

道路構造物の設計施工における地盤の 設計定数の決定方法に関する研究

(A study on method of determining the geotechnical Parameters
for design and construction of road structures)

2019年4月

松方健治

論文の要旨

題目 道路構造物の設計施工における地盤の設計定数の決定方法に関する研究
(A study on method of determining the geotechnical parameters for design and construction of road structures)

氏名 松方 健治

高速道路建設における地盤工学分野の実務では、地盤調査(原位置試験, 室内試験)での測定値から単純化した土の変形強度特性を想定し構造物を設計してきた。その代表例として、沖積粘土を主体とした段階圧密試験による圧密特性や盛土の飽和三軸圧縮試験による強度特性の設定などがある。これらの試験や検討はこれまで膨大な数が実施され、高速道路の整備に直接寄与してきた。

一方で、高速道路建設を取り巻く情勢は、1990年のバブル崩壊の時期を境にコスト削減の要求、台風や豪雨などの自然災害の多発、構造物の劣化などが顕在化した。

本論文では、道路構造物の建設・維持における、コスト削減のための長大橋基礎杭の支持層の検討、自然災害や劣化に対する道路盛土のリニューアルを取り上げた。

これらを達成するための地盤工学の技術的な課題として、更新統粘土の圧縮・圧密特性、飽和・不飽和土の強度特性の解明がある。

まず、これまであまり例のない、長大橋基礎部の更新統粘土における原位置載荷試験の実施と評価により室内土質試験結果を用いて長大橋基礎の沈下に対する安定が判断できることを示した。本論文で対象とする橋梁は、吉野川河口域を横過する橋長1695.5mのPC15径間連続箱桁橋である。更新統粘土層上に堆積する砂礫層を支持層とすることができれば、大きなコスト削減につながる事例である。

臨海部の長大橋であり、かつ、支持層の下部の更新統粘土層の圧密沈下が懸念されたため、個別に検討を行う必要があった。このため、室内圧密試験による検討を行った後に実際に現地において、ボーリング孔を利用して地盤深度70mに堆積する更新統粘土層に直接載荷板を設置し、基礎構築時に作用すると考えられる荷重によって原位置載荷試験を実施した。本研究では、室内圧密試験結果と原位置載荷試験結果に基づき、更新統粘土層の沈下について検討を行った。この載荷試験結果の評価により、本件の更新統粘土では一般的な室内試験値で求めた圧密特性が、実務の沈下検討に適用できることを示した。

次に、供用中の盛土から採取した土試料の飽和・不飽和三軸試験結果を整理・検討し、不飽和土の強度が豪雨による水位の上昇などで不飽和な状態から飽和な状態になることにより、強度が低下することを供用中の盛土の試験データにより示した。

また、現段階では、各機関において示されていない盛土の建設・維持管理において課題となる、まさ土や泥岩などの盛土の飽和・不飽和な状態での一般値を数例示した。今後の高速道路のリニューアルにおいて有用であると考えている。

目 次

第1章	序論	1
1.1	研究の背景	1
1.1.1	高速道路整備の概要	1
1.1.2	高速道路建設に関わる情勢の変化	2
1.2	研究のテーマ（対象とする構造物と目的）	10
1.3	道路構造物の設計施工における地盤技術の課題	11
1.3.1	更新統粘土の圧密特性の課題	11
1.3.2	盛土の強度定数の課題	13
1.4	本論文の構成	14
第2章	既往の知見と研究および実務設計の課題	18
2.1	概要	18
2.2	更新統粘土の圧密特性	18
2.2.1	構造	18
2.2.2	二次圧密	19
2.3	既往の原位置載荷試験	21
2.3.1	大阪湾の更新統粘土層における原位置圧密挙動	21
2.3.2	軟弱地盤上の連続高架橋基礎の杭載荷試験	23
2.4	不飽和土の強度特性（各機関の設計地盤定数）	31
2.4.1	高速道路の盛土	31
2.4.2	鉄道構造物（土構造物）	33
2.4.3	河川堤防	34
2.5	排水機能を有するスパイラル羽根付き鋼管を用いたのり面補強工法	35
第3章	長大橋基礎設計のための更新統粘土層における原位置載荷試験の実施と評価	39
3.1	はじめに	39
3.2	北島層(更新統粘土)の物理・力学特性	45
3.2.1	地形地質概要	45
3.2.2	含水比とN値および粘性土の粘着力	54
3.2.3	圧密試験法と一般的な圧密特性	56
3.2.4	圧密降伏応力 p_c	58
3.2.5	構造の評価	64
3.2.6	過圧密領域の圧密係数(c_v)の測定	66
3.2.7	長期圧密特性	69

3.3	載荷試験の方法と結果	71
3.3.1	試験方法	71
3.3.2	試験結果	82
3.3.3	試験結果の考察	85
3.4	原位置載荷試験の数値解析と杭基礎施工時の沈下予測	91
3.4.1	解析地盤モデルの設定と同定解析	92
3.4.2	基礎設計条件での予測解析	96
3.4.3	二次圧密の影響	98
3.5	まとめ	100
第4章	供用中の盛土からの採取土試料を用いた飽和・不飽和状態の強度特性	104
4.1	はじめに	104
4.2	三軸圧縮試験の方法	108
4.2.1	試料の採取と供試体作成方法	108
4.2.2	試験項目と三軸圧縮試験の試験条件	109
4.2.3	強度定数の算出方法	110
4.3	調査結果の概要	111
4.3.1	調査結果の例	111
4.3.2	三軸試験から求められた強度定数のまとめ	112
4.4	パラメータ間の相互関係	120
4.4.1	ϕ_{cu} , c_{cu} と ϕ' , c' の関係	120
4.4.2	粘着力とせん断抵抗角の関係	122
4.4.3	細粒分含有率と粘着力, せん断抵抗角の関係	123
4.5	盛土の安定検討	126
4.5.1	盛土内水位の設定	126
4.5.2	補強材を考慮したレベル2地震時の検討	131
4.5.3	斜面に浸透流が発生する時の盛土の破壊	135
4.6	まとめ	137
第5章	結論	140
5.1	各章のまとめ	140
5.2	今後の課題と展望	142
5.2.1	更新統粘土の圧縮・圧密特性	142
5.2.2	不飽和盛土の強度特性	142

第1章 序論

1.1 研究の背景

1.1.1 高速道路整備の概要

図 1.1 に高規格幹線道路の累計延長の推移を示す。1965 年に日本初の高速道路となる名神高速道路が全線開通して以降、順次整備を進め高規格幹線道路は現在約 10,000km が供用されている。利用台数は約 700 万台／日に達し、大型車の通行台数も約 200 万台／日となるなど、国民生活に欠かせない道路となっている。

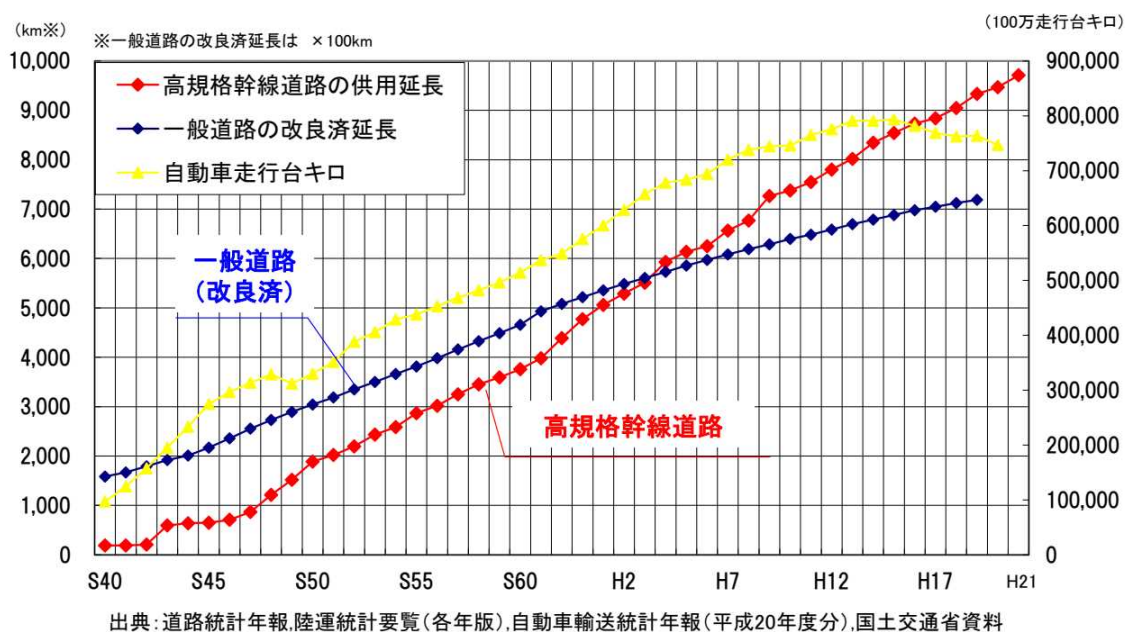


図 1.1 高速道路の開通延長推移

1.1.2 高速道路建設に関わる情勢の変化

1990年代のバブル経済の破綻の時期頃から情勢が大きく変化してきた。その主なものとして以下が挙げられる。

- 1) 建設コスト削減の要求
- 2) 巨大地震や豪雨等の甚大な自然災害の多発
- 3) 高速道路の老朽化による維持管理への対応

1.1.2.1 建設コスト削減の要求

図 1.2 は、財務省のホームページに示されている公共事業関係費の推移である。公共事業費は、平成 10 年(1998 年)をピークに増大した後、減少に転じ、平成 22 年(2010 年)頃から 6 兆円～8 兆円程度でほぼ一定であることがわかる。

図 1.2 は、公共事業費全体の費用の推移であり、高速道路建設費と 1 対 1 で対応するものではないが、道路建設費が縮小したことは間違いない。一方で図 1.1 に示す通り高速道路の供用延長は右肩上がりに伸びている。これは、高速道路の供用延長や品質を落とさず、コスト削減が求められたと考えらる。

公共事業関係費の推移（S53年度～）

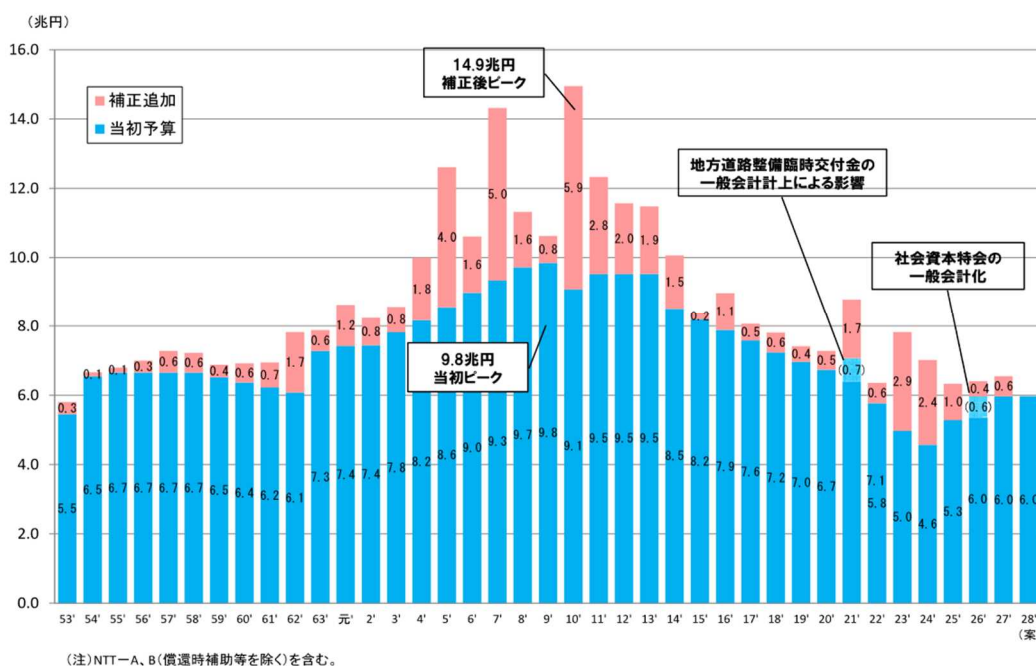


図 1.2 公共事業関係費の推移

1.1.2.2 巨大地震や豪雨等の甚大な自然災害の多発

(1) 巨大地震

表 1.1 は、我が国の近年の大規模な地震被害、特に地盤液状化や斜面崩壊等を誘発した大地震をとりまとめたものである²⁾。ここでは、1964 年の新潟地震からリストアップしているが、その理由は近代的な地盤力学アプローチで調査・解析が行われたのがこの地震からであるとの認識に基づいている。表 1.1 には挙げていないが、2016.04.14 に発生した熊本地震 (M6.5) も大きな被害をもたらした。

表 1.1 1964 年新潟地震以降の我が国の大規模地震と地盤被災²⁾

日時	地震名	M	日時	地震名	M
1964.06.16	新潟	7.5	2000.10.06	鳥取県西部	7.3
1968.05.16	十勝沖	7.9	2001.03.24	芸予	6.7
1973.06.17	根室半島沖	7.4	2003.05.26	三陸南	7.1
1978.01.14	伊豆大島近海	7.0	2003.07.26	宮城県北部	6.4
1978.06.12	宮城県沖	7.4	2003.09.26	2003十勝沖	8.0
1983.05.26	日本海中部	7.7	2004.10.23	新潟県中越	6.8
1993.01.15	釧路沖	7.8	2005.03.20	福岡県西方沖	7.0
1993.07.12	北海道南西沖	7.8	2007.03.25	能登半島	6.9
1994.10.04	北海道東方沖	8.2	2007.07.16	新潟県中越沖	6.8
1994.12.28	三陸はるか沖	7.6	2008.06.14	岩手・宮城内陸	7.2
1995.01.17	兵庫県南部	7.3	2011.03.11	東北地方太平洋沖	9.0

1964 新潟地震以降
東北域で45%の出現 (10/22)
北海道域で27%の出現 (6/22)

以下に巨大地震によって道路構造物のうち盛土が被災した例を示す。

先ず、1995 年の阪神・淡路大震災³⁾が挙げられる (写真 1.1)。この地震で未曾有の被害が発生したことを踏まえ、土木学会は 1995 年 3 月に「耐震基準等基本問題検討会議」が設置され、土木構造物に対する提言を発する契機となった。

次いで、2011 年の東日本大震災⁴⁾により、常磐道水戸 IC から那珂 IC (上り)において、延長約 130m、盛土高さ約 9 m、崩落土砂約 4700 m³の盛土崩落が発生した (写真 1.2)。この被災では、盛土材の一部に液状化しやすい材料が使われ、そこに何らかの水が供給されていたところに大きな地震動が加わったことで、その盛土材が液状化して生じたことが報告されている。また、その後の余震により、東北道水沢 IC から平泉前沢 IC (上り)や、常磐道いわき勿来 IC～いわき湯本 IC (下り)などでも盛土や切土の崩壊が発生した。

高速道路本体の構造物のうち、切土や盛土などの土構造物においては、豪雨による地下水の上昇と地震による揺れが複合的にのり面崩壊の主因となっている場合が多くみられる。2004 年 10 月の新潟県中越地震による法面崩壊⁵⁾は、台風 23 号による豪雨の直後に起こったものである (写真 1.3)。また、平成 21 年 8 月に駿河湾を震源とする地震により発生した東名高速道路牧之原での盛土法面崩壊⁶⁾ (写真 1.4)は、盛土下部に使用された泥岩等が長年の水的作用により強度低下するとともに透水性が低下したことと地震による揺れが原因と考えられている。



写真 1.1 第二神明高速道路大蔵谷 IC・Dランプ



写真 1.2 常磐自動車道那珂地区



写真 1.3 関越道堀之内地区



写真 1.4 東名高速道牧之原地区

また、表 1.1 に示す巨大地震の後に発生した熊本地震時の盛土被災について以下に示す。2016年4月14日21時26分に熊本県熊本地方で発生したマグニチュード6.5の地震（前震），ならびに2016年4月16日1時25分に発生したマグニチュード7.3の地震（本震）により，熊本県益城町とその周辺地域において，震度7が観測された。高速道路の土構造物においても，写真 1.5～写真 1.7 に示す九州自動車道益城地区の盛土のり面被害が発生した⁷⁾。



写真 1.5 九州自動車道 益城地区



写真 1.6 盛土のり面状況



写真 1.7 路面状況

(2) 台風・豪雨

近年、これまでに経験のしたことがない巨大で強い勢力の台風や局所的な激しい降雨により頻発する切土・盛土などの斜面災害が多発している。

図 1.3 にアメダスで観測された 1 時間降水量 50mm 以上の年間発生数を集計し、集計値を 1,000 地点当たりの回数に換算した値の変化を示す¹⁾。図に示すように明らかに近年増加傾向であることがわかる。

図 1.4 に高速道路における年間災害発生件数と図 1.3 に示す 1 時間降水量 50mm 以上の年間発生数の関係を示す¹⁾。同図より、年を追って道路延長は長くなるため、一概には言えないが、短時間異常降雨の多い年は高速道路の災害も多く発生していることがわかる。

すなわち、近年、高速道路における豪雨による災害は増加傾向である。

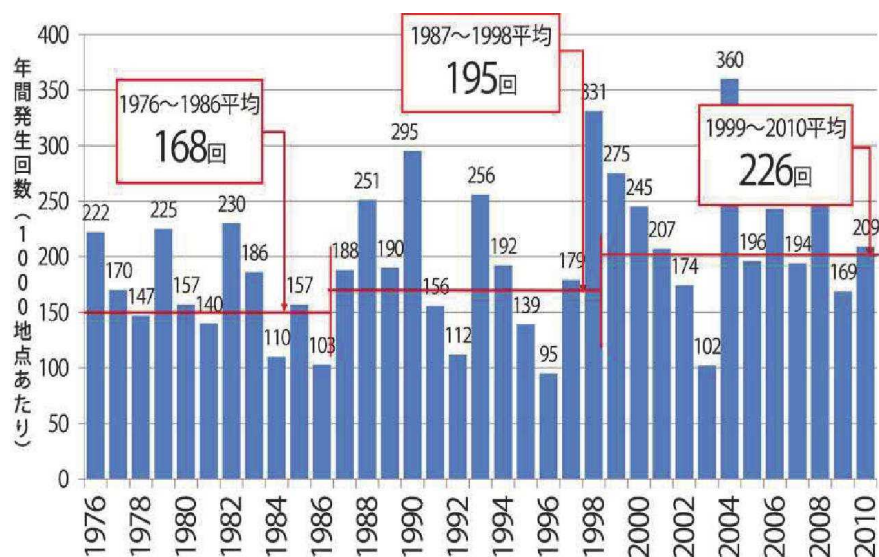


図 1.3 1 時間降水量 50mm 以上の年間発生回数¹⁾

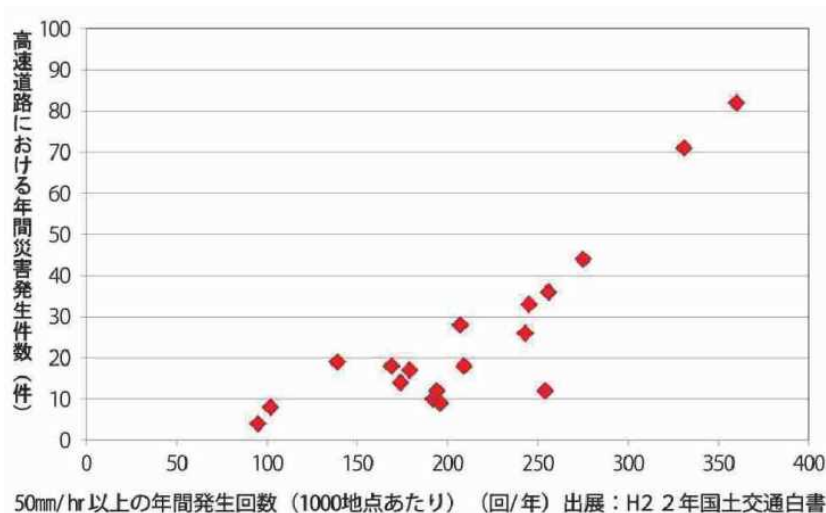


図 1.4 1 時間降水量 50mm 以上の年間発生回数および降雨災害発生件数¹⁾

また、台風や豪雨による盛土の崩壊事例として、平成17年台風14号による山陽自動車道甘木地区の崩壊⁸⁾(写真1.8)は、破碎帯および沢の合流部という集水地形に60mm/h程度の豪雨が3時間続く、300年に1度という記録的な豪雨により盛土内の水位が異常に高くなったことが原因と考えられている。

平成30年7月豪雨による広島呉道路の盛土崩壊(写真1.9)は、山側からの土石流が大きな要因と考えられている。



写真1.8 山陽車道甘木地区



写真1.9 広島呉道路

1.1.2.3 高速道路構造物野老朽化の老朽化

高速道路構造物の劣化の問題が顕在化してきた。「図1.5に示すとおり、2013年末には供用後30年以上を経過する延長が約4割近くに至り、さらに2030年には供用後40年以上の延長が約7割を占めることになるなど、経年劣化によるリスクの一層の高まりが懸念される。9)」

図1.6は、盛土調書に発生原因が明記されたデータ2,01件について、発生原因別に分類し全災害数に対する発生割合を示したものである¹⁰⁾。盛土が飽和状態になって崩壊した事例が多い。

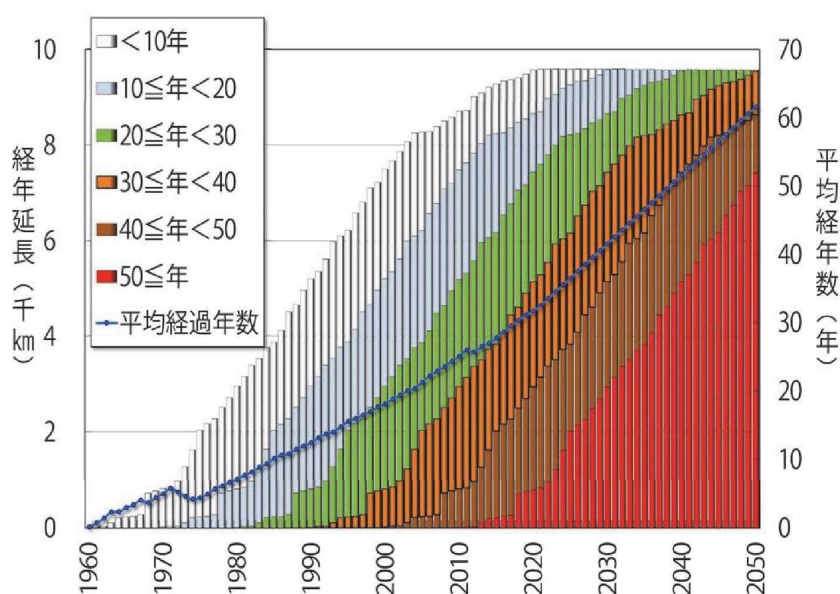


図 1.5 高速道路の経過年数の推移⁹⁾

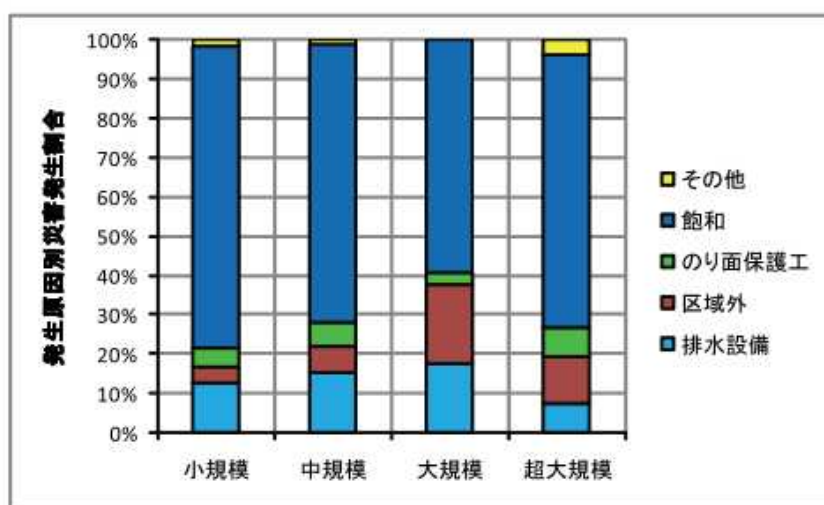


図 1.6 災害発生原因と災害規模の割合図¹⁰⁾

1.2 研究のテーマ（対象とする構造物と目的）

高速道路は我が国の社会経済活動を支え、社会基盤としての様々な役割を担ってきた。特に高度経済成長期においては長大な延長の高速道路を早期に整備建設する必要があり、地盤工学の技術も積極的に活用されてきた。地盤工学分野の実務では、地盤調査(原位置試験、室内試験)での測定値から単純化した土の変形強度特性を想定し構造物を設計してきた。

一方で、前述した高速道路建設に関わる情勢の変化に対応するため、更なる技術を検討する必要性が生じている。本研究のテーマ（課題と目的）を表 1.2 にまとめる。

本研究では、今後高速道路構造物の建設やメンテナンスにおいて、極めて重要な事項である更新統粘土の圧縮・圧密特性と不飽和土の強度特性に着目している。

表 1.2 本研究のテーマ（課題と目的）

高速道路の建設に関わる情勢の変化	対象とする道路構造物 効果	対策の手法	地盤工学分野の課題	研究の目的 検討の手法
建設コスト削減の要求	長大橋 基礎杭の適切な支持層評価によるコスト縮減	更新統粘土層の力学特性を適切に評価することで、更新統粘土層上の礫層を支持層とする合理的な設計を行う	・大深度更新統粘土の圧密・圧縮特性が未解明。 ・原位置試験の実績が少なく、施工事例もないなど困難な課題がある。	大深度から採取した更新統粘土試料を用いた圧密・圧縮特性の検討 ボーリング孔を利用した大深度の原位置載荷試験の実施と室内試験結果との比較による検証
多発する巨大自然災害 高速道路老朽化	道路盛土 効率的で適切な補強土工設計による盛土のリニューアル	盛土の飽和・不飽和状態での強度特性を示し、合理的な設計・施工をする	建設時の標準的な盛土勾配などは規定されている。しかし、盛土構造物のリニューアルや補強に必要な強度定数の考え方が明示されていない	盛土の飽和・不飽和強度の提案 供用中道路盛土試料の飽和・不飽和三軸試験結果に基づく、リノベーションや補強のための概略せん断強度定数の提案

1.3 道路構造物の設計施工における地盤技術の課題

1.3.1 更新統粘土の圧密特性の課題

これまで地盤の圧密沈下や地盤改良の対象となるのは主に沖積粘土層であり、各種の試験や調査、研究が積み重ねられてきた。一方で、近年、港湾、空港、都市などが沖合へ展開するとともに、沖積層の下部の更新統粘土層において圧密沈下が発生する場合は問題となるケースが増えてきた。また、建築の分野などにおいても長大な杭基礎下に堆積する更新統粘土の沈下の問題は同様にある。

実務に用いられる粘性土の圧縮曲線のモデルとしては、間隙比 e と圧密圧力 $\log p$ 関係について圧密降伏応力で、正規圧密領域の圧縮指数 c_c と過圧密領域の c_s という2つの定数を分け、主に沈下量が大きくなる正規圧密領域の c_c を用いて圧密沈下量を計算する手法で単純化する方法が主流であり、現在も実務で多用されている¹¹⁾¹²⁾¹³⁾¹⁴⁾。

更新統粘土層の圧密沈下の問題は、関西国際空港の建設において大阪湾の更新統粘土層の予想をはるかに超える沈下が生じたことから大きくクローズアップされた。2018年の台風21号による関西国際空港の冠水の素因もこの更新統粘土層の沈下である。

図1.7は、関西国際空港二期島埋立部の地盤沈下状況である¹⁵⁾。沖積層の沈下が収束に向かっているのに対し、洪積層の沈下が進行中であることがわかる。

特に大阪湾更新統粘土は、高位構造を有する疑似過圧密粘土であり、圧密降伏応力付近で大きな変位が生じるなどの特異な性質があることから、上述した単純なモデルでは土の圧密特性を表現することが難しいことが知られている¹⁶⁾¹⁷⁾¹⁸⁾。

図1.8は、大阪湾泉州沖の洪積粘土の e - $\log p$ 関係である¹⁹⁾。高位構造を有する疑似過圧密粘土であるため、 e - $\log p$ 関係が下に凸の形状となり、正規領域においても直線にならない。

この高位構造を有する更新統粘土については、これまで多くの研究が行われており、²⁰⁾²¹⁾未解明な部分も多いが、徐々にその圧密挙動が解明されてきている。

一方で、これらの構造を有する更新統粘土の研究は比較的多いが、実務でしばしば行われる室内試験による圧密降伏応力の設計への適用法についての研究はあまり行われていない。

更新統粘土の圧密特性は未解明な部分も多く、乱れの少ないサンプリングや高精度な圧密試験が必要なことから、現段階では、実測データや試験施工に基づいた予測精度の検討が重要であるが、実際に検討した例は極めて少ない。

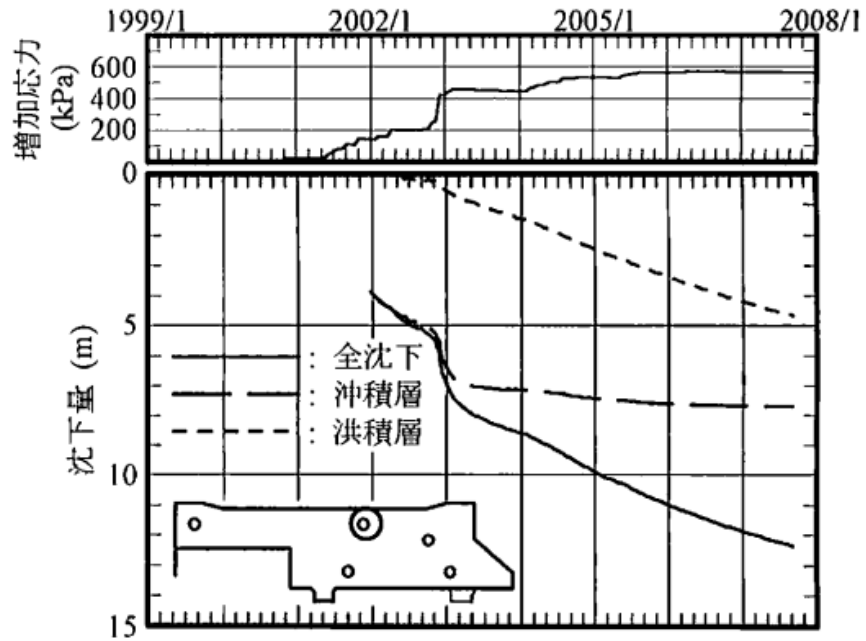


図 1.7 沖積層と洪積層の沈下（二期島埋立部）¹⁵⁾

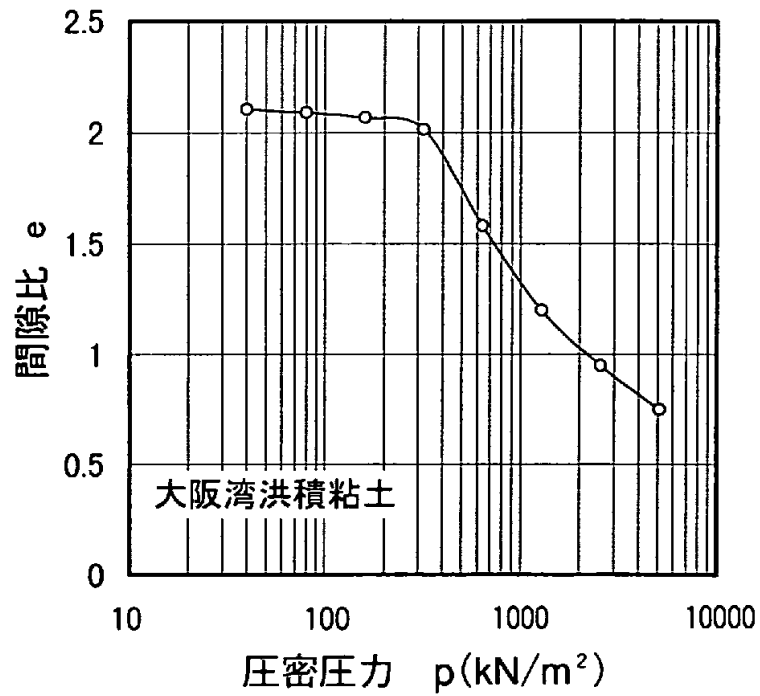


図 1.8 不攪乱洪積粘土の $e \sim \log p$ 曲線¹⁹⁾

1.3.2 盛土の強度定数の課題

高速道路の盛土は建設時には、適切な排水処理、厳密な締め固めの管理と1:1.8ののり面勾配の採用といった手法を用い¹⁴⁾、密実で安定したものが建設されており、それらの状況が長期に渡り保持されてきた。

また、盛土の安定については、のり面勾配などの構造規定と締め固め管理、および排水対策を徹底することを基本とし、必要があれば、盛土材や基礎地盤が脆弱な場合などに最も安全側（強度が小さい）と考えられる飽和状態の土の強度を三軸圧縮試験により設定し、円弧すべり計算によって安定検討が行われてきた¹⁴⁾。

これらの基本的に安定検討によらない実務設計法や施工法がこれまで用いられてきた理由として以下が考えられる。

1) 地盤材料の高度な不均質性

個々の現場において、この高度に不均質な土の構成モデルを合理的に構築するためには膨大な土質調査・試験が必要となる。これらの調査・試験を特に高速道路のような線状構造物の全線に渡って適用することは現実的ではない。

2) 破壊のリスクと復旧の容易さ

高速道路における盛土をはじめとする土構造物は、橋梁やトンネルといった構造物に比べ破壊するリスクが小さく、破壊したとしてもすぐ復旧できることから、強靱な構造物を建設するより壊れてから復旧するといった考え方が主流であった。

3) 盛土の安定に対する経時的な考え方

設計要領¹⁴⁾によれば、「一般に盛土は施工直後が最も不安定な状態であって、時間の経過とともに次第に土のせん断強さが増し、安定性が向上する。」

今後は、高速道路の盛土において増大する自然災害や老朽化といった課題に効率的に対応していかなければならない。

図 1.6 に、被災後の土構造物の状況を管理技術者が検分した際の印象を前掲した。これから、おおよその被災原因を推定することができると考えられる。図から、降雨災害の第一の原因として、のり面が飽和状態になっていることが挙げられる。

これらのリスクに対応するため、盛土の維持・管理が重要となってくるが、そのためには、飽和・不飽和時の盛土の強度を把握することが必要不可欠である。

一方で、不飽和土の強度試験の実施や結果の解釈に高度な技術力が必要であり、試験の手法や解釈について未解明な部分が多い。

よって、現段階では、試験データの蓄積と適正な整理による各土質の強度の一般値を提示することが重要である。不飽和盛土の強度の一般値を示すことは長大な盛土構造物の維持管理を行っている高速道路株式会社の大きな使命の一つと言え、これにより、盛土補強の優先順位の決定や補強の必要性の判断（スクリーニング）を行う必要がある。

1.4 本論文の構成

本研究では、高速道路の橋梁や盛土に関連したプロジェクトにおいて、現場で地盤や構造物の変形・強度を実測し、試験値や解析値と比較する手法を用いる。これにより、実務で使える地盤定数を検討・提案する

第1章 序論

研究の背景と目的を示し、本論文の構成について述べる。

第2章 既往の知見と研究

まず、未解明な部分の多い更新統粘土の圧密特性の研究を概観し、更新統粘土の原位置載荷試験の先行研究をレビューし、本研究との関連を述べた。次いで、不飽和土の強度特性では、各機関で示されている盛土の一般的な地盤定数について示した。さらに、地盤の強度を原位置で精度よく測定できる原位置せん断摩擦試験および盛土の効果的な補強土工法について述べる。

第3章 長大橋基礎設計のための更新統粘土層における原位置載荷試験の実施と評価

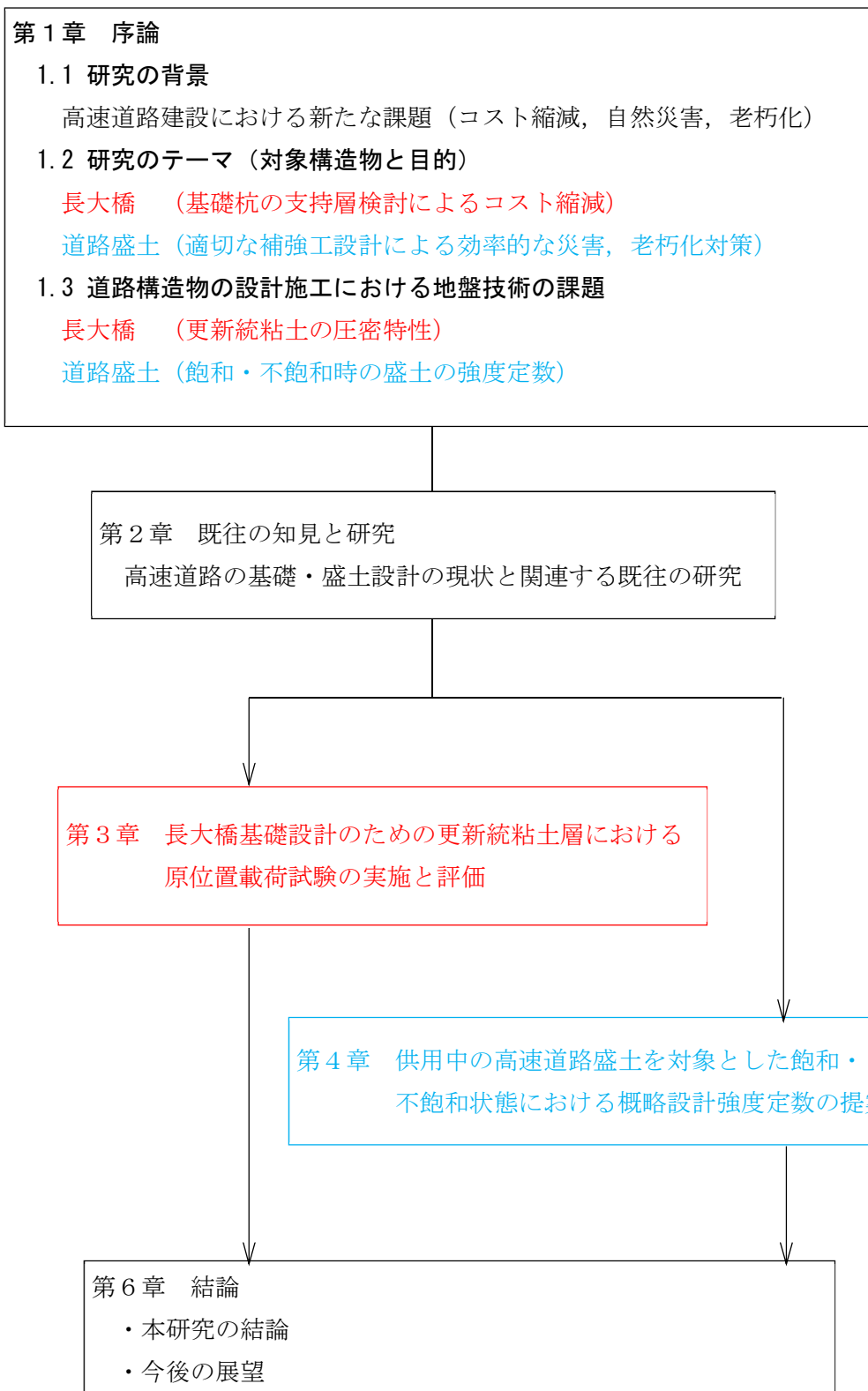
長大橋の杭基礎の設計において、想定した支持層の下に堆積する更新統粘土層の沈下予測のため、原位置載荷試験を実施した。また、圧密降伏応力と二次圧密指数の検討を行い、更新統粘土にカムクレイモデルを適用した数値解析によって原位置載荷試験の沈下特性をほぼ説明することができた。

第4章 供用中の盛土からの採取土試料を用いた飽和・不飽和状態の強度特性

西日本地区において高速道路盛土より採取した試料を用いて三軸圧縮試験を行い、高速道路盛土を構成する地盤の強度特性に関する検討を行った。原位置で、盛土が不飽和状態から飽和状態に変化することにより、強度低下することを、供用中の盛土の試料を用いた試験結果により示した。また、検討結果に基づいて、既存の高速道路盛土の補修・耐震強化の概略設計に用いることを目的として、盛土材料ごとの強度定数の概略値を提案した。

第5章 結論

本研究で得られた結論を各章毎にまとめる。



参 考 文 献

- 1) 高速道路資産の長期保全及び更新のあり方に関する技術検討委員会：報告書，2014.
- 2) 三浦清一：地盤力学の理論から実践へー進化する災害に直面してー，土木学会 平成 23 年度 定時総会 特別公演資料，2011.
- 3) 日本道路公団大阪建設局：阪神・淡路大震災災害・復旧報告書，1998.
- 4) 安部哲生，横田聖哉，日下寛彦，金田和男：東北地方太平洋沖地震における高速道路盛土の地震被害についてー常磐自動車道那珂地区ー，地盤工学会第 47 回地盤工学研究発表会講演集，2012.
- 5) 地盤工学会：2004 年新潟県中越地震災害調査報告書，2007.
- 6) 高木宗男，横田聖哉，菅浩一，安田進，太田秀樹：東名牧之原地区における盛土のり面災害の実態，第 55 回地盤工学シンポジウム平成 22 年論文集，pp. 193-196，2010.
- 7) 村上豊和，田山聡，浜崎智洋：平成 28 年熊本地震における高速道路での盛土の被災状況と崩壊メカニズムの推定，地盤工学会第 52 回地盤工学研究発表会講演集，2017.
- 8) 西日本高速道路（株）中国支社：山陽自動車道災害調査検討委員会報告書，2006.
- 9) 松坂敏博，森山陽一，小笹浩司，太田秀樹，藤野陽三，宮川豊章，西村和夫：高速道路の構造物における大規模更新および大規模修繕の導入と課題，土木学会論文集 F4 (建設マネジメント)，Vol. 73, No. 1, pp1-18, 2017
- 10) 大窪克己，亀村勝美，濱田政則：高速道路の自然災害事例分析に基づいた事業継続計画の策定に関する研究，土木学会論文集 F5 (土木技術者実践)，Vol. 69, No. 1, pp. 1-13, 2013.
- 11) 宇高薫，土田孝，渡部要一，田中政典，今井遥平：e-log P 曲線を用いた簡易モデルによる自然海成粘土地盤における構造の評価，地盤工学ジャーナル，Vol17, No. 4, PP527-542, 2012.
- 12) 地盤工学会編：新編 土と基礎の設計計算演習，2000.
- 13) 日本港湾協会：港湾の施設の技術上の基準・同解説，2007.
- 14) 東日本，中日本，西日本高速道路(株)：設計要領第一集 土工編，2016
- 15) 江村剛，森川嘉之，先森弘樹：関西国際空港の建設と地盤工学的諸問題 5. 関西国際空港における地盤挙動の計測，Vol. 56, No. 7, pp. 78~85, 2008.
- 16) 土田孝：海成粘土地盤の自然間隙比と土被り圧の関係に関する統一的な解釈，地盤工学会論文報告集， Vol. 41, No. 1, pp. 127- 143, 2001.
- 17) Tsuchida, T.: Mechanical properties of Pleistocene clay and evaluation of structure due to aging", Coastal Geotechnical Engineering in Practice, Proceedings of International Symposium on Coastal Geotechnical Engineering in Practice, IS-Yokohama 2000, Vol. 2, pp. 43-83, 2000.
- 18) Tsuchida, T., Watabe, Y. and Kang, M.S.: Evaluation of structure and mechanical properties of Pleistocene clay in Osaka Bay, Report of Port and Harbour Research Institute, Vol. 41, No. 2, pp. 45-91, 2002.

- 19) 石井一郎, 小川富美子, 善功企: 大阪湾泉州沖海底地盤の工学的性質 (その2), 物理的性質・圧密特性・透水性, 港湾技術資料, No. 498, pp. 47-86. 1984.
- 20) 土質工学会関西支部・大阪湾海底の地盤研究委員会: 大阪湾海底地盤, 1990.
- 21) 土質工学会関西支部・大阪湾地盤情報の活用に関する研究委員会: 海底地盤-大阪湾を例として-, 1995.

