

4 インフラ施設の地震レジリエンス強化のための耐震技術の開発

研究期間：平成 28 年度～令和 3 年度

プログラムリーダー：耐震研究監 桐山 孝晴

研究担当グループ：地質・地盤研究グループ（土質・振動、物理探査）橋梁構造研究グループ（耐震担当、下部構造担当）寒地基礎技術研究グループ（寒地構造、寒地地盤）

1. 研究の必要性

平成 23 年東日本大震災では、強い揺れと巨大な津波により、北海道から関東に至る太平洋岸の非常に広い範囲で激甚な被害を受けた。また、平成 28 年熊本地震では、強い揺れと大規模な地盤変状によってインフラ施設が甚大な影響を受けた。現在、南海トラフ巨大地震、首都直下地震等を始め、日本全国において大規模地震の発生の切迫性が指摘されている。このような地震に対して、救急・救命活動や緊急物資輸送の要となる道路施設や、地震後に複合的に発生する津波や洪水等に備える河川施設等のインフラ施設の被害を防止・軽減し、地震レジリエンスの強化を図ることは喫緊の課題となっている。人命の保護、重要機能の維持、被害の最小化、そして迅速な復旧を目指し、ハード対策の技術開発への本格的な取組みが必要とされている。

2. 目標とする研究開発成果

本研究プログラムでは、南海トラフの巨大地震、首都直下地震対策強化として、大地震発災後の救命・救助活動、被災地への広域的な物資輸送、経済産業を支えるサプライチェーンの回復等の社会機能維持のために必要な技術を開発する。このためには従来の経験を超える大規模地震や地震後の複合災害への備えが必要と認識した。また熊本地震においても課題とされたが、設計法の確立が十分ではない土工構造物の変位ベース設計法（変形評価法）、地盤と基礎・地下構造物の動的相互作用評価法の確立が必要と考える。液状化については危険度を適切に評価し、対策を実施するためには、継続して評価方法を高精度化することが必要であり、構造物への影響も考慮されるべきである。以上を踏まえ設定した達成目標を以下に列挙する。

- (1) 巨大地震に対する構造物の被害最小化技術・早期復旧技術の開発
- (2) 地盤・地中・地上構造物に統一的に適用可能な耐震設計技術の開発
- (3) 構造物への影響を考慮した地盤の液状化評価法の開発

H28 年度は(1)、(2)、(3) 各々について実験や解析、事例調査などを実施し、次年度における研究の着眼点や検討の方向性の絞り込みや、具体化などを行った。H29、H30、R1 年度は多くの研究項目において、過年度成果を踏まえつつ実験や解析、事例調査を引き続き実施し、今後の検討に必要な知見を蓄積した。それに加えて、個別には、超過外力に対する損傷誘導設計の実現性の検証、電気探査手法による盛土内の集水地形の把握など、今後の耐震設計の進歩や改善に資する成果を挙げることができた。

3. 研究の成果・取組

「2. 目標とする研究開発成果」に示した達成目標に関して、令和元年度までに実施した研究の成果・取組について要約すると以下のとおりである。

(1) 巨大地震に対する構造物の被害最小化技術・早期復旧技術の開発

1) 特殊土地盤を含む盛土の耐震性評価手法の高精度化及び耐震補強法の合理化手法の開発を目標とし、H28 年度は盛土脆弱箇所を効率的に抽出する物理探査技術、泥炭地盤上盛土の耐震性把握に資するサウンディング手法をそれぞれ試すなどし、有効性を確かめることができた。

まず、物理探査技術については、H28 年度は熊本地震および豪雨による盛土の変状域を統合物理探査で明らかにした。また能動的探査に加え受動的探査手法を組み合わせたハイブリッド表面波探査により、交通

量の多い幹線道路においても変状域の検出が可能な記録の取得が行えることが示された。H29年度は引き続きこの盛土崩壊現場で詳細物理探査を主体に総合的な現地調査解析を実施し、段階的な崩壊過程の推定に至った。H30年度は、独立型振動受振装置による浅層微動探査の有効性を試験し、地盤の3次元S波速度分布の取得が現実的な作業量で実際に行えることを示した。R1年度は、盛土内の地下水位が高い領域を把握することを目的として調査手法の開発を進め、電気探査手法により集水地形の把握が行えることを確認した。また、推定される集水地形の谷筋に直行した方向に測線を設置などの調査手法の要点をとりまとめた。

サウンディング手法について、H28年度は原位置サウンディング（三成分コーン貫入試験）の結果として盛土と泥炭層の境界は判別可能であり、めり込み沈下量の把握は可能であることが示された。H29～R1年度は、簡易動的コーン貫入試験（PDC）に着目し、泥炭地盤上に構築された道路盛土を対象に各種試験を実施した。その結果として、泥炭に沈埋した盛土はPDC単独で液状化判定が可能であること、PDCの水圧波形により泥炭層を把握することが可能であることを明らかにした。

細粒分含有率が盛土の耐震性に及ぼす影響を評価するため、H28年度およびH29年度に遠心力载荷模型実験を実施した。その結果、H28年度は合理的な耐震性の向上のためには盛土材料（特に細粒分含有率の高いもの）の動的な変形特性を踏まえた評価が必要と判明した。H29年度は細粒分中のシルト・粘土含有率による地震時変形挙動の違いおよび塑性指数の影響についての知見を得た。H30年度は、透水性の相似則の影響および締固めの影響を確認するための模型実験を実施し、加進時過剰間隙水圧の発生状況、材料の締固め状況の影響に関する分析を行った。R1年度は、谷埋めの高盛土内に難透水層が存在し、背後からの浸透水供給により難透水層上に水位が形成されることを想定した遠心载荷実験を行い、これらが盛土の安定性に及ぼす影響およびその対策手法について検討した。

2) 減災の観点から望ましい橋の破壊形態の評価手法及び超過外力に対する橋の減災設計法を開発するため、H28年度は鋼アーチ橋について、超過外力が作用した場合の損傷過程を分析し、致命的な損傷を避けるための構造条件を導出した。また桁橋についても、解析に加え、損傷事例等を踏まえ、超過外力を想定した場合の課題を整理し、望ましい損傷シナリオを誘導するための設計の考え方を、設計の段階（設計条件の設定から評価・検証まで）毎に検討し整理した。H29年度は検討をさらに進め、解析により超過外力に対し設計上配慮可能な損傷制御の方策を検討、その有効性を検証した。さらに所要の供用性・修復性等に対し、とどめるべき損傷度を示すシナリオ案を提案した。H30年度は、支承部への損傷制御の実現性を検証するため、既往文献調査による橋脚の設計条件の検討、供試体設計と、支承の各部品における力の作用状況および耐力を把握するための载荷実験を行った。R1年度は、支承部への損傷制御の実現性を検証するため、载荷条件の評価、損傷を誘導する部材の応答について詳細に分析し、供試体の詳細設計を行った。また、支承に用いられる複数本の六角ボルトに作用する力の作用状況の詳細を把握することを目的に、昨年度に実施した载荷実験の再現解析を行った。

3) 合理的で信頼性の高い既設橋基礎の耐震補強法の開発については、H28年度は既設基礎の補強設計・施工実態について調査・分析を行い、フーチングのせん断補強の困難性などといった課題を把握、整理した。H29年度は、基礎の補強に関する既往の実験事例について文献調査を実施し、補強工法の効果などを把握した。H30年度は、基礎の補強として一般的に用いられる既設・増設フーチングを剛結した増し杭工法を対象に、既設杭と増し杭の荷重分担や既設・増設部材の結合部挙動の評価を目的に解析的検討を実施した。R1年度は、上面引張時におけるフーチングの曲げ耐力を精度よく評価することを目的として、杭列配置がフーチングの損傷形態に与える影響を解析的検討により明らかにするとともに、杭間隔の観点より現行の評価手法が適用可能な条件を明確化した。

(2) 地盤・地中・地上構造物に統一的に適用可能な耐震設計技術の開発

1) 土構造物の耐震性評価のための変形解析手法開発に向けて、ALID（残留変形解析手法）による変形解析の適用性について検討するため、H28年度は細粒分含有率の異なる盛土材料での試算を実施し、変形モードについて実験結果との整合を確認した。一方で、法肩沈下量は実験結果よりも大きな値となった。H29年度は変形解析を行うためおよび基本的な材料物性を把握するため、室内土質試験を実施し、盛土材の

変形特性に及ぼす締固め程度、細粒分含有率の関係を確認した。H30年度は、変形解析を行う上でのパラメータ検討を行うための基礎データを蓄積するため、細粒分含有率や塑性指数、締固め条件の違い等の土質条件による強度特性の違いを把握するための室内土質試験を実施した。R1年度は、細粒分含有率を考慮したせん断剛性低下率の設定方法を用いた解析を行い、過年度に実施した細粒分含有率の異なる盛土材料を用いた谷埋め高盛土の遠心載荷実験の再現解析を行った。

土構造内部を調査する物理探査に関しては、H28、29年度は試験盛土においてS波速度分布と比抵抗分布を測定するとともに、測定地点の試料を採取して含水比と粒度分布を測定し、探査結果との比較を行った。H29、30年度は、光ファイバーを用いた地盤振動の取得と表面波の解析を行い、変状モニタリングへの有効性を検証した。

また、特殊土（泥炭）地盤の地震時の剛性低下の把握のため、H28年度は中空ねじりせん断試験機を用い、原位置で採取した泥炭供試体に所定の繰返しせん断力を与えた後、静的なせん断力を加えることで、地震直後の泥炭のせん断剛性の変化を調査した。H29、30年度は、泥炭の剛性変化を考慮した液状化に伴う残留変形解析による解析モデルが、地下水位以下の泥炭地盤に沈埋した河川堤防盛土の液状化による崩壊事象を再現することが可能か検証した。R1年度は、上述の過年度の変形解析に関して、一部追加の解析を行い、泥炭地盤上盛土の地震時沈下量と泥炭の剛性変化の關係に着目して整理した。

2)地盤振動と構造物の動的相互作用や地盤流動を考慮した既設橋の耐震性能の高精度な評価技術の確立に向け、H28年度は地盤流動による作用と抵抗機構を解明するため、斜面上の柱状体深礎基礎と組杭深礎基礎を対象に遠心力載荷実験を実施した。これによってすべり量が大きくなると受働土圧相当の荷重が基礎に作用することなどが判明した。さらに深礎基礎を有する橋台・橋脚を対象に、数値解析により受働土圧相当のすべり力が作用した時の基礎の安定性を検討し、橋台、橋脚ともに、すべり力は基礎の耐力を上回る傾向があること、基礎の構造により、抵抗力に差があること等を把握した。H29年度は、大きな変位の斜面変状が橋梁に及ぼす影響を評価する解析手法を検討した。新たな解析的アプローチとして有限差分法を試用し、過年度の実験について再現解析で適用性を確認した。その結果4mの地盤変位により生じた地盤の受働破壊や杭の断面力等を精度よく再現できた。地盤流動の影響を受ける既設橋の耐震性能の高精度な評価技術の確立に貢献する成果となった。H30年度は、軟弱粘土地盤上に設置された既設道路橋を対象に、粘土地盤の側方流動の影響を受けた橋台杭基礎の破壊メカニズムを解明することを目的として、動的遠心載荷模型実験を用いて、橋台杭基礎の地震時挙動を調べた。R1年度は、既往の地震被害の調査結果に基づき、軟弱粘性土地盤上の道路橋基礎の耐震性能に関する検討を実橋レベルで実施した。

また、地震時の橋の耐荷性能を合理的に評価するため、基礎と地盤特性も含めた橋全体系として耐震性能を評価する手法を構築することを目的として、H28年度は古い基準により設計された既設RC杭を模した既往の実験を対象に、解析的に杭列ごとの曲げやせん断耐力特性の評価法を検討した。H29年度は、入力損失の大きい柱状体基礎の動的加振実験を対象に、解析的に地震時応答の再現及び地盤振動の特性が構造物の振動に及ぼす影響を確認した。H30、R1年度は、橋台に関する動的遠心模型実験を実施し、橋台の地震時挙動を確認するとともに、橋台と地盤の動的相互作用について分析した。また、模型PC杭の載荷試験を実施し、せん断耐力及び破壊形態を確認するとともに、再現解析を踏まえて限界状態の評価法を検討した。

3)河川堤防を対象に、修復性等を考慮した堤防の耐震性能照査手法及び対策手法を確立しようとしている。H28～30年度は、地震によって亀裂が生じた堤防の浸透特性を実験的に評価した。その結果、亀裂が生じた状態で洪水を迎えると、変状が進展する場合があること、特に横断亀裂が生じた場合は堤防機能を喪失する場合があることを確認するなど、応急復旧、本復旧の考え方のヒントとなる知見を得た。また、堤防の浸透機能に影響を与える要因の1つである堤体のゆるみについて、過去の動的遠心模型実験において加振前後での堤体の密度分布を測定した事例を用いて分析した。さらに、堤体の側方変位量について、実測値と実務に用いられる河川堤防の地震時地盤変形解析手法によって算出される解析値の検証を行った。R1年度は、地震による亀裂等の変状発生度合いと堤防機能の関係を明らかにするため、遠心模型実験により、地震後に生じた堤体の亀裂および密度変化とそれらによる堤防の浸透特性の変化について検討を行った。

(3) 構造物への影響を考慮した地盤の液状化評価法の開発

構造物への影響を考慮した合理的な液状化判定法を確立するため、H28年度は液状化に対する抵抗率 F_L と過剰間隙水圧比 R_u およびダイレイタンス ε_d の関係について考察を行い、これらの関係が液状化強度曲線、水圧上昇曲線、圧縮曲線の組み合わせによって表現される可能性があることを示した。H29年度は過年度に提案した $F_L \cdot \varepsilon_d$ 関係を組み込み、液状化時の土の要素挙動のモデルを作成した。H30年度はこれを用いて原位置不攪乱試料の液状化試験の再現計算を行い、堆積年代が異なる砂質土や粘性土の非排水繰返しせん断挙動を良好に再現できることを確認した。R1年度は、原位置液状化試験法（振動式コーン・定点振動法）について現場実験による適用性検証を行うとともに、液状化した土の大変形のポテンシャルについて検討するための一連の室内土質試験を行った。

一方、火山灰質土の液状化強度比に及ぼす各種要因の解明と評価手法の確立のため、H28、29年度に地盤調査および土質試験を実施した。液状化試験は、H28年度は美幌町におけるブロックサンプリングによる不攪乱試料およびS波速度 V_s を変化させた再構成試料を対象とした。H29年度は森町における、原位置で採取した攪乱試料の再構成試料とトリプルサンプリングを対象とした。その結果として、火山灰質土の液状化強度比 RL と V_s との間に相関が認められるなど正確な RL を簡易に評価できる可能性を強めることができた。H30年度は、美幌町、森町で同時に採取した火山灰質土の攪乱試料を対象に、過年度とは異なる密度で作製した再構成材料の繰返し非排水三軸試験結果から考察を行った。R1年度は、札幌市の火山灰質地盤を対象に原位置試験を行うとともに、これまでに検討した動的有効応力解析のモデル化手法について、過去の遠心模型実験5ケースの再現解析からその適用性を検証した。

DEVELOPMENT OF SEISMIC TECHNOLOGY FOR STRENGTHENING EARTHQUAKE RESILIENCE OF INFRASTRUCTURE FACILITIES

Research Period : FY2016-2021

Program Leader : Director for Earthquake Engineering

KIRIYAMA Takaharu

Research Group : Geology and Geotechnical Engineering Research Group

Bridge and Structural Engineering Research Group

Cold-Region Construction Engineering Research Group

Abstract : This research consists of three segments to prepare for large-scale earthquakes which have high probability of the occurrence. The first segment is to develop technology for minimizing and quickly recovering damages. The second is to develop design technology consistently applicable for ground, underground, and aboveground structures. The third is to develop liquefaction evaluation method for soil layers. Experiments and analyses have done for each segment. Various data and knowledge that make progress of seismic technology were obtained.

Key words : disaster mitigation, resilience, infrastructure, seismic design, liquefaction

4.1 巨大地震に対する構造物の被害最小化技術・早期復旧技術の開発

4.1.1 高盛土・谷状地形盛土のり面・特殊土地盤の詳細点検・耐震性診断・対策手法に関する研究（耐震性評価手法：物理探査）

担当チーム：地質・地盤研究グループ（特命）

研究担当者：齋藤清志、稲崎富士、尾西恭亮

【要旨】

本研究は、盛土の耐震性評価の効率を向上させる手法のひとつとして、物理探査を用いた脆弱箇所の特効的な抽出手法の実証を目的としている。表面波探査や電気探査などの複数の浅部物理探査手法を組み合わせた統合物理探査、および、表面波探査において能動的な起震振動と受動的な振動を組み合わせたハイブリッド表面波探査を、実際の地震による被災現場で実施し、有効性を評価した。短期間で、必要時に、災害復旧作業の支障とならずにデータ取得が行えることを示した。表面波探査によるS波速度分布を用いて耐震性が低い箇所の評価が可能であることを示した。ドローンなどによる空撮画像を基にした数値地表モデルと地下探査情報を組み合わせて空間情報を統合化することにより、盛土の状態の理解や解釈の信頼性が向上し、災害復旧対策に有効であることを示した。また、独立型振動受振装置を用いた浅部地盤の3次元構造解析の実用性に関する評価を行った。さらに、谷埋め盛土の集水地形の電気探査による調査手法を検証した。

キーワード：ハイブリッド表面波探査、空間情報の統合化、熊本地震、3次元S波速度分布、集水地形

1. はじめに

地震外力や降雨による盛土の応答は、内部物性構造に依存する。内部物性構造が分かれば、地震の土工構造物に対する影響や被害度合いの特定が可能である。しかし、道路盛土は一般に考えられているよりも不均質な分布を示している。盛土内部の詳細な不均質構造や物性分布の把握が必要であり、物理探査を用いた2～3次元の非開削イメージング手法の利用が実用的であると考え、研究開発を進めている。

平成28～29年度に、熊本地震により変状を受けた盛土の調査を行い、盛土内部の変状状態の解析手法について実証評価を行った。表面波によるS波速度構造分布の推定手法や、数値地表モデル(DSM)と地下情報を統合した空間情報の一体表示手法を、被災盛土の調査に適用した。地震の影響により実際に変状を受け崩壊した盛土の内部状態の理解および解釈への浅部物理探査手法の活用方法について評価し、信頼性が高く効率が高い盛土の調査方法を提示した。

また、H30年度は、独立型振動受振装置による浅部微動探査の有効性を試験し、地盤の3次元S波速度分布の取得が現実的な作業量で実際に行えることを示した。

R1年度は、盛土内部の水位が高いと耐震性を低下さ

せることから、地下水位の高い領域を把握することを目的に調査手法の開発を進めた。集水地形の把握が電気探査で行えることを確認し、推定される集水地形の谷筋に直交した方向に測線を設置するなどの調査手法の要点をまとめた。

2. 盛土脆弱箇所の効率的抽出技術（物理探査）の実証

2.1 地震による変状発生域の特定

熊本地震で被災を受けた道路高盛土で浅部物理探査を実施した。探査場所は、甚大な家屋被害が生じた益城町内を南北に通る国道443号線である。最も被害が大きい地域より東部に位置する。北から南に向けて傾斜しており徐々に標高が低くなっている。一部で盛土の変状が発生していた(図-1)。路肩部が大きく変状していたが、調査時は未対策の状態であった。

盛土変状域を含むように探査測線を配置し、表面波探査を実施した。表面波探査の測線長は480mで、4.5Hzの受信器を2m間隔で240点配置して行った。かけや起震を4m間隔で行い能動的探査用の震源とした。他に、歩行振動を震源として用いた受動的探査解析を行い、両者を併用したハイブリッド表面波探査¹⁾を行った。地震探査装置にはGEOMETRICS社製DAS-1を2台用いた。

表面波の解析は CMP-CC 法²⁾、および CMP-SPAC 法³⁾を用いて解析し、基本モードの分散曲線を求めて 2 次元 S 波速度構造を推定した。平成 29 年度に再解析を進め、得られた解析結果を図-2 に示す。比抵抗断面も合わせて掲載している。



図-1 盛土変状箇所

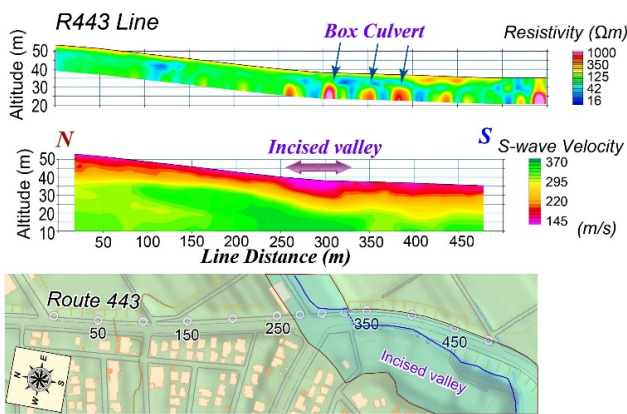


図-2 熊本地震時盛土崩壊箇所接続部での盛土内部断面

変状発生盛土区間（測線距離 300m 付近）の S 波速度が低く分布しており、弱部となっていることを確認し、表面波探査が弱部特定に有効であることを示すと共に、軟弱盛土区間で崩落が発生したことが推定された。トラック等の重量車両を含む交通量の多い幹線道路沿いでも適用することが可能であり、復旧工事に支障を与えずに地震後の脆弱化度調査に、提案しているハイブリッド表面波探査を中心とした浅部物理探査が活用できることを示す結果となった。

2. 2 地上と地下の空間情報の統合表示

平成 28 年に発生した熊本地震による強震動を受けて亀裂等の変状が発生し、その後の集中豪雨によって一部が崩落した高規格道路の盛土を調査した。調査には、電気探査、地中レーダ探査、表面波探査、および地表面の

標高解析を用いた統合物理探査⁴⁾を適用した。

崩壊直後にドローンで撮影された画像（佐賀新聞社撮影）を基に作成したオルソ画像および数値表層モデル（DSM）を、それぞれ図-3 および図-4 に示す⁵⁾。道路は片側一車線の本線とオンオフランプで構成されている。東側のオフランプ車線が崩壊した。道路表面に多数の亀裂が残された。盛土の崩壊により、道路に面した南北方向約 40m、東西方向約 10m の領域は、高さ 2m 程度隆起した。

探査測線は、主に南北 4 本、東西 1 本設定した。各測線で電気探査や表面波探査を行った。各測線の探査は展開撤収測量を含めて、半日～1 日程度の短時間でいった。



図-3 UAV 空撮画像を基に作成したオルソ画像

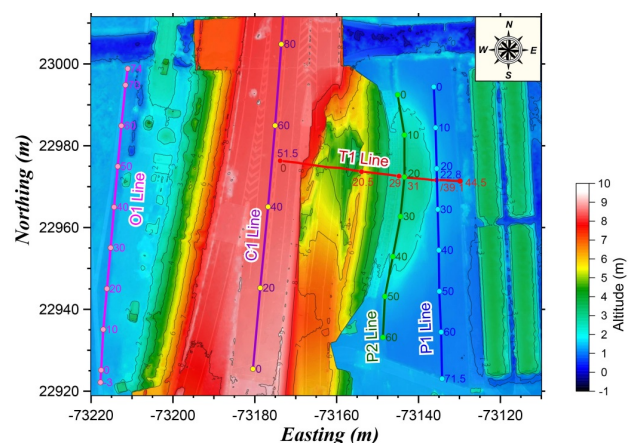


図-4 崩壊盛土の DSM 表示（探査測線を併記）

次に、高所撮影で得られた画像を解析することで得られた DSM を基にして作成した陰影図に、地中レーダ記録の路盤・路床境界（換算深度 32～57cm）における振

幅強度分布を統合表示したものを図-5に示す。陰影図は、写真では特定が困難な舗装表面の微小亀裂を、明瞭にイメージングしている。

また、地中レーダの路盤・路床境界における振幅強度分布は、赤に近い色ほど振幅が強く、青に近い色ほど振幅が弱いことを意味している。強振幅を示す領域が東側の崩壊斜面側に分布しており、崩壊による道路変形のために、路盤・路床境界に空隙が生じている可能性がある」と解釈した。空隙または剥離箇所が東側の崩壊側に分布していることを表している。

なお、地中レーダ記録は、GSSI社製のUtilityScan-DFにより取得した。GNSSアンテナと同期させることにより、探査地点を高精度で測定可能となり、DSMとの統合表示を容易とした。地中レーダの中心周波数は800MHzと300MHzであり、浅部亀裂調査には800MHzの記録を用いて解析を行った。

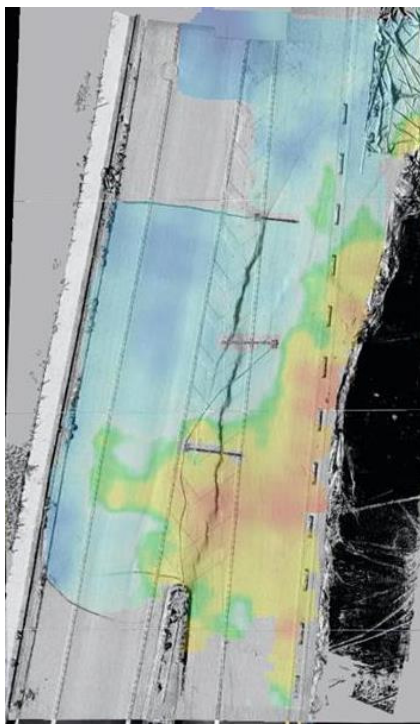


図-5 DSMによる陰影図と地中レーダ反射振幅分布の統合表示画像

盛土崩壊面における2次元電気探査では、深さ20mまでの比抵抗構造を得た(図-6)。盛土は相対的に高比抵抗を示し、改良地盤との境界面が明瞭に認識できる。基盤の粘土層また、すべり先端部の地下構造分布が明瞭に識別できる。得られた比抵抗断面と、設計図面とDSMにより得られた崩壊前後における変位ベクトルからすべ

り面を推定することができる。すべり構造は先端部において複数のブロックに分かれていると推定した。また、平成29年度には追加探査や再解析を行い、改良体位置の推定および初期陥没領域を伴う段階的崩壊プロセスの推定を行った。

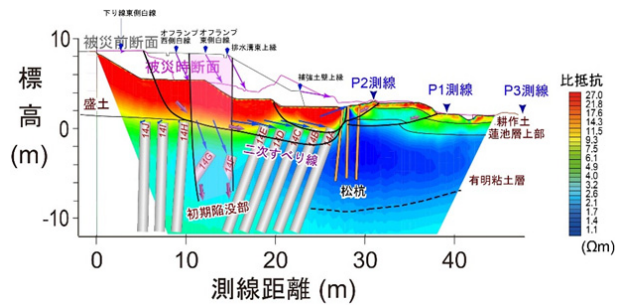


図-6 盛土を横断する比抵抗分布および地下構造とすべり面の解釈断面

地中の2次元断面情報である物理探査断面と、地表のオルソ化画像情報およびDSMとを結合した3次元統合空間情報モデルを構築し、盛土崩壊状態の解析に用いた(図-7)。モニター画面上で任意の方向から地下部を含む観測記録の確認が可能であり、盛土の状態の理解や崩壊に至る解釈の信頼性が向上した。任意の視点からの情報をオペレータの希望に合わせて表示することにより、盛土崩壊部の空間的位置関係や影響範囲などを明瞭に視認できる。各記録の濃淡を調整することにより、空間的な関係を適切に理解することができる。

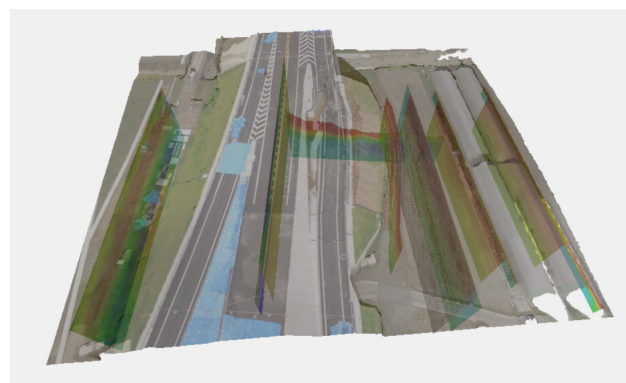


図-7 空間統合化情報の表示例

また、平成29年度に追加調査を行い、改良体の推定位置と地表空間情報を組み合わせた3次元空間モデルを構築した。改良体が損傷していない場合の推定地中位置を図-8に示す。地上情報と地中情報とを結合することに

より、すべり変形に伴う局所的な地盤挙動を3次元的に解釈することが容易となり、関係機関と情報共有が行えた。被災現場対策に実際に利用された CIM (Construction Information Modeling / Management) のひとつの提示モデルとなった。CIM の有効な活用方法としてひとつの指針を与える調査事例となったと考えている。

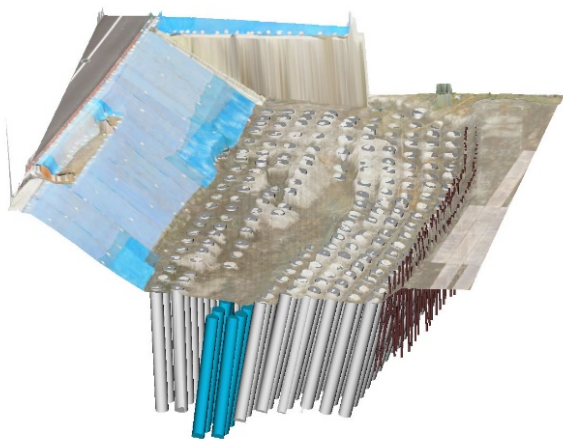


図-8 改良体の推定位置の空間情報

本研究では、熊本地震で被災を受けた道路高盛土を対象に、調査の計画立案から現場における調査計測、取得データの解析処理、解析記録の空間情報統合化、そして、解析結果の解釈や状態評価、調査情報の対策工への反映までの一連の実作業を実施し、復旧対策工の早期実施に貢献した。一部の作業は現場担当者と共同で実施した(図-9)。各記録の取得手法への理解が深まり、解析記録や解釈結果の適切な活用に有益となった。崩壊箇所は平成30年度に全面復旧した。



