような高い記録値はわずか5回にと

どまり、平均では15.2mg/lと基準値以下の値であった。

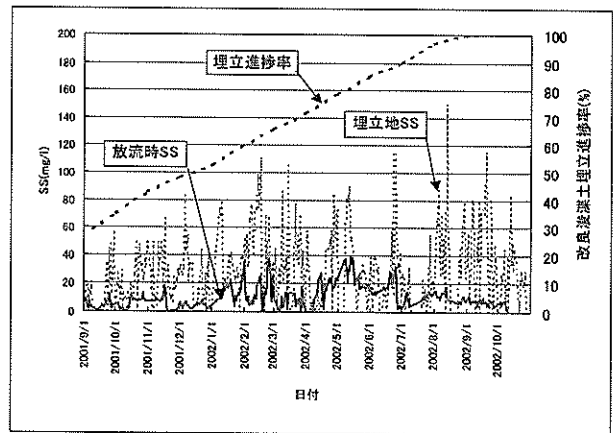


図-6.50 浮遊物質 (SS) 観測結果

(2) pHの測定結果

SSと同様に観測したpHの観測結果を図-6.51に示す (沼尻ほか, 2003)。図には、固化処理土と海水の接触面からアルカリ分が溶出するものとしてシミュレーションした埋立地内のpHも併せて示した。シミュレーションでは、埋立地内のpHは埋立の進捗に伴って上昇し、進捗率90%以上の領域では、pHが10に近い値が計算された。これに対し、埋立地内のpHの実測値は、進捗率が40%程度までは予測値より小さいものの、埋立の進捗に伴って上昇し、進捗率が70%前後の時をピーク (pHが9.8) に緩やかに低下する傾向を示している。固化処理土の施工は連続的に行われており、また埋立地内のpH値を低下させる特別な処置は行っていないことから、これらの原因については現時点では不明であり、今後の課題である。

放流時のpHについては、8.4を超える値が数回記録されているが、ほとんどが放流目標であるpH8.4以下となっている。

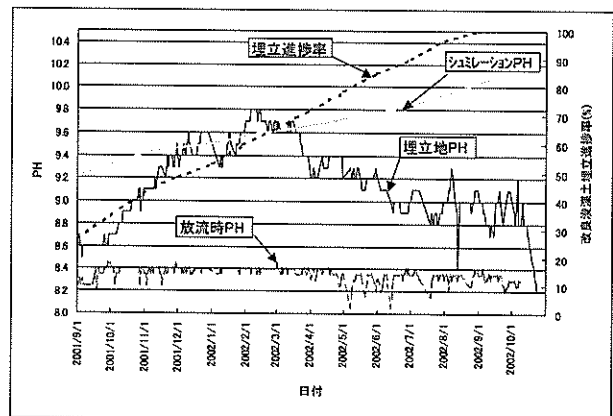


図-6.51 pH観測結果

表-6.17 六価クロム溶出試験結果一覧

番号	浚渫区域	原泥名	固化処理土含水比 W (%)	固化材添加量 C (kg/m³)	水セメント比 W/C	六価クロム溶出量 mg/リットル
①-1	東航路	A (A)	105	54	13.99	<0.005
②-1	西航路	D (A)	113	56	13.83	<0.005
③	西3区	F (A)	100	53	14.07	<0.005
④	西4区	G (BL+)	98	87	8.52	<0.005
⑤	西5区	H (BL)	65	57	11.38	<0.005
⑦	コンテナバース	J (BL+)	80	53	13.16	<0.005
⑧	中航路	K (A)	101	54	13.83	<0.005