第2章 既往の知見と研究および実務設計の課題

2.1 概要

本章では、まず、未解明な部分の多い更新統粘土の圧縮・圧密特性—特に構造と二次圧密—に着目し、これまでの研究を概観した。また、数少ない更新統粘土の原位置載荷試験の先行研究をレビューし、本研究との関連を述べる。これまで、埋立による地盤沈下や高架橋の摩擦杭等について更新統粘土の原位置載荷試験の先例はあるが、長大橋の杭基礎支持層の下に堆積する更新統粘土の沈下を対象としたものはない。

また、ここでは、原位置で精度よく地盤の強度を測定できる原位置試験法についてもレビューしている。

次いで、不飽和土の強度特性では、各機関で示されている盛土の一般的な地盤定数について紹介し、不飽和土の一般値がまだ、十分には示されていないことを明らかにした。

また、これまで標準的な工法が確立されていない盛土補強土工について、盛土の排水と補強が同時に行える新技術についてレビューした。

2.2 更新統粘土の圧密特性

2.2.1 構造

山本¹⁾らによれば、「大阪湾では大規模埋立により洪積粘土層の沈下現象が顕在化している。この現象は深い洪積粘土層にまで達し、Ma12層以深のMa11～Ma9層にも時間的依存性沈下が観測されている²⁾。大阪湾の各Ma層は、・・・[略]・・・OCR=1.3程度の過圧密性が得られ、深くお席粘土層ではこの過圧密領域において沈下が生じている。この擬似過圧密はセメンテーションなどの年代効果が成因であり、“構造の発達”の程度は沈下挙動に深く関与していると推察される。」

すなわち、更新統粘土特有の“擬似過圧密”や“構造の発達”が沈下挙動に大きな影響を及ぼすことがわかっている。図2.1はこのような特性を示す大阪湾泉州沖更新統粘土の $e-\log p$ 曲線の例³⁾である。

この更新統粘土の特性については、多くの研究⁴⁾があるが、未解明な部分もまだ多い。さらには、更新統粘土の圧密特性はこれまで、あまり問題にされず、大阪湾の更新統粘土のように構造が発達していない他の大部分の一般的な更新統粘土については、研究した事例が必ずしも多くない。

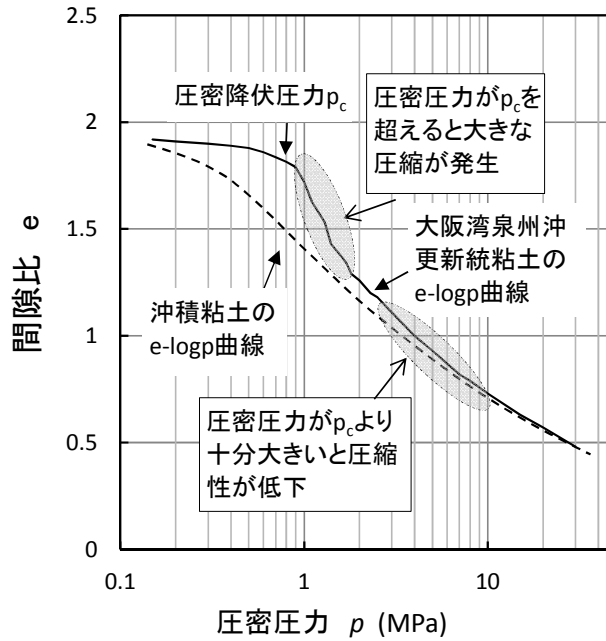


図 2.1 構造軟化を有する更新統粘土の e - $\log p$ 曲線の例³⁾

2.2.2 二次圧密

安川ら⁵⁾は、圧密圧力 P と二次圧密係数 C_α の関係について公表されている論文等をまとめている。「現地盤から採取された乱さない試料を用いている場合については、 C_α にピーク値が存在する」、「室内で作成した試料ないしは練り返した試料については、ピーク値は存在せず C_α は圧密圧力 P に無関係である。」という結論を得ている場合が多い。」図 2.2 にピーク値が存在する場合の $P \sim C_\alpha$ の模式図を示す。今回の载荷試験は、原位置で行っているため、現位置から採取された乱さない試料より、さらに攪乱の影響が小さいと考えられる。

また、過圧密比の影響を調べた例を図 2.3、図 2.4 に示すが、いずれも過圧密比に反比例して増加し、圧密降伏応力 P_c 付近で最大となる。これらの既往研究の結果から、今回の载荷試験で二次圧密的な長期沈下が生じたと考え、各荷重段階で二次圧密係数 C_α は、増加する傾向になることが予想される。

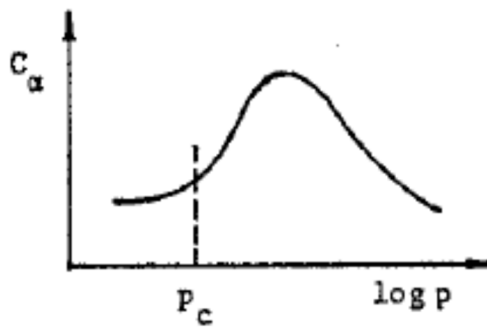


図 2.2 C_α にピークを有する時の模式図⁵⁾

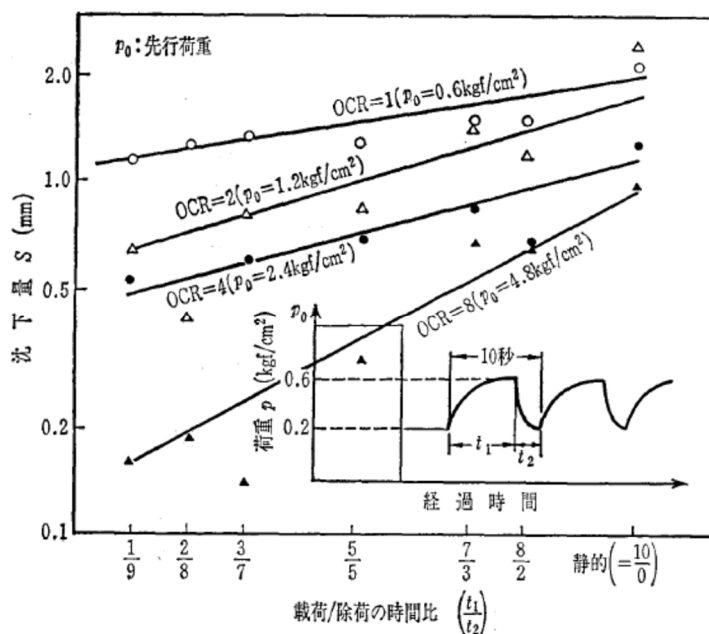


図 2.3 過圧密比と載荷／除荷の時間比の影響⁶⁾

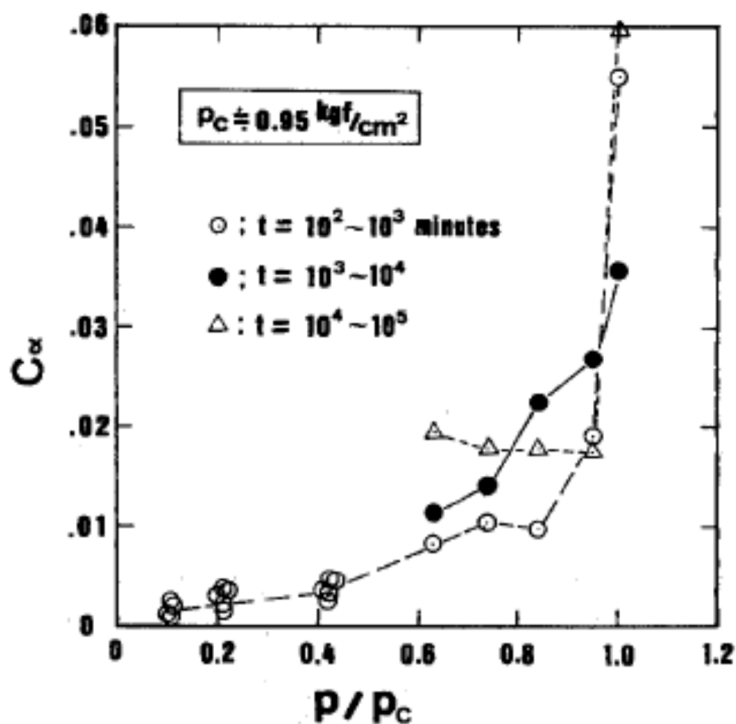


図 2.4 二次圧密係数と P/P_c の関係⁷⁾

2.3 既往の原位置載荷試験

2.3.1 大阪湾の更新統粘土層における原位置圧密挙動

大深度に堆積する更新統粘土層に対して原位置試験を実施し、その圧密挙動を検討した数少ない例として長谷川ら⁸⁾が神戸空港海底地盤で行った現地計測がある。

大阪湾の更新統粘土は、擬似過圧密とされており⁹⁾、その挙動について不明確な部分が多い。あわせて海成粘土層の間に堆積している砂礫、砂、粘土の互層部の排水能力が不明確であったため、これを解明するために更新統粘土層において各層毎の圧縮量と間隙水圧を測定している。用いた測定器は1m毎の圧縮量が計れる区間変位測定器、各深度の間隙水圧を1孔で測定することのできる多深度間隙水圧計である。図2.5に区間変位測定器設置深度を示した。計測の対象となる地層は、同図に示す互層部(Ds1~D13層)および深度85m~115mに堆積する更新統粘土層部(Ma12)である。これらの層は埋立荷重により正規圧密の領域に入るものと考えられた地層である。 p_c 値が室内試験値に比べてどの程度であるかということ把握するために、詳細な計測を行っている。

図2.6は、圧密降伏応力 p_c を沈下の実測値から求めた p_{cm} と室内試験値から求めた p_{ct} との比較であり、概ね $p_{cm}=(0.8\sim 1.0)p_{ct}$ となっている。これは、圧密降伏応力がひずみ速度によって変わるといって高位構造を有する擬似過圧密粘土特有の傾向によるものとしている。ひずみ速度は2~3オーダー現地計測データの方が小さく、既往文献⁹⁾によるひずみ速度による圧密降伏応力低下傾向と一致することを確認している。

既往の計測では、実際の盛土荷重と地層を細かく区分した層別沈下量を用いて更新統粘土層の圧密特性を調べている。これに対し、本報告では、精密に管理した載荷板へのジャッキによる荷重とひずみ計による変位の計測を行っている。既往研究が現場寄りの計測、本研究が室内試験寄りの計測と言える。それぞれ異なる原位置計測手法を用いて不明確な部分が多い更新統粘土の圧密特性を明らかにした数少ない例として、その工学的価値は高い。

また、既往の研究は埋立地盤の沈下、本研究は橋梁の杭基礎の沈下を計測の対象としている。埋立地盤に比べ橋梁の杭基礎は許容される沈下量が明らかに小さいと考えられ、精密な計測がより必要とされる。このため、本報告で行った手法は、橋梁の杭基礎の沈下検討に対して有力な手法の一つと考える。

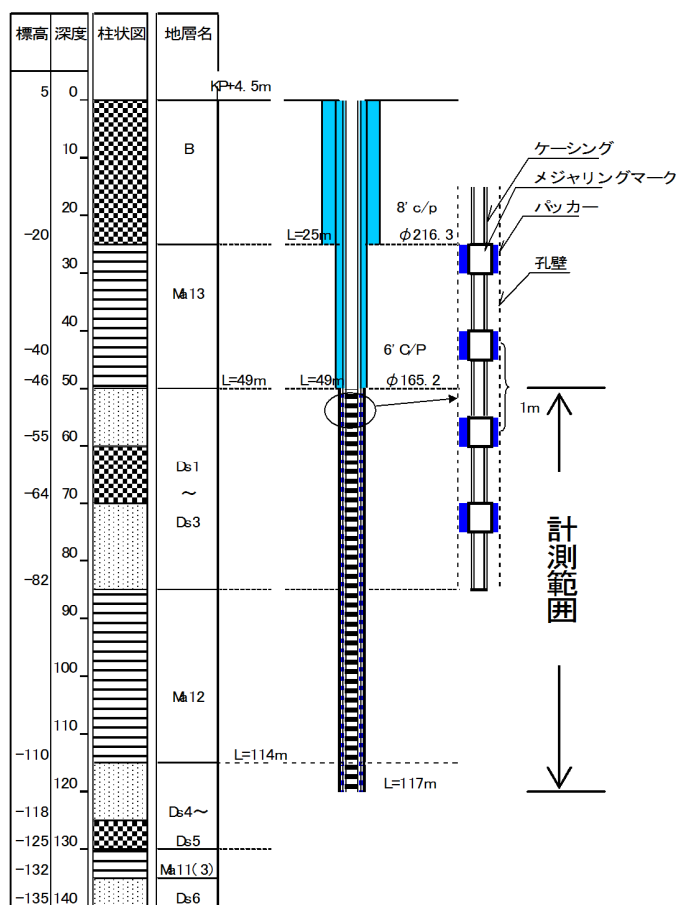


図 2.5 区間変位測定器設置深度⁸⁾

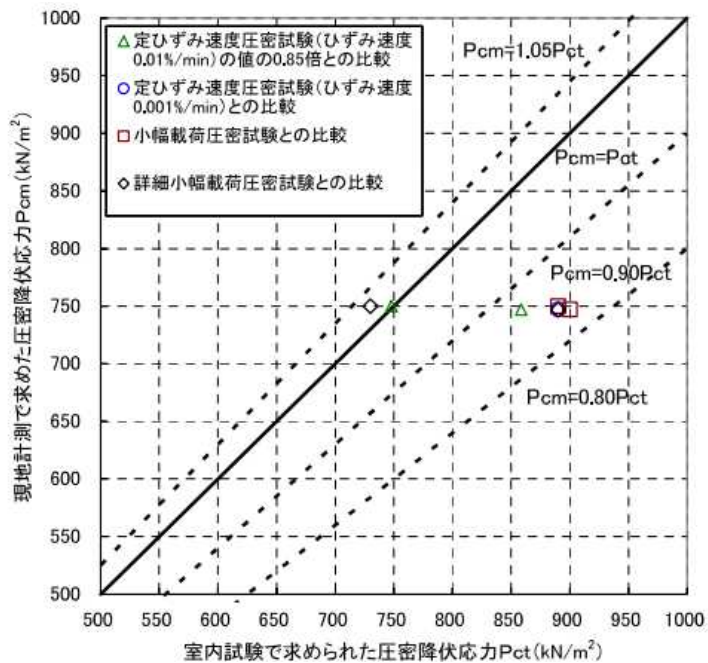


図 2.6 圧密降伏応力(p_c)の実測値と室内試験値との比較⁸⁾

2.3.2 軟弱地盤上の連続高架橋基礎の杭載荷試験^{10), 11)}

2.3.2.1 杭の載荷試験の概要

支持層の下に軟弱な粘土層がある連続高架橋基礎の長期的な安定性をあらかじめ検討するため、高架端建設に先立ち実施された試験杭に対する実物大実験の結果と実験前に実施した沈下量予測解析結果を比較した事例を示す。

神林高架橋は、日本海東北自動車道の新潟平野北部に計画された、橋長 1.5km の連続高架橋である。この工事では基礎杭として鋼管ソイルセメント杭が計画された。このうち橋脚に大きな反力が必要とされる一部の範囲では軟弱な粘性土と緩い砂質土が互層状に堆積しており、GL-30m~-40m に明確な支持層がない。

図 2.7 に載荷試験実施位置の土質縦断面図を示す。図に示す Dg1-1~Dg1-2 層は礫層であるが、層厚が薄く、N 値<30 の箇所があり、支持層としては期待できなかった。また、Dc1-1~Dc1-3 層は、更新統粘土層であり、N 値<10 の軟弱な層が断続的に厚く堆積する。このような地盤状況であったため、摩擦杭を検討した。本件のような摩擦杭はあまり例がなく、実杭を用いた載荷試験で杭基礎の水平・鉛直支持力、長期的な沈下を検証した。

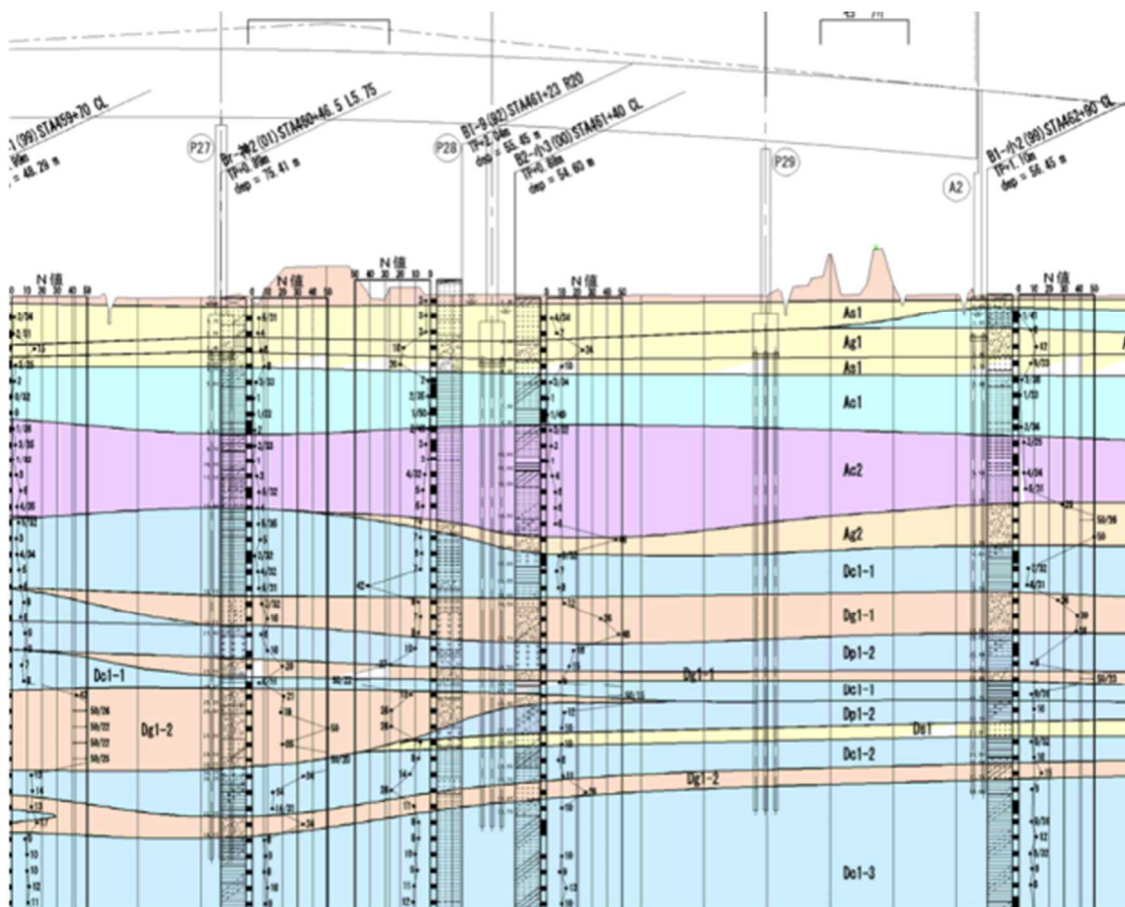


図 2.7 高架橋付近の土質縦断面図

2.3.2.2 原位置せん断・摩擦試験 (SBIFT)

この載荷試験では、原位置で杭などの設計に用いる軸方向摩擦力、地盤の変形係数などを直接推定する試験法である SBIFT (Self Boring In-situ Friction Test) を活用した¹²⁾。

本試験の最大の特徴は、既往の原位置試験の欠点である試験地点での応力解放問題を解決するため、調査深度までセルフボーリング型ビットを用いて削孔し、その状態で試験を行うことができることである。SBIFT は、杭などの軸方向摩擦力を測定するのが第一の目的であるが、装置表面粗度を変化させれば地盤の強度定数の評価も可能であり、さらに試験法の特徴から地盤の変形係数も求めることができる。

図 2.8 は SBIFT 装置概要図である。図のように SBIFT 装置は、ボーリングロッドなどの自己掘進システムと、測定管システム、ジャッキ・反力台などの載荷加圧システム及び計測システムで構成されている。自己掘削システムは、応力解放の影響を小さくするために導入したもので、試験位置直前の深さまで径 116mm のケーシングを打設し、試験区間ではビットによる自己掘削方式 (径 86mm) に切替える。

図 2.9 に測定管の概要図を示すが、測定管は主に円筒、加圧板、メンブレン及びせん断プレートで構成され、先端にせん断型ロードセルと間隙水圧計が取り付けられている。測定管では、地上から注入された高水圧によりゴムスリーブを膨張させることにより、ボーリング孔の壁面に垂直応力を加える。さらにインナーロッドによって壁面水平方向にせん断力を加える機構となっている。

実際の基礎躯体の表面の粗滑の程度は使用材料や施工方法により異なるため^{13),14),15)}、SBIFT では地盤との接触面の粗度が変化できるように工夫し、図 2.10 に示すタイプ I とタイプ II の2種類の測定管表面形状が用いられている。タイプ I は表面がスムーズな形状で鋼管杭のような境界条件に対応する。一方、タイプ II には図に示すように明確な凹凸を設けてあり、この場合得られる強度は地盤のせん断強度に近くなると考えられる。

図 2.11 は載荷システムの概念図である。SBIFT 試験の荷重載荷は、垂直応力 q_{vi} を多段階で載荷し、その値を保持したまま壁面平行応力 q_{hi} を変位制御方式で載荷し、各 q_{vi} に対する q_{hi} のピーク値が確認された後、次の段階の q_{vi+1} と q_{hi+1} に移行するという方法で行った。これにより垂直応力 q_{vi} と平行応力 q_{hi} の関係が得られる。

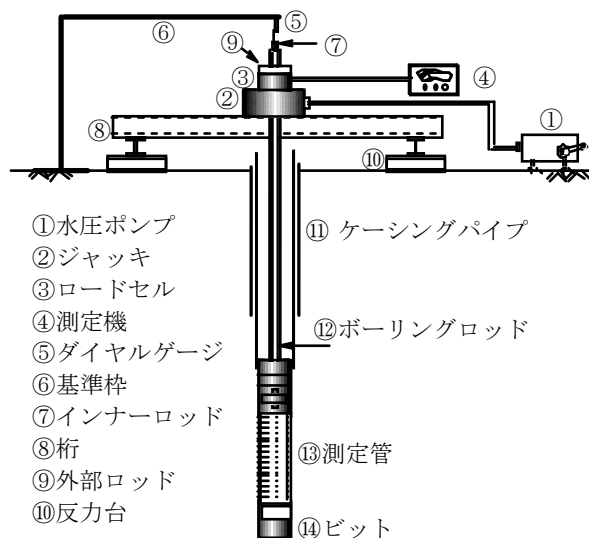


図 2.8 SBIFT 試験装置の概要¹²⁾

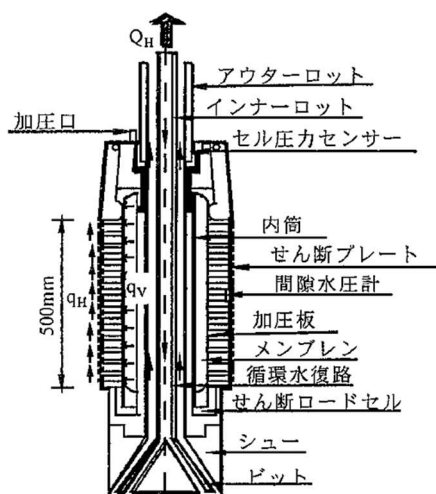


図 2.9 測定管の概要¹²⁾

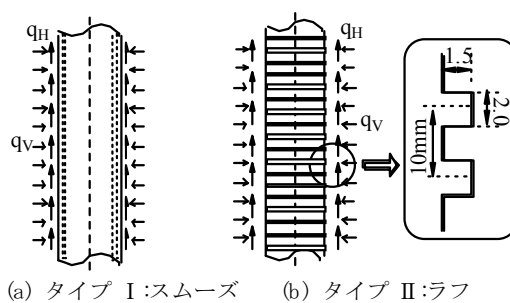


図 2.10 測定管表面形状のタイプ¹²⁾

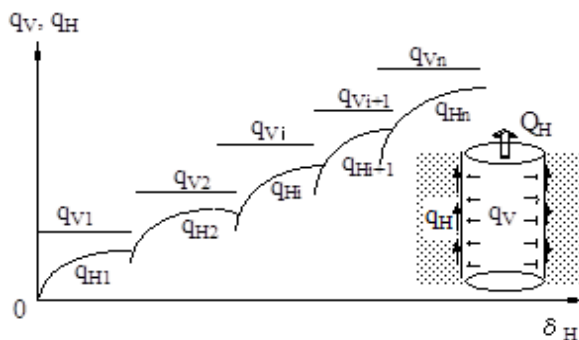


図 2.11 荷重システム概念図¹²⁾

2.3.2.3 長期押し込み試験結果と数値解析結果の比較

杭先端を N 値 10 程度の粘性土層に根入れさせた杭の支持力を確認するために、長期および短期の押し込み試験を実施した。また、押し込み試験終了後に水平載荷試験を実施し、設計地盤反力係数の妥当性を確認する。併せて、杭の降伏変位(残留変位の急増点)を確認することで、許容変位量(杭径の 4%)の妥当性を確認する。ここでは、長期押し込み試験と土・水練成 3次元弾塑性有限要素解析による沈下量予測結果を比較した事例を示す。図 2.12 に試験位置の地盤構成と N 値分布を示す。GL. -30m 以深の Dc1-3 層を支持層とする。Dc1-3 層は、OCR=1.5~2.0 程度の過圧密状態の更新統粘性土である。

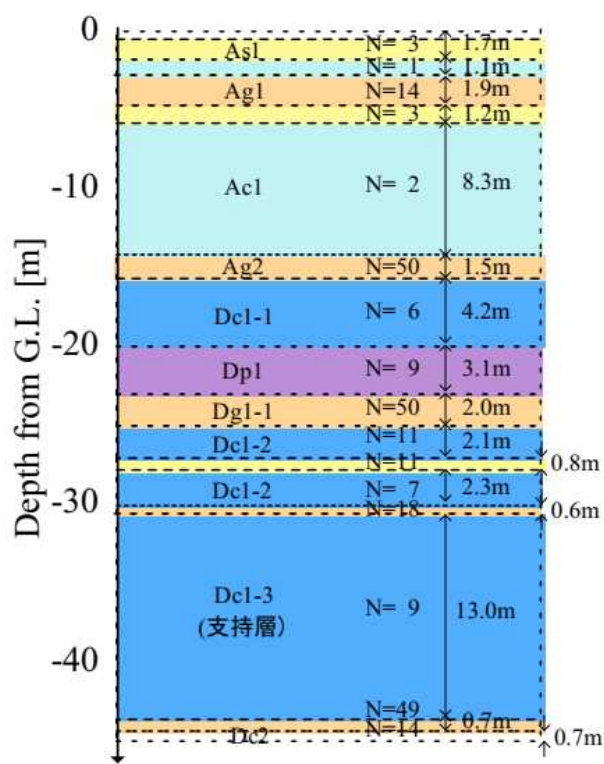


図 2.12 地層構成と N 値分布¹¹⁾

試験杭は鋼管杭(杭径 1.0m)とソイルセメント(厚さ 0.1m)による合成鋼管杭であり、セメントミルク固化体と鋼管を同時施工している。試験杭の周囲に反力杭を 4 本設置し、実験を実施した。

数値解析は解析コード DGPILE-3D¹⁷⁾を用いて実施した。解析に用いた有限要素メッシュを図 2.14 に示す。解析対象地盤は、砂・砂礫層を *tij*sand model¹⁸⁾で、粘土層を *subloading tij* model¹⁹⁾でモデル化し、粘土層の OCR を表現している。

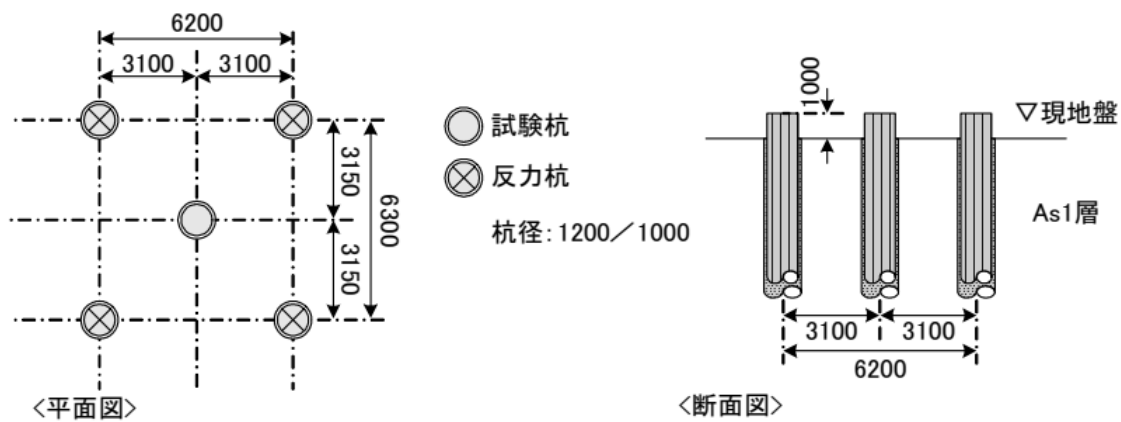


図 2.13 試験杭の配置図¹¹⁾

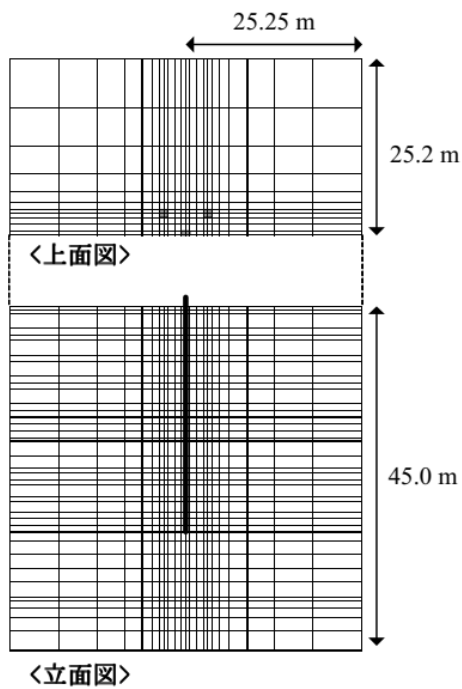


図 2.14 有限要素メッシュ¹¹⁾

図 2.15 杭頭における経過時間～沈下量関係を，図 2.16 に 60 日後における過剰間隙水圧の分布と，載荷終了時の軸力分布及び摩擦力の分布を示す。60 日後の杭頭沈下量は，実験で 4.8mm，解析では 17.3mm となり，解析値が実験値を 3 倍程度過大評価する結果となった。このことは，解析において 60 日後でも杭先端に 3kPa 程度の過剰間隙水圧が残留していることから判る。軸力は深度 10m～20m で解析値が実験値を上回っている。また摩擦力は下部の砂礫層と Dp-1 層を除く地層で実験値を過小評価する結果となった。

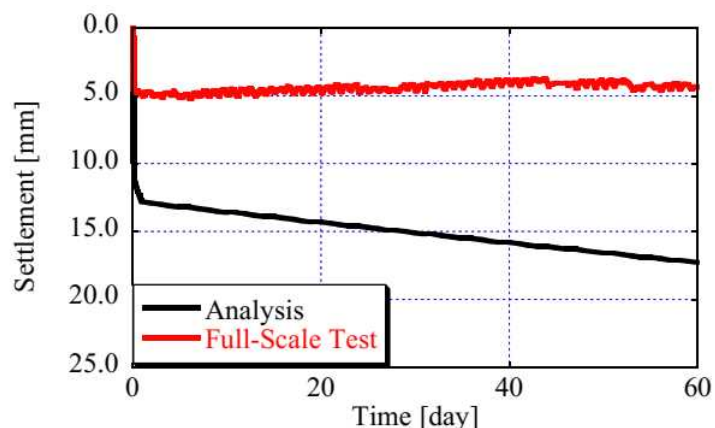


図 2.15 杭頭沈下量の比較¹¹⁾

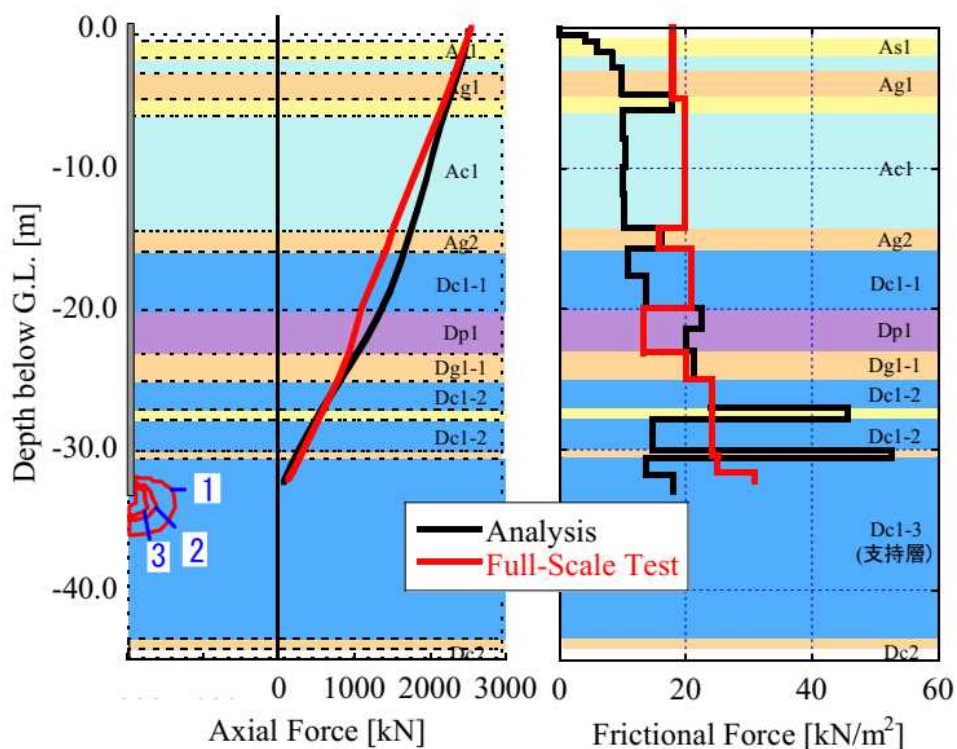


図 2.16 過剰間隙水圧分布 [kPa] (60 日後)と軸力・摩擦力分布 (載荷終了時)¹¹⁾

2.3.2.4 水平載荷試験結果による SBIFT による測定値の検証¹⁶⁾

試験値の杭頭変位と載荷荷重の関係から求めた多層地盤の逆算平均地盤反力係数 k_H と設計で求まる多層地盤の平均地盤反力係数 k_H の比較を行った。(図 2.17)

設計値は SBIFT から求まる変形係数に補正係数を乗じない場合 (α SBIFT=1) と、補正係数を乗じた場合 (α SBIFT=2)、および N 値からの推定値の 3 ケースとした。各土質調査で得られる変形係数から求まる k_H については、道式から算出しているため、 $S/D=1.0\%$ の結果であるが、 $S/D=1.0\%$ 以外の値については $k_H' = k_H \times (S/D)^{-0.5}$ (19) で算出した。また、図 2.18、図 2.19 に α SBIFT=2 として k_H を算出し線形解析を行った結果を示した。

1) 逆算 k_H の比較

図 2.17 より、載荷試験の逆算 k_H はいずれの変位レベルでも α SBIFT=2 として求めた k_H を上回っており、かつ $S/D=1\%$ の状態では載荷試験の逆算 k_H と一致する。現状の設計で用いている α SBIFT=2 という補正係数は、孔内水平載荷試験から得られる変形係数 E_p との E_2 の関係から求めた係数であった。今回の載荷試験で α SBIFT=2 とすることの妥当性が確認できたことにより、神林高架橋位置の地盤では、 α SBIFT=2 として求めた k_H は安全側かつ合理的な k_H となっていると考えられる。

今後、他のケースでも杭の水平載荷試験を実施し、実測値と比較検討すれば、 $\alpha > 2$ の値を採用できる可能性もあり、その場合、より合理的な k_H の設定が可能となる。

2) 実測値と逆算 k_H を用いた設計値の比較

図 2.18 より、杭頭変位はよく一致する。また、図 2.19 より、設計曲げモーメントは、実測値を上回っていることから、安全側の設計となることが分かった。

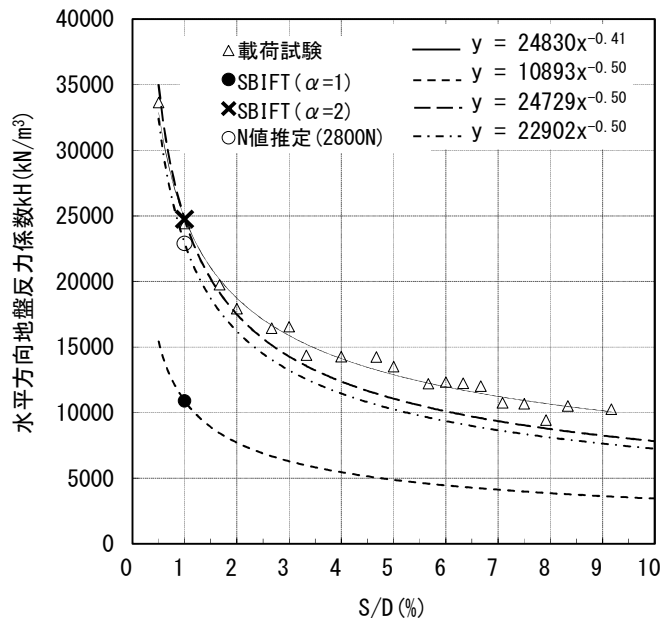


図 2.17 逆算 k_H の比較

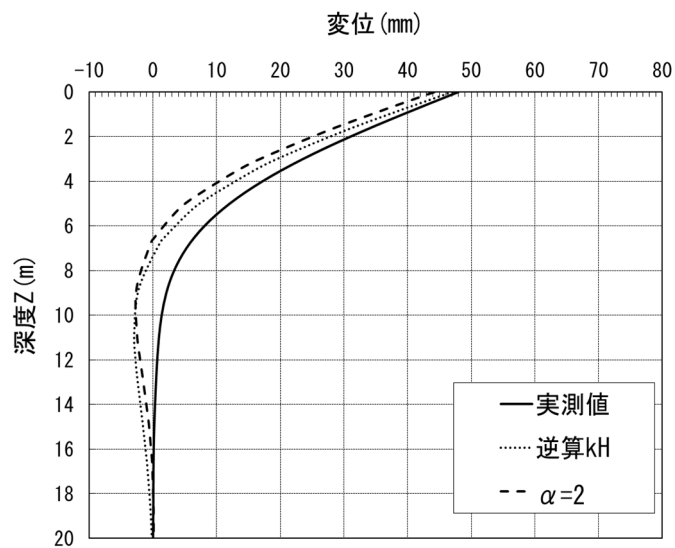


図 2.18 変位量の比較

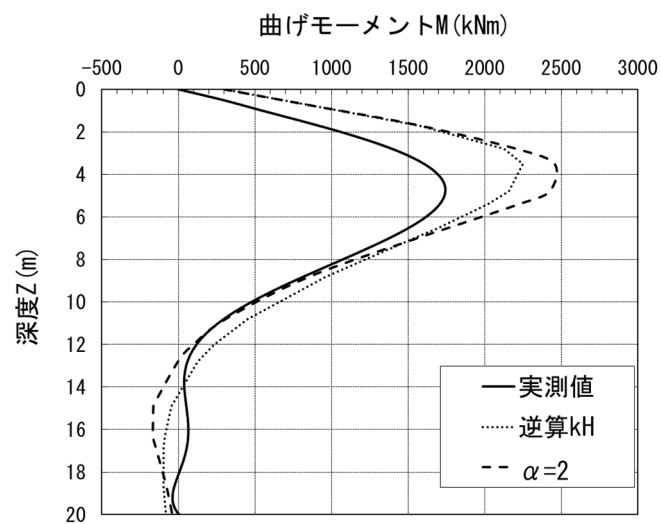


図 2.19 曲げモーメントの比較

2.4 不飽和土の強度特性（各機関の設計地盤定数）

2.4.1 高速道路の盛土²⁰⁾

高速道路会社の設計要領では、「盛土のり面勾配は、表 2.1 に示すのり面勾配を採用すれば、経験的に盛土が安定であるとされている。したがって、標準のり面勾配の範囲内である場合には、大規模な地震等特殊な場合を除き、安定検討を行う必要がない。」とされている。

また、「盛土は一般に、表 2.1 示す標準のり面勾配を適用することにより、安定していると考えられるので、安定検討を行う必要はない。盛土は、これまでの経験をもとにした標準のり面勾配や盛土材料の締固め基準の設定を行ない、それらを踏まえた適切な排水処理や善良な品質・施工管理を行うことにより安定性が確保できるとされている。ただし、表 2.2 に示す盛土条件に該当する場合には、安定検討を考慮する。」

また、盛土の安定検討に用いる土質定数は、土質試験結果等を参考にして決定することを原則としているが、盛土材料が粗粒土で、三軸圧縮試験の実施が困難な場合、概略の安定検討を行う場合等は、表 2.3、表 2.4 を参考とすることができる。

ただし、表 2.3 に示すせん断抵抗角及び粘着力の値は、圧密非排水せん断に対する概略的な値であり、この場合、盛土に対する地下水、湧水等の影響は考慮していない。

地下水や湧水等の影響を考慮して盛土補強工を検討する場合は、盛土の地下水位を考慮、つまり、飽和状態および不飽和状態の地盤強度の概略値があれば便利ということである。

表 2.1 盛土材料および盛土高に対する標準のり面勾配

盛土材料	盛土高(m) ^{注1)}	のり面勾配
粒径幅の広い砂 礫および礫混じり砂	0~6	1 : 1.5
	6~15	1 : 1.8
分級された砂	0~10	1 : 1.8
岩塊・ずり	0~10	1 : 1.5
	10~20	1 : 1.8
砂質土・硬い粘質土・硬い粘土 (洪積層の粘性土, 粘土等)	0~6	1 : 1.5
	6~10	1 : 1.8
軟らかい粘質土(関東ローム等)	0~6	1 : 1.8

注1) 盛土高とは、路肩からのり尻までの直高をいう

表 2.2 安定検討を考慮する盛土

区 分		盛 土 条 件
盛土自体の条件		①盛土高が表3-2に示す標準値を越えるような場合 ②のり面勾配が標準値より急な場合 ③盛土材料の含水比が高く、特にせん断強さの低い場合（例えば、高含水比の火山灰質土） ④盛土材料がシルトのように間隙水圧が増加しやすい土の場合 ⑤盛土材料がスレーキング性材料であり、材料の強度が低下するおそれがある場合
外的条件	周辺条件	①万一破壊すると隣接物等に重大な損害を与える場合（鉄道、パイプライン等） ②万一破壊すると復旧に長期間を要し、道路機能を著しく阻害する場合
	地盤条件	①基礎地盤が軟弱地盤や地すべり地のように不安定な場合 （軟弱地盤は「5. 軟弱地盤上の盛土」、地すべりは「3. 切土」を参照のこと） ②地形条件によって、盛土内へ水の浸透が多い場合（傾斜地盤上の盛土、沢地の盛土等） ③洪水時等に冠水したり、のり尻部が侵食される場合（盛土が堤体の一部となるような場合等）

表 2.3 土質定数

種 類		状 態	単位体積重量 (kN/m ³)	せん断抵抗角 (度)	粘着力 (kN/m ²)	地盤工学会基準 <small>注2)</small>	
盛土	礫および礫まじり砂	締固めたもの	20	40	0	{G}	
	砂	締固めたもの	粒径幅の広いもの	20	35	0	{S}
			分級されたもの	19	30	0	
	砂質土	締固めたもの	19	25	30以下	{SF}	
	粘性土	締固めたもの	18	15	50以下	{M} , {C}	
関東ローム	締固めたもの	14	20	10以下	{V}		

表 2.4 強度低下を見込んだすれーキング性材料の土質定数

種類	状態	単位体積重量 (kN/m ³)	せん断抵抗角 (度)	粘着力 (kN/m ²)	地盤工学会基準 ^{注2)}
盛土	スレーキング性材料 締固めたもので、強度低下が懸念されるもの	19	0	0.4×p _t ^{注1)}	{G},{GS}

注1) ここでいうp_tとは、有効土被り圧をいう。0.4は盛土調査及び露頭材料を用いた土質試験結果を基に設定した強度増加率。有効土被り圧が小さな範囲（表層部）では粘着力は小さくなるが、最低値として35 (kN/m²) は見込んでよい。

注2) 地盤工学会基準の記号は、掘削時の新鮮岩の状態における分類でおよその目安である。

2.4.2 鉄道構造物（土構造物）²¹⁾

鉄道構造物の設計標準では、「盛土の設計用値については、事前に三軸圧縮試験、施工試験等を行ない、対象箇所の土質分類や施工管理値などの特性に応じた値を求めることが望ましい。・・・[略]・・・三軸圧縮試験等の土質試験により盛土の設計用値を求める際には土質区分に応じて適切な条件で試験を行う必要がある。・・・[略]・・・」としている。

また、設計に先だって土質試験や試験施工を実施することが困難な場合は、表 2.5 に示す設計用値を用いるものとする。

表 2.5 は、飽和度毎に盛土の設計値を示しているが、例えば、設計に大きな影響がある粘着力cの区分に着目してみると土質1～3の礫質土・砂質土と土質4の粘性土に大きく分け、同一の値を示している。鉄道盛土と高速道路盛土では盛土高などの規模が大きく異なるなどの違いもあり、盛土補強工の検討に適した概略値があれば便利である。

表 2.5 安定性の照査に用いる盛土の設計用値

土質区分	地盤工学会による工学的分類	盛土深部（表層部） ^{*6}								
		常時,地震時,降雨 (Sr<80%)			降雨 (80%≤Sr<100%)			降雨 (Sr=100%, 水深部)		
		γ _t (kN/m ³)	c (kN/m ²)	φ (度)	γ _t (kN/m ³)	c (kN/m ²)	φ (度)	γ _t (kN/m ³)	c (kN/m ²)	φ (度)
土質1	G,G-S,GS G-F,G-FS,GS-F ^{*1} 硬岩ずり(剥離性弱)	18	6(3)	45(40)	19	3(1.5)	45(40)	20	0(0)	45(40)
土質2	S,S-G,SG ^{*2} S-F,S-FG,SG-F ^{*3} 硬岩ずり(剥離性强), 軟岩ずり,脆弱岩ずり ^{*4}	17	6(3)	40(35)	18	3(1.5)	40(35)	19	0(0)	40(35)
土質3	GF,GF-S,GFS SF,SF-G,SFG ^{*5}	16	6(3)	35(30)	17	3(1.5)	35(30)	18	0(0)	35(30)
土質4	ML,CL,MH,CH OL,OH,OV,Pt,Mk VL,VH1,VH2	14	20(10)	25(20)	15	10(5)	25(20)	16	10(5)	25(20)

*1 G-F, G-FS, GS-Fは細粒分が有機質であれば土質2のφ, cを用いる。
 *2 S, S-G, SGは粒度が良好 (U_c≥10かつ1<U_c'≤√U_c) であれば土質1, それ以外は土質2のφ, cを用いる。
 *3 S-F, S-FG, SG-Fは細粒分がシルト質または粘土質であれば土質1のφ, cを用いる。
 *4 脆弱岩ずりは粘性化・泥土化するもの、風化が進行しているものは土質4のφ, cを用いる。
 *5 SF, SF-G, SFGは細粒分が有機質であれば土質4のφ, cを用いる。
 *6 表中の()内は図2.20における盛土表層部の値である。ただし、γ_tについては同じ値を用いる。

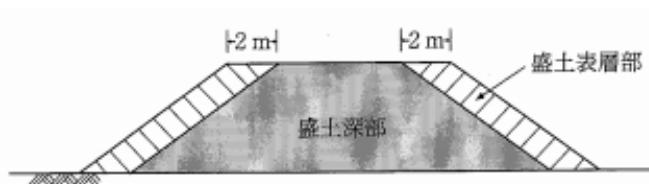


図 2.20 盛土表層部と深部の区分け

2.4.3 河川堤防²²⁾

河川堤防の構造検討の手引き（改訂版）には、設計に用いる一般値は示されていないが、堤防の設計のための土質試験の項目について、以下を示している。

標準貫入試験器によって採取した乱した試料を対象に、堤体および基礎地盤の分類特性、すなわち物理的な性質を把握するための土質試験を表 2.6 のように実施する。また、力学試験用に採取した試料について表 2.7 のとおり土質試験を実施する。河川堤防の基準では、具体的な概略値は示されていない。

表 2.6 堤防縦断方向の土質調査における土質試験の項目

土質試験の項目		礫質土	砂質土	粘性土
物理 試験	土粒子の密度試験	○	○	○
	含水量試験	○	○	○
	粒度試験	○	○	○
	液性限界・塑性限界試験	注)	注)	○

注) 礫質土は統一土質分類の礫粒土Gで、[G], [G-F], [GF]に該当する
 砂質土は同じく砂粒土Sで、[S], [S-F], [SF]に該当する
 粘性土は同じく細粒土Fで、[M], [C]に該当する
 礫質土・砂質土は、細粒分含有率が15%程度以上の場合には、液性限界・塑性限界試験を実施することが望ましい。

表 2.7 堤防横断方向の土質試験の項目（力学試験用試料）

土質試験の項目		礫質土	砂質土	粘性土	得られる定数等	
物理 試験	土粒子の密度試験	○	○	○	土粒子の密度 ρ_s	
	含水量試験	○	○	○	含水比 w_s	
	粒度試験	○	○	○	粒径加積曲線、10%粒径 D_{10} 等	
	液性限界・塑性限界試験	注3)	注3)	○	液性限界 w_L 、塑性限界 w_P	
	湿潤密度試験	○	○	○	湿潤密度 ρ_t	
力学 試験	透水試験	○	○	○	飽和透水係数 k_s	
	三軸圧縮試験 もしくは一面せん断試験 ^{注4)}	UU 試験	/	/	○	粘着力 c_v (内部摩擦角 ϕ_v)
		CU 試験	○	○	◎	粘着力 c_{cu} 、内部摩擦角 ϕ_{cu}
		CUB 試験	◎	◎	○	粘着力 c 、 c' 内部摩擦角 ϕ 、 ϕ'
CD 試験	◎	◎	/	粘着力 c_d 、内部摩擦角 ϕ_d		
材料試験 (堤防新設の場合)		○	○	○	最大乾燥密度 ρ_{dmax} 等	

注 1) UU 試験は非圧密非排水条件、CU 試験は圧密非排水条件、CUB 試験は圧密非排水条件(間隙水圧測定)、CD 試験は圧密排水条件である
 注 2) 土質分類(礫質土、砂質土、粘性土)は:ト表 に同じである
 注 3) 礫質土・砂質土は、細粒分含有率が15%程度以上の場合には、液性限界・塑性限界試験を実施することが望ましい
 注 4) せん断強度試験の結果は、一般全応力法によるすべり安定計算に利用する

2.5 排水機能を有するスパイラル羽根付き鋼管を用いたのり面補強工法

高速道路の劣化が顕著となりつつあり、「高速道路資産の長期保全及び更新のあり方に関する技術検討委員会(2014年1月)」の提言を受け²⁵⁾，“高速道路リニューアルプロジェクト”が計画されている²⁶⁾。一方で、供用中の盛土の標準的な補強対策工法は必ずしも確立されているわけではない。

排水対策による盛土内の水位低下と間隙水圧の抑制，補強対策による盛土(地盤)の強度増加を同時に得ることを期待した，排水機能を有するスパイラル羽根付き鋼管(以下，「鋼管」という)によるのり面補強工法(以下，「SDPR(Spiral bladed Drain Pipe Reinforcement method)」という)の開発および実用化に向けた検討が行われている。

SDPRは，鋼管の周面に水抜き孔を設け，盛土内への表面水や地下水等の浸入による含水比や間隙水圧の上昇を抑制するとともに，スパイラル形状の羽根を介して鋼管と地盤との全面接着による一体化を期待した，排水機能を兼ね備えたのり面補強工法である。

浜崎ら²³⁾²⁴⁾は原位置での実験的効果検討により，設計に必要な鋼管と地盤との付着性能を明らかにするとともに，のり面安定の重要な要素である降雨時における盛土内水位の抑制と降雨後におけるサクションの回復に着目した鋼管の排水性能を定量的に検証している。

SDPRの概要を図2.21に，施工状況を写真2.1，写真2.2に示す。

図2.22に鋼管の概要，表2.8にその形状(寸法)を示す。鋼管は，JIS G 344に規定されるSTK400(一般構造用炭素鋼鋼管，外径=48.6 mm，板厚=3.5 mm)を使用し，羽根は，JIS G 3101に規定されるSS400(一般構造用圧延鋼材，板厚=4.5~2.2 mm)を使用した。

鋼管周面には，地盤と鋼管との付着を確保するため，スパイラル形状の羽根を全長にわたり装着した。鋼管種類“type I”は羽根外径(D_w) / 鋼管外径(D_p) = 1.5の標準タイプ，鋼管種類“type II”は羽根外径(D_w) / 鋼管外径(D_p) = 3.0の幅広タイプである。

また，水抜き孔として6×50mmの長孔(スリット形)を開口率10%となるように鋼管周面の全長にわたり配置した。

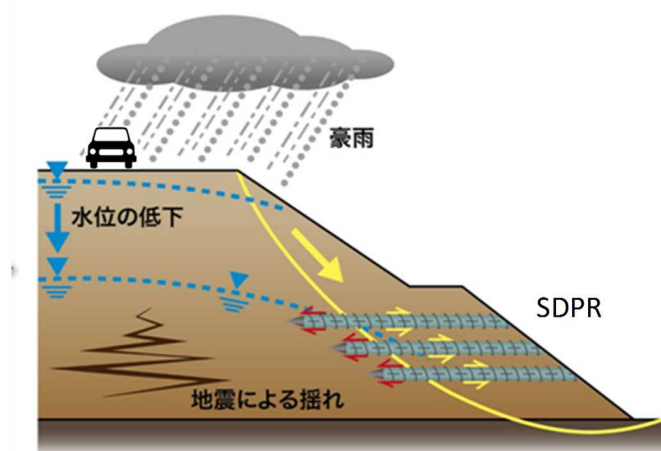


図 2.21 SDPR 工法の概要



写真 2.1 SDPR の施工状況 (遠景)



写真 2.2 SDPR の施工状況 (近景)

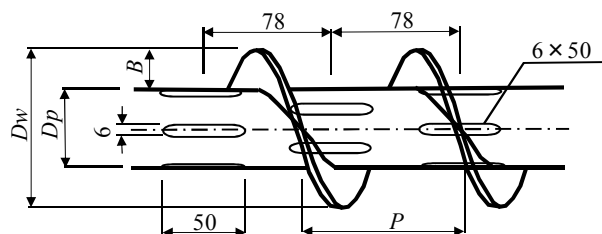


図 2.22 鋼管の概要

表 2.8 鋼管の形状 (寸法)

単位 mm

鋼管種類	羽根外径 (D_w)	羽根外径 (D_p)	羽根幅 (B)	羽根間隔 (P)	羽根巻数 ($n / 2m$)	摘要
type I	72	48.6	11.7	72	25	標準タイプ
type II	148	48.6	50.0	148	13	幅広タイプ

参考文献

- 1) 山本浩司, 田中泰雄, 三村衛, 大島昭彦, 松井保: 大阪湾海成粘土層の土質特性と地盤工学的課題, 土と基礎, Vol.53, No.6, pp.10~12, 2005.
- 2) 大阪湾地盤情報の研究協議会・大阪湾地盤研究委員会: ベイエリアの地盤と建設—大阪湾を例として—, pp.505-570, 2002.
- 3) 宇高薫, 土田孝, 渡部要一, 田中政典, 今井遥平: e -log P 曲線を用いた簡易モデルによる自然海成粘土地盤における構造の評価, 地盤工学ジャーナル, Vol7, No.4, PP527-542, 2012.
- 4) 例えば, 土田孝: 海成粘土地盤の自然間隙比と土被り圧の関係に関する統一的な解釈, 地盤工学会論文報告集, 41(1), 127-143, 2001.
- 5) 安川郁夫・嘉門雅史: 粘性土の二次圧密における荷重条件の影響, 土質工学会論文報告集, Vol.27, No2, pp.93-106, 1987.
- 6) 斉藤二郎・平間邦興・丸山 誠: 粘性土の繰返し圧密特性について (第3報), 第29回土木学会研究発表会講演概要集, pp.23~25, 1974.
- 7) 森田悠紀雄・笹尾憲一・安原一哉・鈴木堂司・平野孝行: 過圧密粘土の長期圧密特性, 特殊圧密試験に関するシンポジウム発表論文集. pp.187-192, 1988.
- 8) 長谷川憲孝, 松井保, 田中泰雄, 高橋嘉樹, 南部光弘: 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, pp780-792, 2006.
- 9) 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
- 10) 広瀬剛・鈴木永之, 福永靖雄, 木村亮: 日本海東北自動車道神林高架橋の基礎の沈下予測, 基礎工, Vol.33, No.12, pp.45-48, 2005.
- 11) 段野孝一郎・木村亮・張鋒・鈴木雄吾: 合理化杭を用いた群杭基礎の長期安定性に関する土・水練成有限要素解析—実物大実験とその解析—, 第41回地盤工学研究発表会, 2006.
- 12) 例えば, 徐光黎, 前田良刀, 落合英俊, 安福規之, 坂手道明: 原位置摩擦試験による地盤の強度・変形定数の推定と実務への適用, 土木学会論文集, 第617号/III-46, pp.191-200, 1999.
- 13) Yoshimi, Y. and Kishida, T.: A ring torsion apparatus for evaluating friction between soil and metal surfaces, Geotechnical Testing J., No.4, pp.145-152, 1981.
- 14) Kishida, H. and Uesugi, M.: Tests of the interface between sand and steel in the simple shear apparatus, Geotechnique, Vol.37, No. 1, pp.45-52, 1987.
- 15) 落合英俊, 安福規之, 大嶺聖, 大野司郎, 三倉義教: 粘土-鋼材間の摩擦特性試験の過圧密粘土への適用, 九州大学工学集報, Vol. 70, No. 2, pp. 159-166, 1997.

