

軟弱地盤上に建設される沖合人工島の
全埋立履歴追跡型管理システムに関する研究

A Study on Construction Management System of Artificial Island
on Soft Ground considering the Reclamation History

2008年3月

山根 信幸

目 次

第 1 章	序論	
1.1	研究の背景と目的	1
1.2	人工島建設における現況の問題点の整理および本研究の位置付け	2
1.2.1	海底地盤の力学特性の把握	2
1.2.2	施工履歴の管理	4
1.2.3	沈下量の把握	5
1.2.4	全埋立履歴追跡型管理システムの開発	6
1.3	論文の構成	6
第 2 章	埋立・人工島建設技術の変遷とその課題	
2.1	概説	10
2.2	埋立・人工島建設の事例	10
2.2.1	江戸・明治・大正期の人工島施工事例	10
2.2.2	近年の埋立施工技術	12
2.2.3	近年の我が国の代表的な人工島の施工事例	21
2.3	建設途中における海底地盤の破壊事例	41
2.3.1	地盤評価の不確実性に起因する破壊事例	41
2.3.2	工事の施工管理不足が誘発した破壊事例	42
2.3.3	盛土堤体荷重の過小評価による破壊事例	43
2.3.4	局所的な過大载荷に起因する破壊事例	43
2.4	人工島建設における海底地盤・埋立地盤の評価法の現状とその課題	44
2.4.1	人工島建設における粘土地盤のせん断強度の設定とその課題	44
2.4.2	埋立地盤の評価方法とその課題	49
2.5	埋立・人工島建設における施工管理技術の変遷と課題	51
2.5.1	海底地盤および陸化した埋立地盤の測量技術	52
2.5.2	海上での位置確認技術	56
2.5.3	施工に伴う地盤沈下計測技術	57
2.6	埋立・人工島建設における解決すべき課題	59
第 3 章	コーン貫入試験 (CPT) による全埋立施工過程を通じた 海底地盤の強度管理技術とその適用	
3.1	概説	65
3.2	CPT の地盤評価法としての位置付け	66
3.3	CPT によるせん断強度推定法の整理と課題	70
3.4	CPT による地盤評価の適用性を検討するための地盤調査	73

3.4.1	調査・試験方法	74
3.4.2	地盤調査結果の概要	75
3.5	CPTの再現性の検討	93
3.5.1	調査概要と再現性の評価方法	93
3.5.2	CPT結果の再現性に関する考察	95
3.6	地盤調査結果のばらつきに関する検討	96
3.6.1	試験結果のばらつきの評価方法	96
3.6.2	CPTから得られる地盤定数のばらつき	97
3.6.3	せん断強度 (s_u) のばらつき	98
3.7	コーン係数 (N_{kt}) に関する検討	99
3.7.1	自然粘土の年代効果の定量的評価	100
3.7.2	年代効果の構造を持つ擬似過圧密粘土の N_{kt} に関する検討	102
3.7.3	擬似過圧密粘土が圧密により正規化した際の N_{kt} の変化	104
3.7.4	固化処理地盤の N_{kt} に関する検討	107
3.7.5	室内にて再現された擬似過圧密粘土の N_{kt}	114
3.7.6	コーン係数 (N_{kt}) に関する検討のまとめ	123
3.8	擬似過圧密粘性土地盤における人工島建設工事への CPT の適用	124
3.8.1	対象区域の海底地盤の概要	125
3.8.2	海底地盤の均一性の評価	129
3.8.3	s_u のばらつきの評価	130
3.9	本章のまとめ	142

第4章 測量技術を応用した全施工履歴追跡型の施工管理技術の

開発とその適用

4.1	概説	151
4.2	水中部深浅測量システム	152
4.2.1	水中部深浅測量システムの仕様	152
4.2.2	深浅測量システムの仕様上の精度確認	155
4.2.3	深浅測量システムの精度確認	156
4.2.4	測量精度の確保とシステム運用規定の設定	160
4.3	陸上部測量システム	161
4.3.1	陸上部測量システムの仕様	161
4.3.2	陸上測量システムの精度確認	162
4.3.3	測量精度の確保とシステム運用規定の設定	163
4.4	測量システムを用いた新しい施工管理システムの開発と適用	164
4.4.1	土運船土砂投入管理システム	164
4.4.2	施工層厚・沈下量管理システム	166

第 1 章 序論

1.1 研究の背景と目的

国土が狭隘でかつ四方を海に囲まれている我が国においては、有史以来沿岸域の開発が行われてきた。この沿岸域の開発は、古くは湾奥部での干拓や埋立による新田開発等の農業用地確保、沿岸水運や船留りの築港等海上交通・物流施設としての開発を目的として始まっている。また、わが国の沿岸域開発における人工島建設の歴史をふりかえると、長崎に 1636 年に完成した出島や江戸末期に建設された品川の台場、明治中期から大正期にかけて建築された海堡等、貿易・国防の拠点を目的として建設が行われている。本格的な人工島建設を含む沿岸域の開発は、1950 年代から始まった東京湾、大阪湾、瀬戸内海等における港湾・臨海工業用地造成からといえる。その様な歴史的、地理的背景から沿岸域は、我が国の国防・産業・物流の基盤として重要な役割を担ってきた。また、近年における沿岸部の開発は、産業・物流拠点に加え、海域に面している環境のため、居住・文化・レジャー拠点としての発展も目覚しく、人工干潟、野鳥公園などの環境再生施設としての側面も今後期待されている。一方、かつての東京湾 14 号埋立地に代表されるような、産業廃棄物の最終処分場としての役割も沿岸域開発の重要な側面の 1 つとなっている。

このように、我が国の経済・産業・文化・環境を支える多くの社会資本施設が建設されている臨海部は、軟弱な粘性土が厚く堆積している地域とほぼ一致している。その様な軟弱地盤上に盛土や埋立等の構造物を建設する場合、施工時（短期的）および完成後（長期的）の構造物の安定と変形が工学的な問題となる。これら工学的諸問題の検討に際しては、設計段階で原地盤のせん断強度 (s_u) をはじめとする地盤特性を正確に把握することに加え、施工時においては工事の進捗に伴い応力状態が変化した地盤の力学状態を把握することが重要となる。

我が国では、粘性土の s_u を求めるために不攪乱試料に対する一軸圧縮試験 (UCT) が一般的に実施されている。この UCT から得られる $s_u (=q_u/2)$ は、地盤の地域特性や試料採取から試験までの一連の過程で発生する乱れおよび実施者の技術的水準等の影響により試験結果が大きくばらつくことが指摘され、これまで多くの研究者によりその適用の問題点、力学的な根拠付け、および、合理的な補正方法等の研究・議論がなされてきた。UCT から得られる $q_u/2$ を用いた設計法は、豊富な経験と多くの実績を最大の根拠とした我が国独自の設計体系で

あるが、UCT を用いた設計法に代わりうる、地盤の地域特性や試料の品質に依存しない地盤評価方法の確立が望まれている。

また、近年の臨海部埋立や人工島建設は、建設予定地の沖合いへの展開に伴い地盤条件や気象条件等の施工条件が厳しくなるとともに、環境問題への配慮や社会的要請としての建設費削減や工期短縮を目的とした急速施工等多くの課題を伴っている。また、埋立地盤は、埋立に用いられる材料が、浚渫土、山土および産業廃棄物等多種多様であり、造成完了後の利用用途も港湾・空港施設、産業・物流基盤から居住・文化・レジャー施設と多様である。そのため、個々の埋立地盤の機能および性能に対して必要な調査・設計が行われ、適切な施工方法により建設される。しかしながら、調査・設計段階において実施工の全てを予測することは不可能であり、最適な設計が行われていたとしても、設計と実際の施工との不一致により、構造物の破壊や想定外の沈下等を引起す可能性が指摘される。そのため、施工においては工事の進捗に伴い日々変化する埋立層厚や沈下状況等の施工情報を収集・整理し、それらを逐次工程に反映させる施工管理技術が設計と現場を結ぶ重要な技術となる。しかしながら、埋立や人工島建設工事の施工規模や厳しい施工条件等を理由に、これまでそれらの施工情報を合理的、効率的に取得できる手段は無く、埋立・人工島建設に関する施工管理は、技術者の経験や人海戦術に近い方法に頼らざるを得ないのが現状であった。

本研究では、埋立・人工島建設における現況を踏まえ、UCT を用いた設計法に代わりうる地盤評価法として、コーン貫入試験 (CPT) を用いた地盤評価法の適応性に関して検討を行うとともに、近年技術開発が目覚ましい、GPS (Global Positioning System) 技術や地盤高計測技術を応用した軟弱地盤上での埋立・人工島建設における施工管理システムの開発を行い、実際の人工島建設工事を通してその適用性に関する検証を行っている。また、最終的には、CPT による海底地盤の強度管理技術と開発した施工管理技術を統合的に関連付け、埋立・人工島建設工事における一貫した施工管理技術として、「全埋立履歴追跡型管理システム」の提案を行っている。

1.2 人工島建設における現況の問題点の整理および本研究の位置付け

海底地盤の沈下を伴う軟弱地盤上での人工島建設工事について現況の施工管理技術の問題点の整理を行う。また、本研究の意義・位置付けを行う。

1.2.1 海底地盤の力学特性の把握

軟弱な粘性土地盤の原位置でのせん断強度 (s_u) は、我が国では一般的に、不攪乱試料に対する UCT により実施されている。この UCT から得られる s_u

($=q_u/2$) は、地盤の地域特性や試料採取から試験までの一連の過程で発生する乱れおよび実施者の技術的水準等の影響により試験結果が大きくばらつくことが指摘されており、これまで多くの研究者によりその適用の問題点、力学的な根拠付け、および、合理的な補正方法等の研究・議論がなされてきた。しかしながら、 s_u の決定方法は、設計基準等の見直し・改訂により採用できる試験方法の選択肢は広がったにも関わらず、実務上は過去とほとんど変わりなく、UCT から得られる圧縮強度の半分 ($q_u/2$) が現在においても主流である。

また、施工期間中の海底地盤の力学特性の評価は、サンドドレーン (SD) 工法等を採用し、地盤の強度増加を期待した段階载荷による施工を行う場合に実施されており、それ以外の通常 (規模) の工事では、工事着手前 (設計時) に地盤調査を行った後は実施される場合が少ない。段階载荷による施工においては、海底地盤の強度発現が構造物の安定や工事の進捗に直接関与するため、その状況を精度良く、簡単に、短期間で把握することが非常に重要となる。特に、施工段階の調査においては工事工程上の制約があるため、設計段階の調査以上に、簡単に短期間に結果が得られることが重要視される。しかしながら、施工段階における海底地盤の s_u の確認においても、事前調査と同様に UCT が主流となっている。その理由としては、以下の理由が考えられる。

- ① 設計で UCT により s_u の設定を行っている場合、必然性がなければ事前調査と同様の評価手法が無条件で採用される。
- ② 事前 (設計) 調査と施工段階調査で地盤の評価法を変えた場合、評価法毎の整合性 (結果の相関やばらつきの考え方等) を検討する必要がある。
- ③ 採取試料を再圧縮 (圧密) させるせん断強度試験においては、圧密途上地盤の評価法が確立されていない。

海底地盤の s_u の設定法には様々な方法が提案されているが、実務においては UCT が現在でも主流である理由の 1 つに、調査・設計から施工途上において適用できる一貫した地盤評価方法が確立されていないことが考えられる。そのため、今後提案される地盤評価法は結果のばらつきが小さく、再現性が高い地盤評価法であるとともに、圧密途上の施工段階においても適用可能な手法であることが望まれる。

本研究では、粘性土地盤の強度評価技術として原位置試験である CPT に着目し、その適用性・有効性を確認するため、国内の粘性土地盤に対して実施した地盤調査により、その再現性やばらつきを定量的に評価するとともに、圧密途上の地盤の強度評価の適用性について検討を行った。

1.2.2 施工履歴の管理

埋立や地盤の造成を行う場合、工事の進捗に伴い、埋立の時期・場所・層厚等の様々な施工情報（以下、施工履歴と呼ぶ）が発生する。従来、このような施工履歴は、日々の工事記録（施工日報）として管理されていたが、①施工範囲が広大である場合や、②取扱土量が膨大である場合、③大水深等施工条件が厳しい場合等では、詳細な施工履歴を管理することに限界があった。また、工事単位でその記録様式が異なることが多く、膨大な労力を費やして取得した施工履歴が直接的に次工事や将来的な検討に反映されていないのが現状であった。

軟弱地盤上での埋立工事では、応力状態によりその力学特性が変化するため埋立による増加荷重（施工層厚×埋立材の単位体積重量（ γ ））の把握に加え、その荷重の載荷（施工）時期や場所等の履歴の管理が建設される構造物の安定性確保や将来的な埋立地盤の挙動予測において重要となる。

施工履歴管理の重要性を示す事例を以下に示す。この事例は、水深約20m、海底地盤表層からは軟弱な沖積粘性土層（層厚約20m）が分布する海域で埋立による地盤造成を行う工事である。図1-1に埋立工事の施工履歴を示す。工事は海底地盤の沖積粘性土層をサンドドレーン工法により地盤改良した後、埋立が開始されており、開始から約1年3ヶ月間

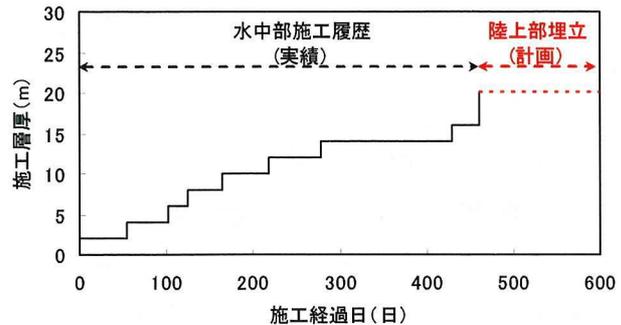


図 1-1 埋立工事の施工履歴
(水中施工部：実績)

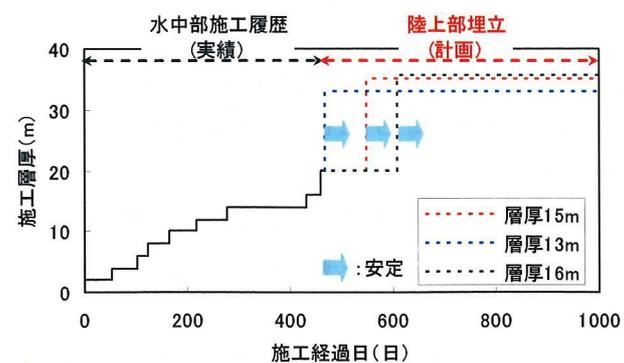
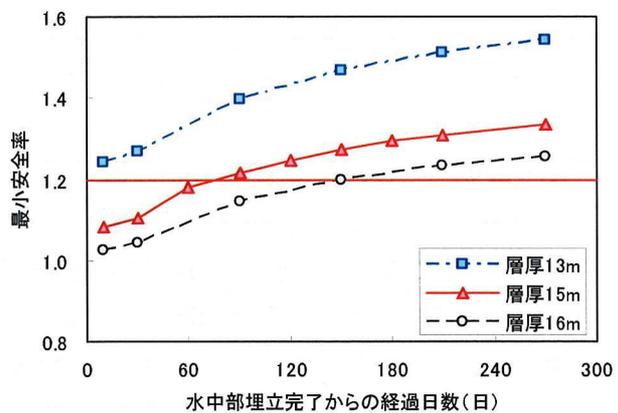


図 1-2 安定検討結果
(陸上施工部：計画)

で層厚約 20m の水中部分の埋立が完了している。埋立地盤を陸化させる陸上部の埋立は、水中部での段階的な薄層施工（施工層厚 2~3m 程度）と工法が異なり、揚土船による層厚 10m 以上の埋立が計画されていた。このような場合、それまでの施工履歴を反映した埋立地盤の安定検討を実施し、陸上部埋立時期や施工層厚が決定される。図 1-2 に本事例での安定検討結果を示す。仮に陸上部埋立着手時の最小安全率を 1.2 とした場合、施工層厚 15m の場合、約 3 ヶ月の放置期間後に施工が可能となるが、層厚 13m では水中埋立完了から連続的に施工を行っても安定上問題なく、逆に層厚 16m では放置期間が 5 ヶ月間程度必要となることが分かる。このような施工検討は、原地盤の力学特性に加え、それまでの施工履歴が管理されていることにより可能となるが、その施工履歴が不明である場合は、地盤調査により強度確認をせざるを得ずコスト、工程に大きな影響を与えることとなる。特に、沖合人工島の様な大規模な工事であれば、それらを合理的かつ効率的に取得できる技術の開発が望まれている。

本研究においては、近年技術開発が目覚ましい GPS 測位技術のうちの RTK-GPS (Realtime Kinematic GPS) 測位機やナローマルチビーム音響測深機 (Narrow Multi Beam Echo Sounder) を用いた地盤高測量技術を基に、軟弱地盤上での埋立・盛土工事の施工層厚や盛土材の γ 等の施工履歴を合理的かつ効率的に取得可能な技術の開発を行い、実際の埋立工事に運用するとともにその適用性について実証を行った。

1.2.3 沈下量の把握

軟弱粘性土地盤上で埋立等の工事を行う場合、施工に伴い海底地盤の圧密沈下が発生する。そのため、施工段階においては前節での施工履歴の管理に加え、施工区域内に発生する沈下を観測し地盤状況を管理する必要がある。その沈下管理は、ただ単に発生する沈下を継続的に計測するだけではなく、沈下管理により、

- ① 発生している圧密沈下の健全性（想定沈下量かどうか）
- ② 将来的な沈下量の予測（次工程施工時の沈下量は、施工完了後の沈下量は、工事完了後の残留沈下量はどの程度か）
- ③ 沈下に伴う海底地盤の力学特性の変化（現在の安全率はどの程度か、次工程でどこまでの施工が可能か）

等の評価し、次工程へ反映させることを目的として実施される。

荷重増加に伴って発生する圧密沈下の一般的な管理方法は、沈下が発生する地盤面に沈下板（もしくは、沈下計測機器）を設置し、継続的にその沈下板高さを計測し沈下量を把握する方法である。この方法は、確実に沈下量を把握すること

ができる方法であるが、次に示すような問題点も挙げられる。

- ① 沈下板からは、計測地点のみの点の情報しか得られない。そのため、施工区域が広域である場合、多数の沈下板を設置する必要がある。ただし、広域・大水深等の施工条件の場合、多数の沈下板を設置することは施工・コスト的に困難となる場合がある。
- ② 施工前に予め設置しておく必要があるため、沈下板設置場所が施工区域の沈下を代表できる場所であるか予め検討しておく必要がある。
- ③ 沈下板を損傷させた場合、継続的な計測が困難となる。そのため、沈下板を損傷させないように他の区域（沈下板のない区域）と異なる施工方法を採用せざるを得ない場合がある。このような場合、取得した沈下量が工事区域を代表する沈下として評価できるか検討しておく必要がある。
- ④ 沈下板が施工上の障害となるため、他の区域と同様な施工方法が採用できない場合があり、施工効率の低下を招く可能性がある。

このように、軟弱地盤上での盛土・埋立工事においては、施工履歴のような工事の進捗状況を管理することに加え、工事の進捗に伴って発生する沈下状況を管理することが非常に重要となる。

本研究においては、前節で示した RTK-GPS 測位機やナローマルチビーム音響測深機を用いた地盤高測量により、工事に伴い発生する沈下をリアルタイムにかつ任意地点において取得可能な管理システムの開発を行った。また、取得された沈下データを用いて、将来的に埋立地盤に発生する不同沈下に関して検討を行った。

1.2.4 全埋立履歴追跡型管理システムの開発

前節までの各項目を統合的に関連付けた臨海部埋立や沖合人工島工事における、海底地盤・埋立地盤の双方の現況把握が可能で、調査・設計から施工完了後までを一貫して管理、品質評価が可能な施工管理システムの提案を行う。また、その開発した管理システムを実際の大規模埋立工事に適用し、その有効性について検証を行った。

1.3 論文の構成

本論文では、前節までに示した研究の背景およびその位置付けを踏まえ、軟弱地盤上に建設される沖合人工島において、合理的で効率的であり一貫した管理技術となる施工管理システムを開発しその適応性に関して研究を行っている。

本論文は全部で 6 つの章より構成されている。図 1-3 に論文の構成を示す。

第 1 章では、本研究の背景・目的およびその位置付けを述べ、本論文の構成を示している。

第 2 章では、臨海部開発の歴史およびその変遷を整理することにより、現状の埋立・人工島建設における課題の抽出や今後望まれる技術開発について整理している。第 2 章ではまず、埋立・人工島建設の変遷・施工事例を通して、近年の埋立施工技術および施工管理技術についてまとめるとともに、実際の港湾構造物の破壊事例により、工事における地盤評価および施工管理の重要性について示している。次いで、それら事例を踏まえ、埋立・人工島建設における施工環境の特異性を考慮し、海底地盤・埋立地盤の評価方法および施工管理技術としての測量方法・沈下管理技術に関して現状の課題の抽出および今後の展望を行っている。

第 3 章では、軟弱地盤上での埋立・人工島建設において、調査・設計から施工期間中の強度管理に CPT を適用することの有効性を示すことを目的としている。そのため、第 3 章ではまず、CPT の地盤評価法としての位置付けや CPT の得失を示すとともに我が国における CPT の現況や問題点の整理を行っている。また、実工事に CPT を適用することを念頭に、主として CPT からの s_u の導出について既往の研究をまとめ本研究の方向性を示している。次いで、その研究の方向性を踏まえ、我が国の沿岸域において CPT を中心とした地盤調査を実施し、CPT 結果の再現性およびばらつきについて検討を行っている。更に、CPT からの s_u の導出において重要なパラメータとなるコーン係数 (N_{kt}) の検討として、自然堆積粘土に発現している年代効果に着目して、自然堆積地盤や固化処理地盤および室内模型地盤に対して CPT を実施し、 N_{kt} の取扱いについて 1 つの考えを示している。最後に、人工島建設工事において CPT を適用した事例を示し、調査・設計から圧密途上地盤に対する施工管理までの一連の強度管理方法として CPT が有効であることを示している。

第 4 章においては、近年技術開発が目覚ましい地盤高測量技術を応用し、軟弱地盤上での埋立・人工島建設の施工管理システムの開発を行い、実際の埋立工事である関西国際空港用地造成事業において運用するとともにその適用性について実証を行っている。本章ではまず、開発した測量システムの概要およびその精度について述べ、埋立工事における施工管理方法として十分な精度を持つことを示している。次いで、それら測量システムを用いて実施される具体的な施工管理項目について、その概念、運用方法、また、施工管理精度について述べている。施工管理項目としては、「土運船土砂投入管理システム」、「施工層厚・沈下量管理システム」、「施工（載荷）履歴の把握」である。最後に、工事期間中の直接的な管理項目ではないが、本施工管理システムより得られるデータを用いて、海底地盤の圧密定数の算出や将来的な不同沈下の推定を行うことが可能であることを示し、本施工管理システムを用いることで、将来的な埋立地盤の品質を実測デー

タに基づいて保証できることを示している。

第 5 章では、CPT による海底地盤の強度管理技術と測量技術を応用した施工管理技術についてのこれまでの研究・検討の成果を統合的に関連付け、埋立・人工島建設工事における一貫した施工管理技術として、「全埋立履歴追跡型管理システム」の提案を行っている。

第 6 章は、第 5 章までの成果を要約し、結論としてまとめている。



図 1-1 論文の構成

第 2 章 埋立・人工島建設技術の変遷とその課題

2.1 概説

国土が狭隘で天然資源の乏しい我が国においては、経済・産業を支える臨海部の開発は国策とも言える事業である。また近年、我々国民のライフスタイルの多様化により、その臨海部に求められる機能も単に経済・産業施設としての機能だけでなく、居住、文化・レジャー、環境等の側面を持つ開発が望まれている。このように、我が国の臨海部は多様な機能を持つ社会資本として高密度に開発が行われ、その利用用途も時代とともに変化している。

本章は、その臨海部開発の歴史、変遷を整理することにより、現状の課題の抽出や今後望まれる技術開発について整理するものである。まず、第 2 節においては、埋立・人工島建設の歴史や開発の変遷を示し、近年の埋立施工技術および施工管理技術を施工事例を通してまとめている。次いで、第 3 節においては、工事における海底地盤評価および施工管理の重要性について、実際の港湾構造物の破壊事例により確認した。第 4 節では、現状の海底地盤および埋立地盤の評価方法とその課題について整理を行い、今後その評価法として期待される試験法の要件を整理し、第 5 節では、埋立・人工島建設における施工環境の特異性を整理し、施工管理技術としての測量方法、沈下管理技術の現状の課題および今後期待される技術についてその展望を行っている。第 6 節では、前節までの埋立技術や管理技術の現況や今後の展望を踏まえ、本章のまとめとして埋立・人工島建設における解決すべき課題を抽出し、本研究の具体的な方向性を示している。

2.2 埋立・人工島建設の事例

2.2.1 江戸・明治・大正期の人工島施工事例

我が国の人工島建設の歴史をふりかえると、古くは長崎に 1636 年に完成した出島や、江戸末期に建設された品川の台場、明治中期から大正期にかけて東京湾口部に建設された海堡等がある。

出島は、江戸初期に当時の長崎の豪商の出資によってポルトガルとの貿易を管理するために造られた人工島であり、中島川から流出した土砂を突固め、その上に扇形の石垣を築き、1634 年から約 2 年をかけて造成された約 13,000m²の埋立地である。その出島を海の中に島をつくるという発想、工事の設計・監督にあ

表 2-1 各海堡規模の比較

	平均施工水深(m)	埋立面積(m ²)	石材(m ³)	砂(m ³)	工期	備考
第1海堡	5	23,100	70,000	130,000	1881~1890	
第2海堡	8-10	41,300	490,000	300,000	1889~1914	
第3海堡	39	34,000	2,780,000	540,000	1892~1921	ケーソン等の防波施設あり

たった人物，また，その土木技術の詳細については，現在は不明である。

品川の台場，東京湾口部の海堡は，当時の政府により国防目的で建設されたものである。

品川の台場は，江戸末期，外国艦隊からの江戸防衛のために砲台を設置する人工島として品川沖に築造された。1853年6月ペリー提督率いる黒船艦隊が浦賀沖に来航し，外国艦隊からの防衛を痛感した江戸幕府は，品川沖に合計12ヶ所の台場の建設を計画した。工事は1853年8月より着工し，1854年11月に合計5ヶ所の台場を完成させ，2ヶ所の台場の建設途中で幕府の財政難により工事を中止している。この台場の設計には，西洋式の築城術が取入れられ，ハッケヴィッツ(Hackewitz)著の築城教本を参考としている。その台場の施工方法は，水深1.9m~3.5mの浅海域での基礎工事から進められている。基礎工事は，台場中央部に小さな島を築き，その周囲を埋立てる方法で工事を進め，ついで直径15cm程度，長さ4m~5m程度の木杭を等間隔に打ち込み，その上に井桁に組まれた木枠を置き，その間に石や土砂を詰め基礎としている。その基礎の上に5m~7mの石垣が築堤され，最終的にその堤内を盛土する方式により建設が進められた。1ヶ所の台場の平均的な埋立面積は約25,000m²であり，全埋立土量は200万m³程度と言われている。完成した5ヶ所の台場の内，2ヶ所が現存し国の史跡に指定されている。

海堡は，東京を防衛するため，明治中期から大正期にかけて東京湾口の海上に作られた砲台設置のための人工島である。海堡は千葉県富津岬沖から西に向かい第1海堡から第3海堡まで3ヶ所築造されている。それぞれの海堡の規模¹⁾の比較を表2-1に示す。また，各海堡の施工方法²⁾の概略を以下に示す。

施工水深は，第1海堡で約5m，第3海堡で約39mである。第1海堡の施工方法は，捨石により基礎を作り，その周辺に被覆石となる大石を海面から1.7mまで積上げ，最後に捨石上を土砂で埋立てる方法により築造されている。第2海堡も基本的に同様の施工方法であるが，施工水深が第1海堡より深いため，海面上まで捨石を投入しその上部を土砂で埋立て，その後外周に海面上2mまで被覆石となる大石を積上げ，最後に内部を土砂で埋立てる方法により施工している。第3海堡は，施工水深が39mと大水深であったため，非常に難工事であった。第3海堡の平面および断面³⁾を図2-1に示す。施工は，第1，第2海堡と同様に

捨石により基礎が築造された後、その上部に埋立砂の流出防止の目的で厚さ 1m の割栗石を積上げ、その内部を土砂で埋立てる方法で施工が行われていた。しかし、基礎捨石の締固め不足や波浪による捨石の崩壊により、約 6m の沈下が生じている。このため、土砂による再埋立を行うとともに、海堡北東側前面に防波方塊堤の設置を行っている。防波目的の方塊は当初 40t/個～60t/個程度のものであったが、それでは波浪を防ぐことが

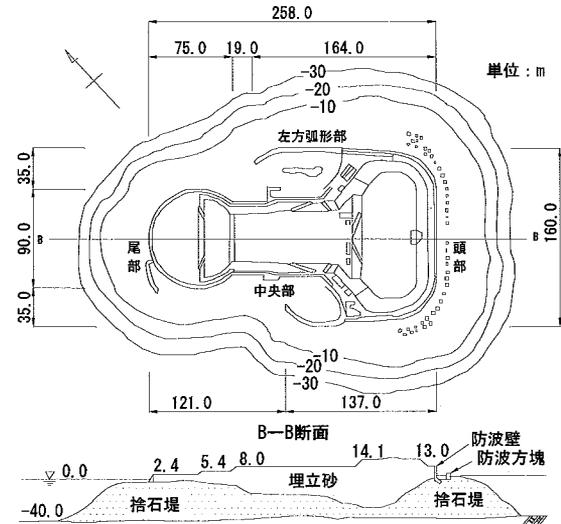


図 2-1 第三海堡平面・断面図³⁾

ができなかったため、その後、重量 100t～150t の方塊の据付を行っている。しかし、この方塊も波浪により被災を受けたため、防波堤前面にコンクリートケーソン（高さ 7m×下幅 6m×長さ 14m、重量 1,500t）を 6 函据付けている。しかし、このケーソンも波浪により被災し、最終的には再度方塊（35t/個程度）を 713 個投入し捨石堤の安定を図っている。第 3 海堡の施工は大水深で潮流も速く、当時、幾多も被災しており、現在の施工技術でも難工事となることが推察される。

2.2.2 近年の埋立施工技術

本格的な人工島を含む沿岸開発は、1950 年代から始まった東京湾、大阪湾、瀬戸内海等の港湾・臨海工業用地造成からといえる。表 2-2 に 1950 年代以降の我が国の代表的な人工島建設工事⁴⁾の施工条件、利用用途をまとめて示す。近年では臨海部利用の高密度化、環境保全の観点等から人工島の立地は従来の沿岸域から徐々に施工条件の厳しい沖合いを選定せざるをえない状況となっている。

近年の人工島の建設工事は概略的に、①護岸築造、埋立のための海底地盤の地盤改良、②外周護岸および段階的な埋立地の整備が行われる際の中仕切護岸の築造、③護岸堤内側の埋立、④埋立地盤の地盤改良、⑤人工島築造後の各施設の建設、の順で進められる。

以降、各工程の現状の施工技術について述べる。

(1) 軟弱地盤改良

図 2-2 に我が国の沖積層および洪積層の分布⁵⁾を示す。埋立や人工島建設のような大規模土木構造物に対して軟弱層となりうる沖積層および洪積層は、臨海部

表 2-2 我が国の代表的な人工島（文献 4）を加筆・修正）

人工島名称	利用用途・分野	自然条件		建設年度	面積 (万m ²)
		水深 (m)	離岸 距離(km)		
大阪南港	物流施設, 都市開発用地, レジャー施設	8	0.0	1958 - 1964	937
東京港大井埠頭	埠頭, 公園・緑地	0-3	0.0	1963 - 1983	792
横浜本牧埠頭	埠頭・工業用地, 廃棄物処理場	2-12	1-2.5	1963 - 1985	594
名古屋港金城埠頭	埠頭, 公共施設, 公園	0-5	1.4	1963 - 1985	191
神戸ポートアイランド(第1期)	埠頭・港湾施設, 都市開発用地	10-12	0.4	1966 - 1981	436
四日市霞ヶ浦	埠頭, 工業用地	5-12	0.1	1967 - 1988	387
三井三池人工島(第3人工島)	通気堅抗基地	10	6.0	1969 - 1970	1
長崎空港	空港	10-18	0.0	1971 - 1974	163
扇島埋立工事	工業用地	0-15	0.4	1971 - 1975	515
神戸六甲アイランド	埠頭・港湾施設, 都市開発用地	10-14	0.4	1971 - 1990	580
横浜大黒埠頭	埠頭, 公園・緑地	10-18	0.5	1971 - 1985	321
東扇島埋立工事	港湾施設, 都市開発用地	0-10	0.7	1972 - 1984	434
大阪北港	廃棄物処分場, 港湾施設, 工業用地	10	0.5	1972 - 1993	615
東京港中央防波堤	廃棄物処分場(都市開発用地, 公園)	5-10	1.0	1974 - 1985	314
名古屋港ポートアイランド	浚渫土砂処分場	6-8	1.2	1975 - 1987	114
苅田埋立地	浚渫土砂処分場, 空港施設, 公園	8	3.5	1977 - 2006	373
御坊火力発電所	発電所用地	5-18	0.2	1980 - 1983	35
神戸ポートアイランド(第2期)	埠頭・港湾施設, 都市開発用地	13	0.4	1987 - 2005	390
関西国際空港(1期空港島)	空港施設	18	5.0	1987 - 1994	510
神戸空港	空港施設	16	1.5	1999 - 2006	272
関西国際空港(2期空港島)	空港施設	20	5.2	1999 - *2007	545
中部国際空港	空港施設, 地域開発用地	6-10	3.0	2000 - 2005	580

*: 関西国際空港2期空港島は, 2007年8月に滑走路・誘導路等の限定供用が開始されているが, 一部工事は施工中である。

が高度に利用されている東京湾, 大阪湾, 伊勢湾や瀬戸内海沿岸, また, 有明海, 新潟平野, 男鹿半島および北海道の低地部等我が国の沿岸域に広く分布している。

人工島の建設域は, この軟弱地盤の分布域とほぼ一致し, また, その建設域が沖合いへと進展するとともに施工水深, 軟弱層厚が増大する。そのため, 軟弱な海底地盤の改良は, 埋立護岸および護岸内部の埋立区域において, 構造物や盛土の安定性の確保, 残留沈下の低減や不同沈下の抑制を目的として実施される。

人工島建設における海底地盤の改良工法として適用される代表的な地盤改良工法としては, 置換工法, パーティカルドレーン (VD) 工法, サンドコンパクションパイル (SCP) 工法, 深層混合処理工法 (CDM) 等がある。図 2-3 に VD 工法, SCP 工法および CDM 工法の施工概要⁶⁾を示す。また, 表 2-3 に各地盤改良工法の概要および代表的な適用事例を示す。それぞれの地盤改良工法の詳細については, その専門書に譲るが, 人工島建設において各地盤改良工法は単独で用いられる訳ではなく, 護岸構造型式や利用目的に合わせ, 同一の埋立工事においても各種の地盤改良工法が併用されている。

施工実績としては, 臨海部の開発が活発化した 1950 年代～1960 年代においては, 軟弱地盤対策のほとんどの事例が置換工法であった。しかし, 最近では海洋汚濁の規制, 置換砂や浚渫土砂の捨場不足等の問題から施工例が減少している。

VD 工法は, 1952 年長崎漁港の岸壁復旧工事で港湾分野においてサンドドレ

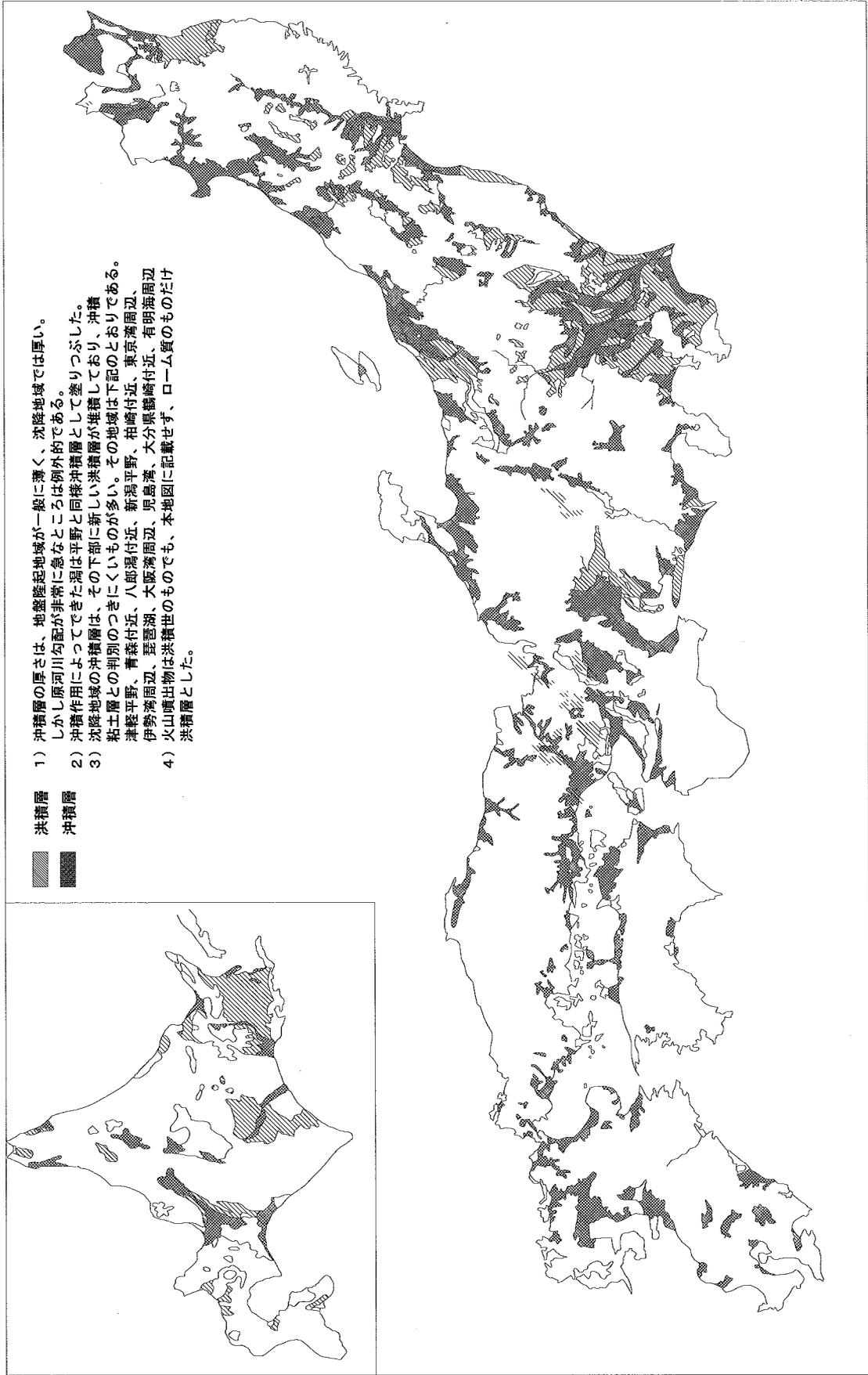


図 2-2 我が国における沖積層、洪積層の分布

表 2-3 地盤改良工法の概要と適用事例

工法名	工法の概要	適用事例
掘削置換工法	軟弱地盤の一部または全層を掘削除去し、良質土と置換する。	扇島、東扇島、横浜大黒埠頭、大阪南港、大阪北港廃棄物処分場、神戸ポートアイランド(1期)、新門司沖土砂処分場他
強制置換工法	盛土による軟弱地盤の強制押し出し置換、発破による置換等がある。また、締め砂杭を軟弱地盤中に高置換率で強制圧入により造成した場合も強制置換工法の一種である。	大阪南港、大阪北港他 高置換SCPを粘土地盤に適用した事例、神戸ポートアイランド(1期、2期)他
載荷盛土工法	予め構造物と同程度の載荷重を与え、地盤の圧密沈下を促進し強度増加を図る工法。ドレーン工法と併用されることが多い。	名古屋港金城埠頭、神戸ポートアイランド(1期)
パーティカルドレーン工法	粘性土地盤中にある間隔で鉛直あるいは水平にドレーン層を造成し、粘土層の排水距離を短縮し圧密を促進させ強度増加を図る。ドレーン材の種類により、サンドドレーン、プラスチックボードドレーン、カードボードドレーン等がある。また、軟弱地盤中での砂杭の自立性を高めた袋詰めサンドドレーンもある。	羽田空港沖合展開、横浜大黒埠頭、名古屋港金城埠頭、大阪南港、関西国際空港(1期、2期)、神戸ポートアイランド(1期、2期)、苅田沖土砂処分場他
サンドコンパクションパイル工法	砂質土系地盤では、締め付けた固め砂杭を地盤中に強制圧入し地盤の高密度化を図る。粘性土系地盤では、砂杭への応力集中およびドレーン効果により強度増加を図る。	東京港中央防波堤内側・外側廃棄物処分場、東京湾横断道路川崎・木更津人工島、関西国際空港(1期、2期)、大阪北港廃棄物処分場他
深層混合処理工法	粘性土地盤中にセメント系あるいは石灰系の地盤改良材を添加・攪拌し、原位置にて土を化学的に固結させる。	東京湾横断道路川崎・木更津人工島、横浜大黒埠頭、関西国際空港(1期、2期)、新門司沖土砂処分場、苅田沖土砂処分場他

ーン(SD)工法として初めて採用⁷⁾されて以降、多くの大規模埋立工事に採用されている。代表的な施工事例としては関西国際空港の空港島造成工事があり、1期工事、2期工事合わせて約218万本のSD杭が打設されている。また、VD工法では、排水材として砂質土のほかにカードボードやプラスチックボード等のドレーン材も使用されている。プラスチックボードドレーン(PBD)工法の事例としては、羽田沖合展開事業があり、沖積粘土層まで到達しているSD杭の補完ドレーンとして、その上部に分布する埋立された浚渫粘土層を改良する目的でPBD工法が採用されている。また、その浚渫粘土層が高含水比で超軟弱層である場合は、ドレーン材の自立性・連続性の確保のために化学繊維の網状の袋に砂を詰めた小口径袋詰めサンドドレーン(PD)工法が採用されている。

SCP工法は、我が国で研究・開発・実用化された工法である。本工法は海上工事においては、護岸部の基礎工としての支持力増大、すべり破壊防止等の安定性向上を目的として採用される場合がほとんどで、1970年代から東京中央防波堤廃棄物処分場や大阪北港廃棄物処分場等で大規模に採用されている。本工法は多くの施工実績を持っているものの、粘性土地盤に対して施工した場合、改良地盤を砂質土と粘性土の複合地盤として評価する必要があるため、未解明な点が少なくない。そのため、大規模な現地破壊試験工事⁸⁾やSCP杭に対する調査⁹⁾が実施工と同時期に実施されている。

海底地盤の固化処理改良工法として代表的なCDM工法は、1974年に我が国

で研究開発¹⁰⁾された工法であり、石灰やセメント系安定材を地中に供給・添加し、原位置にて粘性土と安定材を混合攪拌し改良体を造成する工法である。本工法も SCP 工法と同様に、護岸部の基礎工としての支持力増大、すべり破壊防止等の安定性向上を目的として採用される場合がほとんどで、代表的な施工事例として、横浜大黒埠頭や東京湾横断道川崎・木更津人工島等がある。

いずれの地盤改良工法でも、海上施工であるとともに大深度、大量・急速施工に対応する必要があるため、これら地盤改良に用いられている作業船は、大型化し各種の計測機器と情報処理器が装備¹¹⁾され、施工の自動化が進んでいる。

(2) 埋立護岸の構造型式

埋立護岸の構造形式は、施工海域の水深や地盤条件、設計波浪等の自然条件や資・機材の調達条件によって選定される。また、施工中および完成後の護岸の利用計画によっても構造形式が異なり、通常、建設される人工島に複数の形式の護岸が採用されている。一般的な人工島の護岸形式としては、①重力式護岸、②傾斜式護岸、③鋼(管)矢板式護岸、④鋼板セル式護岸等がある。また、埋立材料として、廃棄物等を受け入れる場合、護岸に遮水性が求められ護岸背後に止水矢板や遮水シートが施工される。図 2-4 に代表的な護岸型式¹²⁾¹³⁾を示す。

重力式護岸では、施工水深が浅く波浪条件が比較的良い場合にはブロック式が一般的に採用され、水深が深く波浪条件が厳しい場合にはケーソン式が適用される場合が多い。特に、大きな波浪を受ける場合はケーソン前面をスリット等にした消波ケーソンが用いられる場合もある。ケーソン式護岸は、現場での海上作業が短い、船舶を係留できる等の長所があるが、別途陸上に製作ヤードが必要である等の短所も持っている。

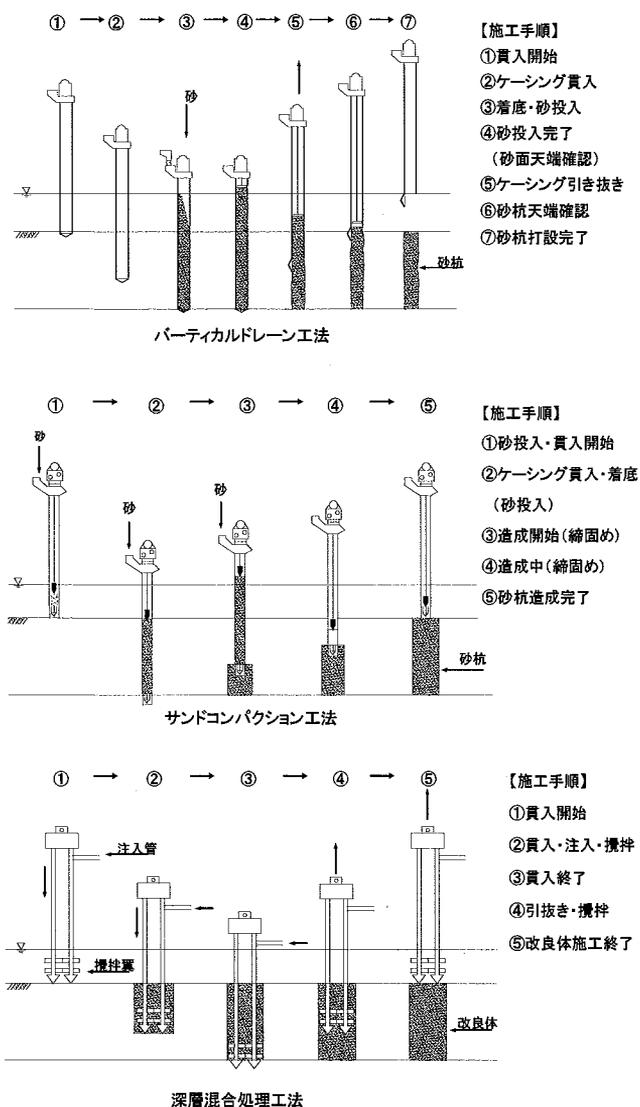
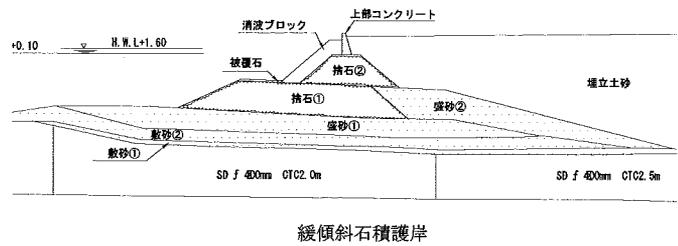


図 2-3 VD, SCP, CDM 工法の施工概要
(文献 6)を加筆・修正)

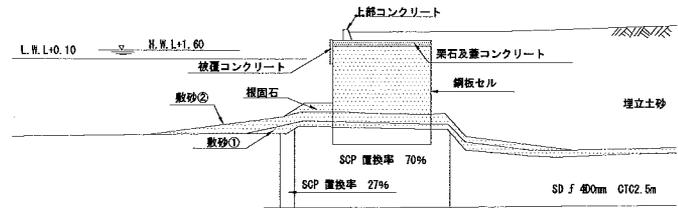
傾斜式護岸は、捨石等により築造された護岸であり、施工が比較的簡単、消波効果がある、海底地盤の圧密沈下に追従しやすい等の長所がある反面、水深が大きくなると大量の石材が必要となる等の短所がある。そのため、護岸下層で波力が小さくなる部分には山砂を用いる等の対応が取られている。

鋼矢板式護岸は、鋼矢板あるいは鋼管矢板によって築造した岸壁であり、使用用途や地盤条件により、背面に控工を持つ控え式や二重に矢板の施工を行う二重矢板式等がある。本護岸型式は、止水性が良い、基礎工事を必要としない場合が多く急速施工への対応が可能等の利点があるが、施工水深が大きい場合に適さない、背面の埋立が完了するまでは他の工法と比較して波浪に弱い、防食対策が必要である等の短所を持っている。適用地盤は、岩盤や超軟弱な地盤を除く地盤である。そのため本護岸形式は多くの適用事例がある。また、上記の長所を踏まえ、比較的波浪の影響の小さい埋立地の中仕切護岸や止水性が求められる管理型廃棄物処分場の護岸としても多く適用されている。

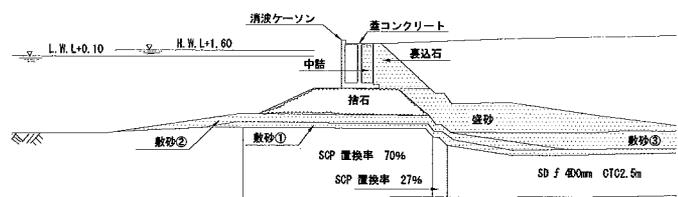
鋼板セル護岸は、陸上ヤードで製作した円筒形のセルおよびそれらを連結するアークを多数の同調させたバイプロハンマを用いて海底地盤に打設して築造する護岸である。本護岸型式は、船舶が係留できる、止水性が良い、水深が深く軟



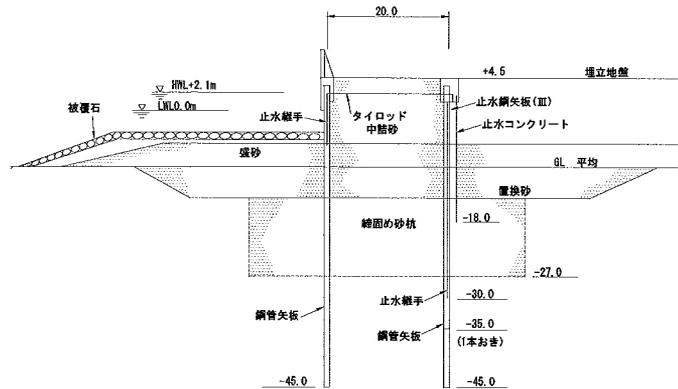
緩傾斜石積護岸



根入れ式鋼板セル護岸



直立消波ケーソン護岸



二重鋼管矢板式外周護岸

図 2-4 代表的護岸形式 (12)(13)

弱な地盤にも対応可能，急速施工に適している等の長所を持っている護岸である．一方，現場施工時の波浪に弱い，防食対策が必要等の短所がある．そのため，矢板式護岸と同様に，止水性が求められる廃棄物処分場の護岸や急速施工が求められる護岸に採用されている．

(3) 埋立施工方法

埋立は，護岸にて囲まれた区域内に埋立材料を投入し，陸地を造成するものであり，埋立材料としては，①海底浚渫砂，②陸上の土取場にて採取した山土（山砂），③陸上建設発生土，航路泊地浚渫土，④一般・産業廃棄物や焼却灰等がある．また，⑤浚渫された粘性土に固化材を添加した固化処理土を直接的に埋立材として用いた事例¹⁴⁾もある．

埋立工法は，使用される埋立材料およびその性状により概ね選定される．つまり，①の海底浚渫砂を埋立材料とする場合は，浚渫の対象となる土質により作業船舶の仕様が選定さる．図 2-5 に作業船別の浚渫方式埋立工法の模式図¹⁵⁾を示す．海底地盤表層に堆積している砂質土を用いる大規模な埋立工事では，施工能力が高く経済的にも有利なポンプ式浚渫船が用いられることが多く，埋立規模が比較的小さくまた，採取地からの運搬距離が長距離である場合は，グラブ式浚渫船やドラグサクシオン浚渫船が用いられる．海底地盤が，軟岩等比較的硬質のときは，ディップ式浚渫船やバケット式浚渫船が用いられる．

採取された浚渫土は，ポンプ式浚渫船では埋立地まで排砂管により空気圧送され，それ以外の浚渫工法では土運船との組合せで浚渫土を目的地まで運搬・埋立されることが多い．しかしながら，1960 年代後半には浚渫による良質土砂の取得難や環境保全等の制約により，我が国においては，海砂採取による大規模な埋

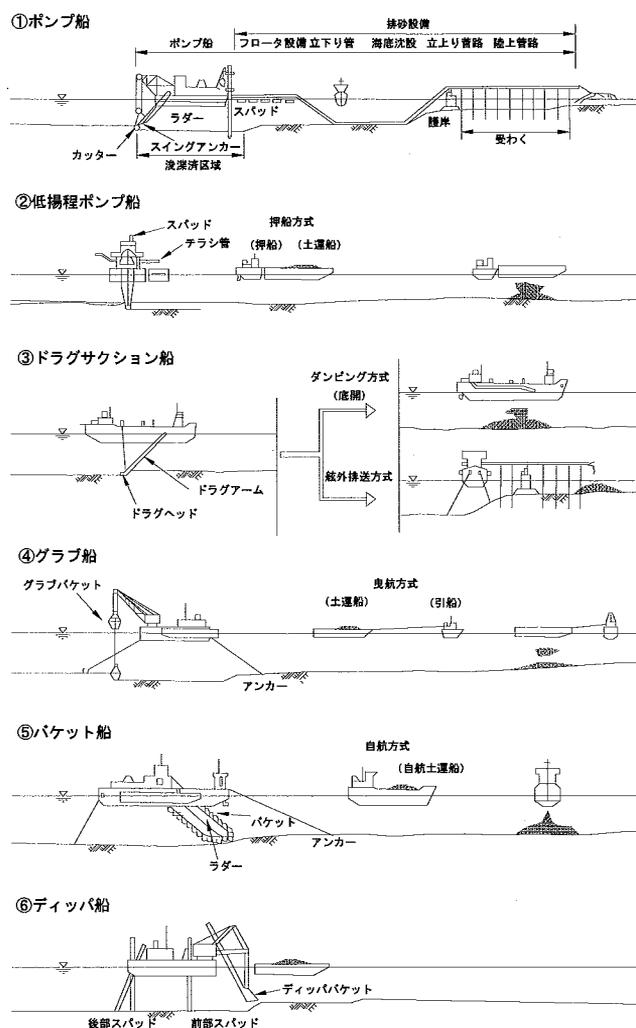
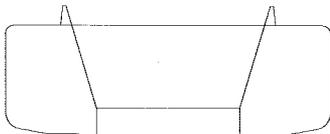
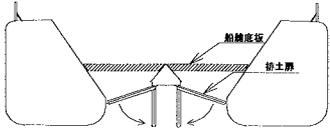
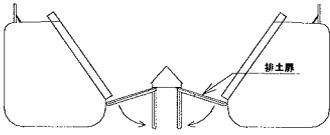
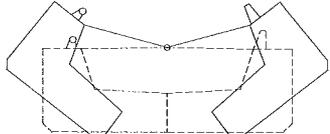


図 2-5 作業船別浚渫埋立方法模式図¹⁵⁾

表 2-4 土運船の形式および機能

船型	模式図	構造および機能	積載能力
箱型式		船艙が完全密閉型の正規の箱型土運船.	2,000~ 4,500m ³ 積
箱兼用式・底開		底開式と箱形土運船の兼用式. 箱型土運船として使用する場合は船艙底版を使用. 土砂投入方法は底開式と同様.	3,000~ 4,500m ³ 積
底開式		船艙の下方に排土扉を装備し, 扉の開放により土砂を海中に投入.	1,000~ 4,500m ³ 積
全開式		船体底部を左右に開いて土砂を海中に投入.	2,000~ 4,000m ³ 積

立工事は徐々に減少しているのが現状である。本工法を用いた代表的な施工事例は、東扇島埋立工事、横浜大黒埠頭等がある。

②の山土を埋立材として用いる場合は、土砂採取場で採取された山土をベルトコンベアにより運搬する事例が多い。このベルトコンベアによる山土運搬では、直接埋立地まで運搬し埋立てる方法と採取地から沿岸域までベルトコンベアで山土を運搬し、その後、土運船に積替え、埋立地まで運搬する方法がある。前者の代表的な事例としては御坊火力発電所造成工事があり、後者の事例としては、扇島埋立工事、神戸ポートアイランド（1期、2期）、関西国際空港（1期、2期）等がある。

土運船による埋立方式では、海底面から土運船の航行が可能な水深 3m 程度までは、底開式土運船により直接埋立材を海中に投入（直投）し埋立が行われ、土運船の航行が困難となった浅海域では、箱型土運船にて山土を運搬しバケットホイール式アンローダにより埋立てる方法（神戸ポートアイランド（1期、2期））や揚土船により埋立てる方法（関西国際空港（1期、2期））がある。土運船の型式および機能を表 2-4 に代表的揚土船の構造を図 2-6 に示す。揚土船には、山土を揚土する方法として、連続バケット式、グラブバケット式、バックホウ式等がある。また、扇島埋立工事での浅海域の埋立は、底開式土運船により埋立区域外に山土を直投・仮置きし、ポンプ式浚渫船を用いてその山土により上部の埋立を行っている。

航路・泊地浚渫土を埋立材として用いる場合は、①と同様に埋立規模や浚渫土の土質等により施工方法が選定される。荻田沖土砂処分場においては、関門航路

の浚渫をドラグサクショ
ン船により浚渫した後、日
中は処分地へ直接処分し、
夜間は一旦浚渫土を仮置
きした後、ポンプ浚渫船に
て仮置きした浚渫土の埋
立を行っている。建設発生
土や④の廃棄物を埋立て
る場合は、発生地点から埋
立地まで直接ダンプトラ
ックで運搬し埋立てる方
法と、積出栈橋までダンプ
運搬し、土運船に積替え埋
立地まで運搬する方法が
ある。

⑤の固化処理土を直接
的に埋立材として用いる
場合は、箱型土運船にて運
搬された浚渫粘性土を空
気圧送により移送してい
る管路内で固化材を添加
して固化処理土を作製し
埋立地を造成する管中混
合固化処理工法がある。管
中固化処理工法の施工概
念¹⁶⁾を図 2-7 に示す。中部

国際空港では、この工法により大規模な埋立が実施された。この工法は、浚渫土等の廃棄物を有効利用できるとともに、埋立と同時に軟弱な粘性土の改良を行うことができる。これにより埋立地として必要な強度を持つ地盤を早期に造成でき、その後の埋立地の早期の供用が可能となる利点を持っている。

(4) 埋立地盤改良工法

埋立地盤の地盤改良工法は、埋立材の埋立時の性状や将来的に建設される施設の構造、規模、重要度を考慮して選定される。

浚渫粘性土等により埋立てられた粘性土地盤は、後続する盛土施工のための重機のトラフィカビリティ確保や将来的に建設される施設に必要な支持力を確保

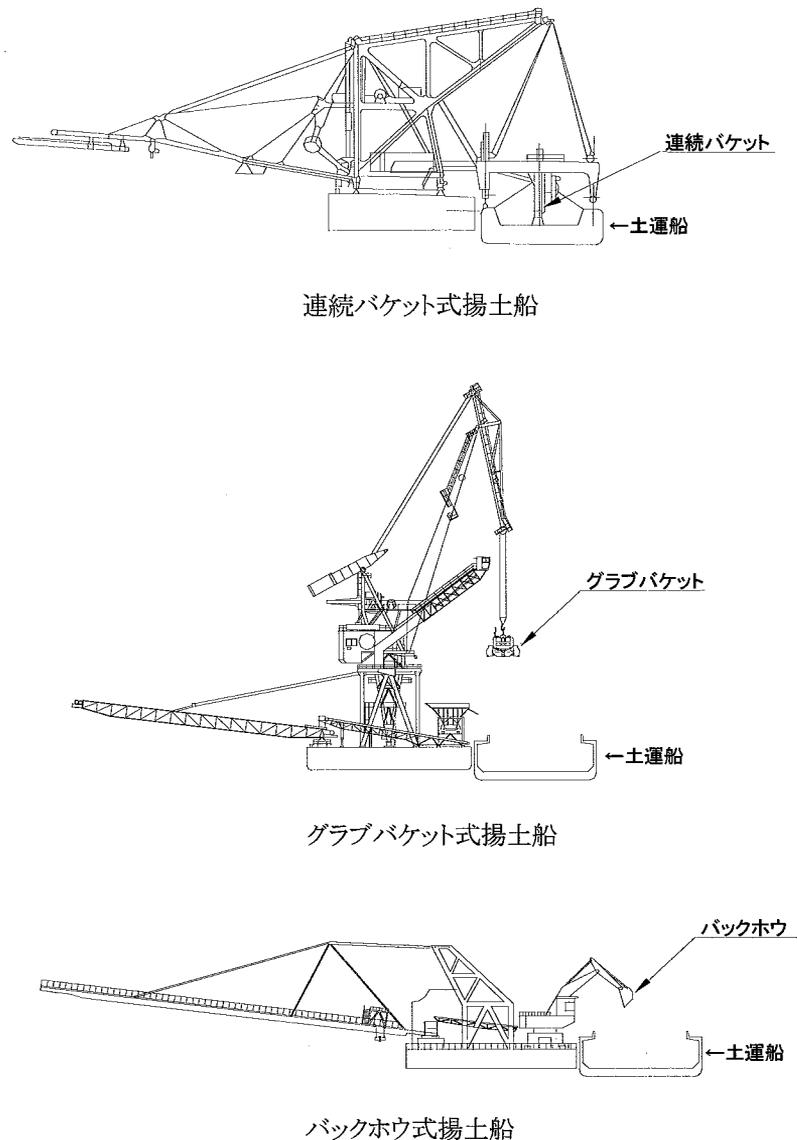


図 2-6 代表的な揚土船の構造

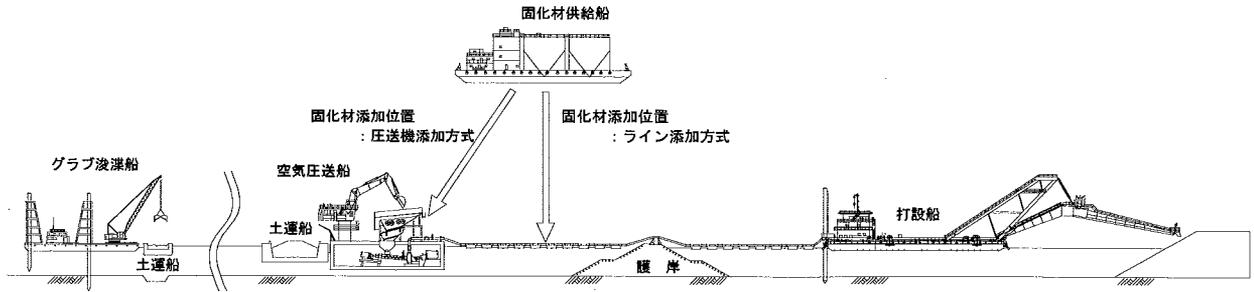


図 2-7 管中固化処理工法の施工概念（文献 16）を加筆・修正）

する目的で表層固化処理工法，シートネット工法より地盤改良が実施される．また，埋立地盤の圧密沈下促進や将来の不同沈下抑制のため VD 工法等が採用される場合がある．浚渫土にて埋立が実施された羽田空港沖合展開事業では，上記全ての地盤改良工法がその目的に応じて採用されている．

海砂や山土で埋立てられた地盤は，基本的に地震時の液状化対策として，埋立地盤の密度増加を目的とした SCP 工法，ロードコンパクション工法，大型タンパ（MVT）工法，重錐落下締固め（DC）工法等や間隙水圧の消散を目的としたグラベルコンパクション工法等が実施される．また，埋立造成と平行して，振動ローラ等の締固め機械を用いて高密度な地盤を造成する転圧締固め工法も砂質土系の地盤材料の地盤改良工法の 1 つである．関西国際空港 1 期工事では，将来建設される施設に応じて SCP 工法，MVT 工法，DC 工法が採用されている．また，転圧締固め工法は，関西国際空港 2 期工事，神戸空港，中部国際空港等で採用されている．

土質材料系以外の廃棄物により埋立てられた地盤は，廃棄物の種類，混合割合により埋立地盤の特性が多様となり，しかも不均質である．従って，画一的に埋立地盤として評価することは非常に困難であり，個々の事例により地盤改良工法を選定する必要がある．一般的には，廃棄物埋立地盤の改良方法として脱水による地盤改良を目的とした VD 工法を採用した事例は少なく，圧縮等による密度増加を目的とした SCP 工法，DC 工法等により地盤改良が実施されている．

2.2.3 近年の我が国の代表的な人工島の施工事例

前節までに人工島建設における代表的な施工技術について述べてきた．本節では，それら埋立技術を用いて建設された特徴的な人工島施工事例について，埋立方法およびその管理方法を中心に述べる．

(1) 神戸ポートアイランド（1 期：1966 年-1981 年，2 期：1987 年-2005 年）

神戸ポートアイランドは，我が国の主要貿易港である神戸港（図 2-8）の貨物

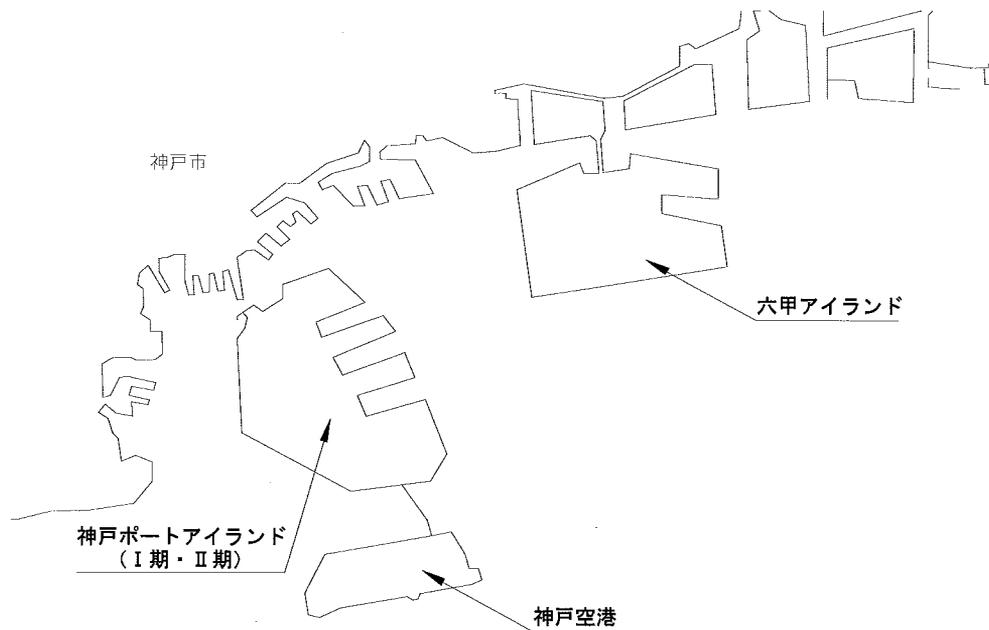


図 2-8 神戸港（ポートアイランド位置図）

取扱能力の増大を目的とした港湾機能を整備するとともに、都市機能を完備した人工島として建設された。第 1 期建設工事は、1966 年に防波護岸の整備から着手され、1981 年に約 436ha の埋立が完了しており、その後、2 期工事（1987 年～2005 年）として、1 期工事の沖合に約 390ha の埋立が行われている。さらに、ポートアイランド 2 期地区の沖合約 1km に神戸空港（1999 年～2006 年、272ha）も整備され、ポートアイランド東側に位置する六甲アイランド（1972 年～1992 年、580ha）と併せ、空港・港湾および都市機能を併せ持った一大臨海開発地域となっている。

神戸ポートアイランド 1 期工事の埋立方法¹⁷⁾を以下に示す。この埋立方法は、ポートアイランド 2 期工事および六甲アイランドにおいてもほぼ同様な方法として採用されている。

1 期工事区域の平均水深は 12m 程度であり、海底地盤表層から 15m 程度は軟弱な沖積粘性土層が分布している。図 2-9 に本地区の標準的な地盤状況¹⁷⁾を示す。海底地盤の強度評価は一軸圧縮試験（UCT）にて実施されており、せん断強度（ $s_u=q_u/2$ ）は深度（Z）に対して平均的に（2-1）式が得られている。

$$s_u = 3.0Z \text{ (kN/m}^2\text{)} \quad (2-1)$$

1 期工事の埋立土量は約 8,000 万 m^3 であり、埋立材として、六甲山系西端に位置する須磨高倉山、横尾山地区より採取された風化花崗岩（マサ土）を用いている。それら土砂採取地から埋立地までの距離は約 20km である。埋立土砂の運搬は、採取地から土運船への積出棧橋までの延長約 1.3km はベルトコンベアに

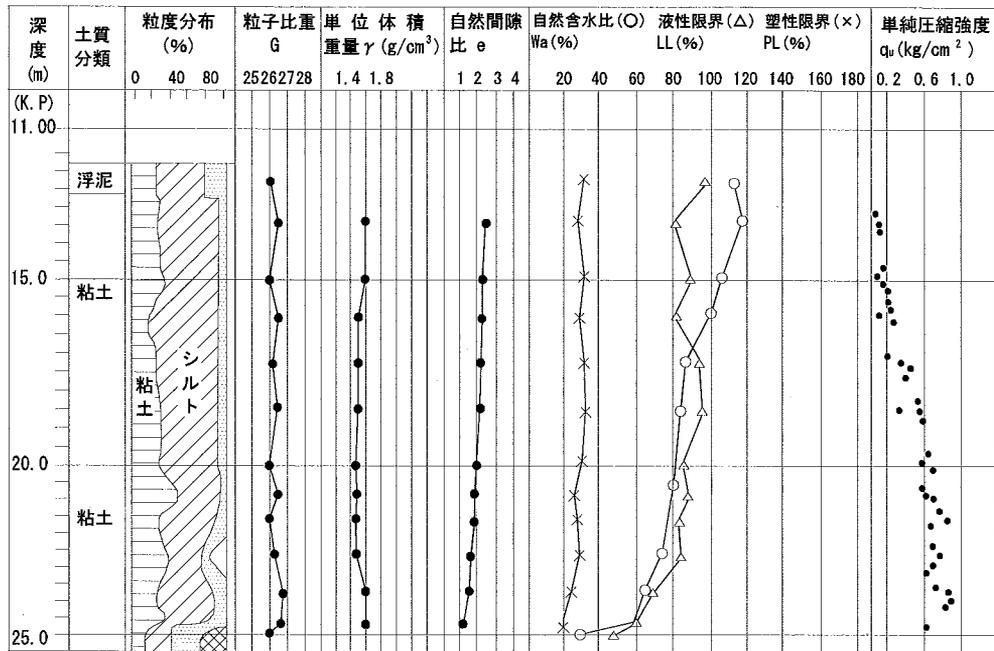


図 2-9 埋立地地盤状況 (神戸ポートアイランド) 17)

て行い、積出棧橋からは土運船にて埋立地まで運搬を行っている。図 2-10 に埋立に用いられた風化花崗岩の粒度分布¹⁸⁾を示す。風化花崗岩は節理が発達しており地山表層から 10m 程度まで風化が進行しており、採取から運搬の過程で細粒化が進行する。そのため、埋立時には粒度分布の良い材料となり、埋立材料として良質な材料となっている。

埋立工は図 2-9 に示すように沖積粘土層表層に非常に軟弱な浮泥層があるため、土運船による土砂直投で埋立土砂が海底地盤にめり込むことが予想された。そのため、埋立初期ではこの粘土層を乱さないように小型底開式土運船(1,000~1,200m³級)によってまず全域を 2~4m の埋立土砂で覆土するように施工を行い、海底地盤の側方流動やすべり破壊を防ぎ圧密を促進させるとともに、埋立造成地盤に不同沈下が生じないように均一に施工を行っている。以降の埋立においても同

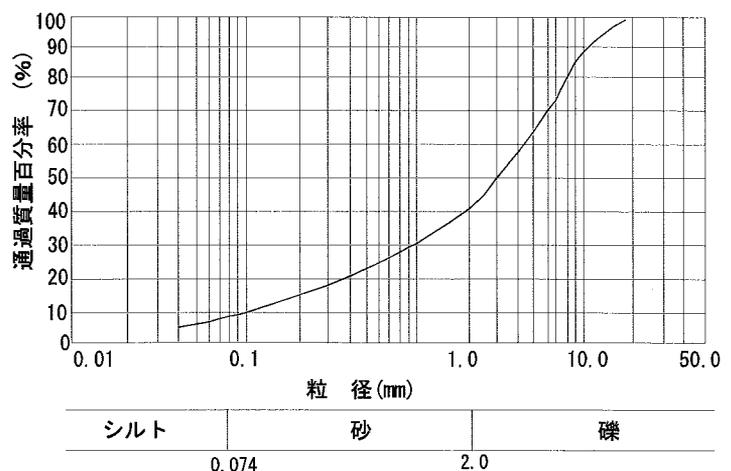


図 2-10 埋立用マサ土の粒度分布 (神戸ポートアイランド) 18)

様の方法で水面下 2m 程度まで（第 1 層は-12m~-8m，第 2 層は-8~-5m，第 3 層は-5~-2m）埋立を行っている。土運船による直投の最終層となる-2m までの埋立は，押船で土運船をできるだけ浅瀬に押し込み，船艙の部分投入により土運船を浮上させ，また，潮位も考慮しながら，一方向から順序よく埋立てを行っている。このため施工管理として常に深浅測量を行い，浮標等で投入位置を定め，土運船の誘導を行っている。

水深 2m 以上の埋立てについては，埋立材として使用する風化花崗岩（マサ土）の特性を考慮して，大量の土砂を連続的に揚土できるバケットホイール式アンローダーを用いて揚土を行い，さらにその背後に配置した一連のシフトブルベルトコンベア，走行スタッカー，クローラコンベア，スプレッダーという埋立て用機械設備を使用して，埋立地を順次造成する工法により埋立が行われている。

神戸ポートアイランドにおける海底地盤，埋立地盤の地盤改良¹⁹⁾は，将来的に建設される構造物の種類・規模によって工法が選択されている。低層で比較的軽量の構造物においては，不同沈下対策，支持力増加および地震時の液状化対策を目的とし埋立層を対象として SCP 工法およびロッドコンパクション工法による地盤改良が採用されている。一方，高層構造物や重要構造物においては，原地盤である沖積粘性土層の改良を行い，支持杭基礎で施工されている。沖積粘性土層の改良方法は，載荷重工法と SD 工法が採用されている。この SD 工法は，1 期工事施工当時としてはこれまで施工実績の無かった陸上施工からの SD 工法による海底地盤の地盤改良が実施された。

埋立による海底地盤の沈下は，19 基の表面沈下板と 5 基の層別沈下計により計測されている。ただし，表面沈下板は埋立第 1 層（敷砂層）の施工後に設置され，層別沈下計は埋立層陸化後に設置されているため，施工当初からの沈下量は不明である。沖積層が最も厚く分布する 1 期工事施工区域の南西部では，表面沈下板による 12 年間の沈下計測により約 4m の沈下を観測²⁰⁾している。

（2）扇島埋立工事（1971 年-1976 年）

扇島埋立工事は，日本鋼管（株）京浜製鉄所合理化計画に基づき横浜，川崎両市にまたがる前面海域約 515 万 m²を埋立造成するものである。施工期間は，1971 年 11 月から 1975 年 12 月の約 4 年間であり，埋立土量は約 8,500 万 m³である。扇島施工位置を図 2-11 に示す。

埋立材は，千葉県富津市の丘陵地帯から採取された山砂で，細砂を主体とする。図 2-12 に扇島埋立工事で用いられた埋立砂の地山と埋立地における粒度分布²¹⁾を示す。この細砂は地質学的区分によれば，第三紀の後期上総層群および中期の三浦層群に分類される。

埋立材は，採取地から延長約 3.5km（陸上部 2.0km，海上部 1.5km）の 2 系

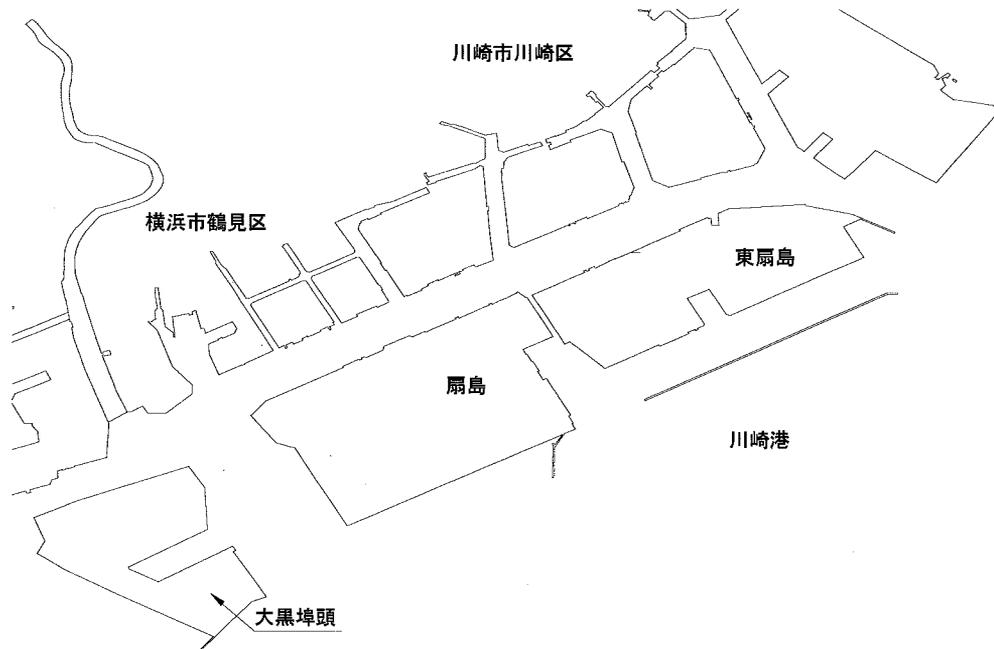


図 2-11 扇島施工位置図

統のベルトコンベアにて海上積出棧橋まで移送され土運船（3,000m³級）に船積みされる。海上運搬された埋立材は、川崎港基準面（K.P.）-3m 以深の部分については土運船による土砂直投方式により埋立られ、それ以浅の部分は、埋立区域内もしくは区域外の所定の仮置き場所に土運船にて運搬・集積・仮置きした山砂をポンプ式浚渫船（4,000ps 級）により K.P.+4.5m まで埋立を行っている。海底地盤の水深は、沖に向かい 0~15m と緩く傾斜しており、施工層厚は、約 5~20m である。施工数量は土運船による直投，ポンプ式浚渫船による埋立で、それぞれ 3,800 万 m³，4,700 万 m³ である。

埋立対象区域の海底地盤調査は、埋立工事に先立ち 38 箇所（135,000m²/箇所）実施されている。事前調査の結果、埋立区域内の地盤構成は、沖積粘土層の間に砂層が分布し、その下部沖積粘土の下位に分布する洪積層となっている。上部の沖積粘土は軟弱で層厚 15m~20m 程度であり、中間砂層が分布していない区域では上部・下部粘土層を合わせて層厚が 40m に達する区域もある。中間砂層は層厚 5m 程度、下部沖積粘土の層厚は、5m~15m 程度である。図 2-13 に上部粘土の UCT 結果²²⁾を示す。UCT から得られる $s_u (=q_u/2)$ は、ばらつきのある中で、深度 (Z) に対して単調に増加する傾向を示し、平均的な強度として (2-2) 式が得られている。

$$s_u = 5.88 + 1.67Z \quad (\text{kN/m}^2) \quad (2-2)$$

扇島埋立工事も神戸ポートアイランドと同様に、海底地盤は表層より軟弱な沖積粘土層が分布しているため、土運船の土砂直投により局所的な埋立荷重が載荷

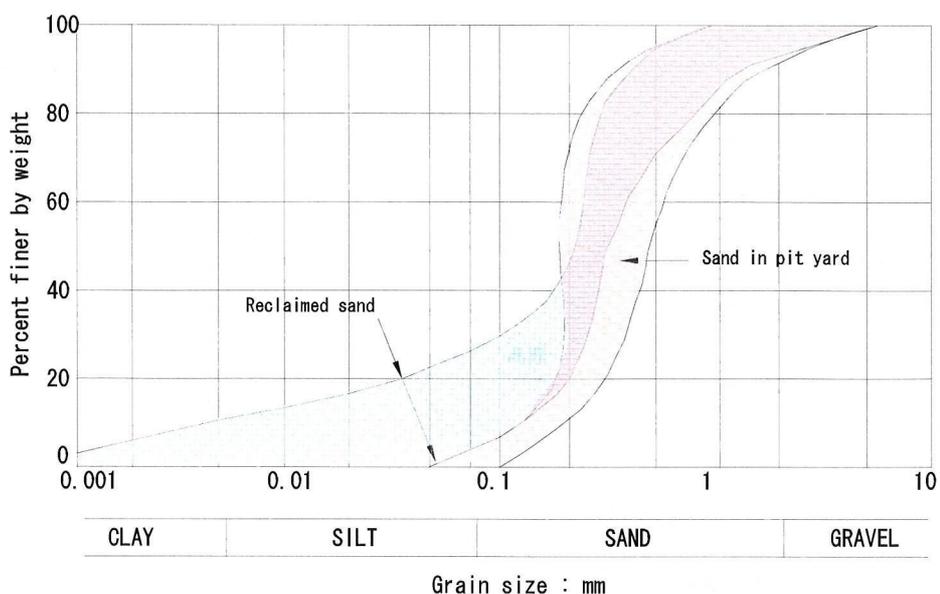


図 2-12 埋立材の粒度分布 (扇島) ²¹⁾

されると地盤の破壊を引起す可能性がある。そのため、土運船の直投では、薄層の埋立を均一に施工する方法により実施された。以下に、扇島埋立工事での土運船直投工の施工管理方法²³⁾を示す。なお、扇島工事では、直投工施工開始前に、直投された山砂の水中での挙動、堆積形状および在来地盤に対する影響を予め模型実験で予測するとともに、現地での確認調査²⁴⁾を行っている。

- ① 施工事前の深浅測量として、施工区域全域を 50m 間隔で測量を実施する。扇島埋立工事で用いられていた音響測深機を図 2-14 に示す。当時の深浅測量で用いられる音響測深機は単素子音響測深機で記録方法は放電破壊式記録紙に記録するアナログ計測が主流であった。
- ② 海底地盤表層に堆積している浮泥層厚を確認するため、音響測深機による深浅測量に加え、レッド測量 (88 地点) も併せて実施している。レッドによる測量状況を図 2-15 に示す。
- ③ 投入計画は、以下の施工条件を満足するよう、1 船毎に投入位置を決定

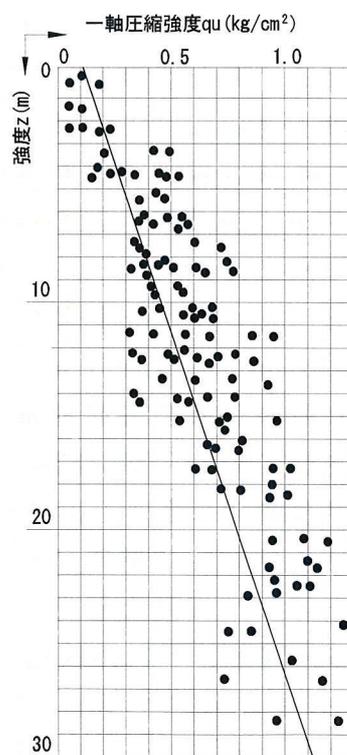


図 2-13 埋立原地盤の UCT 結果 (扇島) ²²⁾



図 2-14 音響測深機（単素子，アナログ記録方式）（扇島）²³⁾

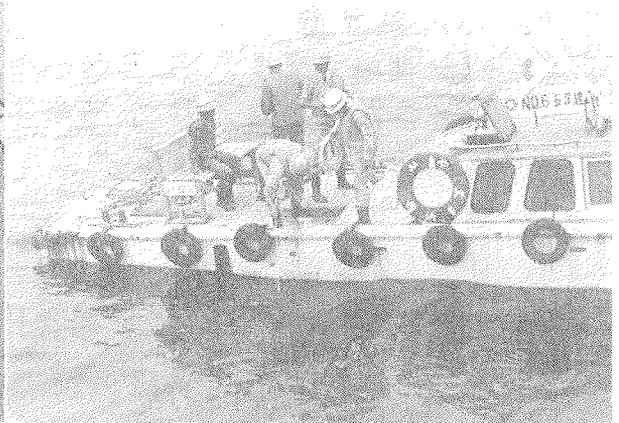


図 2-15 レッド計測状況（扇島）²³⁾

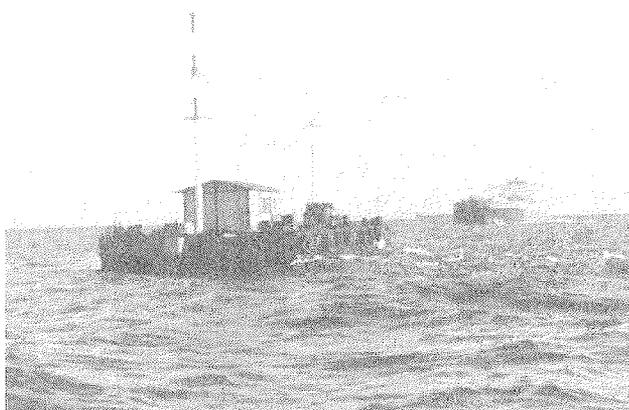


図 2-16 管理台船による投入管理状況（扇島）²³⁾

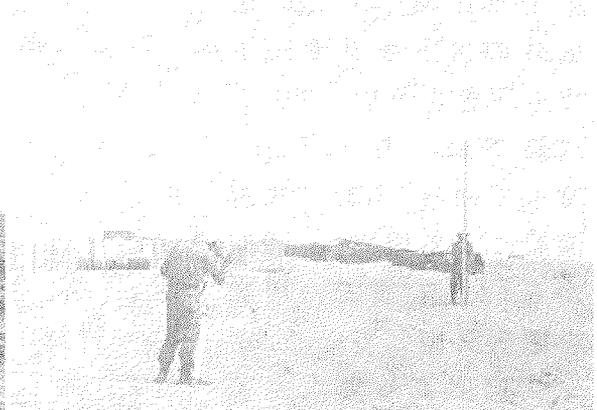


図 2-17 埋立地盤高管理状況（扇島）²³⁾

する。

- ・ 設標による方法は，陸上等からの測量により，灯標や竹等を設置し，土運船直投による第 1 層は，法勾配 1 : 3 以下，層厚 3.0m 以下とする。
- ・ 土運船直投による第 2 層は，第 1 層の法面から 25m 以上の離隔を確保する。