図-9 現場担当者との共同による計測調査風景

2.3 3次元S波速度取得技術の開発

物理探査技術は、ボーリングなどによる1次元情報を2次元分布に拡張することができる。集水地形に形成された盛土などの内部構造は、3次元的に変化しており、地盤の3次元分布の把握が求められる。

これまでは、浅部地盤調査では、現場条件や調査経費等の制約から、3次元調査の実施は非現実的なことが多かったが、近年、比較的低廉で取り扱いが簡便な独立型計測システムの開発が進められ、以前に比べ3次元探査が容易になった。そこで独立型振動受振装置の浅部構造探査への適用性を検証した⁶⁾。

図-10 に示す独立型振動受振装置は、既往の受振装置と異なり、受振点間を信号ケーブルで接続する必要がなく、個々の地点の振動記録を個々の収録器で記録する(図-11)。GPSにより計測時刻を高精度で記録することで、各受振装置に収録された振動データの時刻合わせが可能となっている。柔軟な受信器配置が可能となるため、地表面に対して2次元状に受振器を配置することが容易となる。

土木研究所の舗装走行実験場の試験では、独立型振動受振装置を49個用い調査を行った。サンプリング間隔を4msecとし、22時間の自然振動を取得した。解析には2点SPAC法⁷⁾を適用した。なお、受振器の設置など準備に要した時間は約2時間で、従来の方法に比べ大幅に短縮されている。

3次元の解析結果例(図-12)とS波速度分布の2次元断面(図-13)を示す。深度40m付近の基盤面を明瞭に捉えることができた。約1日の調査で、一辺80mの領域の不均質なS波速度分布を3次元で把握することが可能であることを検証し、実用性の高い探査手法であることを確認した。



図-10 独立型振動受振装置

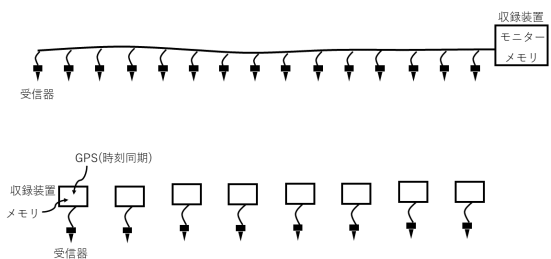


図-11 通常型と独立型の振動受振装置の相違（上：通常型，下：独立型）

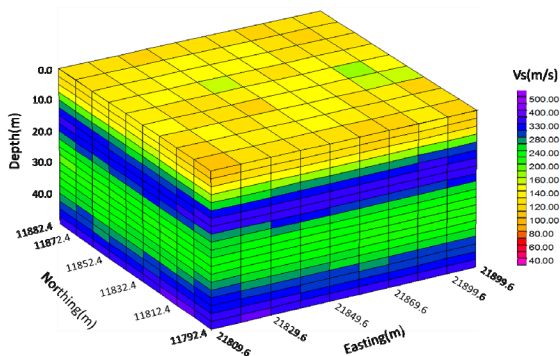


図-12 3次元S波速度分布

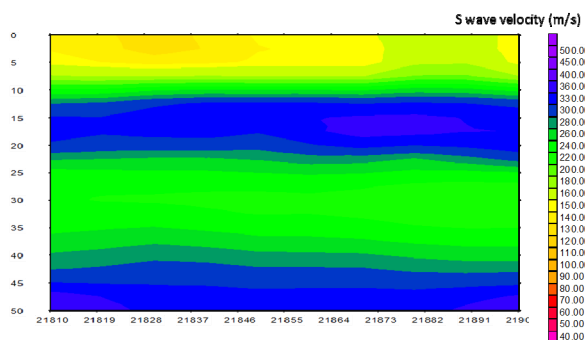


図-13 2次元S波速度分布

2.4 集水地形の把握手法の開発

盛土内の水位が高くなると耐震性を低下させる。谷埋め盛土では谷筋に形成される集水地形や宙水の存在が耐震性低下の要因となる。このため、集水地形の範囲や宙水の分布を特定することが重要となる。集水地形の分布がわかることにより、集水地形の範囲や中心位置がわかり、観測井や排水設備を適切な位置に設置することができるため、耐震性の維持を効果的に行える。

ボーリングなどによる地下水調査は調査地点における正確な情報を提供するが、地下水位が高い場所の範囲や最も地下水位が高い地点の特定は難しい。このため、空間分布情報の取得が行える物理探査手法をボーリングと

組み合わせて空間連続情報に拡張し、集水地形の範囲や宙水の分布を特定する技術の開発を行った。

高い含水により崩壊した履歴を有し、現在も観測井により水位監視が継続されている国道の谷埋め盛土において、電気探査を行った（図-14）。道路と平行に95mの測線を設定し、通電して記録を取得した。測線近傍に水位観測井が設置されており、調査時は地表より3.0mの深さに地下水位が存在していた。

得られた比抵抗分布を図-15に示す。観測された地下水位は低比抵抗領域の頂部に位置している。地形から推定される谷筋に比抵抗の低い領域が分布しており、集水地形を捉えられていることが確認できた。電気探査により集水地形の範囲や中心位置の特定が行えることがわかった。

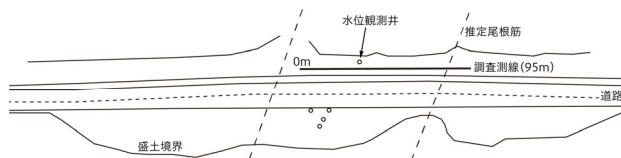


図-14 電気探査の測線設定位置

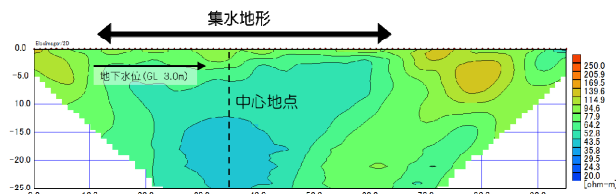


図-15 比抵抗分布による集水地形の分布把握

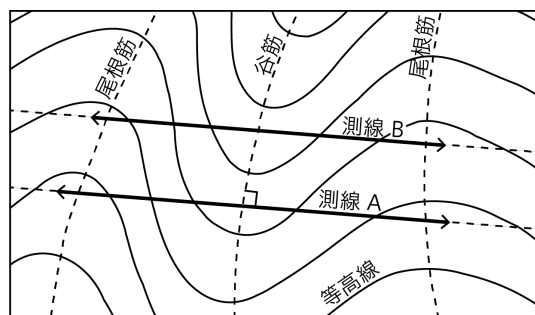


図-16 集水地形の電気探査調査の測線配置

集水地形を電気探査で調査する方法の要点を以下に示す（図-16）。

- 1) 集水地形の調査は谷筋に直交方向に測線を配置する。
- 2) 集水地形を含み尾根筋付近まで測線を延長して設定する。
- 3) 道路の反対側の車線などのある程度離れた位置に

平行な2測線を設置することにより谷筋の方向が特定できる。

- 4) 電極間隔は2m程度で十分である。ただし、地下水の深度により調整する。

3. まとめ

熊本地震による盛土の変状域を表面波探査で明らかにした。能動的な起震振動に加え受動的な振動を用いた測定手法を組み合わせたハイブリッド表面波探査により、交通量の多い幹線道路においても変状域の検出が可能な記録の取得が行えることが示された。

また、空間情報統合化による各種情報の一体的管理および解析を行った。熊本地震で被災を受けた道路高盛土を対象に UAV 空撮画像や路面詳細撮影画像をオルソ化し DSM 化した。測量図面や地表情報と物理探査断面を合わせて、空間情報として一体化して表示利用した。

地下空間情報を合わせて統合的に管理することにより、盛土崩壊状態を適切に評価することが可能となった。CIMの有効利用により、復旧対策計画の検討作業の効率化に貢献できることが示された。土構造物が崩壊する原因やメカニズムがわからない場合には、対策復旧に時間を要する場合がある。事前の地中情報が不十分な場合が多く、事前情報を含む地表情報を活用し、地中変状を推定する手法の普及活用に努めたい。

また、独立型振動受振装置を用いた浅部微動探査の浅部地盤探査への有効性を確認した。1日程度の調査で、80m四方の領域の3次元S波速度分布の取得が可能であることがわかった。今後は、実用化に際し、現場での要望に即した調査設計や解析結果の提供方法について検討し、実質的な有効性を評価することが重要である。

さらに、耐震性を維持するために、集水地形の範囲や中心位置の調査を電気探査で行えることを確認し、調査方法の要点をまとめた。

参考文献

- 1) 稲崎富士：浅部物理探査による地盤構造の可視化と物性評価、地盤工学会誌、Vol.65、No.1、pp.4-7、2017
- 2) Hayashi, K., and Suzuki, H. : CMP cross-correlation analysis of multichannel surface-wave data, Exploration Geophysics, 35, pp.7-13. 2004
- 3) Hayashi, K., et al. : CMP spatial autocorrelation analysis of multichannel passive surface-wave data, SEG Expanded Abstracts, 85, pp.2200-2204, 2015
- 4) 稲崎富士、青池邦夫：稠密物理探査技術による浅部地盤構造の把握と3次元可視化技術、土木技術資料、Vol.59、No.2、pp.14-19、2017
- 5) Kisanuki, H., Ogahara, T., Onishi, K. and Inazaki, T. : Near surface geophysical survey at a collapsed site of a highway embankment caused by a heavy rainfall, Proceedings of the 30th Annual Symposium on the Application of Geophysics to Engineering and Environmental Problems (SAGEEP2017), 2017.3
- 6) Kobayashi, T., Ogahara, T. and Inazaki, T., Construction of a 3D S-wave velocity structure model utilizing passive surface wave method, NS33C-0817, AGU Fall Meeting, 2018
- 7) Morikawa, H., Sawada, S. and Akamatsu, J., A Method to Estimate Phase Velocities of Rayleigh Waves Using Microseisms Simultaneously Observed at Two Sites, Bulletin of the Seismological Society of America, Vol. 94, No. 3, pp.961-976, 2000

4.1.2 高盛土・谷状地形盛土のり面・特殊土地盤の詳細点検・耐震性診断・対策手法に関する研究（高盛土・谷状地形盛土の耐震補強技術）

担当チーム：地質・地盤研究グループ（土質・振動）
研究担当者：佐々木哲也、加藤俊二、東拓生

【要旨】

本研究は、盛土の地盤条件、盛土材料、締固め方法の違いによる盛土材料の動的変形特性について検討し、高盛土・谷状地形盛土に対する合理的な耐震補強技術の開発を行うものである。

令和元年度は、谷埋めの高盛土内に難透水層が存在し、背後からの浸透水供給により難透水層上に水位が形成されることを想定した遠心力载荷実験を行い、高盛土・谷埋め盛土の変状に及ぼす宙水の影響について検討するとともに、難透水層上の浸透水を下方へ排水する効果を期待した鉛直ドレーンを設置した実験を行った。その結果、宙水及び難透水層がある場合、難透水層上で著しいせん断ひずみが発生し、難透水層以浅の土塊が法尻方向に大きく変位した。また対策工については、難透水層下が被圧した状態では鉛直排水効果が乏しく、逆に難透水層上の水位を高めてしまうことが確認された。このため、対策方法の検討にあたっては、難透水層下の被圧状態を考慮することが重要であることがわかった。

キーワード：道路盛土、遠心力载荷実験、細粒分含有率、空気間隙率、宙水、難透水層

1. はじめに

盛土の耐震性能は地盤条件、盛土内の水位や盛土材料に影響されるところが大きく、特に、高盛土、谷状地形盛土などで、地震時の被害が大規模になりやすく、震後の道路交通機能の確保に支障となることが多い。さらに、近年では発生土の有効利用に伴い盛土材料が多様化してきている。このため、近い将来発生が予想される大規模地震に対し、効率的かつ効果的に盛土の耐震性の向上を進めていくため、盛土の耐震性に及ぼす盛土材料の影響等を明らかにした上で、合理的な耐震性能照査法や耐震補強に関する設計法の確立が求められている。

本研究は、盛土材料の細粒分含有率、含水状態、締固め程度の違いが盛土の動的変形特性に及ぼす影響について検討し、高盛土・谷状地形盛土に対する合理的な耐震性診断手法及び耐震補強技術の開発を行うものである。

平成28・29年度は、細粒分含有率の違いによる盛土地震時の変形特性を把握するための遠心力载荷模型実験を行い、細粒分含有率が高いと変形が大きくなる傾向があること、塑性指数が大きくなると変形量が小さくなる傾向があることを確認した。

一方、平成28・29年度に実施した模型実験での課題として、浸透水の粘性（透水性）の相似則の影響、締固め度の低下による影響を把握する必要があるため、平成30年度は、透水性の相似則の影響および締固めの影響を確認するための模型実験を実施し、加振時の過剰間隙水圧

の発生状況、材料の締固め状況等の影響に関する分析を行った。

令和元年度は、谷埋めの高盛土内に難透水層が存在し、背後からの浸透水供給により難透水層上に水位が形成されることを想定した遠心力载荷実験を行い、これらが盛土の安定性に及ぼす影響及びその対策手法について検討した。

2. 高盛土・谷状地形盛土の動的遠心力载荷実験

土木研究所が所有する大型動的遠心力载荷実験装置を用いて、盛土材料、締固め方法等の違いによる高盛土・谷埋め盛土の変形挙動について遠心力载荷実験を行った。

ここでは、平成28年度～令和元年度までの結果をまとめて示す。

これ以降表記する数値は、特記がないものについては、実験概要・実験方法の説明については模型スケールで、実験結果については実物換算で表記する。

2.1 実験模型および加振実験の概要

模型実験は50Gの遠心場で行い、盛土高さ15m相当の山岳盛り土を想定したものである。図-2.1に実験模型概要を示す。実験模型は、幅1500mm、奥行き300mm、高さ500mmの鋼製大型土槽内に、段切りした地山模型を設置し、その上に計測器を埋設した盛土模型を作製した。

地山模型は、勾配5°の傾斜部（図右側）と上部の傾斜

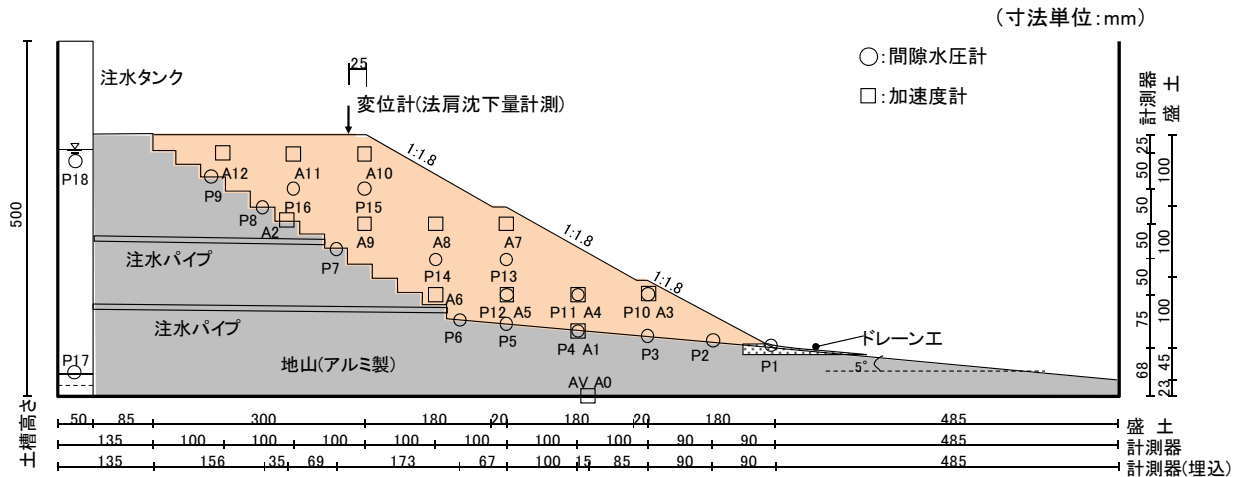


図-2.1 実験模型図 (寸法は1/50スケール)

表-2.1 動的遠心力载荷実験 ケース一覧

年度	ケース	実験条件					盛土材料の物性											
		盛土材料名	細粒分含有率 F _c (%)	締固め度 D _c (%)	含水比 ω (%)	空気間隙率 v _a (%)	土粒子密度 ρ _s (g/cm ³)	礫分含有率 (%)	砂分含有率 (%)	シルト分含有率 (%)	粘土分含有率 (%)	均等係数 U _c	平均粒径 D ₅₀ (mm)	液性限界 ω _L (%)	塑性限界 ω _P (%)	塑性指数 I _p	最大乾燥密度 ρ _{dmax} (g/cm ³)	最適含水比 ω _{opt} (%)
H28	CASE1	FC50	51.3	85	17.3	23.4	2.712	0	48.7	38.0	13.3	-	0.072	28.5	22.3	6.2	1.664	17.6
	CASE2	FC10	20.8		16.2	22.8	2.728	0	79.2	10.9	9.9	45.6	0.194	NP	NP	-	1.718	16.3
	CASE3	DC30	36.5		15.2	25.0	2.713	0	63.5	26.5	10.0	38.8	0.132	NP	NP	-	1.696	15
	CASE4	FC50	51.3		23.6	14.5	2.712	0	48.7	38.0	13.3	-	0.072	28.5	22.3	6.2	1.664	17.6
H29	CASE5	A	39.8	17.1	25.1	2.862	0	60.2	32.7	7.1	9.9	0.099	29.9	19.3	10.5	1.693	17.1	
	CASE6		41.0	22.5	14.9	2.729	0	58.9	33.8	7.2	10.2	0.093	31.0	19.4	11.6	1.693	17.1	
	CASE7	B	56.1	20.7	24.3	2.744	0	43.9	50.6	5.5	5.0	0.069	35.1	21.0000	14.1	1.558	20	
	CASE8		43.6	85	27.9	14.8	2.747	0	56.5	34.4	9.2	14.0	0.086	33.9	20.2	13.7	1.558	20
H30	CASE9	FC20	20.8	85	16.2	22.8	2.728	0	79.2	10.9	9.9	45.6	0.194	NP	NP	-	1.718	16.3
	CASE10	A	39.8	82	17.1	26.0	2.762	0	60.2	32.7	7.1	9.9	0.099	29.9	19.3	11.5	1.693	17.1
R1	CASE11	江戸崎砂 (原砂)	16.9	85	17.1	22.6	2.687	0	83.1	11.5	5.4	6.2	0.15	NP	NP	-	1.676	17.1
	CASE12																	
	CASE13																	

※CASE9 及び CASE11~13 は間隙水にメトロース水溶液を使用。他の CASE は脱気水を使用。

30°の段切り部 (図左側) からなり、アルミ製で摩擦を確保するために表面にサンドペーパーを貼っている。また、盛土内に浸透水を通水するため、実験土槽の段切り部背面側に注水タンクを設け、深さ方向で2箇所盛土内への注水パイプを等間隔で7本取り付け、水頭差を形成することで盛土内に水を浸透させる構造としている。さらに、法尻下の地山面には浸透水位 (浸潤線) 形成時における法尻部の浸透破壊を防止する目的でドレーンを設けた。

盛土モデルは、後述のとおり粒度調整した江戸崎砂を用い、層厚 25mm ピッチで突固め棒により締固めて作製した。また、地盤内の所定位置に間隙水圧計と加速度計を埋設し、加振前後における地盤変形状況を観察するため、珪砂 7号を用いて土槽前面ガラス面に水平・鉛直方向のメッシュを作製するとともに、メッシュ格子間の土槽ガラス前面と地表面に地盤変形観察用の標点を設置した。

加振実験は、模型に 50G の遠心力を作用させた後、盛

土部背後の地山部から浸透水を供給し、法尻付近の水位が盛土高さの 1/2 程度となるよう水位を上昇させた後、加速度振幅を 0.7 倍に調整した神戸海洋気象台 N-S 波 (1995 年兵庫県南部地震) により加振を行った。実験中は、盛土の間隙水圧、加速度、変位等を計測するとともに、加振中の状況を高速度カメラで撮影した。

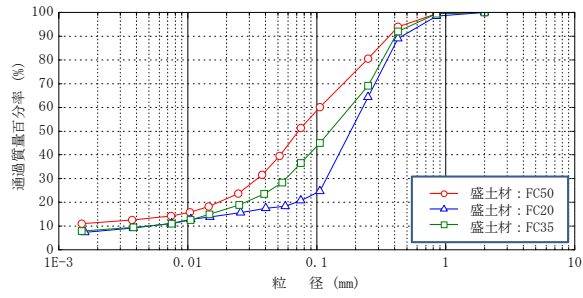
表-2.1 に、R1 までに実施した実験ケース一覧を示す。

2.2 細粒分含有率の違いに関する模型実験

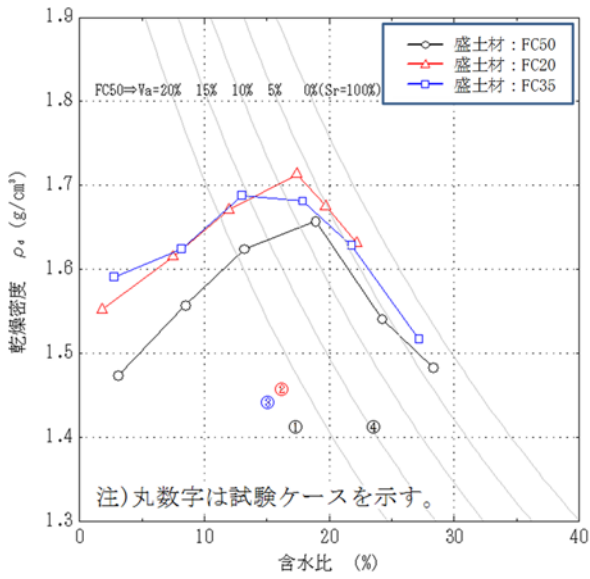
(1) 実験概要

平成 28 年度は、まず、細粒分含有率の違いが盛土の地震時の変形挙動に及ぼす影響を把握することを目的とした実験を行った (表-2.1 CASE1~CASE4)。

各ケースで用いた盛土材料は、江戸崎砂を 0.075mm ふるいで分級したのち、分級時に生成された材料を再混合して作製したもので、細粒分含有率に応じてそれぞれ FC20、FC35、FC50 と呼ぶ。図-2.2 に、それぞれの地盤材料の粒度加積曲線と、締固め曲線を示す。



(a) 粒径加積曲線



(b) 締固め曲線

図-2.2 盛土材料の粒径加積曲線及び締固め曲線

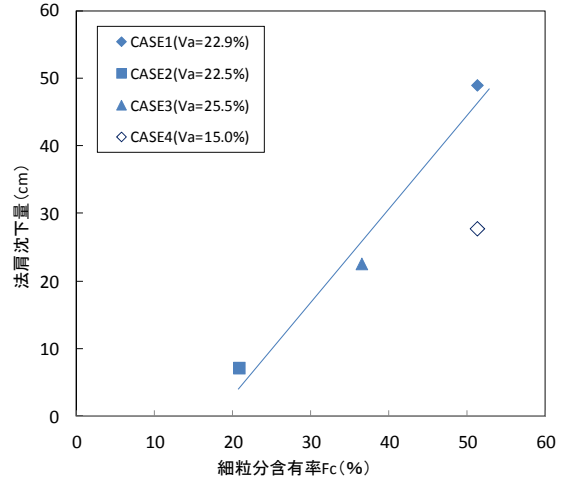


図-2.3 細粒分含有率と法肩沈下量の関係

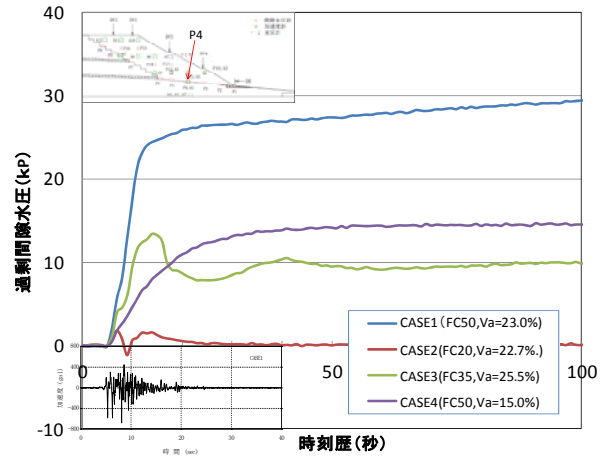
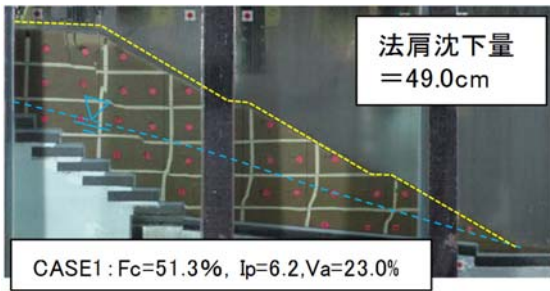
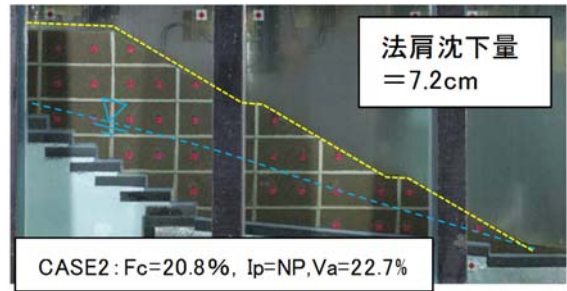


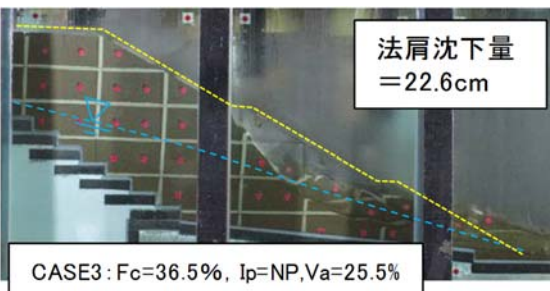
図-2.4 加振時の盛土内の間隙水圧の変化状況例



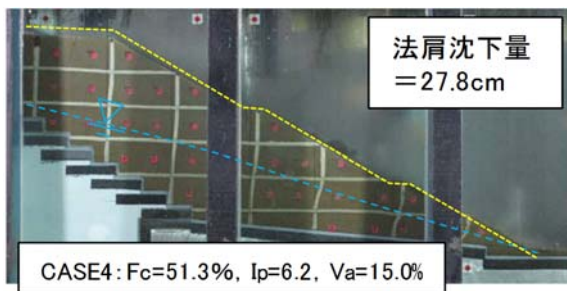
(a) CASE1



(b) CASE2



(c) CASE3



(d) CASE4

写真-2.1 加振後の模型の変形状態 (青色破線は加振時の盛土内水位)

盛土模型は、CASE1～3については、FC50、FC20、FC35、の各材料を、締固め度 $D_c=85\%$ 、最適含水比付近（含水比 15～17%）で、CASE4については、FC50 を用いて締固め度 $D_c=85\%$ 、含水比約 24% ($v_a=15\%$ 相当で空気間隙率管理)で作製した。

なお、細粒分含有率の高い盛土材では透水性が低く、遠心場での浸透現象と動的現象の相似則を合せた実験を行うために間隙水として粘性の高い流体を用いると非常に時間を要し、通常粘性の高い流体として用いているメトローズ水溶液が実験中に分離することから、本実験では浸透水に脱気水を用いた。

(2) 実験結果（数値は実換算値で表記）

図-2.3 に細粒分含有率と法肩沈下量の関係を、図-2.4 に加振時の盛土内の間隙水圧の状況について盛土底面中央の間隙水圧計(P4)の例を、写真-2.1 に各ケースの加振後の変形状態を示す（以降、寸法は実物スケールで示す）。図-2.3 を見ると細粒分含有率の増加に伴い法肩沈下量も増加している。それぞれのケースの変形状態（写真-2.1）をみると、まず FC50 を用いた CASE1 では、盛土全体が変形し、天端付近にすべり線が見られた。一方、同じ FC50 でも空気間隙率が低い CASE4 では、法尻付近で変形は見られたものの、明瞭なすべり線は見られず、盛土表面にクラックが発生した程度であり、細粒分含有率および締固め度が同程度でも、締固め時の含水比（空気間隙率）により変形挙動が異なった。

加振時の過剰間隙水圧の変化状況（図-2.4）を見ると、CASE1 は主要動時に急激な過剰間隙水圧の上昇がみられるが、CASE4 では間隙水圧の上昇が緩やかやかになっている。空気間隙率を小さくすることで一般に透水性が

低下するが、これにより地下水浸透によって飽和度が上昇しにくくなったことが推察される。このことにより、加振時の過剰間隙水圧が上昇しにくくなることで CASE1 に対して CASE4 では変形が抑制されたことが考えられる。ただし、作成時の含水比を上げる（空気間隙率を小さくする）ことにより、繰り返しせん断強度（液化強度）が低下することも知られており、これは盛土の変形を大きくする方向に影響するが、今回の条件では不飽和の影響が大きく変形が抑制された可能性がある。

一方で、細粒分含有率が少なく透水性が高い FC20 を用いた CASE2 では、加振時の水圧がほとんど上昇せず、目立った変形も見られなかった。このケースでは供給水量も他ケースに比べかなり多く、細粒分が少ないため透水性が高いうえ、透水現象と動的現象の相似側があていない影響もあり、加振時の間隙水圧が上昇しづらい状況であったものと考えられる。

FC35 を用いた CASE3 では、加振時の間隙水圧はやや上面中央付近から法尻にかけて部分的に表層部に大きな崩壊が生じている。この表層部での崩壊はより尻付近の局所的な水位等が影響すると考えられるが、今後さらに分析が必要と考えている。

このように盛土の変形モードは、盛土内の水位、盛土材料の物性や締固め方法によって大きく異なることがわかる。ただし、これらの結果については、間隙流体に水（脱気水）を使用しており、透水性の相似則が厳密には合っていないため、特に CASE2 のような盛土材料の透水性が高いケースは実験結果に影響している可能性があることに注意が必要である。