※表中の“<0.005”は、分析機器で検出できる最小の値以下（定量下限値0.005mg/リットル）であったことを示す。

表-6.18 施工後の六価クロム溶出試験結果一覧

No	試料名	採取日	分析値	定量下限値	分析方法
1	上層部	H13.10.11	<0.005	0.005	ジフェニルカルバジド吸光光度法
	下層部	H13.10.11	<0.005	0.005	ジフェニルカルバジド吸光光度法
	上層部	H13.10.11	0.0003	0.0001	MBK抽出によるCP発光分光分析法 (10倍濃縮)
	下層部	H13.10.11	0.0002	0.0001	MBK抽出によるCP発光分光分析法 (10倍濃縮)
2	上層部	H13.12.11	<0.005	0.005	ジフェニルカルバジド吸光光度法
			0.00026	0.00002	MBK抽出によるCP発光分光分析法 (50倍濃縮)
	下層部	H13.12.11	<0.005	0.005	ジフェニルカルバジド吸光光度法
			0.00009	0.00002	MBK抽出によるCP発光分光分析法 (50倍濃縮)
3	上層部(4820,1500)	H14.3.18	<0.005	0.005	ジフェニルカルバジド吸光光度法
	下層部(4820,1500)	H14.3.18	<0.005	0.005	ジフェニルカルバジド吸光光度法
	上層部(4820,1500)	H14.3.18	0.00012	0.00005	MBK抽出によるCP発光分光分析法 (40倍濃縮)
	下層部(4820,1500)	H14.3.18	0.00006	0.00005	MBK抽出によるCP発光分光分析法 (40倍濃縮)
4	上層部(5200,1500)	H14.3.19	<0.005	0.005	ジフェニルカルバジド吸光光度法
	下層部(5200,1500)	H14.3.19	<0.005	0.005	ジフェニルカルバジド吸光光度法
	上層部(5200,1500)	H14.3.19	0.00009	0.00005	MBK抽出によるCP発光分光分析法 (40倍濃縮)
	下層部(5200,1500)	H14.3.19	0.00005	0.00005	MBK抽出によるCP発光分光分析法 (40倍濃縮)
5	上層部	H14.6.13	0.00044	0.00005	MBK抽出によるCP発光分光分析法 (40倍濃縮)
	下層部	H14.6.13	0.00035	0.00005	MBK抽出によるCP発光分光分析法 (40倍濃縮)
6	上層部	H14.6.14	0.00040	0.00005	MBK抽出によるCP発光分光分析法 (40倍濃縮)
	下層部	H14.6.14	0.00051	0.00005	MBK抽出によるCP発光分光分析法 (40倍濃縮)
7	上層部	H14.6.17	0.00052	0.00005	MBK抽出によるCP発光分光分析法 (40倍濃縮)
	下層部	H14.6.17	0.00041	0.00005	MBK抽出によるCP発光分光分析法 (40倍濃縮)
8	上層部	H14.7.31	0.00059	0.00005	MBK抽出によるCP発光分光分析法 (40倍濃縮)
	下層部	H14.7.31	0.00009	0.00005	MBK抽出によるCP発光分光分析法 (40倍濃縮)
9	上層部	H14.10.4	0.00027	0.00002	MBK抽出によるCP発光分光分析法 (50倍濃縮)
	下層部	H14.10.4	0.00067	0.00002	MBK抽出によるCP発光分光分析法 (50倍濃縮)
10	上層部	H14.9.27	0.00004	0.00002	MBK抽出によるCP発光分光分析法 (50倍濃縮)
	下層部	H14.9.27	0.00007	0.00002	MBK抽出によるCP発光分光分析法 (50倍濃縮)

(3) 六価クロム

事前の配合試験時の六価クロム溶出試験結果を表-6.17に示す。いずれの区域においても、六価クロム溶出量は定量下限値以下であり、土壤環境基準以下であることが確認された。

次に、施工中の六価クロムの溶出試験について、比色による測定状況を図-6.52に示す。図ではあまり明瞭ではないが、測定値は0.05mg/l以下であることが確認された。施工期間中のすべてのデータについても、0.05mg/l以下であることが確認されている。