④ 土運船の誘導は，設標および管理台船による方法で行っている。

- ・ 設標による誘導方法は，陸上等からの測量により灯標や竹等を設置し，誘導船や誘導員が土運船と連絡を取り合い，所定の位置まで誘導する。
- ・ 管理台船による方法は，直投区域に管理台船を配置し，その見通し線上に土運船の縦方向を合わせ，横方向の見通しは移動式の見通しポール等によって土運船を誘導している。管理台船による投入管理状況を図 2-16 に示す。

- ⑤ 投入完了後，
25m 間隔で深淺
測量を行い，埋
立進捗および地
盤状態の確認を
行っている。

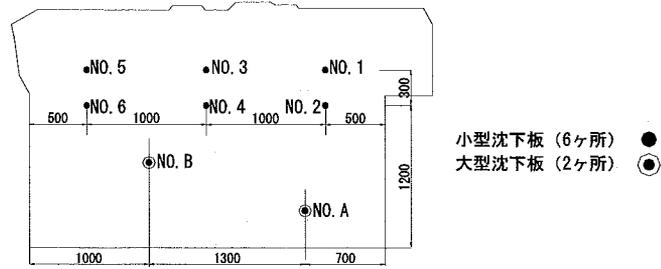


図 2-18 沈下板設置位置図 (扇島) 23)

土運船の航行限界水深である-3m までの施工を行った後は，土運船にて海上運搬した山砂を工事区域もしくは区域外のストックヤードに仮置きを行い，ポンプ式浚渫船により埋立を行っている。ポンプ式浚渫船による埋立は，陸側から+4.5m までの埋立を順次実施している。ポンプ船による埋立完了後，陸上重機（ブルドーザ，スクレーパ等）により整地を行っている。埋立地盤高の管理は，50m 間隔でレベル測量により行っている。埋立地盤高管理状況を図 2-17 に示す。

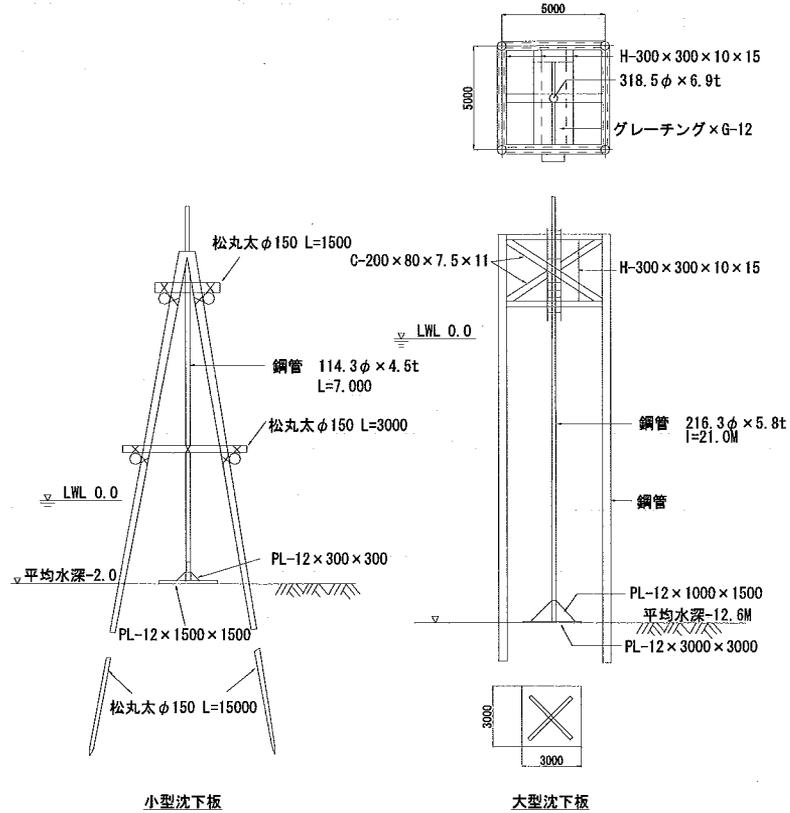


図 2-19 沈下板構造図 (扇島) 23)

埋立に伴う海底地盤の沈下は，図 2-18 に示す位置に沈下板を 8 基（大型 2 基，小型 6 基）設置し観測を行っている。沈下板の構造図を図 2-19 に示す。沈下板設置位置は施工を優先的に検討され，施工の障害とならない位置として図に示す配置が選定された。埋立区域において比較的沖積粘土層が厚い B 地点の沈下状況を図 2-20 に示す。施工開始から約 3 年経過後，盛土荷重として 205kN/m² 載荷された時点での沈下量は約 1.5m であった。

(3) 東京国際空港 (羽田) 沖合展開事業 (1 期～3 期：1971 年-1992 年)

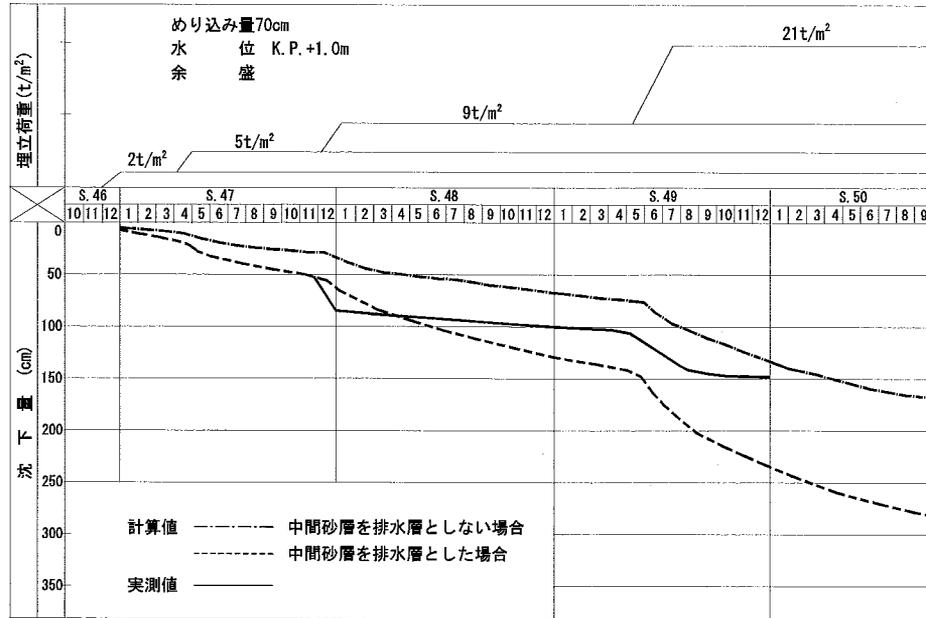


図 2-20 沈下状況（扇島）²³⁾

東京を中心とする東京湾沿岸域は、現在も我が国の経済・産業・文化の中心地であり、その玄関口となる東京湾は、明治以降の産業の発展に伴い、商工業用地確保のための埋立や物流・交通拠点としての港湾、航路の整備が大規模に行われてきた。一方、都市機能の発展に伴う家庭、工場・事業所および建設現場から排出される一般ごみや廃棄物、建設発生土および浚渫土砂（以下、本文ではこれらをまとめて廃棄物等と呼ぶ。）が増加の一途をたどり、また、都市部の土地利用の高度化も併せて、東京湾湾岸には大規模な海面型廃棄物処分場が建設された。そのため、東京湾の埋立・人工島建設の歴史は、廃棄物処理の歴史であるとも言える。図 2-21 に東京湾の臨海部埋立の変遷²⁵⁾を示す。

廃棄物等の海面処分地として注目を集め、社会問題となったものは 14 号埋立地（夢の島）である。この 14 号埋立地は当初飛行場建設の目的で埋立（1939 年～1941 年）が開始されたが、戦後の資材不足により埋立が中断され、その後、1957 年より廃棄物等の海面処分場として埋立が再開（1957 年～1967 年）された。その間、夢の島のハエ騒動を契機に廃棄物等の最終処分場の環境対策が叫ばれるようになり、これにより今日の廃棄物の処理及び清掃に関する法律（通称：廃棄物処理法、制定：1970 年、最新改定：2006 年）等が整備された。現在、その夢の島は、ごみ焼却余熱を利用した温水プールや各種競技施設を持つ夢の島公園として整備され、都民の憩いの場となっている。

この 14 号埋立地に引続き、15 号埋立地（新夢の島：1965 年～1974 年）、中央防波堤内側埋立地（3 代目夢の島：1973 年～1987 年）、中央防波堤外側埋立地（1977 年～現在）、新海面処分場（1999 年～現在）、羽田沖処分場（後の東京国際空港（羽田）空港：1971 年～1992 年）等が整備されている。廃棄物埋立地

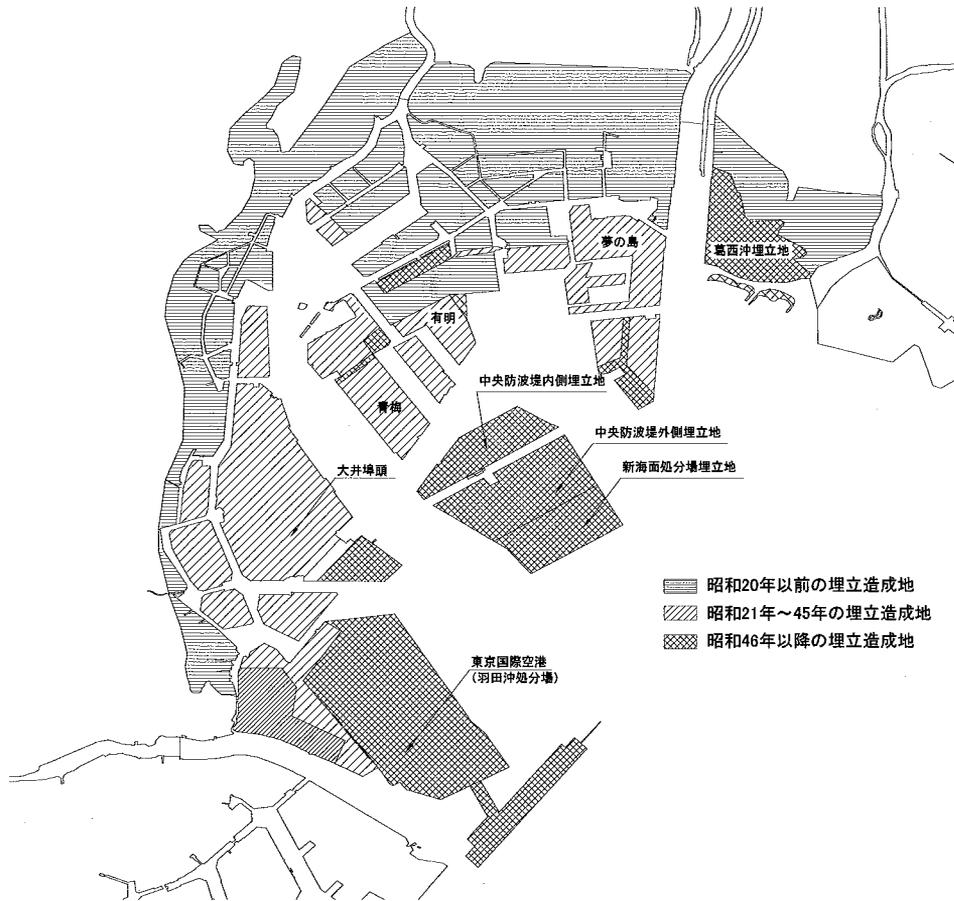


図 2-21 東京湾臨海部埋立の変遷 (文献 25)を加筆修正)

盤については、他の専門書²⁶⁾に詳述されており、また、本論文は、人工島建設時の施工管理技術に焦点を当てているため、東京湾岸の埋立事業としては主として羽田沖合展開事業について述べる。

東京国際空港沖合展開区域は多摩川の河口部に位置し、かつては三角州を形成していた砂質土が堆積していたが、その砂質土は 1960 年代中旬から活発化した東京湾沿岸部の埋立用土砂として採取・埋立された。この跡地に、東京都による羽田沖残土処分場が計画され、東京湾の浚渫土で埋立を行い、その上に都内から発生した建設残土で覆土し沖合展開用地の造成が行われている。

その沖合展開事業の浚渫土埋立方法は 2 通りあり、多摩川維持浚渫土砂は、仮置地から海水と混合された泥水状態で、延長約 5km の海底管により搬送され埋立てられている。一方、他の東京港の泊地浚渫土砂等は、底開式土運船により埋立地まで運搬され、直投により埋立が行われている。

浚渫土上部に覆土材として埋立てられる建設発生土は、ダンプトラックにて大井埠頭内の発生土受入れ基地である豊洲基地まで陸上運搬された後、瓦礫等を含んでいないものは土運船にて埋立地まで運搬され、揚陸後、ダンプトラックに積替え所定の場所に運搬・埋立が行われている。瓦礫を多く含んでいる発生土は、

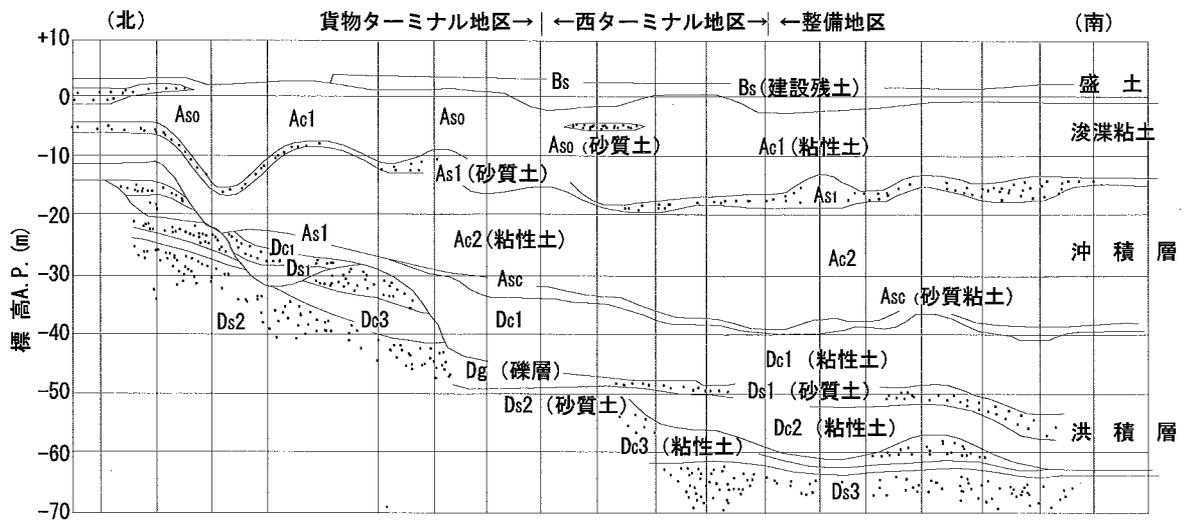


図 2-22 羽田地区の代用的な埋立地盤構成²⁷⁾

基地内で最大粒径 15cm 以下に破碎された後，延長約 3km のベルトコンベアで埋立地まで移送され埋立てられている。

東京国際空港の整備は，廃棄物処分場として段階的に埋立が進められたため，その整備も第 1 期から第 3 期まで段階的に行われている。そのため，埋立地盤は，土砂採取場所の違いによる埋立地盤特性の不均一性に加え，その埋立層厚や施工時期も異なるため，処分土の圧密状態も場所により大きく異なっていた。図 2-22 に浚渫土および建設発生土で埋立てられた埋立地盤を含む羽田地区の代表的な地盤構成²⁷⁾を示す。当該区域の各層の土質性状の概略を以下に示す。

・建設発生土層 (Bs 層)

東京湾周辺の建設現場で発生した土砂，瓦礫等により埋立てられた地盤である。そのため，埋立地盤としては非常に不均一である。

・浚渫粘土層 (Ac1 層)

東京湾内で浚渫され，埋立られた粘性土地盤であり，部分的に浚渫土の含水比は 250%程度と超軟弱土であり未圧密状態にある。

・沖積粘土層 (Ac2 層)

自然堆積の沖積粘土層であり， q_u の分布は， $100\text{kN/m}^2 \sim 200\text{kN/m}^2$ である。

・洪積粘性土層 (Dc1 層)

洪積粘性土層であり， q_u は $150\text{kN/m}^2 \sim 250\text{kN/m}^2$ であり，やや過圧密な地盤である。

残土埋立後の空港整備予定地は，在来の軟弱沖積粘土地盤 (Ac2 層) の上に高含水比で超軟弱な浚渫土 (Ac1 層) を埋立，さらにその上部を建設残土 (Bs 層)

表 2-5 羽田沖合展開各施工段階での地盤調査概要²⁸⁾

	調査名称	時間	間隔	対象土層	調査内容
第Ⅰ期地区	ボーリング調査	残土盛土施工以前 1980-1983	200mピッチ	残土層, Ac1層 As1層, Ac2層	土質試験(物理, 一軸, 圧密) 成層の確認
	ボーリング調査	残土盛土完了後 1980-1985	適時	残土層, Ac1層 As1層	層厚調査, 物理試験
	ラムサウンディング	残土盛土完了後 1980-1985	20mピッチ	残土層, Ac1層 As1層	層厚調査
第Ⅰ期・ 第Ⅱ期地区	ボーリング調査	1985-1986	100mピッチ	残土層, Ac1層 As1層, Ac2層	土質試験(物理, 一軸, 圧密) 成層の確認
	ボーリング調査	'1986	50mピッチ	残土層, Ac1層 As1層	層厚調査, 物理試験
	ラムサウンディング	同上	25mピッチ	同上	同上
	三成分コーン	同上	50mピッチ	同上	同上
第Ⅲ期地区	事前ボーリング	埋立直後	50~500m ピッチ	Ac1層-Dc1層	土質定数(物理, 一軸, 圧密) 成層の確認
	計器設置時ボーリング	計器設置時	200mピッチ	同上	同上
	チェックボーリング	地盤改良盛土 完了後3ヵ月	適時	Ac1層-Dc1層	土質定数(物理, 力学)

を用いて用地造成を行っているため、残土撒き出し時の偏圧等により超軟弱な浚渫粘土が地表面へ噴出する現象がいたるところで見られる状態であり、埋立地盤の大きな沈下や将来的な不同沈下の発生が予測された。そのため、羽田沖土砂処分場として埋立が完了した後の空港用地造成は、まず埋立地盤の改良から開始された。地盤改良としては、施工重機のトラフィカビリティ確保、計画高さまでの盛土のため軟弱土表層改良から実施されている。表層改良工法としては、固化処理工法、生石灰工法が採用されている。また、第3期工事はAc1層の施工直後からの用地造成となったため、Ac1層が未圧密状態で非常に軟弱であったことから上記の表層改良工法と併用してシートネット布設を実施している。埋立地盤の表層改良後、海底地盤、埋立地盤の改良としてVD工法を中心として地盤改良が実施されている。

地盤調査は、地盤改良工の事前調査としてAc1層、Ac2層および洪積層(Dc1層)の分布・層厚等の土層構成の確認および各層の土質定数の設定の目的で東京国際空港沖合展開地区全域において大規模な地盤調査が実施された。また、地盤改良後の改良効果確認のためにチェックボーリングとしての地盤調査も実施されている。

表 2-5 に各整備段階での調査項目および内容²⁸⁾を示す。

第1期、第2期調査では、室内力学試験のための不攪乱試料採取のためのボーリング調査が100~200mピッチで実施されている。また、在来の上部砂層(As1層)が埋立用に浚渫され、その部分にAc1層により埋立が行われておりAc1層の分布状況が複雑であった。そのため、ボーリング調査の補完として20m~50mピッチで土層構成確認のための原位置試験(オートマチックラムサウンディング、電気式コーン貫入試験)がAc2層まで高密度に実施されている。第3期整備

時の調査では、洪積層上層までが埋立荷重による沈下の対象層となるため、 D_{c1} 層までの調査が50～500m間隔で実施されている。この様に羽田沖合展開事業は、超軟弱な埋立材料の特性や複雑な土層構成のため、他の埋立事例と比較して高密度に地盤調査が実施されている事例である。

東京国際空港の整備は、残土処分場として埋立が進められたため、超軟弱な A_{c1} 層の状態（第1, 2期：自重圧密完了、第3期：未圧密状態）や施工水深等により、第1, 2期区域では1～4m、第3期区域では5～9mの沈下が予測された。また、将来的に空港用地として供用されるため、通常の埋立工事での沈下・安定問題に加え供用後の不同沈下の予測、抑制が大きな管理項目となっていた。そのため、第3期工事では大規模かつ急速施工に対応するための施工進捗管理、地盤改良効果の判定と地盤の安定管理、不同沈下管理を網羅した情報化施工管理システムを構築²⁹⁾し工事を実施している。この施工管理システムを用いて、整地、載荷盛土、各種地盤改良等の各施工段階毎の層厚、高さ、改良深度等の施工状況と事前および施工中に実施した土質調査による土質データ、沈下板や各種計測機器による沈下・動態観測データを収集・整理し、各施工段階での地盤改良効果の判定を行うとともに、将来的な沈下・不同沈下の予測、載荷盛土撤去後の沈下を見込んだ上げ越し地盤高、盛土撤去高等の算出を行っている。

（4）中部国際空港（2000年-2005年）

中部国際空港は愛知県常滑市沖約3kmの伊勢湾内に築造された、関西国際空港に次ぐ24時間運用可能な空港として2000年より空港島整備事業が着手され、2005年2月に供用開始された海上空港である。中部国際空港位置を図2-23に示す。

埋立区域の平均水深は6m程度であり、水深が深いところで10m程度である。また、海底地盤は比較的良好で将来的に滑走路が整備される区域はN値100以上を示す固結シルト・砂質土からなる常滑層が分布している。軟弱な沖積粘土層は空港島東側に分布し、その層厚は0～5m程度であるが、陸域と空港島に挟まれた区域に埋没谷が分布し、空港島南東部では沖積層の層厚が20mに達している。軟弱な沖積層が分布する区域においては、SD工法により地盤改良が実施されており2m程度の沈下が予測されているが、その沈下は施工中にほぼ収束し空港開港後の残留沈下はほとんど発生しないと想定されている。

その様な区域において面積580haの空港施設を建設する埋立が行われている。空港島造成に必要な土量は約7,000万 m^3 であり、その内約6,000万 m^3 は陸上土源にて採取した山土を土運船により海上運搬し、土運船航行可能水深までは底開式土運船による直投、それ以浅の埋立は箱型土運船と揚土船の組合わせで埋立を行っている。また、残りの約1,000 m^3 は従来の埋立工法とは異なるセメント

系固化処理土を用いた大量急速施工方法である管中混合固化処理工法³⁰⁾により埋立が行われている。本文では、主として新しい埋立工法である管中混合固化処理工法による埋立について述べる。

中部国際空港では、周辺泊地から排出される浚渫土の有効利用、また、浚渫土に固化材を添加した固化処理土による埋立での空港用地の早期利用開始を目的に、埋立部の一部（空港島北西部約 140ha 区域）に浚渫土を固化処理した埋立材を大量供給できる管中混合固化処理工法による埋立を採用している。この工法により埋立てられた土量は約 1,000 万 m^3 であり、同工法の施工は 2001 年 6 月より開始され、約 1 年 6 ヶ月間で完了している。

従来、埋立に用いられるセメント固化処理土は、護岸の背面の土圧低減や液状化防止を目的として用いられる³¹⁾ことがほとんどであり、大規模埋立工事の埋立材料として用いられることは、設備の特殊性（専用の混練りミキサーを装備した陸上プラントや専用船）、施工能力や工事費等の問題からほとんど実例がなかった。

管中混合固化処理工法は、グラブ船等で浚渫した浚渫土を空気圧送船で埋立地に圧送する管路内で固化材を添加し、圧送管内で発生するプラグ流による乱流効果により土と固化材を攪拌混合する技術である。施工フローは、図 2-7 を示した通りである。特徴は、浚渫土の圧送時に固化材との混練を行うため、混合プラント等の固化処理施設の簡略化ができるとともに、大型圧送船を用いることにより大量急速施工が可能となることである。

中部国際空港の空港用地造成においては、埋立必要土量（約 7,000 万 m^3 ）の約 15%にあたる約 1,000 万 m^3 を名古屋港の航路・泊地整備工事によって発生する浚渫土砂を有効利用することとしてこの管中混合固化処理工法が採用された。これは、良質な埋立用土砂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困難となっている航路・泊地の整備側の双方の連携が成立したことも大きな要因である。

その中部国際空港では、原料土となる浚渫土砂は複数の採取箇所から供給されるため、その土質や含水比が常時変動した条件で施工が行われている。現場においてはそれらの変動に対応して配合を管理し、設計基準強度（材令 28 日、一軸圧縮強度 $q_u = 120kN/m^2$ 以上、不良率 25% 以下）を確保して施工することが求

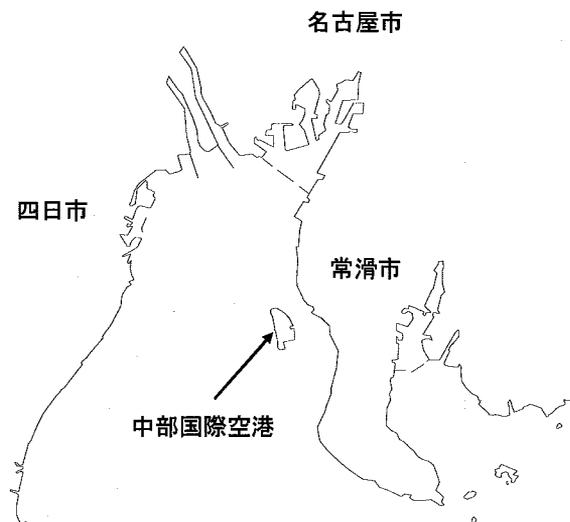


図 2-23 中部国際空港位置

められていた。そのため、浚渫の土質や含水比の変動、送泥量の変動に追従できる自動配合管理システムを開発³²⁾し、現場施工が行われた。自動配合管理システムは、事前の配合試験で水セメント比 (w/c) と q_u の関係を求めておき、現場施工において常に変化する

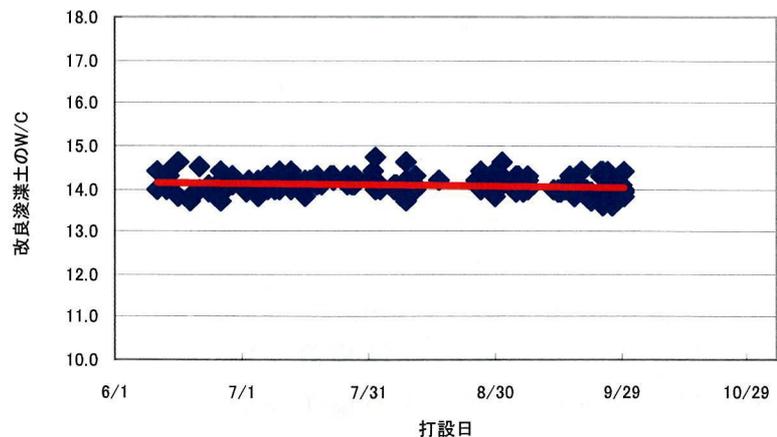


図 2-24 W/C 管理の実績³²⁾

る原料土に対して w/c を一定に管理するシステムである。w/c を設定するための原料土の含水比は、送泥管路中に設置した γ 線密度計で得られた湿潤密度から算出し、その送泥量は電磁流量計で計測している。そのため、 γ 線密度計により算出された含水比により固化材の添加割合を設定し、電磁流量計の送泥量に合わせて添加量を制御する管理を行っている。本システムにより施工された固化処理土の施工日と w/c の関係を図 2-24 に示す。目標の w/c に対して本システムによりほぼ的確に管理されていることが確認できる。また、本工事では、施工後の改良土の管理として、一般的な採取試料による UCT に加え、自動スウェーデン式サウンディング試験や硬質地盤への適用を目的に開発されたフリクションレスコーン貫入試験により固化処理地盤の深度方向の強度分布等詳細な品質管理が実施³³⁾されている。

この様に中部国際空港の用地造成では、良好な基盤層上での埋立事業であること、沈下の対象となる沖積粘性土層においても SD 工法による地盤改良が実施され供用時点での残留沈下がほとんど発生しないこと等により、空港島造成に関して沈下は大きな問題となっていない。

(5) 関西国際空港 (1期：1987年-1994年、2期：1999年-建設中)

関西国際空港は、大阪湾南部の泉州沖約 5km に建設された世界で初めての本格的な海上空港であり、我が国初めての 24 時間運用可能な国際空港を目指して建設された。図 2-25 に関西国際空港位置を示す。その 1 期工事は、1987 年 1 月に本格的に工事に着工し、510ha の用地造成および空港諸施設の建設完了後 1994 年 9 月に空港が開港している。2 期工事は、1 期空港島開港約 5 年後の 1999 年 7 月に、1 期空港島の沖合 200m に、埋立面積 545ha の用地を造成し、4000m の滑走路 (B 滑走路) 他の施設を持つ 2 期空港島の整備が開始され、2007 年 8 月に B 滑走路の供用が開始された。ただし、2 期空港島は、B 滑走路、連絡誘導

表 2-6 関西国際空港 1 期, 2 期工事の施工条件の比較

	規模				自然条件	
	埋立面積	護岸延長	埋立土量	埋立荷重	平均水深	平均沈下量
2期島	545ha	13.0km	2.5億m ³	550KN/m ²	-19.5m	-18.0m
1期島	510ha	11.2km	1.8億m ³	450KN/m ²	-18.0m	-11.5m

路のみの暫定供用であり、2008年3月現在、アンダーパス等の空港施設、空港島北東部の護岸・埋立等の施工が行われている。

1期、2期工事の空港島建設の施工条件を比較して表 2-6 に示す。1期工事の施工区域の平均水深は 18m であり、他の我が国の主要人工島建設工事（大阪南港：10m，神戸ポートアイランド：12m，神戸六甲アイランド：12m，扇島：10m，御坊火力発電所：2～17m）と比較しても水深は大きく、2期工事はさらに大水深で平均水深は 20m となっている。

また、これまでの人工島建設工事においても埋立荷重による海底地盤の沈下は発生しているが、その大部分は地表面から分布する軟弱な沖積粘土層が対象であった。そのため、人工島建設に伴って発生する沈下量は、神戸ポートアイランドで 3m 程度、扇島で 1～3m であり、御坊火力発電所では岩礁や砂質土を基盤としており沈下はほとんど発生していない。しかし、関西国際空港においては、1期、2期工事とも、大水深での埋立工事であること、海底地盤表層に軟弱な沖積粘土層が 18～25m 程度の層厚で分布していること、沖積粘土層の下部に厚さ数百 m の粘土と砂の互層により構成される洪積層が分布していること等により、将来的に発生する沈下量は 1期工事で平均 11.5m，2期工事で 18m と予測されている。そのため、埋立に必要な土量は、1期工事で 18,000 万 m³，2期工事で 25,000 万 m³ である。この様に、施工水深、沈下量および埋立土量のどれをとっても、関西国際空港の建設工事は我が国の人工島建設工事において他に類を見ない大規模な工事であることが分かる。

関西国際空港の 1 期，2 期空港島の建設手順を以下に述べる。

図 2-26 に関西国際空港（1 期）で採用された代表的な護岸型式を示す。1 期空港島の護岸は、護岸形式は沖積粘土層の改良工法との組合せで、緩傾斜石積護岸では SD 工法による地盤改良，根入れ式鋼板セル護岸，直立消波ケーソン護岸では SCP 工法により施工が行われている。

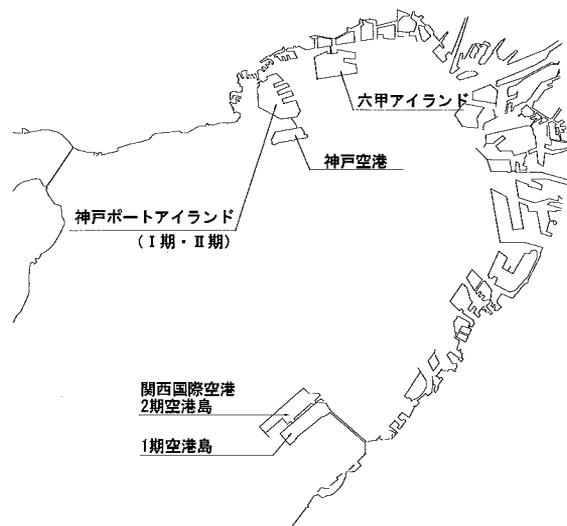


図 2-25 関西国際空港位置

関西国際空港の1期空港島の埋立は、護岸工事の着工に引続き埋立区域内の地盤改良工から開始された。

埋立部の施工断面模式図³⁴⁾を図2-27に示す。

埋立部の施工は、護岸部と同様に砂撒船により1.5mの敷砂層（敷砂①）施工後、埋立区域のほぼ全域でSD工（直径 $\phi=0.4m$ 、打設ピッチは埋立部で $2.5 \times 2.5m$ 、護岸部で $1.6 \times 2.5m$ ）の施工を行っている。その後、土運船を用いた直投により埋立が開始されているが、敷砂層直上部では、直投による海底地盤の乱れを最小限に抑制するため小型底開式土運船（ $1,200m^3 \sim 2,000m^3$ ）により施工を行い、その後、大型の底開式土運船（ $3,000m^3 \sim 6,000m^3$ ）を用いて沈下を観測しながら基本水準面（CDL） $-3m$ までの埋立を直投（直投①～③）により行っている。1期工事での土運船による直投は、深浅測量の結果に基づき埋立第1層目の土運船間隔を空けて投入を行い、次層はその谷間を埋めるように順次薄層で均一な埋立を行うことを基本としている。

圧密による海底地盤強度の増加を目的とする圧密放置は、敷砂②、直投②完了後それぞれ6ヶ月間実施している。地盤強度確認のためのチェックボーリングは直投②の圧密放置完了後に実施されており、地盤強度を確認した後に直投③、揚土（揚土①、②）を行っている。CDL $+9.5m$ までの埋立を行う揚土①は揚土船による直接揚土により行っており、CDL $+9.5m$ 以上の埋立が必要な区域では、護岸の外側から揚土（提外揚土）を行い、ダンプトラック、ブルドーザ等の陸上機械を用いて所定の高さまでの埋立（揚土②）を行っている。1期工事の揚土作業では、海上運搬した山砂を以下の2種類の施工方法で揚土を行っている。

- ・ドライ方式

箱型土運船で運搬してきた山土をバックハウ式もしくはホイール式の揚土船

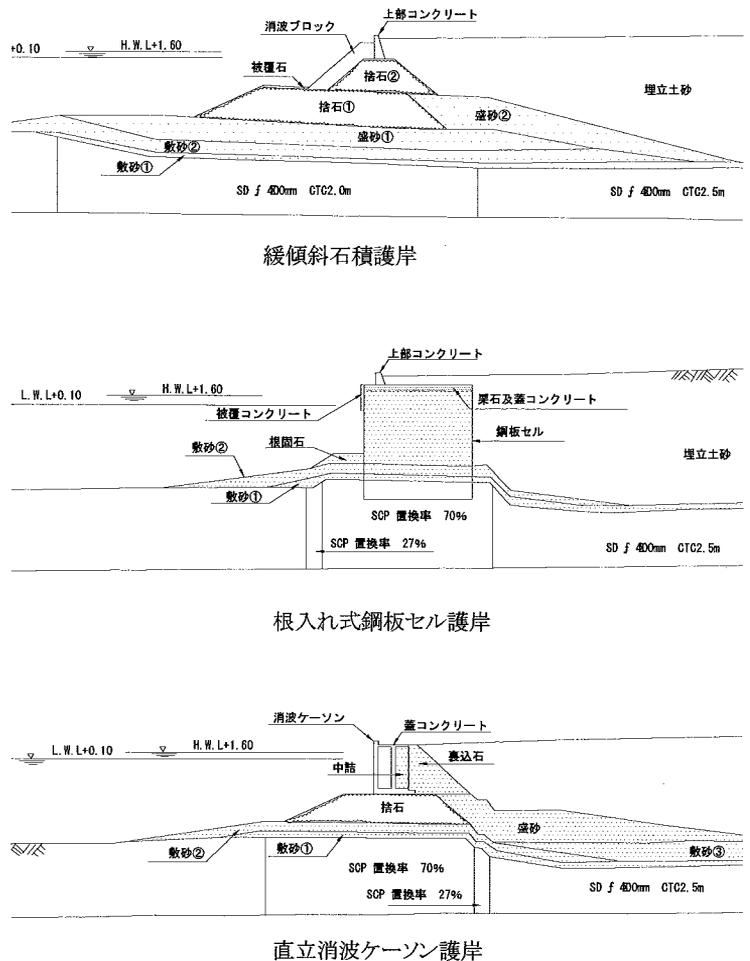


図2-26 代表的な護岸型式（関西国際空港）¹²⁾

を用いて揚土する方法

・ウェット方式
底開式土運船で運搬してきた山土を一旦海底に仮置きし、揚土船のグラブバケット等の浚渫機械で掘削し揚土する方法

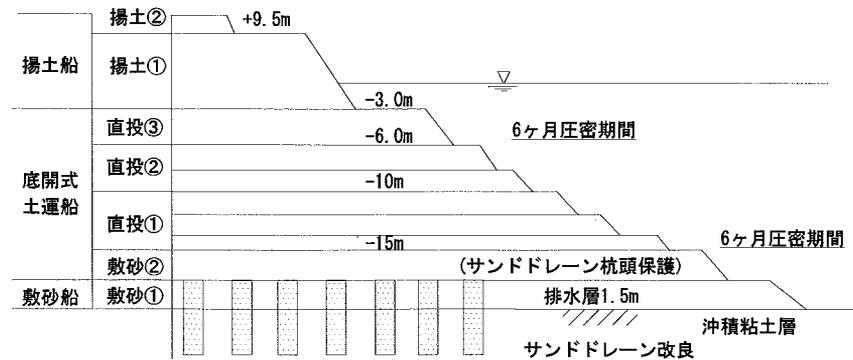


図 2-27 1期空港島埋立部施工断面模式図
(関西国際空港) 34)

揚土②までの埋立が完了した後、空港施設が建設される 320ha の区域において埋立地盤の地盤改良が実施されている。表 2-7 に採用された地盤改良工法の概要および適用箇所を示す。埋立地盤の地盤改良工法の選定にあたっては、締固め工法を基本として施工実績、各空港施設等を考慮してサンドコンパクションパイル (SCP) 工法、動圧密 (DC) 工法、マンモスバイプロタンパ (MVT) 工法により実施³⁵⁾されている。

これらの工事工程のうち、水面下の埋立となる直投工の施工管理は測量船による深浅測量により実施される。1期工事の施工が開始された 1980 年代後半の深浅測量は、シングルビーム音響測深機による測量が主流であり、その記録方法は放電破壊式記録紙に記録するアナログ計測であった³⁶⁾。しかも、測量船の誘導および位置決めは六分儀やトランシット等により行われていた。そのため、深浅図の作成は人力による解析と作図が必要で、時間と労力がかかる作業であった。このような方法による施工管理は、大規模急速施工の場合実施が困難となる。そのため、1期工事では、以下のような自動化された測量船が導入³⁷⁾された。

- ① 測量船の船体位置は、電波測位機により瞬時に計算され、誘導画面により測量船を誘導することができる。
- ② 潮位情報は陸上部から無線テレメータ方式により 1 分間隔で入手できる。
- ③ 測深記録はデジタル化され、リアルタイムに集録データのリストを表示することができる。
- ④ 測深データはフロッピーディスクに集録され測深終了後に、出来形断面図、平面図等を自動で作図可能。

1期工事においては、上記のように自動化された測量技術を用いて、単に盛土の設計断面を確保するだけでなく、埋立荷重による海底地盤の破壊の防止や薄層

で均一な施工による不同沈下の抑制等を目的として土運船投入管理が実施された。

図 2-28 は 1 期工事で用いられた投入管理フローである。投入位置は、前日までの出来形形状に加え、土運船型式や施工水深、積載土量等を考慮して投入後の堆積形状を予測し設定される。図 2-29 に土運船投入位置決め要領図³⁸⁾を示すが、計画投入位置への土運船の誘導は、護岸部では投入位置への事前の設標や電波測位機等により行ない、埋立部では電波式高精度船位測定装置 (GM-10) によって実施され、図に示すように補助ボートにより土運船位置の最終調整を行い、投入指示者の指示により埋立土砂の投入が実施された。

直投工の施工管理測量は、自動化された深浅測量システムを用いて 10m ピッチにデジタル化された。図 2-30 は測量結果の鳥瞰図³⁹⁾であり、当時としては高密度に測量が実施された事例である。しかしながら、この深浅測量結果から直接的に施工層厚や海底地盤の沈下量を求めることは不可能であるため、施工層厚や沈下量および盛土の安定性の管理は、埋立一般部に 22 基設置されている沈下板の沈下量と計算沈下量を対比させながら実施⁴⁰⁾された。

2 期空港島造成事業は、1994 年 9 月に開港した 1 期空港島の沖合いに 4,000m の平行滑走路等の空港施設を有する埋立面積約 545 万 m² の空港島を造成するものである。2 期空港島も 1 期空港島と同様に護岸形式は沖積粘土層の改良工法との組合せで、緩傾斜石積護岸、仮係船岸護岸では SD 工法による地盤改良、空港島隅各部および直立消波ケーソン護岸では CDM 工法、根入れ式鋼板セル護岸では SCP 工法により施工が行われている。全護岸延長の 8 割以上で採用されている代表護岸形式である緩傾斜石積護岸と埋立部の施工断面模式図を図 2-31 に示

表 2-7 埋立地盤の地盤改良工法
および適用箇所³⁵⁾

工法	施工方法	適用施設
SCP工法	2.3~2.5mの正方形配置で所定の深度(10~20m)まで貫入させ、締固められた砂杭(直径0.7m)を造成し地盤の締固めを行う。	ターミナルビル 燃料施設 国際貨物上屋 その他主要施設
DC工法	重量25t(底面積4m ²)の重錘をクレーンで25mの高さから5mピッチに設定した落下点に10数回自由落下させ、深度10m程度まで締固めを行う。	滑走路 エネルギー施設 排水処理施設 熱供給施設
MVT工法	3m×3mのタンパ台に、180kwのバイプロハンマーを装備した締固め機を用いて1分間の振動転圧を2回実施し、深度約5mの締固めを行う。	エプロン 道路 駐車場

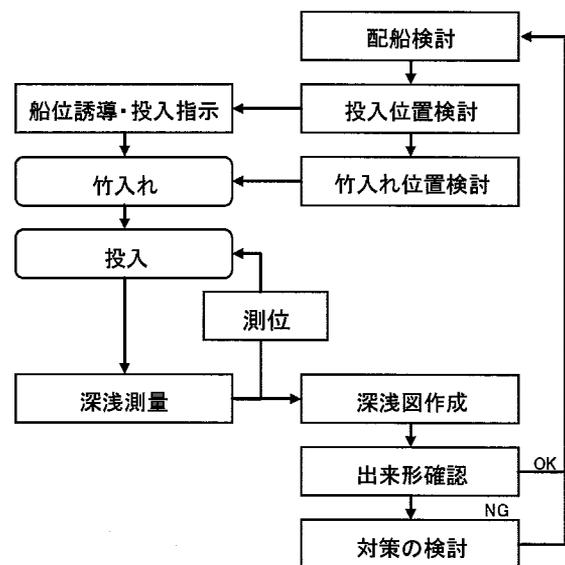


図 2-28 直投工投入管理フロー
(関西国際空港 1 期工事)

す。

2期工事の施工方法は1期工事とほぼ同様であり、海底地盤に層厚1.5mの敷砂(敷砂①)を敷設後、施工区域のほぼ全域でSD杭の打設(砂杭直径、打設ピッチは1期工事と同様)が実施された。その後、敷砂②は、不同沈下の防止および海底地盤の強度増加を目的に層厚9.9mを6層に分割し、土運船の直投により段階的に施工されている。直投①は、薄層2層構成でCDL-6.7mまで施工し、直投②は、土運船の作業限界水深であるCDL-3mまでの施工としている。2期工事埋立部では、敷砂②および直投①完了後、4ヶ月間の放置期間を確保している。

直投②より上部の埋立(揚土①、②および造成工)は、揚土船を用いて行われている。揚土①は、箱型土運船により運搬された山砂を直接揚土により層厚約15mの埋立を一気に行っている。2期工事の揚土工は1期工事で行われたウェット方式の揚土は行われず、全てドライ方式の揚土で施工は行われた。揚土①のさらに上部は、1期工事と同様に堤外揚土により土砂の搬入が行われているが、2期工事では、ダンプトラック、ブルドーザにて運搬・敷均しを行った後、振動ローラ(起振力350kN)を用いて薄層転圧締固め工法⁴¹⁾により埋立と平行して埋立地盤の改良が行われている。このため、大型コンクリート構造物であるアンダーパス施工区域(SCPにより地盤改良)を除き、1期工事で実施された埋立

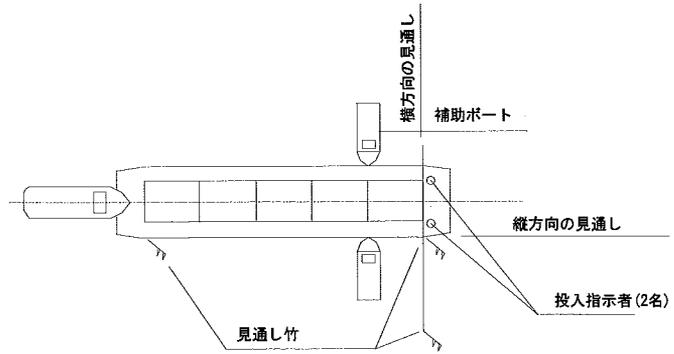


図 2-29 土運船位置決め要領図
(関西国際空港 1期工事) 38)

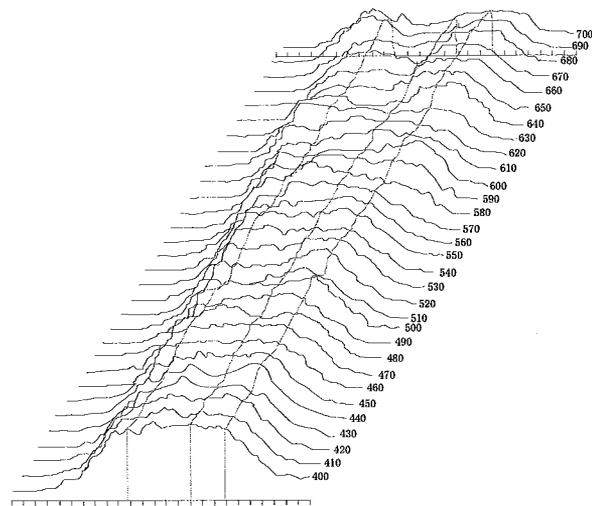


図 2-30 深浅測量鳥瞰図
(関西国際空港 1期工事) 39)

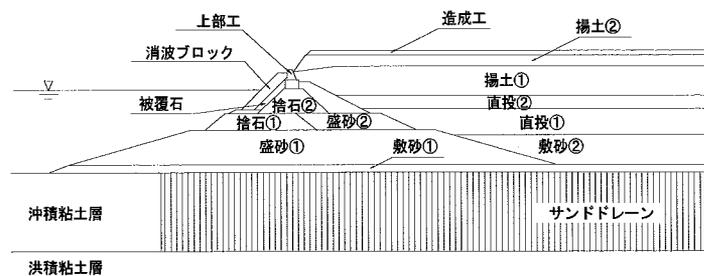


図 2-31 空港島埋立部施工断面模式図
(関西国際空港 2期工事)

表層部からの地盤改良は実施されていない。

2.3 建設途中における海底地盤の破壊事例

これまで埋立・人工島建設における近年の施工技術および代表的な施工事例を述べてきた。ここに示した埋立法や技術は、過去における多くの研究や技術開発の成果であり、理論的な研究や経験の蓄積により構築されたものである。しかし、その工法の原理、地盤の挙動の全てが解明されている訳でなく未解明の部分も多い。また、地盤の評価やそれに基づく設計が適切に行われていたとしても、設計段階において実施工の全てを予測することは不可能であり、設計と実際の施工との不一致により構造物の破壊や想定外の変形（沈下等）を引き起こす可能性がある。本節では、先の施工事例に対し、これまでに報告されている軟弱海底地盤上に建設された港湾構造物の破壊事例⁴²⁾⁴³⁾⁴⁴⁾⁴⁵⁾⁴⁶⁾について想定される破壊要因別に述べる。

2.3.1 地盤評価の不確実性に起因する破壊事例

図 2-32 に示す破壊事例は、1970 年代初頭に東京湾内の人工島の仮護岸の破壊事例である。この事例では、堤体断面完成直後に破壊が生じており、破壊後に原地調査や室内試験が実施されている。本事例では、破壊後に実施されたダッチコーン試験から得られる貫入抵抗(q_c)や沈下板の挙動により、円形すべり面をも持つ円弧すべりにより破壊に及んでいることが確認された。

事後調査で実施された各種のせん断試験から得られた s_u を用いて

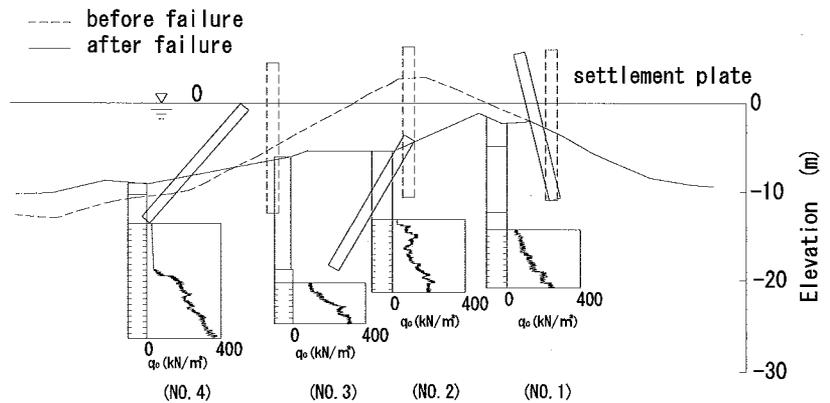


図 2-32 破壊事例 42)

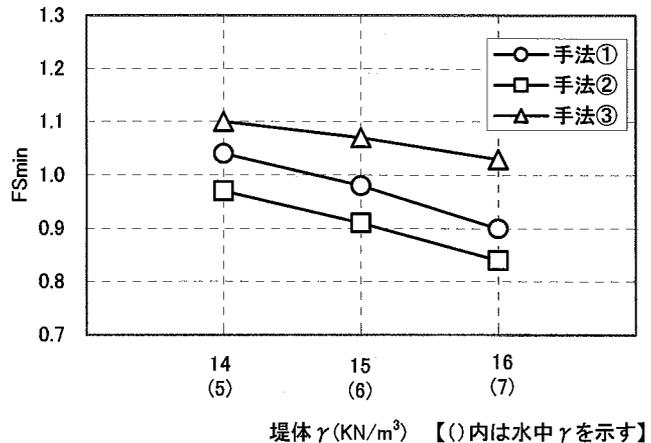


図 2-33 最小安全率 (文献 43) を加筆・修正)

実施した安定検討の結果を図 2-33 に示す。図中の手法①，②，③は実施したせん断試験の手法を示している。図より手法①は，護岸の状態をよく表現しており，この方法の s_u を用いて実施した安定検討のすべり面は実際のすべり面と良い一致を示している。一方，手法②は護岸堤体の単位体積重量 (γ) を小さく見積もっても FS_{min} が 1 を下回り，手法③はその逆で FS_{min} は全ての検討ケースで 1 を若干超える結果となっている。設計時に用いられた s_u については不明であるが，設計時に FS_{min} が 1.2 を下回る安全率で設計されていたとは考えにくい。本事例では他の要因による破壊の可能性が指摘されていないこと，事後調査において各種のせん断試験で異なる安定検討に用いる s_u が得られていること等を考慮すると設計時に手法③の様に s_u を過大評価していた可能性がある。そのため本事例は，設計時の地盤評価が適切でなかったために破壊が起こった事例であると想定される。

2.3.2 工事の施工管理不足が誘発した破壊事例

図 2-34 に示す破壊事例は，建設途中の港湾揚陸施設の破壊事例で，海底地盤の地盤改良のためカードボードドレーンの施工後，載荷盛土を開始した後に破壊が生じている。

この事例の載荷盛土の施工方法は不明であるが，載荷盛土の施工中に海底地盤の粘性土が乱され，載荷盛土内に粘土が包みこまれる様な局所的なすべりが連続的に生じていたことが確認されている。その後，第 2 段階の盛砂施工直後に構造物の破壊が生じている。事前土質調査結果と第 1 段階の終了後のチェックボーリング結果から得られた $q_u/2$ の平均値を用いて実施された安定検討の結果では， FS_{min} は 1.01 となり実現象と対応していた。

この事例の破壊要因は，施工初期段階で盛土により海底地盤を乱したことで強度が低下し，それにより構造物が破壊に至ったと想定されている。いずれにしても，本事例は，海底地盤の強度低下を招くような施工方法を選定したことおよびそれを防止できなかった管理に問題がある。特に，施工初期段階において破壊の前兆現象が確認された際に，適切な対策を怠った施工管理に大きな問題があると考えられる事例である。

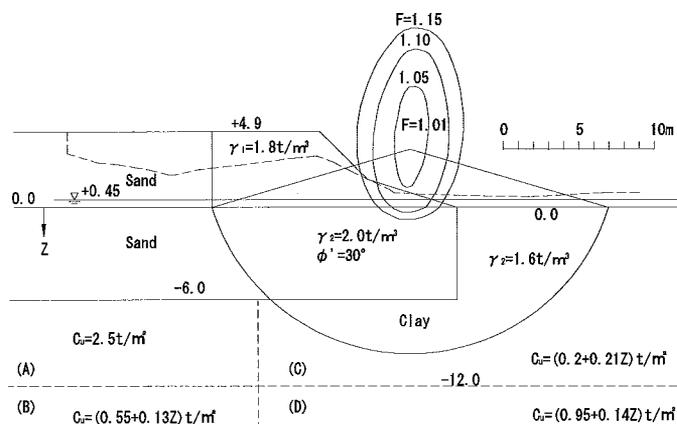


図 2-34 破壊事例 45)

2.3.3 盛土堤体荷重の過小評価による破壊事例

この事例は、1950年代後半に施工が行われた干拓堤防の破壊事例である。施工は、盛土堤体および押え盛土部の軟弱地盤をSD工法（ $\phi 40\text{cm}$ 、打設ピッチ 1.6m）により地盤改良を実施し、堤体部の盛土施工を5段階（各段階完了後の圧密放置は4ヶ月）にて施工する計画であった。堤体の破壊はその4段階目施工途中に発生している。

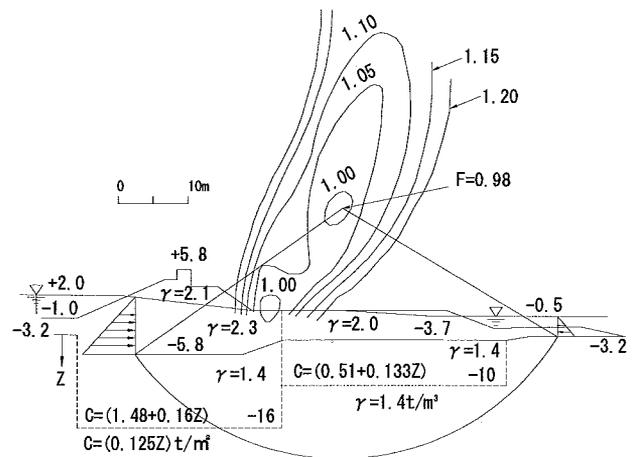


図 2-35 安定検討結果 46)

堤体の安定検討は、第3段階施工完了時のチェックボーリング結果を用いて実施されているが堤体の FS_{\min} は 1.2 ~ 1.3 が確保されている結果となった。その後、堤体の単位体積重量 (γ) を調査した結果、堤体の γ は安定検討で用いていた γ ($\gamma_t=17.6\text{kN/m}^3$, $\gamma_{\text{sat}}=19.6\text{kN/m}^3$) より大きく、 $\gamma_t=20.6\text{kN/m}^3$, $\gamma_{\text{sat}}=22.5\text{kN/m}^3$ 程度であることが確認された。この結果を用いて安定検討した結果を図 2-35 に示す。再検討された FS_{\min} は 0.98 となり実現象が再現された。設計時の堤体の $\gamma(17.6\text{kN/m}^3)$ が想定より大きくなった要因は、施工により盛土堤体上を施工重機が頻繁に走行し、その締固め効果によるものと想定された。施工時はその実態を把握していなかったため破壊に至ったと想定されている。

2.3.4 局所的な過大載荷に起因する破壊事例

破壊した岸壁の計画断面を図 2-36 に示す。本岸壁は図に示す様に海底地盤の粘性土を置換工法により砂質土に置換した後、土留め矢板を施工し、その背面の埋立を行うとともに前面に栈橋を施工する計画であった。岸壁の破壊は、矢板の打設が完了し、矢板背面盛土、矢板控え壁および前面の鋼管杭の一部が施工されている状態であった。

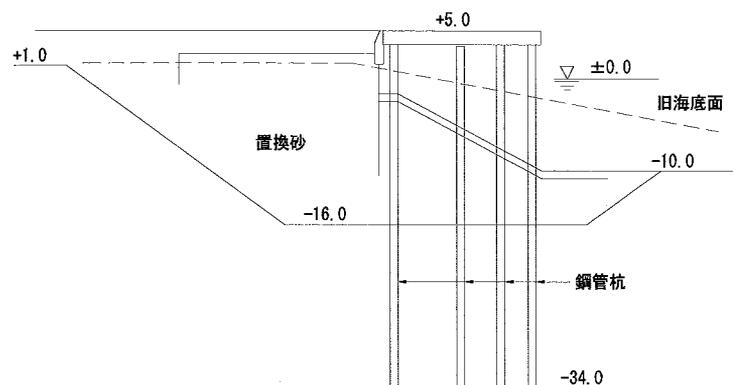


図 2-36 計画断面図 46)

矢板背面の盛土は安定上の施工限界高さが設定されていたが隣接工事の資材（SD用の

砂)を限界高を超えて仮置きを行ったために岸壁の破壊が発生している。

安定検討は破壊直後の調査結果を基に実施している。図2-37に安定検討の結果を示す。安定検討より FS_{min} は 1.04 が得られ、本岸壁の破壊は土留め矢板背面に過剰な载荷を行ったためであると特定された。

- (A) $c=(6.6-0.2z) t/m^2$
- (B) $c=(3.2+0.14z)$
- (C) $c=(9.25-0.25z)$

- (D) $c=(-0.41+0.21z)$
- (E) $c=(2.8+0.05z)$

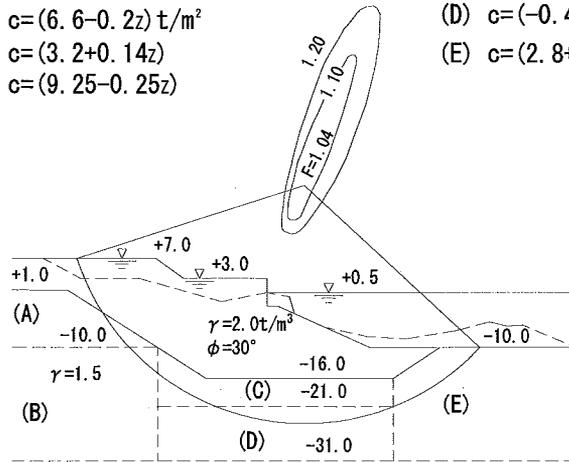


図 2-37 安定検討結果⁴⁶⁾

上記に示すように、港湾域における軟弱地盤上での構造物の破壊事例では、設計時の地盤の評価や施工時の管理不足に起因して破壊が発生している。近年においては、大規模な破壊事例の報告はあまりないが、このことは設計法の進歩、施工技術の開発・発展によることも大きい。上記の破壊事例を見る限り、これら設計法、施工法の整備により構造物の破壊の可能性がなくなったとは断言できない。また、施工規模が大きくなっている現在においては、適切な地盤評価や注意深い施工を怠ると大きな破壊・災害に繋がりがかねないことが想像できる。

次節以降に、構造物の破壊要因となった海底地盤・埋立地盤の評価法の現状とその課題、および施工管理方法の現状と展望について述べる。

2.4 人工島建設における海底地盤・埋立地盤の評価法の現状とその課題

これまで我が国の沿岸部埋立および人工島建設工事の施工技術および代表的な施工事例を述べてきた。ここではそれら施工事例および破壊事例を踏まえ、海底地盤および埋立地盤の評価方法について現状の整理と課題の抽出を行う。

2.4.1 人工島建設における粘土地盤のせん断強度の設定とその課題

2.2節で示した大規模な埋立工事を含め、我が国の港湾域のほとんどの工事では、海底地盤の s_u を評価するに当り、粘性土では一軸圧縮試験 (UCT)、砂質土では標準貫入試験 (SPT) が一般的に実施されている。

港湾分野での施設の設計は、(社)日本港湾協会が発刊する「港湾の施設の技術上の基準・同解説」に準拠して実施されている。1989年に発刊された同書⁴⁷⁾では、粘性土の s_u の設定に関しては、まず、地盤の砂分含有量により粘性土(砂分含有量 80%未満)と砂質土(砂分含有量 80%以上)に区別し、粘性土地盤に

対しては s_u を UCT から得られる q_u の 2 分の 1 として求めることが明記されている。その後、1999 年に同基準⁴⁸⁾が改定され、地盤の分類として砂分含有量を指標とし、粘性土（砂分含有量 50%未満）、砂質土（砂分含有量 80%以上）、および、砂分含有量が 50%～80%のものは砂質土と粘性土の中間的な性質を示すため中間土として規定している。その中で粘性土の s_u の設定に関しては以下のように改定されている。

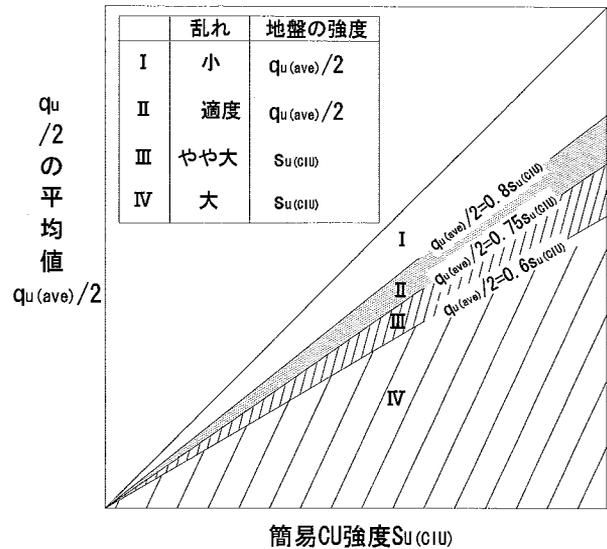


図 2-38 $q_u/2$ と簡易 CU 強度の関係⁴⁹⁾

① q_u 法

不攪乱試料から求めた UCT から得られる q_u の平均値を用いる方法であり、設計に用いる非排水せん断強度 ($s_{u(\text{mob})}$) は (2-3) 式から求める。

$$s_{u(\text{mob})} = q_u(\text{ave})/2 \quad (2-3)$$

ここに、 $q_u(\text{ave})$ ：一軸圧縮強度の平均値

② 一軸圧縮試験と三軸圧縮試験による強度を併用する方法

不攪乱試料から求めた q_u と圧密非排水三軸試験の強度を組合わせ、試料の品質の評価を行って強度を決定する方法である。この方法は q_u 法の試料の乱れによる影響を解決するために提案された方法である。

その強度設定法⁴⁹⁾としては、不攪乱試料 (1m) に対し、UCT と圧密非排水三軸圧縮試験 (簡易 CU 試験： $2\sigma'_{vo}/3$ で 120min 等方圧密後、ひずみ速度 0.1%/min で非排水せん断、 σ'_{vo} ：原位置有効土被り圧) を実施し、 q_u と簡易 CU 強度 ($s_{u(\text{CIU})}$) の関係を求め、図 2-38 に示す両者の関係から試料の乱れの程度を判定し、その乱れの程度により以下の強度を $s_{u(\text{mob})}$ として求める。

$q_u(\text{ave})/2 \geq 0.8s_{u(\text{CIU})}$ の場合

$$s_{u(\text{mob})} = q_u/2 \quad (2-4-1)$$

ただし、この場合の $q_u/2$ は過大な強度である可能性があるため、注意深い施工が必要である。

$0.8 s_{u(\text{CIU})} \geq q_u(\text{ave})/2 \geq 0.7 s_{u(\text{CIU})}$ の場合

$$s_{u(\text{mob})} = q_u/2 = 0.75 s_{u(\text{CIU})} \quad (2-4-2)$$

$0.7 s_{u(\text{CIU})} \geq q_u(\text{ave})/2 \geq 0.6 s_{u(\text{CIU})}$ の場合

$$s_u(\text{mob})=0.75 s_u(\text{CIU}) \quad (2-4-3)$$

$q_{u(\text{ave})}/2 \leq 0.6 s_u(\text{CIU})$ の場合

$$s_u(\text{mob})=0.65 s_u(\text{CIU}) \quad (2-4-4)$$

あるいは、試料採取から地盤調査をやり直す。

また、試料の乱れがクラック型と確認できる場合は下式を用いることができる。

$$s_u(\text{mob})=0.75 s_u(\text{CIU}) \quad (2-4-5)$$

③ 一面せん断試験による強度を用いる方法

この方法は、不攪乱粘性土試料を原位置の有効土被り圧 (σ'_{vo}) で一次元的に圧密した後、定体積一面せん断試験 (DST) により求めたせん断強度 ($s_u(\text{DST})$) を用いる方法である。DST は地盤工学会基準 (JGS 0560-1997) 50) に準じて実施し、 $s_u(\text{mob})$ は (2-5) 式から算出する。

$$s_u(\text{mob})=0.85 s_u(\text{DST}) \quad (2-5)$$

ここに、0.85：せん断速度効果に関する補正係数

④ 原位置ベーンせん断試験から求める方法

原位置ベーン試験 (FVT) から求められるせん断強度 ($s_u(\text{FVT})$) の平均値をそのまま $s_u(\text{mob})$ とする方法である。なお、本法については、同書で「原位置ベーンせん断試験は、現場で機動的に実施でき一軸圧縮試験では供試体が自立しないような軟らかい粘土の強度も正確に求められることが長所である。したがって、パーティカルドレーン工法で地盤改良する場合の施工管理に適している。」と記載されている。

$$s_u(\text{mob})=s_u(\text{FVT}) \quad (2-6)$$

また、1999年に改定された同書においては、標準貫入試験以外のサウンディングの項で電気式静的コーン貫入試験 (CPT) から粘性土の s_u を求める (2-7) 式が記載されている。

$$s_u = (q_t - \sigma_{vo}) / N_{kt} \quad (2-7)$$

ここに、 s_u ：粘性土の非排水せん断強度

q_t ：コーン貫入抵抗

σ_{vo} ：全土被り圧

N_{kt} ：コーン係数

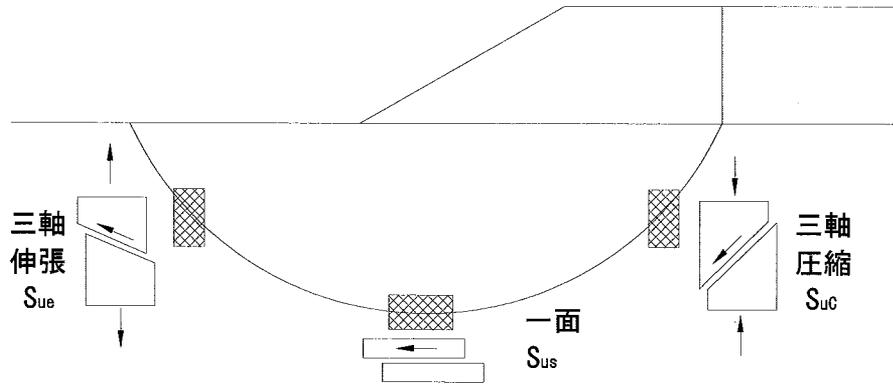


図 2-39 盛土の安定問題と強度異法性⁵¹⁾

また、2007年に改定された同基準書⁵¹⁾においては、上記の s_u 設定法に加え以下の s_u の設定方法が追加されている。なお、同書においては、1999年に改定された基準書で記載されていた CPT を用いた s_u の設定については記載されていない。

⑤ 初期応力と異方性を考慮した三軸試験による強度を用いる方法

(ただし、本法は同基準書において、 q_u 法の次に記載されている。)

この方法は、図 2-39 に示すように、軟弱地盤上に盛土を施工した場合の円弧すべり面上で発揮されるせん断強度を考慮して $s_{u(mob)}$ を設定するものである。すなわち、盛土直下においては鉛直応力が増加するため圧縮強度、円弧の終点では水平応力が増加するため伸張強度、また、円弧の底部付近では、ほぼ水平なせん断強度が発揮されるとし、(2-8) 式により $s_{u(mob)}$ を求めるものである。また、本方法では、地盤中の初期応力を再現させる必要があり、実施される三軸試験は K_0 三軸試験である。

$$s_{u(mob)} = (s_{uc} + s_{ue}) / 2 = s_{us} \quad (2-8)$$

ここに、 s_{uc} : K_0 圧縮強度

s_{ue} : K_0 伸張強度

s_{us} : 一面せん断強度もしくは単純せん断強度

このように、1999年以降の設計基準では、粘性土地盤の s_u は多様な手法により設定することが可能となっている。また、 q_u 法については、①地盤の地域特性、②採取試料の品質や採取から試験までの一連の過程で発生する乱れ、③実施者の技術的水準の差等の影響を受けやすく試験結果が大きくばらつくことが報告されている。しかしながら、1999年の基準の改定以降も、我が国の建設工事に適用される s_u の設定方法としては、学術的な研究を除きそのほとんどに q_u 法が適用されている。 q_u 法は、これまでの豊富な経験と多くの実績を最大の根拠

とした我が国固有の設計体系であるが、上記に示す理由により、 q_u 法に代わりうる試料の品質や地盤の地域特性に依存しない地盤評価法の確立が望まれている。また、我が国の構造物の設計法が、従来の仕様規定から性能規定による信頼性設計に移行しつつある中、人工島建設における地盤評価法としては下記に示す要件を満足することが望ましい。

① 力学的な根拠が明確である。

例えば、実際の破壊現象は、一方向の変形が拘束された平面ひずみ条件であることが多いが、UCT や三軸試験では軸対象条件である等、実現象との不一致がある。しかしながら現状においては、理論と実現象の双方の要求を満足できるせん断試験はない。そのため実務ではこれらせん断試験の原理と機構を理解し、目的に応じた試験の選択が必要となる。

② 試験結果にばらつきが少ない。また、試験の再現性が高い。

UCT から得られる q_u は、上記に示す要因により試験結果のばらつきが大きい試験である。そのばらついたデータの中で平均値が設定され、それを設計定数として決定している。試験結果のばらつきを評価して設計定数を設定する方法には、上記「一軸圧縮強度と三軸圧縮試験による強度を併用する方法」がある。

③ 試験方法が簡単であり試験者による人為的な差が現れにくい。

UCT は一般的に試験方法が簡単であると認識されている。しかし、試料の乱れの影響を受けやすい試験であるため、試験手順としては簡単であるが原位置の正しい（と考えられる）強度を求めるには技術が必要であり、人為的な差が現れやすい試験である。試料を圧密（再圧縮）させた後せん断を行う試験は、試験手順としては UCT より複雑となり、その分試験に要する時間も長くなる。その反面、試験結果のばらつきは比較的小さい。しかしながら、試験方法の複雑さより多くの試験を実施できず、その結果を用いた地盤のばらつきの評価は困難となる場合がある。

④ 地盤特性の空間的な広がりを評価できる。

人工島建設工事の場合、広大な施工区域を対象とした地盤調査が必要となる場合が多い。その調査により、対象地盤の詳細な土層構成や各層の連続性を確認する必要がある。また、施工中の構造物の安定や沈下、将来的な不同沈下等を検討するためには、対象地盤の力学特性の空間的分布を評価する必要がある。そのためには、広大な区域を機動的に調査する必要がある。また、深度方向にも連続したデータを取得する必要がある。多くの室内試験の場合、このような広域的で高密度な調査は期間的、コスト的に困難となる。

⑤ 圧密途上の s_u の評価が可能である。

圧密途上の地盤には載荷荷重により過剰間隙水圧が発生しており、その間隙水圧が不明である場合は地盤の有効応力が不明となる。その様な場合では、試料の圧密を伴うせん断試験の強度設定方法は確立されていない。UCTは、非圧密のせん断試験であるため圧密途上地盤に対して適用されているが、その場合、通常地盤よりも q_u がばらつくことがある。圧密途上地盤の s_u の評価が必要となる場合は、SD 工法を併用した載荷盛土工法等での強度確認の場合がほとんどであるが、 q_u 法ではそのばらつきにより圧密による強度増加が適切に評価できない場合がある。圧密途上地盤においては、上記に示すように設計基準書に原位置試験である FVT が適していると記載されているが、我が国において FVT は試料が自立できないほどの超軟弱な地盤を除きほとんど適用されていないのが現状である。

⑥ 試験法として安価で、試験結果が出るまでの期間が短い。

試錘費を除くせん断試験の単価は、UCT が最も安く他の室内せん断試験と比較してもその単価は $1/2 \sim 1/20$ である。また、原位置試験である FVT を除き、室内せん断試験では試験結果が得られるまでに最低でも 3 日から 1 週間程度の期間が必要となる。工事の施工管理として適用される試験には、試験結果が確認できる期間が短いことも重要な要素となる。

静的な原位置試験であるコーン貫入試験 (CPT) は、深度方向に連続した複数の地盤情報が同時に得られること、ばらつきの小さい試験結果が得られること、実コーン貫入抵抗 ($q_t - \sigma_{vo}$) と s_u との相関性が高いこと、また、試験方法が簡単で機動性に優れていること、概略の試験結果がその場で確認できること等の利点がある調査方法である。また、原位置試験であるため、圧密途上の応力状態においても試験を実施することが可能である。このような利点を持つ CPT は人工島建設における調査・設計から施工段階の全埋立工程の海底地盤の評価法として非常に有力な方法であると考えられる。本研究においては、次章でこの CPT による粘性土地盤の s_u 評価方法としての適用性について定量的な検討を実施している。

2.4.2 埋立地盤の評価方法とその課題

2.2 節でも示したように、人工島建設に用いる埋立材料としては、①海底浚渫砂、②陸上土砂採取地からの山砂、③陸上建設発生土、航路泊地浚渫土、④一般・産業廃棄物や焼却灰等の廃棄物、⑤浚渫粘性土等を利用した固化処理土、等が用いられている。

その埋立地盤の評価としては、埋立造成時の時系列順で、次に示す 3 項目が挙

げられる。

- ① 施工途上における海底地盤に対する上載荷重としての評価
- ② 埋立完了後の液状化予測としての評価
- ③ 用地造成完了後に建設される施設の地耐力・支持力の評価

このうち②，③においては各分野にてその設計方法が確立されており，また，その評価は埋立もしくは用地造成が完了した後に実施され，将来的に建設される施設またはその重要度により異なる評価方法が選択される。

液状化予測としての地盤の評価は，液状化の可能性の予測，液状化による埋立地盤・施設に与える影響評価，液状化対策工法の選定等を行うために実施される。そのため，埋立地盤に対しては，その粒度特性，単位体積重量，相対密度等の物理特性や，透水係数，N値および液状化強度特性等により評価され，それぞれの定数を求める方法としては，採取試料による室内物理試験や室内もしくは原位置透水試験，標準貫入試験，繰返し三軸試験等が実施される。

施設の地耐力・支持力の評価としては，建設される施設により異なる。一般に，砂質土系埋立地盤に対しては標準貫入試験によるN値，粘性土系埋立地盤に対してはUCTによる q_u により評価が行われる。また，埋立用地が空港施設としての滑走路や駐機場である場合，また，道路として使用される場合は，平板載荷試験，繰返し平板載荷試験，FWD試験等が実施される。

このように，埋立完了後の造成地盤の評価は，主として液状化判定，地耐力・支持力の評価が行われ，その評価手法は，埋立地盤の用途や埋立地盤上に建設される構造物の設計法により異なる。

①の施工途上における海底地盤に対する上載荷重としての評価については確立された評価技術が無いのが現状である。

軟弱な粘性土地盤上での埋立・人工島建設工事では，施工途上において，護岸・埋立地盤の安定・変形問題の検討が行われる。その様な検討を実施するためには埋立地盤を上載荷重として評価する必要がある。その上載荷重は，埋立層厚に埋立材の γ を乗じて算出されるが，その施工層厚を求めるためにはその地点の沈下量が必要となる。沈下管理については2.5.3節で示すが，埋立・人工島建設工事においては高密度な沈下管理が困難である場合が多く，そのため，上記の検討を行う際の施工層厚は便宜上計画層厚が用いられることが多い。また，通常，沈下・安定計算で用いられる盛土等の γ は，他の土質定数に比べ比較的ばらつきが小さい等の理由から一義的に決められる⁵²⁾ことが多い。しかし，破壊事例で示したように，盛土提体の γ を過小評価したことが要因とされる破壊事例も報告されているため，埋立地盤の γ を把握することは施工管理上重要となる。

現状，埋立地盤の γ を調査する方法としては，埋立地盤が陸化した後に水置換

法やラジオアイソトープ（RI）密度検層により実施することが可能であるが、これらの密度試験は、締固め工法等地盤の密度が施工仕様となっている場合に実施され、通常の埋立工法では造成された地盤に対して実施されることはほとんど無い。また、施工途上の水中部の埋立地盤の γ についてはその調査方法も無いのが現状である。

近年、埋立、盛土工事の大規模化に伴い、その施工層厚も増大しそれと伴に上載荷重も大きくなっている。また、使用する材料や施工方法により盛土の γ が異なることも考えられる。その様な状況の中、人工島建設段階での施工管理においては、埋立地盤を上載荷重として評価するために、施工層厚、沈下量や γ の管理が重要となりその評価技術の開発が望まれている。

2.5 埋立・人工島建設における施工管理技術の変遷と課題

これまで我が国の沿岸部埋立および人工島建設工事の概要および代表的な施工事例を述べてきた。ここではその埋立・人工島建設工事における施工管理方法について概観する。

海上での埋立・人工島建設という施工条件の特殊性を考慮すると施工管理として下記に示す項目が重要であり、陸上での土工事と比較して大きく異なる項目である。

- ① 海域で行われる工事では、水面下の施工状況を直接的に目視等で確認することができない。そのため、水面下における施工状況を把握し管理することが重要となる。
- ② ダム等の大型陸上土木工事と比較しても、海上工事では施工エリアおよび取扱い土量等が相対的に大量である。そのため、海上工事においては、大量・急速施工となる場合が多く、それに対応した施工管理方法が必要となる。
- ③ 陸上からの離岸距離により、通常の測量機械では対象物を視認できない場合がある。そのため、作業船の位置決めや埋立地盤の出来形等の確認が迅速に実施可能な測量技術が必要となる。
- ④ 施工機械が大型であり、1 サイクルの施工量が大きい。また、作業船のアンカリングや係留施設および水深等の問題により、任意に施工位置が選択できない場合がある。そのため作業船の配置を適切に設定できる計測技術が重要となる。
- ⑤ 構造物建設区域が海底地盤上であること、また、海底地盤の堆積環境を考慮すると、施工対象となる区域に軟弱地盤が分布していることが多い。そのため、広域な施工区域を対象とした沈下管理を適切に行う必要がある。

る。

- ⑥ 水面下，水面上とでは浮力の作用により，同一の材料であっても γ が異なる。また，埋立地盤の沈下・安定検討においては，実際の埋立地盤の γ を把握する必要がある。しかし，2.4節で示したように，現状では施工途上の埋立地盤の γ を把握する方法は確立されていない。

上記に示すように，海上工事における管理項目は，肉眼で確認することが困難な海底地盤の施工に伴う形状変化をいかに詳細に把握するかであり，埋立・人工島の建設においては，埋立柱材がどこに（場所），どの程度（厚さ）あるかを把握することである。つまり，構造物の安定，変形問題にとって重要となる荷重が，いつ，どこに，どの程度載荷されたかを把握することが施工管理上重要となる。また，計画通りに施工を進めるためには，作業船等の施工機械を適切に配置することが重要となる。更に，工事対象区域に軟弱地盤が分布する場合には，施工に伴って発生する沈下量を正確に捉えかつ将来的な沈下量を予測する必要がある。

本節では，埋立・人工島建設の施工管理項目として，①海底地盤および陸化した埋立地盤の測量方法，②作業船等の位置確認方法および③施工に伴う地盤沈下計測方法についてその変遷および概要について述べる。

2.5.1 海底地盤および陸化した埋立地盤の測量技術

（1）海底地盤の測量技術

埋立・人工島建設の工事では，軟弱な海底地盤の改良，敷砂，護岸築造のための盛砂や捨石および埋立とそのほとんどの工種が水面下での作業となる。そのため，陸上工事のように工事の進捗や出来形を肉眼で監視しながら施工することは非常に困難である。また，最近では港湾工事の施工環境は大規模化，沖合展開に伴う大水深化および社会的な要請からの急速施工等ますます施工条件が厳しくなっている。そのため，海底地盤形状を把握するための深淺測量の効率化，高精度化および自動計測等による低コスト化に向けた技術開発が進められている。以降に主として現場施工管理としての海底地盤の計測技術の変遷について述べる。

1950年以前の海底地盤の測量は，ワイヤの先端に重錘を取付けたレッドにより計測が実施されていた。この方法は，測量精度，作業効率とも以降に述べる深淺測量に比べ劣り，現在においては広域的な水深測量としては実施されていない。ただし，現在においても，測量船の接近が困難な浅瀬や護岸等の法部および浮泥調査等においてはこのレッド測量により測深が行われている。

その後，1950年代初頭に水中音波を応用した音響測深機が実用化された。当

初、音響測深機の導入は海上保安庁の水路測量に導入されている。水中の計測では、電波や光波は減衰が大きく浮遊物の影響も大きいため、音波による音響測深機の開発が進められた。開発当初の音響測深機はシングルビーム音響測深機と呼ばれ、音測機から1本の音響ビームを鉛直下方向に向けて発射し水深を取得する装置である。ただし、音響測深機は、海底面までの距離を直接測定するものではなく、発信された音波が海底面で反射し、その反射波を測深機が受信するまでの時間を測定するものである。音響測深機から音響ビームを海底に向け垂直に放射すると、ビームは海水中をある速度で伝播し海底に至る。海底面で反射した音響エネルギーの一部は、放射点に反響として帰ってくる。音響測深機はこの現象を利用し水深を測定するもので、放射ビームと反射ビームの時間間隔が、直接測定される量となる。ここで音の海水中の伝播速度（ v ）が与えられれば、測定時間（ t ）とで、(2.9)式によって水深（ D ）が求められる。

$$D=1/2tv \quad (2.9)$$

ここに、 D ：水深

t ：時間

v ：海中での音の伝播速度

しかしながら、海水中の音速度は、海水の温度、塩分濃度、水圧等で変化するため、上式の v は常に一定ではない。そのため、測量時の音速度を確認するために、測量前にバーチェックが実施される。

1980年代までは、測深値の記録は2.2節の扇島施工事例で示したように放電破壊式記録紙に記録するアナログ計測が主流であった。

1980年代後半以降は、シングルビーム音響測深機の自動化、デジタル計測化が進み、測量および深淺図の作成の効率化が図られている。関西国際空港の1期工事においてはこの自動化された音響測深機が導入され、単に盛土の施工断面を確認するだけでなく、埋立荷重による海底地盤の破壊の防止や薄層で均一な施工による不同沈下の抑制等を目的として埋立土砂の投入管理が実施された。

ナローマルチビーム音響測深機（以下、NMB音響測深機）は、複数の測深ビームを同時に発信することにより測量船の進行方向直角の海底地形を面的で詳細に判別することが可能な測深機である。このNMB音響測深機は、1983年に我が国で始めて水路測量等の海底地形調査に導入⁵³⁾され、海上土木分野へは2000年頃から積極的に採用されるようになった。図2-40にNMB音響測深機の計測概要⁵⁴⁾を示す。NMB音響測深機は、送波器から進行方向直角に扇形のビームを発信し、これに直交する受波器の扇形ビームで反射波を受信することにより、その交点の測定値が得られるものである。これにより、従来の測深機と比較して海底地形を面的にまた詳細に把握することが可能となった。また、このNMB音

響測深機とともに，データ解析，画像処理技術等の高度化も進んでいる。

1960年に開発されたサイドスキャンソナーは，海底地盤をあたかも航空写真のように超音波画像として捉えることのできる測深機である。現在，サイドスキャンソナーは，沈没船調査や海底障害物の探査などの調査，海底表面の底質分布調査，微地形調査等に利用されている。今後，土木分野への適用が期待される測深技術の1つである。

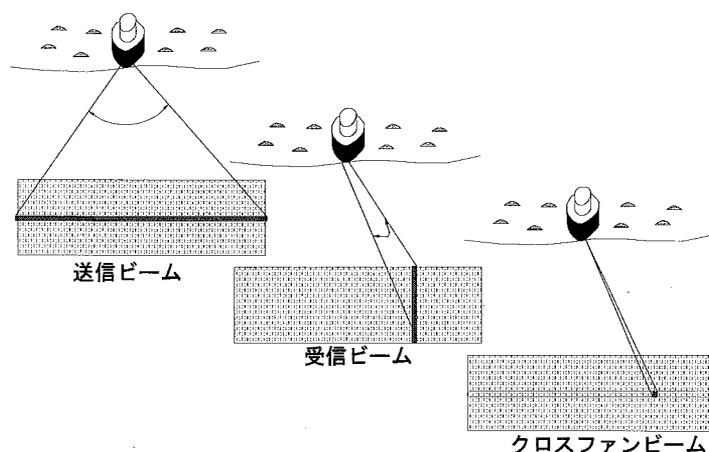


図 2-40 NMB 音響測深機計測概要⁵⁴⁾

(2) 陸化した埋立地盤における測量技術

陸上での測量においては，これまでの土地・地勢の計測から土木，建築分野まで様々な測量機器が開発・改良・実用化されている。

陸上測量においては，位置測量としてのトランシット，光波測距儀やそれらを組合わせたトータルステーション，高さ測量としては，レベル（電子，レーザー）等が一般に用いられている。ただし，沖合人工島や埋立工事においては，造成地盤が若く鉛直・水平方向に継続的に地盤が変位するため不動点となる基準点が設置できない場合が多いことや，既設陸上基準点からの距離が大きく施工区域の視準できない等の問題があった。それらの問題を一気に解決したのが，Global Positioning System (GPS) 測位技術である。