2.3 塑性指数の違いに関する模型実験

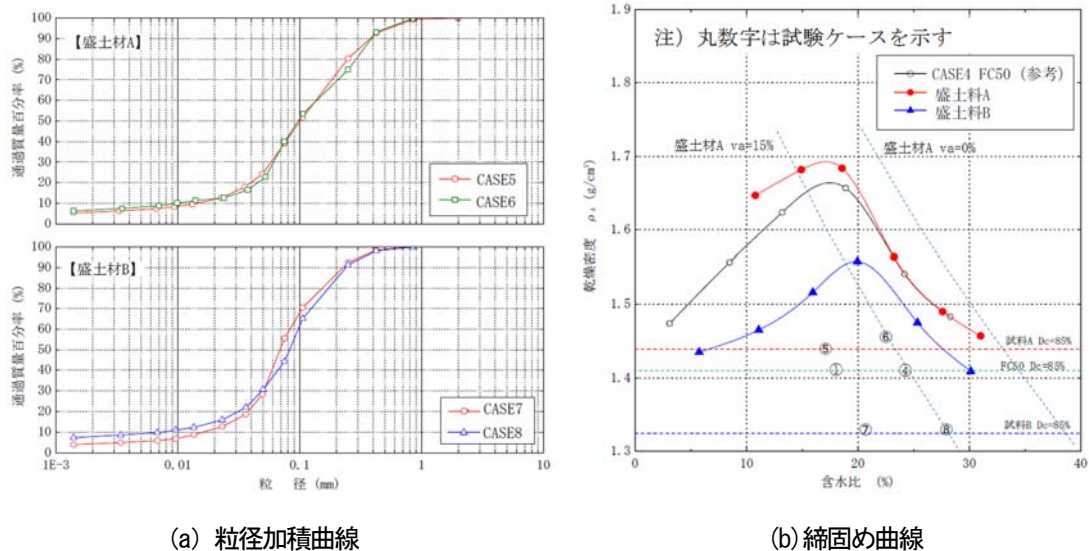


図-2.5 盛土材料の粒径加積曲線及び締固め曲線

(1) 実験概要

2.2の実験結果から、天端付近まで変形が及んだものはFC50のCASE1とCASE4であった。この実験ではFC50は塑性指数（以下、 I_p という） $I_p=6.2$ 程度であったが、同じFC50でもより塑性指数が高い条件では地震時の変形挙動が異なることが考えられる。このため、平成29年度は、細粒分含有率が大きな場合の塑性指数の違いによる盛土の地震時の変形挙動を把握することを目的とした実験を行った（表-2.1 CASE5～CASE8）。各ケースで用いた盛土材料は、平成28年度に実施したFC50の I_p が6.2%であったことから、江戸崎砂を0.105mm、0.075mmふるいで分級し生成された3つの試料を再混合して $F_c=50\%$ で I_p が10%および15%程度となる2種類の材料を追加で作製した。以下これらを盛土材A、盛土材Bと呼ぶ。図-2.5に、それぞれの地盤材料の粒径加積曲線と、締固め曲線を示す。

盛土模型は、CASE5、CASE6については盛土材Aを、CASE7、CASE8については盛土材B用い、いずれのケースも締固め度 $D_c=85\%$ とし、CASE5およびCASE7は最適含水比付近（それぞれ17.1%、20.7%）、CASE6およびCASE8は空気間隙率 $v_a=15\%$ 相当となる含水比（それぞれ22.5%、27.9%）で作製した。これらは、比較対象とするCASE1およびCASE2の条件である。

浸透水は、2.2と同様に脱気水を用いた。

(2) 実験結果（数値は実換算値で表記）

図-2.6に I_p と法肩沈下量の関係を、図-2.7に加振時の盛土内間隙水圧の状況の例を、写真-2.2に各ケースの加振後の模型の変形状態を示す。また、図-2.8に全ケースの加振時の過剰間隙水圧の最大値と法肩沈下量の関係を示す。

図-2.6を見ると、 I_p の小さいFC50（CASE1、CASE4）と I_p の比較的大きい盛土材A（CASE5、CASE6）および盛土材B（CASE7）とを比較すると、 I_p の増加により変形量が小さくなる傾向がみられる。加振時の過剰間隙水圧の変化状況（図-2.7）を見ても、 I_p の高いケース（CASE5～7）で過剰間隙水圧の増加が小さくなっており、変形量と同様の傾向を示している。

一方で、盛土材Aと盛土材Bとを比較すると、変形量の値は全体的に小さいものの、 I_p が大きくなると変形量および過剰間隙水圧も若干ではあるが増加しており（図-2.6、図-2.8）、締固め時含水比と細粒分含有率について強度に最適な条件があるものと推察される。

ここで、CASE8については、CASE5～7と比して変形量も大きくかつ過剰間隙水圧の上昇も大きかった。

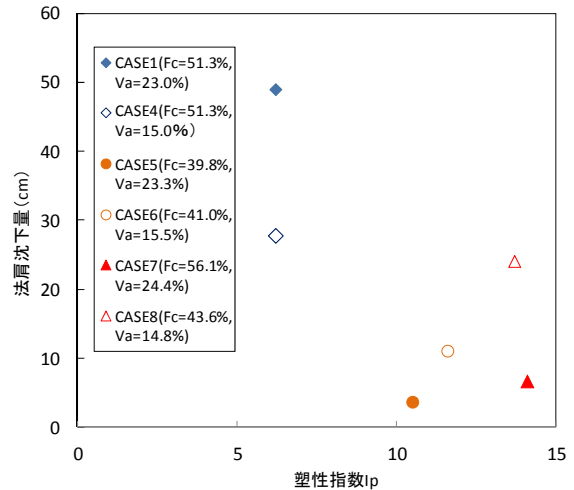


図-2.6 塑性指数と法肩沈下量の関係

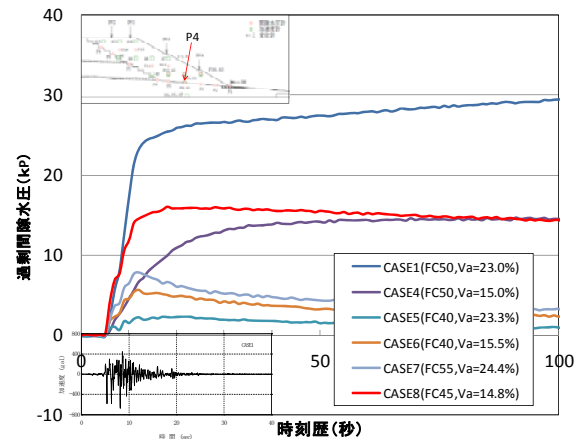


図-2.7 加振時の盛土内の間隙水圧の変化状況例の例

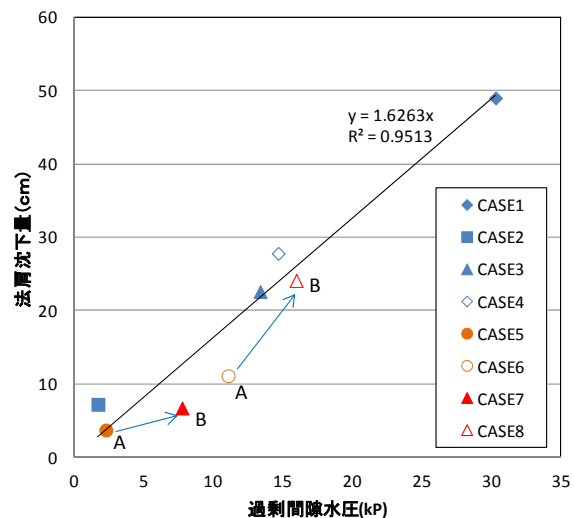


図-2.8 加振時の最大間隙水圧と法肩沈下量の関係

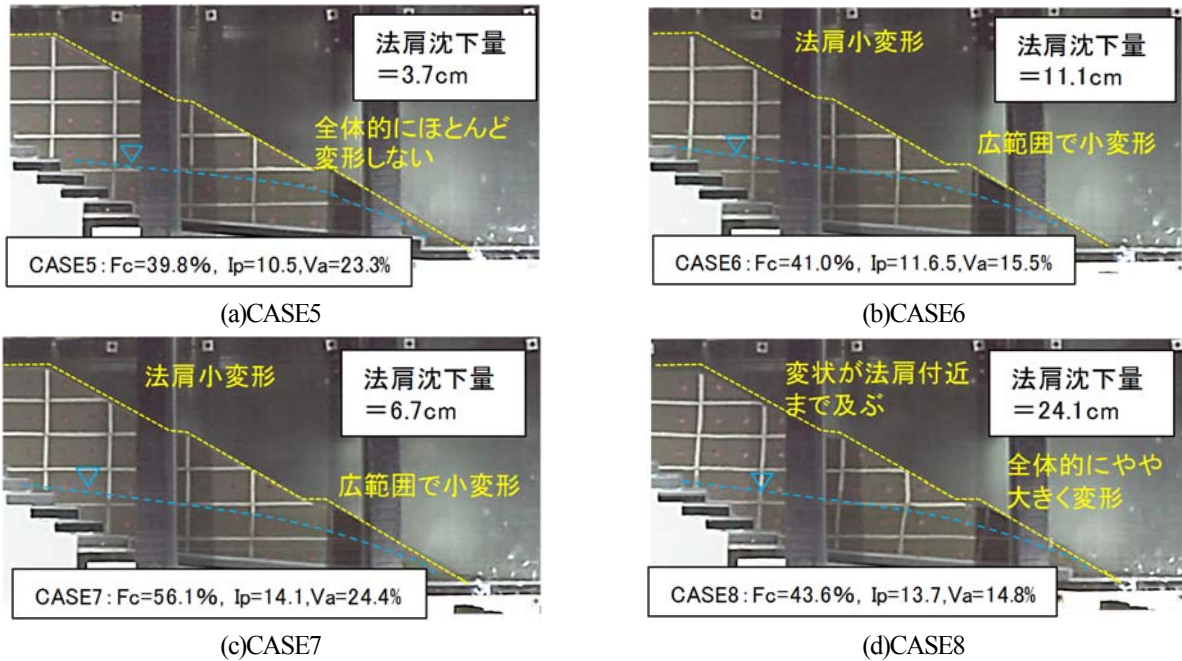


写真-2.2 加振後の模型の変形状態（青色破線は加振時の盛土内水位）

CASE8 は CASE7 との比較実験であったが、盛土材 B についてはバラツキが大きく、細粒分含有率を考慮すると CASE8 の試料は盛土材 A に近いものであったと推察される。仮に盛土材 A の締固め曲線で管理した場合の締固め度 D_c 、空気間隙率 v_a の条件は、 $D_c=78\%$ 、 $v_a=15.6\%$ となり、締固め不足の影響を受けて若干変形量が大きくなった可能性がある。

2.4 浸透水の違いおよび締固め度に関する実験

平成 30 年度は、今後の検討を進めるうえでより適切な変形状態の評価を行うため、浸透水の粘性（透水性）の相似則の影響および締固め度の低下による影響を確認するための実験を行った。

(1) 実験概要

平成 28、29 年度に実施した実験では、浸透水に脱気水を用いており、脱気水を用いた場合には、加振中の浸透水の流入・流出が実現象よりも速くなることから、透水性の高い盛土材になるにつれて地震時の変形挙動に影響している可能性が高くなると考えられる。

よって、盛土の地震時の変形に対する浸透の相似則の影響を確認するため、平成 28 年度に実施した CASE2 の条件で浸透水に水の 50 倍の粘性を持つメトローズ水溶液を用いた比較実験を行うこととした（表-2.1 CASE9）。

また、平成 29 年度に実施した実験では、材料調整のバラツキの影響から盛土材 B の実験（CASE7、CASE8）では想定していた細粒分含有率と異なった試料での実験となり、特に CASE8 については盛土材 A と比較して I_p は

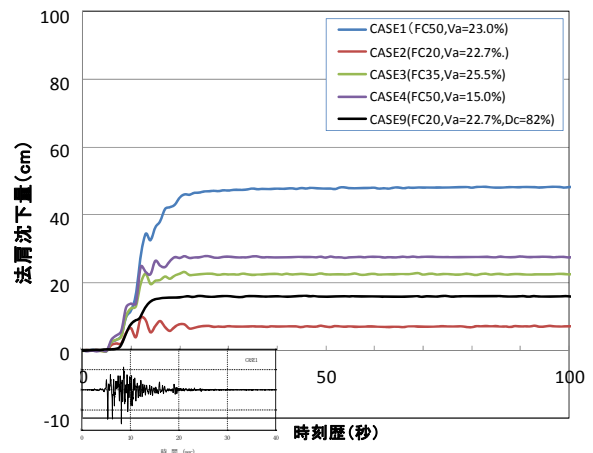


図-2.9 加振時の法肩沈下量の変化状況の例

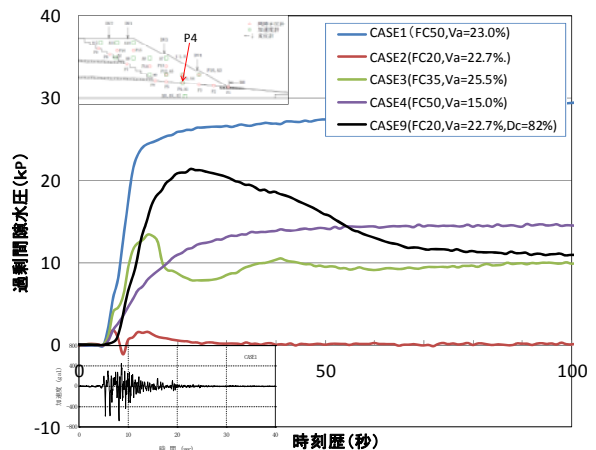


図-2.10 加振時の盛土内の間隙水圧の変化状況の例

大きいものの細粒分含有率は盛土材 A に近いことから、前述のしたように締固め不足の可能性から変形量が大きくなった可能性が考えられた。このため、CASE5 の条件で締固め度を 82% とした比較実験を行うこととした (表-2.1 CASE10)。

(2) 実験結果 (数値は実換算値で表記)

1) 浸透水の粘性の違いの影響

図-2.9 に加振時の法肩沈下量の変化状況 (比較として CASE1~CASE4 の結果を併記) を、図-2.10 に加振時の

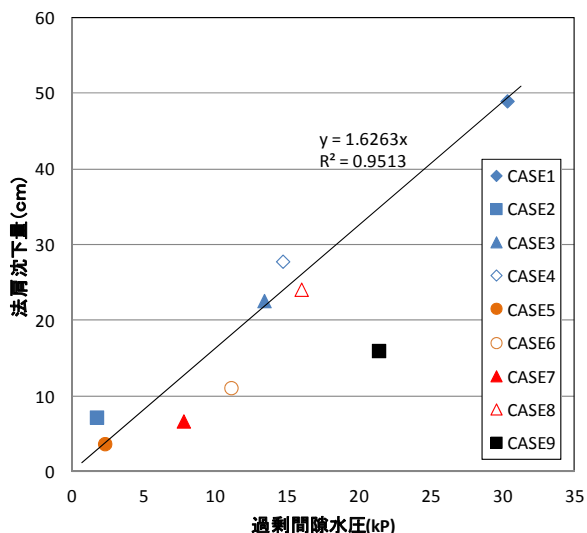
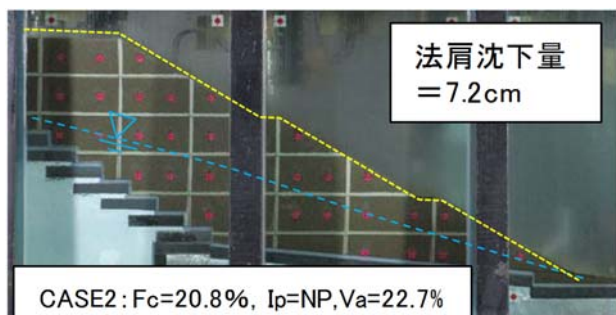
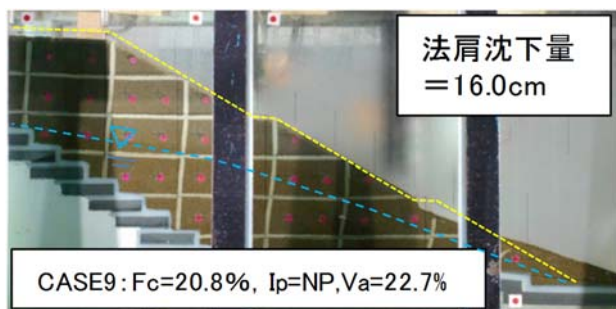


図-2.11 過剰間隙水圧の最大値と法肩沈下量の関係 (図-2.8 に CASE9 を追記)



(a) CASE2 (再掲)



(b) CASE9

写真-2.3 加振後の模型の変形状態 (青色破線は加振時の盛土内水位)

過剰間隙水圧の変化状況を (図-2.4 に CASE9 の結果を追記)、図-2.11 に過剰間隙水圧の最大値と法肩沈下量の関係 (図-2.8 に CASE9 の結果を追記)、写真-2.3 に加振後の模型の変形状態 (比較として CASE2 を再掲) を示す。

図-2.9 および図-2.10 を見ると、浸透水に脱気水を用いた CASE2 ではほとんど過剰間隙水圧の上昇が見られず、加振時にすぐに消散し変形量も小さかったが、メトロースを用いた CASE9 では、加振時の過剰間隙水圧も上昇し、変形量も若干増加した。一方で、過剰間隙水圧の最大値と変形量との関係を見ると、メトロース水溶液を用いた CASE9 は過剰間隙水圧に対する変形量が小さい値となっている (図-2.11)。

以上のように、水に対してメトロース水溶液を用いた場合に、若干変形量は大きくなるものの大きな差は生じなかった。

変形状況を見ると、メトロース水溶液を用いた CASE9 において法尻付近で小崩壊は発生しているものの、全体的な傾向としては、CASE2 と同様の変形形態であると考

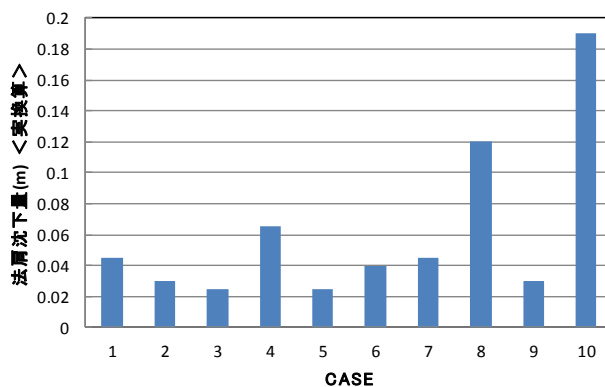


図-2.12 50G での圧密による法肩沈下量

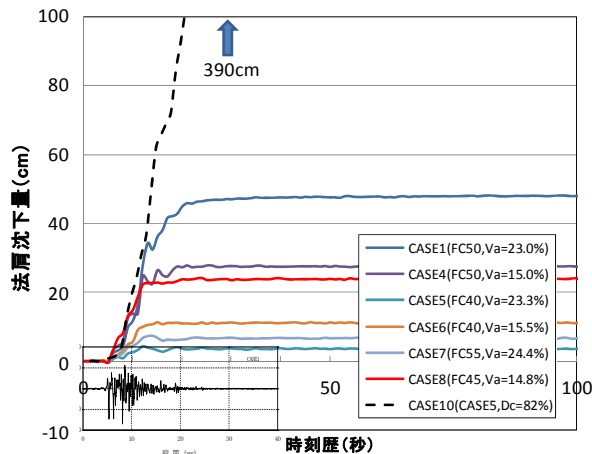


図-2.13 加振時の法肩沈下量の変化状況の例

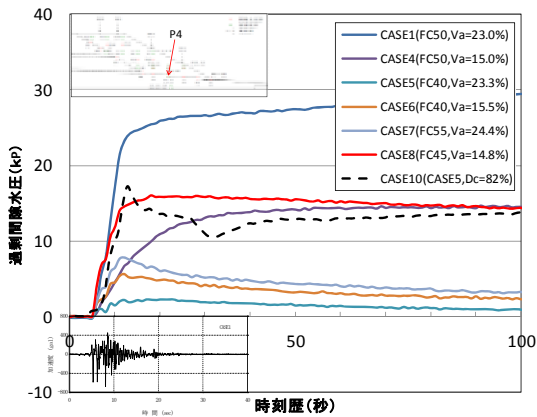
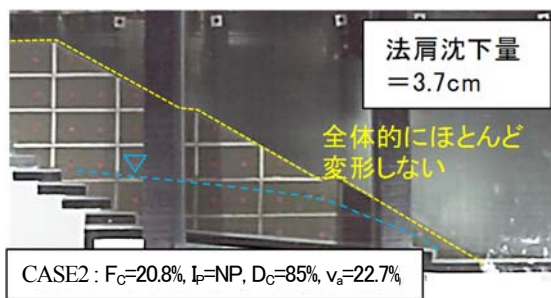
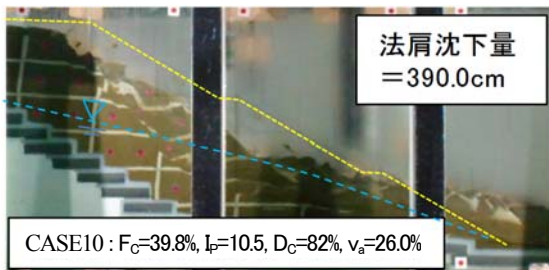


図-2.14 加振時の盛土内の間隙水圧の変化状況例の例



(a)CASE5 (再掲)



(b)CASE10

写真-2.4 加振後の模型の変形状態
(青色破線は加振時の盛土内水位)

えられる。なお、産地の異なる材料や締固め条件が異なるもの、地震波形の異なるもの等の実験条件が異なれば、これらの傾向も異なるものと考えるので、その場合の影響については別途比較検討をする必要がある。

2) 締固め度の影響

図-2.12 に全ケースにおける遠心力を 50G まで上げた際の圧密による法肩沈下量を、図-2.13 に加振時の法肩沈下量の変化状況 (比較として CASE1、CASE4、CASE5 ~CASE8 の結果を併記) を、図-2.14 に加振時の過剰間隙水圧の変化状況 (図-2.7 に CASE10 の結果を追記) を、写真-2.4 に実験後の模型の変形状態を示す。

加振前の静的圧密による法肩沈下量を見ると CASE8 および CASE10 以外のケースは 0.05m 前後と小さかった

が、CASE8 では 1.25m、CASE10 では 1.9m であったことから、CASE8 の締固め状況は比較的緩い状態であったといえる。

一方で、締固め度を 82% とした CASE10 では大変形法肩部を含む崩壊が生じており、CASE8 の加振時の法肩沈下量および過剰間隙水圧の変化傾向と大きく異なっている。締固めが不十分でゆるい場合には、大規模な崩壊につながる事がわかった。

これらの結果を踏まえると、CASE8 で用いた盛土材は、CASE10 で用いた盛土材 A と比較してやや I_p が高く、材料特性としては盛土材 B に近いものであったと考えられ、また締固め度についても CASE10 より高く、CASE10 のような崩壊に至るような状態ではなかったものと考えられる。

2.5 盛土内の宙水及び難透水層の影響に関する実験

地震により被災した谷埋め盛土において、盛土内に宙水の存在が確認される場合がある。盛土内の水位は盛土の地震時安定性に大きく影響し、基盤排水層や法尻ふとん籠設置等による盛土内の水位低下や法尻を安定化させる対策等が効果的であるが、盛土内に難透水層が存在し宙水が形成されている場合には、これらの対策では効果が限定的となることが懸念される。しかし難透水層上の宙水が盛土の安定性に及ぼす影響及びその対策手法については未解明である。このため、谷埋めの高盛土内に難透水層が存在し、背後からの浸透水供給により難透水層上に水位が形成されることを想定した遠心力载荷実験を行い、これらが盛土の安定性に及ぼす影響及びその対策手法について検討した。

(1) 実験概要

図-2.15 に実験模型を示す。CASE10 までと同じ幅 1500mm、奥行き 300mm、高さ 500mm の鋼製土槽内にアルミ製の地山模型を設置し、その上に計測器を埋設した盛土模型を作製した。盛土内への浸透水は粘度を 50 倍に調整したメトローズ水溶液を用い、法尻下の地山面には浸透水位の形成時に法尻部の浸透破壊を防止する目的でドレーンを設けるとともに、法尻部の崩壊抑止及び水位低下のため、ふとん籠工を 3 段設置した。

盛土模型は江戸崎砂 (物性は図-2.16 参照) を最適含水比に調整し、層厚 25mm ピッチで締固め度 $D_c=85\%$ となるよう締固めて作製した。CASE12 及び CASE13 では、第 1 小段上にベントナイトと砂を混合した材料 (ベントナイト : 砂 = 1:2.5、含水比はベントナイトの乾燥質量の 300%) で厚さ 5mm の難透水層を構築し (写真-2.5 参照)、その上に水位が形成されるものとした。CASE13 では、

法肩から法尻方向に 125mm の位置に難透水層上の水を下方に排水するための鉛直ドレーン（ドレーン材：いわき硅砂3号）を土槽奥行方向に3箇所（間隔 140mm）設けた。

地盤内には間隙水圧計と加速度計を埋設するとともに、盛土模型の表面の 17 箇所鉛直変位量、法尻 1 箇所水平変位量をレーザー式非接触変位計で計測した。加えて、加振前後における盛土模型内部の変形状況を観察するため、硅砂 7 号を用いて土槽前面ガラス面に水平・鉛直方向のメッシュを作製するとともに、メッシュ格子間と地表面に地盤変形観察用の標点を設置した。

模型に 50G の遠心力を作用させた後、盛土背後から給水パイプにより浸透水を供給し、法尻付近の水位が CASE11 では盛土高さの 1/2 程度、CASE12 では第 1 小段付近の水位が盛土高さの 1/2 程度となるよう水位を上昇させた。また CASE13 については、通水時間を CASE12 と同じ約 5 時間とした。

所定の水位上昇が完了後、神戸海洋気象台 N-S 波 (1995 年兵庫県南部地震) により加振した。

(2) 実験結果 (数値は実換算値で表記)

図-2.17 に、実験終了後の模型の状況、非接触変位計で計測した盛土模型表面の鉛直変位量、加振前後の標点の移動状況及び間隙水圧 (CASE12、13 は法尻から 10m より天端側については難透水層上の間隙水圧計の計測値から算定した加振直前の盛土内水位を示す。

難透水層を設けない CASE11 については、法尻に設置したふとん籠工の排水効果により、法尻付近の盛土内水位は低くなっている。加振後の鉛直変位量は法尻付近で 37cm と比較的小さい。標点は、加振直前の地下水位付近から地下水位以浅において全体的に沈下を伴いながら法尻方向に水平移動している傾向がみられる。地下水位付近から地下水位以深の比較的浅い領域で間隙水圧の上昇に伴うせん断剛性低下により法尻方向へ変形を生じたものと考えられる。

一方、難透水層を設けた CASE12 については、CASE11 と同様の水位となっており、ふとん籠工を設けた法尻付

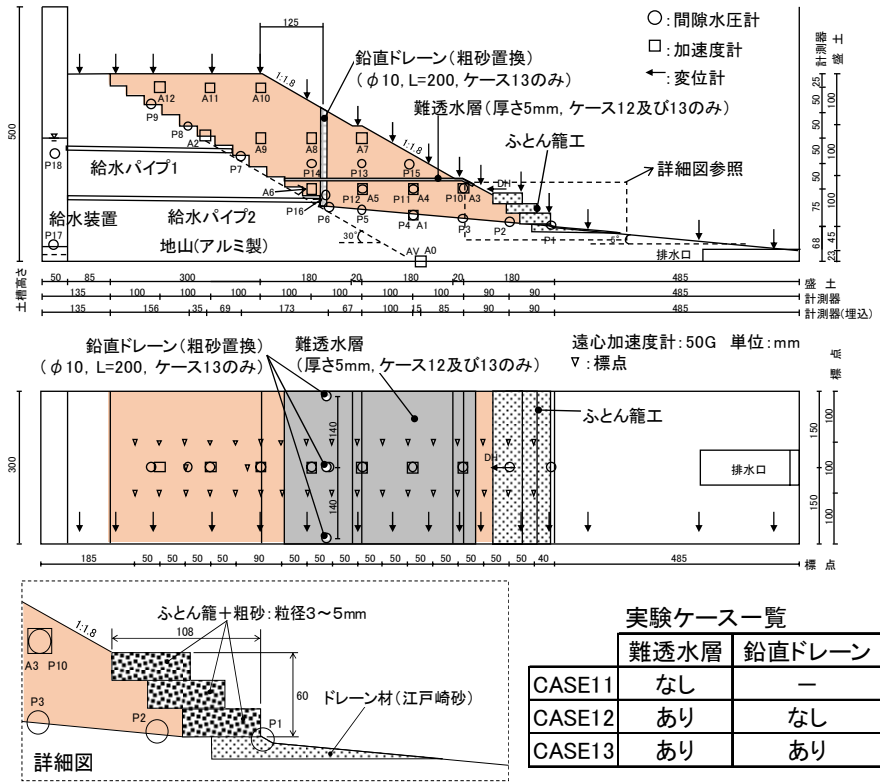


図-2.15 宙水及び難透水層の影響に関する実験模型 (寸法は 1/50 スケール)

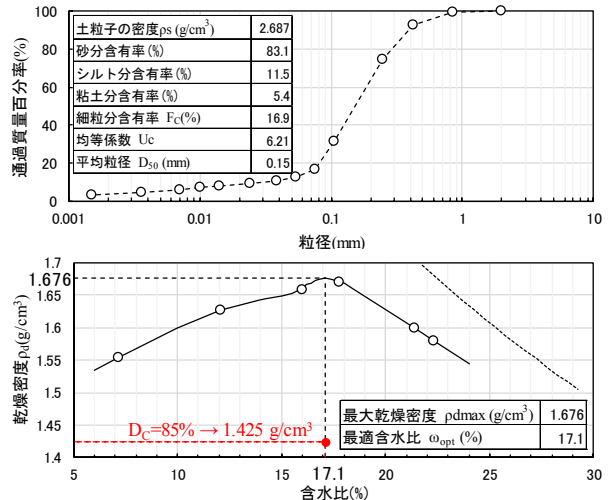


図-2.16 盛土模型材料 (江戸崎砂) の物性



写真-2.5 難透水層の作製状況

近の水位は低く、難透水層上にも水位が形成されている。加振により難透水層をはさんで上下のメッシュに大きなずれが生じていることから、難透水層内または難透水層上で大きなせん断ひずみが発生し、難透水層以浅の盛土に法尻方向の大きな変形が発生したものと考えられる。難透水層上で大きな変形が生じた原因としては、難透水層に使用した材料(ベントナイト+砂)が盛土材と比較してせん断強度が低かったことが考えられる。