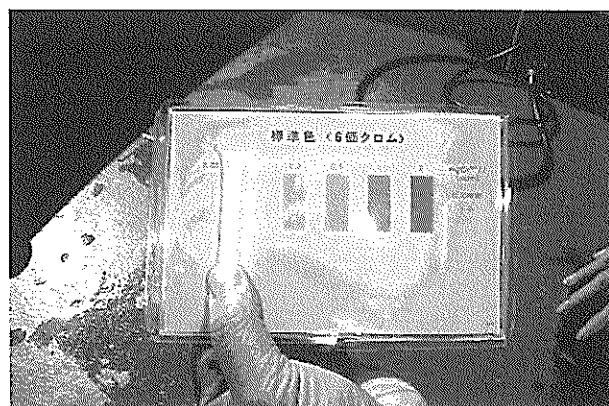


図-6.52 比色による測定状況

施工完了後に調査した結果を表-6.18に示す。表より調査地点ごとに分析値には多少ばらつきが見られるが、いずれも土壤環境基準値である0.05mg/lよりはるかに小さい値であることが確認された。なお、海水中には0.1~5 μ g/l含まれている(環境科学辞典, 東京化学同人刊)。

6.4 まとめ

本章では、第5章で述べた施工上の課題に関して、本工事で行った解決策とその成果を述べた。得られた主要な結論を以下に示す。

- (1) 改良土の品質管理に関しては、事前に数多くの室内配合試験を実施して、各浚渫土ごとに適切な配合条件を決定した。さらに、浚渫土の含水比などの違いに対応するため、配合管理システムを構築した。配合管理システムでは、浚渫土投入から、含水比調整、固化材の添加のシステム全体の設計に加えて、適切な計測器の選択を行った。
- (2) 配合管理システムの開発によって、圧送船上での管理では、浚渫土の土源や特性が異なっても、工事期間中にわたって目標の含水比、水セメント比を確保することができた。造成された地盤の強度に関しては、水中部と気中部で強度が多少異なるものの、全体の平均強度、変動係数は設計値を十分満足するものであった。
- (3) 大規模急速施工に関しては、事前の配合試験を実施して、圧送の施工性を高めるための固化処理土のフロー値の設定を行った。また、船団管理システムを構築し、限られた工事区域の中で、3船団を用いた改良工事が効率的に行えるようにした。さらに、出来形管理システムも構築し、水中部ならびに気中部に打設した固化処理土の出来形を迅速に精度良く実施できるようにした。
- (4) 船団管理システムならびに出来形管理システムによって、860万 m^3 の浚渫土を1年5ヶ月の短期間に改良し、所定の改良地盤を造成することができた。
- (5) 環境対策に関しては、締切り護岸や余水処理施設を建設して、埋立地内の浮遊物質(SS値)やpH値の影響が周辺海域へ波及することのないように努めた。浮遊物質の対策では、適切な大きさの沈殿池を建設した。また、pH対策では、工事の進捗とpH値の関係を事前に予測するとともに、炭酸ガスを用いた処理を行った。管中混合固化処理工法ではセメントを使用するため、改良土からの六価クロムの溶出

に関しても、事前の試験、施工中の試験を行なった。(6) 種々の環境対策を講じた結果、施工中の、浮遊物質やpH値、六価クロムの溶出量などはすべて許容値内に収まり、周辺環境・海域に影響を及ぼさずに工事を行うことができた。