- 16) 松方健治, 中谷隆生, 徐光黎, 土田孝: 原位置せん断・摩擦試験による周面摩擦力・変形係数の測定結果と実杭の載荷試験結果との比較と考察, 地盤と建設 Vol.33 No.1, pp.193-pp.200, 2015
- 17) M. Kimura & Zhang. F : S & F, Vol.40, No.5, pp. 113-132, 2000.
- 18) T. Nakai & H. Matsuoka : S & F, Vol.29, No.1, pp.119-137, 1989.
- 19) T. Nakai & M. Hinokio : S & F, Vol.44, No.2, pp.53-70, 2004.
- 20) 東日本, 中日本, 西日本高速道路(株): 設計要領第一集 土工 建設編, 2018.
- 21) 鉄道総合技術研究所: 鉄道構造物等設計標準・同解説 土構造物, 2013.
- 22) 国土技術研究センター: 河川堤防の構造検討の手引き (改訂版), 2014.
- 23) 浜崎智洋, 笠間清伸, 田山聡, 前田良刀, 松方健治, 田口浩史: 排水機能を有するスパイラル羽根付き鋼管を用いたのり面補強工法の実験的効果検討, 土木学会論文集C, Vol.74, No.1, 20-33, 2018.
- 24) Hamasaki, T., Kasama, K., Matsukata, K., Taguchi, K.: Research for development of Spiral bladed Drain Pipe Reinforcement method, Proceedings of the 19th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Seoul, Korea, pp.2143-2146, 2017.
- 25) 高速道路資産の長期保全及び更新のあり方に関する技術検討委員会: 報告書, pp49-51, pp65, 2014.
- 26) 西日本高速道路: <http://corp.w-nexco.co.jp/corporate/release/hq/h28/0330c/>, 2006.

第3章 長大橋基礎設計のための更新統粘土層における原位置載荷試験の実施と評価

3.1 はじめに

本章では、長大橋基礎の基礎杭の支持層の合理的な検討によるコスト削減を達成するため杭基礎支持層下に堆積する更新統粘土層において実施した原位置載荷試験の実施方法、結果および評価について述べる。

対象とする橋梁は、吉野川河口域を横過する橋長 1695.5m の PC15 径間連続箱桁橋である。図 3.1 に対象橋梁の位置案内図、図 3.2 に側面図・平面図を示す。また、写真 3.1 および写真 3.2 に橋梁近景（フォト・モンタージュ）を示す。

基礎形式の選定に当たっては、支持層深さ、河川内施工および周辺環境を考慮し、鋼管矢板基礎を採用した¹⁾。臨海部の長大橋であり、かつ、支持層の下部の更新統粘土層の圧密沈下が懸念されたため、検討を行う必要があった。このため、室内圧密試験による検討を行った後に実際に現地において、ボーリング孔を利用して地盤深度 70m に堆積する更新統粘土層に直接載荷板を設置し、基礎構築時に作用すると考えられる荷重によって原位置載荷試験を実施した。本研究では、室内圧密試験結果と原位置載荷試験結果に基づき、更新統粘土層の沈下について検討を行った²⁾。



図 3.1 吉野川大橋位置案内図

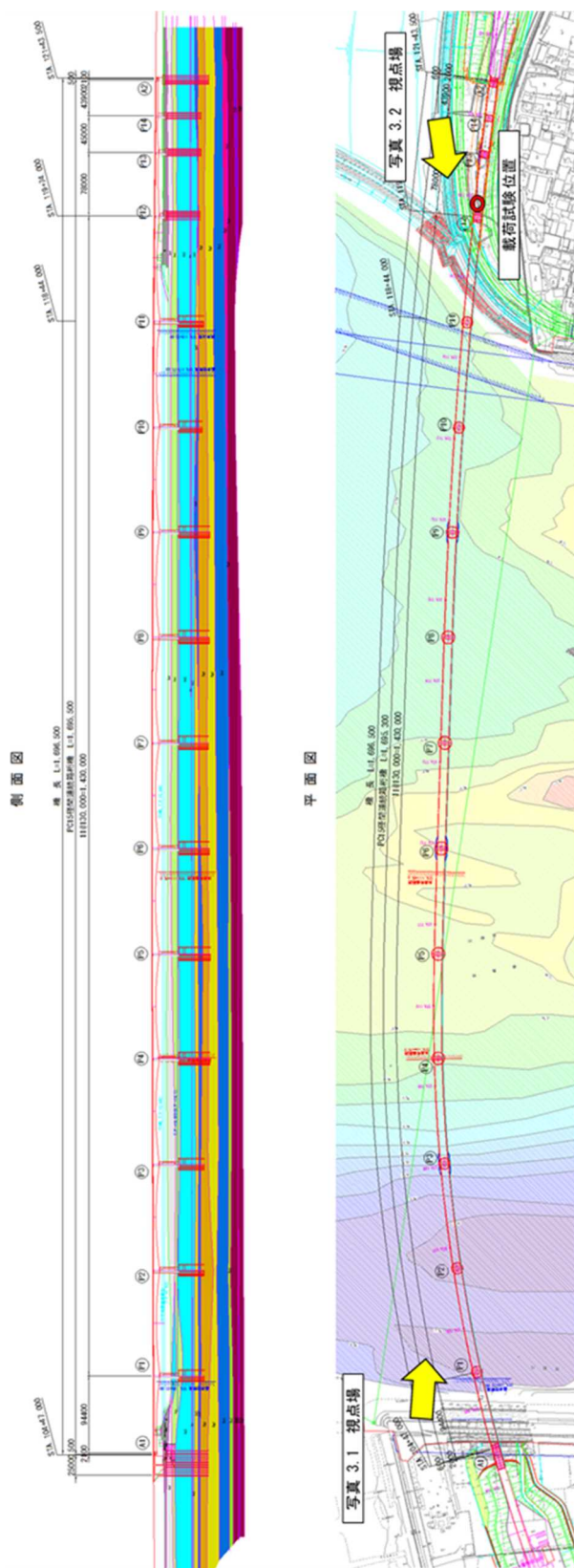


図 3.2 対象橋梁の側面図・平面図



写真 3.1 橋梁近景



写真 3.2 橋梁近景

図 3.3 は、更新統粘土層において長期載荷試験を実施した位置の土質縦断面図である。図中の Dg 層は砂礫層、Dc 層は更新統粘土層である。杭基礎の支持層を N 値が安定して大きい Dg4 層に求めようとする、杭長が 80m を超える。かつ、Dg1、Dg2 層を打ち抜くことは困難であることが予想された。よって、Dg1 層および Dg2 層を支持層とすることが合理的であったが、その場合、更新統粘土 Dc1 層の沈下の有無の確認が課題となった。

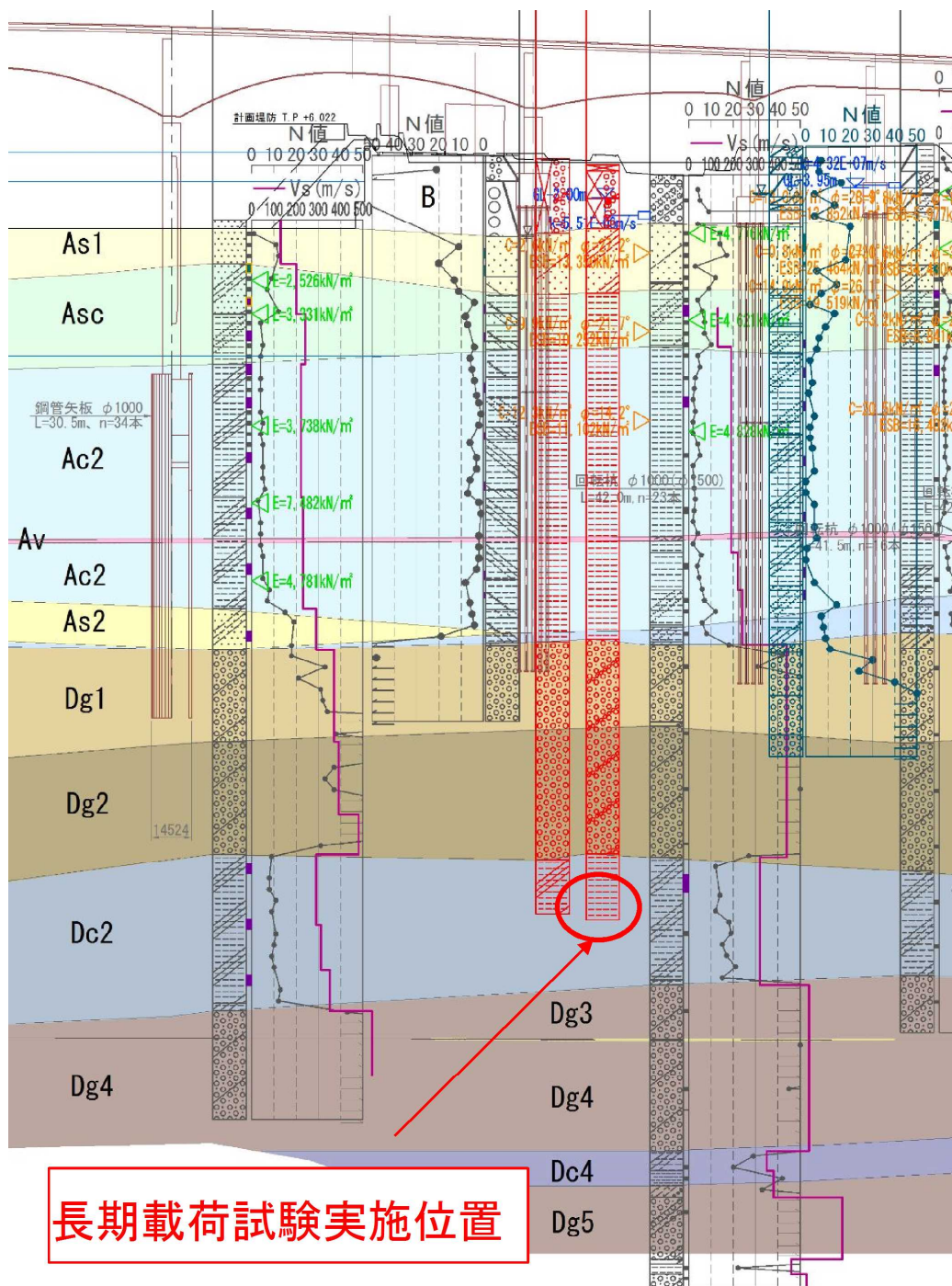


図 3.3 長期載荷試験実施位置の土質縦断面図

長大橋の基礎の設計において、想定した支持層の下部に粘土層がある場合は、粘土層の沈下に関して検討する必要がある。道路橋示方書によると、深い基礎を層厚が薄い支持層で支持させた時の下部粘土層の沈下の影響の有無の判定について以下の方法が示されている³⁾。

対象となる地盤が正規圧密状態である場合は、新たな上載荷重が作用することにより大きな圧密沈下が生じる(図 3.4 の圧縮曲線における圧密降伏応力 p_c よりも大きな範囲)。これに対して、過圧密状態の場合には新たに上載荷重が作用しても正規圧密粘土ほどの沈下は生じない(図 3.4 の圧縮曲線における圧密降伏応力 p_c より小さな範囲)。したがって、一般的な規模の橋においては圧密沈下の影響を受ける可能性について、基礎底面から基礎幅の3倍の深さを目安に粘土層の有無を確認したうえで、粘性土上面において式 3.1 により判定を行えばよい。

$$(q_c - \sigma_z) \leq \frac{1}{n}(p_c - \sigma_z) \quad \text{式 3.1}$$

ここに

q_c : 基礎設置後の粘性土層上面に作用する鉛直応力(kN/m²)

p_c : 粘性土の圧密降伏応力(kN/m²)

σ_z : 基礎設置前の粘性土層上面に作用する有効鉛直応力 (kN/m²)

n : 安全率で 1.5 とする。

ただし、臨海部の長大橋など規模が大きいために沈下による影響が大きい場合や、更新統粘土であっても圧密沈下が懸念される場合は、式 3.1 によらず個別に沈下量に関する検討を行う必要がある。

一般に、式 3.1 に用いる圧密降伏応力 p_c は標準圧密試験結果によって求められる。しかし、大深度からボーリングにより更新統粘土をサンプリングし、その試料を用いて室内で圧密試験を行い、設計圧密降伏応力 p_c を設定する事には、以下のような課題がある。

まず、大深度からの自然堆積した更新統粘土のサンプリングは一般的に難しく⁴⁾、サンプリング後も粘土供試体が吸水膨潤しようとする特性があるため、試料が乱されてしまう可能性がある。また、更新統粘土によっては、圧密降伏応力の e -log p 曲線の変曲点が明確でない場合や p_c が大きい値となることが多いため、通常の段階圧密試験では、圧密降伏応力を精度よく求めることが難しい場合があるとされている⁵⁾。

また、堆積過程において年代効果と呼ばれる作用によって構造が形成されている過圧密地盤の場合は、圧密圧力が降伏応力付近を超えたときに構造が崩壊して軟化し、大きく圧縮しながら構造が無いときの e -log p 関係に戻るような圧縮特性を示す⁶⁾。カナダのケベック州の粘土がよく知られているが⁸⁾⁹⁾、わが国においては大阪湾泉州沖の更新統粘土層がこのような圧縮特性を示すことが報告されている。構造が形成される原因としては堆積過程で間隙水中の塩分が溶脱した場合(リーチング作用)や、堆積中の化学反応によって凝結が生じた場合に見られるとされている。

図 3.5 はこのような特性を示す大阪湾泉州沖更新統粘土の e -log p 曲線の例である⁶⁾図

のように地盤に作用する圧力が圧密降伏圧力を超えた直後に大きな圧縮性を示すため、設計においては載荷応力が圧密降伏圧力を超えないように十分に注意する必要がある。

本報告では室内圧密試験によって北島層更新統粘土の圧密降伏応力 p_c に関する検討を行い、次に現地においてボーリング孔を利用した原位置載荷試験を実施して沈下特性について検討を行った。また、更新統粘土層の力学特性を表現する構成式を用いて、FEM 解析により基礎の沈下について検討を行った。

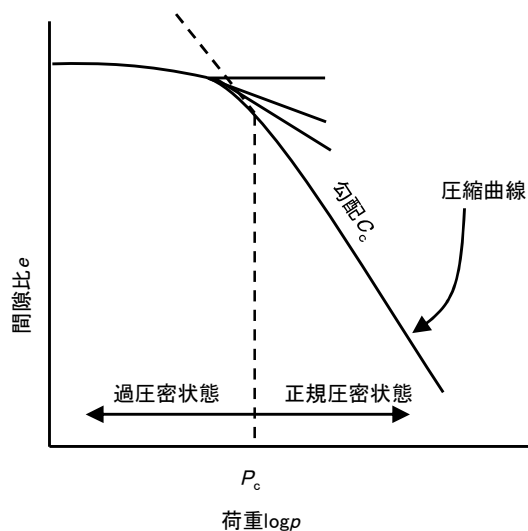


図 3.4 粘土地盤に作用する基礎の荷重と間隙比の関係の説明図³⁾

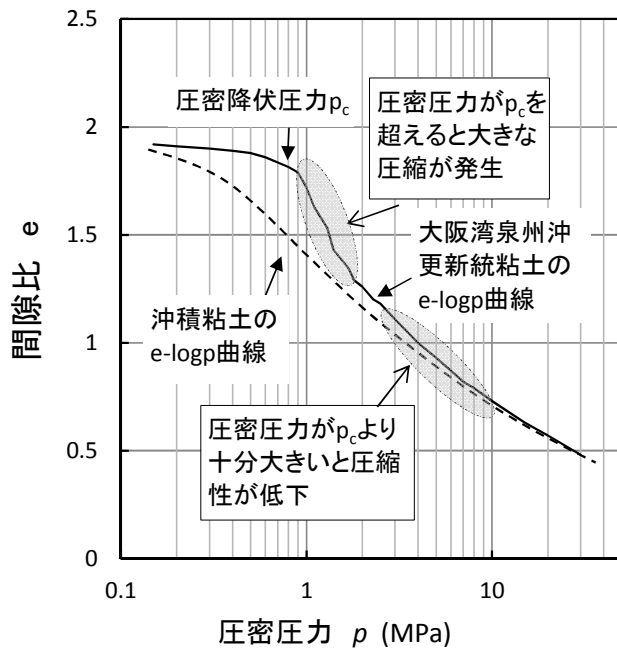


図 3.5 構造軟化を有する更新統粘土の $e-\log p$ 曲線の例⁶⁾

3.2 北島層(更新統粘土)の物理・力学特性

3.2.1 地形地質概要

徳島平野の基盤は中央構造線に付随する断層を境に急激に落ち込んだ断層角盆地に吉野川が運んできた砂礫やシルトが厚く堆積した低地である。

図 3.6 に示す徳島平野の沖積低地は、吉野川・旧吉野川・旧吉野川から分流する今切川などによって形成された三角州低地からなり、幾筋もの乱流した跡を残す旧河道や自然堤防が多数分布している。また、紀伊水道に面した旧吉野川から今切川を結ぶ海岸沿いには、海岸線とほぼ平行に砂州・砂堆や砂丘と砂丘間低地などからなる海岸平野が発達している。

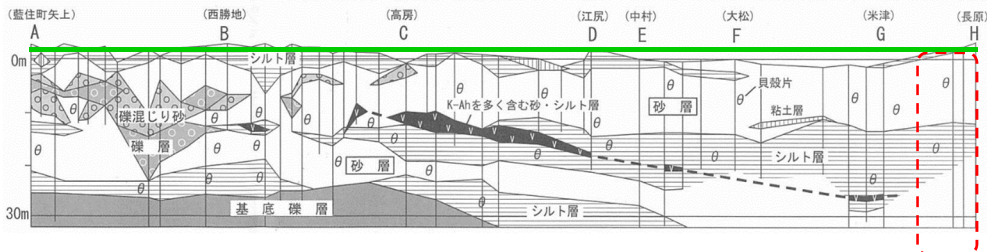
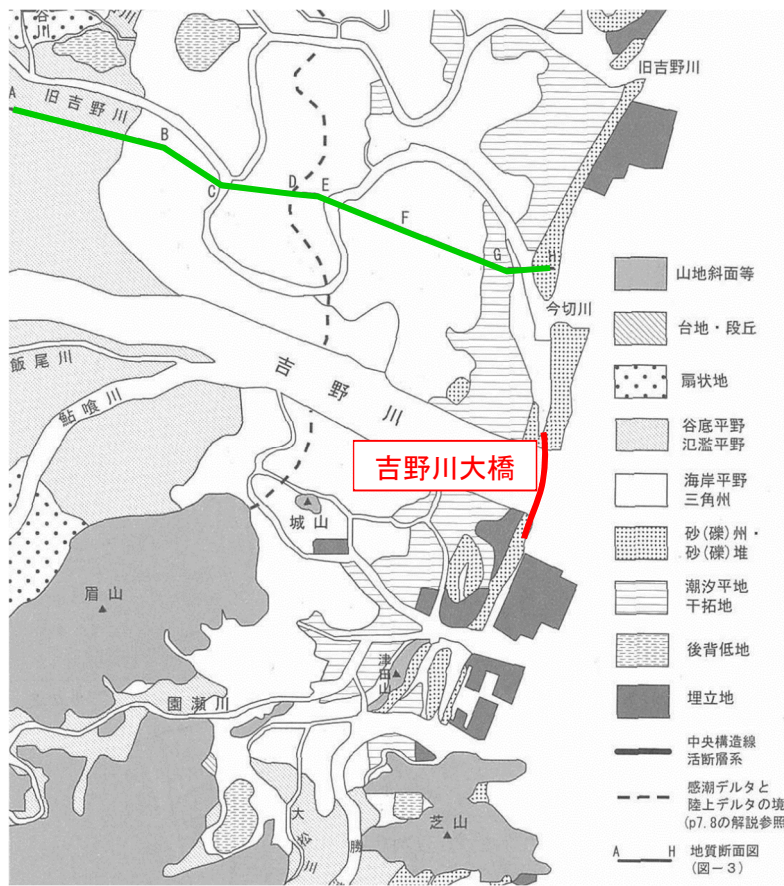


図 3.6 地形概要および地質断面図(土地条件図 1/25,000「徳島」, 国土地理院より)

横山ら¹⁰⁾は、既往の研究とともに徳島平野の地層を表 3.1 のとおり区分している。吉野川河口が位置する徳島平野東端部の土層構成は、上位の沖積層（徳島層と称する。完新統から更新統上部）と、下位の北島層（更新統、旧呼称では洪積層）とに大別される。北島層は主に河川成および湖沼成の半固結あるいは未固結の礫、砂、細粒分からなる地層で、近畿地方の大阪層群に対比されている。徳島層は、ここでは横山らの層序にしたがい、Ac2 層より上位の層を沖積層として検討した。これらは後氷期の海面上昇期（縄文海進）から海退期に形成された堆積層と考えられている。

表 3.1 層序区分と対比¹⁰⁾

	鈴木・北崎 (1964)	中川・須鎗 (1965)	阿子島ほか (1972)	村尾 (1988)	本稿		
完新世	最上部層 (Um)	徳島層	上部	徳島層	上部層	最上部泥層 (UM)	上部泥層
	上部砂礫層 (UG) 上部砂層 (US)			中部層	上部砂層 (US)	上部砂層	
	上部粘土層 (UC)			下部層	中部泥層 (MM)	中部泥層	
後期更新世	下部砂・粘土互層 (LS)	下部	北島層			下部砂層 (LS)	下部砂層
	下部粘土層 (LC)						
	最下部層 (Lm)					吉野川礫層 (YG)	基底礫層
中・前期更新世	基盤砂礫層 (BG)	北島層				北島層	
先更新世	基盤岩類層 (BR)						

原位置載荷試験位置付近 (P11) の橋梁基礎地盤の成層状態を図 3.7 に示す。図のように、建設地点は吉野川の河口に位置し基礎地盤までの深度が大きいため杭基礎が選択された。図 3.7 からわかるように、建設地点は約 40m の沖積砂層および粘土層（徳島層と呼ばれる）の下に北島層と呼ばれる更新統の地層が厚く堆積している。

深度 50m 付近に厚さ 17~25m の Dg1 層と Dg2 層があり、その直下に更新統の粘性土層 Dc2 層が出現する。Dg1 層と Dg2 層は連続するが、Dg2 層の N 値が Dg1 層に比べ大きいため、両者を分けて考える。連続する Dg1 層あるいは Dg2 層を杭基礎の支持層と考えたが、杭基礎に加わる荷重の分散による更新統粘性土層の沈下を検討する必要がある。北島層更新統粘土の工学的性質はこれまでほとんど調べられていないため、建設予定地付近でボーリングを行い、デニソンサンプラーで採取した不攪乱試料を用いて一連の土質試験を実施し、更新統粘土の圧密特性を調べた。

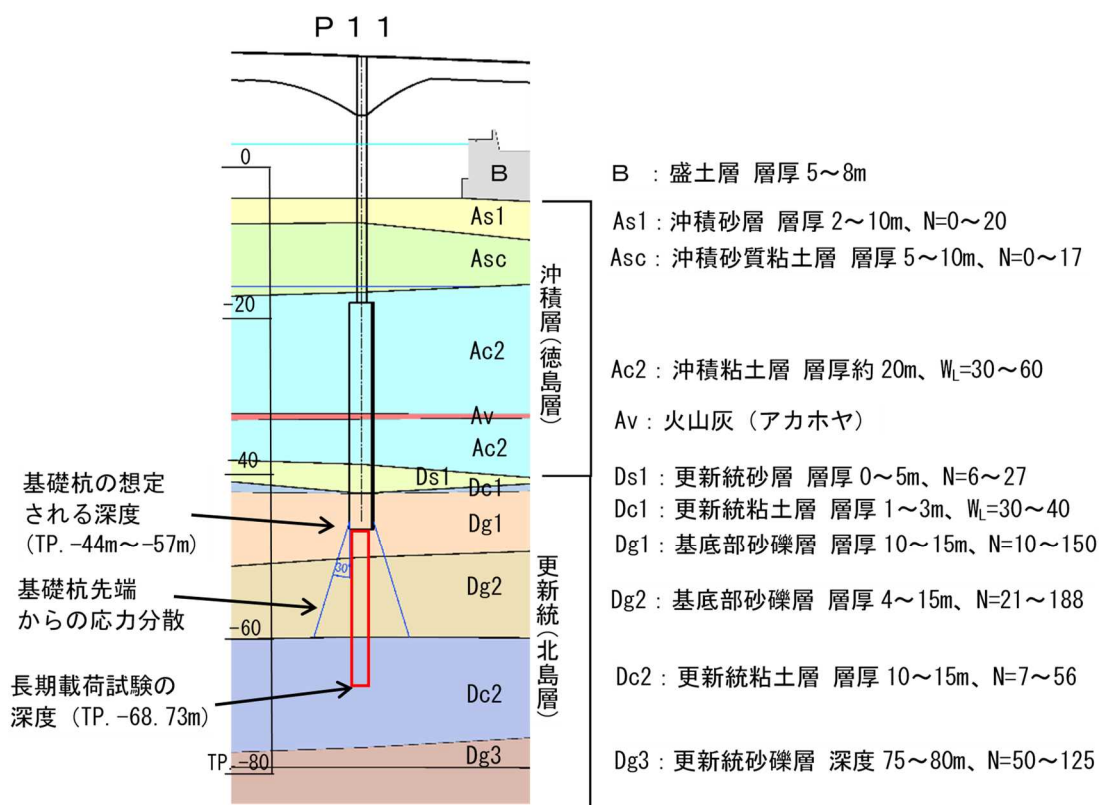


図 3.7 建設予定地の基礎地盤の成層状態と基礎杭の打設深度および更新統粘土層への影響

第3章 長大橋基礎設計のための更新統粘土層における原位置載荷試験の実施と評価

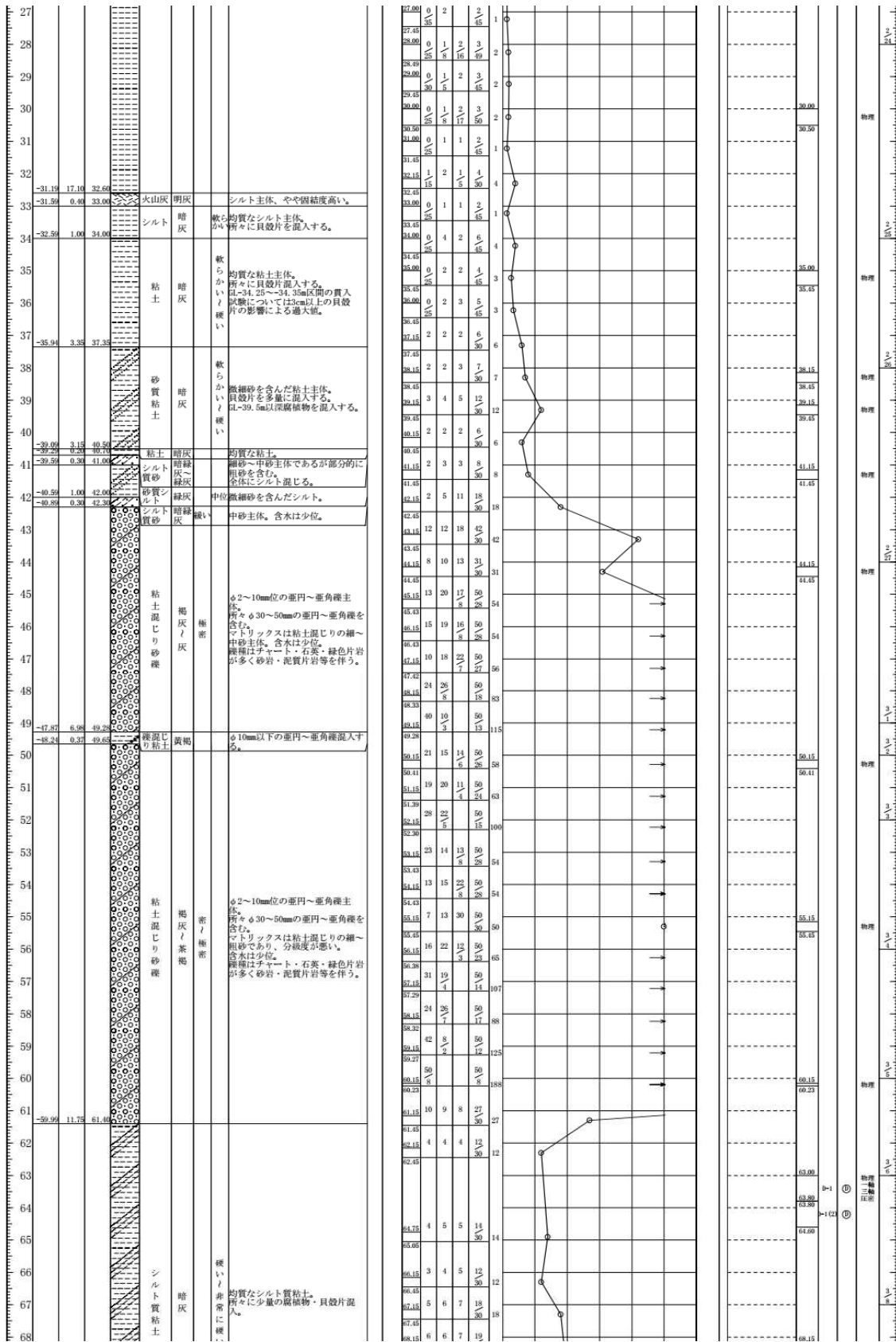


図 3.9 ボーリング柱状図 (その2)

第3章 長大橋基礎設計のための更新統粘土層における原位置載荷試験の実施と評価

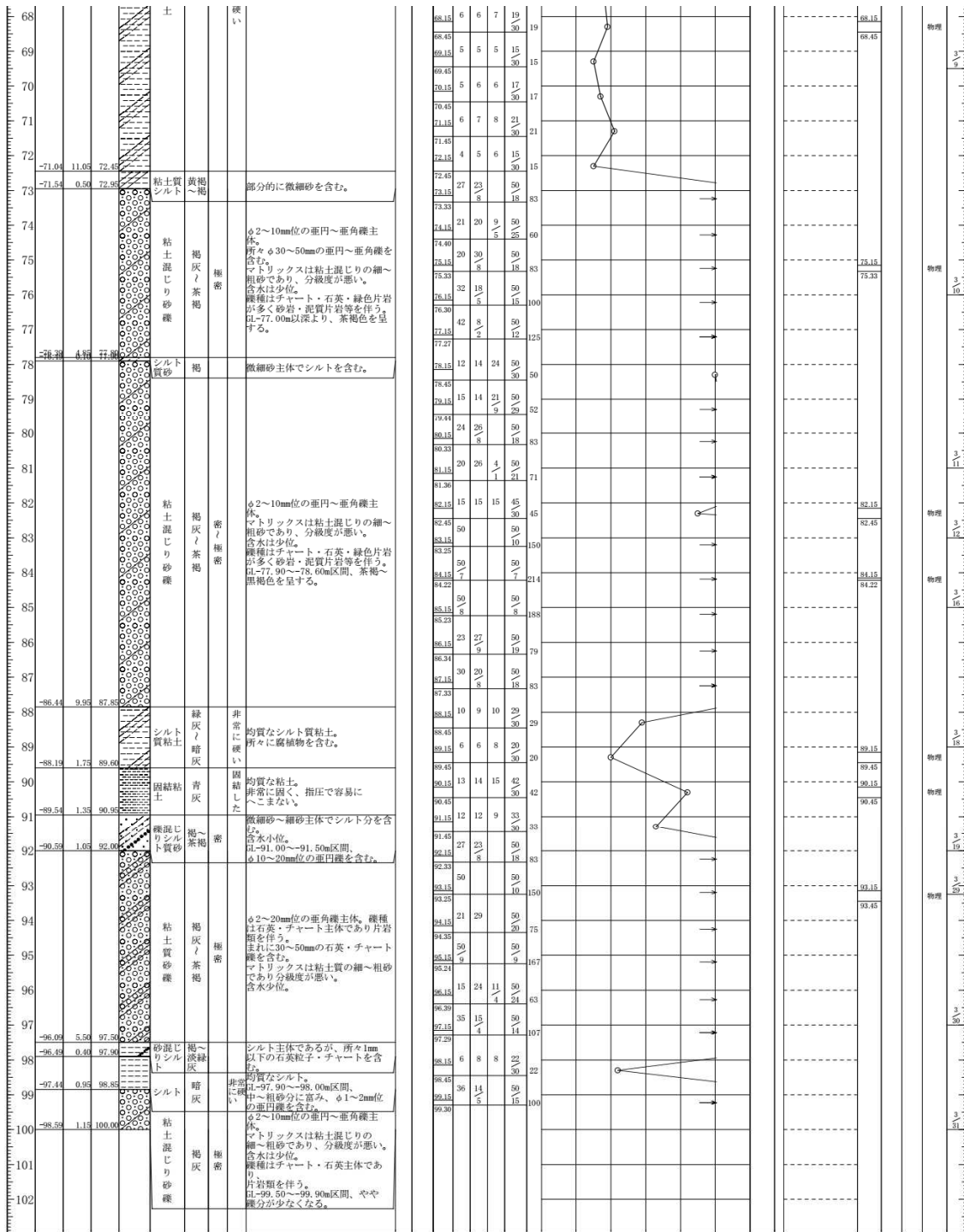


図 3.10 ボーリング柱状図 (その3)



図 3.11 コア写真 (その1)



Dc2 層

図 3.12 コア写真 (その 2)

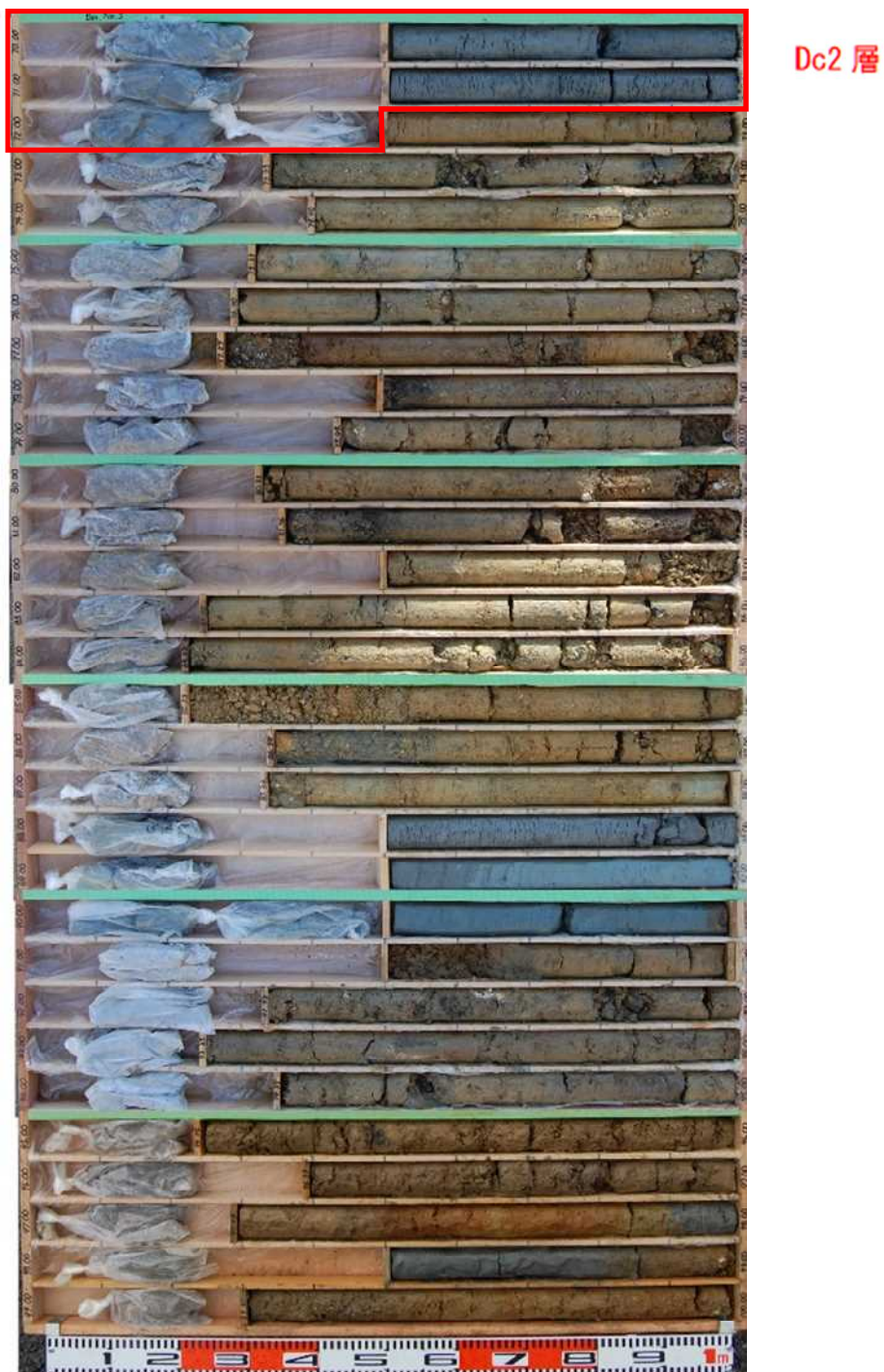


図 3.13 コア写真 (その 3)

3.2.2 含水比とN値および粘性土の粘着力

図 3.14 は深度と自然含水比の関係である。図は、橋梁基礎の建設予定地点を中心に 19 箇所でボーリングにより採取した土試料のデータをまとめて示している。図のように、Dc2 層の層厚は調査地点により変化しているが、粘土試料の含水比は概ね 25%~45%の範囲にある。

図 3.15 は粘性土の液性限界と深度の関係を示した。図のように、Dc2 層の液性限界は、自然含水比より 10%程度大きい範囲にある。

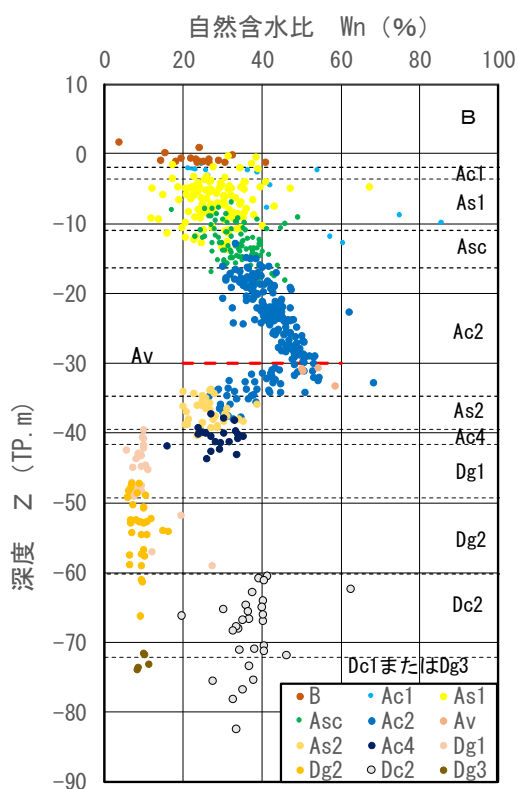


図 3.14 建設予定地における深度と自然含水比

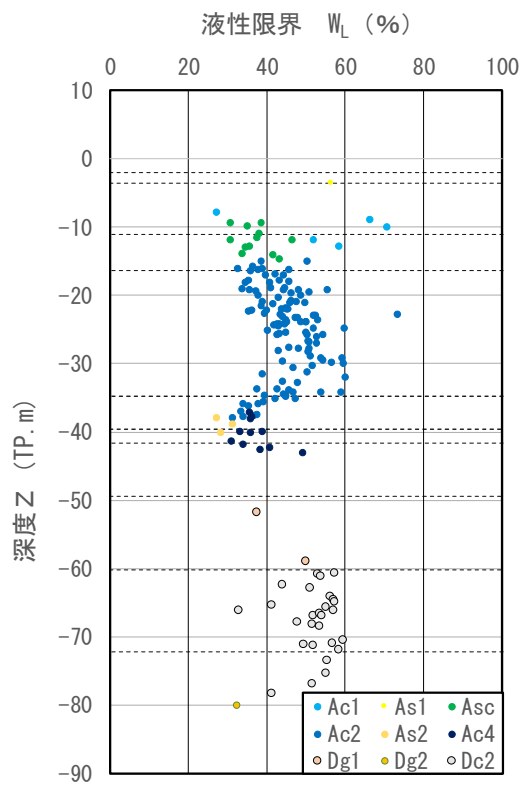


図 3.15 建設予定地における深度と液性限界

図 3.16 は標準貫入試験の N 値と深度の関係である。図のように Dg1 層と Dg2 層の N 値は 20~50 の範囲にあるが、Dg2 層では 50 以上となっている箇所が多い。一方、これらの更新統砂礫層の下部にある更新統粘土層 (Dc2 層) の N 値は 7 から 21 の範囲に分布しており、粘土層としては大きな値であるといえる。

図 3.17 は Ac2 層と Dc2 層の深度と粘着力の関係である。ここで粘着力は一軸圧縮試験と三軸 UU 試験から求めた。三軸 UU 試験に用いた供試体の飽和度は、概ね 95% を越えている。三軸 UU 試験の強度は $\phi=0$ とし、最大軸差応力の 1/2 として求めている。図 3.17 のように、Ac2 層は深度とともに粘着力が増加している傾向がみられ、ほぼ正規圧密粘土の特徴を示している。土田ら¹²⁾は大深度から採取した粘土の強度は三軸 UU 試験によって求めた値のほうが一軸圧縮強度に比べて信頼性が高いことを報告しているので、三軸 UU 試験の強度に着目すると、北島層更新統粘土の粘着力の範囲は 150~200kPa である。

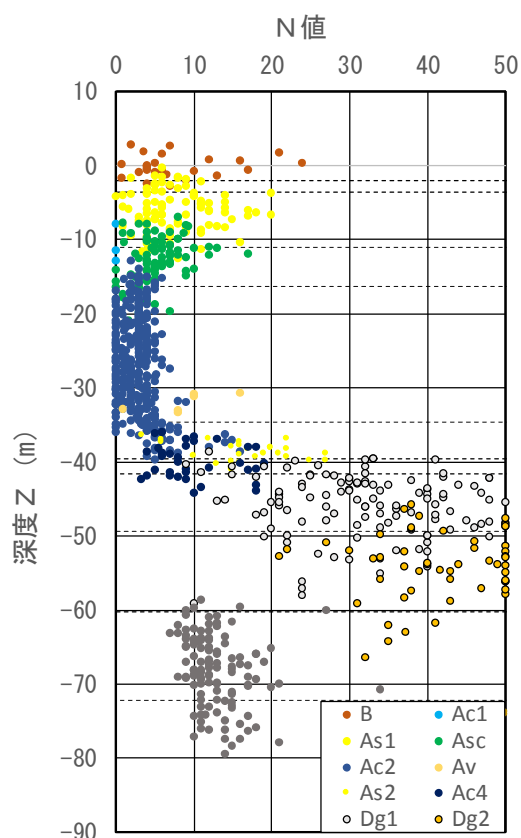


図 3.16 N 値と深度の関係

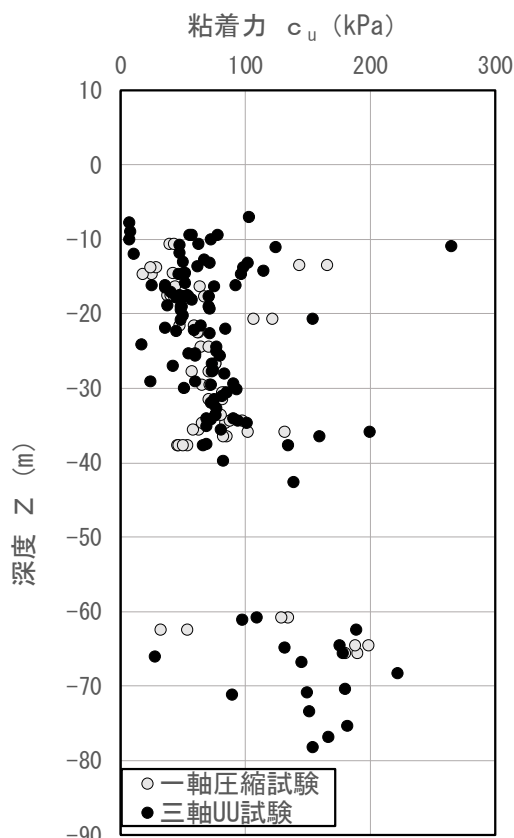


図 3.17 深度と粘着力の関係

3.2.3 圧密試験法と一般的な圧密特性

吉野川橋梁の橋梁基礎の位置で深度 60～80m から採取した更新統粘性土層の不攪乱試料を用い、以下の3つの圧密試験を行った。

- 1) 段階載荷圧密試験：段階的に圧密圧力を増加した。ただし、最小、最大圧密圧力はそれぞれ 40kPa, 250.9kPa とした。
- 2) 繰返し圧密試験：段階載荷するが、有効土被り圧付近まで圧密した後に一度除荷し、段階載荷による圧密試験を実施した。これは、大深度から採取した粘土試料が土質試験の過程で吸水膨張する効果を除去するためである(図 3.18)。繰返し圧密試験では膨張の影響が減少し、過圧密領域から正規圧密領域への $e-\log p$ 曲線の変化がより明確に表れる。
- 3) 定ひずみ速度圧密試験：圧密降伏圧力を正確に求めるため、一定のひずみ速度で連続的に載荷した。

図 3.19 は実施された室内圧密試験より求めた $e-\log p$ 曲線である。図のように、構造軟化を示すような圧密特性は見られない。

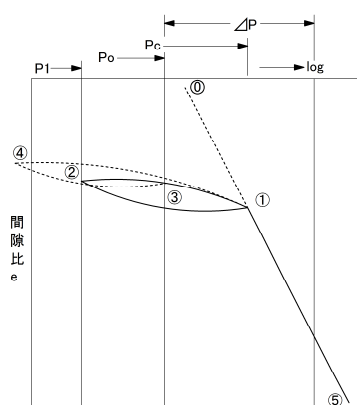


図 3.18 繰返し圧密モード図

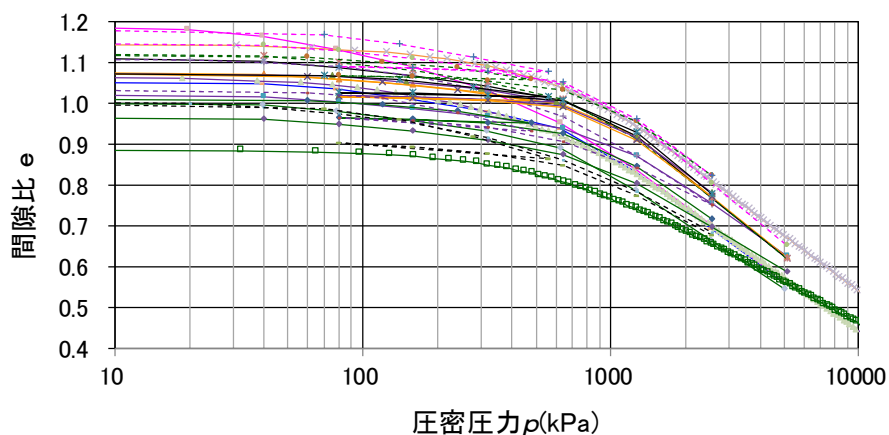


図 3.19 北島層更新統粘土の $e-\log p$ 曲線

図 3.20 には、北島層更新統粘土の圧縮指数 C_c と液性限界の関係を示した。図のように C_c は概ね 0.4~0.5 の範囲にあり、比較的ばらつきは小さい。また、図 3.21 に過圧密比と深度の関係を示すが、すべてのデータに関し過圧密比は 1 以上であり、深さによる変化はみられない。過圧密比の平均は 1.63 であった。

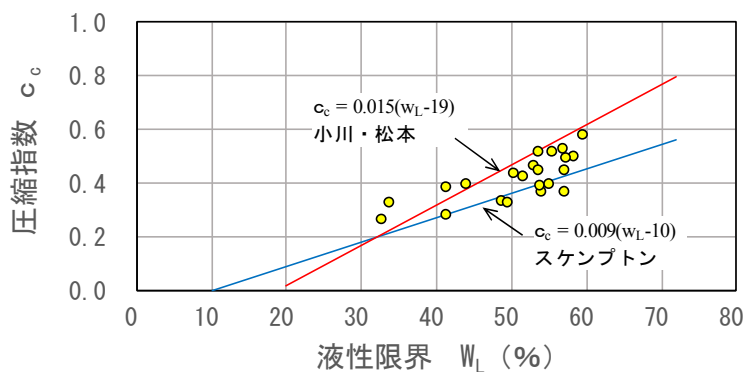


図 3.20 北島層更新統粘土の圧縮指数 C_c と液性限界の関係

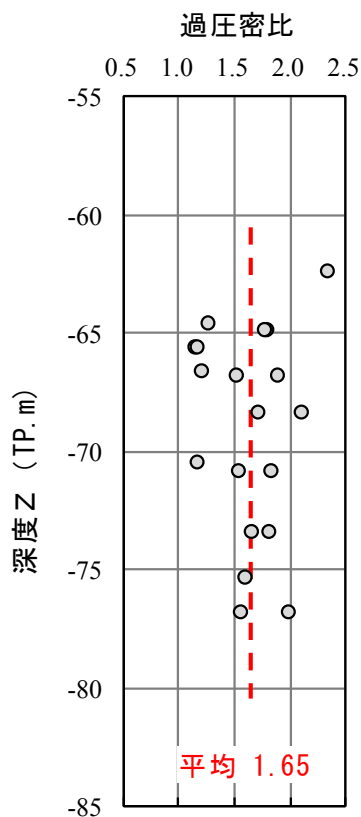


図 3.21 深度と過圧密比の関係

3.2.4 圧密降伏応力 p_c

3.2.4.1 過圧密地盤での圧密試験結果の解釈

図 3.22 に吉野川大橋近傍で実施された圧密試験による深度～圧密降伏応力 p_c の関係を示す。前述したとおり、圧密試験は、段階圧密、繰返圧密、定ひずみ圧密の3種で実施されており、段階圧密のデータは、大きくばらついている。また、同図には、有効土被り圧 σ を併記している。同図よりわかるように、Dc2層は概ね「過圧密状態」を示すが、一部で圧密降伏応力 p_c が小さいデータが存在する。