CASE13については、難透水層より上の水の排水を目的に鉛直ドレーンを設置したが、その難透水層下への排水効果は見られず、CASE12と同様に難透水層上に水位が形成された。実験では背後の給水装置の水位を一定に保ち、その水頭差で浸透水を供給しているため、難透水層下の浸透水は被圧していると考えられ、鉛直ドレーンにより水圧が伝播し、逆に難透水層上の水位を上昇させたものと推測される。その結果、難透水層上でCASE12よりも大きな水平変位が発生した。

図-2.18に、CASE13の過剰間隙水圧の時刻歴を示す。ほとんど水平変位が発生していない盛土最下層のP2~P6については、過剰間隙水圧が上昇しているが、水平変位が発生している難透水層直下のP10~P12及び難透水層上のP7、P13~P15については過剰間隙水圧が低下している。これは、加振時に難透水層上・下層に著しいせん断ひずみが発生し、負のダイラタンシーが発生したことによる間隙水圧低下と考えられる。また、鉛直ドレーン内のP16については、過剰間隙水圧が著しく上昇しており、加振により鉛直ドレーン自体の過剰間隙水圧が上昇したものと推測される。以上のことから、難透水層下が被圧した状態では、鉛直ドレーンの排水効果は期待できず、逆効果となることもあると考えられる。

3. まとめ

これまでの実験結果についてまとめると、以下のとおりである。

- (1) 細粒分含有率の増加に伴い変形量(法尻沈下量)

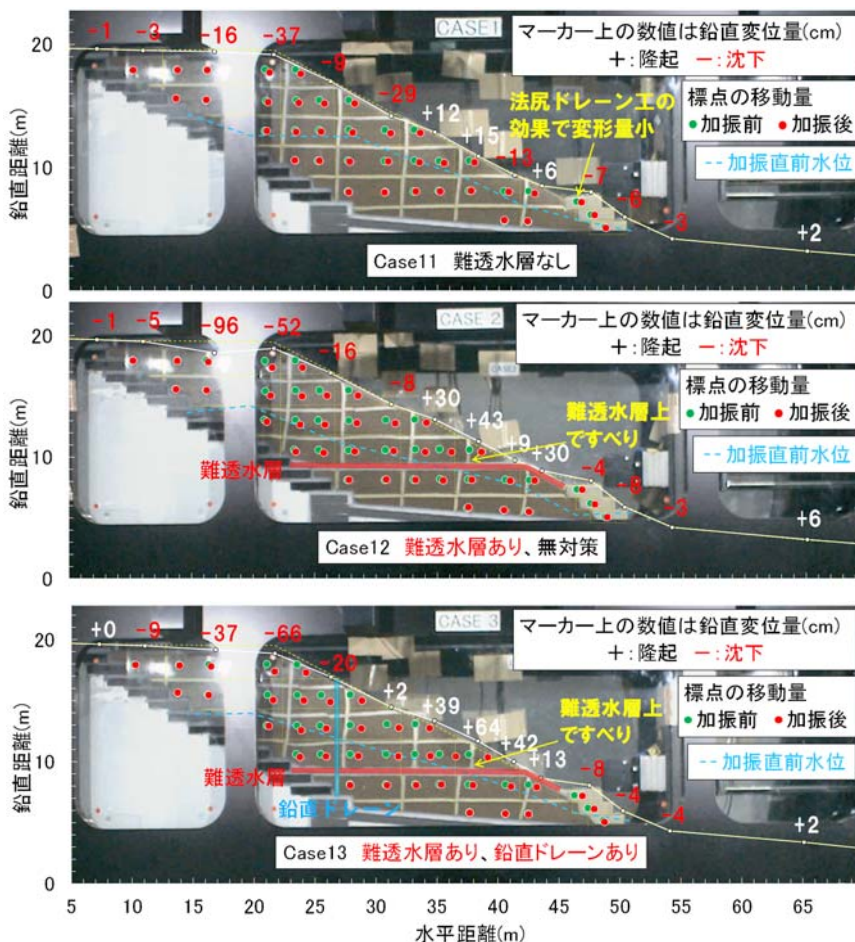


図-2.17 実験後の模型の状況(実換算スケール)

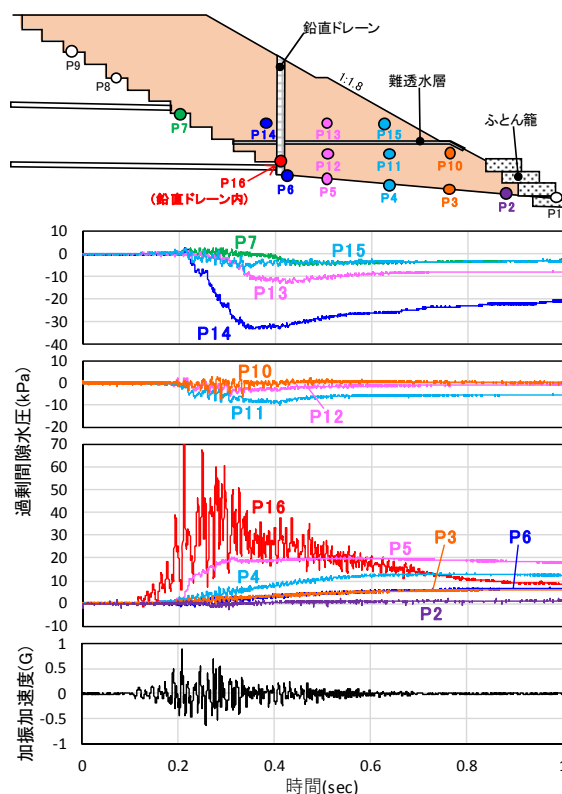


図-2.18 CASE13の過剰間隙水圧の時刻歴

が増加する傾向が確認された。

- (2) $I_p = 15$ 程度までの比較的小さな範囲の結果であるが、 I_p が大きくなると変形量が小さくなる傾向が見られた。細粒分含有率の高い材料でも、現行の締固め管理と空気間隙率管理基準に基づき締固めを行うことで、ある程度の耐震性が確保できる可能性を確認することができた。一方で、材料物性や含水状態の変化で変形量が大きく異なり、施工時の管理方法の重要性も再確認できた。
- (3) 地震時の変形量は、過剰間隙水圧の上昇が影響し、過剰間隙水圧最大値に比例する傾向が見られた。
- (4) 間隙水としての水とメトロゾの違いについては、同一の実験条件では、振動と浸透の両者の相似則を満足するメトロゾ水溶液を用いたほうが、加振時の過剰間隙水圧が大きくなり変形量も若干大きくなることが確認された。
- (5) 締固め度が低い盛土では、過剰間隙水圧の上昇で大崩壊となりやすく、締固め管理が重要であることが再確認できた。
- (6) 盛土の変形モードは盛土材料の物性や締固め方法などによって大きく異なる。このため、今後も引き続き様々な盛土材料を用いた模型実験および強度特性・変形特性を把握するための室内強度試験を実施して、地震時の変形挙動に関するデータの蓄積を進め、盛土の耐震性診断や対策方法、耐震性を考慮した締固め管理基準の検討を行っていく予定である。
- (7) 宙水及び難透水層がない条件では、加振直前の盛土内水位以浅で法尻方向へ小変位が発生したが、宙水及び難透水層がある場合、難透水層上で著しいせん断ひずみが発生し、難透水層以浅の土塊が法尻方向に大きく変位した。実験で作成した難透水層のせん断強度が盛土部よりも低く、難透水層にせん断ひずみが集中して発生したことが考えられることから、難透水層の強度が高い条件でも実験を行い、その影響を検証する必要がある。また、難透水層上の浸透水を下方へ排水する効果を期待した鉛直ドレーンを設置した実験を行ったが、難透水層下が被圧した状態では鉛直排水効果が乏しく、難透水層上の水位を低下させる効果がないだけでなく、被圧した難透水層下の浸透水の水圧を難透水層上に伝播させてしまうことで、難透水層上の水位を高めてしまうことがわかった。その結果、鉛直ドレーンによって盛土変状が拡大した。

小段上の難透水層及び宙水への対策手法については、難透水層上の浸透水を下方へ排水するための鉛直ドレーンは、難透水層下が被圧している条件では効果が発揮されないことが確認され、難透水層下の被圧状態を考慮して対策手法を検討することが重要と考えられる。難透水層下が被圧した条件下では、小段側（法尻側）からの排水対策工、例えば、小段上へのふとん籠工の施工や水平排水パイプの施工等が考えられる。これらの対策手法についても同様の実験により効果検証を行う予定である。

参考文献

- 1) 佐々木亨、富澤彰仁、東拓生、石原雅規、佐々木哲也：細粒分の多い土の締固め条件と繰返し非排水強度比の関係に関する検討、土木学会第73回年次学術講演会、pp.943-944、2018.9

4.1.3 高盛土・谷状地形盛土のり面・特殊土地盤の詳細点検・耐震性診断・対策手法に関する研究（泥炭地盤上盛土の調査法）

担当チーム：寒地基礎技術研究グループ（寒地地盤チーム）

研究担当者：畠山 乃、林 宏親、青木卓也、橋本 聖

【要旨】

北海道に代表されるような寒冷地に広く分布する泥炭地盤は特異な軟弱性により、その地盤上に構築された盛土は、時間の経過とともに大きく沈下する。また、泥炭地盤上に構築された盛土は、過去に発生した大規模地震によって甚大な被害が生じた。その一因として、特異な軟弱性を有する泥炭地盤がその盛土荷重により大きく沈下し、地下水位以下となった盛土の一部が液状化したことによるものと推察された。

本研究では、この被災形態に着目し、泥炭地盤上に構築された盛土の耐震性診断に資するべく、このような条件で構築された既設盛土の沈下量、地下水位を簡易かつ精度良く把握する手法を検討するものである。

キーワード：泥炭地盤、盛土、原位置試験、地震、液状化

1. はじめに

過去、北海道で発生した大規模地震により、泥炭地盤上に構築された盛土に甚大な被害が生じている^{例えば 1)}。その要因の一つとして、液状化が生じる土質（主に砂質土）で構成された盛土がその自重により泥炭地盤内にめり込み沈下し、地下水位以下となったその盛土が地震動により液状化したことが挙げられている²⁾。そのため、地下水位以下にある盛土のめり込み沈下量の大小が、地震動が作用した盛土の被災レベルに大きな影響を及ぼすと考えられる。

本研究では、上記の被災メカニズムを基に、泥炭地盤への盛土のめり込み沈下量や原位置における地下水位、すなわち、液状化層を簡易に把握する調査手法を検討するものである。

平成 28 年度は電気式静的コーン貫入試験、平成 29 年度から令和元年度は簡易動的コーン貫入試験(*Piezo Drive Cone*、以降、PDC という)に着目し、泥炭地盤上に構築された道路盛土を対象に各種試験を実施した。令和元年度は PDC 単独による泥炭層の判定結果について報告する。

2. 電気式静的コーン貫入試験

2. 1 概要

電気式静的コーン貫入試験（以降、CPT）は、以前は三成分コーン試験と呼称され、文字通りコーン貫入中に三成分（先端抵抗 q_c (MPa)、周面摩擦 f_s (kPa)、間隙水圧 u (kPa)) のデータを同時に取得できる試験である。また、動的な標準貫入試験との違いとして、深度方向に1~2cm間隔で連続的なデータの取得が可能なが挙げられる。これらの特長をもって、盛土と泥炭地盤の境界（盛土のめり込み量）や地下水位の高さを精度良く把握することを期待して着目した。

本調査では、貫入速度を1cm/sとし、深度方向に2cm間隔で各種データの測定を行った。なお、その試験機の仕様や手法等は地盤工学会基準³⁾に従っている。図-1に使用した試験機の概況を示す。

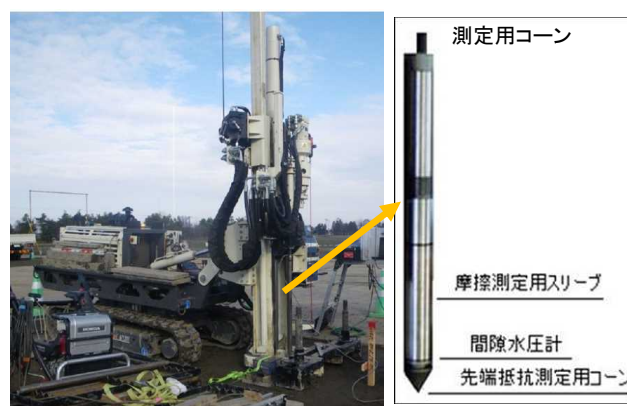


図-1 電気式静的コーン貫入試験機

2. 2 対象現場

対象とした現場は、平成 22 年に一般国道 274 岩内共和道路で載荷盛土工として必要盛土厚 $H_p=4.7\text{m}$ の盛土がなされたところで、平成 26 年 3 月に供用された道路盛土（現況盛土高さ $H=0.95\text{m}$ ）である。当該箇所の泥炭層 (A_p) は深度方向に 6m 程度分布し、その下層には粘性土 (D_c) が堆積している。

過年度の調査結果⁴⁾より、当該現場における泥炭の物理特性は自然含水比 $w_n=127\sim 617\%$ 、強熱減量 $L_i=19\sim 67\%$ 、圧縮指数 $C_c=1.7\sim 5.4$ と北海道に分布する一般的な泥炭地盤⁵⁾である。

2. 3 調査結果

原位置では、盛土法肩部と法尻部でボーリングおよび CPT を実施した。それらの結果を図-2 に示す。ボーリング結果より、盛土法肩部との法尻部の標高差は 0.95m であり、水位観測孔設置時における盛土内の地下水位標高は 6.31m であった。次に CPT の結果をみると、法肩部で深度 1.7m、法尻部では深度 0.7m のデータが取得できなかった。これは、その部分に多くの礫等の混入による。従って、これらの深度では CPT による貫入が実施できなかったため、打撃によって掘削

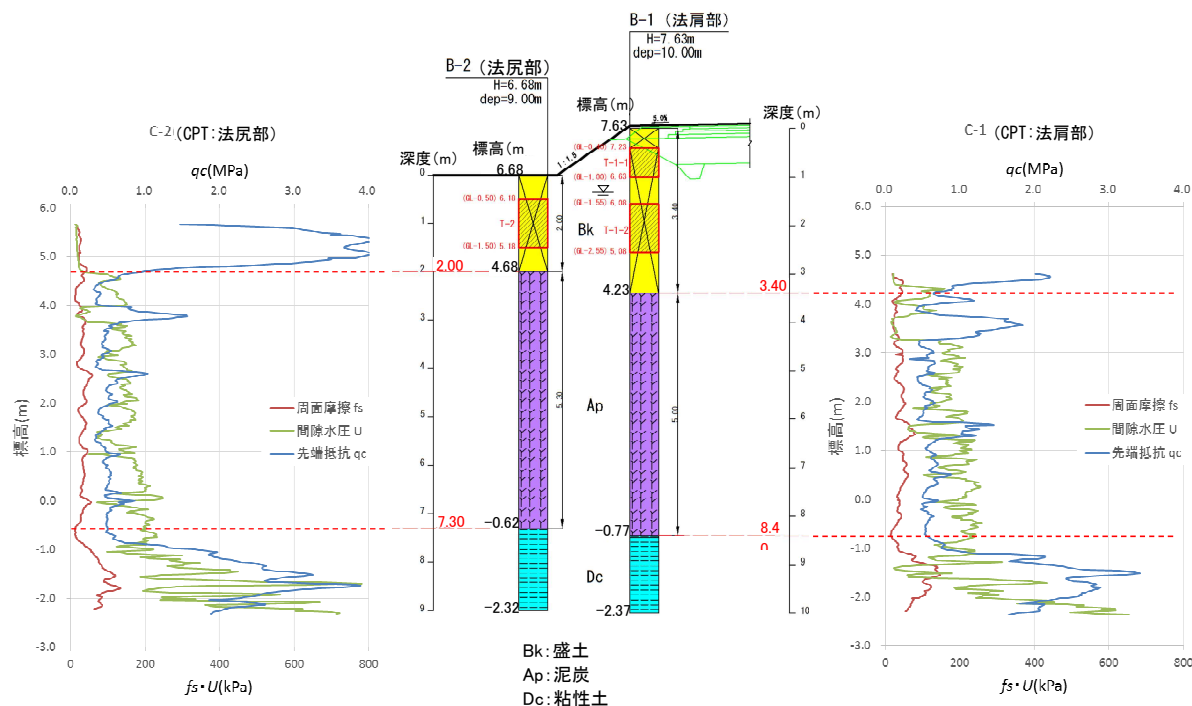


図-2 ボーリングおよびCPTの調査結果

した後に、それ以深から測定を継続した。

盛土法肩部、法尻部ともに泥炭層 (Ap) と粘性土層 (Dc) の先端抵抗 q_c (MPa)、周面摩擦 f_s (kPa)、間隙水圧 u (kPa) をみると、相対的に Ap 層の各計測値が低い状態にあることを捉えている。特に q_c に着目すると、盛土層 (Bk) と Ap 層の境界が明確に区別されている。これらから、CPT は Ap 層と Dc 層といった軟弱な層構成を把握するだけでなく、泥炭へめり込んだ盛土の沈下量を推測できる可能性を示唆している。しかしながら、盛土内に混入した礫等の影響によって、今回の調査では CPT による地下水位の確認の可否を判断する材料は得られなかった。

本研究の主眼は、先に示したように泥炭地盤上に構築された盛土に起因して生じた液状化層を、簡易な手法で把握することであり、盛土材が砂質土であることを基本的な想定としていた。ところが、実際の盛土は礫の混入量が予想以上に多かったため、CPT による地下水位の把握が困難であった。

今回の調査結果から、CPT が本被災形態を対象とした耐震性診断のための調査法として用いるには、上記の課題を解決する必要がある。このため、次章より CPT のような静的コーン貫入試験ではなく、礫等に対応できる簡易な動的コーン貫入試験 (PDC) による検討について考察する。また、調査対象現場はめり込み沈下量が多い高盛土を対象に試験を実施する。

3. PDC (Piezo Drive Cone)

3. 1 概要

簡易動的コーン貫入試験の一つである PDC は、小型動的コーン貫入試験 (以下ミニラムという) に間隙水圧を計測できる装置を兼ね備えた原位置試験で、地盤の液状化強度を簡易に把握できる調査法^{6,7)}である (図-3)。PDC は圧力センサーが内蔵されたロッドの先端コーンをハンマーの打撃で地盤内に貫入させた際、1 打撃ごとの貫入量と貫入時の過剰間隙水圧を計測する。貫入量からは標準貫入試験 (以降、SPT という) の N 値に相当する地盤の動的貫入抵抗 N_d 値 (以下、 N_{d_pdc} という) を評価 (詳細は後述) するとともに、貫入時に計測された間隙水圧の応答 (累積間隙水圧比 $=u_R/\sigma_v'$ 、 u_R : 残留間隙水圧、 σ_v' : 有効上載圧、詳細は後述) から細粒分含有率 F_c を深度方向に連続して推定することが可能である。

図-4 は u_R の概念を示している⁷⁾が、 u_R は一打撃に生じる残留間隙水圧であり打撃後 190msec ~ 200msec に累積する (200 データ) 間隙水圧の平均値である。

図-5 は PDC で得られた u_R を σ_v' で除した u_R/σ_v' と、室内物理試験 (土の粒度試験) で得られた F_c の関係を示している⁷⁾。澤田ら⁸⁾はこれらの関係を経験的に導き出しており、式 1) の近似式が成り立つとしている。なお、 u_R からは地下水位 GWL の設定も可能であると報告⁹⁾している。



(a) 試験装置全体概要図

(b) 先端コーンの写真と構造図

図-3 PDC 試験装置の概要図⁷⁾

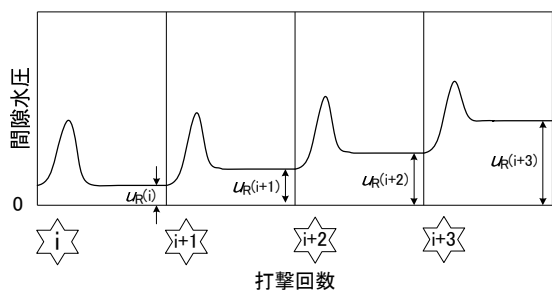


図-4 残留間隙水圧 u_R の概念図⁷⁾

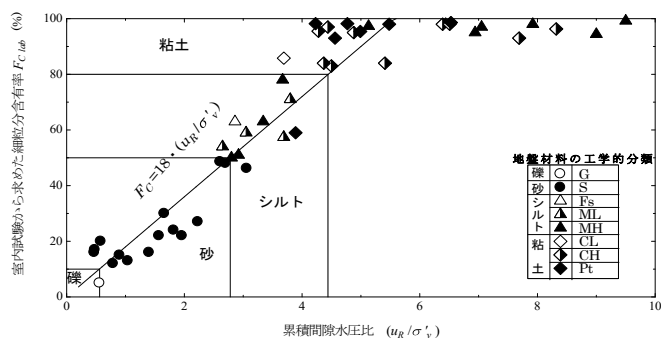


図-5 累積間隙水圧比 (u_R / σ'_v) と細粒分含有率 F_c の関係⁷⁾

$$F_c = 18 \cdot u_R / \sigma'_v \quad 1)$$

以上、液状化判定に必要な項目は前述のとおり PDC のみで計測が可能であり、これらを体系的に整理した PDC の液状化判定手順⁷⁾を図-6 に示す。本論文の液状化判定法は『道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編¹⁰⁾』(以降、道示とする)に準拠した F_L 法であることから、液状化判定には単位体積重量 γ_t 、 N 値、 F_c および地下水位 GWL と塑性指数 I_p が必要である。このうち、PDC では N 値 ($=N_{d_pdc}$)、 F_c および GWL を得ることが可能である。 γ_t は PDC では評価できないため仮定値を設けて計算を行い、必要に応じて γ_t を修正して再計算を実施する。一方、 I_p は液状化対象層の設定に必要であるが、PDC では I_p を評価できないため、PDC による液状化対象層の決定は、便宜上、 F_c が 50%未滿の土層をすべて液状化判定の対象層とみなしている。以上より、PDC を用いるだけで、 N 値 ($=N_{d_pdc}$)、 F_c および GWL を求めることが可能で、道示をはじめとする各種構造物の設計指針や設計基準などに示された液状化判定が可能となる。

3. 2 調査の目的

本研究では、沈下して地下水位以下にめり込んだ道路盛土を対象に以下の3つの方法で液状化判定を行い、PDC がこのような盛土状態の液状化判定に活用できるか検討した。調査箇所は泥炭性軟弱地盤上に構築された一般国道盛土2箇所および、一般国道の高規格道路盛土2箇所である。

- ① 物理試験やサウンディングで得たパラメータ (F_c 、 N 値、 σ'_v) を用いて、道示に従って整理 (以下、道示の簡便法)
- ② 繰返し三軸強度比 (R_L) を用いて、道示に従って整理 (以下、道示の詳細法)
- ③ PDC で得たパラメータ (F_c 、 N_{d_pdc} 値) を用いて、道示に従って整理

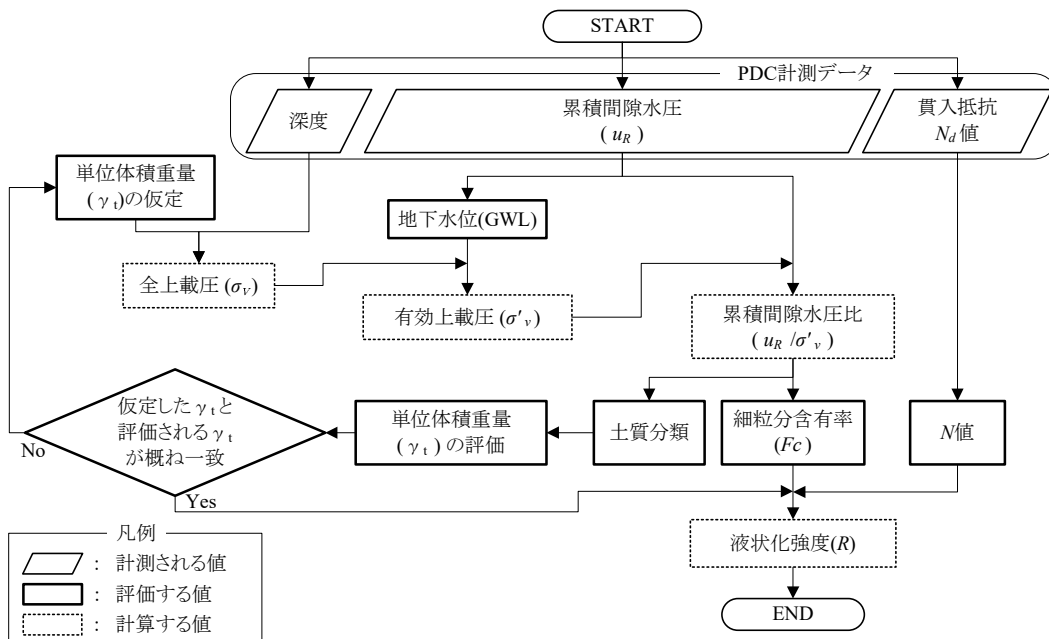


図-6 PDCによる液状化判定手順⁷⁾

3.3 一般国道 275 号の現場および調査概要

図-7は一般国道 275 号（以降、R275 とする）月形町 KP=41.62km 付近の盛土および土層横断を示している。また、表-1 は R275 と後述する美原の不飽和部と飽和部の盛土の物性値である。

R275 の土層構成は、盛土横断方向 L 側は堅固な礫質土が厚く堆積しているが、盛土中央部より R 側では表層が沖積粘性土でその下に泥炭が堆積しており、盛土中央部より R 側に離れるに従って厚く堆積している。道路管理者の聞き取り調査の結果、R 側盛土は低盛土のために繰返し作用する交通荷重で盛土が沈下し、それに伴って頻繁に舗装面にクラックが発生して定期的にオーバーレイが実施されていた。舗装は盛土よりも荷重が

重いためにオーバーレイが繰り返されることによって、相当量の盛土が地下水位以下の泥炭内にめり込んでいると思われた。

PDC を実施する前に盛土の性状や盛土厚を把握するため、PDC の調査孔近傍にてハンドオーガーによる簡易ボーリングを利用して SPT を実施した。その後、PDC を盛土法肩（PDC-1）と盛土法尻（PDC-2）で実施した。調査深度は盛土法肩では 5m、盛土法尻は 2m である。いずれも Bk1、Bk2（盛土）下の Ap（泥炭）が明らかになるまで実施した。サンプリングは盛土法肩から GL-1.00~1.90m（不飽和部）、GL-2.65~3.50m（飽和部）の位置でトリプルチューブサンプラーを用いて乱さない試料を採取し、図-7 に記載し

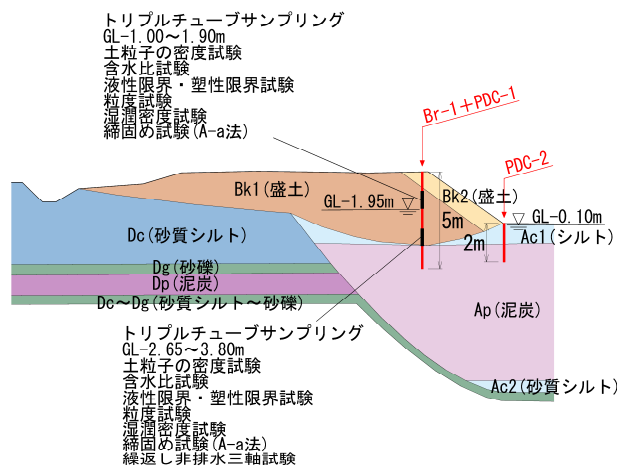


図-7 R275 の調査箇所における土層横断図

表-1 R275 および美原道路の盛土物性値

調査箇所	R275		美原	
	不飽和部 (1.00~1.90m)	飽和部 (2.65~3.50m)	不飽和部 (6.00~7.00m)	飽和部 (8.50~9.50m)
(調査深度)m				
湿潤密度 ρ _w (g/cm ³)	2.059	2.054	1.861	1.987
乾燥密度 ρ _d (g/cm ³)	1.735	1.719	1.511	1.596
土粒子の密度 ρ _s (g/cm ³)	2.713	2.747	2.702	2.692
自然含水比 w _n (%)	16.9	17.7	14.3	21.3
間隙比 e	0.567	0.602	0.788	0.688
礫分 (%)	35.6	33.8	0.1	0
砂分 (%)	40	41.5	66.8	64.7
シルト分 (%)	14.7	16.7	25.5	28.7
粘土分 (%)	9.7	8	7.6	6.6
最大粒径 mm	37.5	19	4.75	2
均等係数 U _c	194.5	184.4	15.1	12.8
D20(mm)	0.0389	0.0385	0.0258	0.0284
細粒分含有率 F _c (%)	24.4	24.7	33.1	35.3
液性限界 w _L (%)	36.6	50.3	30.1	31.2
塑性限界 w _p (%)	19.4	24.3	19.1	21
塑性指数 I _p	17.2	26	11	10.2
地盤材料の分類名	粘性土質礫質砂	粘性土質礫質砂	粘性土質砂	粘性土質砂
分類記号	(SCsG)	(SCsG)	(SCs)	(SCs)
試験方法	A-a	A-a	A-a	A-a
最大乾燥密度 ρ _{dmax} (g/cm ³)	1.921	2.03	1.671	1.678
最適含水比 w _{opt} (%)	12.7	11.3	17.3	17.1
液状化強度比 R _{L20}	-	0.380	-	0.361