参考文献

- 荒木峻, 沼田楨, 和田攻: 環境科学辞典, 東京化学同人, 1985.
- 岩月哲三, 坂本暁紀, 御手洗義夫, 佐藤恒夫: 中部国際空港空港島造成工事における管中混合処理土工法の適用-W/C \sim q₀関係を用いた配合管理システムとその適用性について-, 第37回地盤工学研究発表会講演集, pp.881-882, 2002.
- 運輸省第五港湾建設局中部国際空港調査室: 管中混合固化処理工法, 1999.
- 太田正規, 坂野先司, 前田和章, 御手洗義夫, 佐藤恒夫: 中部国際空港用地造成工事における管中混合処理工法の適用(2)-大規模急速施工における固化処理土の配合管理の結果-, 第38回地盤工学研究発表会講演集, pp.787-788, 2003.
- 北詰昌樹, 和田耕造, 藤尾良也, 小田秀人: 管中混合固化処理工法による処理土の体積土量変化, 第37回地盤工学研究発表会講演集, pp.891-892, 2002.
- 坂野先司, 御手洗義夫, 中村明教, 堀井良介, 佐藤恒夫: 中部国際空港用地造成工事における管中混合処理工法の適用(2)-埋立地盤の強度分布状況と現場打設による強度低下率, 不良率の評価-, 第38回地盤工学研究発表会講演集, pp.785-786, 2003.
- 佐藤恒夫, 川上泰司, 北詰昌樹, 森好夫, 沼尻義春: 中部国際空港への管中混合固化処理工法の適用, 粘土地盤における最新の研究と実際-微視的構造の観察から超軟弱埋立地盤対策まで-に関するシンポジウム, pp.241-246, 2002.
- 建設省: セメント及びセメント系固化材の地盤改良への使用及び改良土の再利用に関する当面の措置について, 建設省技調発第48号(平12.3.24), 2002
- 国土交通省: 「セメント及びセメント系固化材を使用した改良土の六価クロム溶出試験要領(案)」の一部変更について, 国技第16号, 国営建第1号(平13.4.20), 2003
- 武林昌哉, 岸田隆夫, 深沢健, 中村明教: セメント固化処理地盤へのCPTの適用, 第38回地盤工学研究発表会講演集, pp.783-784, 2003.
- 土井諭, 和田晴久: オートレッド測深機の開発, 建設の

機械化, 1989.

(社) 日本水産資源保護協会:水産用水基準 (2000年版),
2000.

沼尻義春, 太田正規, 御手洗義夫, 佐藤恒夫: 中部国際
空港空港島造成工事における管中混合処理土工法の
適用 - 大規模急速施工への摘要とその品質につい
て -, 第37回地盤工学研究発表会講演集, pp.879-
880, 2002.

沼尻義春, 鈴木秀男, 御手洗義夫, 坂本暁紀, 佐藤恒
夫: 中部国際空港用地造成工事における管中混合処
理土工法の適用 (2) - 施工中の環境管理結果 (埋立
地内のSS, pHの測定結果) -, 第38回地盤工学研

究発表会講演集, pp.791-792, 2003.

松山裕: 実用流量測定, 省エネルギーセンター, 1995.

宮下恭一: ガンマ線密度計, 計測技術1月, pp.38-41,
2000.

山根信幸, DAM THI KIM LOAN, 田口博文, 岸田隆
夫, 深谷建雄, 岩月哲三: 管中混合固化処理地盤の
強度特性, 第33回地盤工学研究発表会講演集,
pp.2253-2254, 1998.

余水吐きから流出する海水の水質についての基準を定め
る省令: (昭和五十二年八月二十六日総理府令第三
十八号)

第7章 まとめと今後の課題

中部国際空港は、3,500mの滑走路を擁し、国際線・国内線を合わせた2025年の計画対象旅客数2,000万人を見込む24時間離着陸可能な国際空港として、2005年3月開幕予定の「愛知万博」に合わせて開港出来るよう、名古屋市の南約35kmの愛知県常滑市沖合の伊勢湾海上でその建設工事が進められている。同空港は、1969年に国際空港が構想されて以来、中部圏地域において悲願のプロジェクトである。中部国際空港建設地の立地条件は、海上空港としては比較的恵まれているため深刻な技術的課題はないが、極めて厳しい施工工期の下で、大量かつ安定的に供給できる良質な既存の土砂供給源がない中部圏地域にあって、良質な埋立用材の安定的な確保がプロジェクトの成否を左右する根幹的課題であった。そのため、必要な埋立用材の約2割について、名古屋港の浚渫工事によって発生する浚渫土を有効活用することとした。対象とする浚渫土は軟弱な粘性土であり、埋立後に圧密促進工法により供用を図るという従来の方法では、工期的、経済的に困難であることから、セメントを固化材とする管中混合固化処理工法による埋立を行うこととした。

