



神戸空港島における地盤問題と対応策に関する研究

山本, 卓生

(Degree)

博士 (工学)

(Date of Degree)

2012-03-06

(Date of Publication)

2012-09-10

(Resource Type)

doctoral thesis

(Report Number)

乙3177

(URL)

<https://hdl.handle.net/20.500.14094/D2003177>

※ 当コンテンツは神戸大学の学術成果です。無断複製・不正使用等を禁じます。著作権法で認められている範囲内で、適切にご利用ください。



神戸大学博士論文

神戸空港島における地盤問題と
対応策に関する研究

平成24年1月

山本 卓生

目次

| | |
|---|-----------|
| 第1章 序論 | 1 |
| 1.1 神戸港の埋立事業 | 1 |
| 1.2 神戸港の海底地盤の概要 | 3 |
| 1.2.1 ポートアイランド, 六甲アイランド | 4 |
| 1.2.2 神戸空港島 | 7 |
| 1.3 神戸空港島の造成履歴 | 12 |
| 1.4 本論文の構成 | 17 |
| 1.4.1 全般 | 17 |
| 1.4.2 各章構成 | 18 |
| 参考文献 | 20 |
| | |
| 第2章 護岸部地盤変形解析手法の構築 | 21 |
| 2.1 はじめに | 21 |
| 2.2 解析モデルと解析の流れ | 22 |
| 2.3 動態観測 | 22 |
| 2.3.1 地層構成 | 22 |
| 2.3.2 計測断面および計器の配置 | 24 |
| 2.3.3 護岸工事実施工程 | 24 |
| 2.3.4 動態観測結果 | 25 |
| 2.4 事前解析 | 27 |
| 2.4.1 事前解析の内容 | 28 |
| 2.4.2 事前解析結果と実測値との比較 | 36 |
| 2.5 再解析 | 39 |
| 2.5.1 再解析の内容 | 39 |
| 2.5.2 再解析結果 | 43 |
| 2.6 まとめ | 48 |
| 参考文献 | 49 |
| | |
| 第3章 粘土層の圧密挙動と予測モデルの構築および施工現場への適用 | 51 |
| 3.1 はじめに | 51 |
| 3.2 洪積層の圧密挙動 | 51 |

| | |
|--------------------------|----|
| 3.2.1 事前室内圧密試験 | 51 |
| 3.2.2 原位置圧密挙動 | 53 |
| 3.2.3 圧密特性の評価 | 55 |
| 3.3 圧密予測モデルの構築 | 62 |
| 3.3.1 予測モデル構築にあたって | 62 |
| 3.3.2 沖積層の土質特性とブロック区分 | 62 |
| 3.3.3 圧密予測手法 | 64 |
| 3.3.4 沖積層のブロック区分と物性値の再検討 | 65 |
| 3.3.5 洪積層の物性値の再検討 | 67 |
| 3.3.6 圧密予測モデルを用いた沈下解析結果 | 70 |
| 3.4 施工現場への適用 | 70 |
| 3.5 まとめ | 74 |
| 参考文献 | 76 |

第4章 護岸と滑走路の耐震安全性の検討-----77

| | |
|----------------------|----|
| 4.1 はじめに | 77 |
| 4.2 設計入力地震動 | 78 |
| 4.3 模擬地震波の作成 | 78 |
| 4.3.1 大阪湾断層の概要 | 78 |
| 4.3.2 地震動の予測 | 80 |
| 4.4 護岸および滑走路の耐震性能の評価 | 82 |
| 4.4.1 解析手法と解析条件 | 82 |
| 4.4.2 解析結果 | 85 |
| 4.5 滑走路に対する地盤改良の検討 | 89 |
| 4.5.1 検討手法と条件 | 89 |
| 4.5.2 検討結果 | 90 |
| 4.5.3 地盤改良工法の検討 | 92 |
| 4.5.4 地盤改良の設計 | 93 |
| 4.6 滑走路における地盤改良効果 | 95 |
| 4.6.1 設計照査 | 95 |
| 4.6.2 改良効果の確認 | 96 |
| 4.7 まとめ | 98 |
| 参考文献 | 99 |

| | |
|---------------------------------------|------------|
| 第5章 PBD工法による超高含水比状態にある浚渫粘性土の改良 | 101 |
| 5.1 はじめに | 101 |
| 5.2 PBDによる地盤改良工法の概要 | 102 |
| 5.2.1 施工場所と改良前の地盤特性 | 102 |
| 5.2.2 工法の原理 | 104 |
| 5.3 調査内容および調査方法 | 104 |
| 5.3.1 間隙水圧測定 | 105 |
| 5.3.2 試料採取方法とボールコーン試験 | 107 |
| 5.3.3 PBDの曲げ変形測定 | 108 |
| 5.4 計測結果と考察 | 110 |
| 5.4.1 間隙水圧測定結果と地盤改良効果 | 110 |
| 5.4.2 室内試験結果およびボールコーン試験の適用性 | 114 |
| 5.4.3 PBDの曲げ変形特性と排水性能 | 117 |
| 5.5 まとめ | 120 |
| 参考文献 | 121 |

| | |
|---------------|------------|
| 第6章 結論 | 123 |
|---------------|------------|

謝 辞

第1章 序論

1.1 神戸港の埋立事業

神戸港では、戦後、新港第7突堤や第8突堤の建設に続き、兵庫突堤や摩耶埠頭などの港湾施設の増強を進めるとともに、昭和30年代には、神戸港の東西沿岸部で約540haの埋立造成を行い、港湾施設の拡充とともに、公園や下水処理場などの都市施設の整備が行われた。

昭和30年代後半には、日本経済の急速な発展に伴う貨物量の増大によって、世界的な海上貨物輸送革新であるコンテナリゼーションに対応した新たな大規模コンテナバースを早急に建設する必要に迫られた。一方、神戸市の人口は昭和38年の98万人が、昭和40年には122万人と1.2倍に増大するが、全人口の90%の市民が、神戸市域の約10%に過ぎない六甲山系の南側の狭い地域に集中し、今後の発展を受け入れる余地もない状況であった。経済発展に伴い、都市施設に対する市民の要求も住宅、レジャー、緑地など多様化し、質・量ともに増大していった。

このような状況のなか、神戸市が将来に向かって一段と発展していくためには、コンテナリゼーションに対応した新たな港湾機能と多様化する市民の要求に応える新たな都市機能とを併せ持つ複合的な海上都市空間の創造が必要となり、昭和39年7月に海上都市ポートアイランド構想を発表、昭和41年から工事着手した。その後も、物流システムの多様化や高度情報化・国際化に対応した多種機能型複合都市をめざし、六甲アイランドやポートアイランド第2期へと事業を進めてきた。さらに、神戸市のさらなる発展や阪神淡路大震災からの経済復興をめざし、ポートアイランド第2期の約1km沖合に、都市型海上空港となる神戸空港を計画・建設し、平成18年2月に開港した。神戸港の埋立変遷図を図- 1.1に示す。

表- 1.1 埋立事業諸元¹⁾

| 地区名 | 面積 (ha) | 土量 (万m ³) | 土砂源 | 埋立年度 |
|-----------------|------------|--------------------------|----------------|---------|
| ポートアイランド | 443 | 8,000 | 高倉・横尾 | S41～S55 |
| 六甲アイランド | 595 | 12,000 | 流通・学園 横尾・名谷 | S47～H 4 |
| ポートアイランド 第2期 | 390 | 9,200 | 流通・学園 複合産業 | S61～H17 |
| 神戸空港島 | 272 | 6,600 | 複合産業 | H11～H24 |
| 計 | 1,700 | 35,800 | | |

第1章 序論

神戸市では、主にポートアイランド以降の大規模埋立の材料として、表- 1.1に示すように、市内北西部の山土を利用し、その跡地には住宅団地や産業団地を造成して有効活用した。大量の土砂を効率的かつ経済的に運搬するため、地下ベルトコンベヤによる土砂の輸送と土運船による海上輸送方式（図- 1.2参照）を昭和39年から導入し、これにより市街地環境への影響を低減させることができ、また、押船方式の導入により安定した運搬実績を誇り、全国の模範となって各地の臨海工事に定着した。なお、この土砂運搬方式は、平成17年の神戸空港島の埋立造成まで約41年間稼働した。

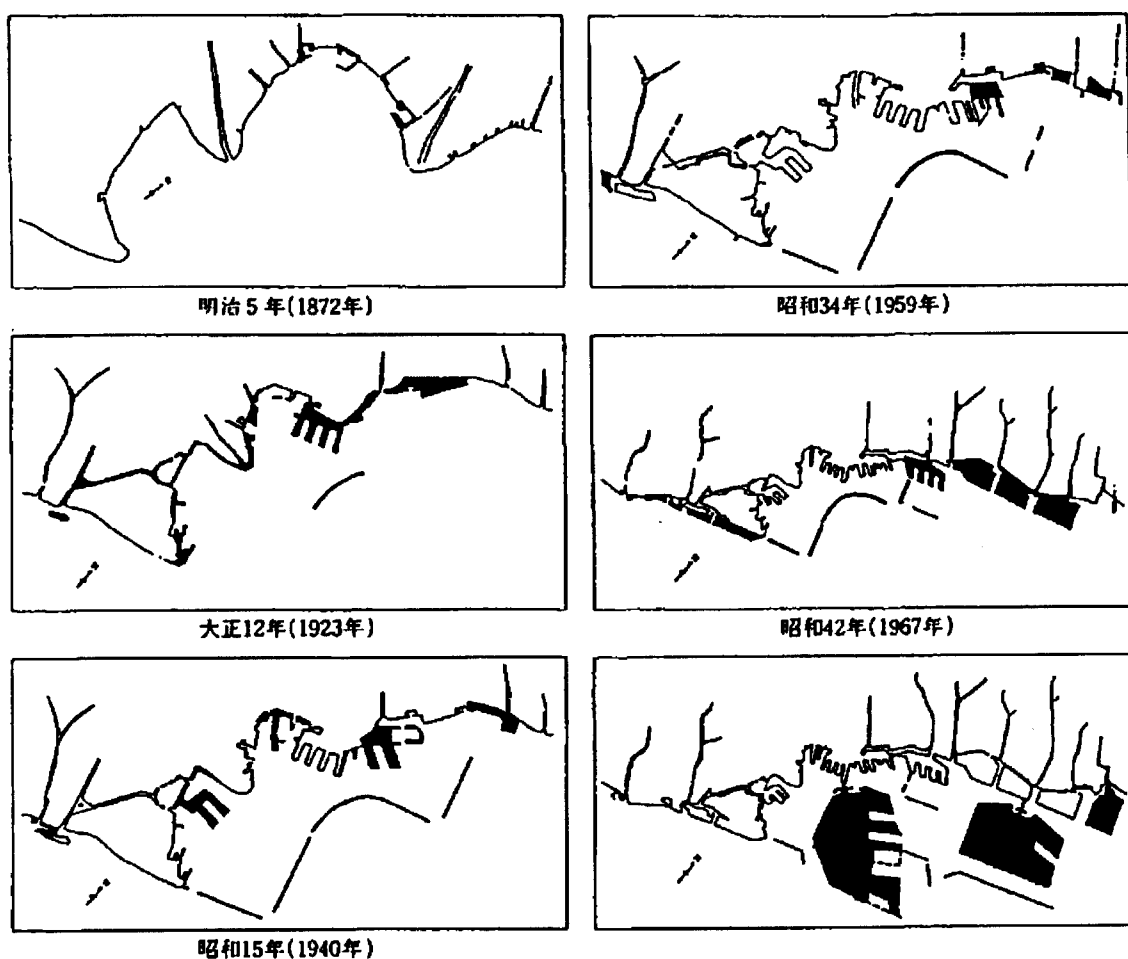


図- 1.1 埋立変遷図²⁾

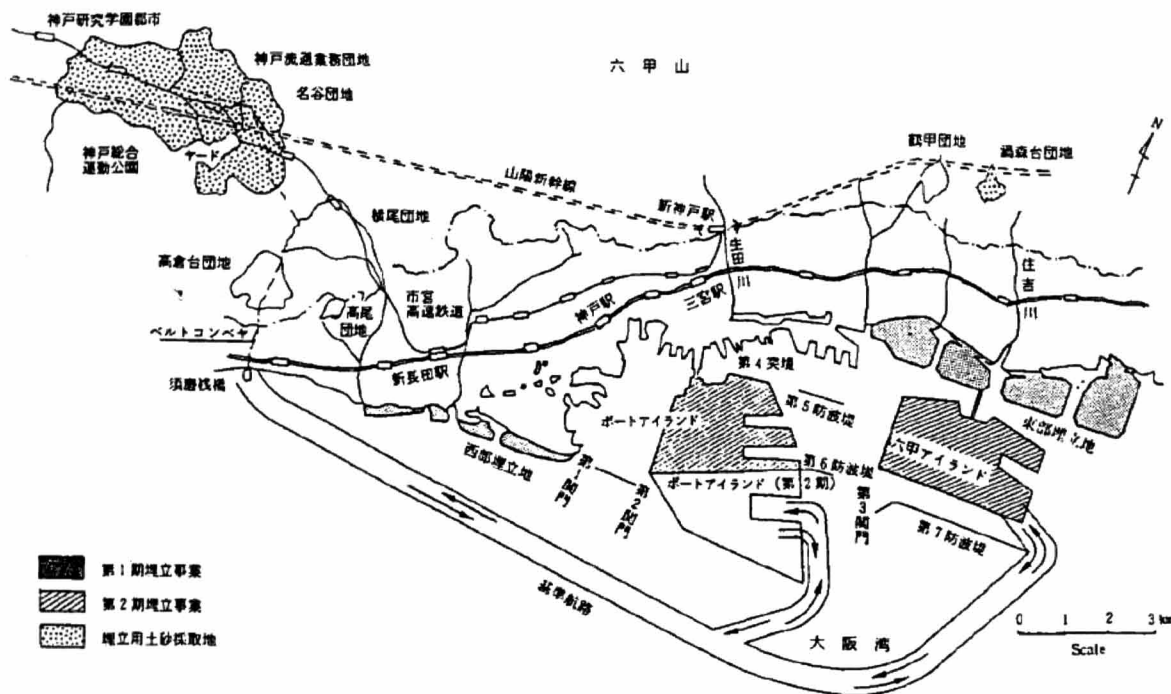


図- 1.2 海上運搬経路図³⁾

1.2 神戸港の海底地盤の概要

神戸港の地盤は、他の大阪湾ベイエリア地域と同様多層地盤であり、粘性土層と砂質、礫質土層が互層状態となって堆積している。海底面には、第四期完新世に堆積した層厚10～30 mを有する軟弱な沖積粘土層（Ma13層）が分布する。その下部には海底下100～150mまで第四期後期更新世に堆積した低位～高位段丘堆積層が分布しており、砂、砂礫を主体とした洪積互層に狭在されて、海成の洪積粘土層（上位よりMa12・Ma11層）が分布する。Ma13層は陸側ほど層厚が薄くなっており、旧海岸線付近で同時異相の関係で砂層に遷移する。Ma12層は神戸港付近の海底下に層厚10～20mで広く分布し、少なくとも国道43号付近の陸域までは良好な連続性が確認されている。神戸港埋立地では、Ma11層は3層存在することが確認されており、その間に砂礫、薄い砂層を挟んでいる。これらの層は、下部よりMa11(1), Ma11(2), Ma11(3)と銘名され、上部のMa11(3)は中、下部のMa11(1), Ma11(2)に比べると層厚が薄くなっている。これらの海成粘土層は粘土中に含まれる花粉化石精査結果などにより、大阪湾もしくはその周辺平野にかけて広く分布していることが確認されている。

第1章 序論

1.2.1 ポートアイランド，六甲アイランド

(1) 地盤特性

図- 1.3にポートアイランド，ポートアイランド(第2期)，六甲アイランドの地質断面図を示す(断面位置は図- 1.4参照)．各層は沖合に向かって緩やかに傾斜しており，層厚も厚くなっていることがわかる．Ma11層より下部には，第四期中期更新世に堆積した大阪層群と呼ばれる海成粘土層と砂質土層の互層状態を呈する地層が存在している．

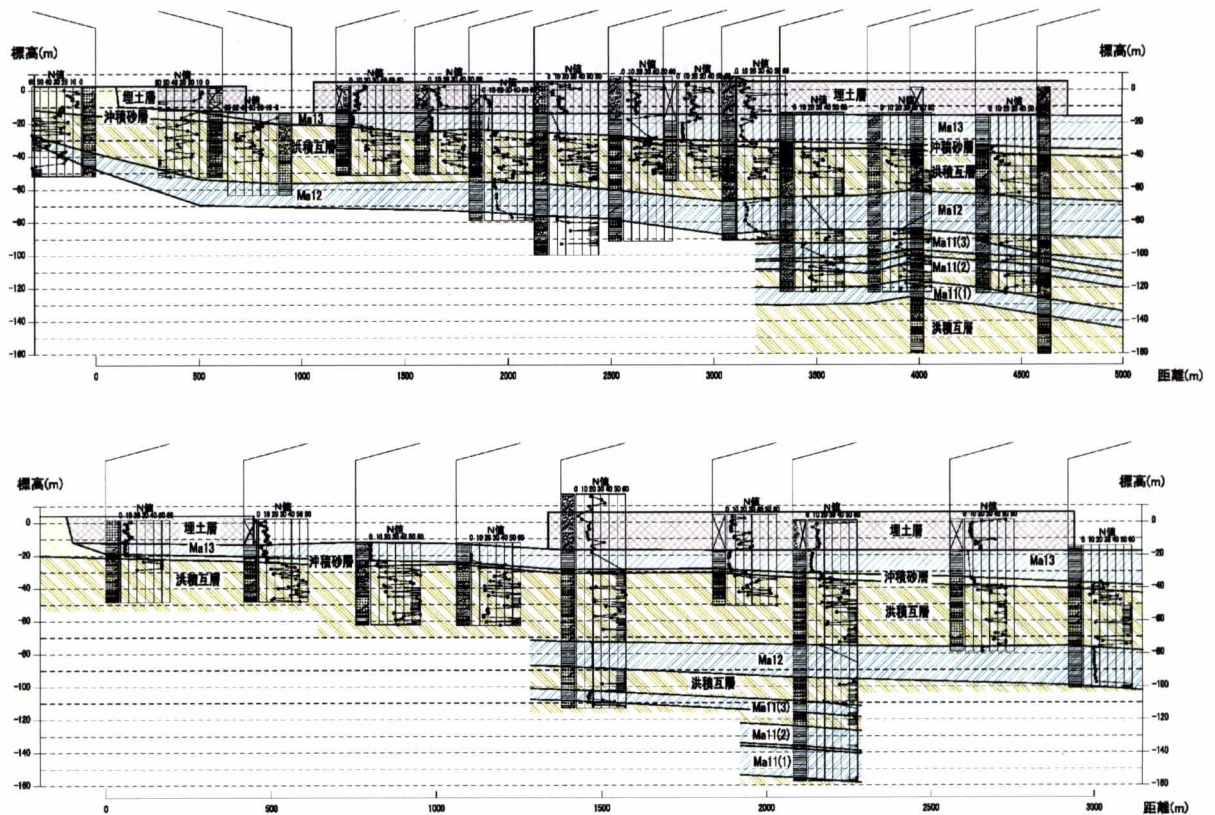


図- 1.3 地質断面図(上：ポートアイランド，下：六甲アイランド)¹⁾

図- 1.4にポートアイランド，ポートアイランド(第2期)，六甲アイランドのMa12層下端面のコンター図を示す．特徴は，ポートアイランド第2期の南東部にかけて地盤の勾配が大きくなっていることや，六甲アイランドでは南西方向に地盤が緩く傾斜していることが挙げられる．また，六甲アイランドのMa12層下端の深度がポートアイランドと比べて深いことも特徴の一つである．

土質特性はこれまでも数々の調査が実施されており，既往報告に整理されている^{4),5),6)}．特徴は，南北方向にはコンシステンシーや力学特性に差はないが，東西方向では，六甲アイランドの地盤はポートアイランドに比べて塑性が高く，圧縮性が大きいことである．年代効

果による擬似過圧密状態を呈しているのも特徴的であり、過圧密比はポートアイランド、ポートアイランド(第2期)の方が六甲アイランドよりも大きいことが報告されている。

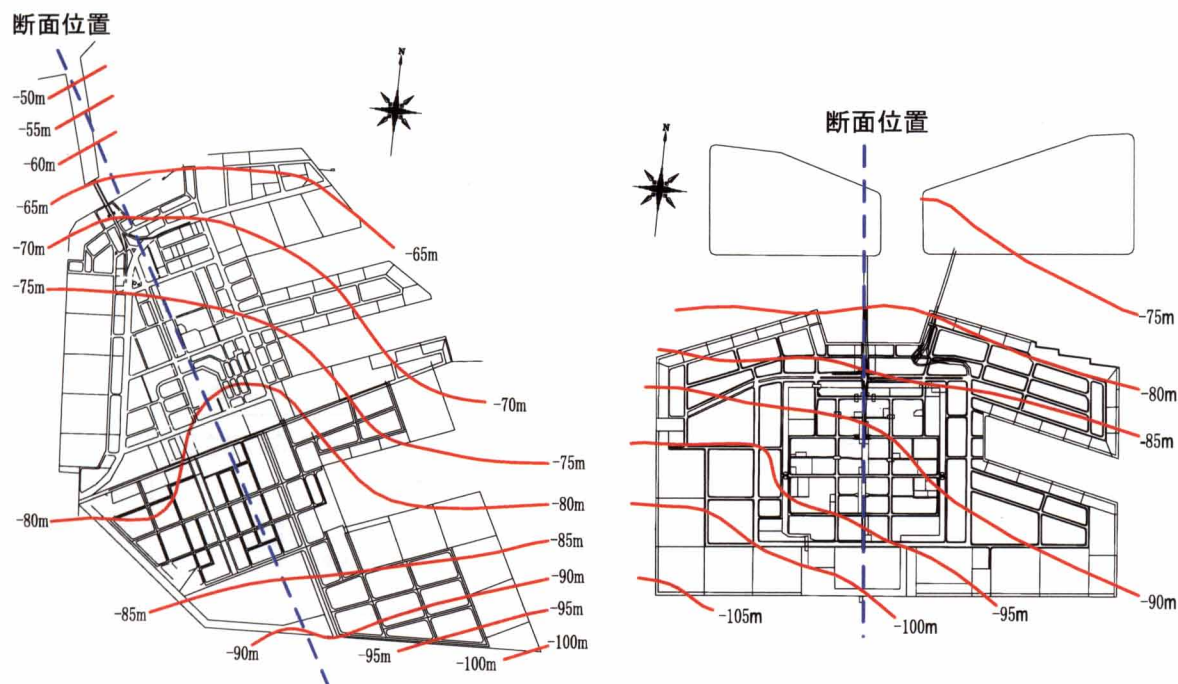


図- 1.4 Ma12層下端面コンター図（左：ポートアイランド，右：六甲アイランド）¹⁾

(2) 沈下の状況

ポートアイランドや六甲アイランドは、全国に先駆けた埋立地であり、海底軟弱地盤の挙動を詳細に把握するために数々の原位置計測を行ってきた。ここでは、その一例として層別沈下量について考察する。図- 1.5にポートアイランド、ポートアイランド（第2期）及び六甲アイランドの沈下曲線を示す。

(ア) ポートアイランド

ポートアイランドは、昭和43年当時の埋立初期段階から継続的に沈下を計測してきた。特に、硬質で過圧密の状態を呈し、圧縮することがないと従来考えられていた洪積粘土層が沈下したことで地盤工学に新たな課題を提起した。

図- 1.5の計測地点は、沖積粘土層の圧密促進のための地盤改良は行っていないが、埋立開始から概ね20年程度で沈下が収束していることがわかる。洪積粘土層の沈下についてもほぼ同時期で収束傾向にある。

(イ) ポートアイランド（第2期）

ポートアイランド(第2期)は、神戸港で初めてMa9層までの地盤調査を行い、洪積粘土層の層別沈下や間隙水圧等の詳細計測を行った。沖積粘土層は、サンドドレーンによる地盤改良を実施し、埋立完了後約2年程度で沈下は収束していることがわかる。一方、洪積粘土層は計

第1章 序論

測開始当初から沈下しており，現在も年間約2cm程度の沈下が続いているが，Ma9層下端面はほぼ沈下していない。

(ウ) 六甲アイランド

六甲アイランドは，沖積粘土層の地盤改良とともに，高さ約4mのプレロードを約1年半程度実施した．このため，沖積粘土層の沈下は，プレロード载荷中にほぼ終了し，洪積粘土層もプレロード除荷後は沈下速度が急激に遅くなっている．現在は，洪積粘土層の沈下量が年間約3cm程度となっている．

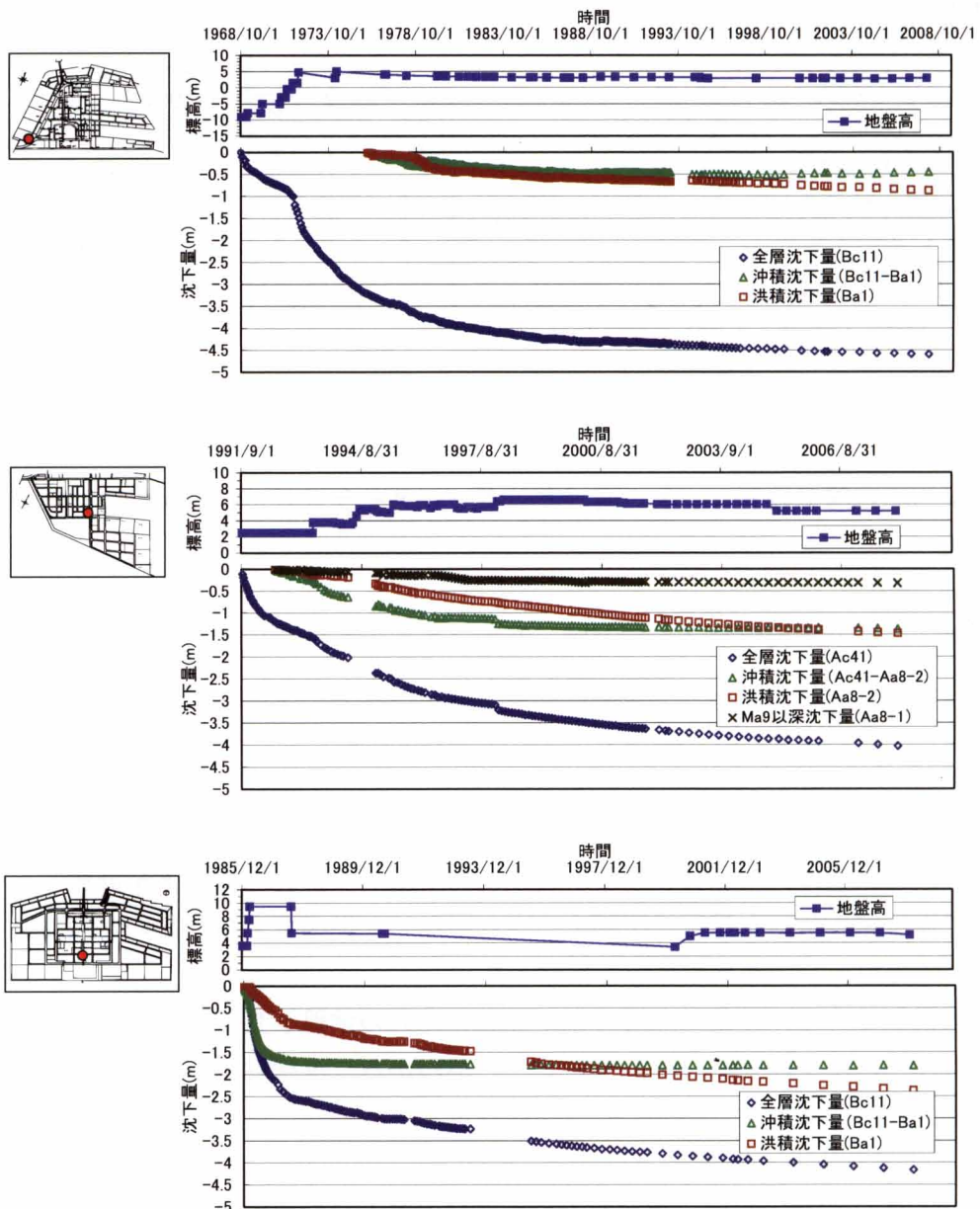


図- 1.5 沈下曲線¹⁾

(上：ポートアイランド，中：ポートアイランド（第2期），下：六甲アイランド）

1.2.2 神戸空港島

神戸空港島建設海域では、阪神・淡路大震災以降に実施した弾性波探査記録を収集し、それを再解析することにより反射断面を整理し、深層地盤構造を推定した^{7),8),9)}。図- 1.7及び図- 1.8に反射断面と地質解釈結果を示している。これによると、空港島の東側から南側にかけて撓曲構造帯が存在し、地層は北西から南東に向かって傾斜している。年代の古い地層ほど地殻変動の影響を数多く受けているため、撓曲の程度も深部の古い地層ほど大きい。

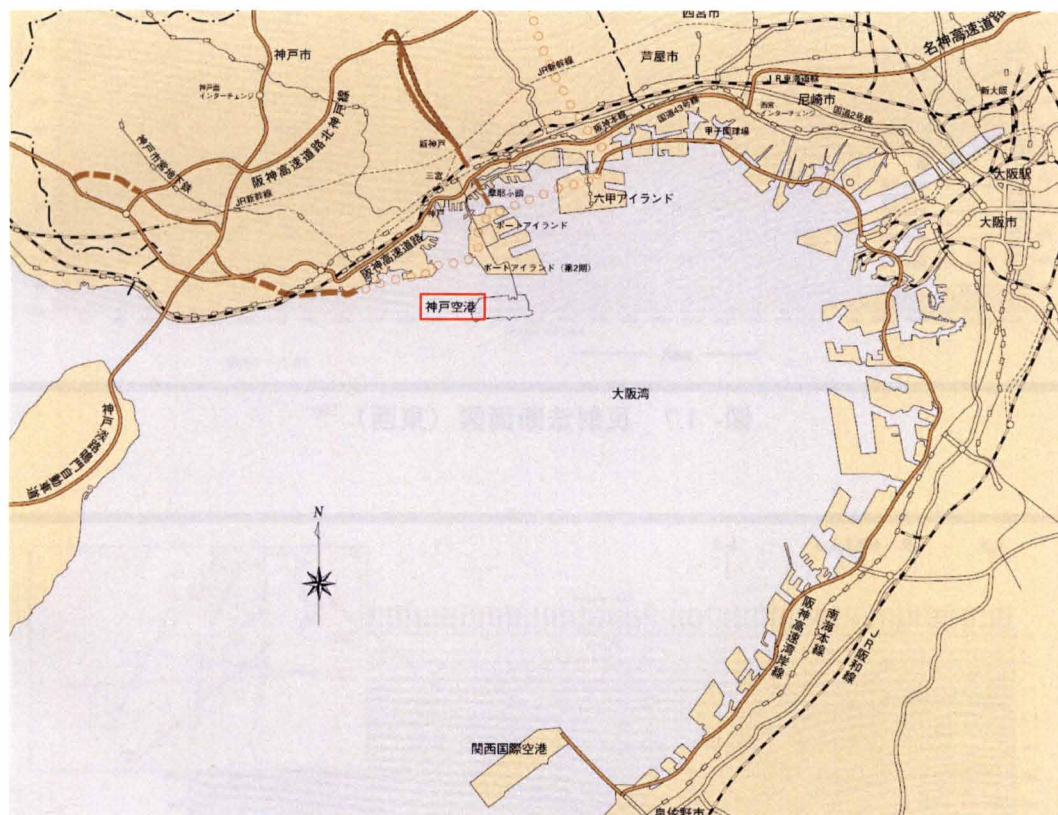


図- 1.6 神戸空港位置図¹³⁾

図- 1.9は神戸空港島の平面図である。図中B-1, B-2の2地点においてMa9層までの長尺ボーリングを実施している。この2点を通るI-I'断面の地質想定断面を図- 1.10に示す。また、図- 1.11には旧海底面及び沖積層下端面コンター図を、図- 1.12～図- 1.15にMa12層～Ma9層それぞれの下端面コンター図を示す。これらの図は、長尺ボーリングを含む約80本のボーリングと弾性波探査記録から推定したものである。

図- 1.11によると旧海底面はKP-15.5～17mで大きな変化はなく、ほぼ水平に分布している。一方、沖積層下端面は全体的に北西から南東方向へ深くなる傾向にある。南東部では沖積層の厚さが35mにも達する。さらに南東側ほどコンターが密になり、勾配が急になっていることがわかる。

第1章 序論

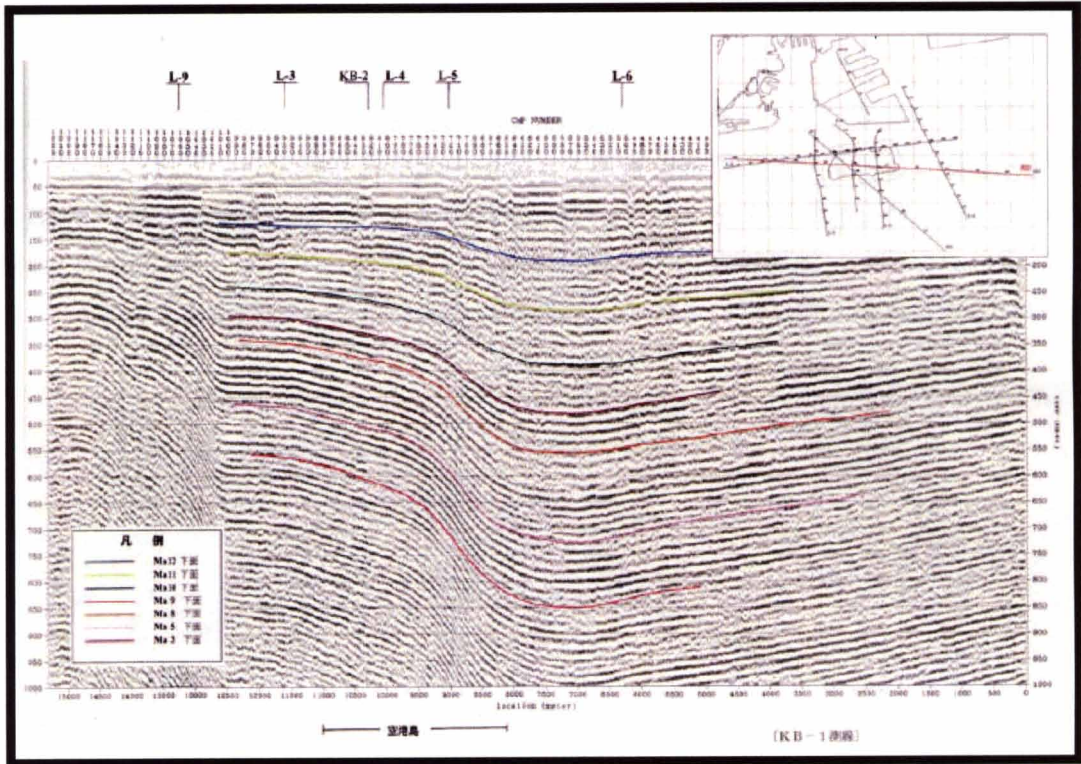


图- 1.7 反射法断面图（東西）¹⁰⁾

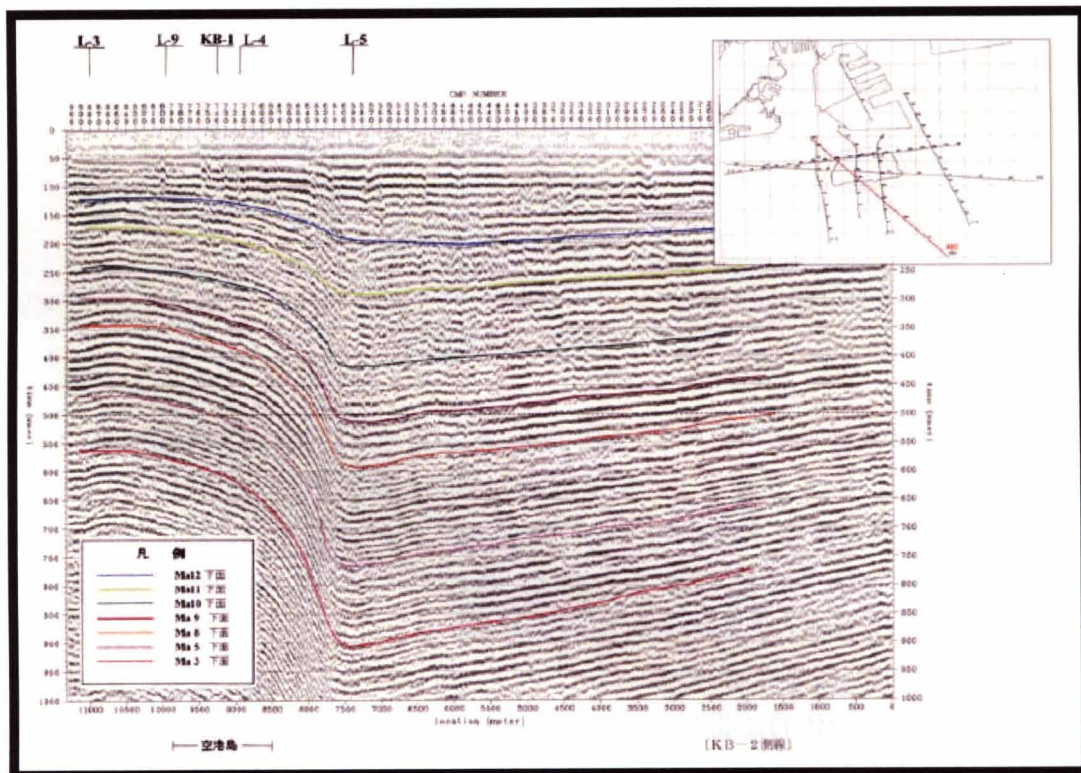


图- 1.8 反射法断面图（南北）¹⁰⁾

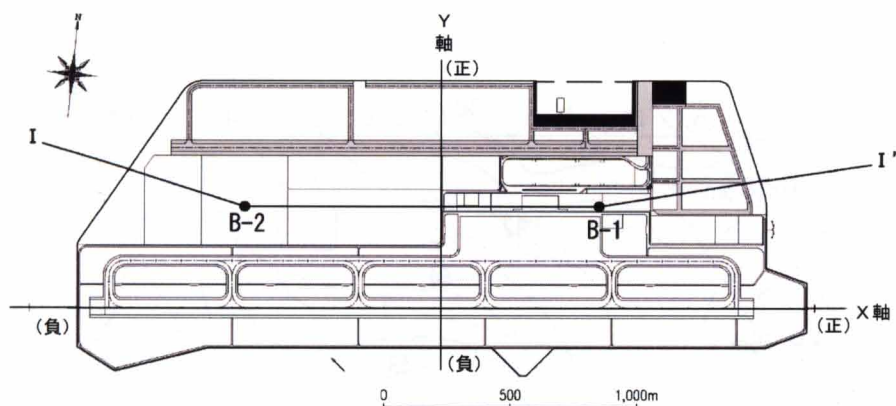


図- 1.9 神戸空港島平面図¹⁾

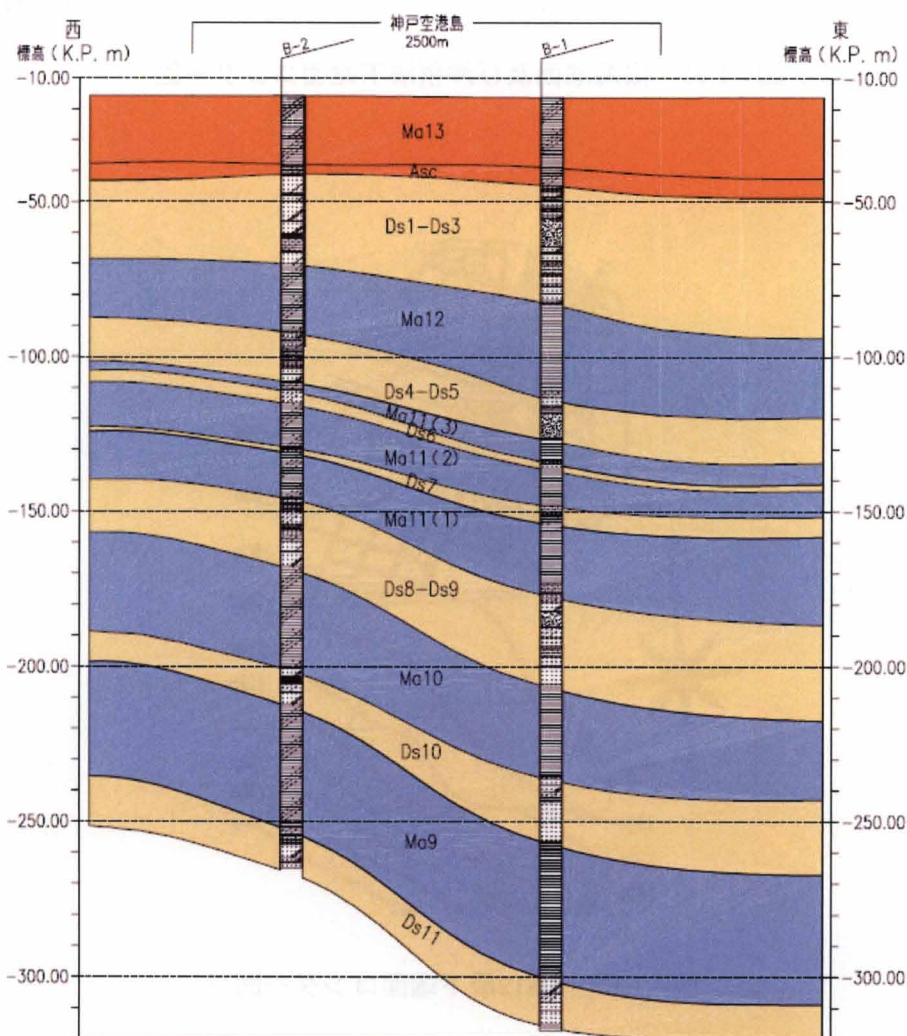


図- 1.10 I-I' 地質想定断面図¹²⁾

第1章 序論

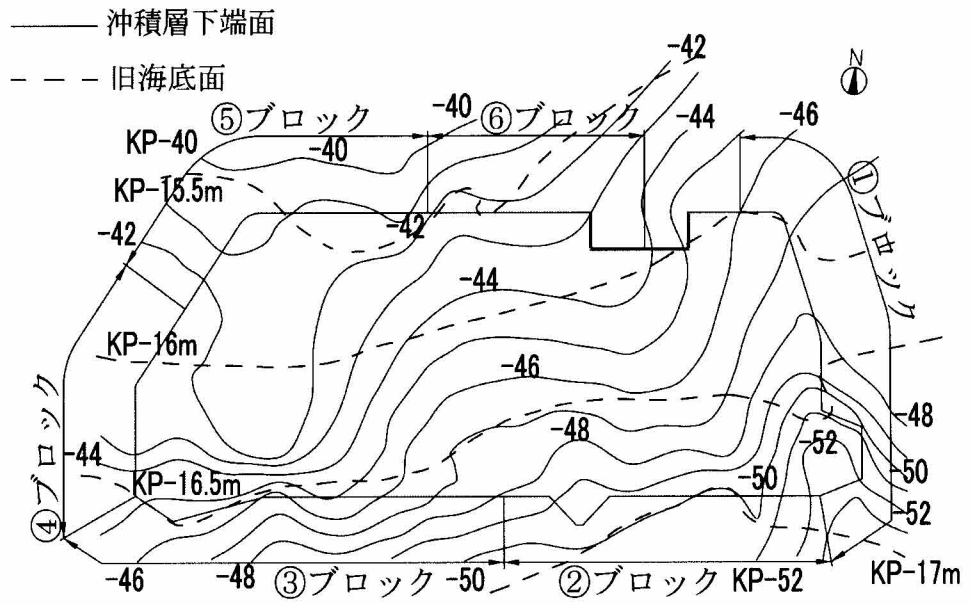


図- 1.11 旧海底面及び沖積層下端面コンター図¹²⁾

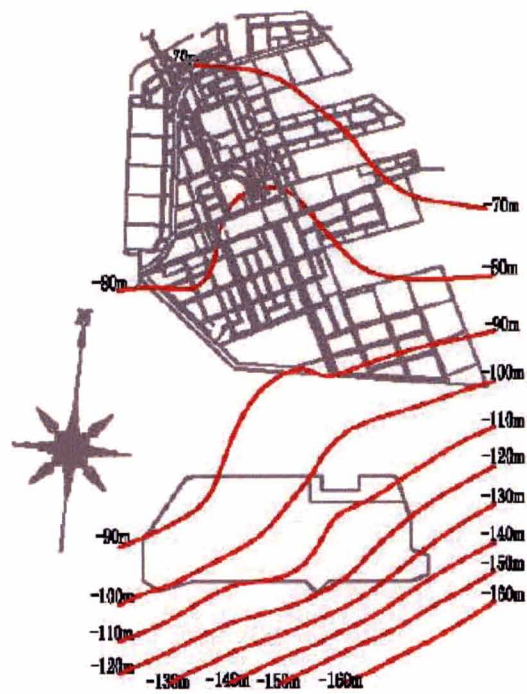


図- 1.12 Ma12層下端面コンター図¹⁰⁾

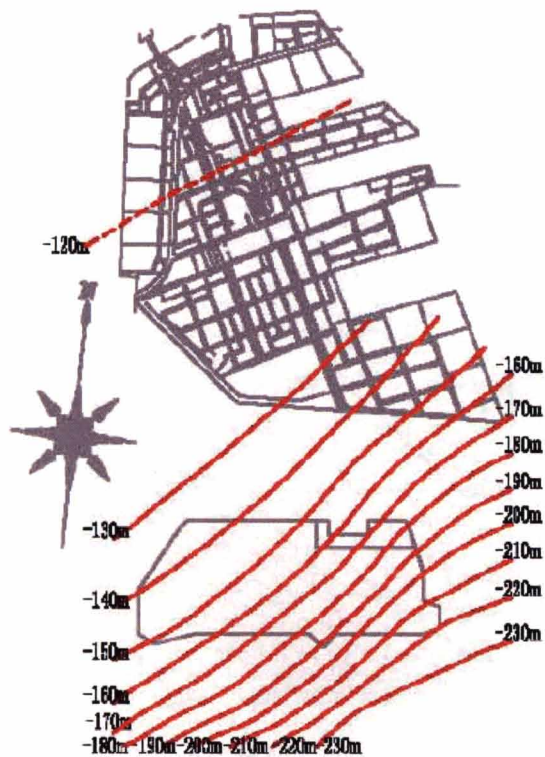


図- 1.13 Ma11層下端面コンター図⁽¹⁰⁾

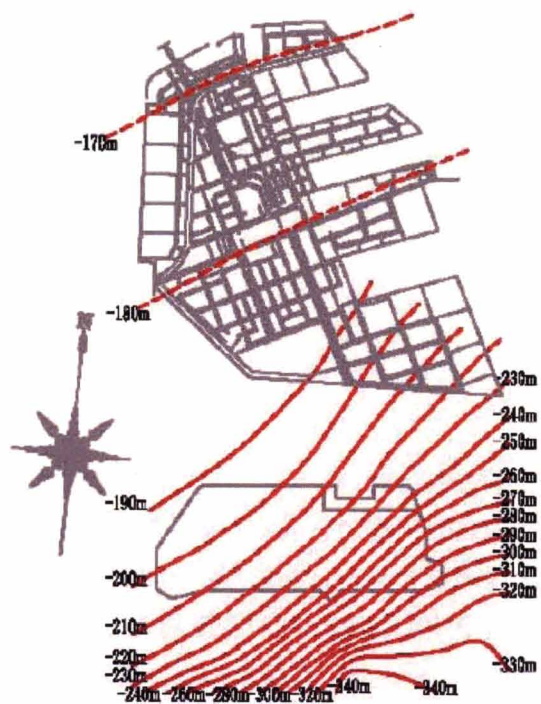


図- 1.14 Ma10層下端面コンター図⁽¹⁰⁾

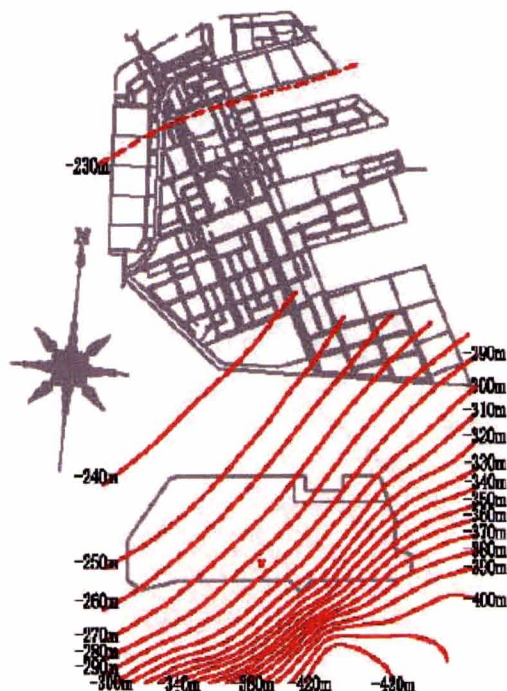


図- 1.15 Ma9層下端面コンター図¹⁰⁾

沖積層の下には、砂礫、砂、粘土から成る洪積互層（Ds層）と海成粘土層（Ma層）が交互に分布している。洪積互層ではDs1-Ds3層が最も厚く、30m～40mに達している。一方、海成粘土層では、Ma9層が35m～40mと一層の層厚としては最も厚い。Ma11層は、下部よりMa11(1)層、Ma11(2)層、Ma11(3)層と3層に分かれており、下部のMa11(1)層が15m～30mと3層の中では最も厚い。また、洪積互層、海成粘土層とも沖積層と同様に南東方向に傾斜しており、一層の層厚も南東方向ほど厚くなっている。

1.3 神戸空港島の造成履歴

図- 1.16に神戸空港島の土地利用計画図を示す。神戸空港島は、延長2,500mの滑走路を有する南側の空港施設用地と北側の処分用地から成る。空港施設用地は約154ha、北側の処分用地は道路、緑地などの公共施設用地を含め約118haで島内全体では約272haとなっている。

空港施設用地の埋立造成工事を中心とした神戸空港島の建設工程を表- 1.2に示す。神戸空港島の建設は平成11年9月の護岸工事着工から始まった。約2年後の平成13年10月には東側と北側の開口部を除いて護岸が概成し、底開式土運船による埋立工事が本格的に開始された。東側と北側の護岸開口部については、埋立工事の進捗に合わせて平成16年度から順次開口部を

縮小し、平成17年度末に閉め切った。埋立工事は、エプロン部を含む空港島中央部において先行して実施され、平成14年夏頃に初めて陸化した。引き続き滑走路・誘導路の東側から西側に向かって、順次埋立造成工事が進められた。滑走路・誘導路の埋立造成にあたっては、海底粘土層が厚く相対的に大きい沈下量が見込まれる東側から先に施工することで、残留沈下量の平準化を図った。平成15年11月には造成が完了したエプロン部の舗装工事に着手し、その後順次滑走路・誘導路の舗装工事等を進め、平成17年6月に空港施設の整備を終え、平成18年2月に神戸空港が開港した。