GPS は 29 個（24 個の衛星と 5 個の予備衛星）の衛星で地球を覆うことにより，時間と場所によらず三次元的に測位を可能にした測位技術である。1993 年に正式にその運用が開始され，現在ではカーナビゲーションや GPS 機能付携帯電話等をはじめ測量分野にも広く利用されている。

GPS の測位方式は，GPS 受信機を 1 台用いる単独測位と 2 台以上用いる相対測位がある。また，その相対測位には衛星からの電波（搬送波）の波数を計測し高精度に基線ベクトルを取得する干渉測位がある。表 2-8 に GPS 測位の各種方式，精度および主な利用用途⁵⁵⁾を示す。土木分野で用いられる GPS 測位技術はこれらのうちの干渉測位方式である。

干渉測位方式のうちスタティック測位は，測点に電波受信機を静置させ計測する測位方法で，GPS 測位方式の中で測位精度は最も高い。そのため，埋立地内

表 2-8 GPS 測位の各種方式，精度の比較表 55)

方式 仕様	単独測位	相対測位			
		ディファレンシャル測位 (DGPS)	干渉測位		
			スタティック測位	キネマティック測位	リアルタイムキネマティック測位 (RTK-GPS)
観測時間	リアルタイム	リアルタイム	20分～数時間	1秒～	リアルタイム
水平精度	約10m	0.5m～2m	$5\text{mm}+1+10^{-6}\times D$ (Dは基線長)	$20\text{mm}+1\times 10^{-6}\times D$ (Dは基線長)	$20\text{mm}+2\times 10^{-6}\times D$ (Dは基線長)
観測量	コード	コード	搬送波位相	搬送波位相	搬送波位相
特徴	小型・安価	中程度の精度が容易に得られる	静止観測 高精度測位 後処理	移動観測 高精度測位 後処理	移動観測 高精度測位 リアルタイム
用途	ナビゲーション 携帯電話等	高精度ナビゲーション	基準点測量 地殻変動観測	移動体軌跡観測	移動体高精度測位 応用測量 建設機械管理制御

での基準点設置等高い精度が要求される場合に実施されるが、その測位時間は20分から数時間と比較的長時間である。そのため、広域測量や工事の施工管理測量には適していない。リアルタイムキネマティック測位(RTK-GPS)は、リアルタイムに測位結果を得ることができ、また、移動中においても測位を継続することが可能である測位技術である。そのため、測量効率が大幅に向上し、大規模工事の施工管理においても適用が可能となった。図2-41にRTK-GPSによる測位状況を示す。

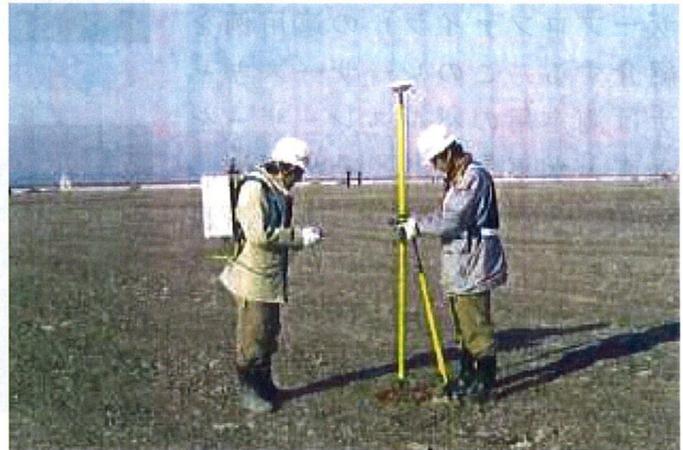


図 2-41 RTK-GPS による計測状況

GPS 測位技術は、土木・海上土木分野で画期的な測量方法として広く使用されているが、あくまでも点の測位データである。陸上測量における面的測量としては、デジタルカメラを用いた写真測量やレーザースキャナ(レーザープロファイラ)がある。

写真測量はこれまで、航空写真として上空からの地形判読や広域災害状況の把握として利用されてきた。土木分野においてはデジタルカメラを用いた写真測量として利用が始まっている。その1つの方法としては、ある座標の既知点を含む地点を測量箇所が重なるように多方向から(ステレオ)撮影し、それらを重ね合せ立体的画像を得る方法がある。その立体画像の任意点の座標を基地点より求め三次元的な測量を行うことが可能となっている。

レーザースキャナ（レーザープロファイラ）も写真測量と同様に，航空レーザースキャナとして用いられており，非常に広域な区域を均一な精度で短時間に計測することが可能であり，防災，河川管理，森林資源管理等の分野で急速にその利用が拡大している．土木分野においてもその適用性は高く，今後利用の拡大が予測される測量方法の1つである．土木分野で利用されているレーザースキャナ（レーザープロファイラ）の適用例を紹介する．このレーザースキャナは測定用のパルスレーザーを垂直・水平方向に，それぞれ， $\pm 40^\circ$ 最大 300° の広角で高速に放射し，その範囲内にある対象物の 3 次元位置，断面，地形等の計測を行う 3D タイプの表面イメージングシステムである．このレーザースキャナに GPS を組み合わせることにより，得られた画像に XYZ の座標を持たせることができ，土木分野においても利用が始まっている．レーザースキャナの出力例を図 2-42 に示す．

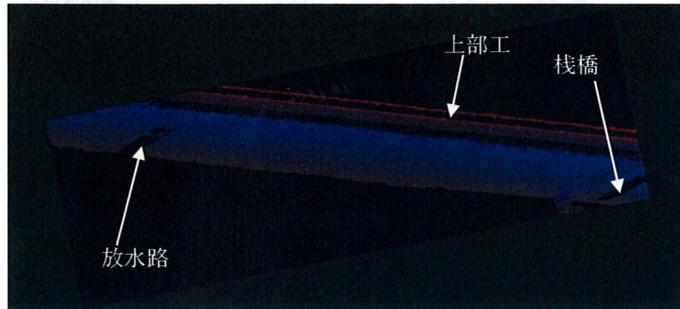
面的測量が可能となる写真測量やレーザースキャナは今後，土木分野において利用が進んでいくものと思われる．

2.5.2 海上での位置確認技術

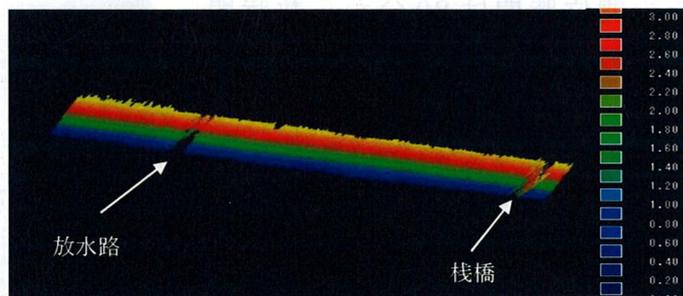
1990 年代以前の海上工事での位置測定方法は，光学系測位機として六分儀や光波測位機等，電波を用いる方法として電波測位機等が一般的に用いられていた⁵⁶⁾．しかし，これらの位置測量方式では，①雨，霧等の天候の影響を受けること（光学系），②高速移動体への追尾が困難であること（光学系），③測量精度が 1m 程度であること（電波系），④高さの測定ができないこと（電波系），等の課



写真



プロファイラ3次元出力



3次元コンタ図

図 2-42 レーザプロファイラ出力例

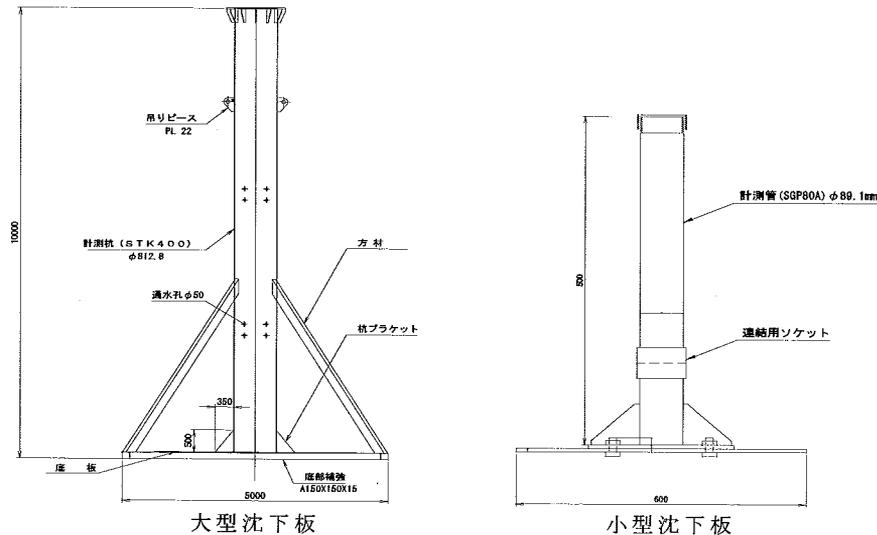


図 2-43 沈下板構造図 (例)

題があった⁵⁷⁾。また、土運船等の投入位置管理においては、予め、上記の方法により投入位置付近に竹等で設標しておくか、扇島の施工事例のように管理台船による方法により施工管理を行っていた。

1990年代以降では、GPS測位技術による船位測定技術が確立され、上記の課題を解決することが可能となった。その測位技術の内のRTK-GPS方式では、1秒間の観測時間でリアルタイムに2~3cm程度の精度の測量を可能としている。そのため、大型作業船の船位測定に関してはほぼGPSにより実施されている。

2.5.3 施工に伴う地盤沈下計測技術

軟弱粘性土地盤上で埋立等の工事を行う場合、施工に伴い海底地盤の圧密沈下が発生する。そのため、工事の進捗に伴う施工層厚等の施工履歴の把握に加え、施工区域内の沈下を観測し地盤状況を管理する必要がある。その沈下管理は、ただ単に発生する沈下を継続的に計測するのではなく、沈下管理により、①発生している圧密沈下の健全性、②将来的な沈下量の予測、③沈下に伴う海底地盤の力学特性の変化等を評価し、次工程へ反映させることを目的として実施される。

海底地盤の沈下に関しては、沈下板による計測が一般的である。沈下板の構造は施工規模により異なり、人力で持ち運びができる小型のものから、鋼管杭タイプのものまで多様である。それぞれの沈下板の構造例を図2-43に示す。また、その計測方法についても、陸上、海中計測とで異なり、陸上計測では一般的なレベル測量やGPSを用いた計測が行われ、海中計測では潜水土により水圧式計測機を用いて実施される。この方法は、確実に沈下量を把握することができる方法であるが、以下に示すような問題点も挙げられる。

- ① 沈下板からは，計測地点のみの点の情報しか得られない．そのため，施工区域が広域である場合，多数の沈下板を設置する必要がある．
- ② 施工前に予め設置しておく必要があり，沈下板設置場所が施工区域の沈下を代表できる場所となるよう設置位置を選定する必要がある．
- ③ 沈下板を損傷させた場合，継続的な計測が困難となる．そのため，沈下板を損傷させないように沈下板のない区域と異なる施工方法を採用せざるを得ない場合がある．このような場合，取得した沈下量が工事区域を代表する沈下として評価できるか検討しておく必要がある．
- ④ 沈下板が施工上の障害となるため，他の区域と同様な施工方法が採用できない場合があり，施工効率の低下を招く可能性がある．
- ⑤ 水深が深く施工範囲が広大である場合，陸上工事のように沈下板を密に設置することはできない．

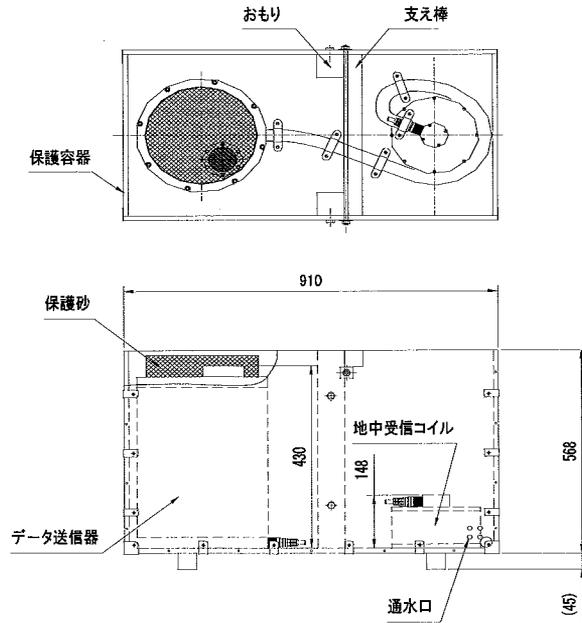


図 2-44 磁気伝送水圧式沈下計
構造図

沈下板による沈下計測では，沈下板自体の構造のため，工事の障害物となる可能性がある．そのため，沈下計を地中（水中）に埋め込むタイプの沈下計が開発されている．磁気伝送水圧式沈下計⁵⁸⁾はその埋設タイプの沈下計である．図 2-44 にその構造図を示す．沈下データはの取得方法は，水中もしくは地下水位以下に磁気伝送沈下計を設置し，沈下による水圧の変動を計測し，計測装置にそのデータを転送して沈下量を計測するものである．このタイプの沈下計は，水中や陸上に突起物が無く，沈下計測の作業効率だけでなく埋立作業の効率および安全性の向上を図ることが可能である．

また，地下深層部の沈下については，ボーリングにより調査孔を目標深度まで削孔し，ロッド式沈下計や層別沈下計により計測することが可能である．

しかし，沈下板以外の沈下計測方法においても，上記の沈下板による沈下管理と同様な課題が挙げられる．そのため，大規模埋立工事における効率的な沈下管理方法の開発が求められている．

2.6 埋立・人工島建設における解決すべき課題

本章では、我が国の埋立・人工島建設においてその歴史や開発の変遷を示し、近年の埋立施工技術、施工管理技術およびその破壊事例を通して、工事における海底地盤の評価および施工管理の重要性を論じてきた。次いで、それら事例を踏まえ、埋立・人工島建設における施工環境の特異性を考慮し、海底地盤・埋立地盤の評価方法および施工管理技術としての測量方法・沈下管理技術に関して現状の課題および今後の展望について取りまとめを行った。今後、埋立・人工島の建設は、現状の臨海部の高度な利用状況や環境問題等の社会的要請より、沖合へ展開されることが予測される。そのような状況を考慮し、ここでは本研究の目的である、埋立・沖合人工島建設における施工管理技術に焦点を絞り、現状の技術に対して解決すべき課題を述べる。

① 海底地盤の評価

2.2 節で示した施工事例においても、海底地盤の強度評価はほとんど全ての事例で UCT から得られる q_u により行われている。その q_u による地盤評価に関する課題は、2.4.1 節に示しているが、埋立・人工島建設を含む港湾構造物の設計における粘土地盤の評価法は、設計基準の改訂にも関わらず、過去の施工事例や現状においても UCT による q_u 法が主流である。圧密に伴い地盤の応力状態が変化する人工島建設においては、調査・設計から施工管理まで一貫した手法により海底地盤の評価をすることが重要となる。また、圧密に伴う強度増加を適切に判断するためには、ばらつきの小さい試験、また、そのばらつきを評価できる試験であることが望まれる。コーン貫入試験 (CPT) は、多くの利点を持ち、それら要求事項を満足できる可能性のある試験方法の 1 つであると考え、第 3 章において、この CPT による粘性土地盤の強度評価としての適用性について検討を行う。

② 埋立地盤の評価・施工履歴の管理

埋立地盤の評価方法は、埋立完了後の地盤に対しては各分野にてその評価法が確立されているが、施工途上の地盤の評価技術は確立されていないのが現状である。施工途上での埋立地盤の評価は構造物の安定・変形等の検討において非常に重要であり、2.3 節に示す過去の構造物の破壊事例からも分かるように、埋立施工履歴や載荷重としての埋立地盤の評価が不適切であったことが破壊の直接的な要因とされる事例も報告されている。しかしながら、2.2 節で示した施工事例からも分かるように、大規模な埋立工事において詳細な施工履歴を管理するここは、膨大な時間と労力を必要としており、埋立工事における合理的で効率的な埋立地盤評

価・施工履歴管理技術の開発が求められていた。また、近年においては2.5.1節において示したように様々な測量・計測技術が開発・実用化されており、土木分野へも適用が進んでいる。本研究においては、埋立地盤の評価、施工履歴の管理としてナローマルチビーム音響測深機による海底地形の面的管理技術やGPS測位技術を用いた施工管理システムの開発を行い実際の工事に適用している。開発した施工管理システムの適用性については、第4章で検討を行っている。

③ 沈下管理技術

埋立地盤の評価と併せて、軟弱地盤上に建設される沖合人工島においては、広域的で継続的な沈下管理を実施する必要がある。しかしながら、過去の施工事例においてもその沈下管理の現状は沈下板によるものが主流となっている。沈下板による沈下管理は確実な方法であるが、2.5.3節に示すように管理上の問題も指摘されている。しかし、現状においては、沈下板によらない効率的で広域的な沈下管理技術が確立されていない。本研究においては、埋立地盤の評価と同様に最新の測量技術を応用した沈下管理技術を開発し、実際の工事に適用している。開発した技術の実工事での適用性については、第4章で検討を行っている。

参考文献

- 1) 国土交通省関東地方整備局：東京湾海堡基礎築設方法及景況取調書，1906.
- 2) (社) 土木学会：明治工業史 土木篇，1929.
- 3) (社) 日本海洋開発建設協会・海洋工事技術委員会：新版人工島施工技術，pp.192，1995.
- 4) 小林正樹：人工島の建設技術 2.人工島建設の現況と動向，土と基礎，Vol.39，No.1，pp.103-108，1991.
- 5) (社) 地盤工学会：土質工学ハンドブック，pp.1457，1995.
- 6) (社) 地盤工学会：軟弱地盤対策工法－調査・設計から施工まで－，1993.
- 7) 石井靖丸・矢内保夫：サンドドレーン工法，土と基礎，Vol.1，No.10，pp.16-22，1953.
- 8) 岡田靖夫，柳生忠彦，幸田勇二：低置換率サンドコンパクションパイル工法による改良地盤の現地破壊実験，土と基礎，Vol.37，No.8，pp.57-62，1989.
- 9) 平尾寿雄，松尾稔：締固め砂杭の打設による海底隆起地盤の活用に関する研究，土木学会論文集，No.364，Ⅲ-4，pp.169-178，1985.
- 10) 寺師昌明，奥村樹郎，光本司：石灰安定処理土の基本的特性に関する研究（第1報），港湾技術研究所報告，Vol.16，No.1，pp.3-28，1977.
- 11) 田端竹千穂：関西空港2期工事について－大型作業船を用いた施工および管理－，作業船，No.265，2003.
- 12) 空港島建設工事誌作成委員会：関西空港埋立造成工事誌，pp.391-395，1994.
- 13) 中西元太郎：廃棄物処理場の環境管理，土木学会誌別冊増刊，Vol.78，No.12，pp.77-82，1993.
- 14) 御手洗義夫，土山徹也，川辺克明：浚渫底泥固化処理工法の港湾でのリサイクル事例，基礎工，pp.28-32，2006.
- 15) (社) 日本海洋開発建設協会，海洋工事技術委員会：人工島施工計画マニュアル ケース・スタディと施工計画の手引き，pp.74，1986.
- 16) (社) 日本埋立浚渫協会：「浚渫土砂のリサイクル」菅中混合固化処理工法の開発，pp.4-26，2002.
- 17) 中井喜一郎：神戸港ポートアイランドの土工計画から施工まで，土と基礎，Vol.20，No.11，pp.35-42，1972.
- 18) 渡義治：人工島の建設技術 6.人工島の埋立技術，土と基礎，Vol.39，No.6，pp.109-115，1991.
- 19) 財団法人 神戸都市問題研究所：海上都市への理論と実践，pp.73-88，1986.
- 20) ポートアイランド建設史編集委員会：ポートアイランド 海上都市建設の

十五年, pp.287-295, 1981.

- 21) Akira Saito : Characteristics of Penetration Resistance of a Reclaimed Sandy Deposit and Their Change Through Vibratory Compaction, Soils and Foundations, Vol.17, No.4, pp.31-43, 1977.
- 22) 齊藤彰, 石神公一 : 東京湾扇島埋め立て工事－民間ディベロッパーによる大規模埋め立て－, 土木施工, Vol.13, No.10, pp.13-22, 1973.
- 23) 日本鋼管株式会社 : 扇島埋立工事報告書, pp.363, 1975.
- 24) 堤一高, 内河栄作, 半沢秀郎, 島正憲 : 軟弱地盤に投下された砂の状況調査－大型土捨船による砂投下実験－, 土と基礎, Vol.23, No.11, pp.47-53, 1975.
- 25) 遠藤毅 : 東京都臨海域における埋立地造成の歴史, 地学雑誌, Vol.113, No.3, pp.785-801, 2004.
- 26) 例えば, (社)地盤工学会 : 廃棄物と建設発生土の地盤工学的有効利用, 1998.
- 27) 常陸壮介, 塩見雅樹, 土田孝, 池田直太, 中ノ堂裕文, 飯塚浩延 : 東京国際空港沖合展開地区における不同沈下の予測と実際, 海底地盤と海洋施工技术シンポジウム, pp.111-118, 1994.
- 28) 財団法人 沿岸開発技術研究センター : 東京国際空港沖合展開事業技術総録, 第2章地質・土質調査, pp.4-8-4-11, 2000.
- 29) 常陸壮介, 塩見雅樹, 伊藤和央, 池田直太, 中ノ堂裕文, 今岡靖 : 東京国際空港沖合展開事業(Ⅲ期地区)地盤改良工事における情報化施工管理について, 第39回土質工学シンポジウム, pp.103-110, 1994.
- 30) Akinori Sakamoto : Cement and Soft Mud Mixing Technique using Compressed Air-mixture Pipeline –Efficient Solidification at a Disposal Site–, 15th World Dredging Congress, pp.251-266, 1998.
- 31) 財団法人 沿岸開発技術研究センター : 事前混合処理工法技術マニュアル, pp.6-7, 1999.
- 32) 岩月哲三, 坂本明暁, 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工法の適用－w/c～qu 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地盤工学会, pp.881-882, 2002.
- 33) 中村明教, 深沢健, 御手洗義夫, 岸田隆夫 : 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)－自動スウェーデン式サウンディングを用いた固化処理地盤の評価, 第38地盤工学会, pp.789-790, 2003.
- 34) 小松明 : 関西国際空港 - 大規模沖合人工島の造成 -, 大阪湾ベイエリアにおける大規模構造物の基礎地盤と設計・施工を考える - 明石架橋から関空まで -, 1991.

- 35) 岩谷文方, 及川研, 小松明, 田中伸佳: 関西国際空港における岩砕埋立地盤の締固め特性, 粗粒材料の現場締固めの評価に関するシンポジウム, pp.133-140, 1990.
- 36) 沖電気工業株式会社情報処理事業部: 水深測量の自動化, 作業船, No.150, pp.76-85, 1983.
- 37) 東洋建設株式会社, 沖電気工業株式会社: 工事管理用小型深淺測量装置の開発, 作業船, No.174, pp.52-64, 1987.
- 38) 空港島建設工事誌作成委員会: 関西国際空港 埋立造成工事誌, 関西国際空港株式会社, 1994, pp.587.
- 39) 浜田一, 久保清志, 赤井一之, 中條主也: 関西国際空港緩傾斜護岸工事における盛土施工管理システム, 海洋開発論文集, Vol.4, pp.21-26, 1988.
- 40) 古市正彦, 及川研: 海上工事における地盤の沈下計測法 - 関西国際空港の事例 -, 土と基礎, Vol.37, No.11, pp.43-48, 1989.
- 41) 田端竹千穂, 中谷行男: 関西国際空港 用地造成転圧締固めシステムの開発, 土木技術, Vol.60, No.11, pp.21-26, 2005.
- 42) T.Kishida, H.Hanzawa, M.Nakanowatari: Stability Analysis with the Simple and the Advanced $\phi = 0$ Method for a Failed Dike, Soils and Foundations, Vol.23, No.2, pp.14-27, 1983.
- 43) H.Hanzawa: Three Case Studies for Short Term Stability of Soft Clay Deposits, Soils and Foundations, Vol.23, No.2, pp.28-42, 1983.
- 44) 中瀬明男: 一軸圧縮試験の過去点描, 第41回地盤工学シンポジウム, pp.1-9, 1996.
- 45) Nakase,A.: The $\phi = 0$ Analysis of Stability and Unconfined Compression Strength, Soils and Foundations, Vol.7, No.2, pp.33-45, 1967.
- 46) Nakase,A.: Contribution to the $\phi = 0$ analysis of stability, 運輸省港湾技研・土質部資料, No.1, 1966.
- 47) (社) 日本港湾協会: 港湾の施設の技術上の基準・同解説, pp.173-178, 1989.
- 48) (社) 日本港湾協会: 港湾の施設の技術上の基準・同解説, pp.241-245, 1999.
- 49) 土田孝, 水上純一, 及川研, 森好生: 一軸試験と三軸試験を併用した新しい粘性土地盤の強度決定法, 港湾技術研究所報告, Vol.28, No.3, pp.81-145, 1989.
- 50) (社) 地盤工学会: 新規制定地盤工学会基準・同開設IV (1997年度版),

土の圧密定体積一面せん断試験方法, pp.15-58, 1997.

- 51) (社) 日本港湾協会：港湾の施設の技術上の基準・同解説, pp.313-320, 2007.
- 52) 土田孝, 湯怡新：港湾構造物の円弧すべり解析における最適な安全率, 港湾技術研究所報告, Vol.35, No.1, pp.117-146, 1996.
- 53) 小田巻実, 井本泰司, 打田明雄, 小川正泰：水路技術に関する展望, 水路部研究報告, 第38号, pp.3-18, 2002.
- 54) 測量工学ハンドブック, pp.138-141, 2005.
- 55) 佐田達典, 重松文治：GPSと情報化施工 2.GPSの基礎－概要と単独測位－, 土と基礎, pp.48-54, 2005.
- 56) 早川向海：作業船用電気機器講座 船位測定装置, 作業船, No.162, pp.68-74, 1985.
- 57) 重松文治：GPSと情報化施工 5.海工事における情報化施工, 土と基礎, Vol.54, No.1, pp.51-57, 2006.
- 58) 藤井敦, 鈴木慎也, 森川嘉之, 中山淳：磁気伝送水圧式沈下計による大規模埋立地の沈下計測, 地盤の環境・計測技術に関するシンポジウム, 2005.

第3章 コーン貫入試験 (CPT) による埋立全施工過程を通じた 海底地盤の強度管理技術とその適用

3.1 概説

第2章において、現況の海底地盤の評価に関してその課題の整理を行った。その中で、今後、埋立・沖合人工島建設における海底地盤の評価には、埋立に伴い応力状態が変化した地盤に対して適用が可能であること、つまり、調査・設計から施工段階までの強度管理が可能な地盤評価方法が望まれていることを示した。また、施工中の圧密に伴う強度増加を適切に判断するためには、試験結果のばらつきが小さく、かつ、試験により地盤特性の空間的広がりを評価できる方法であることも要求されている。コーン貫入試験 (CPT) は、多くの利点を持ち、それら要求事項を満足できる可能性のある試験方法の1つであると考え、本章において、このCPTによる海底粘性土地盤の評価の適用性について検討を行う。

コーン貫入試験は、ロッドの先端に取付けられた円錐形のコーンを地中に貫入させ、その貫入抵抗より地盤の軟硬、締まり具合および土層構成を判定する原位置試験である。そのコーン貫入試験は、計測値の測定機構の違いにより、機械式コーン貫入試験と電気式コーン貫入試験に大きく分類することができる。

機械式コーン貫入試験の代表的なものとしては、オランダ式二重管コーン貫入試験がある。この試験機は1930年代初頭にその原型が開発されており、貫入ロッドを二重管とすることでロッドに作用する摩擦力と貫入抵抗 (q_c) とを分離できる機構となっている。この試験は、我が国に導入されて以来、広く地盤調査方法として普及し、日本工業規格 (JIS A 1220-1995) にその試験方法が規定されている。

電気式コーン貫入試験は、電氣的に地盤の物理・力学特性を計測するものであり、現在までに幅広い調査目的を対象とした多くの機種が開発・実用化されている。その電気式コーンの中で代表的なものが、コーン貫入抵抗 (q_c) や貫入時にフリクションスリーブに作用する摩擦力 (f_s) および貫入時の間隙水圧 (u_d) を計測できるタイプのものである。この内、 q_c 、 u_d の計測を行うコーン貫入試験を電気式静的コーン貫入試験として地盤工学会でその試験方法 (JGS 1435-1995) が基準化されている。本論文では特に断りが無い限り、この試験基準に準じて実施された電気式静的コーン貫入試験 (以下、コーン貫入試験 (CPT)) を扱い、その適用性、有効性について議論を行うものとする。

その CPT は、連続した複数の地盤情報が試験と同時に得られること、実コーン貫入抵抗 ($q_t \cdot \sigma_{vo}$) とせん断強度 (s_u) との相関性が高いこと、また、試験方法が簡単で得られる結果のばらつきが小さく、機動性に優れていること、等の利点がある調査方法である。我が国においては、近年 CPT の有効性が認知されつつあるが、第 2 章の施工事例で示した羽田沖合展開事業でもそうであるように、その機動性や詳細な地盤プロファイルが取得できる利点が活用され、地盤の土層区分やボーリング調査の補完的な目的で実施される場合が多い。

本論文では、軟弱な地盤上での埋立や人工島建設における、調査・設計から工事施工期間中の施工管理に CPT を適用することの有効性を確認することを目的としている。そのため本章では、まず、第 2 節において、CPT の地盤評価法としての位置付けとして CPT の得失を示すとともに我が国における CPT の現況の問題点の整理を行い、次いで、第 3 節で実工事に CPT を適用することを念頭に、主として CPT からの s_u の導出について既往の研究をまとめ、CPT の適用性に関する研究の方向性を示した。第 4 節ではそれらを踏まえ、我が国の沿岸域に分布する軟弱粘性土層を対象として地盤調査を実施し、得られた結果より CPT の再現性およびばらつきについて検討を行っている（それぞれ、第 5 節、第 6 節）。第 7 節では、自然堆積地盤に発現している年代効果に着目して、CPT からの s_u の導出において重要なパラメータとなるコーン係数 (N_{kt}) について、自然堆積地盤や固化処理地盤での調査結果を用いて検討を行うとともに、室内にて年代効果を再現した模型地盤に対して CPT を実施して N_{kt} に関する検討を行い、 N_{kt} の取扱いについて 1 つの考えを示している。最後の第 8 節では前節までの検討を踏まえ、大規模人工島建設工事において CPT を適用した事例を示し、調査・設計から施工管理までの一連の地盤評価方法として CPT による地盤評価法が有効であることを示している。

3.2 CPT の地盤評価法としての位置付け

我が国で一般的に用いられている電気式コーン試験機を図 3-1 に示す。先端部のコーンの先端角度は 60° で、その底面積は 10cm^2 である。そのコーン背後には間隙水圧 (u_d) を測定するためのフィルターが設置してある。この u_d を測定するフィルターの位置については、フィルターの設置場所により u_d 計測時



図 3-1 一般的な電気式コーン試験機

の応答性が異なり，コーン先端に近いほど動的水圧に敏感で，先端からの距離が遠いほど静水圧に近い値が得られる。そのため，地盤工学会基準では，このフィルターの位置をコーン底面から 33mm 以内と規定しており，本研究で用いたコーン試験機も全てこの基準に則した試験機を用いている。その試験方法は，上記の試験機をボーリングマシン等の油圧貫入機を用いて静的に地盤中に貫入させ，電氣的にコーン貫入抵抗 (q_c)，貫入時の周面摩擦力 (f_s) および間隙水圧 (u_d) を計測するものであり，それらより地盤の力学特性の把握や土層構成の判別等を行う試験である。CPT の原位置試験としての特徴をその得失として以下に示す。

長所

- ① 深度方向に連続した複数の地盤情報 (q_c , u_d , f_s 等) が試験と同時に得られる。
- ② 静的にコーン試験機を地盤中に圧入する試験方法であるため，地盤の乱れを考慮する必要がなく，応力開放の影響を受けないデータが得られる。
- ③ 厚さ数 cm 程度の薄層を検知することができる。
- ④ コーン貫入抵抗と地盤のせん断強度との相関が高く，その関係を用いてせん断強度を推測することができる。
- ⑤ 標準貫入試験等と比べ，計測値のばらつきが小さい。
- ⑥ 試験方法が簡単であるため，人為的な測定誤差が小さい。また，試験機のキャリブレーションにより，計測機による測定誤差を最小化することができる。
- ⑦ 地盤の掘削を伴わない試験であるため，試験の効率性がよく，迅速で経済的な試験の実施が可能である。
- ⑧ 地盤の掘削を伴わない試験であるため，汚染地盤でも汚染物質の拡散を抑制し安全に試験ができる。
- ⑨ 模型地盤に適用できる。

短所

- ① 締った砂層，礫層，岩盤では試験機の貫入が不可能である。その様な場合では，ボーリング等の補助工法が必要となる。
- ② 軟弱地盤においても，調査深度が大きい場合は試験機の貫入が困難となる。その様な場合では，ボーリング等の補助工法が必要となる。
- ③ 調査地点の試料の採取ができない。
- ④ 静的圧入による試験方法のため，回転圧入に比べ調査孔の鉛直性が確保しづらい。
- ⑤ 精密な計測器を内蔵する試験機であるため，計測値が試験時の温度変化



図 3-2 トラック搭載型クローラ CPT²⁾

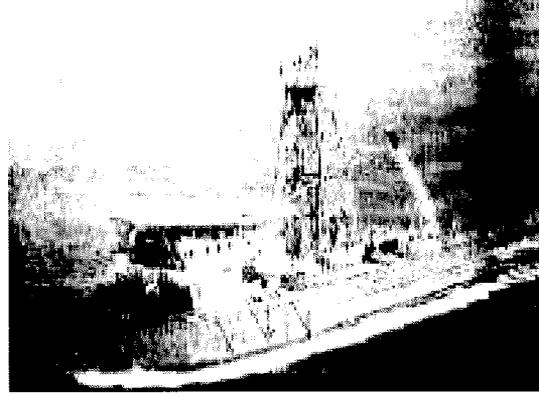


図 3-3 海底土質調査船 (2000m 対応)²⁾

に反応する。また、試験前後の取扱にも慎重を要する。

- ⑥ 他の多くの原位置試験と同様に、室内試験に比べ、応力・ひずみ・排水条件等の境界条件が不明確であるため、理論的に地盤定数を導くことが困難である。

ヨーロッパを中心に開発された CPT は、欧米で一般的な地盤調査法として広く普及している。その CPT が普及している欧米では、CPT の長所を活かし短所を補う研究および技術開発が行われている。

CPT の実施に際し、最大の問題点は貫入力である。その貫入力不足し試験が継続できなくなった場合、CPT そのものが成立しなくなる。また、貫入力を補うため補助工法を使用した場合、上記の長所のうち①、②、⑦、⑧が無くなるもしくは薄らぐ。海外では、その貫入力を補うため、CPT 計測値の理論的、実験的研究と並行して、多様な貫入装置の開発が行われている。図 3-2～図 3-4 に示す貫入装置・貫入技術はその一例²⁾である。図 3-2 は陸上における CPT の機動性と貫入力の増大を目的に開発されたトラック搭載型クローラ CPT である。このような CPT 車両の開発により、CPT 適用地盤の拡大と作業効率の向上を達成している。図 3-3 は海洋土質調査で用いられる調査専用船である。このような大型の調査専用船は、天然資源開発を目的に開発されたものであり、CPT 装置に加え、試料採取装置、土質試験室も船内に備えてある。図に示す調査専用船は作業限界波高が 7m、調査深度は 2,000m の能力を持つ調査船である。ここまで大型な調査専用船となると本研究の範囲を超えているが、欧米ではこの様な大深度調査においても CPT が適用されている事例を示すものであり、本試験の適用が非常に広範囲に普及していることが認識できる。

土木・建築分野での海上における CPT には、海底着座式コーン貫入試験機がある。図 3-4 に本試験機を示す。この試験機は、想定した調査深度に必要な貫入ロッドを予めコーン試験機に接続しておき、コーンを貫入させる油圧装置とともに海底に着底させ船上からの操作により CPT を実施するものである。作業船と

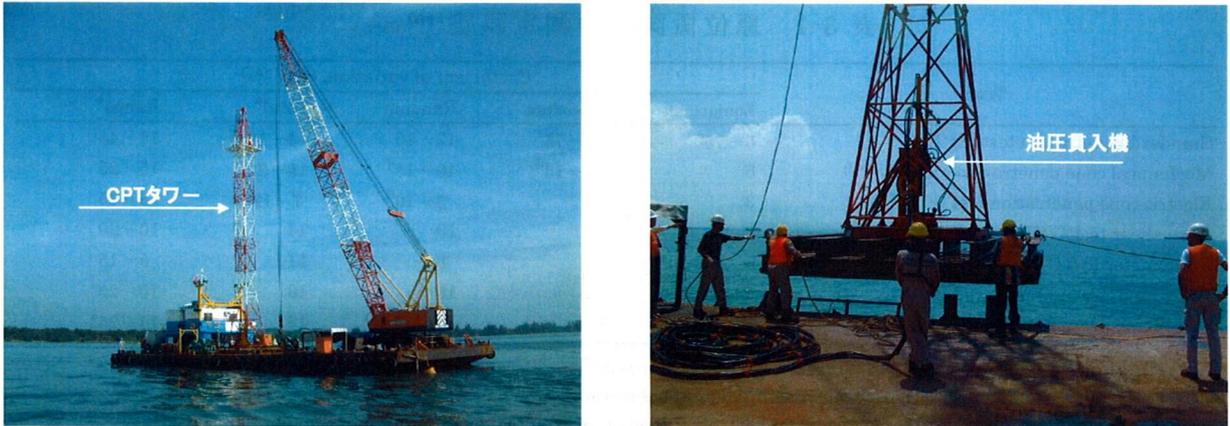


図 3-4 海底着座式コーン貫入試験機

して通常のクレーン付台船を使用することができ汎用性が高い。筆者は本試験機を海外工事に使用した経験があるが、水深約 10m、調査深度約 20m の地盤調査条件で、1日に 5 点から 6 点の CPT を実施することができ、非常に機動性が高い試験方法であったことを記憶している。

一方、我が国においては、近年 CPT の有効性が認知されつつあり、その適用範囲拡大に向けた技術開発³⁾⁴⁾が行われてはいるが、地盤評価法としては、砂地盤に対しては標準貫入試験 (SPT)、粘性土地盤に対しては不攪乱試料に対する一軸圧縮試験 (UCT) が現在でも最も一般的な方法として広く実施されているのが現状である。そのため、CPT はその機動性や詳細な地盤プロファイルが取得できる利点が活用され、地盤の土層区分やボーリング調査の補完的な目的で実施される場合が多い。今後、我が国においても CPT 適用範囲拡大に向けた技術開発が望まれるところである。

CPT の短所に挙げた③、④、⑤項目については、電氣的に地盤性状を計測する試験機であるため、各種精密センサーを試験機に内蔵することにより対応しており、土中温度や試験機の傾斜角を計測できる試験機が既に開発・実用化されている。そのため、計測値の補正や試験結果の良否を判断することができ、CPT の信頼性の向上に繋がっている。また、本論文では大きく取上げないが、 q_c や u_d を計測する以外の目的の多目的コーン試験機の開発⁵⁾⁶⁾⁷⁾が行われ、その中には試料採取が可能なコーン試験機⁸⁾や地中の状況をモニターできるビデオコーン⁹⁾等も開発され、その多くは実用化に至っている。

CPT は一般に試験結果のばらつきの小さい原位置試験であると言われている。CPT の長所にも示したように、CPT は試験方法が簡単であること、試験機のキャリブレーションが可能であること等の理由によりばらつきが小さくなる可能性があるが、そのばらつきの程度を実際の地盤調査結果を基に示した事例は意外と少ない。表 3-1 は海外における原位置試験の測定誤差について変動係数 (COV) を指標にまとめたもの¹⁰⁾である。表より、CPT は他の原位置試験に比べ最も計

表 3-1 原位置試験の測定誤差¹⁰⁾

Test	Coefficient of variation, COV (%)				
	Equipment	Procedure	Random	Total ^a	Range ^b
Standard penetration test (SPT)	5-75 ^c	5-75 ^c	12-15	14-100 ^c	15-45
Mechanical cone penetration test (MCPT)	5	10-15 ^d	10-15 ^d	15-22 ^d	15-25
Electric cone penetration test (ECPT)	3	5	5-10 ^d	7-12 ^d	5-15
Vane shear test (VST)	5	8	10	14	10-20
Dilatometer test (DMT)	5	5	8	11	5-15
Pressuremeter test, prebored (PMT)	5	12	10	16	10-20 ^e
Self-boring pressuremeter test (SBPMT)	8	15	8	19	15-25 ^e

^aCOV(TOTAL)=[COV(Equipment)²+COV(Procedure)²+COV(Random)²]^{0.5}; ^bBecause of limited data and judgment involved in estimating COVs, ranges represent probable magnitudes of field test measurement error; ^cBest to worst case scenarios, respectively, for SPT; ^dTip and side resistance, respectively, for CPT; ^eIt is likely that results may differ for p₀, p_f, and p_L, but the data are insufficient to clarify this issue

測値のばらつきが小さい試験であると言える。ただし、この事例は海外において調査されたものであり、地盤特性の地域性や欧米の軟弱地盤に比べ土層構成が複雑な我が国の土質特性を考慮すると、CPTを含めた各種地盤評価法のばらつきに関して検討を行う必要がある。

また、海外においてCPTが地盤評価法として普及している要因の1つに、CPTによる設計法¹¹⁾が確立していることが挙げられる。我が国の構造物の設計法は、従来の仕様規定から性能規定による信頼性設計に移行しつつあり、設計に用いる地盤定数の設定に関しても、そのばらつきを考慮した設定法の提案¹²⁾がなされている。信頼性設計が今後普及していく中、各種土質試験やCPTのばらつきが定量的に示されれば、CPTによる直接的な設計法が整備される前においてもCPTから得られる貫入抵抗とs_uの関係をを用いることにより設計的に有利となる場合が想定され、我が国のCPTの普及に大きく貢献するものと考えられる。CPTからのs_uの導出については、次節に述べる。

3.3 CPTによるせん断強度推定法の整理と課題

CPTは、貫入ロッドの先端に取付けられた円錐形のコーン（先端角度60°、底面積10cm²）を静的に地中に貫入させ、その貫入抵抗より地盤の力学特性や土層構成を判定する原位置試験機である。その貫入抵抗は、コーン貫入時にコーン先端部に作用する力をコーン底面積で除した値として(3-1)式で算出される。

$$q_c = P_m / A_p \quad (3-1)$$

ここに、q_c：コーン貫入抵抗 (kN/m²)

P_m：コーン内部の荷重計によって測定された力 (kN)

A_p：コーンの底面積 (m²)

我が国で一般的に用いられている電気式コーン試験機は図 3-1 にも示したように、コーン背後に間隙水圧 (u_d) を測定するためのフィルターが設置してある。そのため、地盤本来のコーン貫入抵抗を求めるには (3-2) 式に示すように有効断面積 (A_e) を考慮した間隙水圧の補正を行う必要がある。

$$q_t = P_m/A_p + (1 - A_e/A_p) u_d \quad (3-2)$$

ここに、 q_t : 間隙水圧を補正したコーン貫入抵抗 (kN/m^2)

A_e : 有効断面積 (m^2)

u_d : 間隙水圧 (kN/m^2)

間隙水圧の計測を伴わない機械式コーン貫入試験機で計測されるコーン貫入抵抗は (3-1) 式で定義されるコーン貫入抵抗 (q_c) であり、間隙水圧の計測を行う電気式コーン貫入試験機で計測されるコーン貫入抵抗は (3-2) 式で定義される間隙水圧補正を行ったコーン貫入抵抗 (q_t) である。本来、両者のコーン貫入抵抗は明確に区別されるべきであるが、過去にはそれらを区別せず使用していたり、電気式コーン貫入試験機で計測されたコーン貫入抵抗においても水圧補正がなされていなかった時代もあるため、1980 年代以前の CPT 結果およびそれを扱う論文を参照する場合は注意が必要である。以下、本論文でのコーン貫入抵抗は、特に断りが無い限り、(3-2) 式に示した有効断面積を考慮して間隙水圧の補正を行ったコーン貫入抵抗 (以下、コーン貫入抵抗、(q_t)) のことを示す。

この q_t と粘性土の s_u は (3-3) 式によって関連付けることができる。

$$q_t - \sigma_{vo} = N_{kt} \cdot s_u \quad (3-3)$$

ここに、 q_t : 間隙水圧の補正を行ったコーン貫入抵抗 (kN/m^2)

N_{kt} : コーン係数

s_u : 粘性土の非排水せん断強度 (kN/m^2)

σ_{vo} : 全土被り圧 (kN/m^2)

(3-3) 式に示されるように、CPT から s_u を導出するためには、得られる q_t より調査地点の全土被り圧 (σ_{vo}) を差引く必要がある。そのため本文では、 q_t と区別を行うため、この全土被り圧を差引いたコーン貫入抵抗を実コーン貫入抵抗 ($q_t - \sigma_{vo}$) と定義する。

(3-3) 式の $q_t - \sigma_{vo}$ と s_u を関連付けるコーン係数 (N_{kt}) は、CPT から s_u を導出する際の重要なパラメータとなり、理論的あるいは実験的な方法により求められている。

N_{kt} の理論的解析方法は、①支持力理論¹³⁾、②空洞拡張理論¹⁴⁾、③ひずみ経路理論¹⁵⁾・定常変形解析¹⁶⁾、④微小変形有限要素解析¹⁷⁾、⑤応力ひずみ解析¹⁸⁾等の

様々な手法により多くの研究がなされているが、CPT 貫入時の応力・ひずみ関係、地盤の弾塑性的挙動、排水条件、ロッドと地盤との摩擦等が不明確であるため、理論的な手法により普遍的に N_{kt} を導くことができる関係式は確立されていない。このため、CPT を実務へ適用するためには、 s_u との相関性を用いてせん断強度を設定することが現実的であると考えられる。

我が国の沿岸域に分布する 7 地域の海成粘土に対して実施した調査¹⁹⁾では、 s_u を一軸圧縮試験 (UCT) から求めた場合、 N_{kt} は対象地盤の塑性指数 (I_p) によらず 8~16 の値を示すと報告されている。また、欧米から東・東南アジア地域での N_{kt} は 6~25 の広範囲に分布しているとの報告²⁰⁾がある。これまでに報告されている N_{kt} は、せん断試験として、現場ベーン試験 (FVT)、非圧密非排水三軸試験 (UUT)、圧密非排水三軸試験 (CIUCT)、異方圧密非排水三軸試験 (CAUCT) および UCT により得られた s_u と $q_t \cdot \sigma_{vo}$ との対比により得られたものである。また、FVT においては I_p に対する補正²¹⁾を行っているものといないものが混在している。深沢・日下部²²⁾は、国内 19 地域、海外 7 ヶ国で実施した CPT 結果として、FVT、UCT および一面せん断試験 (DST) より得られる N_{kt} は、 I_p や過圧密比 (OCR) との明確な相関は無く、それぞれ 7.0~17.9 (平均 12.5)、7.6~19.2 (平均 13.4)、6.7~16.4 (平均 11.5) と報告している。

このように、CPT から得られる N_{kt} については国内外において様々な報告があり、その範囲は広範囲に及んでいる。ここで重要なことは、 N_{kt} は $q_t \cdot \sigma_{vo}$ と対比される s_u により異なることである。第 2 章でも示したように、 s_u は強度の異方性やひずみ速度の影響を受けて、試験方法により異なる値を示す。また、同じ試験方法においても、採取試料の品質や試験者の技術力の違いによっても異なる結果を示す可能性がある。このことを考慮せずに CPT を実務へ適用した場合、同じ CPT 結果においても異なる s_u を設定してしまうこととなり、現場での混乱や CPT への信頼性の低下を招いてしまう可能性がある。 s_u の設定方法として望まれる要件の整理を第 2 章で行ったが、CPT を実務に適用するためには $q_t \cdot \sigma_{vo}$ と対比される s_u についてそのばらつきの程度や再現性を把握しておく必要がある。また、 N_{kt} に関しては、対象地盤の I_p 、OCR および剛性指数 ($I_R = G/s_u$ 、ここに、 G : 剛性率) 等、様々な地盤定数との関係が求められているが、個々の地盤定数に対して N_{kt} との明確な関係は得られていない。その中で、田中ら¹⁹⁾は、 N_{kt} と粘性土のセメンテーション作用との関係を指摘している。セメンテーション作用は、粘性土の年代効果による構造の 1 つであり、自然堆積粘土においてはその発達の程度に差はあるもののその構造を保持している。ただし、 N_{kt} とセメンテーション作用との定量的な関係は、粘性土に発達しているセメンテーション作用の定量評価が困難であるためこれまでに検討は行われていない。 N_{kt} に対して多面的に検討を行うことは、CPT から s_u を導出することの信頼性高めることにある。上記に示したこれまでの報告にあるように、慎重に実施された試験に

においても求められる N_{kt} は、地盤特性の地域性、応力履歴および年代効果等の影響により 2 倍の範囲に分布している。このため仮に、あるせん断試験との相関により N_{kt} を求めたとしても、それだけでその N_{kt} の妥当性を確認することはできない。 N_{kt} を s_u 以外の他の地盤定数により一定の評価を行うことができれば、 s_u との相関と併せてその N_{kt} の妥当性を評価でき、CPT から s_u を導出することの信頼性を高めることが可能となる。

これまで CPT の粘性土地盤に対する評価法としての適応性に関しては、主として s_u との相関性に関して議論がなされてきた。本論文では、自然地盤および人工作製地盤（室内，現場）に対して CPT を実施し、 s_u との相関性を確認するとともに、CPT を実務に適用する際に確認しておかなければならない下記項目に焦点を当て検討を進める。

- ① CPT の再現性の確認
- ② CPT から得られる地盤定数 (q_t , f_s , u_d) のばらつきの確認
- ③ $q_t \cdot \sigma_{vo}$ と対比される最適なせん断試験方法の選定
- ④ 粘土の年代効果に関連付けた N_{kt} の多面的な評価
- ⑤ 圧密途上の粘性土地盤に対する評価法としての有効性の確認

3.4 CPT による地盤評価の適用性を検討するための地盤調査

ある地盤評価方法の適用性を検討するためには、様々な特性を持つ地盤に対して同一の試験方法、同一技術レベルで試験を実施し、その試験の持つ再現性やばらつきを定量的に評価することが重要である。

今回、筆者らが実施した我が国沿岸域に分布する 15 地域の海成粘土を対象とした地盤調査結果を基に、CPT と室内および原位置せん断試験との相関や CPT の再現性、ばらつきに関する検討を実施した。

調査を実施した海成粘土はいずれも沖積粘性土であり、実施した 15 地域のうち 4 地域（下関，東扇島，柳井，横浜）を除いて人工的な盛土が行われていない。また、いずれの地域の沖積粘性土層も、現在の土被りより大きな圧密荷重を過去に受けていなく、応力履歴的に正規圧密地盤である。これらの地域の調査結果から、CPT から得られる地盤定数の再現性やばらつきについて調査するとともに、せん断試験から得られる s_u のばらつき、および、その相関から得られる N_{kt} について検討を行った。表 3-2 に各地域で実施した試験項目を示す。

以下に、実施した調査・試験方法、および、各地域の地盤概要を示す。

表 3-2 各地域での試験項目

地域	CPT	FVT	UCT	DST	CRST
有明	○	○	○	○	○
出雲	○	○	○	○	○
岡山	○	○	○	○	○
笠岡	○	○	○	○	○
霞ヶ浦	○	○	○	○	○
久里浜	○	○	○	—	○
桑名	○	○	○	○	○
下関	○	—	—	○	○
泉州	○	○	○	○	○
玉野	○	○	○	○	○
八郎潟	○	○	○	○	○
東扇島	○	○	○	○	○
柳井	○	○	○	○	○
夢洲	○	—	—	—	—
横浜	○	—	—	—	—

表 3-3 CPT 各計測機器の容量

CPT種類	計測項目	容量 (MPa)
軟弱地盤用CPT-1	先端抵抗(q_c)	20
	間隙水圧(u_d)	1
軟弱地盤用CPT-2	先端抵抗(q_c)	30
	間隙水圧(u_d)	1
軟弱地盤用CPT-3	先端抵抗(q_c)	30
	間隙水圧(u_d)	2
硬質地盤用CPT-1	先端抵抗(q_c)	50
	間隙水圧(u_d)	1

3.4.1 調査・試験方法

実施した各試験の試験方法を以下に示す。

① 電気式静的コーン貫入試験 (CPT)

地盤工学会基準 (JGS 1435-1995) 「電気式静的コーン貫入試験方法」に準じて実施した。使用したコーンは図 3-1 に示すコーン先端角 60° 、底面積 10cm^2 のものであり、先端抵抗 (q_c)、周面摩擦 (f_s) および間隙水圧 (u_d) が計測できる電気式のコーン試験機である。使用した CPT の各計測機器の容量を表 3-3 に示す。貫入装置は油圧のボーリングマシンを用い、貫入速度は $1\text{cm}/\text{sec}$ とした。

② 現場ベーン試験 (FVT)

地盤工学会基準 (JGS 1411-1995) 「原位置ベーンせん断試験方法」に準じて実施した。使用した現場ベーン試験機は、押し込み式を用いている。ベーンブレードは、幅 4cm 、高さ 8cm のものを用いており、 $6^\circ/\text{min}$ の回転を手動にて与えた。貫入装置は CPT と同様に油圧ボーリングマシンを用いている。

③ 不攪乱試料採取

地盤工学会基準 (JGS 1221-1995) 「固定ピストン式シンウォールサンプラーによる土の乱さない試料の採取方法」に準じて実施した。サンプラーは、エクステンションロッド式サンプラーもしくは水圧式サンプラーを用いた。採取した試料は速やかにパラフィン等でシールを行い、試験室に搬入した。

④ 一軸圧縮試験 (UCT)

日本工業規格 (JIS A 1216 : 1998) 「土の一軸圧縮試験方法」に準じて実施した。供試体の標準寸法は、直径 3.5cm, 高さ 8cm とし、圧縮ひずみは 1%/min とした。

⑤ 一面せん断試験 (DST)

地盤工学会基準 (JGS 0560-2000) 「土の圧密定体積一面せん断試験方法」に準じて実施しており、原位置有効土被り圧 (σ'_{v0}) にて一次圧密終了まで圧密し、変位速度 0.25mm/min にて定体積条件でせん断を行った (再圧縮法)。供試体寸法は、直径 6cm, 高さ 2cm である。

⑥ 定ひずみ速度圧密試験 (CRST)

日本工業規格 (JIS A 1227 : 2000) 「土の定ひずみ速度載荷による圧密試験方法」に準じて実施した。供試体寸法は、直径 6cm, 高さ 2cm とし、ひずみ速度 0.02%/min で連続的に圧密を行った。



図 3-5 調査位置図

3.4.2 地盤調査結果の概要

調査地域の位置図を図 3-5 に、各地域での調査対象とした粘性土の物理特性をまとめて表 3-4 に示す。また、各地域の原位置試験、室内試験から得られた力学特性を図 3-6～図 3-20 に示す。また、同図には (3-4) 式, (3-5) 式を用いて算出した CPT による力学特性の評価も併せて示してある。

$$s_u = q_t \cdot \sigma_{v0} / N_{kt}(DST) \tag{3-4}$$

ここに、 $N_{kt}(DST)$: 一面せん断強度 ($s_u(DST)$) との相関から得られたコーン係数

$$OCR = (q_t \cdot \sigma_{v0} / N_{\sigma t}(CRST)) / \sigma'_{v0} \tag{3-5}$$

ここに、 $N_{\sigma t}(CRST)$: 定ひずみ速度圧密試験 (CRST) から得られる圧密降伏応力 (σ'_y) との相関から得られた圧密コーン係数

$$N_{\sigma t}(CRST) = q_t \cdot \sigma_{v0} / \sigma'_y (CRST)$$

σ'_{v0} : 原位置有効土被り圧

表 3-4 粘性土の物理特性

	thickness of clay layer (m)	natural water content (%)			plasticity index (I_p)			overconsolidation ratio(OCR)		
		ave.	range		ave.	range		ave.	range	
有明	20	144	162	- 125	67	86	- 55	2.4	3.5	- 1.7
		111	127	- 100	52	63	- 45	2.0	2.3	- 1.5
出雲	27	94	53	- 113	77	19	- 107	0.9	0.8	- 1.1
		78	63	- 88	66	57	- 74	0.9	0.8	- 1.0
岡山	7	56	30	- 78	43	36	- 49	2.2	1.9	- 2.6
		68	60	- 77	40	38	- 43	1.7	1.6	- 2.0
笠岡	10	93	116	- 64	55	70	- 34	1.4		
		65	79	- 54	42	57	- 33	1.4		
霞ヶ浦	12	87	104	- 69	52	66	- 34	1.6		
久里浜	24	79	98	- 52	60	75	- 43	1.3	1.9	- 1.1
桑名	20	49	58	- 43	37	49	- 31	1.4	1.8	- 1.0
		710	75	- 66	53	59	- 49	1.5	1.8	- 1.2
下関	8	53	36	- 74	34	12	- 58	1.7	1.0	- 2.9
泉州	20	95	113	- 67	67	80	- 51	2.1	4.0	- 1.4
		71	74	- 66	50	61	- 19	1.8	1.9	- 1.6
玉野	13	67	92	- 34	41	62	- 30	1.7	2.1	- 1.5
八郎潟	45	120	207	- 52	90	140	- 54	1.2	1.9	- 0.9
東扇島	15	91	98	- 81	63	79	- 48	1.7	2.0	- 1.5
柳井	12	64	70	- 53	34	45	- 21	1.3	1.4	- 1.1
		61	64	- 58	31	33	- 30	1.4	1.5	- 1.2
夢洲	10	120	172	- 63	53	70	- 32			
横浜	7	61	53	- 68						

① 有明粘土 (佐賀県有明町)

佐賀県有明干拓地内の水田にて調査を実施している。本地域には、表層から18mまで粘性土が堆積している。有明粘土の特徴は、調査全深度において自然含水比 (w_n) が液性限界 (w_L) より大きく、液性指数 ($I_L = (w_n - w_p) / I_P$) が1以上を示すことである。そのため、本粘土は鋭敏比が大きく非常に乱れやすい粘土である。また、 w_n 、 I_P および湿潤密度 (ρ_t) の深度分布、および堆積年代の違いにより深度11m付近を境に上部粘土 ($w_n=120\sim 180\%$, $I_P=50\sim 90$, $\rho_t=1.3\text{g/cm}^3$)、下部粘土 ($w_n=100\sim 130\%$, $I_P=28\sim 50$, $\rho_t=1.4\text{g/cm}^3$) に区分することができる。

CPT から得られる $q_t - \sigma_{vo}$ と各種方法から得られる s_u には以下の関係が得られた。OCR は、全深度において1以上を示し、上部粘土で3.5から2と深度とともに減少し、下部粘土は深度に対してほぼ一定の2程度を示す。

$$q_t - \sigma_{vo} = 10.6 s_u(\text{DST}) \quad (\text{相関係数 } (R) = 0.86) \quad (3-6-1)$$

$$q_t - \sigma_{vo} = 14.4 s_u(\text{FVT}) \quad (\text{相関係数 } (R) = 0.96) \quad (3-6-2)$$

$$q_t - \sigma_{vo} = 17.7 q_u/2 \quad (\text{相関係数 } (R) = 0.55) \quad (3-6-3)$$

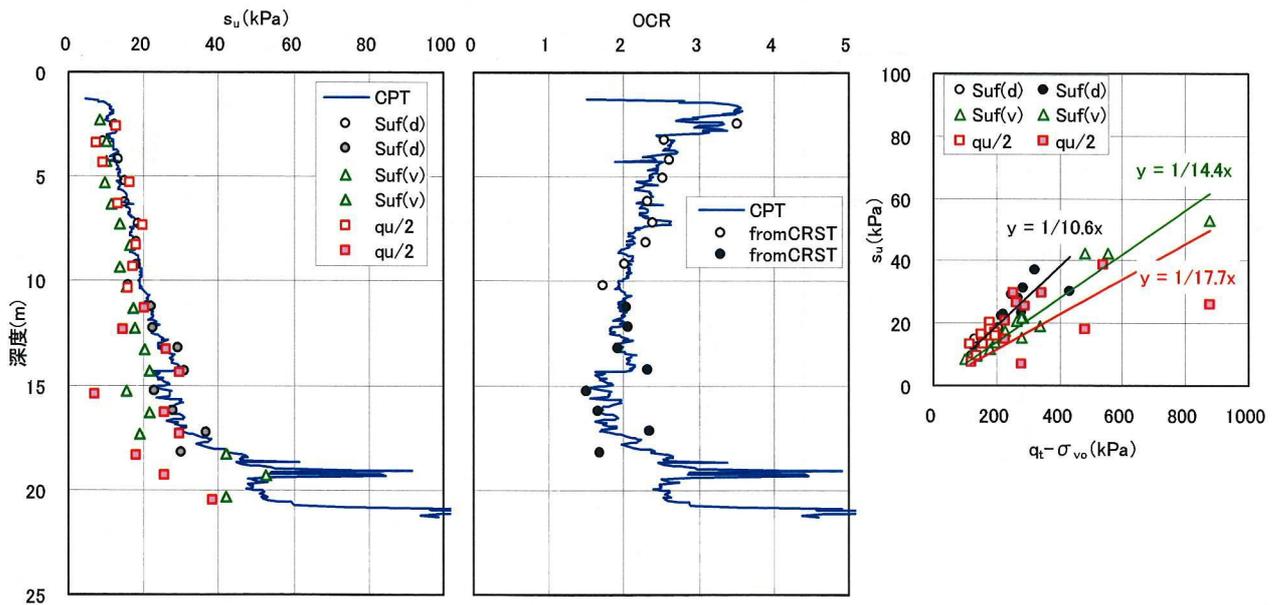


図 3-6 有明粘土 力学特性

② 出雲粘土（島根県斐川町）

宍道湖西側の水田で調査を行っている。この地域は近くに流れる斐伊川により運搬された砂が表層から 8m 程度堆積しており，その下部に粘土が 25m 程度堆積している。その粘土層は，深度 23m を境に上部粘土（ $w_n=50\sim 110\%$ ， $I_P=90\sim 110$ ， $\rho_t=1.45\text{g/cm}^3$ ），下部粘土（ $w_n=60\sim 100\%$ ， $I_P=60\sim 70$ ， $\rho_t=1.5\text{g/cm}^3$ ）に区分することができる。

$q_t-\sigma_{v0}$ と s_u には以下の関係が得られた。OCR は深度によらずほぼ一定の 1 を示す。ただし，本調査区域に分布する粘土層の地下水は被圧されており，被圧地下水を考慮して求めた σ'_{v0} を用いると，OCR は全深度において 1 以上を示すことが確認¹⁹⁾されている

$$q_t-\sigma_{v0} = 11.0s_u(\text{DST}) \quad (R=0.71) \quad (3-7-1)$$

$$q_t-\sigma_{v0} = 11.3s_u(\text{FVT}) \quad (R=0.76) \quad (3-7-2)$$

$$q_t-\sigma_{v0} = 12.8q_u/2 \quad (R=0.52) \quad (3-7-3)$$

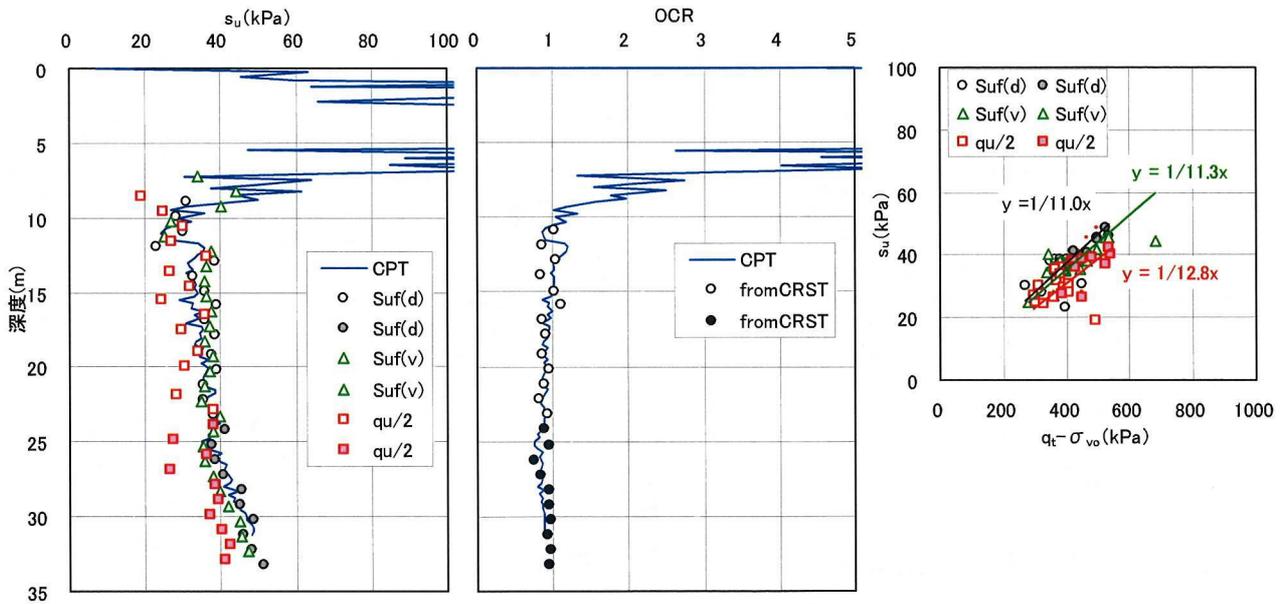


図 3-7 出雲粘土 力学特性

③ 岡山粘土（岡山県岡山市）

調査地点は、瀬戸内海の児島湾に面した旭川の放水路右岸である。表層から深度 4m までは河川堆積物である砂質土が堆積しており、その下部に厚さ 7m の腐食物や貝殻を含んだ粘性土が堆積している。物理特性および粘土の色調の違いにより、深度 9m 付近を境界として、上部粘土（ $w_n=65\sim 80\%$ ， $I_p=35\sim 50$ ， $\rho_t=1.55\text{g/cm}^3$ ），下部粘土（ $w_n=60\sim 70\%$ ， $I_p=40$ 程度， $\rho_t=1.6\text{g/cm}^3$ ）に区分することができる。

$q_t-\sigma_{vo}$ と s_u には以下の関係が得られた。上部粘土，下部粘土の境界となる深度 9m 付近で OCR は 1 程を示すが，上部粘土で 3 から 1.5 と深度とともに減少し，下部粘土は深度に対してほぼ一定の 1.5 程度を示す。

$$q_t-\sigma_{vo} = 7.8 s_{u(DST)} \quad (R=0.46) \quad (3-8-1)$$

$$q_t-\sigma_{vo} = 8.9 s_{u(FVT)} \quad (R=0.87) \quad (3-8-2)$$

$$q_t-\sigma_{vo} = 9.4 q_u/2 \quad (R=0.24) \quad (3-8-3)$$

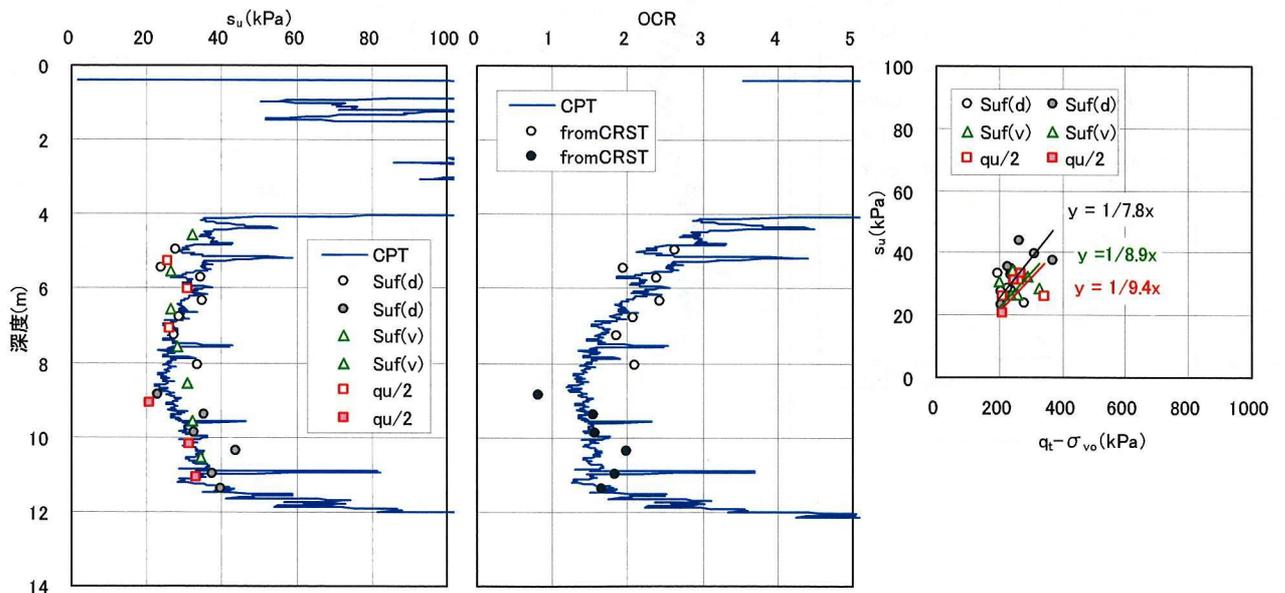


図 3-8 岡山粘土 力学特性

④ 笠岡粘土（岡山県笠岡市）

笠岡干拓地内東部の水田で調査を実施している．表層に 2m 程度の緩い砂質土が分布しており，その下部に厚さ 10m の粘土が堆積している．深度 7m 付近で上部粘土（ $w_n=65\sim 115\%$ ， $I_P=35\sim 70$ ， $\rho_t=1.4g/cm^3$ ），下部粘土（ $w_n=55\sim 80\%$ ， $I_P=35\sim 55$ ， $\rho_t=1.6g/cm^3$ ）に区別することができる．

$q_t \cdot \sigma_{vo}$ と s_u には以下の関係が得られた．OCR は，全深度において 1 以上を示し，深度に対する変化は小さく，ほぼ一定の 1.5 程度を示す．

$$q_t \cdot \sigma_{vo} = 12.2 s_u(DST) \quad (R=0.90) \quad (3-9-1)$$

$$q_t \cdot \sigma_{vo} = 15.3 s_u(FVT) \quad (R=0.88) \quad (3-9-2)$$

$$q_t \cdot \sigma_{vo} = 15.2 q_u/2 \quad (R=0.83) \quad (3-9-3)$$

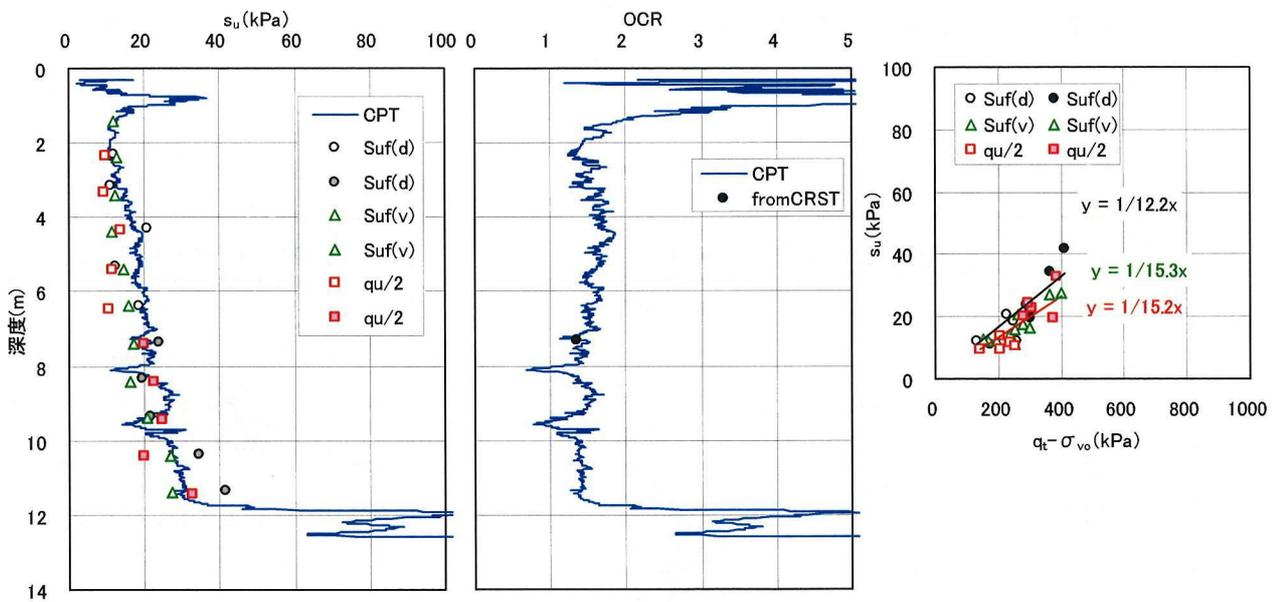


図 3-9 笠岡粘土 力学特性

⑤ 霞ヶ浦粘土（茨城県桜川村）

霞ヶ浦南岸の休耕田において調査を行っている．表層から 1m 程度は， $w_n=140\%$ ， $I_p=90$ ， $\rho_t=1.2\text{g/cm}^3$ で有機質が卓越した粘土であるが，その下部は比較的均質な粘土が分布する．粘土の物性値は， $w_n=70\sim 100\%$ ， $I_p=35\sim 65$ ， $\rho_t=1.4\sim 1.5\text{g/cm}^3$ である．

$q_t-\sigma_{v0}$ と s_u には以下の関係が得られた．OCR は，全深度において 1 以上を示すが，深度とともに減少し，深度 13m 付近で 1 程度を示す．

$$q_t-\sigma_{v0} = 13.6s_{u(DST)} \quad (R=0.97) \quad (3-10-1)$$

$$q_t-\sigma_{v0} = 10.7s_{u(FVT)} \quad (R=0.90) \quad (3-10-2)$$

$$q_t-\sigma_{v0} = 16.3q_u/2 \quad (R=0.22) \quad (3-10-3)$$

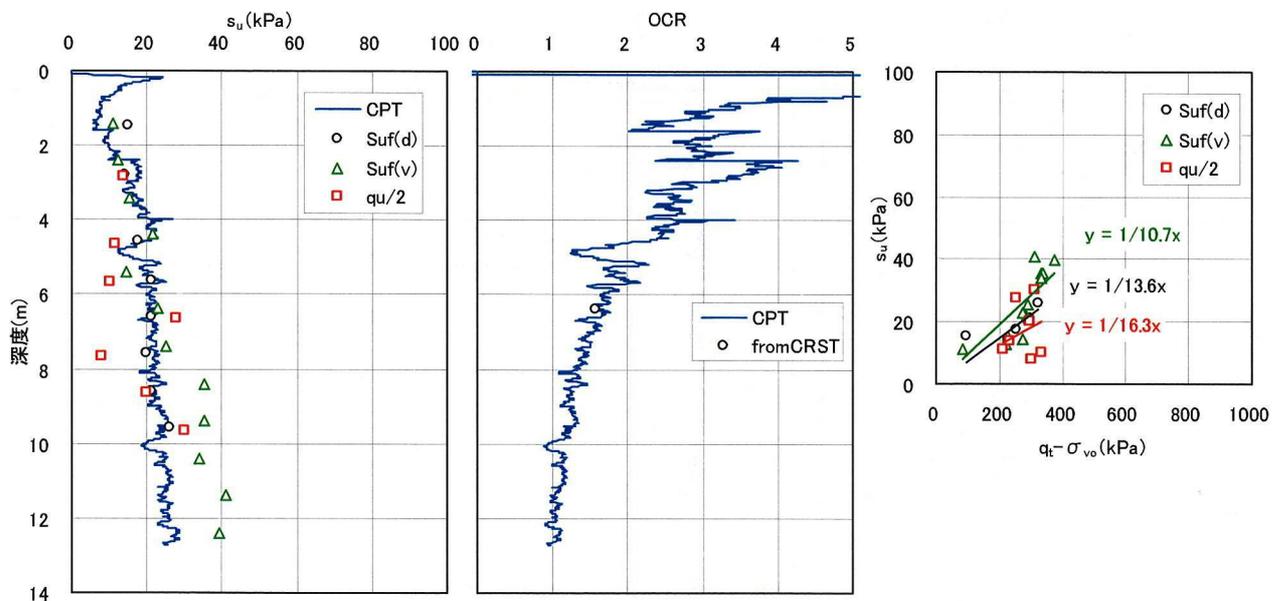


図 3-10 霞ヶ浦粘土 力学特性

⑥ 久里浜粘土（神奈川県横須賀市）

この調査地点は、港湾空港技術研究所の野外実験場である。表層から4m程度は貝殻を多量に含む粘性土が分布しているが、その下部には比較的均質な粘土が25m程度分布している。深度20m付近を境に上部粘土（ $w_n=90\%$ 程度， $I_p=45\sim 75$ ， $\rho_t=1.4\text{g/cm}^3$ ），下部粘土（ $w_n=50\sim 75\%$ ， $I_p=45\sim 55$ ， $\rho_t=1.55\sim 1.7\text{g/cm}^3$ ）に区分することができる。

$q_t\cdot\sigma_{v0}$ と s_u には以下の関係が得られた。OCRは、深度に対する変化は小さく、ほぼ全深度において1.3程度を示す。

$$q_t\cdot\sigma_{v0} = 10.0s_{u(FVT)} \quad (R=0.96) \quad (3-11-1)$$

$$q_t\cdot\sigma_{v0} = 10.9q_u/2 \quad (R=0.93) \quad (3-11-2)$$

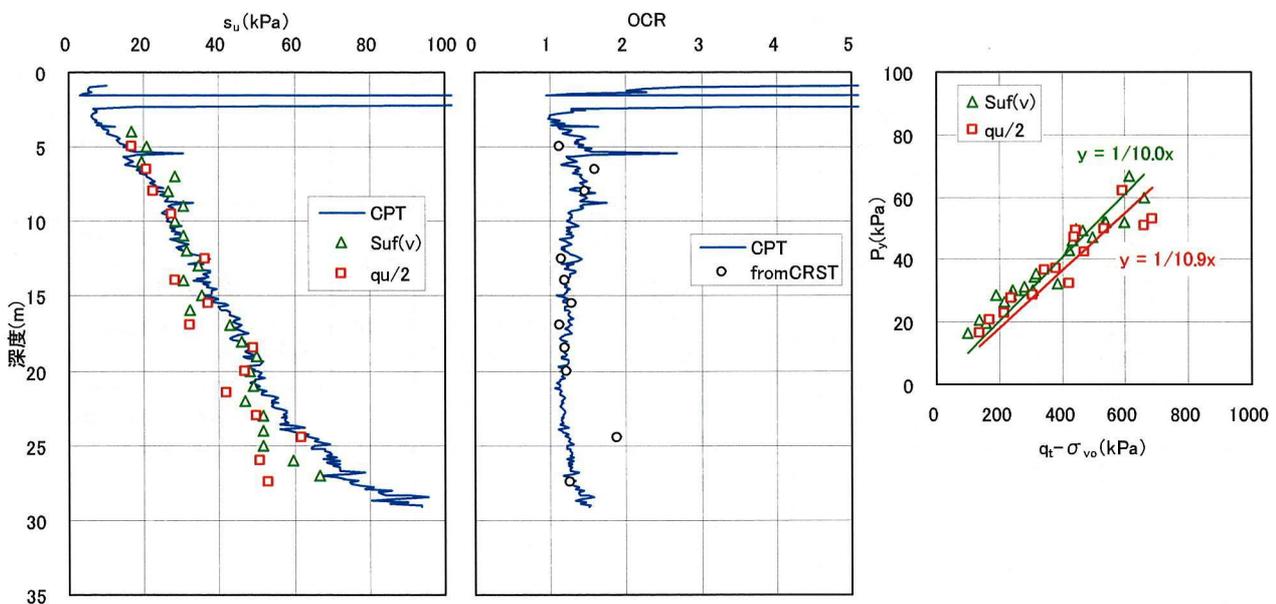


図 3-11 久里浜粘土 力学特性

⑦ 桑名粘土（三重県桑名市）

調査地点は、伊勢湾奥の桑名市臨海部長良川河口近くの休耕地である。表層には長良川によって運搬された砂が約 10m 分布しており、その下部に粘土が 20m 程度の厚さで堆積している。深度 18m 付近を境に上部粘土 ($w_n=30\sim 50\%$ 程度, $I_p=30\sim 50$, $\rho_t=1.65\sim 1.75\text{g/cm}^3$), 下部粘土 ($w_n=70\%$ 程度, $I_p=50\sim 60$, $\rho_t=1.57\text{g/cm}^3$) に区分することができる。

$q_t\cdot\sigma_{v0}$ と s_u には以下の関係が得られた。OCR は、深度に対する変化は小さく、上部粘土で 1.5, 下部粘土で 1.5~1.8 程度を示す。

$$q_t\cdot\sigma_{v0} = 10.6s_{u(DST)} \quad (R=0.95) \quad (3-12-1)$$

$$q_t\cdot\sigma_{v0} = 10.6s_{u(FVT)} \quad (R=0.88) \quad (3-12-2)$$

$$q_t\cdot\sigma_{v0} = 11.0q_u/2 \quad (R=0.95) \quad (3-12-3)$$

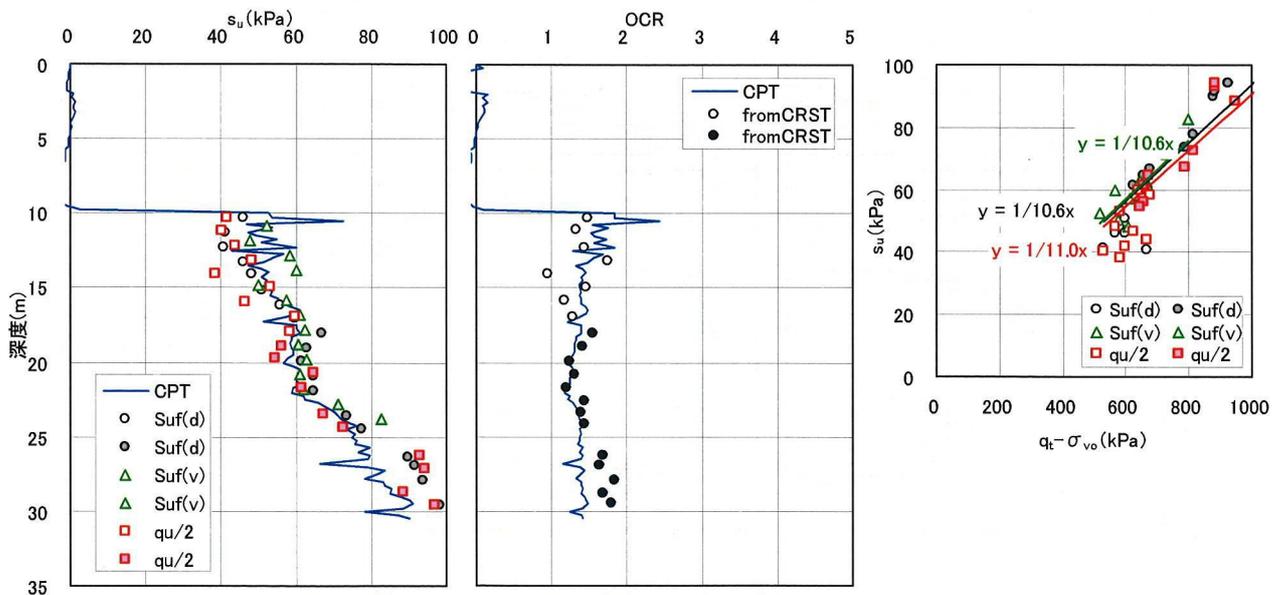


図 3-12 桑名粘土 力学特性

⑧ 下関粘土（山口県下関市）

下関港岸壁背後地で調査を行っている。下関港は 1959 年までに 3 期に亘る港湾整備が行われており、本調査区域も表層から 5m 程度まではその埋立による砂層が分布しているが、調査時点で埋立による圧密はほぼ終了していることを確認した。その埋立層の下部に厚さ 2m 程度のシルト質粘土、その下部に厚さ 3m 程度の砂層が分布している。粘土層はその砂層の下部から 8m 程度堆積している。粘土の物性値は、 $w_n=35\sim 75\%$ 、 $I_P=10\sim 60$ 、 $\rho_t=1.65\text{g/cm}^3$ 程度である。

$q_t-\sigma_{vo}$ と s_u には以下の関係が得られた。OCR は、深度に対する変化は小さく、ほぼ全深度において 1.5~1.8 程度を示す。

$$q_t-\sigma_{vo} = 9.0s_u(\text{DST}) \quad (R=0.81) \quad (3-13-1)$$

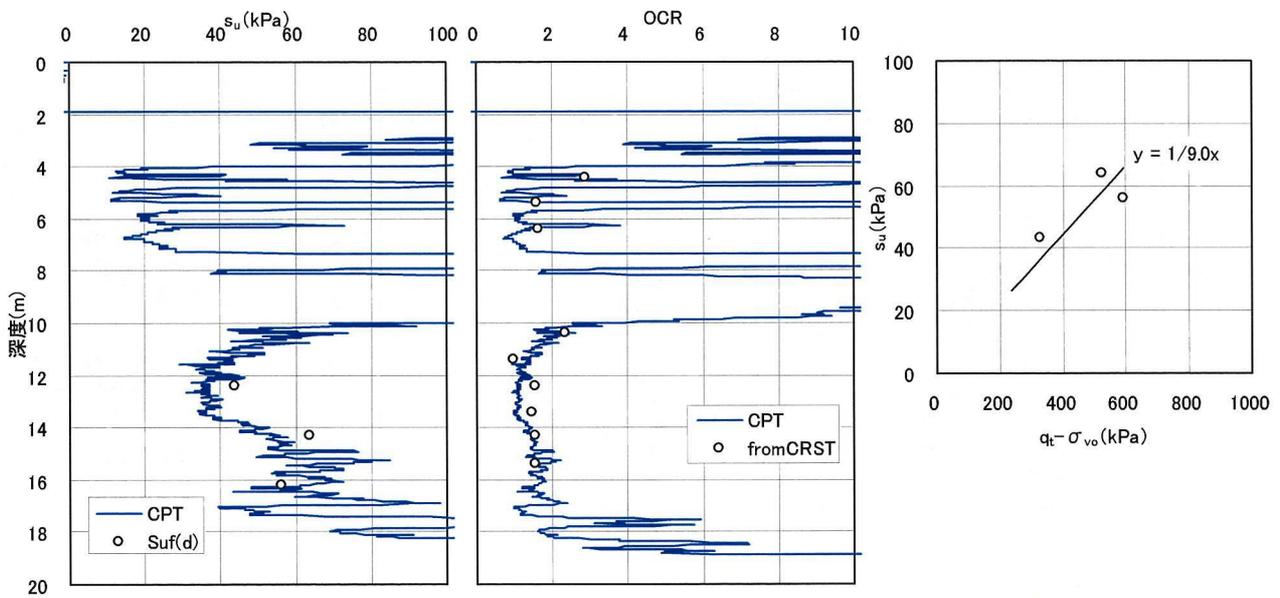


図 3-13 下関粘土 力学特性

⑨ 泉州粘土（大阪府泉佐野市沖）

調査地点は泉佐野市沖合 5km の海上である。本地域に関西国際空港が建設されている。本調査は関西国際空港 2 期工事の護岸工事着工前に実施したものである。水深は 20m 程度で、海底地盤表層から厚さ 20m 程度の粘性土が分布している。深度 14m 付近の薄い火山灰層を境に上部粘土 ($w_n=80\sim 115\%$, $I_p=50\sim 80$, $\rho_t=1.45\text{g/cm}^3$), 下部粘土 ($w_n=75\%$ 程度, $I_p=20\sim 60$, $\rho_t=1.55\sim 1.6\text{g/cm}^3$) に区分することができる。