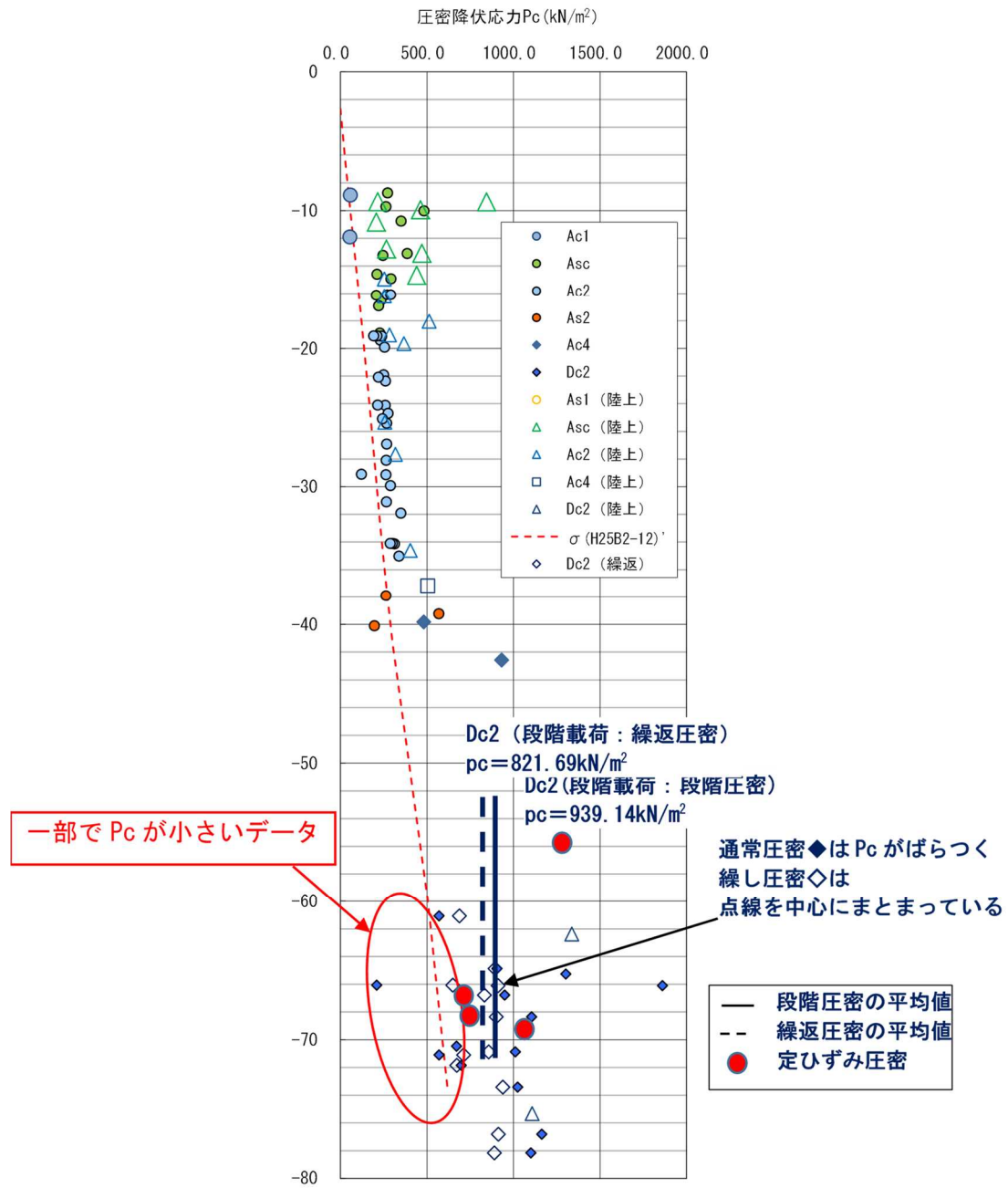


図 3.22 深度～圧密降伏応力 p_c 関係

一部で p_c の小さいデータが存在するには、次の2つの理由が考えられる。

1) 圧密試験での試料の乱れ

試験過程内の機械的な地盤の乱れで、大深度からの応力解放により原位置での応力状態が変化してしまっている可能性がある。

2) 過圧密地盤での構造がなんらかの要因で消失する地盤特性

過圧密な地盤で降伏応力付近を過ぎると構造が消失して極端に軟化し、正規圧密状態に戻る力学性状を示す粘土がある。固結時の塩分などがリーチングする場合などに見られる。原因は、化学的および応力的な外的攪乱によると考えられている。

図 3.19 より、構造軟化を示す特異なデータ見られなかった。これより、一部で p_c が小さいデータが見られる理由は、試料の乱れであることが考えられるため、以下に乱れた試料を照査する。

3.2.4.2 Dc2層の力学試験データの整理

Dc2層の力学特性について整理を行った。表 3.2 に既往の土質試験結果から異常値を除いたDc2層の力学特性をまとめた。同表には、試料の乱れを照査するため、粘着力 C_u を併記する。図 3.23 には、深度～圧密降伏応力 P_c の関係を示す。同図には、有効土被り圧 σ を併記している。データを再照査した結果、表 3.2 に示す⑧-2および⑧-9～⑧-11のデータを除外する。

表 3.2 Dc2層の力学定数

試料名	採取方法	中心標高	c_u	段階, 定ひずみ	繰返
		(m)	(kN/m^2)	p_c (kN/m^2)	p_c
①-1	デニソン	-75.33	181.00	1108.00	
①-2	デニソン	-62.39	189.00	1337.00	
③-1	デニソン	-70.48	179.3	671.10	
⑤-1	デニソン	-64.59	175.0	745.00	
⑤-2	デニソン	-65.59	178.0	688.00	
⑧-1	デニソン	-66.79	145.0	950.2	832.2
⑧-2	デニソン	-71.86	90.0	698.5	673.1
⑧-3	デニソン	-76.82	166.0	1163.9	912.6
⑧-4	デニソン	-68.36	222.0	1105.6	901.1
⑧-5	デニソン	-73.43	151.0	1024.8	938.5
⑧-6	デニソン	-78.18	154.0	1100.9	889.4
⑧-7	デニソン	-64.88	149.0	904.4	894.3
⑧-8	デニソン	-70.88	157.0	1011.1	857.1
⑧-9	サンド	-61.08	97.0	570.5	688.6
⑧-10	サンド	-66.08	27.0	210.6	650.1
⑧-11	サンド	-71.10	89.0	571.1	711.9
⑩-1	デニソン	-66.2	145.0	760.0	
⑩-2	デニソン	-67.2	110.0	804.0	
cu平均値			144.7		

注)赤字は、定ひずみ圧密試験

注)■は除外したデータ

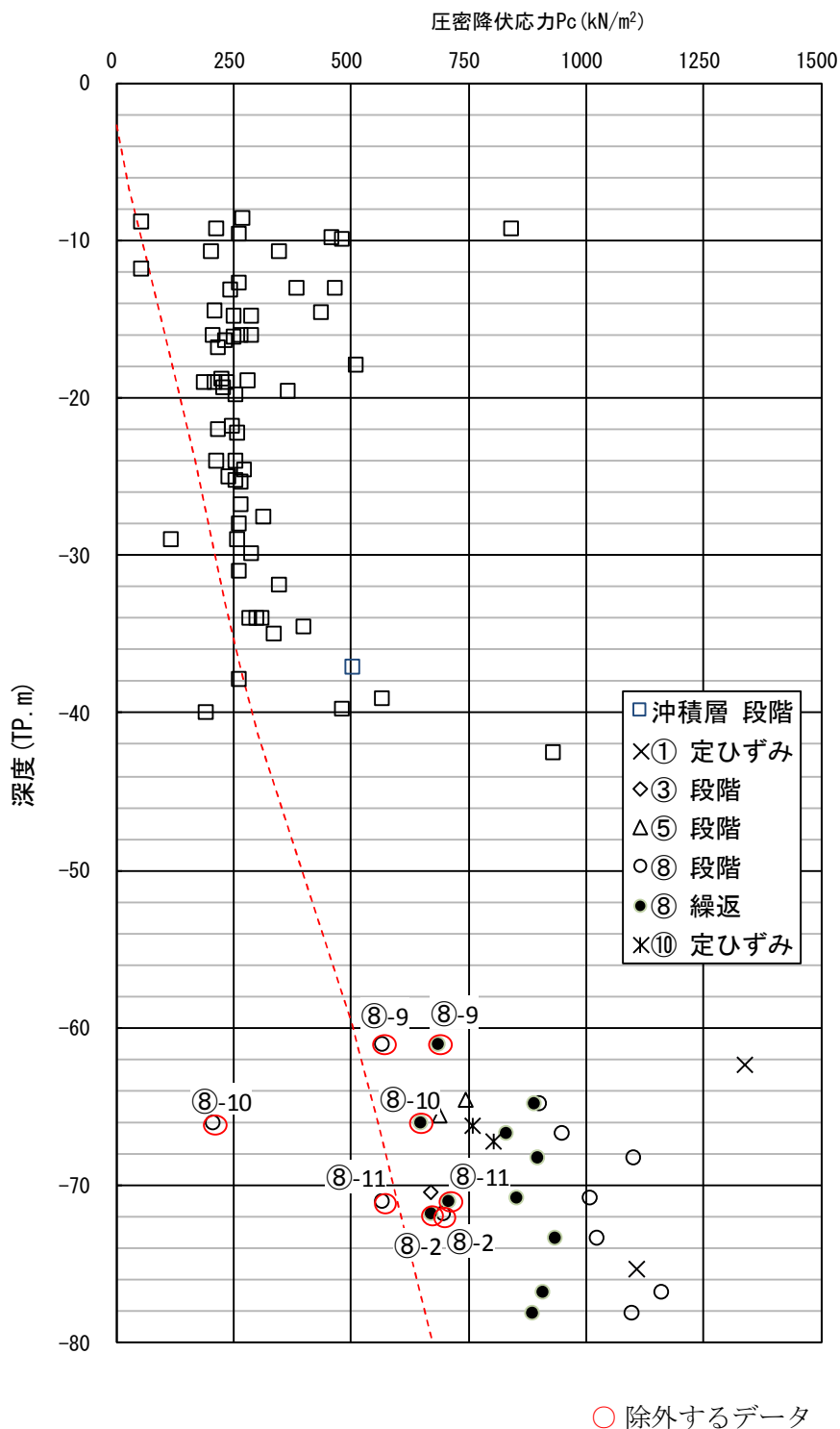


図 3.23 Dc2 層の深度～圧密降伏応力 P_c

3.2.4.3 更新統粘土層における試料の乱れ

原位置の粘性土層から採取した試料を用いて、圧密試験を行う場合、試料のサンプリングや土質試験時に試料が攪乱されることの影響等を考慮する必要がある。特に深い位置の更新統粘土の場合は注意が必要である。

今回のように深度 70m の深い位置から土試料をサンプリングして地上に取り出した時、試料が変形せずにそのままの形を保とうとすると、70m の位置の土に作用する有効応力 P' と同じ負圧が土試料にかかる。この負圧にこらえきれずに試料が膨張し、供試体にクラックが発生するなど、試料が乱される可能性が高い。

試料に対してせん断変形が加わった場合、圧縮試験において強度が低下するとともに、破壊ひずみが増加し、変形係数 E が小さくなる傾向を示す。図-2.3.6 に試料の乱れによる圧縮試験の応力～ひずみ曲線の特徴を模式的に示した。

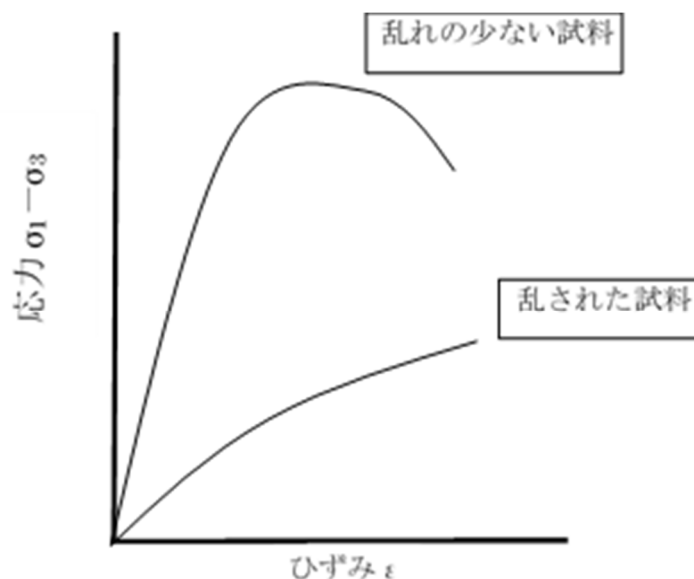


図 3.24 圧縮試験の応力～ひずみ曲線の模式図

表 3.2 に示す除外するデータの三軸圧縮試験結果は同様の傾向を示す。図 3.25 に代表例として⑧-10 の三軸圧縮試験(UU)の応力～ひずみ曲線を示す。破壊ひずみが増加し、変形係数Eが低下する傾向がみられる。また、表 3.2 に示す全試料の $\sigma_1 - \sigma_3 = 2c_u = 2 \times 145 \approx 290$ (kN/m²) に対し、 $\sigma_1 - \sigma_3 = 40 \sim 60$ (kN/m²) と 1/5 程度の強度しか発現していない。これより、⑧-9～⑧-11 試料を用いた P_c のデータを除外する。

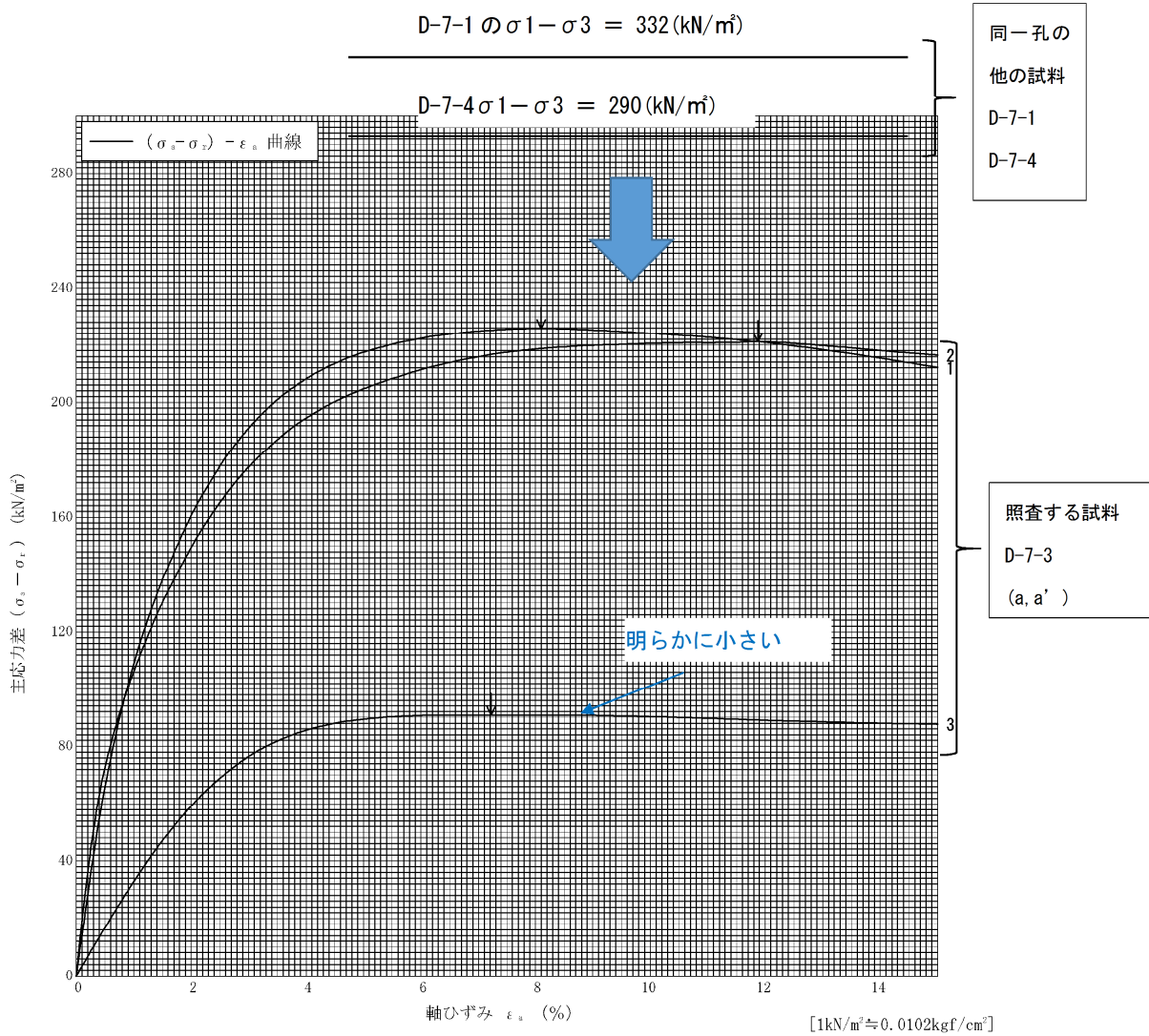


図 3.25 ⑧-10 の応力～ひずみ関係

3.2.4.4 設計圧密降伏応力 p_c

図 3.26 は乱れた試料による試験データを除いた圧密降伏応力と深度の関係である。図をみると、圧密降伏応力の値は試験法の違いはあるものの概ねばらつきの範囲の中に収まっている。段階載荷圧密試験の p_c の値は、深度方向に増加する傾向を示し、700~1200 (kN/m²) の範囲にばらついた。一方で繰返し圧密試験による p_c は深度方向に増加する傾向は見られずほぼ一定の値を示し、800~900 (kN/m²) の範囲であった。以上より本更新統粘土層の層全体の代表的な p_c を繰返し圧密試験の平均値から求めると 889 (kN/m²) であった。

以上の結果から、前述した式 3.1 式を用いて、更新統粘土層の沈下に対する判定を行う。計算は、最も沈下が発生する可能性が大きい橋脚位置で、杭の周面摩擦力を無視する厳しい条件で行う。なお、計算で用いる設計 p_c は、図 3.18 に示すばらつきの小さい繰返し圧密試験より求めた圧密降伏応力の下限值である 832 (kN/m²) とした。

式 3.1 の左辺は 220 (kN/m²)、右辺は (832-501)/1.5 より 220 (kN/m²) なので、安全率 1.5 を見込めば、ぎりぎりではあるが沈下に対して安全であるといえる。

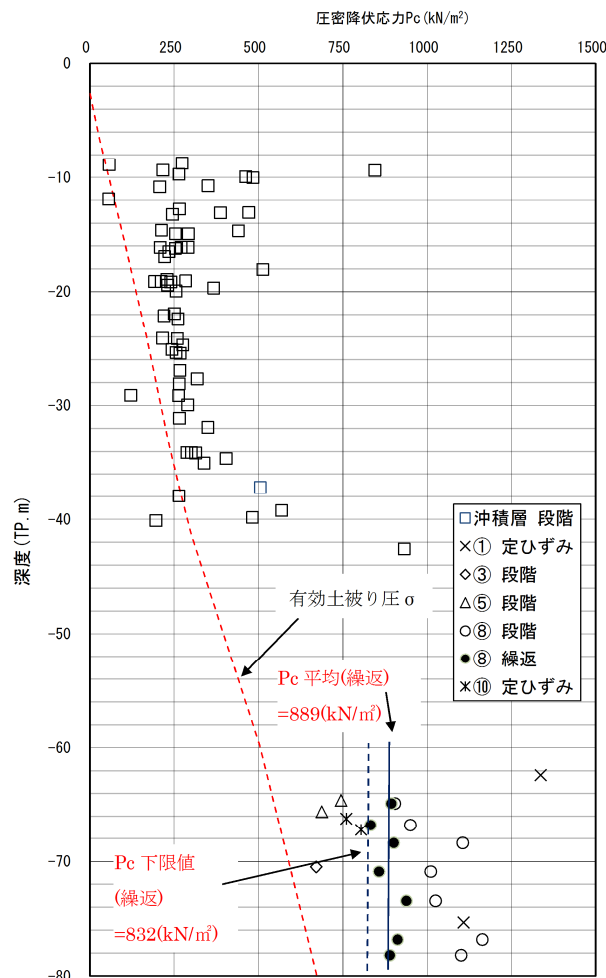


図 3.26 設計圧密降伏応力 p_c

3.2.5 構造の評価

宇高ら⁶⁾は、更新統粘土の構造を評価するため、図 3.27 で定義される構造係数 A を提案した。図に示すように圧密圧力が十分に大きい $e-\log p$ 関係は、比体積 $v (=1+e)$ を用いて、 $\ln v-\log p$ の直線関係として存在する究極基準圧縮曲線(USC)に収れんする。構造が発達した粘土は USC よりも大きい体積比を有し、構造が低位な粘土は USC の間隙比よりも小さい間隙比を有する。図 3.27 に示す構造係数 A は、USC に対する乖離の程度を表現するパラメータであり、構造係数 A は、次式で定義される

$$A=(p=p_c \text{ における USC 上の } \ln v) - (\text{試験時の } \ln v) \quad \text{式 3.2}$$

宇高らはこの構造係数 A の範囲から海成粘土の堆積構造の影響を以下のように分類することを試みている。

区分Ⅳ：著しく高位な構造を有する($A>0.15$)

急激な圧縮性を示すことで知られるルイズヴィル粘土が区分される。

区分Ⅲ：高位な構造を有する($0.05<A<0.15$)

圧密圧力が圧密降伏応力を越えた後に大きな圧縮性を示す。大阪湾更新統粘土等が含まれる。

区分Ⅱ：堆積構造の影響は弱い($-0.05<A<0.15$)

堆積構造の影響が無いか、あっても小さい。大阪湾沖積粘土、熊本港粘土等が含まれる。

区分Ⅰ：攪乱等により構造が低位な粘土($A<-0.05$)

図 3.28 は $\ln v$ と $\log p$ の関係から USC を求め、圧密降伏圧力 p_c における USC 上の $\ln v$ と実験から求めた $\ln v$ の差から構造係数 A を決定した例を示す。このようにして求めた北島層更新統粘土の構造係数と液性限界の関係を、他の海成粘土と比較して示したのが図 3.29 である。図のように、 A の範囲は -0.01 から -0.07 の範囲であり、上記の区分より、北島層更新統粘土の構造の影響は「区分Ⅰ」か「区分Ⅱ」と判定された。

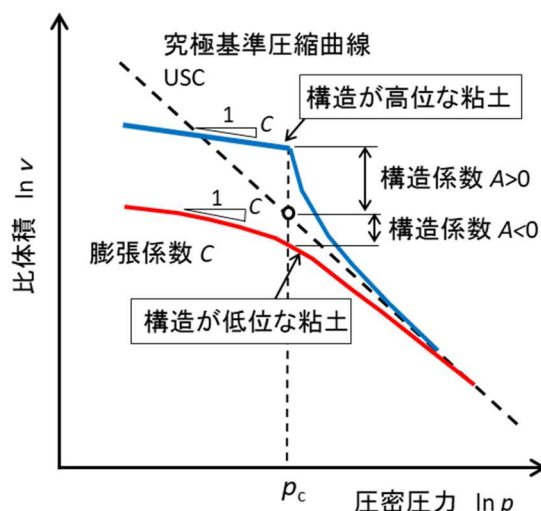


図 3.27 構造係数 A ⁶⁾

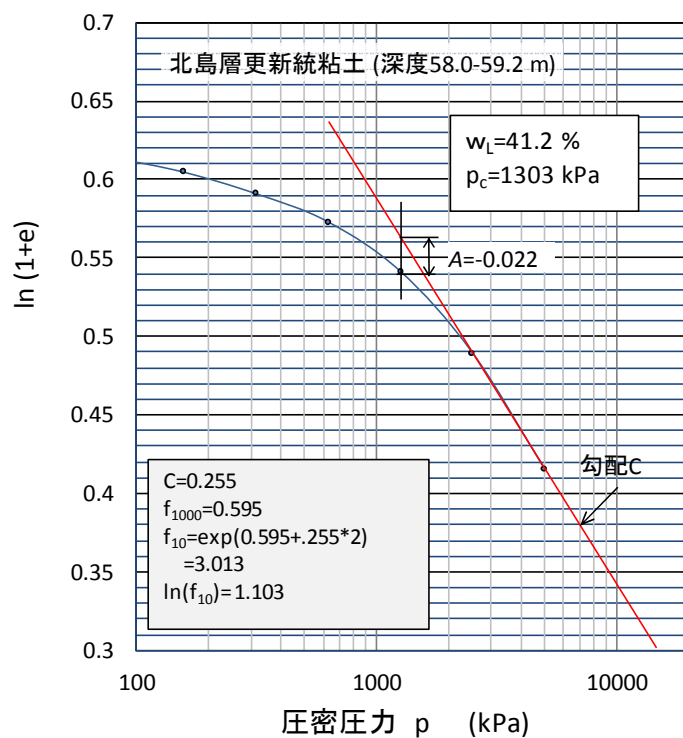


図 3.28 構造係数 A の算出

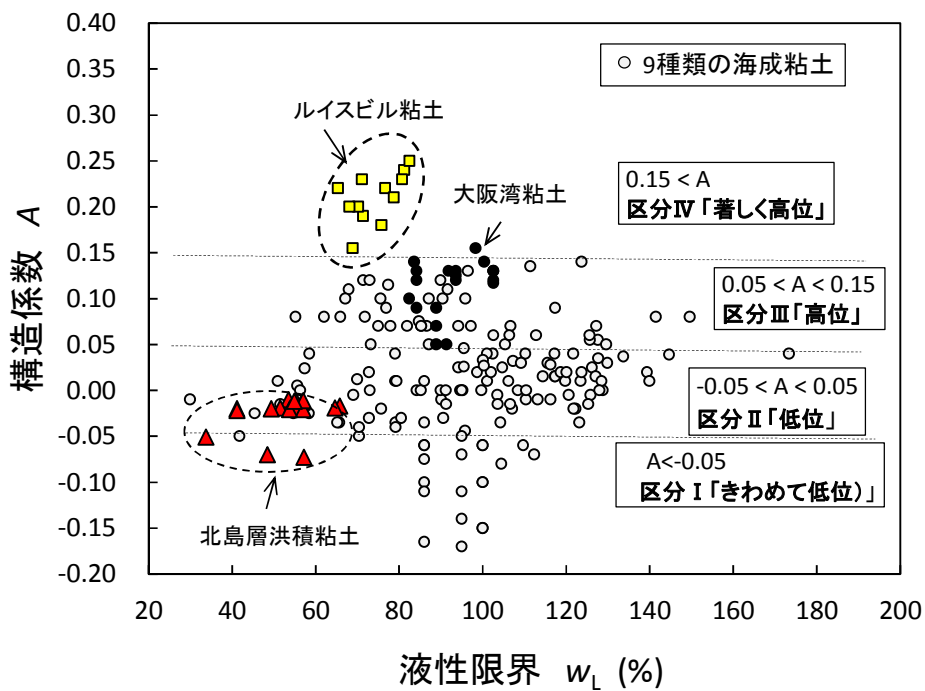


図 3.29 北島層更新統粘土の構造係数 A と構造係数を用いた粘土の圧縮曲線モデル⁶⁾に加筆

3.2.6 過圧密領域の圧密係数(c_v)の測定

更新統粘性土では、過圧密領域において圧密の進行が早く、通常の試験法では正確な c_v を測ることが難しい場合も考えられるため、特別な方法（2種類）で圧密試験を行った。

3.2.6.1 段階圧密試験による測定

通常の変位測定時間では $d-\sqrt{t}$ 曲線より読取る t_{90} が大きくなる (c_v が小さくなる) と考えられたため、1s 間隔での変位測定による試験を実施した (図 3.30)。

変位計の読みを測定する時間以外は、JIS A 1217 の規格に従って実施した。

通常の日安測定時間(規格に参考時間としてあげられている時間)は、3s, 6s, 9s, 12s, 18s, 30s, 42s, 1min, 1.5min, 2min, 3min, 5min, 7min, 10min, 15min, 20min, 30min, 40min, 1h, 1.5h, 2h, 3h, 6h, 12h, 24h であり、今回は載荷開始より 10min まで測定間隔を 1s とした。10min 以降については上記通りである。整理方法は、 $d-\sqrt{t}$ 曲線の初期に現れる直線部分を採用し t_{90} を求める方法 (1s 以降での直線部分を採用。規格通りの整理方法) である。図 3.31 に、標準的なものと今回実施した圧密試験における各載荷段階の圧密量と時間との関係を示す。

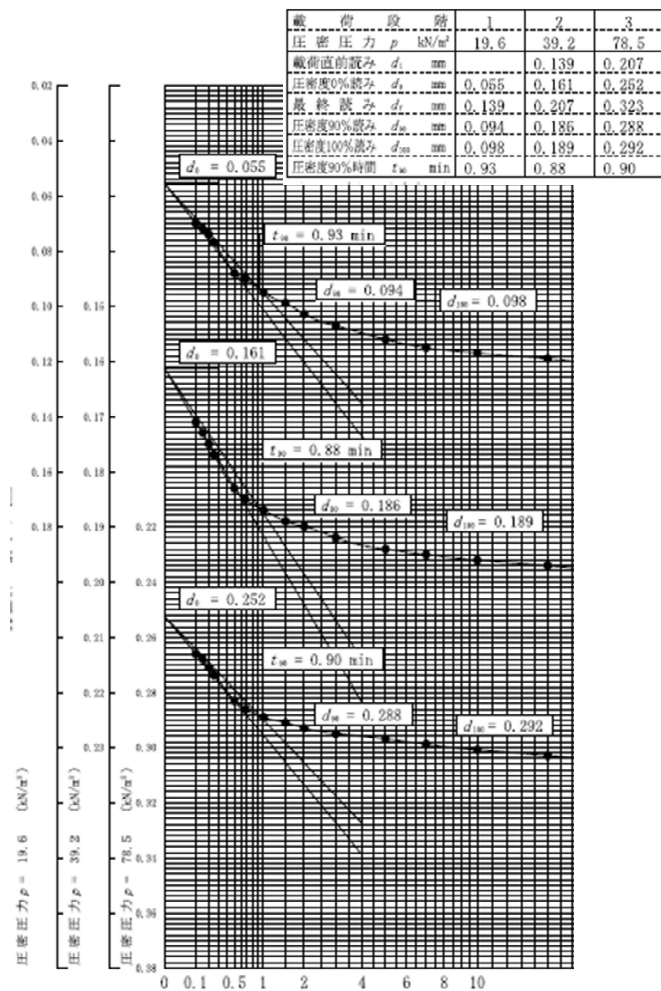


図 3.30 標準的な方法(既往調査の他のボーリング)

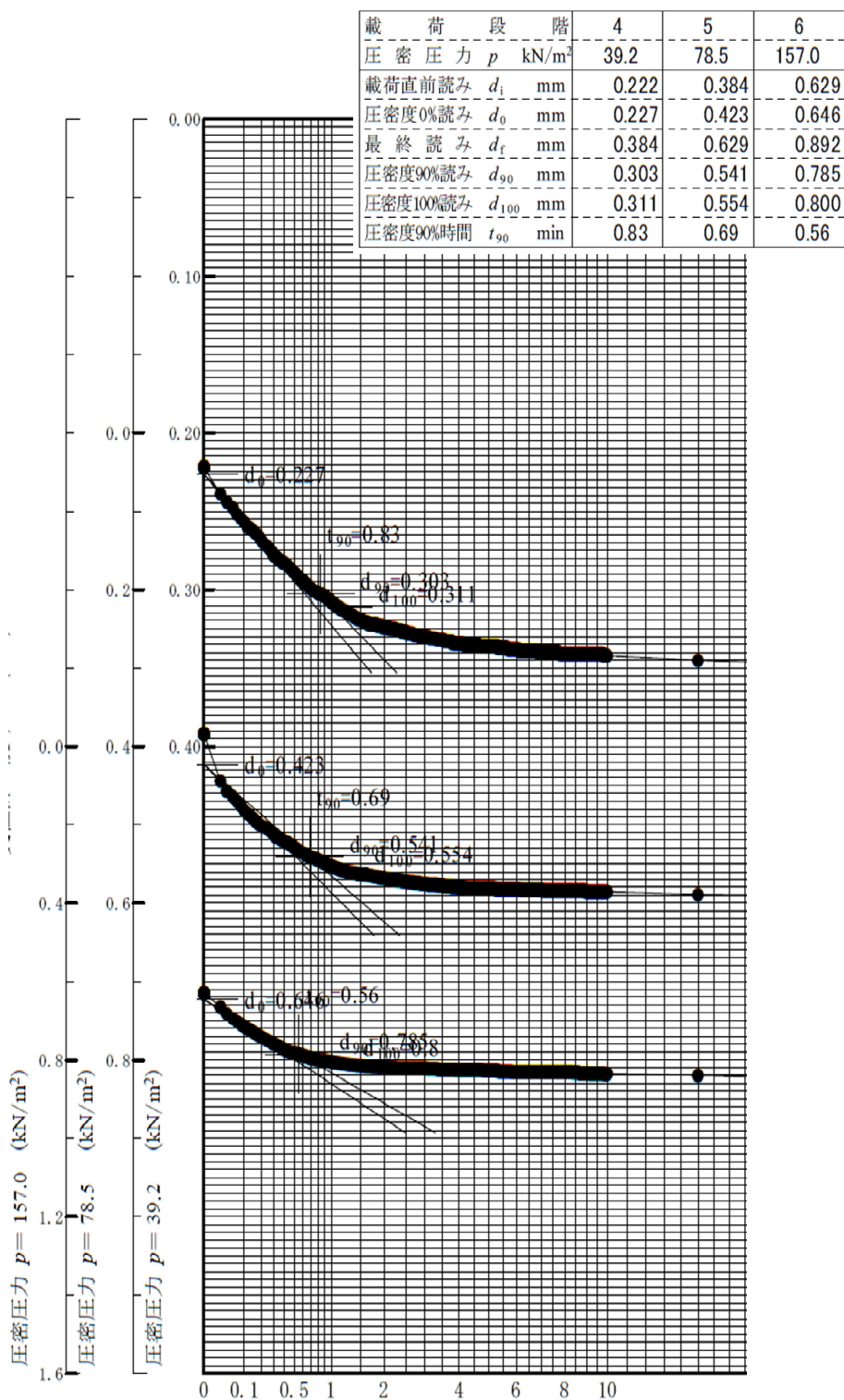


図 3.31 今回試験(1秒間隔)

3.2.6.2 三軸圧密試験による測定

過圧密領域では一次圧密沈下の進行が速く、圧密試験の供試体の高さ(2cm→両面排水・排水距離1cm)では一次圧密沈下が瞬間的に終了し c_v が正確に把握できていない可能性があるため、供試体の高さを8cmにして片面排水で圧密試験を行うことで排水時間を64倍とし、より正確な c_v を求める。図3.32に測定の手順を示す。

結果の整理方法は以下のとおりである。

排水量と時間の関係から c_v (単位: cm^2/d) を求める: $c_v = T_v(H_{ber})^2 \times 1440/t50$ (時間係数 $T_v=0.19$, H_{ber} =各段階の供試体高さ[cm], $t50$ =排水量50%のときの時間[min])

間隙水圧と時間の関係から c_v (単位: cm^2/d) を求める: $c_v = T_v(H_{ber})^2 \times 1440/t50$ (時間係数 $T_v=0.38$, H_{ber} =各段階の供試体高さ, $t50$ =間隙水圧50%のときの時間)

	試験過程	備考	上下のコック
①	成形	φ3.5cm×h:8cmで成形 動的変形試験機を使用(応力制御) 自立圧:10kN/m ² (端面のみ、ろ紙使用。ドレーンペーパーは使用しない→一次元圧密に近い圧密となる)	
②	設置		
③	飽和	二重負圧(2時間程度)、自然通水	両面・開
④	背圧	BP:100kN/m ² (2時間程度)	両面・閉
⑤	試験機連結	セルを試験機に連結する	両面・閉
⑥	B値測定	B値測定(2時間程度) (B値>0.95を確認して圧密開始)	両面・閉
⑦	圧密開始	圧密応力 50→100→200→400→600kN/m ² ※片面排水で圧密 供試体下部側で間隙水圧を測定	上部・閉、下部・開
⑧	圧密終了	値を記録して次段階へ	両面・閉

図3.32 三軸圧密試験による c_v の測定手順

3.2.6.3 測定結果

図 3.33 に上述の2方法による $c_v \sim \log P$ 関係を示す。また、同図には、定ひずみ圧密試験結果を併記した。三軸圧密試験の排水量から求める方法を除いて過圧密領域での $c_v = 1,000 \sim 2000 \text{ (cm}^2/\text{d)}$ となった。JIS A 1217 に規格される通常の圧密試験法からの c_v も同様の値が得られており、本件においては、通常の圧密試験による値を用いることが妥当と判断した。

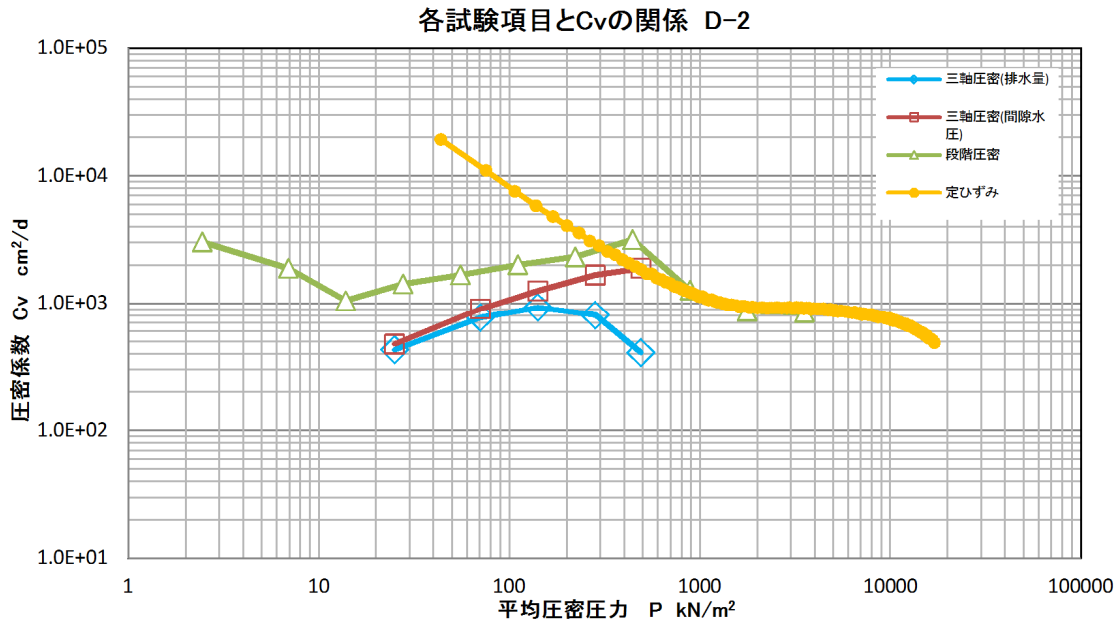


図 3.33 各種試験による $c_v \sim P$ 関係図

3.2.7 長期圧密特性

橋脚の設計荷重に見合う荷重を長期間(2~3 週間程度)載荷する「長期圧密試験」を実施した。試験の流れは以下のとおりである

- 1) 試験試料を採取した深度の有効土被り圧まで段階載荷で荷重を載荷する(24 時間)。
- 2) 次に想定される載荷重(橋脚の設計荷重)を載荷し、長期間(2~3 週間程度)の時間一沈下量関係を測定する。

長期圧密試験より求まる二次圧縮指数には、間隙比 e で表現する $C_{\alpha e}$ と、沈下ひずみ ϵ で表現する $C_{\alpha \epsilon}$ があり、それぞれ、式 3.3、式 3.4 で定義される。表 3.3 に長期圧密試験より求めた二次圧密係数を示す。

$$C_{\alpha e} = \Delta e / \Delta \log t \tag{式 3.3}$$

$$C_{\alpha \epsilon} = \Delta \epsilon / \Delta \log t \tag{式 3.4}$$

$C_{\alpha e}$ については、Mesri の式として、粘土の C_c から推定する式 3.5 が示されている。¹³⁾

$$C_{\alpha e} = (0.03 \sim 0.05) C_c \tag{式 3.5}$$

また、山口¹⁴⁾は、ひずみで表現した $C_{\alpha \varepsilon}$ 、自然含水比 w_n とともに増加し、式 3.6 の関係を紹介している。

$$C_{\alpha e} = 0.00018 w_n \tag{式 3.6}$$

表 3.3 室内長期試験結果(二次圧密係数)

原位置圧密載荷荷重 (kN/m ²)	二次圧密係数	
	$C_{\alpha e}$ 間隙比表現	$C_{\alpha e}$ ひずみ表現
622	3.20×10^{-3}	1.62×10^{-3}
603	3.84×10^{-3}	1.84×10^{-3}
597	5.06×10^{-3}	2.57×10^{-3}
704	6.96×10^{-3}	3.24×10^{-3}
653	4.11×10^{-3}	1.93×10^{-3}
636	3.65×10^{-3}	1.87×10^{-3}
(636)	(4.5×10^{-3})	(2.1×10^{-3})

注)最終行の()数値は、平均値

同じボーリング孔で採取された室内土質試験より求めた C_c および w_n から推定した C_{α} と長期圧密試験より求めた C_{α} の平均値を表 3.4 にまとめる。

推定値と試験値の単純な比較はできないが、 C_c より求めた推定値は間隙比表現した試験値より 1 オーダー大きい値を示し、自然含水比からの推定値は、ひずみ表現した試験値と同じオーダーであった。

表 3.4 推定値と長期圧密試験結果の比較

長期圧密試験 $C_{\alpha e}$	C_c より推定 した $C_{\alpha e}$	長期圧密試験 $C_{\alpha e}$	w_n より推定し た $C_{\alpha e}$
4.5×10^{-3}	1.6×10^{-2}	2.1×10^{-3}	6.5×10^{-3}

3.3 載荷試験の方法と結果

3.3.1 試験方法

3.3.1.1 載荷試験装置

深度約 70m に堆積する更新統粘土層に直接荷重を載荷する原位置載荷試験は、これまでにほとんど例がないと考えられる。図 3.34 に本報告で実施した載荷試験装置の概要を示す。図のように粘土層の中心深度である深さ 68.27m まで直径 30cm の保護管を建て込み、図 3.35 に示すように鋼製の載荷板（直径 250mm，厚さ 32mm）を設置した。載荷板は荷重伝達管によって地表面の油圧ジャッキと結合しており、偏心を防止するためケーシングにスペーサーを設けた。また、荷重伝達管内挿入した沈下計測ロッドにより載荷板の沈下量を測定した。

ボーリングを実施した先端の載荷板にかかる荷重は、荷重伝達管の変形や試験孔保護管との接触の影響を除外するため、先端部の載荷板付近に設置したひずみ計により計測した。装置の設置は、載荷板、荷重伝達管等の設置→基準梁、反力装置の設置→載荷装置、沈下量計測装置の設置の順に行う。

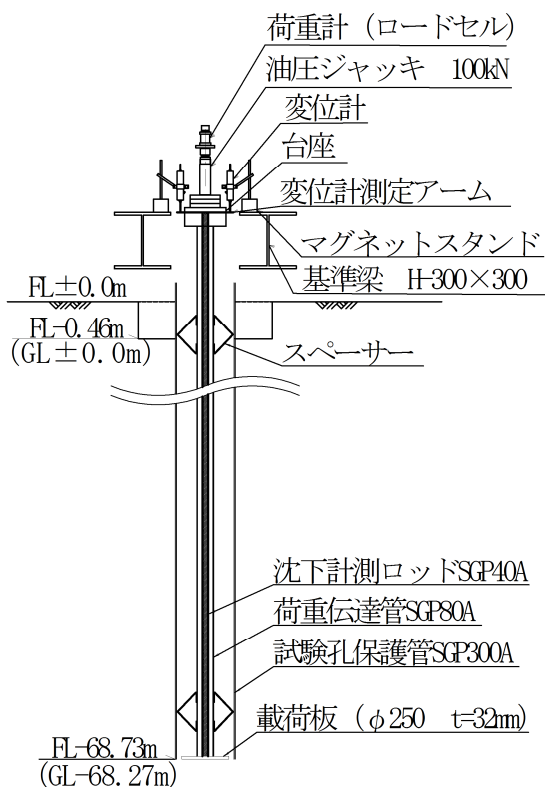


図 3.34 試験装置の概要

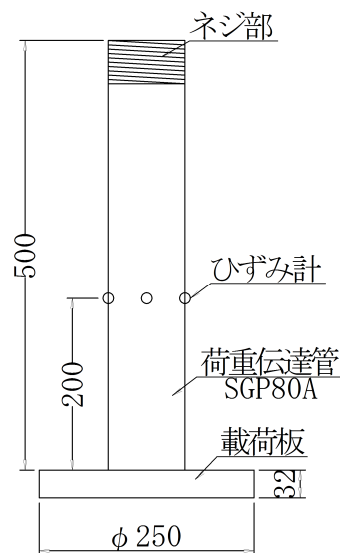


図 3.35 載荷板詳細図

基準梁，反力装置を図 3.36，図 3.37 に示す。設置手順は以下のとおりである。

- a) 敷鉄板+1.5m の範囲に土間コンクリートを打設。
- b) 沈下量計測のための不動点とするため，H-100 杭を地中に打設。
- c) H-100 杭に沈下量計測のための基準規準梁を設置。この時，基準梁には温度変化による伸び縮みの影響を極力抑えるため，5m の長尺チャンネルを選定した。
- d) 敷鉄板，H-300，H-400 により架台を組んだのち，架台の上に敷鉄板を載荷。
- e) 基準梁の温度変化による変位の影響を極力避けるため，装置全体をプレハブで覆い，温度を一定に保つためエアコンを設置。

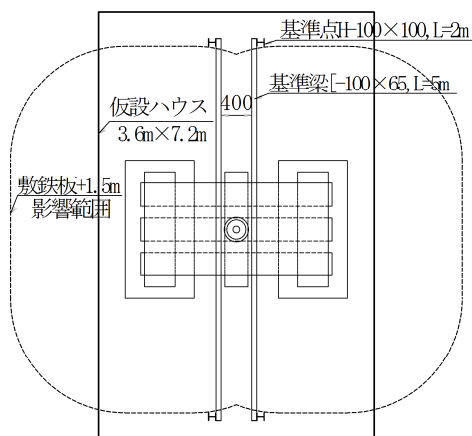


図 3.36 基準梁，反力装置全体図

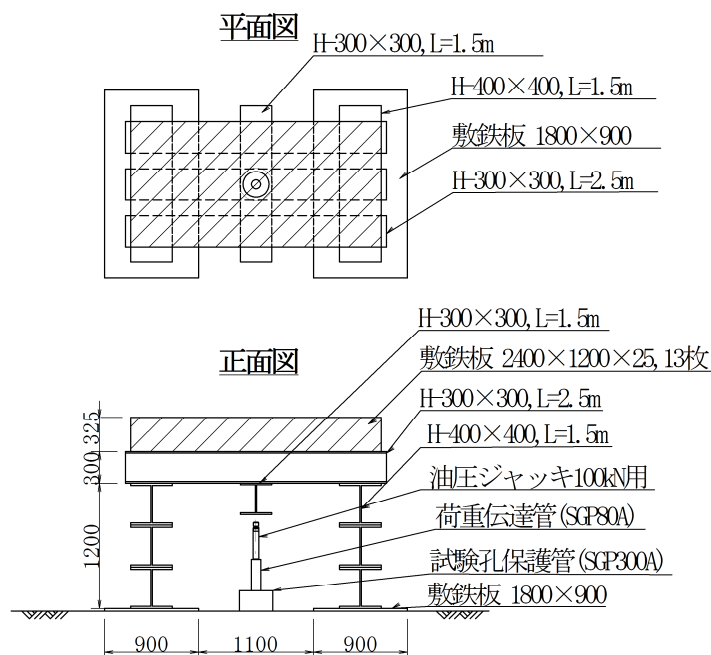


図 3.37 基準梁，反力装置詳細図

3.3.1.2 観測孔の設置

観測井戸工は、長期鉛直載荷試験を実施するための観測井戸を設置するものである。以下に観測井戸掘削状況の詳細を述べる。載荷板を設置する上での大きな課題は、載荷板と更新統粘土層間のスライムを完全に除去し、更新統粘土層の試験面を極力平滑化する事であった。この作業をGL-70m付近の大深度という厳しい条件で確実に行う必要があった。

(1) 盛土層の掘削

埋立地の盛土層は、表層から50cm程度は結晶片岩を主体とする比較的緩い土層である。一方、その下位では当初想定されていなかったが、礫径 $\phi 200$ mmから $\phi 500$ mmを超える花崗岩の玉石・転石が確認された。また、同層は写真3.3に示すように、孔壁崩壊や逸水が著しく、泥材や掘削水不足が度々発生している。特にGL-3.00m以深から花崗岩の巨石が出現し、掘削が難航している間に、孔壁崩壊と逸水が進行し、機械直下の地盤が不安定になる危険性が考えられたため、 $\phi 600$ mmのコンダクタパイプをGL-3.0mまで挿入して、孔壁崩壊と逸水の防止を優先した。

また、GL-3.00m以深から出現した花崗岩は非常に硬質であり、掘削に難航したため、 $\phi 266.9$ mmの硬岩用インサートタイプのトリコンビットを用いて岩芯を先行して掘削し、その後 $\phi 350$ mm \rightarrow $\phi 550$ mm（または $\phi 450$ mm）のトリコンビットで徐々に拡幅して掘削を行った。また、盛土層の掘削完了後は、再度孔壁保護と逸水防止のため、 $\phi 500$ mmのコンダクタパイプをGL-6.40mまで挿入した。