図- 1.16に示す空港施設用地内の代表地点4点における埋立履歴を図- 1.17に示す。同図より、滑走路部の埋立荷重は約40tf/m²で、海底粘土層が厚く圧縮性も大きい東側は西側と比べて埋立荷重が大きくなっている、すなわち埋立層厚が厚いことがわかる。

埋立造成工事の進捗写真を写真- 1.1～写真- 1.5に示す。

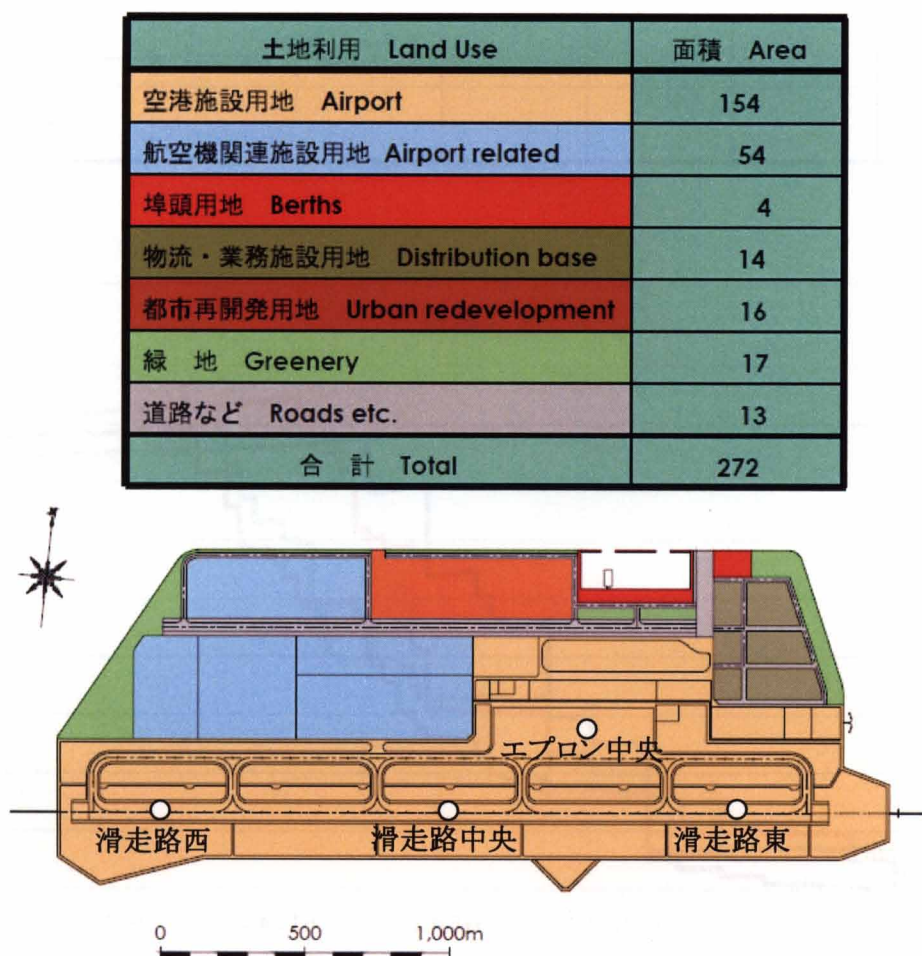


図- 1.16 神戸空港島土地利用計画図

表- 1.2 建設工程

| | H11年度 | H12年度 | H13年度 | H14年度 | H15年度 | H16年度 | H17年度 |
|--------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|--------|
| 護岸築造工事 | 着工 | | ▽概成 | | | 開口部閉切 | |
| 埋立造成工事 | | | | | | | 開 港 |
| エプロン | | | | | | | |
| 滑走路東 | | | | | | | |
| 滑走路西 | | | | | | | |
| 舗装工事 | | | | | | | |
| エプロン | | | | | | | |
| 滑走路東 | | | | | | | |
| 滑走路西 | | | | | | | |

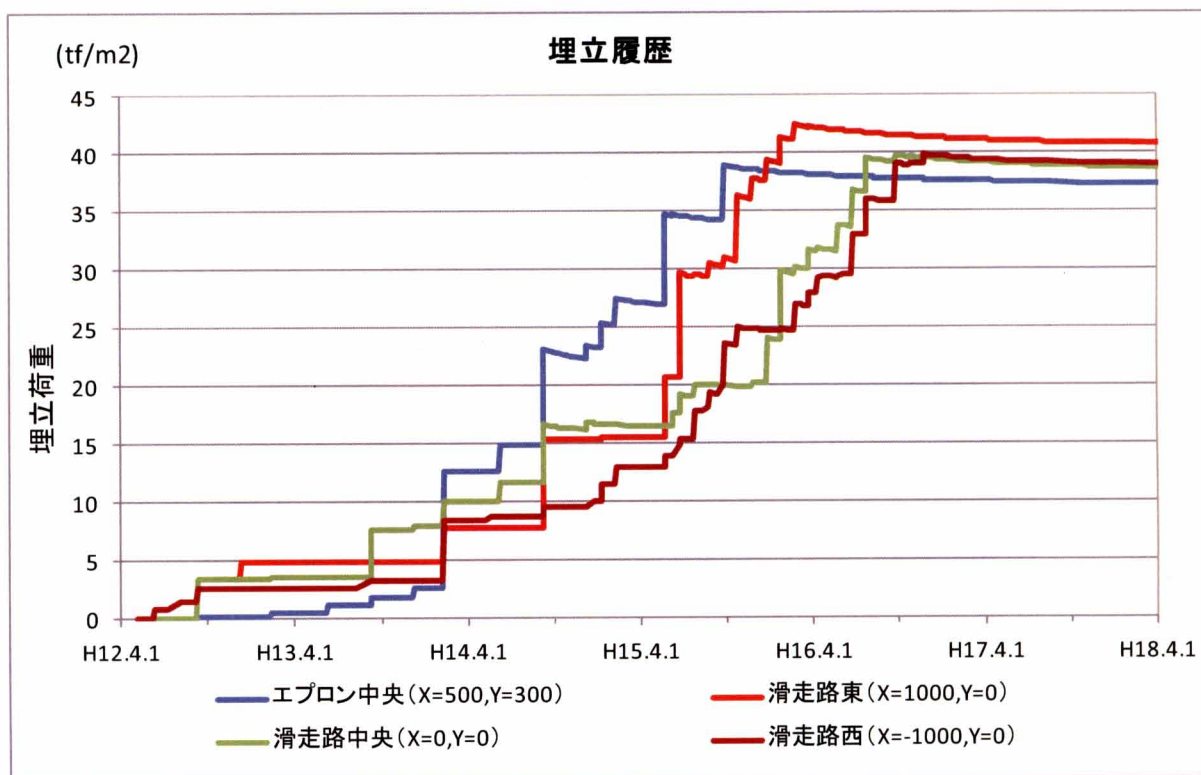


図- 1.17 代表地点の埋立履歴



写真- 1.1 平成13年秋（護岸概成，埋立開始）



写真- 1.2 平成14年秋（エプロン部埋立概成）

第1章 序論



写真- 1.3 平成15年秋（滑走路東側埋立概成）



写真- 1.4 平成16年秋（空港施設内埋立造成完了間近）



写真- 1.5 平成18年1月（開港間近）

1.4 本論文の構成

1.4.1 全般

1.2節で示したように、神戸空港島建設海域は、ポートアイランドや六甲アイランドなどのこれまでの埋立海域に比べて大水深であり、沖積粘土層及び洪積粘土層が厚く堆積している。さらに、空港島南東部には撓曲構造が存在するなど地層構成も建設海域で一様ではなく、複雑である。このことから、空港島の埋立造成では、海底地盤の挙動がこれまで以上に複雑となることが予想された。本論文では、海底地盤の挙動を踏まえた建設施工を実施すべく、対応策として、複雑な挙動を精度よく予測し得る解析手法を構築した。

また、図- 1.7及び図- 1.8の撓曲構造が示すように、建設海域周辺には断層が存在する。神戸空港は兵庫県南部地震の経験を踏まえ、災害時の防災拠点の役割を担うことから、地震時の変形挙動も課題であった。本論文では、対応策として実施された耐震設計と耐震設計に基づく地盤改良の考え方を示す。

一方、空港島の埋立では、神戸港内の浚渫土砂の受入れを行っている。浚渫粘性土は超高含水比なため、受入れた状態のままにしておくと、新たな浚渫土砂の受入れ余地がなくなってしまう。そこで、浚渫粘性土の減容化対策としてプラスチックボードドレーンによる地盤

第1章 序論

改良を実施した。本論文では、地盤改良を実施した超高含水比の浚渫粘土層を対象に、これまであまり実施例のない原位置挙動の計測を行った。

1.4.2 各章構成

以下、本論文各章の概要である。表- 1.3に各章で扱う地盤問題とその対応策の概要を、図- 1.18にそれぞれの対象箇所を示す。

第2章では、空港島の緩傾斜石積護岸を対象に、沖積粘土層を中心とした変形挙動解析モデルの構築を試みた。モデルの構築は現場施工と並行して実施したため、まず、事前の変形解析を行うとともに、施工中に、地盤の変位、間隙水圧などの挙動を詳細に計測し、その結果を基に逆解析を行ってモデルを構築した。

第3章では、空港島で実施している洪積層の詳細沈下計測の最新の結果と考察を示すとともに、埋立全域を対象として構築した次元解析モデルについて述べる。このモデルは、沖積層及び洪積層の挙動を予測し、実際の空港島の埋立造成工事に利用されたものである。モデルの構築手法と施工への適用結果を示す。

第4章では、護岸と滑走路の耐震設計について述べる。耐震設計では、既往のポートアイランド波に加えて、神戸空港建設海域を横切る大阪湾断層の模擬地震波を作成して、動的有効応力解析を実施した。また、解析結果を基に実施した地盤改良工事と改良効果についても示す。

第5章では、減容化対策としてプラスチックボードドレーンによる地盤改良が実施された超高含水比な浚渫粘性土を対象に、計測の困難さからこれまであまり例のない原位置での各種計測を実施した。計測方法及び計測結果を示すとともに、計測結果に基づいて、地盤改良効果の発現メカニズムについて考察を行った。

表- 1.3 各種地盤問題とその対応策

| | 地盤問題 | 主な対象地盤 | 対応策 |
|-----|-------------------------------|-------------------------------|---|
| 第2章 | 短期間での護岸築造による地盤変形状の把握 | 海底地盤(Ma13層, Ma12層, 洪積互層) | 沖積粘土層内に鉛直方向の排水境界を設けることによりSD改良域を表現した2次元変形解析手法の構築 |
| 第3章 | 大規模埋立による空港施設建設に向けた島内の圧密沈下量の把握 | 海底地盤(Ma13層~Ma9層, 洪積互層) | 現場施工に適用可能な高速かつ高精度の1次元沈下計算モデルの構築 |
| 第4章 | 防災拠点としての空港施設の耐震安全性 | 埋立土, 海底地盤(Ma13層, Ma12層, 洪積互層) | 動的有効応力解析による耐震性能の評価と地盤改良の設計 |
| 第5章 | 地盤改良を実施した浚渫粘土層における改良メカニズムの解明 | 浚渫粘性土 | 実施困難な原位置での各種計測による挙動把握 |

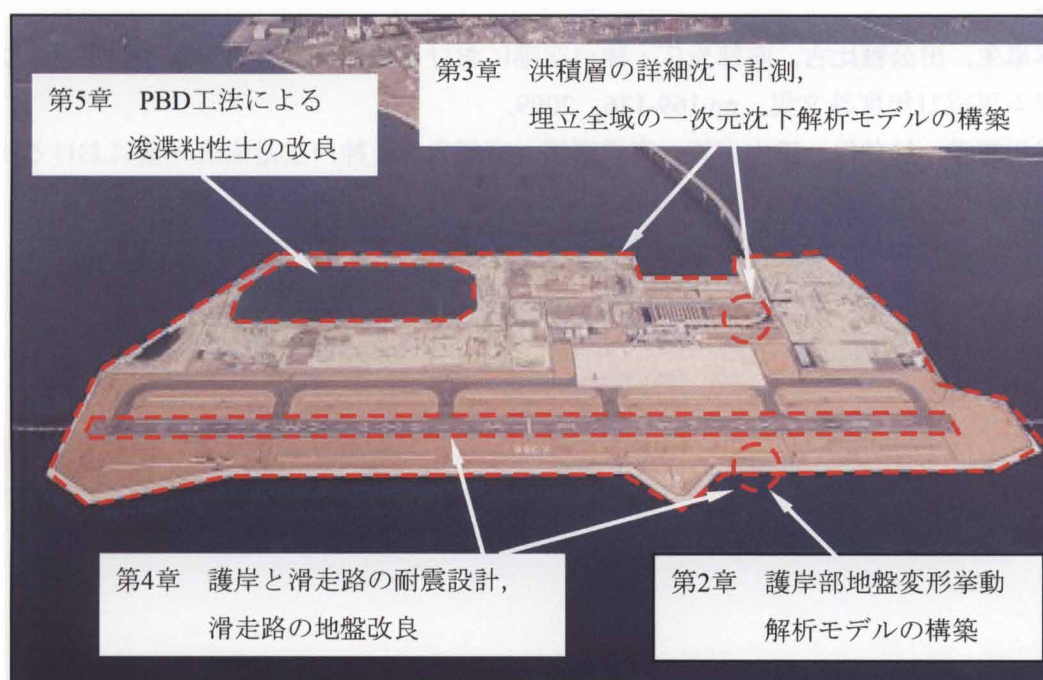


図- 1.18 各章の概要と対象箇所

第1章 序論

参 考 文 献

- 1) 山本卓生, 長谷川憲孝: 神戸港の埋立造成技術, 50周年記念誌, (社)地盤工学会関西支部, pp.58-60, 2008.
- 2) 明渡蒸輔: 六甲アイランドの役割, 基礎工, Vol.20, No.5, pp.2-8, 1992.
- 3) 神戸市開発局: 兵庫県南部地震による埋立地地盤変状調査 (ポートアイランド, 六甲アイランド) 報告書, 平成7年8月, 1995.
- 4) 神戸市, 財団法人建設工学研究所: 阪神・淡路大震災と神戸の地盤—神戸JIBANKUNの構築ならびに地盤と被害の分析—, pp.101, pp.108, 1999.
- 5) (社)地盤工学会関西支部: 海底地盤—大阪湾を例として—, pp.112-113, 1995.
- 6) 大阪湾地盤情報の研究協議会: ベイエリアの地盤と建設—大阪湾を例として—, pp.373-377, 2002.
- 7) 岩崎好規, 香川敬生, 澤田純男, 松山紀香, 大志万和也, 井川猛, 大西正純: エアガン反射法地震探査による大阪湾の基盤構造, 地震2, Vol.46, pp.395-403, 1994.
- 8) 横倉隆伸, 加野直巳, 山口和雄, 宮崎光旗, 井川猛, 太田陽一, 川中卓, 安部進: 大阪湾における反射法深部構造探査, 地調月報, Vol.49, No.11, pp.571-590, 1998.
- 9) 神戸市: 阪神・淡路大震災と神戸の活断層, 1999.
- 10) 長谷川憲孝: 神戸空港島建設における地盤工学的諸問題に関する研究, 神戸大学博士論文, 2008.
- 11) 山本卓生, 田公雅比古, 南部光広: 神戸空港における地盤問題, 第54回地盤工学会シンポジウム平成21年度論文集, pp.169-176, 2009.
- 12) 長谷川憲孝, 松井保, 田中泰雄, 高橋嘉樹, 南部光広: 神戸空港海底地盤における洪積粘土層の原位置圧密挙動, 土木学会論文集C, Vol.62, No.4, pp.780-792, 2006.
- 13) 神戸市みなと総局: 新都市整備事業ガイド, 平成17年度, 2005.

第2章 護岸部地盤変形解析手法の構築

2.1 はじめに

空港島の建設は、1999年9月より始まり、まず工事に先立って地盤調査が行われ、その後、同年11月から本格的な護岸築造工事の着手となった。工事は順調に進み、護岸工事は2001年10月に、着工から約2年という期間で概成し、その後、島内の埋立工事が開始された。滑走路、エプロン、ターミナルビルなどの空港施設については、埋立工事と平行して整備が進められ、2006年1月末に完成した。

第1章で述べたように建設海域の海底地盤には沖積粘土層が厚く堆積している。護岸築造工事にあたっては、水深約16mの地盤上に緩傾斜石積護岸が約2年という短期間で建設されることから、施工に伴って護岸に大きな変形が発生することが予想された。このことは、工事の工程や工事費に大きな影響を与え、設計および施工管理面で十分な検討が必要であった。そこで、工事が先行されて行われる沖合側の緩傾斜石積護岸（写真- 2.1参照）において、事前の変形解析を行うとともに、工事に際しては、地盤の変位、間隙水圧などの挙動を詳細に計測し、そこで得られた値をもとに再解析を行って、当該地盤における変形性状を精度よく表現できる変形解析モデルを構築することとした。

これらのことより、本章では、海底地盤の変形が構造物に与える影響を評価するために、精度の高い解析手法を構築した経緯と結果について述べる。



写真- 2.1 変形解析対象護岸断面位置

2.2 解析モデルと解析の流れ

海底地盤上の複雑な変形挙動を予測するためには、間隙水の移動を考慮できるとともに、地盤材料の非線形性、時間依存性を考慮できること、せん断に伴う体積変化特性（ダイラタンシー特性）を考慮できることなどが必要である。このことより、解析モデルとしては、関口・太田による弾・粘塑性モデル¹⁾を導入することとした。

解析にあたっては、護岸工事着工前に実施した土質調査結果から地盤や埋立材料のパラメータを設定し、写真- 2.1に示す解析対象断面において事前予測を行った。その後、工事着手に伴って現地で計測した結果と、予測値との比較を行い、問題点を整理するとともに、施工手順やパラメータの精査、排水境界条件等の見直しを行い、改めて解析を行い、予測値の見直しを行った。図- 2.1に事前解析から再解析までの流れを示す。

2.3 動態観測

2.3.1 地層構成

図- 2.2に工事前の海底面コンターおよび解析対象断面位置を示す。建設海域の水深は、図- 2.2に示すようにKP-15.5~17mで大きな変化はなく、海底面はほぼ水平である。海底地盤は上部より沖積層の粘土層 (Ma13)、砂層 (Asc)、および洪積層の砂層 (Ds1~3)、粘土層 (Ma12)、砂層 (Ds4) に分類される（後出の図- 2.8参照）。

沖積層下端（Asc下端）およびMa12層下端のコンター図を図- 2.3,図- 2.4に示す。各地層は全体的に北西から南東方向へ傾斜する傾向にあり、南東部ほど厚くなる傾向にある⁵⁾。

<事前解析>

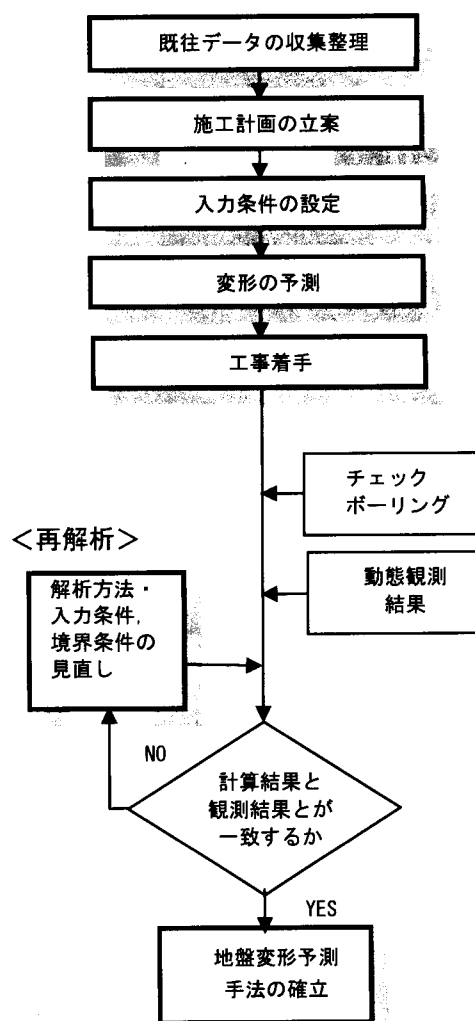


図- 2.1 解析の流れ

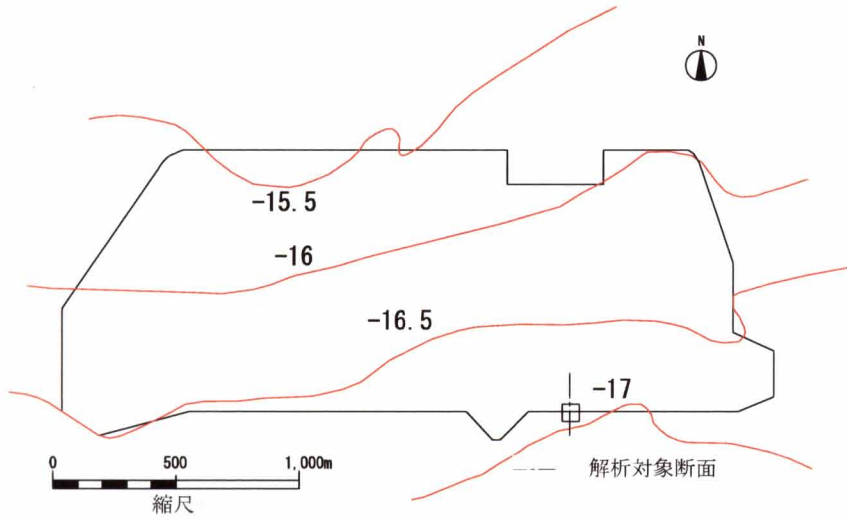


図- 2.2 旧海底面コンター

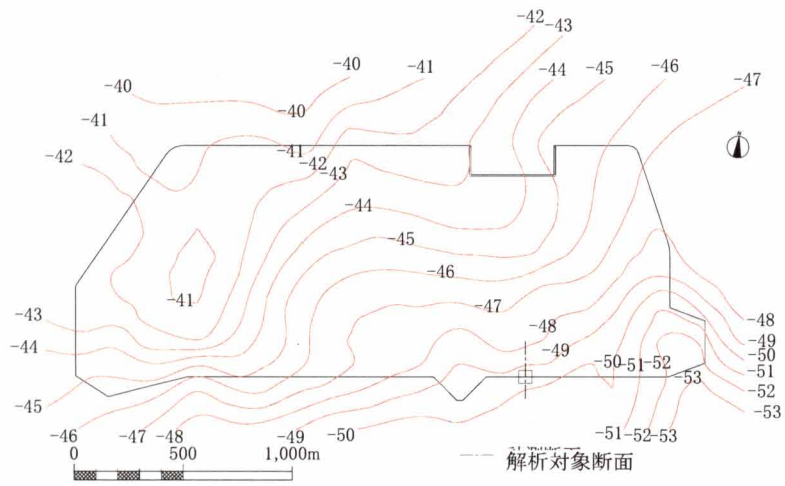


図- 2.3 沖積層下端面コンター

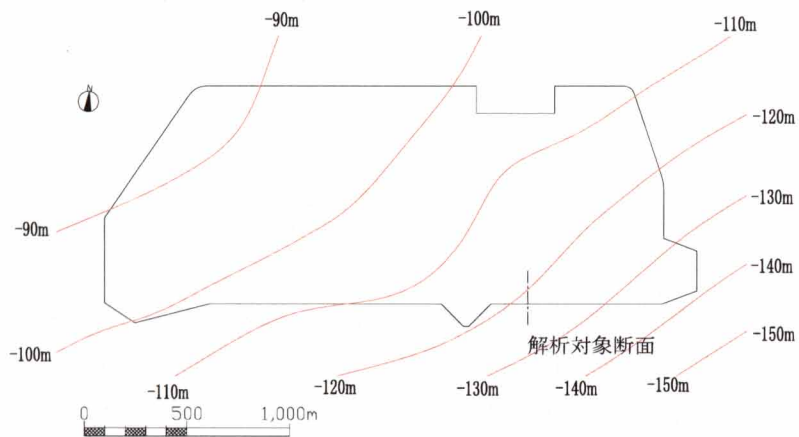
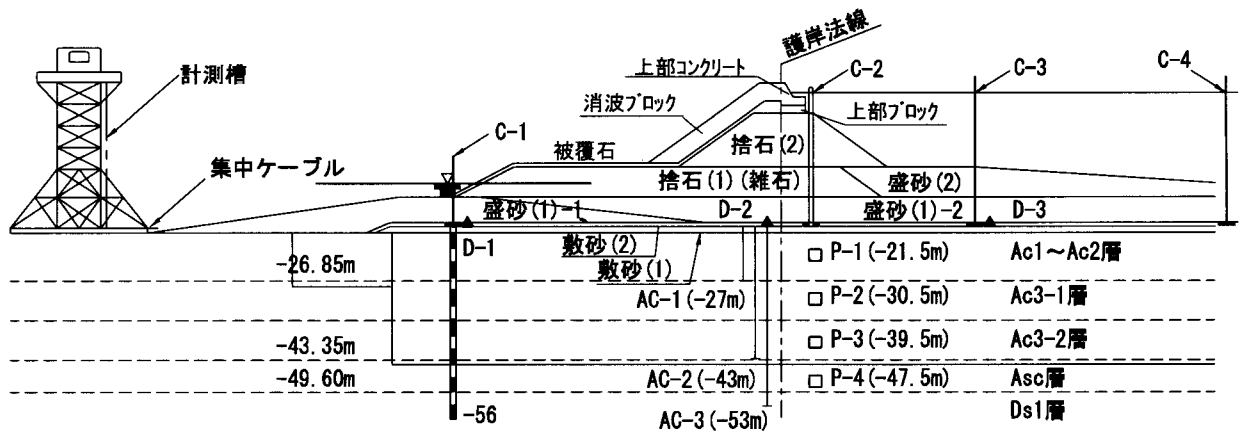


図- 2.4 Ma12層下端面コンター

第2章 護岸部地盤変形解析手法の構築

2.3.2 計測断面および計器の配置

解析対象断面と同一位置において沖積層の詳細な動態観測を実施しており、南護岸東側の代表的なデータが得られている^{2)~4)}。動態観測では、図- 2.5に示すように、沖積層の粘土層 (Ac1~3)、砂質粘土層 (Asc)、および洪積層の砂層 (Ds1) を対象に計測機器を設置した。護岸法線上にはアンカーロード式沈下計、間隙水圧計を設置した。また、あらかじめ護岸の安定計算を実施し、法尻付近に下方吸収型固定式傾斜計を設置した。土圧計は護岸全体の載荷荷重を把握するため、護岸下3箇所を設置した。さらに海底面には沈下板を設置して、海底面全体の沈下を計測した⁴⁾。



(注) 図中の深度表示は神戸港基準潮位 (KP) で表している。

| 測定項目 | 計測機器名 | 記号 | 個数 | 計測地点名 |
|------|-------------|----|----|-----------|
| 沈下量 | アンカーロード式沈下計 | — | 3 | AC-1~AC-4 |
| | 沈下板 | — | 4 | C-1~C-4 |
| 間隙水圧 | 間隙水圧計 | □ | 4 | P-1~P-4 |
| 水平変位 | 固定式傾斜計 | — | 1 | |
| 土圧 | 土圧計 | ▲ | 3 | D-1~D-3 |



※C-4は護岸法線より165mの地点に位置する。

図- 2.5 計測機器設置状況

2.3.3 護岸工事実施工程

動態観測を実施した護岸断面の工事実施工程を表- 2.1に、施工中の盛土高さの時系列図を図- 2.6(a)に示す。

平成11年9月に始まった護岸工事は事前土質調査などの準備工の後、平成11年12月から沖積粘土層の圧密促進を目的にサンドドレーン工法による地盤改良工を実施した。その後、平成12年7月に護岸の基礎となる盛砂工や捨石(1)工の施工を開始した。捨石(1)工の施工後、海底地盤の強度増加と安定を図るため放置期間を設け、チェックボーリング (CB1) による強度増加確認後、平成13年7月から緩傾斜石積護岸の本体となる捨石(2)工を施工した。捨石(2)工施

工後、上部工施工前にもチェックボーリング（CB2）による海底地盤の強度増加の確認を行い、平成14年4月から上部工を施工し、平成14年9月に護岸が完成した。

表- 2.1 護岸工事実施工程表

| 工種区分 | 年月 | 平成 11 年度 | | | | | | | 平成 12 年度 | | | | | | | | | | | | |
|----------|----|----------|----|----|----|---|---|---|----------|---|---|---|---|---|----|----|----|---|---|---|--|
| | | 9 | 10 | 11 | 12 | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 | 11 | 12 | 1 | 2 | 3 | |
| 1. 準備工 | | ■ | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 2. 地盤改良工 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 敷砂工 | | | | | ■ | | | | | | ■ | | | | | | | | | ■ | |
| サンドドレーン工 | | | | | ■ | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 3. 基礎工 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 盛砂工 | | | | | | | | | | | | | ■ | | | | | | ■ | | |
| 捨石(1)工 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | ■ | | |

| 工種区分 | 年月 | 平成 13 年度 | | | | | | | | | | 平成 14 年度 | | | | | | | | | |
|--------------|----|----------|---|-----|---|---|---|----|----|----|---|----------|---|---|---|---|---|---|---|----|--|
| | | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 | 11 | 12 | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 | |
| 4. 本体工 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 捨石(2)工 | | | | CB1 | ■ | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 被覆石工 | | ■ | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 5. 上部工 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 上部ブロック据付工 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 上部コンクリート工 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 吸出防止工 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 6. 消波ブロック据付工 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |

2.3.4 動態観測結果

動態観測は、盛砂工施工前の平成12年6月から計測を開始している。動態観測結果の概要を図- 2.6および図- 2.7に示す。

(1) 沈下板 (C-1, C-2, C-3, C-4)

沈下板により海底面の沈下量を測定しており、図- 2.6(b)によると護岸法線部 (C-2) で4年半の間に7m強の沈下があった。

(2) アンカーロード式沈下計 (AC-1, AC-2, AC-3)

アンカーロード式沈下計により、沖積粘土の層別沈下量を測定しており、図- 2.6(c)によると沖積層全体で約6mの沈下があった。また、沖積粘土層においては上層部の沈下量が大きく、Asc層の沈下、すなわちAC-2とAC-3の差が小さい傾向がわかる。なお、沈下板との沈下量の違いは、測定開始時期の違いと洪積層の沈下によるものである。

(3) 下方吸収型固定式傾斜計

下方吸収型固定式傾斜計は、荷重の増加に伴う海底面の沈下の影響を考慮しながら計測を行った。図- 2.6(d)および図- 2.7によると、Asc層上面を固定点としてそれより上方の沖積粘土層は深度が浅くなるにしたがってほぼ直線的に水平変位が大きくなり、旧海底面で最大88cmの水平変位量が発生した。

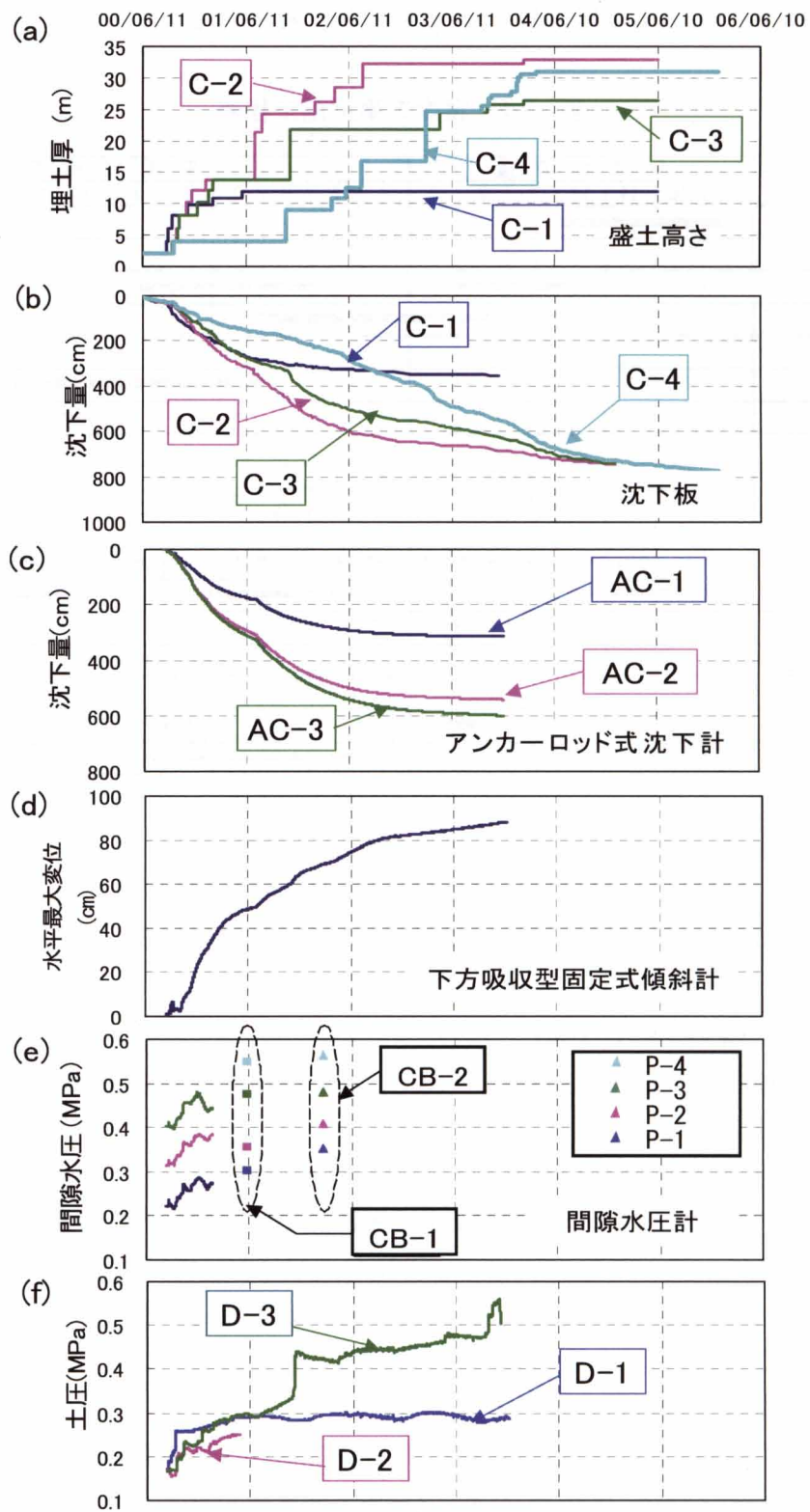


図- 2.6 動態観測結果(1)

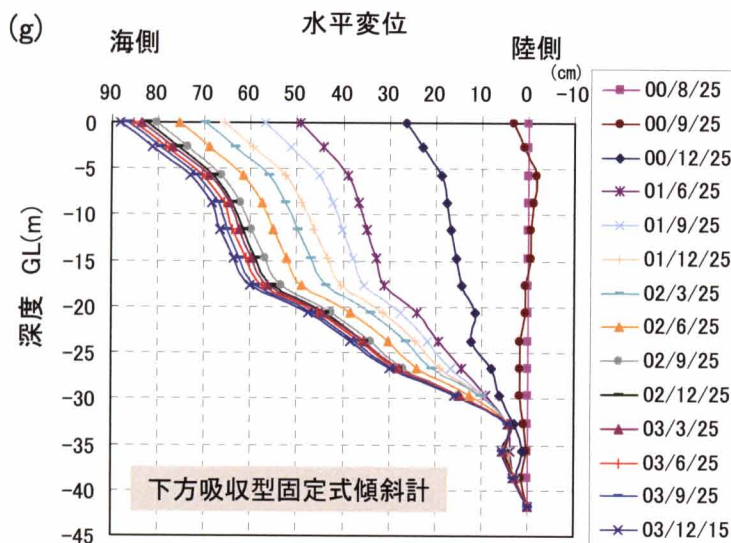


図- 2.7 動態観測結果(2)

(4) 間隙水圧計 (P-1, P-2, P-3, P-4)

間隙水圧計は、深度方向に4箇所設置した。このうちP-1～P-3については埋立に伴う間隙水圧の変化が把握できた。図- 2.6(e)によると、荷重が増加する時に、それに対応する間隙水圧が発生している。しかしながら、間隙水圧計は捨石(1)施工後、信頼性のあるデータが得られなくなったので、それ以降についてはチェックボーリング時 (CB1, CB2) に間隙水圧を測定し、その値を同図にプロットしている。これによっても、埋立の進行とともに間隙水圧が増加していることがわかる。なお、潮位変動の影響については、間隙水圧計の測定水圧から基準潮位(KP±0m)に対する静水圧を差し引いて補正している。

(5) 土圧計 (D-1, D-2, D-3)

図- 2.6(f)によると、D-1, D-3の土圧計については、埋立荷重が増加するときに土圧も増加する傾向を示し、その値もほぼ埋土荷重に相当している。なお、D-2土圧計については、埋立途上で計測不能となっており、埋立初期の値しか得られていない。

2.4 事前解析

空港島およびその基礎地盤の挙動を予測するにあたり、①間隙水の移動を考慮できること、②地盤材料の非線形性、時間依存性を考慮できること、③せん断に伴う体積変化特性 (ダイレタンス特性) を考慮できることの3つが重要なポイントとなった。このことより、解析モデルとしては、関口・太田による弾・粘塑性構成モデル¹⁾を採用し、多次元・土/水連成有限要素法⁶⁾で解析することとした。モデルの中で粘土層は弾・粘塑性体とし、砂質土層および

第2章 護岸部地盤変形解析手法の構築

埋立土は、線形弾性体とした。

2.4.1 事前解析の内容

施工段階を詳細なステップに分割することで実工程の状態に近づけ、施工に伴う地盤挙動を解析した。なお、解析にあたっては、護岸縦断方向がほぼ同じ施工条件であるため、二次元断面での解析が適用できる条件である。

解析にあたっては、施工前地盤調査結果をもとに、地盤や埋立土の材料パラメータを決定した。また、サンドドレーン（SD）打設による排水性向上と側方拘束の影響を考慮するとともに、実施工段階における境界条件の時間的変化について検討を行った。

(1) 解析モデル

図- 2.8に示すように、当該地盤の地層構成は、上位より埋立土（護岸部、埋立部）、沖積粘土層（Ma13, Asc）、洪積砂層（Ds1～3）、洪積粘土層（Ma12）、洪積砂層（Ds4）よりなる。

沖積粘土層（Ma13）は、土層性状より、土部からAc1, Ac2, Ac3-1, Ac3-2の4層に区分するとともに、地盤改良域としてSD①（SD間隔：2.5m×2.5m）、SD②～③（SD間隔：3.0m×3.0m）の領域を設定した。Asc層は砂分を多く含む粘土層であり、透水係数がMa13層に比べて大きいことから、サンドドレーンは貫通させていない。洪積粘土層（Ma12）は物性の性状より上部層（U層）、中部層（M層）、下部層（L層）に分けられる。沖積層はほとんど傾斜していないが、洪積層については図- 2.3および図- 2.4に示すように北西方向より南東方向に向かって緩く傾斜しており、傾斜の程度は下部層になるほど少しずつ急になっている。

図- 2.9に解析メッシュを示したが、作成にあたっては、図- 2.8の地層状況を正確に表せるように配慮した。各層の物性値については、各種土質試験結果を地層毎に整理して、解析に用いる値を設定した。設定した地盤定数を図- 2.10、図- 2.11に示す。解析モデルにおいては、左右の境界排水条件を、砂質土層では排水、粘性土層では非排水とした。また、境界拘束条件は、最下面を水平・鉛直・回転ともに固定、側面では水平を固定とした。

(2) 入力パラメータ

(ア) 埋立土、洪積砂層

埋立土（護岸部、埋立部）および洪積砂層（Ds1～Ds4）は粘土層に比べると圧縮量がかなり小さく、荷重の作用とともに瞬時に圧縮が終了すると考えられるので、線形弾性体としてモデル化した。なお、変形係数は、N値よりヤング率 $E=700N$ （kN/m²）の関係式より求めた。ポアソン比（ ν ）は一律に $\nu=0.33$ とし、単位体積重量、透水係数は試験値より設定した。

(イ) 沖積・洪積粘土層

沖積粘土層（Ac1～Ac3, Asc）、洪積粘土層（Ma12）は弾・粘塑性モデルと考え、各種地盤調査結果と飯塚の提案する入力パラメータ決定シート⁶⁾にしたがって、表- 2.2、図- 2.10およ

び図- 2.11のように設定した. 図- 2.10および図- 2.11では, 護岸工事の着工に先立って平成11年9月~12月に実施された事前土質調査の結果を使用しており, 図- 2.12の事前土質調査位置図に示す解析対象断面が属する2ブロックの土質調査結果を基に地盤定数の採用値を決定した.

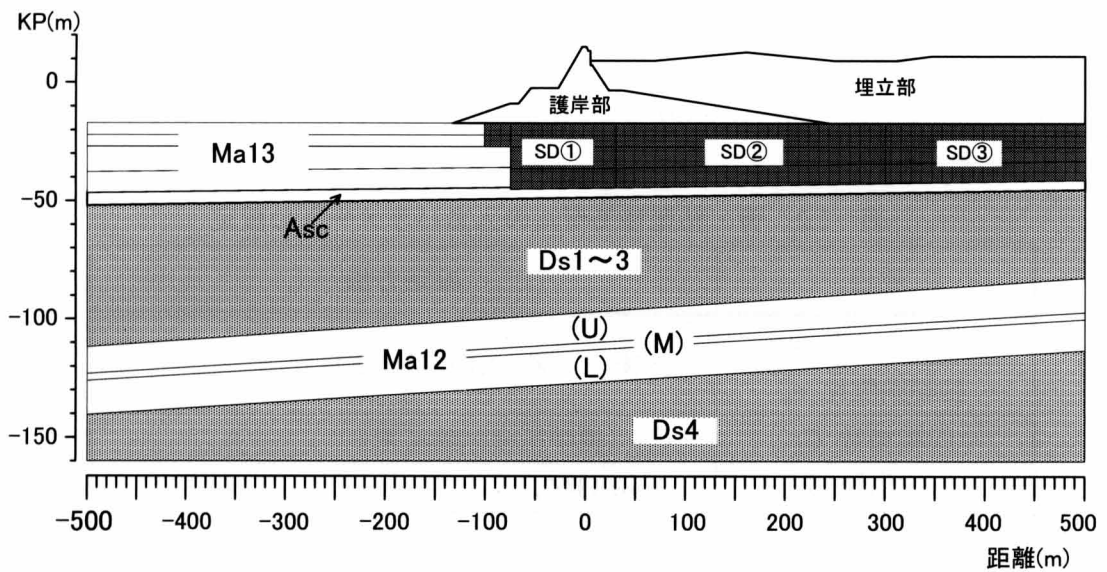


図- 2.8 地層構成

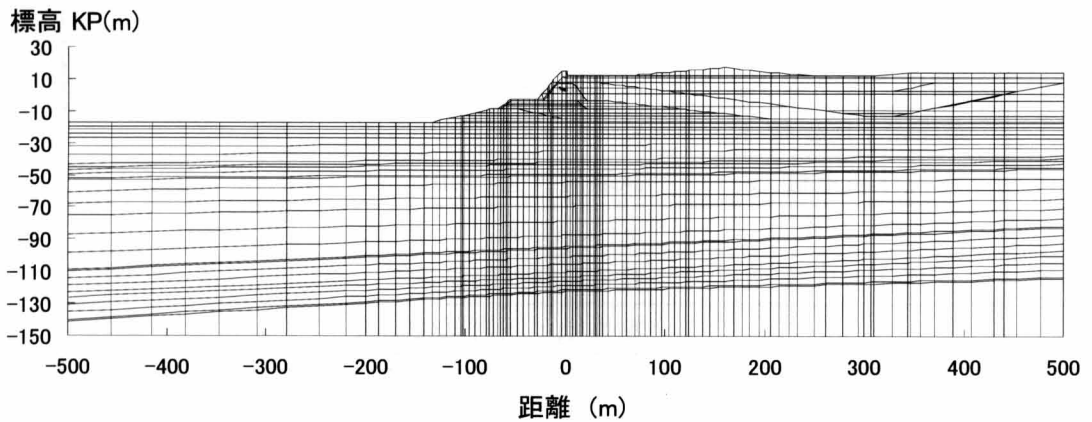


図- 2.9 解析メッシュ (節点数 : 4238, 要素数 : 4130)

大阪湾の洪積粘土層は擬似過圧密粘土であり, 埋立荷重により地盤内応力が圧密降伏応力付近に達すると大きな二次圧密が生じることが知られている⁷⁾. このことより二次圧密は埋立荷重によって地盤内応力が圧密降伏応力を少し上回るMa12層では考慮した. 一方, 初期の圧密降伏応力が小さく, 埋立荷重による地盤内応力が圧密降伏応力を大きく上回る沖積粘土層は考慮しなかった. この理由として, 擬似過圧密状態はセメンテーションや二次圧密の進行

第2章 護岸部地盤変形解析手法の構築

など、年数の経過とともに表れ、堆積してからの経過年数が短い沖積粘土層は擬似過圧密度が小さいことによっている。すなわち、年代の新しい地層は高位構造が発達しておらず、大きな二次圧密が生じないこととなる。このことは、神戸空港海底地盤より採取された洪積粘土層の長期圧密試験でも確認されており、古い年代の地層ほど二次圧密係数が大きくなっている⁷⁾。さらには、沖積粘土層においては埋立荷重が作用すると、作用力が圧密降伏応力を大きく上回り、一次圧密時に高位構造が破壊されて、大きな二次圧密が生じないこととなる。このことは、埋立進行後に空港島内で計測された沖積層の沈下傾向よりも明らかとなっている⁹⁾。これらのことより、沖積粘土層については二次圧密を考慮しないこととした。

表- 2.2 弾・粘塑性モデルの入力パラメータの設定

| 物性 | 設定方法 |
|-----------------------|--|
| 自然含水比 w_n | 試験値 (図- 2.10, 図- 2.11) |
| 初期間隙比 e_0 | |
| 圧縮指数 C_c | C_{c1} (標準圧密試験結果) |
| 圧縮指数 λ | $\lambda = 0.434C_c$ |
| 塑性指数 I_p | 試験値 (図- 2.10, 図- 2.11) |
| 有効内部摩擦角 Φ' | |
| 臨界状態指数 M | $M = 6 \sin \Phi' / (3 - \sin \Phi')$ |
| 膨潤指数 κ | 沖積層 $\kappa = 0.55 \lambda$, 洪積層 $\kappa = 0.1 \lambda$ |
| ダイルタンジ係数 D | $D = (\lambda - \kappa) / M(1 + e_0)$ |
| 静止土圧係数 K_0 | $K_0 = 1 - \sin \Phi'$ |
| 過圧密土圧係数 K_i | $K_i = K_0(\text{OCR})^{0.54 \exp(-I_p/122)}$ |
| 単位体積重量 γ_t | 試験値 (図- 2.10, 図- 2.11) |
| ポアソン比 ν | $\nu = K_0 / (1 + K_0)$ |
| 二次圧密係数 α | 長期圧密試験結果 |
| 透水係数 K | 粘性土：圧密試験結果 |
| | 砂質土：透水試験結果 |
| | SD部：矢部らの方法 ¹⁰⁾ |
| 初期体積ひずみ速度 \dot{v}_0 | Ma12層のみ設定。初期体積ひずみ速度を計算で算出。 |

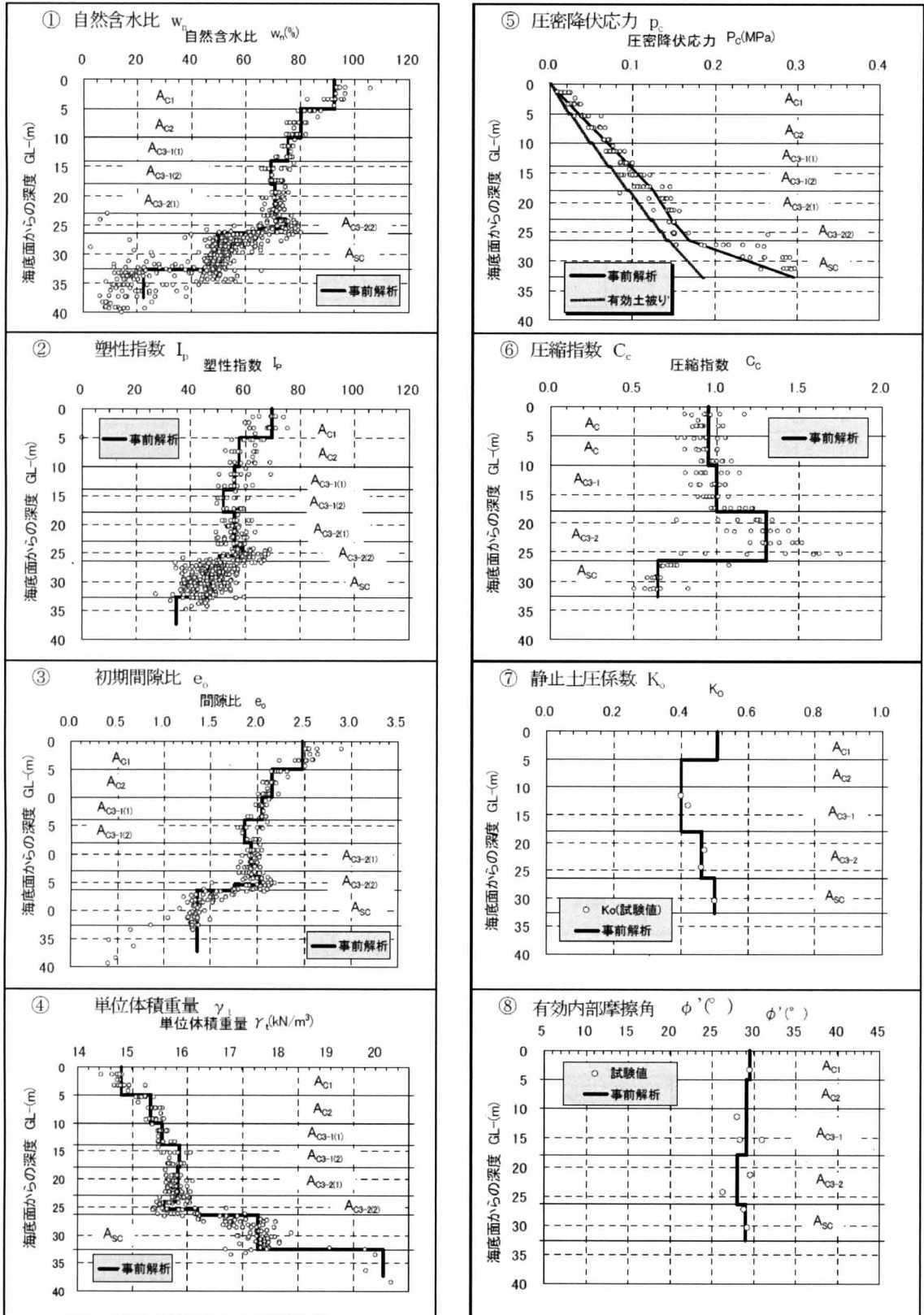


図- 2.10 地盤定数深度分布 (沖積粘土層)