本論文では、軟弱な浚渫土による埋立工事を大量急速施工するために、2001年6月から2002年10月の間に採用した管中混合固化処理工法の本格適用に関し、当工法を採用するにあたり、固化処理土の設計の考え方、浚渫土と固化材の配合に関する管理、固化処理土の打設に伴う出来型の管理、連携した事業間の調整など、多くの技術的課題に対してとった新たな技術開発の経緯とその結果について評価を行なうことを目的とした。

以下、各章ごとに内容を要約する。

第1章は、「まえがき」として、本論文の執筆に至る経緯と本論文の目的を記した。

第2章では、中部国際空港プロジェクトの経緯と計画の概要について取り上げた。そして、関西国際空港や長崎空港などの沖合人工島建設と比べて中部国際空港建設地点の地盤条件が良好であること、反面、非常に限られた工事期間内に空港島を造成する必要があること、周辺環境・海域に配慮した工事が必要であることを述べた。

第3章では、埋立工法の歴史を概観し、中部国際空港島造成工事で採用した管中混合固化処理工法の原理、施工法、適用例を述べた。また、管中混合固化処理工法に

よる固化処理土の特性を調査・検討した。その結果、管中混合固化処理工法が浚渫粘土を用いた埋立工事に有効であることを明らかにした。本章で得られた主要な結論を以下に示す。

- (1) 埋立の変遷をみると、良質な浚渫土砂や山土を用いた埋立工事から軟弱な浚渫粘性土や建設残土の活用による埋立へ変化し、それとともにセメントなどの固化材を混合・攪拌して埋立用材として利用する取組みが各方面で進められてきた。
- (2) 管中混合固化処理工法は、空気圧送管内の浚渫粘性土に直接固化材を添加して、管路圧送中のプラグ流を利用して攪拌混合を行う工法であり、浚渫粘性土などのリサイクルが可能であること、任意の強度の材料を短期間で供給することができること、大量急速施工が可能である、コストダウンができることなどのメリットがある。
- (3) 管中混合固化処理工法による固化処理土の強度や圧縮特性などは、固化材添加量に大きく影響を受ける。特に、固化材添加量が少ない場合には、強度が小さいばかりでなく、強度のばらつきも大きいことが分かった。耐久性に関しては、材令によっても低下する傾向は見られず、長期間にわたって安定した品質を保持することが分かった。

第4章では、中部国際空港島建設に際して管中混合固化処理工法を採用した技術的な経緯と管中混合固化処理工法による固化処理土の設計方法について検討した。本工法の採用に至った経緯については、名古屋港から発生する軟弱浚渫土に対して適用が可能であること、短期間に所要の強度を有する地盤を造成することが可能であることを示した。また、固化処理土の設計法については、許容率の考えを取り入れた設計法を採用したこと、現地強度のばらつきや室内配合強度との比率などに関して既往の実績を十分に取り入れたものとしたことを示した。次に、管中混合固化処理工法による埋立用地造成の施工方法について簡単に示した。本章で得られた主要な結論を以下に示す。

- (1) 中部国際空港の建設にあたっては、近郊地域に十分な山土を供給する土源がないことから、山土に替わる埋立用材として、名古屋港から発生する浚渫土を管中混合固化処理工法によって固化処理し、埋立用材として活用することとした。
- (2) 管中混合固化処理工法の配合設計に関しては、滑走路などの路床の必要強度の確保及び上載荷重によっても沈下しない条件から、設計基準強度

(120kN/m²)を決定した。さらに、許容率の考え方を取り入れた設計を行い、経済性、施工性の観点から過大な強度設定とならないようにした。

- (3) 配合に関しては、想定される浚渫土を用いた事前配合試験を実施し、空気圧送時の施工性も考慮して、浚渫箇所ごとに特性の異なる粘性土に合わせて配合を決定した。
- (4) 固化処理土による地盤の天端の設計においては、地盤部の地下水の滞水を考慮して天端高さとな陸量の許容値を決定した。
- (5) 管中混合固化処理工法による工事概要に関して簡単に説明を行った。

第5章では、大量急速施工を要請されている中部国際空港島建設の施工に関して、所要品質の確保、大規模急速施工と環境対策の観点から、現在の施工技術の課題を抽出した。本章での主な結論を以下にまとめる。