盛土層の掘削に要した時間は9日間であった（約0.64m/日）。

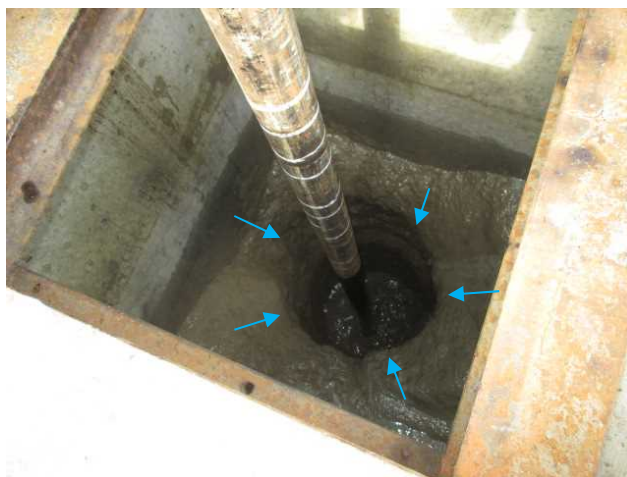


写真 3.3 孔壁の崩壊状況

(2) 沖積土層の掘削

沖積土層については、 $\phi 450$ mmのトリコンビットで掘削を行った。掘削に際して特に問題は生じていない。

沖積土層の掘削に要した時間は4日間であった（約9.23m/日）。

(3) 洪積礫質土の掘削

洪積礫質土 (Dg1・Dg2) では、GL-48.00m付近を掘削中に逸水が著しくなり、孔壁崩壊の可能性が高まったため、 $\phi 450$ mmのコンダクタパイプを挿入したが、洪積礫質土の上面付近 (GL-43.00m) で挿入困難となり、急遽固定した。その後、 $\phi 400$ mmのトリコンビットに切り替え掘削を再開したところ、逸水が止まっていたことから、沖積土層内からの逸水現象であった可能性が考えられる。

土層としては $\phi 100$ mm程度のチャートや石英、砂岩の玉石を含む砂礫層であり (写真3.4)、特にGL-48.00m~-52.00m間で玉石の混入が多くなっている。

洪積礫質土 (Dg1・Dg2) の掘削に要した時間は10日間であった (約1.93m/日)



写真3.4 孔内洗浄時に確認された洪積礫質土層の砂岩・チャート礫

(4) 洪積粘性土の掘削

洪積粘性土では、 $\phi 400$ mmのトリコンビットにて所定の深度 (GL-68.00m) まで掘削を行った。掘削に際しては特に問題は生じていない。土層としては、粘性土の中に若干の礫を混入している。

洪積粘性土の掘削に要した時間は1日であった (約6.00m/日)。

(5) 地下水の状況

現地地盤の地下水は、概ねGL-1.00m~-3.00mの盛土層内に存在し、潮の干満によって水位が上下していることが確認された。また、この地下水は塩分量の混入が多く、泥材が分離しやすい。今回調査では、添加材 (安定液) を絶えず泥材と混ぜることで、一定の造壁性や粘性を確保しながら、掘削を行った。

(6) SGP300Aの挿入

観測井戸設置のため、SGP300Aの鋼管の挿入を行った。挿入に際しては、鉛直性の確保のため、鋼管接続部毎に水準器にてX方向、Y方向の傾きを確認した。なお、当初はセン

ターライザーを設置する予定であったが、挿入時に孔壁を崩す恐れがあったため、省略した。なお、鋼管と孔壁の間は、比重の重いベントナイト泥水（比重=1.18）で遮水処置を施している。

(7) 孔底平坦化

孔底平坦化では、写真 3.5 に示すφ270 mmのフラットビットにて孔底から30cm掘削を行った（GL-68.00m→GL-68.30m）。掘削に際しては、ボーリングマシンの動力では孔底を乱す恐れがあったため、人力にて回転を加え、慎重に掘削を行った。

回収された洪積粘性土層は、フラットな面を形成しており、同様に孔底も平坦化しているものと想定される。

なお、同層内部には細礫が存在していた他、粘土に混じって洪積礫質土層のものと見られる礫も確認された。SGP300Aの鋼管挿入時に孔壁を削ったため、孔底に落下したものと想定された。また、掘削後の粘性土の一部も、フラットビットを上げる際に落下したと想定された。



写真 3.5 フラットビット

(8) 孔内洗浄状況

孔底に礫を含むスライム等が約4m程度沈殿していることが判明したため、エアリフトにて孔内洗浄を行った。エアリフトとは、揚水管を孔底まで下ろし、管内部に圧縮空気を送り込むことで管内外の地下水に比重差をつくり、上昇する気泡とともに孔底の沈殿物ごと孔内水を揚水する手法である。なお、エアリフトに際しては、写真3.6に示すように揚水管の先端を加工して、孔底を乱さないように蓋をするとともに、ブラシを装着して、鋼管の内側に張り付いたスライムの除去を行った。また、作業中は多量の水を要するため、井戸水を直接孔内に送り込んで対応した。写真3.7に揚水状況を示す。

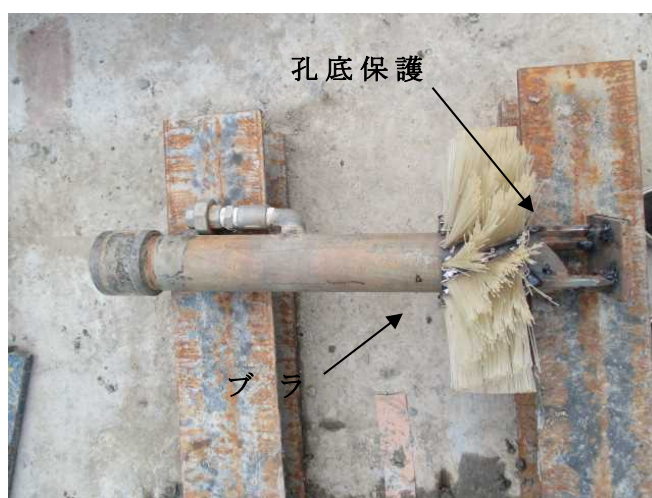


写真 3.6 揚水管の先端



写真 3.7 揚水状況

孔底のスライム（礫）を回収した際に、写真 3.8 に示す孔底平坦化時に落下したと見られるフラットな面をもった粘性土が確認された。

揚水作業を継続して行い、スライムがまったく排出されず清水（地下水）のみが揚水されていることを確認し、エアリフト作業を終了した。なお、清水（地下水）に混じって沈殿している微粒子は、黒褐色の微細な腐植物であり、洪積粘性土の表面に付着していたものと想定される（写真 3.9）。

揚水管引揚後に孔底深度を孔底面全体に渡って確認したところ、GL-68.27m（≒GL-68.30m）であった。



写真 3.8 フラットな面をもった粘性土

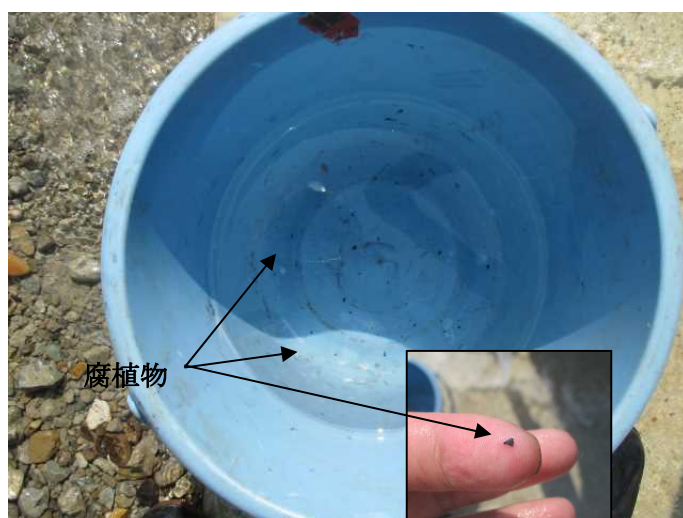
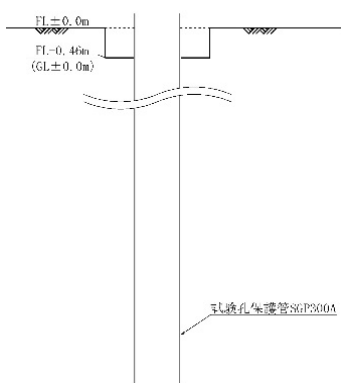


写真 3.9 エアリフト仕上げ段階の揚水状況

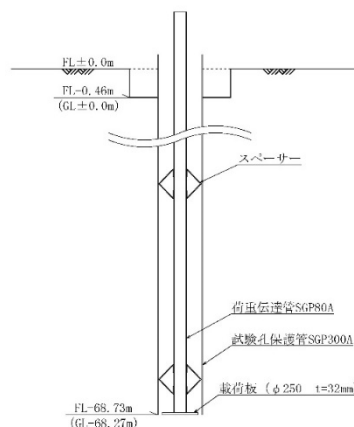
3.3.1.3 載荷装置設置手順

図 3.38, 図 3.39 に載荷装置設置手順を示す。

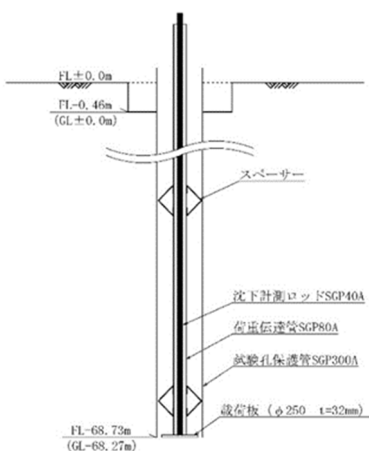
①ケーシング設置



②載荷板および荷重伝達管建込



③沈下測定ロッド建込



④上部台座、変位計測定アーム設置

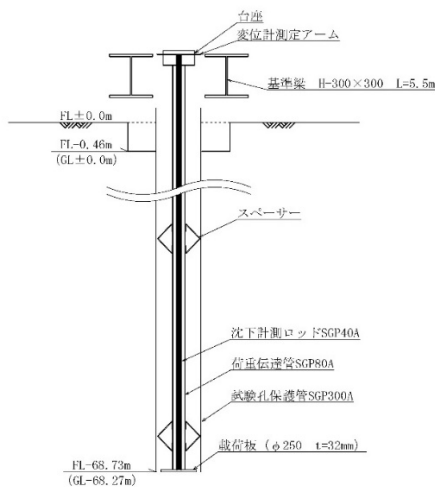
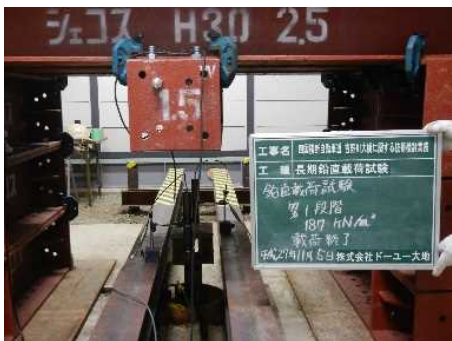


図 3.38 載荷装置設置手順 (その1)

⑤変位計、油圧ジャッキ、荷重設置



第1段階
荷重伝達管等の自重による載荷。
(187kN/m²)

第2段階
油圧ジャッキ、
荷重計の設置。



図 3.39 載荷装置設置手順 (その2)

第3章 長大橋基礎設計のための更新統粘土層における原位置載荷試験の実施と評価

試験装置全景を写真 3.10 に示す。載荷重は、第1段載荷を載荷板、荷重伝達管等の自重とし、第2段載荷以降は、油圧ジャッキにて載荷した。荷重の増減は、試験杭の頭部に油圧ジャッキを設置し電動分離式油圧ポンプ（写真 3.11）を接続して行った。

荷重の管理は試験杭の頭部にロードセルを設置しデジタル式荷重指示器（TD-97A）に表示した。荷重の操作は、自動荷重操作盤により一定の荷重を保持できる機構とした（写真 3.12）。また、荷重伝達管に設置した変位計とひずみ計・温度計はデータロガー（TDS-302）に接続して測定した（写真 3.13）。



写真 3.10 試験装置全景



写真 3.11 電動油圧ポンプ



写真 3.12 自動荷重操作盤



写真 3.13 測定状況

3.3.1.4 載荷ステップ

載荷荷重の設定時には、載荷板設置のための掘削による載荷面の応力解放がどの程度生じるかという見極めが課題であった。載荷荷重は、載荷試験計画立案の前に載荷試験実施位置近傍で実施した定ひずみ圧密試験結果のうち、 $p_c=1,337$ (kN/m²) と大きい圧密降伏応力が得られたデータを参照し、この圧密降伏応力 p_c を超える荷重まで段階的に載荷した。試験孔の掘削により試験面の土被り圧 p_0 は変化しないと仮定し、 p_0 +増加荷重 Δp が圧密降伏応力を越える荷重を最終荷重とした。

試験孔掘削後の試験面の土被り圧が全て除荷されたと仮定した場合でも、式 3.1 による試算に用いた図 3.26 に示す繰返し圧密試験より求めた圧密降伏応力の下限值=832 (kPa) を十分に超える増加荷重 860 (kPa) が載荷される。

第1段階の荷重 $p=182$ (kPa) は載荷板や荷重伝達管等の試験装置自重であり、第2段階以降はジャッキにより載荷した。また、各荷重段階の載荷日数は、沈下の状況に応じて定めた。図 3.40、表 3.5 に載荷ステップを示す。なお、第1段階荷重時に地上の荷重計（ロードセル）測定値=0、載荷板位置のひずみ計測定値=試験装置自重を示し、以降、地上の測定値=ジャッキ荷重、載荷板位置の測定値=ジャッキ荷重+自重となっていることを確認した。

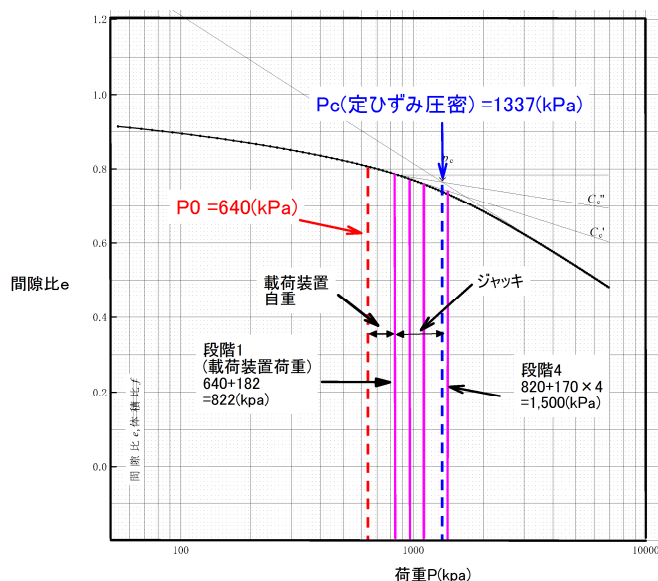


図 3.40 載荷ステップ

表 3.5 載荷ステップ

段階	増加荷重 Δp (kPa)	土被り圧+ Δp (kPa)	載荷日数 (日)	累積日数 (日)
1	182	822	90	90
2	350	990	50	140
3	520	1,160	50	190
4	860	1,500	60	250
5	250(除荷)	890	10	260

3.3.2 試験結果

図 3.41 に載荷試験結果を示す。観測は、2015年8月～2016年4月の約9ヶ月間に渡って行った。同図には、付近で観測した潮位を併せて示している。潮位は、気象庁発表の潮汐観測資料（速報値）徳島県小松浜（載荷試験位置より約7km南方）のデータを使用した。また、図 3.42, 図 3.43 に各段階の載荷日付近の潮位と沈下量の関係の詳細図を示す。載荷試験の結果、以下のことが分かった。

- 1) 周期的に発生する沈下とリバウンドは、潮位と連動しており、両者のタイムラグはほとんど見られない。変位の振幅は最大潮位差 1.8m 程度の時、最大となり 1.5mm 程度であった。
- 2) 図 3.42 の区間 2 および図 3.43 の区間 6 に点線で囲んで示すように載荷重が増加した時に潮位による変動とは明かに異なる弾性的とも思える即時的な沈下が計測された。
- 3) 正規圧密領域と考えられる荷重を段階的に載荷したが、室内試験の e - $\log p$ 曲線と同様に明らかに沈下量が増加する屈曲点は見られなかった。
- 4) 室内試験結果及びそれによる構造の評価より予測された結果であるが、図 3.5 に示すような p_c 付近でひずみが急増する、構造軟化のような現象は見られなかった。
- 5) 第1段の載荷(設計値)で、3ヶ月観測したが、直線的に沈下が続き、沈下が収束する傾向は見られなかった。この傾向は、第2段階以降も同様である。また、載荷重を 850kPa から 250kPa と除荷したが、10日間では、沈下の停止やリバウンドは見られなかった。

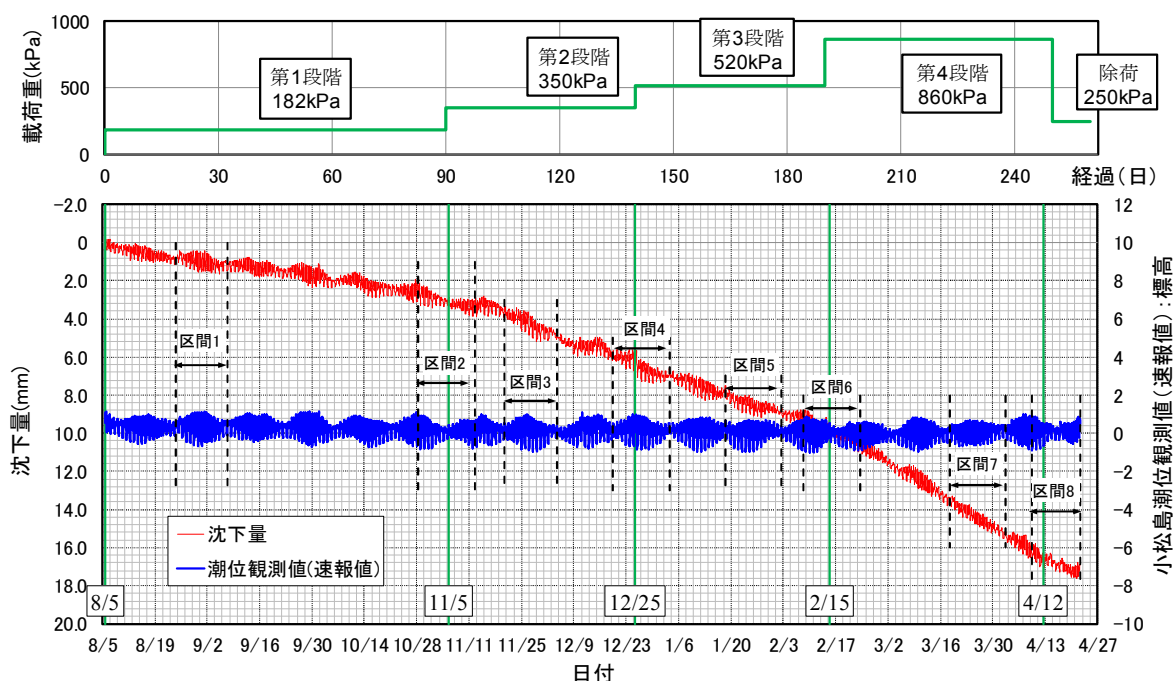


図 3.41 潮位－沈下量関係図

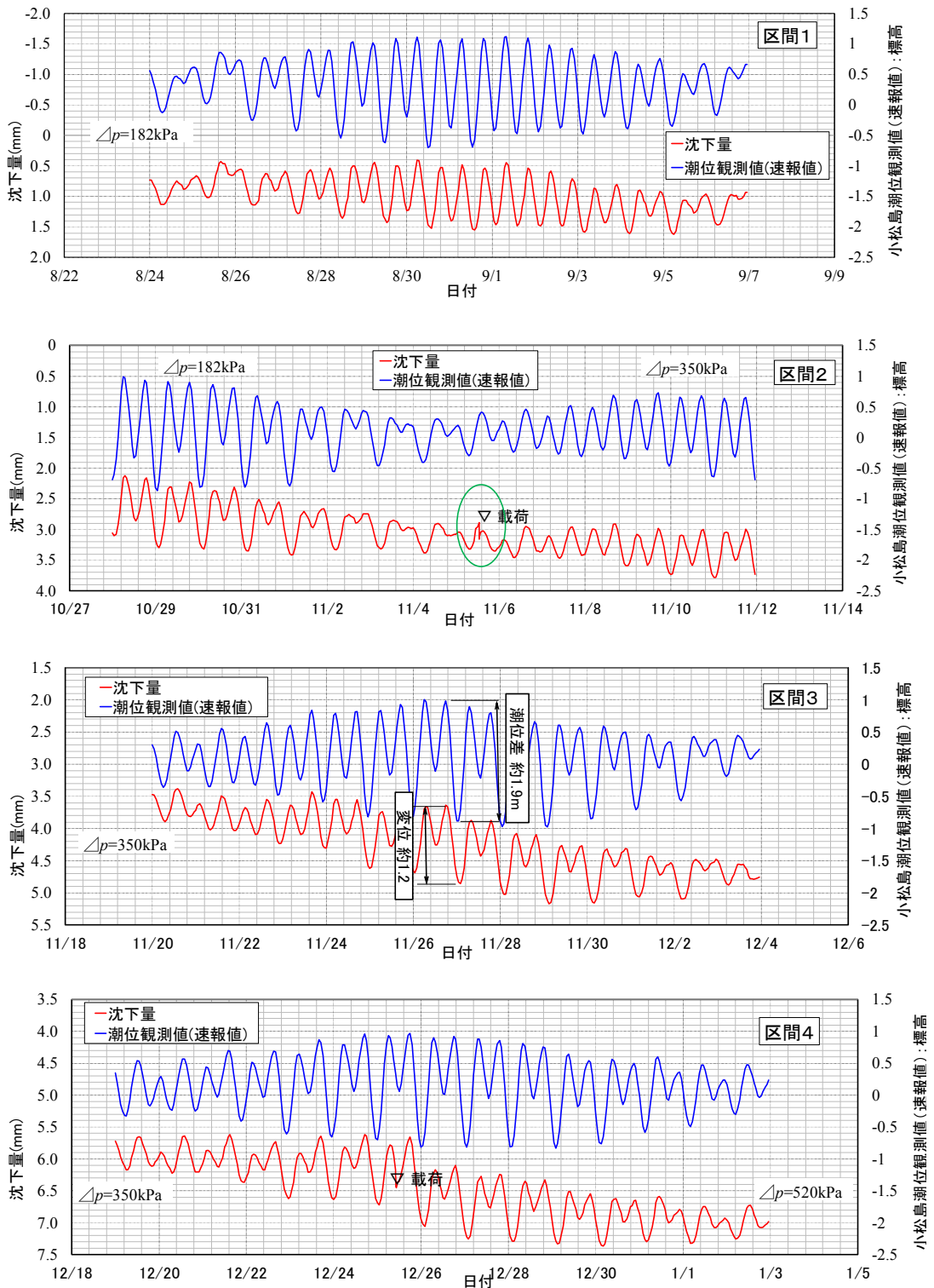


図 3.42 潮位－沈下量詳細図 (区間 1～区間 4)

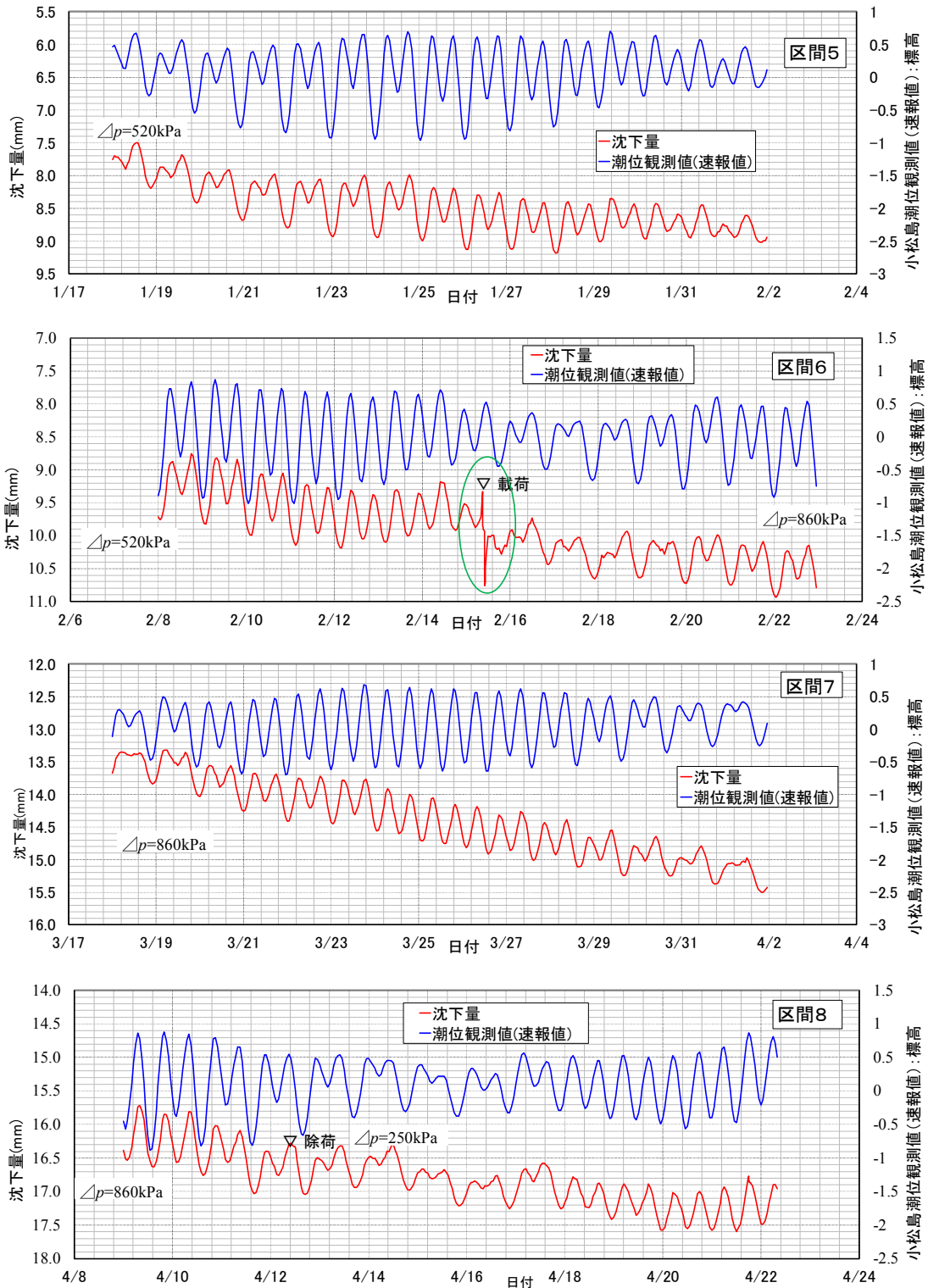


図 3.43 潮位—沈下量詳細図 (区間 5~8)

3.3.3 試験結果の考察

3.3.3.1 沈下量の定義

今回の沈下計測は、深い深度の砂礫層に不動点を設けるなどして、更新統粘土層の沈下の絶対値を測定したのではない。図 3.34 の試験装置の概要に示したとおり、地表面と更新統粘土層の相対距離を計測したものである。

載荷試験装置を設置した地盤は埋立地であり、埋立後も沈下が続いていた。図 3.44 は載荷試験実施位置の直近で測量した地表面の沈下計測結果であり、図中には、埋立を行ったときの沈下予測（一次圧密沈下のみ）もプロットしている。図より、本地盤では一次圧密はほぼ終了していると考えられるが二次圧密沈下は継続していたことがわかる。ただし、載荷試験の開始前に沈下はほぼ収束しており、地表面の沈下の影響はないと考えられる。

図 3.42 の区間2および図 3.43 の区間6 に点線で囲んで示した載荷時に潮位による変動とは明かに異なる弾性的とも思える急激な沈下が計測されており、更新統粘土層に沈下が生じたと考えてよい。これらのことより、本稿では、本試験で計測した値は、載荷板を設置した更新統粘土層の沈下量と考えた。

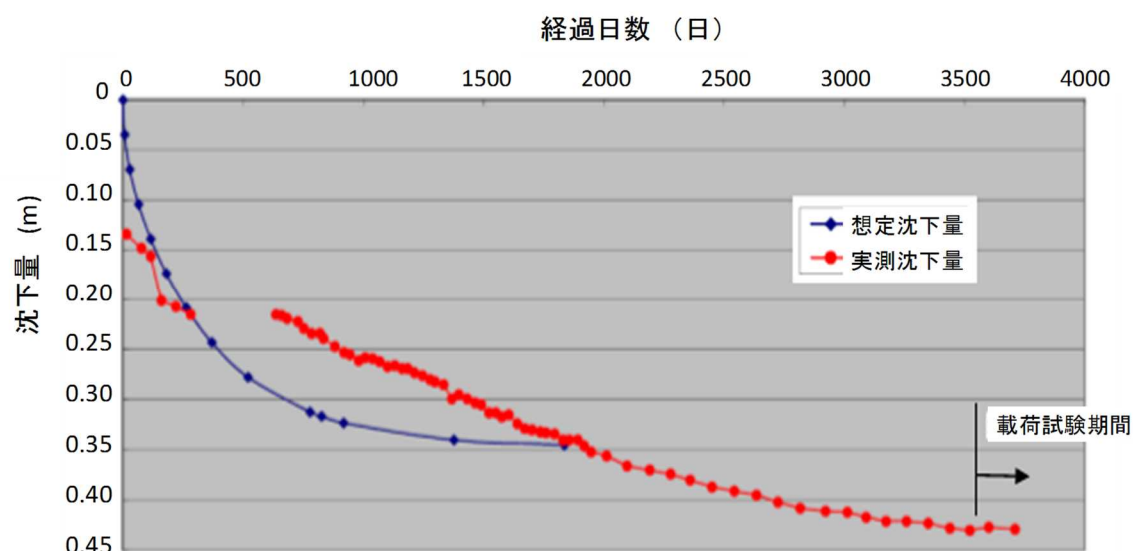


図 3.44 載荷試験実施位置近傍の地表面沈下測量結果

3.3.3.2 変位の測定値と潮位の連動

図 3.45 に第1段載荷直後の変位の測定値と潮位の関係を示した。前述したとおり、潮位のデータは、載荷試験位置から7km離れた小松島潮位観測所のものである。両者のタイムラグはほとんど見られず、潮位の変動量と測定値の変動量の割合もよく一致した。

潮汐の変動によって地盤が変位する事例は他にも指摘されている。例えば、図 3.46 は、東京湾沿岸に設置された地盤沈下観測井において観測された潮位と埋立地盤内における深層地下水面の水位状態および地盤沈下記録を示した例である¹⁵⁾。図 3.47 に地盤沈下観測井の構造図¹⁶⁾を示す。地盤の沈下観測は、地中の一定の地層まで挿入した鋼鉄製内管を不動のものとして、地表に設置したH型鋼の動きを測定している。

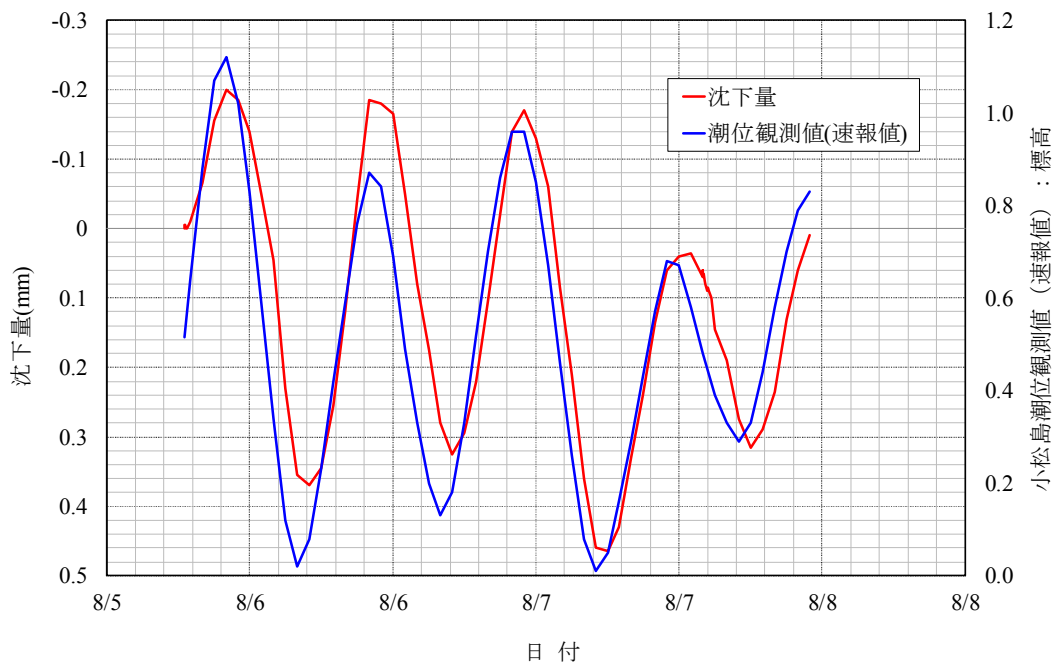


図 3.45 第1段載荷直後の沈下量と潮位

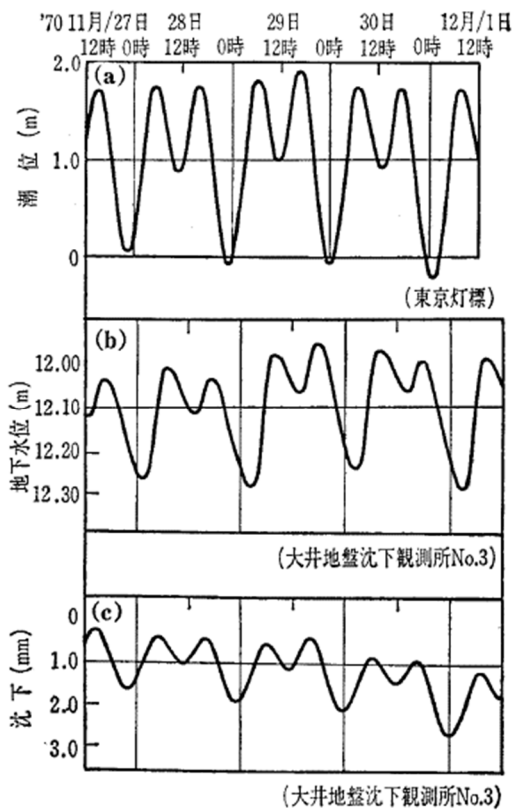


図 3.46 潮位・深層地下水位・地盤沈下の記録例¹⁵⁾

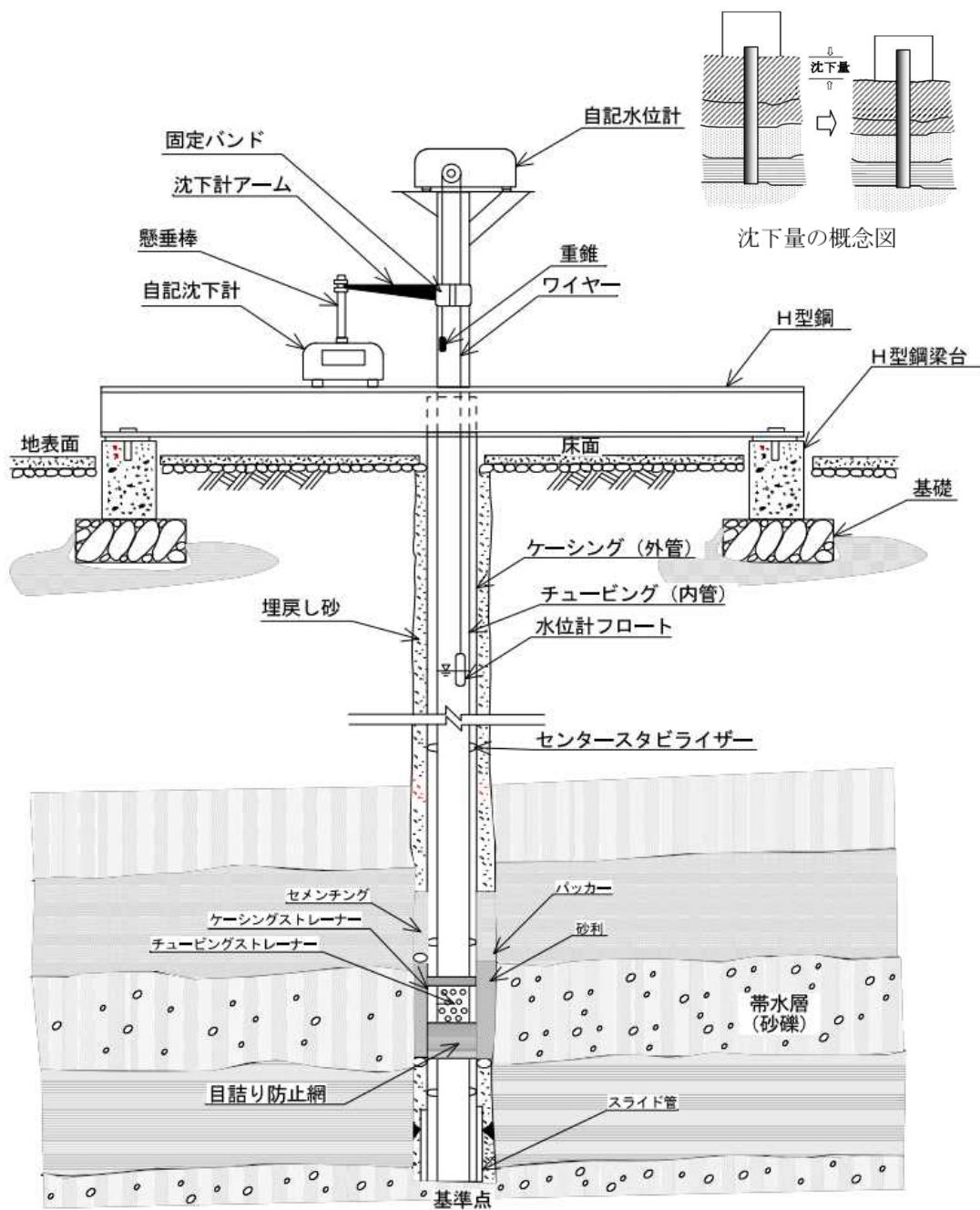


図 3.47 地盤沈下および地下水位観測井構造図¹⁶⁾

図 3.45 より、測定値と潮位がタイムラグもほとんどなくよく連動することから、連動の要因の一つとして、試験装置自体の潮位による変位や地盤の弾性的な変位が考えられる。以下に潮汐による変位量を試算する。

図 3.42 の区間 3 に示したように、潮位の変動量が約 1.9m の時、約 1.2mm の変位が観測されている。まず、試験装置が潮位の変動により変位したと考えると、図 3.34 に示す沈下計測ロッド SGP40A に作用する浮力 F は、

$$F = 2 \times 2 \times \pi \times 190 = 2,388 \approx 24(\text{N}) \quad \text{式 3.7}$$

鉄のヤング率 $E = 2.0 \times 10^5 (\text{N/mm}^2)$ 、ロッド長 $L = 68.27 (\text{m})$ とすると、ロッドの変形量 ΔL は、

$$\Delta L = 24 / (2.0 \times 10^5) \times 68.27 (\text{m}) \approx 0.08 (\text{mm}) \quad \text{式 3.8}$$

となり、実測値 1.2mm に対し 2 オーダー低い値となる。

次に、沖積層が弾性的に変形したと考える。地盤のヤング率は、微小な変形であるため、橋梁の建設予定地で計測された PS 検層の値を用いて変位量を試算すると表 3.6 のようになる。なお、土層の記号は図 3.7 に示した。

表 3.6 によると、地盤の変位量は、合計で約 4mm 程度であり、実測値の 1.2mm と変位量のオーダーが合う。これより、測定値の変動と潮位が連動する要因として、潮位の変動に伴う地盤の有効応力の増減が考えられる。

$\phi 40\text{mm}$ のロッドで約 70m という大深度の微小な沈下量を計測するという今回の困難な現場試験の限界とも言え、沈下と潮位の連動のメカニズムの解明は今後の課題である。

表 3.6 潮位による地盤の変位量の試算

土層	弾性波速度 $V_s(\text{m/s})$	ヤング率 $E \times 10^5$ (kN/m^2)	層厚 H (m)	変位量 ΔL (mm)
B	240	2.9	5.8	0.4
As1	210	2.6	5.8	0.4
Asc	160	1.4	5.0	0.7
Ac2	185	1.8	26.1	2.8
計			42.7	4.3

3.3.3.3 沈下の収束傾向

表 3.3 に示した室内長期圧密試験結果や図 3.44 に示す地表面の沈下測量結果からもわかるように、今回の沈下の計測結果に収束傾向が見られなかったことは、二次圧密による沈下が計測中生じたと想像できる。

3.3.3.4 室内圧密試験と現場載荷試験の比較

室内圧密試験結果と今回実施した現場載荷試験結果を比較する際には、両者の圧力増分 ΔP -ひずみ量 ε の関係を用いた。室内圧密試験結果は、現場載荷試験位置の直近でサンプリングした試料を用いて行ったものである。

ひずみ量 ε の算出には、下式を用いた。

$$\text{室内圧密試験} : \varepsilon = -\frac{\Delta e}{1+e_0} \quad \text{式 3.9}$$

$$\text{現場載荷試験} : \varepsilon = -\frac{\Delta L}{L_0} \quad \text{式 3.10}$$

ここに ΔL = 各載荷段階の最終沈下量(mm)

L_0 = 粘土の等価圧縮厚さ

式 3.9 の e_0 は、土被り圧 P_0 の時の e とし、載荷による圧力増分 ΔP -ひずみ量 ε の関係を求めた。また、式 3.10 の L_0 は、式 3.11 に示すプーシネスクの式により載荷板中心位置の地盤内応力分布を求め、これと等価な面積となる深さまでを等価圧縮厚とした。図 3.48 にプーシネスクの式による地盤内応力と載荷厚の関係を示した。

$$\sigma_z = q \left[1 - \left\{ \frac{1}{1 + \left(\frac{R}{z}\right)^2} \right\}^{\frac{3}{2}} \right] \quad \text{式 3.11}$$

ここに σ_z : 荷重中心線上の深さ z における地盤内応力(kPa)

q : 円形等分布荷重(kPa)

z : 地表面からの深さ(m)

R : 等分布円形荷重面の半径=125(mm)

図 3.48 より、プーシネスク式による地盤内応力と等価な面積となる等価圧縮厚さは、 $1.84R$ となり、概ね $2R$ = 載荷版の直径 = 250 (mm) であることから、 $L_0 = 250$ (mm) とした。

図 3.49 に室内試験と載荷試験のひずみ量の比較を示す。室内試験の初期間隙比には、掘削による応力解放を考慮せず、ひずみは、(土被り圧+圧力増分)における間隙比と初期間隙比から計算した。図 3.49 より、室内試験と載荷試験の沈下の傾向はよく一致することが分かった。載荷試験によるひずみ量は沈下が収束していない段階のひずみ量を便宜的に用いたものであり、ひずみ量の絶対値の単純な比較はできないが、室内圧密試験結果より大深度の更新統粘土層の沈下を判定することの妥当性が示されたと考える。

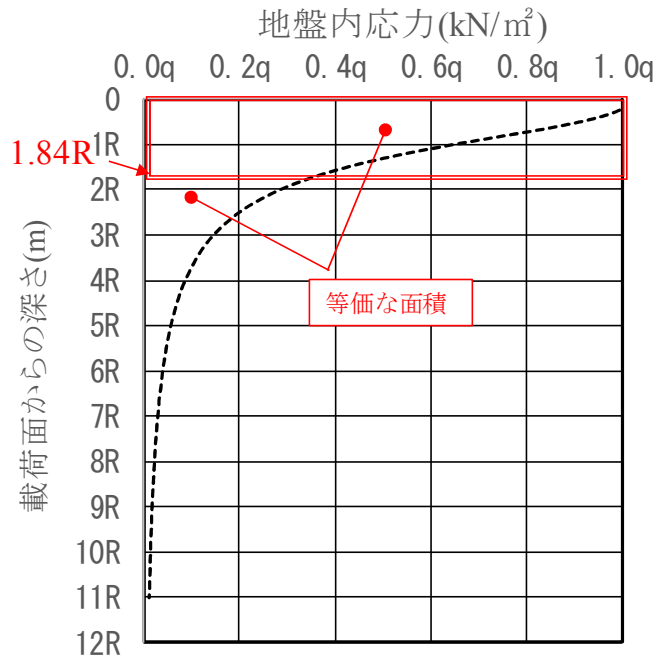


図 3.48 ブーシネスクの式より求めた地盤内応力

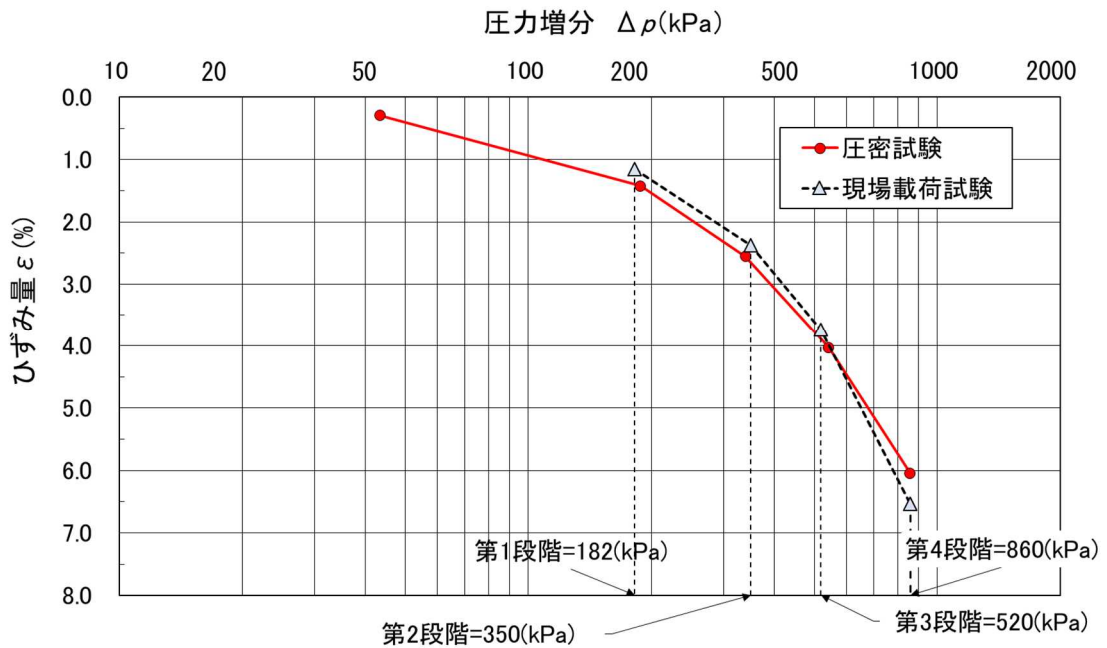


図 3.49 室内試験と載荷試験のひずみ量の比較

3.4 原位置載荷試験の数値解析と杭基礎施工時の沈下予測

数値解析は、原位置載荷試験結果をシミュレートできる解析モデルを選定し、選定した解析モデルを用いて杭基礎の沈下量を予測するという手順で行う。図 3.50 に解析のフローを示す。

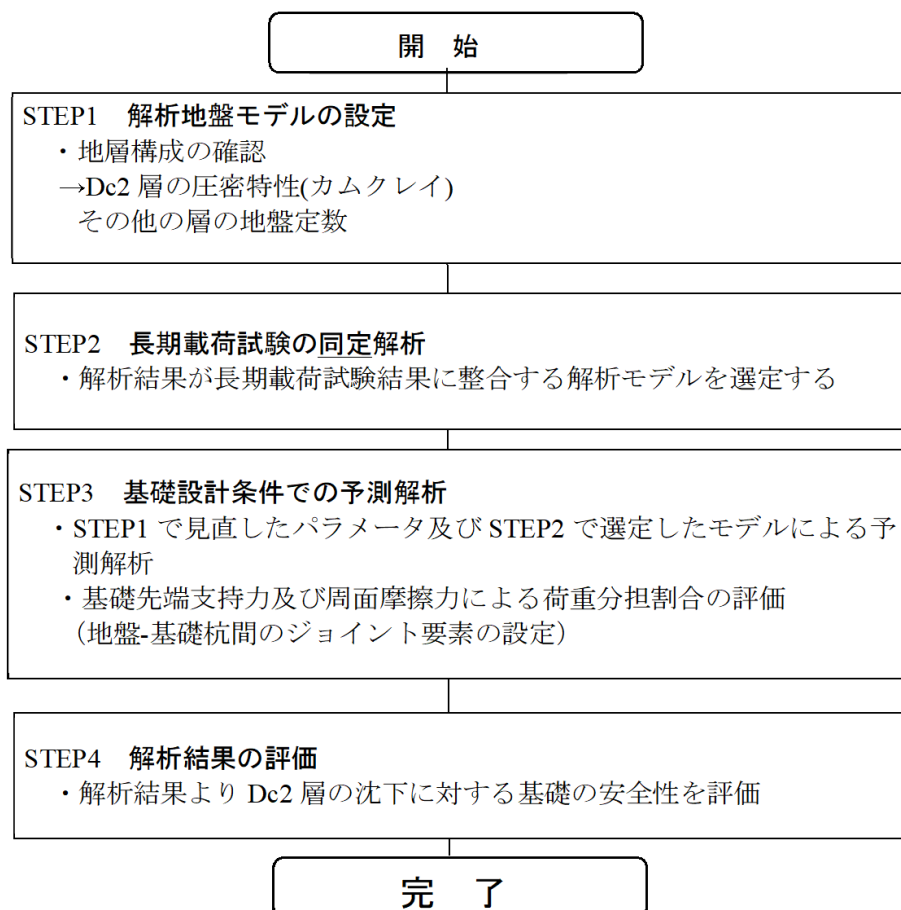


図 3.50 数値解析の検討フロー図

3.4.1 解析地盤モデルの設定と同定解析

地盤の構成モデルには、線形モデルとカムクレイモデル¹⁷⁾を用いた。図 3.51 に 1 次元状態における特徴的な応力・ひずみ関係を示す。線形弾性モデルは、(a) 図に示すような弾性体で応力～ひずみ間に載荷・除荷を問わず弾性係数 E が一定のモデルである。

これに対してカムクレイモデルは、(d) や (e) 図に示すように載荷・除荷があった場合にも地盤の応力・ひずみ関係が非線形であることをなるべく忠実に表現しようとする方法である。この時、非線形性については、図 3.52 に示すような等方圧密試験結果（いわゆる $e \sim \ln p$ 関係）の λ および κ を用いて表現している。