第2章 護岸部地盤変形解析手法の構築

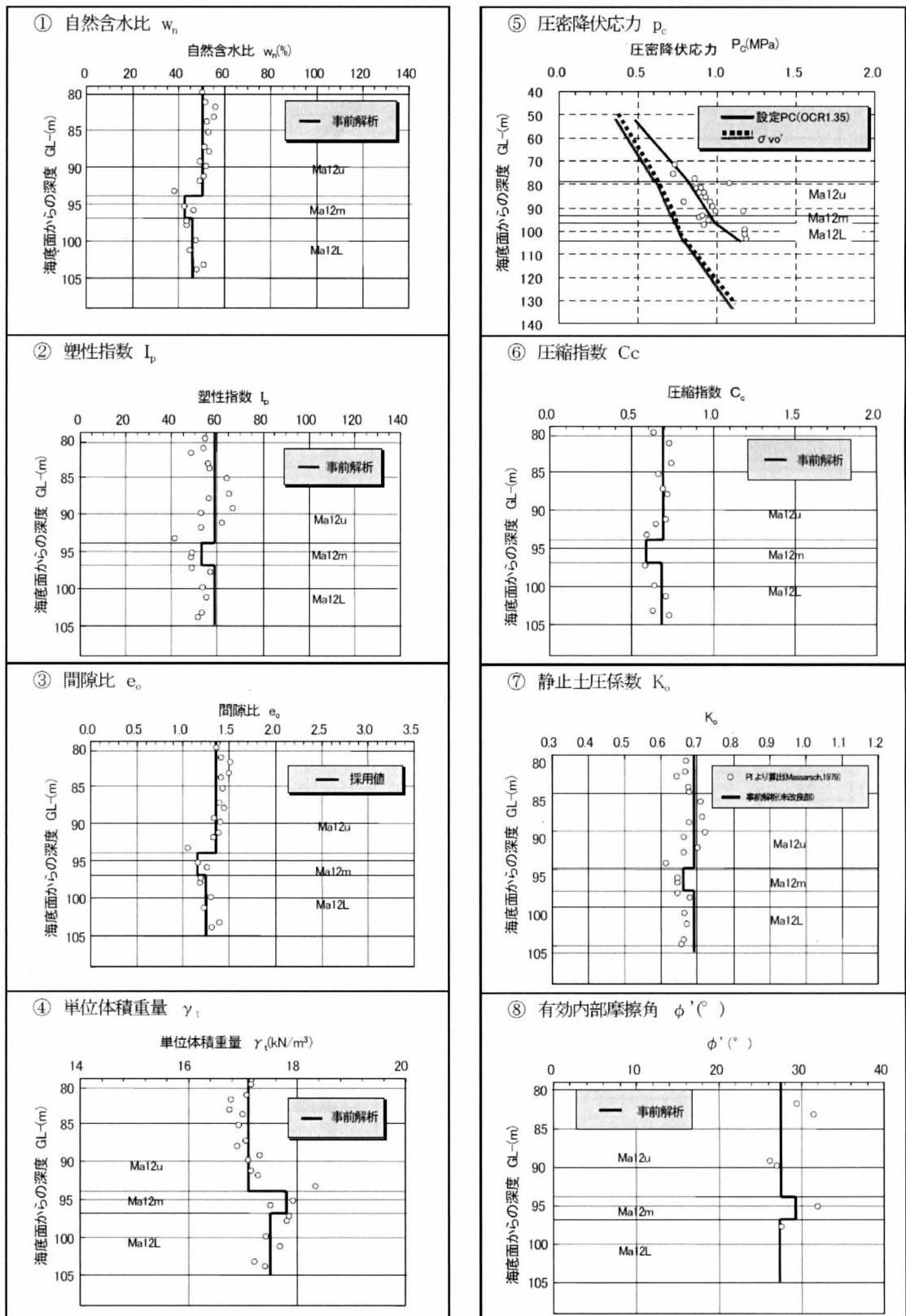


図- 2.11 地盤定数深度分布（洪積粘土層）

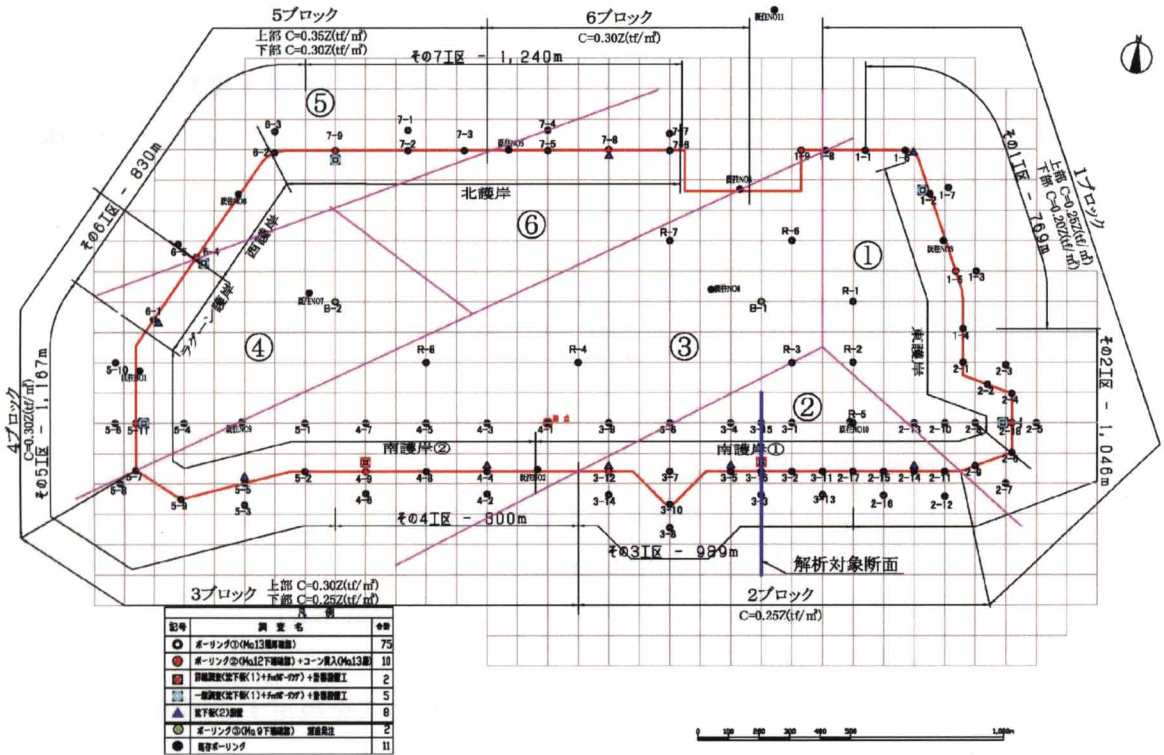


図- 2.12 事前土質調査位置図

沖積粘土層および洪積粘土層の物性値設定にあたっての考え方は以下の通りである。

a) 圧縮指数 C_c

圧密試験結果より C_c を設定した。なお、当該地における圧密曲線の勾配は図- 2.13に示すように、圧密降伏応力 (p_c) を超えると急勾配となり、その後、減少する。このことより、圧縮指数としては圧密圧力が小さい領域での圧縮指数 (C_{c1}) と圧密圧力が大きい領域も含めた平均的な圧縮指数 (C_{c2}) の2つが得られることになる。事前解析では、最終沈下量が少し大きく評価されることになるが、正規圧密領域に入った直後の状態が正確に表せるように、 C_{c1} を採用した。

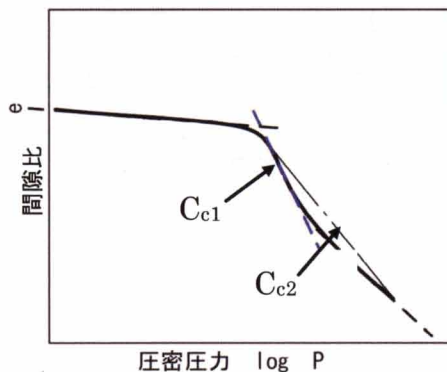


図- 2.13 海底粘土層の e - $\log P$ 曲線の傾向

第2章 護岸部地盤変形解析手法の構築

b)SD改良部の透水性

SD改良域は複合地盤として取扱い、矢部ら¹⁰⁾の提案する見かけの透水係数(圧密係数)を算出し、現地盤のa倍として設定した。原文では α が用いられているが、表- 2.2の α (二次圧密係数)と区別するためにaとした。

$$C_v^* = \frac{-8T_v H^2}{(F(n)+0.8L)d_e^2 \ln(1-U)} C_h = a C_h$$

ここで、 C_v^* : 換算圧密係数(cm^2/day)

a : 見かけの圧密係数を規定する等価換算係数

d_e : ドレーンの等価有効円直径(cm)

C_h : 粘性土の水平方向圧密係数($\approx C_v$ と仮定) (cm^2/day)

H : 改良深さ(cm)

F(n) : Barronの等ひずみ条件下の放射状圧密理論式を規定する関数

T_v : ドレーン改良地盤の時間係数

(3) 事前解析で用いた工程

護岸ならびに島内の地盤を図- 2.14に示す領域に分割し、当初計画されていた施工計画図より解析に導入する工事工程を決定した (表- 2.3参照)。なお、事前解析では2000年5月時点での計画工程を利用している。

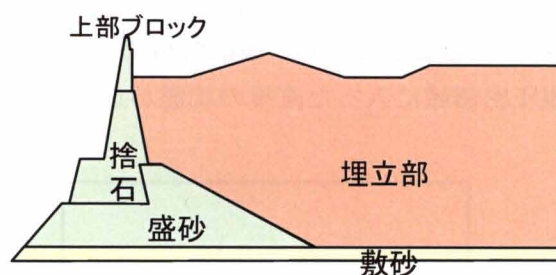


図- 2.14 解析断面 (領域)

表- 2.3 事前解析工程（計画工程）

| STAGE | 施工部 | 解析工程 | 累計(日) | 施工完了日 | 備考 |
|-------|----------|-----------|----------|----------|---|
| 1 | | 初期 | 0 | 00.02.18 | |
| 2 | 敷砂 | 敷砂(1)、SD | 1 | 00.02.19 | |
| 3 | | 放置期間 | 113 | 00.06.10 | |
| 4 | | 敷砂(2) | 114 | 00.06.11 | 2000.06.11 より計測開始 (b)沈下板 |
| 5 | | 放置期間 | 128 | 00.06.25 | |
| 6 | | 護岸部 | 盛り砂(1)-1 | 129 | 00.06.26 |
| 7 | 放置期間 | | 153 | 00.07.20 | |
| 8 | 盛り砂(1)-2 | | 154 | 00.07.21 | |
| 9 | 放置期間 | | 245 | 00.10.20 | 2000.08.22 より計測開始 (c) アンカーロード式沈下計 |
| 10 | 捨石(1) | | 246 | 00.10.21 | |
| 11 | 放置期間 | | 276 | 00.11.20 | (d) 固定式傾斜計 |
| 12 | 盛砂(2) | | 277 | 00.11.21 | (e) 間隙水圧計 |
| 13 | 放置期間 | | 452 | 01.05.15 | (f) 土圧計 |
| 14 | 捨石(2) | | 479 | 01.06.11 | |
| 15 | | 放置期間 | 509 | 01.07.11 | 2001.06.02~06.05 |
| 16 | 埋立部 | 埋立①②,③-1 | 610 | 01.10.20 | 間隙水圧を測定 CB1(P1~P4) |
| 17 | 護岸部 | 上部工① | 611 | 01.10.21 | |
| 18 | 埋立部 | 埋立①②,③-2 | 690 | 02.01.08 | |
| 19 | | 放置期間 | 691 | 02.01.09 | |
| 20 | 埋立部 | 埋立④-1 | 725 | 02.02.12 | |
| 21 | 護岸部 | 消波ブロック(1) | 726 | 02.02.13 | |
| 22 | 埋立部 | 埋立④-2 | 740 | 02.02.27 | 2002.02.26~03.01 間隙水圧を測定 CB2(P1~P4) |
| 23 | 護岸部 | 上部工② | 741 | 02.02.28 | |
| 24 | 埋立部 | 埋立④-3 | 863 | 02.06.30 | |
| 25 | 護岸部 | 消波ブロック(2) | 864 | 02.07.01 | |
| 26 | 埋立部 | 埋立④-4 | 874 | 02.07.11 | |
| 27 | | 埋立⑤ | 1055 | 03.01.08 | |
| 28 | | 放置期間 | 1056 | 03.01.09 | |
| 29 | | 埋立⑥ | 1238 | 03.07.10 | |
| 30 | | 放置期間 | 1239 | 03.07.11 | |
| 31 | | 埋立⑦ | 1421 | 04.01.09 | |
| 32 | | 放置期間 | 1422 | 04.01.10 | |
| 33 | | 放置期間 | 1877 | 05.04.09 | |
| 34 | | 開港 | 1878 | 05.04.10 | |

第2章 護岸部地盤変形解析手法の構築

2.4.2 事前解析結果と実測値との比較

工事開始以降、沈下板による海底面の沈下、粘土層内の水平変位および層別沈下量、間隙水圧、土圧が計測された。以下、計測項目毎に解析結果と実測値との比較結果について述べる。

(1) 沈下量

2002年6月初旬の実測沈下量と解析値との比較結果を図- 2.15に示す。それによると沈下量の分布は、全体的に解析値が実測値を少し上回っている。次に時間～沈下関係に着目すると、全体的に解析値が実測値より早く沈下が進行する傾向にあり、最大で1m強の相違が両者の間に認められる。

(2) 水平変位深度分布

図- 2.16にチェックボーリング時（圧密終了間際）の水平変位の実測値と解析値との比較を示す。実測水平変位は深度が浅くなるにしたがって直線的に増加し、旧海底面で最大となっている。一方、解析値は沖積粘土層中央付近で最大を示し、全体に弓型の分布を示す。また、解析値は、実測値と比較して変位量が大きい。

(3) 間隙水圧

図- 2.17および図- 2.18に示すチェックボーリング時の間隙水圧の実測値と解析値との比較では、チェックボーリング2（CB2）の時点で、Ma13層（SD改良部）の実測値が解析値よりもわずかに大きくなっている。この現象はMa13層の中央部で小さく、上部と下部で両値の離れが大きくなっている。一方、未改良部(ASC層)では、実測値と解析値とがほぼ一致している。

(4) 事前解析結果の考察

事前解析結果と実測値とを比較すると、図- 2.16に示すように水平変位の深度分布に大きな違いが見られた。事前解析結果は実測値より大きく、深度方向の分布形状も大きく異なっている。この原因としては、SD部では実測の間隙水圧等時曲線が深度方向にほぼ等圧に分布すると考えられるのに対して、計算では排水境界を上下端としているため、弓形となっている。すなわち、現状のモデルでは、SD改良域上端部、下端部では圧密の進行を早く評価し、中央部では遅く評価することになる。

実際のSD部の深度方向圧密度は、ほぼ一定であるので、SD改良端部（表層部：Ac1層）およびSD改良域下端部（Ac3層下端）における、ある時刻での圧密は、事前予測結果ほど進んでいないことになる。したがって、強度も剛性も解析値ほど高くはなっていない。このことは、護岸法線部のような左右非対称の荷重が作用するところでは、表層部に大きな側方流動（せん断変形）を生じることになる。一方、中間部のAc2層およびAc3層では、解析値より圧密が進んでいると考えられることから、強度・剛性も高まり、水平変形も大きくはならない。これが実測値と計算値との乖離の理由であると考えられる。

このことより、現状の解析モデルを改良しなければ、水平変位発生形状は正しく表せないものと考えられた。なお、図- 2.17では、実測間隙水圧と解析値との間に大きな差がないが、

同図に示す値は各施工段階における放置期間終了間際の値（圧密終了間際の値）であり，大きな過剰間隙水圧が残った状態ではないことになっている。

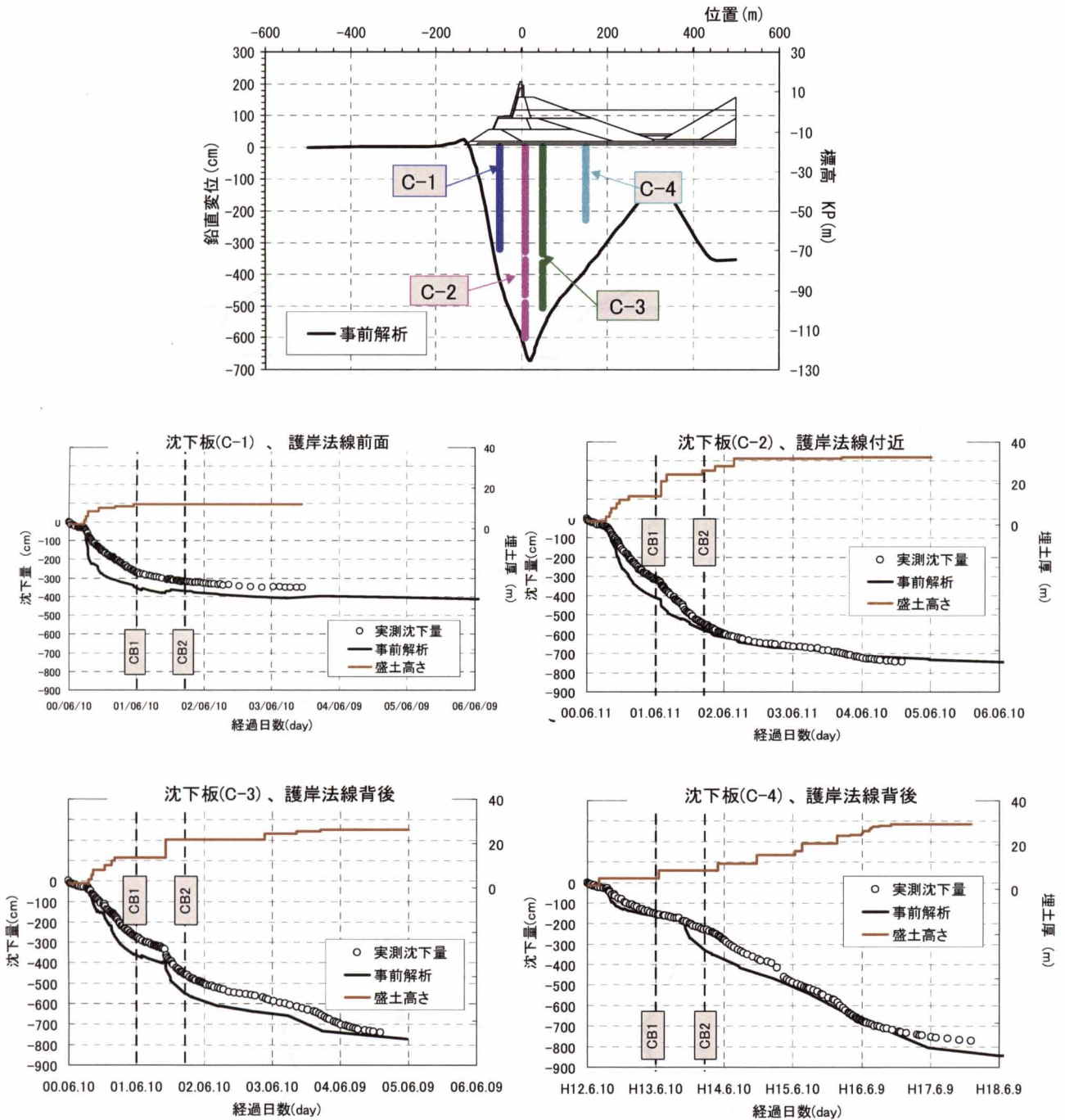


図- 2.15 沈下量の実測値と事前解析値との比較

第2章 護岸部地盤変形解析手法の構築

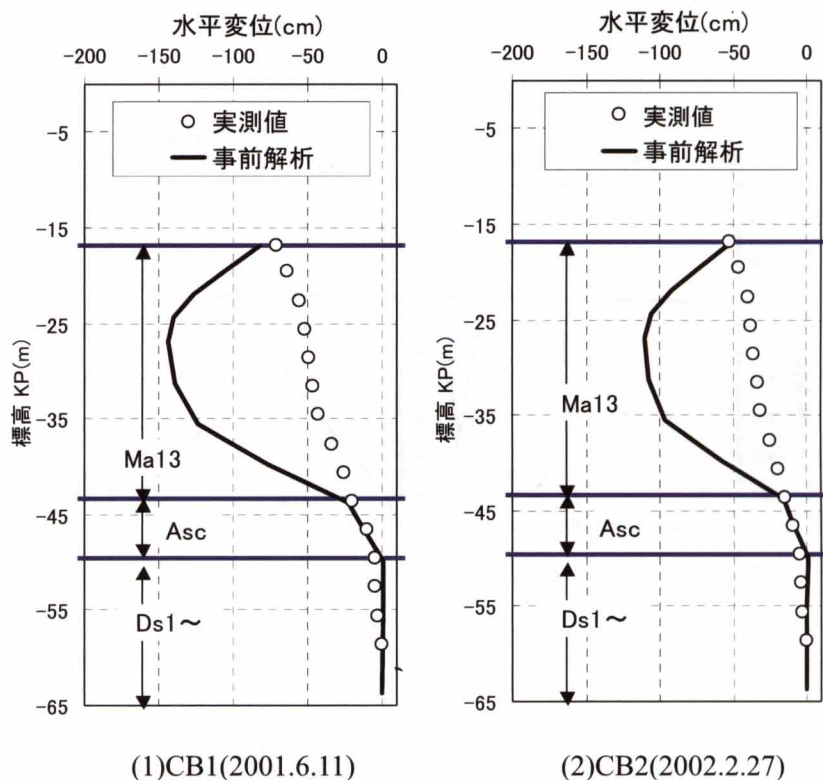


図- 2.16 水平変位の実測値と解析値との比較

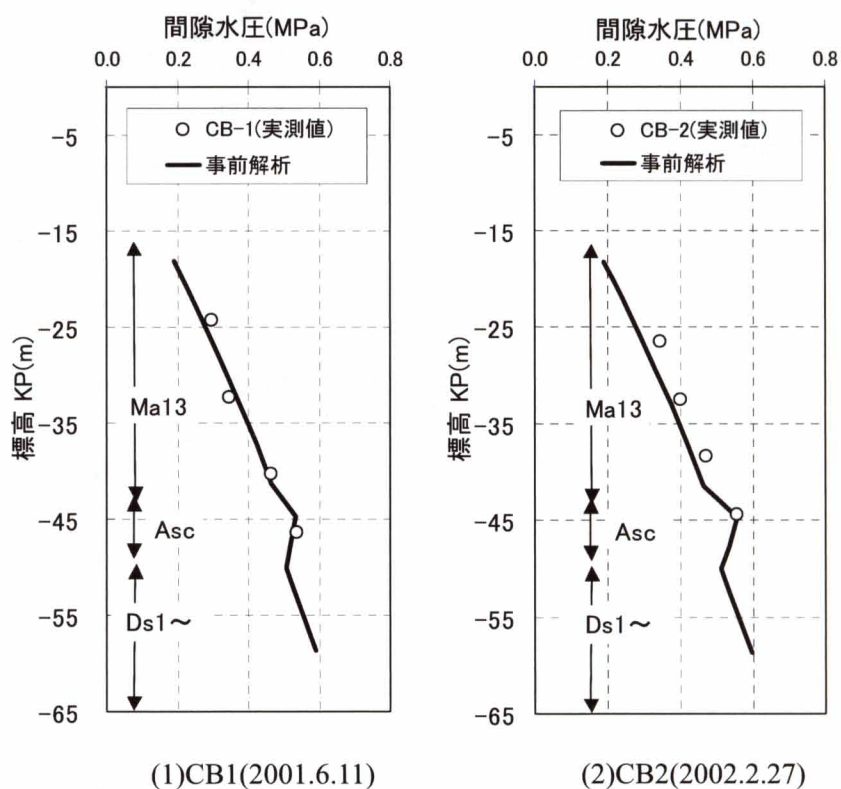
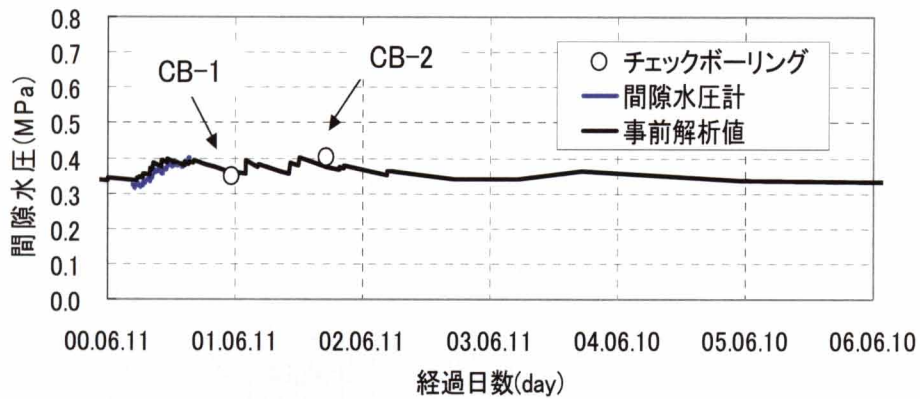
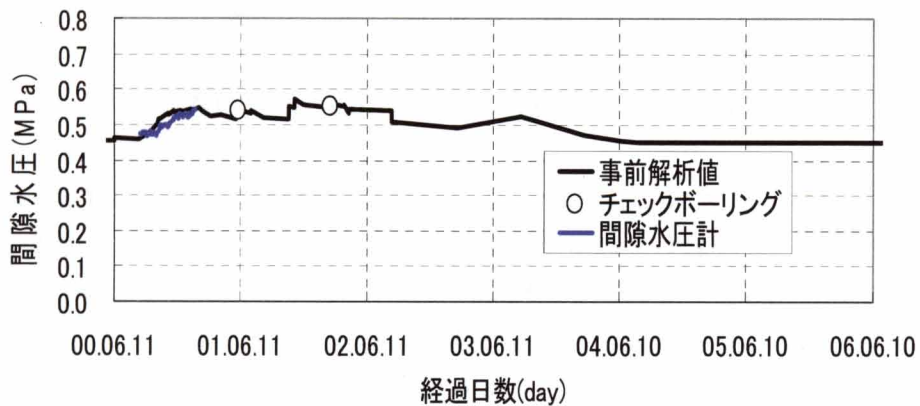


図- 2.17 間隙水圧の実測値と解析値との比較（深度方向）



(1)Ma13中央(SD改良部)(KP-25m付近)



(2)Asc(未改良部)(KP-45m付近)

図- 2.18 間隙水圧の実測値と解析値との比較 (時系列)

2.5 再解析

2.4節での検討結果をもとに、解析の精度向上を図るため、モデル改良ならびに入力条件の見直しを行って、再解析を行うこととした。

2.5.1 再解析の内容

(1) SD部の排水境界の改良

事前解析では、SD改良部に鉛直方向の砂杭をメッシュとしてモデル化することはせず、SD改良部全体を一つの地層として扱っていた。再解析においては、SD改良部の圧密過程を正確に表現するため、世良ら¹¹⁾が提案するSD改良部内部に鉛直方向の排水境界を設けることと

第2章 護岸部地盤変形解析手法の構築

した。モデルの作成にあたっては、図- 2.19に示すようにSD部に鉛直方向の排水境界を設け、モデルの排水距離と実施工のSDピッチより、沖積粘土層の水平方向圧密係数をモデルの排水境界間隔に合わせて換算値を求め、解析に用いた¹¹⁾。

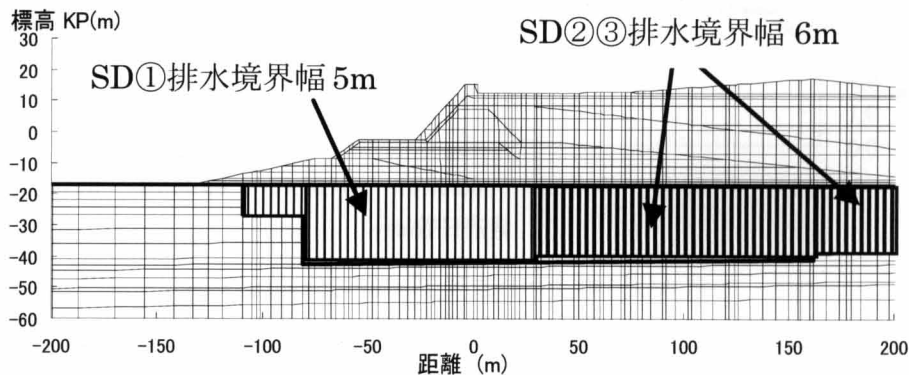


図- 2.19 再解析におけるSD部の排水境界

本解析においては、図- 2.19に示すように、モデルの排水境界を実際のSDピッチの2倍の幅で設けることとした。すなわち、領域SD①(SD間隔2.5m×2.5m)では、排水境界幅5m、領域SD②③(SD間隔3.0m×3.0m)では排水境界幅6mとした。ここで排水境界を実地盤の2倍としたのは、解析時間を短縮するためである。換算圧密係数を用いることによって、ドレーン間各部の圧密の進行は実地盤と多少異なるが、ドレーン間中央部においては実地盤の挙動と一致すると判定されるので、ドレーン間中央部に設置されている間隙水圧計や沈下板、傾斜計計測値との対比が可能である。なお、過去の解析事例によると、この方法によってモデル化した地盤の応力経路は実際のドレーンピッチに合わせてドレーン要素を設置した場合とほぼ一致することが確認されている¹¹⁾。このことより、入力値については、メッシュ間隔に応じて、換算圧密係数を求めて入力した。例えばSD①では $\{(2.5 \times 2/2)/(2.5/2 - 0.2(\text{SDの半径}))\}^2 C_v \doteq 6C_v$ となり、6倍の C_v 値を与えた。同様の計算をするとSD②では約 $5C_v$ となる。なお、解析モデルでは排水境界のみを与え、SDそのものはモデル化しなかった。

(2) 入力パラメータの変更

再解析で改良した入力パラメータを表- 2.4に示す。

(ア) 埋立土を弾性から弾・粘塑性モデルに変更

図- 2.7に示す傾斜計観測結果では沖積層上端部の水平変位量が最も大きくなっている。このことは沖積層上部に分布する埋立層下端も大きな水平変位を生じている可能性があり、埋立層が当初想定した線型弾性体でない可能性が高くなった。あわせて、埋立土は水中投下されるため、初期は非常に緩い状態にあり、圧縮性が大きいと考えられる。これらのことより、埋立土は弾・粘塑性体として扱うこととした。入力パラメータ設定にあたっては、非線形な

圧縮特性を定めるために、図- 2.20に示す森ら¹²⁾の粗粒材に対する水中投下と陸上まき出しの比較実験データを用いた。すなわち、粘土層と同じく図- 2.20を基に λ 、 κ を設定するとともに、圧密降伏応力 (P_c) は100 (kN/m²)、過圧密比 (OCR) は1.0に設定することとした。

表- 2.4 再解析での入力パラメータの改善

| 物性 | 設定方法 | | |
|------------|---|--------------------------------------|---|
| | 沖積・洪積粘土 | | 埋立土 |
| | 事前解析 | 再解析での改善箇所 | 再解析での改善箇所 |
| w_n | | | |
| e_0 | 試験値 (図- 2.10, 図- 2.11) | | 海中 : $e_0=1.0$, 陸上 : $e_0=0.5$ |
| C_c | C_{c1} (標準圧密試験結果) | C_{c2} (図- 2.21参照) | |
| λ | $\lambda=0.434C_c$ | | $\lambda=0.074\sim0.104$ (図- 2.20参照) |
| I_p | 試験値 (図- 2.10, 図- 2.11) | | |
| Φ' | | | 試験値 |
| M | $M=6\sin\Phi'/(3-\sin\Phi')$ | | |
| κ | 沖積層 $\kappa=0.55\lambda$, 洪積層 $\kappa=0.1\lambda$ | $\kappa=(1-M/1.75)\lambda$ (軽部より) | $\kappa=0.0012\lambda$ |
| D | $D=(\lambda-\kappa)/M(1+e_0)$ | | |
| K_0 | $K_0=1-\sin\Phi'$ | $K_0=0.44+0.42I_p\times 10^{-2}$ | $K_0=0.440$ |
| K_i | $K_i=K_0(OCR)^{0.54\exp(-I_p/122)}$ | SD部は $K_i=K_0=1.0$ OCR=1.0 | $K_i=0.440$ |
| γ_t | 試験値 (図- 2.10, 図- 2.11) | | 試験値 |
| ν | $\nu=K_0/(1+K_0)$ | $\nu=0.3$ | $\nu=0.306$ |
| α | 長期圧密試験結果 | | 試験値 |
| K | 粘性土 : 圧密試験結果 | | 試験値 |
| | 砂質土 : 透水試験結果 | | |
| | SD部 : 矢部らの方法 ¹⁰⁾ | | |
| v_0 | Ma12層のみ設定. | | 初期体積ひずみ速度を計算で算出. |

第2章 護岸部地盤変形解析手法の構築

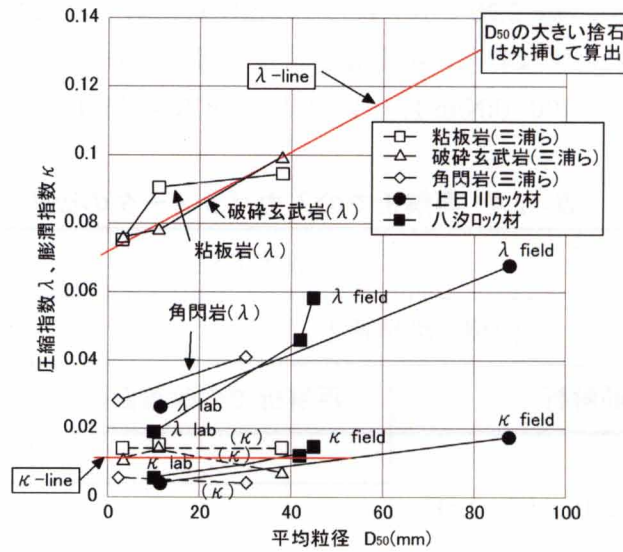


図- 2.20 平均粒径と圧縮指数，膨潤指数の関係¹²⁾

(1) 沖積・洪積粘土層

沖積粘土層 (Ac1~Ac3, Asc), 洪積粘土層 (Ma12) における弾・粘塑性モデルの入力パラメータを以下のように変更した。

a) 圧縮指数 (C_c)

事前解析では，最終沈下量よりも正規圧密領域に入った直後の状態を正確に表現すべく図- 2.13に示す C_{c1} を用いたが，図- 2.15より圧密途上においても解析値の沈下量が実測値よりも大きくなっていたので，再解析では圧密圧力が大きい領域も含めた平均的な圧縮指数である C_{c2} を用いることとした。代表として，沖積粘土層について各試験結果より C_{c2} を読み取ってプロットしたものを図- 2.21に示す。同図では再解析にあたっての採用値を赤線で示した。

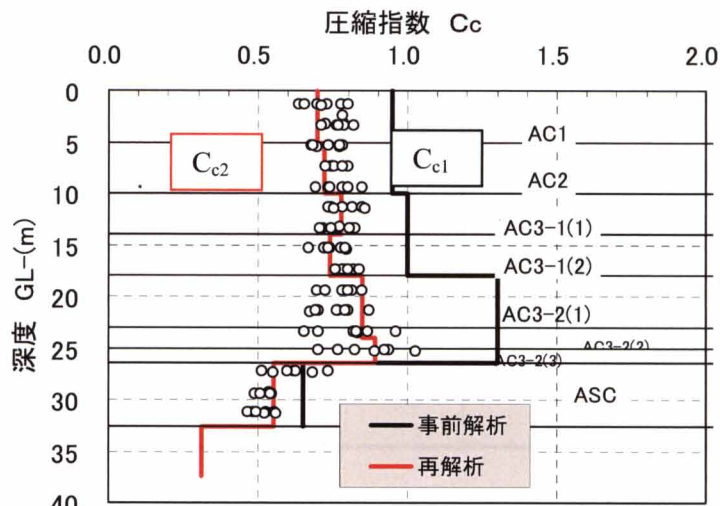


図- 2.21 事前解析と再解析における圧縮指数 (C_c)

b) 静止土圧係数 (K_0)

自然地盤での K_0 は、事前解析では $K_0=1-\sin\Phi'$ (Jakyの式) を用いたが、再解析ではデータ数の多い塑性指数 I_p を用いて、 $K_0=0.44+0.42I_p \times 10^{-2}$ (Massarsch) より算出した。また、SD部では砂杭によって水平方向に力が加わるために K_0 は大きくなると考えられるので、 $K_0=1.0$ と設定した。沖積粘土層での値を図- 2.22に示す。

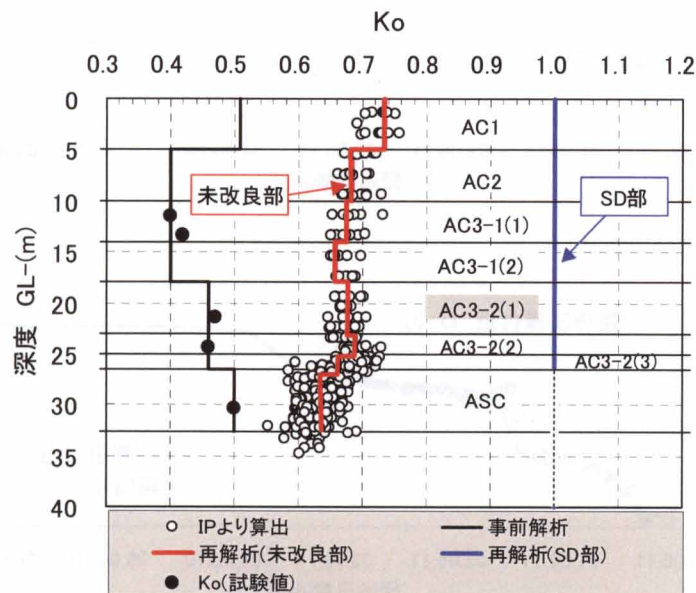


図- 2.22 事前解析と再解析における K_0 。

c) 過圧密度による土圧係数 (K_i)

自然地盤では $OCR=1.4$ 程度であるが、SD部では打設により乱されたものと考え、 $OCR=1.0$ が妥当と考えられる。このことより、SD部の K_i は1.0と設定した。

d) 膨潤指数 (κ)

事前解析では、一次元解析結果 (沈下量) と同等の値を示す κ として、沖積層では $\kappa=0.55\lambda$ 、洪積層では 0.1λ としていたが、膨潤時の傾き(C_s)は等方圧力条件下の値と異なるため、再解析では κ を $\kappa = (1-M/1.75) \cdot \lambda$ (軽部の式) より求めることとした。

2.5.2 再解析結果

(1) 有効土圧分布

今回使用した解析モデルでは、地盤の沈下に伴う浮力を考慮できない。このことより、参考データとなるが、D-1、D-3地点における土圧の実測値と解析値との結果を図- 2.23に示す。これによると、護岸法線前面および背面での有効土圧～時間関係は、実測値と解析値はほぼ

第2章 護岸部地盤変形解析手法の構築

同様な値を示している。詳しく見るとD-1地点では護岸築造時は両者が一致しているが、完成に近づいた時点で解析値が大きくなっている。一方、D-3地点では埋立途上の実測値しか得られていないが、両者はほぼ一致している。

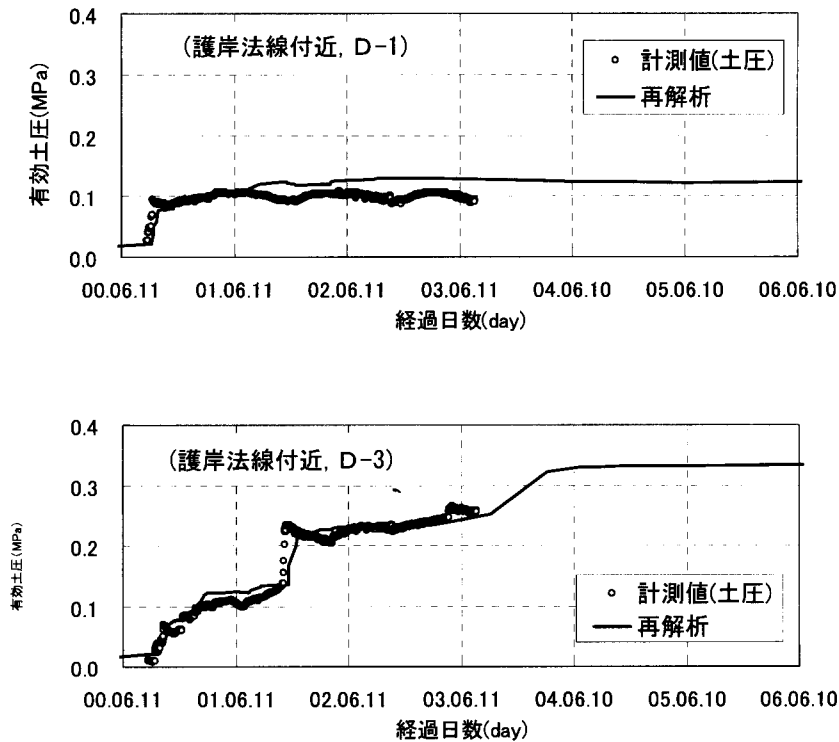


図- 2.23 土圧の実測値と解析値との比較 (上 : D-1, 下 : D-3)

(2) 沈下量

実測値と再解析値との比較を図- 2.24に示す。同図では、2002年2月末のチェックボーリング時点での護岸断面沈下分布状況とC-1～C-4沈下板地点の時系列図を示している。

断面分布状況を見ると、全体的に再解析値は事前解析値に比べると小さくなっている。また、個別の沈下板の地点をみると、C-1地点では両者の値はほぼ一致している。C-2地点も途中異なるところもあるが、時間の経過とともに両者の値がほぼ一致するようになっている。これに対して、C-3地点、C-4地点は時間の経過とともに実測値の方が大きくなっている。ただ、計測は2006年初めまでしか行っていないが、沈下の傾向から見ると、それ以降、両者の値が近づく可能性はある。

次に、沖積層全体と各層別の沈下量について、実測値と解析値の比較を図- 2.25に示す。それによると、SD改良域表層部(Ac1, Ac2)の沈下量について、計測開始250日程度までは解析値が実測値と同等の値を示すが、これ以降は収束が早く、実測値を下回る結果となっている。一方、SD改良域下部(Ac3-1, Ac3-2)は、実測値とほぼ整合した値を示しているが、2002年6月以降は解析値の方が大きくなっている。一方、SD改良域より下部のAsc層では両者の値がほ

ば一致している。

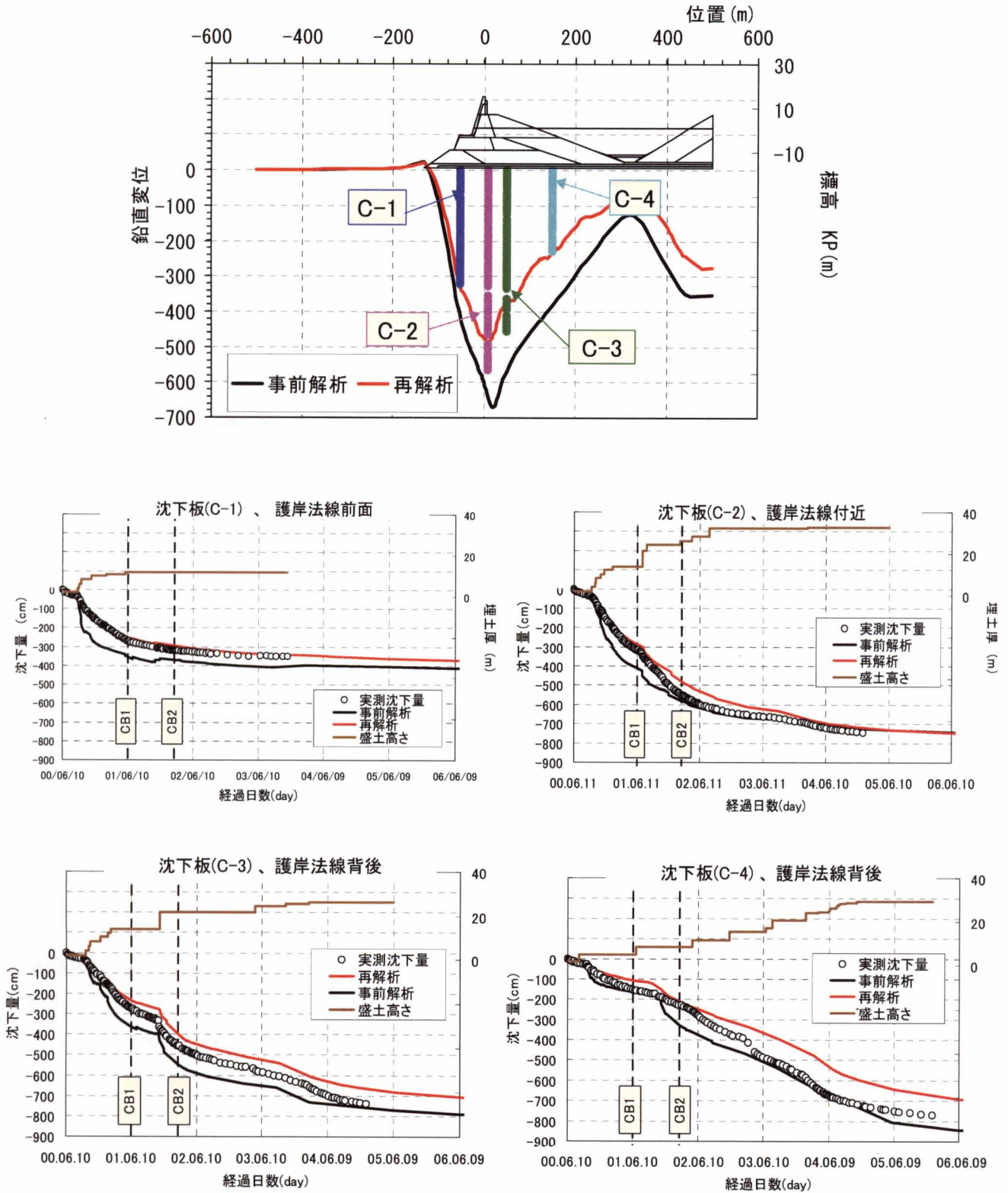


図- 2.24 沈下量の実測値と解析値との比較

第2章 護岸部地盤変形解析手法の構築

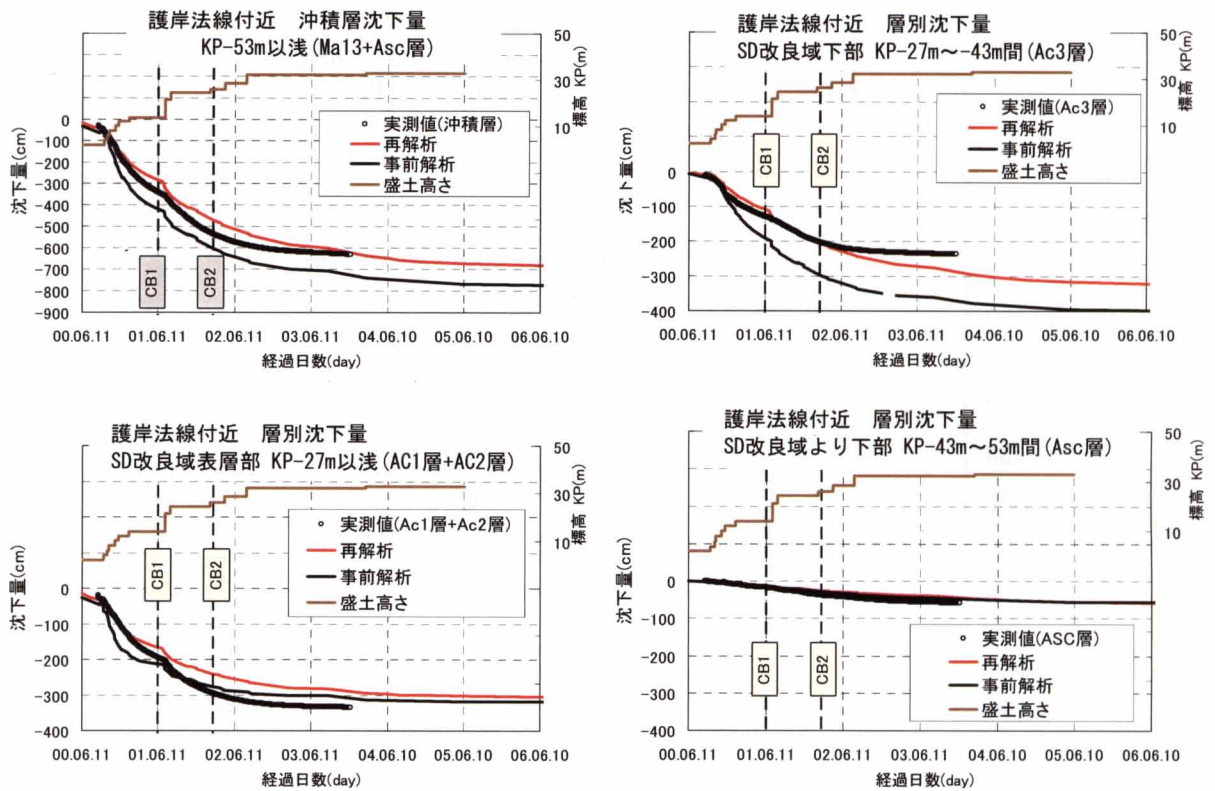


図- 2.25 沖積層沈下量と層別沈下量

(3) 水平変位深度分布

図- 2.26に実測値と解析値との比較を示す。実測値は深度方向に直線的に減少し、旧海底面で最大変位が発生している。一方、解析においては、SD部に鉛直方向の排水境界を設けることにより実地盤の状態に近くなり、変形モードは実測値と一致している。すなわち、沖積層における深度方向の圧密進行度が一定となり、上下端に排水境界を設けた場合に比べて、地中内部の圧密が進み、剛性が増している。このことによって、変形モードが実測値と同じになったものと考察される。

しかし、水平変位量については、解析値は実測値と比較して約2倍程度の値が得られている。Gens¹³⁾は、本章で採用した関口・太田モデルを含むCam-Clay系モデルを用いて、盛土荷重を受けた軟弱粘土の挙動を解析した場合、間隙水圧や沈下量は精度よく予測できるが、水平変位量は実測値と比べて過大に見積もられることが多くの研究事例により報告されていると指摘している。