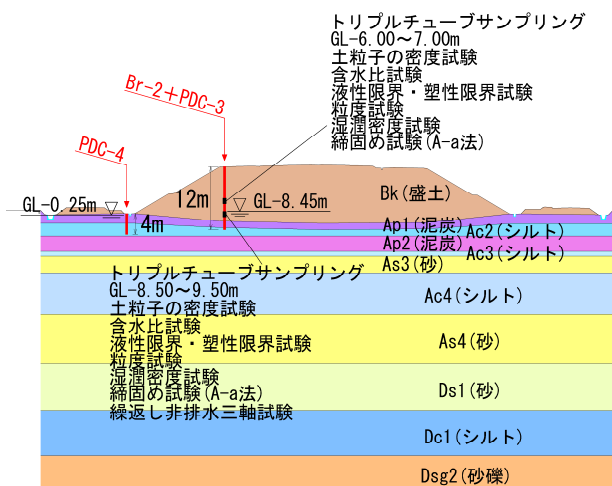


図-8 一般国道 337 号美原道路の調査箇所における土層横断面図

た物理試験と力学試験を実施した。

3.4 一般国道 337 号の現場および調査概要

図-8は一般国道 337 号当別町美原道路(以下、美原という) KP=51,600 付近の盛土および土層横断を示している。既往の調査結果より、調査箇所の軟弱地盤は表層部が未分解の Ap1 (泥炭) でその下に Ac2 (シルト)、Ap2 (泥炭)、Ac3 (シルト) が続いている。当該箇所における盛土は計画盛土高 $H_p=9.0\text{m}$ に対して必要盛土厚 $H_t=13.6\text{m}$ で盛土中央部の沈下量は 4.6m と推定された。当該箇所の軟弱地盤対策はプラスチックドレーン+敷網 (2 段) であり、盛土の施工速度は 5cm/day、盛土立ち上がり時に泥炭の圧密度 U が $U=90\%$ となるようプラスチックドレーンは正方の 1.0m 間隔で配置した。敷網は圧密による地盤強度増加で盛土完成時のすべり安全率 1.0 を満足させた上で、所要すべり安全率 1.2 に不足するせん断抵抗力を金網の引張り力で補う網径 $\phi=4.0\text{mm}$ であった。施工は平成 19 年 12 月下旬に所定の盛土高さまで構築され、盛土開始から 2 年後の盛土中央部の沈下量は 4.49m に達していたことが確認された。

美原では R275 と同様に盛土の性状や盛土厚を把握するため、先行的に土質ボーリング ($\phi=66\text{mm}$) を実施した。その後、盛土法肩より SPT、PDC を行い、泥炭への盛土のめり込み量や地下水位、盛土の締固め具合を把握した。調査深度は盛土法肩では 12m、盛土法尻は 4m である。盛土内水位は盛土法肩から深さ約 9m に位置しているため、先端コーン内の間隙水圧計の破損を避けるべく GL-7.00m までは間隙水圧計を内蔵しない先端コーンで計測を実施し、それ以下では PDC の先端コーンに付け替えて盛土下の Ac2 (シルト) まで貫入した。なお、盛土法尻では PDC のみを実施した。ボーリングは盛土法肩から GL-6.00~7.00m (不飽和部)、GL-8.50~

9.50m (飽和部) の位置でトリプルチューブサンプラーを用いて乱さない試料を採取し、図-8 に記載した物理試験と力学試験を実施した。

3.5 深川留萌自動車道の現場および調査概要

図-9 は深川留萌自動車道 (以下、深川留萌道という) KP=8,600 付近の盛土および土層構成を示している。盛土の下のサンドマットは粘性土混じり礫質砂 (SG-Cs) が厚さ 0.8m 施工されており、その下層は Ac1 (礫混じり火山灰質シルト)、Ao (砂混じり有機質粘土)、Ac2 (シルト質粘土)、Ap (高有機質土)、Ac3 (砂質シルト)、As (シルト質細砂)、Ag (砂礫) で構成されている。必要盛土厚は $H_t=9.5\text{m}$ で盛土中央部の沈下量は 2.5m と推定された。

深川留萌道では美原や R275 と同様に盛土の性状や盛土厚を把握するため、先行的に土質ボーリング ($\phi=66\text{mm}$) および SPT を実施した。その後、盛土法肩より PDC を行い、泥炭への盛土のめり込み量や地下水位、盛土の締固め具合を把握した。調査深度は盛土法肩では 17m である。盛土法肩の位置は盛土内水位が深い位置にあるため、先端コーン内の間隙水圧計の破損を避けるべく GL-7.00m (PDC-1)、GL-9.50m (PDC-2) まではボーリングで削孔し、それ以下では PDC を用いて盛土下の Ag (砂礫) まで貫入した。乱さない試料の採取は図-9 に記載のボーリング位置の GL-4.00~5.00m (不飽和部)、GL-7.00~7.90m (飽和部) の位置でトリプルチューブサンプラーを用いて行い、図-8 に記載された物理試験と力学試験を実施した。これらの結果は表-2 に示す。

3.6 日高自動車道の現場および調査概要

図-10 は日高自動車道 (以下、日高道という) KP=22,100 付近の R 側駐車スペースの盛土および土層横断を示している。調査箇所は Bk (盛土) の下に At (火山灰質土まじり礫質砂)、さらに Ap (高有機質土) と Ac1 (粘土)、基盤層として As (砂) 層の順に構成されている。

当該箇所は暫定盛土に対する新規拡幅盛土箇所が必要盛土厚は $H_t=11.4\text{m}$ 、拡幅盛土法肩の最終沈下量は約 1.6m と推定された。

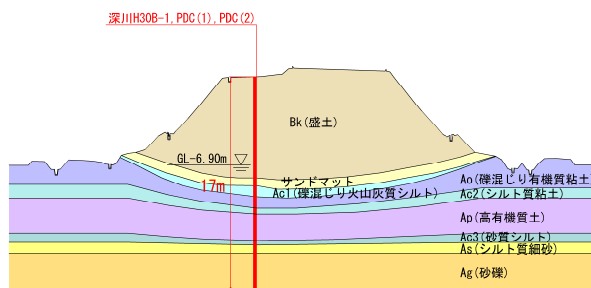


図-9 深川留萌自動車道の調査箇所における土層横断面図

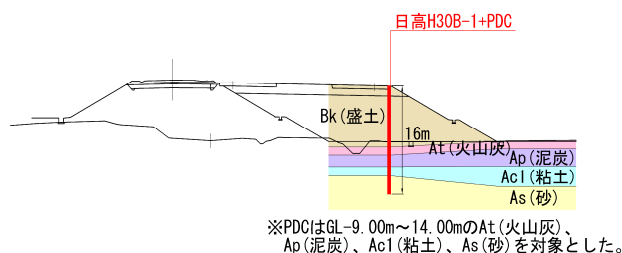


図-10 日高自動車道の調査箇所における土層横断面図

表-2 深川留萌自動車道における盛土の物性値

調査箇所	深川留萌道	
	不飽和部 (4.00~5.00m)	飽和部 (7.00~7.90m)
(調査深度)m		
湿潤密度 ρ_d (g/cm ³)	1.719	1.818
乾燥密度 ρ_d (g/cm ³)	1.225	1.357
土粒子の密度 ρ_s (g/cm ³)	2.643	2.568
自然含水比 w_n (%)	40.4	34.3
間隙比 e	1.159	0.903
礫分(%)	16.9	12.3
砂分(%)	39.6	51.4
シルト分(%)	26.5	19.9
粘土分(%)	17	16
最大粒径mm	19	19
均等係数 U_c	-	-
D20(mm)	0.00721	0.0852
細粒分含有率 F_c (%)	43.5	36.3
液性限界 w_L (%)	69.8	56
塑性限界 w_p (%)	35.4	25.1
塑性指数 I_p	34.4	30.9
地盤材料の分類名	火山灰質礫質砂	礫混じり火山灰質砂
分類記号	(SVG)	(SV-G)
試験方法	A-c	A-c
最大乾燥密度 ρ_{dmax} (g/cm ³)	1.324	1.497
最適含水比 w_{opt} (%)	31.9	23.4
液状化強度比 R_{L20}	-	0.361

日高道の調査は美原や R275 と同様に盛土の性状や盛土厚を把握するため、先行的に土質ボーリング ($\phi=66\text{mm}$) および SPT を実施した。その後、盛土法肩より PDC を行い、泥炭への盛土のめり込み量や地下水位、盛土の締固め具合を把握した。調査深度は盛土法肩から 16m である。盛土法肩の位置は盛土内水位が深い位置にあるため、先端コーン内の間隙水圧計の破損を避けるべく GL-9.50m(PDC-1)まではボーリングで削孔し、それ以下では PDC を用いて盛土下の As (砂) まで貫入した。盛土の物理特性は本調査前のパイロットボーリングの結果、礫が多く不攪乱試料の採取が実施できなかった。

3.7 調査結果および考察

3.7.1 N 値と N_d 値の比較

3.1 で述べたとおり、PDC はベースとなるミニラムの先端コーン内に間隙水圧を計測できる装置を兼ね備えた原位置試験である。ミニラムは大型動的コーン貫入試験 (ラムサウンディング) を打撃エネルギーが半分 (98kJ/m²) になるよう小型化したもので、直径 28mm のロッド先端に角

度 90°、直径 36.6mm、深さ 69mm の先端コーンを設置し、重さ 294N のドライブハンマーを高さ 35cm から自由落下させて 20cm 貫入ごとの貫入抵抗値 N_d を連続的に求めるものである。対象地盤が砂質土であれば式 2) で整理されるが、粘性土では貫入中のロッドの周面摩擦力により打撃回数が過大評価されるため、コーン先端が 20cm 打撃貫入した時の打撃回数 N_{dm} を測定してからロッドを回転させたときのトルク M_r を測定して、ロッドの周面摩擦力の影響を補正した菅原ら¹¹⁾による式 3) で N_d を算出する。

$$\text{砂質土地盤} \quad N_d = \frac{1}{2} N_{dm} \quad 2)$$

$$\text{粘性土地盤} \quad N_d = \frac{1}{2} N_{dm} - 0.16 M_r \quad 3)$$

ここに、 N_d : ミニラムによって得られる換算 N 値、 N_{dm} : ミニラムの 20cm 貫入に要する打撃回数、 M_r : 回転トルク (N・m) とする。

一方、PDC は 1 打撃ごとに先端ロッドの貫入量 d を測定していることから、式 4) を用いて PDC の 1 打撃当たりの貫入量とミニラムの 20cm 貫入に要する打撃回数 (N_{dm} 値) の関係を求めることができる。

$$N_{dm} = \frac{20}{d} \quad 4)$$

ここに、 N_{dm} : ミニラムの 20cm 貫入に要する打撃回数 (回)、 d : PDC による 1 打撃当たりの貫入量 (cm) とする。

一方、PDC はミニラムと先端コーンの仕様は同様だが、地盤条件に関わらず周面摩擦力の影響を補正した N_{d_pdc} 値を採用⁷⁾しているため、式 3) に式 4) を代入した式 5) より、1打撃ごとの N_{d_pdc} 値を算出している。

$$N_{d_pdc} = \frac{1}{2} \cdot \frac{20}{d} - 0.16 M_r = \frac{10}{d} - 0.16 M_r \quad 5)$$

ここに、 N_{d_pdc} : PDC によって得られる換算 N 値 (=ミニラムによって得られる換算 N 値)、 d : PDC による 1 打撃当たりの貫入量 (cm)、 M_r : 回転トルク (N・m) とする。※ただし $N_d \leq 0$ の場合、 $N_d = 0$ とする。

図-11 は盛土法肩において SPT と PDC で得られた N 値と N_{d_pdc} の深度分布である。土層区分は打込みサンプリング (R275) とプレボーリングに基づいて評価した。なお、深川留萌道のサン

ドマット下位層は複数の軟弱層が混在しているが、便宜上、泥炭層として扱った。また、凡例の WL_{pdc} は PDC 試験後の試験孔による地下水位、 WL_{bor} はボーリング孔の地下水位でいずれも手動計測である。図-11 a)~d) をみると、 N 値と N_{d_pdc} に差異が生じている深度が確認されるが、両者は概ね近い値である。

N_{d_pdc} は一打撃ごとに N_{d_pdc} として評価が可能であるため、Bk1 (Bk2) や Bk (盛土)、Ap (泥炭) の深度方向の詳細な N_{d_pdc} が連続的に評価できることがわかる。これらの結果は泥炭に沈埋した盛土に対しても、澤田らの調査結果⁷⁾と同様、深度 1m ピッチで実施する SPT では確認できない箇所を N_{d_pdc} が補完するとともに、 N_{d_pdc} は N 値と概ね良い相関が得られることと調和的

である。

一方、盛土と泥炭の境界付近 (美原 $_{GL}-10.25m$) や泥炭 (深川 $_{GL}-9.5m$ 前後、日高 $_{GL}-11.2m$) の N_{d_pdc} は N 値と比較して相対的に低い値であった。SPT と PDC で得られた先端抵抗の差異は、単なる泥炭に含有する繊維分の大小なのか堆積環境なのかは不明確である。

3.7.2 土の粒度試験と PDC による細粒分含有率の比較

図-12 は盛土法肩で実施した SPT (レイモンドサンプラー) で採取された土試料の粒度試験による細粒分含有率 F_c と PDC で得られた細粒分含有率 F_{c_pdc} の深度分布であり、PDC で得た細粒分含有率は F_{c_pdc} 、土の粒度試験で得た細粒分含有率は F_{c_JIS} とする。図では土の粒度試験を実施した深

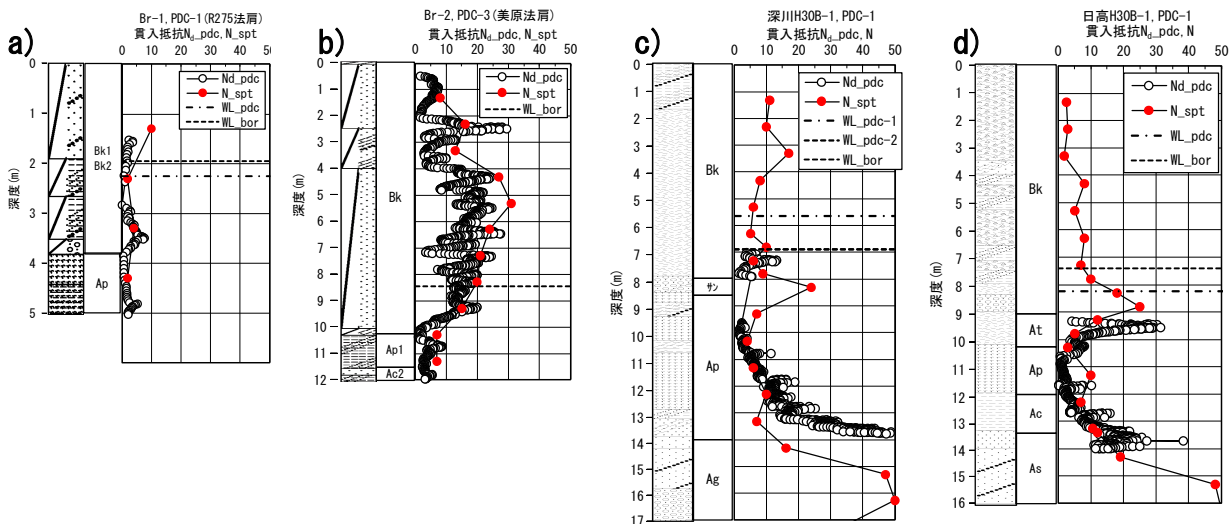


図-11 SPT と PDC による N 値と深度 N_{d_pdc} 値の深度分布比較

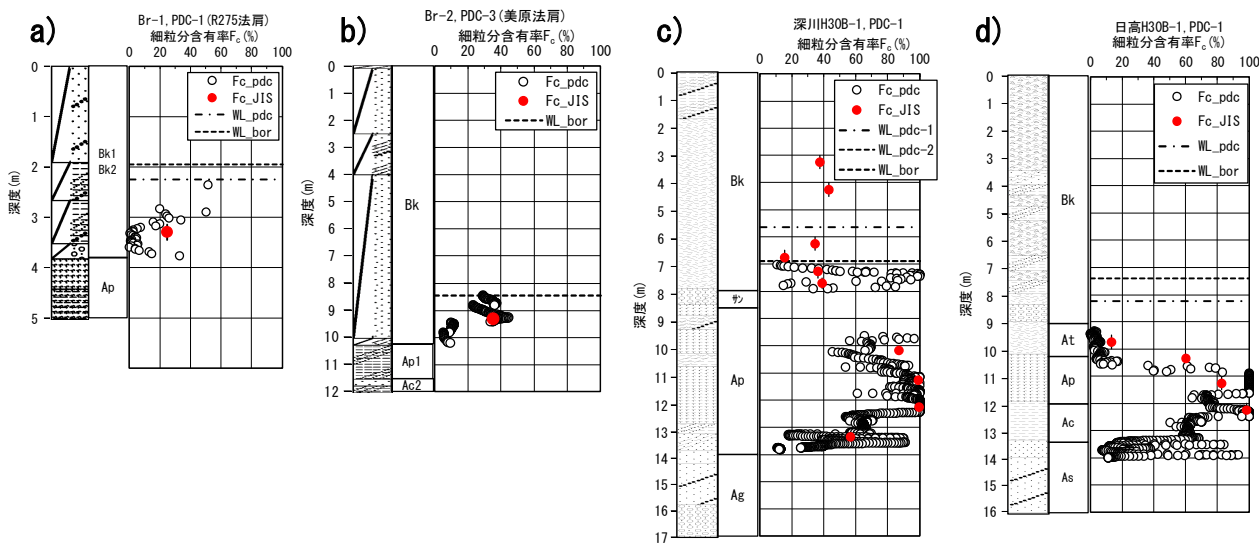


図-12 SPT と PDC による細粒分含有率 F_c の深度分布比較

表-3 液状化判定に必要な地盤定数の算出方法

		道路橋示方書		PDC
		簡便法	詳細法	
必要な地盤定数	N 値	標準貫入試験	土の繰返し非排水三軸試験	$N_d=10/d-0.16Mr$
	細粒分含有率 F_c	土の粒度試験		$F_c=18 \cdot u_R/\sigma'_v$
	平均粒径 D_{50} , 有効径 D_{10}	土の粒度試験		—
	塑性指数 I_p	土の液性限界・塑性限界試験		—
	単位体積重量 γ_t	土の湿潤密度試験 or 一般値		土質区分により仮定

表-4 液状化判定に用いる地盤面の設計水平震度 (k_h)

	L1	L2		備考
		タイプI	タイプII	
I種地盤	0.10	0.50	0.68	R275
III種地盤	0.15	0.40	0.51	美原
III種地盤	0.15	0.40	0.51	深川留萌道
III種地盤	0.15	0.40	0.51	日高道

度の位置を●（赤丸）で表示している。

R275 と美原では盛土内における土の粒度試験は1ヶ所、深川留萌道の盛土では6ヶ所実施した。日高道は盛土内に礫分が多いために土の粒度試験を実施していない。

PDC で得た F_c の深度分布に着目すると、R275 (図-12 a) では盛土内 GL.-2.36~3.77m の深さ 1.41m に $F_c=0\sim 50\%$ 程度の幅広い数値が確認された。また、美原 (図-12 b) をみると、同じく盛土内 GL.-8.45~9.42m では $F_c=23.4\sim 44.8\%$ 、GL.-9.45~10.21m は $F_c=5.5\sim 11.8\%$ と評価された。深川留萌道 (図-12 c) では盛土内 GL.-7.01~7.91m の深さ 0.90m に $F_c=10.1\sim 100\%$ 程度の幅広い数値が確認された。なお、日高道 (図-12 d) では既に述べたとおり、盛土内に礫分が多いために PDC による評価は実施していない。粒度試験で得られる F_c はいわゆる点の評価であるが、PDC で得られる F_c は一打撃ごとに評価が可能であるため、盛土の深度方向のばらつきを連続的に捉えていると考えられる。

3.7.3 液状化の判定

本調査箇所における液状化判定は道示に従って実施した。表-3 は道示の簡便法と詳細法、PDC による液状化判定に必要な地盤定数の算定方法を示している。

道示の簡便法による動的せん断強度比 R と液状化に対する抵抗率 F_L は表-1、表-2 に記載の物理試験値、単位体積重量は土の湿潤密度試験の値より算出した。道示の詳細法による R と F_L は、地盤工学会基準「土の繰返し非排水三軸試験

(JGS0541)」(以降、液状化試験とする)で求めた繰返し応力振幅比 R_{L20} より道示に従って算出した。また、PDC による R と F_L は γ_t を土の湿潤密度試験の値より道示にて算出し、前項の 1)式、2)式を用いて N_{d_pdc} と F_c を導出した。なお、地震時せん断応力比 L はいずれの液状化判定手法とも同じ値を用いた。

液状化判定に用いる地盤面の設計水平震度は調査箇所が空知地方、石狩地方、日高地方であるため、地域区分はいずれも B2 である。各地震動レベルの地域別補正係数は文献¹⁰⁾に従って、 $c_z=0.85$ 、 $c_{1z}=1.0$ 、 $c_{2z}=0.85$ とした。地盤種別は調査箇所における既往の地盤調査結果で得られた N 値から、道示の推定による簡易法(慣用法)¹⁰⁾により R275 は I 種地盤、美原、深川留萌道、日高道は III 種地盤とした。表-4 は各地震動レベルにおける設計水平震度を示す。

また、各調査箇所採取した砂質土の繰返し三軸強度比 R_L を直接的に把握するために液状化試験を実施した。各現場で採取した乱さない試料は、直径に対して高さが 2 倍前後を確保する供試体に成形した。供試体は炭酸ガスで飽和させたあと背圧 $u_b=200\text{kN/m}^2$ を与えて、間隙水圧係数 B 値が 0.95 以上になっていることを確認した。飽和した供試体は各現場の試料採取深度に応じた有効拘束力 $\sigma'_o=50\text{kN/m}^2$ を等方応力で載荷し、排水量がほぼ一定値に収束するまで圧密した。その後、正弦波の載荷周波数 $f=0.2\text{Hz}$ の一定応力振幅による非排水繰返し載荷を両振幅軸ひずみ $DA=5\%$ 、繰返し載荷回数 $N_c=20$ 回に達するまで実施した。

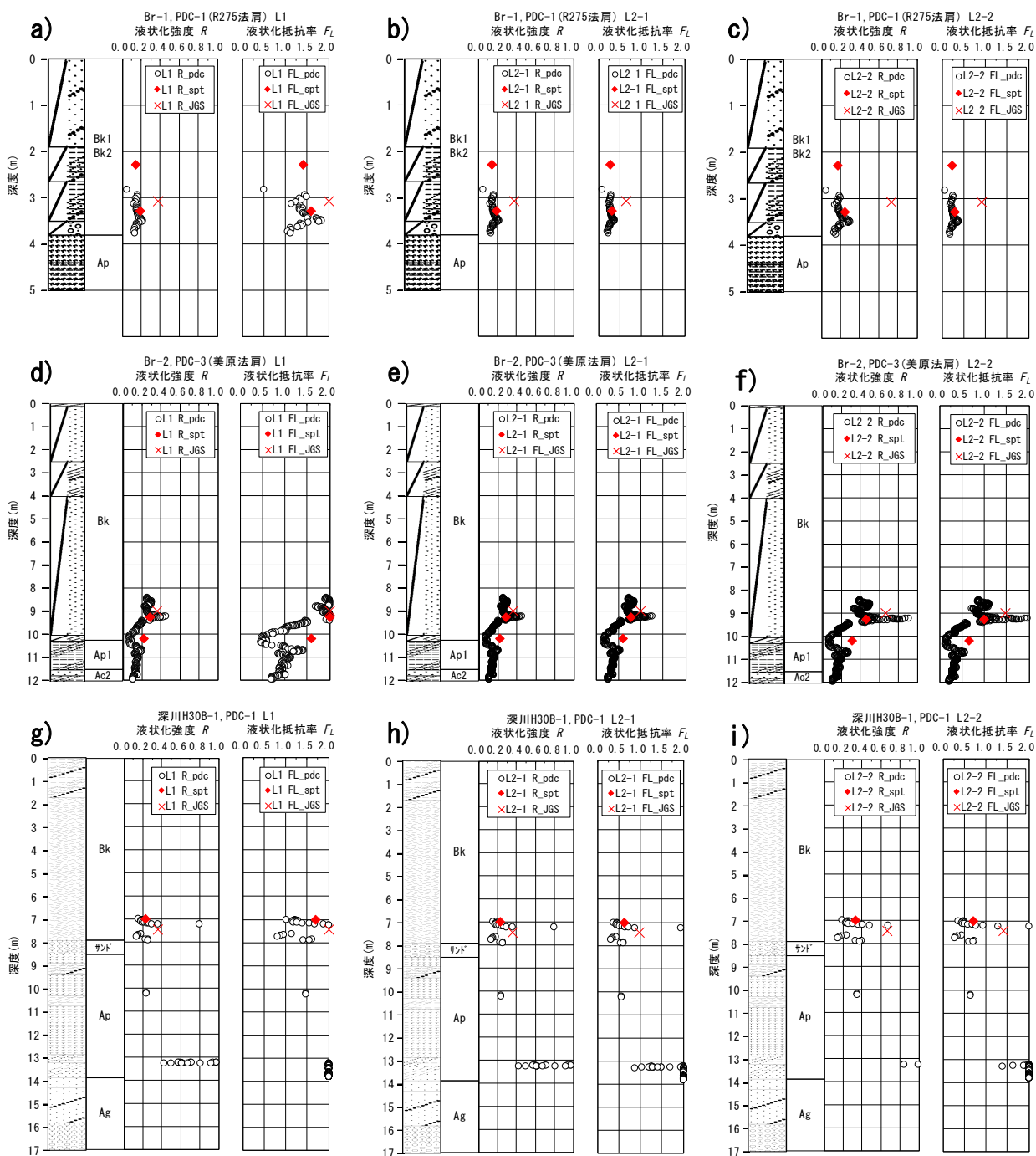


図-13 R275、美原、深川留萌道における調査深度と液状化強度 R 、液状化抵抗率 F_L の関係

図-13、図-14 は各調査箇所における調査深度と液状化強度 R 、液状化抵抗率 F_L の関係を示す。凡例の L1 はレベル 1 地震動、L2-1 はレベル 2 地震動 (タイプ I)、L2-2 はレベル 2 地震動 (タイプ II) を表しており、 R および F_L の後に表記している『○○_{pdc}』は PDC による評価、『○○_{spt}』は道示の簡便法、『○○_{JGS}』は道示の詳細法による検討結果である。得られた F_L のうち $F_L \geq 2.0$ のデータは便宜上、 $F_L = 2.0$ で標記した。

図-13、図-14 の $R(F_L)_{pdc}$ と $R(F_L)_{spt}$ をみると、美原の GL-10.25m 付近の結果 (図-13 d)~f) を除いて概ね同じである。一方、美原の GL-10.25m 付近の R_{pdc} と R_{spt} の結果の違いは顕著であり、これが $F_{L,pdc}$ と $F_{L,spt}$ の結果として表れている。特に L1 地震動レベルでは $F_{L,pdc}$ の結果から液状化する、液状化しないと相反する結果が得られた。

この要因として、図-11 b) に示すとおり、美原

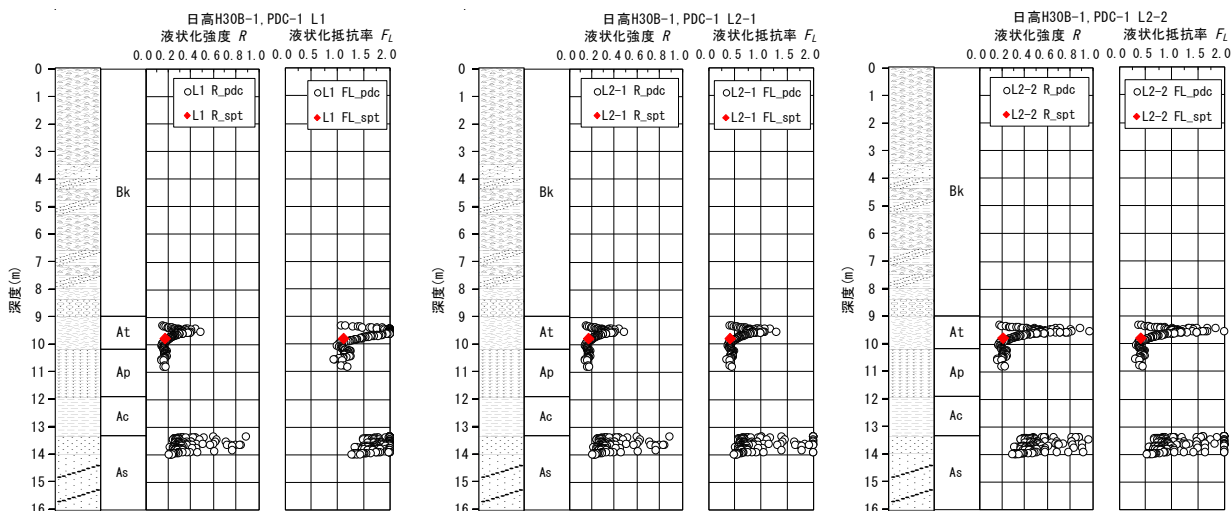


図-14 日高自動車道における調査深度と液状化強度 R 、液状化抵抗率 F_L の関係

の GL-10.25m 付近における SPT による N 値 (≈ 8) と PDC による N_{d_pdc} (≈ 2) の差が F_L の差に表れたと推察される。

美原の GL-10.25m 付近は盛土と泥炭の境界部にあたるが、既往の文献^{12), 13)}によると、基礎地盤が泥炭または軟弱な粘性土の場合、圧密沈下によって盛土が下凸状に基礎地盤にめり込んだ際に盛土底部が水平方向に伸張するため、密度や拘束圧の低下が生じるとの指摘がある。このような盛土底部の緩みに対して、SPT と PDC の貫入抵抗に違いが生じた要因については今後、検証していく必要がある。