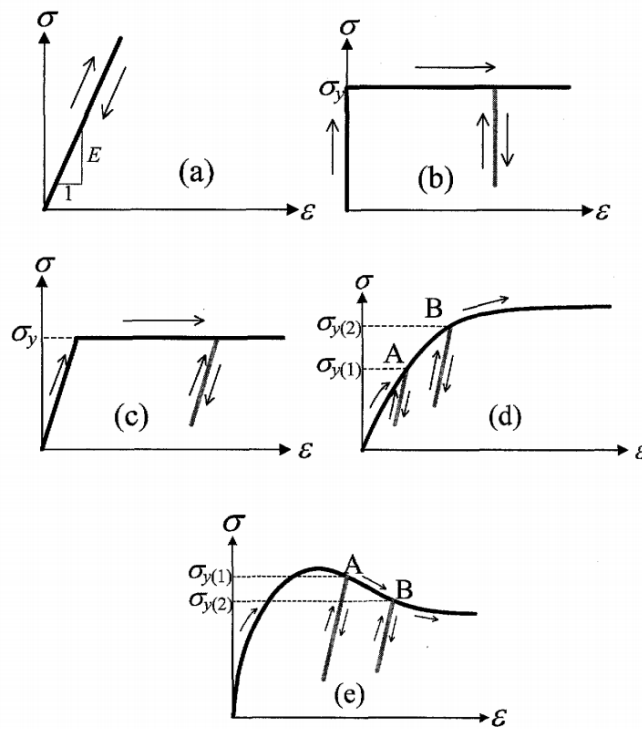


図 3.51 1 次元状態における特徴的な応力・ひずみ関係¹⁸⁾

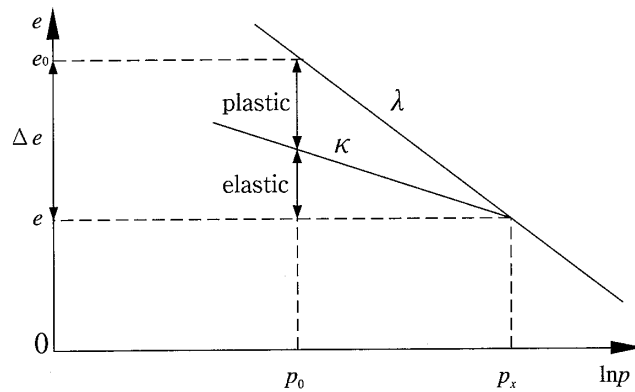


図 3.52 等方圧密・膨張試験結果¹⁹⁾

第3章 長大橋基礎設計のための更新統粘土層における原位置載荷試験の実施と評価

表 3.7 に室内土質試験より設定した更新統粘土層(Dc2)の地盤パラメータをまとめる。なお、弾性係数 E は、三軸圧縮試験(UU)の E_{50} の平均値より設定した。図 3.53 にカムクレイモデルのメッシュを示す。

表 3.7 Dc2 層の数値用解析地盤パラメータ

項目	単位	設定値	設定根拠
単位体積重量(γ_t)	kN/m ³	18.4	土質試験結果
塑性指数(I_p)		25.4	土質試験結果
圧縮指数(C_c)		0.458	圧密試験結果
膨潤指数(C_s)		0.046	C_c の 1/10
圧密降伏応力(p_c)	kN/m ²	889	図 12 の平均
過圧密比(OCR)		1.65	図 11
ポアソン比		0.333	
透水係数	m/sec	1.00E-09	圧密試験結果
内部摩擦角(ϕ)	°	29	三軸圧縮試験

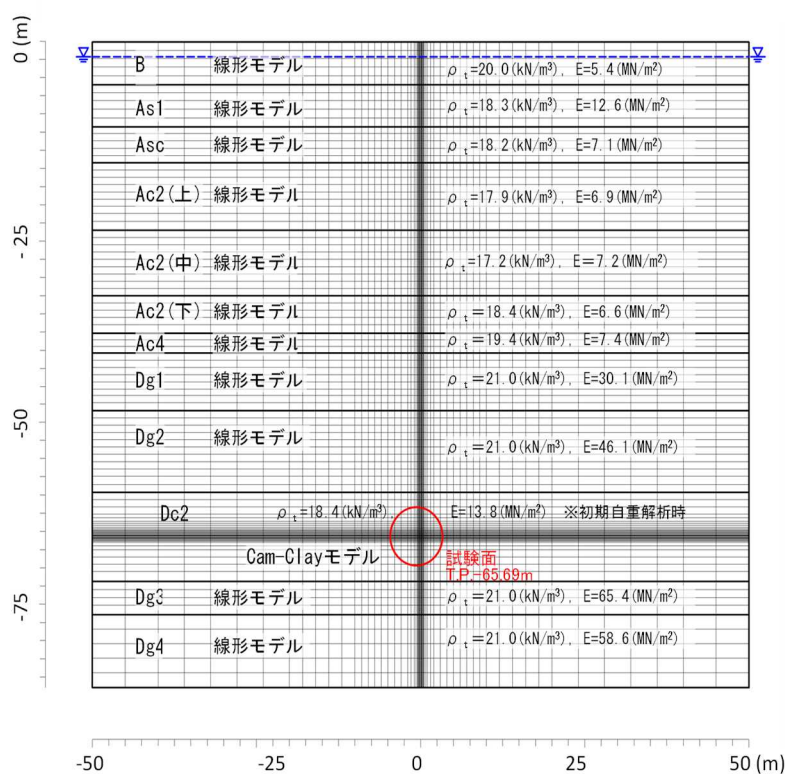


図 3.53 原位置載荷試験の解析に用いたメッシュと単位体積重量および弾性係数

第3章 長大橋基礎設計のための更新統粘土層における原位置載荷試験の実施と評価

また、図 3.54 に解析の手順を示す。図のように解析では、初期自重解析、掘削、各段階の載荷と放置をシミュレートした。各解析ケースの結果一覧（載荷荷重-沈下時刻歴関係）を図 3.55 に示す。なお、図 3.55 の下段は、中段の沈下時刻歴より各荷重段階の最終時点の変位量を結んだものである。各解析ケースの計算では、掘削による応力解放率を 0 として行った。解析結果の概要を以下に示す。

- 1) 各荷重段階で発生する沈下量の大部分は、全てのモデルにおいて荷重載荷時（直後）に発生し、次段階の荷重載荷直前には収束している。
- 2) カムクレイモデルを用いた場合、線形モデルよりも概ね観測記録に近い結果が得られている。

実際の基礎の荷重を考えると第 1 段階の荷重程度であると予想され、過圧密領域のものと考えられるが、カムクレイモデルは、過圧密領域のパラメータで計算されるため、基礎の沈下をシミュレートできると考えられる。これより、橋梁基礎設計条件での予測解析にカムクレイモデルを用いる。

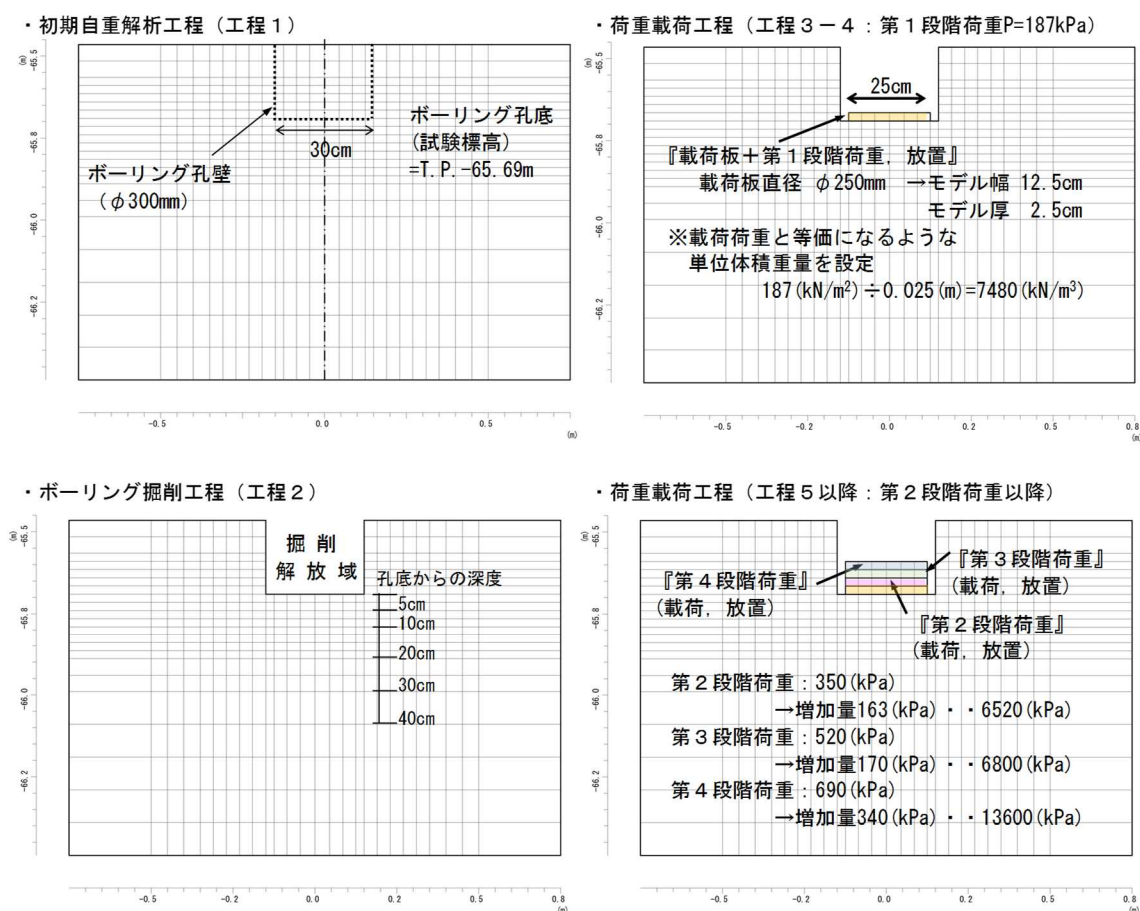
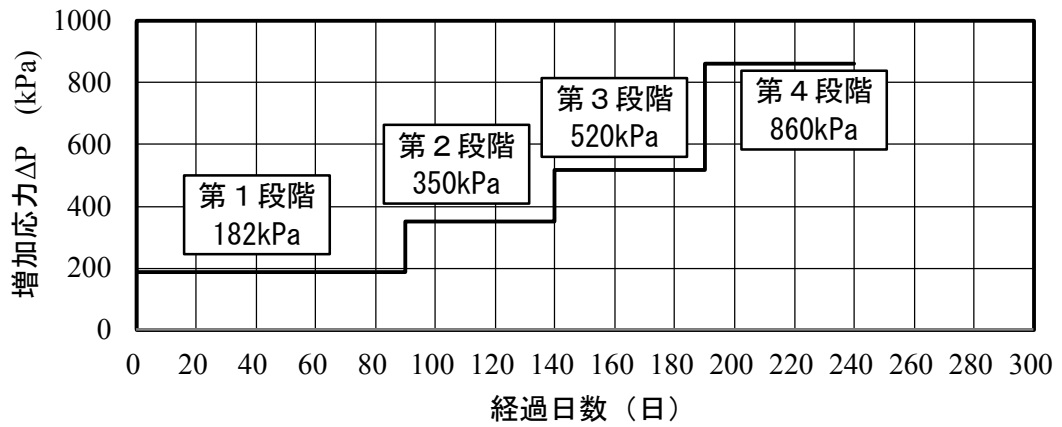
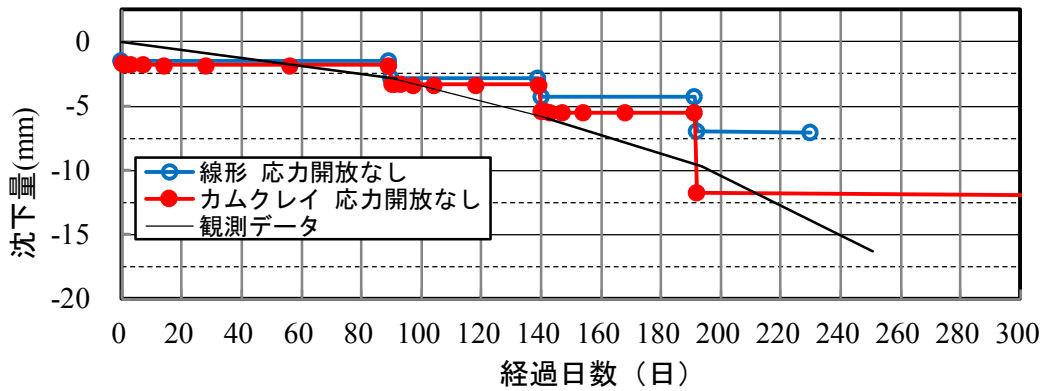


図 3.54 原位置載荷試験の解析の手順

I) 荷重載荷集積図



II) 解析結果(変位時刻歴図)の集積図



III) 各載荷工程の観測最終時点の変位量を結んだ変位時刻歴の集積図

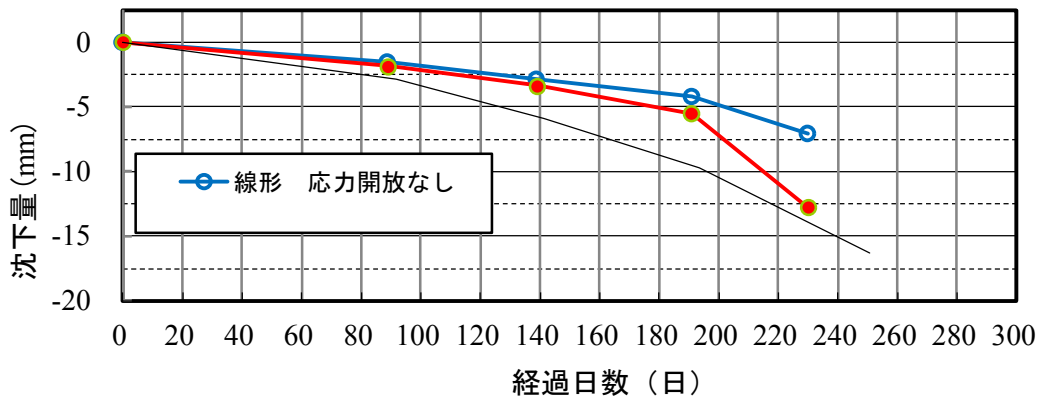


図 3.55 原位置載荷試験の解析結果と観測データの比較 (沈下時刻歴)

3.4.2 基礎設計条件での予測解析

橋梁の沈下予測解析は、基礎杭底面と北島層更新統粘土層 (Dc2 層) の上面までの距離が最も短い橋脚 (P9) を対象とした。

検討対象地付近の地層構成および検討した橋脚を図 3.56 に示すが杭基礎形式は鋼管矢板セルで、杭径 1000mm、杭長は 38.0m、セルの直径は 16.11m である。杭は、更新統砂礫層 (Dg2 層) に支持され、杭の下端から Dc2 層の上端までの距離は 8m となっている。

図 3.57 は、解析に用いたメッシュである。モデルの作成に当たっては、杭の周面摩擦力を表現するため、杭と地盤との間にジョイント要素を設けた。ジョイント要素のせん断剛性は、地盤のせん断剛性と同等の値、開閉剛性は、水の体積弾性係数の 100 倍 (2.22×10^8) と十分大きな値を採用した。

荷重は、橋脚にかかる総荷重 = 93,000 (kN) を基礎杭の本数 38 本で除して 1 本あたり 2,447kN とし、この荷重を 1 年間かけて線形に増加して載荷した。

図 3.58 は杭基礎の沈下量の計算結果である。図のように施工終了時 (360 日) から 20 年間の残留沈下量は約 2cm と微小な値となり、本基礎構造は支持層の下にある更新統粘土層の沈下に対して十分安全であると予測された。

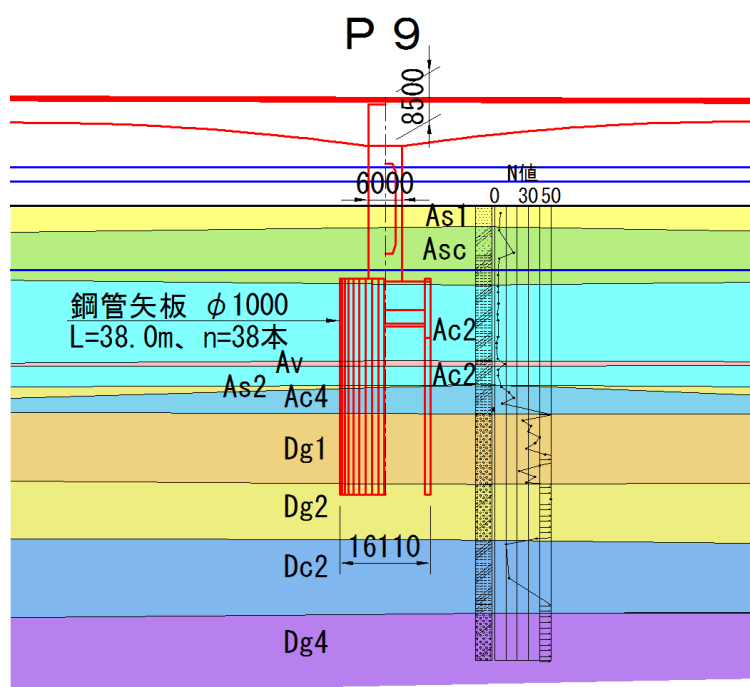


図 3.56 検討を行った橋脚基礎 (P9) の断面

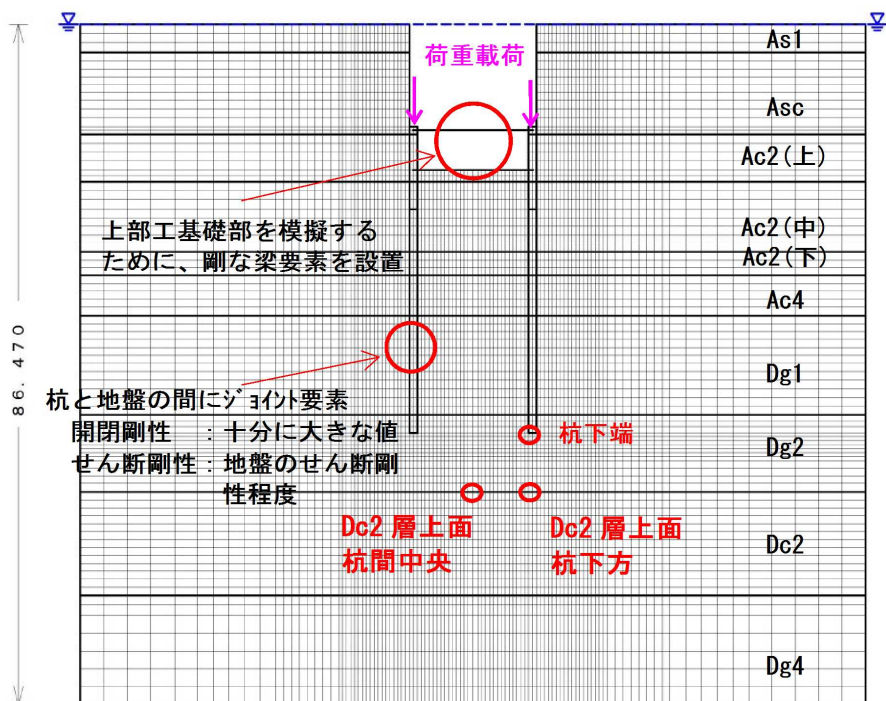


図 3.57 橋脚基礎の解析メッシュ

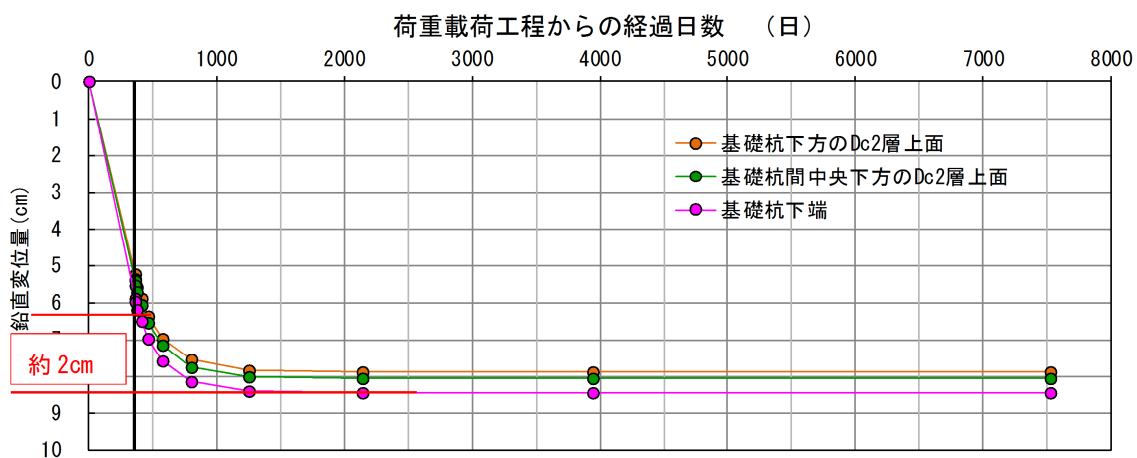


図 3.58 橋脚基礎の時間－沈下関係（解析結果）

3.4.3 二次圧密の影響

カムクレイモデルを用いた計算では二次圧密による沈下は含まれない。しかし、実測値では、時間とともに沈下が進行しており、二次圧密による影響を検討する。

以下に実測値と解析値の比較検証を行う。解析値は、線形モデルによる弾性変形量に室内土質試験より求めた二次圧密係数から算出する二次圧密量を加えて算出する。

前述したとおり二次圧密係数 C_{α} には、間隙比 e で表現する $C_{\alpha e}$ と沈下ひずみ ε で表現する $C_{\alpha \varepsilon}$ があるが、せん断変形の影響が大きいと考えられる今回の載荷の境界条件ではひずみによる $C_{\alpha \varepsilon}$ を使用する方が妥当であると考えられるため、本稿では二次圧密沈下量の計算には、ひずみによる $C_{\alpha \varepsilon}$ を用いる。

二次圧密沈下量は式 3.12 により求める。

$$S_s = C_{\alpha \varepsilon} h \log t/t_0 \quad \text{式 3.12}$$

- ここに S_s : 二次圧密沈下量(mm)
 $C_{\alpha \varepsilon}$: ひずみによる二次圧密係数
 h : 粘土層厚(mm)
 t : 時間(日)
 t_0 : 二次圧密の開始時間(日)

である。計算において、以下のように仮定した。

- 1) 沈下量：沈下量は、載荷重による体積ひずみ、せん断ひずみ、繰返し荷重によるせん断ひずみの和であると考えられるが、二次圧密係数と荷重の関係の傾向を調べるため、弾性解析によるひずみ量と二次圧密によるひずみ量の和と実測沈下量を比較する。
- 2) 二次圧密係数 $C_{\alpha \varepsilon}$ ：表 3.3 に示す今回実施した室内長期圧密試験結果のうち、ひずみで表現した $C_{\alpha \varepsilon}$ の平均値 $=2.1 \times 10^{-3}$ を用いた。
- 3) 粘土層厚 h ：載荷幅と同じ $H=250\text{mm}$ とする。
- 4) 二次圧密の開始時間 t_0 ：第 1～第 4 の各段階で新たな荷重で二次圧密が開始されると考え、各段階の載荷を始めた時を開始時間 t_0 とする。

図 3.59 に解析と載荷試験における実測による経過日数－沈下量の比較図を示す。二次圧密による沈下を考慮した解析値は、実測値とよく一致した。

以上より、室内の長期圧密試験で求めた二次圧密係数を用いて計算した二次圧密沈下量は、載荷試験の沈下をよく説明できたと考え、同様の計算を基礎設計条件に適用すると次のようになる。

$$S_s = C_{\alpha c} h \log t / t_0 \quad \text{式 3.13}$$

$$= 2.1 \times 10^{-3} \times 15(\text{m}) \times \log(10/3)$$

$$= 16.5(\text{mm})$$

ここに S_s : 二次圧密沈下量(mm)

$C_{\alpha c}$: 二次圧密係数 = 1.9×10^{-3}

h : 粘土層厚 = 15(m) ; 北島層更新統粘土の最大層厚

t : 10年

t_0 : 二次圧密の開始 = 3年 (図 3.58 より)

試算の結果、10年間で約 16mm であり、橋梁の基礎に与える影響はないと判断した。

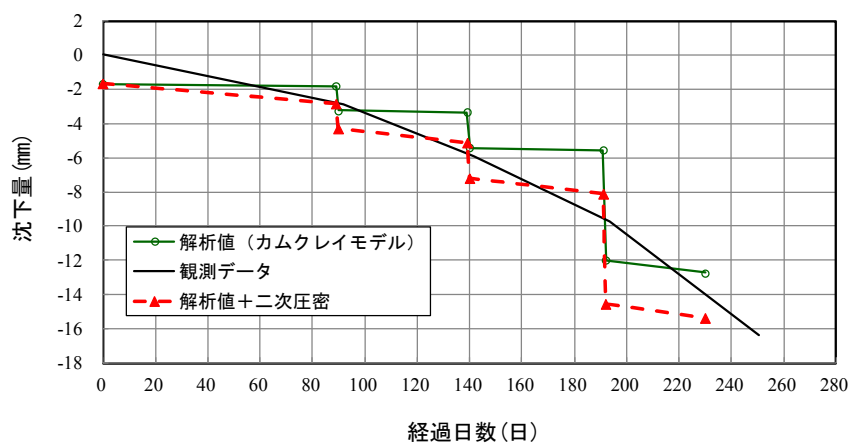


図 3.59 載荷試験における実測値と解析値の経過日数－沈下量関係の比較図

3.5 まとめ

本報告は、徳島県の吉野川河口域を横過する長大橋の設計に関連して、想定した支持層の下に堆積する北島層更新統粘土層の沈下の可能性を検討したものである。不攪乱試料による一連の土質試験を実施するほか、深度-70mに堆積する更新統粘土層に載荷板で直接荷重を作用させ、長期的な沈下量を観測して基礎の沈下に対する安全性を照査した。以上の検討より、得られた知見をまとめると以下ようになる。

- 1) 北島層更新統粘土の不攪乱試料を用いた室内土質試験の結果より、圧密降伏応力は土被り圧に対して、1.2~2.0程度の過圧密であった。また、土田らが示した方法等により堆積構造の影響を定量的に検討した結果、堆積構造の影響は小さいと判定され、高位な構造を有する大阪湾更新統粘土とは明確に異なっていた。
- 2) 直径250mmのボーリング孔を利用して更新統粘土の原位置載荷試験を実施した。粘土の載荷試験における等価圧縮厚さを直径と同じ250mmとし、掘削による応力解放を無視して室内圧密試験と現場載荷試験の沈下量をひずみ量で比較した結果、応力増分とひずみの関係はほぼ同様であった。臨海部の長大橋の基礎直下に堆積する更新統粘土においても沈下の判定に室内圧密試験結果を用いることができることを原位置載荷試験により確認できた。
- 3) 原位置載荷試験において、潮位と連動した周期的な沈下計測値の変動が観測された。他にもこのような事例は見られるが、変動が発生する明確なメカニズムの解明には至らなかったため、沈下予測はこの変動分を考慮せず行った。本現象が生じる可能性の一つとして、潮位による有効応力の増減による地盤の弾性的な変位が考えられるが、この点について今後さらに検討する必要がある。
- 4) 長期的に沈下が継続し、収束する傾向は見られなかった。また、試験の最終段階で除荷を試みたが、沈下の停止やリバウンド等の現象は見られなかった。収束する傾向のない継続的な沈下は、二次圧密的な沈下が生じたと考えられる。
- 5) 原位置載荷試験の時間-沈下曲線を同定するため、北島層更新統粘土に線形モデル、カムクレイモデルの2モデルを適用し、数値解析を行った結果、カムクレイモデルを適用することによって、原位置載荷試験結果をよく再現することができた。
- 6) 北島層更新統粘土にカムクレイモデルと原位置載荷試験の解析で同定したパラメータを適用し、基礎設計条件で予測解析を行った結果、施工終了時からの残留変位量は約2cmと微小な結果となり、対象橋梁は沈下に対して十分安全なことが予測できた。
- 7) 載荷試験による実測値と解析値（線形解析+室内長期圧密試験による二次圧密係数での沈下量）の試算結果はよく一致した。室内試験による二次圧密係数で二次圧密沈下量を試算した結果、10年間で約16mmと微小であり、二次圧密沈下に対しても安全なことが予測できた。

- 8) 本報告のようにボーリング孔を利用し深層の粘土層に直接載荷を行って沈下量を観測することは、大深度の粘土層の沈下を検討するための有力な方法のひとつと考えられる。ただし、前述した潮位による計測値の変動や沈下に収束傾向が見られなかったことなど十分には解明できなかった点について今後の検討が必要である。

参 考 文 献

- 1) 飯田浩貴, 和田吉憲: 吉野川渡河部に係る吉野川大橋(仮称)の設計, 基礎工, 48巻, 5号, pp.75-77, 2017.
- 2) 松方健治, 前田良刀, 坂東蒼浩, 白井康夫, 高野公作, 土田孝: 道路橋基礎の沈下予測のために実施した大深度更新統粘土層における原位置載荷試験とその評価, 地盤工学ジャーナル, Vol13, No.4, pp.431-446, 2018.
- 3) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説IV, p.278, 2012.
- 4) 奥村樹郎: 粘土の攪乱とサンプリング方法の改善に関する研究, 港湾技研資料, No.193, 1974.
- 5) 地盤材料試験の方法と解説, p.513, 2009.
- 6) 宇高薫, 土田孝, 渡部要一, 田中政典, 今井遥平: e -log P 曲線を用いた簡易モデルによる自然海成粘土地盤における構造の評価, 地盤工学ジャーナル, Vol7, No.4, PP527-542, 2012.
- 7) 土田孝: 海成粘土地盤の自然間隙比と土被り圧の関係に関する統一的な解釈, 地盤工学会論文報告集, 41(1), 127-143, 2001.
- 8) Leroueil, S., Hamouche, K., Tavenas, F., Boudali, M., Locat, J., Virely, D., Roy, M., La Rochelle, P. and Leblond, P.: Geotechnical characterization and properties of a sensitive clay from Québec, *Characterization and Engineering Properties of Natural Soils*, 1, 363-394, 2003.
- 9) Leroueil, S., Kabbaj, M., Tavenas, F. and Bouchard, R.: Stress-strain-strain rate relation for the compressibility of sensitive clays, *Géotechnique* 35, No.2, 159-180, 1985.
- 10) 横山達也, 松濤聡, 奥村清: 徳島平野の沖積層の形成過程, 地学雑誌, 99-7, pp.43-57, 1990.
- 11) 松方健治, 土田孝: 薄層支持となる橋梁杭基礎下の洪積粘土層の圧密特性について, 土木学会第71回年次学術講演会(CD-ROM), III-155, 2016.
- 12) 土田孝, 野口孝俊, 渡部要一: 東京湾の海底地盤から採取した不攪乱粘土試料の各種強度試験に基づいた品質評価, 地盤工学ジャーナル, Vol.12, No.1, 135-149, 2017.
- 13) Mesri, G. and Choi, Y. K.: Settlement analysis of embankments on soft clays, *Journal of the Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol.111, No.4, pp.441-464, 1985.
- 14) 山口柏樹: 土質力学(全改訂), 技報堂出版, pp.347-348, 1984.
- 15) 清水恵助: 東京湾における埋立地盤の性状, 土と基礎, Vol.21, No.6, pp.45-52, 1973.
- 16) 東京都港湾局: 平成29年東京港地盤沈下及び地下水位観測調査結果, <http://www.kouwan.metro.tokyo.jp/business/H29jibantinkakansokunenpou.pdf>, 2018.
- 17) Roscoe, K.H., Schofield, A.N. and Wroth, C. P., Yielding of clays in states wetter than critical, *Geotechnique*, 13,3, pp.211-240, 1963.
- 18) 中井照夫: 講座: 地盤の構成モデル最前線 2. 弾塑性論の解説とカムクレイモデルの適用性, 土と基礎, Vol.59, No.4, pp.47-55, 2011.

- 19) 松岡元：地盤工学の新しいアプローチ， p.47,2003.

第4章 供用中の盛土からの採取土試料を用いた飽和・不飽和状態の強度特性

4.1 はじめに

近年、高速道路本体の構造物のうち、盛土などの土構造物においては、豪雨による地下水の上昇や地震による揺れがのり面崩壊の主因となっている場合が多くみられ、長期の通行止めに至るケースが起こっている。

これと並行して高速道路は、昭和38年の名神高速道路の開通から50年を経た現在、老朽化の進展とともに厳しい使用環境にさらされていることによる変状の増加や新たな変状の発生などが顕在化してきている。

東日本・中日本・西日本高速道路株式会社では、豪雨時、地震時においても高速道路ネットワークの機能を維持することを目的として、「高速道路資産の長期保全及び更新のあり方に関する技術検討委員会(2014年1月)」の提言を受け¹⁾、「高速道路リニューアルプロジェクト」が計画されている²⁾。

今後15年間で切土・盛土などの土工構造物の大規模修繕の事業延長は、約1,230kmが見込まれている¹⁾。

高速道路は、標準的なのり面勾配と締固めの管理を行うという手法で、建設が行われてきた。しかし、維持管理の時代を迎え、既存の高速道路盛土の安定性を検討し補強により安全性を向上する対策を検討する場合には、盛土を構成する地盤の強度定数に関する情報を把握し、豪雨時や地震時の安定性を照査する必要が生じてきている。言い換えれば、“仕様規定”から“性能規定”への移行である。

この際に、長大な路線長となる高速道路ではすべての対象個所で地盤調査を行って強度定数を求めることが難しいため、安定性を検討すべき箇所を抽出し詳細検討の優先順位付けを行う段階で、既設盛土の強度定数の代表的な値(参考値)が示されていれば非常に便利である。

盛土の強度定数の参考値として、東日本、中日本、西日本高速道路株式会社による「設計要領(以下、設計要領)」では、表4.1が示されている³⁾。ただし、表4.1に示される地盤の強度定数は、圧密非排水せん断条件における概略的な値であり、盛土に対する地下水、湧水などの影響は考慮していないとされている。表4.1に示された値はせん断抵抗角、粘着力ともに様々な状態で存在する盛土の一般値を示したものであり、高速道路盛土の調査結果に基づき、既設盛土の現状に近い参考値があれば、実務上、きわめて有用であると考えら

れる。本研究は、表 4.1 に示されている参考値を補完する目的から、既存の高速道路盛土から採取した試料を用いて、飽和および不飽和状態で三軸圧縮試験を行い、求められた強度定数について検討を行った⁴⁾。

高速道路盛土が建設後に経年劣化、豪雨、地震を受けたときの飽和度とせん断力の関係を図 4.1 に模式的に示す。道路盛土の施工においては、過去の施工実績から、転圧力 200kN 級の振動ローラを用い施工層厚 30cm の施工を実施すれば、供用時に重大な問題が生じることが少ないとされている³⁾。このことから施工直後は、盛土は最も安定した状態であったと考えられるが、供用開始後、特に法表面においては降雨と乾燥による乾湿の繰返しにより劣化するとともに盛土内部の飽和度が施工直後から徐々に増加するため、せん断強度が低下する。それに加え排水施設の機能低下等も同時に発生することも考えられる。そして、豪雨によって盛土内の地下水位が上昇し、飽和に近い状態になって崩壊に至る場合があると考えられる。これに対して、盛土内からの排水対策を行った場合は、盛土の飽和度が下がり、盛土施工時に近い強度まで回復することが想定される。豪雨に対する高速道路盛土の補強、修繕を検討する際には、飽和度と強度に関するこのような関係を考慮する必要がある。

表 4.1 設計要領による高速道路盛土の土質定数³⁾

種 類	状 態	せん断抵抗角 (deg)	粘着力 (kPa)
礫および礫まじり砂	締固めたもの	40	0
砂	締固めたもの	粒径幅の広いもの	0
		分級されたもの	0
砂質土	締固めたもの	25	30 以下
粘性土	締固めたもの	15	50 以下
関東ローム	締固めたもの	20	10 以下

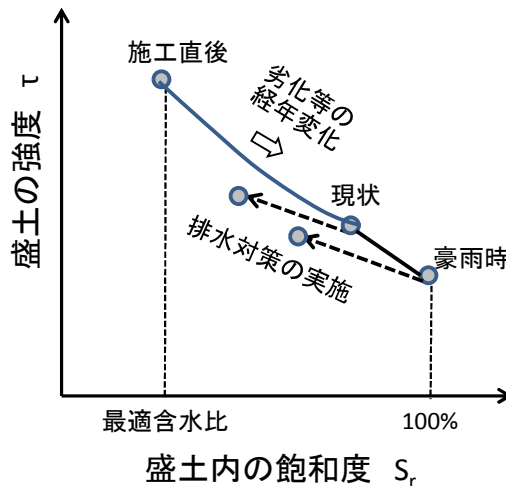


図 4.1 盛土内の飽和度と強度

また、近年、地震時の盛土の安全対策として盛土についてもレベル2地震動に対して耐震性を確保する必要性が指摘されている⁵⁾。具体的な検討方法としては、盛土高が15mを超えるような高盛土を対象に、レベル2地震動に対して盛土条件や地形・地質等を考慮し、盛土の残留変位量を算出する手法が、設計要領に示されている³⁾。この検討を行う場合の強度定数としては、地震発生時の飽和度における非排水条件下での粘着力とせん断抵抗角が必要である。

高速道路盛土は一般的に不飽和状態となっている。不飽和土の有効応力としては以下に示す Bishop⁶⁾の式がよく用いられている。

$$\sigma' = (\sigma - u_a) + \chi(u_a - u_w) \quad \text{式 4.1}$$

ここに、 σ' は不飽和土の有効応力、 σ は全応力、 u_a と u_w はそれぞれ間隙空気圧と間隙水圧、 χ はサクシオンと水分量(飽和度)によって変化することが知られている^{7) 8)}。

不飽和土の強度を厳密に議論するには、いくつかのサクシオンで基底応力の異なる複数個の三軸圧縮試験を行う必要があり、実際の盛土構造物がさまざまな種類の現地発生土で構築されていることを考えると試験には多大な労力を要する。さらに、盛土内の原位置でのサクシオンと水分量を正確に予測することも難しいので、式 4.1による有効応力を用いた安定解析は実用的とはいえず、実務設計では全応力解析を用いるのが一般的である。

高速道路盛土の材料としては、通常細粒分を含む砂質土が用いられることが多い。これらの土質は地震時等のせん断時には非排水条件と考えられるため、強度定数としては原位置の拘束圧による圧密後の非排水強度を表す c_{cu} と ϕ_{cu} が用いられている。以上の観点から本研究では c_{cu} と ϕ_{cu} に関して整理を行い、さらにせん断中に測定したサクシオンにより、有効応力に関する強度定数 c' 、 ϕ' について整理を行った。

盛土の安定を検討する際には、地盤強度の不均質性は重要な条件の一つであるが、既設の高速道路盛土の地盤強度の不均質性について報告した例は少ない。秦らは、空港盛土の土質試験データを収集し、地盤強度特性やその不均質性に関する検討を行った⁹⁾。さらにその結果を用いて、盛土内の強度定数のばらつきを考慮したモンテカルロシミュレーションを行って高速道路盛土の地震時の安定性を評価している¹⁰⁾。本研究では、高速道路盛土の土質試験データを用いて、強度特性とともに不均質性について検討を行った。

高速道路リニューアルプロジェクトでは、高速道路盛土に関しては、被災件数および崩壊規模を考え、図 4.2 に示すように「粘性土」、「まさ土」、「山砂」、「泥岩」、「シラス」といった材料を用いた盛土は崩壊に対するリスクが高く、事前対策を検討する必要があるとしている¹¹⁾。また、図 4.3 に盛土材料別の1件あたり被災土量を示す。「まさ土」、「泥岩」、「シラス」で多くなっている。本研究においてもこれらの盛土材料を中心に検討を行った。

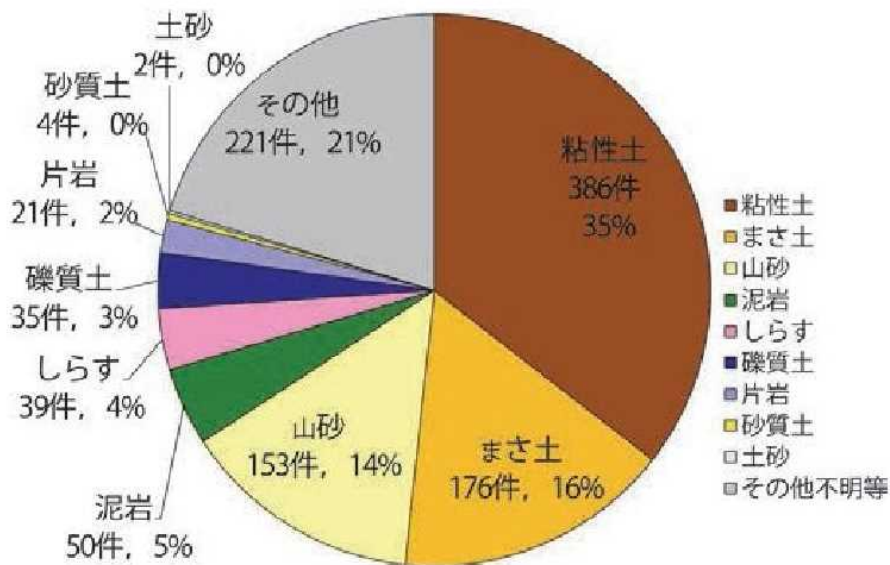


図 4.2 盛土材料別の被災件数¹¹⁾

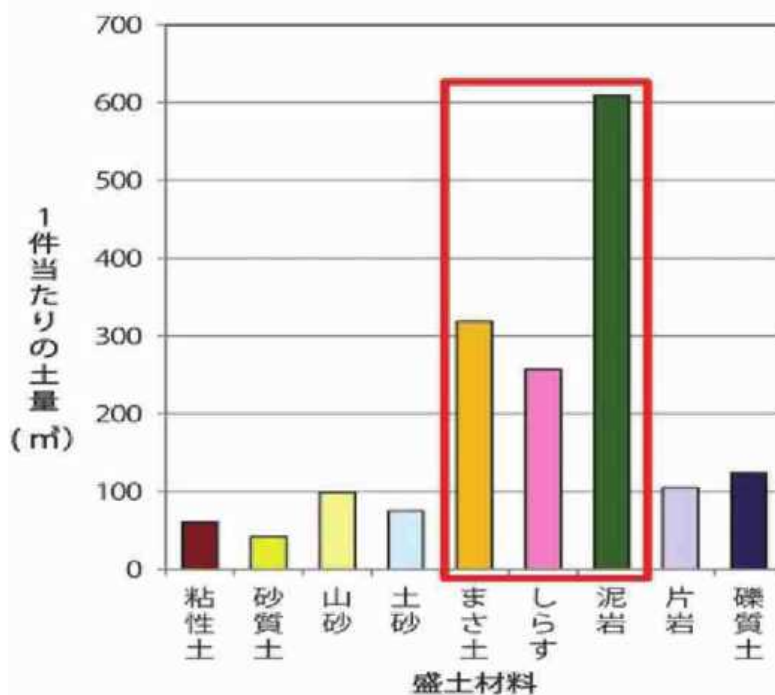


図 4.3 盛土材料別の1件あたり被災土量
(盛土材料別の被災土量の合計÷被災件数)

4.2 三軸圧縮試験の方法

4.2.1 試料の採取と供試体作成方法

図 4.4 に試料の採取から三軸試験供試体の作成までのフローを示した。三軸圧縮試験用の試料は、φ115mmのコアチューブを利用した無水掘り（攪乱試料）により採取し、盛土内で同一な土性のものを攪拌混合して供試体の作成を行った。三軸圧縮試験のための供試体は、供用中の盛土の現状を再現するため、不攪乱試料を用いて、現地の乾燥密度を求め、これを基準に締め固めて作成した。

締め固め法は、モールド内に3層に分けて試料を入れ、各層ごとに突き棒で締め固める静的な方法を用いた。三軸圧縮試験のための供試体の作成は、現状の盛土の密度とするため、不攪乱試料より求めた基準密度で締め固めた。また、不飽和の試料は、図 4.1 に示す排水対策実施後の状態を再現するため、自然含水比以下で含水比の調整を行い、供試体作成後に含水比を測定して飽和度を算出した。図 4.5 に現地で採取したときの試料の飽和度のヒストグラムを示す。図のように、飽和度は55～95%の範囲に分布しており、採取した試料30個の平均値は78%であった。

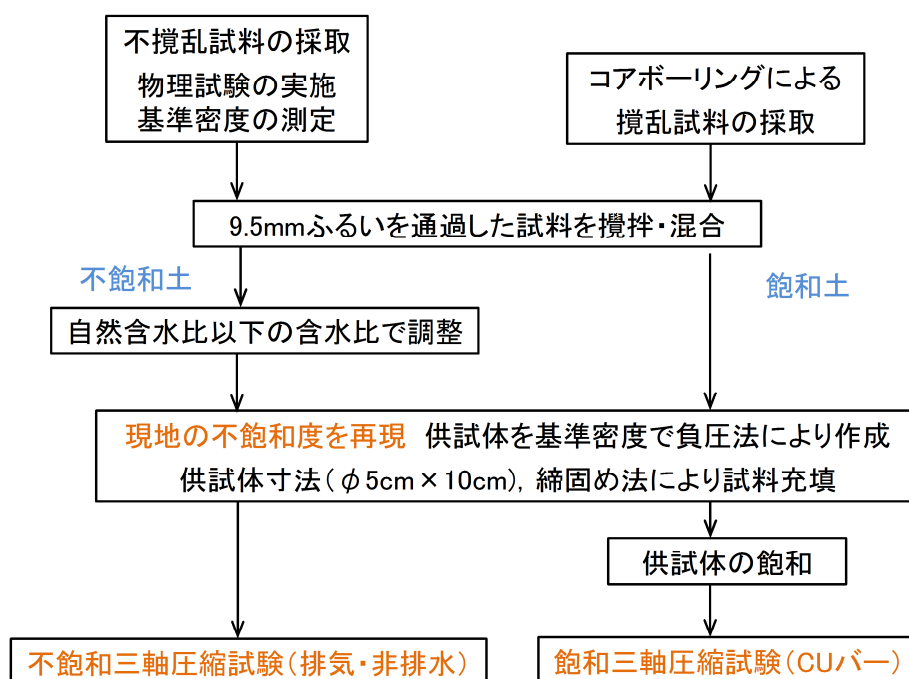


図 4.4 試料の採取と三軸試験供試体作成の方法

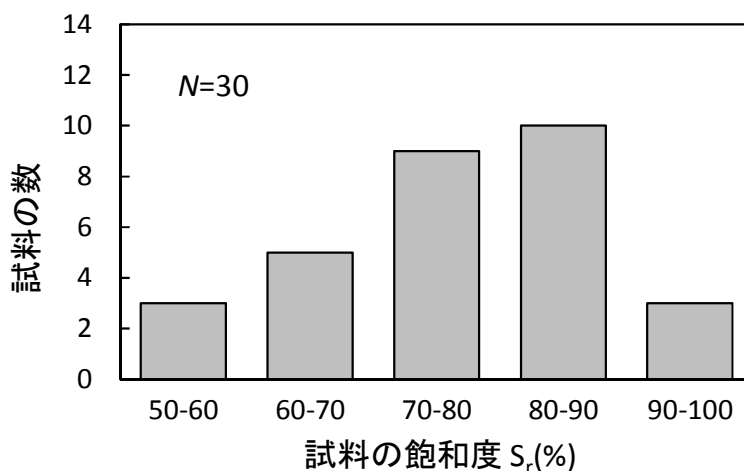


図 4.5 盛土から採取した試料の飽和度の分布

4.2.2 試験項目と三軸圧縮試験の試験条件

表 4.2 に三軸圧縮試験の試験条件をまとめる。飽和土の三軸圧縮試験のせん断過程の排水条件は、非排水強度と有効応力に関する強度定数を求めるため CU バー条件とした。また、不飽和土の三軸圧縮試験のせん断過程は排気・非排水条件(サクション測定)で試験を実施した。なお、沖縄地区の粘性土は、せん断過程で排気がほとんど生じないと考え、通常の CU バー試験(圧密非排水試験)を行った。また、九州地区の火山灰質砂の不飽和土では試験が実施されていない。

試験で用いた試料は、いずれも粒径幅の広いものであり、9.5mm ふるいを通過した試料を用いて実施し、供試体寸法は最大粒径の 5 倍程度の $\phi 5\text{cm} \times$ 高さ 10cm である。

圧密時間は飽和土、不飽和土ともに、基本的に 24 時間とし、一次圧密が終了しない場合は一次圧密終了まで継続することとしたが、ほとんどのケースで 24 時間以内に一次圧密が終了した。軸圧縮時のひずみ速度は 0.1%/min である。

表 4.2 三軸圧縮試験条件

地区	土質	飽和土	不飽和土
沖縄	粘性土	CU バー	CU バー
九州	火山灰質砂		—
中国	まさ土		排気・非排水
関西	礫質土(泥岩)		排気・非排水

4.2.3 強度定数の算出方法

高速道路盛土の強度定数としては一般に CU 三軸試験結果から求めた c_{cu} と ϕ_{cu} が用いられている。CU 三軸試験結果から物理的に意味のある ϕ_{cu} の求め方について、地盤工学会の地盤材料試験の方法と解説では、図 4.6 を用い以下の三つの考え方を示している¹²⁾。

- ① モール円上のすべり面を表す点 A を、圧密応力 σ_r の真上にもってきて、これを連ねた線を引く。
- ② モール円の直径 $(\sigma_a - \sigma_r)_{max}$ を 3 等分し、原点に近い 3 等分点の真上の点 B を σ_r の真上に持ってきてこれを連ねて線を引く。
- ③ モール円の頂点の縦距離、すなわち $(\sigma_a - \sigma_r)/2$ を σ_r の上にとり、これを連ねて線を引く。

これら三つの方法の意味と問題点を以下に説明する。(中略)②は平均主応力面上の応力を表しており、その角度は約 55° であるから実際の破壊面に近く、誤差は小さい。(後略)」

そこで、本研究では、飽和土、不飽和土ともに、②の方法によって c_{cu} と ϕ_{cu} を求めた。以上のように求めた c_{cu} と ϕ_{cu} は、等方圧密圧力と圧密後に圧縮せん断したときのせん断面に発揮されている非排水せん断強度との関係を表しており、 c_{cu} は圧密圧力が 0 の時の非排水強度、 $\tan\phi_{cu}$ は圧密による強度増加率を意味している。

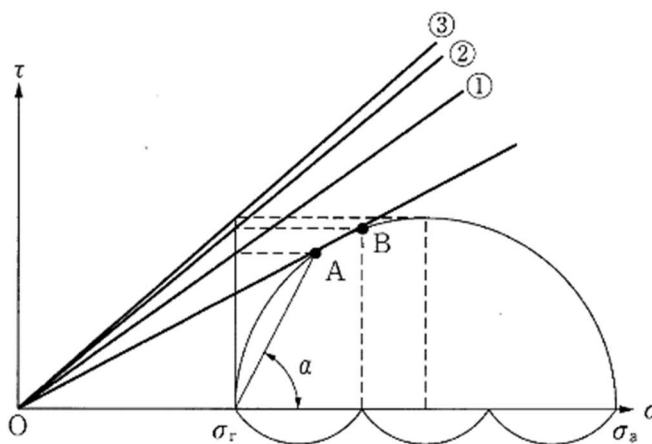


図 4.6 地盤材料試験の方法と解説による ϕ_{cu} の求め方⁹⁾

4.3 調査結果の概要

4.3.1 調査結果の例

図 4.7 は沖縄沖積粘土の試料を採取したとき土層構成、標準貫入試験結果を示している。図のように、盛土は砂混じり粘性土、礫質砂、砂質粘性土で構成されており、三軸圧縮試験は盛土のうち、層厚の厚い主体な材料である砂まじり粘性土の混合土を用いて実施した。いずれの層も N 値は 10 前後である。