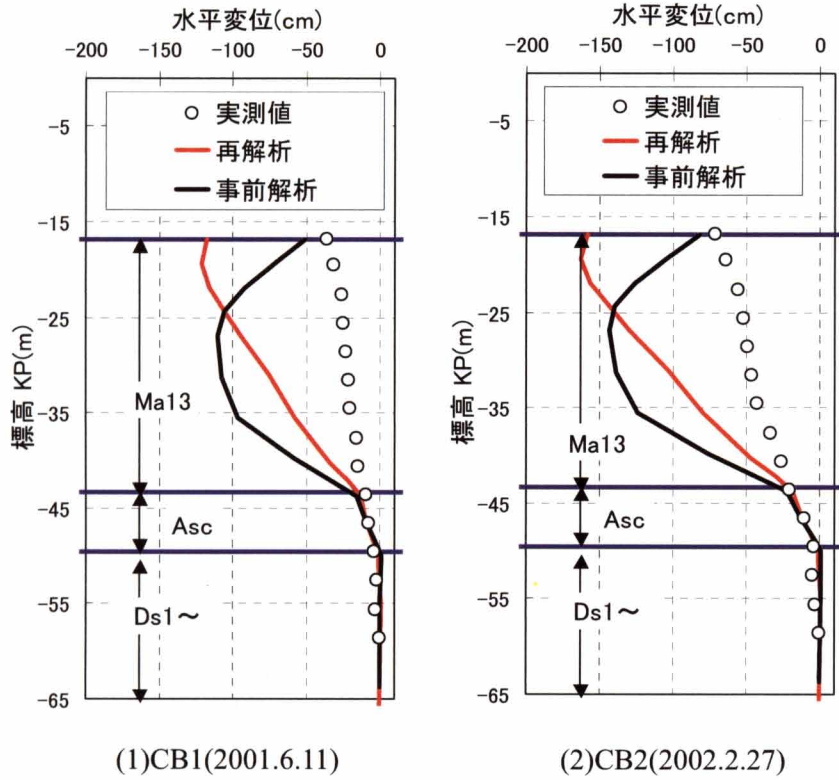


図- 2.26 水平変位の実測値と解析値との比較

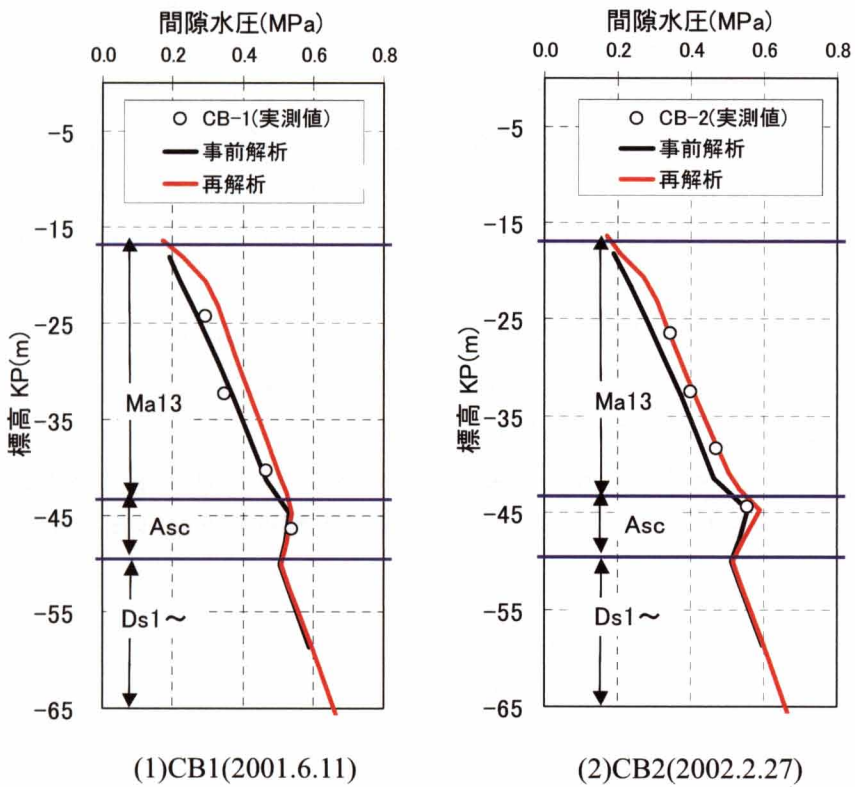


図- 2.27 間隙水圧の実測値と解析値との比較

第2章 護岸部地盤変形解析手法の構築

(4) 間隙水圧

図- 2.27に実測値と解析値との比較を示す。モデルの改良により、圧密進行時におけるSD部の間隙水圧が多少残り、事前解析に比べて間隙水圧の消散が多少遅くなっている。このことによって、CB2の時点では実測値と解析値とが良く一致しており、間隙水圧の分布形状もMa13層中央部で大きくなり、実測値との形状と一致している。ただ、CB1時点では解析値が実測値を上回っており、SD間隔をより実際に近づけるなど、今後さらに改良を加えていく必要がある。

2.6 まとめ

本章では、工事に先立つ事前解析での考え方と、工事施工開始後に得られた動態観測データに基づき、実測値と解析値との比較により、モデルの改良、入力条件の見直しを行って再解析した結果について述べてきた。それらの結果をまとめると以下のようになる。

- 1) 事前解析は、主に、護岸法線付近における沈下量を実測値より過大に評価している。また、水平変位は、弓なりの形状を示し、直線的な実測の変形モードと異なり、過大な水平変位を示している。
- 2) 埋立土は水中投下されるため、初期には非常に緩い状態にあり、圧縮性が大きいと考えられる。このような変形特性を考慮するために、再解析にあたっては、埋立土を弾・粘塑性体でモデル化した。このことにより、埋立土下部の変形が沖積粘性土の変形と追随するようになり、水平変位の変形モードが3)で述べる排水境界の変更と連動して実測値と一致するようになった。
- 3) SD部の圧密過程を表現するために、SD改良部に排水境界を設定した。このことより、水平変位分布が実測値と類似した変形モードが得られた。ただ、解析により得られた水平変位量は実測値よりも大きな値を示している。
- 4) モデル改良と入力条件の見直し効果により、護岸付近の沈下量は実測値と一致するようになった。土圧および間隙水圧の値も実測値と解析値とはほぼ一致している。

参 考 文 献

- 1) Sekiguchi, H. and Ohta, H. : Induced anisotropy and time dependency in clays, Constitutive equations of soils, Proceedings of the 9th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Specialty Session9, pp.306-315, 1977.
- 2) Yagiura, Y., Koda, S., Narumoto, K. and Takahashi, Y. : Monitoring system for seawall behavior in Kobe Airport construction project, Engineering Practice Performance of Soft Deposits, IS-OSAKA, pp.483-488, 2004.
- 3) 香田純忠, 成木克彦, 高橋嘉樹, 柳浦良行 : 緩傾斜石積護岸建設工事における計測管理システム, 第4回地盤計測技術に関するシンポジウム, (社)地盤工学会関西支部, pp.51-56, 2002.
- 4) 長谷川憲孝, 柳浦良行, 高橋嘉樹, 和田昌大, 飯塚敦 : 神戸空港護岸築造工事における沖積粘性土層の挙動とその考察, 地盤工学会電子ジャーナル, Vol.2, No.1, pp.25-35, 2007.
- 5) 長谷川憲孝, 松井保, 田中泰雄, 高橋嘉樹, 南部光広 : 神戸空港海底地盤における洪積粘土層の原位置圧密挙動, 土木学会論文集C部門, Vol.62, No.4, pp.786-92, 2006.
- 6) 飯塚敦 : 軟弱地盤の変形・安定解析に関する基礎的研究, 京都大学博士論文, p.59, 1998.
- 7) 長谷川憲孝, 山本卓生, 高橋嘉樹, 南部光広, 柳浦良行 : 神戸空港海底地盤における洪積粘土層の長期圧密試験結果と二次圧密特性, 第42回地盤工学研究発表会講演集CD-ROM, 2007.
- 8) 山本卓生, 坂上敏彦, 高橋嘉樹, 柳浦良行, 南部光広, 飯塚敦 : 神戸空港における地盤変形解析手法の構築, 土木学会論文集C部門, Vol.66, No.3, pp.457-471, 2010.
- 9) 長谷川憲孝, 松井保, 田中泰雄, 高橋嘉樹, 南部光広 : 神戸空港海底地盤における沖積層の圧密特性, 土木学会論文集C, Vol.63, No.4, pp.923-935, 2007.
- 10) 矢部満, 阿部知之, 本多隆 : 現場サンドドレーン改良地盤に対する見かけの透水係数の評価事例, 第32回地盤工学会研究発表会, pp.1357-1358, 1997.
- 11) 世良至, 栗原則夫, 伊藤雅夫, 菅井正澄, 石黒健 : FEMによるバーチカルドレーンの沈下促進効果に関する検討, 第27回地盤工学研究発表会, pp.1331-1334, 1992.
- 12) 森吉昭, 内田善久, 中野靖, 吉越洋, 石黒健, 太田秀樹 : 現場転圧された粗粒材料の高応力下における圧縮性状と材料定数, 土木学会論文集, No.687/III-56, pp.233-247, 2001.
- 13) Gens, A. : General report: Prediction, performance and design, IS-Hokkaido, Balkema, Vol.2, pp.1233-1247, 1994.

第3章 粘土層の圧密挙動と予測モデルの構築および施工現場への適用

3.1 はじめに

大阪湾に堆積する粘土層は擬似過圧密状態であり、その特性は神戸地区、西宮・尼崎地区、泉州地区で異なっていることが知られている。神戸地区の洪積粘土は他地区と比べて擬似過圧密量が大きい傾向にあり、よって過圧密比（OCR）も大きい。神戸空港島では、洪積層の圧縮特性を詳細に把握するため、Ma12層及びMa11層並びにこれら粘土層間に存在する砂礫、砂、粘土の互層部（Ds層）に各種計器を設置して、各層ごとの圧縮量と間隙水圧を計測している。本章では、これらの計測結果をもとに、洪積層の原位置での圧密挙動を明らかにするとともに、圧密降伏応力のひずみ速度依存性について述べる。

また、空港施設の建設にあたっては、施設建設後の残留沈下量や施工履歴の差異による不同沈下の影響が懸念されることから、圧密沈下量の大きい沖積粘土層について、事前土質調査結果をもとに島内を6ブロックに区分し、洪積層と合せて圧密予測の一次元解析モデルを構築した。本章では、一次元解析モデルの概要と構築にあたっての粘土層の圧密特性への対応策を述べるとともに、施工現場への適用方法および結果について述べる。

3.2 洪積層の圧密挙動

3.2.1 事前室内圧密試験

図- 3.2は、図- 3.1に示すB-1、B-2地点における神戸空港島建設工事着工前の圧密降伏応力の深度方向の分布を示したものである。圧密試験としては定ひずみ速度圧密試験（ひずみ速度 (ϵ) 0.01%/minと0.001%/min）、小幅載荷圧密試験、載荷幅をより細かくした詳細小幅載荷圧密試験を実施している。

ここで定ひずみ速度圧密試験（ひずみ速度0.01%/min）から得られた P_c 値については実地盤での P_c 値よりも大きい値を示している可能性が高く、同図では試験値を0.85倍した値でプロットしてある。ここで0.85倍した理由は、小幅載荷圧密試験、さらに荷重の刻み幅を小さくした詳細小幅載荷試験などから得られた P_c 値と上記試験結果 P_c 値とを比較した結果、概ね試験値

第3章 粘土層の圧密挙動と予測モデルの構築および施工現場への適用

P_c を0.85~0.90倍した値に近づいたことによるものである。図- 3.2によっても試験値を0.85倍することによって、他の試験値と同じ範囲に分布していることから妥当であることがわかる。

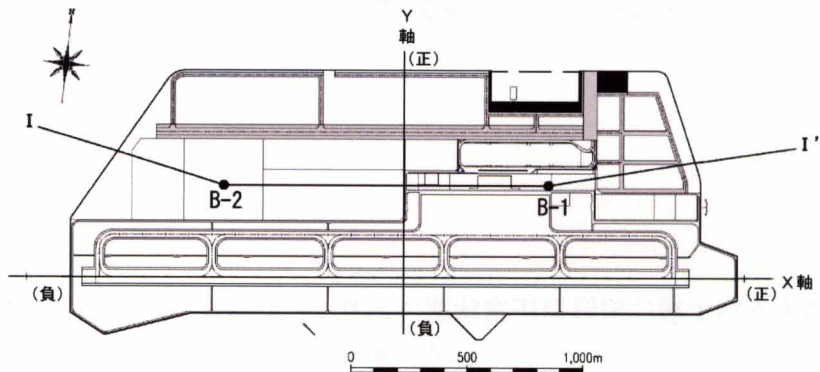


図- 3.1 空港島平面図¹⁾

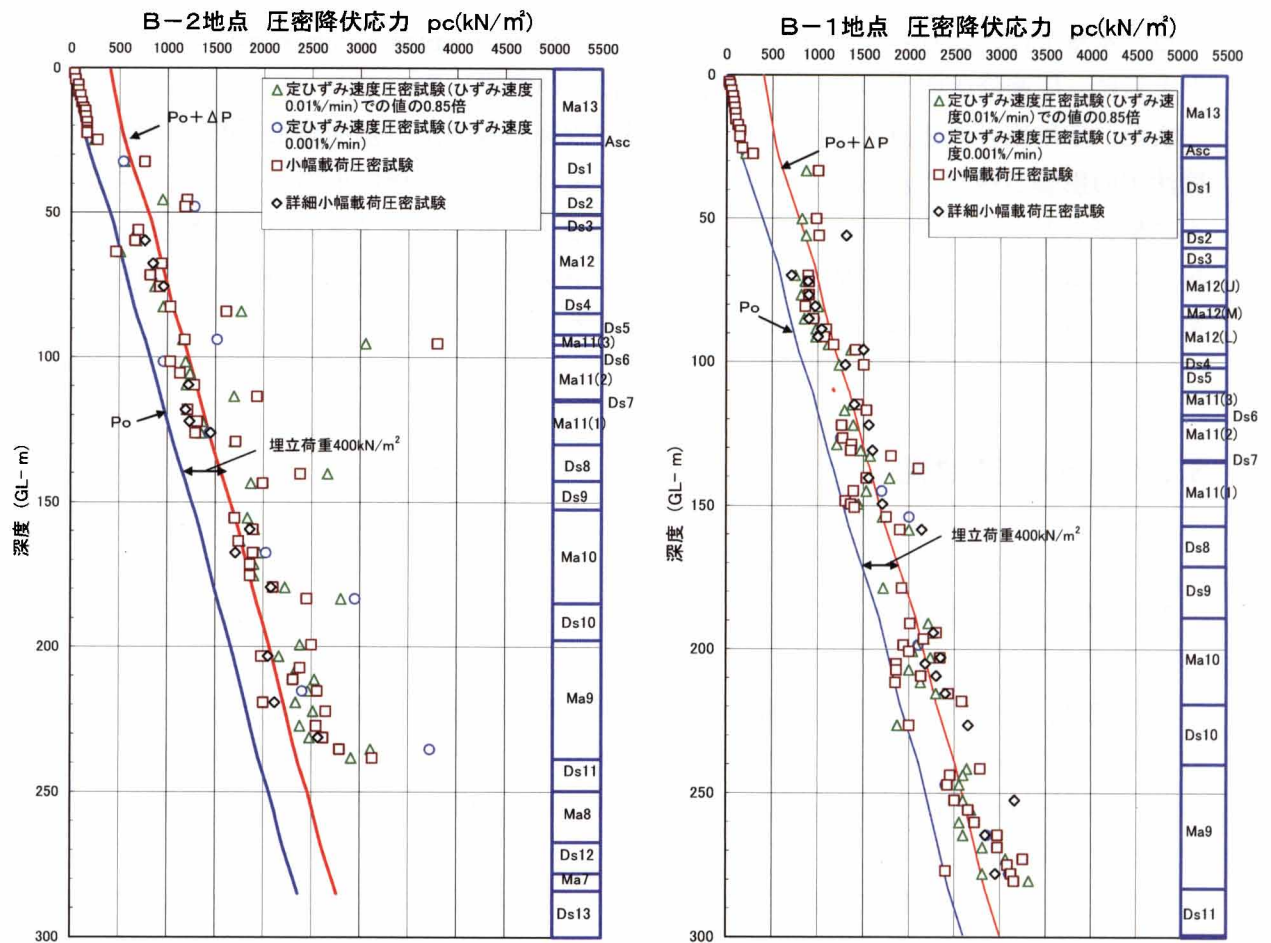


図- 3.2 B-1地点, B-2地点での P_c 深度分布²⁾

図- 3.2によると洪積層は過圧密状態にあり、圧密降伏応力 (P_c) 値より現在の有効土被り荷重 (P_o) 値を差し引いた過圧密量は深度が深くなるほど大きくなっている。ただ、その割合は西側に位置するB-2地点の方が大きい。B-1とB-2を比べると、B-2の方が広範囲に値が分布している。この原因としては西側に位置するB-2地点での粘土層はB-1地点での粘土層に比べてシルト分が多く、年代効果による擬似過圧密状態が不均一になっている度合いが高いためと推察される。特に深度100m付近や150m付近、180m付近、240m付近で大きな P_c を示しているのは、Ma層とDg層との層境もしくはDs層内の粘土層でのデータであり、堆積時の乾燥や砂分含有の影響を受けているためと推察される。

両地点を通して特徴的なのは、B-1、B-2地点とも各洪積粘土層の P_c 値は深度方向には大きくなっているが、ある地層から P_c 値が極端に大きくなっているところが認められないことである。同図には、埋立前の有効土被り荷重 (P_o) とそれに埋立荷重 (400kN/m^2) を加えた荷重線を示しているが、上部のMa12、Ma11層は埋立荷重を加えるとほぼ正規圧密状態となり、それより下部のMa10、Ma9層でもそれに近づくことがわかる。埋立・造成工事にあたっては、上記に示したような地盤特性に基づく圧密沈下を正確に予測する必要があった。

3.2.2 原位置圧密挙動

洪積層の圧密特性を把握するために、図- 3.1のB-1地点近傍に各種計器を埋設して、各層毎の圧縮量と間隙水圧を測定した。

(1) 区間圧縮量

図- 3.3は区間変位測定器による1m毎の区間圧縮量の測定結果を示したものであり、Ma12層については、上部の排水境界で圧縮量が急増することがわかる。あわせて時間の経過とともにそれらがMa12層の内部にまで及んでいく様子がわかる。これに対してMa12層の下部では、あまり圧縮の進んでいないことがわかる。特に下端部においては、後述する多深度間隙水圧計による測定結果より間隙水圧が消散しているにも関わらず、圧縮があまり生じていないことになる。これは図- 3.2のB-1地点で見られるようにMa12層の下端部においては大きな圧密降伏応力を示しており、埋立荷重を加えても正規圧密領域に入っていないことによるものと思われる。

図- 3.3によると砂礫、砂、粘土の互層部であるDs1～Ds3層の圧縮量はMa12層に比べて小さいが、局部的に大きくなっているところが見られる。これらは主としてシルト・粘土層に相当するところが多く、互層部でも細粒分が多くなっている所では、圧縮量が大きくなる傾向が認められる。

第3章 粘土層の圧密挙動と予測モデルの構築および施工現場への適用

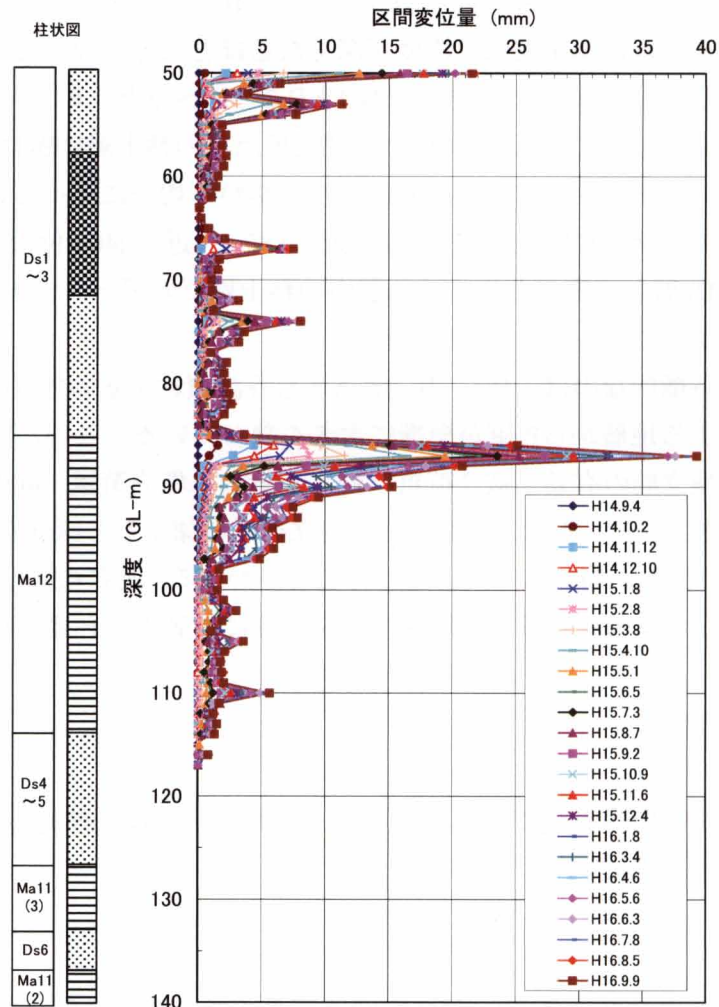


図- 3.3 区間変位測定器測定結果（区間圧縮量）²⁾

(2) 間隙水圧

多深度間隙水圧計の測定結果を図- 3.4に示す。同図によると、Ma12層の中央部で間隙水圧が高いが、上下端部に向かって徐々に間隙水圧は低くなり、Ds1～3層及びDs4～5層ではほとんど過剰間隙水圧は発生していない。このことは砂礫、砂、粘土の互層部が排水能力の高い層であることを示している。

また、Ma11(1)層及びMa11(2)層ではMa12層と同様、層中央部で間隙水圧が高くなっており、Ma11(3)層は層厚が薄いためその傾向は顕著ではない。Ma11(3)～Ma11(1)層間に存在する砂質土層のDs6層及びDs7層の間隙水圧はかなり小さく排水機能を有していることが分かる。

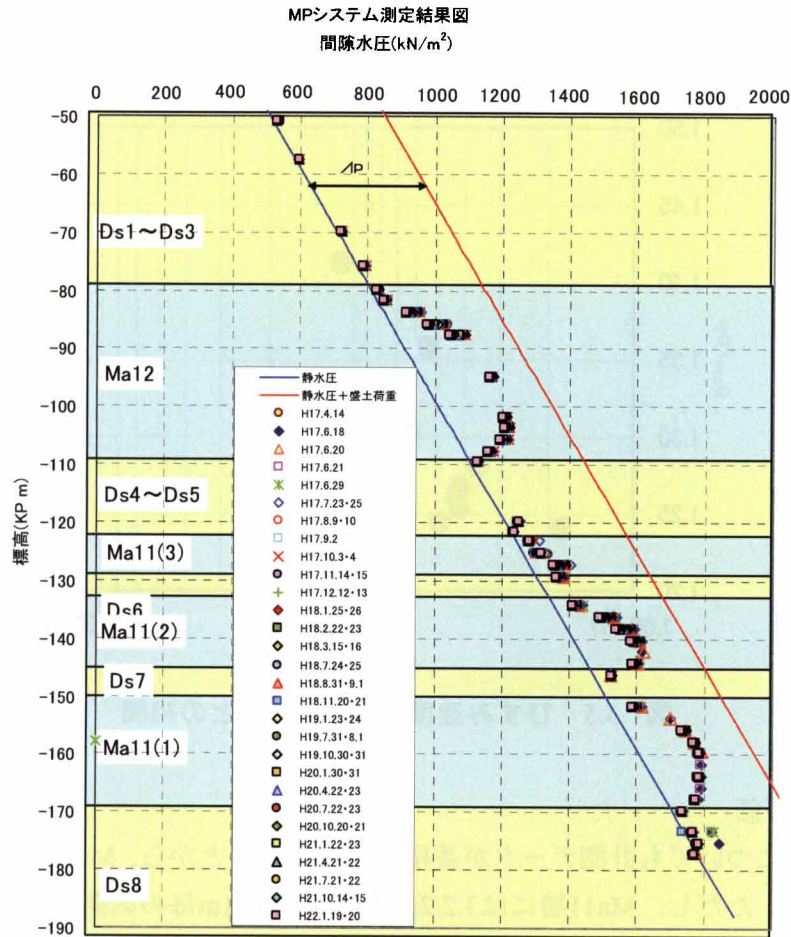


図- 3.4 間隙水圧の深度分布³⁾

3.2.3 圧密特性の評価

田中ら⁸⁾や藤原⁹⁾は大阪湾の洪積粘土の圧密特性について研究を進めており、その中で擬似過圧密粘土である大阪湾の粘土については、ひずみ速度の影響により圧密降伏応力が室内試験で求めた値よりも実地盤では小さく表れる傾向があることを示している。

(1) Ma12層の評価

長谷川ら²⁾や藤原⁹⁾は、Ma12層について、3.2.2節に示した区間毎の圧縮量と間隙水圧の測定結果より原位置における圧密降伏応力を評価している。

ひずみ速度によって圧密降伏応力がどのように変化するかを把握するために、現地計測により得られた圧密降伏応力 (Pcm) を埋立前海底地盤の有効土被り荷重 (Po) で除した値 (Pcm/Po) と同じく現地計測により得られた過圧密領域でのひずみ速度との相関を取ったものが図- 3.5である。同図ではひずみ速度とPcm/Po (すなわちOCR) の相関関係が明瞭に表れており、ひずみ速度が小さくなるとともにOCRも小さくなっている。

第3章 粘土層の圧密挙動と予測モデルの構築および施工現場への適用

一方、現地計測で得られたひずみ速度は、室内試験でのひずみ速度と比べ、2～3オーダー小さくなっており、Ma12層のOCRはひずみ速度の低下とともに低下する可能性があることを示唆している。

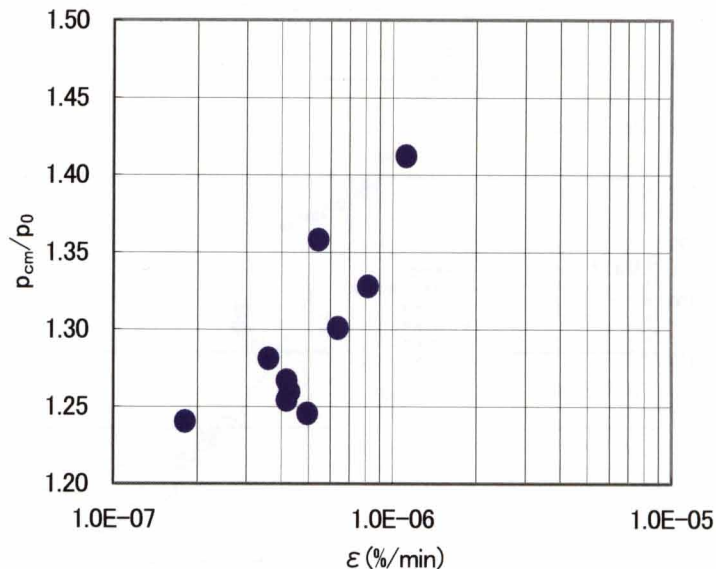


図- 3.5 ひずみ速度(ϵ)と P_{cm}/P_0 との相関²⁾

(2) Ma11層の評価

最近、Ma11層についても計測データが蓄積されてきたことから、Ma12層と同様に圧密特性の評価を行った。ただし、Ma11層には3.2.2(1)節で示した1m毎の区間圧縮量を計測できる区間変位測定器を設置していないので、多深度間隙水圧計にて間隙水圧とともに区間圧縮量も計測することによって圧密降伏応力を求めた。

図- 3.6に多深度間隙水圧計によるMa11層を中心とした間隙水圧の計測深度を、図- 3.7に各計測深度における過剰間隙水圧の経時変化を示す。図- 3.4でもみたように、Ds層はいずれも過剰間隙水圧がかなり小さく、排水機能を有していることが、図- 3.7からも確認できる。

次に、多深度間隙水圧計によるMa11層の時間～沈下量の計測結果をまとめた。ここでは、代表深度としてMa11(3)層のKP-126mの計測結果を図- 3.8に示した。これらの計測結果と室内試験から求めた初期間隙比を用いて、Ma11層の各計測深度における原位置の $e \sim \log P$ 関係を整理したものが図- 3.9および図- 3.10である。同図には、比較のため室内試験から得られた $e \sim \log P$ 曲線と圧密降伏応力を併記している。

第3章 粘土層の圧密挙動と予測モデルの構築および施工現場への適用

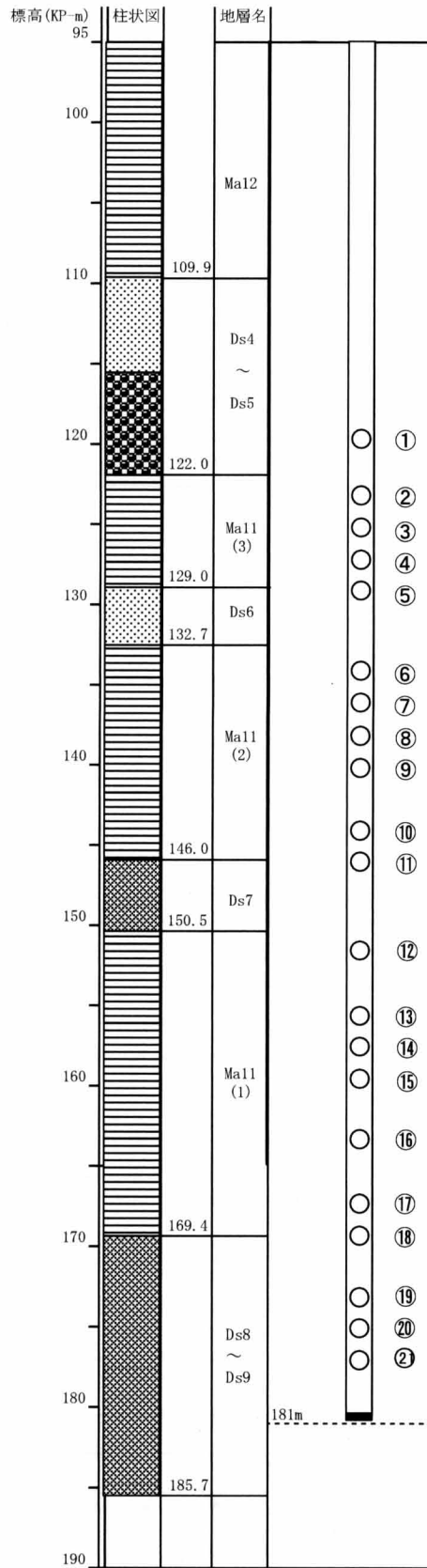


図- 3.6 多深度間隙水圧計の計測深度 (Ma11層)

第3章 粘土層の圧密挙動と予測モデルの構築および施工現場への適用

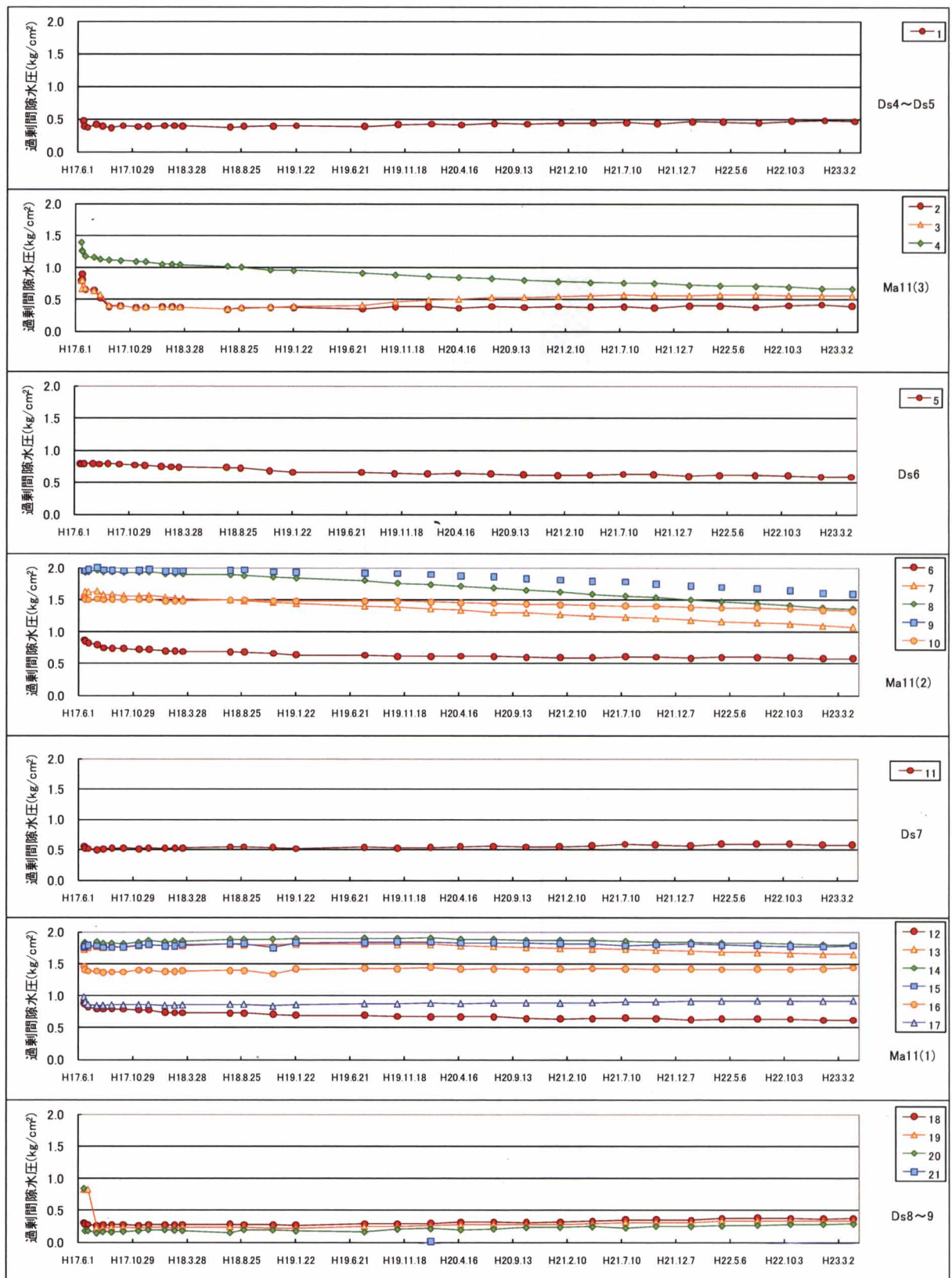


図- 3.7 過剰間隙水圧の経時変化

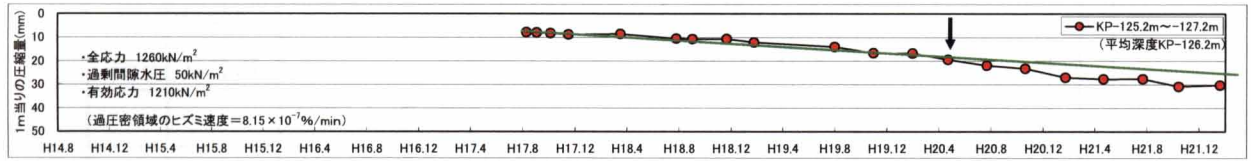


図- 3.8 多深度間隙水圧計による層厚1m当たりの沈下量の経時変化(KP-126m)³⁾

図- 3.9および図- 3.10の整理結果から以下のことが判明した。

- ① Ma11(3)層のKP-126mとMa11(2)層のKP-145mは計測中に正規圧密領域に移行する様子が見られた。Ma11(3)層のKP-126mは室内試験での圧密降伏応力1440kN/m²に対し、原位置での圧密降伏応力は1220kN/m²であった。Ma11(2)層のKP-145mは室内試験での圧密降伏応力1800kN/m²に対し、原位置での圧密降伏応力は1270kN/m²であった。
- ② Ma11(3)層とMa11(2)層のその他の深度では、計測開始時に既に正規圧密領域に入っていたようである。
- ③ Ma11(1)層のKP-153m, KP-156mでは、計測開始時に既に正規圧密領域に入っていたようである。
- ④ KP-158m以深は、正規圧密領域に移行したか否か現時点では不明確である。

上記のように、原位置での圧密降伏応力を把握することができたのは2点のみであったが、いずれも室内試験で得られた圧密降伏応力よりも小さい傾向が確認された。したがって、Ma11層においても、Ma12層で確認されたように、圧密降伏応力のひずみ速度依存性が発揮されているものと考えられる。

圧密降伏応力がひずみ速度によって変わることは、高位構造を有する擬似過圧密粘土特有の性質であり^{4),5),6)}、このことが現地の実測データより、室内試験と対比する状態で確認できた意義は大きい。

第3章 粘土層の圧密挙動と予測モデルの構築および施工現場への適用

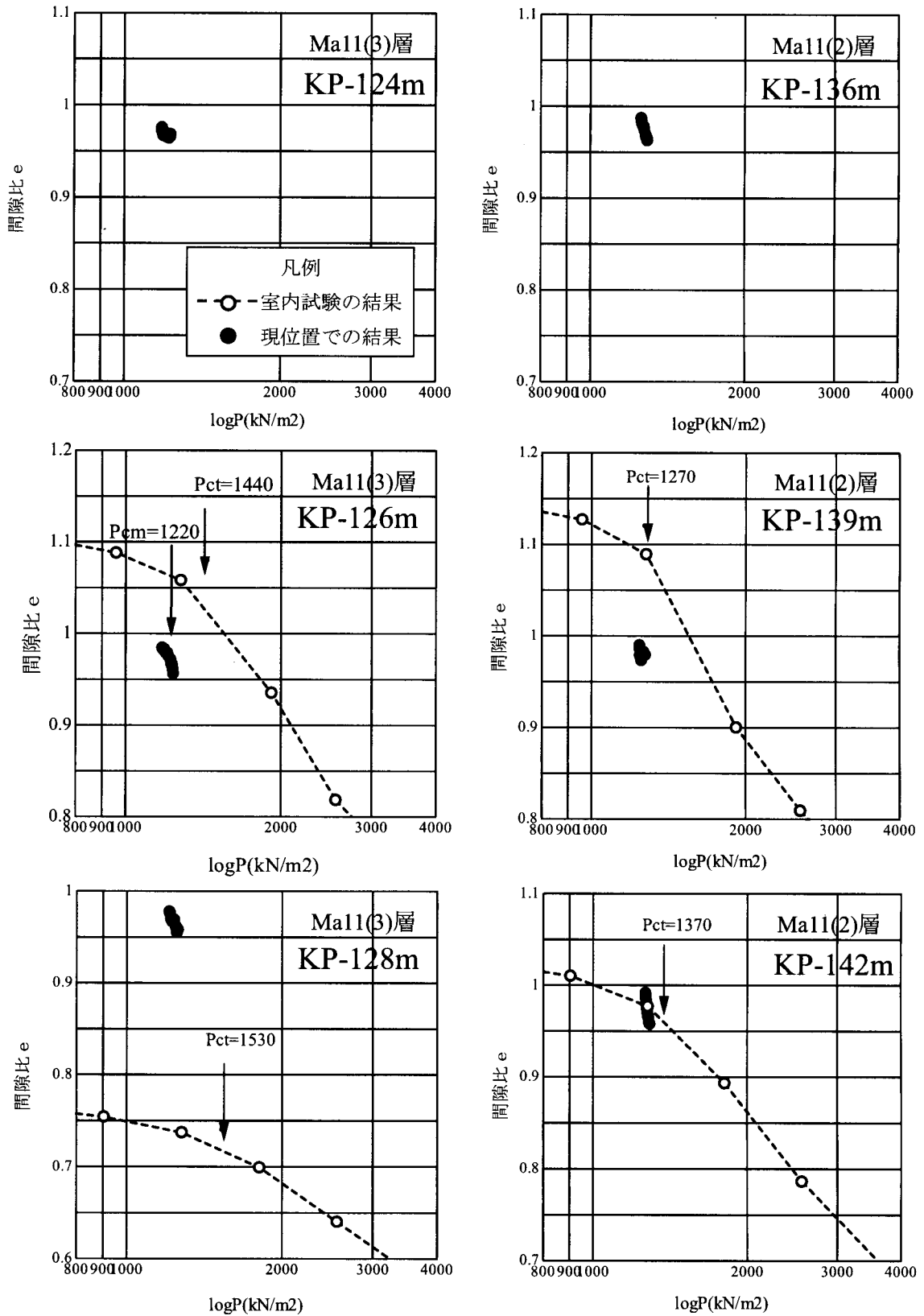


図- 3.9 原位置の $e \sim \log P$ 曲線(1)

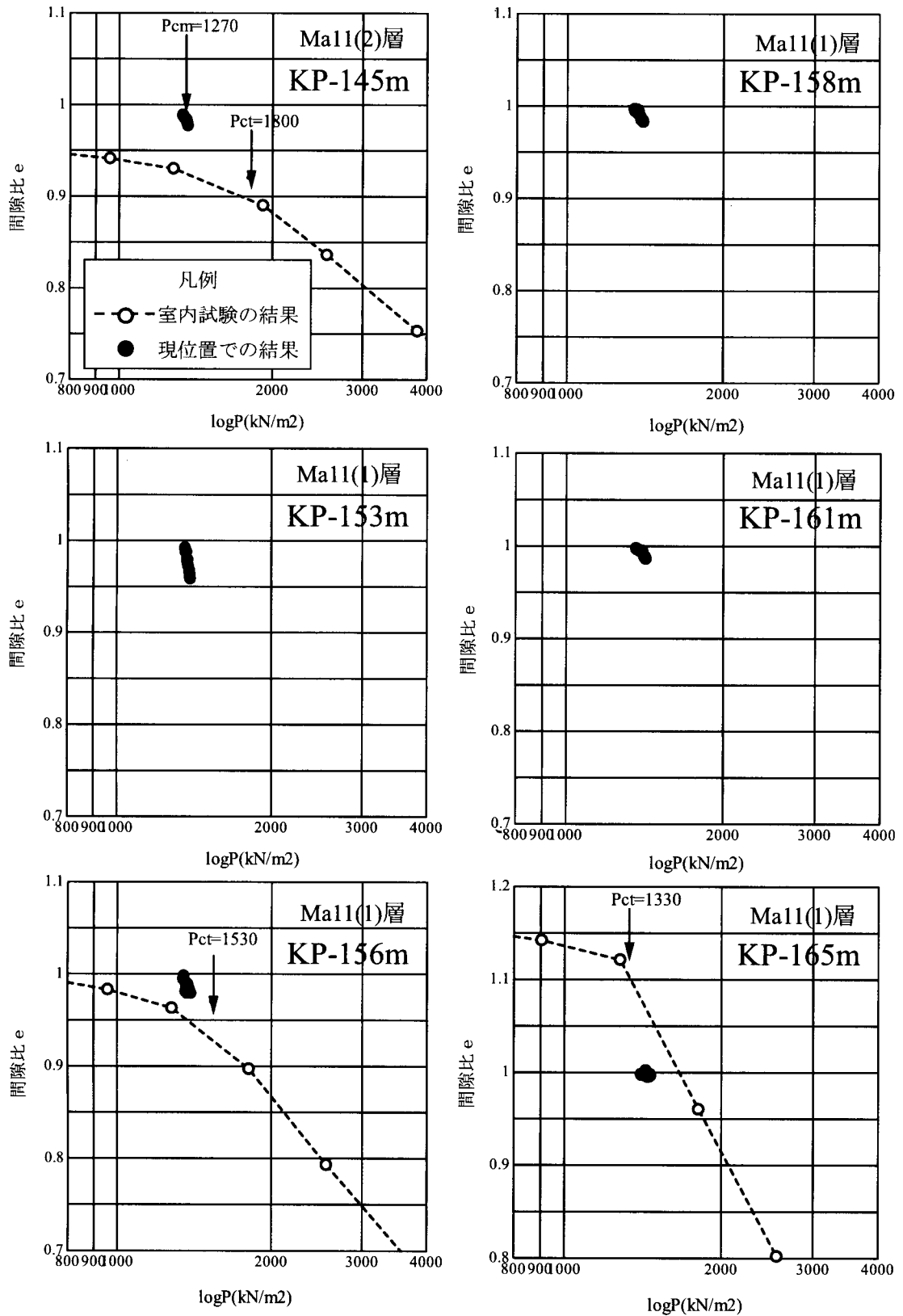


図- 3.10 原位置の $e \sim \log P$ 曲線(2)

3.3 圧密予測モデルの構築

3.3.1 予測モデル構築にあたって

これまで述べてきたように、空港島建設地点の海底地盤は複雑な地層構成を呈しており、また、粘土層が厚く堆積していることから、大規模な埋立により大きな圧密沈下量を発生することが予想された。このような大規模埋立において圧密沈下量を精度よく予測するためには、下記のような複雑な条件を計算可能なモデルが必要となる。

- ① 大深度多層地盤モデルの築造
- ② 沈下による埋立土の浮力補正
- ③ 埋立荷重の段階载荷および除荷の考慮
- ④ 砂層に発生する過剰間隙水圧の考慮

これらの条件を満足するためには、数値解析法の一つであり、複雑な地盤構成や境界条件の取扱に適している有限要素法による解析手法を用いる必要がある。しかしながら、一般の有限要素法に基づいた沈下解析法では、解析条件が複雑であればあるほど解析時間が非常に長くなる。沈下解析に長時間を要することは、今回のように沈下予測を埋立造成工事の現場に適用しようとする場合には致命的である。

このため、今回は沈下計算の高速化を最重点課題として、一次元に特化した沈下計算モデルを構築した。

3.3.2 沖積層の土質特性とブロック区分

空港島海底地盤の沖積層について、東西の代表地点の液性限界、一軸圧縮強度および圧密降伏応力を深度方向に比較したものを図- 3.11に示す。

液性限界は、東側の方が西側よりも相対的に1割程度大きく、東側の方が圧密量が大きくなる可能性を示唆している。一方、一軸圧縮強度は、東側の方が小さい傾向にあり、東側ほど埋土時の安定に注意する必要がある。また、圧密降伏応力は、現在の有効土被り圧と比較して大きく、擬似過圧密の程度は西側エリアほど高い。

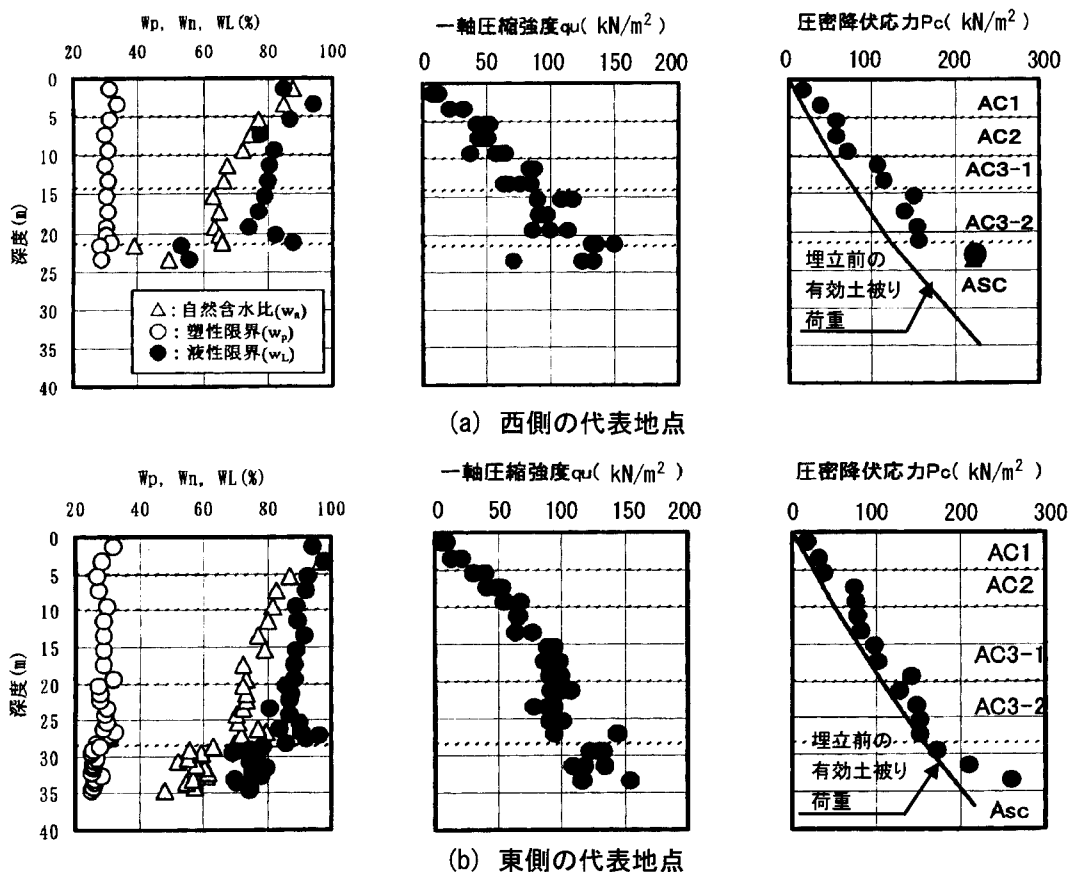


図- 3.11 沖積層の土質特性⁷⁾

このような島内の土質特性の差を踏まえ、事前土質調査結果をもとに、島内の沖積層を図- 3.12に示すように6ブロックに区分した。圧密検討に用いる各ブロックの物性値は、現地ボーリングにより採取された試料の室内試験結果をもとに設定したが、特徴として、東～南東側に区分している①、②ブロックのOCRが西～北西側に分布する③～⑥ブロックのOCRに比べてかなり小さい値を示していた。すなわち③～⑥ブロックの擬似過圧密度が大きいことになる。圧縮指数(C_c)も①、②ブロックの値が大きくなっている。これらのことから、東～南東側の地層ほど沖積粘土層は塑性が高く、圧縮性に富んでいることがわかる。一例として、②ブロックと③ブロックの圧縮指数(C_c)、圧密降伏応力(P_c)を図- 3.13に示す。