$q_t-\sigma_{vo}$ と s_u には以下の関係が得られた。OCR は、全深度において 1 以上を示し、上部粘土で 4 から 1.5 と深度とともに減少し、下部粘土は深度に対してほぼ一定の 1.5 から 2.0 程度を示す。

なお、地盤状況の詳細については本章 3.8 節参照。

$$q_t-\sigma_{vo} = 9.7s_{u(DST)} \quad (R=0.96) \quad (3-14-1)$$

$$q_t-\sigma_{vo} = 12.1s_{u(FVT)} \quad (R=0.94) \quad (3-14-2)$$

$$q_t-\sigma_{vo} = 12.7q_u/2 \quad (R=0.83) \quad (3-14-3)$$

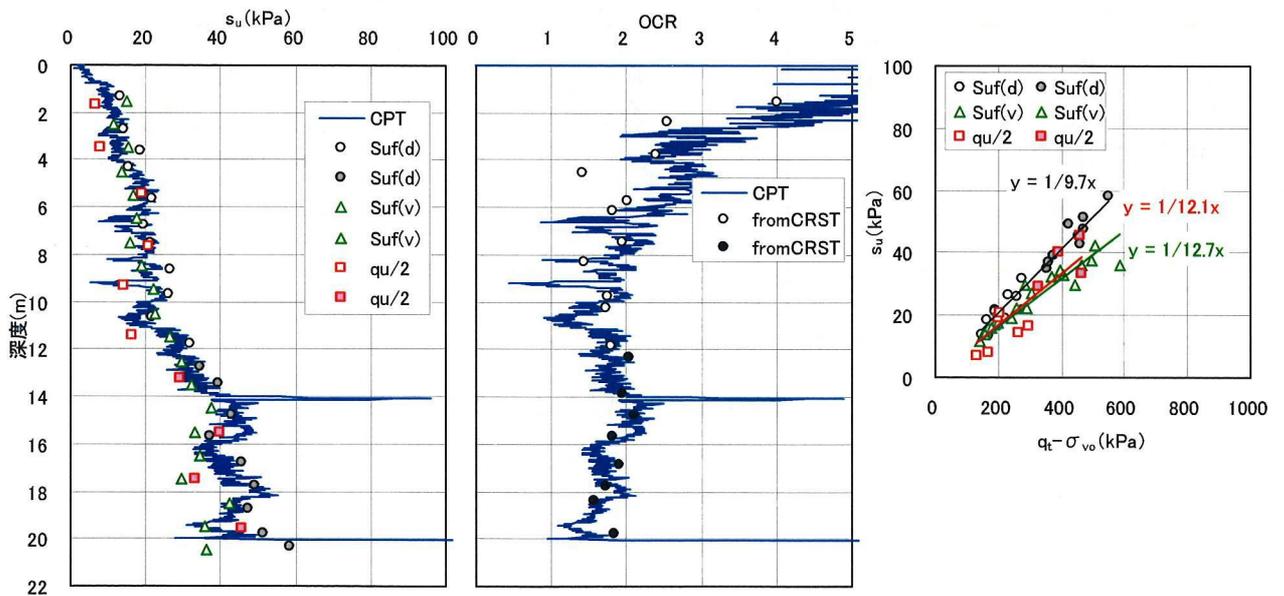


図 3-14 泉州粘土 力学特性

⑩ 玉野粘土（岡山県玉野市）

調査地点は玉野市の瀬戸内海に面した塩田跡地である．表層から 2m 程度表土が分布しており，その下部に厚さ 13m 程度の粘土が堆積している．粘土の物性値は， $w_n=35\sim 90\%$ ， $I_P=30\sim 60$ ， $\rho_t=1.45\sim 1.6\text{g/cm}^3$ である．

$q_t\text{-}\sigma_{v0}$ と s_u には以下の関係が得られた．OCR は，全深度において 1 以上を示し，深度とともに 5～1.5 へと減少する．

$$q_t\text{-}\sigma_{v0} = 9.9s_u(\text{DST}) \quad (R=0.81) \quad (3-15-1)$$

$$q_t\text{-}\sigma_{v0} = 10.4s_u(\text{FVT}) \quad (R=0.76) \quad (3-15-2)$$

$$q_t\text{-}\sigma_{v0} = 11.6q_u/2 \quad (R=0.80) \quad (3-15-3)$$

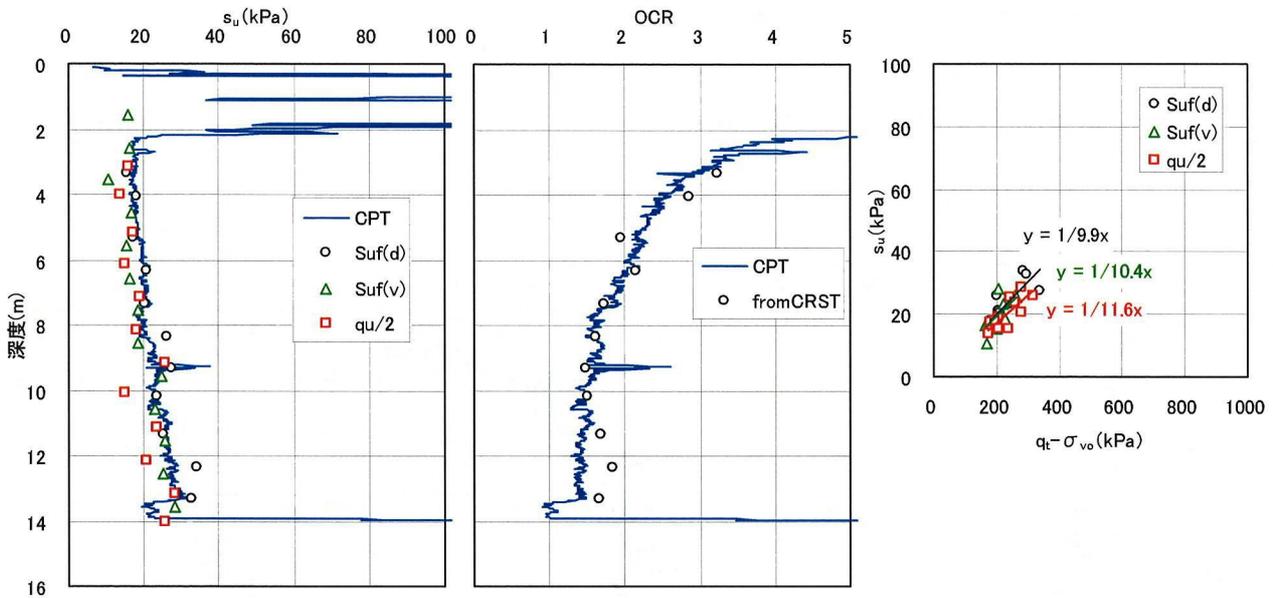


図 3-15 玉野粘土 力学特性

⑪ 八郎瀉粘土（秋田県大瀉村）

調査地点は，1960年代に干拓された旧湖のほぼ中央部で粘土層が最も厚く分布している区域である．表層4m程度は砂層であり，その下部に厚さ50mに及ぶ粘土層が堆積している．調査はその粘土層に対して深度40mまで実施している．八郎瀉粘土は，堆積環境の違いにより深度26mを境に上部粘土（ $w_n=90\sim 150\%$ ， $I_p=50\sim 110$ ， $\rho_t=1.3\sim 1.5\text{g/cm}^3$ ），下部粘土（ $w_n=50\sim 100\%$ ， $I_p=30\sim 90$ ， $\rho_t=1.5\text{g/cm}^3$ 程度）に区分することができる．また，砂層直下の上部粘土には有機物が多く含まれているが，それらは完全に分解している．

本地域では，異なる時期に2回調査を実施しておりCPTを全3点実施している．第2回目の調査で得られた $q_t\text{-}\sigma_{v0}$ と s_u の関係を以下に示す．OCRは深度に対する変化は小さく，ほぼ全深度において1前後の値を示す．

$$q_t\text{-}\sigma_{v0} = 9.3s_{u(DST)} \quad (R=0.98) \quad (3-16-1)$$

$$q_t\text{-}\sigma_{v0} = 7.6s_{u(FVT)} \quad (R=0.97) \quad (3-16-2)$$

$$q_t\text{-}\sigma_{v0} = 10.7q_u/2 \quad (R=0.88) \quad (3-16-3)$$

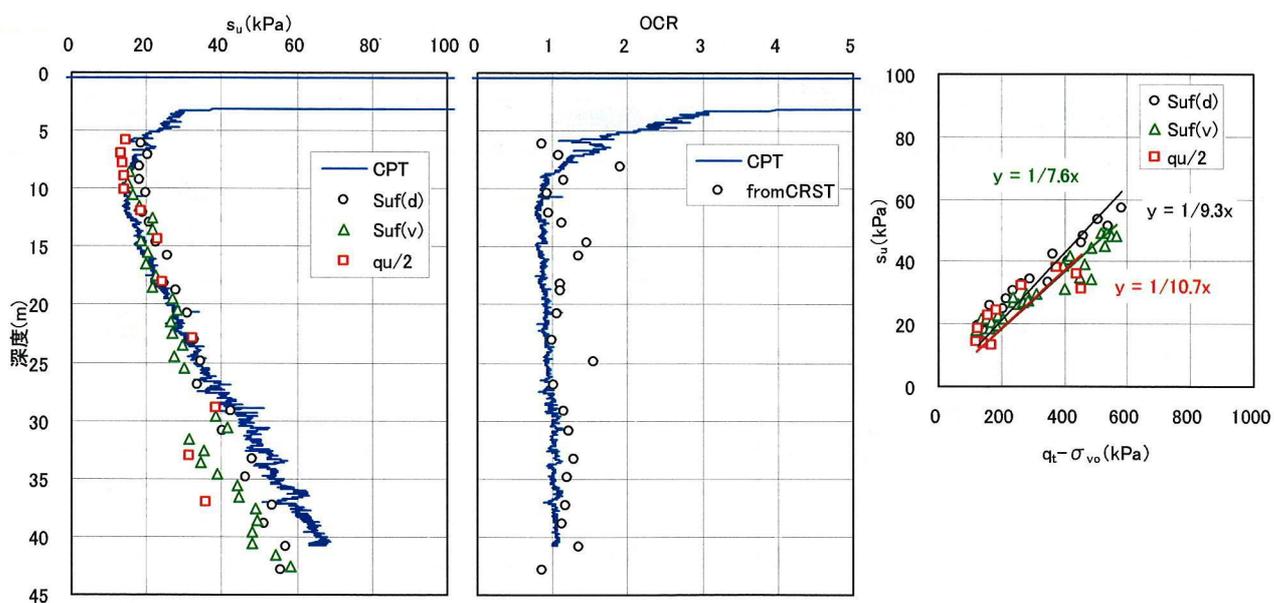


図 3-16 八郎瀉粘土 力学特性

⑫ 東扇島粘土（神奈川県川崎市）

川崎港沖合に造成された東扇島の沖合 50m 地点の海上で調査を行っている。水深は 13m で海底面から 5m までの砂層は東扇島造成時に原地盤を置換工法により置換えたものである。圧密試験の結果より，調査実施時には置換砂による圧密は完了していると考えられた。その置換砂の下部に厚さ 15m 程度の粘土層が分布している。粘土の物性値は， $w_n=55\sim 100\%$ ， $I_P=20\sim 80$ ， $\rho_t=1.5g/cm^3$ 程度である。

$q_t \cdot \sigma_{v0}$ と s_u には以下の関係が得られた。OCR は深度に対する変化は小さく，ほぼ全深度において 1.8 程度を示す。

$$q_t \cdot \sigma_{v0} = 13.3 s_u (DST) \quad (R=0.97) \quad (3-17-1)$$

$$q_t \cdot \sigma_{v0} = 13.5 s_u (FVT) \quad (R=0.84) \quad (3-17-2)$$

$$q_t \cdot \sigma_{v0} = 13.6 q_u / 2 \quad (R=0.85) \quad (3-17-3)$$

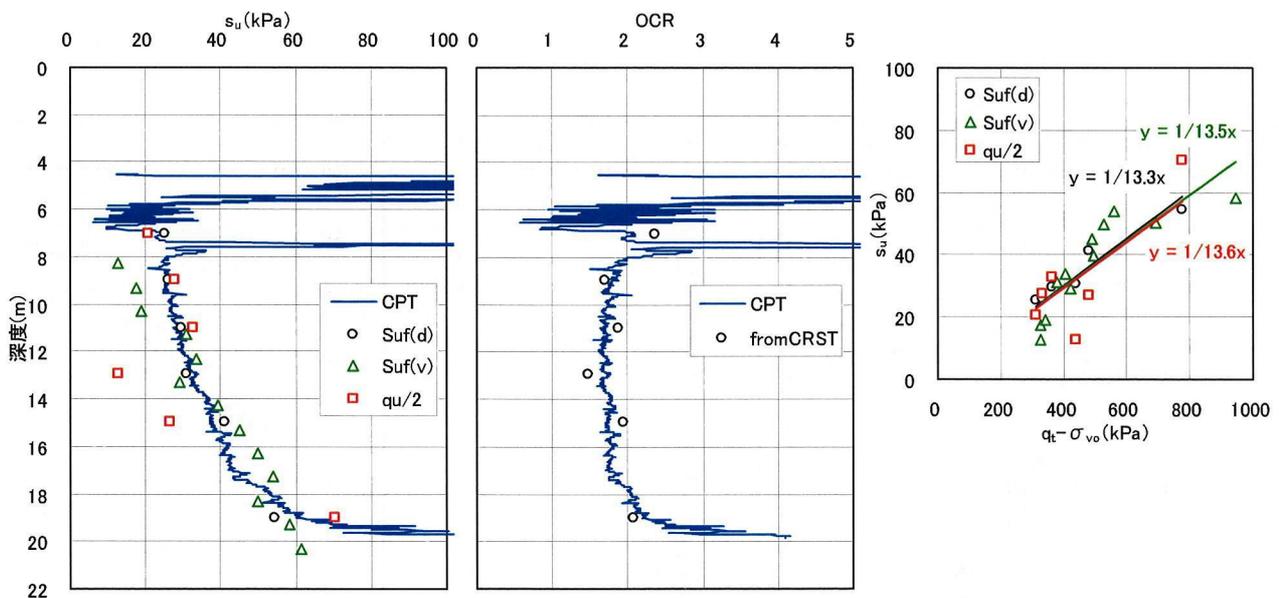


図 3-17 東扇島粘土 力学特性

⑬ 柳井粘土（山口県柳井市）

調査は瀬戸内海に面した埋立地で行っている。表層から 6m は過去に施工された埋立土であり，その下部に有機物，貝殻片が多く含まれる低塑性な軟弱なシルト質粘土が分布している。粘土層中の深度 16m 付近に厚さ 1m 程度のシルト層が分布している。この層を境に上部粘土（ $w_n=45\sim70\%$ ， $I_P=20\sim45$ ， $\rho_t=1.55\sim1.75\text{g/cm}^3$ ），下部粘土（ $w_n=30\sim65\%$ ， $I_P=30$ 程度， $\rho_t=1.6\text{g/cm}^3$ 程度）に区分することができる。

$q_t-\sigma_{vo}$ と s_u には以下の関係が得られた。OCR は深度に対する変化は小さく，ほぼ全深度において 1.3 程度を示す。

$$q_t-\sigma_{vo} = 9.8s_{u(DST)} \quad (R=0.91) \quad (3-18-1)$$

$$q_t-\sigma_{vo} = 8.2s_{u(FVT)} \quad (R=0.71) \quad (3-18-2)$$

$$q_t-\sigma_{vo} = 11.2q_u/2 \quad (R=0.80) \quad (3-18-3)$$

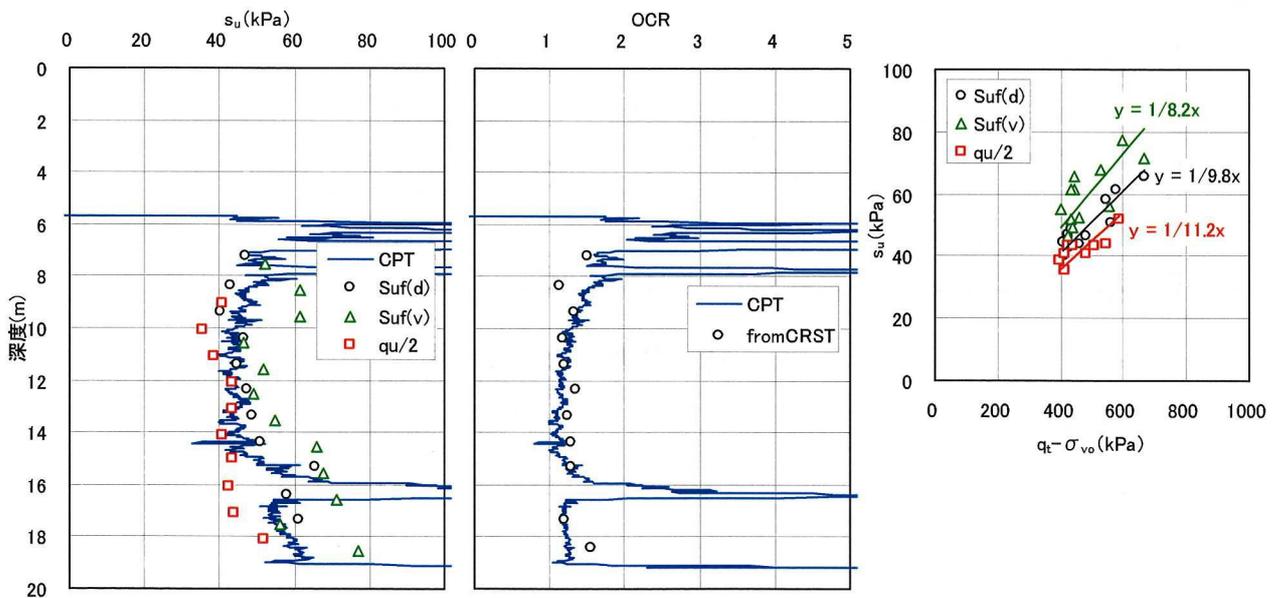


図 3-18 柳井粘土 力学特性

⑭ 夢洲粘土（大阪府大阪市沖）

浚渫された粘性土により埋立られた大阪湾内の埋立地で調査を実施した。表層から 10m は非常に軟弱であり，無処理の状態では歩行も不可能である。そのため，表層部の超軟弱層の力学データはほとんど無い。全層に亘り w_n は w_L より高く，深度 5m でそれぞれ 170%程度，100%程度であり，10m で 100%程度，80%程度である。本地域では CPT のみを 1m 程度の離隔を取り，十字型の配置で 5 点実施した。

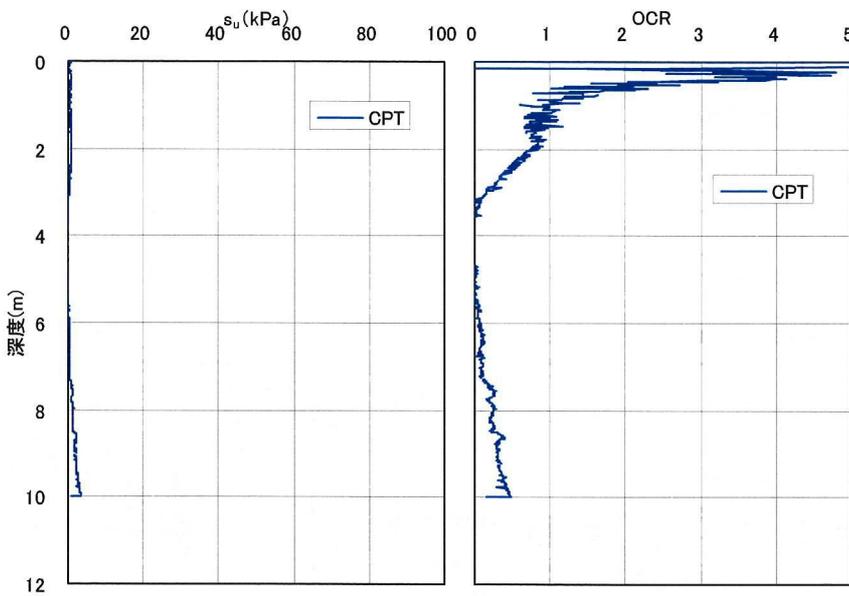


図 3-19 夢洲粘土 力学特性

⑮ 横浜粘土（神奈川県横浜市）

1920年代に埋立てられた地域であり，表層から10mは埋立地盤に続き砂層が堆積し，その下部に層厚約7mの沖積粘土層が分布している．粘性土層の w_n は60%程度で， $\rho_t=1.65\text{g/cm}^3$ 程度である．CPTは直線上に1m程度の離隔を取り3点を実施した．

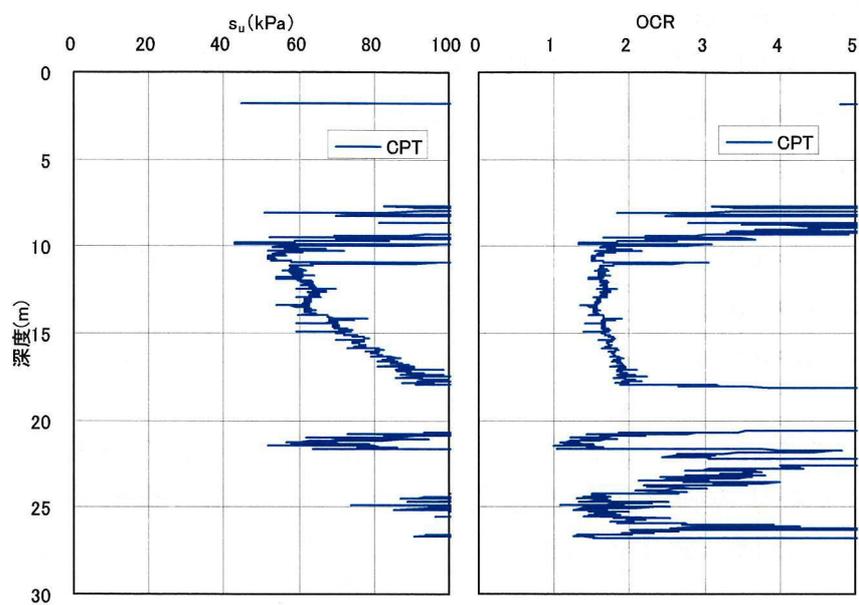


図 3-20 横浜粘土 力学特性

各調査地域にて得られた $q_t - \sigma_{vo}$ と各せん断試験からの s_u の関係をまとめて図 3-21 に示す。また、各試験から得られた N_{kt} の統計的特質を表 3-5 に示す。我が国の沿岸域に分布する各地域の多様なデータを包含するにもかかわらず、 $q_t - \sigma_{vo}$ と s_u の関係にはいずれも強い正の相関が見られ、得られたコーン係数についてはこれ

表 3-5 N_{kt} の統計的特質

	DST	FVT	UCT
最大	21.00	25.74	40.71
最小	5.88	5.94	6.71
平均	10.39	11.16	12.58
標準偏差	2.29	2.87	4.51
変動係数	0.22	0.26	0.36
相関係数	0.94	0.90	0.90

までに報告されている N_{kt} の範囲と同等の (3-19) 式に示す関係が得られた。相関性は、 $s_u(\text{DST})$ に係る R が 0.94 と最も高く、 $s_u(\text{FVT})$ 、 $q_u/2$ となるが、いずれの場合も相関係数は 0.9 以上であり、良い相関があることが認められる。

$$q_t - \sigma_{vo} = 10.4 s_u(\text{DST}) \quad (R=0.94) \quad (3-19-1)$$

$$q_t - \sigma_{vo} = 11.2 s_u(\text{FVT}) \quad (R=0.91) \quad (3-19-2)$$

$$q_t - \sigma_{vo} = 12.6 q_u/2 \quad (R=0.90) \quad (3-19-3)$$

各せん断試験から得られる N_{kt} には (3-20) 式の関係が認められる。この関係は、各試験の強度の異方性やひずみ速度依存性の関係であり、我が国の海成粘土に対するこれまでの報告²³⁾ とほぼ一致する結果である。

$$N_{kt}(\text{DST}) : N_{kt}(\text{FVT}) : N_{kt}(\text{UCT}) = 0.83 : 0.89 : 1 \quad (3-20)$$

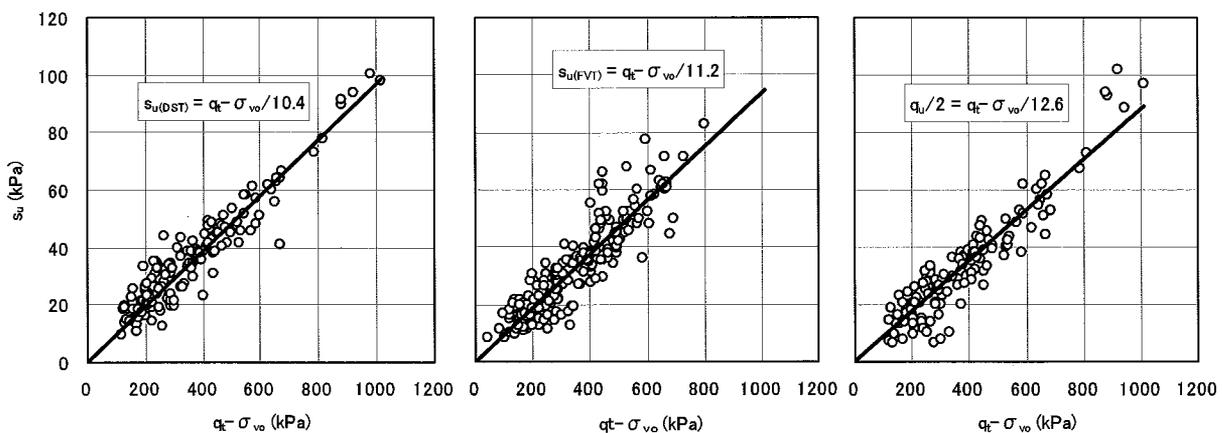


図 3-21 $q_t - \sigma_{vo}$ と s_u の関係

3.5 CPT の再現性の検討

これまでに示したように、一般的に我が国においては、粘土の非排水せん断強度 (s_u) は、不攪乱試料に対する UCT により求められている。この UCT は、試料採取から運搬過程での試料の乱れや実施する試験者の技術差等の影響により、結果のばらつきが比較的大きい試験である。一方、CPT は、試験方法が比較的容易でしかも電氣的に地盤情報を取得するため、ばらつきは小さく再現性の高い試験方法であると言われている。しかし、実地盤に対して実施した CPT 結果の再現性に関する報告はほとんど無い。そこで今回、実施した調査のうち、八郎潟、夢洲、横浜の 3 地域において成層状態がほぼ同一と考えられる調査地点にて CPT を実施し、その再現性について検討を行った。

3.5.1 調査概要と再現性の評価方法

CPT の再現性の検討では、地盤の成層状態の違いによる結果のばらつきを最小限とするため、数 m 範囲内で複数の CPT を実施している。そのため、地点毎に大きな成層状態の変化が無いものと考えた。再現性の評価方法は、実施した複数の計測結果を深度に対して整理を行い、同一深度の計測値についてばらつきを変動係数 (COV) を指標として評価を行った。各地域の調査結果を以下に示す。

(1) 夢洲粘土調査結果

CPT の結果を図 3-22 に示す。図には、各計測値の深度毎の標準偏差 (σ : 図

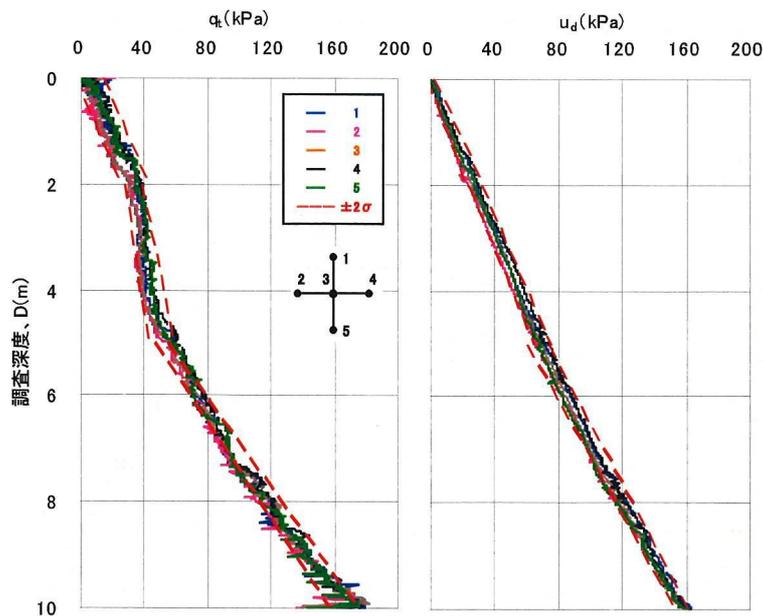


図 3-22 夢洲粘土 CPT 結果

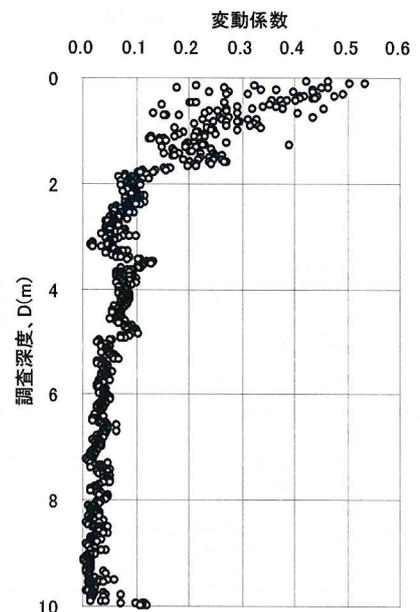


図 3-23 q_t の変動係数

中では $\pm 2\sigma$ で表示.)も併せて示してある.各地点での q_t および u_d は非常に良い一致を示す. q_t は,深度10m地点においても200kPa以下であり,粘性土層は非常に軟弱である.また, q_t は排水距離や埋立時期の違いに起因して深度により異なる分布形状を示す.ただし, q_t および u_d とも圧密条件によらず,各計測値は深度に対して線形的に増加しており,その標準偏差は深度に対して変化せずほぼ一定値を示す.

q_t のCOVの深度分布を図3-23に示す.COVは表層から1m程度までは地盤の乱れに起因して比較的大きなCOVを示すが,そのCOVは深度とともに小さくなる傾向を示す.この傾向は, u_d においてもほぼ同様の傾向であった.表層部分1mを除く平均的なCOVは, q_t で0.07, u_d で0.05でありばらつきが非常に小さいことが確認された.

(2) 横浜粘土調査結果

CPT結果を図3-24に示す.横浜地域においても,各計測値はよい一致を示す.夢洲地域と同様に, q_t と u_d は深度に対して線形的に増加するが,標準偏差は深度に対してほぼ一定値を示す.また,各計測値のCOVは平均的に, q_t で0.07, u_d で0.10であり,ばらつきは小さい.

(3) 八郎瀉粘土調査結果

八郎瀉地域の試験結果を図3-25に示す.図より,1回目と2回目の調査では,表層に分布する砂層の厚さの違いにより粘土層上部の特性が若干異なる.そのため,CPT結果のばらつき評価としては砂層厚の違いの影響が無くなる10m以深のデータを用いた.10m以深の u_d の分布は,各地点で非常に良い一致を示し,平均的なCOVは0.05であった. q_t も他の地域とほぼ同様なCOV(0.09)が得られた.

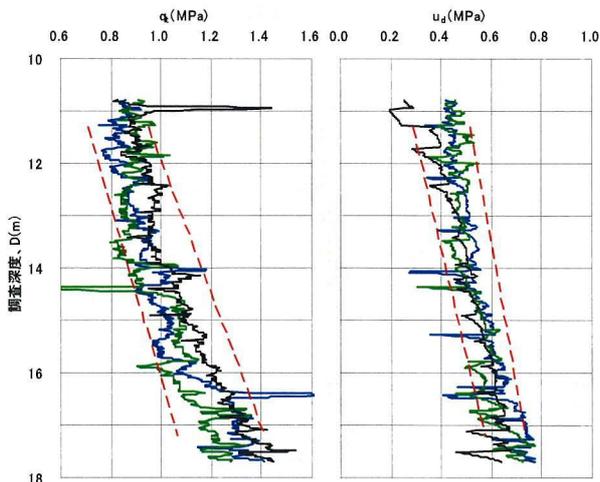


図 3-24 横浜粘土 CPT 結果

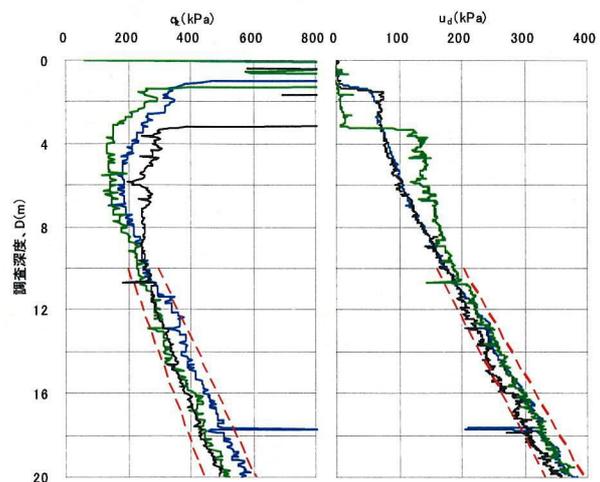


図 3-25 八郎瀉粘土 CPT 結果

3.5.2 CPT 結果の再現性に関する考察

今回、土性が異なる3地域の地盤に対してそれぞれ複数点調査を実施し、CPT結果のばらつきに関して検討を行った。調査結果から得られた各計測値のCOVを表3-6に示す。同表には Phoon and Kulhawy¹⁰⁾による粘性土に対する q_t のばらつきも併せて示してある。今回の調査結果は、Phoon and Kulhawyの結果と良い一致を示し、そのばらつきは同報告の範囲の下限にあることが確認された。これは今回の調査では、各区域の調査範囲を限定し対象地盤の成層状態の変化を最小限にしたためであり、CPTによる地盤評価の再現性が高いことを裏付けるものである。

全般的なCPTのばらつきを評価するためには、上記のばらつきに加え、機種によるばらつきや試験工程等によるばらつきを加味する必要がある。機種の違いにおいては、同一地盤におけるCPT一斉試験²⁴⁾で確認されている。また、CPTは原位置試験であるため採取から運搬過程の乱れを考慮する必要がなく、試験工程を考慮しても実施者の技術差の影響は小さいと考えられる。これらのばらつきの要因を考慮するとCPTの全般的なばらつきは、表3-6に示す様に q_t のばらつきは0.1~0.15程度であることが考えられる。

また、CPTから s_u を求める場合は、 $q_t \cdot \sigma_{vo}$ と s_u との相関を用いて求められる。 $q_t \cdot \sigma_{vo}$ のCOVは、全土被り圧 (σ_{vo}) の算出に必要な単位体積重量 (γ_t) のばらつきも加わり q_t や u_d のCOVに比べ若干大きな0.15~0.2程度のCOVを示すと考えられる。一方、国内外の各地で実施されたUCT、FVTおよび三軸UU試験から得られる s_u のCOVは、0.2~0.4の範囲との報告²⁵⁾がある。そのため、CPTから s_u を求める場合、これら調査結果のCOVを考慮すると各種せん断試験のばらつきの1/2程度であると考えられる。

表 3-6 試験結果のばらつき評価

		q_t	u_d	q_{net}	s_u ²⁵⁾	備考
夢洲	COV	0.07	0.05	0.13	—	成層状態がほぼ同一と考えられる地盤 に対する試験結果
横浜		0.07	0.10	0.10	—	
八郎潟		0.09	0.05	0.20	—	
文献10)		0.07-0.12	—	—	—	各種の地盤に対する試験結果
文献24)		30%	30%	50%	—	機種間のばらつき
全体	COV	0.1-0.15	0.1-0.16	0.15-0.2	0.2-0.4	各種ばらつきの要因を含んだばらつき

3.6 地盤調査結果のばらつきに関する検討

これまでに CPT の粘性土地盤に対する適用性を確認するため、 q_t - σ_{vo} と各種せん断試験から得られる s_u との相関 (N_{kt}) や同一地盤での CPT の再現性について検討を行ってきた。

本節では、前述した各調査区域での CPT から得られる地盤定数 (q_t , u_d , f_s)、および、各種せん断試験から得られる s_u のばらつきについて検討を行った。

3.6.1 試験結果のばらつきの評価方法

CPT 結果の一例として柳井調査での q_t の深度分布を図 3-26 に示す。

調査地点の土層構成は、表層部に調査の 6 年前に埋立てが行われた盛土層があり、その下に厚さ 2m 程度の粘土と砂の互層、その下部に厚さ約 12m の粘性土層が分布している。粘性土中の深度 16m 付近には、 q_t の急激な増加が生じている火山灰層が確認できる。埋立土による圧密は、CPT による水圧消散試験により、調査実施時に終了していることを確認した。

調査結果のばらつきの評価手法を下記に示す。柳井調査では図 3-26 に示すように、埋立層下部の粘土と砂の互層部分および火山灰層部分を除く粘性土を対象として実施している。

CPT では貫入ロッドの継足しや貫入装置のストロークの盛替えのため、貫入を一旦中断させる必要がある。その貫入中断の間に、リラクゼーションや間隙水圧の消散のため測定値は減少する。田中ら¹⁹⁾は、上記の影響を取除くため、再貫入後の 10cm 間のデータを削除して CPT の整理を実施している。今回の CPT 結果の整理では、上記の貫入中断時の影響が確認された場合は、再貫入後 5cm 間のデータを削除し、貫入中断時の影響を取除いた。

ばらつきの評価手順を以下に示す。

- ① 各試験から得られた力学特性値 (q_t , u_d , s_u 等) を深度もしくは有効土被り圧 (σ'_v) に対して整理する。
- ② ①により、調査区域の土層構成

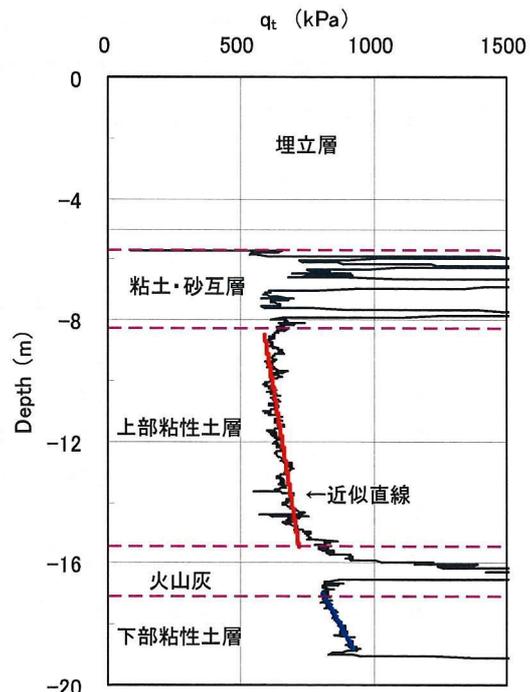


図 3-26 q_t の深度分布 (柳井調査)

を確認し粘性土層の試験結果を抽出する。

- ③ 試験結果の分布より，分布型に応じて粘性土層を細分化（上部層，下部層等）する。
- ④ 細分化した各層に対して，平均値を直線近似により求める。
- ⑤ 近似値と計測値の比（計測値/近似値）により，計測値のばらつきを COV により評価する。

3.6.2 CPT から得られる地盤定数のばらつき

3.4 節に示した各調査区域での CPT から得られた q_t , u_d , f_s を前節に示す方法で整理を行い各定数の平均値に対するばらつきを算出した。図 3-27 に算出した各定数の COV を I_p , OCR に対して整理したものを示す。なお，整理に用いた I_p , OCR は抽出した粘性土層の平均値を用いた。

図より， q_t , u_d の COV は非常に小さく，それぞれ平均値は 0.06, 0.07 である。一方， f_s の COV は，0.07~0.37（平均 0.20）とばらつく結果となった。 f_s のばらつきについては既報告²⁶⁾においてもデータのばらつきが指摘されている。 f_s はフリクションスリーブの面積やその粗さおよび測定機構により機種間に計測データのばらつきが発生すると考えられているが，その要因は特定されていない²⁶⁾。現状では f_s の計測結果を直接的に地盤特性の評価に用いることは少ないが，今回の結果においても f_s は他の計測値と比較してばらつきが大きい結果が得られたことを考慮すると， f_s を指標の 1 つとして地盤分類²⁷⁾等を行う際には，採取試料と分類結果との比較を行う等，そのデータの取扱いについては注意を払う必要がある。

また， I_p が 35~90，OCR が 1.6~2.4 の範囲の我が国の海成粘性土においては， q_t , u_d の COV はそれら地盤定数との相関は認められない。

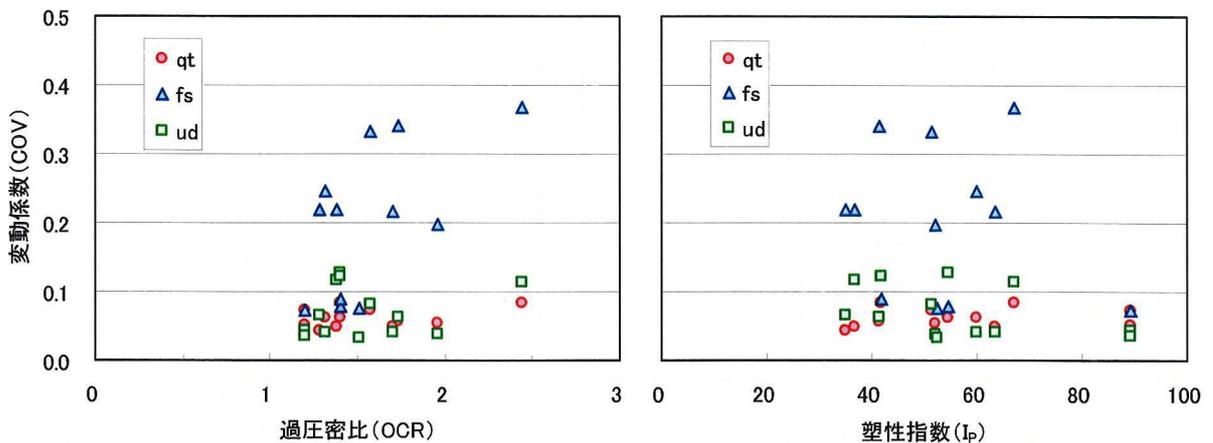


図 3-27 CPT 結果と I_p , OCR の関係

3.6.3 せん断強度 (s_u) のばらつき

同様の方法により、各種せん断試験から得られる s_u のばらつきについても検討を行った。また、CPT 結果においても各地域で実施した DST より得られた $s_{u(DST)}$ から N_{kt} を求め、 σ_{vo} は採取試料および調査記録より γ を設定し (3-4) 式を用いて s_u の算出を行い、CPT から得られる s_u のばらつきについても併せて検討を行った。

図 3-28 に CPT, DST, FVT および UCT から得られるせん断強度 ($q_t \cdot \sigma_{vo} / N_{kt}$, $s_{u(DST)}$, $s_{u(FVT)}$, $q_u/2$) の COV を I_p , OCR に対して整理したものを示す。

図より、各試験から得られる s_u の COV は、CPT, DST, FVT がほぼ同程度であり、平均値としてそれぞれ、0.10, 0.11, 0.12 が得られた。UCT の COV は、0.07~0.42 (平均 0.21) に分布し、他の s_u のばらつきと比べ大きい。 $q_u/2$ は様々な要因により結果がばらつき、我が国の海成粘性土を対象とした $q_u/2$ の COV は 0.15~0.40 の範囲にあると報告²⁸⁾されている。今回の $q_u/2$ の COV は既報告と同程度であることが確認され、COV で評価すると CPT, DST, FVT から得られる s_u は $q_u/2$ の半分程度のばらつきであることが確認された。また、CPT から得られる定数と同様に、 $q_t \cdot \sigma_{vo} / N_{kt}$, $s_{u(DST)}$, $s_{u(FVT)}$ および $q_u/2$ は、 I_p や OCR と明確な関係は認められない。

これまでの一連の調査・検討結果より、CPT の再現性は高く、また、 f_s を除く q_t , u_d のばらつきは小さいことが確認された。このため、これまで定性的に言われていた CPT の再現性やばらつきに関する有効性を定量的に評価することができ、粘性土地盤に対する地盤評価法としての有効性を確認することができた。また、CPT より s_u を導出するためには、理論的に N_{kt} を求める方法が確立していない現状においては、別途実施したせん断試験との相関により N_{kt} を求める必要がある。そのせん断試験においても合理的でばらつきが小さい試験であると

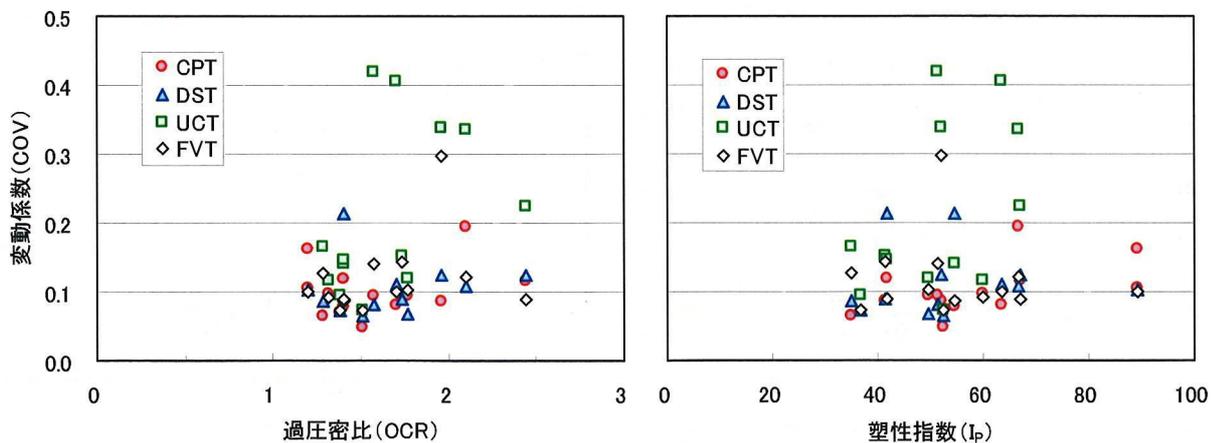


図 3-28 s_u と I_p , OCR の関係

もに、 $q_t \cdot \sigma_{vo}$ との相関性も考慮する必要がある。そのような観点から判断すると今回比較検討を行った3種類のせん断試験ではDSTがCPTとの相関を求める試験として最も適していると考えられる。

3.7 コーン係数 (N_{kt}) に関する検討

N_{kt} はCPTから得られる $q_t \cdot \sigma_{vo}$ とせん断試験から得られる s_u の相関関係として求められる。これまでに報告されている N_{kt} は、国内外において様々な報告があり、地盤の地域性、試験方法および試験技術の差等の影響を受けその範囲は6~25の広範囲に及んでいることが確認された。また、今回実施した我が国の沿岸域に分布する粘性土地盤に対する調査においても、その N_{kt} は6~15 ($s_u(DST)$ との相関から得られた N_{kt} の標準偏差 $\pm 2\sigma$ の範囲)の範囲に分布することが確認され、その範囲は若干狭くなったがほぼ既往の報告の範囲内にある結果が得られた。

N_{kt} に関しては、これまで対象地盤の I_p 、OCRおよび I_R 等の地盤定数との関係が求められているが、上記の地盤定数に対して N_{kt} との明確な関係は得られていない。 N_{kt} を多面的に検討することは、 s_u との相関関係から得られた N_{kt} の妥当性を検討することであり、CPTから s_u を導出することの信頼性を高めることに繋がる。本節では N_{kt} に関する検討として、既往の地盤定数との関係を再確認するとともに、自然堆積粘土が持つ「構造」を1つの指標として検討を行うものとする。

我が国の沿岸域に分布する軟弱な粘性土は、過去に大きな先行荷重を受けていないにも関わらず圧密降伏応力 (σ'_y) が有効土被り圧 (σ'_{vo}) より大きい見掛けの過圧密を示す擬似過圧密粘土²⁹⁾

であることが一般に知られている。この見かけの過圧密 (擬似過圧密) は年代効果³⁰⁾³¹⁾と呼ばれ、圧密時の有効応力のほか、土の物理・化学的性質や地質学的な堆積環境にも影響を受け発達する粘土の構造であり、有効応力一定のもとでの長期的な沈下を示す二次圧縮 (遅延圧縮) と間隙比 (e) と無関係に強度が発現するセメンテーション (凝結) とに分けられ、今回の調査結果においても図 3-6~図 3-20 に示すように、全ての調査区域に

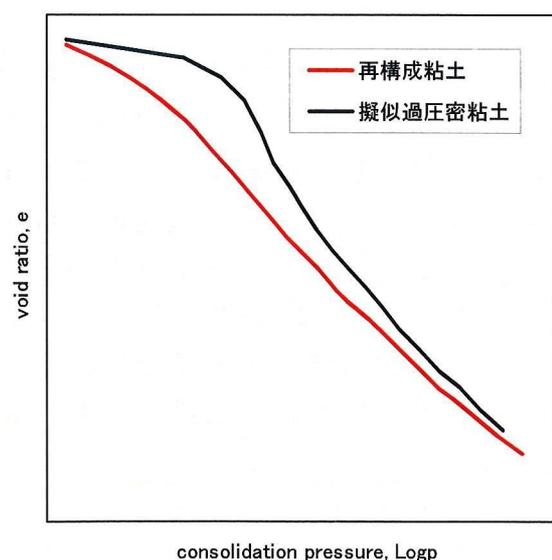


図 3-29 粘土の e - $\log p$ 関係の模式図

において OCR は 1 以上を示し、応力履歴的には正規圧密粘土であるがその構造は擬似過圧密粘土であることが確認された。

この原位置での年代効果が発達した擬似過圧密粘土と室内にて練返し再構成された粘土の力学挙動は大きく異なることが知られている。図 3-29 に両者の e - $\log p$ 関係の模式図を示す。図のように年代効果が発達した粘土の e - $\log p$ 曲線は、 σ'_y を超えるまでの間隙比の変化は小さく、 σ'_y を超えた直後に構造の崩壊による大きな圧縮性を示し、 e - $\log p$ 曲線は下に凸の形状となり、正規圧密領域においてもその関係は直線とならない。これに対し練返し再構成粘土の e - $\log p$ 曲線は、明瞭な降伏点を示さず、 σ'_y を超えた正規圧密領域では間隙比 (e) と $\log p$ がほぼ直線関係を示す。

擬似過圧密粘土である自然地盤に埋立等により σ'_y を超える大きな上載荷重が加わると、この年代効果による構造が崩壊することにより大きな圧縮（沈下）を示すとともに、粘土の力学的挙動も変化することになる。CPT にてこのような地盤の評価を行う場合、事前に s_u との対比により取得された N_{kt} （擬似過圧密粘土の N_{kt} ）が正規圧密状態となった地盤に対してもが適用できるとの前提が必要となる。しかし、 N_{kt} に関しては年代効果の影響が指摘されており、それを確認することは CPT を実際の工事に適用するに当り非常に重要となる。そのため、本節では N_{kt} に与える年代効果の影響について検討を行う。

3.7.1 自然粘土の年代効果の定量的評価

一般に、自然堆積地盤の力学特性は、室内で調整し再圧密した粘土と異なっていることが知られている。それらの力学特性の違いは、自然堆積地盤が非常に長期にわたって形成され、その間に発達した年代効果（二次圧密やセメンテーション）によるためであるとされている。今回調査を行った地域においても、圧密試験の結果より図 3-29 に示すような擬似過圧密粘土の特徴を示す e - $\log p$ 関係が得られており、また、全ての地域において OCR は 1 以上を示すため、応力履歴的には正規圧密粘土であるがその構造は擬似過圧密粘土であることが確認された。

土田ら³²⁾は、高温再圧密試料による海成粘土に対する一連の実験結果に基づき、二次圧密とセメンテーション作用の影響を模式的に図 3-30 のように示した。図に示すように、粘性土には圧密時間によって固有に定まる e - $\log p$ 曲線が存在すると

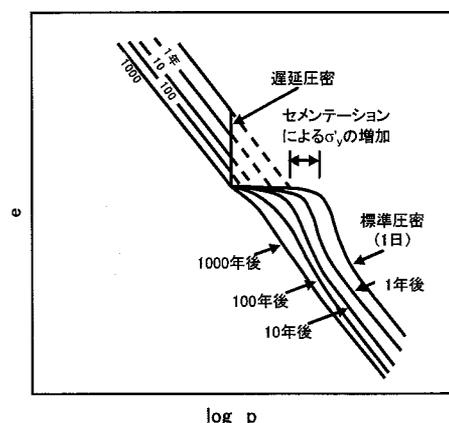


図 3-30 二次圧密粘土とセメンテーション作用の影響³²⁾

仮定すると、二次圧密の進行とともに $e\text{-log}p$ 曲線は下方にシフトする。また、セメンテーション効果によって $e\text{-log}p$ 曲線は堆積時の圧縮曲線の右側にシフトする。また、土田³³⁾は、ある特定の初期間隙比 (e_0) から圧密を開始したときの $e\text{-log}p$ 関係を基準圧縮曲線として定式化し、原位置での粘土の体積比 ($f=1+e$) と液性限界の時の体積比 (f_L) を用いて (3-21) 式で正規化した体積比指数 (I_{sv}) を用いている。

$$I_{sv} = \frac{Inf}{Inf_L} \quad (3-21)$$

基準圧縮曲線は、 I_{sv} と地盤に作用する有効圧密圧力 (p) の関数として (3-22) 式で定義される。基準圧縮曲線のパラメータは、粘土が海底面に堆積して自重圧密を開始するときの間隙比 (e^*_0) と体積比 ($f^*_0=1+e^*_0$)、液性限界時の間隙比 (e_L) および練返し時の強度増加率 ($(s_{un}/\sigma'_v)_{REM}$) により表すことができ、特定の e_0 に対する基準圧縮曲線 (SCC) と定義している。

$p < R^{2.5}P^*$ のとき

$$I_{sv} = 1.47 - 0.27 \log_{10} p - 0.00186 (\ln R) \left\{ \frac{\ln(p/p^*)}{\ln R} - 2.5 \right\}^2 \quad (3-22-1)$$

$p > R^{2.5}P^*$ のとき

$$I_{sv} = 1.47 - 0.27 \log_{10} p \quad (3-22-2)$$

ただし、

$$R = \frac{10^{(5.44 - 3.70 I_{sv0}^*)} (s_u/p)_{REM}}{1.4 (e_0^*/e_L)^{-4.5}}$$

$$P^* = \frac{1.4}{(e_0^*/e_L)^{4.5} (s_u/p)_{REM}}$$

$$I_{sv0}^* = \frac{Inf_0^*}{Inf_L}$$

図 3-31 に本研究で調査を行った地域の原位置の $I_{sv}\text{-log}\sigma'_{vo}$ 関係を示す。図には、土が海底に堆積して圧密を開始するときの間隙比 (e^*_0) を液性限界時の間隙比の 1.5 倍、2.0 倍として求めた基準圧縮曲線 (SCC1.5 e_L , SCC2.0 e_L) も併

せて示してある．図に示すように，今回調査した沿岸域に広がる粘性土地盤の原位置での I_{sv} は σ'_{vo} が 10kN/m^2 以下の表層部では e^*_0 を液性限界の 1.5 倍とした間隙比 (1.5eL) の基準線付近にあるが，それより σ'_{vo} が大きくなると I_{sv} は基準曲線より大きくなっている．土田³³⁾は，自然粘土の間隙比がこの基準曲線より高い状態で地盤が堆積している 1 つの要因として，圧密過程において粘土中に新たな構造が形成されたものと考え，擬似過圧密粘土の年代効果として判定できるとしている．このことから，今回調査を行った区域の粘土は，年代効果による構造を持つ擬似過圧密粘土であることが確認でき，その年代効果を定量的に把握することができた．

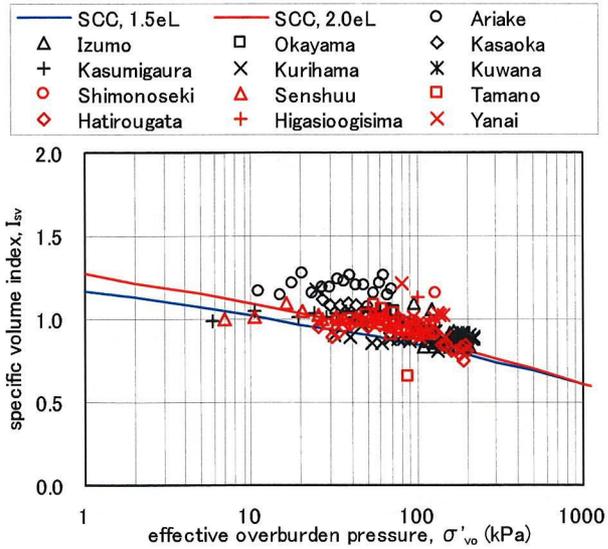


図 3-31 I_{sv} - $\log \sigma'_{vo}$ の関係

3.7.2 年代効果の構造を持つ擬似過圧密粘土の N_{kt} に関する検討

各せん断試験から得られた N_{kt} と I_p , OCR , I_R の関係を図 3-32 に示す．なお，DST および UCT からの I_R は (3-23) 式により算出した．

$$I_R = G/s_u \quad (3-23)$$

ここに， G ：剛性率

$G_{50(DST)}$ ：DST から得られるせん断剛性率

$$G_{50(DST)} = \frac{S_{u(DST)}/2}{D_{(at S_{u(DST)}/2)}/H_0}$$

$D_{(at s_u(DST)/2)}$ ： $s_u(DST)/2$ におけるせん断変位

H_0 ：供試体の初期高さ

$E_{50/3}$ ：UCT から得られるせん断剛性率

$$E_{50/3} = \frac{q_u/2}{\epsilon_{50}} / 10/3$$

ϵ_{50} ： $q_u/2$ のときの圧縮ひずみ

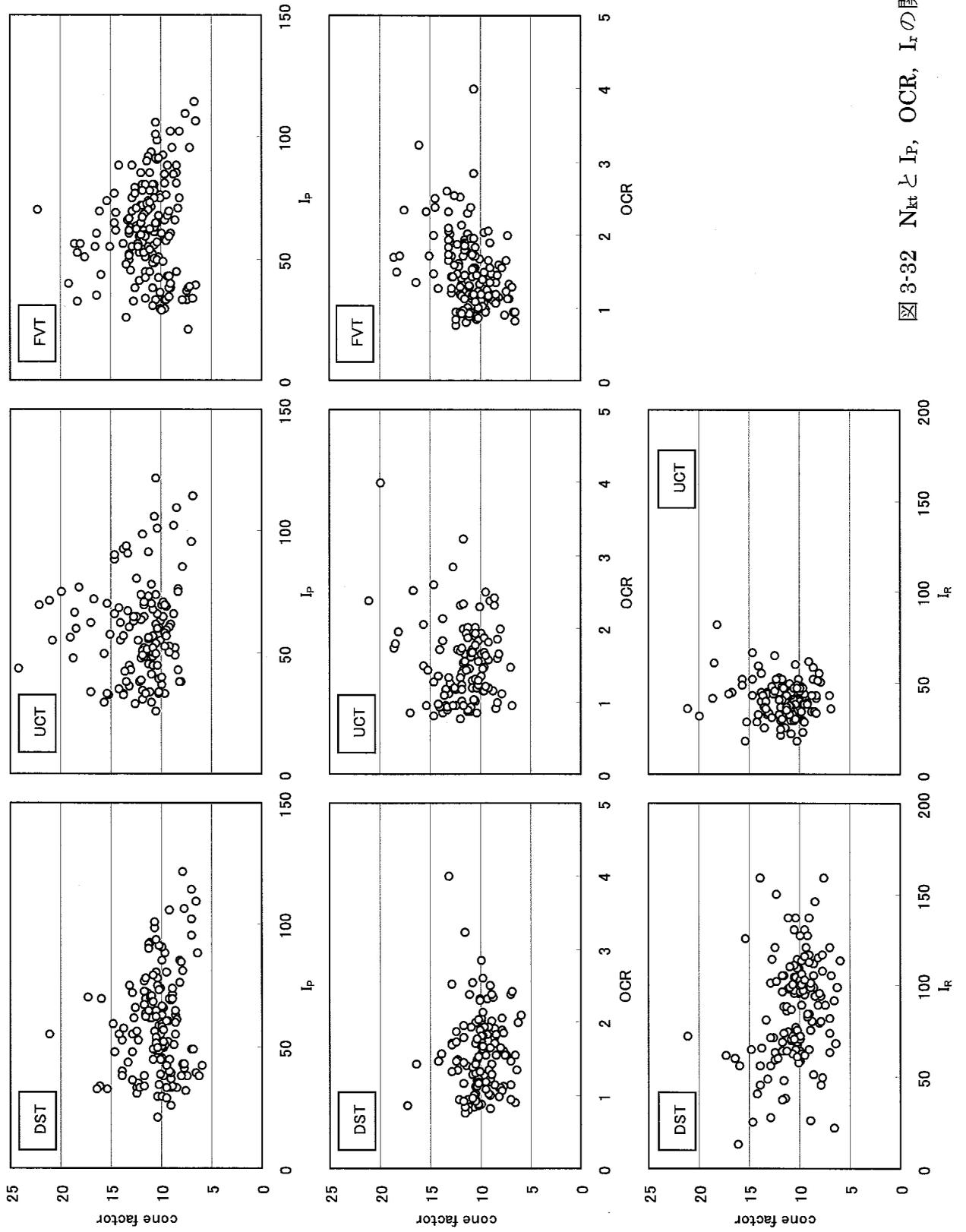


図 3-32 N_{kt} と I_p , OCR, I_r の関係

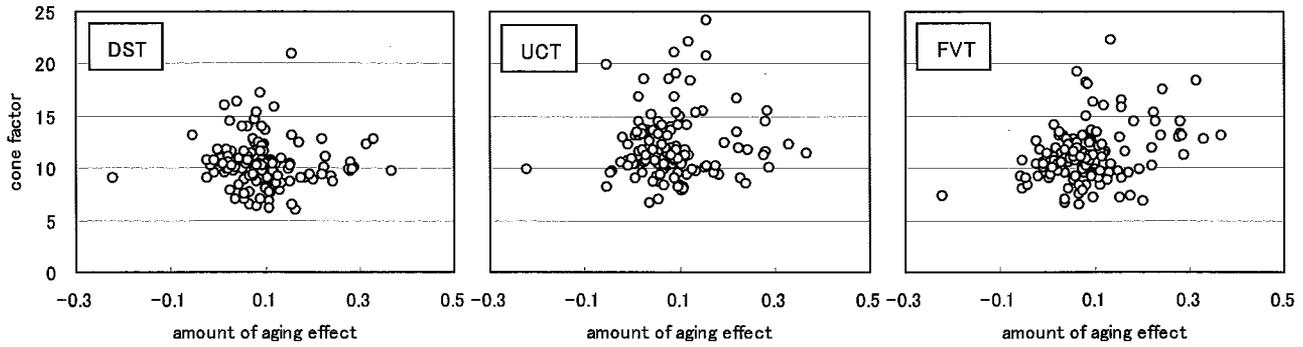


図 3-33 粘土に作用している年代効果の量と N_{kt} の関係

図 3-32 に示されるように、 I_P が 9~150、OCR が 0.8~5.0、 I_R が 10~160 の範囲においては既往の報告²²⁾と同様に、 N_{kt} と上記の地盤定数との明確な関係は認められない。

基準圧縮曲線 (SCC1.5eL) と各粘土の体積比指数 (I_{sv}) との差をその粘土に作用している年代効果量とし、その年代効果量と N_{kt} との関係の検討を行った。図 3-33 にその結果を示す。 I_{sv} を指標とした年代効果量と N_{kt} との関係は、先に示した地盤定数と同様にいずれのせん断試験結果においても両者の相関はばらついており、明確な相関関係は認められない。

これまでの検討の結果、今回調査を行った擬似過圧密粘土の N_{kt} は、粘土の物理・力学的特性および年代効果による構造とは明確な関係が認められないことを確認することができた。

3.7.3 擬似過圧密粘土が圧密により正規化した際の N_{kt} の変化

年代効果による付加的な強度をもつ擬似過圧密粘土の s_u の増加過程を図 3-34 に模式的に示す。図中の O から A が堆積過程であり、A から B が年代効果による付加的な構造の形成過程である。したがって、自然堆積状態での原位置せん断強度 (s_{uf}) は図の B 点にある。

このような地盤に対して、埋立荷重のような大きな増加応力 ($\Delta\sigma$) が加わると地盤に対する鉛直有効応力 (σ'_v) は増加する。この場合、 s_{uf} はこの増加した σ'_v ($=\sigma'_{vo} + \Delta\sigma$) が圧密降伏応力 (σ'_y) を超えるまでは変化せず、 σ'_v が σ'_y を超えてから s_u の増加が始まる。この増加は正規圧密

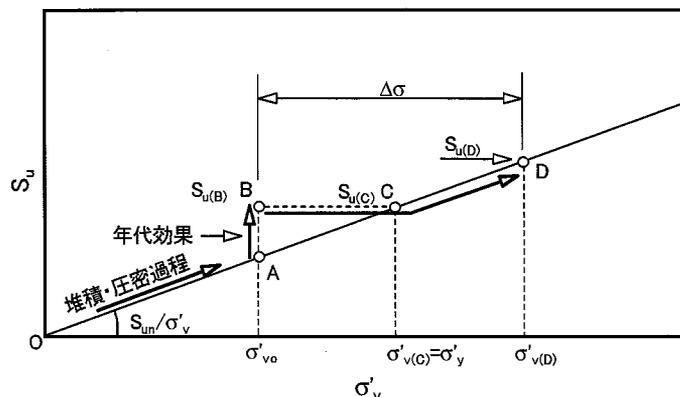


図 3-34 圧密による粘性土の強度増加 (概念)

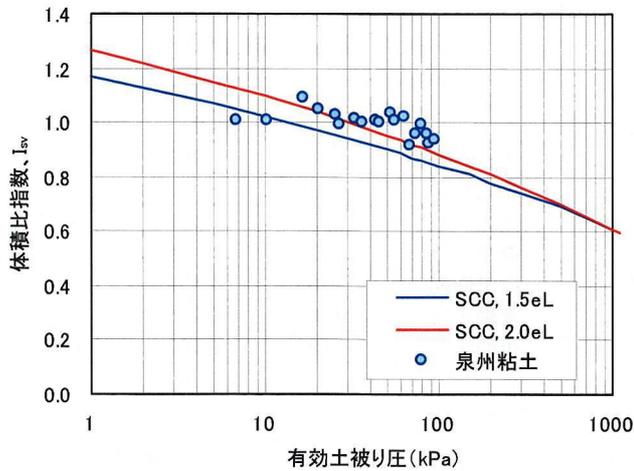


図 3-35 $I_{sv}-\log\sigma'_{vo}$ の関係 (泉州粘土)

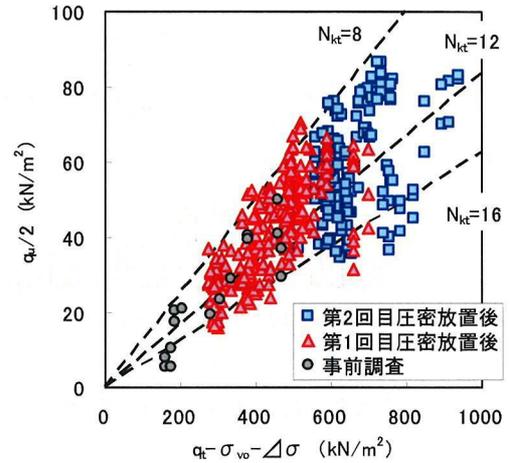


図 3-36 $q_t \cdot \sigma'_{vo} - \Delta\sigma$ と $q_u/2$ の関係

状態での強度増加率 (s_{un}/σ'_v) で規定される。そのため、埋立荷重のように大きな $\Delta\sigma$ が加わると、年代効果による付加的強度は、圧密に伴い正規化され、強度は σ'_v の関数として示すことができる。

本節では、上記に示すように、年代効果による構造を持つ擬似過圧密粘土が埋立等の荷重を受け、正規圧密状態となった際の N_{kt} について現地調査結果に基づき検討を行う。調査対象区域は 3.4 節で示した大阪府泉佐野沖の泉州地域である。本地域は、比較的均質な沖積粘性土が分布する海域において空港機能を持つ人工島が建設された区域である。この地域の地盤特性の詳細は本章 3.8 節に、施工状況の詳細は第 2 章 2.2 節に記述している。この地域の地盤に、最終的な埋立荷重 ($\Delta\sigma$) として 550kN/m^2 程度の荷重が人工島建設に伴い載荷される。この埋立工事の工事前および施工段階調査として CPT および UCT を実施し、各荷重載荷段階での N_{kt} の確認を実施した。施工段階調査時の埋立荷重はそれぞれ、 75kN/m^2 、 175kN/m^2 である。なお、 $q_u/2$ は試料の品質や試験技術等により試験結果がばらつくことが指摘されているが、採取試料を再圧密させて s_u を取得する試験 (再圧縮法) では、圧密途上の粘性土の強度設定方法が確立されていないため、今回の検討においては、 N_{kt} の算出のための s_u に UCT から得られる $q_u/2$ を用いている。

工事着工前の原地盤における $q_t \cdot \sigma'_{vo}$ と $q_u/2$ の関係は 3.4 節に示したように (3-14) 式に示す関係が得られている。また、事前調査段階で実施した CRST の結果 (図 3-14 参照) や図 3-35 に示す原位置の $I_{sv}-\log\sigma'_{vo}$ 関係より、本地域に分布する粘性土は年代効果による付加的な構造を持つ擬似過圧密粘土であると確認できる。

$$q_t \cdot \sigma'_{vo} = 12.7 q_u/2 \quad (R=0.83) \quad (\text{事前調査}) \quad (3-14-3)$$

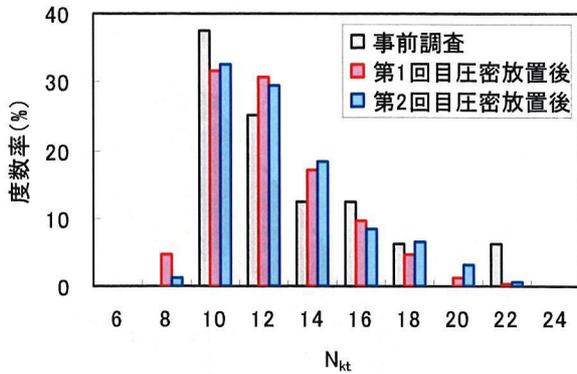


図 3-37 N_{kt} のヒストグラム

このような地盤に対し埋立工事が実施され，その施工段階にて現地調査を実施した．施工期間中の現地調査は，各埋立荷重（75kN/m²，175kN/m²）が載荷された後，4ヶ月間の放置後に実施している．

各施工段階で得られた $q_t \cdot \sigma_{vo} \cdot \Delta \sigma$ と $q_u/2$ の関係を図 3-36 に示す．圧密放置後の施工時調査においては，荷重載荷による強度増加が確認できる．また，各調査段階での両者の関係には (3-24) 式の関係が認められた．

$$q_t \cdot \sigma_{vo} \cdot \Delta \sigma = 11.3 q_u / 2 \quad (R=0.76) \quad (\text{施工段階 1 回目}) \quad (3-24-1)$$

$$q_t \cdot \sigma_{vo} \cdot \Delta \sigma = 11.7 q_u / 2 \quad (R=0.39) \quad (\text{施工段階 2 回目}) \quad (3-24-2)$$

各調査段階で得られた N_{kt} のヒストグラムおよびその統計的性質を図 3-37，表 3-7 に示す． N_{kt} のヒストグラムは各調査で試験数が異なるため度数率として表示しているが，いずれの分布においても右側に歪んだ分布形を示しており，その分布形は事前調査および施工段階調査において大きな違いは認められない．各調査段階の N_{kt} の統計的性質は，分布形と同様に平均値やその分布範囲，標準偏差や COV に大きな違いは認められないが，強度増加とともに両者の相関が悪くなっていることが分かる．

CPT の結果から直接的に s_u を導出する理論的解析手法には様々な手法が提案されている．その中に粘土の剛性指数 ($I_R = G/s_u$ ， G ：せん断剛性係数) と N_{kt} とを関連付けた提案式がある．今回の調査において，UCT から得られる E_{50} を用いて算出した剛性指数 ($I_R = E_{50}/3/s_u$) と N_{kt} の関係を図 3-38 に示す．図 3-38

表 3-7 N_{kt} の統計的性質

N_{kt}	事前調査	圧密放置	
		1回目	2回目
データ数	16	240	169
平均	12.7	11.3	11.7
最大	20.3	21.0	20.7
最小	9.0	7.4	7.9
標準偏差	3.183	2.533	2.747
変動係数	0.251	0.224	0.235
相関係数	0.887	0.760	0.386

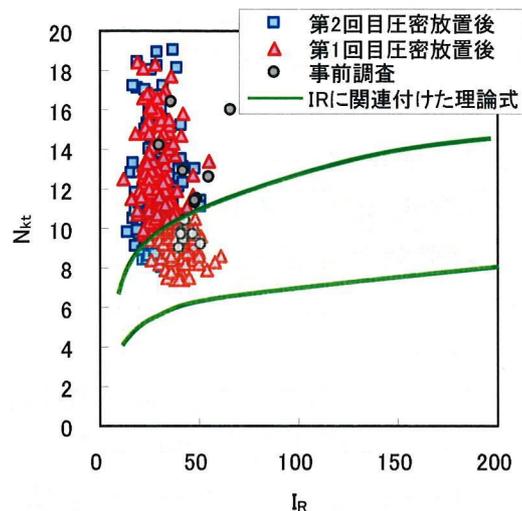


図 3-38 I_R と N_{kt} の関係

に示すように、圧密により粘土の強度は増加しているが圧密とともに E_{50} の増加も認められるため得られた I_R に大きな変化は確認できない。また、本地域の粘性土地盤の I_R は 15~50 程度の狭い範囲に分布しており、調査結果から I_R と N_{kt} との相関は認められず、理論的に求められた I_R との関係は、今回の調査結果とその傾向が大きく異なることが確認された。

これらの結果より、事前調査から施工段階において N_{kt} は平均値およびその分布形とも大きな変化は認められず、理論解析上 N_{kt} と関連付けられた I_R とも明確な関係は認められなかった。そのため、圧密途上地盤の N_{kt} は自然堆積状態で得られた N_{kt} に対して大きな変化はなく、工学上ほぼ同一と見なすことができると考えられる。また、同様の事例として、軟弱な浚渫土埋立地盤上に載荷盛土を行い、その載荷盛土施工前後の調査において N_{kt} (s_u は $q_u/2$ を使用) の確認を行った事例³⁴⁾がある。この事例においても、施工前後の N_{kt} に変化は認められていない。

これらのことから、埋立荷重等により擬似過圧密粘土の年代効果が崩壊し正規圧密状態となった場合や正規圧密状態(軟弱浚渫土)の粘土が圧密により正規圧密状態のまま強度増加した場合においては平均的な N_{kt} は変化せず、施工中に CPT を実施することにより、事前調査で得られた N_{kt} を用いて s_u を推定することができることを示唆している。

3.7.4 固化処理地盤の N_{kt} に関する検討

近年、建設・土木分野においても環境問題が大きく取り上げられ、それに対する取組みを社会的要請として求められている。その一環として、航路・泊地等の維持管理として排出される浚渫土に固化材を添加した固化処理土を埋立や港湾構造物の裏込め材として利用する事例が増加している。その固化材固化処理土の s_u は、数百 kN/m^2 ~数 MN/m^2 程度であることが多く、軟弱な沖積粘性土の s_u と比べオーダー的に大きい。この固化処理地盤は、固化材の添加により強度を発現させているため、セメンテーション効果

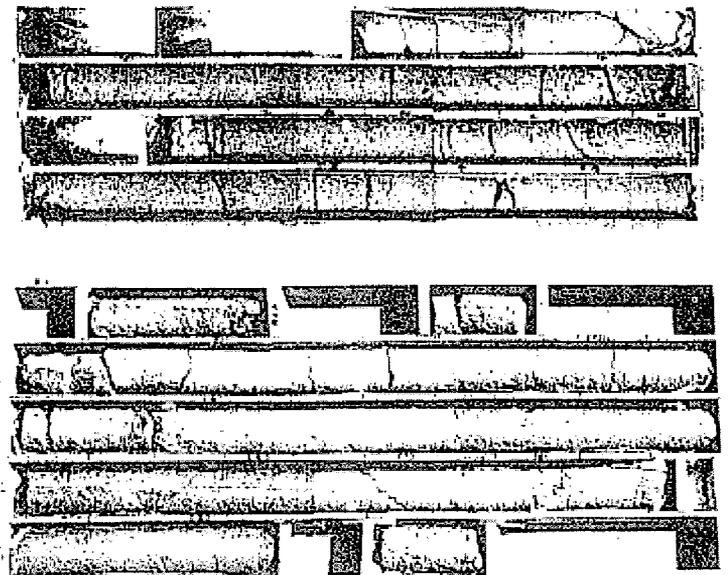


図 3-39 固化処理土の採取試料の状態³⁵⁾

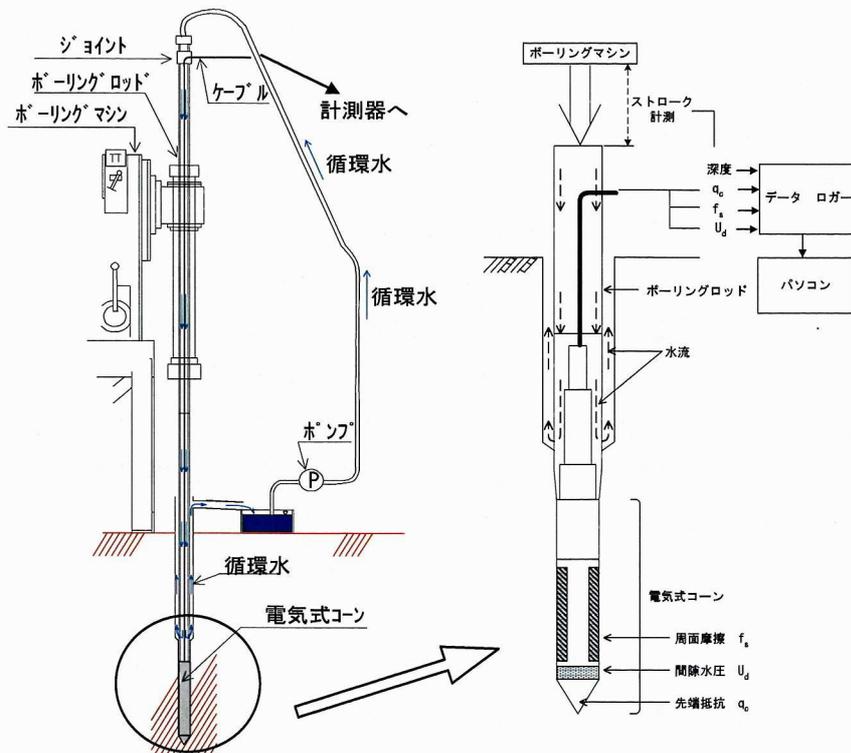


図 3-40 フリクシヨレスコーン試験機

が非常に卓越した一種の擬似過圧密粘土（重過圧密粘土）と見なすことができると考えられる。

この固化処理地盤の力学的特性を評価する方法は、不攪乱試料を採取し室内試験を行う方法が一般的である。不攪乱試料採取は、通常ロータリー式二重管または三重管サンプラーが使用されるが、図 3-39 に示すようにサンプリング時に（潜在的）クラック³⁵⁾が生じ、採取試料を用いた室内せん断試験では s_u を過小評価する可能性が考えられる。そのため、このような固化処理地盤を連続的に調査できる原位置試験機の開発が求められていた。そこで筆者は、コーンの貫入力を増大させるフリクシヨレスコーン試験機（FL-CPT）の開発³⁶⁾を行い、固化処理地盤の品質評価に適用した。

本節では、この固化材添加により人工的に造成した固化処理地盤を一種の擬似過圧密粘土と捉え、この地盤に対して実施した FL-CPT と室内せん断試験との相関により得られた N_{kt} に関して検討を行う。

(1) フリクシヨレスコーン試験機（FL-CPT）の概要

CPT を固化処理地盤に適用した既往の報告³⁷⁾では、試験時の押し込み力の約 80% がコーンブレードおよびボーリングロッドの周面摩擦力として相殺され、先端のコーンには押し込み力の 20% しか伝達されていないとの報告があり、通常

の貫入装置で CPT の貫入力を増大させるためには、その周面摩擦を低減させる必要があった。フリクションレスコーン試験機 (FL-CPT) は、図 3-40 に示すようにコーン貫入時のボーリングロッドと地盤との摩擦を循環水によって低減させる機構を持つものである。その循環水はボーリングロッド内を通り、コーン試験機上部に設けられている吐出口より地盤に吐出される。この吐出水がボーリングロッドと地盤との間隙を通過することにより、ロッドと地盤との摩擦



図 3-41 固化処理地盤調査位置図

を低減させるものである。これにより、我が国の軟弱地盤調査で一般的に用いられているボーリングマシン等の貫入装置を用いても N 値 30 程度、厚さ 2m 程度の砂礫層に対して CPT を実施することが可能であることが確認され、その際の押し込み力の 70% 以上が先端に伝達されていることが確認³⁸⁾された。

以下にその FL-CPT を固化処理土地盤へ適用した事例を示す。

(2) FL-CPT の固化処理地盤への適用

FL-CPT を適用した固化処理地盤の調査位置を図 3-41 に示す。また、以下に調査結果概要を示す。いずれの調査においても FL-CPT とともに、ロータリー式スリーブ内臓二重管サンプラーにより試料採取を行い、試験室にて UCT, DST を実施している。

① 石巻固化処理土 (宮城県石巻市)

石巻固化処理土は、管中混合固化工法により造成された固化処理地盤である。固化処理土 1m^3 当りの固化材添加量は施工ケースにより異なり、 $40\sim 80\text{kg}$ である。FL-CPT を含む地盤調査は材令 28 日で実施した。

② 小樽固化処理土 (北海道小樽市)

小樽固化処理土は、事前混合処理工法により施工された地盤である。固化処理土 1m^3 当りの固化材添加量は 100kg であり、施工完了後 1 年半～2 年程度経過した時点で地盤調査を実施した。

③ 熊本固化処理土（熊本県熊本市）

固化処理土に軽量化材として気泡または発泡（EPS）ビーズを混合した軽量混合処理土（SGM 軽量土）である。固化処理土 1m³当りの固化材添加量は、80kg、100kg の 2 ケースであり、施工完了後 1 ヶ月、12 ヶ月の 2 材令で地盤調査を実施した。

④ 神戸固化処理土（兵庫県神戸市）

軽量混合処理土（SGM 軽量土）のうち、軽量化材として気泡を混合した気泡混合処理土である。固化処理土 1m³当りの固化材添加量は 140kg であり、施工完了後 10 ヶ月、22 ヶ月の 2 材令で地盤調査を実施した。

⑤ 中部国際空港固化処理土（愛知県常滑市）

中部国際空港では 2.2.3 節で示したように、管中混合固化処理工法により空港用埋立地の造成を行っている。固化処理土 1m³当りの固化材添加量は 50kg である。FL-CPT を含む地盤調査は材令 28 日で実施している。

各調査地点の FL-CPT 結果として、 $q_t \cdot \sigma_{vo}$ 、 u_d および f_s の深度分布を図 3-42～図 3-46 に示す。図中には、 $q_u/2$ と $s_{u(DST)}$ も併せて示しているが、 $q_t \cdot \sigma_{vo}$ と良く整合している。これにより、FL-CPT を用いれば固化処理地盤の強度を深度方向に連続的に評価でき、従来の試料採取による評価法では把握できない弱部の発見も可能であることが確認された。

5 地域の調査結果から得られた $q_t \cdot \sigma_{vo}$ と $s_{u(DST)}$ および $q_u/2$ の関係を図 3-47 に示す。結果の図化に当たり、軽量混合処理土に含まれる気泡や EPS ビーズがコーン係数 (N_{kt}) に与える影響を確認するため、固化処理土として固化材のみを添加したものと、固化処理土に固化材および軽量化材を添加したものとを区別して整理を行った。図より、 $q_t \cdot \sigma_{vo}$ と s_u の相関には (3-25) 式の関係が得られた。

$$q_t \cdot \sigma_{vo} = 18.8 q_u / 2 \quad (R=0.81) \quad (\text{固化処理土}) \quad (3-25-1)$$

$$q_t \cdot \sigma_{vo} = 19.0 q_u / 2 \quad (R=0.57) \quad (\text{軽量混合処理土}) \quad (3-25-2)$$

$$q_t \cdot \sigma_{vo} = 21.8 s_{u(DST)} \quad (R=0.85) \quad (\text{固化処理土}) \quad (3-25-3)$$

$$q_t \cdot \sigma_{vo} = 21.6 s_{u(DST)} \quad (R=0.56) \quad (\text{軽量混合処理土}) \quad (3-25-4)$$

固化処理地盤での $q_t \cdot \sigma_{vo}$ と s_u の相関は、固化処理地盤として固化材のみが添加されている地盤より、固化材と軽量化材が添加されている地盤の方が相関係数で判断するとばらつきが大きい。ただし、両者の平均的な N_{kt} には大きな違いは