- (1) 今回の工事では、浚渫地域・深度・時期が大きく異なっているため、空港島に搬入される浚渫土の特性も大きく異なることが予想された。運搬されてきた浚渫土の種類を明確にし、その特性・含水比の変化に応じた配合を行うことが必要である。
- (2) 今回の工事は、これまでの工事規模の数倍に相当するものであり、大規模急速施工のために施工能率を確保するとともに、出来形管理も迅速に行うことが必要である。
- (3) 埋立工事に伴う周辺環境・海域への影響を最小限に抑えることが必要である。特に、今回の工事では、セメントによる固化処理工事であるため、海域のpHの管理と調整、固化処理土からの六価クロムの溶出への対策が必要である。

第6章では、第5章で述べた施工上の課題に関して、本工事で行った解決策とその成果、並びにその評価を述べた。得られた主要な結論を以下に示す。

- (1) 固化処理土の品質管理に関しては、名古屋港の浚渫予定海域において、事前に数多くの室内配合試験を実施して、浚渫箇所、浚渫時期、土運船により変化する浚渫土の特性に応じて適切な配合条件を決定した。さらに、浚渫土を運搬する土運船ごとに変化する含水比などの違いに対応するため、揚土前の土運船内で十分解泥するとともに、圧送中の浚渫土の含水比変動に追従し、固化処理土のW/Cを一定に保つ配合管理システムを構築した。配合管理システムでは、浚渫土投入から、含水比調整、固化材添加

量の調整など、システム全体の設計に加えて、適切な計測器の選択を行った。

- (2) 配合管理システムの構築によって、圧送船上での管理では、浚渫土の土源や特性が異なっても、工事期間中にわたって目標の含水比、水セメント比を確保することができた。圧送船上のγ線密度計から計算された加水調整後の浚渫土の含水比は105~118%の間で変動していたが、固化処理土のフロー値は目標値の100mmに対して±3mm程度の範囲にあり、よく管理されていることが確認できた。造成された地盤の強度に関しては、一軸圧縮強さの平均は296kN/m²で、その変動係数は37%であった。打設直前の試料の一軸圧縮強さ(322kN/m²)と比較すると8%程度小さく、変動係数は3倍程度大きくなっていることが分かった。気中部と比較すると水中部で若干の強度低下とばらつきの拡大が見られるものの、総合的な平均強度、変動係数は設計目標値を十分満足するものであった。
- (3) 大規模急速施工に関しては、事前の配合試験を実施して、圧送の施工性を高めるための固化処理土のフロー値の設定を行った。フロー値については、90mm~115mmの範囲でばらついているが、全般的には圧送距離が短くなるにつれフロー値も徐々に減少するよう管理されていることが分かった。また、船団管理システムを構築し、限られた工事区域の中で、3船団を用いた固化処理土の打設工事が効率的に行えるようにした。さらに、出来形管理システムを構築し、水中部ならびに気中部に打設した固化処理土の出来形を迅速に精度良く管理できるようにした。
- (4) 船団管理システムならびに出来形管理システムによって、約860万m³の浚渫土を17ヶ月という短期間に固化処理し、所定の地盤強度を有する地盤を造成することができた。
- (5) 環境対策に関しては、外周護岸の完全締切、余水処理施設の建設、余水吐き周辺の水質監視を基本として、埋立地内の浮遊物質(SS値)やpH値の影響が周辺海域へ波及することのないように努めた。浮遊物質の対策としては、適切な大きさの沈殿池を建設し、凝集剤による沈殿促進を計画したが、結果的に実施の必要はなかった。また、pH対策では、工事の進捗とpH値の関係を事前に予測するとともに、炭酸ガスを用いた処理を行った。管中混合固化処理工法ではセメントを使用するため、固化処理土からの六価クロムの溶出に関して、事前及び施工中の試験を行った。

(6) 種々の環境対策を講じた結果、放流時のSSは平均で15.2mg/l(目標値60mg/l)、pHについては、そのほとんどが放流目標値のpH8.4以下(基準値pH9)、六価クロムの溶出量は定量限界値以下に管理され、施工中及び施工後の周辺環境・海域に悪影響を及ぼすことなく工事を行うことができた。