第3章 粘土層の圧密挙動と予測モデルの構築および施工現場への適用

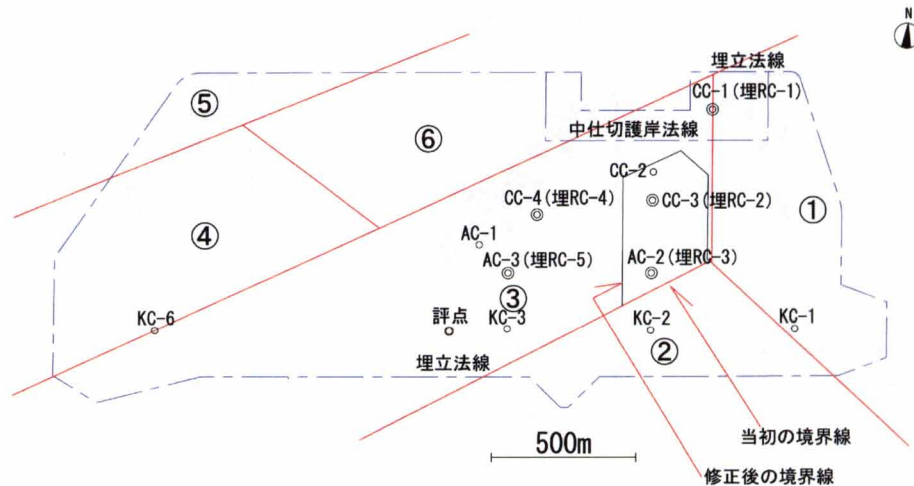


図- 3.12 沖積層のブロック区分⁷⁾

3.3.3 圧密予測手法

解析に用いた土の構成式は関口・太田モデルを一次元化したものである。構成式を式(3.1)に示す。

$$V = \frac{\lambda}{1+e_0} \ln\left(\frac{p}{p_0}\right) - \alpha \ln\left(\frac{v}{v_0}\right) \quad \text{式(3.1)}$$

- ここで、 V : 体積ひずみ
 P : 平均応力
 P_0 : 初期平均応力
 λ : 圧縮指数(自然対数)
 α : 二次圧縮係数
 v : 体積ひずみ速度
 v_0 : 初期体積ひずみ速度

なお、沖積層については二次圧密を考慮していないので、第2項は0となる。このため第1項のみ残り、通常用いられているTerzaghiの一次元圧密理論のC_ε法と同じ構成式となっている。沖積粘土層のうち、Ac1～Ac3-2層については埋立に先立ってサンドドレーンを打設しているため、この影響を考慮したモデルにした。具体的には、バロンの近似式による圧密度50%に一致する圧密係数を求めて、その圧密係数を使用して解析を行った。これらの解析にあたっては圧縮と排水を連成で解析できるFEMを用いることとした。

一方、洪積層については深度約300mのMa9層までを解析対象とし、事前土質調査結果から

東西2ブロックに区分して物性値を設定している。洪積互層のうち、シルト質が多い層は過剰間隙水圧が残留することがあり、この過剰間隙水圧の消散過程は、粘土層の圧密の進行に大きな影響を与える。このため、洪積互層のうち砂層は完全排水層の線形弾性体として取り扱い、それ以外の層は過剰間隙水圧の消散を伴う圧密層として扱う。

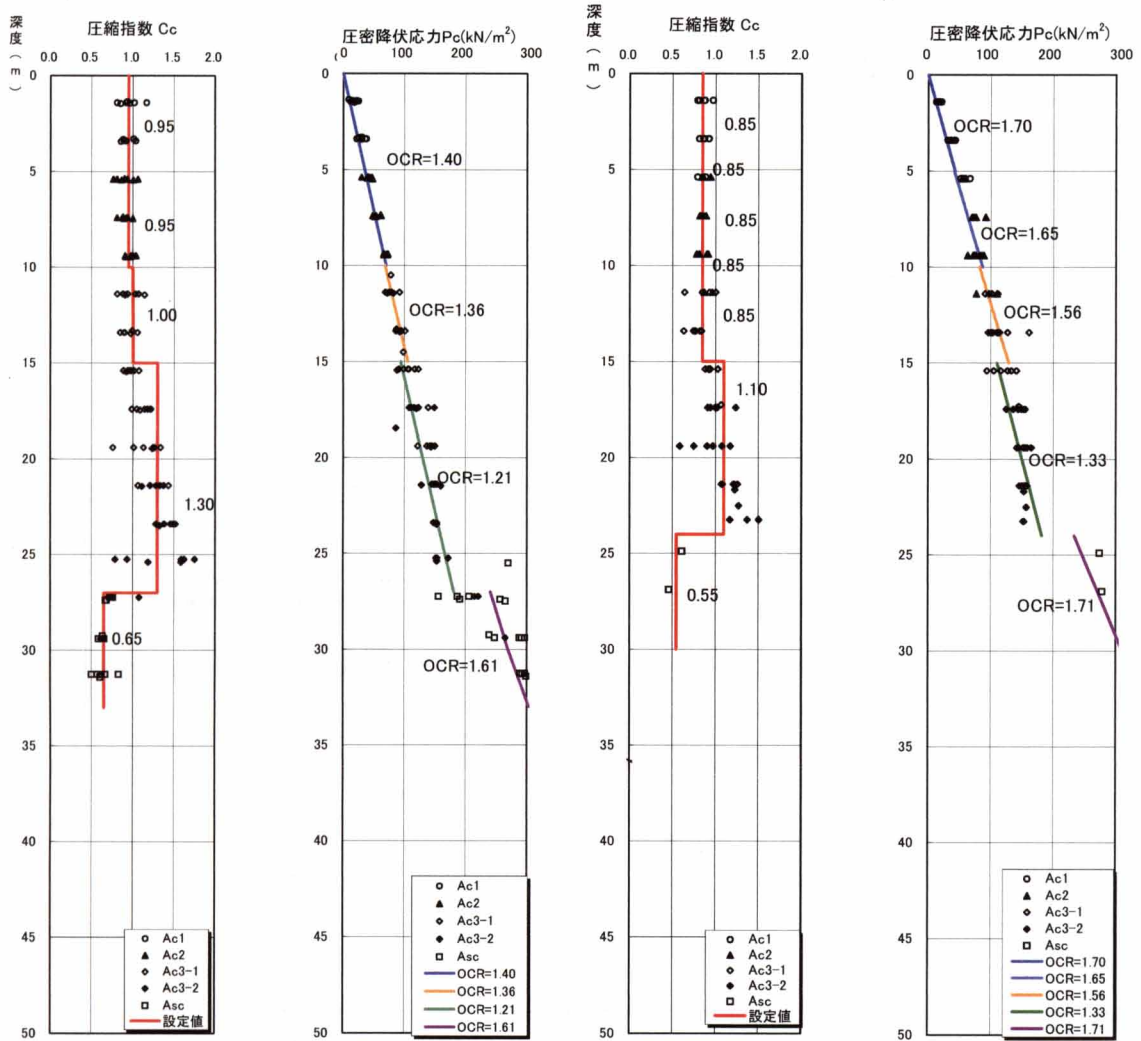


図- 3.13 沖積層物性値 (左 : ②ブロック, 右 : ③ブロック) ⁷⁾

3.3.4 沖積層のブロック区分と物性値の再検討

(1) ブロック区分の再検討

埋立がかなり進行した時点で、図- 3.12に示す③ブロックのうち①, ②ブロックとの境界付近で、実測値が解析値よりも大きくなる傾向が認められた。このことよりブロック境界を一部見直すこととした。図- 3.13に示したように②ブロックと③ブロックの物性値では、OCR

第3章 粘土層の圧密挙動と予測モデルの構築および施工現場への適用

は②ブロックの方が小さく、 C_c は②ブロックの方が大きい。したがって沈下量は地層の層厚が同じであれば②ブロックの方が大きくなる。図- 3.12に示すように、ブロック境界を赤線から黒線に変更して②ブロックの範囲を広くすることによって、実測値と解析値の一致度が改善された。

(2) 過圧密比 (OCR) の再検討

ブロック区分の見直し後、約2/3年が経過した頃に、③ブロックの多くの地点で実測値と解析値の差が認められるようになったため、③ブロックの物性値を見直すこととした。

図- 3.14に、先行工事の護岸において工事施工前の採取試料と、工事が進行し、圧密が進んだ後の採取試料の e -log P 曲線を重ね合わせた一例を示す。この試料は③ブロックに位置する沖積層 (A_{c2} 層) の試料である。同図より、護岸工事の捨石施工後 (H14.3) は、護岸工事施工前 (H12.3) と比べ、 e -log P 曲線が正規圧密領域において多少下に位置している傾向が認められる。

実測値と解析値の沈下量に差が生じ始めたのも埋立標高が陸化してからであり、護岸工事の捨石施工後の時期に一致する。

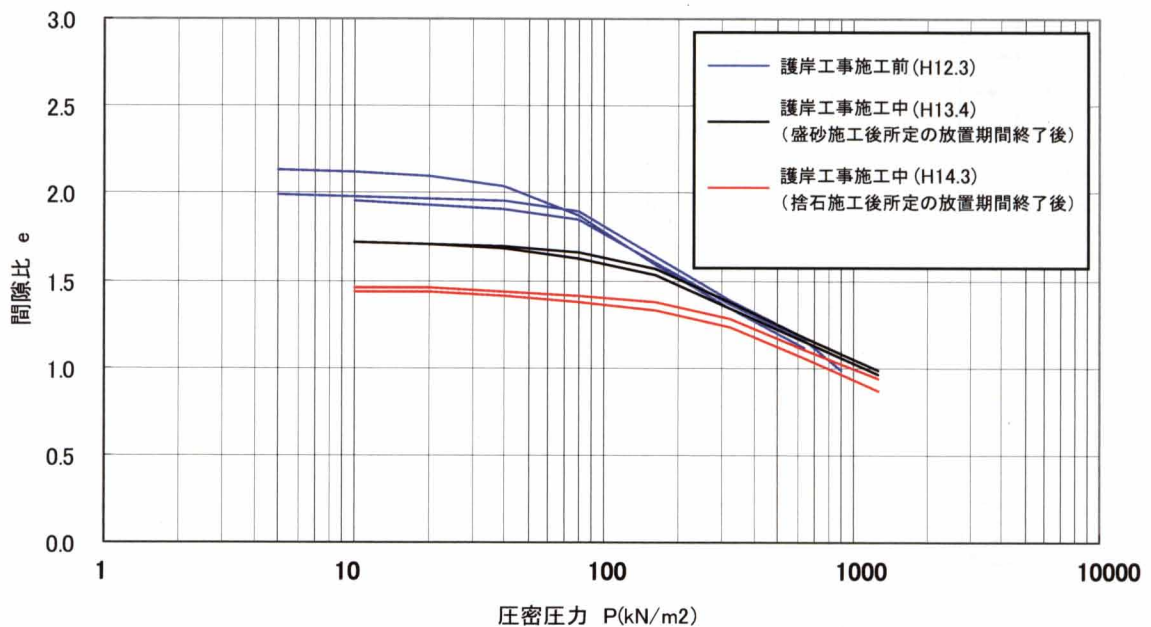


図- 3.14 圧密進行前後の e ~log P 曲線 (③ブロック, A_{c2} 層) ⁷⁾

このような現象が発生する理由のひとつとして、工事施工前の自然堆積地盤ではセメンテーション等の年代効果により大きな擬似過圧密量が發揮されているが、人工的に行われる急速な埋立载荷により擬似過圧密粘土特有の高位構造が破壊され、發揮される擬似過圧密量が小さくなることによるものではないかと考えられる。すなわち、過圧密量の多い (OCRの大きい) 地盤では高位構造が高度に発達しているが、この構造が、実地盤においては室内試験

で生じる以上に壊されることによるものであると推察できる。このことより、OCRの大きい沖積層の③～⑥ブロックについてはOCRを見直して当初の0.9倍とすることで実測値と解析値との整合を図った（図- 3.17参照）。

3.3.5 洪積層の物性値の再検討

洪積層については、3.2.2節で述べたように、図- 3.1のB-1地点近傍で詳細な計測を実施しており、その結果に基づいて、設定物性値の見直しを行った。洪積層の物性値の見直しは、平成15年と平成19年の2回実施している。

物性値の見直しの概要を表- 3.1に示す。

表- 3.1 物性値の見直しの概要

| | Ma12層 | | | Ma11層 | |
|----------|-------|--|-------------|-------|-------------|
| | 排水層 | 圧密係数 C_v (cm^2/day) | 過圧密比 OCR | 排水層 | 過圧密比 OCR |
| 当初 (H12) | 無し | 90～110 | 1.3 | 無し | 1.25 |
| H15見直し | 有り | 150 | 1.3 | 無し | 1.25 |
| H19見直し | 有り | 80 | 1.2～1.25 | 有り | 1.2 |

(1) 排水層の再設定

3.2.2(2)節でも述べたように、間隙水圧の観測結果からMa12層上下の互層部やMa11(3)～Ma11(1)層間に存在する砂質土層が排水能力を有していることが判明したので、平成15年見直し時にMa12層直上に排水層を追加設定し、平成19年見直し時にMa11(3)～Ma11(1)層間の互層部を圧密層から排水層に設定変更した。

また、Ma12層については、平成15年見直し時に設定した圧密係数が過大であり、過剰間隙水圧の解析値が実績値と比べて小さくなる傾向を示した。このため、平成19年見直し時に、圧密係数 C_v を室内試験値に近い値に戻して、実測値との整合を図った。

図- 3.15に過剰間隙水圧の解析値と実測値との比較を示す。同図より、平成12年の当初設定(Case2)による解析では、Ma12層直上部およびMa11(3)～Ma11(1)層間の互層部において、過剰間隙水圧が残留しており実測値との差が認められる。一方、それぞれ排水層を設定した後の解析では、過剰間隙水圧が小さくなり、実測値との整合性が改善されていることがわかる。

また、Ma12層の過剰間隙水圧が最大となる層中央部において、平成15年見直し時(Case2')には解析値と実測値との間に乖離がみられるが、圧密係数 C_v を小さくした平成19年見直し時(Case2'-1,-2)には解析値は実測値をよく再現できている。なお、同図では、平成19年見直し時の解析結果として、(Case2'-1)と(Case2'-2)の2パターンが示されている。両パターンの違いは

第3章 粘土層の圧密挙動と予測モデルの構築および施工現場への適用

Ma11(3)~Ma11(1)層間の互層部における排水層の設定方法の違いにあり、(Case2'-1)は互層部を完全排水層としている。これに対し、(Case2'-2)では、原位置での過剰間隙水圧の測定結果より、互層部は排水能力を有するものの、過剰間隙水圧がゼロにはならず、水圧が残留していることから、排水層の上下に圧密係数 C_v の非常に小さな層を設けて便宜的に互層部の排水能力を(Case2'-1)と比べ低く設定している。

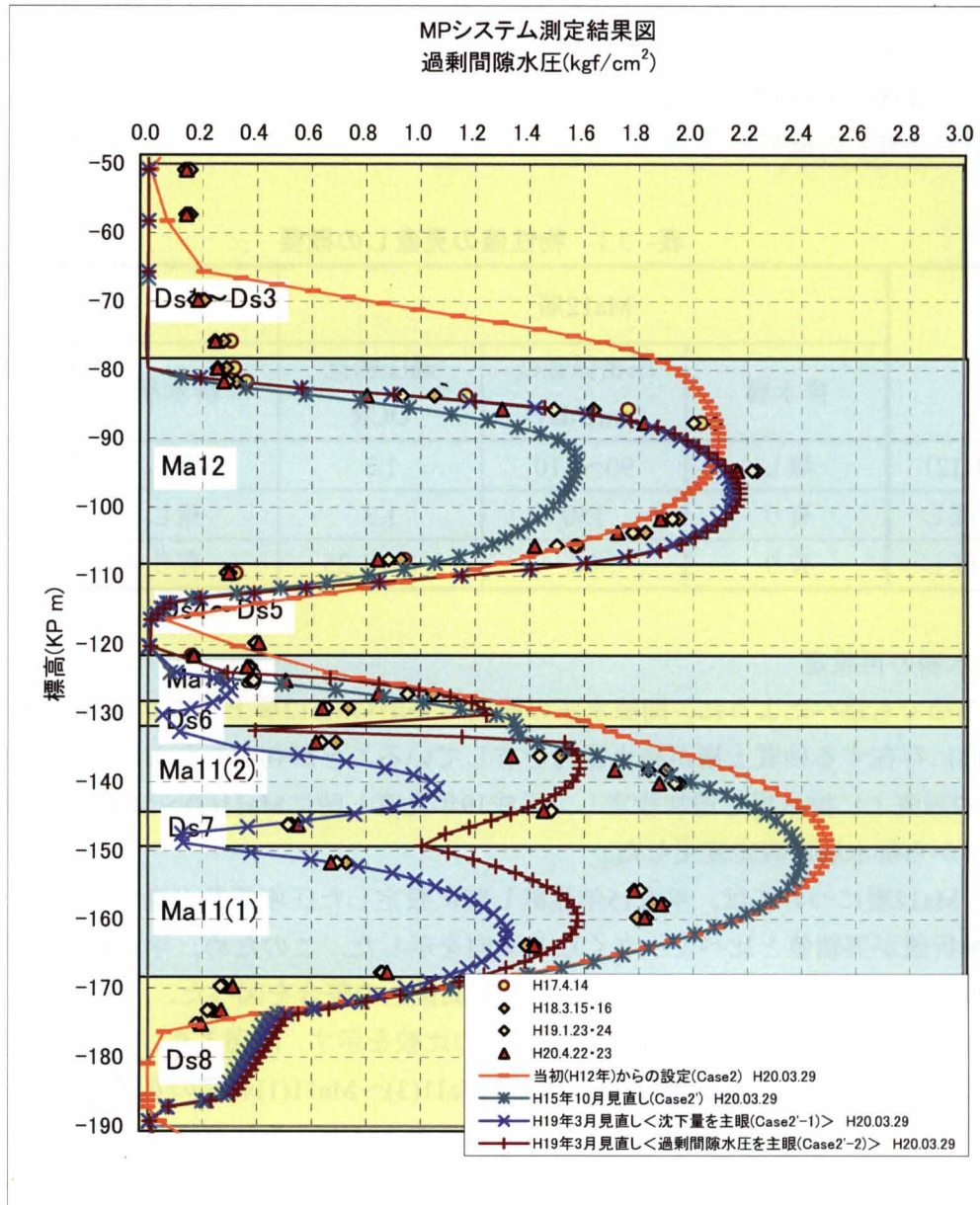


図- 3.15 過剰間隙水圧の実測値と解析値の比較

(2) 過圧密比 (OCR) の再検討

図- 3.16にMa12層およびMa11層における層別の沈下量を示す。同図によると、いずれの層においても平成12年の当初設定(Case2)では、解析値は実測値と比べてかなり小さくなっている。このため、平成19年見直し時にMa12層とMa11層の過圧密比OCRを小さく設定した。

過圧密比を小さくする理由として、3.2.3節でも述べたように、これらの層については、圧密降伏応力のひずみ速度依存性が原位置計測によって確認されており、室内試験と比べひずみ速度の小さい実地盤においては、圧密降伏応力も室内試験より小さくなることが推測される。

図- 3.16によると、各層とも、OCRを小さくした平成19年見直し時の解析値(Case2'-1)は実測値とよく整合がとれていることがわかる。

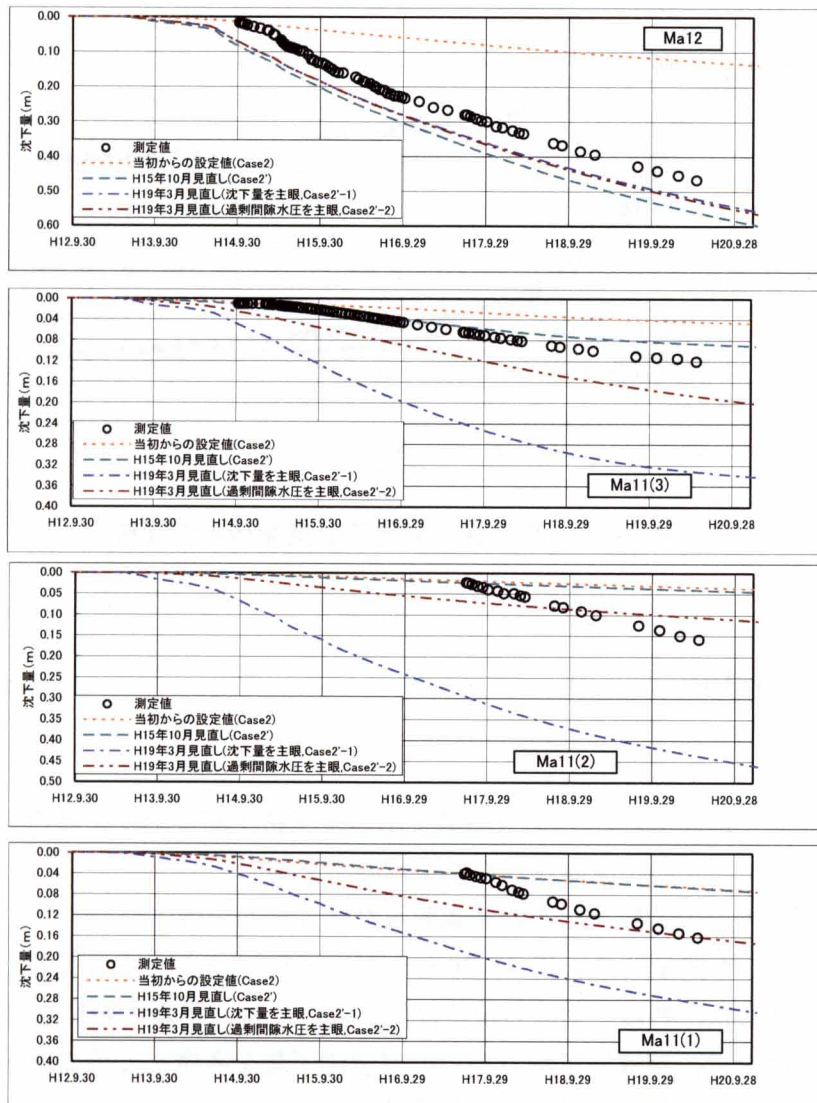


図- 3.16 Ma12層, Ma11層の沈下量の解析値と実測値の比較

第3章 粘土層の圧密挙動と予測モデルの構築および施工現場への適用

3.3.6 圧密予測モデルを用いた沈下解析結果

圧密予測モデルについて、3.3.4節および3.3.5節で述べたように、実地盤での粘土層の圧密挙動を反映させるべく、原位置での計測結果をもとに、沖積層および洪積層に関する見直しを行った。見直し後の予測モデルによる沈下量の解析結果と実測値との比較を図- 3.17に示す。同図には、沖積層、洪積層および全層の沈下量の解析結果と洪積層および全層の沈下量実測値を示しているが、全層、洪積層ともに解析値は実測値とよく一致していることがわかる。

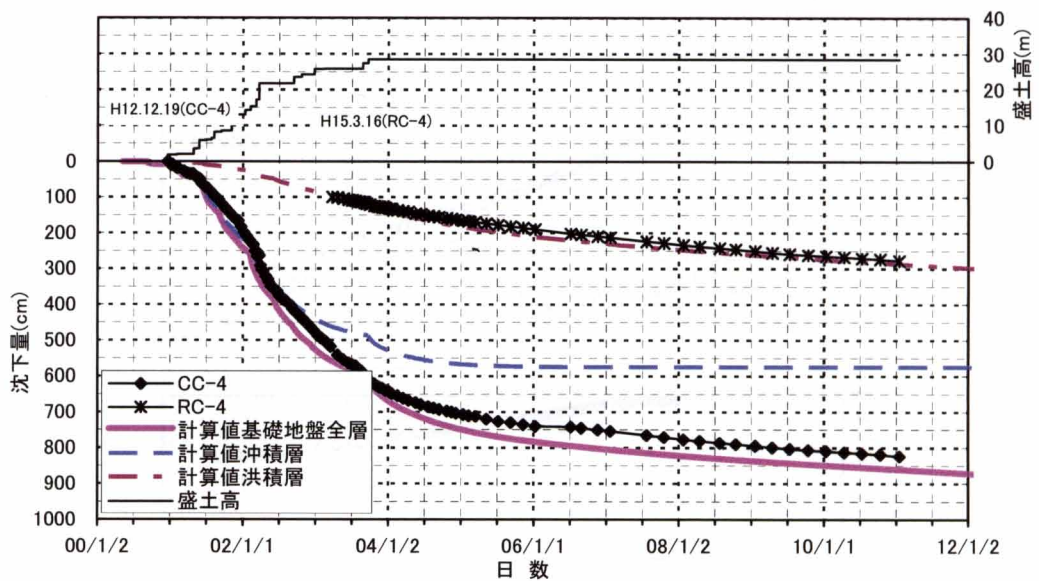


図- 3.17 沈下量の解析値と実測値との比較

3.4 施工現場への適用

空港島内の埋立・造成においては、3.3節で示した圧密予測モデルを島内全域に適用し、その解析結果を用いて所定の造成高さとなるよう施工を進めた。

圧密予測モデルの入力条件となる埋立・造成履歴は、島内全域について図- 3.18、図- 3.19に示すような深浅・水準測量結果を基に、20mメッシュの3次元データで蓄積し、工事の進捗に合わせて随時更新した。特に、造成の最終段階においては、更新の頻度を密にしていた。

造成の最終段階では、造成完了時点からの残留沈下量を考慮して造成計画高さを設定しなければならない。施工現場では、図- 3.20に示すような圧密予測モデルによる残留沈下量の計算結果を基に、必要な余盛高さを決定し、最終造成を行った。

第3章 粘土層の圧密挙動と予測モデルの構築および施工現場への適用

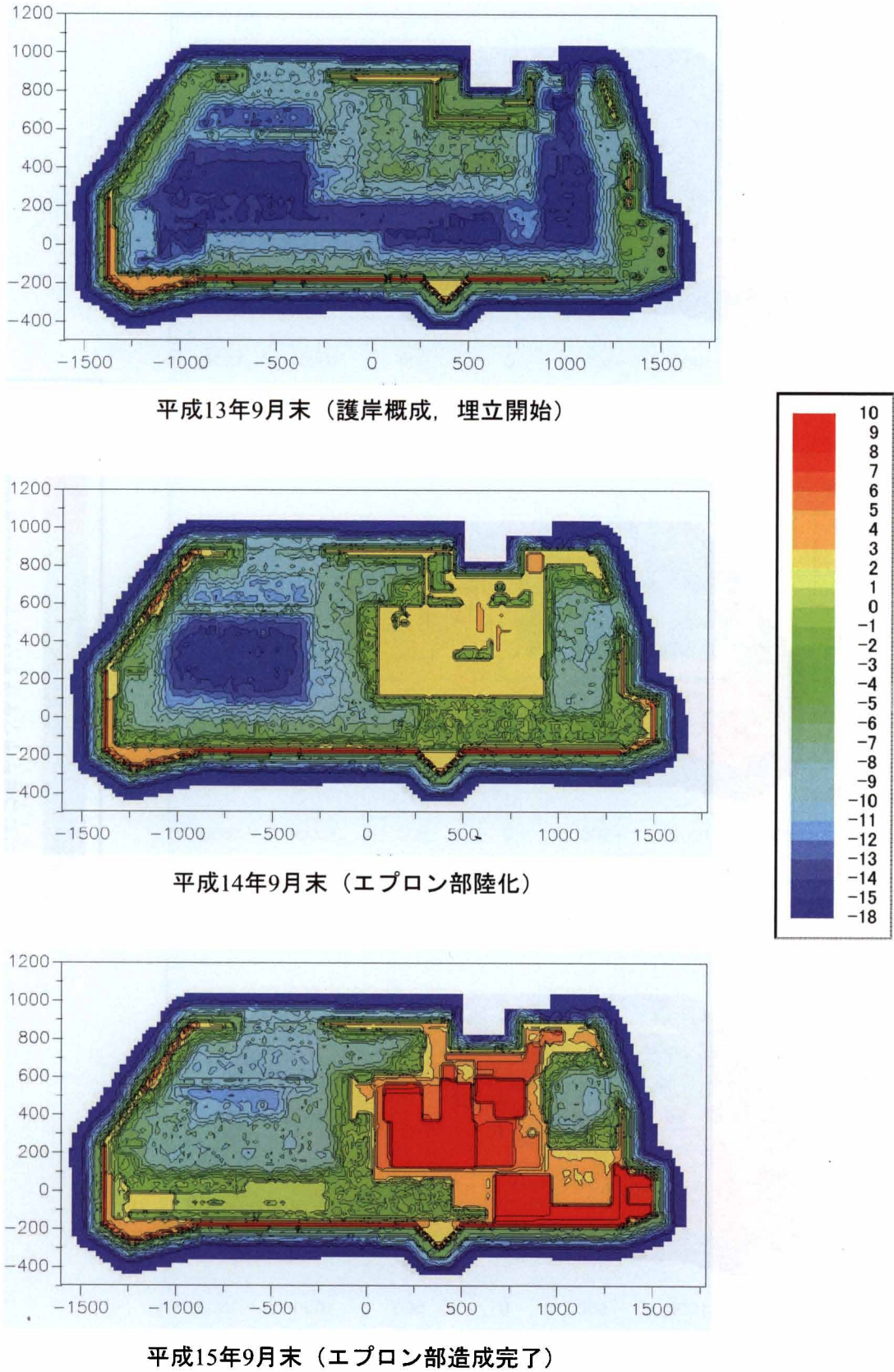
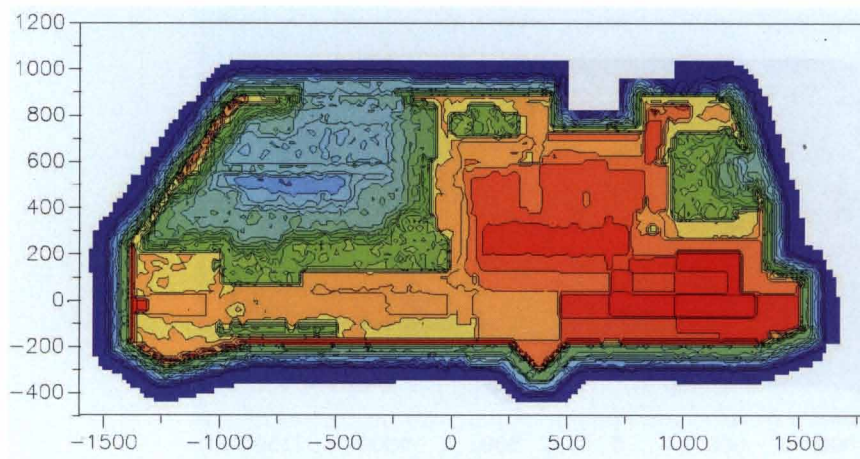
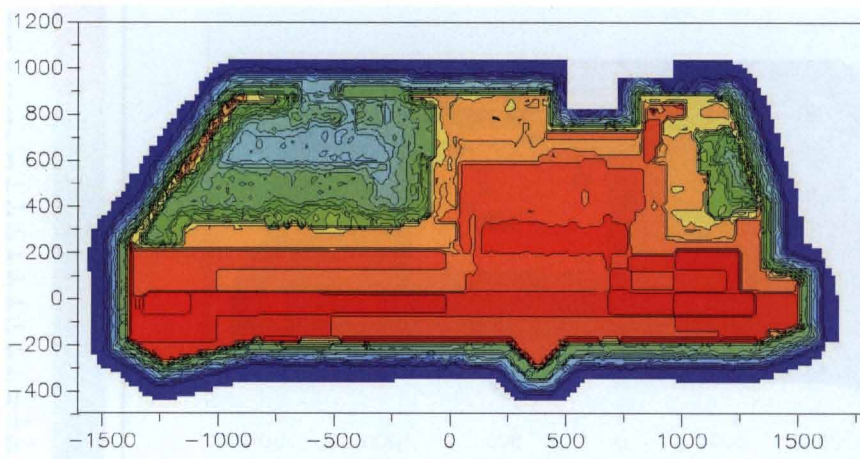


図- 3.18 深浅・水準測量結果 (1)

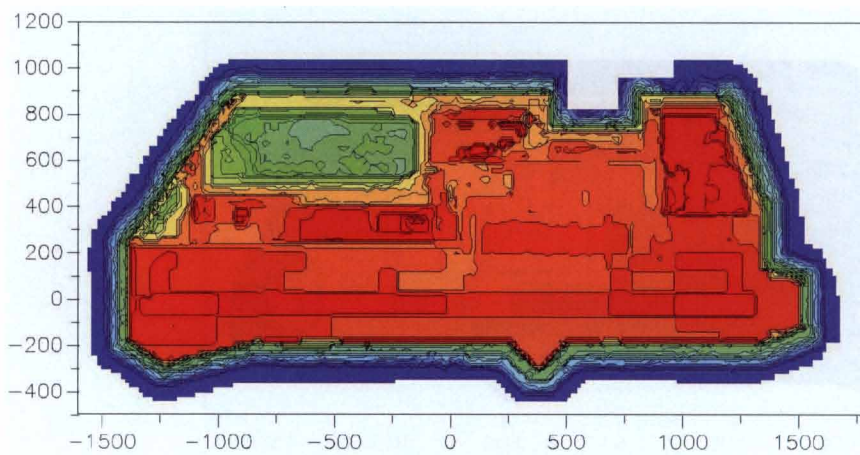
第3章 粘土層の圧密挙動と予測モデルの構築および施工現場への適用



平成16年3月末（滑走路東部造成完了）

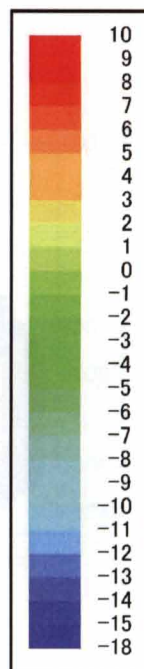


平成16年9月末（滑走路部造成完了）



平成18年2月末（神戸空港開港）

図- 3.19 深浅・水準測量結果 (2)



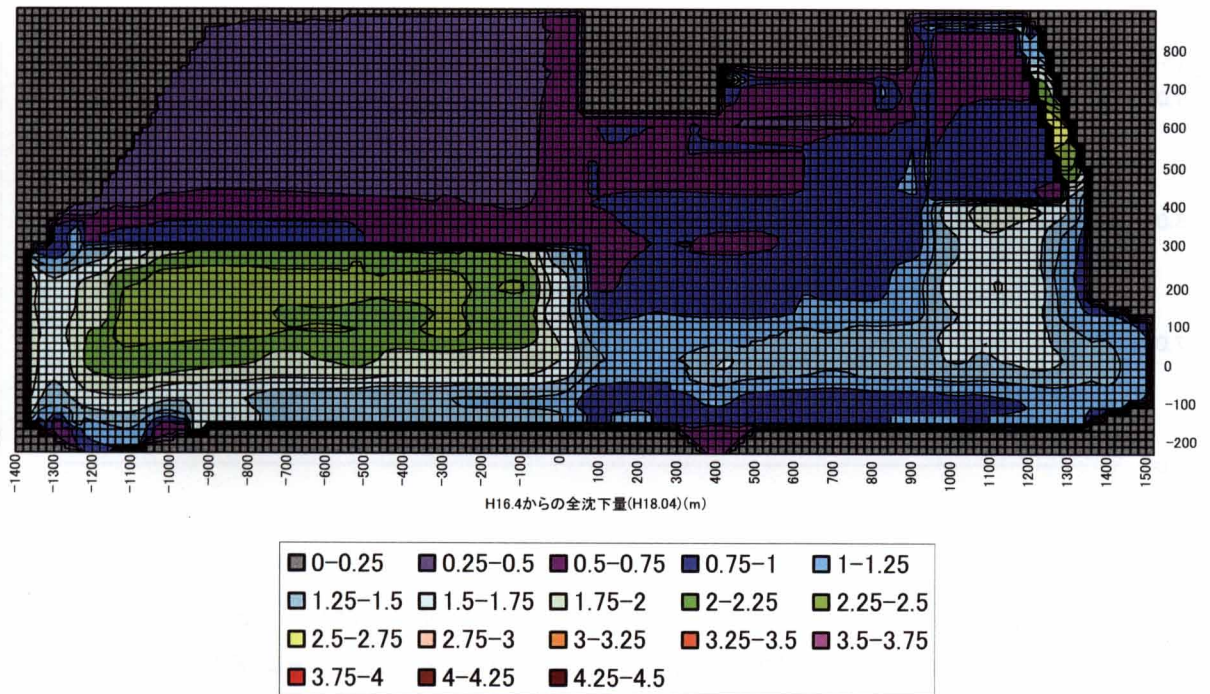


図- 3.20 残留沈下量計算結果の一例

滑走路等の空港施設は航空機の運行上、縦断形状、横断形状とも所定の基準値内に収める必要がある。そのため、縦横断形状に施工履歴の違いによる不陸を生じさせないように、埋立・造成および舗装工事を進める必要があった。このことより、施工中の沈下観測結果を速やかに次施工へフィードバックしていくこととした。

滑走路、誘導路の縦断方向では、沖積層の層厚が薄い西側よりも厚い東側の沈下量が多い。さらには、造成地盤の圧密特性が東西で異なる。一方、滑走路、誘導路の横断方向では、埋立・造成時期の遅い北側の方が南側よりも残留沈下量が多い。滑走路南側は、埋立・造成工事仕上げ段階では護岸の施工がすでに完了しており、沖積層の圧密が概ね終了しつつあったが、北側はそれよりも後に埋立されているために沖積層の圧密が継続していた。

以上のような地盤特性を踏まえて、滑走路等の空港施設が開港時およびその後においても規定の勾配を満足するように施工の進捗に合わせて沈下観測を行い、予測値と実測値に大きな差異が生じていないかを確認しながら施工した。

その結果、空港開港時には滑走路等の空港施設は、縦断勾配、横断勾配とも所定の基準値を満足することができた。図- 3.21に滑走路の縦断方向の地盤高を示す。同図では、開港時から現在まで、滑走路上で地盤高を計測している6点の実測値を点線で結んで示している。これによると、開港時にすでに沖積層の圧密がほぼ完了し、その後の残留沈下量は滑走路縦断方向でほとんど差がないため、開港5年後の現在にいたるまで、開港時の縦断形状をほぼ維持できていることがわかる。

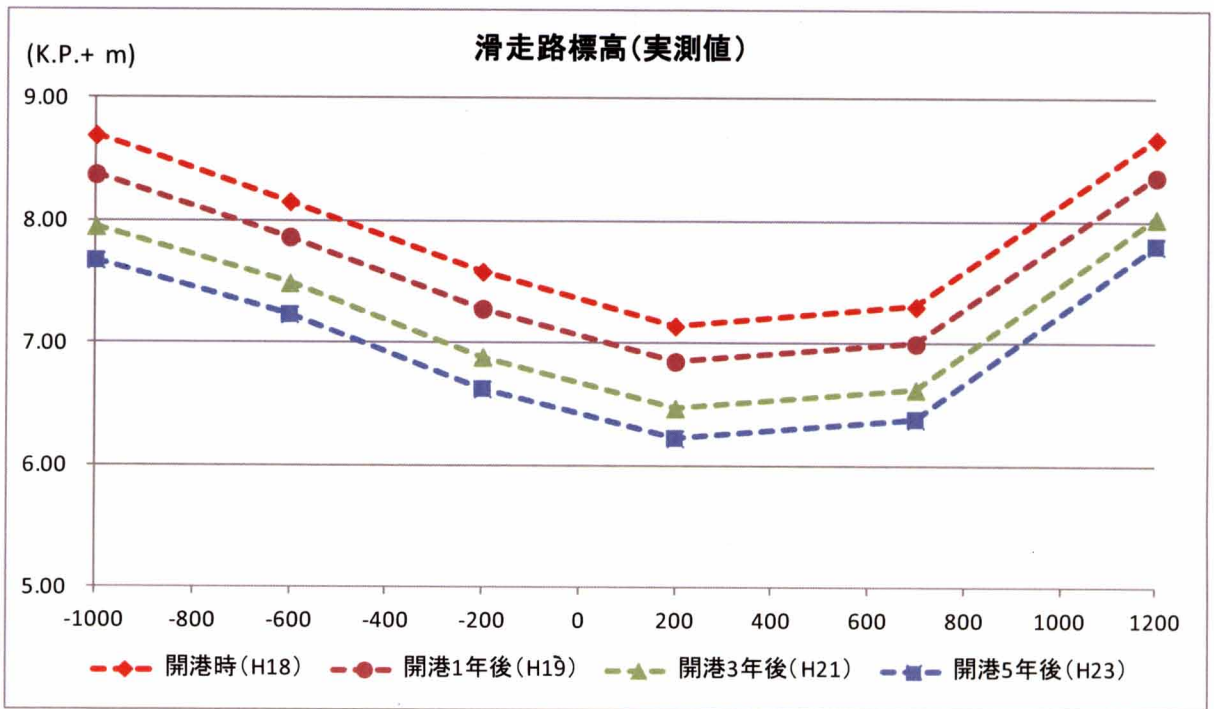


図- 3.21 滑走路の地盤高

3.5 まとめ

本章で得られた成果は以下のとおりである。

- 1) 区間変位測定器や多深度間隙水圧計を利用した詳細な沈下計測により、洪積層上部のMa12層およびMa11層の圧密挙動を明らかにすることができた。また、これら洪積粘土層に挟まれた互層部(Ds層)の排水機能を確認することができた。
- 2) 既往の研究により、擬似過圧密粘土である大阪湾の粘土については、ひずみ速度の影響により圧密降伏応力が室内試験で求めた値よりも実地盤では小さくなる傾向があることが指摘されているが、今回、Ma12層およびMa11層において、ひずみ速度の小さい実地盤での圧密降伏応力を捉えることができ、室内試験結果との対比により、擬似過圧密粘土のひずみ速度依存性を明らかにできた。
- 3) 空港島内を沖積層6ブロック、洪積層2ブロックに区分し、事前土質調査結果をもとに各ブロックの物性値を設定して、深度約300mのMa9層までを対象とした圧密予測の一次元解析モデルを構築した。
- 4) 擬似過圧密の程度が大きい沖積粘土層について、工事施工中のe-log P曲線が工事施工

前のe-log P曲線と比べ正規圧密領域で下側に位置している傾向が認められ、このことから、実地盤での急速な埋立載荷により年代効果による高位な構造骨格が破壊された可能性があることがわかった。

- 5) このため、沖積層の6ブロックのうち、事前土質調査結果をもとに設定した過圧密比 (OCR) が大きい北西側の4ブロックについてOCRを再検討し、併せてブロック区分を再検討することによって、解析値と実測値の整合性が改善された。
- 6) 洪積層について、1), 2)にも記したように、原位置詳細計測によって、Ma12層およびMa11層周辺互層部の排水機能が確認され、また圧密降伏応力のひずみ速度依存性が明らかになったことから、圧密予測モデルにおいて、排水層の設定およびOCRの再検討を行った結果、解析値は実測値とよく一致するようになった。
- 7) 圧密予測手法の島内全域への展開にあたり、盛土荷重は、深浅・水準測量結果を用いて20mメッシュで設定し、埋立造成工事の進捗に合わせて随時更新した。空港施設の整備にあたっては、滑走路等が開港時およびその後においても規定の勾配を満足するよう、圧密予測解析結果を用いて施工高さ、勾配を設定した結果、開港時には規定の勾配を満足することができ、5年後の現在においても、滑走路の縦断形状がほぼ維持されている。

参 考 文 献

- 1) 山本卓生, 田公雅比古, 南部光広: 神戸空港における地盤問題, 第54回地盤工学会シンポジウム平成21年度論文集, pp.169-176, 2009.
- 2) 長谷川憲孝, 松井保, 田中泰雄, 高橋嘉樹, 南部光広: 神戸空港海底地盤における洪積粘土層の原位置圧密挙動, 土木学会論文集C, Vol.62, No.4, pp.780-792, 2006.
- 3) 山本卓生, 田公雅比古, 澁谷啓, 南部光広, 塚本登士: MPシステムによるMa11層の圧密特性評価, 第45回地盤工学研究発表会講演集, pp.757-758, 2010.
- 4) Tanaka, H., Udaka, K. and Nosaka, T.: Strain rate dependency of cohesive soils in consolidation settlement, Soils and Foundations, Vol.46, No.3, pp.315-322, 2006.
- 5) 大阪湾海底地盤情報の活用に関する研究委員会: 海底地盤, (社) 土質工学会関西支部, pp.76-86, 1995.
- 6) 最上武雄他: 土質力学, 技報堂, pp.226-264, 1969.
- 7) 長谷川憲孝, 松井保, 田中泰雄, 高橋嘉樹, 南部光広: 神戸空港海底地盤における沖積層の圧密特性, 土木学会論文集C, Vol.63, No.4, pp.923-935, 2007.
- 8) 田中洋行, 宇高薫, 野坂知正: 二次圧密と層厚との関係, 土と基礎, Vol.53, No.7, pp.11-13, 2005.
- 9) 藤原照幸: ひずみ速度に着目した大阪湾洪積粘土地盤の一次元圧密特性に関する研究, 神戸大学博士論文, 2009.