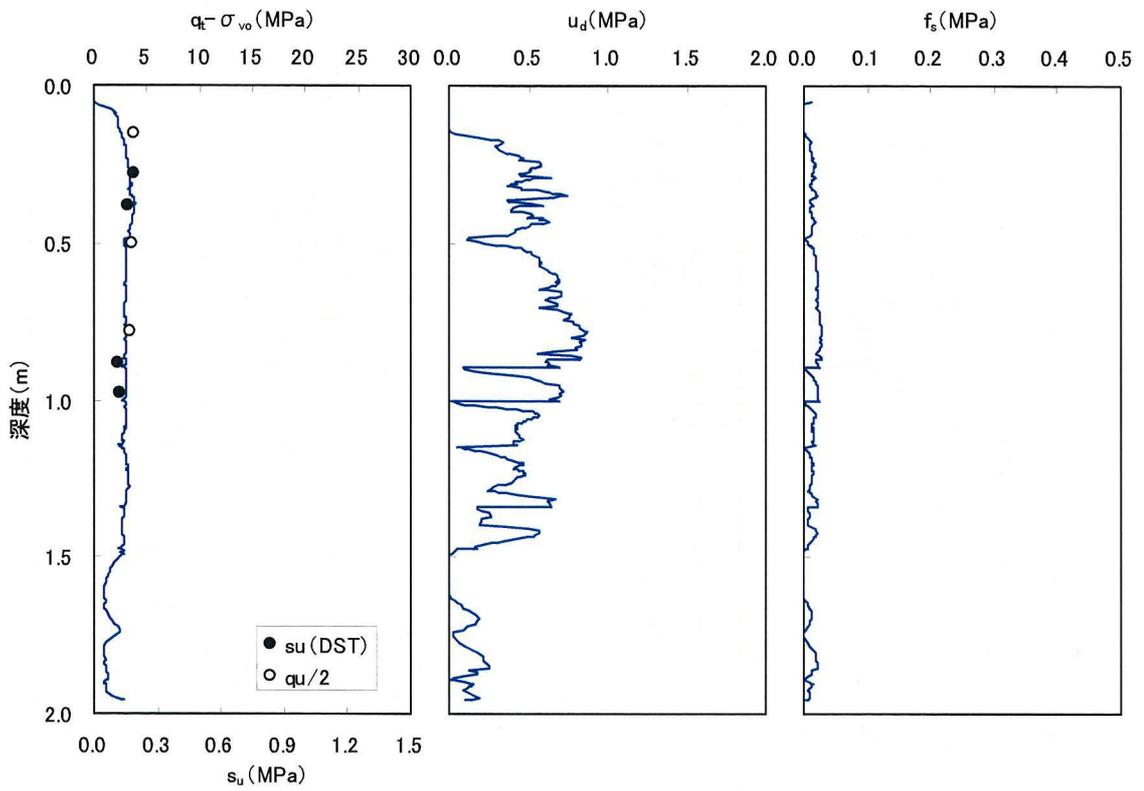


图 3-42 FL-CPT 結果 (石巻)

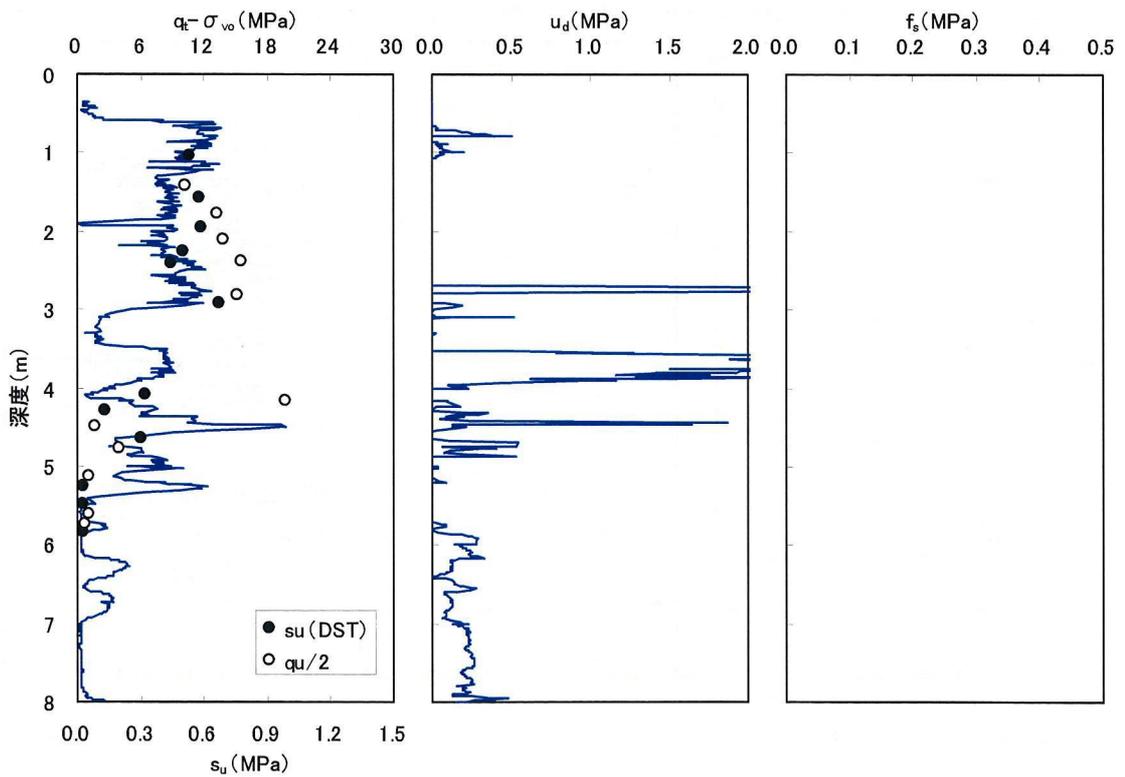


图 3-43 FL-CPT 結果 (小樽)

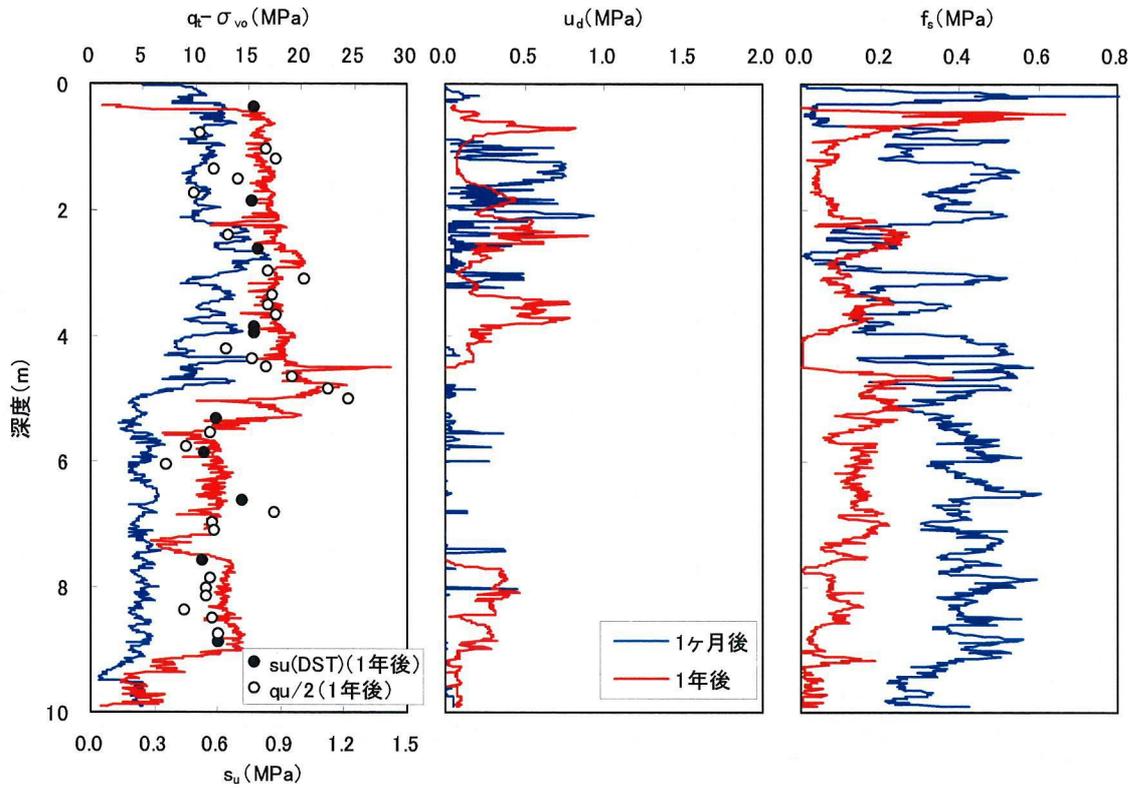


図 3-44 FL-CPT 結果 (熊本)

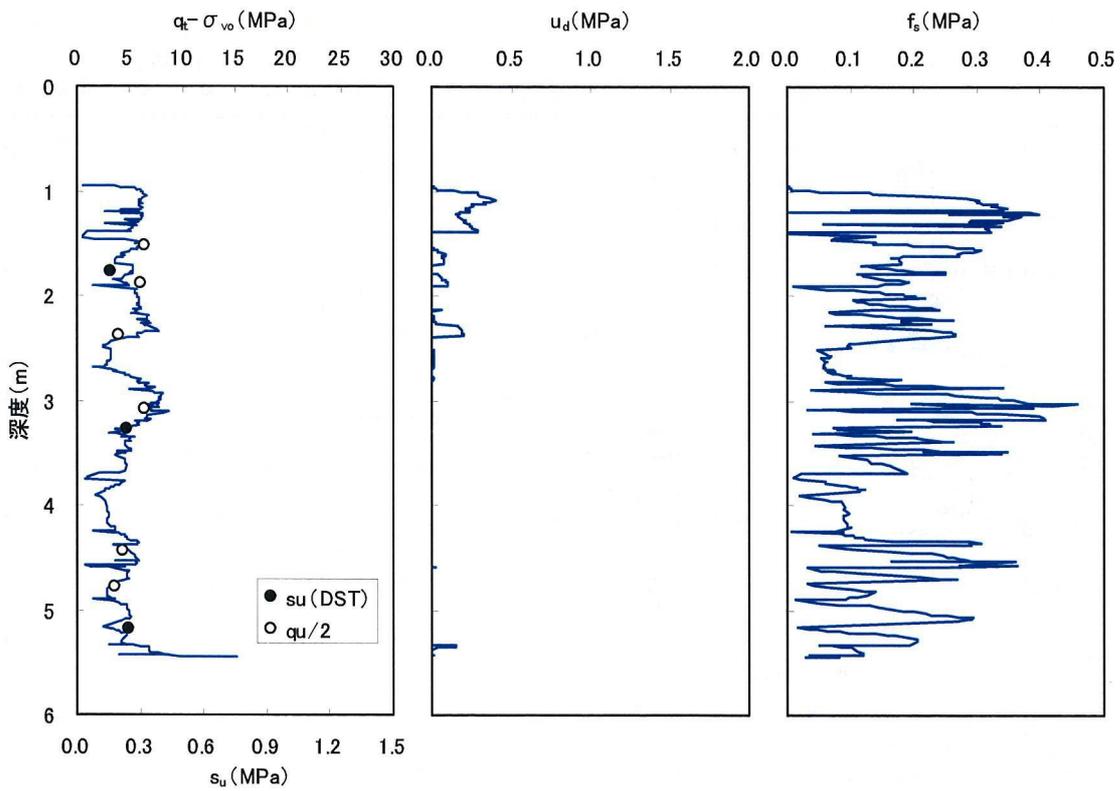


図 3-45 FL-CPT 結果 (神戸)

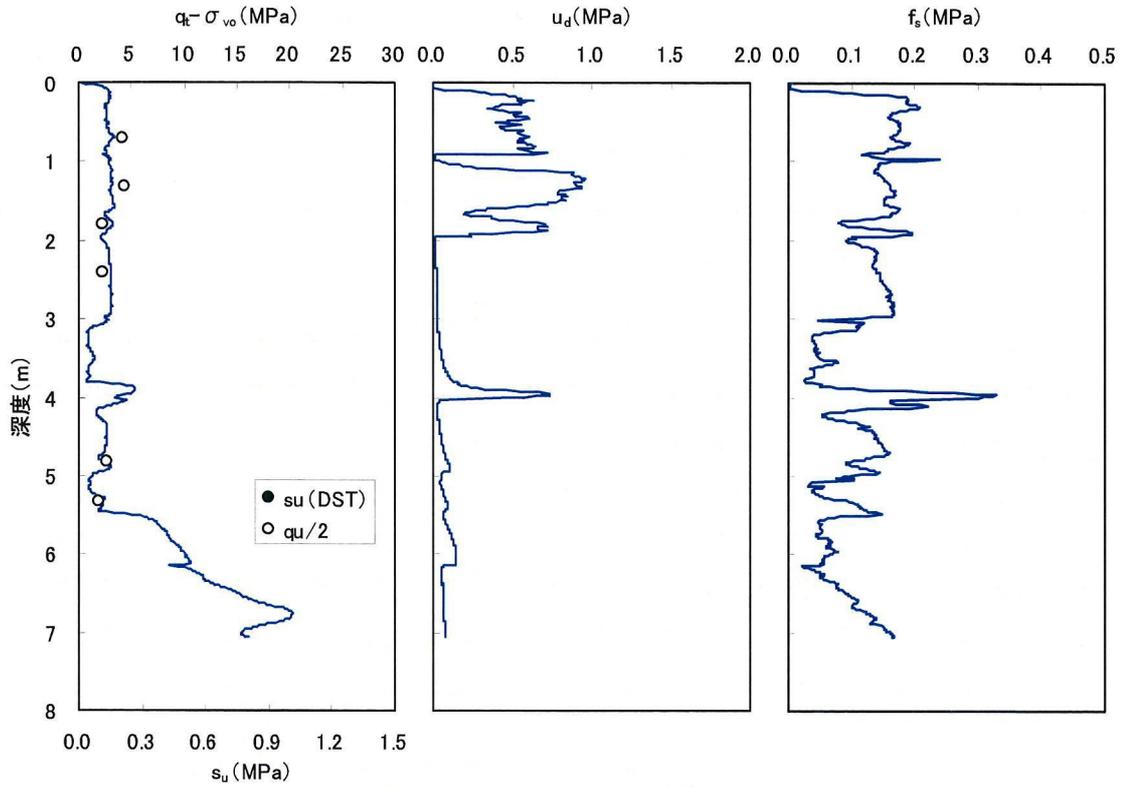


図 3-46 FL-CPT 結果 (中部国際空港)

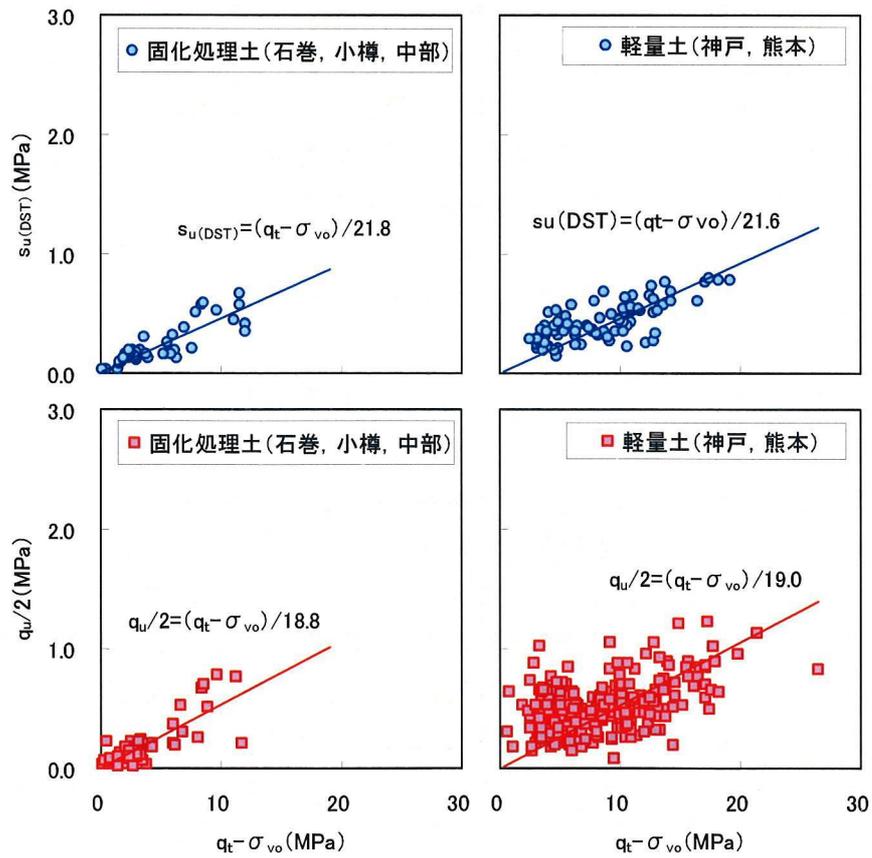


図 3-47 s_u (DST), $q_u/2$ と $q_t - \sigma_{vo}$ の関係

認められない。また、その N_{kt} は、自然堆積粘性土地盤と比べやや大きい値となっている。この要因としては、固化処理地盤が固化材の添加により高位に構造が発達したためと考えることもできるが、試料採取時に(潜在的)クラックが生じ、室内試験において s_u を過小評価したことも否定できない。また、図 3-44 に示すように、材令とともに $q_t \cdot \sigma_{vo}$ は増加しているにも拘らず、 f_s が減少している事例も認められるため、固化処理地盤へのコーン貫入のメカニズムが一般的な粘性土の貫入メカニズムと違うことも考えられる。

固化処理地盤は人工的に固化材を添加して作製しているため、セメンテーション効果が非常に卓越した重過圧密粘土と捉えることができる。そのため、自然堆積粘性土地盤においても、擬似過圧密粘性土のセメンテーション作用が卓越すると N_{kt} が増大することが想定され、また、そのような粘性土が圧密により年代効果による構造が消滅すると過圧密状態と比べ N_{kt} が小さくなる可能性を否定できない。ただし、この固化処理地盤の N_{kt} は、対比される室内せん断試験の s_u が試料採取時の潜在的なクラックにより過小評価された可能性も指摘できる。また、このような固化処理土の圧密試験から得られる $e \cdot \log p$ 関係は、擬似過圧密粘土の $e \cdot \log p$ 関係に見られる圧密圧力 (p) が σ'_y を越えた後に見られる大きな圧縮性は認められず、練返し再構成試料の $e \cdot \log p$ 関係に近い挙動を示すことが報告されている³⁹⁾。そのため、固化処理地盤に対して実施した今回の調査結果をそのまま自然堆積地盤に適用することには問題が残る。

竹信ら⁴⁰⁾は、粘性土に極少量の固化材を添加し、漸増载荷により圧密を行うことにより自然堆積粘土の力学特性に近い模型地盤を実験的に再現している。そこで、室内にて自然粘土のセメンテーション構造を再現した模型地盤に対して CPT を実施し、その N_{kt} について検討を行った。

3.7.5 室内にて再現された擬似過圧密粘土の N_{kt}

(1) 粘性土地盤のセメンテーション構造の再現に関する既往の研究

3.7.1 節でも述べたように、自然に堆積した粘性土地盤には、土の物理・化学的性質および地質学的な堆積期間や環境により年代効果と言われる付加的な構造が発現している。過去には、土の強度および変形特性は有効応力状態により一義的に決まると考えられ、室内にて練返し再構成した粘土試料を用いて実験や研究⁴¹⁾がなされてきた。しかし近年、年代効果による付加的な構造を持っている自然堆積粘土と室内再構成粘土の力学・変形特性の違いが指摘⁴²⁾され、自然堆積地盤を対象とする実際の工事においては、その強度・変形特性の評価が工学上問題となっている。

しかしながら、室内にて地質学的堆積期間を再現して年代効果による構造を持



図 3-48 浚渫土採取位置図

つ粘土試料を再現することは不可能である。そのため、粘土試料を高温条件下で再圧密³²⁾させたり炭酸カルシウムを添加した粘土試料を高温条件下で再圧密⁴³⁾させる等の実験により室内にて自然粘土に近い構造を持つ粘土の再現が行われてきた。これらの実験では、年代効果の再現に一定の成果は認められたが、自然堆積状態での高い強度特性や過圧密特性を十分に再現するまでには至っていない。

年代効果のひとつであるセメンテーション作用は、間隙比の変化とは無関係に粘土骨格の凝結作用によるものと考えられている。そのため、粘土に極少量の固化材を添加・混合し圧密養生した試料では、自然粘土が有する高位な構造である年代効果が再現できる⁴⁴⁾ことが示された。本検討では、既往と同様の方法により、室内にて自然粘土地盤に近い年代効果による構造を持つ粘土試料を再現し、その試料に対して CPT および DST を実施し、年代効果と N_{kt} との関係に関して検討を行った。

(2) 実験に用いた粘土と事前配合試験

実験に用いた粘土は、東京港第一航路部の維持管理のために浚渫された粘性土

表 3-8 浚渫土の物理特性 (東京湾粘土)

	土粒子密度 $\rho_s(\text{g/cm}^3)$	液性限界 $w_L(\%)$	塑性限界 $w_P(\%)$	塑性指数 I_P
東京湾浚渫土	2.662	113.1	49.6	63.5

を用いた。浚渫区域は、現在羽田空港の再拡張工事が施工されている区域から3km程度離れた地点である。浚渫土採取位置を図3-48に、採取した浚渫土の物理特性を表3-8に示す。また、浚渫土にセメンテーション効果を発現させる固化材には、普通ポルトランドセメントを用いた。

固化材を添加する際の粘土の初期含水比は、海底地盤の底泥が地盤として堆積を開始する際の含水比と考えられる液性限界の1.5倍（ $1.5w_L$ ）とした。

固化処理土の q_u と固化材添加量（C）には（3-26）式に示す関係が報告されている。

$$q_u = k(C - C_0) \quad (3-26)$$

ここに、C：固化材添加量

C_0 ：強度発現するための最低固化材量

k：粘土の特性により決定される係数

（3-26）式は、固化処理土を作製する際、 C_0 を超える固化材量を添加しないと固化処理土の強度が発現しないことを示す。本実験では、自然堆積粘土地盤が持つセメンテーション効果を再現することを目的としているため、事前配合試験より C_0 を求め、 C_0 付近の固化材量を添加することにより自然堆積地盤に近い年代効果を持つ粘土試料の再現を行っている。

図3-49に東京港粘土の固化材添加量と q_u の関係を示す。図より養生期間が同じであれば固化材添加量の増加とともに q_u が大きくなっており、固化材添加量が同じであれば養生日数とともに強度が増加する一般的な固化材添加量と強度の関係が得られた。また、（3-26）式の C_0 に相当する強度発現に必要な最低固化材添加量は、養生日数によらず固化材添加量が5.5%程度であることが確認できる。この結果より、以降に実施する年代効果の再現実験においては固化材の添加量を5.5%とした。

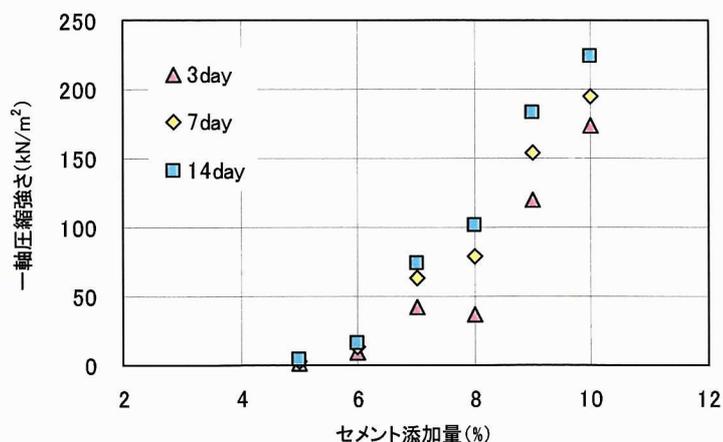


図 3-49 固化材添加量と q_u の関係（東京湾粘土）

(3) 固化材添加による年代効果の再現

1) 供試体の作製方法

固化材添加による年代効果の再現実験では、事前配合試験で得られた固化材添加量(5.5%)を東京港粘土に添加し、段階载荷による圧密を行って試験供試体の作製を行った。また、広島港出島粘土を用いて実施した年代効果の再現実験では、同一の手順にて作製した供試体において年代効果を再現できた場合とできなかった場合があった⁴⁵⁾。この要因として、試料作製時の温度が年代効果の発現に関係していることが考えられたため、本実験においては固化材添加前の粘土試料を冷蔵庫にて一定温度になるまで冷却を行って供試体の作製を開始した。供試体の作製方法および実験方法を以下に示す。

- ① 0.45mm のふるいを通した東京港粘土を十分に攪拌し、初期含水比が液性限界の 1.5 倍となる含水比 ($1.5w_L=169.8\%$) に調整する。
- ② 粘性土の乾燥重量に対する固化材添加量が 5.5% となるように、水セメント比 (w/c) が 1 のセメントスラリーを準備する。
- ③ 粘土にセメントスラリーを添加し、真空ミキサーにて脱気・攪拌を 5 時間行う。
- ④ 攪拌が終了した試料をモールドに移し、49kPa にて圧密養生を行う。所定の圧力までは、最初に载荷板の重量、次いで 12.25kPa から荷重増分比 1 として最終圧密圧力まで段階的に圧力を増加させた。ただし、本試料には固化材が添加されているため、標準圧密試験のように各圧密圧力の载荷時間を 24 時間とした場合、その時点で試料の硬化が進行してしまう。そのため、各段階ごとに \sqrt{t} 法によって 90% 沈下量を確認した後に次段階の载荷を行った。最終の圧密圧力までに要する時間は 4.5 時間程度である。
- ⑤ 最終圧密圧力を加えた後に \sqrt{t} 法によって 100% 圧密完了時刻を確認し、この時刻から所定日数の養生を行う。養生期間は、3 日、7 日とした。
- ⑥ 所定期間の養生完了後の試料を用いて段階载荷圧密試験を実施する。養生完了後の圧密試験では、標準圧密試験と同様に、12.25kPa から荷重増分比 1 として 1256kPa まで段階的に圧力を増加させたが、養生時と同様の理由により、各段階で \sqrt{t} 法によって一次圧密終了が確認された時点で次段階の圧密圧力の载荷を行った。段階载荷圧密試験に要した時間は 90 分から 120 分程度である。

また、上記の方法で作製した供試体と比較するため、固化材を加えない練返し

再構成試料の作製を併せて行っている。練返し再構成試料は上記と同様の手順で粘土試料の準備を行い、98kPaにて予備圧密を行った後、段階載荷圧密試験を行っている。練返し再構成試料の段階載荷圧密試験は、日本工業規格（JIS A 1217：2000）「土の段階載荷による圧密試験方法」に準じて実施し、各載荷段階の載荷時間は24時間とした。

2) 室内にて年代効果を再現した粘土試料の圧密特性

図 3-50 に作製した試料の e - $\log p$ 曲線を示す。固化材を添加した試料の予備圧密養生が完了した時点の初期間隙比は、再構成試料の間隙比よりも大きい。これは、養生中にセメンテーションによる凝結が進行し強度が増加することにより、予備圧密終了後の試料の間隙比が大きくなったためである。固化材添加の試料の圧密挙動は、圧密降伏応力 (σ'_y) 後の間隙比の減少が大きく、正規圧密領域の e - $\log p$ 曲線が下に凸となる擬似過圧密粘土に近い挙動が認められる。また、いずれの試料においても、正規圧密領域では e - $\log p$ 関係はほぼ 1 本の線に収束している。

図 3-51 に平均圧密圧力 (p_{ave}) と体積圧縮係数 (m_v) の関係を示す。図に示すように、固化材添加試料の圧密挙動は σ'_y 前後で異なり、 σ'_y 付近では大きな圧縮性を示し、正規圧密領域では直線的に圧縮性が減少する自然粘土に近い挙動を示している。固化材を添加していない試料では、 σ'_y 付近の圧密挙動に変化が認められず、正規圧密領域では固化材添加試料と同様の傾向を示す。

図 3-52 は、 p_{ave} と圧密係数 (c_v) の関係である。図に示すように c_v は過圧密領域で $3,000 \sim 6,000 \text{cm}^2/\text{day}$ の範囲にあり、正規圧密領域では $200 \sim 300 \text{cm}^2/\text{day}$ の範囲にある。過圧密領域の c_v

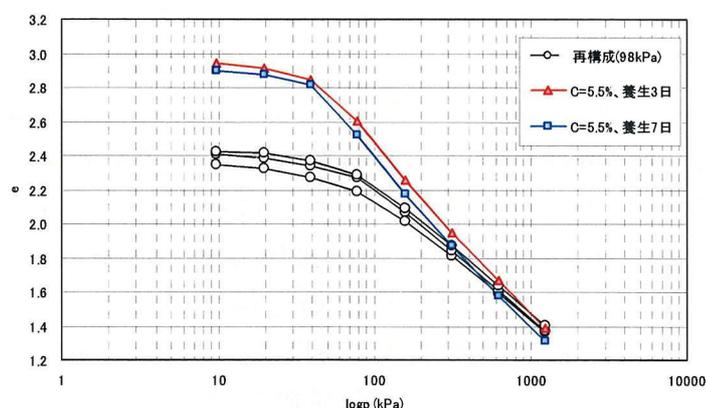


図 3-50 固化材添加試料の e - $\log p$

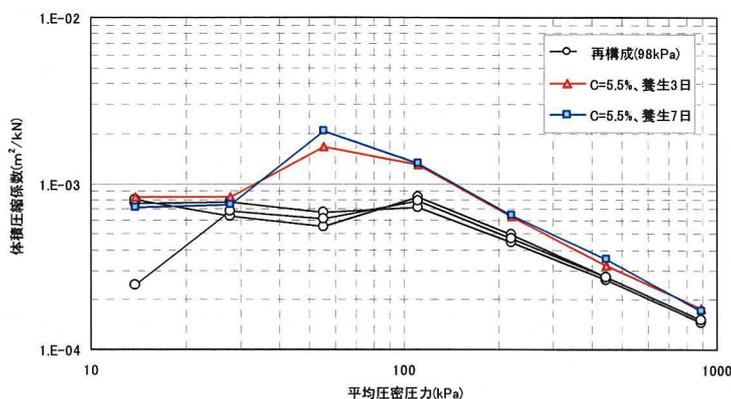


図 3-51 平均圧密圧力と体積圧縮係数の関係

は若干大きな値を示すが、正規圧密領域では東京港周辺の粘性土とほぼ同等⁴⁶⁾の c_v を示す。

図 3-53 に、 p_{ave} と透水係数 (k) の関係を示す。通常の粘土試料と同様に、正規圧密領域の k は p_{ave} に対して直線関係を示すことが確認された。

上記の圧密試験結果より、少量の固化材を添加して作製した試料は、 σ'_y 付近の e - $\log p$ 関係や m_v の挙動等により、固化材を添加していない再構成試料に比べ自然堆積している擬似過圧密粘土に近い圧密挙動であることが確認できる。そのため、固化材を添加することにより、セメンテーション効果による構造がある程度再現されていることが確認された。

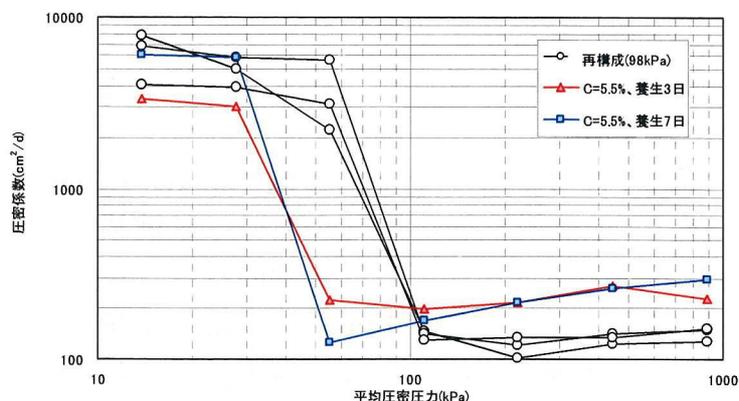


図 3-52 平均圧密圧力と圧密係数の関係

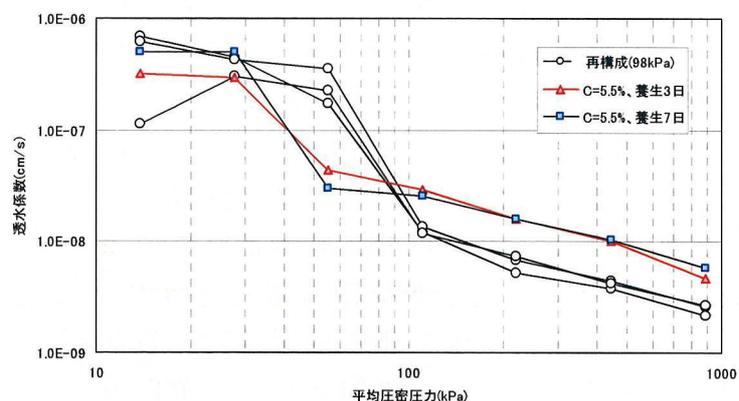


図 3-53 平均圧密圧力と透水係数の関係

(4) 室内にて年代効果を再現した粘土試料への CPT の実施

東京港粘土に固化材を 5.5% 添加し作製した試料は、セメンテーションによる構造を保持し自然堆積粘土地盤に近い圧密挙動を示すことが確認された。そのため、同様の方法にて作製した粘土試料に対して CPT を実施し、 N_{kt} に与える年代効果の影響について検討を行った。

1) 供試体の作製方法と試験機器

供試体の作製方法は、固化材添加による年代効果の再現実験と同様である。ただし、今回は作製した地盤に対して CPT を実施するため、試料作製のモールドには直径 20cm、高さ 40cm の鋼製モールドを用い、高さ 30cm の試料を作製

した。また、比較のため、同一鋼製モールドを用いて、固化材を添加していない練返し再構成地盤の作製も行った。練返し再構成地盤の作製方法も上記と同様の方法である。

実験で使用したコーン試験機は、 q_t 、 f_s および u_d を計測可能な電気式コーン試験機であるが、基準化されている一般的なコーン試験機（コーン底面積： 10cm^2 ）と比べ小型のコーン試験機を用いている。以下、一般的なコーン貫入試験機と区別するため、本小型コーン貫入試験機を MCPT と呼ぶ。

図 3-54 に MCPT の構造図を示す。MCPT のコーン先端角度は 60° であり、通常の CPT とコーン底面積が $1 : 0.3$ (=CPT : MCPT) の相似比となるように設計されている。そのため、MCPT の直径は 19.5mm であり、間隙水圧を測定するためのフィルター位置はコーン底部より 8mm の位置に設置されている。表 3-9 に MCPT の計測機器の諸元を示す。

MCPT による地盤評価の適用性は、自然堆積粘性土地盤に対して実施された CPT との比較より確認されている。その結果、両者の計測値はほぼ同等であり、 s_u との相関である N_{kt} においても同等の値が得られている⁴⁷⁾ことより粘性土地盤に対して CPT と同等の地盤評価が可能であることが確認されている。

2) 実験方法

模型地盤に対する MCPT の貫入は、図 3-55 に示すように、ポータブルコーン貫入試験（JGS 1431-1995）と同様の要領で人力にて行った。MCPT の貫入速度は $1\text{cm}/\text{sec}$ とし、貫入深度は巻取り式深度計にて計測を行った。

MCPT 実施後、比較的 MCPT 貫入による地盤の乱れの小さい部分から試料採取を行い DST（圧密圧力：予備圧密圧力で再圧密、せ

表 3-9 MCPT 計測機器の諸元

	$q_c(\text{MPa})$	$f_s(\text{MPa})$	$u_d(\text{MPa})$
MCPT	20.0	0.3	1.0



図 3-54 MCPT 構造



図 3-55 MCPT 貫入状況

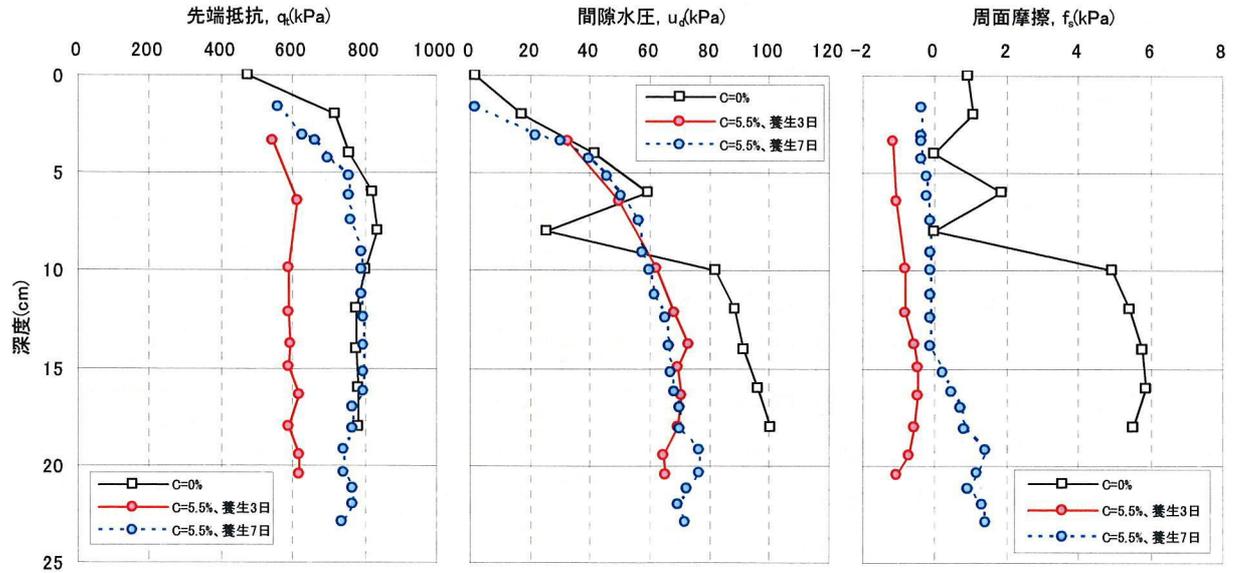


図 3-56 MCPT 試験結果

ん断変位速度：0.2mm/min) を実施した。

3) MCPT 試験結果

模型地盤に対して実施した MCPT 結果を図 3-56 に示す。

MCPT から得られる q_t は先端コーンが完全に模型地盤中に貫入した深度 5cm 以深は、いずれの実験ケースにおいても深度方向にほぼ一定の値が得られており、深度方向に均一な地盤が形成されていることが確認できる。 u_a はいずれも正の間隙水圧を示し、深度に対して増加する傾向を示す。練返し再構成試料の間隙水圧は、深度 8cm 付近においてイレギュラーな値（これは、試料作製時に包含された気泡等の影響によるものと考えられる。）を示すが、室内擬似過圧密粘土の間隙水圧より大きく、深度に対する増加割合も大きい。これは、作製地盤の透水係数 (k) の違いによるものと考えられ、室内擬似過圧密粘土は、セメンテーション効果により間隙比が再構成試料より大きく、高位の構造を持っていると判断される。また、 f_s は、図 3-54 に示すようにコーン先端から 2cm~10cm 範囲にフリクションスリーブが設置されている。そのため、 f_s の計測値はフリクションスリーブが完全に地盤中に貫入した深度 10cm 以深が有効な計測値となる。深度 10cm 以深の f_s は、再構成試料で 6kN/m^2 程度、室内擬似過圧密粘土で $-1\text{kN/m}^2 \sim 1\text{kN/m}^2$ と両方で計測値が大きく異なる。 f_s については、先にも述べたようにその計測値の信頼性が低いことが示されている。そのため、 f_s 値で擬似過圧密粘土の挙動は説明できないが、①再構成試料の f_s はこれまで自然堆積地盤に対して実施された CPT から得られる f_s と大きな違いは無いこと、②室内擬似過圧密粘土の f_s が相対的に小さな値を示すこと等を考慮すると、鋼製モールド（直

径 20cm) で実施した MCPT においては f_s に与える側面の拘束圧による影響は大きくないと言える。

4) DST 試験結果

MCPT 完了後、鋼製モールドを解体しブロックサンプリングにより試料の採取を行った。この採取した試料を用いて DST を実施している。DST は、試料作製時に載荷した予備圧密圧（固化材添加：49kN/m²，再構成：98kN/m²）にて再度一次圧密終了まで圧密を行い，その後 0.2mm/min の変位速度で定体積せん断を行った。

一般に，DST から得られる粘性土の正規圧密状態の強度増加率 ($s_{un(DST)}/\sigma'_v$) は 0.3 程度⁴⁸⁾とされているが，固化材を添加していない試料の東京港粘土の $s_{un(DST)}/\sigma'_v$ は 0.36 と若干大きな値が得られた。また，固化材を添加した試料の材令 3 日から 7 日の強度の増加割合は 1.17 であり，配合試験とほぼ同等な増加割合であることが確認された。

5) N_{kt} に関する考察

室内にて作製された擬似過圧密粘土および正規圧密粘土から得られた q_t と $s_{u(DST)}$ との相関を図 3-57 に示す。得られた N_{kt} は，正規圧密粘土で 18.2，室内擬似過圧密粘土で 36.4 であった。相対的に年代効果による構造が未発達な正規圧密粘土に比べ，室内にて年代効果を再現した擬似過圧密粘土の N_{kt} が大きくなる結果が得られた。しかし，室内擬似過圧密粘土の N_{kt} は，これまでに報告されている世界各地で得られた N_{kt} (6~25) より大きい。また，今回，室内試験用に採取された東京港第一航路部の浚渫土は，現在再拡張工事が進んでいる羽田空港の工事区域から 3km 程度離れた地点である。その羽田再拡張事業において着工前調査として CPT が実施され， $s_{u(DST)}$ との対比により得られた N_{kt} は 15.9~16.5⁴⁹⁾との報告があり，今回の室内擬似過圧密粘土の N_{kt} は現地にて取得された N_{kt} に対して 2 倍以上の値となっている。この要因としては，以下の項目が考えられる。

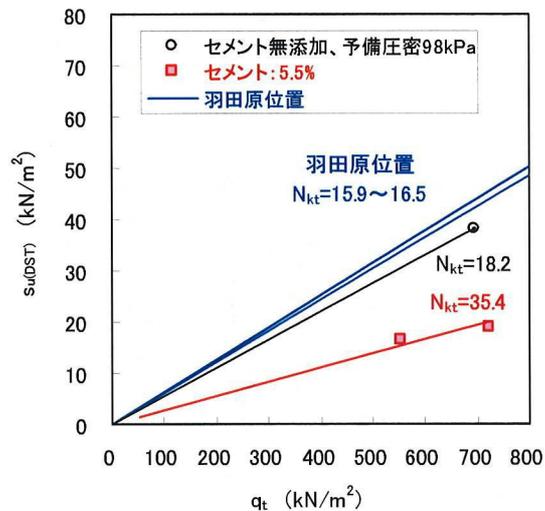


図 3-57 q_u と $s_u(DST)$ の関係
(室内模型試験)

- ① 今回作製した模型地盤は、 98kN/m^2 （再構成地盤）、 49kN/m^2 （室内擬似過圧密粘土）で予備圧密された試料を用いている。しかし、MCPT 実施時にはその鉛直圧密圧を除荷し試験を行っているため、今回の実験では s_u との対比により N_{kt} を求める場合は、(3-3) 式に示す $q_t \cdot \sigma_{v0}$ ではなく q_t により行っている。このため、MCPT 結果を過大評価している可能性がある。
- ② 室内での MCPT は直径 20cm の鋼製モールド内の試料に対して実施している。MCPT の直径は 19.5mm であり、コーンと試験モールドの直径比は 10.2 となる。このような試験条件で MCPT の貫入を行った場合、鋼製容器側面の拘束圧により MCPT 結果を過大評価する可能性がある。ただし、MCPT から得られる f_s は側面拘束圧により著しく大きな値を示していない。また、施工機械のトラフィカビリティの判定や建設発生土の強度による分類のために実施される「締固めた土のコーン指数試験⁵⁰⁾」では直径 20.3mm のコーンを用いて 15cm モールド試料に対して試験が実施される。この試験でのコーンと試験モールドの直径比は 7.4 であり、今回の試験の直径比 (10.2) が著しく小さいものではないことが確認できる。このことにより MCPT 貫入時の容器側面の拘束圧は著しく大きなものではないと考えられるが、それによる影響も完全には否定できない。
- ③ $q_t \cdot \sigma_{v0}$ と対比させるせん断試験は、今回、ばらつきが小さく、試料の乱れの影響が小さい DST により実施した。しかし、MCPT 貫入～引抜き～ブロックサンプリングによる試料採取～試験の過程で試料が乱れたことも否定できず、それによる s_u を過小評価した可能性も否定できない。

3.7.6 コーン係数 (N_{kt}) に関する検討のまとめ

CPT から s_u を導出する際に重要となる N_{kt} について、粘土の年代効果による構造の影響に着目して検討を行った。今回の一連の検討の結果、以下の知見が得られた。

- ① 今回の調査対象とした I_p が 9～150、OCR が 0.8～5.0、 I_R が 10～160 の範囲の粘土においてはそれら地盤定数と N_{kt} との明確な関係は認められない。
- ② 今回検討の対象とした地域の地盤は、圧密試験結果および I_{sv} より年代効果による構造が発達した擬似過圧密粘土であることが確認された。しかし、その I_{sv} を指標とした過圧密量と N_{kt} には明確な関係が認められなかった。
- ③ 自然堆積している擬似過圧密粘土に、埋立等により σ'_y を超える荷重が載

荷された場合、その粘土は年代効果による構造が崩壊し正規圧密状態となる。そのように、上載荷重による静的な応力状態の変化により粘土の構造が変化した場合においては、荷重載荷の前後で N_{kt} は変化しない。

- ④ 粘性土にセメント等固化材を添加して作製される固化処理土は、固化材の添加により強度を発現させているため、セメンテーション効果が非常に卓越した一種の擬似過圧密粘土（重過圧密粘土）と考えることができる。その固化処理地盤に対する CPT により得られた N_{kt} は、自然堆積した擬似過圧密粘土の N_{kt} の範囲（6～25）内にはあるが、上限に近い値が得られている。このため、セメンテーションによる構造が非常に発達した擬似過圧密粘土（重過圧密粘土）の N_{kt} は、一般的な擬似過圧密粘土の N_{kt} に比べ大きくなる可能性がある。
- ⑤ 粘土に極少量の固化材を添加し加圧養生を行うことにより、室内にて自然堆積した擬似過圧密粘土に近い力学特性を持つ地盤を再現できることが確認された。この室内にて再現された擬似過圧密粘土に対して MCPT を実施し N_{kt} を求めた結果、室内擬似過圧密粘土の N_{kt} は正規圧密粘土の N_{kt} より相対的に大きくなることが確認された。しかし、室内実験にて取得された N_{kt} は一般的な N_{kt} より 2 倍近く大きく、自然堆積した擬似過圧密粘土より固化処理地盤に近い N_{kt} が得られた。

上記に示す一連の N_{kt} に関する検討の結果、年代効果が高位に発達した擬似過圧密粘土の N_{kt} は正規圧密粘土の N_{kt} に比べ相対的に大きくなる可能性は否定できない。しかし、その N_{kt} は、完全に練返し再圧密された試料の N_{kt} は擬似過圧密粘土の N_{kt} より小さくなる可能性はあるが、上載荷重等により正規化した粘土の N_{kt} は、構造が崩壊する前の N_{kt} とほとんど変化しないと考えられる。このことは、CPT にて埋立工事等の施工管理を行う際は、工事着工前に取得した N_{kt} を用いて施工時の管理を行うことに工学上問題が無いことを示している。

次節では、これらの検討結果を踏まえ、実際の埋立工事に CPT を適用し、施工途上地盤の強度評価にその有効性が発揮された事例を示す。

3.8 擬似過圧密粘性土地盤における人工島建設工事への CPT の適用

静的な原位置試験である CPT は、連続した複数の地盤情報が同時に得られること、試験方法が簡単で機動性に優れていること、CPT から得られる地盤定数は比較的ばらつきが小さく再現性が高いこと、 $q_t - \sigma_{vo}$ と s_u との相関性が高いこと、また、圧密に伴う粘土構造の正規化では（地盤の破壊等により攪乱された場合はその限りでない）、その相関（ N_{kt} ）は変化しないため事前調査で得られた N_{kt} を施工管理時にそのまま適用できること、等の利点のある地盤調査法である。本

節では、その CPT を軟弱地盤上に建設される人工島造成工事の施工管理に適用し、それらの結果から工事着手前後の海底地盤のばらつきや圧密による海底地盤の強度増加に関して検討を行った。

3.8.1 対象区域の海底地盤の概要

(1) 調査位置および試験項目

調査区域は、大阪湾泉州沖約 5km に位置する関西国際空港 2 期空港島建設区域の北東部に位置する区域である。図 3-58 に調査位置図を示す。その調査区域（約 1,300m×約 800m）内においては、施工前調査としてボーリング調査（6 地点）、CPT（3 地点）、施工中の調査としてチェックボーリングおよび CPT が実施されている。各時期の調査項目および試験方法を表 3-10 に示す。

(2) 海底地盤の成層状態および特性

当区域の水深は 20m 程度であり、海底地盤の地質構造は、走向が海岸線にほぼ平行であり沖合に向かい傾斜する単斜構造となっている。その海底面から 20m 程度の層厚で軟弱な沖積粘性土層が分布し、その下部に砂層と粘性土層の互層である洪積層が数百 m の厚さで分布している。本研究では、調査区域に分布する沖積粘性土層を対象として調査・検討を実施した。

沖積粘性土層の調査結果として図 3-58 の BH-P2 地点での物理試験結果および CPT-P1 地点での CPT 結果を図 3-59 に示す。

当区域に分布する沖積層は粒度特性より、粘土分含有量が 55% 程度の均質な粘性土であることが分かる。表層部分の粘性土の w_n は 130% 程度を示し、表層から数 m の範囲の w_n は w_L より高く、そのため液性指数 (I_L) は 1 以上を示し非常に鋭敏であることが分かる。その w_n は深度とともに減少し沖積層下端部で

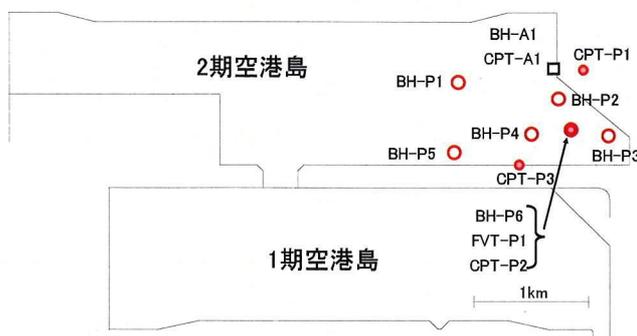


図 3-58 調査位置図

表 3-10 調査項目および試験方法

時期	地点	試験項目	試験方法
事前	BH-P1~5	物理試験	各基準に準拠
		一軸圧縮試験	JGS 0511
	BH-P6	物理試験	各基準に準拠
		一軸圧縮試験	JGS 0511
		一面せん断試験	JGS 0560に準拠 有効土被り圧で再圧縮
		三軸圧縮試験	JGS 05523に準拠 有効土被り圧の2/3で再圧縮
FVT-P1	原位置ベーン試験	JGS 1411	
CPT-P1~3	コーン貫入試験	JGS 1435	
施工中	BH-A1	物理試験	各基準に準拠
		一軸圧縮試験	JGS 0511
	CPT-A1	コーン貫入試験	JGS 1435

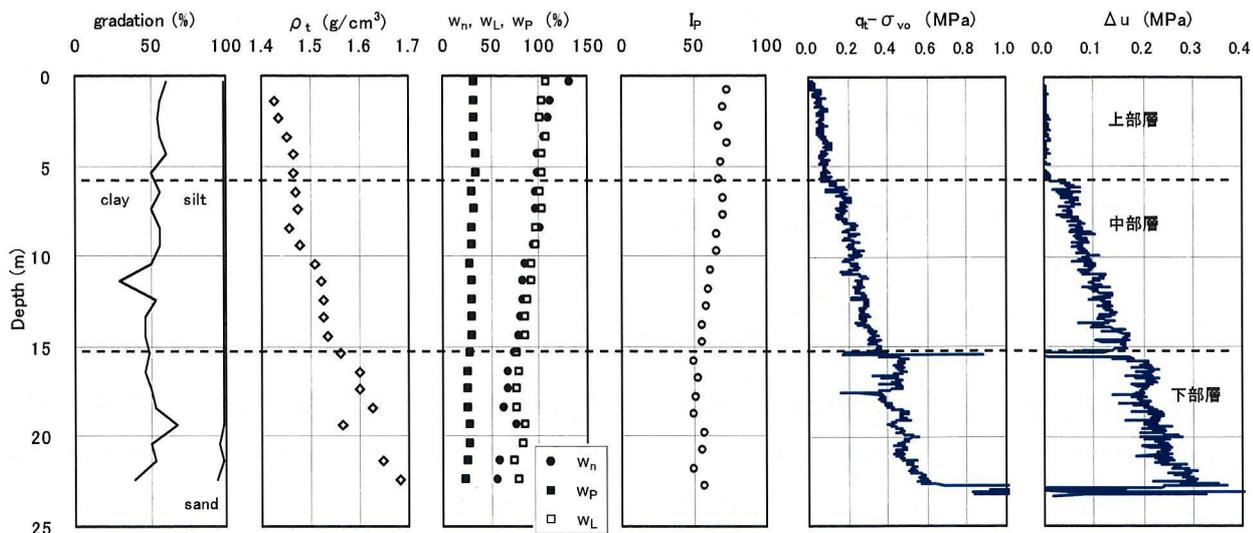


図 3-59 物理試験結果および CPT 結果

は 60%程度となる。Ip は表層から深度 7m 程度までは 70 程度の一定値を示し、その後 15m 付近まで深度とともに減少する傾向を示す。深度 15m 以深の Ip は、50 程度の一定値を示す。

CPT から得られる $q_t - \sigma_{vo}$ とコーン貫入時に発生する過剰間隙水圧 (Δu) は、この物理特性の変化を明確に捉えており、表層から 6m 程度までは $q_t - \sigma_{vo}$ は深度に対して漸増であり、 Δu はほとんど発生していない。6m 以深では、 $q_t - \sigma_{vo}$ 、 Δu とも深度に対して明確に増加しているが、 $q_t - \sigma_{vo}$ の急激な増加と減少 (Δu の急激な減少と回復) が認められる深度 15m 付近を境にその下部層はそれまでの傾向と若干異なっていることが分かる。深度 15m 付近の CPT 計測値の急変は、約 6,300 年前の降下堆積物である火山灰層⁵¹⁾である。このような薄層の火山灰層は、ボーリング調査を行っても必ずしも確認できるものではないが、CPT では他の調査地点においても明確にその存在を捉えており、連続的な地盤データの取得が可能である CPT の利点が本調査においても発揮された結果と言える。また、火山灰層ではいずれの地点においても、 Δu は急激に低下しており高い透水性を持つものと考えられる。降下堆積物である火山灰の堆積状況を考慮すると、広範囲でしかも連続性が良いと推定され、圧密時の排水層になりうるものと考えられる。

このように、当区域に分布する沖積粘性土層は、物理・力学特性の違いにより表 3-11 に示すように、上部層・中部層・下部層の 3 層に分類することができる。また、表 3-11 には各層の概略深度 (D) を平均的な沖積層層厚 (H) で正規化を行った層区分も併せて示してある。

本地域に分布する地盤の力学特性については、図 3-58 に示す BH-P6 地点において詳しく調べられている。BH-P6 地点においては工事着手前の海底地盤の s_u を確認するため、UCT、DST、三軸圧縮試験 (CIU) を実施し、その近傍地点に

において、CPT および FVT を実施している。また、圧密試験として CRST を実施している。実施した各試験の試験方法および得られる地盤定数は表 3-10 に示す通りである。

安定検討等を行うための設計用せん断強度 ($S_u(mob)$) は、各試験から得られた s_u に対して、試験時と実地盤での破壊時のひずみ速度の違いや強度の異方性等を考慮して設定される⁵²⁾。

図 3-60 に各種せん断試験の s_u から得

られた $s_u(mob)$ および CRST より得られた圧密降伏応力 (σ'_y) および過圧密比 (OCR) を有効土被り圧 (σ'_{vo}) に対して整理したものを示す。図 3-60 には図 3-61 に示す各せん断試験からの $s_u(mob)$ および CRST からの σ'_y と $q_t \cdot \sigma'_{vo}$ との相関から得られる係数 (それぞれ、コーン係数 (N_{kt}), 圧密コーン係数 ($N_{\sigma t}$)) を用いて換算した CPT 結果も併せて示してある。

$S_u(mob)$ の深度分布は、表層部および 10m 付近 ($\sigma'_{vo}=40\text{kPa}$ 付近) で $q_u/2$ が若干小さい値を示すが、各試験から得られる $s_u(mob)$ のばらつきは小さく、また、CPT から得られるせん断強度 ($s_u(mob)=q_t \cdot \sigma'_{vo}/N_{kt}$) と良い一致を示している。

σ'_y の分布も CPT から得られる $\sigma'_y (=q_t \cdot \sigma'_{vo}/N_{\sigma t})$ と良い一致を示し、深度と伴に増加する傾向を示す。また、全深度において σ'_y は σ'_{vo} より大きな値を示し、本地盤が過圧密状態にあることを示している。OCR は、 σ'_{vo} が 40kPa 付近までは深度とともに減少し、それ以深では約 1.8 で一定値を示す。本地域は地質学的に過去に上載荷重が除去されなかったことがないため本地域の粘性土は、堆積後、土被り圧が一定のもとで年代効果により過圧密状態となる擬似過圧密粘土 (正規圧密 aged 粘土) に分類される。また、本地域に分布する粘性土の $s_u(mob)$ は、一面せ

表 3-11 沖積層の区分と各層の物性値

層区分	概略深度 (m)	正規化深度 (D/H)	物性値			
			ρ_t (g/cm^3)	w_n, w_L (%)	I_p	Δu
上部層	0-6	$D/H < 0.3$	1.45	$w_n > w_L$	70	$\Delta u \approx 0$
中部層	6-15	$0.3 < D/H < 0.65$	1.45-1.55	$w_n \approx w_L$	70-50	$\Delta u > 0$
下部層	15以深	$0.7 < D/H$	1.60	$w_n < w_L$	50	$\Delta u > 0$

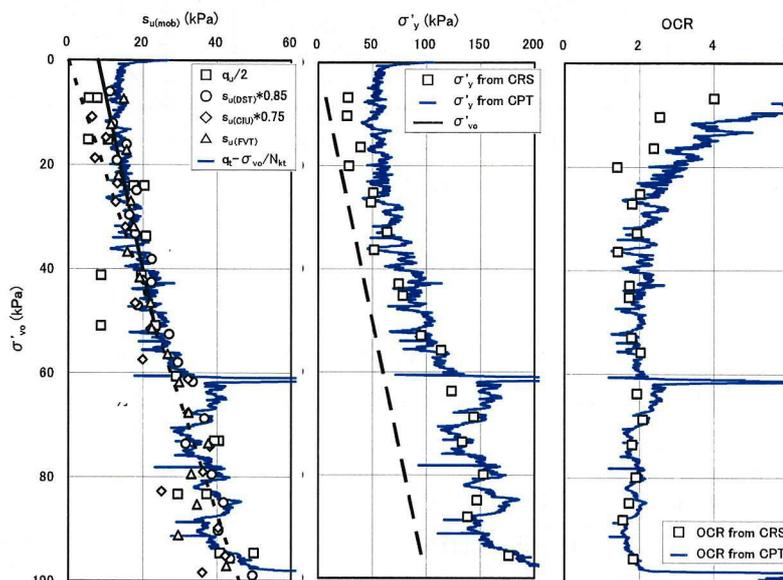


図 3-60 $S_u(mob)$, σ'_y , OCR の深度分布

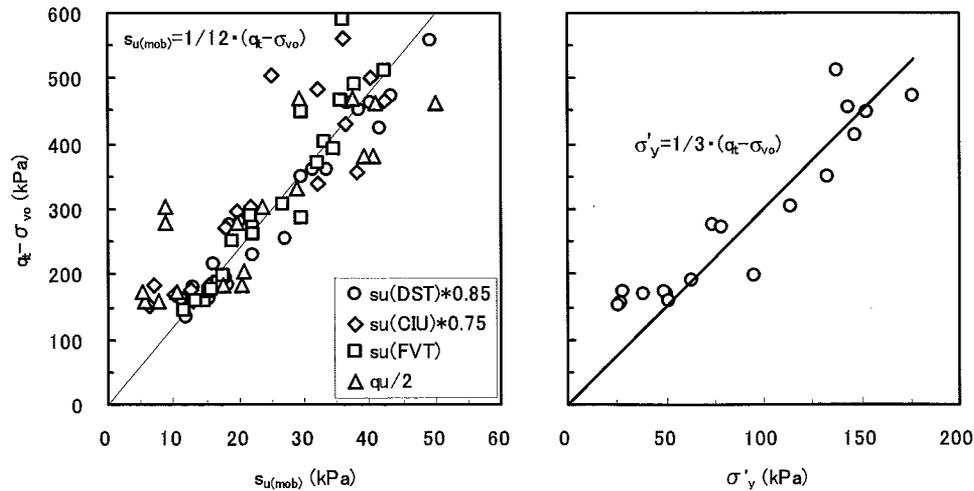


図 3-61 $q_t - \sigma_{vo}$ と $S_{u(mob)}$, σ'_y の関係

ん断強度 ($0.85 \cdot s_u(DST)$) に基づくと σ'_{vo} が 53kPa 付近 (深度 15m 付近) を境界として (3-27) 式のように示すことができる。

$$S_{u(mob)} = 0.85 s_u(DST) \quad (3-27-1)$$

$$= 0.85 (10 + 0.34 \sigma'_{vo}) \quad (\text{深度 } 0 \sim 15\text{m}) \quad (3-27-2)$$

$$= 0.85 (0.54 \cdot \sigma'_{vo}) \quad (\text{深度 } 15\text{m 以深}) \quad (3-27-3)$$

Hanzawa and Adachi²⁹⁾は、上式の関係は年代効果を有する粘性土の典型的な関係とし、(3-27-2) 式で示される粘性土は化学的結合作用 (セメンテーション) が卓越した擬似過圧密粘性土、(3-27-3) 式で示される粘性土は二次圧密作用が卓越した過圧密粘性土と指摘している。ただし、3.8.3 節で説明するように、(3-27-3) 式で示される粘性土の原位置での間隙比 ($e = \text{体積比 } (f) - 1$) と土被り圧 (σ'_v) の関係を見ると、二次圧密による σ'_v の下での e の減少は見られない。このことから、本論文では、(3-27-3) 式で示される粘性土は、「OCR が深度方向に一定である二次圧密型」の擬似過圧密が卓越していると定義する。

$q_t - \sigma_{vo}$ と $s_{u(mob)}$, σ'_y との関係を図 3-61 に示す。 $q_t - \sigma_{vo}$ と $s_{u(mob)}$, σ'_y には (3-28) 式の関係が得られた。 $q_t - \sigma_{vo}$ と各試験との相関関係は、DST から得られる $s_u(DST)$ との相関が最も高く、相関係数 (R) は 0.96 を示す。また、他の試験においても R は 0.8 以上であり、 $q_t - \sigma_{vo}$ と力学特性とは高い相関性があることが認められた。このように、CPT により地盤の成層状態に加え、各種試験結果との相関を用いることにより粘性土の力学特性を詳細に把握することが可能である。なお、本文においては、次節以降、CPT から s_u を求める場合には、各種せん断試験から得られた平均的なコーン係数 (N_{kt}) である 12 を用いて検討を行った。

$$\begin{aligned}
q_t \cdot \sigma_{vo} &= 12.5 q_u / 2 && (R=0.83) \\
&= 11.2 \cdot 0.85 s_{u(DST)} && (R=0.96) \\
&= 13.0 \cdot 0.75 s_{u(CIU)} && (R=0.82) \\
&= 12.5 s_{u(FVT)} && (R=0.94) \\
&= 12.0 s_{u(mob)} && (R=0.89) \\
&= 3.0 \sigma'_y && (R=0.91)
\end{aligned}
\tag{3-28}$$

3.8.2 海底地盤の均一性の評価

自然堆積地盤および人工的に造成された地盤においては、厳密な意味での均一な地盤は存在せず、地盤調査結果には必ずデータのばらつきが伴う。地盤の調査結果がばらつく要因としては、一般的に、①地盤の土性本来が持つばらつき、②サンプリングによる応力の開放やその後の機械的な乱れの影響、③試験方法の違いや④試験実施者の技術差によるばらつき等が複合的に加わったものである。また、ばらつきの少ない試験結果が得られたとしても、⑤技術者による結果の判断や評価に誤差や人為的ミスがあった場合にも結果としてその評価にばらつきを与えることとなる。そのため、地盤調査結果のばらつきを評価する場合には、上記のばらつきの要因の中で①の地盤本来のばらつきがどの程度であるかを確認することが重要となる。

土田ら⁵³⁾は、地盤本来のばらつきを表す指標として w_n および湿潤密度 (ρ_t) を用いている。 w_n を得るための含水比試験は、不攪乱試料を用いる必要がないため試料採取時の乱れの影響を受けず、試験方法も簡単であり技術者による差も小さいと考えられる。そのため、上記のばらつきの要因の中で地盤本来のばらつき以外の影響が小さい試験と言える。また、粘性土を対象とする湿潤密度試験は、通常、不攪乱試料に対してノギス法で実施され、試験中に試料が変形してしまうような超軟弱粘性土を除き、試験方法は比較的簡単であるため試験結果のばらつきが小さいと考えられる。

本地域 (BH-P1～BH-P6 地点) で得られた w_n および ρ_t の深度分布および各深度での試験結果の変動係数 (COV) を図 3-62 に示す。

各地点で得られた w_n , ρ_t の分布は図 3-59 で得られた分布状況とほぼ同様な傾向を示す。また、計測値のばらつきの程度を表す COV は、 w_n で平均 0.04 (0.02～0.08), ρ_t で 0.02 (0.01～0.03) である。また、図 3-59 で分類された各層については、上・中部層に比べ、下部層のばらつきが若干大きく、 w_n の分布では上・中部層の COV は平均 0.03 程度、下部層では 0.06 程度であり、 ρ_t の分布は同じく 0.01 程度と 0.02 程度であった。物理特性から判断すると、地盤のばらつきは上部層より下部層の方が大きいと言える。

土田⁵⁴⁾の報告では、本調査地域を含む周辺の沖積層の w_n の COV は 0.05～0.11

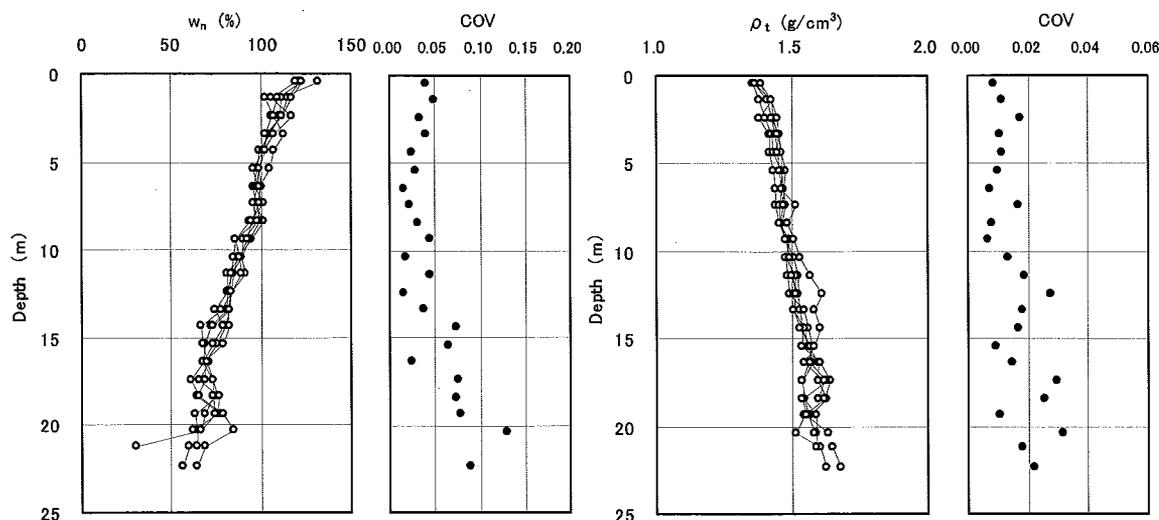


図 3-62 w_n と ρ_t の深度分布およびそのばらつき

の範囲にあることが報告されており、今回の結果は既報告の COV の下限付近にあることが確認された。また、一様な地盤の含水比の COV は $0.08 \sim 0.20$ ²⁸⁾との報告もあり、本区域の w_n のばらつきはそれに比べ非常に小さいと言える。一方、飽和粘性土や盛土の ρ_t の COV は、 $0.02 \sim 0.08$ 程度²⁵⁾との報告があり、 ρ_t の分布においても当区域の沖積粘性土層のばらつきは非常に小さいことが確認された。

このように物性値の均一性が比較的高い本地盤において、工事着手前および工事期間中に地盤調査を実施し、 s_u のばらつきに関して評価を行った。

3.8.3 s_u のばらつきの評価

(1) 海底地盤の s_u のばらつき評価

平面的に広がる地盤の s_u のばらつきについて、UCT から得られる $s_u (=q_u/2)$ の水平方向の分布について検討を行った。

今回の検討では、物理試験での地盤のばらつき評価の際と同様に、約 10 万 m^2 の範囲で実施された 6 地点（図 3-58 の BH-P1～BH-P6 地点）から採取された不攪乱試料を用いて得られた $q_u/2$ を用いている。対象範囲内での $q_u/2$ 、破壊時のひずみ (ϵ_f) および各深度の $q_u/2$ の COV の深度分布を図 3-63 に示す。また、 $q_u/2$ の深度分布には、各深度での標準偏差 (σ) も併せて示してある。なお、試験結果のばらつき評価については、調査地点により最大 2m 程度沖積層の層厚に違いがあるため、調査深度 (D) を沖積層層厚 (H) で正規化を行って実施した。

図より、同一深度の $q_u/2$ は、図 3-62 に示す物理定数に比べ全深度においてば

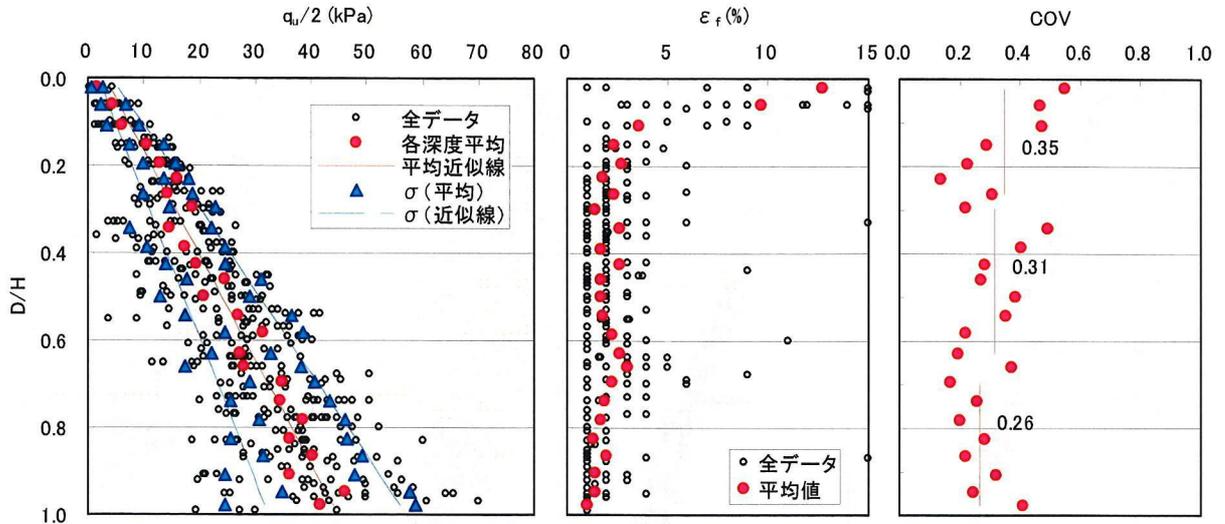


図 3-63 $q_u/2$, ε_f , COV の深度分布

らつきが大きいことが分かる。また、 ε_f は、 I_L が1を越える表層部で非常に大きく、表層部の試料は試料採取から試験までの過程での乱れの程度が大きいことが推測される。ただし、このような試験過程で試料が受けた乱れに起因する s_u のばらつきについては、CPT 結果でのばらつき検討を踏まえて検討する。 ε_f は、深度とともに減少する傾向を示すが、火山灰層が分布すると考えられる $D/H=0.65$ 付近では大きくなることを確認できる。これは、火山灰層の挟在により部分的に砂粒分の含有量が多くなり ε_f が増加したためと考えられる。ただし、UCT の結果のみでは、前述した火山灰層の確認および沖積粘性土層の区分を行うことは非常に困難である。

この様にばらつきのある中で、UCT より得られる平均的な s_u は、深度 (D) に対して (3-29) 式が得られ、深度とともに増加していることが分かる。

$$s_u = 2.0D + 2.6 \text{ (kN/m}^2\text{)} \quad (3-29)$$

また、各深度の $q_u/2$ の標準偏差 (σ) も、深度とともに増加する傾向を示す。Matsuo and Asaoka⁵⁵⁾の s_u の統計的性質の分類によると、本区域に分布する沖積粘性土層は、平均せん断強度 ($q_u/2$)、標準偏差 (σ) とともに線形増加するパターンに分類することができる。

各深度の $q_u/2$ の COV は、ばらつきのある中で若干ではあるが深度とともに減少する傾向を示す。表 3-11 で示した各層区分の平均 COV は、上部層 ($D/H < 0.3$) で 0.35、中部層 ($0.3 < D/H < 0.65$) で 0.31、下部層 ($0.7 < D/H$) で 0.26 であった。また、全層の COV の平均としては 0.31 が得られている。UCT および FVT より得られた s_u の COV は、 s_u の統計的性質の分類によらず 0.2~0.4 の範囲にあると報告²⁵⁾されており、今回の $q_u/2$ のばらつきは一般的なばらつきの範囲に

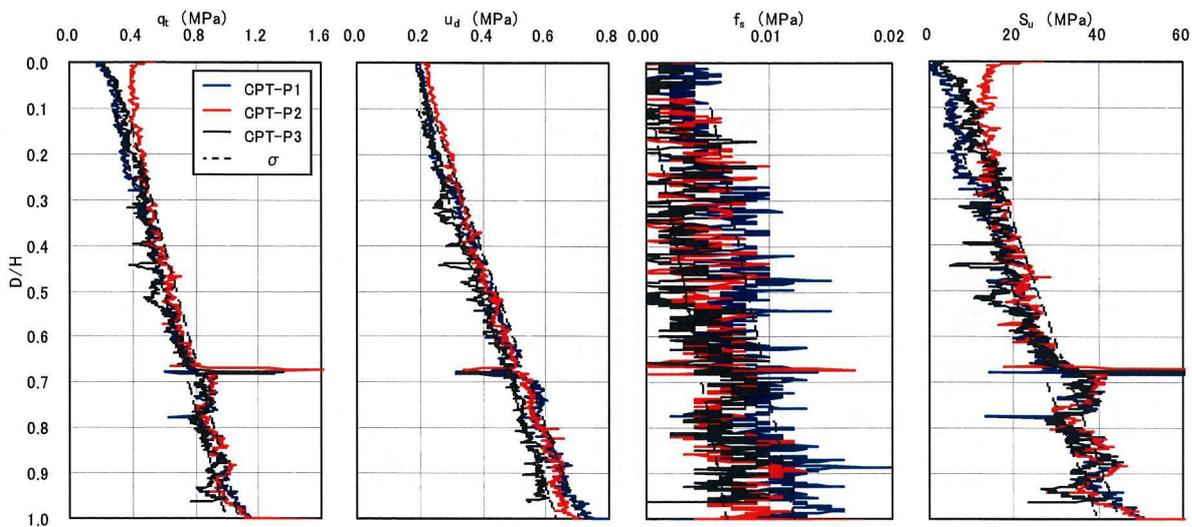


図 3-64 CPT 結果 (事前調査)

あることが分かる。

CPT は本区域内で施工開始前に 3 点実施している。3 地点の CPT 結果である q_t , u_d , f_s および CPT から得られる s_u ($=q_t \cdot \sigma_{vo} / N_{kt}$, $N_{kt} = 12$) を図 3-64 に示す。CPT 結果についても調査深度 (D) を沖積層層厚 (H) で正規化を行って整理した。

調査深度の正規化を行うことにより各地点で出現する火山灰層が $D/H = 0.65 \sim 0.7$ 付近ではほぼ一致していることが分かる。また、CPT-P2 地点では、CPT 実施前に厚さ 1.5m の敷砂が施工されていたため、 $D/H < 0.1$ (層厚 2m 程度) 部分の q_t および s_u ($=q_t \cdot \sigma_{vo} / N_{kt}$) が他の地点と明らかに異なる挙動を示している。そのため、CPT による原地盤のばらつきの評価としては、表層部分 ($D/H < 0.1$) と火山灰層の分布域 ($0.65 < D/H < 0.7$) のデータを対象外として実施した。

図 3-64 より、CPT から得られる地盤定数は、 f_s を除き、各地点で非常に良い一致を示していることがわかる。 f_s のばらつきについては、3.6 節でも示したようにデータのばらつきが指摘されている。そのため f_s を指標の 1 つとして地盤分類等を行う際には、採取試料との分類結果の比較を行う等、そのデータの取扱いについては注意を払う必要がある。ただし、 f_s を含め、 q_t , u_d および CPT から得られる s_u の標準偏差 (σ) は、深度に対してほとんど変化せず、UCT で得られた分布とは異なる結果が得られた。これは、不攪乱試料の採取を伴う UCT の場合では、調査深度が深くなるに伴い、採取から試験実施までの試料の乱れが表層部分と同程度であったとしても、深部では、削孔から試料回収までのボーリング作業における乱れや、応力開放による乱れの影響が相対的に大きいためであると考えられる。そのため、UCT では、深度とともに上記の乱れの影響が加わり深部の標準偏差 (σ) が増大したものと考えられる。

CPT から得られる s_u の COV の分布を図 3-65 に示す。得られた COV は、UCT と同様に深度に対して減少する傾向が認められる。図 3-59 で分類した沖積層各層の s_u の平均的な COV は、上部層 ($0.1 < D/H < 0.3$) で 0.33、中部層 ($0.3 < D/H < 0.65$) で 0.13、下部層 ($0.7 < D/H$) で 0.08 である。CPT から得られる他の地盤定数の COV の分布も s_u とほぼ同様な傾向を示し、 q_t と u_d のばらつきがほぼ同等で最も小さく、次いで、 s_u ($q_t \cdot \sigma_{vo} / N_{kt}$)、 f_s の順であり、それぞれの COV の平均値は、0.07、0.07、0.16、0.55 であった。

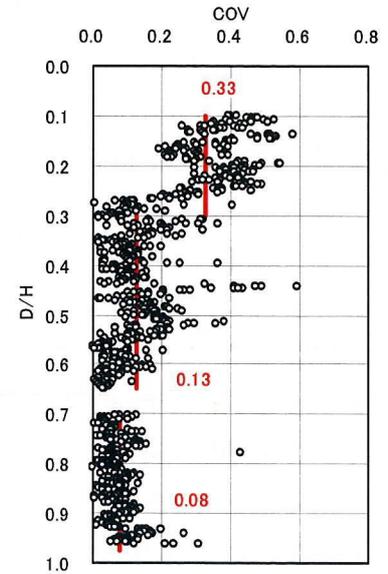


図 3-65 s_u の COV の分布

UCT から得られる $q_u/2$ の COV についても CPT と同様に表層部分 ($D/H < 1.0$) と火山灰層部分 ($0.65 < D/H < 0.7$) を控除した場合、平均的に 0.29 が得られる。CPT から得られる各定数のばらつきは、 f_s を除き UCT の半分もしくはそれ以下のばらつきであり、CPT のばらつきの程度は非常に小さいことが確認できた。これらのことから、標準偏差 (σ) の深度分布および取得データの COV 等を考慮すると、海底地盤の力学特性のばらつきは、ボーリング削孔から運搬・試験までの乱れの影響を含まない CPT が小さいことが確認できる。

本区域に分布する粘性土は、図 3-60 に示すように、年代効果により過圧密な状態にあり、各層は化学的結合作用（セメンテーション作用）が卓越している上部層と二次圧密型作用が卓越している下部層に概略的に区分できる。 s_u の COV の分布は、これらの粘性土の年代効果に起因する構造的な違いに起因するのではないかと考えられる。

図 3-66 に CRST から得られた各層の代表的な e - $\log p$ 曲線を示す。上部層の e - $\log p$ 曲線は、明瞭な降伏点を示さず σ'_y を超えた正規圧密領域では間隙比 (e) と $\log p$ がほぼ直線関係を示す。また、下部層は、 σ'_y を超えた直後に大きな圧縮性を示し、 e - $\log p$ 曲線は下に凸の形状となり、正規圧密領域においてもその関係は直線とならない。中部層は上下層両者の中間的な挙動を示している。上部層の圧密挙動は、練返し再圧密もしくは著しい乱れを受けた粘性土の圧密挙動であり、下部層の圧密挙動は、圧密圧力 (p) が σ'_y を超えた直後に大きな圧縮性を示し、下に凸の形状となる e - $\log p$ 関係が得られる擬似過圧密粘性土の圧密挙動と一致する。

表層部分の粘性土は、 σ'_{vo} が小さく相対的に小さな s_u であり、 I_L も 1 以上を示すことを考慮すると、試料採取から試験の過程で乱れの影響を受けやすいことが考えられる。しかし、上記の乱れの影響のない CPT から得られる s_u ($q_t \cdot \sigma_{vo} / N_{kt}$)

と $q_u/2$ の COV はほぼ同等であることから、試料の乱れの影響のみで表層部の s_u のばらつきを結論付けることは困難である。

五明ら⁵⁶⁾の実験では、海底表層地盤の原位置強度と採取した粘性土を室内にて沈降・圧密させて作製した再構成試料の s_u を比較すると 10 倍程度原位置強度が大きい結果が得られている。このことより、長期間の堆積環境下では、小さな σ'_{v0} であっても年代効果による強度が付加されるとともに、強度全体に占める付加的な強度の割合が比較的大きいものと推定される。このことは図 3-60 で示した OCR の分布でも確認することができる。

このように σ'_{v0} が小さく s_u に占める年代効果による付加的な強度の割合が比較的大きい表層部分の擬似過圧密粘性土は、年代効果による構造が発達段階であると考えられるため、粒度特性や鉱物組成および軽微な位置的な違いによっても付加構造の発達度合いが異なり、力学特性のばらつきが大きくなるものと推測される。また、中部・下部層の粘性土は、堆積期間が上部層に比べ非常に長期間であること、 σ'_{v0} の関数である二次圧密作用による強度が付加されるため、年代効果による構造が発達しており、位置的な力学特性のばらつきは上部層に比べ小さくなることが推測される。

上記推察に基づくと、UCT 結果に与える試料運搬から試験までの機械的な乱れや応力開放による乱れの影響度は、標準偏差 (σ) の深度分布および CPT から得られる COV との違い等を考慮すると上部層に比べ、中・下部層の方が大きいと考えられる。

(2) 圧密による地盤の強度増加の評価

年代効果による付加的な強度をもつ擬似過圧密粘土の s_u の増加過程を図 3-67 に模式的に示す。図中の O から A が堆積過程であり、A から B が年代効果の形成過程である。したがって、自然堆積状態での s_u は図の B 点にある。このような土に対して、鉛直有効応力 (σ'_v) が増加した場合、 σ'_v が σ'_y を超えるまでは s_u は変化せず、 σ'_v が σ'_y を超えてから s_u の増加が始まる。この増加は正規圧密状態での強度増加率 (s_{un}/σ'_v) で規定される。そのため、埋立荷重のように大き

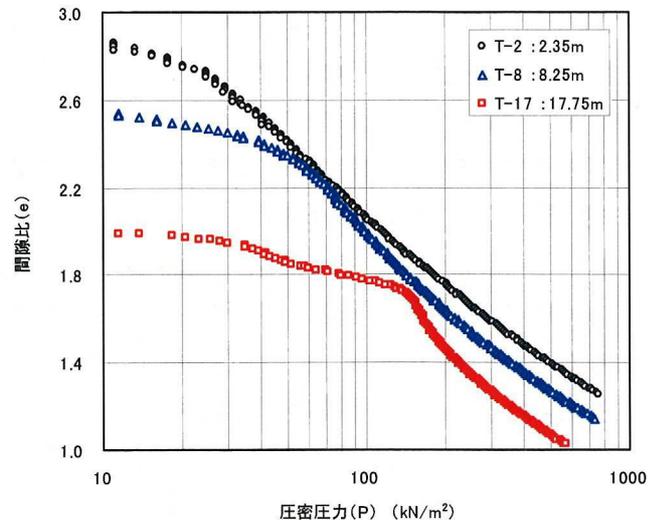


図 3-66 各層代表的試料の e-logp 関係

な増加応力 ($\Delta\sigma$) が加わると、年代効果による付加的強度は、圧密に伴い正規化され、強度は σ'_v の関数として示すことができる。本節では、上記概念に基づく擬似過圧密粘土の圧密に伴う強度増加について、実際の埋立工事で得られた圧密期間中の調査結果に基づいて検討を行った。

当区域は事前調査実施後、1999年より空港島用地造成埋立事業が行われている。図3-58に示すBH-A1地点での埋立断面を図3-68に示す。埋立工事の概略の施工方法は以下の通りである。

原地盤に層厚 1.5m の敷砂を施工後、軟弱な沖積粘性土層の圧密促進を目的としたサンドドレーン(SD)の打設(直径 0.4m, 平均打設長 21m, 打設間隔は、護岸直下で $2.5 \times 1.6\text{m}$, その他区域では $2.5 \times 2.5\text{m}$)を行う。SD打設後、層厚 16m 程度の盛砂を土運船による直接投入により施工する。原地盤の強度増加を待つ目的の圧密放置はこの後に設定されている。1回目の圧密放置時の増加応力 ($\Delta\sigma_1$) は、護岸法線直下でおよそ 75kN/m^2 である。2回目の圧密放置時には、さらに盛砂、捨石が施工され、初期状態からの $\Delta\sigma_2$ は 175kN/m^2 となる。圧密放置期間はそれぞれ 4ヶ月間と設定

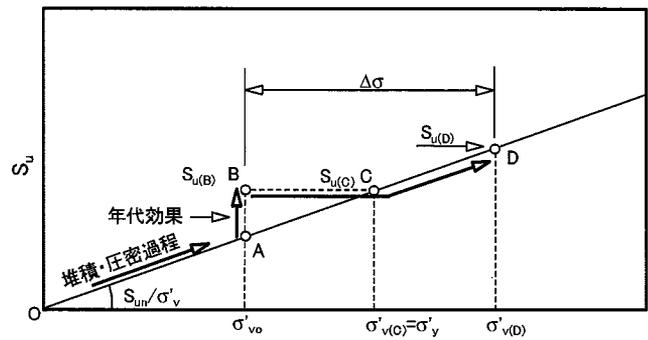


図 3-67 圧密による粘性土の強度増加(概念)(再掲)