以上にまとめたように、綿密な施工管理に基づく実施工を通じて、既往の知見に対して、改善点が明らかになり、管中混合固化処理工法の適用の拡大が期待される。今後の課題としては、固化処理土の設計基準強度と現場強度との比、目標強度に対するばらつきの減少などの精度向上が挙げられる。前者に関しては、本工事での強度比は設計値よりも多少大きいことが確認されており、また気中部と水中部でその大きさが異なることが改めて分かった。今後、強度の違いの要因分析などを詳細に行い、設計で用いる強度比の精度を高めていくことが必要と考えられる。次に、目標強度を下回る測点の許容率に関しては、設計時の想定値よりもかなり小さい結果が得られており、高精度の施工管理を行うことで、かなり高い品質の改良地盤を造成できることが分かった。反面、強度試験の方法(サンプリング試料に対する一軸圧縮試験、コーン貫入試験など)によって、目標強度に対するばらつきの値が大きく異なることが判明した。今後は、改良地盤に適合した強度試験方法、原位置試験法の開発も含め、目標強度に対するばらつき度合いを把握し、改善する方法についての検討が必要と思われる。

謝 辞

冒頭、2001年6月に早逝された早田修一氏に紙面を借りてご報告し、万感を込めて感謝を申し上げたい。筆者が本論文を書き終えた今、謝辞をしたためながら心にまず去来するのは、中部国際空港㈱取締役として、中部国際空港の建設に正に全精力を傾注された氏の思い出である。

氏は、関西国際空港第1期建設工事と東京国際空港沖合展開工事という、我が国における近年の代表的な空港建設工事に携わられたご経験と、旧運輸省第五港湾建設局長時代に得られた中部圏地域における深いご造詣から、中部国際空港プロジェクトを先頭に立って導いて来られた。筆者が管中混合固化処理工法の適用による中部国際空港用地の埋立に関する技術的課題をテーマに論文を執筆しようと決意した遠因も早田氏にある。

筆者は、中部国際空港の護岸建設工事が常滑沖において着手された2000年8月1日に、中部国際空港㈱建設事務所長として採用された。当時の上司が早田氏である。抱負と不安を胸に、建設事務所長としてご挨拶に伺った時、既に病床についておられた。来るべき埋立工事に向けて、着々と進める護岸の建設工事に関して故早田取締役から頂戴するご指導とご助言は、そのほとんどが病床であった。現場に対する指導のかたわら、代表的なプロジェクトにかかわる者の使命として、きちんと論文に纏めることの大切さを諭された。氏は、護岸概成の前後に健康を回復され、2001年3月の締切工事は現地で指揮を執られたが、その後再発した病により、管中混合固化処理工法による工事が開始してまもなくの6月に不帰の客となられた。紙面を借りて、改めてご冥福をお祈りします。

中部国際空港㈱取締役横田和男氏には、筆者が建設事務所長及び建設部長として、本論文の草稿段階に当該工事を進める際、プロジェクトの円滑な進捗、関係機関との調整に際し、上司としてご指導賜るとともに、その立場を超えて何くれとなくご配慮を賜り、論文の執筆に向けて過分のご支援を頂戴した。深甚なる感謝を申し上げます。次第である。

本論文の執筆に際し、主任教授としてご指導を賜った名古屋大学大学院工学研究科浅岡顕教授に感謝を申し上げます。氏は、筆者が京都大学大学院工学研究科に学んだ際の師でもある。氏は、本論文のテーマとしている管中混合固化処理工法に関して、(財)沿岸開発技術研究センターが「管中混合固化処理工法技術マニュアル」をまとめる際に、作成委員会の委員として指導された。その