第4章 護岸と滑走路の耐震安全性の検討

4.1 はじめに

兵庫県南部地震では、市街地の広範囲において建築物が倒壊し、大規模構造物やライフラインが甚大な被害を受けるとともに、六甲山系等においては地すべりや斜面崩壊による被害が発生した。また、ポートアイランドや六甲アイランド等の埋立地においても、コンテナヤードや埠頭等のケーソンが海側に移動・沈下する被害を受けるとともに、一部地域では泥水や砂が噴出する過去に例を見ないほどの大規模な液状化が発生した。

図- 4.1はポートアイランドおよび六甲アイランドにおいて噴砂が流出した範囲を地震直後の航空写真に基づいて作成したものである。同図によると、ポートアイランドと六甲アイランドでは、明らかにポートアイランドの方が噴砂が多いことが分かる。この原因としては、埋立材料の違いが挙げられる。六甲アイランドの埋立に主に使用された神戸層群は、ポートアイランドの埋立材料である風化花崗岩と比べると、細粒分含有率が高く、液状化に対して結果的に抵抗力があり、噴砂の発生量が少なかった。また、両島ともに、サンドドレーンやサンドコンパクションなどの地盤改良を実施した箇所では、噴砂が少ない傾向が見られた。

神戸空港は兵庫県南部地震の被災都市の防災拠点として整備されることから、滑走路・護岸等の主要施設はレベル2地震動に対しても施設機能を確保する必要がある。本章では、設計入力地震動としてポートアイランド観測波を用い、併せて各種調査結果に基づいて作成した大阪湾断層の模擬地震波を利用して、空港埋立地盤の液状化時における動的有効応力解析を実施し、護岸及び滑走路の耐震安全性の検討を行った結果を述べる。

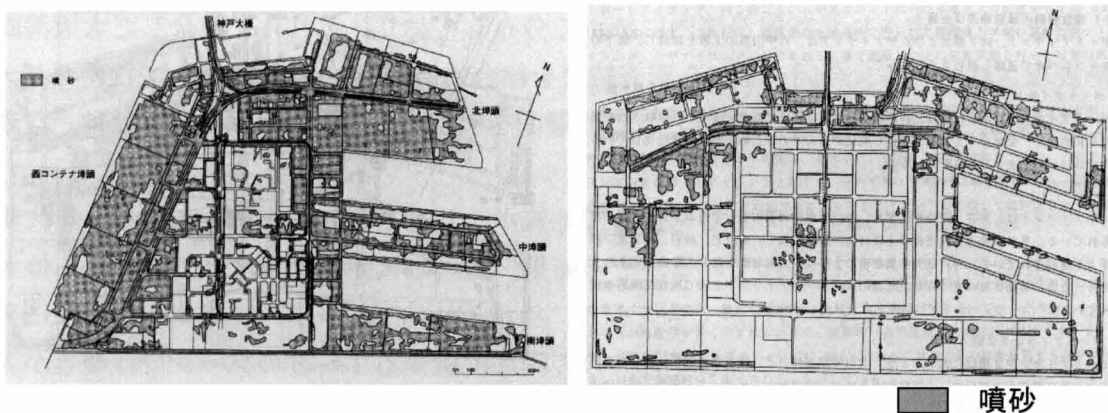


図- 4.1 噴砂の状況（左：ポートアイランド，右：六甲アイランド）¹⁾

第4章 護岸と滑走路の耐震安全性の検討

4.2 設計入力地震動

神戸空港の主要施設のうち、外周護岸などの港湾施設は「港湾の施設の技術上の基準・同解説」²⁾に、滑走路・誘導路などの空港施設は「空港土木施設設計基準」³⁾に準拠して設計を行なった。耐震設計に用いる入力地震動については兵庫県南部地震クラスのレベル2地震を想定し、「港湾の施設の技術上の基準・同解説」に従って、ポートアイランド波を用いることを基本とした。これは「空港土木施設設計基準」には入力地震動が規定されていないためである。ただし、参考として提示されている「空港土木施設の耐震設計指針(案)」⁴⁾では「ハイブリッド法による模擬地震波を作成することが望ましい」とあるため、建設予定地を横切る大阪湾断層の調査結果に基づいて作成した地震波も用いることにした。

護岸及び滑走路の耐震設計では、以上のようにポートアイランド波の利用を基本とし、新たに作成した模擬地震波は、復旧の困難さから重要度が高いと考えられる護岸の挙動把握と、ポートアイランド波との比較のために利用することとした。

4.3 模擬地震波の作成

4.3.1 大阪湾断層の概要

大阪湾断層は、岩崎ら⁵⁾による反射法地震探査によって明らかになった大規模断層であり、基盤岩の不整合が1000mに及ぶ逆断層である。兵庫県南部地震後の調査（例えば、横倉ら⁶⁾、神戸市⁷⁾）によって、その概要がより詳しく知られるようになってきた。図- 4.2にその概要を示す。調査から推定された断層が湾内に細かく分布しており、それらを統合した大阪湾断層が陰影表現されている。今回、これら調査結果を総合的に判断し、実線で示す2枚のセグメント（北部10km、南部28km）から構成される断層面を設定した。北部セグメントは神戸空港建設地点を横切っている。

神戸空港建設地点では大阪湾断層を挟んで地質ボーリング調査を実施しており、年代測定および帯磁率測定などが行われている。その結果、図- 4.3に示すように、対比線からは大きく4つの傾斜グループ（A～D）ができており、それぞれのグループ内での対比線はほぼ平行であることが判明した。これに対してA～Dの間に位置する1～3のゾーンでは傾きが大きく変化し、大阪湾断層の活動時期と判定される。その時期を年代測定結果から読み取ると1：「1200年前～2700年前」、2：「5700年前～6300年前」、3：「7800年前～8700年前」となり、大阪湾断層の活動周期は2000年～3000年と推定されることになる。一方、図- 4.3に示すK-Ah火

山灰層の変位量と年代から推定される平均変位速度は約0.58m/千年であり、3000年に1度の活動を想定すれば1回のイベントで約1.74mの垂直変位が見積られることになる。

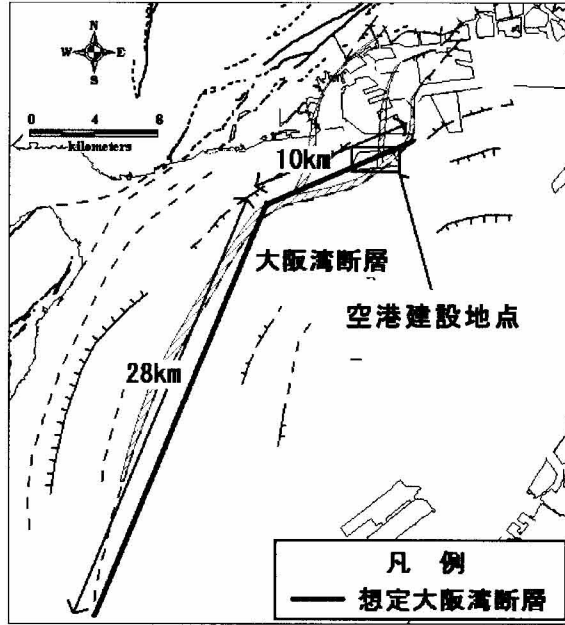


図- 4.2 大阪湾断層全体図と想定起震断層

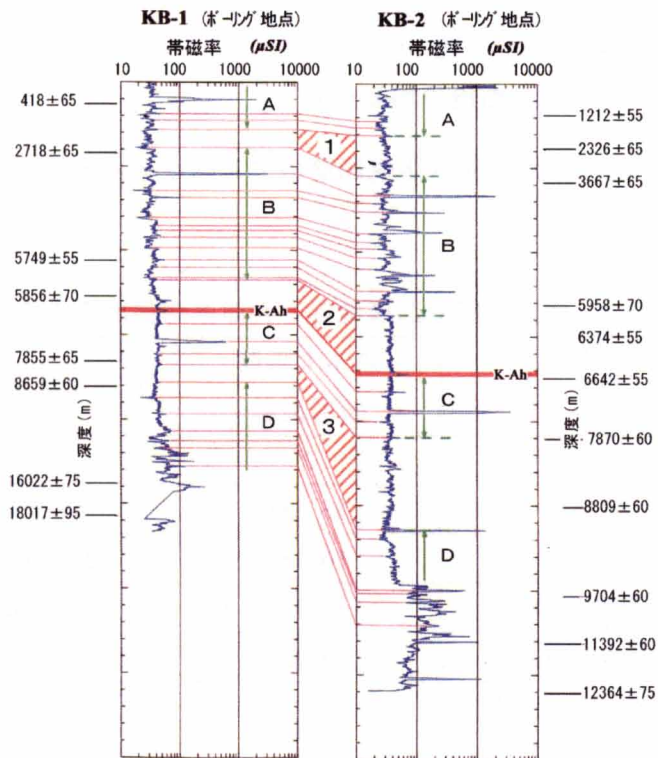


図- 4.3 大阪湾断層の活動

第4章 護岸と滑走路の耐震安全性の検討

4.3.2 地震動の予測

図- 4.2に示した想定断層に、過去の地震から導かれた経験的な非一様すべりモデル⁸⁾を適用した結果を図- 4.4および表- 4.1に示す。なお、表- 4.1には比較のために兵庫県南部地震の諸元を示した。地震断層の大きさは38km×16km、地震モーメントは 1.42×10^{26} dyne・cm, M_w 6.7, M_j 7.0⁹⁾となり、兵庫県南部地震 (M_w 6.9, M_j 7.3) より一回り小さい地震となっている。地震断層としては逆断層成分が卓越しているが、兵庫県南部地震の断層面およびすべり方向を参考にして、断層傾斜を80度とし、水平：鉛直のすべり比を2：1と仮定した。

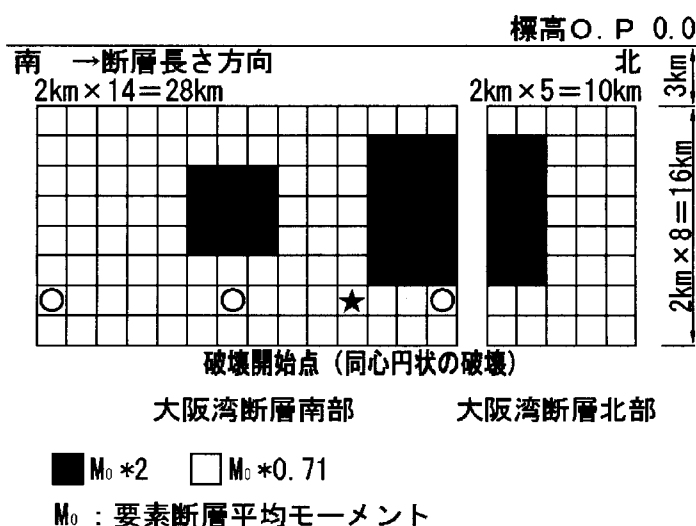


図- 4.4 想定大阪湾断層のアスペリティモデル

表- 4.1 想定大阪湾断層地震と兵庫県南部地震との比較

| パラメータ | 想定大阪湾断層地震 | 兵庫県南部地震 |
|------------------|---------------------|------------------------|
| 断層面数 | 2 | 3 |
| 断層長 | 38 km | 57 km |
| 断層幅 | 16 km | 21.8 km |
| 震源深度 | 16 km | 17 km |
| 断層面積 | 608 km ² | 1242.6 km ² |
| マグニチュード (気象庁) | 7.0 | 7.3 |

図- 4.4中の黒色部は平均の2倍のすべり量を有し、応力降下が高く、強震動を放射する領域

(アスペリティ)である。アスペリティは全断層面積の22%を占め、断層調査による変位量の大きい部分の直下に設定されている。星印は破壊開始点を示す。破壊開始点についてはこの他にも図中の○印の3点も加えたパラメトリック・スタディを実施しており、採用した星印からの破壊が神戸空港建設地点により影響の大きい地震動となることを確認している。地震動の計算にはハイブリッド法¹⁰⁾に準じた最新の手法を採用した。すなわち、大阪盆地の3次元地盤構造¹¹⁾を考慮した3次元差分法¹²⁾による長周期地震動と統計的グリーン関数法¹³⁾による短周期地震動を合成して地震動波形を作成した。従って、短周期から長周期の広い周期帯で合理的な地震動が予測され、種々の構造物の設計入力地震動として利用することが可能となった。

空港島南護岸(緩傾斜石積護岸)部での解放工学的基盤面(Ma12層下面)における計算された加速度地震波形を図-4.5に示す。ここに示したNS成分はほぼ断層直交方向に相当する。パルス状の主要動が卓越しており、図-4.6に示す兵庫県南部地震時にポートアイランドのMa12層下面で観測された地震動とよく似た性質を有していることが分かる。周期特性としては、周期1秒よりも短周期帯域で兵庫県南部地震と同程度の加速度応答を示し、それよりも長周期帯域でも十分に大きな加速度応答を有している。このため、広い周期範囲の構造物に対して影響の大きい地震動であることがわかる。

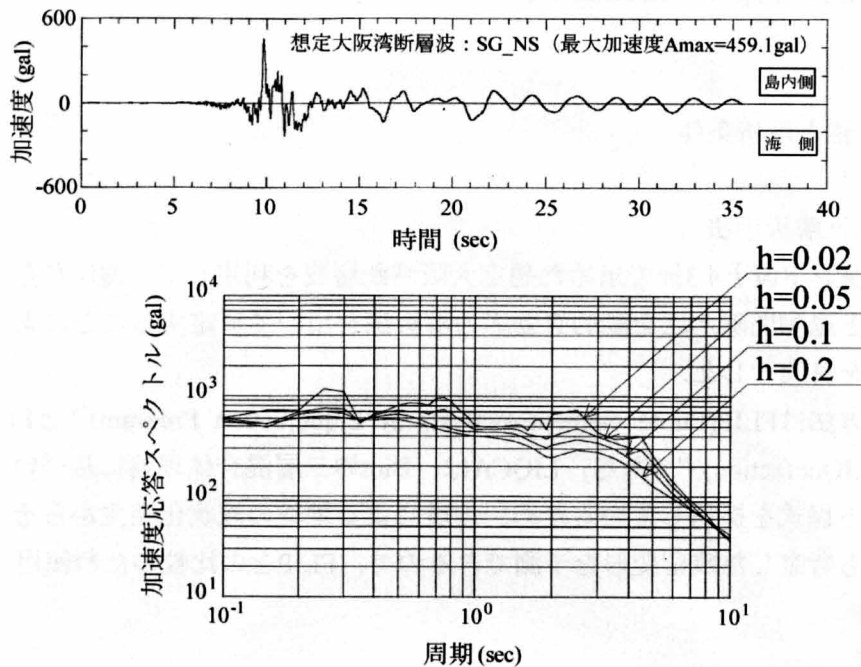


図-4.5 想定大阪湾断層波の波形および加速度応答スペクトル

第4章 護岸と滑走路の耐震安全性の検討

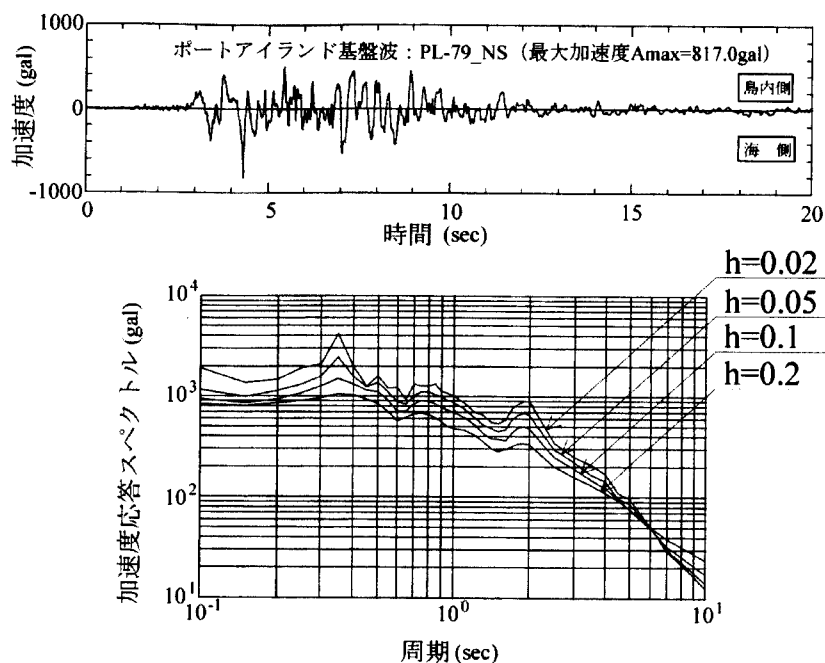


図- 4.6 ポートアイランド波の波形および加速度応答スペクトル

4.4 護岸および滑走路の耐震性能の評価

4.4.1 解析手法と解析条件

(1) 検討目的と解析手法

ポートアイランド波と4.3節で求めた想定大阪湾断層波を利用して、護岸ならびに滑走路の地震時変形量と過剰間隙水圧を動的有効応力解析法を用いて算定することにより、耐震性を評価することを目的とした。

用いた解析方法はFLIP(Finite element analysis of Liquefaction Program)¹⁴⁾とLIQCA(Coupled Analysis of LIQuefaction)¹⁵⁾である。LIQCAは、Biotの二層混合体理論に基づいた土～水連成の動的な支配方程式を採用しているため、地震による地盤の液状化発生からその後に生ずる水圧消散過程も考慮した残留変形を予測できるので、FLIPとの比較のため使用した。

(2) 解析条件

(イ) 解析位置

図- 4.7に示すように、主要な空港施設は島内の南側に位置し、周囲は護岸で囲まれている。滑走路延長は2500mで、地震時の滑走路横断方向の挙動と必要な液状化対策範囲を決めるために図- 4.7に示す位置を解析位置に設定した。なお、縦断方向は滑走路全延長に対して液状化対策を考慮しているため、横断方向より安定性は高いが、護岸との離隔が短い西端縦断面

については別途解析を行い、耐震安全性を確認している。

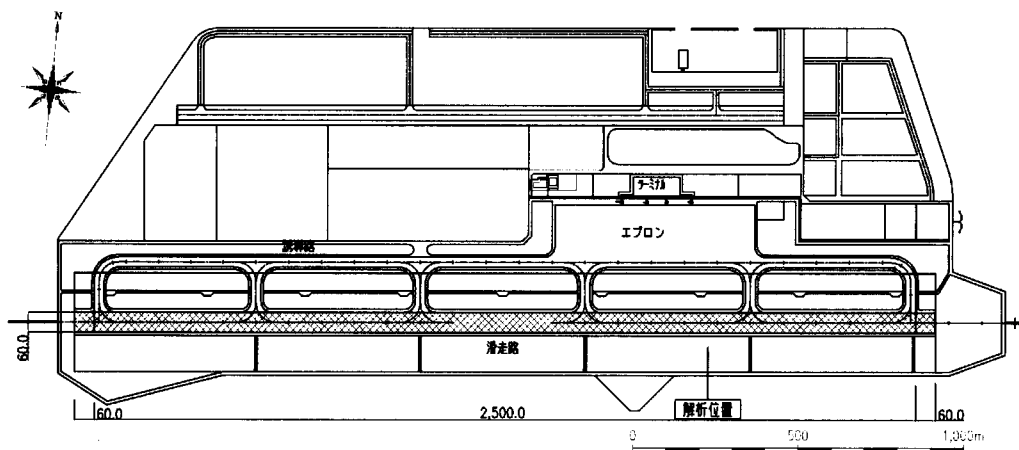


図- 4.7 神戸空港平面図

(1) 解析断面

護岸形式には重力式、矢板式、捨石(石積)式等があるが、神戸空港島ではサンドドレーン改良地盤上に盛砂、捨石などを積み上げる緩傾斜石積護岸を採用している。これはこの形式が経済性に優れ、圧密沈下や地震時の変形への追随性が良いという特徴を持つためである。

解析断面を図- 4.8に示す。同図は埋立による海底地盤沈下後の状態を表わしているが、水深約17mの軟弱地盤上に厚さ約32m、総面積272haの埋立を行っている。Ma12層下面を工学的基盤面としており、この面に対して地震動を入力した。

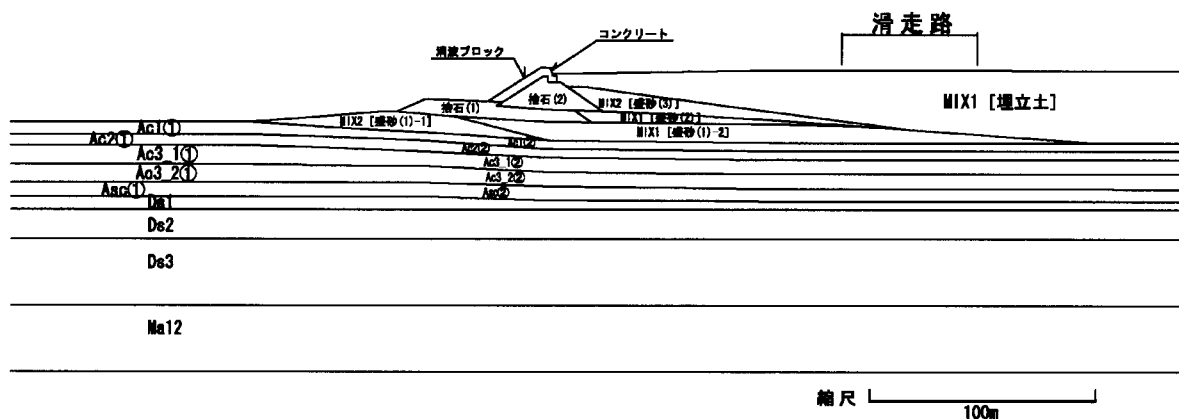


図- 4.8 解析断面

第4章 護岸と滑走路の耐震安全性の検討

(ウ) 入力地震動

解析に用いた入力地震動は、兵庫県南部地震時にポートアイランドのMa12層下面で観測された波（補正後最大加速度：817.0gal）と想定大阪湾断層波（最大加速度：459.1gal）である。地震波継続時間はポートアイランド波で20秒，想定大阪湾断層で36秒であるが，地震動の自由振動の影響を考慮するため解析時間はそれぞれ40秒，70秒とした。

(エ) 解析用物性値

地盤の物性値は土質試験結果と既往解析¹⁶⁾を参考にして設定した。捨石，消波ブロック，コンクリートブロックについては既往解析¹⁶⁾の物性値を引用した。埋立土砂(5種類)の物性値は，動的変形試験および図- 4.9に示す液状化試験結果と，要素シミュレーションにより設定した。図- 4.9のMIX1，MIX2で示されている点は，各埋立ブロックに投入される土砂の割合より設定したものである。

表- 4.2にFLIPで使用した物性値を示す。FLIPは有効応力解析であるため，沖積粘土層(Ac1, Ac2, Ac3, Asc)には粘着力 $c=0$ ，有効内部摩擦角 $\phi=30^\circ$ ，ポアソン比 $\nu=0.33$ を与えた¹⁷⁾。LIQC Aではこれらに加えて間隙水圧消散に関わる物性値を使用している。

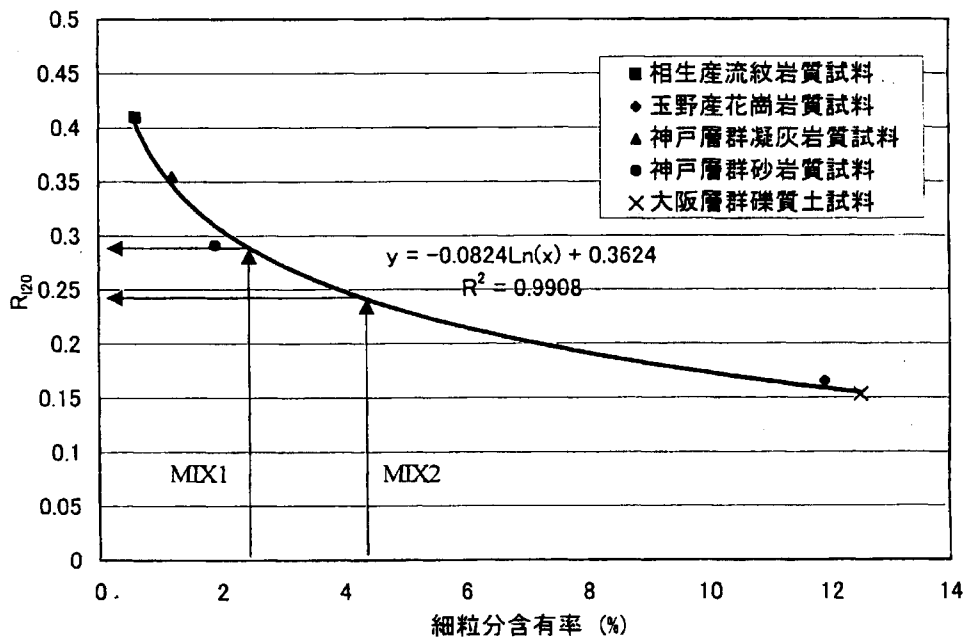


図- 4.9 各試料の細粒分含有率～ R_{120} の関係

表- 4.2 解析用物性値一覧 (FLIP)

| 材料名 | 要素種類 | せん断波速度 Vs m/s | 縦波速度 Vp m/s | 密度 ρ t/・ | 間隙率 n | ポアソン比 ν | 初期せん断弾性係数 Gm0 kN/m ² | 初期体積弾性係数 Km0 kN/m ² | 基準拘束圧 Sm0' kN/m ² | 拘束圧依存パラメータ mG,mk | 間隙水の体積弾性係数 Kw kN/m ² | 減衰定数土限值 hmax | 粘着力 C kN/m ² | 内部摩擦角 f (°) |
|-------------|----------|------------------|----------------|-------------|-------|---------|------------------------------------|-----------------------------------|---------------------------------|------------------|------------------------------------|--------------|----------------------------|----------------|
| MIX1地下水位上 | マルチスプリング | 230 | 1600 | 1.90 | 0.45 | 0.33 | 102950 | 268480 | 200 | 0.5 | 2.2E+6 | 0.108 | 0.0 | 36 |
| MIX2地下水位下 | " | 230 | 1600 | 2.00 | 0.45 | 0.33 | 102950 | 268480 | 200 | 0.5 | 2.2E+6 | 0.108 | 0.0 | 36 |
| MIX2 | " | 230 | 1600 | 2.00 | 0.45 | 0.33 | 102950 | 268480 | 200 | 0.5 | 2.2E+6 | 0.108 | 0.0 | 37 |
| Ac1① | " | 70 | 1500 | 1.50 | 0.45 | 0.33 | 7000 | 18250 | 30 | 1.0 | 2.2E+6 | 0.170 | 0.0 | 30 |
| Ac1②(圧密後) | " | 190 | 1500 | 1.65 | 0.45 | 0.33 | 61000 | 159080 | 267 | 1.0 | 2.2E+6 | 0.250 | 0.0 | 30 |
| Ac2① | " | 70 | 1500 | 1.50 | 0.45 | 0.33 | 7000 | 18250 | 30 | 1.0 | 2.2E+6 | 0.170 | 0.0 | 30 |
| Ac2②(圧密後) | " | 190 | 1500 | 1.65 | 0.45 | 0.33 | 61000 | 159080 | 267 | 1.0 | 2.2E+6 | 0.250 | 0.0 | 30 |
| Ac3_1① | " | 100 | 1500 | 1.60 | 0.45 | 0.33 | 15000 | 39120 | 80 | 1.0 | 2.2E+6 | 0.180 | 0.0 | 30 |
| Ac3_1②(圧密後) | " | 210 | 1500 | 1.70 | 0.45 | 0.33 | 77000 | 200800 | 300 | 1.0 | 2.2E+6 | 0.260 | 0.0 | 30 |
| Ac3_2① | " | 100 | 1500 | 1.60 | 0.45 | 0.33 | 15000 | 39120 | 80 | 1.0 | 2.2E+6 | 0.180 | 0.0 | 30 |
| Ac3_2②(圧密後) | " | 210 | 1500 | 1.70 | 0.45 | 0.33 | 77000 | 200800 | 300 | 1.0 | 2.2E+6 | 0.260 | 0.0 | 30 |
| Asc① | " | 160 | 1510 | 1.70 | 0.45 | 0.33 | 32000 | 83450 | 93 | 1.0 | 2.2E+6 | 0.155 | 0.0 | 30 |
| Asc②(圧密後) | " | 210 | 1500 | 1.70 | 0.45 | 0.33 | 77000 | 208000 | 300 | 1.0 | 2.2E+6 | 0.260 | 0.0 | 30 |
| Ds1 | " | 190 | 1700 | 2.00 | 0.45 | 0.33 | 44000 | 114750 | 160 | 0.5 | 2.2E+6 | 0.220 | 0.0 | 40 |
| Ds2 | " | 360 | 1940 | 2.10 | 0.45 | 0.33 | 140000 | 365100 | 280 | 0.5 | 2.2E+6 | 0.180 | 0.0 | 40 |
| Ds3 | " | 300 | 1730 | 2.00 | 0.45 | 0.33 | 110000 | 286860 | 490 | 0.5 | 2.2E+6 | 0.200 | 0.0 | 40 |
| Ma12 | " | 270 | 1550 | 1.75 | 0.45 | 0.33 | 140000 | 365100 | 730 | 1.0 | 2.2E+6 | 0.150 | 0.0 | 30 |
| Ds4(支持層) | 底面タンバー | 350 | 1660 | 1.93 | ---- | ---- | ---- | ---- | ---- | ---- | ---- | ---- | ---- | ---- |
| 捨石(1)・捨石(2) | マルチスプリング | ---- | ---- | 2.01 | ---- | 0.33 | 180000 | 469410 | 98 | 0.5 | 0.0 | 0.240 | 19.6 | 35 |
| 消波ブロック | " | ---- | ---- | 1.16 | ---- | 0.33 | 30500 | 79540 | 98 | 0.5 | 0.0 | 0.240 | 26.0 | 10.44 |
| コンクリートブロック | 線形要素 | ---- | ---- | 2.30 | ---- | 0.167 | E=2.0×107kN/m ² | ---- | ---- | ---- | ---- | ---- | ---- | ---- |

| | 液状化パラメータ | | | | | |
|----------|------------|-------|-----|------|------|-------|
| | 変相角φp 度 | W1 | P1 | P2 | C1 | S1 |
| MIX地下水位下 | 28 | 10.00 | 0.8 | 0.70 | 2.00 | 0.005 |
| MIX2 | 28 | 7.00 | 0.9 | 0.70 | 1.60 | 0.005 |

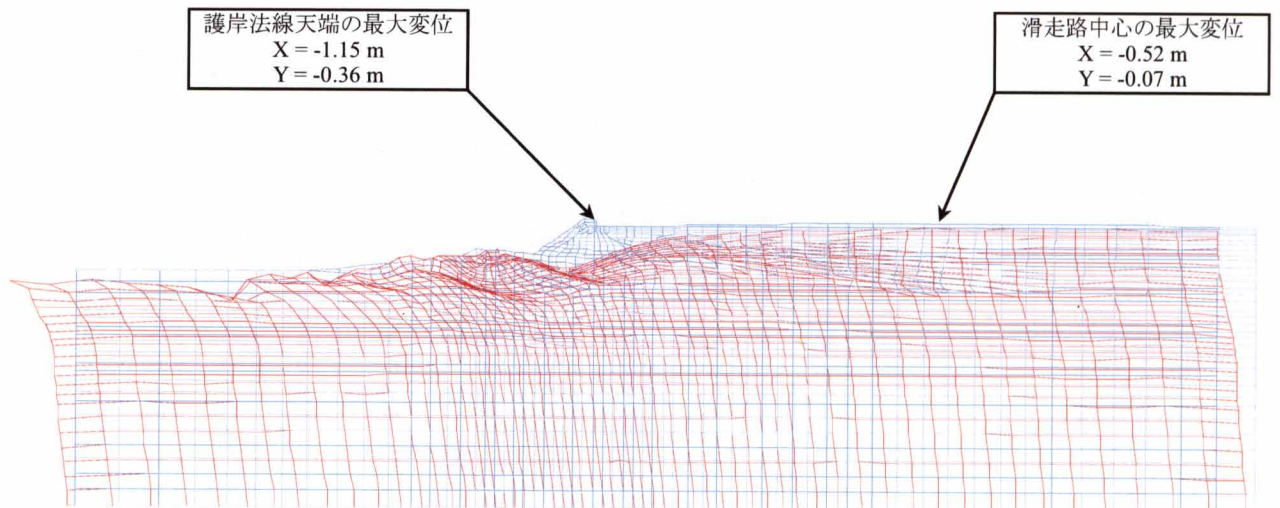
4.4.2 解析結果

(1) 地震時の変位と過剰間隙水圧

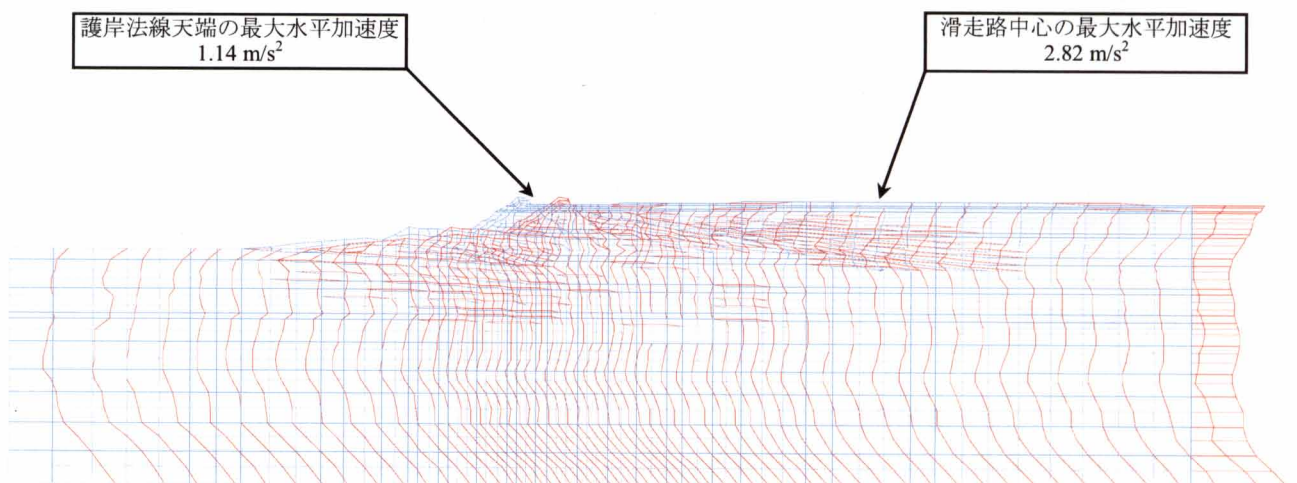
FLIPを用いた解析による最大応答分布を図- 4.10に、LIQCAを用いた解析による地表面変位の水平方向分布を図- 4.11および図- 4.12に示す。また、各解析結果による残留変位の一覧を表- 4.3に示す。図- 4.11、図- 4.12および表- 4.3には後述する地震終了後の変位もあわせて示している(4.4.2(2)参照)。

これらによると地震時残留水平変位は護岸変形の影響を受けて護岸背面50m程度まではかなり大きく、背面150m程度で収束に向かう。地震時残留沈下量は、護岸背面50m程度までは護岸変形の影響を受けるが、背面50m以遠ではほぼ一定値となる。滑走路部(護岸背面130m～190m)では、地震時残留水平変位量は、入力地震波・解析プログラムに関わらず護岸法線部に比してかなり小さい。ポートアイランド波の場合に比して想定大阪湾断層波の場合には、護岸天端の地震時残留水平変位、地震時残留沈下量とも約2倍の値を示すが、これは長周期帯域で大きな加速度応答を示していることと、地震動の継続時間が長いためと考えられる。液状化については、埋立土層は入力地震波・解析プログラムに関わらず過剰間隙水圧比が80～100%となり、液状化を生じる可能性が高い。

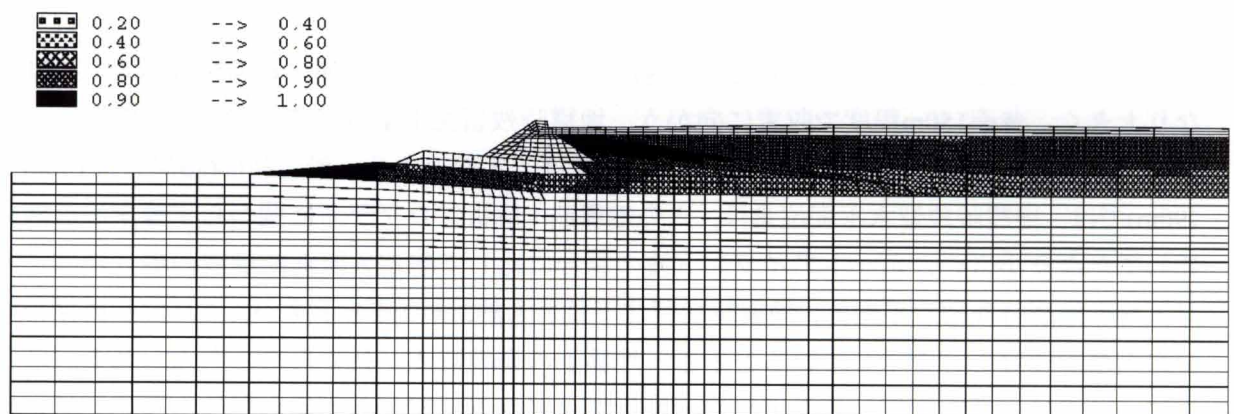
第4章 護岸と滑走路の耐震安全性の検討



(1) 最大変位分布図



(2) 最大水平加速度分布図



(3) 最大過剰間隙水圧比分布図

図- 4.10 FLIPによる解析結果 (ポートアイランド波)

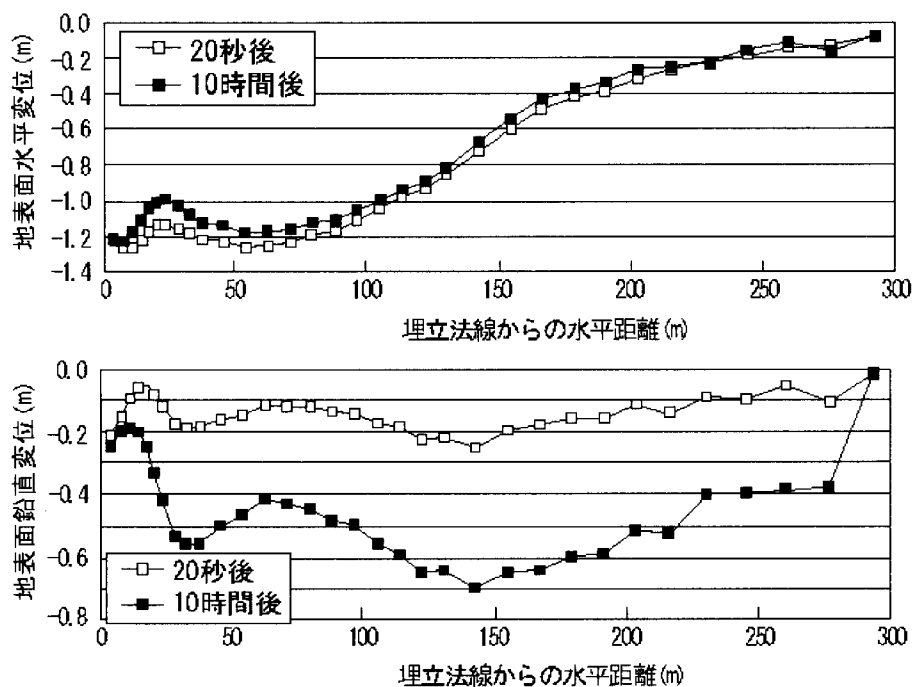


図- 4.11 LIQCAによる地表面変位の水平分布図 (ポートアイランド波)

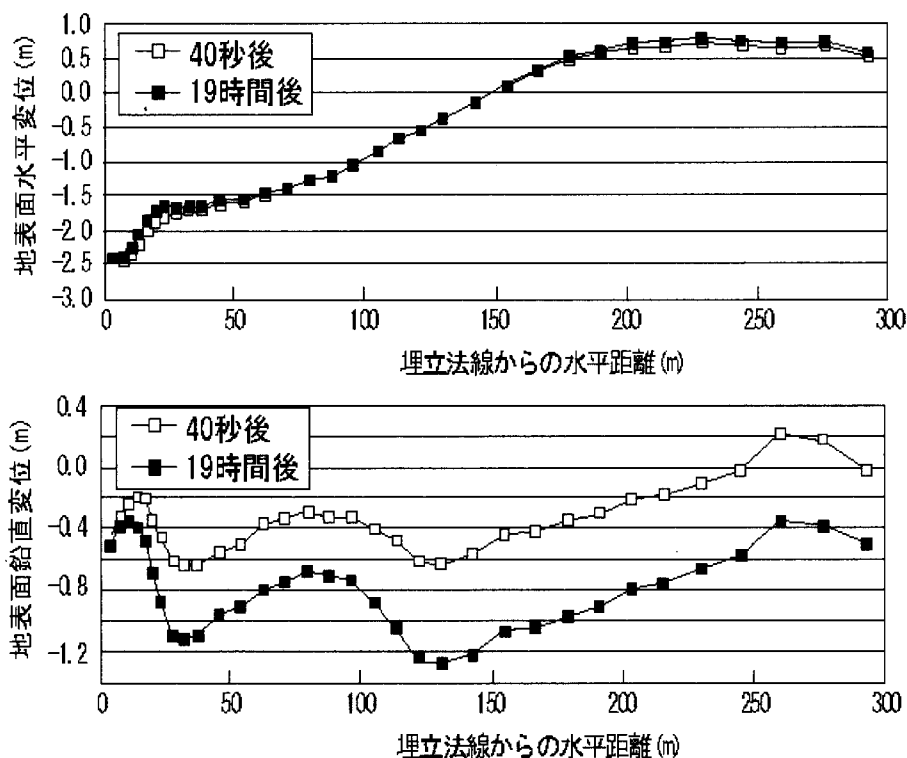


図- 4.12 LIQCAによる地表面変位の水平分布図 (想定大阪湾断層波)

第4章 護岸と滑走路の耐震安全性の検討

表- 4.3 残留変位一覧

| 入力地震動 | 検 討 位 置 | 解析プロ グラム | 残 留 水平変位 (m) | 地 震 時 残留沈下量 (m) | 地震後の 沈 下 量 (m) |
|----------------|------------|-------------|--------------------|-----------------------|----------------------|
| 大断層波 大阪湾 | 護 岸 天 端 | FLIP | 1.89 | 0.54 | — |
| | | LIQCA | 2.42 | 0.50 | 0.02 |
| ポアイランド波 ポート | 護 岸 天 端 | FLIP | 1.06 | 0.31 | — |
| | | LIQCA | 1.20 | 0.22 | 0.04 |
| | 滑走路 中 央 | FLIP | 0.15 | 0.06 | — |
| | | LIQCA | 0.47 | 0.19 | 0.44 |

(2) 液状化層の地震後沈下量

液状化層の地震後沈下量についてはFLIPで求められないため、LIQCAで求めることとした。解析は埋立層内の過剰間隙水圧が十分に消散して地表面の沈下が収束するまで行うため、解析時間は、ポートアイランド波では約10時間、想定大阪湾断層波で約19時間とした。地震後の埋立層地表面変位の水平分布を図- 4.11および図- 4.12に示す。

護岸は、機能上、地震後の水平変位は許容されるが、沈下後に最低限必要な高さとしてH.W.L KP+3.7mを確保する必要がある。表- 4.3から護岸法線位置では地震後にポートアイランド波で4cm、想定大阪湾断層波で2cmの沈下が生じており、地震時の沈下量とあわせるとポートアイランド波で26cm、想定大阪湾断層波で52cmの沈下となるが、これにより護岸の天端高さはKP+7.0m前後となることから被害は生じないと判断した。

滑走路部については、ポートアイランド波の場合、図- 4.11によると地震後に埋立層内の過剰間隙水圧が消散する過程で40～50cm程度の沈下が発生している。地震時の沈下量が20cm前後と少ないため、結果的に地震後の間隙水圧消散に伴う沈下量の割合が大きくなっている。なお、同図において、護岸法線から290m離れた箇所の変位量が20秒後と10時間後で同じになっているのは、モデル境界に近く誤差を含んでいるものと判断しており、対象となる護岸と滑走路の変位に対する影響は少ないと思われる。また、護岸法線から130mあたりで沈下量が大きくなっているが、この原因として、埋立の層構成とその物性の違いが考えられる。

「空港土木施設設計基準」によると、滑走路は横断・縦断ともに最大勾配(部分勾配)1.5%以下とあり、残留沈下量・不同沈下量に対する規定はないが、液状化による沈下量が50cmを超えると、滑走路の計画高さ航空法で規定されている制限表面¹⁸⁾を確保できない可能性があるため、今回の解析結果のような大きな沈下量は許容できないと判断した。

4.5 滑走路に対する地盤改良の検討

動的有効応力解析の結果、滑走路については、液状化によって地震時に発生する沈下に加え、地震後の過剰間隙水圧の消散に伴って大きな沈下が生ずる結果となった。地震直後の空港機能と防災拠点機能を確保するためには、滑走路の大きな沈下と不同沈下を許容できないので、滑走路下部に対して液状化対策を目的とした地盤改良の検討を行った。

4.5.1 検討手法と条件

滑走路下部に地盤改良を施した場合について、排水後の残留変位を予測できるLIQCAを利用して二次元地震応答解析を行い、地盤改良の改良深度と滑走路の変形量の関係を調べた。

本解析で使用した地震動は4.2節に示したようにポートアイランド基盤波（PL-79NS）であり、地震時と地震後の排水による変形について評価を行った。

本解析での検討断面位置は図- 4.7と同じであり、地盤改良範囲は護岸法線から陸側に130.0 m～190.0mの幅60.0mの滑走路下部の埋立土層である。改良深度はGL-15m, GL-20m及び埋立土全層の3ケースについて検討した。

各構成式に使われたパラメータは表- 4.2と同じであるが、改良地盤の物性値は改良の効果をより明確にするため「改良される地盤では液状化が発生しない」という条件の元で設定し、表- 4.4に示すように、解析モデルのパラメータ（せん断係数比、透水係数など）を大きく設定した。

表- 4.4 解析に用いた改良地盤の物性値

| | | 改良前 | 改良後 |
|---------------------------------|------------------------|----------|----------|
| 初期せん断係数比 (G_0/σ'_{m0}) | | 616.0 | 1837.0 |
| 透水係数 (k , m/sec) | | 1.02E-06 | 1.02E-03 |
| 硬化関数中のパラメータ | B_0 | 1800.0 | 5000.0 |
| | B_1 | 100.0 | 0.0 |
| ダイレイタンス係数 | D_0 | 2.0 | 0.0 |
| | n | 2.0 | 0.0 |
| 基準ひずみ | 塑性(γ_{ref}^P) | 0.02 | 1000.0 |
| | 弾性(γ_{ref}^E) | 0.4 | 1000.0 |

第4章 護岸と滑走路の耐震安全性の検討

4.5.2 検討結果

護岸天端と滑走路中央部について、地盤改良深度と水平変位及び鉛直変位の関係を図- 4.13, 図- 4.14に示す。図中には地震終了時点(20秒後)と地震中の最大値を示してある。護岸天端部は地盤改良による影響はほとんど見られないが、滑走路中央部は地盤改良されることにより、水平、鉛直変位ともに小さくなっていることがわかる。特に、改良深度にかかわらず鉛直変位の低減効果が大きい。

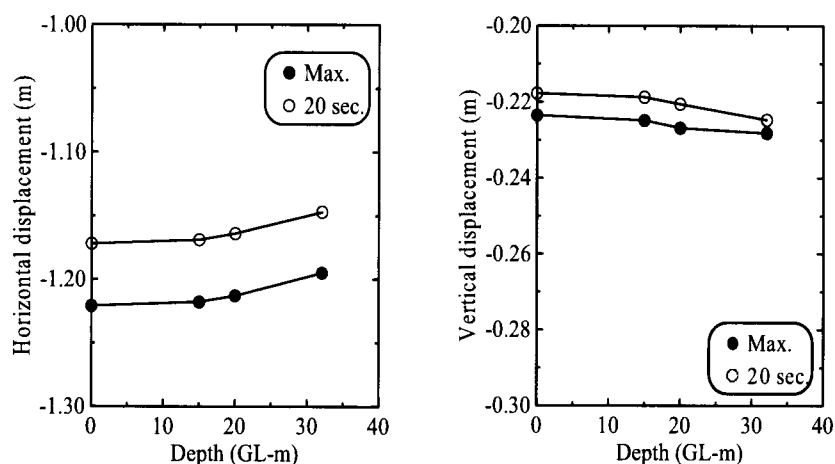


図- 4.13 護岸天端における改良深度と変位の関係 (左：水平変位, 右：鉛直変位)

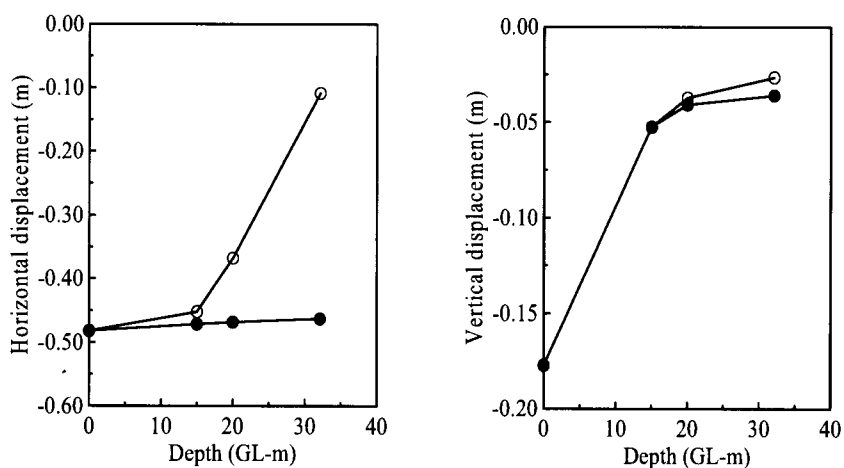


図- 4.14 滑走路中央部における改良深度と変位の関係 (左：水平変位, 右：鉛直変位)

地震終了時及び排水後の地表面変位分布を図- 4.15, 図- 4.16に示す。図中には図- 4.11に示した無対策の場合の結果も併記している。無対策では滑走路両端の水平変位の差が50cm程度(1%弱)あり、滑走路内にひび割れが発生する可能性が高く、排水後の沈下量が約60cmと大きい。

これに対して改良時は，改良深度にかかわらず地震終了時と排水後のどちらにおいても滑走路両端の水平変位の差はほとんどない．改良時の滑走路範囲の鉛直変位は，地震終了時では改良深度による差はほとんど見られない．排水後においては改良深度による差が見受けられるが，いずれの場合でも滑走路中央部の変位量は無対策の場合の半分以下となっており，滑走路範囲内での不同沈下も少ないと評価できる．

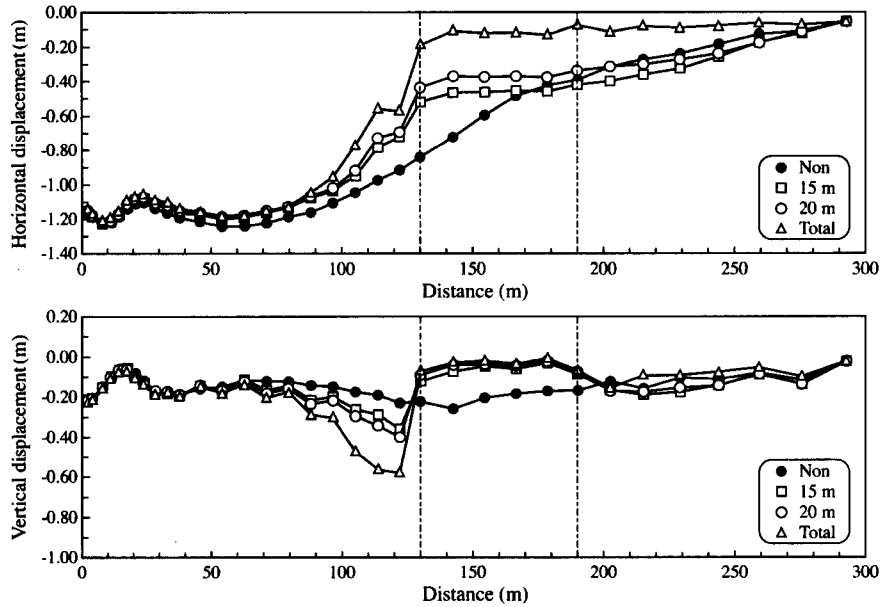


図- 4.15 地震終了時の地表面変位図（上：水平変位，下：鉛直変位）

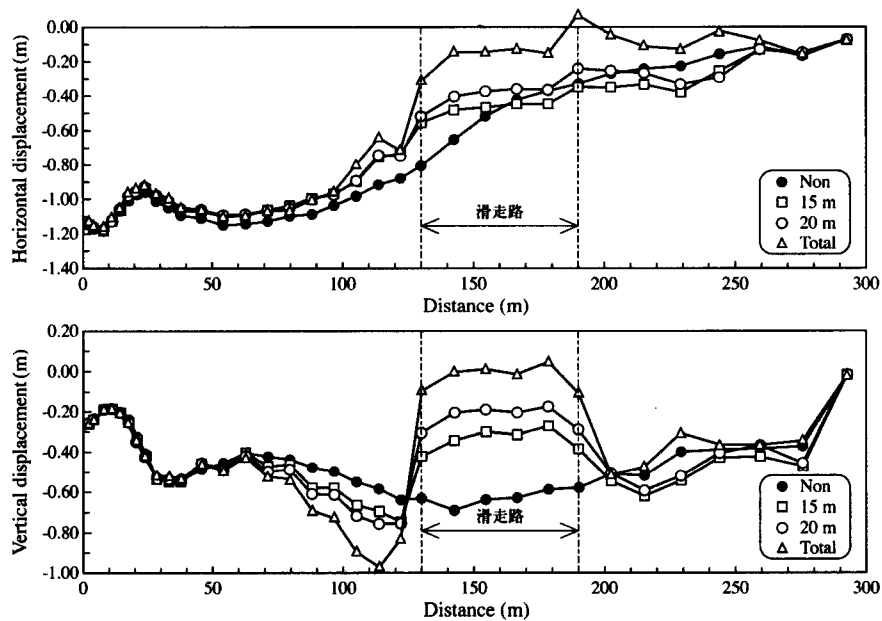


図- 4.16 地震後の排水終了後の地表面変位図（上：水平変位，下：鉛直変位）

第4章 護岸と滑走路の耐震安全性の検討

4.5.3 地盤改良工法の検討

LIQCAによる解析の結果、地盤改良を施せば、改良深度にかかわらず滑走路両端の水平変位の差はほとんどない。排水後の鉛直変位は、改良深度にかかわらず50cm以下であり、また、滑走路範囲の不同沈下は少ないと判断される。これらのことから、改良深度は経済性を考慮して地表面から15mとした。

神戸空港の埋立に用いられる各種材料の液状化強度は、図- 4.9に示した相対密度 $D_r = 60\%$ の結果と田中が行った試験結果¹⁹⁾から、相対密度 D_r とせん断応力比 R の関係として図- 4.17のような結果が得られている。同図から $D_r = 85\%$ 以上でせん断応力比が0.5以上に急増することと、各種基準^{20),21)}に補正N値25以上は液状化が発生せず、その場合のせん断応力比は0.5程度と示されていることから、解析条件で設定した「液状化が発生しない高いせん断強度」をせん断応力比0.5、相対密度 $D_r = 85\%$ と評価した。

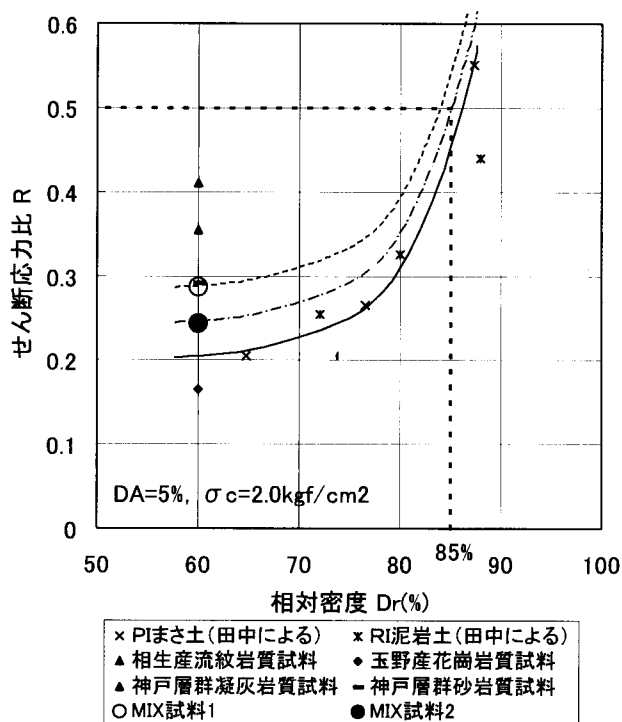


図- 4.17 相対密度～せん断応力比の関係

このような高強度を期待できる改良工法として、確実性、経済性と兵庫県南部地震での実績からサンドコンパクションパイル(SCP)工法を採用した。さらに改良地盤の透水性を高めるためと経済性を考慮して中詰材に再生砕石を使用することにした。

4.5.4 地盤改良の設計

SCP工法の設計においては、以下に示すように、有効締固め係数 R_c を用いた新しい設計手法²²⁾により、相対密度 $D_r = 85\%$ を満足する改良ピッチを求めた。