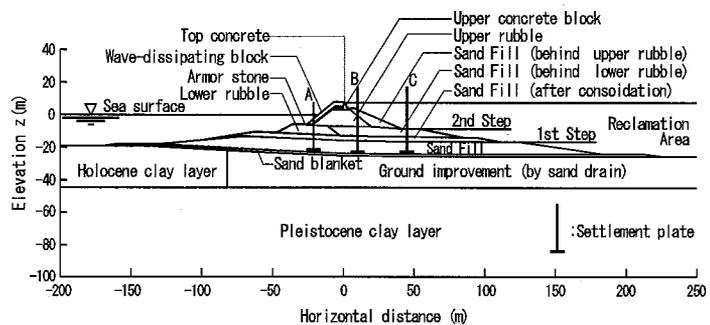


図 3-68 標準断面 (BH-A1 付近)

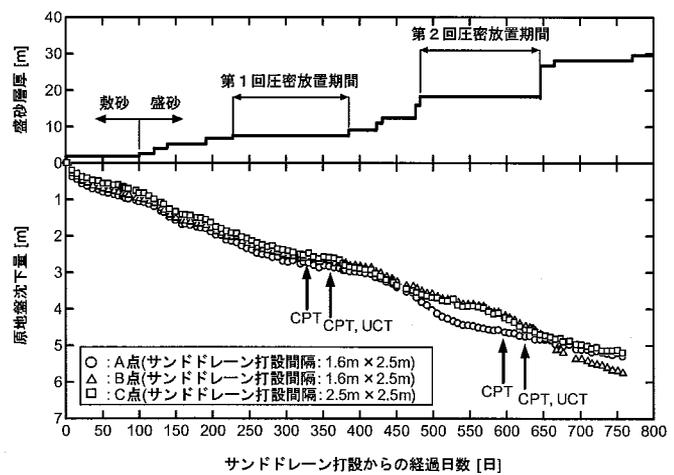


図 3-69 盛砂の荷履歴と時間・沈下曲線 (BH-A1 付近)

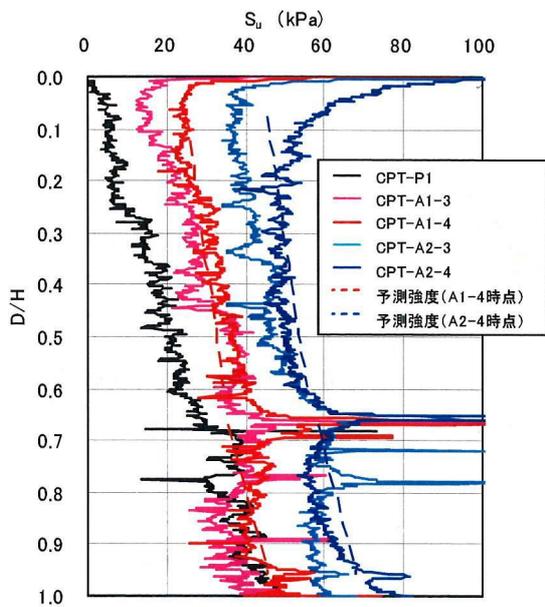


図 3-70 CPT 結果および予測強度
(事前調査, 施工期間中)

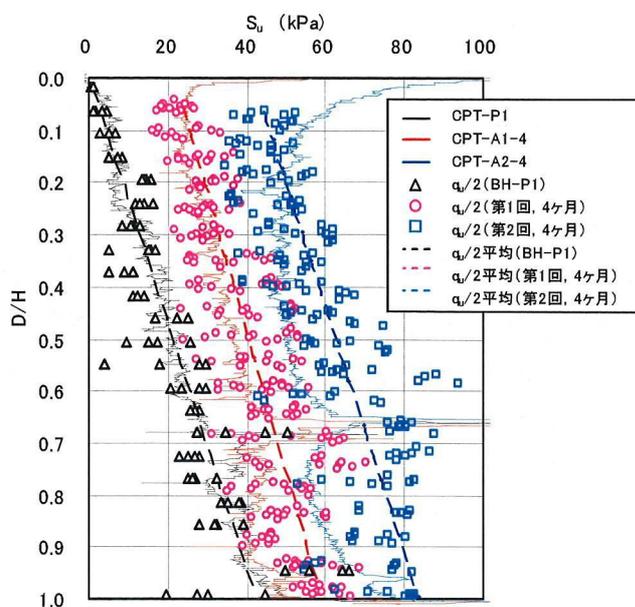


図 3-71 CPT および UCT 結果
(圧密放置 4 ヶ月)

され、所定の放置期間経過後にチェックボーリングによる強度確認が行われている、図 3-58 の CPT-A1 地点においては、圧密放置期間中に、チェックボーリングと同時期に CPT を実施している。図 3-69 に、調査地点における盛砂の載荷履歴と海底地盤の沈下状況および各圧密放置期間での調査実施時期を示す。

図 3-70 に事前調査および圧密放置期間中に実施した CPT から得られる s_u の分布を示す。前節までの N_{kt} に関する検討を踏まえて圧密期間中の CPT についても、事前調査で得られた N_{kt} ($=12$) を用いて s_u の算出を行った。CPT-P1 は事前調査での結果で、CPT-A1-3~CPT-A2-4 は、圧密放置期間中に CPT-A1 地点で実施した結果である。図中凡例の A1 は 1 回目、A2 は 2 回目の圧密放置期間中に実施したことを示し、-3、-4 はそれぞれ圧密放置開始後 3 ヶ月、4 ヶ月に実施したことを示すものである。施工開始前および各施工段階での CPT 結果は、圧密沈下により各調査実施時の沖積層層厚に顕著な差があることより、調査深度 (D) を調査時点の層厚 (H) で正規化を行った。

図より、CPT から得られる s_u は圧密の進行に伴い確実に増加していることが分かる。また、1 回目の圧密放置時では、火山灰層 ($D/H=0.65$ 付近) より深い深度の s_u は、事前調査結果と比べほとんど増加していない。これは、1 回目の増加応力 ($\Delta\sigma \approx 75\text{kN/m}^2$) を加えた σ'_v とこの深度付近の σ'_y とがほぼ等しいためであり、 $\sigma'_v + \Delta\sigma$ が σ'_y を超えるまでは強度増加しないという擬似過圧密粘土の圧密による強度増加概念と一致する結果である。また、同図には図 3-67 の考えに基づいた各放置期間完了時の s_u の増加予測ラインを示しているが、各段階とも

CPT 結果と予測値は良い一致を示している。このように、CPT から圧密途上の地盤の s_u を詳細に求めることが可能であることが確認された。

各圧密放置から 4 ヶ月後に実施した UCT と CPT から得られる s_u を併せて図 3-71 に示す。

図より、UCT の結果は CPT に比べ明らかにばらついていることが分かる。また、図中には各調査段階での $q_u/2$ の平均値も併せて示してある。事前調査および第 1 回圧密放置の UCT の結果はばらつきがあるものの、平均値で評価すると CPT 結果とほぼ等しい強度を示している。しかし、第 2 回の圧密放置時の結果では、 $q_u/2$ の平均値は全体的に CPT より大きな強度を示していることが分かる。本調査結果と同様に、SD 改良地盤の強度増加を確認する目的のチェックボーリングにおいて、UCT から得られる $q_u/2$ が予測強度より大きくなる報告⁵⁷⁾もある。以降に、本事例で $q_u/2$ が予測強度より大きくなった要因について検証を行う。

圧密による強度増加は、図 3-67 の概念図に基づき、(3-30) 式で算出することが可能である。(式中の添字は図 3-67 に対応。)

$$s_{u(D)} = s_{u(B)} + s_{un}/\sigma'_v (\sigma'_{vo} + \Delta\sigma - \sigma'_y) U_p \quad (3-30)$$

ここに、 $s_{u(D)}$ ：圧密途上地盤のせん断強度

$s_{u(B)}$ ：初期状態のせん断強度

s_{un}/σ'_v ：正規圧密状態の強度増加率

U_p ：有効応力の圧密度

(3-30) 式より、圧密途上の地盤のせん断強度 ($s_{u(D)}$) を精度良く求めるためには、初期状態のせん断強度 ($s_{u(B)}$)、正規圧密状態の強度増加率 (s_{un}/σ'_v) および埋立による増加応力 ($\Delta\sigma$) 等の各地盤定数を精度良く把握することに加え、地盤の圧密度 (U_p) を精度良く把握する必要がある。

ここに、図 3-67 より $s_{u(D)}$ が得られれば、それに対応する鉛直有効応力 ($\sigma'_{v(D)}$) は (3-31) 式で求めることができる。したがって圧密度 (U_p) は (3-32) 式にて算定できる。

$$\begin{aligned} \sigma'_{v(D)} &= s_{u(D)} \div s_{un}/\sigma'_v & (3-31) \\ &= 1/N_{kt} \cdot (q_t - \sigma_{vo} - \Delta\sigma) \div s_{un}/\sigma'_v \end{aligned}$$

$$U_{p1} = (\sigma'_{v(D)} - \sigma'_{vo}) / \Delta\sigma \quad (3-32)$$

また、圧密途上の地盤の間隙水圧増分 (Δu) が分かれば、(3-33) 式にて直接 U_p を求めることができる。

$$U_{p2} = (\Delta\sigma \cdot \Delta u) / \Delta\sigma \quad (3-33)$$

CPTでは、貫入試験中に発生する u_d を計測している。本調査においては、ある特定の深度で CPT の貫入を中断し、貫入中断中の過剰間隙水圧の消散過程を計測する消散試験（以下、消散試験）により Δu の計測を行っている。図 3-72 に圧密放置 2 回目 4 ヶ月放置後の CPT から得られた s_u より (3-32) 式を用いて算出した U_{p1} 、消散試験から得られた Δu より (3-33) 式で算出した U_{p2} およびバロンの解（ウェルレジスタンス、マットレジスタンス考慮）より算出した U_{p3} の分布を示す。

図 3-72 より、表層部分においては敷砂層への鉛直排水の影響等の要因により、(3-32)式から算出した U_{p1} がバロンの解の U_{p3} より 15%程度大きな値を示しているが、中部層、下部層においては、 U_{p1} と U_{p3} は良い一致を示している。圧密放置 2 回目、4 ヶ月経過後の全層の平均的な圧密度は、 U_{p1} で 70.2%、 U_{p3} で 68.4% であった。また、消散試験から得られる U_{p2} も U_{p1} と良い一致を示しており、CPT から得られた s_u を用いて算出した U_{p1} はほぼ妥当な値であることが確認された。

次に、圧密放置 2 回目の $q_u/2$ が予測強度に対して大きな強度が得られたことについて検討する。通常、SD 改良地盤の強度発現を確認するチェックボーリングは、砂杭間の中心にて調査が実施される。また、圧密放置 2 回目の $q_u/2$ から算出される平均的な圧密度 (U_p) は 92%程度となり、CPT からの U_{p1} 、 U_{p2} およびバロンの解からの U_{p3} より大きな U_p が発現している必要がある。本調査地域は、直径 40cm の SD 杭が $2.5 \times 1.6m$ 間隔で打設されている。圧密放置 2 回目 4 ヶ月経過後では、砂杭間の中心から 30cm 程度 SD 杭に接近した地点での、平均的な U_p が約 92%となり、圧密放置 2 回目の $q_u/2$ の発現に必要な U_p と良い一致を示す。そのため、圧密放置 2 回目の $q_u/2$ 値が予測強度より大きな強度が得られた要因としては、圧密沈下に伴う SD 杭の変形もしくは何らかの要因により調査孔の鉛直性が保持できなかったことにより、試料採取位置と SD 杭との離隔が接近し、想定より圧密が進行した試料が採取されたためであると考えられる。

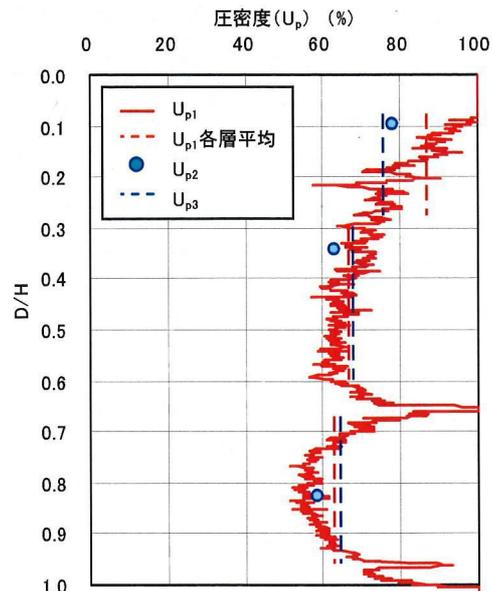


図 3-72 U_p の深度分布
(第 2 回圧密放置 4 ヶ月後)

通常、段階载荷による盛土工事での地盤強度確認のためのチェックボーリングでは、ある程度の調査結果のばらつきを想定して複数点実施するとともに、その評価には、圧密沈下の進行状況も考慮して検討される。また、チェックボーリングの結果により、設計を見直すことはほとんどなく、本事例のように調査結果が予測強度を上回っても実務上は大きな問題とならない。しかしながら、圧密途上の地盤の s_u を正當に評価するためには、調査地点の U_p を正確に把握することが非常に重要となる。CPT は間隙水圧の消散試験を実施することにより地盤の U_p を直接把握することが可能であるため、このような段階载荷による埋立・盛土工事の地盤評価法として有効な方法であると言える。

(3) 強度増加後の s_u のばらつき評価

圧密によって s_u が増加する場合、あるばらつきをもつ s_u がどのように変化するかを考察することは、本工事のように段階载荷により強度増加を確認しながら進捗させる工事においては非常に重要である。

3.8.3(1)節の海底地盤の s_u のばらつきの検討では、擬似過圧密粘性土である本地域の粘性土のばらつきは、年代効果による付加的構造に起因することが考えられた。また、3.8.3(2)節では、その擬似過圧密粘性土に、埋立荷重のような σ'_v を超える荷重が载荷されると、付加的な構造が破壊され正規圧密状態となることが確認された。本節では、CPT および UCT から得られた各圧密段階の s_u を基に、圧密より強度増加し正規圧密状態となった地盤のばらつきについて変動係数 (COV) を指標として検討を実施した。

Bjerrum³⁰⁾は、軟弱な Drammen 粘土の見かけの過圧密効果を二次圧密 (原論文中では、遅延圧密) とセメンテーションにより説明している。土田ら³²⁾は、高温再圧密試料による海成粘土に対する一連の実験結果に基づき、二次圧密とセメンテーション作用の影響を模式的に図 3-73 のように示した。図に示すように、粘性土には圧密時間によって固有に定まる e - $\log p$ 曲線が存在すると仮定すると、二次圧密の進行とともに e - $\log p$ 曲線は下方にシフトする。また、セメンテーション効果によって e - $\log p$ 曲線は堆積時の圧

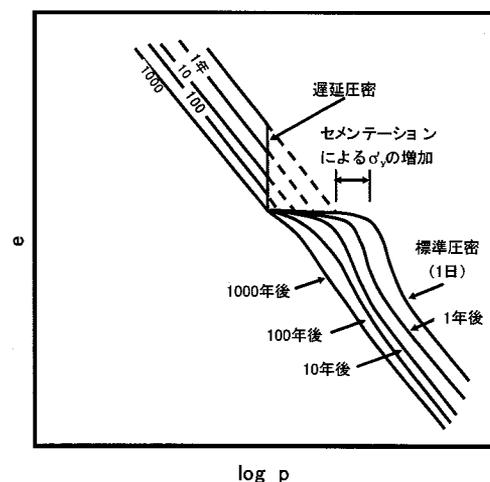


図 3-73 セメンテーション作用を受けた粘性土の e - $\log p$ 曲線の模式図 (再掲)

縮曲線の右側にシフトする。また、土田³³⁾は、堆積時にセメンテーションによる構造が形成されない場合や、圧密圧力(p)が σ'_v より十分に大きくセメンテーションによる構造の影響が消えた場合、体積比(f)の自然対数と $\log p$ が直線関係にある究極基準圧縮曲線(USC)が存在することを示し、その関係は粘性土の液性限界(w_L)で示すことができることを報告している。また、同報告³³⁾には、ある特定の初期間隙比(e_0)から圧密を開始したときの $e-\log p$ 曲線は、 w_L 、鋭敏比(s_t)、練返し時およびUSC曲線上での強度増加率(それぞれ $(s_{un}/\sigma'_v)_{REM}$ 、 $(s_{un}/\sigma'_v)_{USC}$)により表すことができ、上記の究極基準圧縮曲線(USC)に対し特定の e_0 に対する基準曲線(SC_{e_0})と定義している。

図3-74に図3-66に示した各層の代表的な $e-\log p$ 関係を $\log e_f-\log p$ 関係で示す。同図には、各粘土のUSC曲線、 SC_{e_0} (e_0 =初期含水比が w_L の2.0倍での間隙比、 $s_t=10$ 、 $(s_{un}/\sigma'_v)_{REM}=0.8$ 、 $(s_{un}/\sigma'_v)_{USC}=0.3$ で試算)曲線も併せて示してある。

図3-74より、上部層の粘性土は、原位置の応力状態で $\log e_f-\log p$ 曲線は SC_{e_0} 曲線上にあり、二次圧密による年代効果はほとんど認められないが、その $\log e_f-\log p$ 曲線は SC_{e_0} 曲線より右側に位置し、セメンテーシ

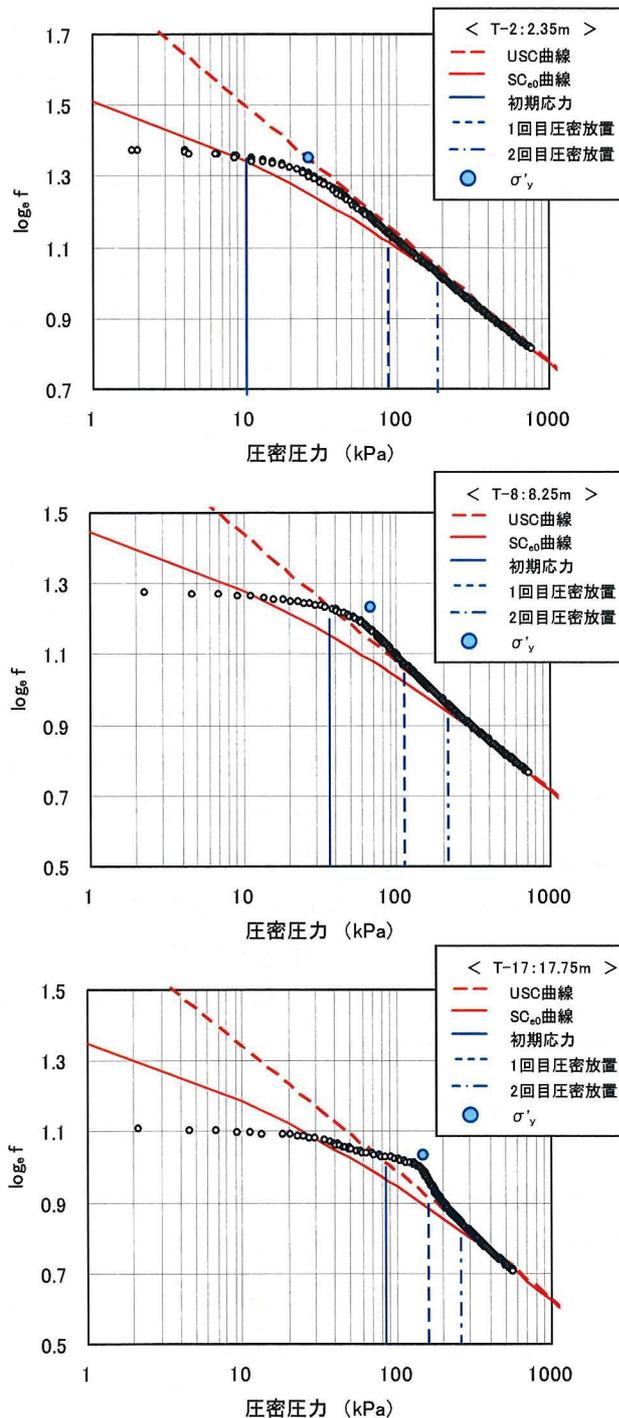


図3-74 各層代表的試料の $\log e_f-\log p$ 関係

ンによる年代効果は確認できる。一方，中部・下部層の粘性土は，原位置の応力状態で SC_{e0} 曲線より上位にあり，土被り圧一定の下で間隙比 (e) が減少する明確な二次圧密効果が確認できない。そのため，本論文では (3-27-3) 式で示される粘性土の擬似圧密効果を「OCR が深度方向に一定である二次圧密型の擬似過圧密粘性土」と定義している。ただし，中部・下部層の粘性土とも， $\log e_f - \log p$ 曲線は SC_{e0} 曲線の右側に位置し，上部層の粘性土と比較しても明らかにセメンテーションによる年代効果が発達していることが確認できる。

このような年代効果による付加的な構造を持つ擬似過圧密粘性土に，施工に伴う埋立荷重が載荷されると，上部層の粘性土では，第 1 段階の荷重 ($\Delta\sigma_1 \div 75\text{kN/m}^2$) で $\sigma'_v + \Delta\sigma$ が σ'_y を超え，USC 上の応力状態となり，セメンテーション効果による付加的な強度が圧密荷重による強度にほぼ置換わっていると考えられる。第 2 段階の荷重 ($\Delta\sigma_2 \div 175\text{kN/m}^2$) が載荷されると，沖積層ほぼ全層で USC 上の応力状態となり，付加的強度はほぼ圧密荷重による強度に置換わっている状態であることが分かる。

図 3-75 に各圧密放置段階で得られた CPT と UCT の s_u の COV の推移を示す。

各段階の調査では，得られた s_u の深度分布に対し各層毎に直線近似した平均値 ($s_{u(\text{mean})}$) を求め，それに対する比 (以下，せん断強度比 ($s_u/s_{u(\text{mean})}$)) のばらつきについて整理を行っている。

図より，原地盤および各圧密段階の全過程を通じて，CPT の COV が UCT より小さいことが確認できる。また， $s_u/s_{u(\text{mean})}$ の COV は CPT，UCT とも原地盤の状態でも最も大きく，各層のばらつきの大小関係は，上部層 ($D/H < 0.3$)，中部層 ($0.3 < D/H < 0.65$)，下部層 ($D/H > 0.7$) の順で小さくなっている。この関係は，3.8.3(1)節で示したように，原位置での年代効果による付加的な粘性土の構造に起因するものと考えられる。

このような年代効果に起因する擬似過圧密粘土に σ'_y を超える埋立荷重が載荷され圧密が進行すると，年代効果による構造が解消され，層毎のばらつきの大小関係はなくなり，COV は一定値に収束する傾向を示している。1 回目圧密放置 4 ヶ月後の全層平均の $s_u/s_{u(\text{mean})}$ の COV は CPT で 0.07，UCT で 0.18 であり，2 回目圧密放置 4 ヶ月後でそれぞれ 0.06，0.15 であった。初期状態と比較し，CPT，

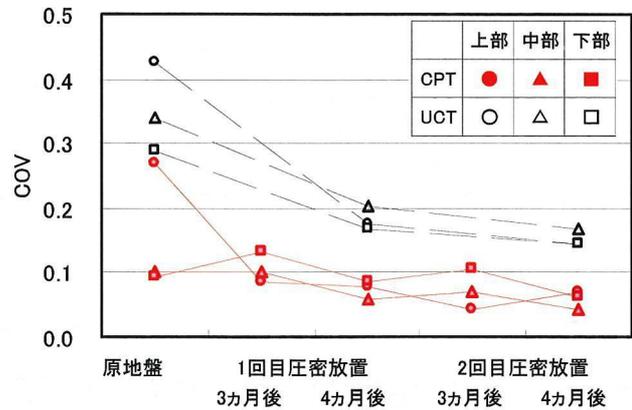


図 3-75 圧密前後の s_u のばらつきの推移

UCTとも圧密により60%程度 s_u のばらつきが低減している。また、原地盤から圧密段階の全過程において、CPTから得られる s_u のCOVは $q_u/2$ の半分以下であり、CPTのばらつきは非常に小さいことが確認された。また、本粘土の圧密後の $s_u/S_u(\text{mean})$ のCOVは非常に小さいため、本地域に分布する沖積粘性土の地盤本来のばらつきは小さく、非常に均一性が高い地盤であると言える。

3.9 本章のまとめ

本章では、軟弱な地盤上での埋立・人工島建設において、調査・設計から工事施工期間中の地盤評価にCPTを適用することの有効性を確認することを目的として、我が国の沿岸域においてCPTを中心とした地盤調査を実施し、得られた結果よりCPTの再現性およびばらつきについて検討を行った。更に、CPTからの s_u の導出において重要パラメータとなる N_{kt} の検討として、自然堆積粘土の年代効果に着目して、自然堆積地盤や固化処理地盤および室内模型地盤に対してCPTを実施し、 N_{kt} の検討を多面的に行った。最後に、人工島建設工事においてCPTを適用した事例を示し、調査・設計から施工管理までの一連の地盤評価方法としてCPTが有効であることを示した。本章のまとめとして、次に示す知見を得た。

CPT結果および各種せん断試験結果の再現性、ばらつきに関して

- ① 成層状態がほぼ同一であると考えられる3地域の地盤に対して、複数点CPTを実施し、CPTの再現性の確認を実施した。その結果、CPTから得られる q_t , u_d の再現性は非常に高く、測定値のばらつきを変動係数(COV)で評価するとそれぞれ平均0.08, 0.07であった。
- ② 我が国の沿岸域に分布する15地域の海成粘土に対してCPT結果のばらつきを検討した。CPT計測値のばらつきを評価する方法として、近似値と計測値との比(計測値/近似値)を用い、そのばらつきをCOVを用いて評価した。その結果、CPT結果のばらつきは q_t と u_d は同程度であり、 f_s のばらつきは大きく、COVで評価するとそれぞれ平均0.06, 0.07, 0.20が得られた。 f_s については、既往の調査結果においてもばらつきが認められており、その取り扱いには注意する必要がある。
- ③ ②と同様の地域において各種せん断試験から得られる s_u についても同様の方法でばらつきの評価を行った。その結果、 s_u のばらつきは、 $q_t \cdot \sigma_{vo}/N_{kt}$ と $s_u(\text{DST})$, $s_u(\text{FVT})$ は同程度であり、 $q_u/2$ の半分程度のばらつきである。ばらつきをCOVで評価するとそれぞれ0.10, 0.11, 0.12, 0.21が得られた。
- ④ CPT計測値、各種せん断試験からの s_u とも、今回調査を行った I_p が35

～90, OCR が 1.6～2.4 の範囲の我が国の海成粘性土においては, I_p , OCR との関係にばらつきが認められ, 明瞭な関係は認められない。

- ⑤ 泉州粘土に対してそのばらつきを詳細に検討した結果, CPT, UCT から得られる s_u のばらつきは③で得られたばらつきと同程度であることが確認された。また, その s_u のばらつきは, 年代効果による粘土の構造の違いに起因して異なることが推察された。ばらつきに関しては, 年代効果による構造が発達段階にあり強度全体に占めるセメンテーション効果の割合が比較的大きい表層部分のばらつきが大きく, OCR が深度方向に一定となる二次圧密型擬似圧密作用による強度が付加された中・下部層の粘性土の s_u のばらつきが比較的小さくなる結果が得られた。ただし, このように年代効果による付加的な構造により s_u のばらつきに差が生じる原因は明らかではない。これらについては, 今後, 他の区域の地盤も含めてデータの収集・解析が必要である。
- ⑥ 上記より, 我が国の沿岸域に分布する海成粘土に対して調査した結果, CPT のばらつきは COV で評価すると q_t , u_d とともに 0.07 程度であり, 他の試験のばらつきと比較し非常に小さいことが確認された。また, CPT からの s_u ($=q_t \cdot \sigma_{vo} / N_{kt}$) および各種せん断試験結果の s_u では, $q_t \cdot \sigma_{vo} / N_{kt}$, DST, FVT のばらつきが概ね 0.1～0.15 程度, UCT は 0.2～0.3 程度であった。UCT はこれまで指摘されているように, 他の試験と比較してもばらつきは大きい。今回の調査により, 各種試験のばらつきを定量的に評価することができた。また, 試験結果のばらつきに粘土の年代効果が影響している可能性が認められた。自然堆積粘土においては, その力学・圧密特性においてもその影響が確認されており, 粘土に発達している年代効果はその粘土を評価するに当り非常に重要な指標であることが考えられる。今後, 粘土の各種特性の解明のためにその年代効果に関する研究が望まれる。

コーン係数 (N_{kt}) に関して

- ① CPT から s_u を導出するために必要となる N_{kt} は, 様々なアプローチで理論的解析が行われているが, CPT 貫入時の境界条件が複雑で未解明な点が残るため, 現状においては理論的な手法により普遍的に N_{kt} を導く関係式は確立されていない。
- ② 日本を含む東・東南アジア～欧米地域で実施された $q_t \cdot \sigma_{vo}$ と s_u との相関に関する既往の調査結果においては, N_{kt} は 6～25 の広範囲に分布していることが確認された。ただし, この N_{kt} は, 様々な方法で求められた s_u を用いていることに留意が必要である。そのため, $q_t \cdot \sigma_{vo}$ と対比される最適なせん断試験の確認・選定が必要である。

- ③ 理論的に N_{kt} を求める方法が確立していない現状においては、別途実施したせん断試験との相関により N_{kt} を求める必要がある。そのせん断試験においても合理的でばらつきが小さい試験であるとともに、 $q_t \cdot \sigma_{vo}$ との高い相関性も重要な判断基準となる。そのような観点から判断すると DST が CPT との相関を求める試験として最も適していると考えられる。
- ④ 今回行った地盤調査の結果、 I_p が 9~150, OCR が 0.8~5.0, I_R が 10~160 の範囲の粘土では上記地盤定数と N_{kt} との明確な関係は認められない。
- ⑤ 今回検討の対象とした地域の地盤は、圧密試験結果および I_{sv} より年代効果による構造が発達した擬似過圧密粘土であることが確認された。しかし、その I_{sv} を指標とした過圧密量と N_{kt} には明確な関係が認められない。
- ⑥ 自然堆積している擬似過圧密粘土に、埋立等により σ'_y を超える荷重が載荷された場合、その粘土は年代効果による構造が崩壊し正規圧密状態となる。そのように、上載荷重による応力状態の変化により粘土の構造が変化した場合においては、荷重載荷前後で N_{kt} は変化しない。
- ⑦ 粘性土にセメント等固化材を添加して作製される固化処理土は、固化材の添加により強度を発現させているため、セメンテーション効果が非常に卓越した一種の擬似過圧密粘土（重過圧密粘土）と考えることができる。その固化処理地盤に対して CPT を実施して得られた N_{kt} は、一般的な擬似過圧密粘土の N_{kt} の範囲（6~25）内にはあるが、上限に近い値が得られている。このため、セメンテーションによる構造が非常に発達した擬似過圧密粘土（重過圧密粘土）の N_{kt} は、一般的な擬似過圧密粘土の N_{kt} に比べ大きくなる可能性がある。
- ⑧ 粘土に極少量の固化材を添加し加圧養生を行うことにより、室内にて一般的な粘土の力学特性を持つ擬似過圧密粘土を再現できることが確認された。この室内にて再現された擬似過圧密粘土に対して MCPT を実施し、 N_{kt} を求めた結果、室内擬似過圧密粘土の N_{kt} は正規圧密粘土の N_{kt} より相対的に大きくなることが確認された。しかし、室内実験にて取得された N_{kt} は一般的な N_{kt} より 2 倍近く大きく、自然堆積した擬似過圧密粘土より固化処理地盤に近い N_{kt} が得られた。
- ⑨ N_{kt} に関する検討の結果、年代効果が高位に発達した擬似過圧密粘土の N_{kt} は相対的に大きくなる可能性は否定できない。しかし、その N_{kt} は、完全に練返し再圧密された試料の N_{kt} は擬似過圧密粘土の N_{kt} より小さくなる可能性はあるが、上載荷重等により正規化した粘土の N_{kt} は、構造が崩壊する前の N_{kt} とほとんど変化しないと考えられる。このことは、CPT にて埋立工事等の施工管理を行う際は、工事着工前に取得した N_{kt} を用いて施工時の管理を行うことに工学上問題が無いことを示している。

CPTによる海底地盤の強度管理について

- ① 圧密途上の地盤の強度を予測する場合，UCTによる評価では，ばらつきが大きく，現実的にはこれまでと同様に複数点実施した結果の平均強度として評価せざるを得ない．一方，CPTでは，ばらつきの小さい s_u が得られることに加え間隙水圧の消散試験を実施することにより地盤の圧密度 (U_p) を直接把握することが可能である．このことから，段階載荷盛土工事等の施工管理方法としては，消散試験と強度の U_p が一致したCPTによる地盤の評価は有効な手段であることが言える．ただし，CPTは機種により計測値にばらつきが認められること，電氣的に地盤の状態を計測する試験機であるため，温度の影響を受けること⁵⁸⁾等が報告されている．CPTによる地盤の評価を広めるには，上記に示すばらつきの要因を最小化するため，試験機および試験方法の仕様を統一することが必要であると考えられる．
- ② CPT，UCTいずれにおいても，圧密の進行により強度増加した場合，原位置の s_u よりばらつきは小さくなり，泉州粘土ではその s_u の COV はそれぞれ 0.06, 0.15 程度の一定値に収束する傾向を示す．このことにより，現在議論されている，基礎構造物等の性能規定による信頼性設計における地盤定数の設定⁵⁹⁾として，工事着手前の原地盤と圧密が進行した地盤とでは，ばらつきを考慮した異なる地盤特性値の推定方法を適用することが可能となる．

参考文献

- 1) Powell, J.J.M. and Quarterman, R.S.T. : The effect of filter position on the measurement of pore water pressures in piezocone tests, BRE report No., 1991.
- 2) 續誠 : 国際的なコーン貫入試験手法の現況, コーン貫入試験を用いた地盤の評価法に関するワークショップ, pp.25-37, 1998.
- 3) 笹尾光, 鈴木康嗣 : 地盤調査車 (Geo-Explorer) —サイスミックコーンとロータリーパーカッションドリルを併用した地盤調査システム—, 土と基礎, Vol.44, No.9, pp43, 1996.
- 4) N.Yamane・H.Taguchi, A.Porbaha : Applications of FL-CPT for project in the coastal areas, Coastal Geotechnical Engineering in Practice, pp.757-762, 2000.
- 5) 柴田徹, 三村衛, プラダン.T.B.S, 延山政之 : RI コーン貫入試験装置の開発について, 第26回土質工学研究発表会, pp.89-92, 1991.
- 6) Baldi, G., Bruzzi, D., Superbo, S., Battaglio, M. and Jamiolkowski, M. : Seismic cone in Po River sand, Proceedings of the First International Symposium on Penetration Testing, Vol.2, pp.643-650, 1988.
- 7) 福江正治, 田屋直美, 松本基, 酒井豪 : 電導コーンの開発とその応用, 土木学会論文集, 596 (III-43), pp.283-293, 1998.
- 8) Woier, D.J., Weemees, I., Kohan, M., JollG, y. and Robertson, P.K : Penetration testing for ground water contaminants, Proceed-ing of the Geotechnical Engineering Congress, ASCE, 1, pp.76-83, 1991.
- 9) Raschke, S.A. and Hryciw, R.D. : Vision Cone Penetrometer for Direct Subsurface Soil Observation, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 123(11), pp.1074-1076, 1997.
- 10) Phoon, K.K. and Kulhawy, F.H. : Characterization of geotechnical variability, Canadian Geotechnical Journal, 36, pp.612-624, 1999.
- 11) H.J.Everts, H.J.Luger : Dutch national codes for pile design, Design of Axially Loaded Pills-European Practice, pp.243-263, 1997.
- 12) 渡部要一, 植田智幸, 三枝弘幸, 田中政典, 菊池喜昭 : 性能設計概念に基づいた実用的土質定数設定法, 土木学会論文集, Vol.63, No.2, pp.553-565, 2007.
- 13) Skampton, A.W. : The bearing capacity of clays, Proceedings of the Building Research Congress, I, pp.180-189, 1951.

- 14) Yu, H.S. and Mitchell, J.K. : Analysis of Cone Resistance Review of Methods, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, 124(2), pp.140-149, 1998.
- 15) 末政直晃, 竹村次朗, 廣岡明彦, 木村孟 : キャリブレーションチャンバーテストによる粘性土地盤のコーン貫入抵抗に関する考察, *土木学会論文集*, 493(b-27), pp.69-78, 1994.
- 16) Houlsby, G.T. and Teh, C.I. : Analysis of the Piezocone in Clay, *Proceedings of the First International Symposium on Penetration Testing*, 2, pp.777-783, 1988.
- 17) Budhu, M. and Wu, C.S. : Numerical analysis of sampling disturbances in clay soils, *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 16, pp.467-492, 1992.
- 18) 甲本達也, 加来研 : 鋭敏性粘土地盤におけるコーン支持力の理論的解析, *土質工学会論文報告集*, 24(2), pp.145-152, 1984.
- 19) 田中洋行, 榊原基生, 後藤健二, 鈴木耕司, 深沢健 : 我が国の正規圧密された海成粘性土の静的コーン貫入試験から得られる特性, *港湾技術研究所報告*, Vol.31, No.4, pp.61-92, 1992.
- 20) 深沢健, 日下部治 : コーン貫入試験の発達史と試験結果解釈法および適用性の再検討, *東工大 土木工学科研究報告 No.64*, pp.23-60, 2001.
- 21) Bjerrum, L. : Embankments on soft ground, *Proceedings ASCE Specialty Conference on Performance of Earth-Supported Structures*, 2, pp.1-54, 1972.
- 22) 深沢健, 日下部治 : 粘性土地盤におけるコーン貫入試験の適用性, *土木学会論文集*, No.799/III-72, pp.153-170, 2005.
- 23) Hanzawa, H. : A new approach to determine soil parameters free from regional variations in soil behavior and technical quality, *Soils and Foundations*, 32(1), pp.71-84, 1992.
- 24) 田中洋行 : 我が国におけるコーン貫入試験の現状と問題点, *土と基礎*, Vol.47, No.9, pp.5-8, 2000.
- 25) 堀内孝英, 川村国夫 : 信頼性設計のための土質の統計的性質, *土と基礎*, Vol.25, No.11, pp.11-18, 1977.
- 26) 電気式静的コーン貫入試験ワーキンググループ : 電気式静的コーン貫入試験の基準案と一斉試験の結果, *第28回土質工学研究発表会*, pp.289-292, 1993.
- 27) 例えば, Robertson, P. K. : Soil classification using the cone penetration

- test, Canadian Geotechnical Journal, Vol.27, No.1, pp.151-158, 1990.
- 28) 土田孝, 小林正樹, 菊池喜昭, : 土質調査結果に及ぼす人為的要因の影響, 港湾技研資料, No.546, 42pp, 1986.
 - 29) Hanzawa, H. and Adachi, K. : Overconsolidation of alluvial clays, Soils and Foundations, Vol.23, No.4, pp.106-118, 1983.
 - 30) Bjerrum, L. : Engineering geology of Norwegian normally consolidated marine clays as related to settlements of buildings, Geotechnique, Vol.7, 1967.
 - 31) Bjerrum, L. : Problems of Soil mechanics and construction of soft clays, states-of-the-art report, Proceedings of 8th ICSNFE, Vol.3, pp.111-159, 1973.
 - 32) 土田孝, 小林正樹, 水上純一, 田中政典 : 高温再圧密による海成粘土の年代効果の再現, 港湾技術研究所報告, Vol.28, No.1, pp.121-147, 1989.
 - 33) 土田孝 : 海成粘土地盤の間隙比-有効土被り圧関係に関する統一的な解釈, 港湾技術研究所報告, Vol.38, No.3, pp.152-179, 1999.
 - 34) Murakawa, S., Yoshifuku, T., Katagiri, M. and Terashi, M. : Evaluation of consolidation process of soft clay ground by cone penetration test, Soft Ground Engineering in Coastal Areas- The Nakase Memorial Symposium -, pp.151-158, 2002.
 - 35) 土田孝, 長井興治, 奥村樹郎, 岸田隆夫, 舟田邦雄 : 岸壁の裏込め材として打設された軽量地盤材料の力学的特性 (その1), 第30回土質工学会, pp.2525-2528, 1995.
 - 36) 山根信幸, 岸田隆夫, 竹内基幸 : フリクションレスコーン試験機の開発と気泡混合処理地盤への適用, 第32回地盤工学会, PP.2333-2334, 1997.
 - 37) SGM 研究会 : 伏木富山港富山地区 SGM を用いた現場におけるボーリング調査報告書, 1994.
 - 38) 山根信幸, 田口博文, 御手洗義夫, A. Porbaha, 竹内基幸, 岸田隆夫 : 硬質地盤への静的コーン貫入試験の適用, 第35回地盤工学研究発表会, pp.475-476, 2000.
 - 39) 渡部要一, 土田孝, 引屋敷英人, 吉野武秀 : 浚渫泥土を利用した貧配合セメント処理土の力学特性および材料特性, 港湾技術研究報告 第40巻2号, pp.3-22, 2001.
 - 40) 竹信正寛, 土田孝, 平原毅, 湯怡新 : 固化と圧密が同時に進行するときの粘土の圧縮過程とその解析, 第41回地盤工学会, pp.225-226, 2006.
 - 41) Ladd, C.C. and Foot, R. : New Design Procedure for Stability of Soft

- Clay, ASCE, Vol.100, GT7, pp.763-786, 1974.
- 42) K.Suzuki, H.Hanzawa : Evaluation of Compressibility of aged marine clay, *Compression and Consolidation of Clayey Soils*, pp.587-592, 1995.
 - 43) 竹信正寛, 土田孝, 近井玲子 : 炭酸カルシウムの添加と高温養生による広島港粘土の年代効果の再現, 第40回地盤工学会, pp.301-302, 2005.
 - 44) 平原毅, 土田孝, 竹信正寛 : セメンテーションによる強度発現過程における粘土の圧縮特性に関する研究, 第41回地盤工学研究発表会, pp.223-224, 2006.
 - 45) 平本真也, 土田孝, 平原毅 : 少量のセメントを混合した試料の強度変形特性に関する研究, 第42回地盤工学研究発表会, pp.201-202, 2007.
 - 46) (社)地盤工学会 : 地盤改良効果の予測と実際, pp.65-89, 2000.
 - 47) 武林昌哉, 深沢健, 中村明教, 田中洋輔 : 小型電気式静的コーン貫入試験機を用いた地盤調査結果の評価, 第40回地盤工学研究発表会, pp.151-152, 2005.
 - 48) 半沢秀郎 : 土の一面せん断試験結果の実務への適用, 直接せん断試験の方法と適用に関するシンポジウム発表論文集, pp.87-94, 1995.
 - 49) 深沢健, 野口孝俊 : 軟弱地盤上における空港島築造工事への CPT の適用(その2), 土木学会年次学術講演会, pp.447-448, 2007.
 - 50) (社)地盤工学会 : 土質試験の方法と解説, 第3章 締固めた土のコーン指数試験, pp.266-273, 2000.
 - 51) 遠藤邦彦, 牧野内猛, 坪田邦治, 岩尾雄四郎 : 沖積層の形成過程, 土と基礎, Vol.43, No.10, pp.8-12, 1995.
 - 52) (社)日本港湾協会 : 港湾の建設の技術上の基準・同解説(上巻), (社)日本港湾協会, pp.243-244, 1999.
 - 53) 土田孝, 小林正樹, 山川匠, 平良聡 : 一軸圧縮強度のばらつきとその要因について, 港湾技術研究所報告, Vol.27, No.1, pp.93-124, 1988.
 - 54) 土田孝 : 三軸試験による自然粘性土地盤の強度決定法に関する研究, 港湾技研資料, No.688, 199pp., 1990.
 - 55) Matuso, M. and Asaoka, A. : Probability models of undrained strength of marine clay layer, *Soils and Foundations*, Vol.17, No.3, pp.51-68, 1977.
 - 56) 五明美智男, 三村信夫 : 現地不攪乱底泥の強度特性, 第39回海洋工学論文集, Vol.39, pp.501-505, 1992.
 - 57) 平林弘, 森川嘉之, 小野正博, 田端竹千穂 : サンドドレーン工法により改良された沖積粘土の強度増加, 第41回地盤工学研究発表会, pp.1017-1018,

2006.

- 58) Lunne, T., Robertson, P.K. and Powell, J.J.M. : Cone penetration testing in geotechnical practice, E & FN SPON, pp.31-32, 1997.
- 59) 渡部要一, 田中政典, 植田智幸, 三枝弘幸, 菊池喜昭 : 港湾施設の設計における地盤定数の新しい設定方法, 土木学会第61回年次学術講演会, pp.645-646, 2006.

第4章 測量技術を応用した全施工履歴追跡型の施工管理技術 の開発とその適用

4.1 概説

埋立や地盤の造成を行う工事に限らず土工事等の施工を行う場合には必ず工事の進捗に伴い、施工時期、施工場所、盛土層厚等の様々な施工情報（以下、施工履歴と呼ぶ）が発生する。従来、このような施工履歴は、日々の工事記録（施工日報）として管理されていたが、①施工範囲が広大である場合や、②取扱土量が膨大である場合、③大水深等施工条件が厳しい場合、等では、詳細な施工履歴を管理することに限界があった。また、工事単位でその記録様式が異なるため、膨大な労力を費やして取得した施工履歴が直接的にはほとんど次工事や将来的な検討に反映されていないのが現状である。

埋立や盛土の層厚や単位体積重量（ γ ）の把握およびそれらの施工時期や場所等の管理の良否は、直接的に建設された構造物の安定性に影響を与えることが過去の事例からも明らかである。特に、沖合い人工島の様な大規模な工事であれば、それらを合理的かつ効率的に取得できる管理技術の開発が望まれている。

また、軟弱地盤上に構造物を建設する場合、施工に伴い海底地盤の圧密沈下が発生する。その様な場合、上記の施工履歴に加え、施工範囲内の沈下を計測し地盤状況を管理する必要がある。その沈下管理は、ただ単に発生する沈下を継続的に計測するだけでなく、沈下管理により、①発生している圧密沈下の健全性、②将来沈下量の予測、③沈下に伴う原地盤の力学特性（強度特性）の変化、等を評価し、次工程へ反映させることが重要な管理項目となる。

荷重増加に伴って発生する地盤沈下（圧密沈下）の一般的な管理方法としては、沈下が発生する地盤面に沈下板（もしくは、沈下計測機器）を設置し、継続的にその沈下板高さを計測し沈下量を把握する方法である。しかし、この方法は確実に沈下量を把握することができる方法であるが、施工区域が広大である場合や施工水深等の施工条件が厳しい場合、また、大量・急速施工であるため作業船の輻輳が激しい場合等では、沈下管理に必要な沈下板を施工面、コスト面から設置できない場合がある。また、沈下板による沈下管理は、あくまで点の管理であるため必要十分な沈下板が設置されていない場合には、その全体像が把握できない可能性がある。

本研究においては、近年その技術開発が目覚ましい GPS 測位技術のうちの

RTK-GPS (Realtime Kinematic GPS) 測位機やナローマルチビーム響測深機 (Narrow Multi Beam Echo Sounder) を用いた地盤高測量技術を応用し、軟弱地盤上での埋立・盛土工事の施工層厚や沈下量および盛土材の γ を合理的かつ効率的に取得可能な技術の開発を行い、実際の埋立工事である関西国際空港用地造成事業において運用するとともにその適用性について実証を行った。まず、第2節、第3節においては、水中施工時および陸上施工時で用いる測量システムの概要およびその精度について述べ、埋立工事における施工管理方法として十分な精度を持ち施工管理として適用可能な計測システムであることを述べる。第4節では、それら測量システムを用いて実施される具体的な施工管理項目について、その概念、運用方法、また、施工管理精度について述べる。施工管理項目としては、「土運船土砂投入管理」、「施工層厚・沈下量管理」、「施工（載荷）履歴管理」である。第5節、第6節は、工事施工中の直接的な管理項目ではないが、上記施工管理システムより得られたデータを用いて、将来的な造成地盤の検討を行うものである。第5節は、載荷・沈下情報より、施工により応力状態が変化した海底地盤の地盤定数の取得を行うものである。これより、室内土質試験の妥当性の確認や面的な地盤定数の評価が可能となる。第6節は、任意の地点で得られる沈下データを基に将来発生する不同沈下量の予測を行っている。これにより、施工段階において将来的な不同沈下量を予測することが可能となった。

4.2 水中部深浅測量システム

埋立や人工島建設工事では、その工事の大部分が水面下での施工となる。水面下での施工では、通常、その施工状況を目視することが困難であるため、音響測深機を用いた深浅測量によりその出来形の確認が行われている。しかし、近年までは、その深浅測量は測線上の高さを把握する測線管理であったため、高密度に出来形を把握するためには、高頻度で測量を実施せざるをえなかった。また、測量時には波浪等による船舶の動揺が常に生じており、その測量精度は必ずしも高いものではなかった。

今回、関西国際空港の2期事業において、大水深、大規模および急速施工に対応するため、ナローマルチビーム音響測深機を用いた水中部測量システムを導入し運用を行った。以下に本測量システムについて述べる。

4.2.1 水中部深浅測量システムの仕様

関西国際空港1期工事、2期工事の施工規模の比較を表4-1（再掲）に、2期工事の埋立部施工断面を図4-1（再掲）に示す。関西国際空港2期工事は、1期工事を上回る大規模・急速施工の事業である。そのため、埋立の出来形等の管理

表 4-1 関西国際空港 1 期，2 期工事の施工条件の比較（再掲）

	規模				自然条件	
	埋立面積	護岸延長	埋立土量	埋立荷重	平均水深	平均沈下量
2期島	545ha	13.0km	2.5億m ³	550KN/m ²	-19.5m	-18.0m
1期島	510ha	11.2km	1.8億m ³	450KN/m ²	-18.0m	-11.5m

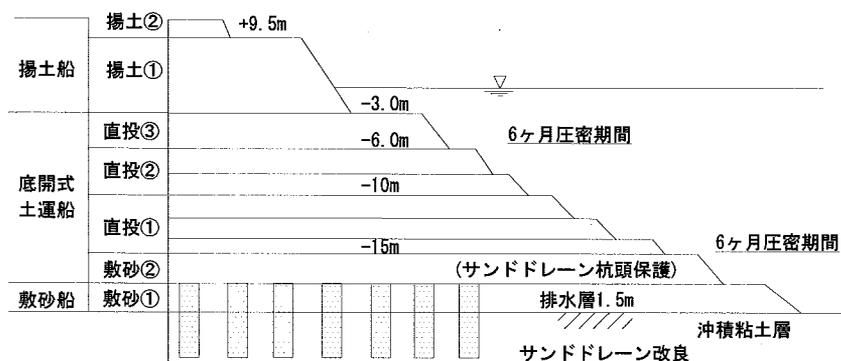


図 4-1 代表的な護岸型式（関西国際空港）再掲 4)

を行う深浅測量においては，1期工事から採用されているシングルビーム音響測深機（以下，単素子音響測深機）に加え，ナローマルチビーム音響測深機（以下，NMB音響測深機）を用いた方法が採用された．関西国際空港2期工事で使用されたNMB音響測深機の仕様を単素子音響測深機の仕様と併せて表4-2に示す．2期工事では，同一メーカーの2機種 of NMB音響測深機が使用されている．NMB音響測深機は，施工時の地盤高が概ねCDL-7m以深の工種である敷砂①から直投①まではAタイプのNMB音響測深機が主流であり，土運船の作業限界水深（CDL-3m）までの施工となる直投②ではBタイプの測深機が導入されている．単素子音響測深機は，メーカー2社で4機種が使用されているが周波数，指向角等の仕様は各機種同じである．

NMB音響測深機および単素子音響測深機による測量概念¹⁾を図4-2に示す．NMB音響測深機では，測量方向に直交して送信扇状ビーム（Aタイプ：455Hz，90°×1.5°，Bタイプ：240Hz，150°×1.5°）を発信し，指向角1.5°×1.5°の受信ビーム（Aタイプ：60本，Bタイプ：100本）で走査するため，水深10mで測量を実施したとすると，1度の測量でAタイプのNMB音響測深機では水深の2倍の範囲である20m，Bタイプでは75m範囲を約25cmメッシュ毎に海底地盤形状の把握が可能となる．一方，単素子音響測深機では，指向角6°の音響ビームを海底に向かい発信し，海底面で反射した反射波が受信機に到達するまでの時間により水深を計測するものである．従って，水深10mで測量を行った場

合、1m 範囲での水深が最も浅い地点のデータが取得される。この様に、NMB 音響測深機による測量では、従来の単素子音響測深機での測量と比較して、1度の測量で広範囲に効率よく、また、高密度に測量を実施することができ、水路測量等の海底地形調査²⁾や海洋土木工事の施工管理³⁾⁴⁾⁵⁾⁶⁾⁷⁾⁸⁾等に用いられている。

NMB 音響測深機による測量においては、受信ビームを左右斜め下方に向けて走査するため、測量船の動揺の影響を大きく受け、特に、計測範囲の端部では測深誤差が 1m に達する⁹⁾こともあり、単素子音響測深機より精度が悪くなることもある。そのため、2期工事の深淺測量システムでは、NMB 音響測深機に加え、測量時の測量船のピッチング、ローリング等の船体の動揺を補正する装置を組合わせて行った。

また、測量船の船位の測定は、GPS 測位技術により行った。1990 年代以前の海上工事での船位測定方法は、光学系測位機として六分儀や光波測位機等、電波を用いる方法として電波測位機等が一般的に用いられていた¹⁰⁾。しかし、これらの船位測量方式では、①雨、霧等の天候の影響を受けること（光学系）、②高速移動体への追尾が困難であること（光学系）、③測量精度が 1m 程度であること（電波系）、④高さの測定ができないこと（電波系）、等の課題があった¹¹⁾。

表 4-2 2期工事での深淺測量機器仕様

項目		NMB音響測深機		単素子測深機
		Aタイプ	Bタイプ	
周波数	kHz	455	240	200
指向角	°	1.5	1.5	6.0
ビーム数	本	60	100	—
最大ビーム角度	°	90	150	—

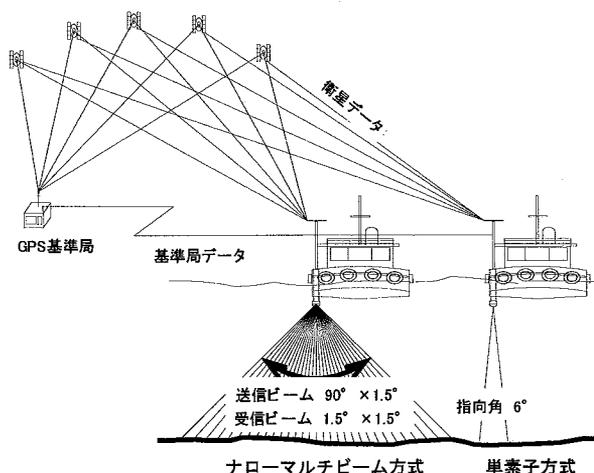


図 4-2 深淺測量概念図（ナローマルチ、単素子）（文献 1）を加筆修正）

表 4-3 深淺測量システム機器諸元

機器名	型式	仕様		
NMB音響測深機 (Aタイプ)	周波数	kHz	455	
	測定レンジ	m	2.5~200(7段階)	
	レンジ分解能	cm	5	
	測定精度	cm	4~9	
	測深ビーム数	本	60	
	送信ビーム幅	°	90 x 1.5	
	受信ビーム幅	°	1.5 x 1.5	
船体補正 装置	:ロール	測定レンジ	°	±30
		精度	°	0.05
	:ピッチ	測定レンジ	°	±30
		精度	°	0.05
	:ヒーブ	測定レンジ	m	±10
		精度	m	0.05
音速度計	測定レンジ	m/s	1400~1550	
	レンジ分解能	m/s	0.015	
	精度	m/s	0.06	
RTK-GPS	周波	周波	2	
	水平精度	cm	2cm+1ppm x 基線長	
	鉛直精度	cm	3cm+2ppm x 基線長	
	データ出力	Hz	最大10	
計測ソフトウェア	処理メッシュ	cm	10~∞	
	最大処理エリア	メッシュ	1000 x 1000	
単素子音響測深機	周波数	kHz	200	
	測定レンジ	m	0~125(8段階)	
	ビーム幅	°	6	
データ解析装置	処理メッシュ	cm	10~∞	
	処理エリア	メッシュ	1000 x 1000	

1990年代以降のGPS測位技術では、上記の課題のほとんどを解決することができ、その測位技術の内リアルタイムキネマティック測位（Real Time Kinematic GPS, 以下、RTK-GPS）方式では、1秒間の観測時間でリアルタイムに2～3cm程度の精度の測量を可能としている。本工事の船位測定方法としては、RTK-GPSにより、測量船の位置および高さの計測を行った。表4-3に本工事の深淺測量システムでの使用機器の諸元を、図4-3に測量概念図を示す。

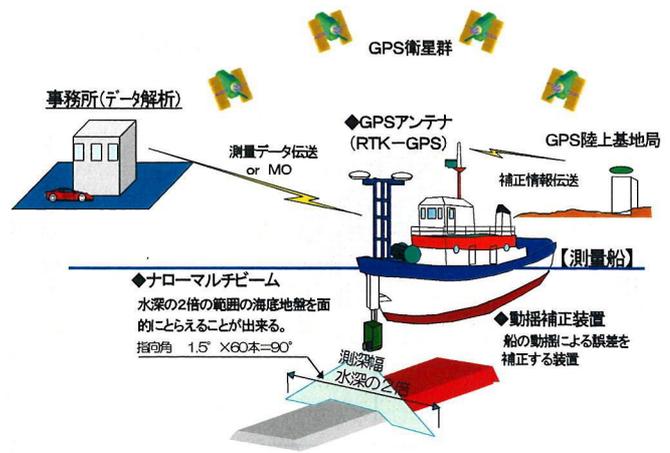


図 4-3 深淺測量システム測量概念図

4.2.2 深淺測量システムの仕様上の精度確認

本システムは表4-3に示すように、NMB音響測深機、RTK-GPS、船体動揺補正装置および計測地点の音速補正を行う音速度計より構成されている。各計測機器の精度は表4-3に示す通りであるが、システム全体の精度としては各計測機器の精度の総和となる。仮に、2期空港島工事区域内で水深10m程度の深淺測量を実施する場合、システム全体の測量精度は(4-1)、(4-2)式で示すことができる。なお、GPS基準局は関西国際空港1期空港島内に設置されており、2期空港島工事区域までの距離（基線長）は最大5km程度であるとし、水中音速度を1,500m/sとして試算した。(4-1)、(4-2)式で算出される本深淺測量システムの仕様上の計測精度は、鉛直精度で±11cm、水平精度で±4.7cmとなり、水深3m～20m、面積545haの空港島の施工管理システムとして十分な精度であるといえる。

$$\begin{aligned} & \text{システム全体の測定精度（鉛直）} && (4-1) \\ & = \sqrt{((\pm \text{NMB 測深機精度})^2 + (\pm \text{動揺補正精度})^2 + (\pm \text{GPS 精度})^2} \\ & \quad + (\pm \text{音速補正精度})^2) \\ & = \pm 11.0 \text{cm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} & \text{システム全体の測定精度（水平）} && (4-2) \\ & = \sqrt{((\pm \text{動揺補正精度})^2 + (\pm \text{RTK-GPS 精度})^2} \\ & \quad + (\pm \text{音速補正精度})^2) \\ & = \pm 4.7 \text{cm} \end{aligned}$$

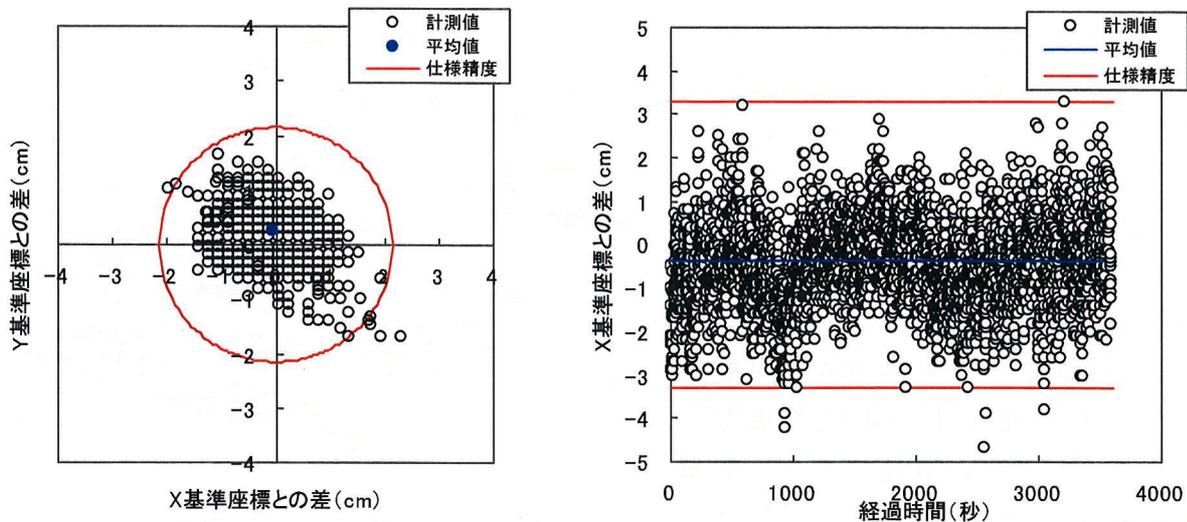


図 4-4 RTK-GPS 精度確認結果

図 4-4 は測量船に装備した同機種 of RTK-GPS を座標既知点に設置し、1 秒間計測を 1 時間連続で行った際の既知座標との差を示している。(GPS 基準局との距離は約 1.5km)。図より、1 秒毎の計測値はほぼ仕様上の精度内にあり、仕様精度を下回る計測値は、水平・鉛直精度とも 0.2%以下であった。また、1 時間計測の平均値は、X 座標、Y 座標、Z 座標それぞれ、 -0.07cm 、 0.246cm 、 -0.419cm であり、計測値の標準偏差はそれぞれ、 0.44cm 、 0.38cm 、 1.02cm であった。表 4-3 に示されているように、水平方向の測量精度に比べ鉛直方向の測量精度が若干悪いが、各計測結果とも既知座標との差は 5mm 以下と高い精度の計測が可能であることが確認できた。ただし、Z 座標の計測結果においては、10~15 分間隔で仕様精度内の $\pm 2\text{cm}$ 範囲を波打つ傾向が確認された。これは、RTK-GPS 測位が、衛星からのサイン波形を有している搬送波の波数を測る測位技術であるとともに、電離層の変動やマルチパスの影響を受けているためである¹²⁾。

4.2.3 深浅測量システムの精度確認

(1) NMB 音響測深機と単素子音響測深機との計測結果の比較

NMB 音響測深機を用いた深浅測量システムの導入にあたり、従来の施工管理および出来形検査に用いられていた単素子音響測深機との計測結果の比較を行った。

比較試験は、海底地盤が比較的平坦な平坦部と盛土法面部(法面直交方向)で、同一測線を両測深機で測量を行い、その測量結果を比較する方法で実施した。

図 4-5 に比較試験でのデータ抽出概念図を示す。NMB 音響測深機では面的な測量が実施できるため、測量範囲での任意座標のデータ抽出が可能であるが、単

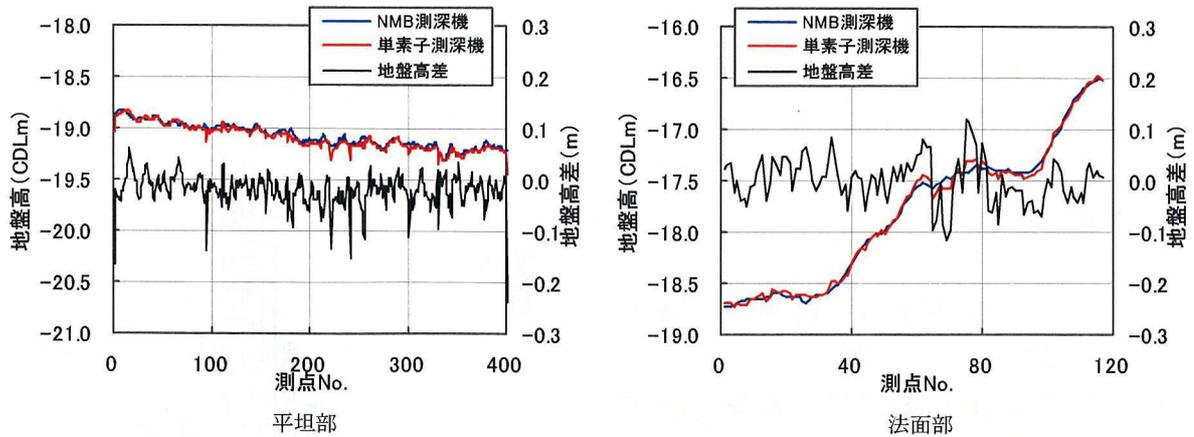


図 4-6 測深結果比較試験 (NMB 音響測深機, 単素子音響測深機)

素子音響測深機は線的な測量であるため、測量船の蛇行等により必ずしも計画測線上での測量結果が得られない。そのため、単素子音響測深機での測量では、RTK-GPSにより測量船の航跡座標を取得し、NMB 測深結果の同一座標の測深値との比較を行っている。

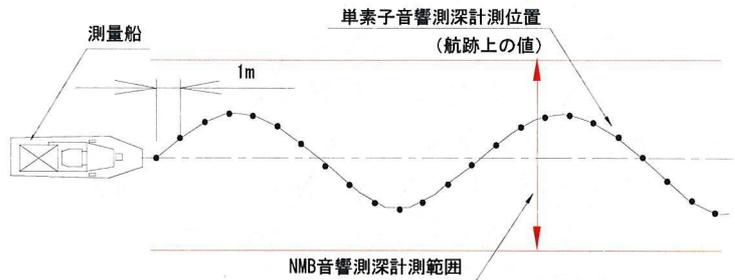


図 4-5 測深データ抽出概念図

図 4-6 に比較試験での計測結果の一例を示す。平坦部、法面部とも、両測深機で得られた海底地盤の形状はほぼ同一であり、その差分 (単素子地盤高-NMB 地盤高)は全測線で 0 を中心に分布しており、差分の平均はそれぞれ -2.1cm, -2.6cm で、双方とも NMB 音響測深機での測深値が高い結果となった。図 4-7 に平坦部測量結果での両測深機の関係を示す。両測深機の関係は全体的にばらつきが小さく、両者の測深値は、 $\pm 5.0\text{cm}$ 範囲で 87.6%, $\pm 10.0\text{cm}$ で 96.8% のデータが分布し、両者の測深値はほぼ 1:1 の関係が認められ、その変動係数 (COV) は 0.002 と非常に小さい。法面部においても両測深機の関係は、 $\pm 5.0\text{cm}$ 範囲で 66.8%, \pm

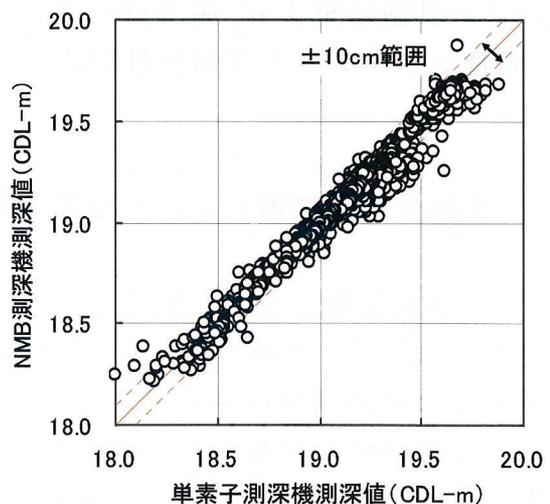


図 4-7 NMB 測深機と単素子測深機の測深結果比較

10.0cm で 91.3%のデータが分布し、平坦部と比較すると若干ばらつきはあるものの、法面部でも両者の測深値はほぼ 1:1 の関係が認められ、その COV は 0.003 であった。

(2) NMB 音響測深機の再現性の確認

NMB 音響測深機による測量では面的な計測が可能であるため、単素子音響測深機のように測量船の蛇行による測深位置誤差がなく、精度の高いデータが取得できる利点がある。そこで、NMB 音響測深機による測深値の再現性を確認する試験を実施した。

試験方法は、同一区域を往復で 2 回測量を行い、その平均値と同一座標における測深値を比較する方法で実施している。平均地盤高と測深地盤高の差のヒストグラムを図 4-8 に示す。試験結果より、両者の差の平均値は 0 を示し、その標準偏差 (σ) は 4cm で、 $\pm 10\text{cm}$ 範囲以内に 97.1%のデータが含まれ、再現性が非常に高いことが確認できた。

このため試験結果より、測深値のばらつきの範囲が仕様上の精度とほぼ同等であり、測量システムとして信頼性が高いシステムの構築ができていることが確認された。

(3) NMB 音響測深機のビーム端部の精度確認

NMB 音響測深機は 4.2.1 節で示したように、扇状の送信ビームを発信し面的な計測が行われる。そのため、扇状送信ビームの端部の測深値は船体の動揺や目標物が影となり測量精度が低下することが報告されている。そこで測深端部の測量精度の確認試験を実施した。計測端部精度確認試験は、海底地盤が比較的平坦な平坦部と盛土の法面直交方向、平行方向の 3 ケース実施した。

平坦部での計測端部の測量精度確認方法は、まず、測深値に与える船体の動揺の影響が小さい NMB 音響測深機直下の $\pm 9^\circ$ (測深ビーム 12 本) の測深ビームを用いて検証区域全域の測量を 2 回実施し、その平均値を基準地盤高と設定する。次に、扇状ビーム全数 (60 本 $\times 1.5^\circ = 90^\circ$) により同検証区域の測量を行い、基準地盤高との比較により、各計測範囲の測量精度の検証を行った。図 4-9 に扇状ビームの計測範囲区分図を示す。計測区分は図に示すように、測量中心から

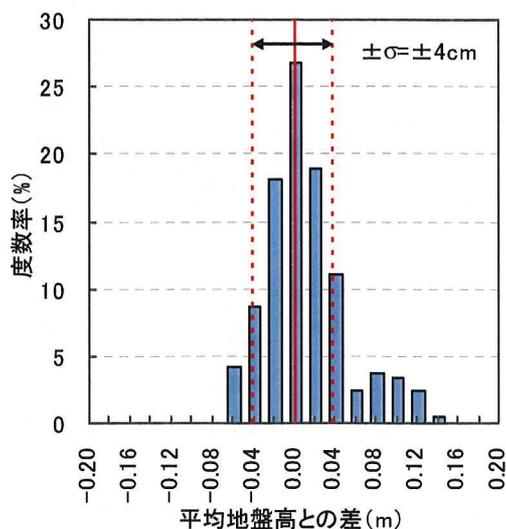


図 4-8 NMB 音響測深機の再現性の確認

9° 毎に 5 区分 (①～⑤区分) に分割している。

図 4-10 に各計測範囲の測深値と基準地盤高の差分の出現頻度を、表 4-4 に基準地盤高との平均誤差および各差分区分での地盤高再現割合を示す。

ビーム区分①～④では基準地盤高に対して±5cm の範囲で 80.8%～86.5%のデータが再現されており、±10cm の範囲では 98.8%～99.6%であった。基準地盤高との差の平均は 30mm～40mm 程度であり高精度に地盤高を再現していることが分かる。一方、扇状ビーム端部の区分⑤については、±5cm の範囲での地盤高再現率は 53.95%，±10cm 範囲で 89.4%であり、基準地盤高との差の平均は 70mm 程度と、扇状ビーム中央部の区分①～④に比べ再現性が劣る結果となった。しかし、平坦部での測量精度検証では、ビーム端部の精度は中央部分に比べ若干が劣るが、全計測範囲において仕様上の精度である±10cm に対してほぼ 90%のデータが再現できていることが確認された。

盛土法面部でのビーム角度による測深データ精度の確認では、法面直交方向と法面平行方向で実施している。

法面部の精度確認では、図 4-9 の扇状ビーム区分①、②の範囲 (0°～±18°) のみを用いて検証区域の法面を直交・平行方向で各 1 回計測を行い、その平均値を基準地盤高と設定した。ビーム角度の精度検証では、扇状ビームの全数 (60 本×1.5°=90°) を用いて、法面直交方向では同一測線を法尻から法肩に向けて 3 回計測しその平均値と基準地盤高との差を確認し、法面平行方向では法面平行に 20m ピッチに 6 測線設定し、各測線を 1 回測量し基準地盤高との差を確認し

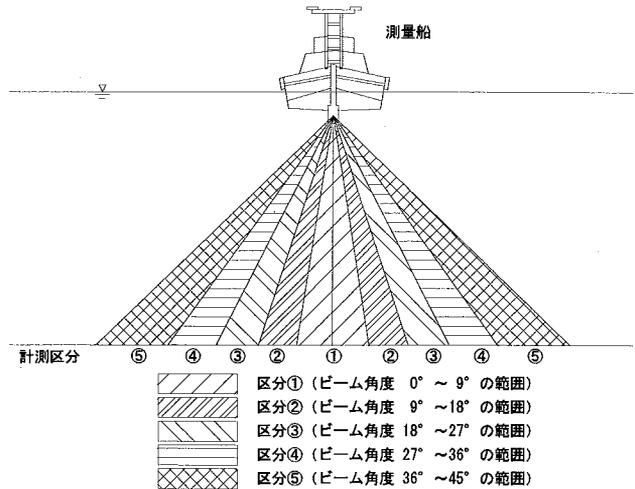


図 4-9 扇形ビーム計測範囲区分図

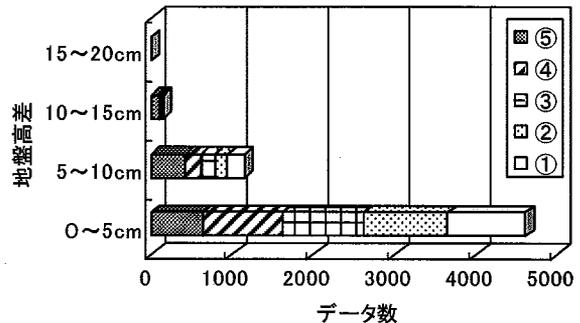


図 4-10 計測区分毎の基準地盤高差の出現頻度

表 4-4 基準地盤高との平均誤差および再現割合

ビーム区分		①	②	③	④	⑤
0-5cm	%	80.8	86.5	84.9	82.4	53.9
5-10cm	%	18.0	12.8	14.7	16.9	35.5
10-15cm	%	1.2	0.7	0.4	0.7	9.4
15-20cm	%	0.0	0.0	0.0	0.0	1.2
平均差	cm	3.0	3.2	3.3	3.9	7.2

表 4-5 深浅測量システム運用規定

No	項目	確認方法	実施頻度
①	同一エリアの測量	作業開始前に同一測線を往復して測深し、再現性および過去の測深値と相違がないかを確認。	毎日
②	ナローマルチビームによるパーチェックの実施	作業開始前に音速度補正後、パーチェックを実施し、NMB音響測深機の測深精度を確認。	毎日
③	固定点、共通測線の測量	固定点や任意測線を各工区の測量船と同一日に測量し、システムの相違や測量船の特徴による誤差の有無について確認。	1回/月
④	パッチテスト	GPS、NMB音響測深機、潮位情報および動揺補正装置(ヒープ、ローリング、ピッチング)からのデータ解析処理の設定に異常がないか確認。	1回/年
⑤	測量機器のメンテナンス	NMB音響測深機およびGPSアンテナなどの測量機材を年一回入れ替えてメンテナンスや精度確認を実施。	1回/年
⑥	GPSアンテナのキャリブレーション	GPSアンテナ誤差を確認するため、既知点においてキャリブレーションを実施。	2回/年

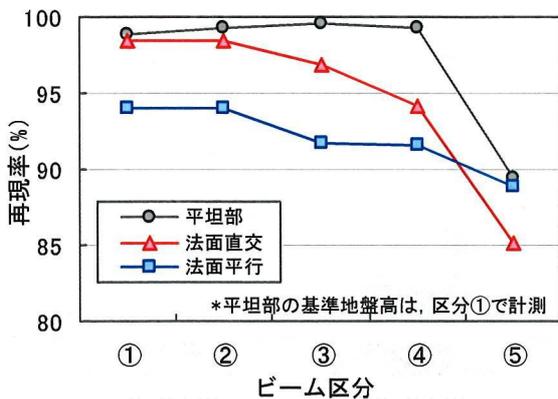


図 4-11 基準地盤高 ±10cm 範囲の再現率 (平坦部, 法面部)

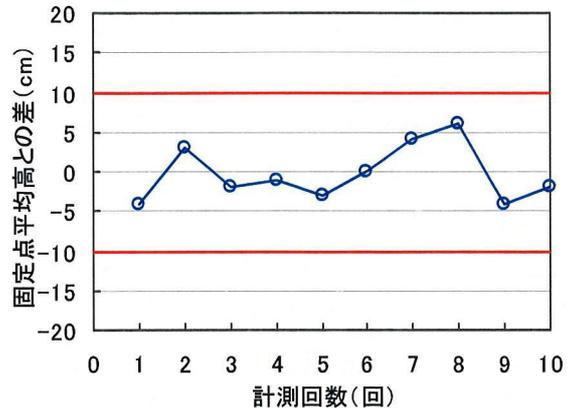


図 4-12 精度確認結果 (固定点との比較)

ている。

図 4-11 に基準地盤高に対し ±10cm でデータが再現できた割合を各計測区分毎に示す。図には平坦部での検証結果も併せて示している。図より、基準地盤高の再現率は、平坦部、法面直交、法面平行の順で低下していることが確認できる。扇状ビーム中央部の区分①～④では、いずれのケースにおいても 90%以上の再現率を確保しているが、端部の区分⑤では、いずれのケースにおいても ±10cm 範囲での再現率は 90%を下回る結果となった。そのため、本システムの運用に際しては、仕様上の精度 (±10cm) を確保するため、扇状ビーム端部の計測区分⑤は使用せず、中央部 (区分①～④ : 0° ~ ±36°) の音測ビームを用いて実施することとした。

4.2.4 測量精度の確保とシステム運用規定の設定

前節までの測量精度の確認試験の結果より、本システムの運用に際しては、高精度の深浅測量を実現するため扇状ビーム中央部 (0° ~ ±36° 範囲) の測深ビ

ームを用いて実施することとした。また、今回確認されたこの測量精度は2期工事での海上作業の全工程において確保されている必要である。そのため、表4-5に示す運用規定を定め測量システムの作動状況確認や計器の点検を行い測量精度の確保に努めた。

図4-12に月に1回の頻度で実施している固定点に対する精度確認結果を示す。約1年間の計測データであるが、本測量システムは所定の精度を確保して運用されていることが確認できる。

4.3 陸上部測量システム

4.3.1 陸上部測量システムの仕様

陸化した埋立地盤の出来形、地盤高測量は一般的にレベル測量等により実施される。近年、そのレベル測量においても、電子レベル、レーザーレベル、回転式レーザーレベル等進歩を遂げてきているが、その測量形態は人力によるものが主流であり、広大な施工区域の測量に適していないことは明らかである。また、本工事のように埋立により沈下が発生する場合には、地盤高が日々変化するため、広大な施工区域を継続的に計測する必要がある。そのため、埋立により陸化した

造成地盤の施工管理においては車輻にRTK-GPSを搭載したGPS測量車の開発を行った。図4-13にGPS測量車の計測システムを表4.6にGPS計測システム機器一覧表を示す。本GPS測量車は、測量時の機動性および取扱いを優先させ車体にはサンドバギー(1人乗り、125cc)を用いた。これにより、比較

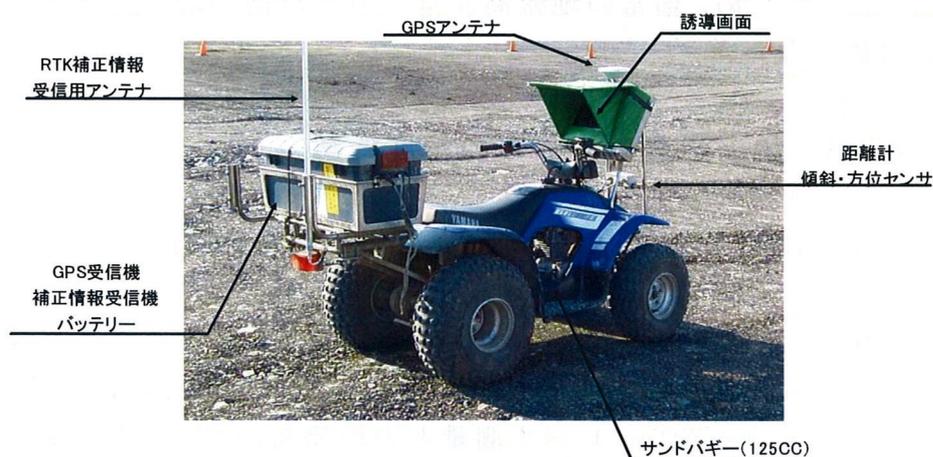


図 4-13 GPS 測量車システム配置図

表 4-6 GPS 計測システム機器一覧表

測量車	YAMAHA AVT
RTK-GPS装置	トリンプルMS750
補正情報受信機	古野電気 GS-1401A
距離計	オムロン E4PA-LS200-M1
傾斜計	アナログデバイス ADXL202E
計測周波数	20Hz
格子点地盤高	1mメッシュ平均値

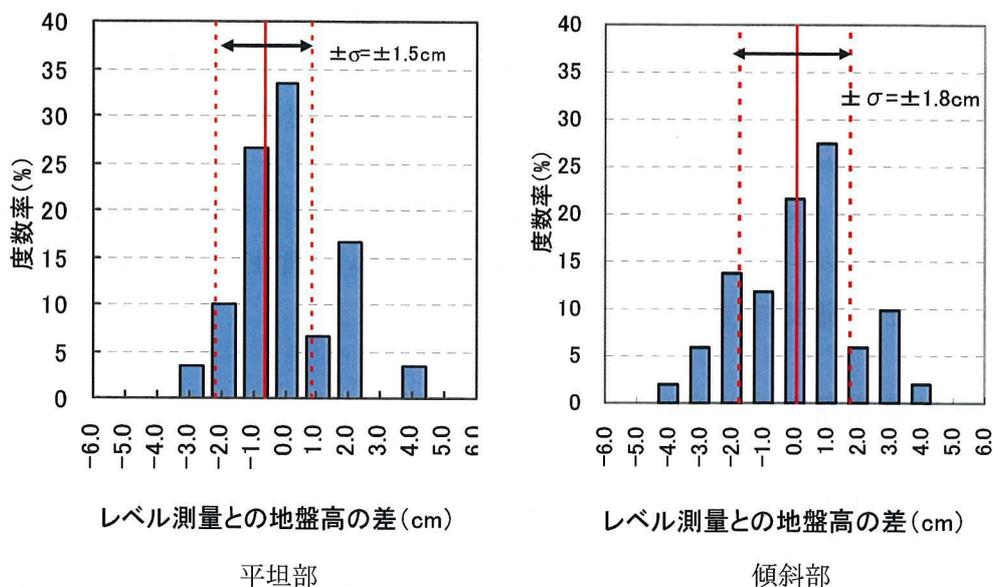


図 4-14 GPS 測量車精度確認結果

的狭隘な箇所や不陸のある場所においても測量車による測量が可能となった。また、車体の傾斜や沈み込みは、傾斜計や距離計により GPS 計測値の補正を行っている。GPS 測量車を用いる最大の利点は、移動しながら測量できることであり、このため、通常の地盤高測量に対し数倍の効率で施工管理を実施することが可能となった。

4.3.2 陸上測量システムの精度確認

(1) GPS 測量車とレベル測量との計測結果の比較

GPS 測量車の精度確認はレベル測量との対比により実施した。精度確認方法は、予め測線上の高さをレベル測量により求めておき、その測線上を GPS 測量車にて計測を行い、レベル測量との地盤高の差の確認を行う方法である。測量車の精度確認は、比較的平坦な測線と約 1.8m の高低差がある傾斜部の 2 測線で行った。測量時の測量車の速度は約 10km/h である。

計測精度確認結果を図 4-14 に示す。平坦部、傾斜部とも両者の差（測量車地盤高－レベル測量地盤高）の平均は 1cm 以下であり、それぞれ 0.6cm、0.1cm であり両者の地盤高はほぼ等しい結果となった。また、その分布は正規分布を示し、標準偏差 (σ) は平坦部で 1.6cm、傾斜部で 1.8cm であった。両測線での結果とも ±3cm 範囲以内に 95% 程度のデータが再現できていることが確認された。

表 4-7 GPS 測量車による測量仕様果

サンプリング間隔	データ間隔	走行速度	測線誤差
0.1秒以下	0.2m以下	7.2km/h以下	±0.5m以下

(2) 測量時の走行速度の影響確認

GPS 測量車の計測時の走行速度の影響を確認するため、傾斜部測線において試験を実施した。走行速度の影響確認試験では測量車の速度を 10km/h, 20km/h, 30km/h として試験を実施した。GPS 測量車の計測周波数は 20Hz であるため、各走行速度でのデータ取得間隔は以下のようになる。

走行速度 10km/h… 15cm 間隔
 20km/h… 30cm 間隔
 30km/h… 45cm 間隔

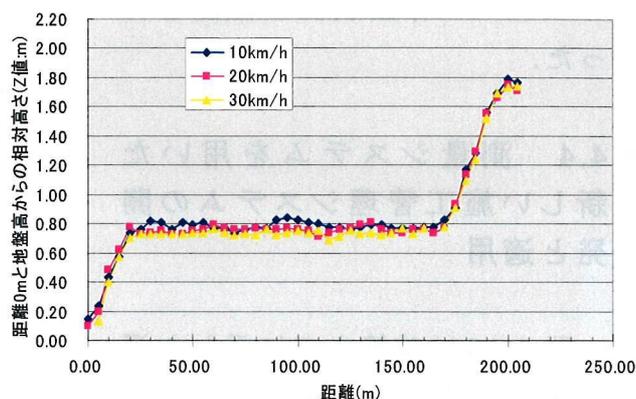


図 4-15 走行速度の影響確認試験結果

試験結果を図 4-15 に示す。走行速度の影響確認試験の結果、測量車の走行速度が速くなるほど計測される地盤高が低くなる傾向が得られた。走行速度 10km/h と 30km/h の最大高低差は 11cm であった。この要因には、高速走行により、GPS アンテナの振動が若干大きくなったこと、高速の走行により車体の沈込みが起こったこと、等の要因が考えられる。

走行速度の影響確認の結果より、GPS 測量車による測量時の走行速度は基本的に時速 10km 以下とした。

4.3.3 測量精度の確保とシステム運用規定の設定

GPS 測量車による測量仕様を表 4-7 に示す。GPS 測量車では 1m の測線上に 5 地点の地盤高データが取得できるように最大データ間隔を 20cm としたため、測量時の走行速度は 7.2km/h 以下と規定した。低速走行では、測量時の直進性が確保できない可能性がある。測量車の誘導は車体前面の誘導モニターにて行われるため、蛇行等により計画測線より 50cm 以上逸脱した場合は、測量をやり直すこととした。