次に、 $R(F_L)_{pdc}$ や $R(F_L)_{spt}$ と道示の詳細法による $R(F_L)_{JGS}$ を比較すると、 $R(F_L)_{pdc}$ や $R(F_L)_{spt}$ は相対的に小さいことがわかる。既往の研究では、同じ N 値であっても粒度の細かい（細粒分が多い、あるいは平均粒径が小さい）土層の液状化抵抗は大きくなる^{例えば 14)}ことや、最近の研究^{15), 16)}では細粒分を含む砂の液状化強度試験の結果、道示の液状化強度式は F_c が大きい場合に液状化強度を小さめに評価することが指摘されている。このような知見を踏まえると、 R_{pdc} や R_{spt} は実態の液状化特性をより精度良く評価しているといえ、道示で算出された R_{JGS} より相対的に小さく

なることは明白である。

4. 泥炭層の判定

本項では泥炭や高有機質土を PDC で打撃した際に得られる過剰間隙水圧の波形から、砂質土や粘性土との見分けが可能であるか検討した。この理由として、PDC の打撃貫入時に発生する過剰間隙水圧の消散は土質の透水係数に依存するが、図-15 に示すとおり、砂質土と粘性土で測定された過剰間隙水圧の時刻歴波形は、細粒分が少ない透水性の高い砂質土は過剰間隙水圧が瞬時に消散するが、細粒分が多い透水性が低い粘性土は長い時間、過剰間隙水圧が残留する傾向にある。

一方、泥炭や有機質土は液状化しないために、これらの層で PDC による液状化判定する必要はないが、砂質土や粘性土とは著しく異なる工学的性質を有しているために、特徴的な過剰間隙水圧の波形履歴が得られる可能性がある。したがって、沈埋した盛土層の下位に存在する泥炭や有機質土の存在をボーリングデータに頼ることなく、PDC の打撃時に発生する過剰間隙水圧の波形履歴が特徴的であることを把握できれば、作業効率の向上は勿論、経済的な観点からもその優位性が高まると考えられる。

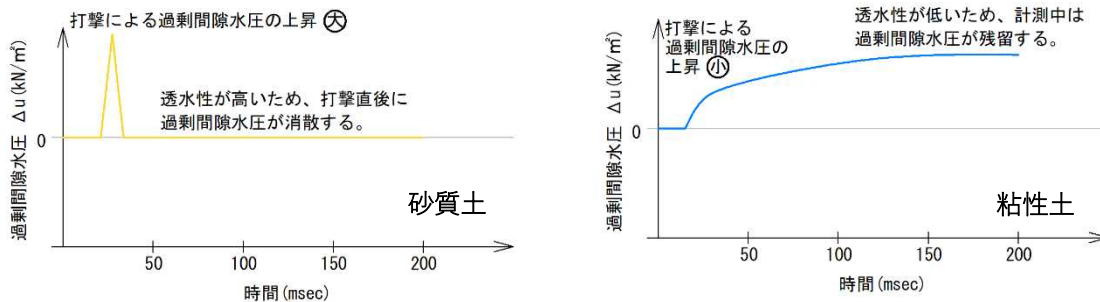


図-15 砂・粘土層における PDC の波形イメージ

4.1 深川留萌自動車道の調査概要

本調査では深川留萌道の盛土性状や盛土厚、素地盤の層厚などを把握するため、先行的に盛土法肩において土質ボーリング ($\phi=66\text{mm}$) を実施した後に PDC を実施した。なお、調査位置は図-9 に記載されている盛土法肩と同様である。PDC は Ao 層 (礫混じり有機質粘土) より下層を対象としたため、それより上層部は土質ボーリングを行った。PDC の調査深度は 4.3m である。

表-5 は調査対象層の物性値を示しており、Ao 層は自然含水比 $w_n=115.1\%$ 、強熱減量 $L_i=25.5\%$ 、Ap 層 (高有機質土) は自然含水比 $w_n=226.4\sim 234.8\%$ 、強熱減量 $L_i=57.5\sim 73.7\%$ であることから、Ao 層と比較して有機分に富んだ地盤である。

4.2 調査結果および考察

4.2.1 Ao 層および Ap 層の波形履歴

図-16 は PDC で得られた Ao 層および Ap 層の波形履歴であり、横軸は PDC 打撃直後から 200msec までの経時変化、縦軸は過剰間隙水圧の時刻歴である。現場で PDC を行う際に直接計測された波形は間隙水圧であるが、図-16 は打撃深度の静水圧を控除して過剰間隙水圧で整理した。図-16 a)、b) は Ao 層 ($N_d=0\sim 4$)、図-16 c)、d) は Ap 層 ($N_d\geq 8$) の波形時刻歴であり、図-16 a)、c) は PDC 打撃後 200msec までの経時変化、図-16 b)、d) は同じく 30msec までの経時変化を示す。

まず Ao 層の波形履歴をみると、PDC 打撃後 10msec 後から一部では正の過剰間隙水圧がみられるが、大部分は負の過剰間隙水圧が生じている。しかしながら、2~3msec 後には正の過剰間隙水圧に転じ、その後、若干の過剰間隙水圧の低下が認められるが 200msec まで漸増する傾向にあった (図-16 a)、b))。Ap 層の波形履歴をみると、Ao 層と同様に打撃後 10msec 後から正の過剰間

隙水圧がみられるが、その割合および値は Ao 層より大きい反面、少なからず負の過剰間隙水圧が生じている。その後、正の過剰間隙水圧に転じるが 30msec まで再度低下し、それから 200msec まで変化がないパターンから漸増するパターンまで様々な傾向が認められた (図-16 c)、d))。

4.2.2 泥炭および有機質土に対する PDC 波形による評価の可能性

PDC の特徴は図-15 に記載のとおり、細粒分の少ない砂質土は過剰間隙水圧が瞬時に消散するが、細粒分の多い粘性土は透水性が低いために、過剰間隙水圧が残留しやすい傾向にある。いずれにせよ、コーン先端が地盤に打撃した際には、締まった砂粒子に打撃すると、正のダイレイタンスによって負の圧力が生じる場合があるが、PDC は液状化が生じやすい緩詰め砂層を対象としているため、基本的には透水性の違いに拘わらず正の圧力が得られるケースがほとんどである。

図-17 a)~d) は有機質土に対してコーン貫入を行った際に過剰間隙水圧の変化のイメージを模式的に示したものである。Ao 層および Ap 層の過剰間隙水圧は 4.2.1 で述べたとおり、PDC 打撃直後で程度の差はあるが正の過剰間隙水圧が生じたあと負に転じ、その後再び正に転じて上昇する傾向にあった。

Ao 層と Ap 層の正の圧力 (打撃後約 12msec 後) の上昇量に差が生じた要因として、先端コーンの急激な貫入によって先端コーン下方の Ao 層および Ap 層の間隙水はポーラスストーン上方を含む全方向に押し出されるが、有機分含有量や各層の締め具合 (N_d) 差によって透水性が異なり、ポーラスストーンに作用する圧力に相違が生じたと考えられる (図-17 b))。

先端コーン下方の Ao 層および Ap 層はコーン貫入に伴う急激な収縮によって、著しく透水性は低下することが想定されるが、それによって、一時的にポーラスストーン (コーン先端部) は周辺からの間隙水の流入が滞った状態になったと考えられる。現時点では、飽和状態にあるこれらの層を先端コーンの貫入によって負の過剰間隙水圧が生じるメカニズムは明確ではないが、有機物の繊維分へのコーン貫入によってコーン先端にある 2 箇所のポーラスストーン表面に真空状態のエアポケットが生じ、それによって一時的にポーラスストーンに負の過剰間隙水圧が生じた可能性が推察される (図-17 c))。

その後、時間の経過に伴って正の過剰間隙水圧が得られるが、これは先端ロッド周辺のエアポケットに間隙水が集まり始めたことを示唆している (図-17 d))。

表-5 調査対象層の物性値

調査箇所	深川留萌道	
	Ao	Ap
盛土法肩からの調査深度 (m)	(10.00~10.30m)	(11.00~11.50m) (12.00~12.50m)
土粒子の密度 $\rho_s(\text{g/cm}^3)$	2.346	1.659~1.916
自然含水比 $w_n(\%)$	115.1	226.4~235.8
礫分 (%)	1	—
砂分 (%)	11.8	—
シルト分 (%)	39.2	—
粘土分 (%)	48.0	—
最大粒径 mm	4.75	—
細粒分含有率 $F_c(\%)$	87.2	—
液性限界 $w_L(\%)$	135.3	—
塑性限界 $w_p(\%)$	55.7	—
塑性指数 I_p	79.6	—
強熱減量 L_i	25.5	57.5~73.7
地盤材料の分類名	砂まじり有機質粘土 (高液性限界)	高有機質土
分類記号	(OH-S)	{Pt}

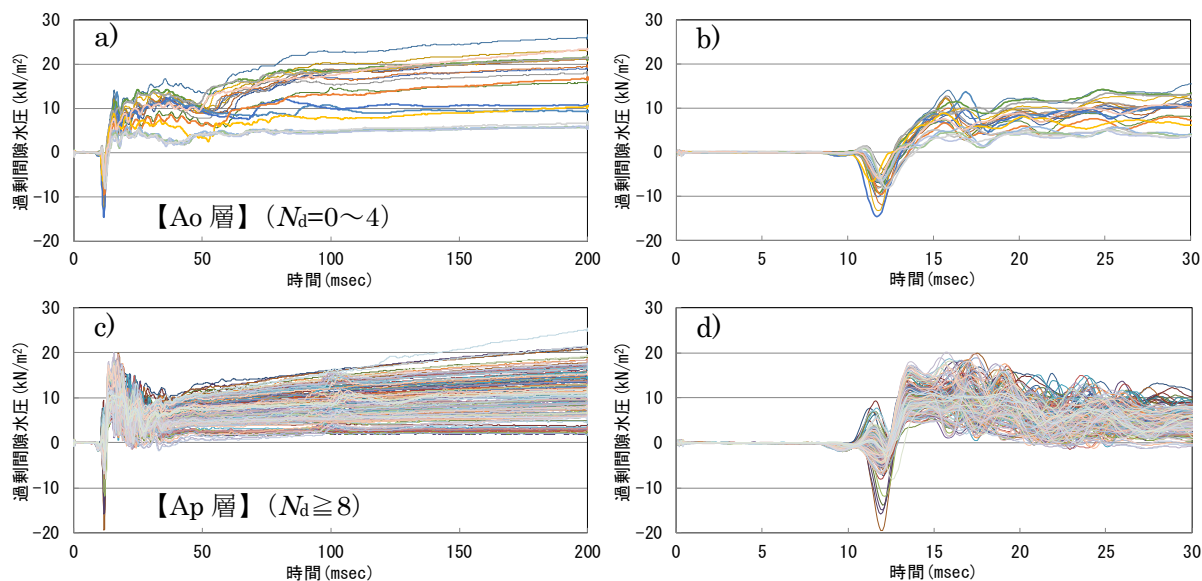


図-16 PDC で得られた Ao 層および Ap 層の波形履歴

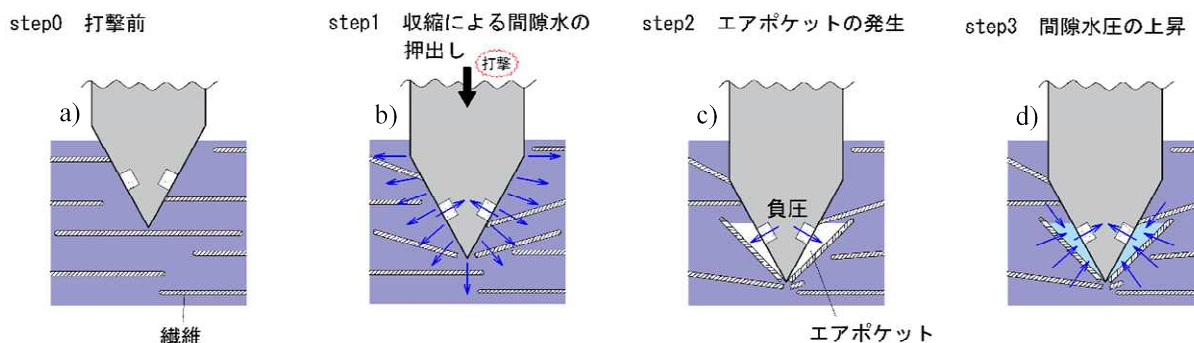


図-17 Ao 層および Ap 層で過剰間隙水圧が変化するイメージ

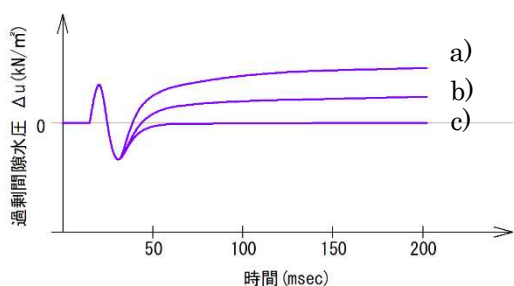


図-18 Step3 の過剰間隙水圧の履歴

図-18 はコーン打撃後の過剰間隙水圧の履歴を模式的に示したものであるが、コーン打撃後 50msec 以降の過剰間隙水圧をみると(図-16 a)、c)、漸増するパターンや全く変化が生じないパターンが認められた(図-18 a)、c))。これは前項で述べたとおり、Ao 層と Ap 層では有機分含有量や締め具合 (N_d) に差異による透水性の違いが要因であると推察される。

5. まとめと今後の課題

泥炭地盤上に構築された道路盛土を対象に、泥炭地盤への盛土のめり込み沈下量と地下水位を

把握可能な調査法を検討するために、原位置において電気式静的コーン貫入試験 (CPT) および簡易動的コーン貫入試験 (PDC) を行った。その結果、以下の知見を得た。

【電気式静的コーン貫入試験(CPT)】

- 盛土と泥炭層の境界は判別可能であり、めり込み沈下量の把握は可能であることが示された。
- 本調査では盛土内に礫等粒径の大きい土質が混入しており、静的コーン貫入試験の課題が改めて露見し、CPT により地下水位を把握するには制約があることがわかった。

【簡易動的コーン貫入試験 (PDC)】

- 飽和地盤における PDC と SPT で得られた N 値 ($=N_{d_pdc}$) および、PDC と土の粒度試験で得られた細粒分含有率 F_c は概ね同じ数値を示し、双方で得られる F_L は地震動レベルに拘わらず同様であった。
- したがって、PDC は地下水位以下に沈埋している盛土の液状化判定に有効であると思われる。

- ・ 高盛土底部と泥炭の境界では計測された N 値と N_{d_pdc} が異なり、その結果が L1 地震動レベルにおいて異なる液状化判定に繋がった。
 - ・ この理由が SPT と PDC の貫入特性によるものか偶然なのかは定かでない。
 - ・ 今後は緩みが生じている盛土底部と軟弱地盤の境界部における PDC の貫入特性や液状化強度との関連を把握するとともに、PDC 単独でこの境界部を判断できる指標を提案したいと考えている。
 - ・ 盛土下にある A_0 層と A_p 層は、 $N_a=0\sim 8$ の範囲において得られる PDC の過剰間隙水圧は打撃直後に正から負の圧力を示すが、時間の経過によって圧力が漸増および停滞するが認められた。過剰間隙水圧の経時変化の違いは、 N_a や有機分含有量の大小に伴う透水性の違いによるものと考えられる。
 - ・ PDC の過剰間隙水圧が打撃直後に正から負の圧力を示した要因は、有機物の繊維分へのコーン貫入によってコーン先端にある 2 箇所ポーラスストーン表面にエアポケットが生じて、一時的に真空状態が生じたと推察される。
- 11) 菅原紀明、鈴木勝久、菅原章治：小型動的貫入試験機の開発とその利用、全地連「技術フォーラム'97」講演集、pp.461-464、1997
 - 12) Sasaki, Y. Oshiki, H. and Nishikawa, J. : River Dike Failures during the 1993 Kushiro-oki Earthquake, Proceedings of IS-Tokyo, 2009
 - 13) Okamura, M. and Tamamura, S. : Seismic Stability of Embankment on Soft Soil Deposit, International Journal of Physical Modeling in Geotechnics, 11(2), pp.50-57, 2011
 - 14) 松尾修：道路橋示方書における地盤の液状化判定法の現状と今後の課題、土木学会論文集 No.757 / III-66, pp.1-20、2004
 - 15) 鷺見浩司、谷本俊輔、江川拓也、石原雅規、佐々木哲也：細粒分を含む砂の液状化強度に関する調査（その 1 地盤の不均一性）、第 48 回地盤工学研究発表会、pp.487-488、2013
 - 16) 谷本俊輔、鷺見浩司、江川拓也、石原雅規、佐々木哲也：細粒分を含む砂の液状化強度に関する調査（その 2 液状化強度評価式の再検討）、第 48 回地盤工学研究発表会、pp.489-490、2013

参考文献

- 1) 北海道開発局開発土木研究所：1993 年釧路沖地震被害調査報告、開発土木研究所報告、第 100 号、pp.13-32、1993
- 2) 佐々木康：堤防の地震災害と災害軽減工学、JICE REPORT、Vol.9、p.89、2006
- 3) (公社)地盤工学会：地盤調査の方法と解説—二分冊の 1—pp.366-403、2013
- 4) 橋本聖、山梨高裕、林宏親、梶取真一：泥炭性軟弱地盤におけるセンタードレーン工法の改良効果に関する検討（その 2）、寒地土木研究所月報第 727 号 pp.23-30、2013
- 5) 国立研究開発法人土木研究所寒地土木研究所：泥炭性軟弱地盤対策工マニュアル pp.1-5、2017
- 6) Sawada.S : Estimation of liquefaction potential using dynamic penetration with pore pressure transducer, International Conference on Cyclic Behavior of Soil and Liquefaction Phenomena, Bochum, pp.305-312, 2004
- 7) 応用地質（株）：PDC 技術資料、PDC コンソーシアム、PDC コンソーシアムオフィシャルサイト、<http://www.pdc-cons.jp/documents/index.html>（2020 年 9 月閲覧）
- 8) 澤田俊一、塚本良道、石原研而：間隙水圧測定を伴う動的貫入試験法 その 6 液状化強度、第 50 回地盤工学シンポジウム、pp.1-6、2005
- 9) 澤田俊一：間隙水圧測定を伴う動的貫入試験法 その 14 新しい地下水位設定法、土木学会第 66 回年次学術講演会、pp.717-718、2011
- 10) 社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編、2012

4.1.4 超過外力に対する道路橋のレジリエンス技術に関する研究

担当チーム：橋梁構造研究グループ、寒地基礎技術研究グループ（寒地構造チーム）

研究担当者：大住道生、二宮智大、中尾尚史

葛西聡、佐藤京

【要旨】

東日本大震災における教訓を踏まえ、道路橋の耐震設計においても、想定を超える事象に対する備えを考慮し、機能回復力(レジリエンス)を高める対策技術を開発しておくことが社会的な要請となっている。本研究では、構造特性に応じた損傷・応急復旧シナリオの構築、耐震安全余裕度の評価技術の開発等を目的としている。

令和元年度は支承部への損傷制御の実現性を検証するため、載荷条件の評価、損傷を誘導する部材の応答について詳細に分析し、供試体の詳細設計を行った。また、支承に用いられる複数本の六角ボルトに作用する力の作用状況の詳細を把握することを目的に、昨年度に実施した載荷実験の再現解析を行った。

キーワード：超過外力、道路橋、レジリエンス、損傷シナリオ、構造リダンダンシー

1. はじめに

南海トラフの巨大地震、首都直下地震等、人口及び資産が集中する地域における大規模地震発生の切迫性が指摘され、これらの地震による被害の防止・軽減は、喫緊の課題である。また、2011年東北地方太平洋沖地震や2016年熊本地震の教訓として、従来の経験や想定を大きく超える規模の災害に対する備えが不可欠となっている。

このような背景から、本研究では超過外力に対して、構造特性に応じた損傷・応急復旧シナリオを構築、機能回復のための応急復旧技術、耐震安全余裕度の評価技術の開発を行っている。

平成28年～30年度は、桁橋・ラーメン橋を対象として、既往地震の被害事例および損傷状況を分析し、超過外力が作用した場合の望ましい損傷シナリオを整理するとともに、橋脚と支承における耐力の階層化を実現するための設計法の提案とその評価を目的としたモデル橋脚の試設計を実施した。また、アーチ橋を対象として、構造条件の違いによる損傷過程への影響や望ましい損傷シナリオ、それに誘導するための損傷制御方法について解析により検討した。それらの損傷制御の実現のため、支承部の耐力階層化に必要な支承各部品における力の作用状況や耐力の把握を目的とした載荷実験を行うとともに、超過作用も含めた作用の影響を考慮した場合の橋梁構造物の安全余裕度を評価する手法の確立を目的に、実際の損傷事例を整理した。

これらの検討により、超過外力に対し損傷を制御することで橋全体が崩壊に至りにくくなることを示すとともに、特に損傷部位を支承に誘導することの有効性

を示した。

令和元年度は支承部への損傷制御の実現性を検証するため、載荷条件の評価、損傷を誘導する部材の応答について詳細に分析し、供試体の詳細設計を行うとともに、支承に用いられる複数本の六角ボルトに作用する力の作用状況の詳細を把握することを目的に、昨年度に実施した載荷実験の再現解析を行った。

2. 桁橋（免震）の復旧性の高い事前対策の検討

2.1 損傷誘導設計の検証試験の検討

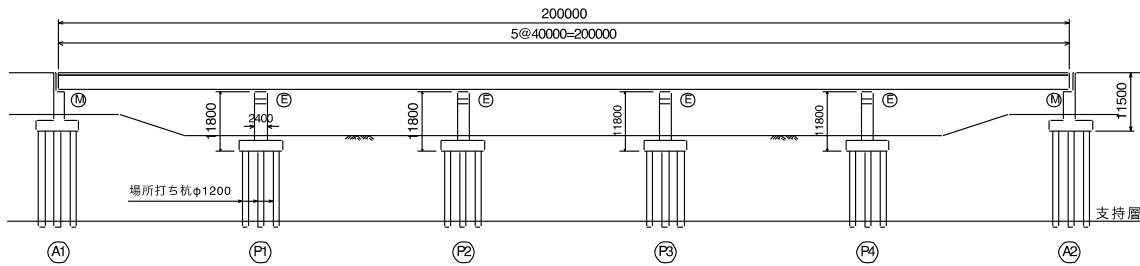
橋脚と支承部で構成する模型を用いて、復旧性の高い部材に損傷を誘導する設計法（以下、損傷誘導設計法）を検証するため、供試体の詳細設計を実施した。また、載荷試験における実挙動再現のための試験条件の検討を実施した。

2.1.1 供試体の検討

平成30年度は、橋梁の耐震に関する研究の継続性等から星隈ら¹⁾の実物大L2供試体を元にモデル橋脚を設定し、1/4スケールの試験橋脚に対して、ファイバーモデルのプッシュオーバー解析により最大耐力の向上の実現性を示した。令和元年度は、その橋脚配筋を基本として、試験で使用する載荷装置、種々の条件を考慮した上で損傷誘導する供試体の詳細設計を実施した。

(1) 供試体の設計

供試体の詳細設計は、使用する試験装置（最大載荷性能1,960kN、載荷速度50mm/sec、ストローク±150mm）で、損傷誘導設計法の評価が可能な橋脚性能を確保し、図-2.1のモデル橋との相似則に配慮しながら



- 橋梁諸元
- 上部工形式 : 鋼5 径間連続非合成鈹桁橋
 - 橋長 : L=200.000m
 - 支間長 : L= 5×40.000m
 - 有効幅員 : W= 9.500m
 - 総幅員 : W= 10.700m
 - 支承条件 : 免震/免震 (橋軸方向/橋軸直角方向)
 - 上部構造の分担重量: 4000kN
 - 支承の死荷重反力: 2000kN/支承
 - 支承形式 : 免震支承(HDRS)
 - ゴムの平面寸法: □800mm×800mm
 - 支承ゴム厚 : $\Sigma te=196\text{mm}$ (28mm×7層)
 - ゴムの形状係数: S1=7.14, S2=4.08
 - ゴムのせん断弾性係数: G=1.0N/mm²
 - 支承寸法の決定要因: 常時の回転とL2地震動
 - 橋脚型式 : 柱式橋脚
 - 橋脚断面 : □2.4m×2.4m
 - 軸方向鉄筋 : D35ctc122×1 段 (鉄筋比0.012)
 - 許容塑性率: $\mu_m=1.81$ (橋軸)、1.52 (直角)
 - 基礎形式 : 杭基礎 (場所打ち杭)
 - 地盤種別: II 種地盤

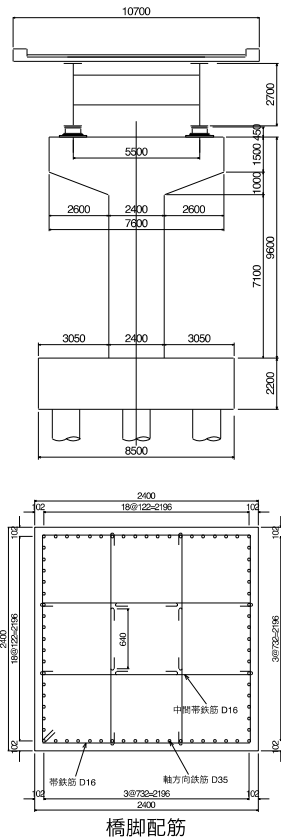


図-2.1 モデル橋および橋脚配筋

表-2.1 供試体 (橋脚) の帯鉄筋の設定

検討ケース		実物大橋脚		縮小供試体	
		帯鉄筋D16	帯鉄筋D6	帯鉄筋D10	帯鉄筋D10
設計基準強度	σ_{ck} (N/mm ²)	24.00	24.00	24.00	24.00
ヤング係数	EC (N/mm ²)	25000	25000	25000	25000
曲げ引張強度	σ_{bt} (N/mm ²)	1.914	1.914	1.914	1.914
横拘束鉄筋	呼び名	D16	D6	D10	D10
	断面積	Ah (mm ² /本)	198.60	31.67	71.33
	間隔	s (mm)	150	65	60
	有効長	d (mm)	732	270	270
	体積比	ρ_s	0.00723	0.00722	0.01761
	降伏応力	σ_{sy}	345	345	345
ヤング係数	Es	200000	200000	200000	200000
断面補正係数 (矩形)	α	0.2	0.2	0.2	
	β	0.4	0.4	0.4	
最大圧縮応力度	σ_{cc} (N/mm ²)	25.897	25.893	28.618	
最大応力時ひずみ	ϵ_{cc}	0.00337284	0.00336966	0.00534194	
下降勾配	Edes (N/mm ²)	2585	2591	1062	
定数	n	1.443	1.444	1.273	
限界圧縮応力度	$0.5\sigma_{cc}$	12.949	12.946	14.309	
限界圧縮ひずみ	ϵ_{ccl}	0.00838281	0.00836719	0.01881929	

ら実施した。

1/4 スケールで設計した縮小供試体の帯鉄筋の設定

を表-2.1 に示す。前年度に設計した鉄筋径 D6 を適用した設計は、実物大橋脚に対して最適であるが、一般

表-2.2 実物および縮小橋脚と支承の耐力関係

	実物大橋脚	縮小供試体
支承せん断ひずみ 250%時の水平反力 H (kN)	3402	239
橋脚の降伏耐力 P_y (kN)	2708	230
耐力比 H/P_y	1.26	1.04

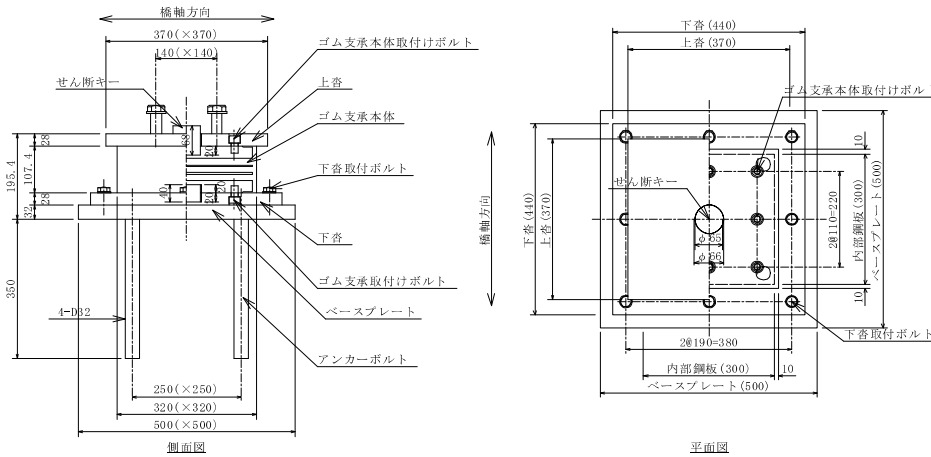


図-2.3 試験に用いる支承の形状および寸法

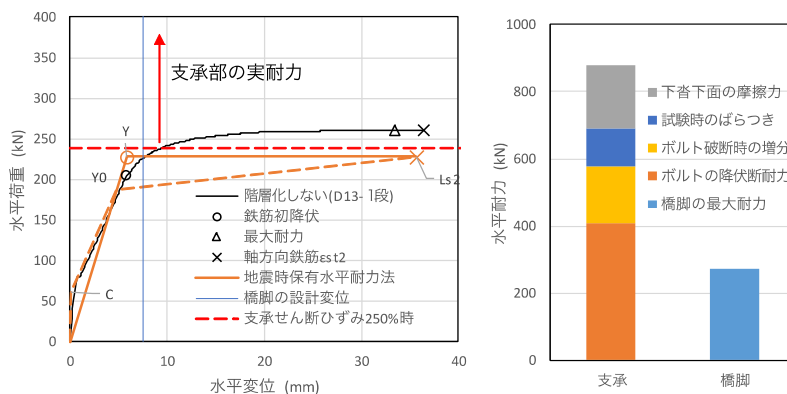


図-2.4 橋脚のP-δ関係と支承耐力の関係

に入手が困難である鉄筋径であるため、鉄筋径 D10 の適用の可否を確認する。鉄筋径 D10 を適用した供試体においては、横拘束筋の体積比 ρ_s が大きく、コンクリートの限界圧縮ひずみ ϵ_{cc1} が実物に比べ大きな値となる。橋脚の限界状態 2 の変位 δ_{l2} は、コンクリートと軸方向鉄筋のひずみの両方で決定されるため損傷誘導設計の評価試験においては、大きな影響を与えないと判断し鉄筋径 D10 を適用した配筋を決定した。