まず、相対密度 D_r は、間隙比を用いて次のように定義される。

$$D_{r0} = \frac{e_{\max} - e_0}{e_{\max} - e_{\min}} \times 100 \quad \text{式(4.1)}$$

$$D_{r1} = \frac{e_{\max} - e_1}{e_{\max} - e_{\min}} \times 100 \quad \text{式(4.2)}$$

ここで、 D_{r0} , D_{r1} : 改良前, 改良後の相対密度

e_{\max} , e_{\min} : 最大, 最小間隙比

e_0 , e_1 : 改良前, 改良後の間隙比

e_{\max} , e_{\min} については平間の実験式により細粒分含有率 F_c から次式により求められる。

$$\begin{aligned} e_{\max} &= 0.02F_c + 1.0 \\ e_{\min} &= 0.003F_c + 0.6 \end{aligned} \quad \text{式(4.3)}$$

式(4.1)より、改良前の間隙比 e_0 は次のように表せる。

$$e_0 = e_{\max} - \frac{D_{r0}}{100}(e_{\max} - e_{\min}) \quad \text{式(4.4)}$$

一方、サンドコンパクションパイルの改良率 a_s は次のように表される。

$$a_s = \frac{A_s}{x^2} \quad \text{式(4.5)}$$

ここで、 A_s : 碎石杭の断面積

x : 打設ピッチ (正方形配置)

次に、改良率 a_s を用いて改良後の間隙比 e_1 を求めるが、ここで、有効締固め係数 R_c を導入する。すなわち、地盤に圧入された碎石杭がすべて密度増加に寄与する理想的な改良モデルでは、改良後の間隙比 e_1 は式(4.6)で表されるが、実際には地盤中の細粒分含有率が増加す

第4章 護岸と滑走路の耐震安全性の検討

ると、締固め効果が減殺されて砕石杭圧入時に地盤の盛上がりが生じるため、この盛上がりによる体積変化を表すパラメータとして有効締固め係数 R_c を導入し、改良後の間隙比 e_1 は式(4.7)で表される

$$e_1 = e_0 - (1 + e_0) \cdot a_s \quad \text{式(4.6)}$$

$$e_1 = e_0 - R_c(1 - e_0) \cdot a_s \quad \text{式(4.7)}$$

有効締固め係数 R_c は、山本ら²²⁾により細粒分含有率 F_c を用いて次の経験式が得られている。

$$R_c = 1.05 - 0.46 \log_{10} F_c \quad \text{式(4.8)}$$

現地盤が推定相対密度 $D_{r0} = 60\%$ で細粒分含有率 $F_c = 10\%$ の場合、式(4.1)～式(4.8)より、直径70cmのサンドコンパクションパイルのピッチと改良後相対密度 D_{r1} の関係は図- 4.18のようになり、目標とする $D_{r1} = 85\%$ を達成するためのピッチは1.8m正方形配置となった。

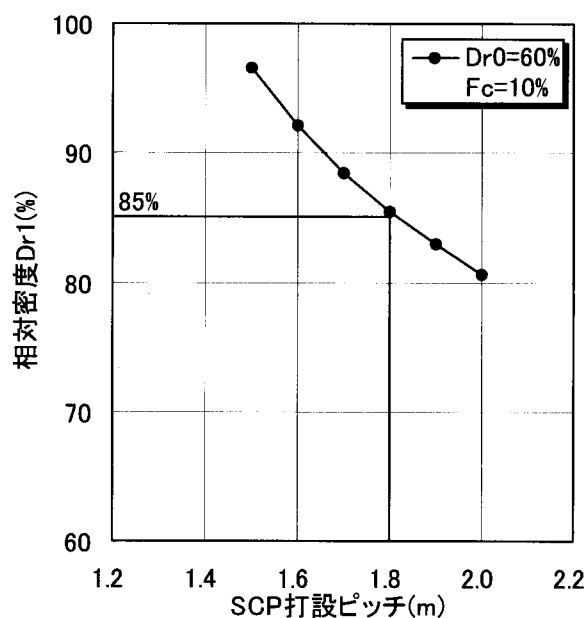


図- 4.18 SCP打設ピッチと改良後相対密度の関係

4.6 滑走路における地盤改良効果

4.6.1 設計照査

4.5.4節で述べた地盤改良の設計では、現地盤の相対密度および細粒分含有率をそれぞれ $D_{r0} = 60\%$ 、 $F_c = 10\%$ と推定し、地盤改良ピッチ1.8mとの結論を得た。

実際の滑走路部での地盤改良の施工にあたっては、事前に改良対象である滑走路下部の埋立土層について土質調査を実施し、N値と細粒分含有率 F_c を得たうえで、式(4.1)～式(4.8)を用いて設計照査を行った。

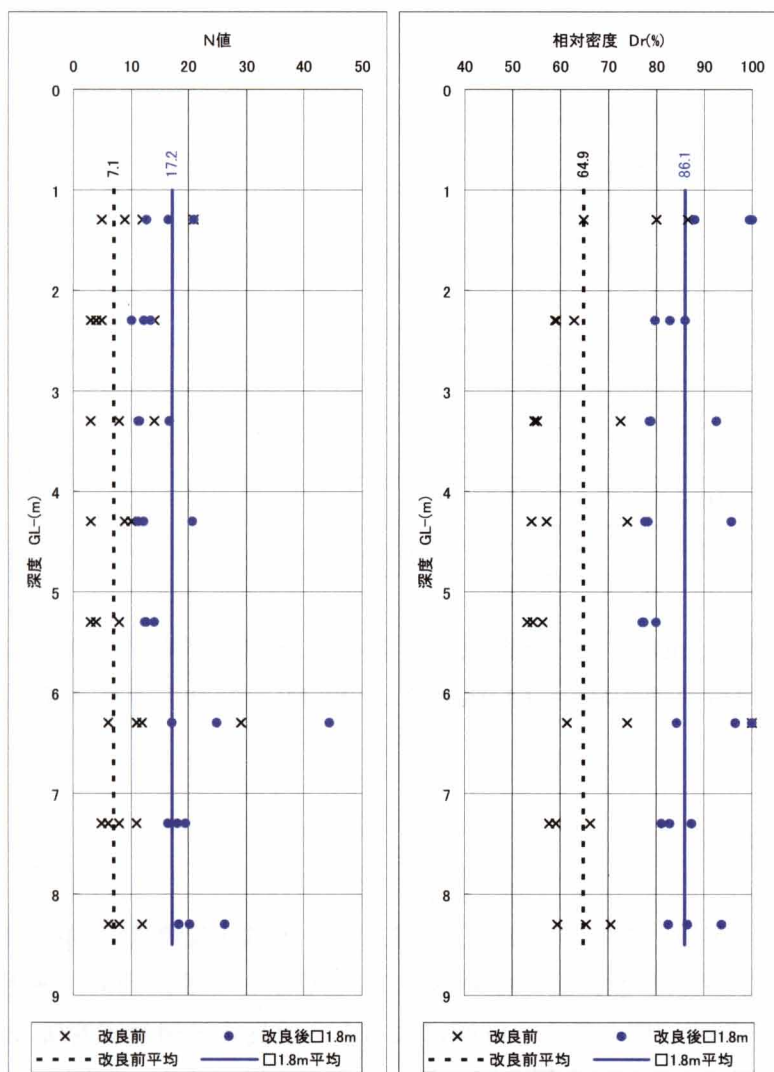


図- 4.19 設計照査結果 (一例) ²³⁾

第4章 護岸と滑走路の耐震安全性の検討

図- 4.19に設計照査の結果の一例を示す。なお、改良目標の相対密度 $D_{r1} = 85\%$ については、各深度ごとの相対密度ではなく、事前土質調査1地点ごとに全深度の相対密度の平均値で評価した。平均値で評価することの是非については、兵庫県南部地震における液状化被害の統計解析結果より、液状化の被害は地盤のばらつきの影響は少なく、平均値によって支配されているとの報告事例²⁴⁾があることから、妥当なものと判断される。

また、事前土質調査では、相対密度 D_{r0} ではなくN値と細粒分含有率 F_c が得られるため、次式の時松・吉見の方法^{25),26)}により、N値と細粒分含有率 F_c から相対密度 D_{r0} を算定して設計照査に用いた。

$$D_r = 21 \sqrt{\frac{N}{0.7 + \sigma'_v} + \frac{\Delta N_f}{1.7}} \quad \text{式(4.9)}$$

ここで、 D_r : 相対密度
 N : N値
 σ'_v : 有効土被り圧
 ΔN_f : 細粒分による補正N値増分

| $F_c(\%)$ | ΔN_f |
|-----------|---------------------|
| 0～5 | 0 |
| 5～10 | $1.2(F_c - 5)$ |
| 10～20 | $6 + 0.2(F_c - 10)$ |
| 20～ | $8 + 0.1(F_c - 20)$ |

図- 4.19の例では、1.8mピッチの地盤改良によって、N値の平均が7.1から17.2に約10増加し、相対密度については改良前の $D_{r0} = 64.9\%$ が $D_{r1} = 86.1\%$ となり、改良目標の $D_{r1} = 85\%$ を満足する結果となっている。

4.6.2 改良効果の確認

地盤改良施工後に実施した事後土質調査において、事前土質調査と同様、N値と細粒分含有率 F_c を調査し、式(4.9)より改良後の相対密度 D_{r1} を算定して改良効果の確認を行った。

図- 4.20に改良効果の一例を示す。同図によると、改良後の相対密度 D_{r1} はすべての事後土質調査地点で目標値である85%を超えていることがわかる。また、同図に示されるエリアNo. 2は図- 4.19に示した設計照査の対象エリアと同じエリアである。設計照査に用いる事前土質調査地点と地盤改良施工後に実施する事後土質調査地点は同位置ではないため、直接の比較

はできないが、図- 4.19と図- 4.20を比べると、N値、相対密度ともに設計照査結果以上の改良効果が得られたと評価できる。

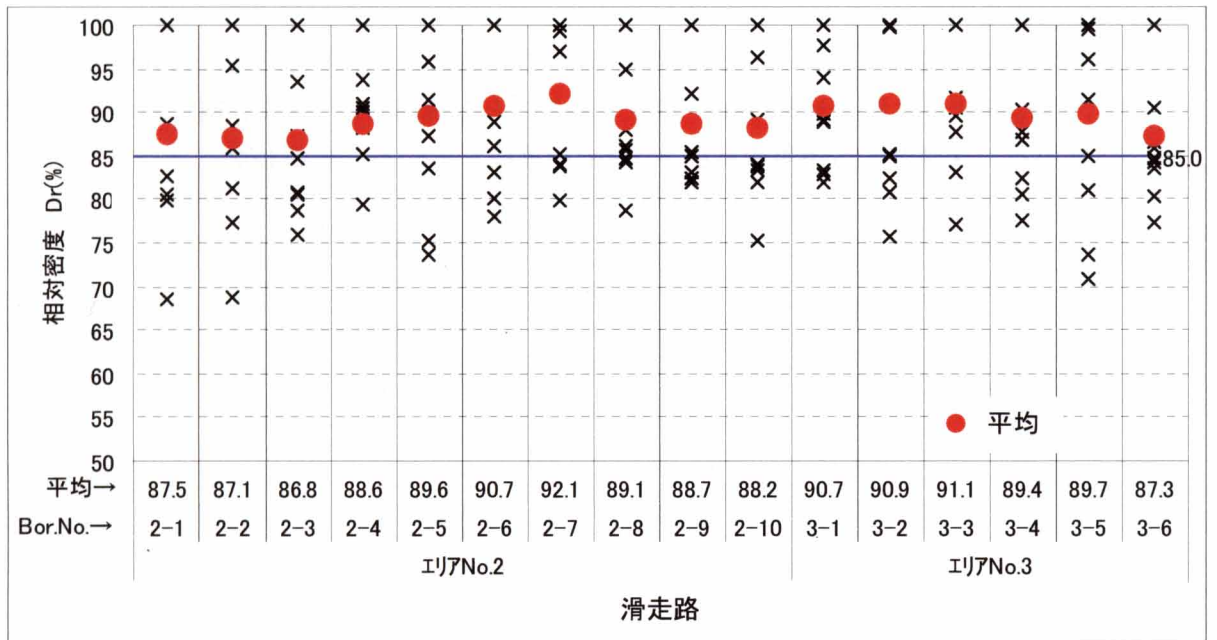
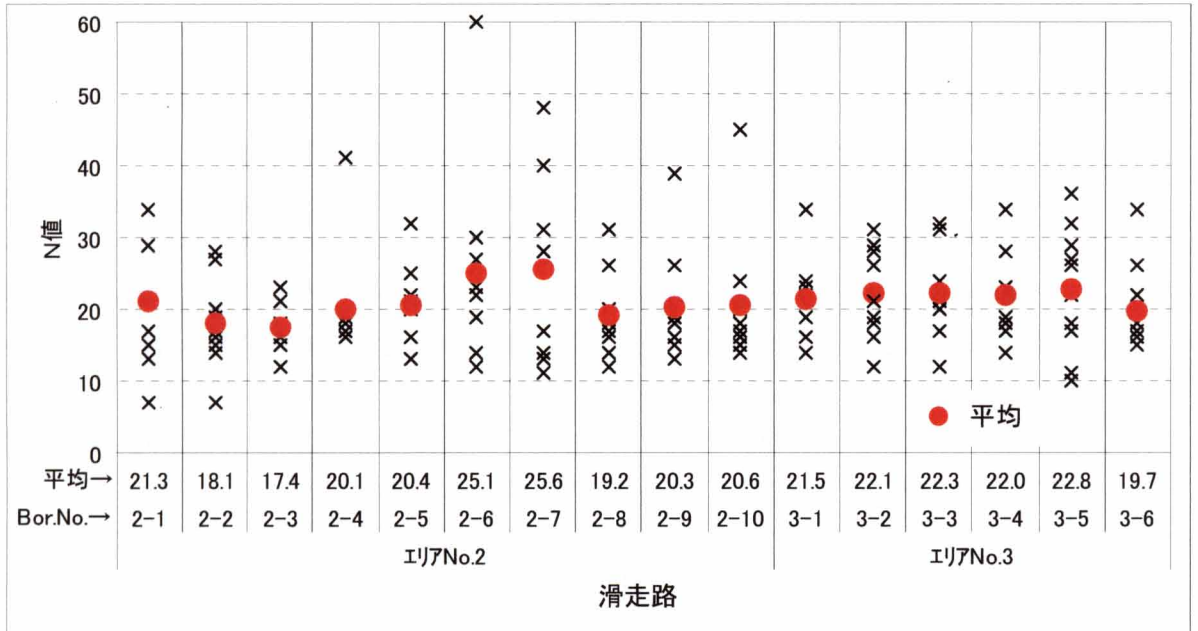


図- 4.20 改良効果判定結果（一例）（上：N値，下：相対密度）²³⁾

4.7 まとめ

本章で得られた成果は以下のとおりである。

- 1) 耐震性能を評価するため、既往のポートアイランド観測波に加え、神戸空港建設地近傍に存在する大阪湾断層を評価した上で作成した模擬地震波を利用して緩傾斜石積護岸および滑走路部の動的有効応力解析を行い、液状化による沈下と水平変位を評価した。
- 2) その結果、2種類のレベル2地震に対して、緩傾斜石積護岸は地震時の変形に追従しやすく、地震時の沈下および地震後の過剰間隙水圧の消散に伴う沈下が生じた場合にも護岸の最低必要天端高さ(KP+3.7m)を確保でき、護岸には重大な被害が生じないことがわかった。
- 3) 滑走路については、液状化によって大きな沈下が生ずる結果となったため、液状化対策としてサンドコンパクションパイル(SCP)工法を用いることとした。
- 4) SCPの設計にあたっては、ポートアイランド観測波を入力地震動として、排水後の残留変形を予測できるLIQCAを用いて解析を行った。改良深度をいくつか設定した解析結果から、滑走路部で不同沈下が生じない改良深度15mを得た。また、液状化が発生しない高いせん断強度として相対密度 $D_r = 85\%$ を改良目標に設定し、パイル径70cmで1.8m正方形配置を得た。
- 5) 実際の地盤改良の施工にあたっては、原位置での土質調査結果をもとに設計照査を実施し、当初設計の改良ピッチ1.8mが妥当であることを確認した。また、施工後の土質調査結果から、目標とする相対密度 $D_r = 85\%$ を達成していることがわかった。

参 考 文 献

- 1) 山本雄司, 長谷川憲孝: 阪神・淡路大震災による埋立地盤の挙動, 50周年記念誌, (社)地盤工学会関西支部, pp.69-72, 2008.
- 2) (社)日本港湾協会: 港湾の施設の技術上の基準・同解説, pp.257-280, 1999.
- 3) (財)港湾空港建設技術サービスセンター: 空港土木施設設計基準, pp.2-1-2-2, 2001.
- 4) 運輸省港湾局: 空港土木施設の耐震設計指針(案), pp.18-26, 2000.
- 5) 岩崎好規, 香川敬生, 澤田純男, 松山紀香, 大志万和也, 井川猛, 大西正純: エアガン反射法地震探査による大阪湾の基盤構造, 地震2, Vol.46, pp.395-403, 1994.
- 6) 横倉隆伸, 加野直巳, 山口和雄, 宮崎光旗, 井川猛, 太田陽一, 川中卓, 安部進: 大阪湾における反射法深部構造探査, 地調月報, Vol.49, No.11, pp.571-590, 1998.
- 7) 神戸市: 阪神・淡路大震災と神戸の活断層, 1999.
- 8) Somerville, P. G., Irikura, K., Graves, R., Sawada, S., Wald, D., Abrahamson, N., Iwasaki, Y., Kagawa, T., Smith, N. and Kowada, A.: Characterizing crustal earthquake slip models for the prediction of strong ground motion, Seism. Res. Lett., Vol.70, pp.59-80, 1999.
- 9) 武村雅之: 日本列島およびその周辺域に起こる浅発地震のマグニチュードと地震モーメントの関係, 地震2, Vol.43, pp.257-265, 1999.
- 10) Kamae, K., Irikura, K. and Pitarka, A.: A technique for simulating strong ground motion using hybrid Green's function, Bull. Seism. Soc. Am., Vol.88, pp.357-367, 1998.
- 11) 宮腰研, 香川敬生, 趙伯明, 徳林宗孝, 澤田純男: 大阪堆積盆地における深部地盤構造のモデル化 (その3), 第25回地震工学研究発表会, pp.185-188, 1999.
- 12) Pitarka, A.: 3D elastic finite-difference modeling of seismic motion using staggered-grid with non-uniform spacing, Bull. Seism. Soc. Am., Vol.89, pp.54-68, 1999.
- 13) 釜江克宏, 入倉孝次郎, 福知保長: 地域的な震源スケーリング則を用いた大地震 (M7級) のための設計用地震動予測, 日本建築学会構造系論文集, No.416, pp.57-70, 1990.
- 14) Iai, S., Matsunaga, Y. and Kameoka, T.: Strain space plasticity model for cyclic mobility, Report of the Port and Harbour Research Institute, Vol.29, No.4, pp.27-56, 1990.
- 15) Oka, F., Yashima, A., Shibata, T., Kato, M. and Uzuoka, R.: FED-FDM coupled liquefaction analysis of a porous soil using an elasto-plastic model, Applied Scientific Research, Vol.52, pp.209-245, 1994.
- 16) 井合進, 一井康二, 森田年一: 兵庫県南部地震による港湾施設の被害考察 (その7) ケーソン式岸壁の有効応力解析, 港湾技研資料, No.813, pp.253-280, 1995.
- 17) 森田年一, 井合進, Liu Hanlong, 一井康二, 佐藤幸博: 液状化による構造物被害予測プログラムにおいて必要な各種パラメタの簡易設定法, 港湾技研資料, No.869, 1997.
- 18) (財)港湾空港建設技術サービスセンター: 空港土木施設設計基準, pp.7-1-7-7, 2001.

第4章 護岸と滑走路の耐震安全性の検討

- 19) 田中泰雄：臨海埋立地の盛土材料の液状化強度と影響因子，土と基礎，Vol.47，No.6，pp.33-36，1999.
- 20) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説V耐震設計編，pp.349-362，2002.
- 21) (社)日本建築学会：建築基礎構造設計指針，pp.61-72，2001.
- 22) 山本実，原田健二，野津光夫：締固め砂杭工法を用いた緩い砂質地盤の液状化対策の新しい設計方法，土と基礎，Vol.48，No.11，pp.17-20，2000.
- 23) 神戸市：ポートアイランド沖地盤改良工事（その4）工事報告書，平成16年
- 24) 船津成人，本城勇介，原田健二，深田久：N値のばらつきを考慮した改良地盤の液状化強度評価に関する一考察，土木学会第53回年次学術講演会，pp.282-283，1998.
- 25) Tokimatsu, K. and Yoshimi, Y. : Empirical correlation of soil liquefaction based on SPT N-value and fines content, Soils and Foundations, Vol.23, No.4, pp.56-74, 1983.
- 26) 時松孝次，吉見吉昭：細粒分含有率とN値を用いた液状化判定法と液状化対策，建築技術，No.420，pp.109-114，1986
- 27) 佐藤忠信，竹村恵二，吉井真，香川敬生，高橋嘉樹，南部光広：神戸空港建設プロジェクトにおける護岸と滑走路の耐震安定性の検討，土木学会論文集F，Vol.62，No.3，pp.502-512，2006.

第5章 PBD工法による超高含水比状態にある浚渫粘性土の改良

5.1 はじめに

海底面からポンプ浚渫された粘性土は、まず、土粒子が海水中を浮遊する状態にある凝集・沈降過程に入る。この状態を経て液性限界のおよそ3～4倍程度の含水比で自重圧密過程となる。自重圧密状態は体積比 f ～間隙比 e 関係が実験的に求められており、構造を有した土であると理解される。

自重圧密過程は凝集・沈降過程と比べると非常に時間が長く¹⁾、浚渫粘土層の厚さによっては、高含水比な状態が長期間続き、圧密沈下がなかなか進行しない。このため、浚渫土の受入容量の増大や、埋立地盤の早期有効利用のために、圧密促進を目的とした地盤改良がしばしば行われる。浚渫土による埋立地盤の有効利用は、羽田の沖合展開事業²⁾や新北九州空港建設事業³⁾など、大規模埋立事業でも実施されており、地盤改良のメカニズムを解明し、圧密沈下の定量的予測に関する手法を確立することは工学的に重要であるといえる。

一方、浚渫粘土層地盤は自然堆積地盤と比較して、強度が小さく、沈下量が大きい、したがって、安定した状態で計測を継続的に実施することが困難である。さらに、表層が超軟弱であり地表面での作業性が悪いことから、計測作業や計測機器の養生に多大な労力を要する。このため、原位置での各種計測の事例は少ないのが実状である。とりわけ、自重圧密状態の粘土層を地盤改良した際の理論的考察⁴⁾は提案されているが、排水境界と見なしているドレーン内の間隙水圧分布、ドレーン材の変形等、理論上の仮定を裏付けるための原位置測定データが見当たらないのが実状である。

浚渫粘土層全体に生じる沈下量は、地表面標高の経時変化を測量により計測すればよいので比較的容易であるが、浚渫粘土層内の間隙水圧の測定は容易ではなく報告事例は極めて少ない。江頭ら⁵⁾は間隙水圧計および三成分コーン貫入試験によって過剰間隙水圧を測定し、計算値との比較をしている。Bo et al.⁶⁾は浚渫粘土層において1年にわたる間隙水圧測定を行い、過剰間隙水圧の発散をそれほど伴わずに沈下の進行がみられたことを報告している。一方、地盤改良を実施した浚渫粘土層に対する間隙水圧測定は、佐藤ら⁷⁾が模型土層実験で行っている例があるが、筆者の知る限り原位置での実測例はない。

このような背景を踏まえて本章では、プラスチックボードドレーン（以下、PBDと略す）による地盤改良が行われた超高含水比の浚渫粘土層に対して各種計測を実施した。これらの測定結果に基づき、地盤改良効果の発現メカニズムの解明および改良効果の評価を行なった。

第5章 PBD工法による超高含水比状態にある浚渫粘性土の改良

これまで事例が少ない今回の計測結果は、自重圧密状態にある浚渫粘土層に同様の工法を採用するときの貴重なデータになり得ることが期待される。

5.2 PBDによる地盤改良工法の概要

5.2.1 施工場所と改良前の地盤特性

本章で取り上げているのは、神戸空港島内に設けられた約30万 m^2 （約350m×800m）の面積を有する浚渫粘土受入箇所である。図- 5.1に神戸空港島とその浚渫粘土受入箇所の位置図を示す。当該箇所に、神戸港内の航路維持および建設や泊地の増進ならびに神戸港内の環境改善のために、軟弱粘性土を主体とした浚渫土を受け入れている。以下では当該箇所を神戸空港島の水域部と称する。図- 5.2は、地盤改良前の地質断面図である。神戸港の平均海水面KP-4.5m~-14.5mまでが2001年~2006年までに埋立てられた一次浚渫土、KP+5.6m~-4.5mまでが2008年7月~2009年12月までに埋立てられた二次浚渫土である。浚渫粘土層は、揚水試験で求めた透水係数が $2 \times 10^{-1}(\text{cm}/\text{sec})$ と透水性が非常に良い敷砂層と、同じく $2 \times 10^{-2}(\text{cm}/\text{sec})$ と比較的透水性の良い盛砂層に仕切られており、これらの層は排水層とみなしても良い⁸⁾。なお、地盤改良による減容化によって容積確保を行ったため、二次浚渫土上部に2010年8月から12月の期間、三次浚渫土を受け入れた。

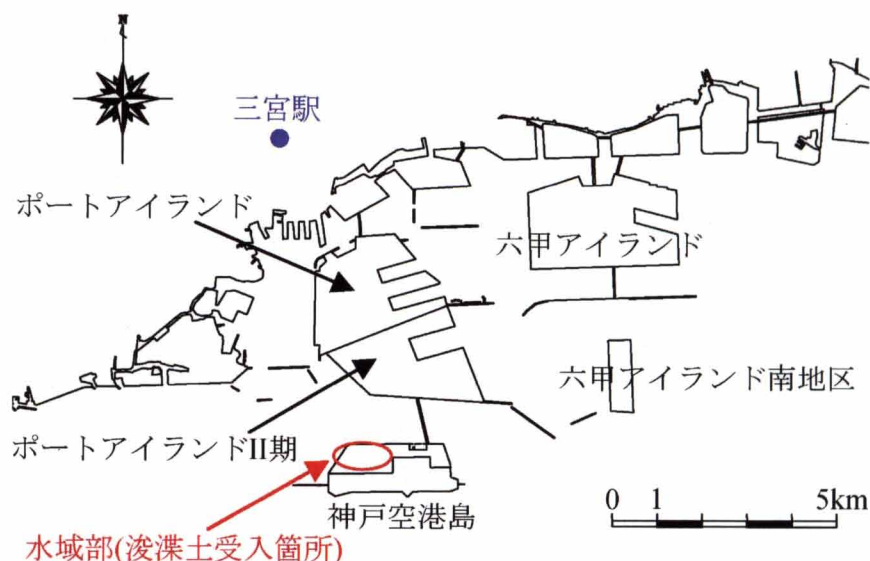


図- 5.1 浚渫土受入箇所図

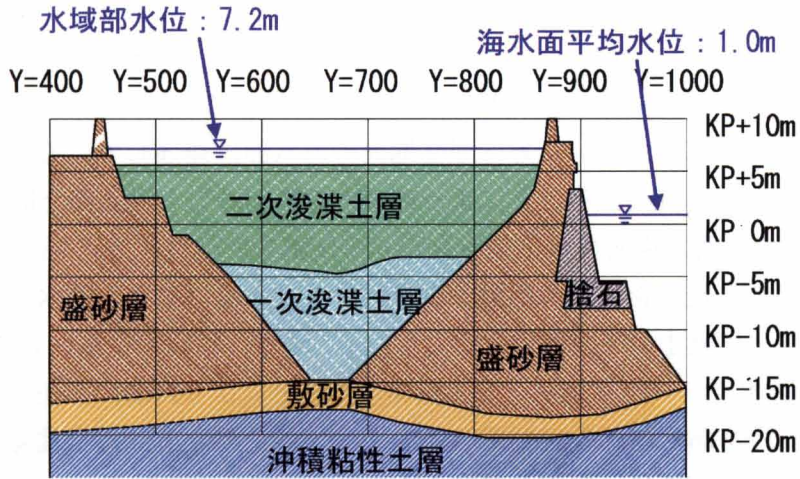


図- 5.2 浚渫土受入箇所の地盤改良前の地質断面図

図- 5.3は地盤改良前の含水比分布である。これより、一次浚渫土層は粘土あるいは砂混じり粘土で、下部は含水比が50~100%程度であり、ほぼ正規圧密状態にある。一方、上部は含水比が100~150%程度の未圧密状態にあると推定される。一方、二次浚渫土層は一次浚渫土層と土質性状はほぼ同じであったが、含水比が150~300%（平均250%）の超軟弱状態にあった。

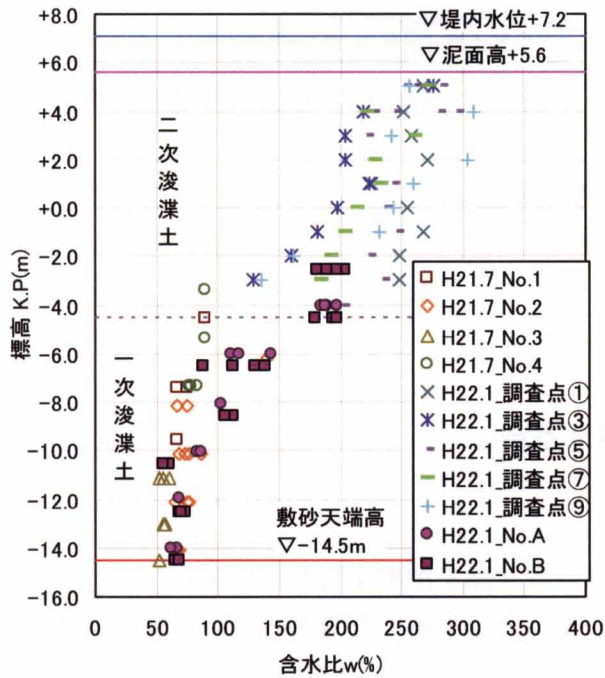


図- 5.3 改良前の含水比分布

第5章 PBD工法による超高含水比状態にある浚渫粘性土の改良

5.2.2 工法の原理

今回圧密促進工法として用いた、PBD工法の原理を図- 5.4に示す。浚渫粘土層下部の敷砂層および盛砂層は透水性が高いため、埋立地外の海水面に連通していると考えられる。これらの層にPBDの先端を打設することによりPBD内の水圧分布を海水面と同じになるようにして、水域部の水位と海水面との水位差を利用して圧密を促進させる。木山ら⁹⁾は本工法と同様な考え方に基づいて浚渫粘土層の地盤改良を行い、排水層に達する揚水井戸を設置し、人為的に水位差を与えて粘土の圧密促進を行っている。また、類似の工法として、排水ホースとPBDを連結し、排水ホースを真空ポンプに連結することによりPBDに負圧を作用させる真空圧密ドレーン工法¹⁰⁾があるが、今回採用した工法は、粘土地盤上に盛土載荷やPBDに負圧を作用させることなく、経済的に圧密を促進することが可能な点が特長である。

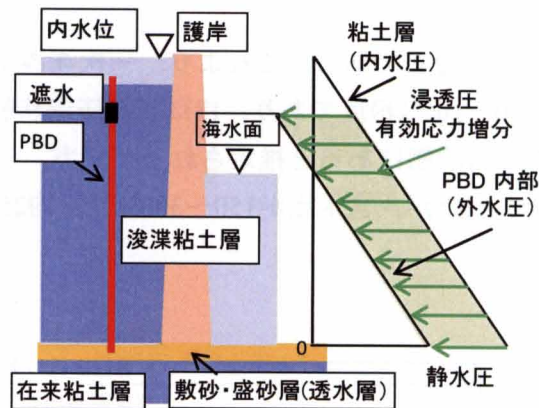


図- 5.4 PBDによる圧密促進の模式図

PBDの施工は専用のPBD打設船を用い、1.3mの正三角形配置で打設を行った。施工期間は2010年3月～2010年7月の約5ヶ月であった。PBDの寸法は幅100mm×厚さ3.9mmであり、予備検討により目詰まりによる透水性の低下の影響の小さいことを確認している¹¹⁾。

5.3 調査内容および調査方法

今回、浚渫粘土層の原位置挙動を把握するために実施したのは、①浚渫粘土層およびPBDの間隙水圧測定、②ボールコーンを用いた電気式コーン貫入試験および浚渫粘性土試料の採取、③PBDの曲げ変形測定、である。図- 5.5に、測定箇所を示す。間隙水圧測定は敷砂層を排水層とするA,B,C,E地点の4箇所および盛砂層を排水層とするD,F地点の2箇所で行った。コーン貫入試験と試料採取は受け入れ箇所中心付近となるE地点近傍で、PBDの曲げ変形測定は

C,E地点の2箇所を実施した. 表- 5.1に計測・調査箇所および内容の一覧を示す.

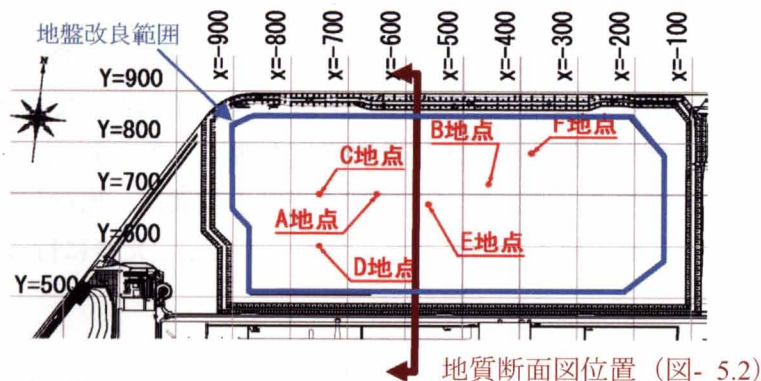


図- 5.5 計器設置位置図

表- 5.1 計測箇所および内容の一覧

| 計測箇所 | 排水層 | 設置計器 | 土質調査 | 計測開始時期 |
|------|-----|-------------------|----------------|--------|
| A地点 | 敷砂層 | 間隙水圧計 | — | H22.7 |
| B地点 | 敷砂層 | 間隙水圧計 | — | H22.7 |
| C地点 | 敷砂層 | 間隙水圧計 PBD ひずみ計 | — | H22.9 |
| D地点 | 盛砂層 | 間隙水圧計 | — | H22.9 |
| E地点 | 敷砂層 | 間隙水圧計 PBD ひずみ計 | 試料採取 BPT 試験 | H22.9 |
| F地点 | 盛砂層 | 間隙水圧計 | — | H22.9 |

5.3.1 間隙水圧測定

PBDによる圧密促進効果は、結果として改良前後の地盤高の変化により評価されるが、今後の沈下予測のためには、浚渫粘土層内の間隙水圧分布の変化を把握することが重要である。また、今回採用した圧密促進工法は、PBDの水圧分布が海水面からの水圧分布と同じであることを前提として効果を発揮すると考えているが、同様の工法が採用された事例が少なく、ましてや実測によって確認された事例は見られない。そこで、浚渫粘土層およびPBDに間隙水圧計を設置し、継続的な測定を行った。

図- 5.6に、敷砂層を排水層としたB地点の計器設置模式図を示した。他の地点でも同様の計器設置を行っている。浚渫粘土層を対象とした間隙水圧測定では、浚渫粘土層が非常に軟弱なため、沈下に追従できるように間隙水圧計を設置することが困難である。このため、浚渫粘土層下部の排水層を支持層として、所定深度の外側面に間隙水圧計を固定したステンレ

第5章 PBD工法による超高含水比状態にある浚渫粘性土の改良

スロッドをボーリングによって挿入することで、計器の設置を行った。PBDを対象とした間隙水圧測定は、図- 5.7に示すようにPBDの表面に間隙水圧計を不織布で固定し、ボーリングによって設置したケーシング内にPBDを挿入して計器を設置後、ケーシングを抜管した。PBD内の間隙水圧計の測定に関しては、沈下に伴って変化する設置深度を指標とした。間隙水圧計と水パイプに接続した水位計を1組にし、事前に水パイプに水を満たしておき、水面より上に持ち上げた状態の水パイプの水位から、水位計の深度を測定した。また、センサーケーブルは水上で玉ブイに固定して養生した。なお、間隙水圧計の設置は、先行して図- 5.5中A,B地点をPBD打設直後に行い、他の地点は地盤改良工事が全て終了した後に行った。

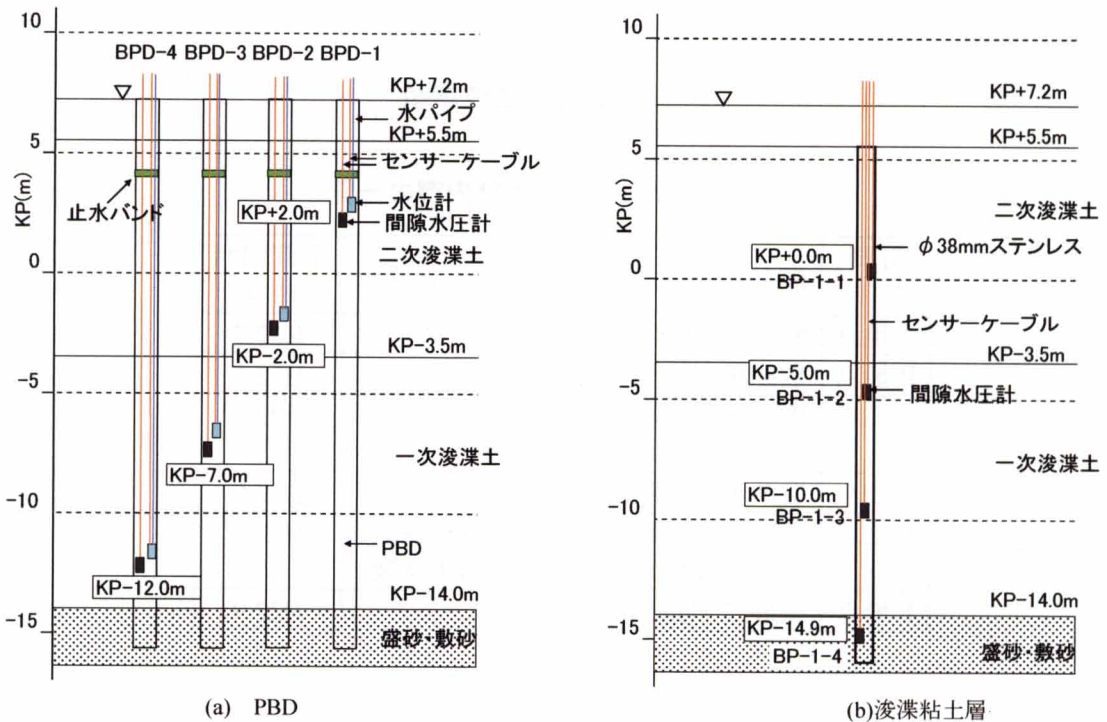


図- 5.6 計器設置深度模式図 (B地点)

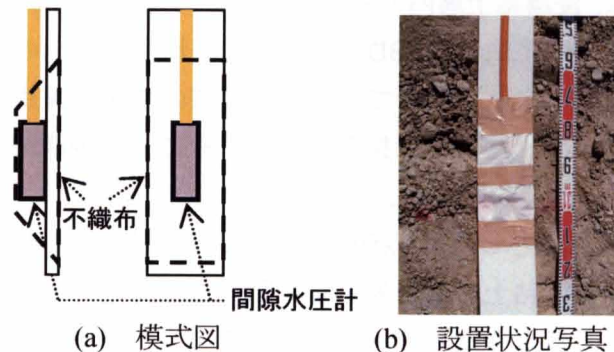


図- 5.7 PBDに設置した間隙水圧計

5.3.2 試料採取方法とボールコーン試験

地盤改良による浚渫粘土層の圧密進行を把握するため、電気式コーン貫入試験と室内試験用の試料を採取した。

電気式コーン貫入試験は深度方向に連続したデータが迅速に得られるという特長を有するが、自重圧密状態にあるような超高含水比の地盤に適用した場合、圧力センサーの分解性能や非排水せん断強度を求める際の土被り圧補正項の影響により、調査精度が問題となる。この問題を解決するために、先端コーンをより断面積の大きなボールコーンを用いた貫入試験（以下、BPTと略す）¹²⁾を採用した。ここで、ボールコーンの断面積はロッドと同じ断面積を有する通常の先端コーンの10倍になっている。このため、コーン支持力 q_c から粘着力を換算する際に必要な土被り圧補正項 βp_v （ただし、 β ：先端コーンとロッドの比（ボールコーンでは0.1）、 p_v ：有効土被り圧）の値が通常コーンの1/10の値となる。また、センサーの分解性能が同一であれば、通常コーンを用いた場合よりも10倍の感度が確保できる。結果的に、通常コーンよりも精度の高い試験が実施可能となる。

試料採取方法について、含水比がおよそ200%を超える粘土ではシンウォールサンプラーによる不攪乱試料採取が困難であったため、写真- 5.1に示す貫入型原位置採泥器を用いた。この採泥器を採取深度まで圧入し、所定の位置で外管を解放しヘドロ上の試料を内管に取り込むことにより試料を採取した。この方法で採取した超高含水比の試料の力学試験の実施は不可能であったため、含水比のみを測定した。



写真- 5.1 貫入型原位置採泥器

BPTと試料採取は、海上足場を利用したボーリングマシーンをを用いて実施した。貫入型原位置採泥器のみ小型の作業船を用い、人力で挿入した。調査実施時期は、地盤改良工事開始の2ヶ月前と、打設後3ヶ月、5ヶ月とした。

第5章 PBD工法による超高含水比状態にある浚渫粘性土の改良

5.3.3 PBDの曲げ変形測定

今回の地盤改良では、二次浚渫土層に生じるひずみが50%程度に達することが、別途実施している圧密沈下計算によって予測された¹³⁾。このため、PBDも相当な変形を受け、排水促進効果に悪影響を与えることが懸念された。一方、大変形を生じる粘性土に打設されたPBDの変形挙動を原位置で測定した事例は極めて少ないことから、大変形したPBDの排水効果を検証したデータは皆無である。そこでPBDに生じる曲げ変形を測定し、その特性や地盤改良効果に与える影響を検討することとした。

PBDに生じる変形を測定する際の留意点として、①大変形を生じても計測が可能であること、②PBDの剛性よりも小さいこと、③耐防食性に優れていること、などが挙げられる。今回、これらの条件を満足するものとして、写真- 5.2中央部に示す曲げセンサー（長さ114mm、幅6.3mm、厚さ0.48mm）を採用することとした。本センサーは図- 5.8に示すように、曲げ量に比例して電気抵抗値が増える単純な原理のセンサーである。曲げセンサー2枚を裏表に平行に接着して防水フィルムの中に差し込み、弾性エポキシ樹脂接着剤で充填保護したもの（写真- 5.2の状態）をPBDに圧着して、4芯ケーブルでそれぞれ2点間の抵抗を測定することで、PBDに生じるひずみを測定した。設置位置は、図- 5.9に示すようにケーブルの養生の都合上、上部と下部の2つに分け、原則として0.5mピッチでPBDに取付けた。変形量が卓越すると考えられた含水比の高い2次浚渫粘土の一部では、0.25mピッチで取付けた。

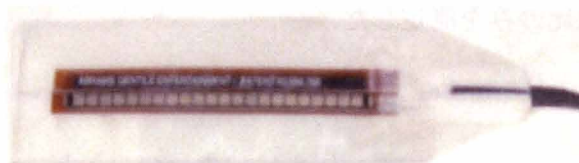


写真- 5.2 PBD曲げセンサー

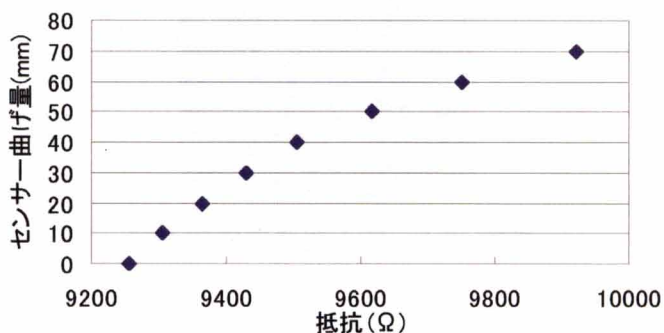


図- 5.8 曲げセンサーの曲げ変形量と抵抗値の関係

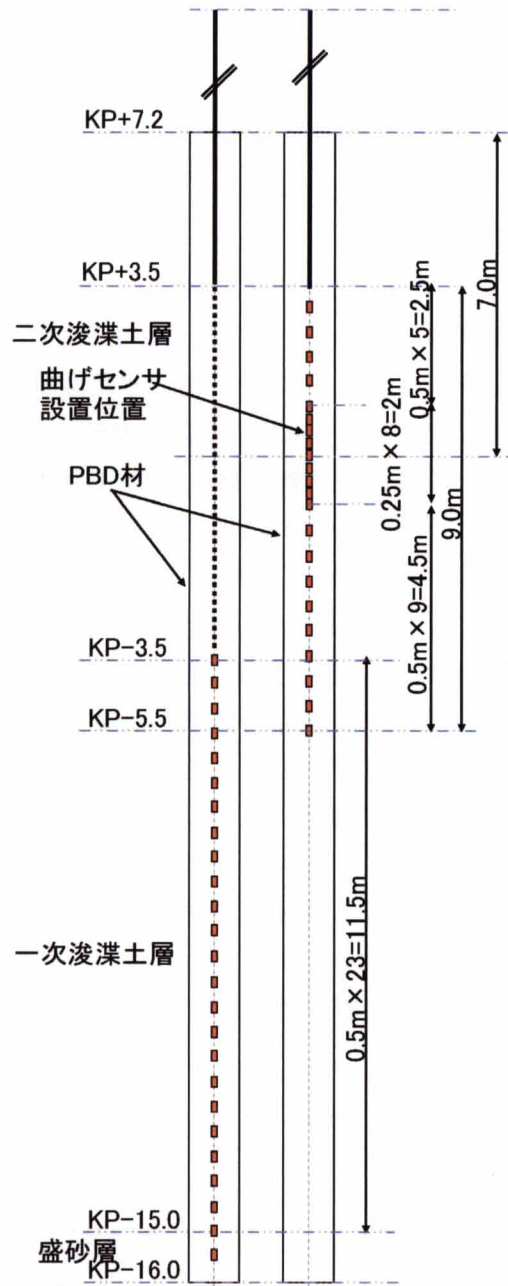


図- 5.9 PBD曲げセンサ設置位置模式図

計器を取り付けたPBDの打設時期は、工事中の安全管理とPBD打設船のアンカーによる計器破損を避けるため、PBDの本工事が全て終了して1ヶ月後とした。計測位置においてはPBD打設の約2ヶ月後であった。打設方法は、ボーリングマシンで粘土層内にケーシングを設置し、ロッド先端にゲージ付きPBDを脱着可能な状態でケーシングに挿入し、排水層まで貫入した後、ケーシングを抜管した。

5.4 計測結果と考察

5.4.1 間隙水圧測定結果と地盤改良効果

図- 5.10～図- 5.13に、B, C, D, E地点の粘土層およびPBDの間隙水圧の深度分布を示している。ここで水域部静水圧とは、浚渫粘土を受け入れた箇所の水圧であり、海面静水圧はPBDの排水層である敷砂層の水圧と連動している外海の平均潮位である。本章で取り上げた測定箇所の選定理由は、B地点は計測開始時期が早く多くのデータを示せること、C地点は5.4.3節で示すPBDひずみ測定結果との対比が可能であること、D地点は排水層が盛砂層で、この層の排水層の評価が可能であること、E地点は5.4.2節で示す土質試験との対比が可能であることである。図- 5.14には、各地点の地表面沈下量時系列、図- 5.15には代表点としてB地点の計器設置箇所の標高時系列を示した。地表面の標高計測は、原則として軽量レッド（四角版逆T型状、重量1.94kgf、接地圧0.485kN/m²）を粘土層に静かに置き、着地したときの深度とした。この方法で得られた地表面の位置は、海底面の標高を把握するために実施されることの多い音響測深器による測定結果とほぼ同じであることを確認している¹⁴⁾。ただし、地盤改良終了後に実施した三次浚渫土の受入れ中は、軽量レッドよりも設置圧の大きい鉛レッド（円錐状、重量3.5kgf、接地圧3.7kN/m²）を用いた。鉛レッドは三次浚渫土には着地せず、それまでの沈下傾向から二次浚渫土表層と推測される深度に着地した。これは、二次浚渫土表層は改良効果によってややせん断強度が大きくなっていたためと考えられる。このため、三次浚渫土受入れ中は鉛レッドにより二次浚渫土表層の標高計測を行った。