運船による直投工においては、盛土の安定性確保や将来的な不同沈下抑制のため、薄層で均一な施工が求められた。そのため、土運船の施工位置を精度良く、効率的に計画する必要があった。土運船の土砂投入計画では、投入前の海底地盤の形状を事前に把握しておくことに加え、土運船により投入される土砂の堆積形状と投入後の地盤形状を予測し、所定の施工精度を確保しているか確認する必要がある。土砂投入後の堆積形状は、土運船型式や積載土量、施工水深、潮流等の施工条件により異なるため、数値解析による堆積形状の予測に関する研究¹³⁾が行われている。関西国際空港 2 期工事においては、高精度な測量システムを用いて、投入前の地盤形状の詳細な把握と実施工で取得された投入土砂の堆積形状により投入計画を行っている。図 4-17 に土運船投入管理フローを示す。土運船の投入管理は以下の手順により実施した。

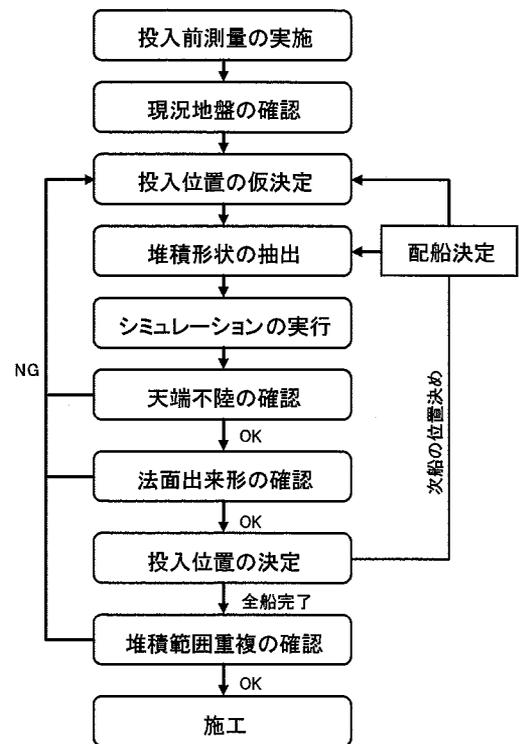


図 4-17 土運船投入管理システム
実施フロー

- ① 投入前測量により海底地盤の状況を確認する。
- ② 海底地盤の状況より投入位置の仮設定を行い、施工水深を確認する。
- ③ 配船予定より、土運船名（型式）、積載量を設定する。
- ④ 配船予定の土運船で施工条件が一致する堆積形状データを抽出し、投入シミュレーションを実行する。
- ⑤ シミュレーションでの天端および法面の出来形を確認する。
- ⑥ シミュレーション結果が出来形の目標値内であれば同一地点での実施工を行う。結果が目標値を超えている場合は再度②の投入位置の設定を行う。
- ⑦ ①～⑥を 1 隻毎繰返す。

(2) 土運船土砂投入情報のデータベース化

図 4-18 に本測量システムより得られた直投土砂の堆積形状の一例を示す。実施工から得られた堆積形状のデータは、船名、投入型式、水深、積載土量、土源

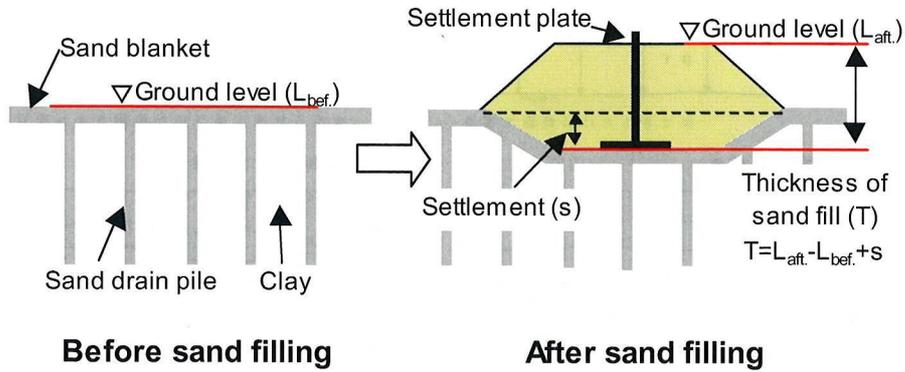


図 4-20 沈下板による施工層厚取得の概念図

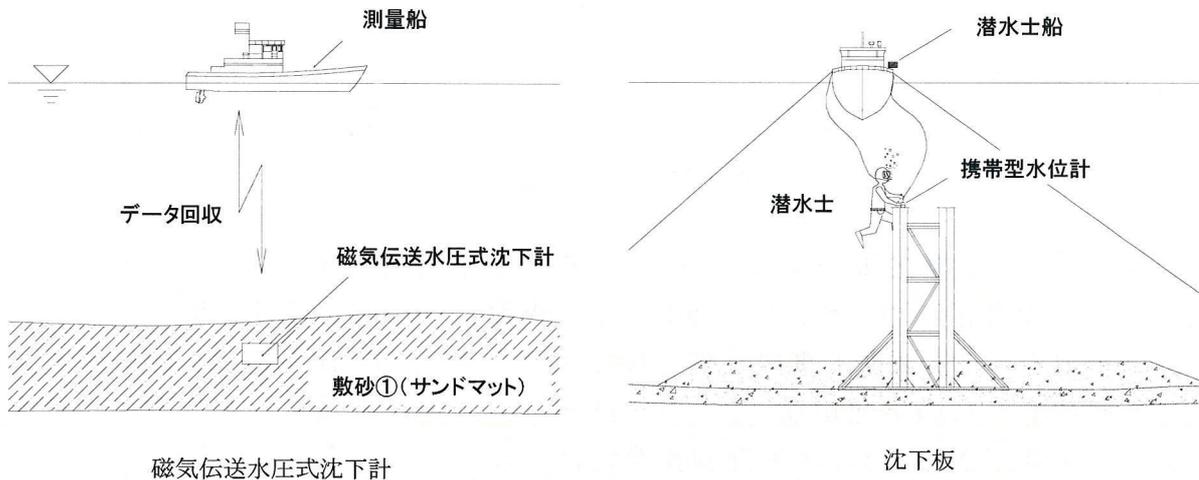


図 4-21 海底地盤の沈下計測状況図

密沈下が発生する。関西国際空港のようなこれまでにない大規模工事では、1期空港島で埋立による増加荷重 ($\Delta\sigma$) は 450kN/m^2 程度、2期空港島では 550kN/m^2 程度となり、海底地盤の表層に分布する沖積粘性土だけでなく、通常の構造物では支持地盤となりうる洪積層においても沈下が発生している。

施工層厚取得の概念図を図 4-20 に示す。通常、埋立荷重により沈下が発生する工事での埋立層厚 (T) は(4-3)式により算出され、施工前、施工後の地盤高に加えその地点の施工期間中に発生した沈下量が必要となる。その施工層厚算出に必要な海底地盤の沈下量 (s) は、一般的には沈下板もしくは沈下計算より得られた沈下量が用いられる。

$$\begin{aligned}
 & \text{施工層厚 (T)} && (4-3) \\
 & = \text{施工後地盤高 (L}_{\text{aft.}}) - \text{工事着手前地盤高 (L}_{\text{bef.}}) \\
 & \quad + \text{施工期間中の沈下量 (s)}
 \end{aligned}$$

工事期間中に発生する沈下については、1期工事では埋立一般部において 22

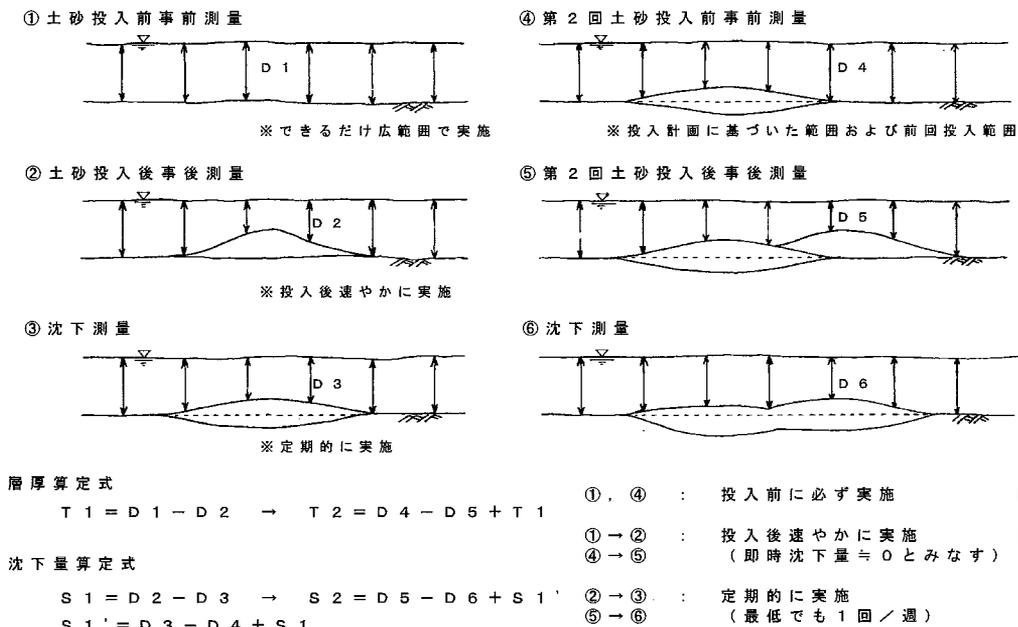


図 4-22 施工層厚・沈下量把握の概念図

基の沈下板が、2期工事では37基の磁気伝送水圧式沈下計¹⁴⁾(以下、磁気伝送沈下計)が設置されている。図4-21に沈下板および磁気伝送沈下計の設置および計測状況を示す。2期工事埋立部で採用された磁気伝送沈下計は、図に示すように海底地盤からの突起がなく、データ計測は計測装置を積込んだ作業船にて海面上から実施できるため、沈下計測作業だけでなく埋立作業の安全性および作業性が向上した。ただし、いずれの沈下計測方法においても、沈下板や磁気伝送沈下計等の沈下計測機器を施工に先立ち予め設置しておく必要がある。そのため、沈下板を設置していない箇所では沈下量を得ることができず、その様な場所の沈下量は、近傍の沈下板の沈下量もしくは沈下計算から推定しなければならない。しかし、水深が深く施工範囲が広大である場合、陸上工事のように沈下板を密に設置することはできない。そのため、大規模埋立工事における効率的な沈下管理技術の開発が求められていた。

図4-22に本施工管理システムによる施工層厚・沈下量把握の概念を示す。施工層厚・沈下の取得は下記に示す手順により実施している。

- ① 土運船による直投前に投入前測量を実施する。
- ② 投入完了後速やかに投入後測量を実施する。
- ③ ①と②の地盤高の差より、直投による埋立層厚(T)を算出する。
- ④ 次回投入までの期間が空く場合は、定期的な測量(沈下測量)を実施する。
- ⑤ ②と④の地盤高の推移により、その間の沈下量(s)を取得する。
- ⑥ ①～⑤を各投入段階毎に繰り返し実施する。

上記の手順に基づいて測量を実施することにより、施工区域の任意の地点において、土運船直投による埋立層厚および海底地盤の沈下量を取得することが可能となった。また、陸上部においても GPS 測量車により、水中施工部と同様の考え方で測量を実施することにより、施工層厚・沈下量を把握することが可能となる。なお、水中部から陸上部へと移行する層厚 15m 程度の埋立を行う揚土①工では、施工ブロックを 40×40m に分割し、その施工ブロックを 2～3 日間の短期間で施工している。そのため、施工中および施工直後に初期の沈下が発生することになるが、本システムでの計測誤差が最小限となるように陸化後の初期測量を施工完了後 24 時間以内で実施し、可能な限り施工と測量のタイムラグの短縮を図った。

(2) 施工層厚・沈下量の取得結果とその精度

1) 水中部における施工層厚・沈下量の取得結果

図 4-23 に 2 期護岸築造時の沈下板設置付近での本システムにて得られた沈下量および施工層厚の時間推移図を示す。図には沈下板から得られた沈下量も併せて示してある。本システムによる沈下量は、沈下板による測定値とほぼ一致しており、本システムが沈下管理に適用できることが確認された。図 4-24 に埋立部磁気伝送沈下計と本システムで得られた沈下量の関係を示す。約 4m の沈下量に対しほぼ 1:1 の関係が得られ、その標準偏差は 16cm であった。

図 4-25 に施工層厚約 16m の埋立地盤に対して、本システムで得られた沈下量を用いて(4-3)式で算出した施工層厚と磁気伝送沈下計による実測沈下量を用い

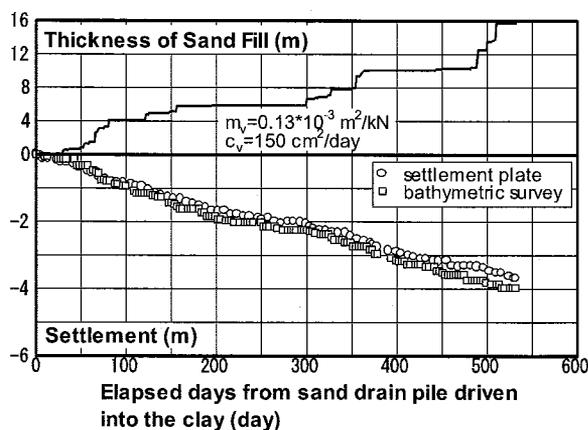


図 4-23 施工層厚・沈下量の時間推移

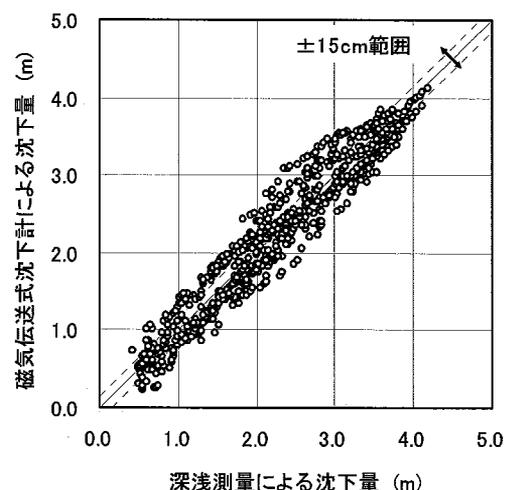


図 4-24 深浅測量からの沈下量と磁気伝送沈下計との比較

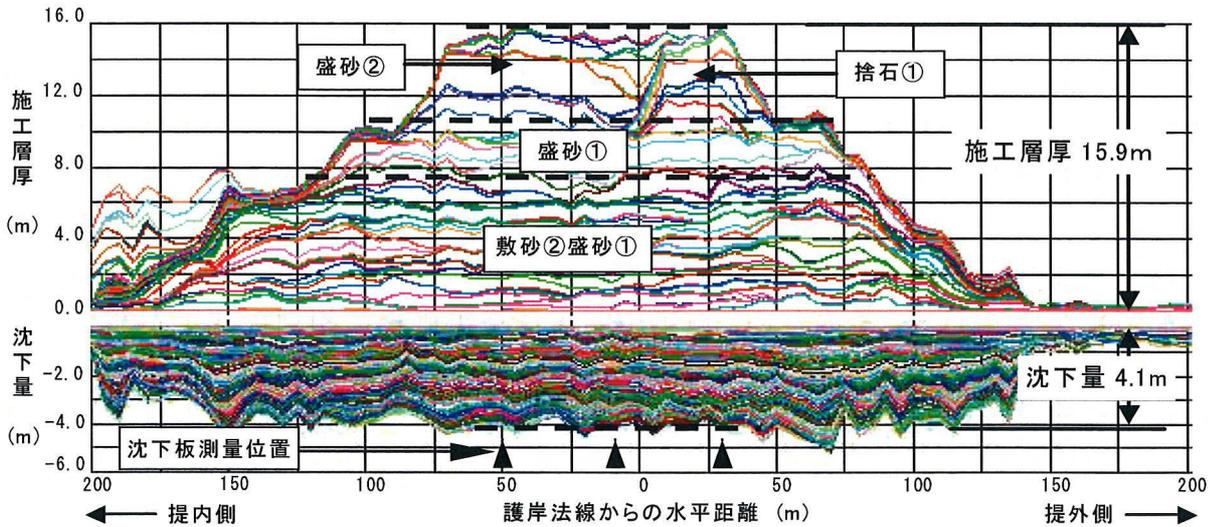


図 4-26 深浅測量システムによる施工層厚・沈下量の断面

て算出した施工層厚の差のヒストグラムを示す。図より、両者の差分は正規分布を示しており、その平均は 0 となり平均的に両者の層厚は等しいことが確認された。また、その標準偏差は 33cm である。

これにより、2 期工事のような大規模な埋立工事においても本施工管理システムを適用することにより任意の地点で施工管理上の精度として十分な、磁気伝送沈下計で計測された沈下量に対して $\pm 15\text{cm}$ 程度の精度で沈下量が、その磁気伝送沈下計から得られた沈下量を用いて算出した施工層厚に対して $\pm 30\text{cm}$ 程度の精度で施工層厚が取得可能であることが確認された。

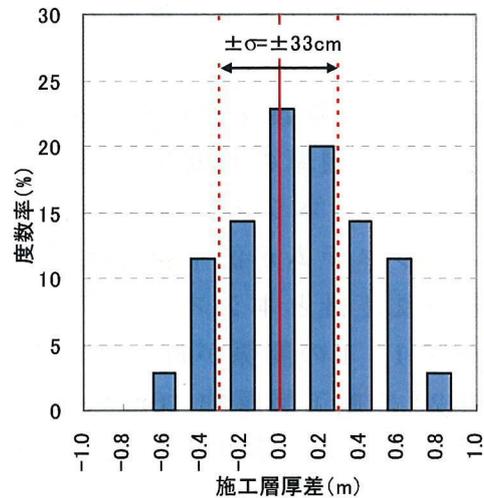


図 4-25 施工層厚差（深浅測量からの層厚－磁気伝送沈下計からの層厚）

図 4-26 に図 4-23 地点での深浅測量から得られる施工層厚、沈下量の断面図を示す。図中に描かれている 1 本の線が 1 回の測量結果を示し、それらを重ね合わせるにより断面を作成している。これにより施工層厚約 16m の護岸盛土の進捗および沈下推移を断面的に管理することが可能となる。

2) 陸化後の GPS 測量車による施工層厚・沈下量の取得結果

図 4-27 に埋立部に設置されている磁気伝送式沈下計から得られた沈下量と同

一地点での本システムから得られた沈下量および施工層厚の時間推移図を示す。本施工管理システムから得られる沈下量と磁気伝送沈下計の計測値はほぼ一致しており，陸化した埋立地盤に対しても本システムが沈下管理に適用できることが確認された。図 4-28 に両者から得られた沈下量の関係を示す。全沈下量約 9m に対し図に示す関係が得られ，両者の計測値は±5%の範囲に 82%のデータが分布している。

図 4-29 に図 4-27 に示す揚土①完了までの施工層厚約 35m の埋立地盤に対して，本システムで得られる施工層厚と磁気伝送沈下計から得られた沈下量を用いて算出した施工層厚の差のヒストグラムを示す。図より，両者の差分は正規分布を示し，その標準偏差 (σ) は 42cm となった。また，その差の平均は 12cm 程度施工管理システムから得られる施工層厚が厚い結果となった。この要因には，揚土①工における水中部から陸上部への移行時に生じる計測誤差や埋立地盤の圧縮等の要因が考えられるが，全施工層厚に対してその割合は 0.4%程度であり，埋立規模を考慮すると施工管理上十分な精度であると言える。これらの結果より，大規模な埋立工事において本施工管理システムを適用することにより任意の地点で施工管理上の精度として十分な，磁気伝送沈下計から得られる沈下量に対して±5%程度の精度で沈下量が取得でき，その磁気伝送沈下計からの沈下量を用いて算出した施工層厚に対して±40cm 程度の精度で施工層厚が取得可能であることが確認された。

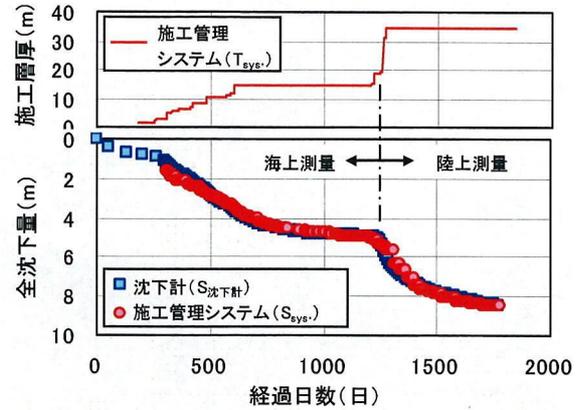


図 4-27 施工層厚・沈下量の時間推移

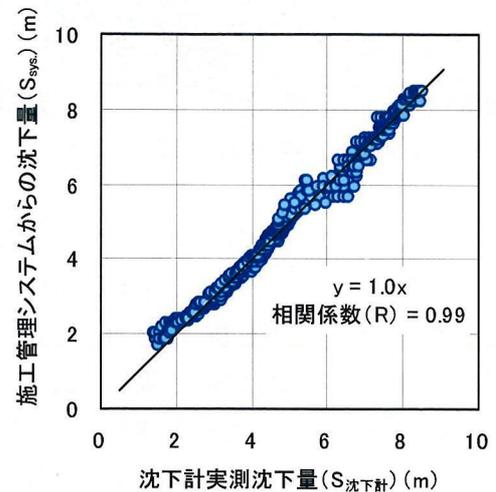


図 4-28 施工管理システムの沈下量と沈下計沈下量の比較

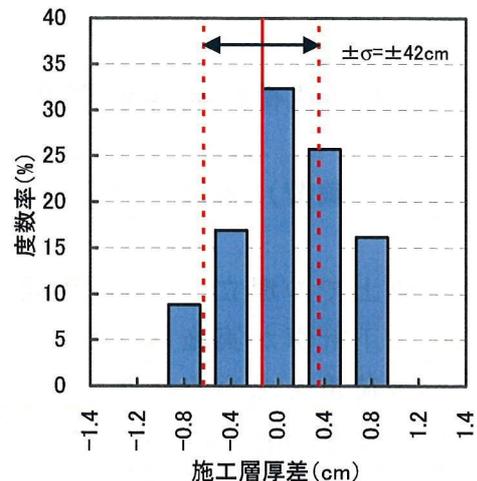


図 4-29 施工層厚差のヒストグラム

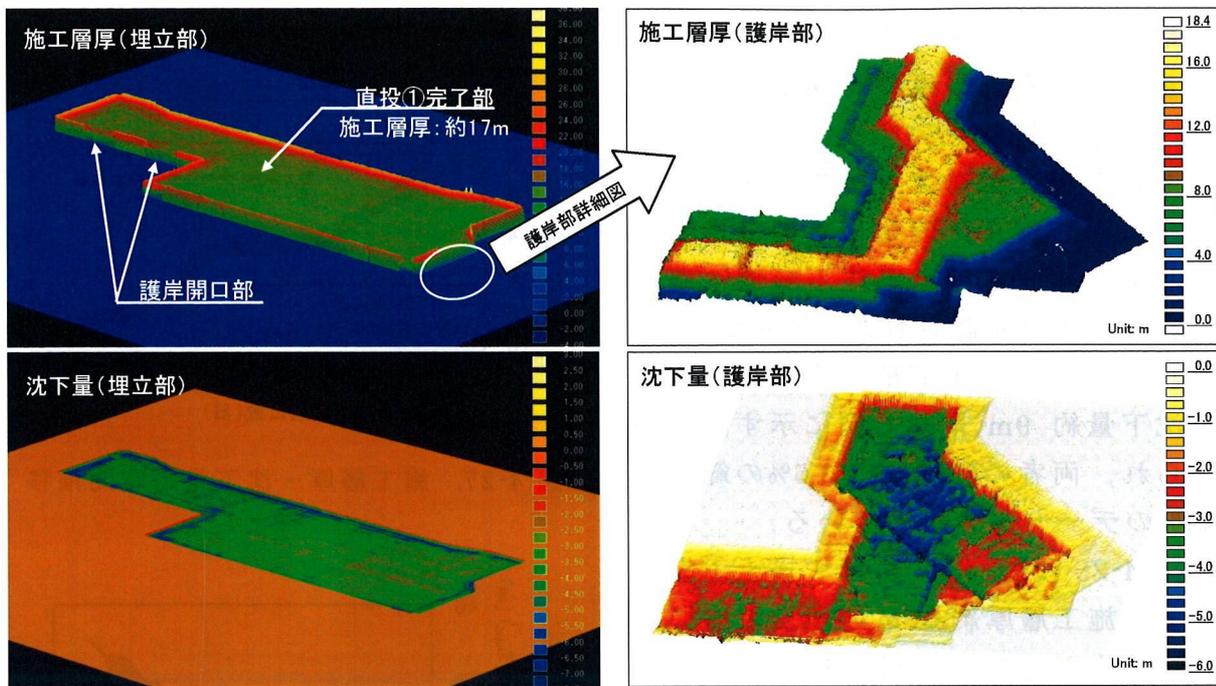


図 4-30 埋立部，護岸部の施工層厚と沈下量の鳥瞰図（施工管理システム）

また，本システムでは，施工層厚・沈下量を平面的，三次元的に色分けをして表示することができる．図 4-30 に埋立部（直投①完了時），護岸部（捨石①・盛砂②完了時）での本施工管理システムから得られた施工層厚と沈下量の鳥瞰図を示す．図より，これまで直接的に目視にて確認することが困難であった海底地盤の可視化が可能となり，埋立部においてはほぼ均一な層厚による施工が行われていることが確認でき，局所的な沈下は認められない．また，護岸部においては，各工種の設計断面が適切に確保されていることが確認できる．視覚的に海底地盤の状況を確認することにより，仮に，施工不良箇所やすべり破壊および沈下異常箇所があった場合は，それらを容易に発見でき，迅速な対応を取ることが可能となる．

4.4.3 施工（載荷）履歴の把握

（1）施工（載荷）履歴の把握の概念

軟弱地盤上での埋立・人工島建設では，実測沈下量の評価や将来的な沈下予測のために沈下計算が実施される．その沈下計算を実施する上では，施工層厚から換算した載荷重を求める必要がある．通常，沈下・安定計算で用いられる盛土等の単位体積重量（ γ ）は，他の土質定数に比べ比較的ばらつきが小さい等の理由から一義的に決められる¹⁵⁾ことが多い．しかし，盛土の γ を過小評価したことが要因とされる破壊事例も報告¹⁶⁾されている．大規模な埋立，盛土工事においては，

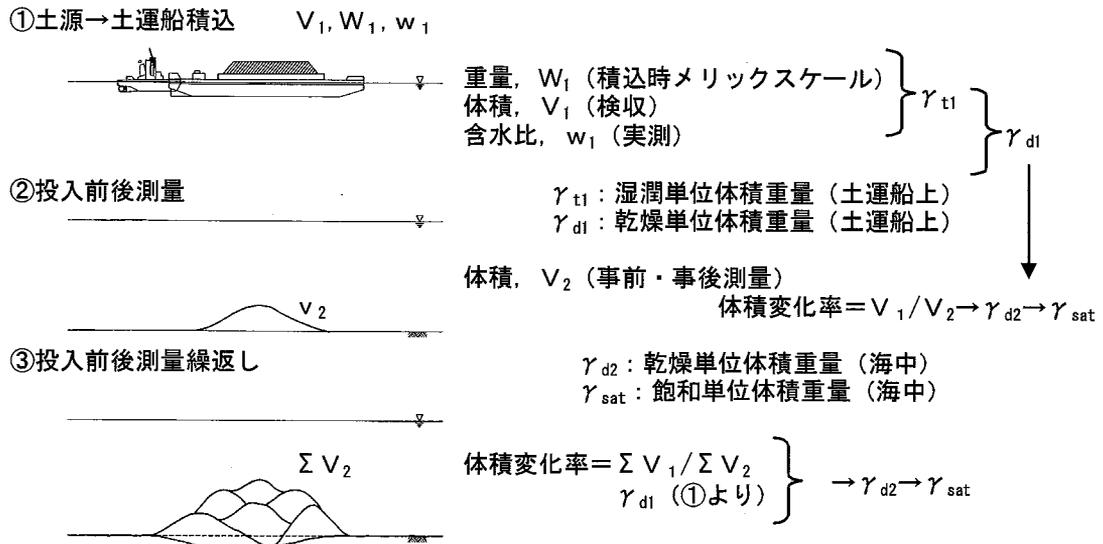


図 4-31 施工 (载荷) 履歴取得概念

その盛土荷重も大きく、使用する材料や施工方法により盛土の γ が異なることも考えられ、施工地盤の γ を正確に把握することは重要である。また、2期工事では土運船の投入計画を行うため、土運船1投毎にその堆積形状の取得が行われ、データベース化されている。その堆積形状を基に投入後の体積 (V_2) を算出するとともに、埋立土砂搬入時の船積体積 (V_1)、積載重量 (W_1) および埋立柱の含水比 (w_1) より、 γ や体積変化率 (α) を算出することができる。

深浅測量からの施工 (载荷) 履歴取得概念を図 4-31 に、手順を以下に示す。

- ① 土運船による直投前に事前測量を実施する。
- ② 土源にて土運船への土砂積込み時の積載体積 (V_1)、積載重量 (W_1) および埋立柱の含水比 (w_1) を取得し、土運船積込時の埋立土砂の湿潤および乾燥単位体積重量を算出する。
- ③ 土運船による直投後測量を実施する。
- ④ 投入前後の測量より、投入後の埋立土砂の体積 (V_2) を取得する。
- ⑤ ②、④の体積より、施工に伴う埋立柱の体積変化率 ($\alpha=V_1/V_2$) を算出する。
- ⑥ ⑤の体積変化率より、投入後の埋立土砂の水中単位体積重量 (γ') を算出する。
- ⑦ ①～⑥を繰返し、直投毎に繰返す。

施工に伴う埋立柱の体積変化には、①直投による埋立柱の体積変化の他に、②投入材の原地盤 (既施工地盤) へのめり込み、③上部埋立荷重による投入材の圧縮等がある。深浅測量により得られる体積変化は海底地盤へのめり込みと上载荷

重による圧縮は評価できない。そのため、既往の調査結果や施工実績および室内試験結果等により、投入材のめり込み量および圧縮量の補正を行った。

(2) 土運船直投による既施工地盤への埋立材のめり込みの補正

土運船直投による既施工地盤への埋立材のめり込みは、深淺測量では計測不可能である。そのため、そのめり込み量に関しては既往の調査を利用して検討することとする。

既往のめり込み量調査¹⁷⁾では、本工事と同様に土運船にて埋立てられた地盤に対して実施されている。その結果、土砂の投入により、投入直下付近を中心に既施工地盤へのめり込み現象が確認されている。その中央付近の最大めり込み量は、底開式土運船で 9cm、全開式土運船では 18cm であった。投入堆積端部でのめり込み量を 0cm とし、実投入底面積に対する既施工地盤への平均的なめり込み量を算定すると 5cm 程度であったため、今回の埋立地盤の γ を算出には既施工地盤への平均めり込み量を 5cm と想定し体積補正を行った。

(3) 埋立材の水浸・圧縮特性に関する室内実験

埋立人工島工事においては、埋立が進むにつれて埋立土が荷重となり在来地盤の沈下が進行すると同時に、埋立地盤自体も圧縮する。これにより、埋立地盤の γ が増加し護岸等の構造物の安定に影響を及ぼすことが考えられる。また、埋立必要土量の推定や埋立地盤の施工天端高などを検討する上では、埋立地盤の圧縮量を知る必要がある。そのため、在来地盤の沈下とともに、埋立地盤自体の圧縮特性を把握することが重要となる。

関西国際空港 2 期工事においては、埋立材として大阪、和歌山および淡路島から産出される岩砕材を主として用いている。そこで、実際の埋立材を試験材料として、圧縮特性に関する実験を行った。しかし、実際の埋立材料は最大粒径(D_{max})が 300mm という巨礫が混入しているため、今回の実験では D_{max} が 150mm と 75mm のせん頭粒度試料を用い、上載荷重および飽和状態の変化による埋立材の圧縮特性について室内実験を行った。

1) 供試体作製方法と実験方法

本実験は、埋立材として使用されている 2 土源（和歌山産、淡路産）より採取された試料を用いて行った。これらの試料は、各産地の土砂採取場から自然含水比状態の試料をバックホウにて採取している。採取した試料は D_{max} が 300mm であるため、ふるい分けを行って粒度分布を確認した後、 $\phi 300\text{mm} \times \text{H}200\text{mm}$

表 4-9 実験ケース

試験容器(mm)	水浸条件の違いによる影響 Case 1			締固め効果の確認 Case 2				モデルの有効性 Case 3
	φ300×H200			φ300×H200				φ1000×H800
初期含水比(%)	5.30	5.30	5.30	0.65	2.88	4.31	3.95	4.10
乾燥密度(g/cm ³)	1.770	1.860	1.760	2.070	2.114	2.106	1.962	2.049
水浸条件	水浸なし	水中作製	水浸あり	水浸あり				水浸あり
締固め仕事量(kJ/m ³)	締固めなし			約2500		約560		約2500
材料産地	淡路			和歌山				和歌山

の圧密容器で試験を行うものは 75mm のせん頭粒度に、また φ1000mm×H800mm の大型土槽では 150mm のせん頭粒度に調整し試験を行った。図 4-32 にそれぞれの材料の粒径加積曲線を表 4-8 に物理特性を示す。

本実験では、水浸条件の違いによって、圧縮特性の変化を確認するケース (Case1)、締固め仕事量を変化させて作製し、地盤の乾燥密度の違いによる圧縮特性の変化を確認するケース (Case2)、大型土槽を使用してモデルの有効性を確認するケース (Case3) の 3 つの検討項目に分けて試験を行った。表 4-9 に実験ケースを示す。

Case1 では、自然含水比の試料を用い、試料をハンドスコップにて容器に充填するのみで、締固めを実施せずに供試体を作製した。なお水中作製の試料は、図 4-33 に示すように、実験容器の上に容器径と同径の亚克力パイプを設置してその中を水道水で満た

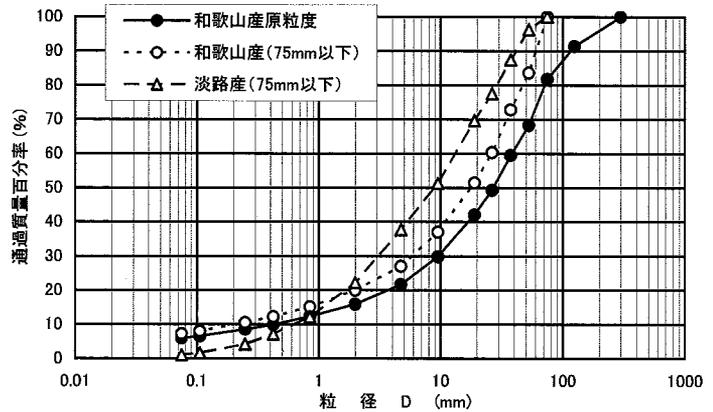


図 4-32 粒径加積曲線

表 4-8 物理特性試験結果

		和歌山産		淡路産
		原粒度	75mm以下	75mm以下
粒度特性	最大粒径 (mm)	300.0	75.0	75.0
	岩石分 (%)	18.2	—	—
	礫分 (%)	65.9	80.0	77.9
	砂分 (%)	10.0	12.8	21.1
	細粒分 (%)	5.9	7.2	1.0
	60%粒径 (mm)	38.0	26.0	14.3
	30%粒径 (mm)	9.6	6.1	3.2
	10%粒径	0.44	0.23	0.68
	均等係数 U _c	86.4	113.0	21.0
曲率係数 U _{c'}	5.51	6.22	1.03	
土粒子密度 ρ _s (g/cm ³)		2.700	—	
粗骨材の密度 (g/cm ³)	150mm以上	2.68	—	
	150.0~75.0mm	2.69	—	
	75.0~53.0mm	2.69	—	
	53.0~37.5mm	2.70	—	
	37.5~26.5mm	2.70	—	
	26.5~19.0mm	2.70	—	
	19.0~9.5mm	2.71	—	
自然含水比	全体 (%)	3.9	4.3	5.2
	75mm以上 (%)	2.4	—	—
	75~2mm (%)	3.4	3.4	4.5
	2mm以下 (%)	7.8	7.8	7.8

し、落下高さ 0.8~1.0m で試料を水中落下させて供試体を作製した。作製時の乾燥密度は自然含水比状態で作製したものがそれぞれ 1.770, 1.760g/cm³, 水中落下により作製したものは 1.860g/cm³ であった。Case2 では、自然含水比の試料に対し、乾燥側には自然乾燥、湿潤側には霧吹きによる加水にて所定の含水比に調整した後、転圧バイブレータにて締固めを行った。与えた締固めエネルギーは重締固めにあたる約 2,500kJ/m³ と、標準締固めにあたる約 560kJ/m³ とした。その結果、作製された供試体の乾燥密度は 1.962g/cm³~2.114g/cm³ であった。図 4-34 に試験容器と载荷装置を示す。また Case3 では、自然含水比の試料を土槽内に投入し、振動コンパクタにて締固めを行った。与えた締固めエネルギーは重締固めで、この時地盤の乾燥密度は 2.049g/cm³ であった。このとき振動コンパクタは、転圧バイブレータと締固め能力が異なるため、同じ締固めエネルギーになるよう、締固め時間を調整して供試体の作製を行った。図 4-35 に大型土槽の概要図を示す。

载荷重は各ケースとも 50,100,200,400kN/m² の 4 段階载荷とし、φ 300mm×H200mm 試験容器は 50t 万能試験機にて、大型土槽はエアバックを用いた加圧装置にて载荷を行った（大型土槽では加圧装置の能力の関係で 200kN/m² までの载荷とした）。また水浸方法は潮位変動および埋立地盤の沈下による浸水を

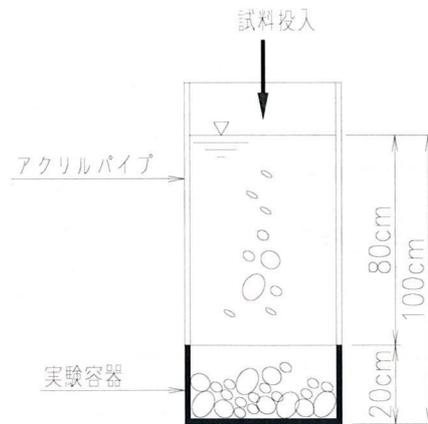


図 4-33 水中製作試料

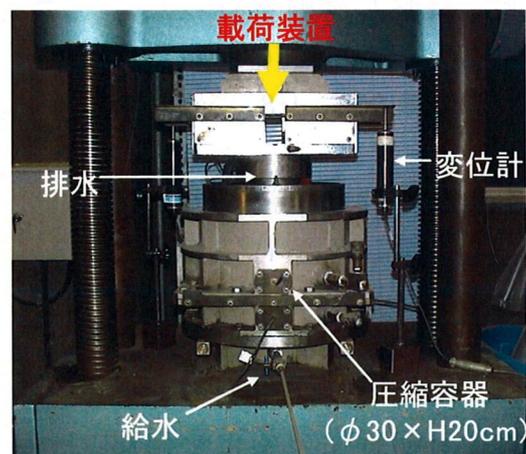


図 4-34 試験容器と载荷装置

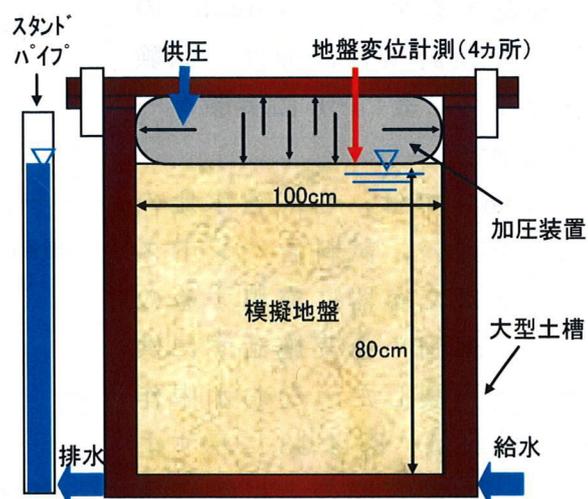


図 4-35 大型土槽概要図

考慮し、供試体下面より給水を行っている。給水時期は、 $\phi 300\text{mm} \times \text{H}200\text{mm}$ を用いた圧縮量試験時で 50kN/m^2 載荷後に、また大型土槽では容器の構造上、載荷前に給水を行った。実験中は変位計とロードセルもしくは圧力ゲージにより、圧縮量と載荷重を計測した。

2) 実験結果

図 4-36 に Case1 の載荷重-圧縮ひずみ曲線を示す。水浸なしで載荷のみ行ったケースでは比較的緩やかに圧縮ひずみが進行するが、水浸を行ったケースでは水浸直後より載荷重一定 (50kN/m^2) の下、圧縮ひずみが増加し、その後は水浸なしのものと同様な圧縮性を示すことが確認された。ここで水浸のみの影響による圧縮ひずみの増分は約 5%であった。また載荷途中で水浸させたものと水中作製したケースは、ほぼ同様な圧縮特性を示すことが確認された。

図 4-37 に Case2,3 の載荷重-圧縮ひずみ曲線を示す。締固めを行った地盤でも水浸と同時に圧縮ひずみが進行する様子が確認されるが、その値は標準締固めで作製されたケースでも 50kN/m^2 の載荷時で 2.0%程度と、締固めせずに作製された Case1 の 30%程度であった。また、その後の圧縮ひずみの増分も載荷重が 400kN/m^2 に達するまでに、Case1 試料では圧縮ひずみが 6%程度増加するのに対し、標準締固めでではその半分の 3%程度にとどまることが確認された。また、重締固めにより作製された地盤では、水浸による圧縮ひずみが標準締固めの約 1/4 に抑えられ、また乾燥密度が高いほど圧縮ひずみが起こりにくいことが確認された。大型土槽では、載荷前に水浸したことにより、

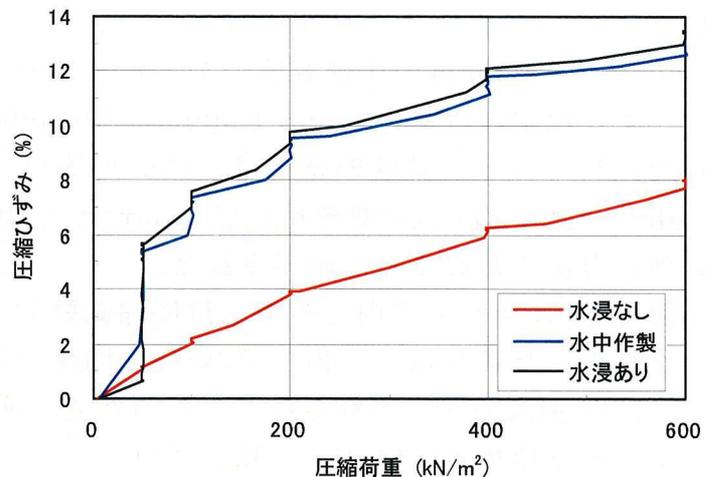


図 4-36 載荷重-圧縮ひずみ曲線 (Case1)

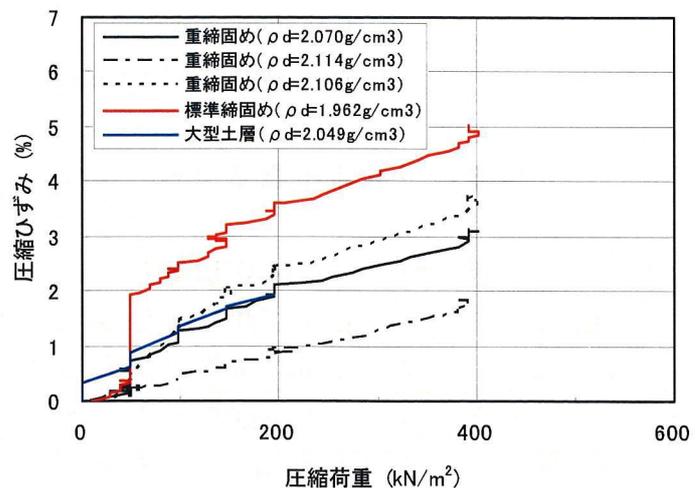


図 4-37 載荷重-圧縮ひずみ曲線 (Case2, 3)

0.5%程度の圧縮ひずみが無荷の状態で見られるが、以降はφ300mm×H200mm試験容器を用いて乾燥密度がほぼ同程度のケースと、ほぼ一致した傾向を示すことが確認された。

3) 埋立地盤の圧縮ひずみ量の設定

今回の実験で得られた知見について以下に示す。

地盤を締固めていない状態で水浸させた場合は、50kN/m²の荷重で約5%の圧縮ひずみが生ずるが、締固めを行って地盤の乾燥密度を上げるにより、水浸時の圧縮量およびその後の荷重に伴う圧縮ひずみの増分も含め、大きく減少させることが出来る。また乾燥密度の増加に伴い荷重による圧縮ひずみを低減できることが確認された。また、φ300mm×H200mmの圧密容器で75mmせん頭粒度試料を用いて実施したケースと、より現地の状態に近いφ1,000mm×H800mmの大型土槽で150mmせん頭粒度試料で行った試験の結果は、ほぼ同等な結果を示した。このことより、φ300mm×200mmの容器を用いて75mmせん頭粒度の試料で行う試験モデルは、有効な方法であることが確認された。

図4-38に今回の室内での埋立材圧縮試験および現地埋立地盤の実測圧縮量¹⁸⁾より得られた荷重-圧縮ひずみ(ε)関係を示す。図より、荷重-圧縮ひずみには(4-4)式の関係が得られた。そのため、埋立地盤のγを算出する際の上荷重による体積補正は(4-4)式を用いて行った。

$$\varepsilon = 0.011 \cdot \sigma'_v + 1.12 \quad (4-4)$$

ここに、ε：圧縮ひずみ (%)

σ'_v：鉛直土被り圧 (kN/m²)

(4) 埋立地盤の単位体積重量(γ)、体積変化率(α)の取得結果

本文では、埋立地盤の単位体積重量(γ)や体積変化率(α)の算出結果について、2期工事での護岸工事で得られた事例について報告する。

対象区域は、2期空港島北東部の護岸築造工事であり、水深約18mの区域に土運船により水深4mまでの直投による埋立が実施されている。本工事で使用された埋立材は最大粒径300mmの岩砕材であり、その埋立材を表4-10に示す型式の土運船にて現場に搬入している。土運船による埋立方法は、全開式土運船で

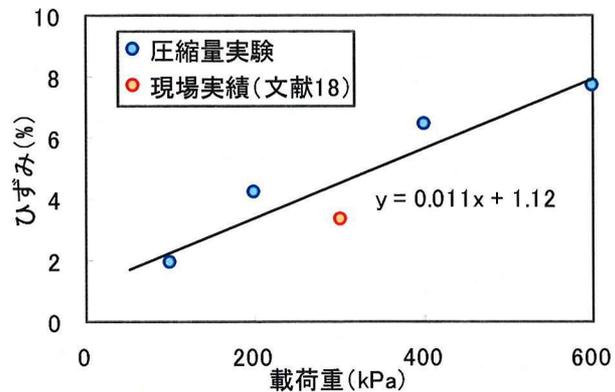
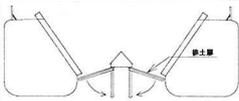
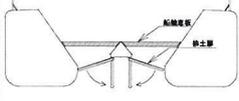
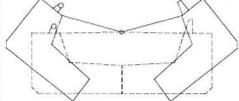


図 4-38 荷重 - 圧縮ひずみ関係

表 4-10 土運船形式および機能

船型	模式図	構造および機能	積載能力	隻数
底開式 兼用式		船艙の下に 抹土層を装備 し、扉の開放 により土砂を 海中に投入。	2,000~ 4,500m ³ 積	17種類 全1015隻
		底開式と箱形 土運船の兼用 式。基本的な 土砂投入方法 は底開式と同 様。	3,000~ 4,500m ³ 積	14種類 全732隻
全開式		船体底部を左 右に開いて土 砂を海中に投 入。	2,000~ 4,000m ³ 積	6種類 全175隻

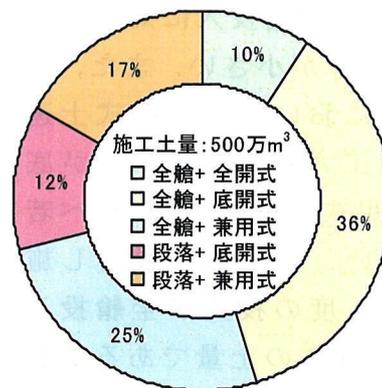


図 4-39 施工方法，土運船形式別の実績

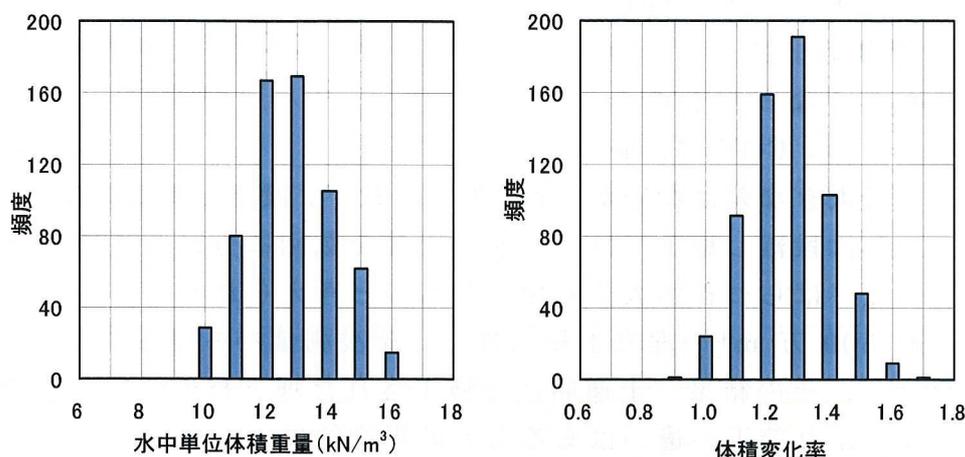


図 4-40 γ' , α の頻度分布

は埋立材を一度に投入する全艙投入方法であり，底開式および兼用式土運船は埋立材が積込まれる土艙部が独立して3~6艙あるため，通常の施工方法である全艙投入方式に加え，埋立地盤の不陸解消等の出来形調整を目的とした段落し投入，時間差投入を行うことが可能である．いずれの土運船も施工位置までGPSにより誘導し投入位置決めを行った後，それぞれの施工方法により埋立材の投入を行っている．

図 4-39 に本護岸工事での土運船型式および施工方法別の施工実績を示す．全搬入数量約 500 万 m³のうち約 60%は底開式および兼用式の土運船による全艙投入により施工されている．

図 4-40 に施工管理システムから得られた水中単位体積重量 (γ') と体積変化率 (α) の代表的な頻度分布として，施工割合が最も高い底開式土運船による全艙投入の結果を示す．得られた γ' と α は正規分布を示し，それぞれの平均値は 12.3kN/m³，1.22 であった．他の土運船型式，施工方法においても得られたデータは同様な正規分布を示すことが確認された．

図 4-41 にそれぞれの施工方法での平均 γ' および γ' の変動係数 (COV) を示す．

平均 γ は、全艙投入に対し段落し施工の γ が小さい。また、全艙投入においても全開式土運船で施工された場合の γ が底開・兼用式土運船の γ に比べ若干小さい。これは、段落し施工では一度の投入が全艙投入の1/2～1/3の土量であること、全開式土運船は底開・兼用式土運船に比べ投入時間が長いこと、等により投入時の既施工層への衝撃が小さく、そのため γ が小さくなったものと考えられる。 γ のCOVは、各

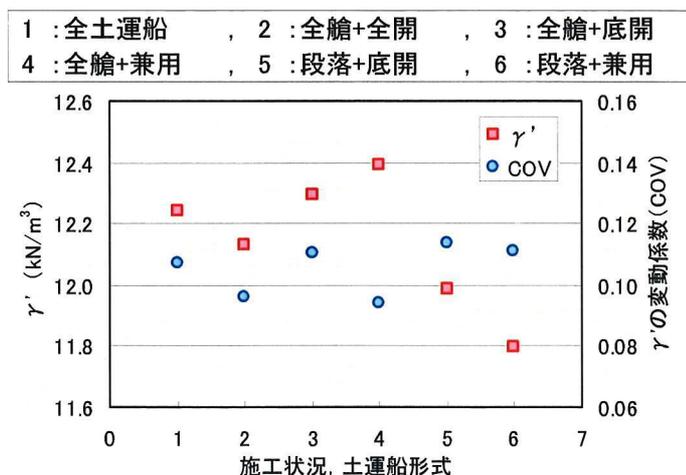


図 4-41 施工方法，土運船形式別の γ' およびそのばらつき

施工ケースで大きな差はないが、全艙投入に比べ、段落し施工のばらつきが若干大きい。これは段落し施工では、少ない土量を数回に分割して施工を行うため、全艙投入に比べばらつきが大きくなったものと考えられる。

今回、約 500 万 m³ の埋立土量に対し、深浅測量から得られる γ' と α について検討を行った。その結果、土運船にて施工された埋立材の γ' 、 α は、施工方法、土運船型式により若干の違いはあるものの平均的に 12.2kN/m³、1.21 が得られた。1 期工事においては、埋立地盤の密度を RI 密度検層により調査している¹⁹⁾。その調査結果を踏まえ、沈下計算における埋立地盤の γ は当初設定の気中部 17.6kN/m³、水中部 9.8kN/m³ から気中部を 19.6kN/m³、水中部を 11.8kN/m³ に見直しが行われている²⁰⁾。 γ の見直しと同時に海底地盤粘土の圧密定数の見直しも行われ、これにより、当初、実測沈下量と乖離があった計算沈下量は実測値を精度良く再現でき、以降の工種においてはこの見直し後の γ および圧密定数を用いて沈下計算が実施されている。2 期工事においては、沈下・安定計算等に用いられる海底地盤粘土の圧密定数は事前土質調査結果に基づき再設定が行われているが、直投工により施工される埋立地盤の γ' は、1 期工事の調査実績を踏まえ 11.8 kN/m³ が採用されている。今回、深浅測量より得られた γ' は 1 期工事で計測された 11.8kN/m³ より若干大きい、その差は僅かであり、ばらつき等を考慮すれば沈下等に与える影響は大きくない。また、その γ' のばらつきは COV で評価すると平均的に 0.11 である。これは、締固め地盤に対して砂置換法により得られた密度の COV より小さく²¹⁾、2 期工事で施工された転圧締固め工法により造成された地盤の RI 法による密度の COV より大きい²²⁾結果となった。

4.5 地盤定数の推測

4.5.1 施工管理システムデータからの地盤定数算出方法

前節に示すように本システムでは任意の地点で施工層厚、沈下量、 γ および載荷重を取得することが可能である。そのため、それらのデータを用いて埋立部の圧密定数の算出を試みた。埋立部の直投工は施工エリア全体を $200\text{m} \times 200\text{m}$ の施工ブロックに分割し、不同沈下抑制のため 1 つの施工ブロックの施工履歴を可能な限り同一にする方法で施工が行われている。そのため、圧密定数の算出は $200\text{m} \times$

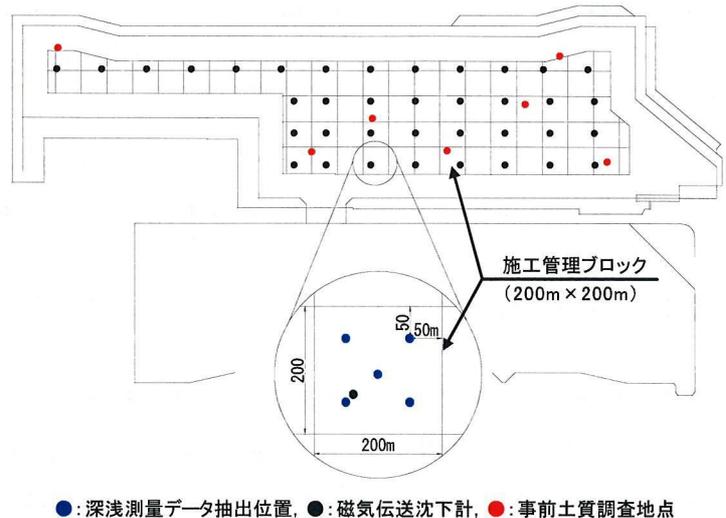


図 4-42 深浅測量データ抽出，磁気伝送沈下計および事前土質調査位置図

200m の施工ブロック毎に実施した。算出手順を以下に示す。また、比較のため施工ブロック内に磁気伝送沈下計が設置してある場合は、その沈下データを用いて同様に圧密定数の算定を行った。図 4-42 に施工ブロックの割付と圧密定数算出データの抽出位置および磁気伝送沈下計設置位置を示す。なお、同図には後述する工事着工前の土質調査位置も併せて示してある。

- ① 各施工ブロック ($200\text{m} \times 200\text{m}$) の中心および 4 隅の深浅測量データより、施工層厚・沈下量の経時変化図を描く。
- ② 得られた施工層厚に埋立地盤の水中単位体積重量 ($\gamma' = 12.2\text{kN/m}^3$) を乗じ、載荷応力 (σ) を算出する。
- ③ 埋立工の施工展開より、未施工期間 (放置期間) を確認し、双曲線法によりその荷重状態での最終沈下量 (s_f) を求める。
- ④ 算出した s_f とある時点 (t) での実測沈下量 (s_t) を用いて平均粘土層厚 (H_{ave}) を求め、それと σ より体積圧縮係数 (m_v) を算出する。
- ⑤ s_t および s_f より圧密度 (U) を求め、 U と経過日数より圧密係数 (c_h) の算出を行う。

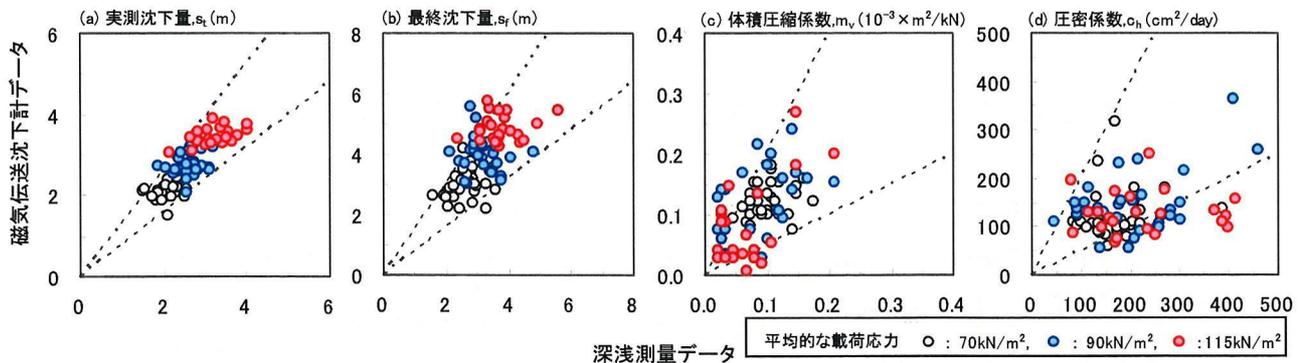


図 4-43 圧密定数算出結果（深浅測量データと水圧式沈下計データとの比較）

4.5.2 施工管理システムデータからの地盤定数と事前調査結果との比較

施工管理システムデータと磁気伝送沈下計値での圧密定数算出結果の比較を図 4-43 に示す。両者の比較は水中施工となる直投工での 3 段階の応力状態で圧密定数を算出し行った。図 4-43 (a) に、各段階での本システムから得られる施工ブロックの平均的な沈下量と磁気伝送沈下計から得られる実測沈下量の関係を示す。両者の沈下量は良い相関を示し、平均的に 1:1 の関係が得られた。この s_t を用いて算出した最終沈下量 (s_f) は、 s_t と同様な傾向を示しているが、ばらつきは多少大きくなっている。図 4-43 (c), (d) は、体積圧縮係数 (m_v) と圧密係数 (c_h) の算出結果である。両定数ともそれぞれの s_t , s_f を用いて算出されるためデータのばらつきはより大きくなっている。これは施工管理システムからの圧密定数は、施工ブロック内の平均的な値であるのに対し、磁気伝送沈下計からの圧密定数は設置位置での点のデータであるため、施工ブロック内での施工順序や放置期間等の施工履歴の違いにより両者にばらつきが発生したものと考えられる。

工事着工前に実施された圧密試験の結果と施工管理システムから得られた圧密定数の比較を図 4-44 に示す。図に示す圧密試験の結果は、図 4-42 に示される位置で採取された沖積粘性土（層厚約 24m）を対象とした圧密試験の結果であり、沖積粘性土層内に分布する火山灰層²³⁾付近の結果は対象外とし、採取深度に関係なく調査地点毎に整理したものである。また、事前圧密試験との比較では水中施工となる直投工の応力状態に加え、沖積粘土の圧密降伏応力 (σ'_y) を十分に超える埋立地盤陸化後の応力状態においても圧密定数の算出を行った。

施工管理システムデータを基に算出した m_v , c_h はばらつきはあるものの、得られた値は既往の圧密試験の結果の範囲内にあることが確認できる。また、深浅測量からの圧密係数 (c_h) と事前の圧密試験結果の圧密係数 (c_v) はほぼ等しい値であることが確認された。これより、鉛直方向の圧密係数 (c_v) と水平方向の圧密係数 (c_h) は同程度であるとする既往の報告²⁴⁾と一致した結果が得られ、SD

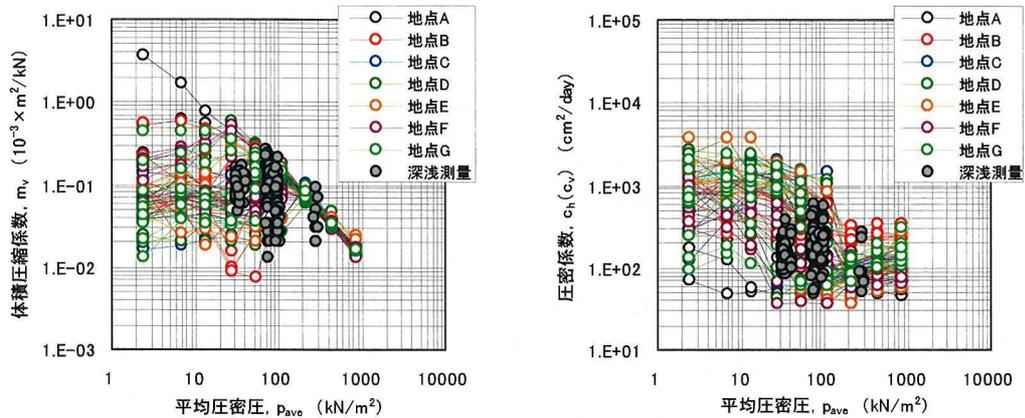


図 4-44 圧密定数算出結果（既往圧密試験結果との比較）

改良地盤での設計の考え方²⁵⁾との整合性が認められた。

本来、 m_v 、 c_h (c_v) はともに応力依存性を示し、 σ'_y を境界としてその挙動が大きく変化する。今回、深浅測量データを用いて 4 段階の応力状態で圧密定数の算出を実施しているが、既報告²⁶⁾と比較してばらつきが大きい。この要因として、①3 段階付近の P_{ave} は、検討の対象としている沖積粘性土の σ'_y 付近の応力レベルであること、②十分な放置期間が設定できず、沈下量自体にばらつきがあったこと、また、③沖積粘性土層下部に分布する洪積粘性土の一部においても圧密沈下が始まっており、その沈下データが加味されている、等の要因が考えられる。しかしながら、施工管理システムデータから算出した圧密定数は、既往の圧密試験と比較してその算出値は試験結果の範囲内にあり、また、 σ'_y を十分に超える応力状態ではばらつきが小さくなる傾向が認められるため、施工管理システムデータを用いて地盤の平均的な圧密定数を算出することが可能となることが示唆された。

4.6 不同沈下量の予測

軟弱な粘性土地盤上の埋立工事においては、工事の進捗による埋立荷重の増加に伴い海底地盤に圧密沈下が発生する。その内、施工期間中に発生する沈下は、護岸や盛土等の構造物の安定や変形を検討する上で重要な指標となり、施工期間中に様々な手法により計測・管理されている。一方、工事完了後に埋立地盤上に建設される施設や建築物においては、沈下の絶対量に加え、埋立完了後に発生する残留沈下量や不同沈下量が問題となり、施設建設後に発生する不同沈下により施設の機能に有害な影響を与える場合がある。

絶対沈下量や残留沈下量においては、現在の設計体系の中である程度の予測は可能であるが、不同沈下量においては、これまで様々な手法による予測方法が検討、提案されているが、海底地盤や埋立地盤の不均一性や埋立時期や速度および

その層厚等の施工履歴が複雑に関係しているため、定量的な予測は困難な状況である。

今回開発した施工管理システムは、上記の施工履歴を含め施工区域に発生する沈下を任意の地点で把握することが可能である。そのため、本施工管理システムから得られる施工履歴や沈下情報を用いて、埋立完了後の不同沈下量について検討を行った。今回の検討では、施工段階での沈下量を用いての検討であるため、これにより将来的な不同沈下量が予測することが可能であれば、将来建設される施設等の設計にその不同沈下を反映させることができ、非常に有効な方法であると考えられる。

4.6.1 不同沈下の種類と発生要因

不同沈下は、埋立地盤等で発生する沈下の平面的な沈下差であり、その発生要因は荷重条件、載荷履歴、地盤条件が平面的に異なることにより発生する。軟弱な地盤上に建設された埋立地盤に発生する不同沈下には以下のようなものがある。

① 荷重条件の違いによる不同沈下

埋立地盤上に建設物を建築する場合、それにより地盤に作用する荷重バランスが崩れた場合に発生する沈下差がこの種の不同沈下に該当する。例えば、杭で支持された建物と埋立地盤の間に発生する沈下差や、大規模な構造物周辺や地下埋設物周辺での埋立地盤との沈下差などもこの種の不同沈下に該当する。また、護岸部と埋立部、埋立地盤上の盛土等も部分的に荷重条件が異なり不同沈下が発生する。

② 載荷履歴の違いによる不同沈下

この不同沈下は、均一な地盤に均一な荷重を載荷した場合でも、その施工時期の違いにより発生する不同沈下である。大規模な埋立工事の場合、施工の展開や順序により必ず施工時期の差が発生する。その施工時期の差が残留沈下量の差となり不同沈下の発生要因となる。

③ 地盤条件の違いによる不同沈下

これは、沈下が発生する側の地盤の違いにより発生する不同沈下である。例えば、海底地盤に地盤改良が施されている場合の境界部分や異なる地盤改良工法が接近して施工されている場合等では、地盤条件が異なることによりその境界部に不同沈下が発生する。また、海底地盤のばらつき、改良地盤の品質のばらつき、埋立地盤の材料特性等の違いによるばらつき等地盤の不均

一性によっても不同沈下は発生する。

これらの内、荷重条件の違いにより発生する不同沈下は、その載荷もしくは除去される荷重を正確に見積もることにより発生する不同沈下を予測することは可能である。また、改良地盤の境界部に発生する不同沈下も、施工される地盤改良工法の特性を考慮することにより相対的な沈下差を試算することは可能である。これらによる不同沈下（沈下差）は、設計段階において考慮されるべき項目であり、それにより障害が生じる場合は設計段階において対策を講じておく必要がある。

載荷履歴の差による不同沈下は、設計段階である程度予測することは出来ても、施工時における現場条件や資材の調達等により完全にこれを再現することは不可能である。しかしながら、この載荷履歴による不同沈下は、施工時もしくは施工完了時においてその施工履歴を再現した沈下検討を行うことにより、それによる不同沈下量を試算することは可能である。ただし、大規模な埋立工事である場合、その施工履歴を正確に再現することが困難となる場合が多い。

地盤の不均一性による不同沈下では、その不均一性の程度やそれが沈下に与える影響を定量的に把握する必要がある。そのためには、海底地盤および埋立地盤に対して高密度に地盤調査を実施し、それにより地盤のばらつきを評価する必要がある。しかし、そのような方法で広大な区域のばらつきを評価することは、コスト面、工程面で問題がある。また、高密度に実施した地盤調査においても様々な要因により結果がばらつくことを考えると、不同沈下の要因となる地盤の不均一性を地盤調査により評価することは現実的でないと考えられる。

不同沈下は、先にも述べたように発生する沈下の平面的な沈下差である。今回開発した施工管理システムでは、施工区域の任意の地点で施工層厚・載荷重や沈下量を面的に取得できることが大きな特長である。そのため、本システムにより得られたデータを用いて不同沈下量を予測することは、様々な要因により発生した沈下量を用いて不同沈下量を予測することとなり、上記の不同沈下量の発生要因を全て包含したものとなる。

4.6.2 不同沈下予測方法の既往の研究

不同沈下の予測方法は大きく、実測沈下量を用いた予測方法と数値解析による予測方法とがある。実測沈下量を用いた不同沈下予測方法は、埋立区域もしくはその一部の沈下計測を継続的に行い、実測沈下量のばらつきにより将来の不同沈下を予測するものである。数値解析による不同沈下量の予測には大きく分けて、海底地盤の不均一性を確率モデルで再現し不同沈下量を推測する方法と既知の沈下観測データを用いて未知の観測点の値を確率的に推定する方法とがある。以

下に、その 2 つの方法の概要について述べる。

(1) 実測沈下量に基づく将来不同沈下量の評価

実測沈下量を用いた不同沈下の予測については、埋立地においてある区域を特定し、その区域に対して継続的に沈下観測を実施し、その沈下量を用いて将来の不同沈下量の予測を行うものである²⁷⁾²⁸⁾。沈下観測は、埋立地盤が陸化後比較的早い時期（数ヶ月程度）から開始され、その観測期間は数年間と比較的長期間に亘り実施される。また、沈下の計測間隔は 2m～100m 程度であり、その計測方法は一般的にレベル測量等により実施される。

得られた沈下量は、主として以下に示す不同沈下に関する諸元を定義し、当該区域の将来的な不同沈下量の予測を行っている。

Δs : 隣接する 2 測点間の沈下量差の絶対値

$$\Delta s = |s_i - s_{i+1}| \quad (4-5)$$

ここに、 s_i : 観測期間中の i 点における沈下量

γ : 不同沈下率

$$\gamma = \Delta s / s \quad (4-6)$$

ここに、 s : 観測期間中の平均沈下量

ここで、実測沈下量に基づく不同沈下量の予測では、ある測点間隔における不同沈下率 (γ) を経時的に整理を行い、その測点間に発生する将来的な不同沈下量を予測するものである。

この方法では、実測沈下量を基に不同沈下を予測しているため、前節に示す不同沈下の発生要因を包含した不同沈下を予測することが可能である。しかし、計測開始時期は埋立地盤が陸化した後が一般的であり、また、その計測期間は数年間と長期に及んでいるため、この不同沈下データが直接的に上部建築物の設計に反映できない可能性が大きい。また、その計測方法は最も確実な方法であるが、時間と労力がかかる方法でもある。

(2) 数値解析による不同沈下の予測

数値解析による不同沈下量の予測には大きく分けて、埋立地盤の不均一性を確率モデルで再現し、シミュレーション計算により不同沈下量を推測する方法²⁹⁾と既知の沈下観測データを用いて未知の観測点の値を確率的に推定する方法³⁰⁾とがある。

地盤の不均一性を考慮した不同沈下予測では、対象地盤の調査データより、地

盤定数（圧密定数等）の統計的性質（分布型，標準偏差，変動係数，自己相関距離等）を求め，それらを基に地盤を格子状に分割し，その格子毎に統計的性質を考慮した独立した定数を与え，モンテカルロシミュレーションによる繰返し計算で得られた沈下量のばらつきにより不同沈下を予測するものである．この手法では，圧密に関する地盤定数の分布型がほぼ正規分布もしくは対数正規分布することが確認されている³¹⁾ため，地盤定数を確率変数として与えることができ，不同沈下の要因が地盤状態ばらつきに起因していると考えられる不同沈下に関しては妥当な手法であり，実際の不同沈下との整合性も確認されている³²⁾方法である．しかし，本手法による不同沈下の予測では，限られた地盤情報によりその統計的性質を推定せざるを得ない場合も想定され，そのような場合には算出結果の信頼性が低下することが考えられる．

また，このような数値計算においては，埋立て施工履歴等を可能な限り正確に再現させる必要があるが，詳細な施工履歴が入手困難な場合には，施工履歴をある割切りの中で想定せざるを得ず，地盤定数の場合と同様に算出結果の信頼性が低下することが懸念される．

既知沈下量を確率的に解析し不同沈下を予測する方法では，任意位置の沈下量はある確率統計量に従うと考え，既知観測点の沈下量の確率統計量より任意地点の確率統計量（平均，分散，共分散関数）をクリギング手法等により推定し，不同沈下量を予測するものである．この手法では，既知沈下量の測点数（密度）と密接な関係を持っているため，十分な観測値がある場合は，その推測値の精度の向上を図ることができるが，限られた観測値においては，その推測値の信頼性の低下が懸念される．また，実測沈下量に代わり，通常の沈下計算結果を既知観測値として使用することができれば，計画段階においてある程度の不同沈下量を予測することが可能となる．

4.6.3 施工管理システムによる不同沈下量の予測

実測沈下量を用いて不同沈下量を予測することは，不同沈下の様々な発生要因を踏まえた予測ができることであり有効な方法である．しかし，広大な施工区域の全域を高密度にしかも継続的に沈下観測するには，膨大な時間と労力およびコストのかかる作業となる．そのため，これまでは沈下観測が比較的容易に行える区域（例えば，護岸上部工等）での沈下観測値により不同沈下の予測が行われていた．また，その沈下観測は，埋立地盤が陸化した後や造成完了後から開始され数年間に亘り実施される場合がほとんどである．そのため，得られた不同沈下量が直接的に将来建設される施設の設計に反映できない場合もある．

今回開発した施工管理システムは，施工区域の任意の地点で施工層厚・載荷重や沈下量を面的に取得できることが大きな特長である．そのため，本システムに

より施工期間中に得られたデータを用いて不同沈下量を予測することは、将来的な施設の建設に対して、有効な地盤情報を提供することができると考えられる。

本文では、関西国際空港の2期工事を対象とし、施工管理システムから得られた埋立工事施工段階の沈下量を用いて、埋立完了後将来的に発生する不同沈下量の試算を実施した。

(1) 対象区域の概要と検討区域の選定

関西国際空港は、大阪湾泉州港沖約5kmに建設された沖合人工島である。その埋立面積は1期空港島で510ha、2期空港島で545haであり、埋立による増加荷重はそれぞれ450kN/m²程度、550kN/m²程度となる。そのため、その荷重により、沖積層（1期側約18m～2期側約24m）および洪積層（1期側約140m～2期側約180m）が沈下対象層となり、1期空港島で平均11.5m、2期空港島で平均18.0mの沈下が発生すると予測されている。そのため、1期空港島では開港から50年間に約2m³³⁾、2期空港島ではそれ以上の残留沈下量が発生し、それに伴う不同沈下が懸念されている。なお、埋立施工方法については第2章2節に記載している。

その2期空港島建設において、測量技術を応用した施工管理システムを開発・導入し、2期工事での施工層厚・沈下管理を実施している。今回、2期空港島のある区域の層厚・沈下データを用いて、将来的な不同沈下量の予測を行った。

検討対象区域の位置を図4-45に示す。なお、本検討区域には磁気伝送沈下計が3基設置されている。

不同沈下量の検討は、護岸直角方向と護岸平行方向に各3測線選定して実施している。護岸直角方向の検討測線は、埋立工事に先行して施工が行われている護岸工事による沈下の影響を避けるため、護岸法線から200m地点を基点とし埋立内部に向かい延長400m区間とした。護岸平行方向の検討測線は、護岸直角方向と同様の理由で護岸法線から200m～360mの距離を取り、護岸平行方向に最大1400m区間を検討測線とした。各検

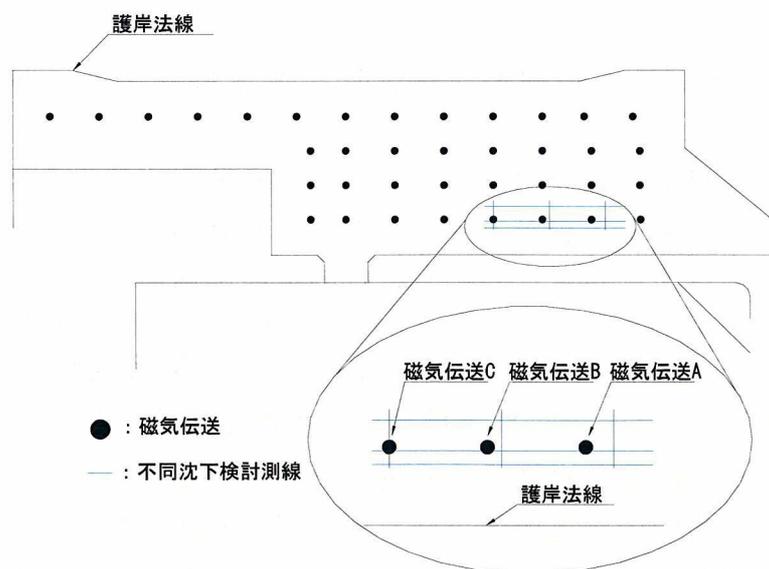


図 4-45 不同沈下検討対象区域位置図

討測線において、層厚、沈下データを最小 5m、最大 100m 間隔に抽出し、それらの抽出データを用いて不同沈下の検討を行った。

(2) 検討区域の埋立荷重載荷状況の確認

検討区域の海底地盤（沖積粘土層、洪積層）の層厚や地盤特性が均一であったとしても、埋立施工時期やその荷重に大きな相違があると施工期間に発生する沈下量や将来的な残留沈下量に違いが生じ、埋立地盤に不同沈下が発生することとなる。そこで、不同沈下の検討を行う前に、検討区域の埋立荷重の確認を行った。

埋立荷重は、水中部では NMB 音響測深機、陸上部では GPS 測量車による測量システムを用いて取得した施工層厚に埋立地盤の単位体積重量 (γ) を乗じて算出を行った。埋立地盤の γ は、施工管理システムから得られた埋立地盤の平均的な γ ($\gamma_t=22.0\text{kN/m}^3$, $\gamma'=12.2\text{kN/m}^3$) を用いた。図 4-46 に不同沈下検討測線上の 5m 毎に埋立荷重を算出した結果のヒストグラムを表 4-11 にそのばらつきを示す。

大規模な埋立工事において、地盤の圧密沈下計算を実施する際に必要となる埋立荷重は、通常、計画施工層厚に一般的な埋立地盤の γ を乗じて算出され、実績層厚と実測された γ により埋立荷重が算出されることはほとんどない。これは、軟弱地盤上での埋立工事では、施工層厚を取得するために、沈下量が必要であり、広大な埋立区域においては、沈下板等を高密度に設置することが施工上およびコスト面の問題から困難であるためである。本施工管理システムでは、施工区域の任意の地点で発生する沈下量を取得することができ、また、沈下量と同様に任意地点において、実績の施工層厚および γ の取得が可能であるため、任意地点の埋立荷重においても算出が可能となっている。

土運船の直投により施工された直投①工までの埋立荷重は、護岸直角方向の測線において平均的に 183kN/m^2 、護岸平行方向で 181kN/m^2 であり、均一な埋立荷重が載荷されていることが確認された。直投①工までの埋立荷重のばらつきは護岸直角方向、平行方向それぞれ、標準偏差が 7.1kN/m^2 、 8.9kN/m^2 であり、それぞれの変動係数は 0.038、0.049 である。

埋立地盤が陸化した揚土①工完了の埋立荷重は護岸直角方向で平均 550kN/m^2 、護岸平行方向で 526kN/m^2 であった。護岸直角方向の埋立荷重が護岸平行方向の埋立荷重に対して若干大きいのは、埋立中央付近の沈下量が護岸周辺部に比べ大きくなることを想定して施工層厚を段階的に厚くしているためである。揚土①完了時の埋立荷重のばらつきは、護岸直角方向、平行方向それぞれ、標準偏差が 12.2kN/m^2 、 11.5kN/m^2 であり、それぞれの変動係数は平均的に 0.022 であった。埋立地盤が陸化した揚土①工完了後の埋立荷重のばらつきが水中施工部の直投①工完了時と比べ小さくなった理由は、地盤が陸化したことにより、地

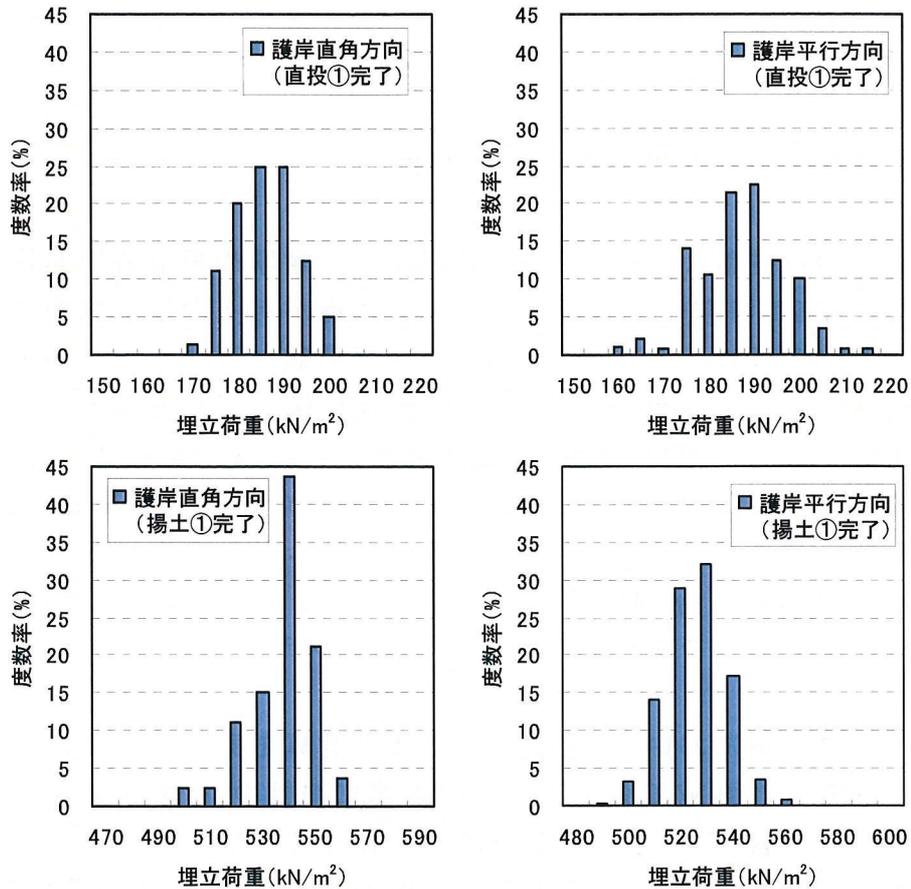


図 4-46 埋立荷重のヒストグラム

表 4-11 埋立荷重のばらつき

	護岸直角方向		護岸平行方向	
	直投①完了時	揚土①完了時	直投①完了時	揚土①完了時
データ数	80	80	160	160
最大(kN/m ²)	199.714	569.354	207.766	554.208
最小(kN/m ²)	169.214	507.606	159.332	492.402
平均(kN/m ²)	183.307	546.996	181.326	523.513
標準偏差(kN/m ²)	7.056	12.084	8.886	11.392
変動係数	0.038	0.022	0.049	0.022

盤の出来形精度が向上したことや、出来形計測に用いた GPS 測量車の計測精度が NMB 音響測深機より高いため等が考えられる。しかしながら、水中施工部および陸上施工部の埋立荷重のばらつきは COV で評価すると 0.05 以下であり、岩砕材を埋立材として用いていることを考慮するとこれまでに報告されている埋立地盤のばらつき³⁴⁾に比べ非常に小さく、均一な埋立地盤(埋立荷重)であることが確認された。また、今回の不同沈下検討区域においては、護岸直角、平行方向ともほぼ同等の埋立荷重がほぼ同等のばらつきを持って載荷されているこ

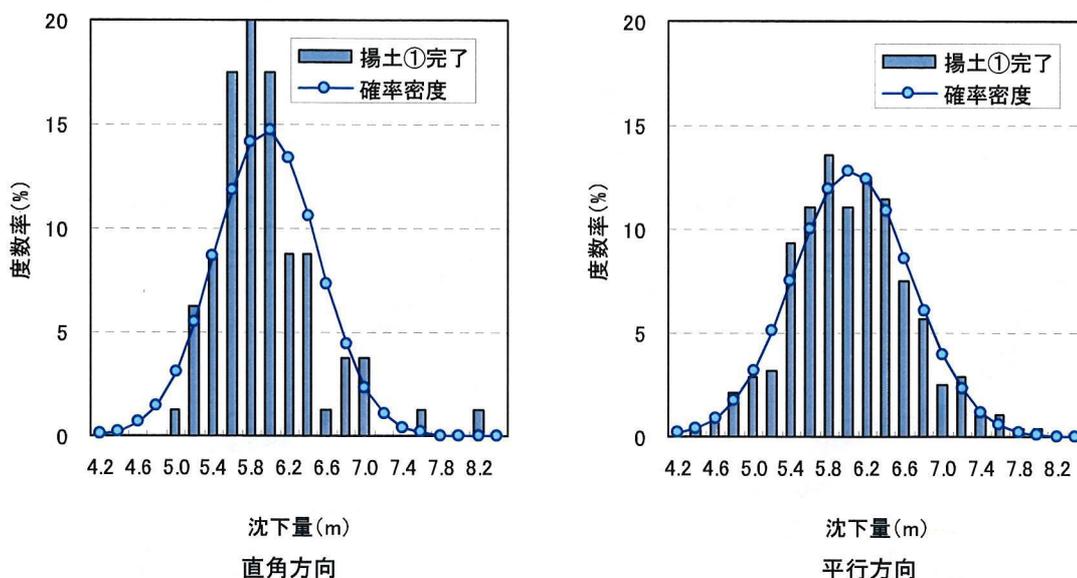


図 4-47 沈下量のヒストグラム

とが確認され、これまでデータ取得の煩雑さからほとんど議論されることが無かった埋立荷重の分布およびそのばらつきについても、本施工管理システムを用いることにより効率的に取得することが可能となり、本施工管理システムの有効性が埋立荷重の評価においても確認された。