配置する免震支承は、せん断ひずみ 250%時の水平反力 H と橋脚の曲げ耐力 P_y との耐力階層関係が実橋脚と近くなるように設定する。検討する支承は、平面形状が 300mm×300mm の G10 の高減衰ゴムとする。せん断ひずみ 250%時の水平反力は $H=239\text{kN}$ 、地震時保有水平耐力法による橋脚の耐力 $P_y=230\text{kN}$ とな

る。図-2.1 に示したモデル橋脚における曲げ耐力は $P_y=2,708\text{kN}$ 、支承のせん断ひずみ 250%時の水平反力は、2 基合計で $H=3,402\text{kN}$ である。表-2.2 に示すように支承耐力が橋脚の耐力より高く、実物大橋脚(損傷制御無し)のモデル橋)の設計に相応の階層関係であることが確認できた。また、ストロークが $\pm 150\text{mm}$ の試験機器の仕様により、ゴム支承のせん断ひずみ 250%時の変位が 112.5mm となる総ゴム厚 45mm の図-2.3 のように寸法を設定した。

(2) 支承と橋脚の耐力比較

損傷制御無し)の橋脚の P-δ 関係と支承耐力の関係について図-2.4 に整理する。RC 橋脚の降伏耐力は 230kN、ファイバーモデルによる解析から算出した最大耐力は 251kN である(最大耐力は、軸方向鉄筋の

ひずみが ϵ_{st2} に達した時点の耐力とした。)

支承の下沓取付ボルトの耐力を推定すると、ボルトのせん断応力が許容値 $340\text{N}/\text{mm}^2$ に達するとせん断降伏が生じ、そのときのボルト 1 本当たりの耐力は、 51.1kN 、8 本の合計は 409kN である。また、ボルトの引張強度 $830\text{N}/\text{mm}^2$ から $\sqrt{3}$ で除したボルトの破断耐力は、ボルト数 8 本で 576kN である。さらに、強度区分 8.8 のボルトを用いたせん断試験結果より確認した耐力のばらつき 20%を加えたボルトの耐力は、 692kN となる。また、下沓プレートとベースプレート間に生じる摩擦は、静摩擦係数 $\mu=0.52$ とすると鉛直反力 360kN に対して 187kN となる。これら支承部の水平耐力の総和と橋脚の最大耐力を図-2.4 にまとめると、支承位置で耐力制御を行わず、橋脚の設計で耐力階層化を行わない場合、支承部の耐力が橋脚の耐力より相当大きい値となることがわかる。

(3) 損傷誘導する構造の検討

損傷誘導に配慮しない設計においては、支承せん断ひずみ 250%時の水平反力 239kN に対して、橋脚の曲げ耐力 251kN と 1.05 倍の差しかなく、この耐力差内で固定プレート部に損傷を誘導することは困難である。そこで、図-2.5 に示すような断面内部に中間帯鉄筋に沿って軸方向鉄筋を配置する SRC 構造の応答特性を有するような配筋を提案している。損傷誘導設計の評価を行う上で、合理的な配筋とするために、内部軸方向の鉄筋を D16 から D22 まで変化させた場合の橋脚の P- δ 関係を求め、図-2.6 に整理した。また、内部軸方向鉄筋別毎の最大耐力を表-2.3 に示す。内部鉄筋の径を大きくすることで、最大耐力の向上を図ることができることが確認できる。

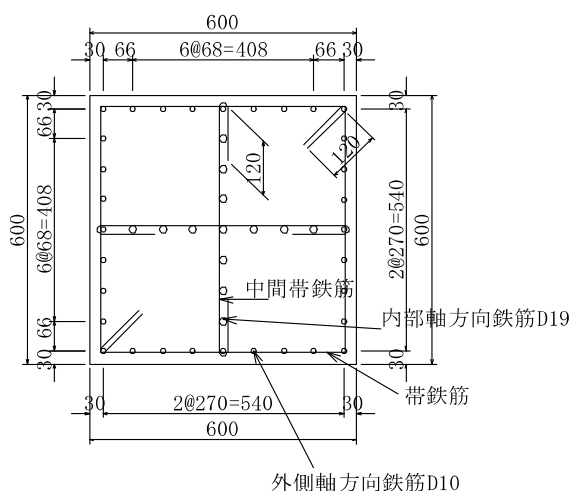


図-2.5 供試体の橋脚断面

(内部軸方向鉄筋を D19 とした場合の例)

損傷を誘導するための取付ボルトの構造を図-2.7 に示す。M16 のボルトに 2.7mm のスリットを設け、 $\phi 10.6\text{mm}$ の断面部がせん断誘導部となるよう、ベースプレート境界に配置する。表-2.5 に示すスリット部の応力照査結果より、せん断応力や合成応力の照査が許容値とおおむね同じとなっている。この結果から取付ボルトの耐力と縮小橋脚の各配筋における最大耐力を図-2.8 に整理した。ボルトのせん断破壊試験で得られた知見より、支承の水平耐力には破断耐力のばらつきを 20%として積み上げている。

M16 ボルト ($\phi 10.6\text{mm}$ のスリットを有する) を 8 本で支承を取付た場合、損傷を確実に支承部に誘導することは難しい結果である。

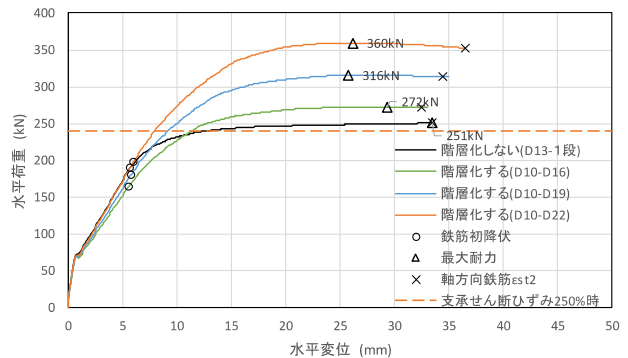


図-2.6 橋脚の P- δ 関係と支承耐力の関係

表-2.4 橋脚の配筋と最大耐力

ケース	D13-1段	D10-D16	D10-D19	D10-D22
耐力階層化	しない	する	する	する
軸方向鉄筋	外側 D13-32本 内部 —	D10-32本 D16-13本	D10-32本 D19-13本	D10-32本 D22-13本
軸方向鉄筋比	0.0113	0.0135	0.0167	0.0203
鉄筋初降伏時	変位 δ_{y0} (kN) 5.70 耐力 P_{y0} (mm) 190.0	5.60 164.8	5.80 180.2	6.00 197.4
最大耐力時	変位 δ_{max} (kN) 33.50 耐力 P_{max} (mm) 250.6	29.40 272.0	25.80 316.0	26.20 359.7
軸方向鉄筋限界ひずみ ϵ_{st2}	0.0289	0.0294	0.0294	0.0294
鉄筋限界	変位 δ_{st2} (kN) 33.50 耐力 P_{st2} (mm) 250.6	32.50 271.4	34.50 313.4	36.50 352.5
コンクリート	変位 δ_{cc1} (kN) — 耐力 P_{cc1} (mm) —	— —	— —	47.60 312.7
圧壊時	—	—	—	—
支承せん断ひずみ250%時荷重 (kN)	239.1	239.1	239.1	239.1
支承水平力に対する最大耐力の比	1.05	1.14	1.32	1.50

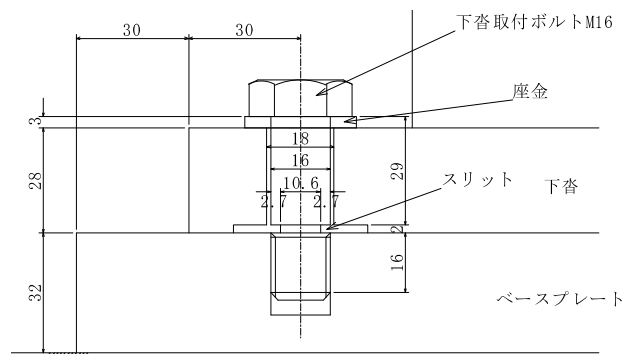


図-2.7 $\phi 10.6$ のスリットを有する下沓取付ボルト

表-2.5 スリットを有する下沓取り付けボルトの照査

	下沓取付ボルト
径×本数 (強度区分)	φ 10.6×8 本 (8.8)
引張応力 (γ=250%時)	276N/mm ²
許容引張応力	612N/mm ²
(許容値に対する比)	(0.45)
せん断応力 (γ=250%時)	339N/mm ²
許容せん断応力	340N/mm ²
(許容値に対する比)	(1.00)
合成応力 (γ=250%時)	1.2
合成応力の照査値	1.2
(許容値に対する比)	(1.00)

※割増係数 1.7 を考慮

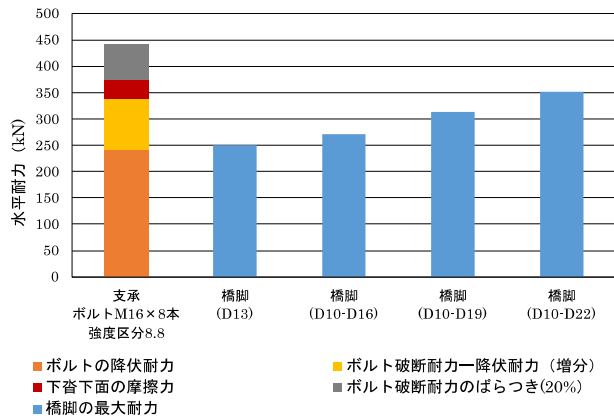


図-2.8 支承部の耐力と橋脚の耐力比較 (ボルト強度区分 8.8、M16×8 本)

下沓取付ボルトの本数を 4 本、強度区分 10.9 に変更し、下沓とベースプレートの板厚を 36mm に変更する。ボルトには 1.5mm のスリットを設け、φ 13mm の断面を設けた。その φ 13mm の断面部での応力照査を表-2.6 に示す。橋脚においては、最大耐力の向上を図るため外側軸方向鉄筋を D13 に、内部軸方向鉄筋を D22 とした図-2.9 の配筋を比較に加えた。変更を加えた支承部の水平耐力と橋脚部の耐力比較をすでに示した橋脚を含めて図-2.10 に示す。

表-2.6 下沓取付ボルトの応力照査(強度区分 10.9)

	下沓取付ボルト	
径×本数 (強度区分)	M16×4 本 (10.9)	M16×4 本 (10.9) , スリット部 φ13mm
引張応力 (γ=250%時)	267N/mm ²	302N/mm ²
許容引張応力	799N/mm ²	799N/mm ²
(許容値に対する比)	(0.33)	(0.38)
せん断応力 (γ=250%時)	398N/mm ²	450N/mm ²
許容せん断応力	459N/mm ²	459N/mm ²
(許容値に対する比)	(0.87)	(0.98)
合成応力 (γ=250%時)	0.86	1.1
合成応力の照査値	1.2	1.2
(許容値に対する比)	(0.72)	(0.92)

※割増係数 1.7 を考慮

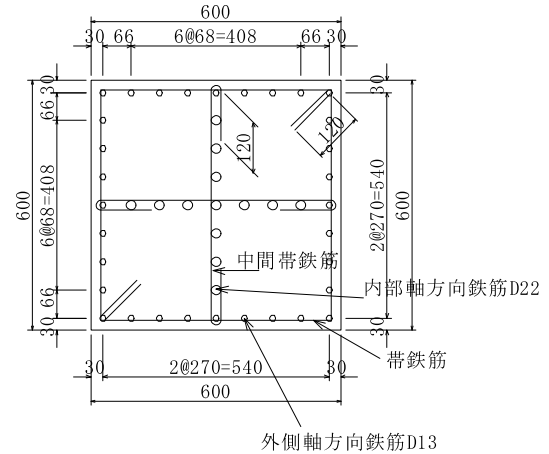


図-2.9 耐力階層化を行う場合の橋脚断面 (鉄筋比 2.52%)

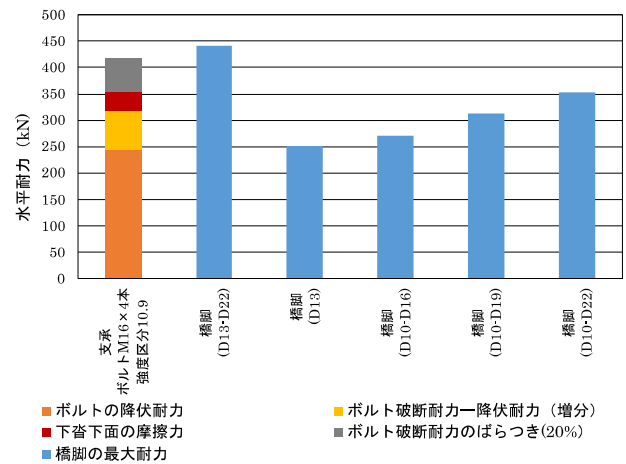


図-2.10 支承部の耐力と橋脚の耐力比較 (ボルト強度区分 10.9、M16×4 本)

支承部の耐力は、355kN～419kN である。ボルト破断耐力のばらつき 20%を考慮しない場合の耐力 355kN は、配筋 D10-D22 の橋脚の最大耐力 360kN を下回る。ボルト破断耐力のばらつきを考慮した支承部の最大耐力 419kN の場合でも、配筋 D13-D22 の橋脚ならば支承部耐力が下回る。損傷誘導試験を行う際には、鋼材間の摩擦抵抗を減らす構造として、図-2.11 に示すように PTFE 板と SUS 板を設け、試験の確実性を向上させる。

表-2.7 に追加した橋脚の耐力と変位を示す。

耐力階層化の有無による橋脚の P-δ 関係と支承の耐力を図-2.12 に示す。耐力階層化の有無による最大耐力の比は、1.76 倍となり、支承部耐力の設定に余裕が得られた。また、耐力階層化を考慮した橋脚の降伏時の耐力が支承のせん断ひずみ 250%時の反力を上回り、レベル 2 地震時の橋脚の応答は弾性応答となり、免震支承としても効果的な状態と考えられる。

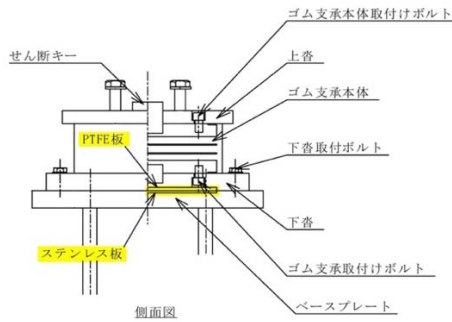


図-2.11 耐力階層化を検討して変更した支承構造

表-2.7 D13-D22 配筋とした場合の橋脚耐力

ケース	階層化しない	階層化する	
配筋	D13-1段	D13-D22	D13-22
軸方向鉄筋のかぶり (mm)	40	40	30(参考値)
耐力階層化	しない	する	する
軸方向鉄筋	外側 D13-32本 内部 —	D13-32本 D22-13本	D13-32本 D22-13本
軸方向鉄筋比	0.0113	0.0252	0.0252
鉄筋初降伏時	変位 δy_0 (kN) 5.80 耐力 $P y_0$ (mm) 185.0	6.40 247.8	6.40 258.4
最大耐力時	変位 δmax (kN) 35.80 耐力 $P max$ (mm) 245.0	27.20 432.6	27.30 440.7
軸方向鉄筋限界ひずみ $\epsilon st2$	0.0415	0.0415	0.0378
鉄筋限界	変位 $\delta st2$ (kN) 35.80 耐力 $P st2$ (mm) 245.0	46.80 414.0	42.50 429.7
コンクリート	変位 $\delta cc1$ (kN) — 耐力 $P cc1$ (mm) —	—	—
圧壊時	—	—	—
支承せん断ひずみ250%時荷重 (kN)	239.1	239.1	239.1
支承水平力に対する最大耐力の比	1.02	1.81	1.84

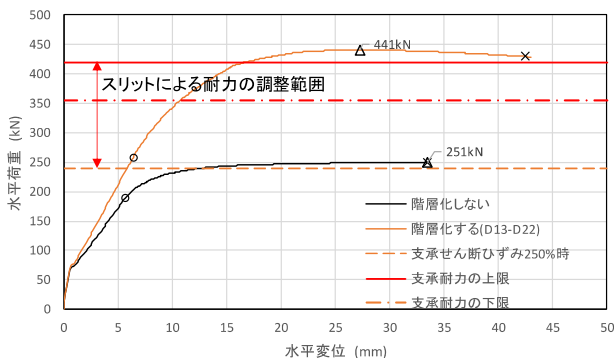


図-2.12 耐力階層化の有無による橋脚の耐力の違い

2.1.2 ゴム支承部の抵抗性

(1) 解析モデルと荷重条件

供試体の実施設計を基に、静的漸増荷重解析を実施し、ゴム支承が終局状態に至るまでの抵抗特性や破壊過程、支承各部位の応力状態を確認し、評価試験のための事前評価を目的に、図-2.9 に示す支承供試体を対象に3次元モデル(図-2.13)を用いて、非線形FEM解析を解析コードLS-DYNAにより実施した。モデルおよび荷重の対象性を考慮して1/2モデルとした。

下沓とベースプレート間には、図-2.11 に示したようにPTFE板とSUS板を設置するため、下沓とベースプレート間の摩擦係数は、平成29年道路橋示方書I編の表-解10.1.1に示された $\mu=0.1$ とし、その他の鋼板間の摩擦係数を $\mu=0.2$ とした。積層ゴムは、超弾性

モデルと破断基準値が既往の試験で確認できる構成則を用いるためG10の天然ゴムとした。なお、G10とは、ゴム支承に適用されるゴムの静的せん断弾性係数を示しており、ゴム支承に適用される規格値の平均的な剛性に当たる。

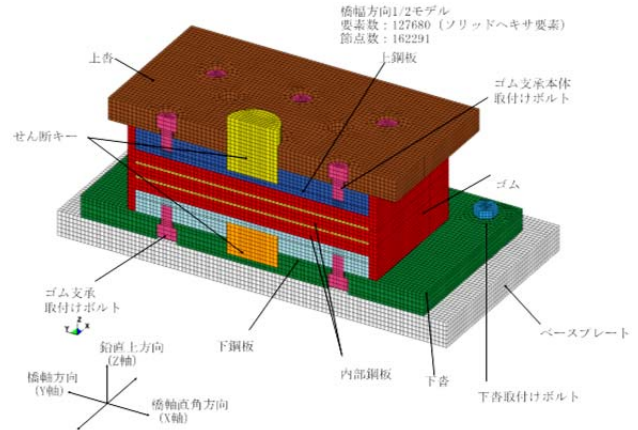


図 2.13 ゴム支承供試体の3次元FEM解析モデル図

ボルトの破断基準値は、応力-ひずみ関係の他、せん断応力-せん断ひずみも定義する必要がある。ボルトの応力-ひずみ関係は、文献2)に準じて直応力は引張試験から得たものを用いた。せん断応力-せん断ひずみ関係は、M12の強度区分4.8を用いたボルトせん断試験を実施し、図-2.14に示す荷重-変位関係を参考とし、ひずみ分布等を再現できるように繰返し計算にて同定したものを用いた。なお、図に示している解析case1とは、ボルトの公称値により挙動を再現した結果で、解析case2は、Timoshenko梁モデルを用いて挙動を再現した結果である。

荷重-変位曲線 (M12、全ネジ、強度区分4.8)

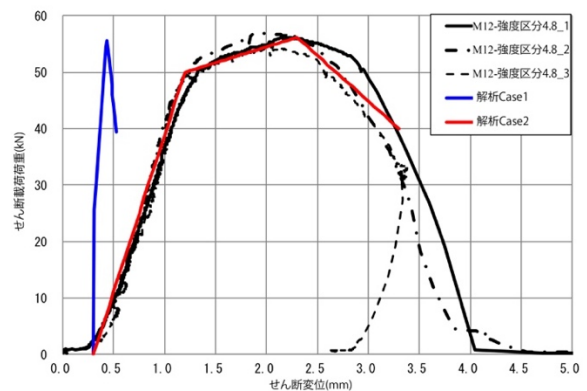


図-2.14 ボルトのせん断荷重-せん断変位関係図

荷重条件は、鉛直荷重360kNを載荷し、上沓と下沓の並行を保ったまま、ハードニング挙動が生じるせん断ひずみ300%程度まで水平方向に強制変位を与えた。下沓固定ボルトは、軸力が管理されていないため

締結力は考慮していない。

鋼材・ボルトに材料非線形要素、ゴム体にラップシェア試験を再現できる超弾性体要素、鋼板の摩擦を考慮し、既往成果を用いて出来る限りゴム支承の地震時挙動を詳細にシミュレーションした。

(2) 下沓位置における水平反力の分担

支承にせん断ひずみが生じた状態を図-2.15 に示す。下沓とベースプレートとの間の荷重の伝達に関するボルトのせん断力と摩擦力の関係を図-2.16 に示す。下沓下面とベースプレートとの間の摩擦係数 0.1 より摩擦力は鉛直荷重 360kN の 0.1 倍に近い 36-40kN で頭打ちとなり、せん断ひずみが大きい領域ではボルトのせん断力が支配的となっていることが確認できる。

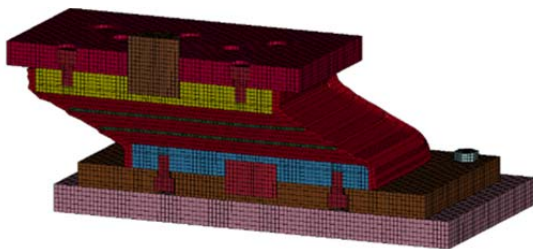


図-2.15 せん断ひずみ 300%時の変形

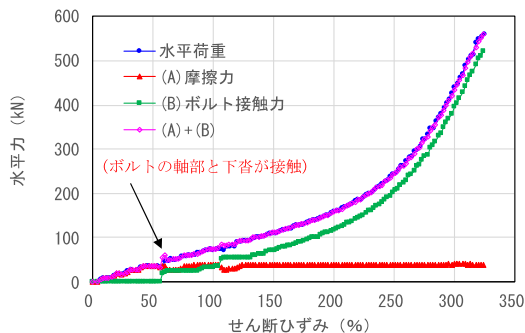


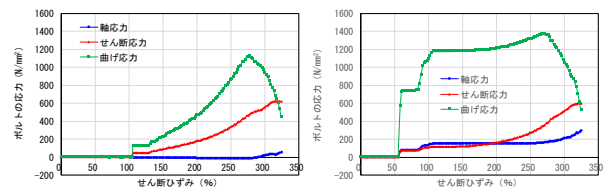
図-2.16 下沓取付ボルトと鋼板間の摩擦抵抗による水平力分担

(3) 下沓取付ボルト部の応力

下沓取付ボルトの応力を図-2.17 に、ボルトの破断判定を図-2.18 に示す。ボルトの破断基準は、参考文献 2) を引用し、式 (1) による D 値 (合成応力度の判定) が 1.0 以上とした。

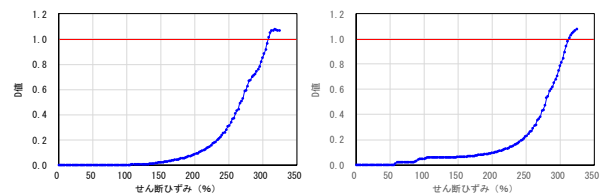
ボルトに応力が発生するタイミングや曲げ応力やせん断応力の発生状態が押込側と引抜側のボルトで異なる。引抜側ボルトに荷重が作用するとすぐに曲げ降伏している。押込側ボルトでは、遅れて応力が発生する。支圧応力による摩擦力の影響を受ける荷重域にあり、すべりが生じていないことと想定している。押込側と引張側で応力状態が大きく異なるが、せん断ひずみが 200%程度以上からボルトの D 値は、ほぼ同じ値

となっている。そして、破断判定の $D=1.0$ にはどちらのボルトも概ね同値の 300%を超えたせん断変形の時点で達している。



(a)ボルト A (押込側) (b)ボルト B (引抜側)

図-2.17 下沓取付ボルトの応力



(a)ボルト A (押込側) (b)ボルト B (引抜側)

図-2.18 ボルトの D 値と破断基準

$$D = (\sigma_t / \sigma_{tf})^2 + (\tau_s / \tau_{sf})^2 \dots (1)$$

ここで、

σ_t ; ボルト軸応力

τ_s ; ボルトせん断応力

σ_{tf} ; 引張破断強度

τ_{sf} ; せん断破断強度 ($\sigma_{tf} / \sqrt{3}$)

(4) 支承本体取付ボルト部の応力

図-2.19 に示すゴム支承本体の取付ボルト 4 本の D 値を算出する。

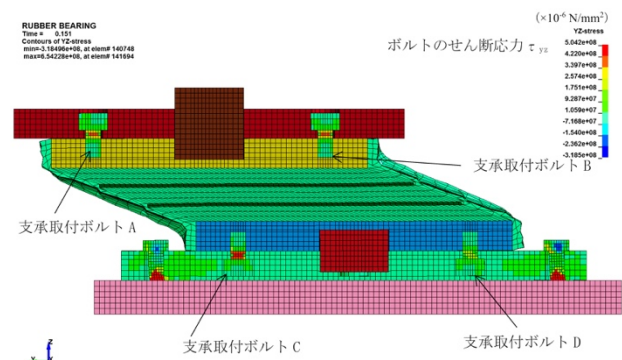
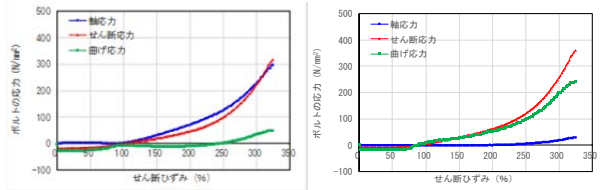


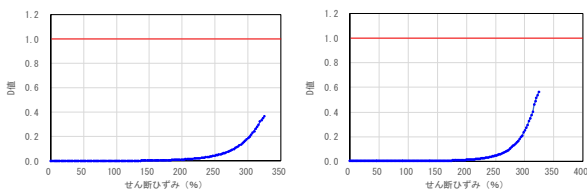
図-2.19 支承本体取付ボルトのせん断応力図

上沓側のボルト A とボルト B の応力と D 値を図-2.20 及び図-2.21 に、下沓側のボルト C とボルト D の応力と D 値を図-2.22 及び図-2.23 に示す。なお、ボルトに作用する挙動として、引抜側と押込側を理解する補足するために、図-2.24 にゴム支承の取付ボルト

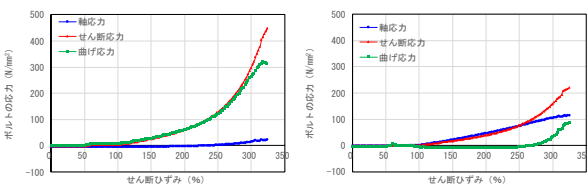
ト位置と引抜、押込の関係を概略図で示す。これらの部位ではせん断キーによる荷重の伝達も生じるため、上沓取付ボルトの応力は下沓取付ボルトに比較して小さく、D値も1.0を大きく下回る。このため、支承の破壊は下沓取付ボルトが先行すると考えられる。



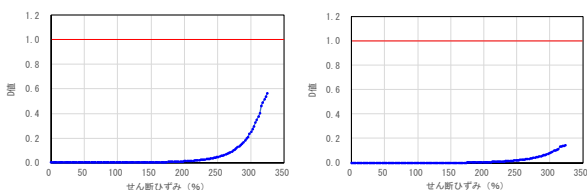
(a)ボルト A (引抜側) (b)取付ボルト B(押込側)
図-2.20 支承本体取付ボルトの応力 (上沓側)



(a)ボルト A (引抜側) (b)ボルト B(押込側)
図-2.21 支承本体取付ボルトのD値 (上沓側)



(a)ボルト C (押込側) (b)ボルト D(引抜側)
図-2.22 支承本体取付ボルトの応力 (下沓側)



(a)ボルト C (押込側) (b)ボルト D(引抜側)
図-2.23 支承本体取付ボルトのD値 (下沓側)

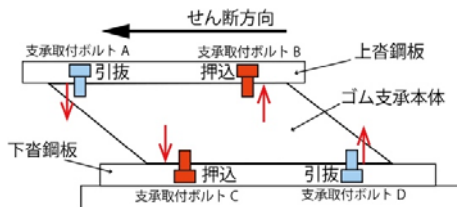


図-2.24 取付ボルトの引抜側、押込側の補足図

2.1.3 実挙動を想定した支承部載荷手法の検討

部分模型を用いて載荷試験を行うことから、地震時応答における橋脚の回転や支承部固定の回転状況に応

じた試験条件を設定する目的で、免震構造を採用した橋梁の応答を検討した。検討は、図-2.25 に示す鋼橋およびコンクリート橋のモデル橋を設定し、3次元非線形骨組みモデルにより動的解析を実施した。解析のモデル化では、公表されている論文(3)-11)の振動台試験結果や分析結果を参照し、免震支承のバネ要素は図-2.26 に示すようなバイリニアモデルとした。入力地震動は、道路橋示方書の種地盤におけるレベル2地震動2タイプの標準6波と、1995年兵庫県南部地震のJR鷹取駅観測記録、2011年東北地方太平洋沖地震のMYG006宮城観測記録、2016年熊本地震のKMMH16益城の地表面観測記録の3波の合計9波を用いた。

橋脚基部に塑性ヒンジが生じた道路橋示方書の標準波II-II-3を用いた橋脚の橋軸方向に対する最大応答を図-2.27に示す。主桁の回転変位は、ほぼゼロであり、地震時におけるたわみ角は生じなかった。また、橋脚の天端の回転変位は、基礎バネの変位や塑性ヒンジの回転も考慮したが、最大でもコンクリート橋の0.721°であった。以上のことから、橋軸方向に対する評価を目的とした載荷試験を行う場合、支承部への載荷においては、支承部の上沓プレートを水平方向にせん断載荷することで実挙動を再現できると考えられる。