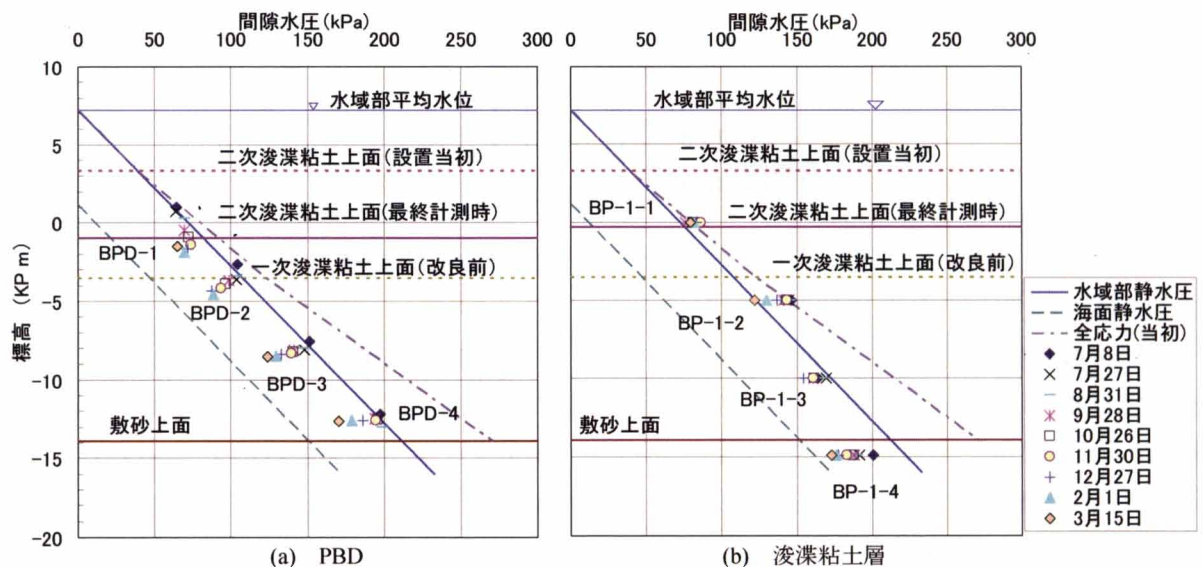


図- 5.10 B地点のPBDと浚渫粘土層の間隙水圧深度分布図

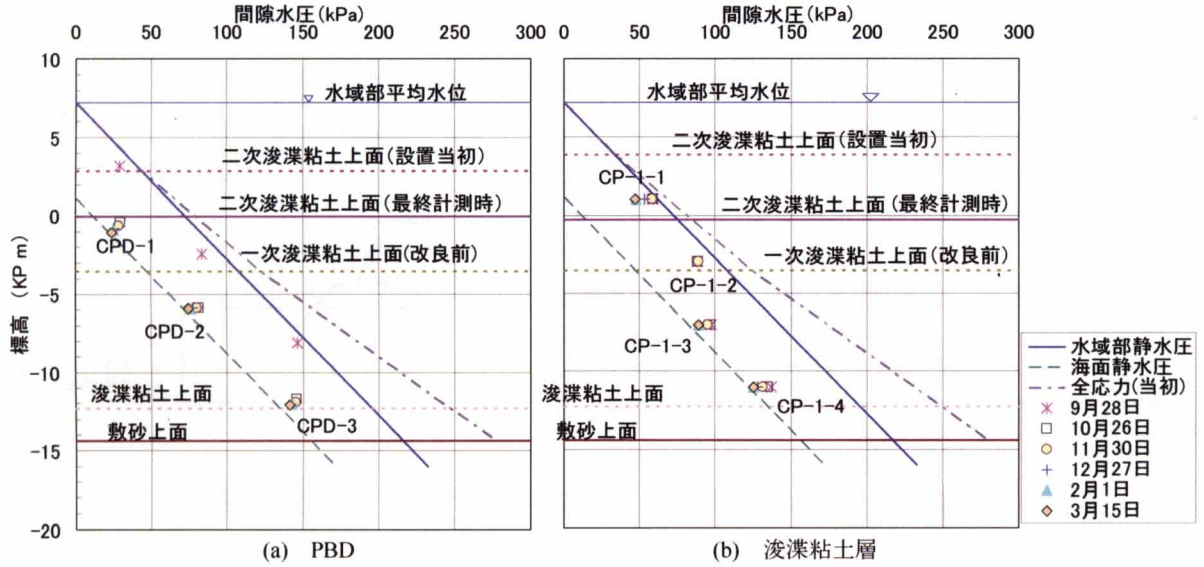


図- 5.11 C地点のPBDと浚渫粘土層の間隙水圧深度分布図

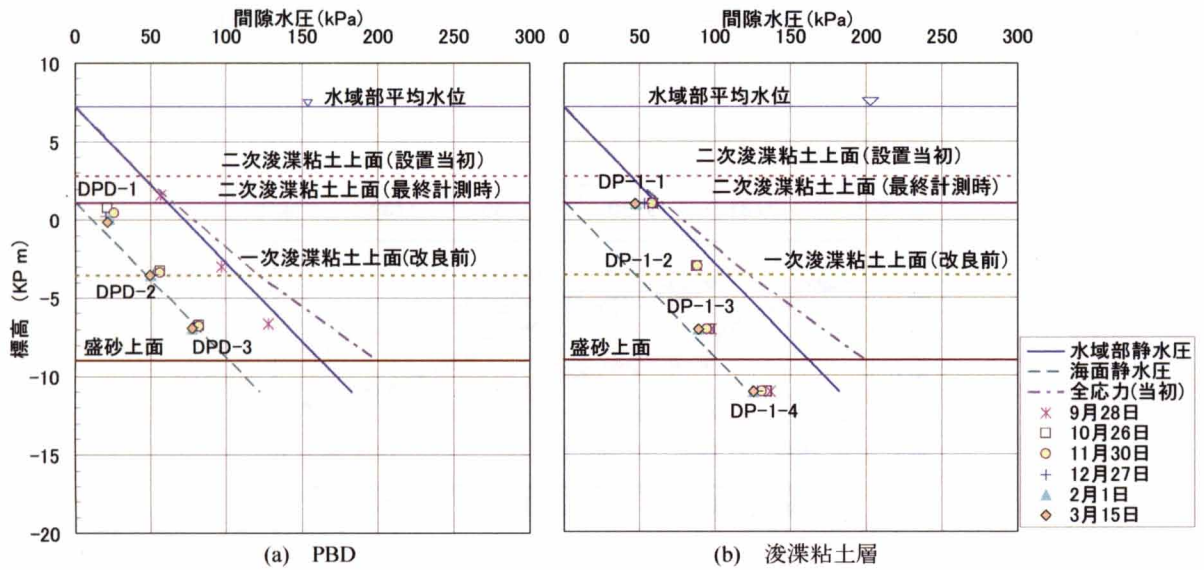


図- 5.12 D地点のPBDと浚渫粘土層の間隙水圧深度分布図

第5章 PBD工法による超高含水比状態にある浚渫粘性土の改良

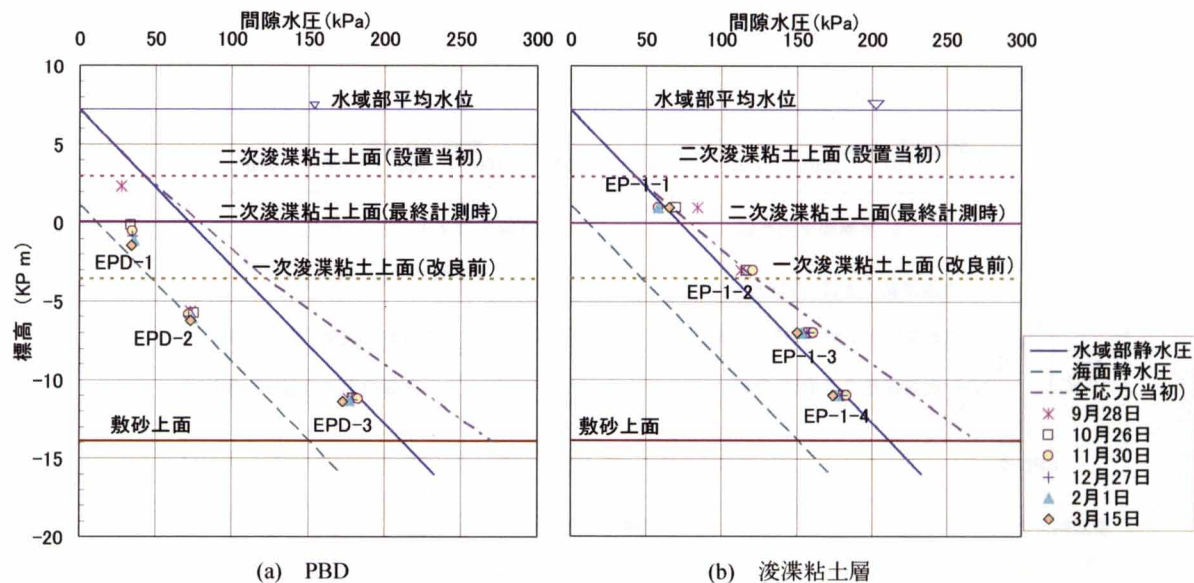


図- 5.13 E地点のPBDと浚渫粘土層の間隙水圧深度分布図

図- 5.10～図- 5.13より、いずれの測定箇所も同一深度においてPBDの間隙水圧の方が浚渫粘土の間隙水圧よりも小さくなっており、両者の水頭差が確認された。また、排水層の違いによる挙動の違いも確認されなかったことから、敷砂層、盛砂層共に排水層として機能したと考えられる。

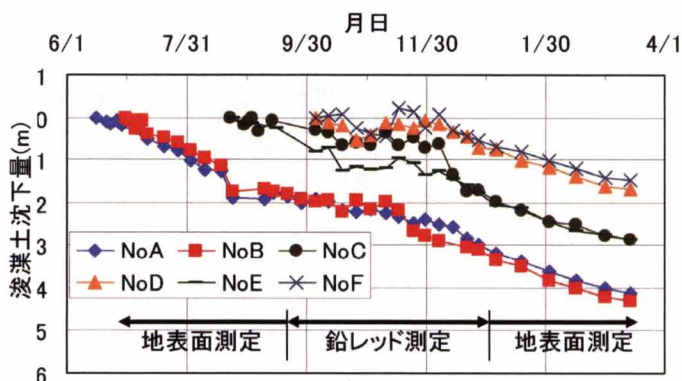


図- 5.14 二次浚渫土地表面標高時系列図

図- 5.14より浚渫粘土表層の標高変化は1ヶ月に50cm程度と、地盤改良前の1ヶ月15cm程度と比べ大きくなっており、地盤改良効果が確認されていることから、水頭差により圧密が促進されているものと考えられる。浚渫粘土の間隙水圧の値に着目すると、B地点およびE地点では一次浚渫土と二次浚渫土の境界付近で最も過剰間隙水圧が大きくなっており、水域部静水圧より大きな値を示していることがわかる。これより、自重圧密中の粘土層内には、過剰間

隙水圧が発生していることが確認された。一方、一次浚渫土の下部に設置した間隙水圧計は水域部静水圧よりも小さな値になっており、少なくとも二次浚渫土より圧密は進行しているものと判断される。PBDの間隙水圧については、いずれの箇所も海水面の静水圧分布よりやや大きな値であった。これは、排水層のマットレジスタンスによる影響が考えられる⁷⁾。また、計測位置毎に測定値のばらつきがあるが、浚渫粘土についてはPBDとの離隔が測定位置毎に異なることが一因として挙げられる。このほか、PBDが大変形して折れ曲がり、PBDに設置した間隙水圧計とドレーン材の間に粘土が入り込むことによる目詰まりの影響や、敷砂貫入箇所での局所的な透水性の違いの影響等が要因として考えられる。

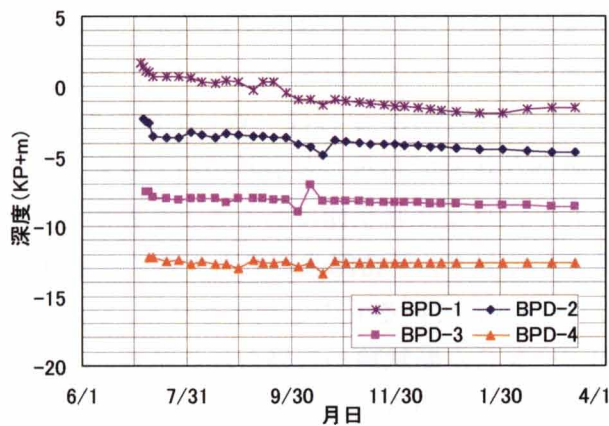


図- 5.15 B地点の計器設置深度時系列図

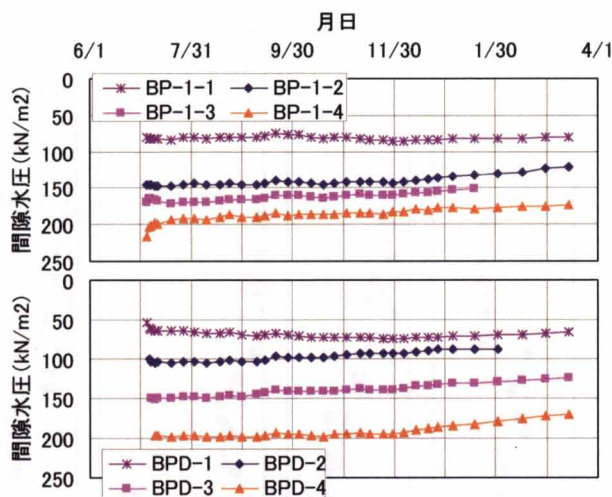


図- 5.16 B地点の間隙水圧測定結果時系列図

図- 5.15に着目すると、上部に設置した計器設置箇所ほど沈下量が大きくなっており、一次浚渫土層と二次浚渫土層の沈下量の差が大きくなっている。このことは、二次浚渫土層の初期含水比が大きく、相対的に大きな沈下量が発生したためと考えられる。なお、PBDの測定

第5章 PBD工法による超高含水比状態にある浚渫粘性土の改良

深度は一部大きな変動が見られるが、水パイプ内にエアが浸入し、計器設置深度を正確に計測できなかったためと考えられる。

次に、図- 5.16にB地点の間隙水圧の時系列図を示した。これより、PBDおよび浚渫粘土の間隙水圧は、一部不規則な変動を除きいずれもほぼ一定値となっている。これより、自重圧密は間隙水圧の消散をあまり伴わないで進行する場合があることが分かった。

5.4.2 室内試験結果およびボールコーン試験の適用性

図- 5.17は、ボーリング時に採取した試料から得られた各種物性値の深度方向分布である。土質試験は原則として不攪乱試料を用いて実施しているが、5.3.2節に述べたように超高含水比な試料は貫入型原位置採泥器によって採取を行っている。改良実施前の含水比に着目すると、標高-5m以深は液性限界と自然含水比がほぼ一致しているのに対し、これ以浅は自然含水比が液性限界を超える超軟弱な状態であることがわかる。また、圧密降伏応力は最下部を除いて土被り圧を下回っており、自重圧密状態にあることがわかる。一方、PBD打設後では時間経過と共に含水比が低下しており、圧密降伏応力も大きくなる傾向がわかる。これより、PBDによる地盤改良効果が発揮されているものと判断される。なお、圧密降伏応力に関しては、一軸圧縮試験および室内ペーンせん断試験から得られる粘着力 c に、強度増加率 $c/p=0.3$ の関係を用いて求めた結果も併せて示している。

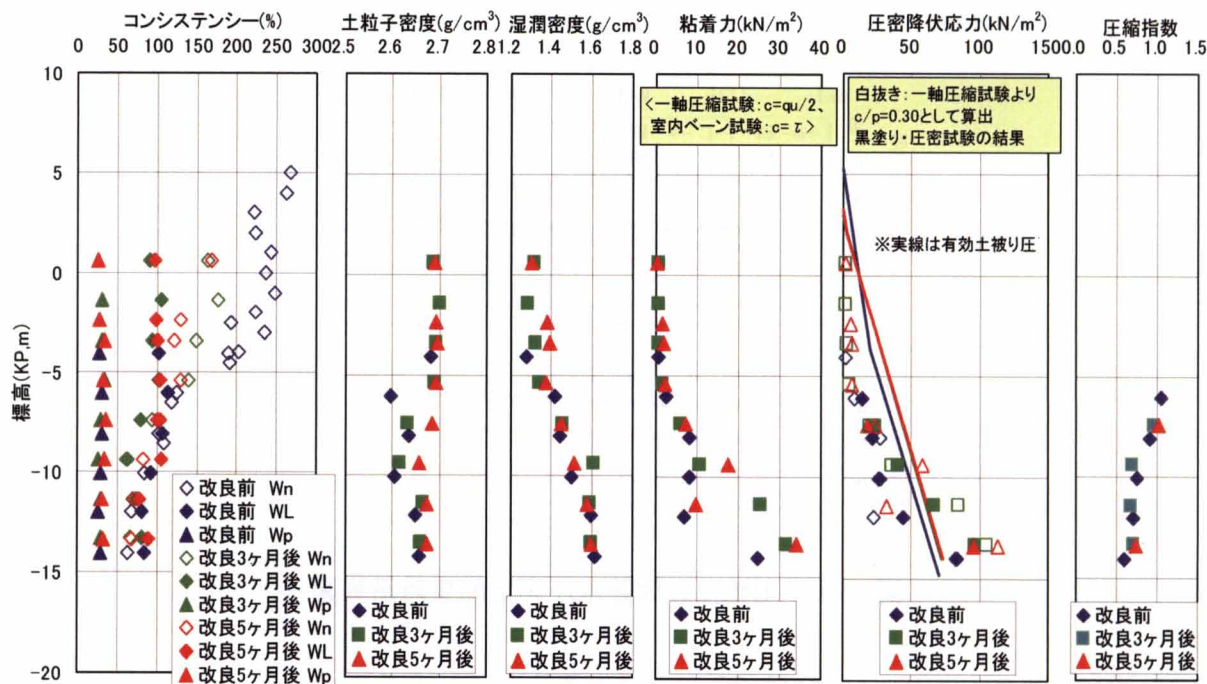


図- 5.17 地盤改良前後の物性値深度方向分布図

図- 5.18は、コーン係数を求めるための $(q_t - \beta p_v)$ と室内試験によって得られた粘着力 c の関係である。これより、 $(q_t - \beta p_v)$ と c の関係は原点を通らないことがわかる。今回、室内試験を行っている最小の粘着力まで原点からの直線関係を仮定し、そこから大きな粘着力の範囲でコーン指数を求めた。その結果 $N_{kt}=19$ と、一般値よりもやや大きな値をとった。なお、試験対象層下部は通常のコーンによって試験を行ったが、このときのコーン係数 N_{kt} は一般的な範囲内にある12となった。

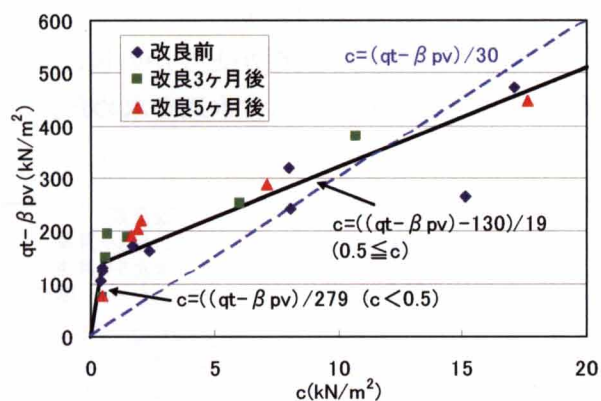


図- 5.18 $(q_t - \beta p_v)$ 値～室内試験の粘着力 c の関係

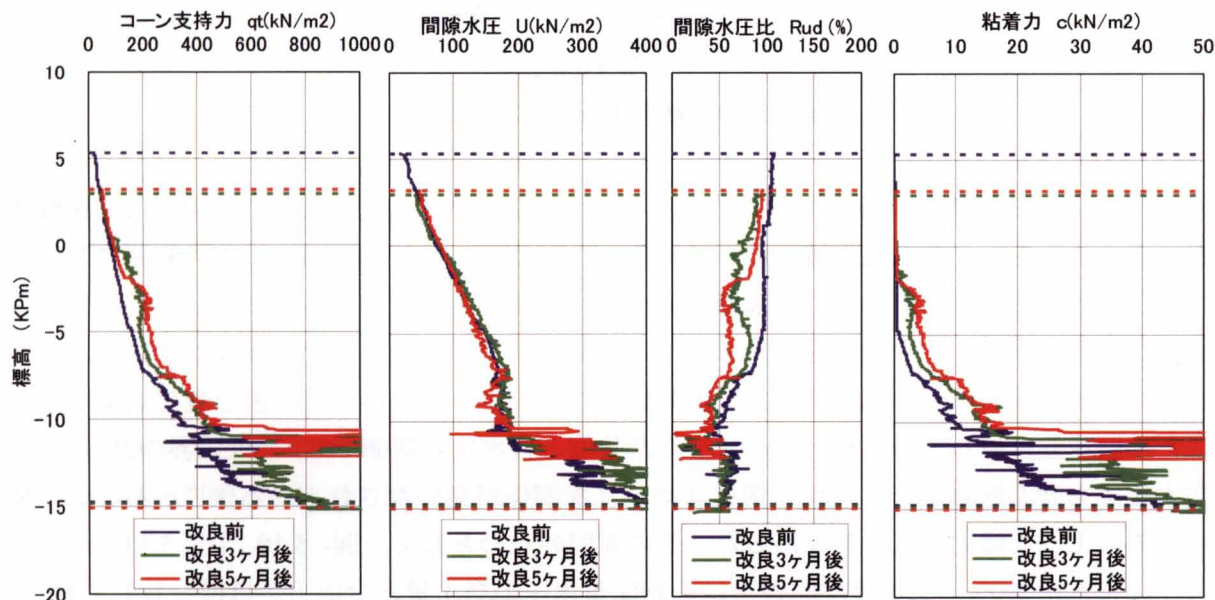


図- 5.19 BPT, CPT試験結果深度方向分布図

図- 5.19にBPTの結果を示した。下端の一部はBPTによる貫入が困難となったためCPTを用いている。図- 5.19より、 q_t 値は時間の経過とともに、また深度方向に連続して大きくなっていくことがわかった。一方粘着力は、含水比が液性限界のほぼ2倍の値である200%を超えて

第5章 PBD工法による超高含水比状態にある浚渫粘性土の改良

不攪乱試料採取が困難な高含水比状態では計測されないものの、自重圧密が進行して含水比がこれより小さくなると、徐々に有意な測定値が得られることが分かる。また、ボールコーンによって得られた粘着力は、 10kN/m^2 以下の比較的小さな範囲の強度の増加も計測しており、低強度地盤への適用性が確認された。

図- 5.20に粘着力と含水比の関係を示した。図中の実線は、別途実施した遠心載荷による自重圧密試験と段階載荷圧密試験¹⁵⁾から得られた $\log f \sim \log P$ 関係を、強度増加率 c/p と土粒子密度 $\rho_s=2.66$ を用いて示している。これより、ばらつきは見られるものの、両者の関係はおおむね実線で近似できることがわかる。次に、BPT試験によって含水比の変化、すなわち自重圧密途上の超軟弱な粘性土の圧密状況の把握が可能かどうかの検討を行うために、図- 5.20の実線の式を用いて、BPT試験で得られる粘着力から含水比を求めた。

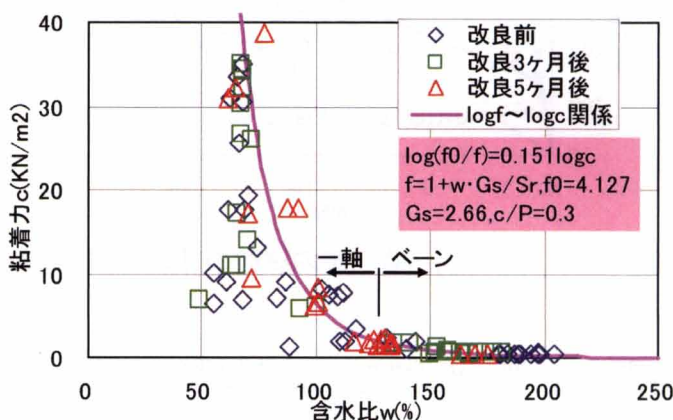


図- 5.20 粘着力～含水比の関係

図- 5.21にはBPT試験結果から換算された含水比の深度方向分布を示した。図中には採取試料によって得られた含水比の値も示している。これより、含水比が200%以下の範囲においてはばらつきが見られるものの、換算値と実測値はよい相関が見られる。ただし、これより含水比が大きい範囲、すなわち非常に軟弱で不攪乱試料が採取できないような状態の粘土に対しては、BPT試験による換算値の方が実測値よりも小さな値を示した。遠心載荷装置で作製した模型地盤に対して得られたベーンせん断強度と含水比の関係では、液性限界の2倍以上の含水比でもせん断強度と含水比の間にユニークな関係が見いだされている例¹⁶⁾があるが、今回はそのような傾向は見られなかった。その原因の一つとして、図- 5.10、図- 5.13に示したように含水比200%以上の浚渫粘性土は過剰間隙水圧の発生量と全応力がほぼ一致しており、ほとんど有効応力が発生していないため、含水比の変化に関わらず強度が発現されていないことが挙げられる。すなわち、粘性土が $e \sim \log P$ 関係に従うとすると、ひずみの圧密度の進行に比べて応力の圧密度の進行が遅れるが、この遅れは荷重増加率に依存する。今回のような浚渫粘土の自重圧密では、荷重増加率が非常に大きいため、応力の圧密度の進行は大きく遅れたものと考えられる。

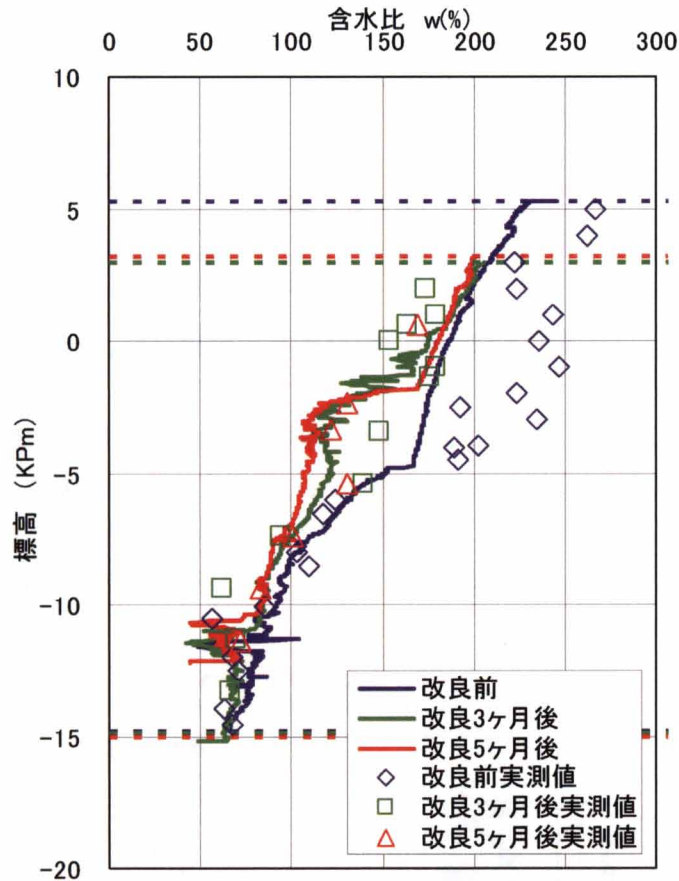


図- 5.21 BPT試験結果から換算された含水比と実測値の深度方向分布

以上より、室内試験が実施可能な状態にまで強度が発揮された粘性土に対しては、BPT試験から換算される含水比によって圧密進行の評価が可能であることが示唆された。

5.4.3 PBDの曲げ変形特性と排水性能

PBDに発生する曲げ変形量の評価方法として、図- 5.22に示すように、ひずみゲージにより計測される変形量が、ひずみゲージ設置区間の変形量を代表するものとみなし、曲げが作用して生じた圧縮量をひずみゲージを貼り付けた箇所のPBDの区間長で除したものを縦ひずみとして評価した。またひずみの正負について、ドレーンとひずみゲージが接する方向に曲がった場合、縦ひずみを正として表示し、ドレーンと接していない方向に曲がった場合を負として表示することとした。したがって、発生したひずみ量の絶対値とは無関係であることに留意されたい。

第5章 PBD工法による超高含水比状態にある浚渫粘性土の改良

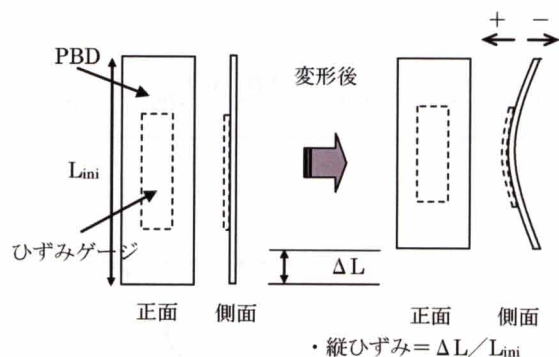
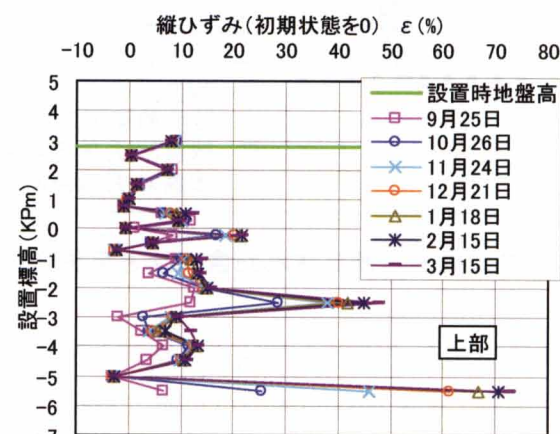
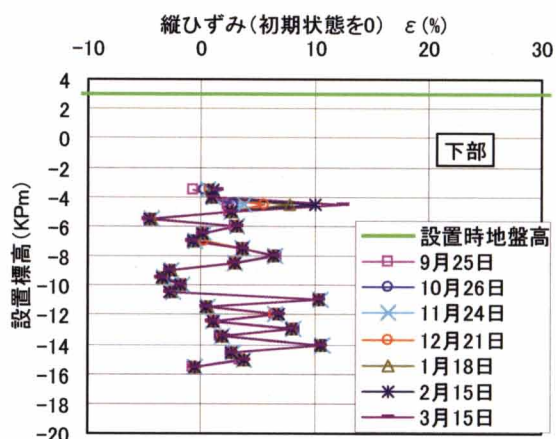


図- 5.22 PBDのひずみ評価模式図

図- 5.23(a),(b)に、C地点のドレーン打設前の初期状態からのひずみ量を示した縦ひずみ測定結果を示した。(a)は主に二次浚渫土を対象とし、(b)は主に一次浚渫土を対象としている。図- 5.24(a),(b)には、打設後に生じる浚渫粘性土の沈下に伴って生じるひずみ量进行评估するために、打設直後に生じた状態を初期値としたときの縦ひずみ測定結果を示した。



(a) 上部<二次浚渫土主体>



(b) 下部<一次浚渫土主体>

図- 5.23 ドレーン縦ひずみ測定結果(初期状態からのひずみ量)

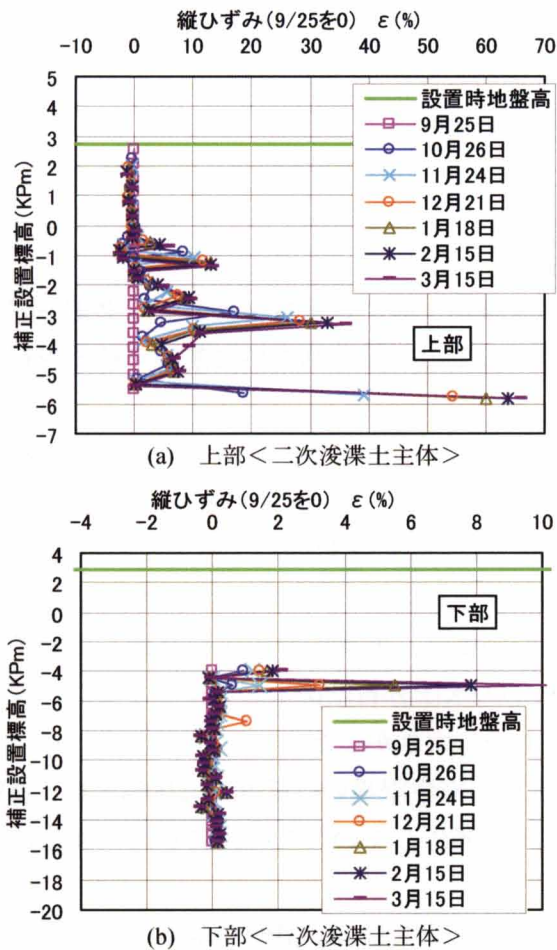


図- 5.24 ドレーン縦ひずみ測定結果(設置後(9/25)からのひずみ量)

図- 5.23より、PBDは打設時にすでにひずみを生じていることがわかる。これはPBDにひずみゲージと計測用コードを設置しているため、通常のパBDよりも自重が大きく、設置した瞬間にたわみを生じたことが一因として挙げられる。また、二次浚渫土対象とした上部のパBDの方が、一次浚渫土対象とした下部のパBDよりもひずみの発生量は概ね大きくなっており、沈下状況と一致することが示された。

PBDに発生する縦ひずみの分布に着目すると、設置直後に生じた箇所に集中する傾向が見られ、設置直後にたわんだ方向に変形が進むことが示された。また、PBDのたわみは一様には発生していない。佐藤ら¹⁷⁾は模型地盤でPBDに不均質に大きな変形が生じることを確認しているが、原位置においても同様の傾向が見られることがわかった。

縦ひずみの最大値は60%以上に及ぶものが見られた。ひずみを累積して得られる沈下量よりも地表面沈下量の大きいことを考慮すると、原位置のパBDはさらに大きなひずみを生じている可能性が高いと考えられる。このような大変形が生じたにもかかわらず、図- 5.14に示すように1カ月当たりの沈下量は平均50cm程度と大きく、十分な改良効果が得られている。さら

第5章 PBD工法による超高含水比状態にある浚渫粘性土の改良

に、PBDの間隙水圧はほぼ定常値を示していることから、今回用いたPBDは、相当な大変形を生じて排水性能を維持できていたものと判断できる。

5.5 まとめ

本章では、超高含水比の浚渫粘土層に対するプラスチックボードドレーンによる地盤改良効果の検証を行うため、原位置での各種計測結果に基づく検討を行った。その結果を以下にまとめた。

- 1) 海水面と浚渫粘性土受入箇所の水圧差を利用したPBDによる圧密促進工法を採用し、浚渫粘性土層とPBDの間隙水圧を測定したところ、両者間にほぼ予想通りの水頭差が生じていることを確認した。この水圧差によって圧密が促進されたものと考えられる。
- 2) 自重圧密状態の浚渫粘性土層には、過剰間隙水圧が発生していることが確認された。一方、自重圧密下においては、過剰間隙水圧の発散を伴わずに沈下が進行することが確認された。一方、PBDの水圧分布は排水層のマットレジスタンスの影響などにより、海水面の静水圧よりもやや大きかった。
- 3) BPT試験の結果、含水比が液性限界のほぼ2倍の200%を超える範囲では有効応力とほぼ同じ量の過剰間隙水圧が発生していたため、含水比の変化に関わらず粘着力はほとんど測定されなかった。
- 4) 含水比が200%以下の範囲においては、BPT試験によって得られた粘着力から強度増加率および土粒子密度を用いて換算された含水比と、原位置で採取した試料の室内試験で得られた含水比に良好な相関関係が確認されたことから、BPT試験により含水比が推定できる可能性が示された。
- 5) PBDに生じる曲げ変形発生位置は不均質であり、一部に卓越する箇所が計測された。一方、今回使用したPBDの沈下傾向とPBD内の間隙水圧変化を考慮すると、相当な大変形を生じて排水性能を維持することがわかった。

参 考 文 献

- 1) 矢野弘一郎：浚渫粘土による軟弱地盤の性状とその予測，土木学会論文集，No.364，Vol. III-4，pp.1-14，1985.
- 2) 塩田精一，足立二雄，豊田奉節，田中洋行：軟弱地盤上の空港建設，土木学会論文集VI 卷，No.409，Vol.VI-11，pp.131-138，1989.
- 3) 江頭和彦，岩瀧清治，佐藤孝夫，片桐雅明，寺師昌明，吉福司：浚渫土埋立地を利用した新北九州空港の建設に関する課題とその対策，土木学会論文集VI 卷，No.707，Vol.VI-55，pp.21-36，2002.
- 4) 大島昭彦，森本和人，野村忠明，井口実：バーチカルドレーンによる浚渫粘土の自重圧密促進効果，地盤工学会，第48回地盤工学シンポジウム論文集，pp.441-448，2003.
- 5) 江頭和彦，岩瀧清治，佐藤孝夫，片桐雅明，寺師昌明：浚渫粘土による埋立の予測と評価，土木学会論文集III卷，No.715，pp.147-164，2002.
- 6) Bo Myint Win, Choa, V., Arulrajah, A. and Na, Y. M. : One-dimension compression of slurry with radial drainage, Soil and foundation, Vol.39(4), pp.9-17, 1999.
- 7) 佐藤研一，吉田信夫，野村忠明：プラスチックボードドレーン材を用いた自重圧密促進に関する研究，第33回地盤工学研究発表会論文集，pp.2123-2124，1998.
- 8) 山本卓生，森大輔，新舎博，折橋恒春，宮本健児，澁谷啓，野並賢：浸透圧密を利用したPBD改良による超軟弱地盤の減容化施工，第9回環境地盤工学シンポジウム発表論文集，pp.261-268，2011.
- 9) 木山正明，徳平隆之，大島昭彦，原田健二：処分場におけるバーチカルドレーンによる浚渫粘土の減容化技術，地盤工学会，粘土地盤における最新の研究と実際に関するシンポジウム論文集，pp.275-282，2002.
- 10) フロート式プラスチックボードドレーン工法：NETIS番号：KTK-040002-A.
- 11) 川尻峻三，澁谷啓，川口貴之，吉永洋，岸本真輝，境芳樹，三宗桂司：超高含水比粘土を用いた室内試験による各種PBDの排水性能の評価，ジオシンセティックス論文集，Vol.25，pp.91-98，2010.
- 12) Nakamura, A., Tanaka, H. and Fukasawa, T. : Applicability of T-bar and ball penetration tests to soft clayey grounds, Soil and foundation, Vol.49(5); pp.729-738, 2009.
- 13) 岡田広久，山本卓生，大島昭彦，澁谷啓：地下水位低下工法を併用したPBD打設の浚渫粘土地盤の沈下予測，土木学会第66回年次学術講演会，pp.679-680，2011.
- 14) 山本卓生，森大輔，澁谷啓，河恩勁，許晋碩，折橋恒春，岩崎俊，宮本健児，新舎博：浸透圧密を利用したドレーン改良による超軟弱粘土地盤の減容化施工（その3）—沈下・ひずみ挙動—，第46回地盤工学研究発表会論文集，pp.793-794，2011.
- 15) 岡田広久，大島昭彦：浚渫粘土の算術f と対数f による圧密特性の表し方の比較，第46回

第5章 PBD工法による超高含水比状態にある浚渫粘性土の改良

地盤工学研究発表会論文集, pp.759-760, 2011.

- 16) 田中洋輔, 今井五郎, 片桐雅明: 深度方向に含水比が減少する超軟弱粘土地盤のベーンせん断強度と含水比の関係, 土木学会論文集III巻, No.778, pp.99-110, 2004.
- 17) 佐藤研一, 吉田信夫, 野村忠明: プラスチックボードドレーン材を用いた自重圧密終了後の載荷圧密試験, 第34回地盤工学研究発表会論文集, pp.213-214, 1999.

第6章 結論

本章では、本論文で得られた結論について述べる。

第2章では、神戸空港島の緩傾斜護岸横断面を対象とした2次元地盤変形解析モデルの構築について述べた。

- 1) 緩傾斜護岸施工前の事前土質調査結果をもとに地盤や埋立土の材料パラメータを設定して事前解析を実施した結果、主に、護岸法線付近における沈下量を実測値より過大に評価していた。また、水平変位は、沖積粘土層内で弓なりの形状を示し、実地盤の直線的な変形モードとは異なり、過大な水平変位を示していた。
- 2) 埋立土は水中投下されるため、初期には非常に緩い状態にあり、圧縮性が大きいと考えられる。このような変形特性を考慮するために、事前解析では線形弾性体として扱った埋立土を弾・粘塑性体でモデル化して再解析を実施した。このことにより、埋立土下部の変形が沖積粘性土の変形と追従するようになり、沖積粘土層内の水平変位の変形モードが、次の3)で述べる排水境界の変更効果と連動して実測値と一致するようになった。
- 3) SD改良域は、事前解析では複合地盤として取扱い、見かけの圧密係数を設定して、SDによる透水性向上を表現したが、再解析では圧密過程をより正確に表現するために、SD改良域に鉛直方向の排水境界を設定した。このことにより、水平変位分布において実測値と類似した変形モードが得られた。ただ、再解析により得られた水平変位量は実測値よりも大きな値を示した。
- 4) モデル改良と入力条件の見直し効果により、護岸付近の沈下量は実測値と一致するようになった。土圧および間隙水圧の値も実測値と解析値とはほぼ一致した。

第3章では、神戸空港島下の粘土層の原位置計測から得られた圧密挙動について述べた。また、施工現場での実用性を考慮した一次元の圧密予測モデルについて、実地盤の圧密挙動も踏まえた構築手法と構築したモデルの実際の施工現場への適用性について述べた。

- 1) 区間変位測定器や多深度間隙水圧計を利用した原位置での詳細な沈下計測により、洪積層上部のMa12層およびMa11層の圧密挙動を明らかにすることができた。また、これら洪積粘土層に挟まれた互層部(Ds層)の排水機能を確認することができた。
- 2) 既往の研究により、擬似過圧密粘土である大阪湾の粘土については、ひずみ速度の影響により圧密降伏応力が室内試験で求めた値よりも実地盤では小さくなる傾向があることが指摘されているが、今回、洪積粘土層のMa12層およびMa11層において、ひずみ速度の小さい実地盤での圧密降伏応力を捉えることができ、室内試験結果との対比により、擬似過圧密粘土のひずみ速度依存性を明らかにできた。

第6章 結論

- 3) 空港島内を沖積層6ブロック、洪積層2ブロックに区分し、事前土質調査結果をもとに各ブロックの物性値を設定して、深度約300mのMa9層までを対象とした圧密予測の一次元解析モデルを構築した。
- 4) 擬似過圧密の程度が大きい沖積粘土層について、工事施工中のe-log P曲線が工事施工前のe-log P曲線と比べ正規圧密領域で下側に位置している傾向が認められ、このことから、実地盤での急速な埋立载荷により年代効果による高位な構造骨格が破壊された可能性があることがわかった。
- 5) このため、沖積層の6ブロックのうち、事前土質調査結果をもとに設定した過圧密比 (OCR) が大きい北西側の4ブロックについてOCRを再検討し、併せてブロック区分を再検討することによって、解析値と実測値の整合性が改善された。
- 6) 洪積層について、1), 2)にも記したように、原位置詳細計測によって、Ma12層およびMa11層周辺互層部の排水機能が確認され、また粘土層の圧密降伏応力のひずみ速度依存性が明らかになったことから、圧密予測モデルにおいて、排水層の設定およびOCRの再検討を行った結果、解析値は実測値とよく一致するようになった。
- 7) 圧密予測手法の島内全域への展開にあたり、盛土荷重は、深淺・水準測量結果を用いて20mメッシュで設定し、埋立造成工事の進捗に合わせて随時更新した。空港施設の整備にあたっては、滑走路等が開港時およびその後においても規定の勾配を満足するよう、圧密予測解析結果を用いて施工高さ、勾配を設定した結果、開港時には規定の勾配を満足することができ、5年後の現在においても、滑走路の縦断形状がほぼ維持されている。

第4章では、動的有効応力解析を用いて行った護岸と滑走路の耐震性能の評価と、滑走路において実施した地盤改良（サンドコンパクションパイル）について述べた。

- 1) 耐震性能を評価するため、既往のポートアイランド観測波に加え、神戸空港建設地近傍に存在する大阪湾断層を評価した上で作成した模擬地震波を利用して、緩傾斜石積護岸および滑走路部の動的有効応力解析を行い、液状化による沈下と水平変位を評価した。
- 2) その結果、2種類のレベル2地震に対して、緩傾斜石積護岸は地震時の変形に追従しやすく、地震時の沈下および地震後の過剰間隙水圧の消散に伴う沈下が生じた場合にも護岸の最低必要天端高さ(KP+3.7m)を確保でき、護岸には重大な被害が生じないことがわかった。
- 3) 滑走路については、液状化によって大きな沈下が生ずる結果となったため、液状化対策としてサンドコンパクションパイル(SCP)工法を用いることとした。
- 4) SCPの設計にあたっては、ポートアイランド観測波を入力地震動として、排水後の残留変形を予測できるLIQCAを用いて解析を行った。改良深度をいくつか設定した解析結果から、滑走路部で不同沈下が生じない改良深度15mを得た。また、液状化が発生しない高いせん断強度として相対密度 $D_r = 85\%$ を改良目標に設定し、パイル径70cmで1.8m正方形配置を得た。

- 5) 実際の地盤改良の施工にあたっては、原位置での土質調査結果をもとに設計照査を実施し、当初設計の改良ピッチ1.8mが妥当であることを確認した。また、施工後の土質調査結果から、目標とする相対密度 $D_r = 85\%$ を達成していることがわかった。

第5章では、プラスチックボードドレーン工法（PBD）により改良した空港島内で受入れている浚渫粘性土に関して、原位置での各種計測結果をもとに、超高含水比状態の浚渫粘性土における地盤改良効果や計測の適用性について述べた。

- 1) 海水面と浚渫粘性土受入箇所の水圧差を利用したPBDによる圧密促進工法を採用し、浚渫粘性土層とPBDの間隙水圧を測定したところ、両者間にほぼ予想通りの水頭差が生じていることを確認した。この水圧差によって圧密が促進されたものと考えられる。
- 2) 自重圧密状態の浚渫粘性土層には、過剰間隙水圧が発生していることが確認された。一方、自重圧密下においては、過剰間隙水圧の発散を伴わずに沈下が進行することが確認された。一方、PBDの水圧分布は排水層のマットレジスタンスの影響などにより、海水面の静水圧よりもやや大きかった。
- 3) BPT試験の結果、含水比が液性限界のほぼ2倍の200%を超える範囲では有効応力とほぼ同じ量の過剰間隙水圧が発生していたため、含水比の変化に関わらず粘着力はほとんど測定されなかった。
- 4) 含水比が200%以下の範囲においては、BPT試験によって得られた粘着力から強度増加率および土粒子密度を用いて換算された含水比と、原位置で採取した試料の室内試験で得られた含水比に良好な相関関係が確認されたことから、BPT試験により含水比が推定できる可能性が示された。
- 5) PBDに生じる曲げ変形発生位置は不均質であり、一部に卓越する箇所が計測された。一方、今回使用したPBDの沈下傾向とPBD内の間隙水圧変化を考慮すると、相当な大変形を生じて排水性能を維持することがわかった。

以上のように、本論文では、大規模な海上埋立による神戸空港島の建設に伴う各種地盤問題とその対応策について述べてきた。表- 6.1は本論文で取扱った地盤問題とそれぞれの対応策を簡潔にまとめたものである。

土木構造物を施工するにあたって品質確保が重要であることは言うまでもないが、表- 6.1 (1)～(3)に挙げた地盤問題は、いずれも品質確保に支障となる地盤変形の問題である。本論文では、地盤変形問題への対策として数値解析が有効であることを示した。

(1)および(2)は、施工に起因する地盤の変形であることから、各章で示したように、施工中の実地盤の挙動を計測し、その結果を数値モデルに反映させた。(1)では、主に沖積粘土層の変形モードが実地盤と解析とで異なることから、地盤改良のサンドドレーン杭を鉛直方向の排水境界としてモデル化するよう改良し、(2)では、主に擬似過圧密粘土の特徴である圧密降伏応力のひずみ速度依存性や洪積互層部の排水機能が実地盤で確認されたことから、排水層

第6章 結論

の再設定やOCRの再検討を行った。これらの対策が数値モデルの精度向上を図り、結果として施工管理の改善、品質の向上につながっていく。このことは、(1)および(2)のような施工に起因する地盤の変形を数値解析によって予測する場合、施工中の実地盤の挙動把握が品質向上のために、非常に重要であることを示している。

表- 6.1 各種地盤問題とその対応策

| | 地盤問題 | 主な対象地盤 | 対応策 | 備考 |
|-----|-------------------------------|-------------------------------|---|-----|
| (1) | 短期間での護岸築造による地盤変形状の把握 | 海底地盤(Ma13層, Ma12層, 洪積互層) | 沖積粘土層内に鉛直方向の排水境界を設けることによりSD改良域を表現した2次元変形解析手法の構築 | 第2章 |
| (2) | 大規模埋立による空港施設建設に向けた島内の圧密沈下量の把握 | 海底地盤(Ma13層~Ma9層, 洪積互層) | 現場施工に適用可能な高速かつ高精度の1次元沈下計算モデルの構築 | 第3章 |
| (3) | 防災拠点としての空港施設の耐震安全性 | 埋立土, 海底地盤(Ma13層, Ma12層, 洪積互層) | 動的有効応力解析による耐震性能の評価と地盤改良の設計 | 第4章 |
| (4) | 地盤改良を実施した浚渫粘土層における改良メカニズムの解明 | 浚渫粘性土 | 実施困難な原位置での各種計測による挙動把握 | 第5章 |

表- 6.1(3)は、(1)、(2)と同様、地盤変形の問題であるが、施工に起因する変形ではなく、外力（地震）による変形を対象としている。この場合、地震という将来のリスクに対する備えとしての品質確保が問題となる。本論文では、ここでも数値解析を用いた対応策を示した。護岸および滑走路の耐震性能の評価を動的有効応力解析により実施したが、入力地震動として、2種類のレベル2地震動、すなわち、既往のポートアイランド観測波に加え、神戸空港建設地近傍に存在する大阪湾断層を評価した上で作成した模擬地震波を利用することにより、地震という自然災害のリスクに対する検討を深化させた。

表- 6.1(4)は、地盤改良（PBD）された超高含水比状態にある浚渫粘性土を対象とした変形（圧密）に関する問題であるが、この問題については、第5章でも述べたように、原位置での計測事例が他に少ないため、本論文では、各種計測による実態解明を課題に設定した。実態解明のため、粘土層およびPBD内の間隙水圧やボールコーン試験による粘着力、PBDの曲げ変形を計測し、有意義な結果を得ることができた。今回の計測結果が、今後、超高含水比状

態の浚渫粘性土に関する圧密のさらなる実態解明や、さらには圧密沈下の定量的予測手法確立のための基礎資料として活用されることを期待する。

表- 6.1に掲げる地盤問題は、今後も他の海上工事において遭遇し得る課題である。本論文で示した対応策やそれに伴う多くの有益な原位置計測データが、今後の課題解決の一助となることを望む。

以 上

謝 辞

本論文は、筆者が携わった神戸空港島建設工事において直面した多岐にわたる地盤問題について、各種地盤調査、計測、解析等を用いた対応策をとりまとめたものである。これは、神戸空港の開港という共通目標の下、多くの関係者の方々に、各々の立場でご尽力、ご協力頂いた結果得られた地盤工学的成果である。ここに、空港島建設に携わった多くの地盤調査関係者、建設工事関係者、大学関係者、神戸市みなと総局の関係者各位に深く感謝の意を表します。

本論文をまとめるにあたり、その機会を与えて下さるとともに、丁寧なご指導と有益なご助言を頂きました神戸大学大学院工学研究科 澁谷啓教授に心から感謝申し上げます。

また、本論文の作成にあたり、適宜適切なご助言を頂きました神戸大学都市安全研究センター 飯塚敦教授、神戸大学大学院工学研究科 芥川真一教授に深く感謝いたします。

大阪大学名誉教授 松井保博士、大阪市立大学大学院工学研究科 大島昭彦教授、諏訪技術士事務所 諏訪靖二氏、応用地質(株) 故南部光広博士、野並賢博士、基礎地盤コンサルタンツ(株) 柳浦良行氏、(株)不動テトラ 高橋嘉樹氏、川崎地質(株) 坂上敏彦博士、(株)大林組 清水厚延氏、五洋建設(株) 折橋恒春博士、(財)地域地盤環境研究所 藤原照幸博士には、空港島の建設に多大なるご貢献を頂くとともに、本論文作成に際しては技術的御指導を賜り、厚くお礼申し上げます。

最後に、学位取得を応援して下さった神戸市 田公雅比古氏、吉井真氏、並びに筆者と同様、神戸空港島建設工事に携わって学位を取得され、先輩として親身になってご支援頂いた神戸市 末永清冬博士、長谷川憲孝博士には、心よりお礼申し上げます。