図 4.8 は中国地区のまさ土に分類した試料採取地点の一例である。図の砂質土がまさ土層であり、この層の混合土を用いて三軸圧縮試験を実施した。図に示す深さで試料を採取した。採取地点の N 値はいずれも 10 以下である。

図 4.9 は関西地区の礫質土の採取地点の一例である。試料は粘土混じり砂礫に分類されており、この層の混合土を用いて三軸試験を実施した。試料採取地点の N 値が 20~40 と高くなっている。

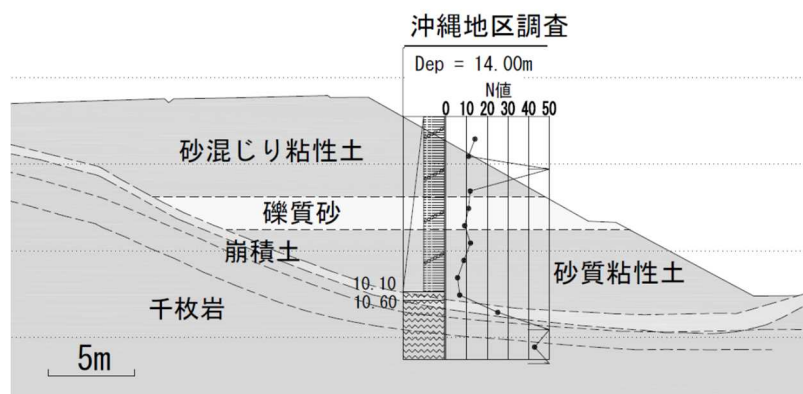


図 4.7 試料採取箇所の標準貫入試験結果（沖縄地区，粘性土）

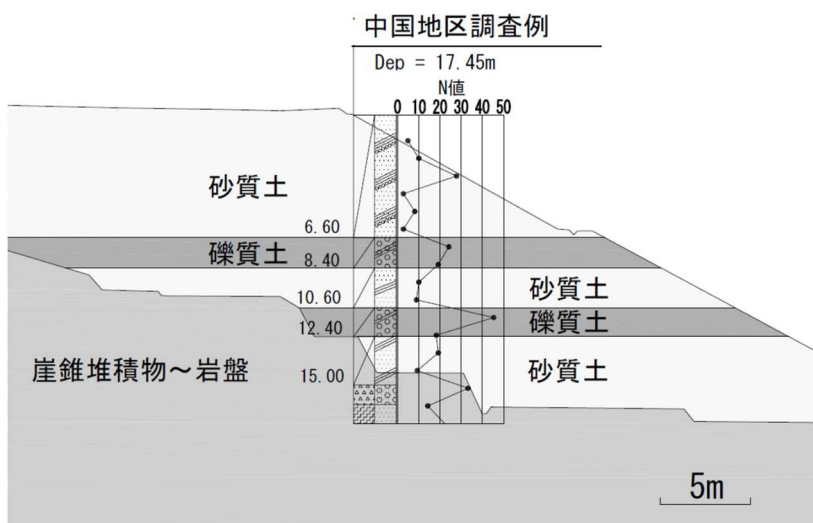


図 4.8 試料採取箇所の標準貫入試験結果（中国地区，まさ土）

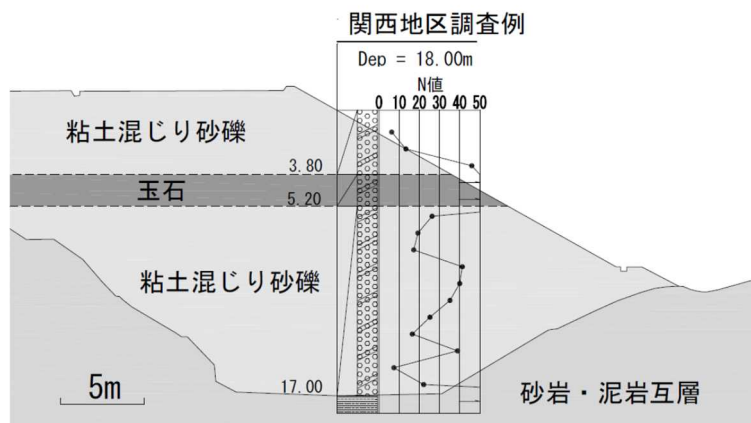


図 4.9 試料採取箇所の標準貫入試験結果（関西地区，礫質土（泥岩））

4.3.2 三軸試験から求められた強度定数のまとめ

表 4.3 に今回整理した高速道路盛土の地盤強度データの一覧を示した。供用から約 15～40 年が経過している。収集したデータについて，地盤の強度定数(c と ϕ)に着目して整理を行った。試料を採取した盛土の箇所のうち，同一と見なせる盛土材料に分類し強度定数を整理した。なお，火山灰質砂については，不飽和土の三軸試験は実施されていない。

表 4.3 収集した高速道路盛土の地盤強度データの一覧

飽和条件			飽 和					不 飽 和				
強度定数	パラメータ		沖繩地区 (1988年供用) 粘性土	九州地区 (1981年供用) 火山灰質砂	中国地区 (1979~2001年供用) まさ土	関西地区 (1974~2003年供用) 礫質土	平均値	沖繩地区 (1988年供用) 粘性土	九州地区 (1981年供用) 火山灰質砂	中国地区 (1979~2001年供用) まさ土	関西地区 (1974~2003年供用) 礫質土	平均値
全応力に関する強度定数	粘着力 c_{cu}	サンプリング数	3	8	6	7	6	3	-	6	7	5.3
		平均値 (kPa)	28.4	34.3	42.8	45.8	37.8	35.1	-	75.7	121.3	77.4
		変動係数	0.123	0.359	0.442	0.589	0.378	0.202	-	0.281	0.350	0.278
	せん断抵抗角 ϕ_{cu}	サンプリング数	3	8	6	7	6	3	-	6	7	5.3
		平均値 (deg.)	24.0	22.7	21.9	20.1	22.2	25.6	-	28.5	38.4	30.8
		変動係数	0.016	0.239	0.215	0.192	0.166	0.087	-	0.131	0.144	0.121
c_{cu} と ϕ_{cu} の相関係数			-0.99	-0.37	-0.11	0.23	-0.31	0.75	-	-0.50	-0.14	0.04
有効応力に関する強度定数	粘着力 c'	サンプリング数	3	8	6	7	6	3	-	6	7	5.3
		平均値 (kPa)	6.3	8.4	3.2	9.1	6.8	16.0	-	35.6	36.8	29.4
		変動係数	0.452	0.82	0.599	0.435	0.577	0.263	-	0.472	0.696	0.477
	せん断抵抗角 ϕ'	サンプリング数	3	8	6	7	6	3	-	6	7	5.3
		平均値 (deg.)	31.6	34.8	33.2	31.8	32.8	28.0	-	31.5	31.8	30.4
		変動係数	0.004	0.064	0.045	0.057	0.043	0.026	-	0.031	0.0654	0.040
c' と ϕ' の相関係数			-	-	-0.88	0.68	-0.10	-	-	0.08	-0.50	-0.21

図 4.10 に九州地区の火山灰質砂の飽和試料を用いて CU バー試験を実施したときの応力～ひずみ曲線とモールの応力円を代表例として示した。

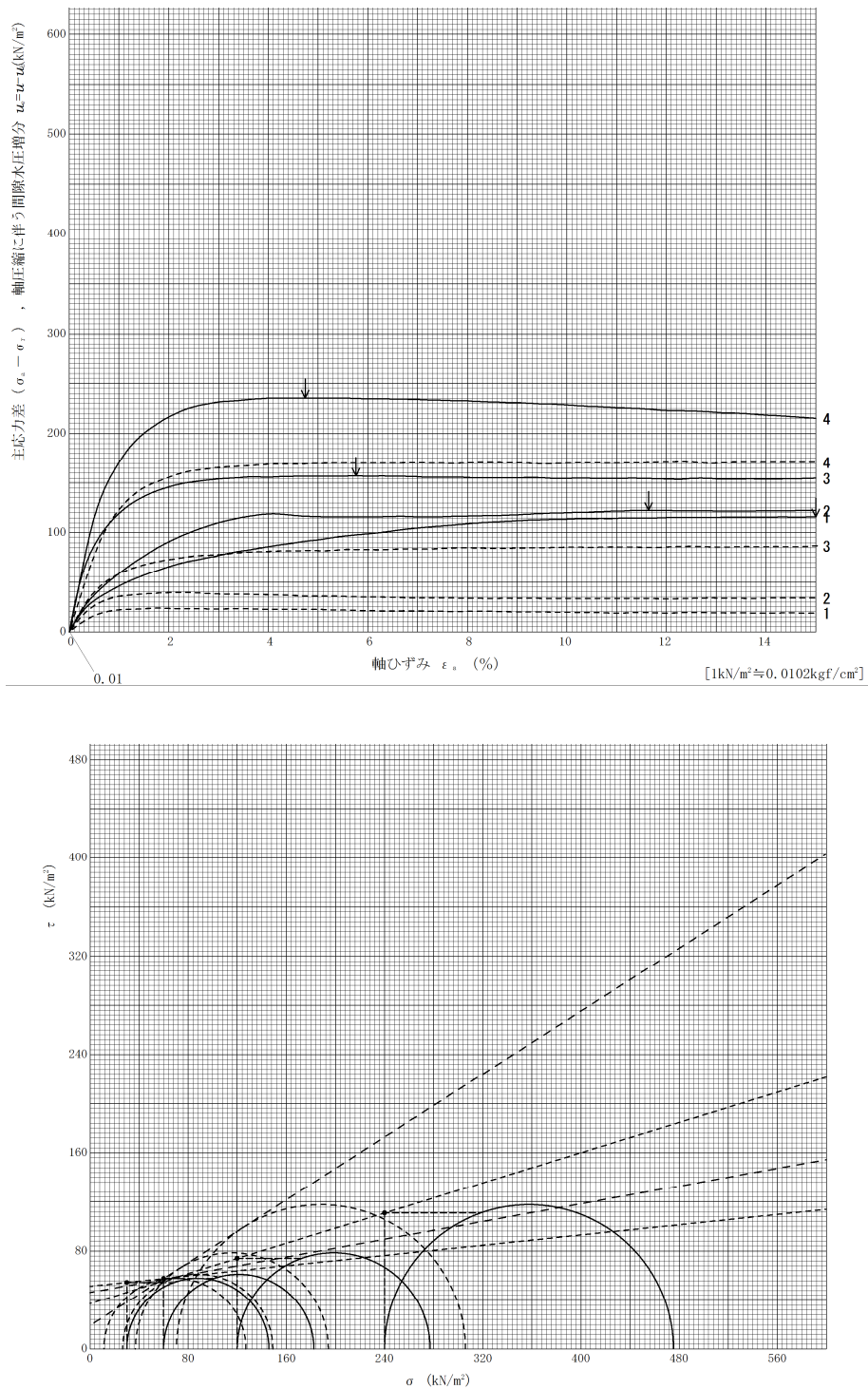


図 4.10 飽和土の CU バー試験結果例（九州地区，火山灰質砂）

図 4.11 に関西地区の礫質土の不飽和試料を用いて圧密排気・非排水試験(サクシオン測定試験)を実施したときの応力, サクシオン, 体積ひずみ~軸ひずみ曲線とモールの応力円を代表例として示した。図-8 の下図に示すように, c_{cu} と ϕ_{cu} は, 全応力に関するモールの応力円を代表例として示した。図 4.11 のように作図を行いプロットした点に最小二乗法で近似直線を決定して求めた。また, c' と ϕ' は, サクシオンを全応力から差し引き, 強度を整理した。

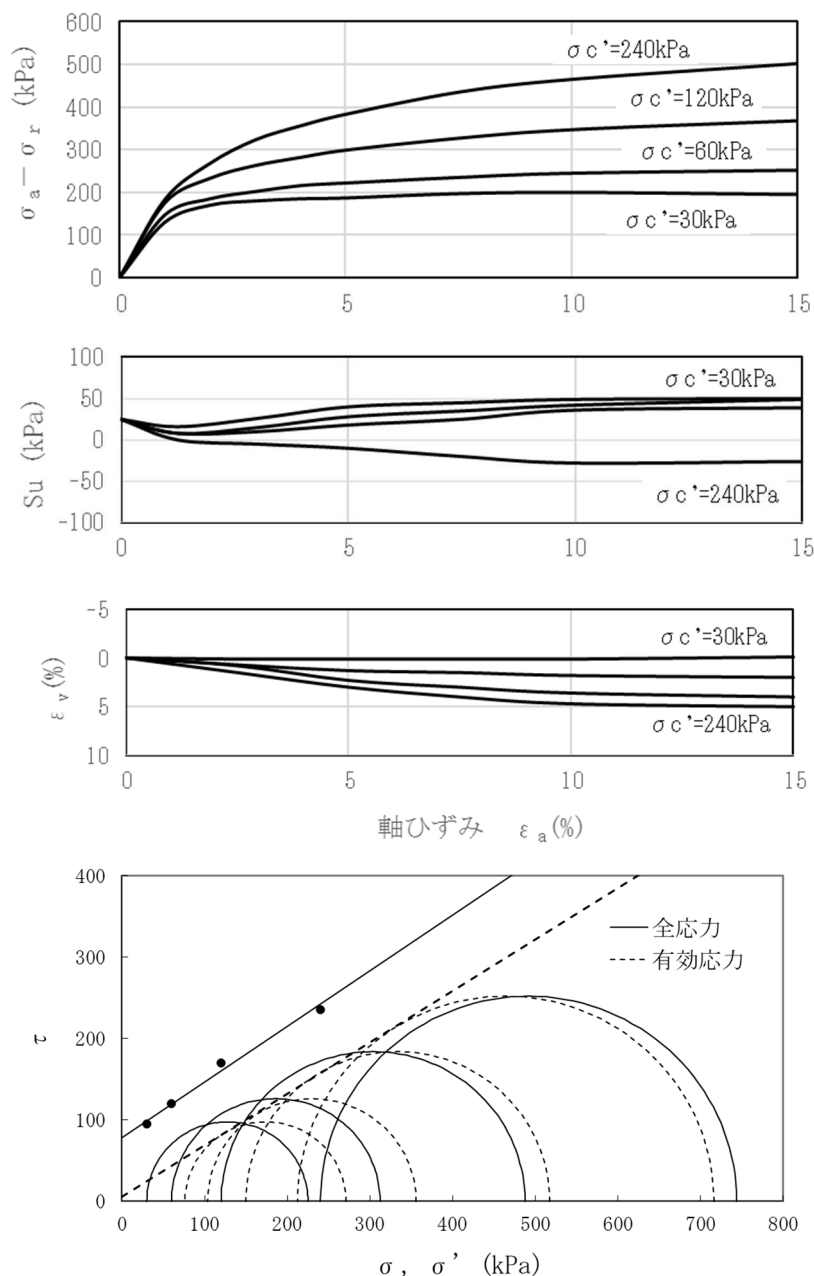
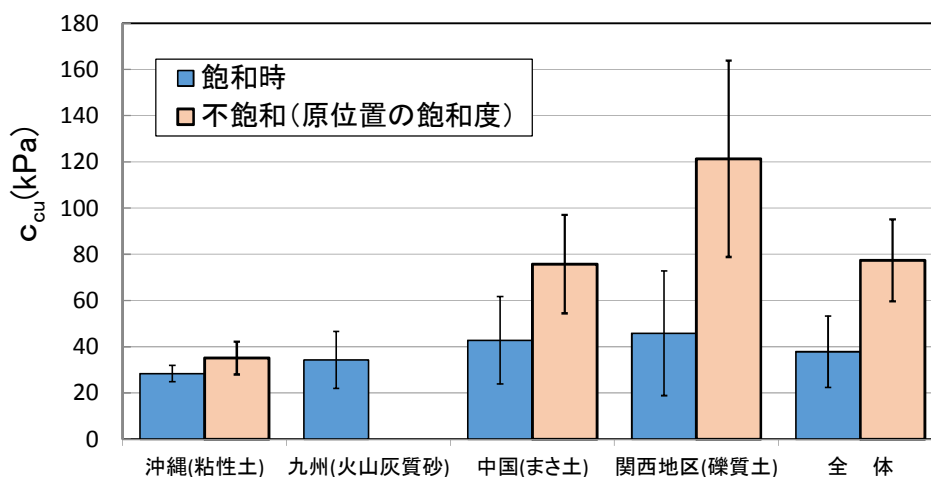
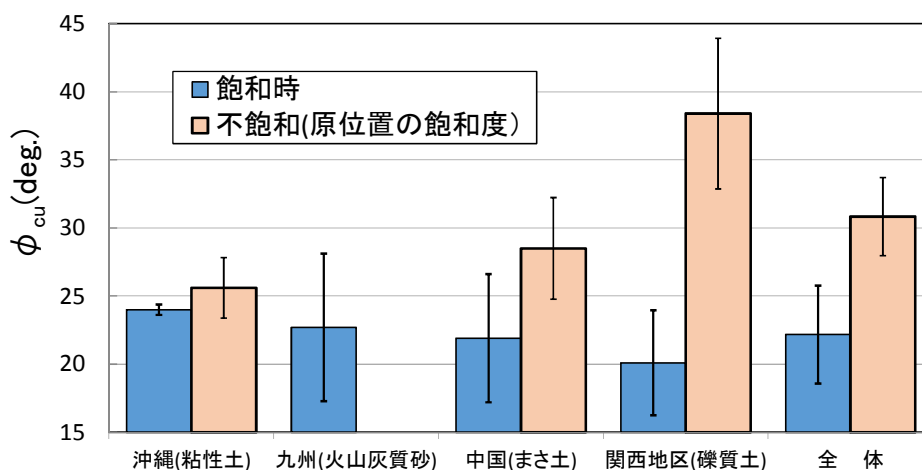


図 4.11 関西地区礫質土の三軸圧縮試験結果の例

図 4.12 に分類された各盛土材ごとに全応力に関する強度定数 c_{cu} と ϕ_{cu} の平均値と標準偏差を示した。飽和時における c_{cu} と ϕ_{cu} の平均値の範囲は、 c_{cu} が 28.4~45.8kPa、 ϕ_{cu} が 20.1~24.0° となっている。一方、原位置の飽和度と同じ飽和度に調整した試料の c_{cu} と ϕ_{cu} の平均値の範囲はそれぞれ 35.1~121.3kPa、25.6~38.4° であった。このように、原位置での不飽和状態から飽和状態に変化することにより、 c_{cu} は 33~76kpa、 ϕ_{cu} は 2~18° 低下しており、豪雨による盛土内の飽和度の上昇が盛土の安定に大きな影響を与えることがわかる。



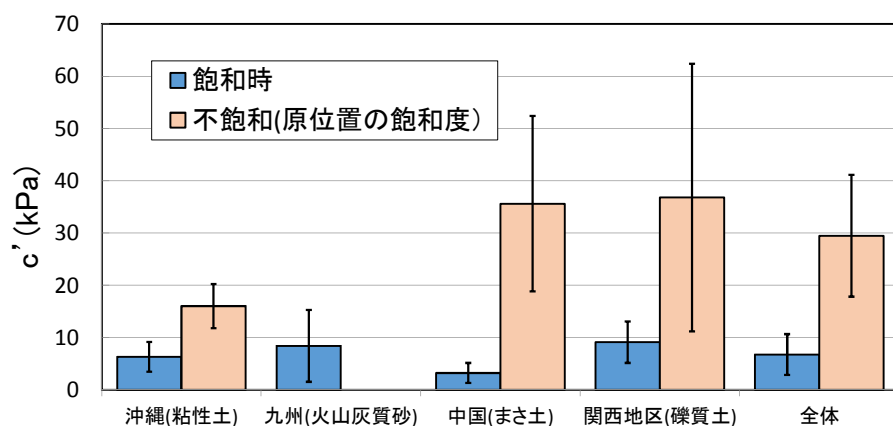
(a) 粘着力 c_{cu}



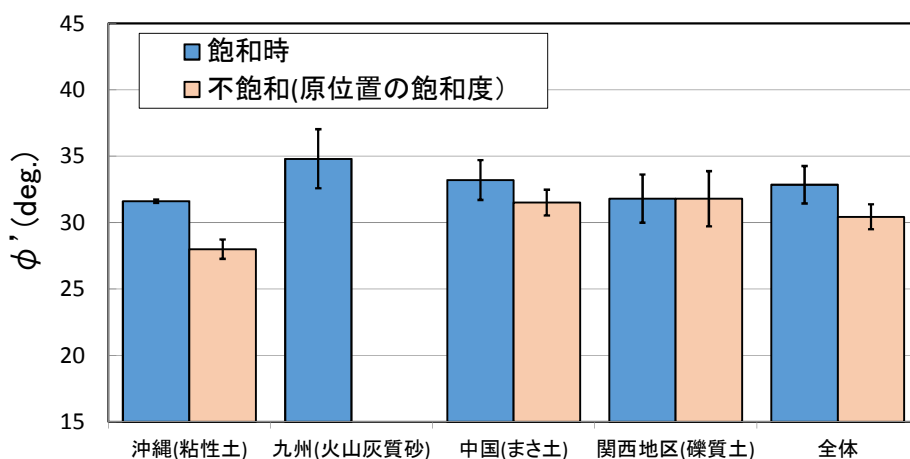
(b) せん断抵抗角 ϕ_{cu}

図 4.12 強度定数の平均値とばらつき (全応力)

図 4.13 では、各盛土材ごとに有効応力に関する強度定数 c' と ϕ' の平均値とばらつきを示している。飽和時の c' の平均値は 3.2~9.1kPa, ϕ' は 31.6~34.8°であり、原位置の飽和度と同じ飽和度に調整した試料では、 c' の平均値は 16.0~36.8kPa, ϕ' は 28.0~31.8°であった。このように有効応力に関する強度定数では、飽和時に c' が 10kPa 以下まで減少すること、 ϕ' において飽和度による差が小さいことが特徴である。



(a) 粘着力 c'



(b) せん断抵抗角 ϕ'

図 4.13 強度定数の平均値とばらつき (有効応力)

表 4.3 に示す地盤強度の不均質度合を表現する指標の 1 つである変動係数 (=標準偏差/平均値)に着目すると、粘着力 c のほうがせん断抵抗角 ϕ に比べ、変動係数の平均値が大きい傾向にある。また飽和状態の方が不飽和状態に比べ変動係数の平均値が大きい。既往の研究^{13), 14)}では、粘着力 c の変動係数として 0.3 程度およびせん断抵抗角 ϕ の変動係数として 0.1 程度の値が採用されるケースが多いが、これらの採用値は CU 試験による粘着力 c_{cu} の変動係数の平均値 (不飽和時 0.378, 飽和時 0.278), せん断抵抗角 ϕ_{cu} の変動係数の平均値 (不飽和時 0.166, 飽和時 0.121) と概ね一致している。

図 4.14 と図 4.15 はそれぞれ飽和度と粘着力 c_{cu} , 飽和度とせん断抵抗角 ϕ_{cu} の関係であ

る。図中に示す実線および破線は、飽和度 100%の結果も含めて、相関係数の最も高いところで線を描いている。図のようにばらつきはあるが、礫質土の粘着力を除き、いずれの試料においても飽和度が高く飽和に近くなるとともに粘着力もせん断抵抗角も低下する傾向を示している。図 4.1 に既存の高速道路盛土の飽和度と強度の関係を示したが、経年変化により建設時よりも飽和度が高まれば強度は低下するが、排水対策によって常時および豪雨時の飽和度を低下させることにより強度の低下を防止できることが図 4.14 および図 4.15 から裏付けられる。

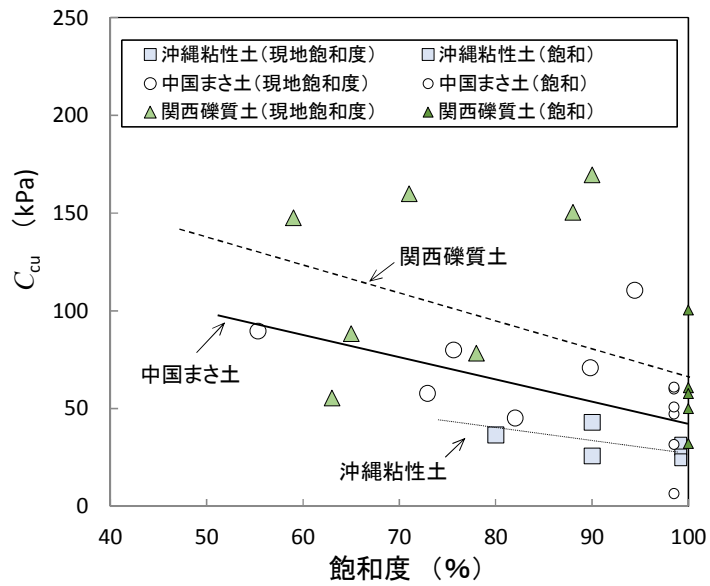


図 4.14 飽和度と c_{cu} の関係

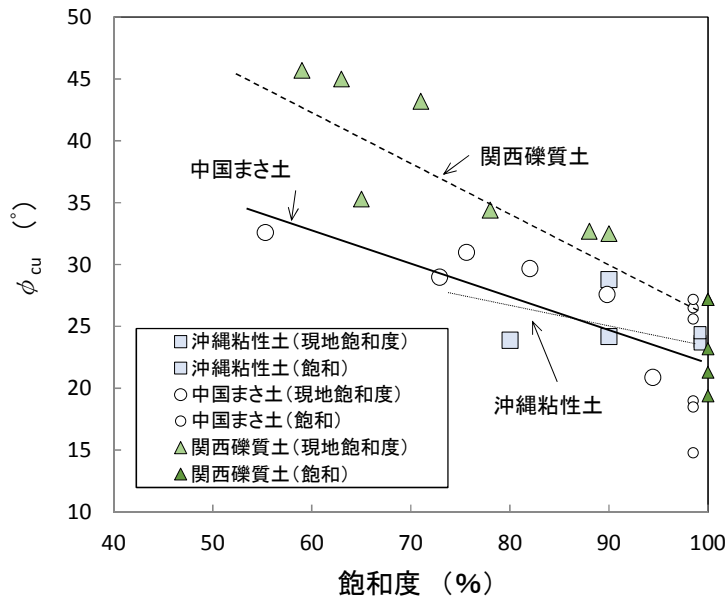


図 4.15 飽和度と ϕ_{cu} の関係

表 4.1 に示した地盤の強度定数は概略的な値であって地下水などの影響が考慮されていないことを述べたが、今回の調査結果に基づいて、飽和度を考慮した土質定数の概略値を設定することを試みた。

実務で安定計算により盛土の排水工を設計する場合、通常、常時および豪雨時の設計水位を設定する。設計水位より上の盛土に不飽和時の強度定数、設計水位より下の盛土に飽和時の強度定数を用いる。粘着力 c_{cu} の変動係数の平均値が 0.328 (0.278~0.378) であり、せん断抵抗角 ϕ_{cu} の変動係数の平均値が 0.144 (0.121~0.16) である。

地盤の力学定数がばらつきを有する場合に、ばらつきを考慮して設計定数を決定する考え方が、港湾の施設の技術上の基準・同解説^{15) 16)}に示されている。同基準では、地盤の力学定数の代表値を推定値、設計定数を特性値と呼び、特性値は次式で与えられる。

$$\text{特性値} = \text{推定値} \times b_1 \tag{式 4.2}$$

b_1 は土質定数のばらつきに関する補正係数で、変動係数の大きさに応じて表 4.4 で与えられている。この考えを用いると、変動係数による補正係数はせん断抵抗角で 0.95、粘着力で 0.85 である。この考え方を参考にして、せん断抵抗角 ϕ については原位置の飽和度に対応する実測値の平均値をそのまま概略値とし、粘着力 c の設定においては、原位置の飽和度に対応する粘着力の実測値の平均値から標準偏差を引いた値を概略値とした。

表 4.4 土質定数の変動係数と特性値のための補正係数 b_1 ^{15),16)}

土質パラメータの 変動係数	補正係数 b_1	
	耐力側パラメータ (地盤強度など)	作用側 パラメータ
0.1 未満	1.00	1.00
0.1 以上 0.15 未満	0.95	1.05
0.15 以上 0.25 未満	0.90	1.10
0.25 以上 0.40 未満	0.85	1.15
0.40 以上 0.60 未満	0.75	1.25
0.60 以上	結果の解釈やモデルの再検討	

以上の考え方を表 4.5 にまとめ、表 4.6, 表 4.7 にそれぞれ地下水位上, 地下水位下の強度定数の概略値を示す。試みに一般的に高速道路盛土で採用される断面(盛土高=14m, 2段盛土, のり勾配=1:1.8)において, 今回設定した概略値のうち最も厳しい条件となる粘性土の土質定数を仮定した場合の常時の安定計算結果を図 4.16 に示す。なお, 設計地下水位は, 排水対策工を実施し, のり尻からの高さの 1/3 まで低下させた場合を想定する。試算の結果, 円弧すべり計算の安全率 $F_s=1.50>1.25$ となり十分安全な結果となった。このことは, 建設当時から経年劣化していると考えられる盛土において, 適切な排水対策工を実施し, 今以上の劣化を起こさないようにすれば, 十分安全であることを示唆していると考えられる。表 4.6, 表 4.7 は表 4.1 に比べ, 飽和度および排水改善の効果を考慮した強度定数の設定ができる点で有効であると考えられるが, 限られたデータに基づいており, 今後既存の盛土の強度定数をさらに収集することにより見直していく必要がある。

表 4.5 高速道路盛土の設計定数の考え方

	せん断抵抗角 ϕ_{cu} (°)	粘着力 c_{cu} (kPa)
地下水位上	図 4.12 現地飽和度の平均	図 4.12 現地飽和度の(平均値-標準偏差)
地下水位下	図 4.12 飽和時の平均	図 4.12 飽和時の(平均値-標準偏差)

表 4.6 土質定数の概略値 1 (地下水位上)

盛土材	せん断抵抗角 ϕ_{cu} (°)	粘着力 c_{cu} (kPa)
礫質土	35	70
まさ土	25	50
粘性土	25	20

表 4.7 土質定数の概略値 2 (地下水位下)

盛土材	せん断抵抗角 ϕ_{cu} (°)	粘着力 c_{cu} (kPa)
礫質土	20	15
まさ土	20	20
粘性土	20	20

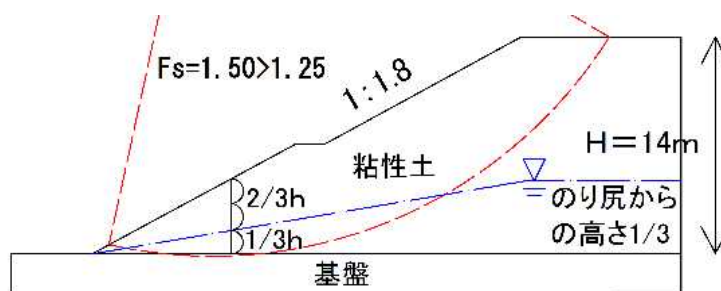


図 4.16 粘性土の安定計算(試算)結果

4.4 パラメータ間の相互関係

4.4.1 ϕ_{cu}, c_{cu} と ϕ', c' の関係

図 4.17 には各盛土材ごとに c' と c_{cu} と関係を示している。図中には現地の飽和度に合わせた不飽和状態での値と飽和させたときの値を示しているが、いずれの盛土材においても不飽和、飽和によらず c' と c_{cu} は、ほぼ以下のように直線関係となっている。

$$c_{cu} = 20 + c' \quad (\text{沖縄地区粘性土}) \quad \text{式 4.3}$$

$$c_{cu} = 20 + c' \quad (\text{九州地区火山灰質土}) \quad \text{式 4.4}$$

$$c_{cu} = 30 + 1.25c' \quad (\text{中国地区まさ土}) \quad \text{式 4.5}$$

$$c_{cu} = 25 + 2.00c' \quad (\text{関西地区礫質土}) \quad \text{式 4.6}$$

いずれの式も c' が 0 の場合でも 20~30kPa の c_{cu} が発揮されることを示している。また、試料を飽和することによって、 c' と c_{cu} はともに大きく低下しているが、まさ土および礫質土では c' は飽和によってほぼゼロとなっている。

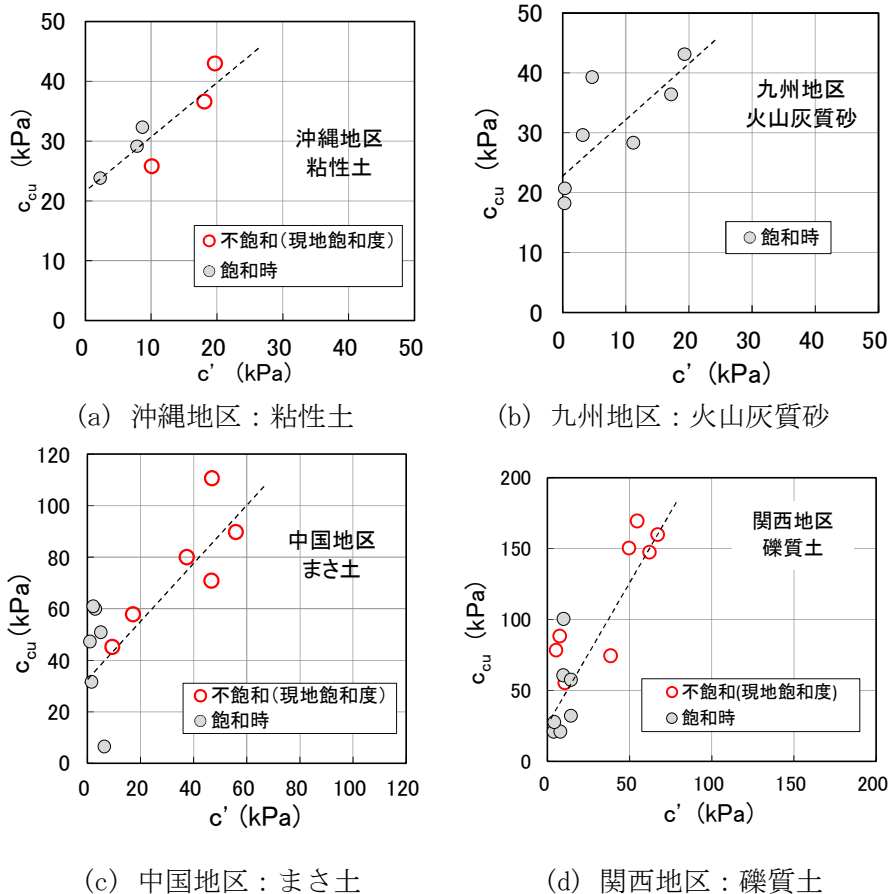


図 4.17 c' と c_{cu} の比較

図 4.18 は ϕ_{cu} と ϕ' の関係である。図をみると、いずれの地区の盛土材も ϕ' の値は概ね $30 \sim 35^\circ$ に分布しておりばらつきも少なく、前述したように盛土材料による違いも小さい。これに対して ϕ_{cu} はばらつきが大きく盛土材料による違いも明瞭である。沖縄地区粘性土と中国地区まさ土では、不飽和のときの ϕ_{cu} は ϕ' よりやや小さい値となっているが、礫質土の場合、不飽和では ϕ_{cu} の方が ϕ' よりも大きくなっている。しかし、いずれの盛土材料も飽和時の ϕ_{cu} は ϕ' よりも小さく、 $15^\circ \sim 30^\circ$ の範囲でばらついている。

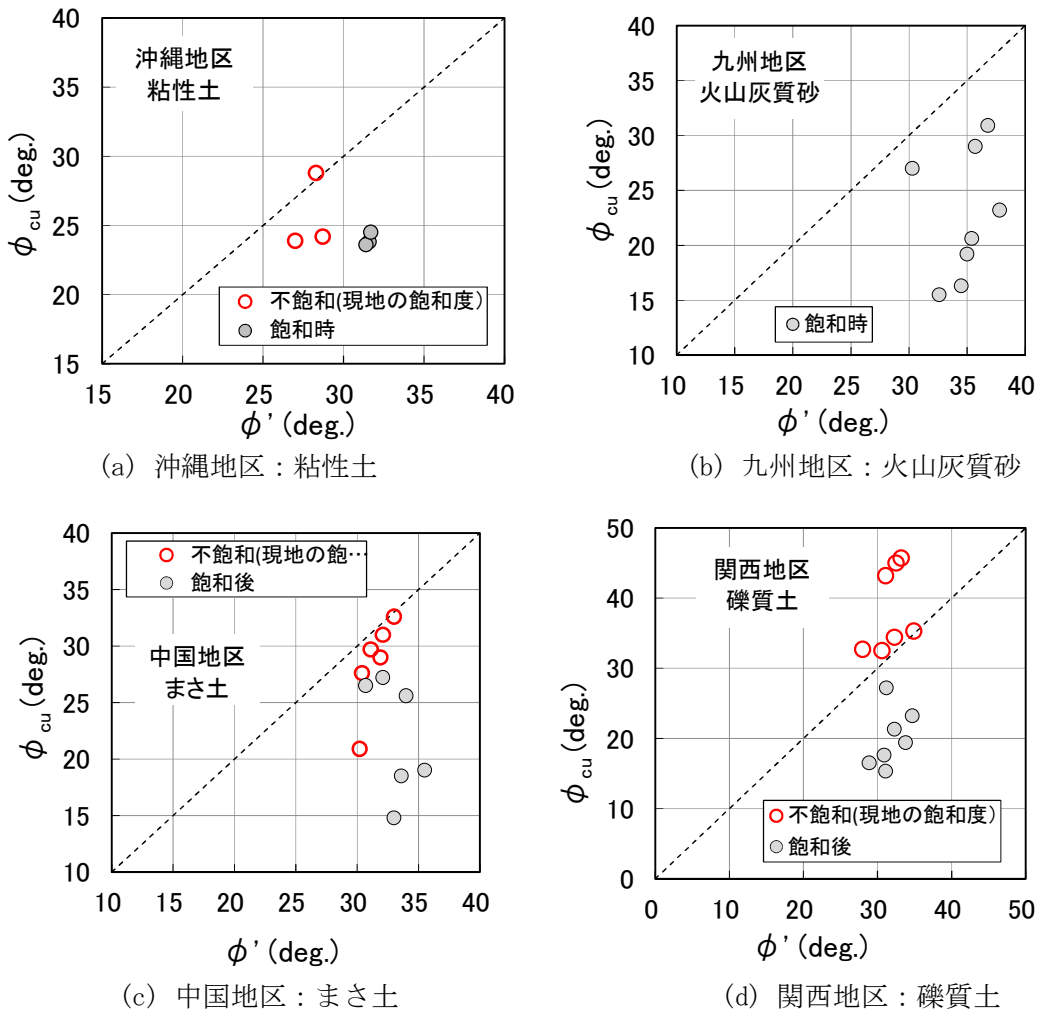


図 4.18 ϕ_{cu} と ϕ' の比較

4.4.2 粘着力とせん断抵抗角の関係

図 4.19, 図 4.20 に, 各地区における粘着力 c とせん断抵抗角 ϕ の関係を示した。まさ土, 礫質土については, 排水条件の強度定数が使われる場合も想定し, 有効応力に関する強度定数 c' と ϕ' の関係も示した。Hata¹⁷⁾は, 国内の空港盛土において三軸 CD 試験, UU 試験, CU 試験から求められる粘着力 c とせん断抵抗角 ϕ の関係を調べ, いずれの試験による値でも c と ϕ に負の相関があることを指摘している。図をみると, 両者に負の相関が明瞭に見られるのは九州地区火山灰質砂であり, 他の盛土材料では両者に相関はみられなかった。

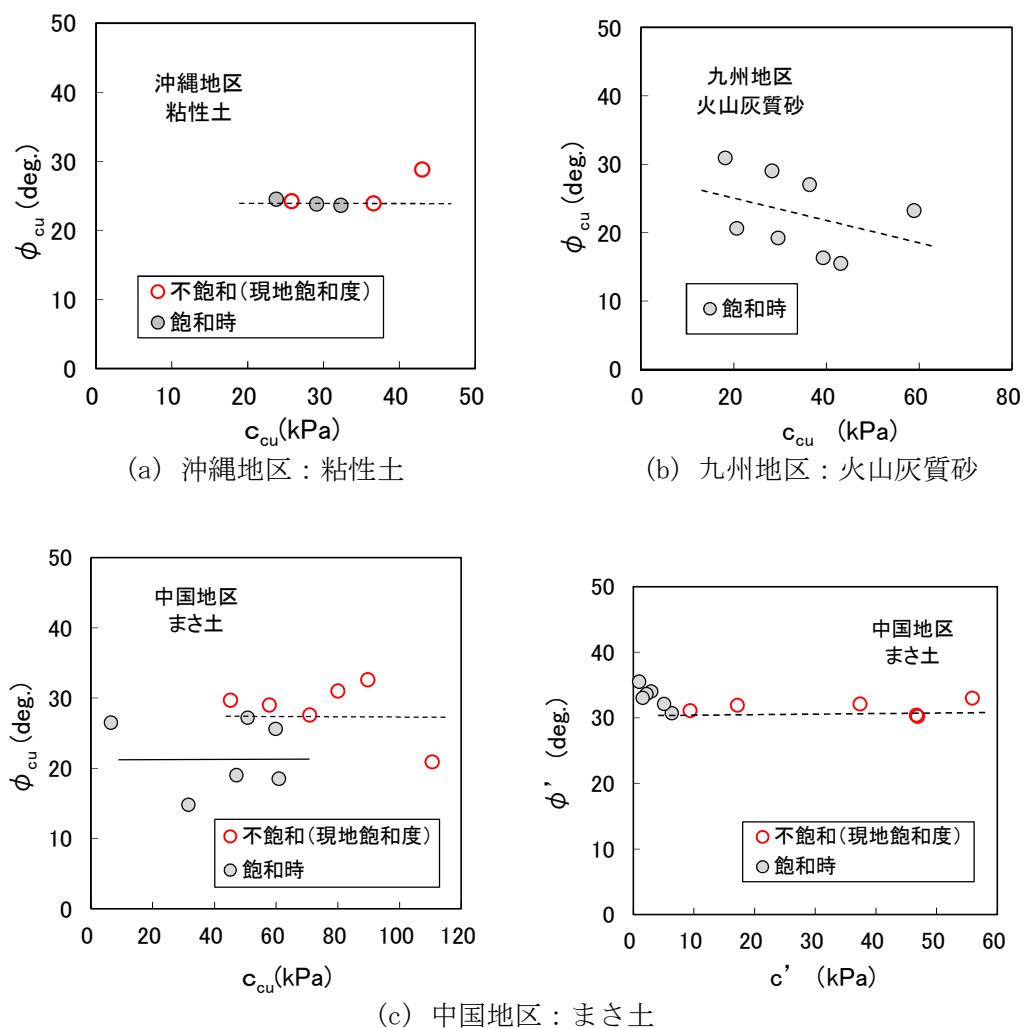
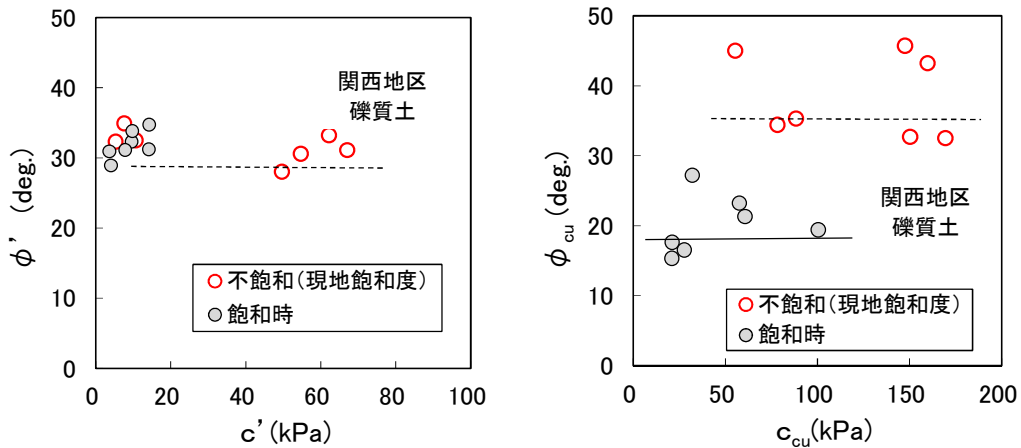


図 4.19 粘着力とせん断抵抗角の関係 (その 1)



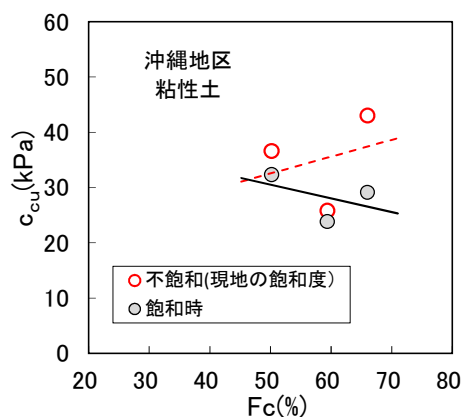
(d) 関西地区：礫質土

図 4.20 粘着力とせん断抵抗角の関係 (その2)

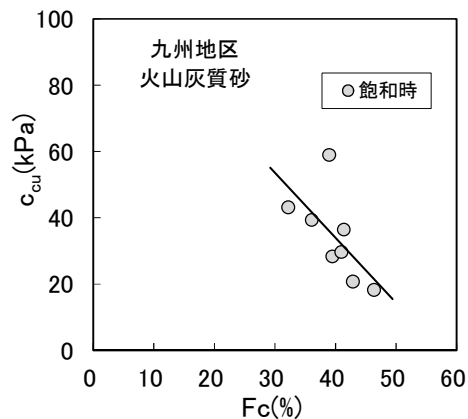
4.4.3 細粒分含有率と粘着力，せん断抵抗角の関係

空港盛土の強度定数を調べた秦ら⁹⁾は，細粒分の増加に伴って粘着力も増加する傾向があり，せん断抵抗角は一定もしくは緩やかに低下する傾向があるとしている。図 4.21 は，各盛土材料における細粒分含有率 F_c と粘着力 c_{cu} ， c' の関係であり，図 4.22 は各盛土材料における細粒分含有率 F_c とせん断抵抗角 ϕ_{cu} ， ϕ' の関係を示している。粘着力はいずれの盛土材料においても不飽和のときの値が飽和時の値よりも大きくなっている。この傾向は，空港盛土の強度の関係をまとめた秦らの論文でも示されている⁹⁾。また，まさ土および礫質土の不飽和時の粘着力 c_{cu} は，他の盛土材料に比べてばらつきが大きいという特徴があり，盛土補強の設計で使用する粘着力の設定にはこの点を十分に留意する必要がある。九州地区の火山灰質砂では，細粒分 F_c の増加に伴い粘着力が小さくなっているが，図 4.22 の ϕ_{cu} をみると ϕ_{cu} は細粒分とともに増加している。したがって火山灰質砂は，細粒分の増加とともに粘着力が小さく ϕ が大きくなり，より砂質土的な強度特性を示している。

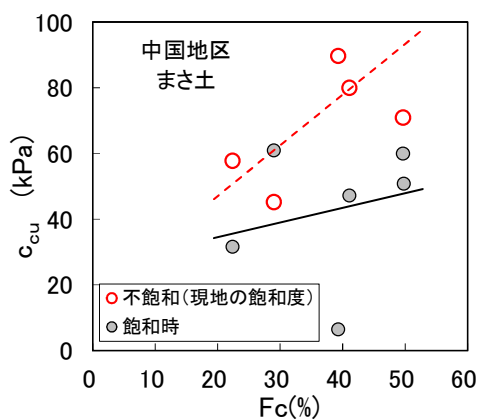
図 4.22 をみると，細粒分 F_c とせん断抵抗角 ϕ の関係では，いずれの盛土材料においても有意な関係は見いだせなかった。図 4.12 および図 4.13 で示したように，せん断抵抗角 ϕ は各盛土材料によってあまり変化していない。盛土のり面の崩壊は，3m 以下の比較的浅い深度で生じることが多く，すべり面深さが浅いすべりを想定する場合，土被り圧は小さいのでせん断強さにおける ϕ の影響は相対的に小さいと考えられるが，これらの実測値を参考にして過大な値とならないよう設定すべきである。



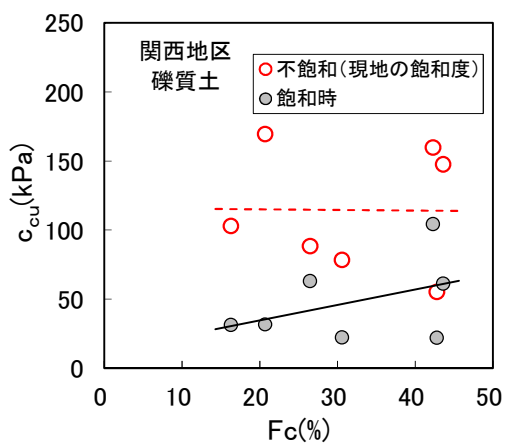
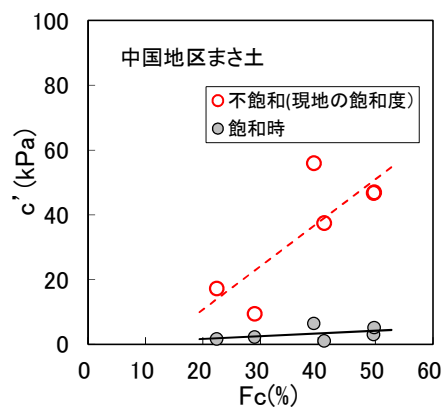
(a) 沖繩地区：粘性土