表 4-12 沈下量のばらつき

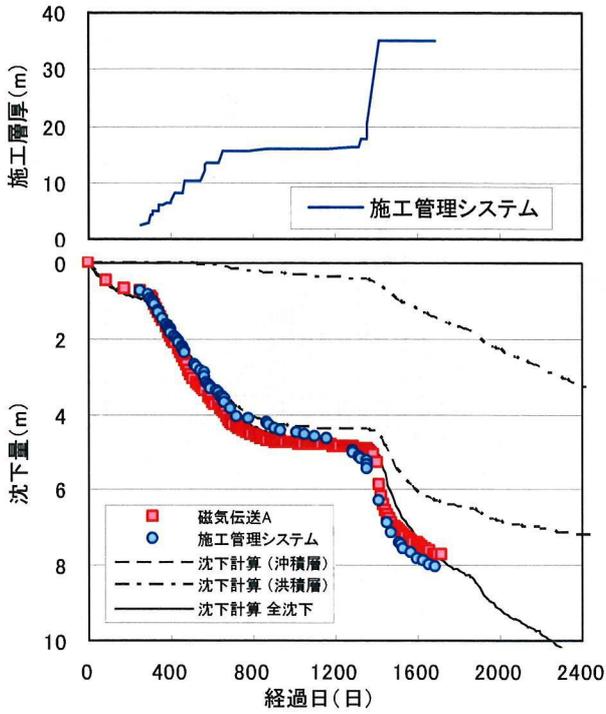
	護岸直角方向	護岸平行方向
	揚土①完了時	揚土①完了時
データ数	80	280
最大(m)	8.140	7.810
最小(m)	4.960	4.380
平均(m)	5.360	5.940
標準偏差(m)	0.541	0.622
変動係数	0.092	0.105

(3) 検討区域の沈下状況の確認

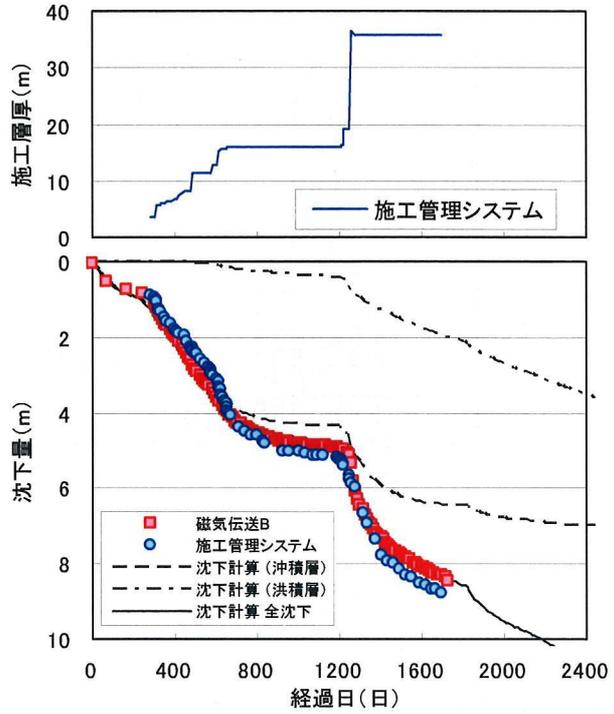
図 4-47 に揚土①完了時の護岸直角方向、護岸平行方向の各 1 測線での 5m 間隔で抽出した沈下量のヒストグラムを、表 4-12 にそのばらつきを示す。護岸直角・護岸平行方向とも、5m 間隔で抽出した沈下量は正規分布を示し、これまでの報告³¹⁾と同様にある特定の区域に発生する沈下量は確率的な出現をすることが本地域においても確認された。

施工期間中に発生する海底地盤の沈下状況は、载荷される埋立荷重とともにその载荷時期（施工履歴）が非常に重要となる。将来的に発生する不同沈下量を数値シミュレーションにより検討しようとする場合、この施工履歴を再現することが困難となる場合が想定され、その再現にはある程度の割切りが必要となることが想定される。

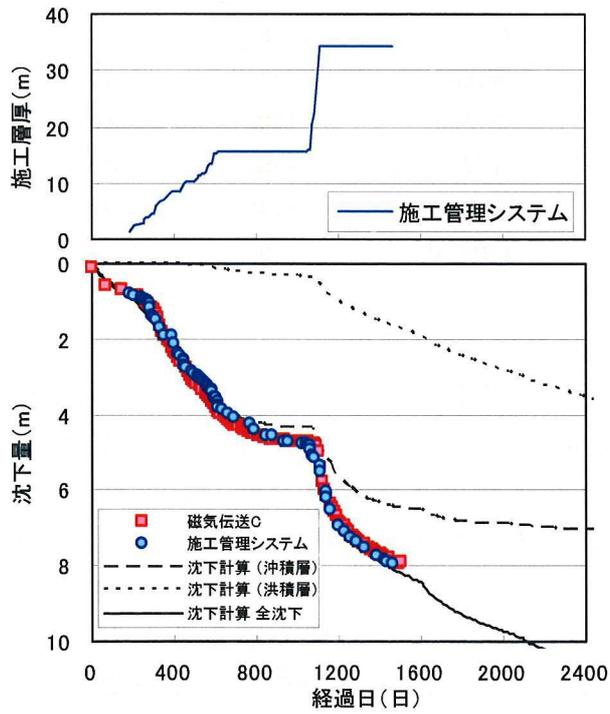
埋立施工履歴が沈下量の発生に与える影響を検討するため、施工管理システムから得られた施工層厚と沈下量の時間推移を図 4-48 に示す。図には、同一地点



磁気伝送 A



磁気伝送 B



磁気伝送 C

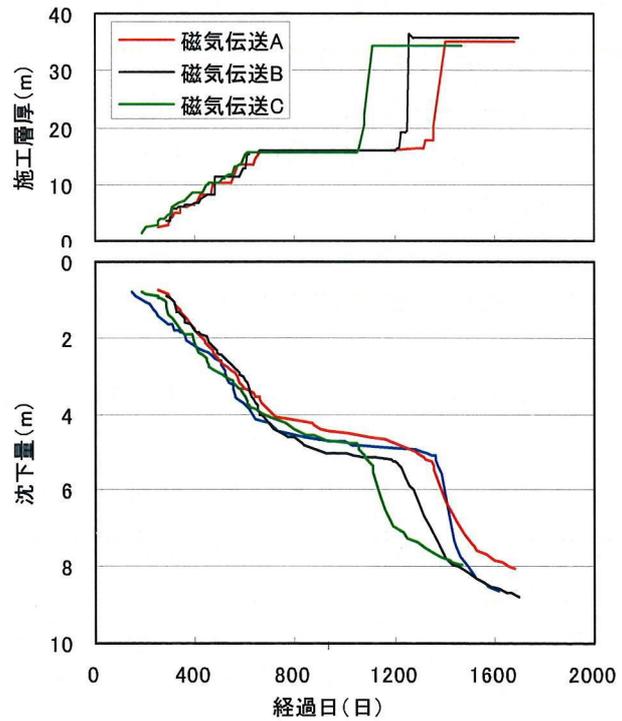


図 4-49 施工層厚と沈下量の時間推移
(磁気伝送 A,B,C)

図 4-48 施工層厚と沈下量の時間推移

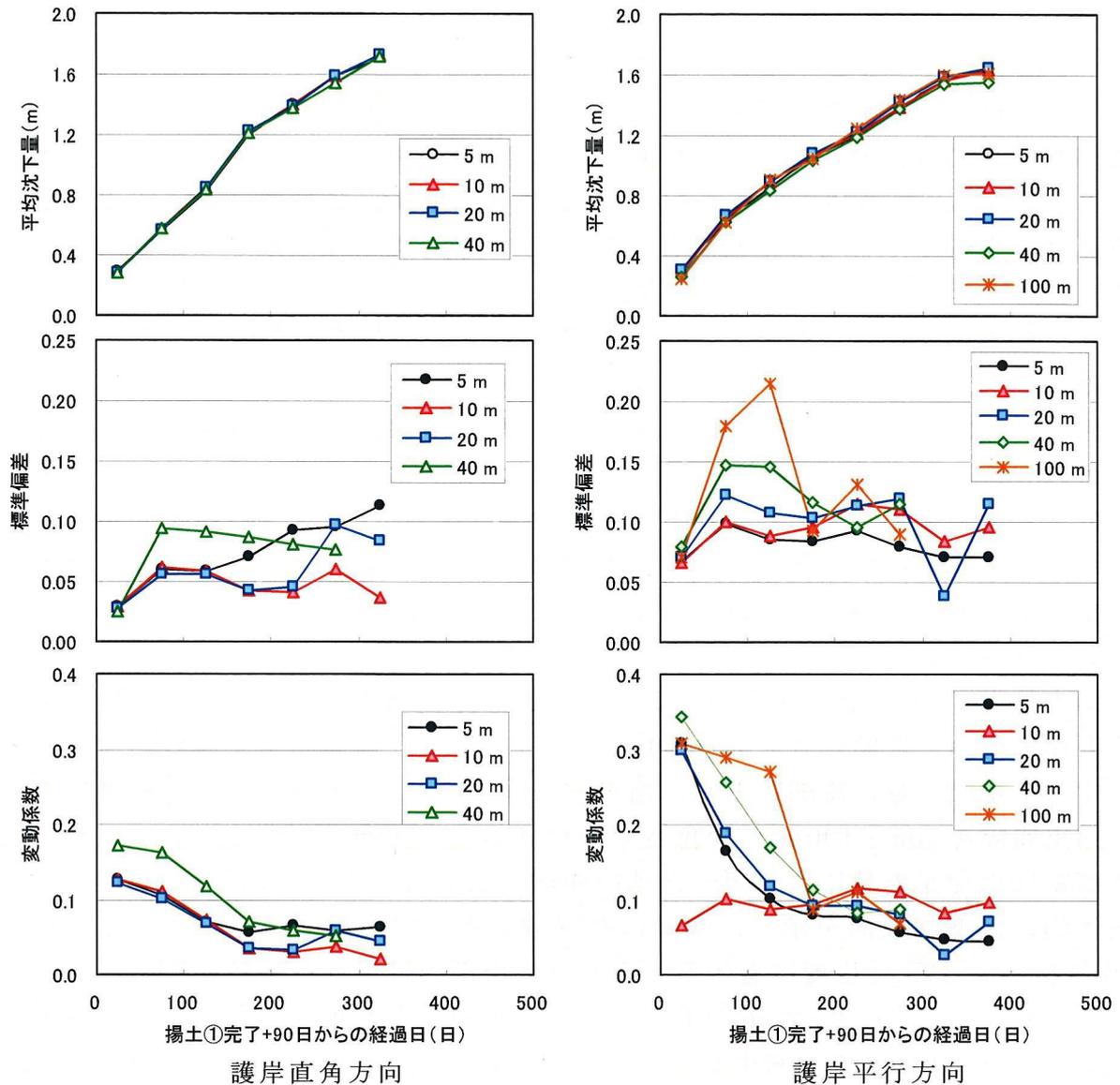


図 4-50 平均沈下量および標準偏差，変動係数

での磁気伝送沈下計から得られた沈下量と一次元圧密沈下計算から得られた計算沈下量を併せて示している。図の横軸の経過日は，原地盤沖積粘土層のSD工法による地盤改良が完了した日を原点としている。図より，施工管理システムから得られた沈下量は，磁気伝送沈下計から得られた沈下量と比較して，揚土①施工完了以降30cm程度大きい沈下量が得られている。これは，施工管理システムで得られる沈下量は，埋立地盤の天端高さを計測して算出しているため，埋立層の自重圧縮分が含まれているためであると考えられる。ただし，施工管理システムからの沈下量と磁気伝送沈下計から得られる沈下量の沈下傾向は，併せて示した圧密沈下計算結果の沈下傾向とほぼ一致していることが確認できる。

沈下計算から得られる沈下量では，水中部の施工である直投①完了時は，原地盤の表層部分に分布する沖積粘性土層の沈下が卓越していることが分かる。その

沖積粘性土層は、SD工法により地盤改良が行われているため、直投①工完了後3ヶ月程度経過すると沖積層の沈下がほぼ収束していることが確認できる。直投①工完了後、一定期間の圧密放置を行った後に揚土①工の施工が行われている。この揚土①工の荷重により、沖積層に加え洪積層においても沈下が発生していることが分かる。この沖積層の沈下は、直投①工の載荷時と同様に揚土①工荷重載荷後3ヶ月程度で収束する傾向を示すが、洪積層の沈下は収束する傾向が見られず、継続的に沈下が発生することが認められる。このため、埋立完了後に発生する残留沈下や不同沈下はこの洪積層の沈下により発生するものであると考えられる。

図4-48に示す施工管理システムから得られた各地点の施工層厚、沈下量をまとめたものを図4-49に示す。図より、海底地盤の沈下挙動は揚土①工の施工時期により沈下挙動が大きく異なることが確認できる。そのため、施工管理システムからの沈下量を用いた不同沈下検討では、沖積層の沈下がほぼ収束し、施工履歴差による沈下への影響がほぼ無くなった揚土①完了後90日を原点に取り直し検討を行うものとする。

揚土①完了90日経過後を原点とし、それ以降に発生する沈下量の平均およびその標準偏差、変動係数を図4-50に示す。図より、護岸直角方向の測線では発生する平均沈下量は時間とともに増加する傾向を示し、400mの測線延長において抽出間隔を5m～100mに変化させてもその沈下傾向はほぼ一致している。標準偏差は平均沈下量に比べデータ抽出間隔により若干のばらつきが見られるが、全体的には増加傾向を示し、変動係数は減少する傾向が認められ、揚土①完了90日後から170日程度経過するとデータ抽出間隔によらずほぼ一定値を示す傾向が見られる。これは、沈下の進行とともに不同沈下も大きくなっていく傾向を意味するが、変動係数が減少していくため、平均沈下量と同じ割合で不同沈下量が増加しているのではないことを示す。

護岸平行方向の測線では、平均沈下量は護岸直角方向とほぼ同様の傾向を示すが、標準偏差はほぼ0.1m程度で一定であり、変動係数は揚土①完了90日後から170日までは明瞭に減少傾向を示し、その後一定値の0.1程度を示す。

護岸直角方向と護岸平行方向の沈下のばらつきを比較すると、若干、護岸平行方向の沈下のばらつきが大きい。この要因としては、図4-49でも分かるように、この区域の揚土①工の施工方向が護岸平行方向に進んでおり、その施工履歴の影響により護岸平行方向の沈下のばらつきが若干大きくなったものと考えられる。ただし、護岸平行方向、直角方向の双方の発生する沈下の変動係数は、これまでに報告されている事例³⁵⁾の同等かそれ以下の変動係数であることが確認された。また、図4-50は護岸直角、平行方向の各1測線の結果であるが、他の測線においてもほぼ同様の結果が得られている。

(4) 埋立地盤の不同沈下の予測

施工管理システムデータを用いて不同沈下量を検討するに当たり、各検討定数の定義をここで行う。

s : 施工管理システムから得られた絶対沈下量。本検討では、揚土①完了から 90 日経過後を原点とする。

s_m : 不同沈下検討の対象とした範囲の s の平均を平均沈下量 s_m とする。

Δs : 不同沈下量。隣接する 2 測点間の沈下量差の絶対値。

$$\Delta s = |s_i - s_{i+1}| \quad (4-7)$$

ここに、 s_i : 観測期間中の i 点における沈下量

L : 不同沈下距離、各測線でのデータ抽出間隔、5m 間隔の場合は L_5 と示す。

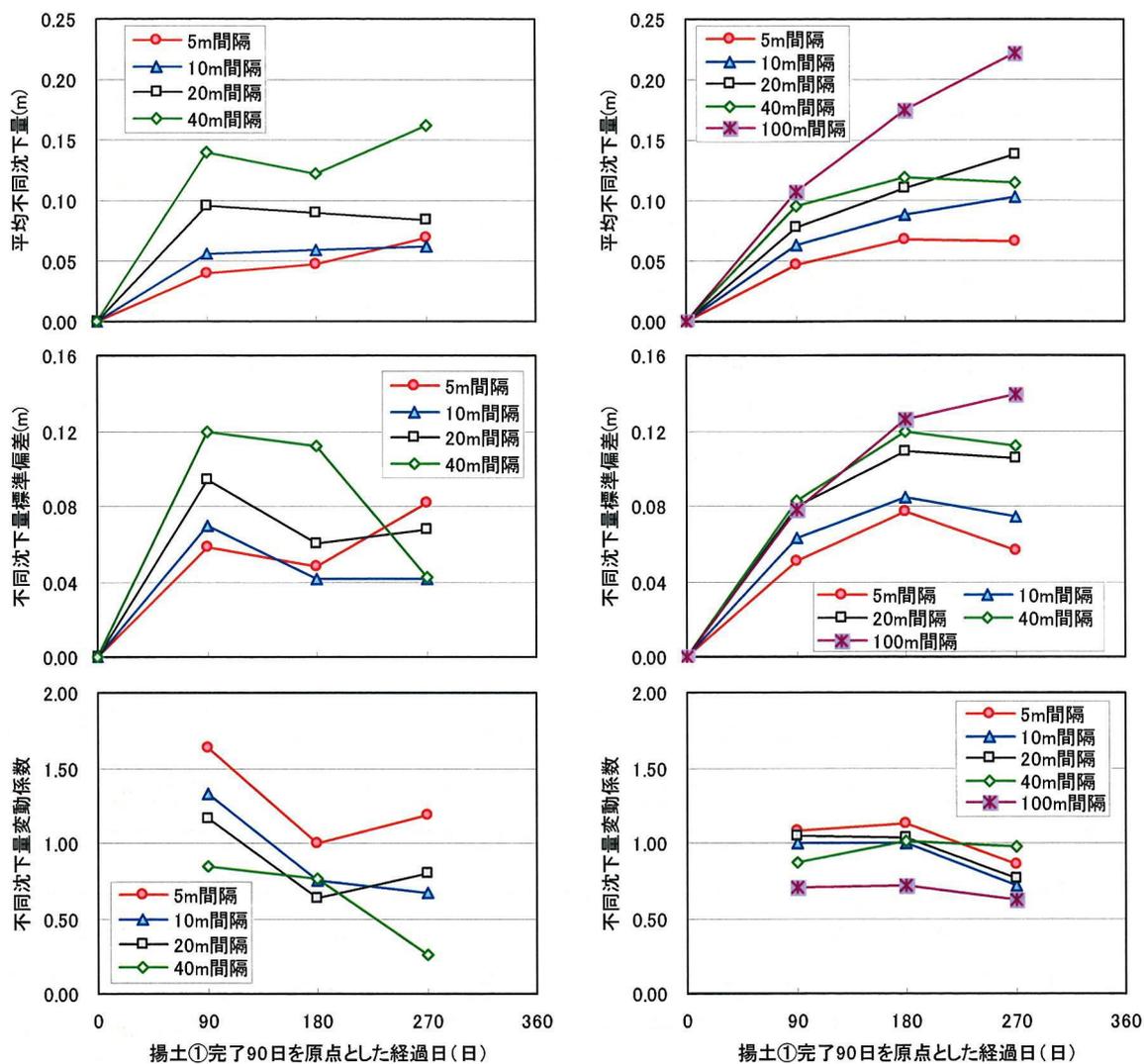
γ : 不同沈下率

$$\gamma = \Delta s / s \quad (4-8)$$

図 4-51 に護岸直角方向、平行方向の揚土①完了から 90 日を原点とした平均不同沈下量 (Δs) とその標準偏差および変動係数をデータ抽出間隔毎に示す。護岸直角方向、平行方向とも平均 Δs は、経過時間とともに増加する傾向を示し、また、測点間隔が広がるとともに平均 Δs は増加する。 Δs の標準偏差は、基本的に平均 Δs と同様な傾向である。揚土①完了から 90 日を原点として 270 日経過 (揚土①完了から 1 年後) した後の Δs の変動係数は、護岸直角方向で平均 0.73、平行方向で平均 0.86 を示すが、測点間隔毎のばらつきは護岸直角方向のばらつきが大きい。

図 4-52 に同様に護岸直角方向、平行方向の揚土①完了から 90 日を原点とした平均不同沈下率 (γ) とその標準偏差および変動係数を測点間隔毎に示す。護岸直角方向、平行方向とも平均 γ は、経過時間とともに減少する傾向を示す。その平均 γ の減少傾向は護岸直角方向が明瞭であり、原点から 180 日経過すると各測点間隔とも一定値に収束する傾向を示す。護岸平行方向においても同様な傾向が認められる。また、その平均 γ はデータ抽出間隔が広がるほど大きな値を示す傾向にある。 γ の標準偏差は、平均 γ と同様な傾向を示し、 γ の変動係数は、 Δs の変動係数と同様な傾向を示す。

揚土①完了から 90 日を原点として 270 日経過後 (揚土①完了から 1 年後) の平均 γ と測点間距離の関係を図 4-53 に示す。図には土田・小野²⁹⁾が示した不同沈下シミュレーション解析結果も併せて示してある。不同沈下シミュレーションでは、海底地盤の地盤定数 (圧密定数) のばらつきによる不同沈下量を数値解析により示したものであり、その結果を地盤のばらつき毎にその解析結果を示して



護岸直角方向

護岸平行方向

図 4-51 平均不同沈下量の標準偏差，変動係数

いる。今回、施工管理システムデータより得られた平均 γ は、数値解析結果での通常～不均一な地盤での γ に相当する結果となっており、当区域の地盤のばらつき（第3章8節参照）を考慮すると γ を過大評価していると考えられる。この理由としては、不同沈下シミュレーションでは、地盤定数のばらつきのみをパラメータとして不同沈下解析を行うものであるが、本施工管理システムから得られた γ には、地盤定数のばらつきに加え、埋立地盤のばらつき、施工履歴の差等の影響が加味されているためであると考えられる。数値解析では、埋立完了から10年間の沈下量のばらつきより平均的な γ を算出しているが、今回の検討では約9ヶ月間の沈下データを用いての不同沈下量の試算である。図4-52より、9ヶ月間の沈下観測で平均不同沈下率は収束傾向が認められるが、観測期間を延長する

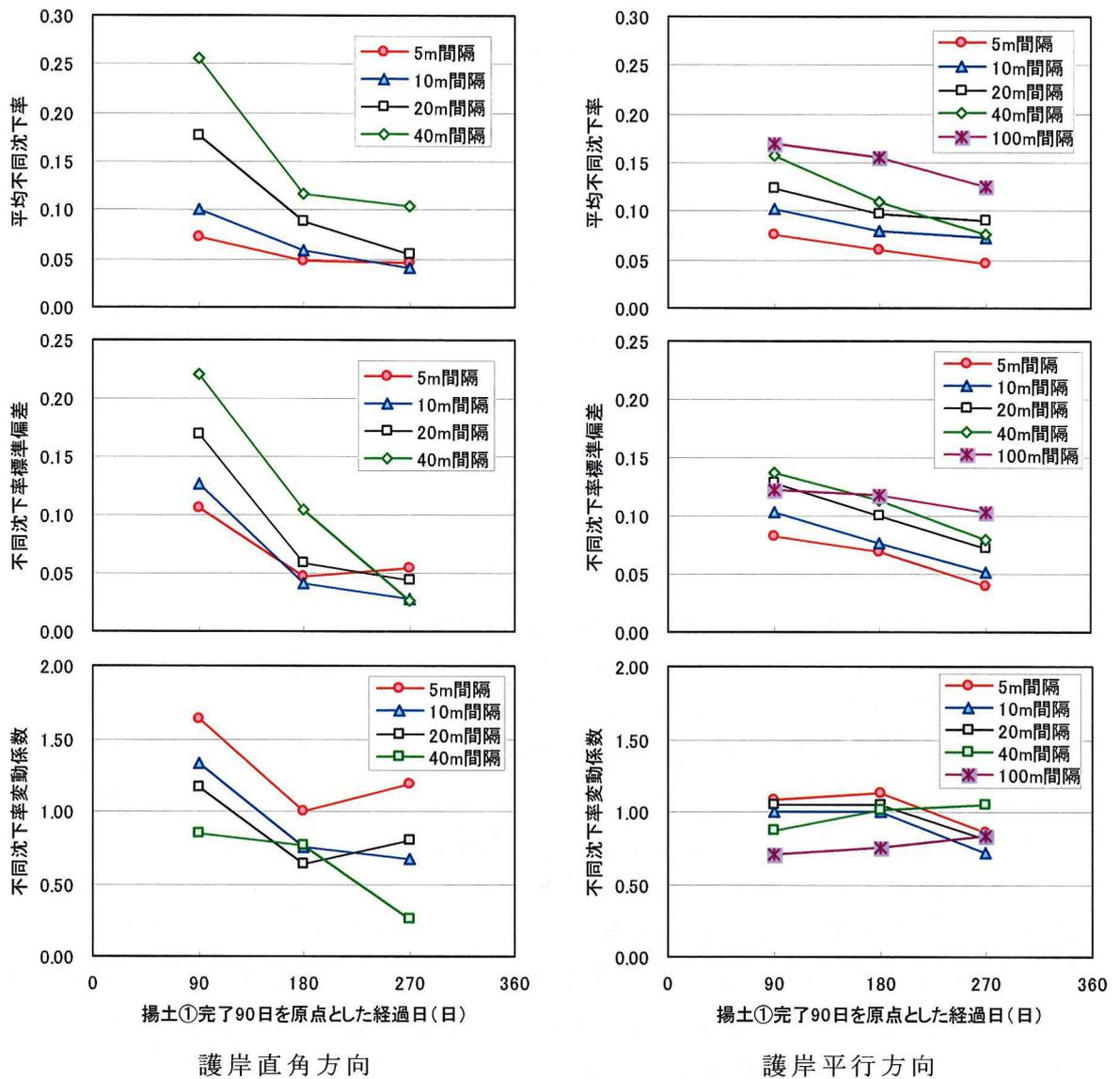


図 4-52 平均不同沈下率の標準偏差，変動係数

ことにより， γ が小さくなる可能性が指摘できる．そのため，今回検討した γ が数値解析より若干大きくなった可能性が考えられる．ただし，今回の検討において施工管理システムからの沈下データを用いて将来的な不同沈下量を予測することが可能であることが確認された．また，数値解析においては数 m 間隔での不同沈下解析はそのメッシュ分割や地盤定数の設定上，困難な場合が予測されるが，施工管理システムでは面的に沈下量が取得できるため，そのような測点間隔でも不同沈下の予測が可能である利点を持つ．

今回の不同沈下検討結果を用いると，当該地域の供用開始後の残留沈下量が $2m$ である場合，2点間の平均的な不同沈下量は以下のように試算される．

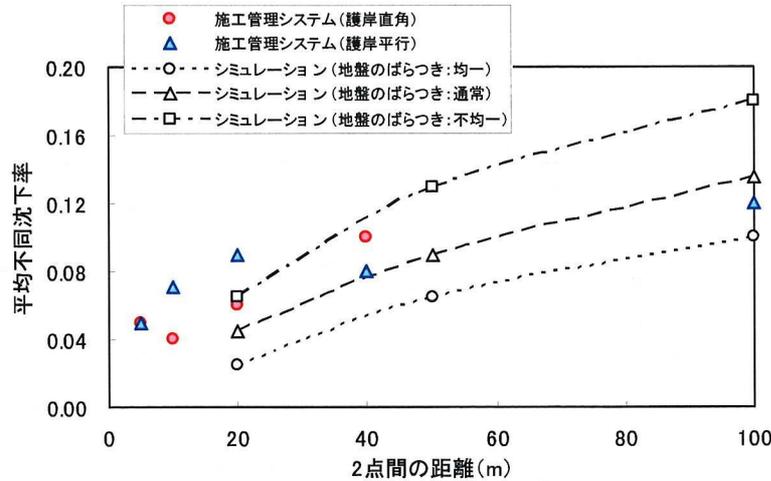


図 4-53 平均不同沈下率と測点距離関係

測点間隔 5m の $\Delta s = \gamma_{5m} \times 2m = 0.05 \times 2m$	= 10cm
測点間隔 10m の $\Delta s = \gamma_{10m} \times 2m = 0.06 \times 2m$	= 12cm
測点間隔 20m の $\Delta s = \gamma_{20m} \times 2m = 0.08 \times 2m$	= 16cm
測点間隔 40m の $\Delta s = \gamma_{40m} \times 2m = 0.09 \times 2m$	= 18cm
測点間隔 100m の $\Delta s = \gamma_{100m} \times 2m = 0.12 \times 2m$	= 24cm

大規模な埋立工事においては事前の土質調査結果から埋立後の地盤の不均一性による不同沈下を予測することは困難である。また、これまでの沈下板等による沈下計測も施工面やコスト面の制約から測定点数は限定されざるを得ない。本施工管理システムを用いることで埋立地内の任意点で施工前から施工中および施工後にいたる一貫した沈下の管理を行うことが可能であり、これにより造成後の残留沈下、不同沈下を高精度で予測できことが確認された。このことにより将来沈下量という埋立地盤の最も重要な品質をデータに基づいて保証することを可能にすると考えられる。

4.7 本章のまとめ

本章においては、近年技術開発が目覚ましい地盤高測量技術を基に、軟弱地盤上での埋立・人工島工事の施工管理システムの開発を行い、実際の埋立工事である関西国際空港用地造成事業において運用するとともにその適用性について実証を行った。開発した測量システムは、様々な精度確認試験を実施し、埋立工事における施工管理方法として十分な精度を持つことが確認された。また、それら測量システムを運用することにより、任意の地点にて、埋立層厚、沈下量、埋立材の γ および載荷重等の施工管理として重要な項目が合理的、効率的に取得できる

ことが確認された。また、それらの取得データを用いることにより、埋立により応力状態が変化した埋立地盤の圧密定数を算出することができ、この試算値より原地盤の圧密進行状況を確認することが可能となった。また、任意地点にて取得可能な沈下量を用いて、将来の埋立地盤の不同沈下量を予測することが可能であることが明らかになった。本章の結果として、得られた知見を以下に示す。

測量システムの精度について

- ① 今回開発した深浅測量システムの測量精度は、システムの仕様上の精度である±10cm程度とほぼ同等の精度が得られた。また、船位位置決めのためのRTK-GPSの水平測量精度においても、±5cm程度の精度であり、開発した測量システムの信頼性は高い。
- ② NMB音響測深機は、扇状の送信ビームを発信し面的な計測が可能である。しかし、扇状送信ビームの端部の測深値は船体の動揺や目標物が影となり測量精度が低下する。ビーム端部の精度確認試験では、端部の測量精度は中央部に比べ、平均値で4cm程度、再現率で10%程度精度が劣ることが確認された。
- ③ 陸上部測量システムは、車輻にRTK-GPSを搭載したGPS測量車の開発を行った。その測量精度は、レベル測量に対し±3cm程度であることが確認された。このGPS測量車により、広域的な地盤高測量を効率よく実施することが可能となった。

施工管理システムの適用性について

- ① 深浅測量システムより得られた沈下量は、沈下板や磁気伝送水圧式沈下計と比較してほぼ1:1の関係があることが確認された。また、その標準偏差は約4mの沈下量に対して15cm程度であった。
- ② 埋立により沈下が発生する工事での施工層厚は、施工期間中の沈下量を考慮して算出される。本システムで得られた施工層厚は、実測沈下量を用いて算出した施工層厚と平均的に等しいことが確認された。その管理精度は、約16mの施工層厚に対して標準偏差は33cmであった。
- ③ GPS測量車による沈下測量では、全沈下量9mに対し、平均的に等しい沈下が得られることが確認された。また、その沈下量を用いて算出される施工層厚は、約35mの埋立地盤に対し、磁気伝送沈下計からの沈下量を用いて算出される層厚と比べ平均的に12cm厚く、その標準偏差は42cmであった。
- ④ 本施工管理システムを運用することにより、施工区域の任意の地点において施工層厚、沈下量を取得することができ、施工断面図、鳥瞰図等によりこれまで以上に詳細で迅速な施工管理を実施することが可能となる。

- ⑤ 深浅測量から得られた単位体積重量 (γ) と体積変化率 (α) は、施工方法、土運船型式により若干の違いはあるものの平均的に 12.2kN/m^3 , 1.21 が得られた。また、 γ のばらつきは COV で評価すると平均的に 0.11 である。

圧密定数・不同沈下量の推定について

- ① 本システムから得られる施工層厚・沈下量を用いて $200\text{m} \times 200\text{m}$ の施工ブロック毎に SD 改良された沖積粘土地盤の圧密定数を算出した。得られた圧密定数 (m_v , c_h) はばらつきはあるものの、施工前に実施した圧密試験の結果の範囲とほぼ一致し、設計に用いた圧密定数の妥当性が確認できた。
- ② 施工管理システムから得られる沈下量を用いて、将来埋立地盤に発生する不同沈下量の予測を行った。今回、施工管理システムデータより得られた平均不同沈下率は、不同沈下シミュレーションの解析結果より若干大きな値となった。この理由としては、不同沈下シミュレーションでは、地盤定数のばらつきのみをパラメータとして不同沈下解析を行っているが、本施工管理システムから得られた不同沈下率には、地盤定数のばらつきに加え、埋立地盤のばらつき、施工履歴の差等の影響が加味されていることが考えられる。また、数値解析においては、数 m 間隔での不同沈下解析はそのメッシュ分割や地盤定数の設定が困難なであるが、施工管理システムでは面的に沈下量が取得できるため、そのような測点間隔でも不同沈下の予測が可能であることが確認された。

参考文献

- 1) 小倉隆夫：関西国際空港2期空港島建設工事，安全と環境，No.95，pp.3-10，2001.
- 2) 小田巻実，井本泰司，打田明雄，小川正泰：水路技術に関する展望，水路部研究報告，第38号，pp.3-18，2002.
- 3) 東京都東京港建設事務所浚渫工事課：東京都港湾局の深淺測量システムの紹介，測量3月号，pp.19-23，2001.
- 4) 増田稔，島村明，水川達也：リアルタイム・高密度水中施工管理システム及び堆積形状予測システム，第8回建設ロボットシンポジウム論文集，pp.43-48，2000.
- 5) 折橋恒春：港湾土木工事講座：埋立・造成工事(1)土砂運搬，作業船，No.252，pp.42-45，2000.
- 6) 草野博哉，相川秀一，古川好男，加藤直幸：ナローマルチ等の新技術を活用した盛砂の施工管理方法，土木学会第58回年次学術講演会，pp.294-295，2001.
- 7) 池内章雄，角谷清宣，大本泰久，川上雅彦：関西国際空港2期護岸工事における情報化施工への取り組み，海洋開発論文集，Vol.19，pp.755-760，2003.
- 8) 栗原正美，浜池克也，新原一行，藤井隆士郎，中村伸夫，田端竹千穂：水際線測量システムの構築と現場適用事例，検査技術，pp.20-26，2004.
- 9) 森弘和，山本正，手登根功：SEABATによる水路測量，水路部技報，Vol.18，pp.1-6，2000.
- 10) 早川向海：作業船用電気機器講座 船位測定装置，作業船，No.162，pp.68-74，1985.
- 11) 重松文治：GPSと情報化施工 5.海工事における情報化施工，土と基礎，Vol.54，No.1，pp.51-57，2006.
- 12) 佐田達典，重松文治：GPSと情報化施工 3.GPSの基礎－干渉測位と測量－，土と基礎，Vol.53，No.11，pp.45-52，2005.
- 13) Yauchi, E., Matsumi, Y., Arai, K. and Mizukami, J. : A Simulation System of Deposition Configurations of Earth-Sand Dumped from Barge, 28th International Conference on Coastal Engineering, pp.3181-3191, 2002.
- 14) 田端竹千穂，水上純一，森川嘉之，浅香智昭：大規模埋立地における磁気伝送水圧式沈下計による沈下測定，海洋開発論文集，Vol.9，pp.171-176，2003.

- 15) 土田孝, 湯怡新: 港湾構造物の円弧すべり解析における最適な安全率, 港湾技術研究所報告, Vol.35, No.1, pp.117-146, 1996.
- 16) 中瀬明男: 一軸圧縮試験の過去点描, 第41回地盤工学シンポジウム - 一軸圧縮試験の功罪/これに代わるもの -, pp.1-9, 1996.
- 17) 東亜建設工業(株): バージによる土砂投入データ取得ならびに堆積形状予測モデルの検証について 報告書, pp.67-84, 1998.
- 18) 関西国際空港2期建設協力会埋立部会: 2期空港島造成工事(揚土工)工事記録, pp.7.3.31-7.3.34, 2005.
- 19) 岩谷文方, 小松明, 田中伸佳: 関西国際空港における若令埋立地盤の物性値, 第25回土質工学研究発表会, pp.261-264, 1990.
- 20) 及川研, 鈴木慎也, 山縣延文: 大規模埋立工事の沈下安定管理のための調査計測トータルシステム, 新しい調査計測技術に関するシンポジウム, pp.191-198, 1990.
- 21) (社)地盤工学会: 地盤調査法, pp.400, 1995.
- 22) 瀬口均: 岩砕土砂に対する大型振動ローラによる転圧締固め工法について, 第5回空港技術報告会, 2005.
- 23) (社)地盤工学会 関西支部: 海底地盤 - 大阪湾を例として -, 1995.
- 24) 小林正樹, 水上純一, 土田孝: 粘性土の水平方向圧密係数の決定法, 港湾技術研究報告, Vol.29, No.2, pp.63-83, 1990.
- 25) (社)日本港湾協会: 港湾の施設の技術上の基準・同解説(上巻), pp517-525, 1999.
- 26) 奥村樹郎, 土田孝: 土質定数のばらつきを考慮した不同沈下の推定, 港湾技術研究報告, Vol.20, No.3, pp.131-168, 1981.
- 27) 常陸壮介, 塩見雅樹, 土田孝, 池田直太, 中ノ堂裕文, 飯塚浩延: 東京国際空港沖合展開地区における不同沈下の予測と実際: 第39回地盤工学シンポジウム, pp.111-118, 1994.
- 28) 吉田宏司, 南兼一郎, 奥田豊, 谷川和久: 空港島における洪積層の沈下に伴う不同沈下量予測方法について, 第49回土木学会, pp.240-241, 1994.
- 29) 土田孝, 小野憲司: 数値シミュレーションによる不同沈下の予測とその空港舗装設計への適用, 港湾技術研究報告, 第27巻, 第4号, pp.123-200, 1988.
- 30) 本城勇介, 坂口修司, 森嶋彰: 造成工事における残留不同沈下量の平面的予測(実測値による統計的予測モデルの検証), 地盤工学におけるリスク評価手法に関するシンポジウム, pp.21-28, 1987.
- 31) 奥村樹郎, 土田孝: 土質定数のばらつきを考慮した不同沈下の推定, 港湾技術研究所報告, 第20巻, 第3号, pp.131-168, 1981.

- 32)土田孝，小野憲司，長尾毅：不同沈下のシミュレーションとその空港舗装設計への適用，第23回土質工学会，pp.371-374，1988.
- 33)鈴木慎也，新井洋一，及川研，元野一生：沈下進行中の空港施設施工基面設定法，第27回土質工学会，pp.1701-1704，1992.
- 34)堤一高，内河栄作，半沢秀郎，島正憲：軟弱地盤上に投下された砂の状況調査，土と基礎，Vol.23，No.11，1975年，pp.57-63.
- 35)土田孝，西田登：埋立地における不同沈下の予測法，第24回土質工学会，pp.1183-1186，1988.

第5章 全埋立履歴追跡型管理システムによる調査・設計，施工 管理方法

軟弱地盤上に建設される沖合人工島の調査・設計～施工～埋立完了までの一貫した管理手法として，コーン貫入試験（CPT）による海底地盤の評価技術と測量技術を応用した施工管理技術についてこれまで検討を行い，それぞれの適応性を確認することができた．それらを埋立工事の管理方法として適用することにより，調査・設計段階から一貫した手法により海底地盤の評価を行うことができ，また，施工中においては，その埋立履歴を合理的，効率的に取得することでこれまで比較的实施が困難であった埋立地盤の評価を可能にすることができた．海底地盤，埋立地盤の双方の評価を可能にしたことにより，将来の不同沈下量という埋立地盤の最も重要な品質を実測データに基づいて保証することが可能となった．そのため，本手法を「全埋立履歴追跡型管理システム」と呼ぶこととする．

本「全埋立履歴追跡型管理システム」の全体実施フローを図5-1に示す．また，その実施手順を以下に示す．なお，実施手順には第4章までに得られた具体的な結果もしくは出力を示すとともに参照節も記している．

調査・設計段階

- ① 対象区域の全域でCPTを実施し，海底地盤の土層構成を確認する．

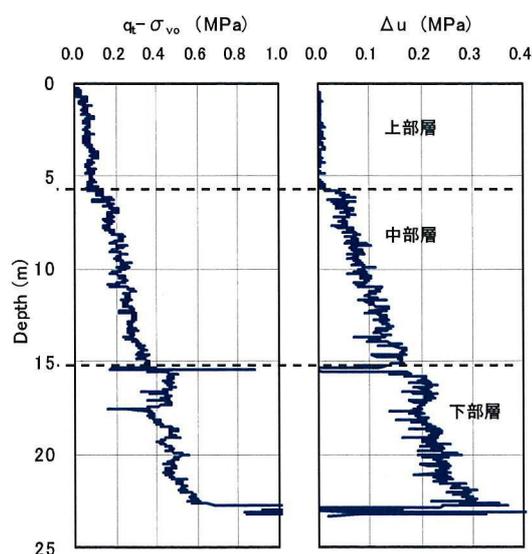


図5-2 CPTによる土層構成の確認
(第3章8.1節)

- ② 代表地点にてボーリング調査を行い，不攪乱試料を用いて一面せん断試験（DST）を実施し，原位置せん断強度（ $s_{u(DST)}$ ）を確認する．

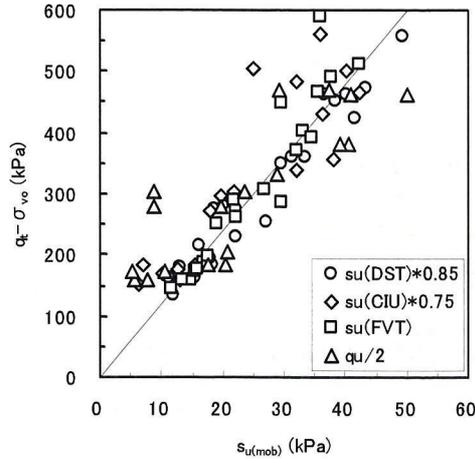


図 5-3 s_u との相関確認
(第 3 章 8.1 節)

- ③ $s_{u(DST)}$ と実コーン貫入抵抗（ $q_t - \sigma_{vo}$ ）との対比により，コーン係数（ N_{kt} ）を設定し，それを用いて対象地盤の力学特性を詳細に把握する．
- ④ 不攪乱試料を用いた定ひずみ速度圧密試験（CRST）より圧密定数を求め，圧密降伏応力（ σ'_y ）と $q_t - \sigma_{vo}$ との対比により，圧密コーン係数（ $N_{\sigma t}$ ）を設定し，それを用いて対象地盤の年代効果の判定を行う．

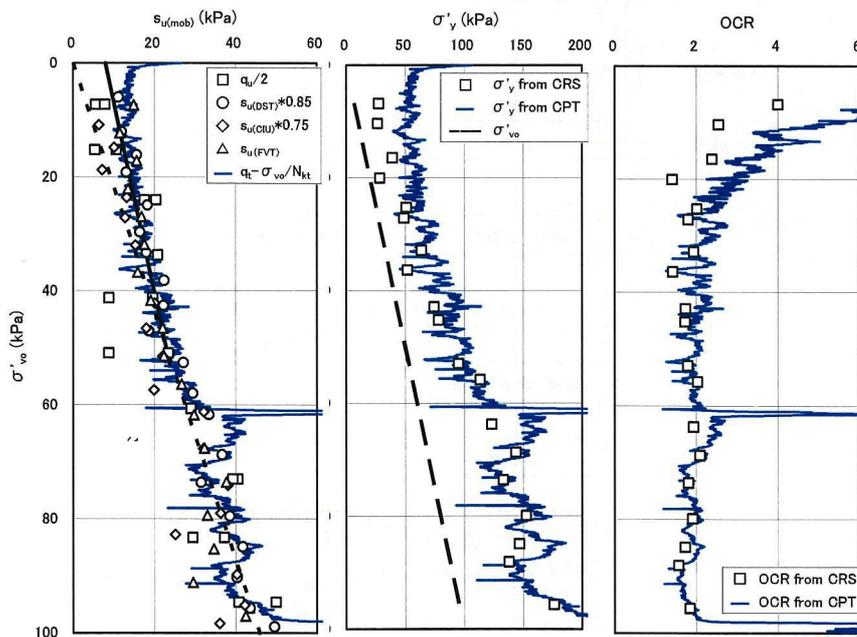


図 5-4 力学特性の確認（ $s_{u(mob)}$ ， σ'_y ，OCR）
(第 3 章 8.1 節)

- ⑤ ①～④より，沈下・安定検討のための地盤パラメータを設定する．
- ⑥ 深浅測量システムにより，対象区域全域の海底地盤形状，地盤高を面的に把握する．

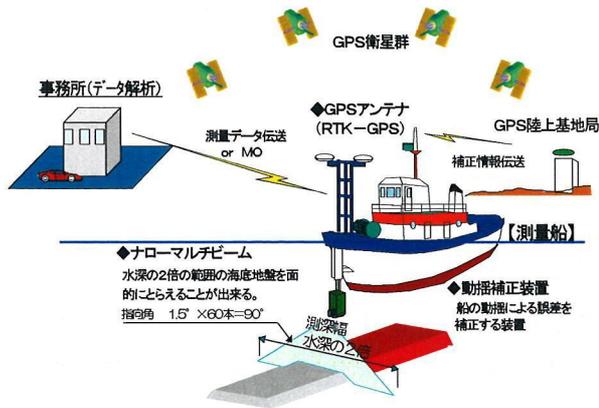


図 5-5 深浅測量システム
(第 4 章 2.1 節)

施工段階

- ① 施工管理システムにより，土運船土砂投入管理，施工層厚 (H)・沈下 (S) 管理，載荷重 ($\Delta\sigma$) の管理を実施する．

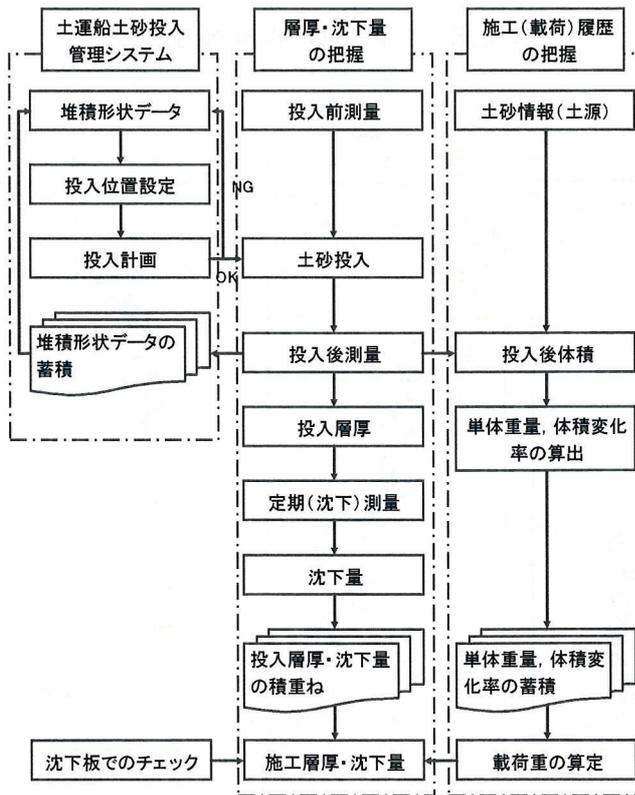


図 5-6 施工管理システム実施フロー
(第 4 章 4 節)

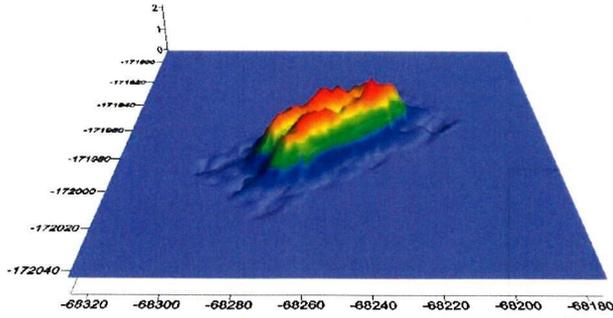


図 5-7 土運船投入管理
(第 4 章 4.1 節)

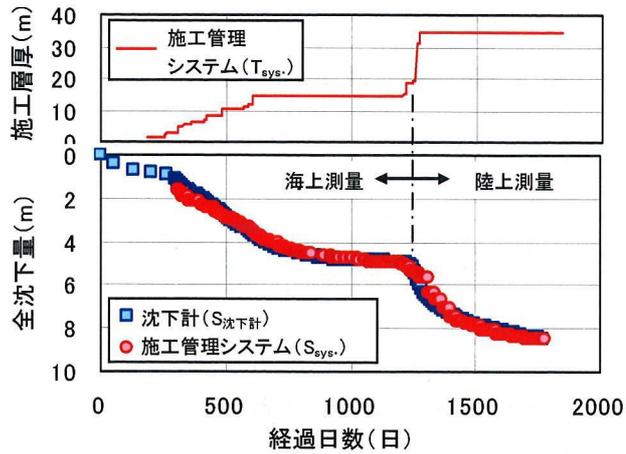


図 5-8 施工層厚・沈下管理
(第 4 章 4.2 節)

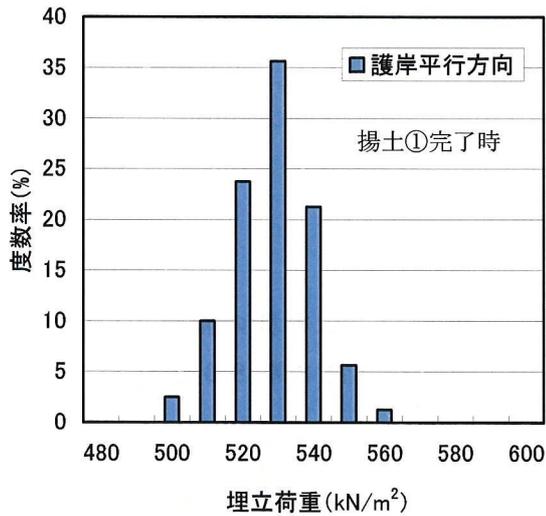


図 5-9 埋立荷重の管理
(第 4 章 4.3 節, 6.3 節)

② CPT より、施工段階の s_u の増加を確認する。

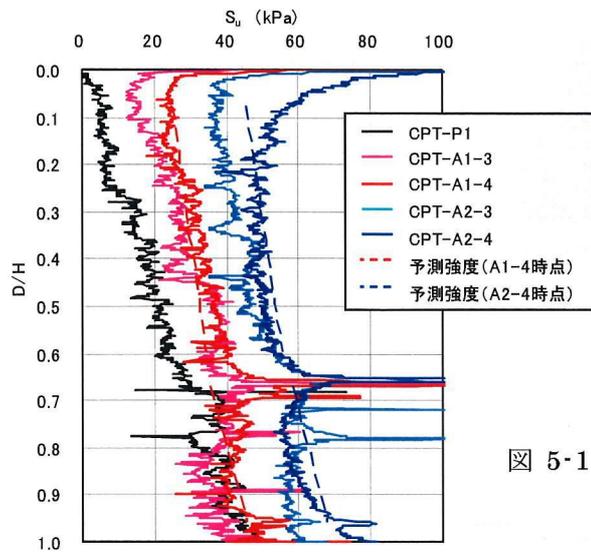


図 5-10 施工段階の強度増加確認
(第 3 章 8.3 節)

③ ①, ②に加え, 沈下板等による実績沈下量や計算沈下量を考慮し, 埋立地盤の安定性の評価を行う。

④ CPT により圧密度 (U) を求め, 圧密の進行状況を確認する。

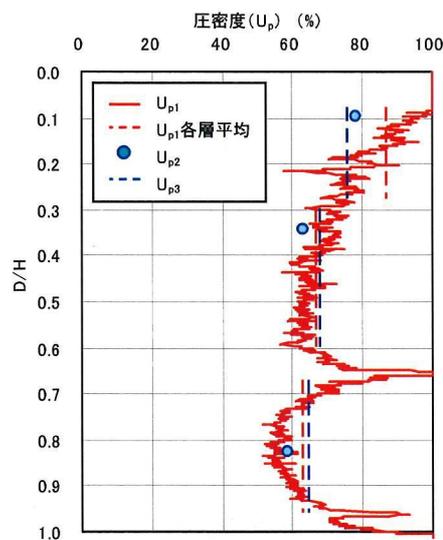


図 5-11 圧密度の確認
(第 3 章 8.3 節)

- ⑤ 施工管理システムから得られる $\Delta\sigma, s$ より、圧密定数を算出し任意地点の圧密の進行状況を確認する。また、施工管理システムから得られる、層厚・沈下断面図、3次元コンタ図等より視覚的に圧密の進行状況を確認する。

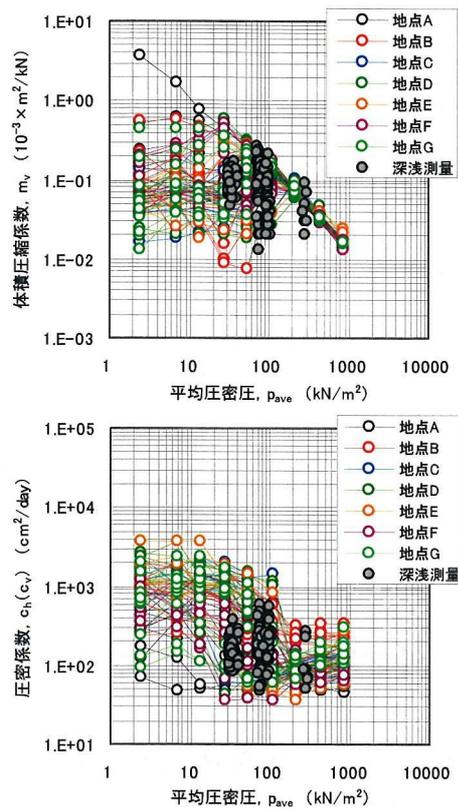


図 5-12 圧密定数算出
(圧密の進行状況確認)
(第 4 章 5 節)

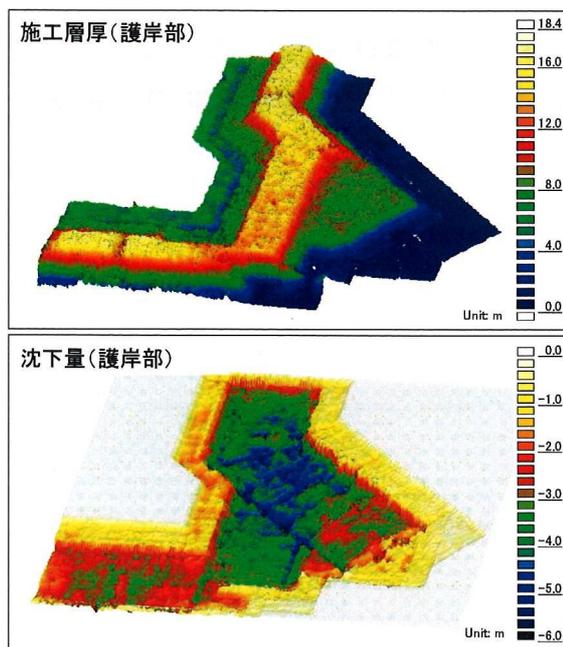


図 5-13 層厚・沈下鳥瞰図
での安定性確認
(第 4 章 4.2 節)

⑥ ④, ⑤より, 埋立地盤の沈下状況の評価を行う。

埋立完了後

① 対象区域の面的な層厚・沈下・载荷重データより施設建設予定地の沈下状況を確認するとともに, 不同沈下率 (γ) の算出を行う。

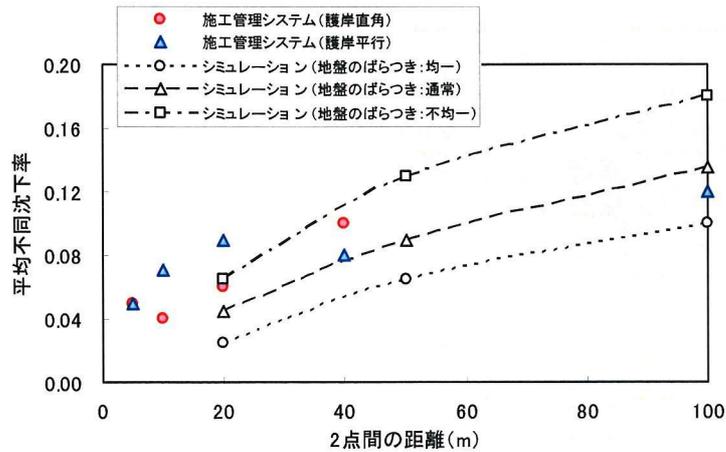


図 5-14 対象地盤の不同沈下率確認 (第 4 章 6.3 節)

- ② 施設建設時および完成後の残留沈下量を基に不同沈下量を求め, 施設構造設計に反映させる。
- ③ 実測沈下量と計算沈下量を基に, 全沈下量, 残留沈下量, 不同沈下量を算出し, 埋立地盤の品質の総合評価を行う。

大規模な埋立・人工島建設に限らず, あらゆる建設工事において合理的で効率的な方法による一貫した管理が求められている。本「全埋立履歴追跡型管理システム」は, それを満足できるものとする。

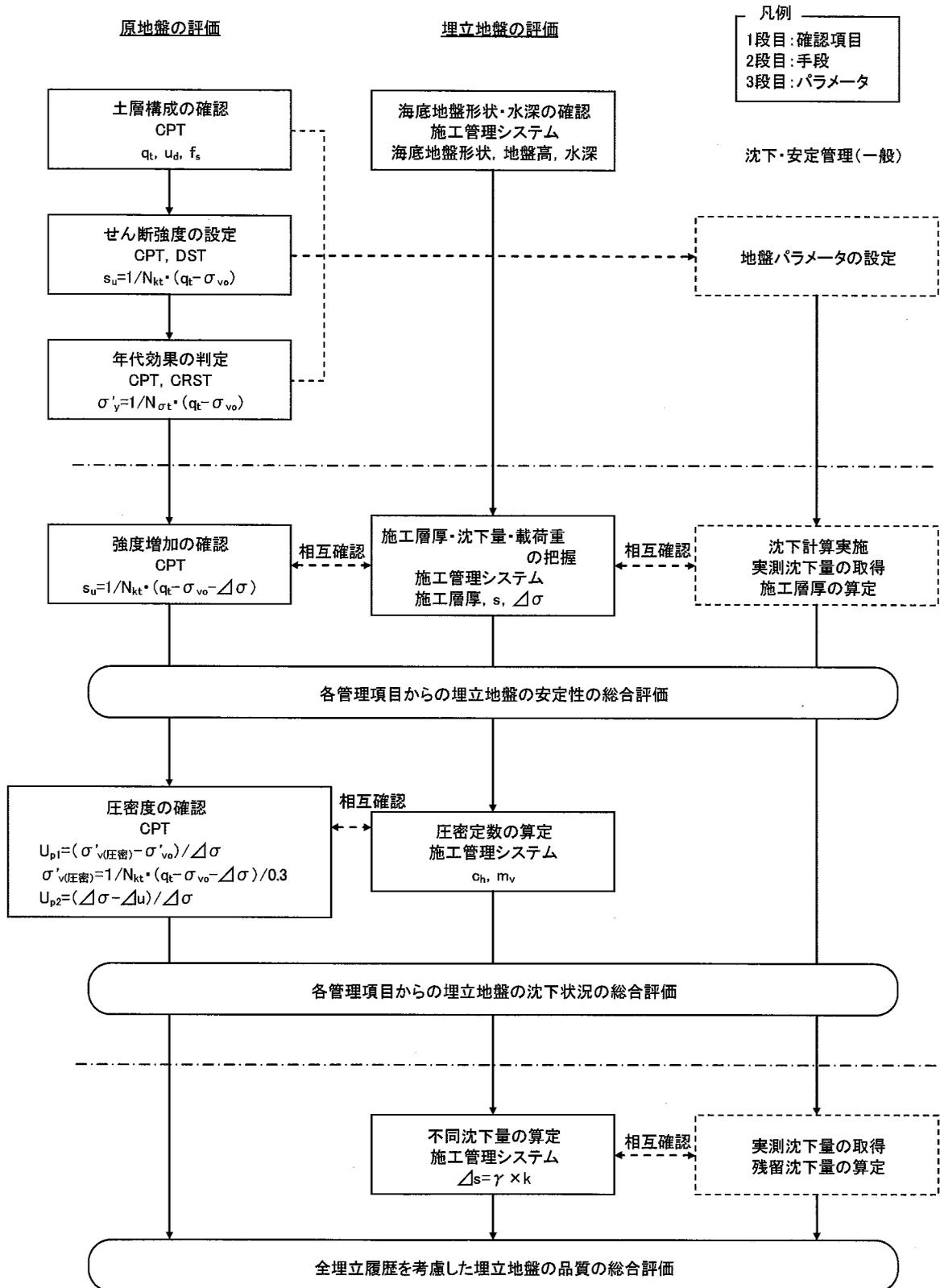


図 5-1 「全埋立履歴追跡型管理システム」実施フロー

第6章 結論

本研究は、軟弱地盤上に建設される沖合人工島の調査・設計～施工～埋立完了までの一貫した管理手法の開発を目的としている。CPTによる原地盤の評価では、その再現性、計測値のばらつきを定量的に示すとともに、 s_u 導出の際に必要なとなる N_{kt} に関し、その普遍性を現地および室内試験により確認した。また、実際の埋立工事へCPTを適用し、圧密途上である施工段階の地盤の評価においてCPTの優位性を確認した。一方、測量技術を応用した施工管理システムでは、大規模・急速施工である埋立工事においてその有効性を確認し、これまで詳細な把握が困難であった埋立地盤の施工情報を面的に管理できること確認した。そのため、原地盤、埋立地盤の双方の評価が可能となり、将来の不同沈下量という埋立地盤の最も重要な品質を実測データに基づいて保証することを可能とした。以下に本論文の各章の内容を要約し、研究の成果として総括する。

第1章「序論」では、研究の背景、人工島建設における現況の問題点を示すとともに本研究の位置付けを行った。

第2章「埋立・人工島建設技術の変遷とその課題」では、埋立・人工島建設の歴史およびその開発の変遷・施工事例を通して、近年の埋立施工技術および施工管理技術についてまとめるとともに、実際の港湾構造物の破壊事例により、工事における地盤の評価および施工管理の重要性について示した。また、埋立・人工島建設における施工環境の特異性を考慮し、原地盤・埋立地盤の評価方法および施工管理技術としての測量方法・沈下管理技術に関して現状の課題および今後の展望を行った。第2章の結果として、次に示す知見を得た。

① 海底地盤の評価

2.2節で示した施工事例においても、海底地盤の強度評価はほとんど全ての事例でUCTから得られる q_u により行われている。その q_u による地盤評価に関する課題は、2.4.1節に示しているが、埋立・人工島建設を含む港湾構造物の設計における粘土地盤の評価法は、設計基準の改訂にも関わらず、過去の施工事例や現状においてもUCTによる q_u 法が主流である。圧密に伴い地盤の応力状態が変化する人工島建設においては、調査・設計から施工管理まで一貫した手法により海底地盤の評価をすることが

重要となる。また、圧密に伴う強度増加を適切に判断するためには、ばらつきの小さい試験、また、そのばらつきを評価できる試験であることが望まれる。

② 埋立地盤の評価

埋立地盤の評価方法は、埋立完了後の地盤に対しては各分野にてその評価法が確立されているが、施工途上の地盤の評価技術は確立されていないのが現状である。施工途上での埋立地盤の評価は構造物の安定・変形等の検討において非常に重要であり、2.3節に示す過去の構造物の破壊事例からも分かるように、埋立施工履歴や載荷重としての埋立地盤の評価が不適切であったことが破壊の直接的な要因とされる事例も報告されている。しかしながら、2.2節で示した施工事例からも分かるように、大規模な埋立工事において詳細な施工履歴を管理するここは、膨大な時間と労力を必要としており、埋立工事における合理的で効率的な埋立地盤評価・施工履歴管理技術の開発が求められていた。また、近年においては2.5.1節において示したように様々な測量・計測技術が開発・実用化されており、土木分野へも適用が進んでいる。

③ 沈下管理技術

埋立地盤の評価と併せて、軟弱地盤上に建設される沖合人工島においては、広域的で継続的な沈下管理を実施する必要がある。しかしながら、過去の施工事例においてもその沈下管理の現状は沈下板によるものが主流となっている。沈下板による沈下管理は確実な方法であるが、2.5.3節に示すように管理上の問題も指摘されている。しかし、現状においては、沈下板によらない効率的で広域的な沈下管理技術が確立されていない。

第3章「コーン貫入試験（CPT）による埋立全施工過程を通じた海底地盤の強度管理技術とその適用」は、軟弱な地盤上での埋立・人工島建設において、調査・設計から工事施工期間中の地盤評価にコーン貫入試験（CPT）を適用することの有効性を確認することを目的とした。そのため、現地調査結果よりCPTの再現性およびばらつきを定量的に評価した。また、CPTからの s_u の導出において重要パラメータとなるコーン係数（ N_{kt} ）の関する検討として、自然堆積地盤や固化处理地盤および室内模型地盤に対してCPTを実施し、 N_{kt} の普遍性の確認を行った。更に、人工島建設工事においてCPTを適用し、調査・設計から施工管理までの一連の地盤評価方法としてCPTが有効であることを示した。第3章の結果として、次に示す知見を得た。

CPT 結果および各種せん断試験結果の再現性、ばらつきに関して

- ① 成層状態がほぼ同一であると考えられる 3 地域の地盤に対して、複数点 CPT を実施し、CPT の再現性の確認を実施した。その結果、CPT から得られる q_t , u_d の再現性は非常に高く、測定値のばらつきを変動係数 (COV) で評価するとそれぞれ平均 0.08, 0.07 であった。
- ② 我が国の沿岸域に分布する 15 地域の海成粘土に対して CPT 結果のばらつきを検討した。CPT 計測値のばらつきを評価する方法として、近似値と計測値との比 (計測値/近似値) を用い、そのばらつきを COV を用いて評価した。その結果、CPT 結果のばらつきは q_t と u_d は同程度であり、 f_s のばらつきは大きく、COV で評価するとそれぞれ平均 0.06, 0.07, 0.20 が得られた。 f_s については、既往の調査結果においてもばらつきが認められており、その取り扱いは注意する必要がある。
- ③ ②と同様の地域において各種せん断試験から得られる s_u についても同様の方法でばらつきの評価を行った。その結果、 s_u のばらつきは、 $q_t \cdot \sigma_{vo} / N_{kt}$ と $s_u(DST)$, $s_u(FVT)$ は同程度であり、 $q_u/2$ の半分程度のばらつきである。ばらつきを COV で評価するとそれぞれ 0.10, 0.11, 0.12, 0.21 が得られた。
- ④ CPT 計測値、各種せん断試験からの s_u とともに、今回調査を行った I_p が 35 ~ 90, OCR が 1.6 ~ 2.4 の範囲の我が国の海成粘性土においては、 I_p , OCR との関係にばらつきが認められ、明瞭な関係は認められない。
- ⑤ 泉州粘土に対してそのばらつきを詳細に検討した結果、CPT, UCT から得られる s_u のばらつきは③で得られたばらつきと同程度であることが確認された。また、その s_u のばらつきは、年代効果による粘土の構造の違いに起因して異なることが推察された。ばらつきに関しては、年代効果による構造が発達段階にあり強度全体に占めるセメンテーション効果の割合が比較的大きい表層部分のばらつきが大きく、OCR が深度方向に一定となる二次圧密型擬似圧密作用による強度が付加された中・下部層の粘性土の s_u のばらつきが比較的小さくなる結果が得られた。ただし、このように年代効果による付加的な構造により s_u のばらつきに差が生じる原因は明らかではない。これらについては、今後、他の区域の地盤も含めてデータの収集・解析が必要である。
- ⑥ 上記より、我が国の沿岸域に分布する海成粘土に対して調査した結果、CPT のばらつきは COV で評価すると q_t , u_d とともに 0.07 程度であり、他の試験のばらつきと比較し非常に小さいことが確認された。また、CPT からの s_u ($=q_t \cdot \sigma_{vo} / N_{kt}$) および各種せん断試験結果の s_u では、 $q_t \cdot \sigma_{vo} / N_{kt}$, DST, FVT のばらつきが概ね 0.1 ~ 0.15 程度、UCT は 0.2 ~ 0.3 程度であった。UCT はこれまで指摘されているように、他の試験と比較してもば

らつきは大きい。今回の調査により、各種試験のばらつきを定量的に評価することができた。また、試験結果のばらつきに粘土の年代効果が影響している可能性が認められた。自然堆積粘土においては、その力学・圧密特性においてもその影響が確認されており、粘土に発達している年代効果はその粘土を評価するに当り非常に重要な指標であることが考えられる。今後、粘土の各種特性の解明のためにその年代効果に関する研究が望まれる。

コーン係数 (N_{kt}) に関して

- ① CPT から s_u を導出するために必要となる N_{kt} は、様々なアプローチで理論的解析が行われているが、CPT 貫入時の境界条件が複雑で未解明な点が残るため、現状においては理論的な手法により普遍的に N_{kt} を導く関係式は確立されていない。
- ② 日本を含む東・東南アジア～欧米地域で実施された $q_t \cdot \sigma_{vo}$ と s_u との相関に関する既往の調査結果においては、 N_{kt} は 6～25 の広範囲に分布していることが確認された。ただし、この N_{kt} は、様々な方法で求められた s_u を用いていることに留意が必要である。そのため、 $q_t \cdot \sigma_{vo}$ と対比される最適なせん断試験の確認・選定が必要である。
- ③ 理論的に N_{kt} を求める方法が確立していない現状においては、別途実施したせん断試験との相関により N_{kt} を求める必要がある。そのせん断試験においても合理的ではばらつきが小さい試験であるとともに、 $q_t \cdot \sigma_{vo}$ との高い相関性も重要な判断基準となる。そのような観点から判断すると DST が CPT との相関を求める試験として最も適していると考えられる。
- ④ 今回行った地盤調査の結果、 I_p が 9～150、OCR が 0.8～5.0、 I_R が 10～160 の範囲の粘土では上記地盤定数と N_{kt} との明確な関係は認められない。
- ⑤ 今回検討の対象とした地域の地盤は、圧密試験結果および I_{sv} より年代効果による構造が発達した擬似過圧密粘土であることが確認された。しかし、その I_{sv} を指標とした過圧密量と N_{kt} には明確な関係が認められない。
- ⑥ 自然堆積している擬似過圧密粘土に、埋立等により σ'_y を超える荷重が載荷された場合、その粘土は年代効果による構造が崩壊し正規圧密状態となる。そのように、上載荷重による応力状態の変化により粘土の構造が変化した場合においては、荷重載荷前後で N_{kt} は変化しない。
- ⑦ 粘性土にセメント等固化材を添加して作製される固化処理土は、固化材の添加により強度を発現させているため、セメンテーション効果が非常に卓越した一種の擬似過圧密粘土（重過圧密粘土）と考えることができる。その固化処理地盤に対して CPT を実施して得られた N_{kt} は、一般的

な擬似過圧密粘土の N_{kt} の範囲 (6~25) 内にはあるが、上限に近い値が得られている。このため、セメンテーションによる構造が非常に発達した擬似過圧密粘土 (重過圧密粘土) の N_{kt} は、一般的な擬似過圧密粘土の N_{kt} に比べ大きくなる可能性がある。

- ⑧ 粘土に極少量の固化材を添加し加圧養生を行うことにより、室内にて一般的な粘土の力学特性を持つ擬似過圧密粘土を再現できることが確認された。この室内にて再現された擬似過圧密粘土に対して MCPT を実施し、 N_{kt} を求めた結果、室内擬似過圧密粘土の N_{kt} は正規圧密粘土の N_{kt} より相対的に大きくなることが確認された。しかし、室内実験にて取得された N_{kt} は一般的な N_{kt} より 2 倍近く大きく、自然堆積した擬似過圧密粘土より固化処理地盤に近い N_{kt} が得られた。
- ⑨ N_{kt} に関する検討の結果、年代効果が高位に発達した擬似過圧密粘土の N_{kt} は相対的に大きくなる可能性は否定できない。しかし、その N_{kt} は、完全に練返し再圧密された試料の N_{kt} は擬似過圧密粘土の N_{kt} より小さくなる可能性はあるが、上載荷重等により正規化した粘土の N_{kt} は、構造が崩壊する前の N_{kt} とほとんど変化しないと考えられる。このことは、CPT にて埋立工事等の施工管理を行う際は、工事着工前に取得した N_{kt} を用いて施工時の管理を行うことに工学上問題が無いことを示している。

CPT による海底地盤の強度管理について

- ① 圧密途上の地盤の強度を予測する場合、UCT による評価では、ばらつきが大きく、現実的にはこれまでと同様に複数点実施した結果の平均強度として評価せざるを得ない。一方、CPT では、ばらつきの小さい s_u が得られることに加え間隙水圧の消散試験を実施することにより地盤の圧密度 (U_p) を直接把握することが可能である。このことから、段階載荷盛土工事等の施工管理方法としては、消散試験と強度の U_p が一致した CPT による地盤の評価は有効な手段であることが言える。ただし、CPT は機種により計測値にばらつきが認められること、電氣的に地盤の状態を計測する試験機であるため、温度の影響を受けること等が報告されている。CPT による地盤の評価を広めるには、上記に示すばらつきの要因を最小化するため、試験機および試験方法の仕様を統一することが必要であると考えられる。
- ② CPT, UCT いずれにおいても、圧密の進行により強度増加した場合、原位置の s_u よりばらつきは小さくなり、泉州粘土ではその s_u の COV はそれぞれ 0.06, 0.15 程度の一定値に収束する傾向を示す。このことにより、現在議論されている、基礎構造物等の性能規定による信頼性設計における地盤定数の設定として、工事着手前の原地盤と圧密が進行した地盤と

では、ばらつきを考慮した異なる地盤特性値の推定方法を適用することが可能となる。

第4章「測量技術を応用した全施工履歴追跡型の施工管理技術の開発とその適用」では、近年その技術開発が目覚ましい地盤高測量技術を応用し、軟弱地盤上での埋立・人工島工事の施工管理システムの開発を行い、実際の埋立工事である関西国際空港用地造成事業において運用しその適用性を実証した。その施工管理システムにおいては、これまで詳細な把握が困難であった埋立地盤の施工層厚、沈下量、載荷重を効率よく面的に管理できることを確認した。また、それら本施工管理システムより得られるデータを用いて、原地盤の圧密定数の算出や将来的な不同沈下量の推定を行うことが可能であることを示した。第4章の結果として、得られた知見を以下に示す。

測量システムの精度について

- ① 今回開発した深浅測量システムの測量精度は、システムの仕様上の精度である±10cm程度とほぼ同等の精度が得られた。また、船位位置決めのためのRTK-GPSの水平測量精度においても、±5cm程度の精度であり、開発した測量システムの信頼性は高い。
- ② NMB音響測深機は、扇状の送信ビームを発信し面的な計測が可能である。しかし、扇状送信ビームの端部の測深値は船体の動揺や目標物が影となり測量精度が低下する。ビーム端部の精度確認試験では、端部の測量精度は中央部に比べ、平均値で4cm程度、再現率で10%程度精度が劣ることが確認された。
- ③ 陸上部測量システムは、車輻にRTK-GPSを搭載したGPS測量車の開発を行った。その測量精度は、レベル測量に対し±3cm程度であることが確認された。このGPS測量車により、広域的な地盤高測量を効率よく実施することが可能となった。

施工管理システムの適用性について

- ① 深浅測量システムより得られた沈下量は、沈下板や磁気伝送水圧式沈下計と比較してほぼ1:1の関係があることが確認された。また、その標準偏差は約4mの沈下量に対して15cm程度であった。
- ② 埋立により沈下が発生する工事での施工層厚は、施工期間中の沈下量を考慮して算出される。本システムで得られた施工層厚は、実測沈下量を用いて算出した施工層厚と平均的に等しいことが確認された。その管理精度は、約16mの施工層厚に対して標準偏差は33cmであった。
- ③ GPS測量車による沈下測量では、全沈下量9mに対し、平均的に等しい

沈下が得られることが確認された。また、その沈下量を用いて算出される施工層厚は、約 35m の埋立地盤に対し、磁気伝送沈下計からの沈下量を用いて算出される層厚と比べ平均的に 12cm 厚く、その標準偏差は 42cm であった。

- ④ 本施工管理システムを運用することにより、施工区域の任意の地点において施工層厚、沈下量を取得することができ、施工断面図、鳥瞰図等によりこれまで以上に詳細で迅速な施工管理を実施することが可能となる。
- ⑤ 深浅測量から得られた単位体積重量 (γ') と体積変化率 (α) は、施工方法、土運船型式により若干の違いはあるものの平均的に 12.2kN/m³, 1.21 が得られた。また、 γ' のばらつきは COV で評価すると平均的に 0.11 である。

圧密定数・不同沈下量の推定について

- ① 本システムから得られる施工層厚・沈下量を用いて 200m×200m の施工ブロック毎に SD 改良された沖積粘土地盤の圧密定数を算出した。得られた圧密定数 (m_v , c_h) はばらつきはあるものの、施工前に実施した圧密試験の結果の範囲とほぼ一致し、設計に用いた圧密定数の妥当性が確認できた。
- ② 施工管理システムから得られる沈下量を用いて、将来埋立地盤に発生する不同沈下量の予測を行った。今回、施工管理システムデータより得られた平均不同沈下率は、不同沈下シミュレーションの解析結果より若干大きな値となった。この理由としては、不同沈下シミュレーションでは、地盤定数のばらつきのみをパラメータとして不同沈下解析を行っているが、本施工管理システムから得られた不同沈下率には、地盤定数のばらつきに加え、埋立地盤のばらつき、施工履歴の差等の影響が加味されていることが考えられる。また、数値解析においては、数 m 間隔での不同沈下解析はそのメッシュ分割や地盤定数の設定が困難なため、施工管理システムでは面的に沈下量を取得できるため、そのような測点間隔でも不同沈下の予測が可能であることが確認された。

第 5 章「全埋立履歴追跡型管理システムによる調査・設計、施工管理方法」では、CPT による原地盤の評価方法と測量技術を応用した施工管理方法についてのこれまでの研究・検討の成果を統合的に関連付け、埋立・人工島建設工事における一貫した施工管理方法として、「全埋立履歴追跡型管理システム」を提案した。原地盤、埋立地盤の双方の評価を可能にしたことにより、将来の不同沈下量という埋立地盤の最も重要な品質を実測データに基づいて保証することを可能とした。「全埋立履歴追跡型管理システム」の実施フローを図 6-1 に示す。

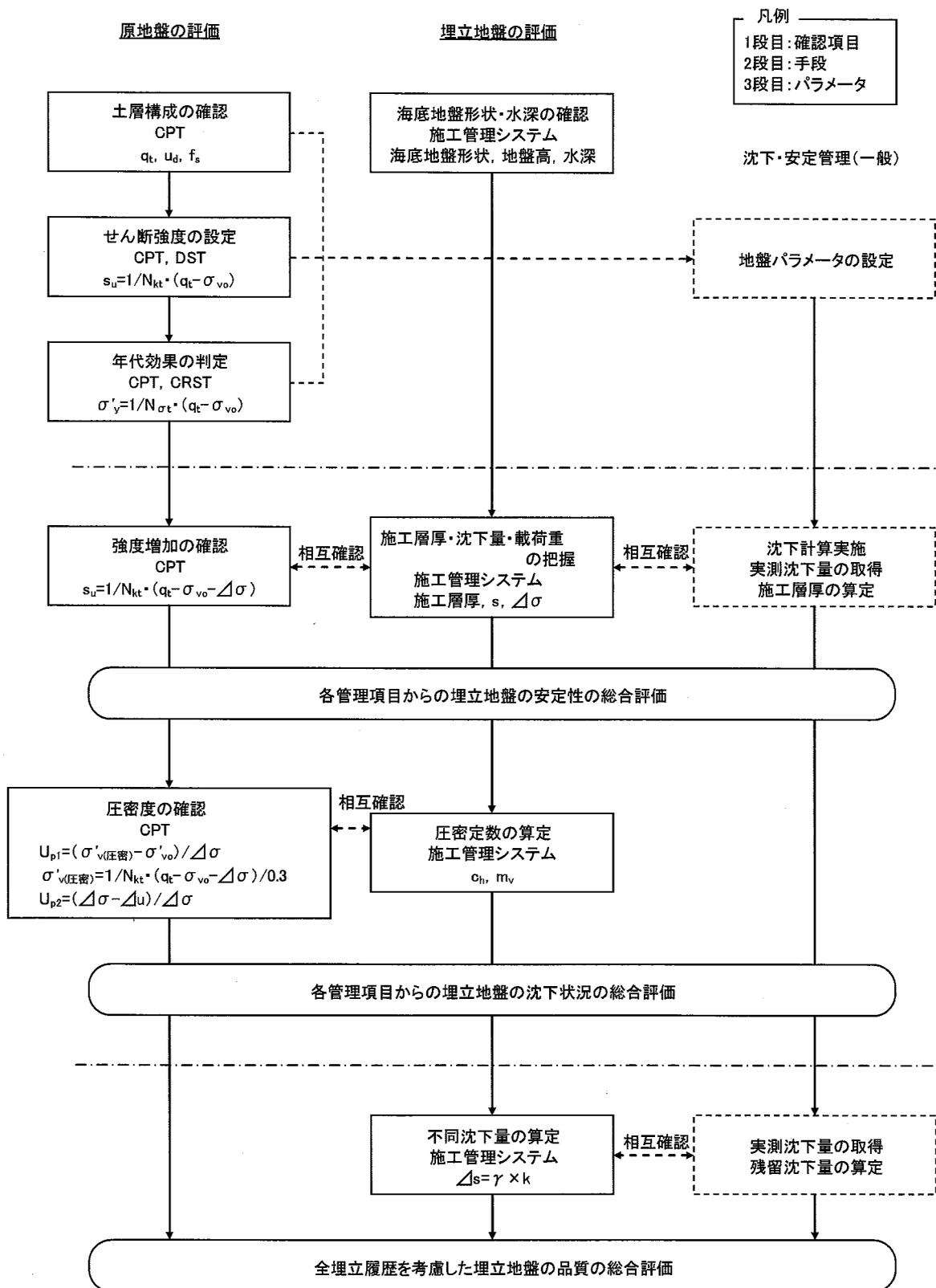


図 6-1 「全埋立履歴追跡型管理システム」実施フロー

謝 辞

本研究は、軟弱地盤上に建設される沖合人工島の調査・設計から施工、更には施工完了後の埋立地盤の品質評価が可能な施工管理システムの開発を目的としています。コーン貫入試験による軟弱な海底地盤の評価では、東亜建設工業株式会社技術研究所土質研究室（当時）での業務を通じて得られた各地域の地盤調査データを用い、その適用性について取りまとめております。また、それらの基礎的研究を踏まえ、実際の人工島建設事業であります関西国際空港 2 期事業での海底地盤評価にコーン貫入試験の適用を行いました。更に、大規模埋立工事の施工管理として施工に伴い刻々と変化する海底地盤・埋立地盤双方の地盤特性を時系列的に把握できる施工管理システムの開発を行いました。本研究を通じ多くの方々にご指導、ご協力、また、ご支援を頂きました。ここに関係者皆様に心から感謝の意を表します。

本研究は、広島大学大学院工学研究科土田孝教授のご指導のもと行ってまいりました。土田孝教授には、海底地盤の評価と人工島建設の施工管理を結びつけた本研究の方向性、説得力のある学術論文の作成やそのプレゼンテーションのあり方など、ご指導、ご教授を賜りました。また、社会人学生として格別なご配慮を頂き、貴重な休日にご自宅まで押しかけご指導いただいたこともございました。心より感謝とお礼を申し上げます。

研究論文につきまして、広島大学大学院工学研究科の佐藤良一教授、中村秀治教授、河合研至准教授、一井康二准教授、加納誠二博士にはご指導、ご助言また激励を頂きました。心より感謝とお礼を申し上げます。また、広島大学大学院の平原毅氏、平本真也氏の両氏にはお忙しい中、室内実験にご協力いただきました。心より感謝とお礼を申し上げます。

コーン貫入試験による地盤評価につきましては、北海道大学田中洋行准教授に様々なご助言、技術資料の提供を頂きました。心より感謝とお礼を申し上げます。

独立行政法人港湾空港技術研究所の田中政典博士、森川嘉之博士には貴重な現場データを提供していただくとともに、データの取りまとめに関するご意見、ご指導を賜りました。心より感謝とお礼を申し上げます。

本研究は、関西国際空港 2 期事業で得られました多くの知見を取り込んでおります。関西国際空港 2 期用地造成事業におきましては、大量・急速施工の中、薄層で均一な埋立により施工を進め、将来的な不同沈下を抑制することが重要な技術課題の 1 つでありました。この技術課題を解決するため、施工に伴い変化する

埋立地盤の層厚、沈下量を時系列的に把握できる施工管理システムの開発を行いました。本施工管理システムの運用に際しましては、関西国際空港株式会社および関西国際空港用地造成株式会社の関係者皆様のご理解、ご指導を頂き、また、各関係JVのご協力を得ながら進めさせていただきました。特に、関西国際空港用地造成株式会社の古土井光昭博士、田端竹千穂博士、関西国際空港株式会社の江村剛氏には多大なるご理解、ご指導、ご助言を頂きました。ここに記して関係者皆様に深く感謝の意を表します。

本研究では、関西国際空港2期事業をはじめ、東亜建設工業株式会社が施工を行いました現場でのデータを活用しております。調査・研究に対してご理解を頂いた発注者の方々、ご協力を頂きました支店、現場職員の方々にお礼を申し上げます。

本研究は、東亜建設工業技術研究所土質研究室（当時）への配属をきっかけとしております。当時研究所所長でありました故半沢秀郎博士には、正に熱血のご指導をしていただき、地盤工学にとって土を直接目で見て、手に採って調べることの重要性を自らの実践の中でご指導頂きました。また、当時の上司でもあり現東亜建設工業株式会社土木事業本部の岸田隆夫博士には、大学院進学のお機会を与えていただくとともに、大学院在学期間中、折に触れ励ましのお言葉を頂きました。ここに、心からの感謝の意を表します。

東亜建設工業株式会社関西国際空港総合事務所の関係者の皆様には、現場施工を通じ様々な調査・研究にご理解、ご協力を頂きました。心より感謝を申し上げます。特に、大学院への進学を許可していただきました現東亜建設工業株式会社中国支店の東功氏、大阪支店の岩城正典博士には心より感謝申し上げます。また、在学期間中3年間の直接の上司でありました東亜建設工業株式会社大阪支店の角間照雄氏をはじめとし、工事関係者の皆様には多大なるご理解、ご支援、また、激励を頂きました。論文作成の際には、長内真一氏に深夜まで協力していただきました。改めて、関西国際空港総合事務所の関係者の皆様に感謝の意を表します。

東亜建設工業株式会社技術研究開発センターおよびセンター出身の方々に感謝の意を表します。特に、深沢健博士（当時）、田口博文氏、平林弘氏には論文作成へのご指導、ご支援を頂きました。心より感謝を申し上げます。

最後に、私事ながら今日に至るまで陰ながら励まし続けてくれた妻と、いつも元気をくれた2人の娘たちに心から感謝します。

平成20年3月 山根 信幸