ご経験から、筆者が論文をまとめるにあたり、研究的な視点から、同工法の適用性をはじめ地盤工学上の強度評価のあり方など、細部にわたるまでご指導を頂いた。特に、今回の建設工事において、施工性の限界及び経済性の観点から、現地打設後の固化処理土の強度が目標基準値を一部において下回ることを許容する設計法を採用していることに関して、現場の判断と地盤工学上の取扱いにつき、示唆に富むご指導を頂戴した。また、長期にわたる執筆作業の中で、筆者の緩む心を戒め、完遂に向けご支援頂いたことには、改めて感謝申し上げる次第である。

また、ご多忙の中、浅岡教授とともにご指導を頂いた同工学研究科澤田義博教授、同中野正樹助教授及び野田利弘助教授に感謝申し上げます。中野、野田両助教授には、部外の者にはなかなか分かりにくい論文提出に至る手続きに関しても懇切なご指導を頂戴した。

本論文のテーマ設定はもとより、その前提となる名古屋港浚渫工事と中部国際空港埋立工事を連携事業として、その円滑な進捗にご協力頂いたことに関して、国土交通省中部地方整備局長村田進氏（当時、運輸省第五港湾建設局長）はじめ、中部地方整備局の方々に深甚なる感謝を申し上げたい。特に、名古屋港との連携事業の成功が中部国際空港プロジェクトの存立の一翼を担うことから、埋立工事完遂の暁には筆者が論文にまとめることにつき、村田局長にはご快諾を頂いた上、暖かい励ましを頂戴した。

管中混合固化処理工法を用いた埋立工事に関して、設計から施工、並びに完成地盤の強度評価につき、技術的な指導を頂き、また共同研究者として本課題に精力的に取り組んで頂いた（独）港湾空港技術研究所地盤改良研究室の北詰昌樹室長に絶大なる感謝を申し上げたい。氏は、ご多忙の中何度となく筆者とともに現地に足を運び、現場の施工状況の把握、形成地盤に関する調査に直接参

画して頂いたのみならず、調査結果の解析・評価にも多大のご協力を頂いた。本論文の執筆に際しても、論文の構成から細部の技術課題の評価にわたり数々のご助言を頂戴し、また、的確な説明に要する図表の作成に関してまで懇切なアドバイスを頂いた。また、早野公敏氏はじめ同研究室のスタッフのご協力に感謝する。

論文執筆及びその準備段階で、中部国際空港^(株)建設部及び建設事務所の方々には、様々な局面で多大のご支援、ご協力を頂いたが、とりわけ施工状況の把握、調査成果の解析・評価のためのディスカッション、資料のとりまとめなどに関し、直接ご協力を頂いた建設部の菅沼史典氏、川上泰司氏、小林郁美氏、武井泰男氏及び磯上知良氏、並びに建設事務所の小川洋次氏、廣瀬憲治氏、千代義廣氏、平松住雄氏、今枝弘昌氏及び安藤満氏に改めて心からの感謝を申し上げたい。

本論文の技術的な素地となった「中部国際空港埋立造成工事（その1）」の請負者である東亜・熊谷・西松・三井・徳倉建設工事共同企業体の沼尻義春所長（当時）はじめスタッフの方々には、厳しい工程の下での施工中にもかかわらず、種々のデータを快く提供頂いたほか、現場をつぶさに案内して頂いたり、施工上、管理上の種々の課題に関して真摯に議論を重ねるなど、ご協力を頂いたことに感謝申し上げます。また、本論文のとりまとめに当たり、東亜建設工業^(株)技術研究所御手洗義夫氏には、地盤強度などの調査、調査結果の解析・評価に多大のご協力を頂くとともに、資料の作成にまで快くご協力を頂戴した。改めてお礼申し上げます次第である。

最後に、単身赴任による中部国際空港^(株)への出向時期に、資料作成や論文執筆のため休暇も幾日となく費やしたため、団欒の機会が十分持てないにもかかわらず、論文執筆に深い理解を示し、協力を惜しまず支援してくれた家族に敬意を表し、絶大なる感謝をする次第である。

港湾空港技術研究所資料 No.1076

2004. 3

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. 046(844)5040 URL. <http://www.pari.go.jp/>

印刷所 有限会社 黎明社

Copyright © (2004) 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。