(b) 九州地区：火山灰質砂



(c) 中国地区：まさら土



(d) 関西地区：礫質土

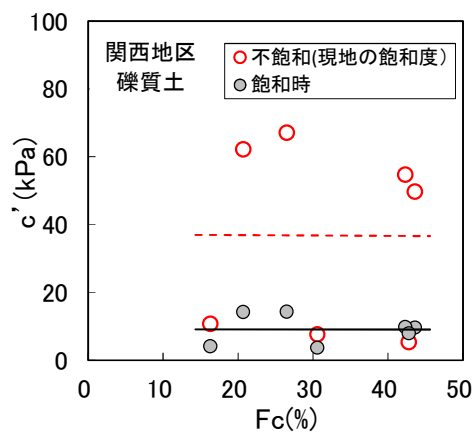


図 4.21 細粒分含有率と粘着力の関係

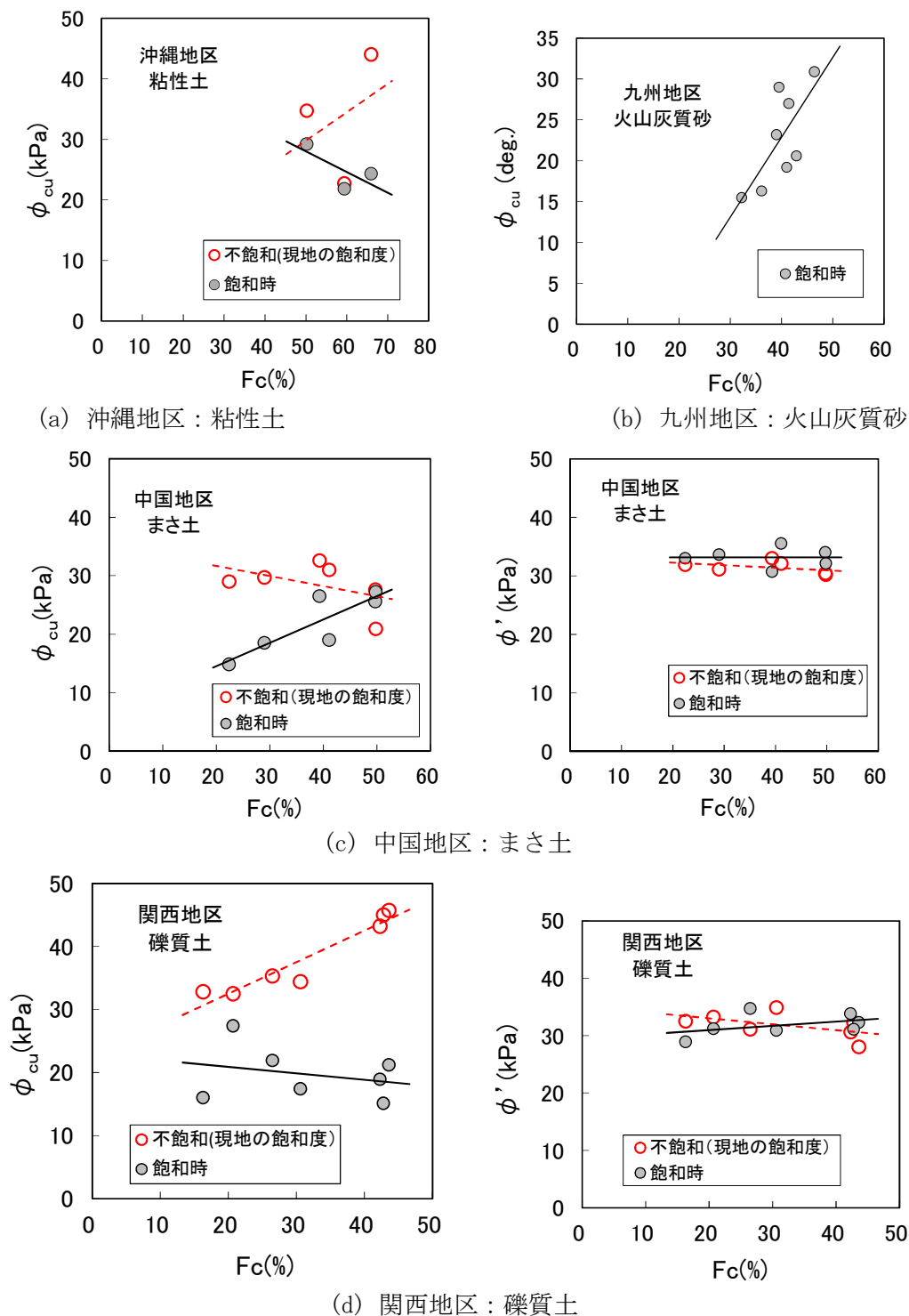


図 4.22 細粒分含有率とせん断抵抗角の関係

4.5 盛土の安定検討

盛土の安定検討に当たっては、これまで最も安全側に考えた飽和度の強度定数を用いる代わりに、盛土内の水位を考慮せず、古典的安定解析理論に基づく設計法が採用されてきた。しかし、豪雨や巨大地震の影響や盛土の維持管理のニーズにより、盛土の強度や盛土内の設計水位を適切に評価し、レベル2地震時の変位量まで考慮する高度な設計法が主流になってきている。本項では、これまであまり検討されてこなかった盛土内水位の設定法やニューマーク法を用いた盛土の補強土工の設計法などについて考察する。

4.5.1 盛土内水位の設定

4.5.1.1 盛土の水位観測例

筆者は実務において既設の盛土の水位観測を継続的に行った時、盛土内の水位が2つ以上に分かれて観測されることをしばしば経験している。

図4.23は、集水地形に位置する高速道路盛土における水位観測例である。盛土は、表層・深層部でそれぞれ土性が異なるため、同図に示すように盛土を区分した。

図4.23に示す位置に地下水観測井を設置し、約1年間観測した。図4.24に水位計の設置状況を示す。地下水位の測定には、水圧式自記水位計を使用し、連続測定を実施した。

水圧式水位計は、水面の昇降にともなって水中に設置した受圧部(水圧センサー)の受ける水圧が変化することより、この水圧変化を連続的に測定し、水位を求めるものである。

通常盛土の地下水位観測井は、図4.23に示すNo.1-1, No.2-1のように基礎地盤を底として設置されるが、ボーリング作業中の水位観測で盛土内に宙水状に水位が存在することが確認されたため、No.1-2およびNo.2-2を追加した。

観測結果から、盛土上部に存在する宙水状の水位と基礎地盤付近に存在する地下水位に2分される。また、図には深度～細粒分含有率(FC)の関係を示したが、小段付近で細粒分が最大となっている傾向がある。

盛土供用中の乾湿の繰返しにより盛土内の細粒分が移動し、不透水層を形成することや、盛土の小段付近は、施工中に工事用道路として締め固められた可能性もあり、盛土の上部に宙水状にもう一つの水位が生じることが十分に考えられ、このような事例は他にも多いことが推測される。

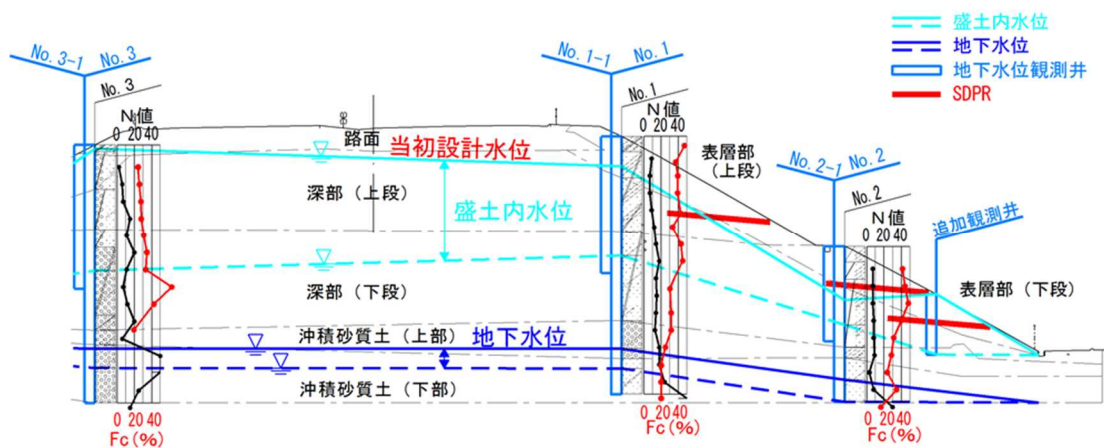


図 4.23 水位観測例

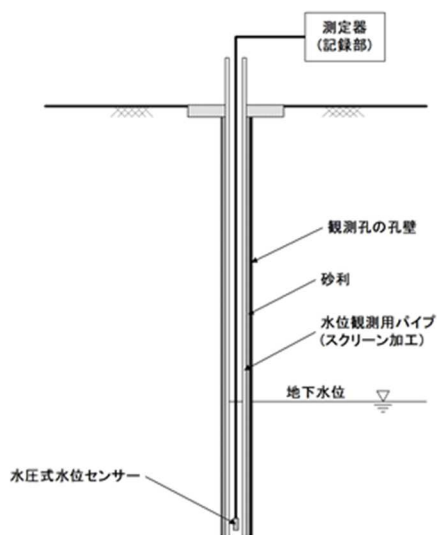


図 4.24 水圧式水位計設置状況

4.5.1.2 2つ水位を考慮できる設計ソフトの開発

盛土の補強工設計においては、設計盛土内水位を現状に即して設定し、水位上下における盛土の強度、すなわち、盛土の飽和-不飽和時の強度を合理的に設定することが重要である。筆者が調べた範囲では、実務において設計上2つの水位を考慮できる市販ソフトは存在しなかったため、これを反映できるソフトを開発した。

高速道路の盛土の安定計算は、原則として、式 4.7 に示すテンションクラックを考慮した修正フェレニウス法による単一すべりを用いた全応力法により行う。

$$F_s = \frac{\sum(c \cdot \ell + W' \cdot \cos\alpha \cdot \tan\phi)}{\sum(W \cdot \sin\alpha)} \quad \text{式 4.7}$$

- ここに
- F_s : 安全率
 - c : 粘着力 (kN/m²)
 - ℓ : 分割片で切られたすべり面の弧長 (m)
 - W' : 分割片の有効重量 = 全重量 $w-u$ (浮力)
 - α : 各分割片で切られたすべり面の中点とすべり円の中心を結ぶ直線と鉛直線のなす角 (°)
 - ϕ : セン断抵抗角 (°)
 - W : 分割片の全重量

図 4.25 に不透水層が存在し、水位が2つに分割される時の区分図を示す。また、表 4.8 に図 4.25 に示す各スライスの考え方を示す。通常、水位を1つと考えた場合、スライス-Aのケースしか市販ソフトは実装されていないため、スライス-B、Cの分割片が考慮できるようにした。

これにより、盛土の実態に即した盛土内水位が2つある場合でも合理的な安定検討が行えると考える。

表 4.8 2つの水位がある時の考え方

項目	スライス-C	スライス-B	スライス-A
c, ϕ の考え方	飽和 2 の c, ϕ	不飽和 2 の c, ϕ	飽和 2 の c, ϕ
浮力の考え方	③と④の面積	②の面積	①の面積
全重量(W)の考え方	不飽和 1+飽和 1+ 不飽和 2+飽和 2	不飽和 1+飽和 1+ 不飽和 2	不飽和 1+飽和 1
ソフトの対応	改良が必要	改良が必要	実装済

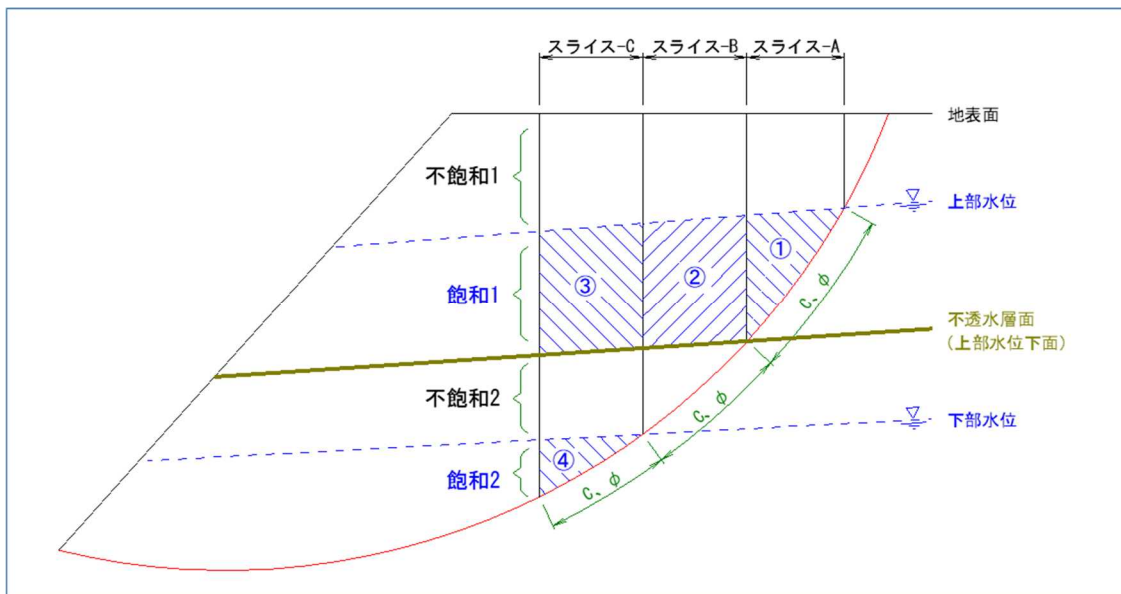


図 4.25 安定計算の区分図

図 4.26 に表 4.6, 表 4.7 で提案した土質定数の概略値のうち, まさ土の値を用いて盛土の安定計算 (試算) を行った結果を示す。豪雨時に盛土高の 60%程度まで水位が上昇することは, これまでの観測で確かめられており, この場合, 設計要領³⁾に示される許容安全率 $F_s=1.25$ を下回る。

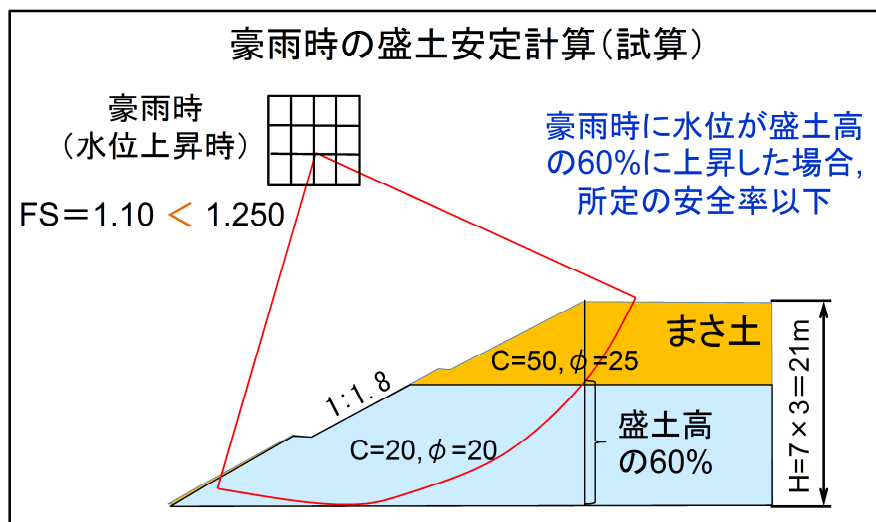


図 4.26 豪雨時の安定試算結果 (まさ土, 盛土高の 60%水位)

高速道路盛土のリニューアル時には、排水対策後の目標水位を盛土高の1/3に設定している。この条件の時の安定計算（試算）結果を図4.27に示す。盛土内水位を盛土高の1/3に下げれば、安全率 $F_s=1.92 > 1.25$ となり、十分安全なことがわかる。

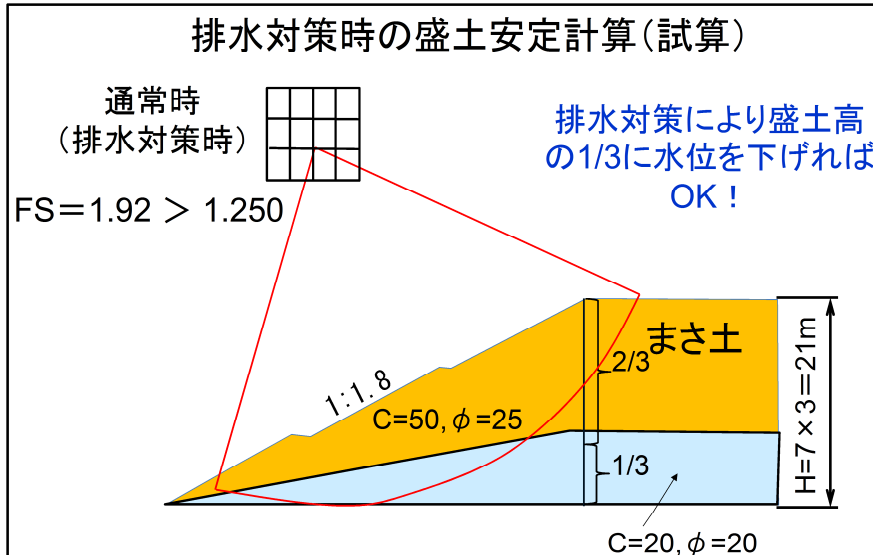


図4.27 排水対策時の安定試算結果（まさ土，盛土高の1/3水位）

図4.28に図4.25に示した水位が2つある場合の安定計算（試算）例を示す。試算の条件は、最下段の小段に不透水層が存在した時に最下段盛土の水位を排水対策工により水位低下させた場合を想定した。この場合も $F_s=1.30 > 1.25$ となり安全である。図の破線は、図4.26に示す豪雨時の円弧を示しており、これと異なる円弧が最小安全率の円弧となる。

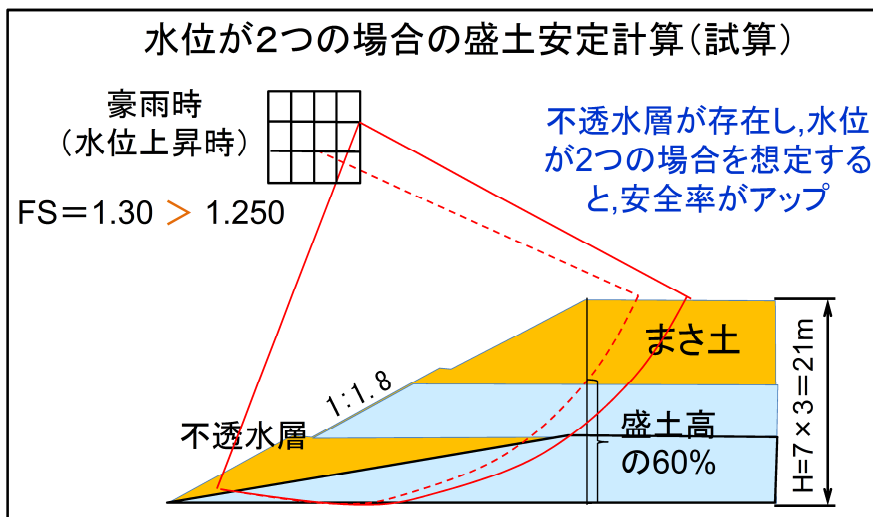


図4.28 排水対策時の安定試算結果（まさ土，水位が2つの場合）

4.5.2 補強材を考慮したレベル2地震時の検討

近年では、盛土においても大規模地震(レベル2)時に早期の機能確保が求められており、レベル2地震時に対する安定検討法について以下に述べる。

4.5.2.1 降伏震度の算定

レベル2地震動に対する変位量(残留変位量)は、設計要領³⁾に準拠する。すべり土塊の滑動変位量を、地震応答解析を用いたニューマーク法により算出し、各路線で設定する許容変位量以下となることを確認する。ニューマーク法では、すべり面を設定し、安全率 $F_s=1$ となるすべり土塊の降伏震度 k_y (安全率 $F_s=1.0$ となる震度) を計算するが(図 4.29)、本工法の設計においては、降伏震度 k_y を算出する際に、式 4.8 に示すように土塊による抵抗モーメントに、補強材の抵抗モーメント(M_{RT})を付加した。

$$F_s = \frac{\text{土塊の抵抗モーメント } M_R + \text{補強材の抵抗モーメント } M_{RT}}{\text{土塊の滑動モーメント } M_D} = 1 \quad \text{式 4.8}$$

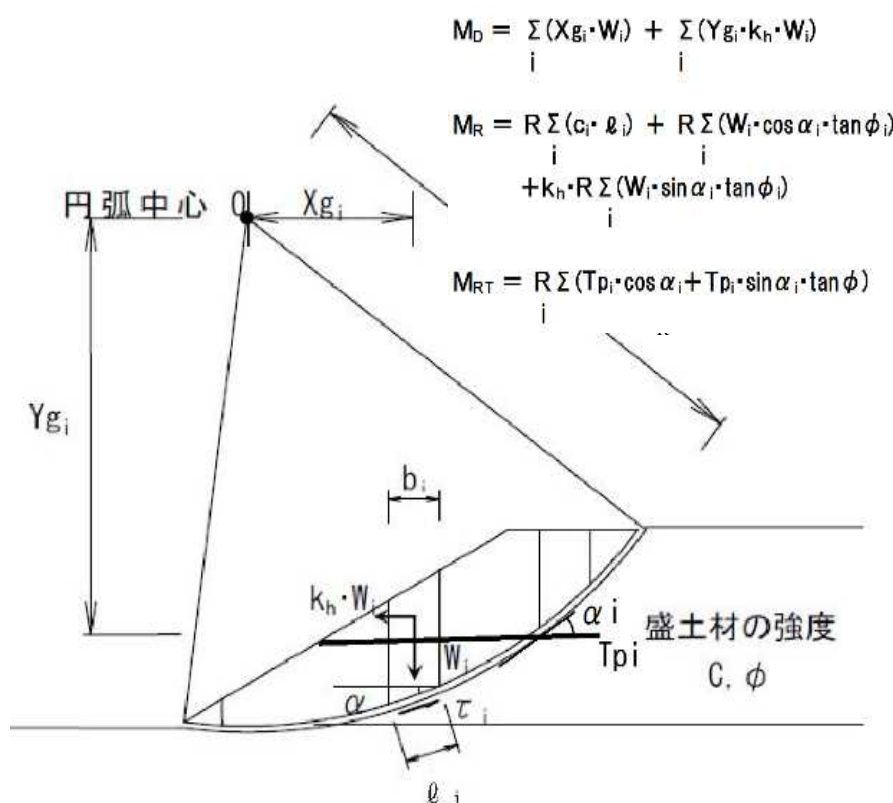


図 4.29 土塊の滑動，抵抗モーメントおよび補強材抵抗力

4.5.2.2 補強材の抵抗モーメント

補強材による抵抗モーメントは、図 4.30 に示す補強材に発生する引張力による引き止め効果と締め付け効果の両方を考え、式 4.9 で求められる。

$$M_{RT} = R \sum_i T_{pi} \cdot \cos \alpha_i + T_{pi} \cdot \sin \alpha_i \cdot \tan \phi \quad \text{式 4.9}$$

補強材に発生する引張力 T_p は、式 4.10 により求められる。図 4.31 に示すとおり補強材には、抜け出し抵抗、引抜抵抗が作用し、この抵抗と補強材の許容引張力の最小値が T_p となる。この T_p は、すべり面の位置、補強材の打設位置と打設長、補強材の許容引張力等の諸条件によりそれぞれの補強材で異なる。

$$T_{pa} = \min [T_{1pa}, T_{2pa}, T_{sa}] \quad \text{式 4.10}$$

ここに

T_{1pa} : 移動土塊から受ける引抜き抵抗(抜け出し抵抗)

T_{2pa} : 不動地山から受ける引抜き抵抗(引抜き抵抗)

T_{sa} : 補強材の許容引張り力

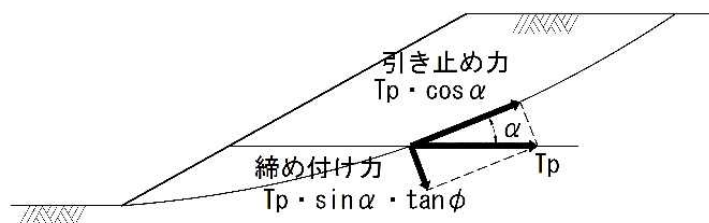


図 4.30 引張り補強材としての評価

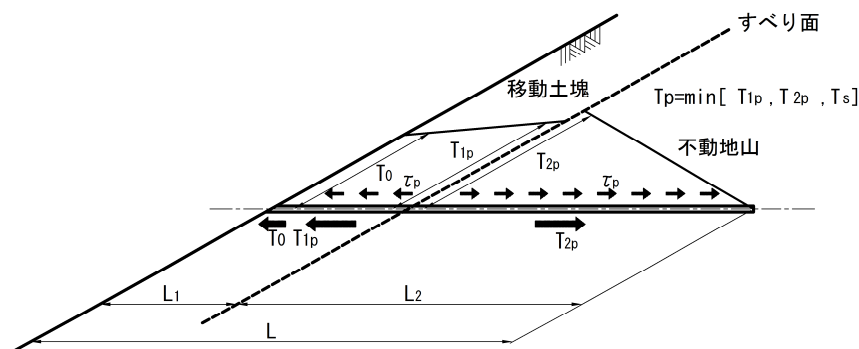


図 4.31 補強材に発生する引張り力

4.5.2.3 滑動変位量の計算

常時やレベル1地震時の設計は、円弧すべり計算による安全率の照査により行われるのに対し、レベル2地震動に対する照査は、レベル2地震による滑動変位量が、許容変位量以下であることを照査する。

前述したとおり、補強材の抵抗力 T_{pi} は、すべり面の位置、補強材の打設位置、打設長により大きさが異なる(図 4.32)。図 4.33 に補強前後の降伏震度 k_{yi} の変化を模式的に示す。図中に k_{y0} で示した線が無対策時の降伏震度である。また、 k_{yn} は、補強材の外側を通る円弧の場合であり、無対策時の最小降伏震度 k_y より大きくなる。対策後では、補強材の付加抵抗力により降伏震度は大きくなり、図のハッチングした部分の面積は小さくなる。許容残留変位量より小さくなる降伏震度となるように適切に補強材を配置すればよい。

設計では、常時やレベル1地震時の安全率が最小となるすべり面のみを用いてレベル2地震時の検討を行う場合が多い。この時、他のすべり面では許容変位量以上となるケースも考えられる。

このため、盛土を通過する任意すべり面に対し、補強材の打設位置および打設長を変化させトライアル計算を行える解析ソフトを用いて設計を行った。

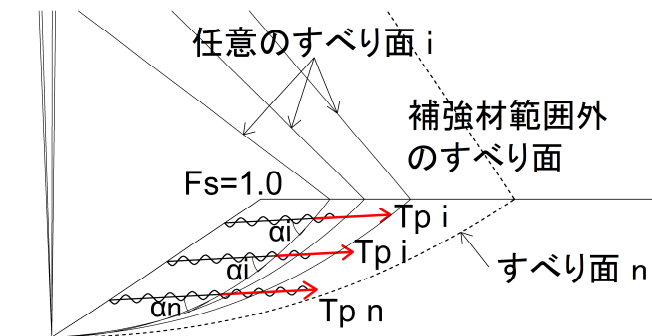


図 4.32 すべり面と補強材の抵抗力

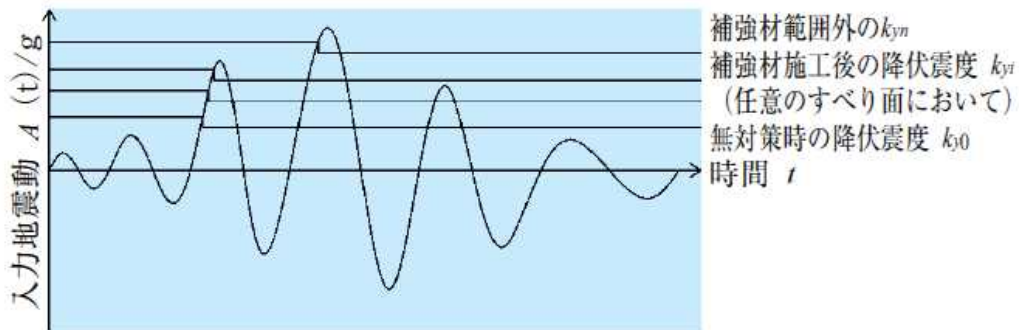


図 4.33 降伏震度 k_y

4.5.2.4 設計計算例

図 4.34 に盛土野補強土工の地震時設計を実施した例を示す。

盛土材の設計定数は、提案したまさ土のものを用いた。水位は、排水対策により盛土の 1/3 まで低下している場合である。

図には、無補強時と補強時の両方で最大の累積変位となる円弧を示している。無補強時の累積変位量=0.66mであり、この変位量を 50cm 以下に抑えることを目標に補強工の試算を行った。

補強材は、第2章で示した「排水機能を有するスパイラル羽根付き鋼管」の緒元を用いている。変位量を 50cm 以下に抑えるためには、D72mm の補強材を L=36m、盛土の縦断方向に 1.25m ピッチに 6 段打設する必要がある。

図の無補強時と補強時の円弧はそれぞれ異なっており、合理的な補強材の長さ・配置を決定するためには、補強材の抵抗モーメントを考慮した円弧を求めることが必要であることがわかる。

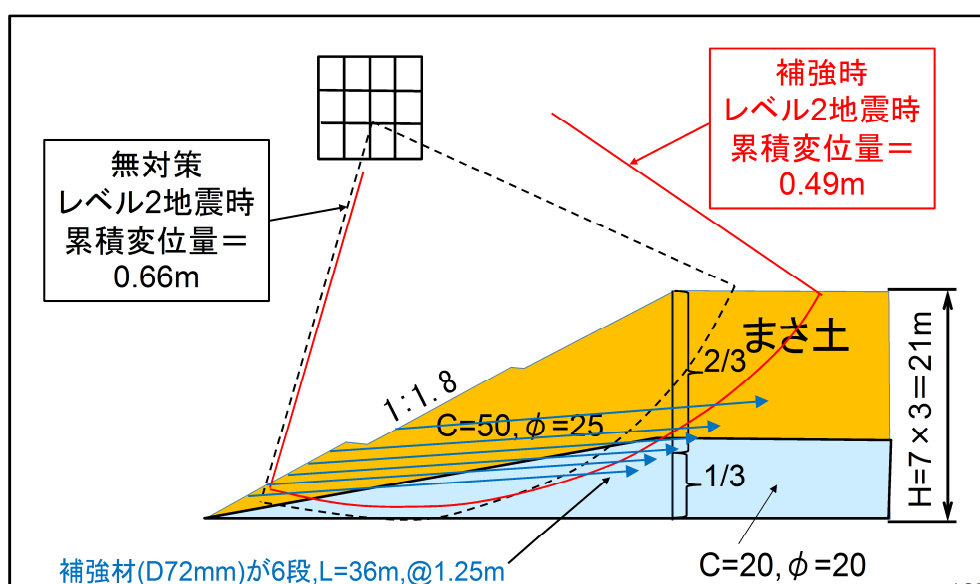


図 4.34 補強材の抵抗モーメントを考慮したレベル2地震時の安定検討

4.5.3 斜面に浸透流が発生する時の盛土の破壊

斜面に浸透流が発生するとき、盛土の破壊に対する主要因となり得ることを以下に考察する。

ここでは、透水による浸透流の影響のみを考える。地すべりの一形態に浸透流による山腹表層すべりがあるが、わが国では豪雨時によくみられる。

表層のすべりは、厚さがHで傾角がβである無限長斜面によりモデル化できる。また、崩壊面を直線と仮定すると（図 4.35）、式 4.11 次式が得られる。

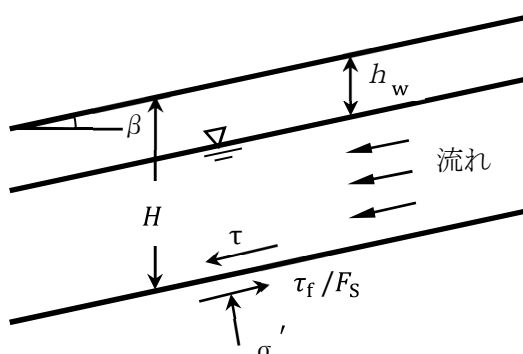


図 4.35 浸透流のある時の直線斜面の安定

$$\left. \begin{aligned} \sigma' &= \{ \gamma_t h_w + (\gamma_{sat} - \gamma_w)(H - h_w) \} \cos^2 \beta \\ \tau &= \{ \gamma_t h_w + \gamma_{sat}(H - h_w) \} \cos \beta \sin \beta \end{aligned} \right\} \text{式 4.11}$$

いま、 $\gamma_t = \gamma_{sat}$ とみなし、 $F_s \cdot \tau = \tau_f = (c + \tan \phi)$ とすると、式 4.12 となる¹⁹⁾。

$$F_s = \frac{\tau_f}{\tau} = \frac{c' + \{ \gamma_{sat} H - \gamma_w (H - h_w) \} \cos^2 \beta \cdot \tan \phi'}{\gamma_{sat} H \cos \beta \sin \beta} \quad \text{式 4.12}$$

地山を砂と仮定すると、 $c' = 0$ としてよい。この時、式 4.12 は式 4.13 のようになる。

$$F_s = \frac{\{ \gamma_{sat} H - \gamma_w (H - h_w) \} \cos^2 \beta \cdot \tan \phi'}{\gamma_{sat} H \cos \beta \sin \beta} \quad \text{式 4.13}$$

ここで、飽和の時 $h_w = 0$ 、水中重量 $\gamma_{sub} = (\gamma_{sat} - \gamma_w)$ とすると、式 4.14 となり、簡単な説明が可能となる。 ϕ と β の関係を図 4.36 に模式的に示す。

$$F_s = \frac{\gamma_{sub}}{\gamma_{sat}} \cdot \frac{\tan \phi}{\tan \beta} \tag{式 4.14}$$

水中重量 γ_{sub} ($\gamma_{sub} = (G_s - 1)/(1 + e) \cdot \gamma_w$) と飽和重量 γ_{sat} ($\gamma_{sat} = (G_s + e)/(1 + e) \cdot \gamma_w$) の関係は、ほぼ 0.5:1.0 であるので、すべり安全率 $F_s = 1$ 以下になるためには、土の内部摩擦角 ϕ がすべり面の角度 β の 2 倍程度になる必要がある。

内部摩擦角 ϕ は、含水状態によらず一定と考えてよいので、今、 $\phi = 30 \sim 40^\circ$ とするとすべり面（基盤面）の角度 $\beta < 15 \sim 20^\circ$ となる必要がある。それ以上の場合、地盤中の水の流れによりすべる恐れが生じる。

また、一般の盛土の法面勾配は 1:1.8~1:1.5 程度であり、これは排水状態での土の内部摩擦角 ϕ に近い。つまり、土の飽和状態は全国的に共通する現象であり、これだけでは盛土崩壊の原因とするには説明的に弱い面がある。静水圧による有効応力の減少のみでは直ぐに斜面の崩壊に結びつくとは考え難い。

盛土地盤が飽和することに加えて、予想できない豪雨が続いた場合、土石流が発生するとともに、盛土中に浸透流が生じて盛土崩壊の原因となる場合もあると考えるのが自然である。すなわち、 $\frac{\phi}{\beta} < 2$ のとき、流動圧の影響でのり面が危険とり、注意を要する。

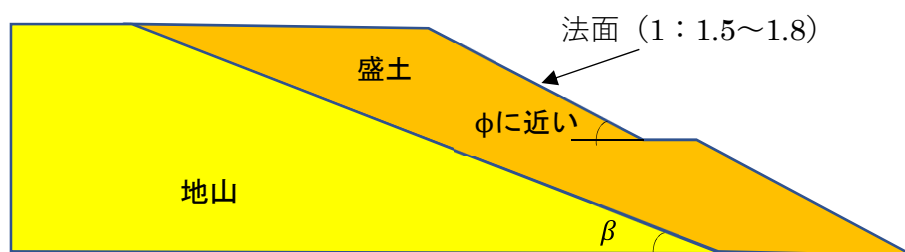


図 4.36 地山勾配 β と盛土のり面勾配 ϕ の関係模式図

4.6 まとめ

西日本地区の高速道路盛土より採取した試料を用いて実施した三軸圧縮試験結果の整理を行い、高速道路盛土を構成する地盤の強度特性に関する検討を行った。三軸試験は、飽和土については圧密非排水試験（CUバー試験）を、不飽和土は圧密後、排気・非排水条件（サクシオン測定）で圧縮している。以下に得られた知見をまとめる。

- 1) 今回整理した飽和時のCU試験結果では、飽和時では、 $c_{cu}=28.4\sim 45.8\text{kPa}$ 、 $\phi_{cu}=20.1\sim 24.0^\circ$ の範囲となっていた。一方、原位置の含水比以下の含水比で調整した試料の c_{cu} と ϕ_{cu} の平均値の範囲はそれぞれ $35.1\sim 121.3\text{kPa}$ 、 $25.6\sim 38.4^\circ$ であった。原位置での不飽和状態から飽和状態に変化することにより、 c_{cu} は $33\sim 76\text{kPa}$ 、 ϕ_{cu} は $2\sim 18^\circ$ 低下しており、豪雨による盛土内の飽和度の上昇が盛土の安定に大きな影響を与えることがわかる。
- 2) 今回の試験による有効応力に関する強度定数では、飽和時に c' が 10kPa 以下まで減少すること、 ϕ は、概ね $30\sim 35^\circ$ 程度であったことが特徴である。また、いずれの盛土材においても不飽和、飽和によらず c' と c_{cu} は、ほぼ直線関係となっている。
- 3) 各盛土材料において、飽和度と粘着力、せん断抵抗角の関係には、例外はあるが、平均的に見て負の相関関係が見出された。
- 4) 試験データのばらつきに着目すると、せん断抵抗角 ϕ_{cu} よりも粘着力 c_{cu} のばらつきが大きく、変動係数は粘着力が $0.278\sim 0.378$ 、せん断抵抗角が $0.121\sim 0.166$ であった。これらの値の範囲は既往の研究とほぼ同様だった。
- 5) 粘着力とせん断抵抗角の関係をみると、火山灰質砂において明瞭な負の相関関係がみられたが、その外の盛土材料では相関関係はみられなかった。
- 6) 高速道路盛土を礫質土、まさ土、粘性土に分類して、飽和状態（豪雨時）、不飽和状態（常時）における設計のための強度定数の概略値をそれぞれ提案した。さらに概略値の利用法として、高速道路盛土の排水対策工、高速道路盛土の補強材を用いた耐震補強工の設計例を示し、概略値が盛土リニューアル事業において設計の合理化に貢献できることを具体的に示した。

参考文献

- 1) 高速道路資産の長期保全及び更新のあり方に関する技術検討委員会：報告書，pp49-51，pp65，2014.
- 2) 西日本高速道路：<http://corp.w-nexco.co.jp/corporate/release/hq/h28/0330c/>，2006年3月
- 3) 東日本，中日本，西日本高速道路(株)：設計要領第一集 土工編，p.1-48，2016.
- 4) 松方健治，浜崎智洋，土田孝：供用中の高速道路盛土の飽和・不飽和状態における強度特性に関する検討，地盤と建設，Vol35，No.1，pp，117-125，2008.
- 5) (社)土木学会：土木構造物に関する第3次提言と解説，第8章，土木構造物の耐震設計法に関する特別委員会，pp.29-34，2000.
- 6) Bishop, A.W.: The principle of effective stress, *Teknisk Ukeblad*, Vol. 39, pp. 859-863, 1959.
- 7) 軽部大蔵，加藤正司，浜田耕一，本田道識：不飽和土の間隙水の状態と土塊の力学的挙動の関係について，土木学会論文集，No.535 pp.83-92，1996.
- 8) Fredlund, D.G., Morgenstern, N.R. and Widger, R.A.: The shear strength of unsaturated soils, *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 15, No. 3, pp.313-321, 1978.
- 9) 秦吉弥，一井康二，加納誠二，土田孝：現場データに基づく空港盛土の地盤強度の不均質性に関する一考察，地盤と建設，Vol26，No.1，pp.15-22，2008.
- 10) 秦吉弥，一井康二，加納誠二，土田孝，今村孝志，花川泰治 小村尚史：高速道路盛土における簡易耐震診断手法の適用，第43回地盤工学研究発表会発表講演集，No.962，pp.1923-1924，2008.
- 11) 松坂敏博，森山陽一，小笹浩司，太田秀樹，藤野陽三，宮川豊章，西村和夫：高速道路の構造物における大規模更新および大規模修繕の導入と課題，土木学会論文集 F4(建設マネジメント)，Vol.73，No.1，pp1-18，2017
- 12) 地盤工学会：地盤材料試験の方法と解説，p.596，2009.
- 13) 田中博文，山下典彦：地盤強度の不均質性が盛土の耐震安定指標に与える影響，土木学会地震工学論文集，Vol.28，No.50，P.5，2005.
- 14) 秦吉弥，山下典彦：地震動特性が地盤強度のバラツキに起因する盛土のすべり変位量の変動に及ぼす影響に関する一考察，地盤工学シンポジウム論文集，Vol.50，No.60，pp.421-428，2005.
- 15) 日本港湾協会：港湾の施設の技術上の基準・同解説，P.297，007.
- 16) 渡部要一，植田智幸，三枝弘幸，田中政典，菊池喜昭：性能設計概念に基づいた実用的土質定数設定法，土木学会論文集 C，Vol.63，No.2，pp.553-565，2007.

- 17) Hata, Y.: Effect of Heterogeneous Soil Strength on the Seismic Residual Displacement of Embankments, *Proc. of 4th decennial Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics Conference*, ASCE, Sacramento, U.S.A, 2008.
- 18) 松方健治, 浜崎智洋, 田山聡, 笠間清伸: 盛土に打設したスパイラル羽根付き鋼管の改良効果について(地震時設計法), 地盤工学会第 52 回地盤工学研究発表会講演集, No.527, pp.1051-1052, 2017.
- 19) 山口柏樹: 土質力学 (全改訂版), pp.302, 196

第5章 結論

5.1 各章のまとめ

本研究では、高速道路の橋梁や盛土に関連したプロジェクトにおいて、現場で地盤や構造物の変形・強度を実測し、試験値や解析値と比較する手法を用いる。これにより、実務で使える地盤定数を検討・提案した。

以下に各章のまとめを示す。

第1章では、本研究の背景と目的、および本論文の構成を述べた。

第2章では、既往の知見と研究について述べた。

更新統粘土では、“擬似過圧密”や“構造の発達”が沈下挙動に大きな影響を及ぼすことがわかっている。この更新統粘土の特性については、多くの研究があるが、未解明な部分もまだ多い。また、更新統粘土を対象とした原位置載荷試験には、埋立による地盤沈下、摩擦杭の変位などの事例はあるが、長大橋の杭基礎の支持層となる砂礫層の下の更新統粘土層の沈下について測定した例はないことを示した。

次いで、盛土の一般的な設計地盤定数を示し、飽和・不飽和土については、現段階では一般値な概略値が示されていないことを示した。

第3章では、大深度更新統粘土層における原位置載荷試験の実施と評価について述べた。

直径 250mm のボーリング孔を利用して更新統粘土の原位置載荷試験を実施した。粘土の載荷試験における等価圧縮厚さを直径と同じ 250mm とし、掘削による応力解放を無視して室内圧密試験と現場載荷試験の沈下量をひずみ量で比較した結果、応力増分とひずみの関係はほぼ同様であった。臨海部の長大橋の基礎直下に堆積する更新統粘土における沈下の判定に室内圧密試験結果を用いることができることを原位置載荷試験により確認できた。

その際、サンプリングや室内試験時の試料の乱れや過圧密地盤で構造が消失し、極端に地盤が軟化する場合があるため、これらに対して十分に検討する必要がある。

原位置載荷試験において、潮位と連動した周期的な沈下計測値の変動が観測された。他にもこのような事例は見られるが、変動が発生する明確なメカニズムの解明には至らなかった。

また、基礎設計条件でカムクレイモデルによる FEM 予測解析を行った結果、対象とする

第5章 結論

橋梁は沈下に対して十分安全なことが予測できた。

第4章では、高速道路盛土の飽和・不飽和状態における強度特性について述べた。

今回整理した飽和時のCU試験結果では、飽和時では、 $c_{cu}=28.4\sim 45.8\text{kPa}$ 、 $\phi_{cu}=20.1\sim 24.0^\circ$ の範囲となっていた。一方、原位置の含水比以下の含水比で調整した試料の c_{cu} と ϕ_{cu} の平均値の範囲はそれぞれ $35.1\sim 121.3\text{kPa}$ 、 $25.6\sim 38.4^\circ$ であった。原位置での不飽和状態から飽和状態に変化することにより、 c_{cu} は $33\sim 76\text{kPa}$ 、 ϕ_{cu} は $2\sim 18^\circ$ 低下しており、豪雨による盛土内の飽和度の上昇が盛土の安定に大きな影響を与えることを示した。

また、検討結果に基づいて、既存の高速道路盛土の補修・耐震強化の概略設計に用いることを目的として、高速道路盛土を礫質土、まき土、粘性土に分類して、飽和状態（豪雨時）、不飽和状態（常時）における設計のための強度定数の概略値をそれぞれ提案した。さらに、概略値の利用法として、高速道路盛土の排水対策工、高速道路盛土の補強材を用いた耐震補強工の設計例を示し、概略値が盛土リニューアル事業において設計の合理化に貢献できることを具体的に示した。

第5章の結論では、本研究で得られた知見を要約し、本研究の成果を示した。本研究の意義について以下に述べる。

高速道路建設における地盤工学分野の実務では、地盤調査(原位置試験、室内試験)での測定値から単純化した土の変形強度特性を想定し構造物を設計してきた。その代表例として、沖積粘土を主体とした段階圧密試験による圧密特性や盛土の飽和三軸圧縮試験による強度特性の設定などがある。

近年の建設コスト縮減の要求や巨大地震や豪雨などの自然災害が多発などに併せて、高速道路の老朽化による更新の必要性が生じており、新たな課題が顕在化してきた。

既存の実務設計手法に対応する代表例として更新統粘土層の圧密特性と不飽和土の強度特性がある。

これらについて、現場で地盤や構造物の変形・強度を実測し、試験値や解析値と比較する手法を用いることで、以下の成果を得た。

- 1) 更新統粘土で一般的な室内試験値で求めた圧密特性が、実務の沈下検討に適用できることを原位置の載荷試験で確認した。その際、サンプリングや室内試験時の試料の乱れや過圧密地盤で構造が消失し、極端に地盤が軟化する場合があるため、これらに対して十分に検討する。
- 2) これまで各機関において明確に示されていなかった高速道路のリニューアルにおいて有用な情報となる、盛土の飽和・不飽和状態でのせん断強度定数の概略値を提案した。概略値は、地下水位の上に飽和、地下水位下に不飽和の値を用い、三軸圧縮試験値のばらつきから、粘着力 c は平均値一標準偏差、せん断抵抗角 ϕ は平均値を採用した。

5.2 今後の課題と展望

5.2.1 更新統粘土の圧縮・圧密特性

- 1) 本研究では、原位置で大深度（G L. -70m）の更新統粘土に載荷した試験結果と室内土質試験結果を対比することにより、更新統粘土の室内土質試験結果が設計に合理的に適用できることを示した。今後、同様な原位置試験によるデータの蓄積が重要である。
- 2) 本研究で対象とした更新統粘土は、構造が低位な、一般的な粘性土である。大阪湾粘土のような構造が高位な粘土について、今後さらに圧密降伏応力の考え方を研究する必要がある。
- 3) 今回の原位置載荷試験で、更新統粘土の変位が潮位とよく連動することを確認したが、この連動のメカニズムを明確に説明することは出来なかった。今後の研究が必要である。

5.2.2 不飽和盛土の強度特性

- 1) 盛土の安定上、問題となることの多いまさ土や脆弱岩などの一般値を示したが、限られたデータを整理した結果から求めたものであり、今後、より多様な土質のデータの収集・蓄積を行いたい。
- 2) 現段階では、今回実施した不飽和土の排気・非排水三軸試験などは高度な技術力を要し、コストも要するため、データの蓄積は容易ではない。三軸試験法の標準化とともに簡易な方法で実務上満足できる試験法の開発が望まれる。
- 3) 高度に不均質な盛土の強度を測定するためには、サンプリングや室内試験を適用することは課題が多い。原位置でせん強度を求める方法を今後研究開発していくべきである。

謝 辞

本論文は、地盤工学研究室に二度目の在籍をさせていただき、その成果を取りまとめたものです。三年の間、大変多くの方々の御指導やご協力ならびに叱咤激励をいただきました。ここに心からの感謝の意を表します。

広島大学大学院工学研究科教授の土田孝先生には、入学の動機付けから修了に至るまで終始粘り強くご指導をいただきました。最初の研究の組み立てから論文の作成、投稿、却下や修正、再投稿、再々投稿、学位審査に渡り全ての場面で懇切丁寧に教えていただきました。ここに深く感謝いたします。今後ともご指導いただければ幸いです。

私の勤務先である NEXCO 西日本コンサルタンツ(株)代表取締役社長 前田良刀博士には、社長として研究へのご理解とご支援をいただくと共に、それにもまして、社内における技術や研究に対するもう一人の先生として、数多くのご指導と叱咤激励をいただきました。この論文の完成は、土田先生と前田先生というお二人の恩師の存在無くしてありえないものでした。心から深く感謝します。

広島大学大学院工学研究科教授 河合研至博士ならびに半井健一郎博士には、副査をお引き受けいただき、論文審査の際、貴重なご指導とご助言をいただきました。様々な角度から論文を充実させることが出来ました。深く感謝いたします。

山口大学大学院創成科学研究科教授 中田幸男先生には、学外から副査をお引き受けいただきました。論文と同じテーマの業務でご指導をいただいております、的確で丁寧なご指導をいただきました。ここに深く感謝いたします。

本学位論文に関する投稿論文の共著者である、土田孝先生、前田良刀博士、西日本高速道路(株)の瀨崎智洋博士および坂東誉浩氏、基礎地盤コンサルタンツ(株)の白井康夫博士、(株)地盤試験所の高野公作氏には、論文の作成から修正で多大なご指導とご協力をいただきました。また、中電技術コンサルタント(株)の北出圭介博士、NEXCO 西日本コンサルタンツ(株)の矢ヶ部秀美博士には、論文の作成に当たり、貴重なアドバイスをいただきました。皆様に深く感謝いたします。

社会人として研究することは多くの方々のご理解とご協力があって成り立つものでした。本論文の執筆に当たりましては、西日本高速道路(株)が実施した試験の貴重なデータを提供いただきました。ここに深く感謝いたします。

勤務先の NEXCO 西日本コンサルタンツ(株)においては、前田良刀社長、大内浩之取締役、井ヶ瀬良則取締役技師長、坂手道明技師長はじめ皆様に多大なご迷惑をおかけしました。深く感謝の意を表します。また、事業部の皆様の御配慮やご協力に深く感謝します。

地盤工学研究室では、土田先生、広島大学大学院工学研究科助教 橋本涼太博士にご指導いただきました。深く感謝いたします。研究室の皆様とは、娘が同じ様な年頃であることもあり、新鮮で楽しい学生生活を送ることが出来ました。復建調査設計(株)国際事業部長 山田義満氏とは二度目の入学でもまたご一緒させていただきました。大変励みになりました。ま

た、特に、研究室秘書の上田温子さんには、社会人学生であることもあり、多くのお気遣いをいただきました。深く感謝します。

最後に広島大学へ一度目の入学時に亡くなった父、二度目の入学した年に亡くなった母と後ろから見守り続けてくれた妻 久子と二人の娘 未来、真優に感謝します。

2019年4月

松方 健治