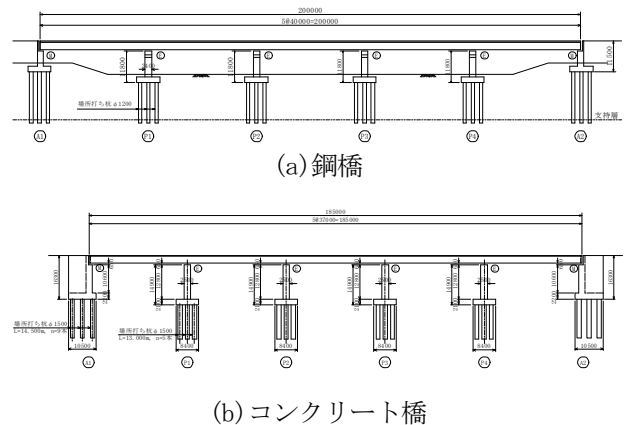


図-2.25 モデル橋梁一般図

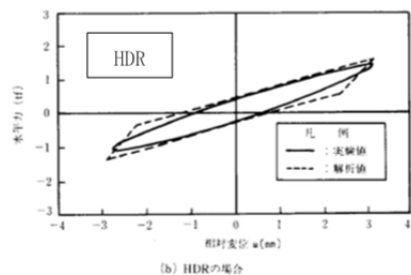
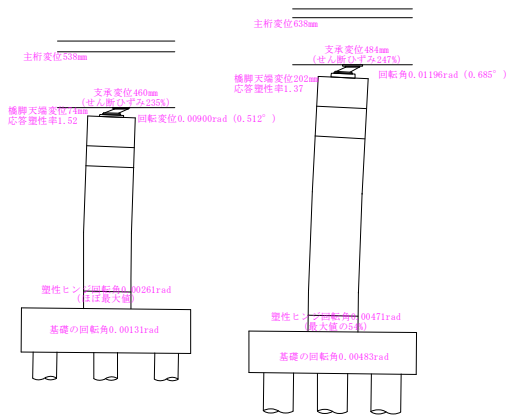


図-9 共振振動実験から得られた履歴ループとバイリニアモデルの比較

図-2.26 高減衰ゴム支承の非線形モデル⁴⁾



(a) 鋼橋 P2 橋脚 (b) コンクリート橋 P2 橋脚

図-2.27 動的解析におけるモデル橋脚の応答(地震波 II-II-3)

2.2 早期復旧技術の検討

事前対策として段差防止工の設置があるが、要求性能が明確となっておらず設計照査方法が一定の水準にあるとは言えない。そこで被災事例の記録が多く残る平成元年以降の被害地震を基とした原因の調査を実施した。さらに、段差防止構造の事例を収集し、段差防止構造の設計に対する課題を整理するとともに設計照査に対する提案を取りまとめた。

2.2.1 段差原因

収集した被災事例は、新潟県中越地震で1橋、東北地方太平洋沖地震で3橋と熊本地震で3橋の計7橋、また、兵庫県南部地震では2路線に生じた損傷を対象とした。大きな段差が生じる場合は、支承部の損傷が原因となっており、ゴム支承においては、支承上部で破損した場合、鋼製支承の場合は、ローラー抜出しまたは破断等のやや上部側で破損する場合は、路面の段差が大きくなる。

2.2.2 段差防止構造の設計手法

(1) 設計要領等による設計の現状

段差防止構造に対する設計要領等を公表している資料を収集し、その手法について比較整理を実施した。公表している設計要領等(以下、要領)は、3管理者、1団体の計4ケースが確認できた。その内容を概略で表-2.8に示す。適用条件を付しながら段差防止構造設置を原則としているものは2つである。その他では適用条件を示していない。段差防止構造の設計照査は、死荷重、衝撃力、活荷重と水平荷重を照査することを示しているものが1つあるが、その他は死荷重と水平荷重のいずれかを照査することを示しているに留まっている。また、被災した場合における移動量の設定と照査を示しているのは、1つであった。

このように違いが生じるのは、段差防止工に求めている機能に違いがあるためである。早期復旧を目的とした設計をするには、機能を明確にした上で設計照査の項目を定める必要があることが分かった。

表-2.8 段差防止設計の各設計要領等の概要

設計基準	NEXCO設計要領第二集	橋梁構造物設計施工要領[共通編]	鋼上部構造耐震補強の設計手引き(案)	落橋防止システム設計の手引き
発行元	NEXCO	首都高速道路	阪神後続道路	日本橋梁建設協会
発行年	平成28年	平成31年	平成21年	令和元年
適用条件	端支点に原則設置	なし	鋼製支承	なし
設計荷重死荷重	○	○	—	○
設計荷重衝撃力	—	○	—	—
設計荷重活荷重	—	○	—	—
設計水平荷重	—	○	○	—
設計移動量(橋軸)	—	—	—	Le
設計移動量(直角)	—	—	—	—
上部構造	緩衝材	—	—	—
段差防止遊間	—	30mm	50-100mm	50mm
維持管理	空間配慮	空間配慮	空間配慮	—

(2) 段差防止工設計手法に対する課題

調査で確認できた事例では、端支点横桁にコンク

表-2.9 段差防止構造の設計における提案

	提案
段差防止構造の適用条件	支承高さが高いゴム支承および鋼製支承において、支承上側で破損することが予想される端支点部に設置する必要がある(中間支点部についても上部構造への影響が大きい場合は適切に検討必要)
設計荷重(鉛直)	道路ネットワークにおける路線の位置付けや代替性、防災計画や管理体制等を考慮して地震後に求める橋の機能を踏まえて鉛直荷重を設定する必要がある。防災上の路線重要度が高く、代替性もない路線においては地震直後の緊急車両の通行や一般車への解放を踏まえて活荷重も考慮することが望ましい。(緩衝機能を設けない場合、衝撃力の影響も考慮)
設計荷重(水平)	実挙動としては、桁と段差防止構造間に摩擦力が生じるため、その摩擦抵抗力を水平力とした照査をするのが良い。(取付部の設計を極力小規模とそするため、すべり板の摩擦係数 $\mu=0.15$ を適用するなどの工夫が必要である。)
設計移動量(橋軸および橋軸直角方向)	支承が破壊した後の主桁の挙動は、上部構造形式、支承の形式、配置および支承破壊時点の上部構造の移動量とも関連する。段差防止構造は、橋軸および橋軸直角方向への移動も考慮して、橋梁毎に構造および設置位置(上下部構造の相対変位を考慮した範囲)を検討して決定する必要がある。
上部構造への配慮	段差防止構造と桁との接触箇所には、補剛・補強材を設ける。また緩衝機能を付し、衝撃的作用力に対する構造物の照査を回避することを検討する。
段差	段差防止構造による段差許容値は、目安を設定する。道路の重要度に応じ、地震直後においては、緊急車両の通行可能段差として、30mmと設定することを目標とするのが良い。
維持管理等に関わる配置	既設橋を対象とする場合は、兼用ブラケットに接続する構造物の耐力階層化の実施、取り外しが可能となる構造の検討し、既存の維持管理空間を占有しないように配慮する。

リート巻立てをした上で、上下部工付きの RC ブロックを設けて段差を防止する構造が主であった。これらは、維持管理の空間確保の障害となることから、横変位拘束構造と兼用される事例も多い。これらを踏まえた上で、段差防止構造の設計法をまとめるために現行課題を把握した上で、表-2.9 に課題と解決の提案を整理した。

荷重や移動量については、考慮すべき項目や制限値を設定するための検討を実施することが必要である。

3. 支承に用いるボルトの耐力に関する解析的検討

支承部に損傷を誘導して橋全体系が致命的な被害に至らないようにするための構造的な工夫の1つとして、損傷させる部品を設定し、かつ損傷させない部品と損傷させない部品の耐力を正確に評価したうえで、耐力差を設定する方法が挙げられる。

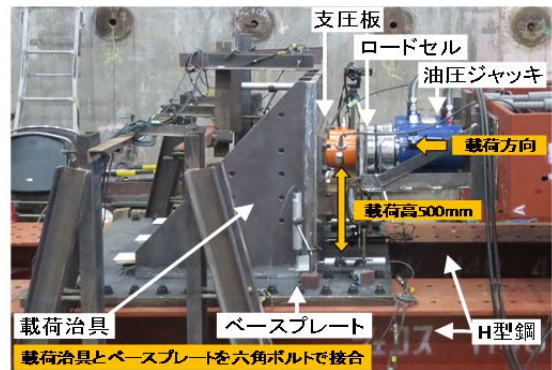
また、支承各部品の耐力は、主に水平方向および鉛直方向に対して、それぞれ評価している。しかし、支承には水平および鉛直方向の力が同時に作用するため、これらの力を同時に考えて評価する必要がある。

そこで本研究では、支承各部品における力の作用状況および耐力を把握することを目的とした。本章では、下沓とベースプレートの間に取り付けられている六角ボルトを対象として、六角ボルトを実際の支承配置に取り付けた場合の六角ボルト全体としての耐力を検討した荷重実験¹²⁾の再現解析を行った結果を報告する。

3.1 解析モデル概要

昨年度に実施した荷重実験では、写真-3.1 に示すように M24 の六角ボルトを 8 本用いてベースプレートと荷重治具を接合し、油圧ジャッキを用いて荷重治具を水平方向に荷重することで、接合させた六角ボルトを破断させた。

図-3.1 に示すように、上記荷重実験の有限要素解析を解析コード Abaqus により実施した。解析モデルは対称性を考慮し 1/2 モデルとし、H 型鋼底面を完全拘束した。また、支圧板と荷重治具、ボルトとワッシャーは接点共有により拘束、ベースプレートと H 型鋼は接点を剛体拘束した。簡略化のため図-3.2 に示すように、六角ボルトを円柱形でモデル化し、ネジ山を無視した分の隙間量を補正するために荷重治具のボルト穴側面に隙間補正用要素を追加した。また、荷重治具と接触する六角ボルトの一部は、荷重実験において確認された亀裂及び破断を考慮できるようにモデル化を行った。

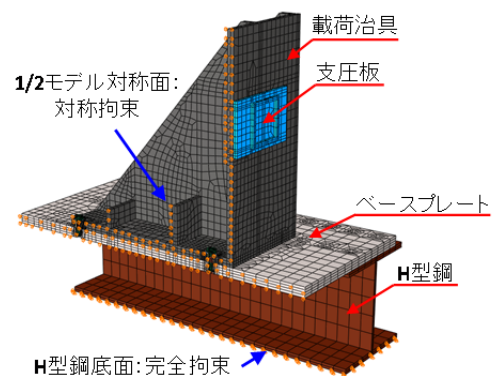


(a) 荷重治具等の設置位置

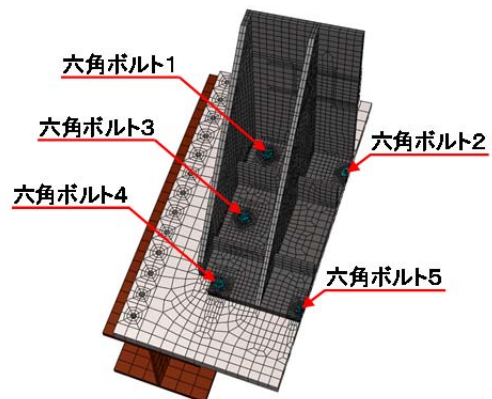


(b) 六角ボルト取付位置

写真-3.1 荷重実験概要



(a) 荷重治具等の解析モデル



(b) 六角ボルトの解析モデル

図-3.1 解析モデル概要

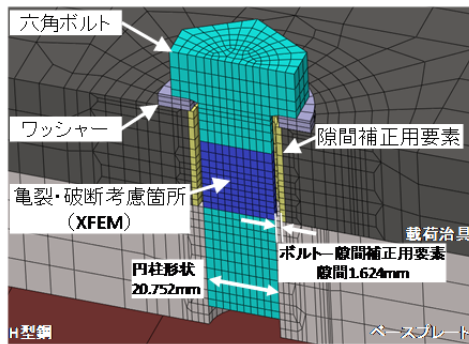


図-3.2 六角ボルトのモデル化の詳細

各部品間の接触条件を図-3.3 に示す。六角ボルトとベースプレート間については、ネジ山により高い摩擦力で固定される部分は拘束し、拘束により過剰な力が発生することを避けるため、ベースプレート上部の要素1層と、その層に接する六角ボルトの要素1層とその上の1層は拘束せず、接触を定義し、摩擦係数は0とした。接触面積の大きい载荷治具とベースプレート間には载荷実験で測定した滑り摩擦係数から算出した摩擦係数を用い、载荷治具とワッシャー間及び六角ボルトと隙間補正用要素間の摩擦係数は0とした。

各部品の物性値は表-3.1 に示す通りとし、六角ボルトとボルト穴の隙間補正用要素は、S45C の密度及びヤング率におねじの占有断面積を乗じた値を用いた。また、ボルト及びワッシャー材料の S45C は非線形性を考慮し、図-3.4 に示す真応力-塑性ひずみを用いた。なお、値の設定にあたり、鋼材規格(JIS G4051)の S45C(焼入焼き戻し)の降伏応力、引張強度及び伸びを六角ボルトの引張強さの実測値から補正した値を用いた。

各六角ボルトに軸力を、解析モデル全体に重力加速度荷重 1G を負荷し、载荷治具の回転を妨げないように、支圧板に载荷方向の強制変位を与えた。

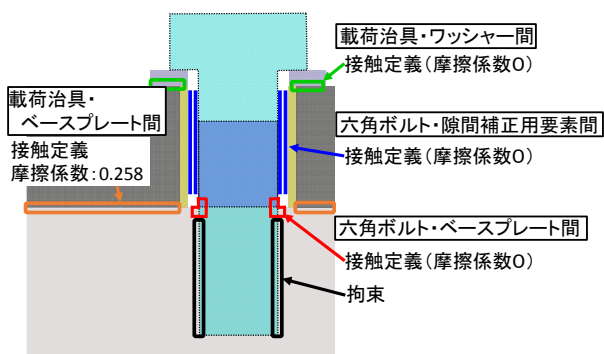


図-3.3 各部品の接触条件

表-3.1 材料物性値

部品	材料	密度 (g/cm ³)	ヤング率 (MPa)	ポアソン比
载荷治具 支圧板 ベースプレート H型鋼	SM490	7.85	199,800	0.2811
ボルト ワッシャー	S45C	7.85	199,800	0.2811
隙間補正用要素	S45C (43.75%)	3.434	87,410	0.2811

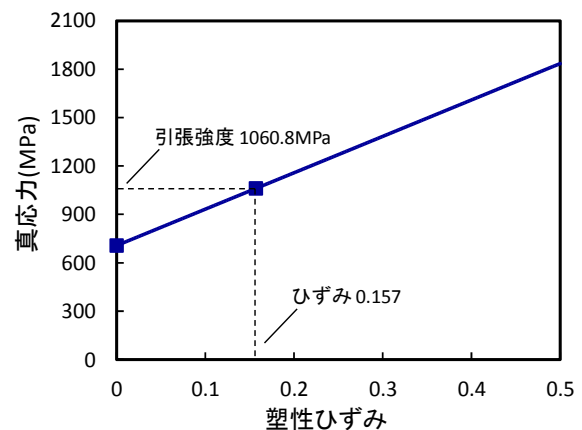


図-3.4 S45C 真応力-塑性ひずみ曲線

3.2 再現解析結果

図-3.5 は、载荷実験¹²⁾と解析結果における载荷治具の水平変位と载荷荷重の関係を示したものである。水平変位及び载荷荷重の計測位置は図-3.6 に示す。実験及び解析ともに载荷荷重 100kN 付近で载荷治具とベースプレート間に滑りが生じ、水平変位が増加していることが分かる。実験では水平変位 1mm 付近から荷重が徐々に増加しているが、解析ではネジ山を簡略

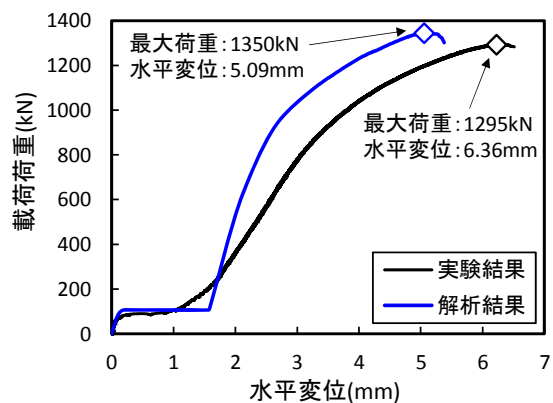


図-3.5 水平変位-荷重関係

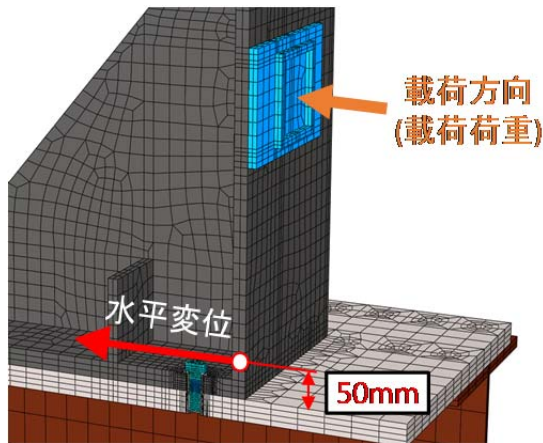


図-3.6 計測箇所 (変位及び荷重)

化したことから、六角ボルトと隙間補正用要素の隙間量 1.624mm 付近から荷重が増加していることが分かる。また、水平変位に対する荷重の増加割合について、水平変位 2mm 付近では解析の方が実験よりも増加割合が大きいことが分かる。これは、おねじの面積を考慮して設定した隙間補正用要素の物性値が実際のボルトよりも過大であるためと考えられる。最大荷重付近の増加割合は解析と実験と同程度であることから、六角ボルトの塑性化や亀裂、破断に関しては再現できていると考えられる。解析の最大荷重は実験値に対して 4%程度大きい値となっており、この時の水平変位は実験値に対して 20%小さい値となった。この点もネジ山の簡略化や、ベースプレートと H 型鋼を剛結としたことが影響していると考えられる。

次に、六角ボルトに作用する力の作用状況を確認するため、図-3.7 及び図-3.8 に示すように解析の最大荷重時における各六角ボルトの引張及びせん断荷重を整理した。荷重の算出は図-3.9 に示すように、荷重治具とワッシャー間、六角ボルトと隙間補正用要素間の接触力の和をとり、鉛直成分を引張荷重、荷重方向成分をせん断荷重とした。荷重点に近い六角ボルト 1、2 では引張荷重が大きく、せん断荷重が小さいことが分かる。一方で、荷重点から遠い六角ボルト 4、5 ではせん断荷重が大きく、引張荷重が小さいことが分かる。また、せん断荷重は荷重点からの距離に比例して大きくなる一方で、引張荷重は 3 列目のボルトには殆ど生じないことが分かる。なお、表-3.2 に示す通り、上述の方法で求めた六角ボルトのせん断荷重と、荷重治具とベースプレート間の荷重方向の摩擦力の合計は 1,346kN であり、最大荷重と同程度の値であることから、各六角ボルトに生じるせん断荷重を表現できていると考えられる。

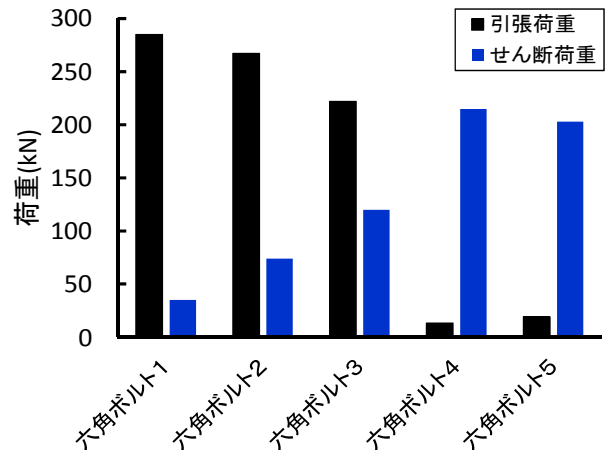


図-3.7 六角ボルトに作用する荷重 (最大荷重時)

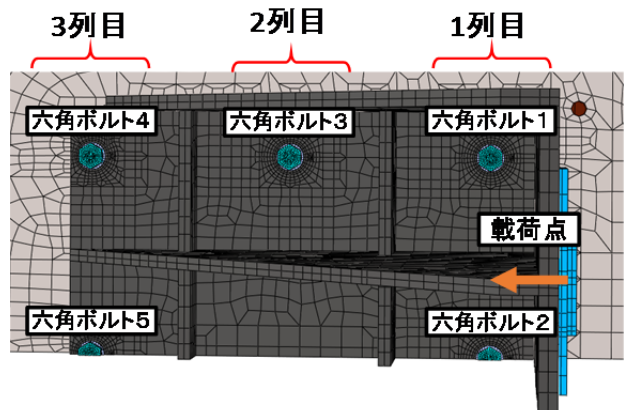


図-3.8 六角ボルト位置図

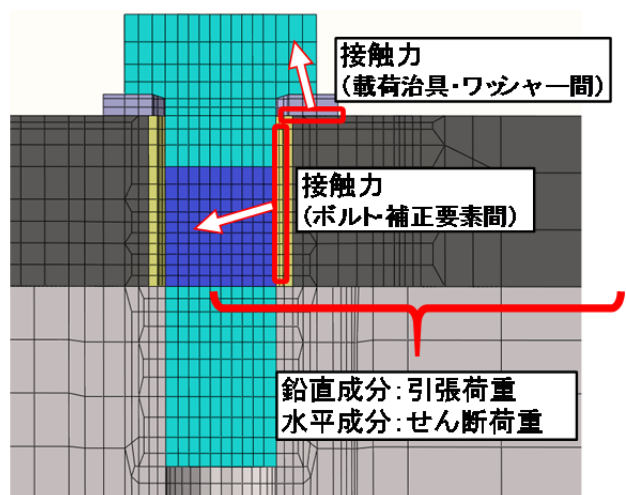


図-3.9 六角ボルトに作用する荷重の算出方法

表-3.2 せん断荷重の合計

部品	せん断荷重 (kN)	備考
六角ボルト 1	35	
六角ボルト 2	74	
六角ボルト 3	120	
六角ボルト 4	215	
六角ボルト 5	203	
六角ボルト 1´	35	ボルト 1 の 対称要素
六角ボルト 3´	120	ボルト 3 の 対称要素
六角ボルト 4´	215	ボルト 4 の 対称要素
摩擦力	329	(載荷治具とベースプレート間)
合計	1346	

4. まとめ

支承部への損傷制御の実現性を検証するため、載荷条件の評価、損傷を誘導する部材の応答について詳細に分析し、供試体の詳細設計を行うとともに、支承に用いるボルトの耐力に関する解析的検討より得られた成果について以下に示す。

- 1) 実物橋梁の 1/4 スケールの供試体橋脚を用いて評価試験を行うための詳細設計を実施し、各部材における耐力制御を行わない供試体で支承部と橋脚の水平耐力を比較すると、支承部の耐力が非常に高くなる。
- 2) 橋脚の初降伏後の耐力上昇を大きくする目的で、橋脚外縁の軸方向鉄筋の径を大きく変更せず、中間帯鉄筋に沿って内側軸方向鉄筋を配置することにより、支承部破壊時の耐力より大きい耐力となる橋脚の設計を確認した。また、内側軸方向鉄筋の配置により、中間帯鉄筋をフック定着する場合、内部軸方向鉄筋に直角フックとできることに加え、重ね継手が不要となることから、施工性も高められる配筋となることが詳細設計により分かった。
- 3) 支承部の詳細な解析によって、下杓取付ボルトの位置による発生応力に大きな違いが生じるが、ボルト破断は概ね同定のせん断ひずみ時となる。
- 4) 段差防止構造の設計手法には、統一的なものがなく、設計法をまとめるために考慮すべき項目と制限値を設けるための提案を整理できた。
- 5) 複数本設置した六角ボルトの載荷実験の再現解析において、最大荷重付近の荷重の増加割合は解析と実験で同程度であることから、六角ボルトの塑性化や亀裂、破断は再現できていると考えられる。また、解析と実験で生じた最大荷重の相違は、

ネジ山の簡略化や部品の接合条件が影響したと考えられる。

- 6) 再現解析結果より、載荷高さが 500mm の場合、載荷点に近い六角ボルトでは引張荷重が大きく、せん断荷重が小さくなり、載荷点から遠い六角ボルトではせん断荷重が大きく、引張荷重が小さくなる。また、載荷点からの距離に比例してせん断荷重は小さくなるのに対して、引張荷重は載荷点から遠くなると生じなくなる。

今後は、損傷誘導設計法の評価試験を実施し、その結果から損傷部材の耐力のばらつきなどのデータを収集し、損傷誘導の確実性向上を図る。また、載荷実験の他のケースの再現解析を行い、載荷位置や方向等が六角ボルト全体の耐力に及ぼす影響を整理することで、損傷制御型支承の具体化を図る。

参考文献

- 1) 星隈順一、運上茂樹、長屋和宏：鉄筋コンクリート橋脚の変形性能に及ぼす断面寸法の影響に関する研究、土木学会論文集、No.669/V-50、pp.215-232、2001.2
- 2) 熊本地震対策特別委員会：2016 年熊本地震被害調査・分析報告書、九州橋梁・構造工学研究会、2019.3
- 3) 川島一彦、長谷川金二、吉田武史、山内博、小坂寛己：免震橋の振動特性に関する模型振動実験、土木技術資料、Vol.30、No.10、pp.521-526、1988
- 4) 川島一彦、長谷川金二、長島博之：免震支承をバイリニア型非線形モデルで表した場合の免震橋の地震応答特性、土木技術資料、Vol.34、No.5、pp.46-53、1992
- 5) 土木研究所 耐震研究室：道路橋の免震構造システムの開発に関する共同研究報告書（その 3）、土木研究所共同研究報告書、第 75 号、1992
- 6) 家村浩和、伊津野和行、野村武司、山田善一、南莊淳、渡辺典男：強震下における免震橋のサブストラクチャーハイブリッド実験、地震工学研究発表会講演概要、22 巻、pp.807-810、1993
- 7) 足立幸郎、運上茂樹、近藤益央、加賀山泰一：振動台実験による免震支承を有する RC 橋脚の非線形地震応答特性に関する研究、構造工学論文集、45A(1999)、pp.879-890、1999
- 8) 足立幸郎：激震動下における免震橋梁構造の信頼性評価と限界状態設計法に関する研究、京都大学学位論文、2002
- 9) 中山学、川島一彦、矢部正明：E-ディフェンスを用いた免震支承の震動実験、土木学会第 65 回年次学術講演会、I-018、pp.35-36、2010.9

4 インフラ施設の地震レジリエンス強化のための耐震技術の開発

- 10) 加藤亨二、近藤誠一、川島一彦、中山学：一定せん断変形状態における免震支承の鉛直引張実験～E・ディフェンス実験に向けての免震支承の事前要素実験～、土木学会第 65 回年次学術講演会、I-017、pp.33-34、2010.9
- 11) 高橋雅裕、梶原浩一、塚本英子、矢部正明：初期骨格曲線と定常骨格曲線を考慮した非線形履歴モデルを用いた免震橋の地震応答解析、第 17 回性能に基づく橋梁等の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集、pp.393-400、2014
- 12) 中尾尚史、余野智哉、大住道生：支承に用いる六角ボルトを複数本設置した場合の耐力に関する検討、第 22 回橋梁等の耐震設計シンポジウム講演論文集、pp.461-468、2019

4.1.5 地盤・基礎を含めた橋全体系の耐震性能評価技術及び耐震補強技術に関する研究（補強技術）

担当チーム：橋梁構造研究グループ

研究担当者：桐山孝晴、吉田英二、楊勇

【要旨】

本研究は、既設道路橋基礎におけるフーチングや杭部材を対象とし、高精度な耐震性能評価手法の構築と合理的な耐震補強技術の提案を目的としたものである。平成28年度には、熊本地震等における基礎の被災・補強事例の調査により、地震に対して脆弱な既設基礎の構造条件・地盤条件を明らかにした。平成29年度には、既設道路橋基礎の補強方法の検討に際して踏まえるべき視点を整理し、基礎の耐震補強に関する既往研究の文献調査結果より、補強における増設部材の構造（根入れ深さ、接合方法等）の観点から、従来の一般的な補強構造を合理化していく余地があるという知見が得られた。平成30年度は、これらの知見を踏まえ、基礎の補強として一般的に用いられる既設・増設フーチングを剛結合した増し杭工法に対して、既設杭と増し杭の荷重分担や既設・増設部材の結合部挙動を明確にすることで、設計手法を確立するとともに、施工規模が大きくなり、煩雑な工事が必要となり得る既設基礎に手を加える構造の合理化に対する解析的検討を実施した。

令和元年度には、既設橋の杭基礎において地震による上部構造の慣性力を確実に地盤、或は杭に伝達するために不可欠な部材であるフーチングを対象に、上面引張時におけるフーチングの曲げ耐力を精度よく評価することを目的とし、まず、現行のフーチングの曲げ耐力評価手法に考慮されていない杭列配置がフーチングの損傷形態に与える影響を、解析的検討により明らかにした。次に、フーチングの損傷形態と杭列配置の関係より、杭間隔の観点より現行の評価手法が適用可能な条件を明確化した。さらに、現行の評価手法の適用可能な範囲において、パラメトリックスタディを実施した上で、現行の曲げ耐力評価手法に必要な有効幅を合理的に設定することによって、フーチングの辺長比や高さの観点から、設定した有効幅の適用上の留意事項を整理した。

キーワード：既設道路橋、フーチング、曲げ耐力、杭列配置、杭間隔、有効幅

1. はじめに

本研究は、既設道路橋基礎におけるフーチングや杭部材を対象とし、高精度な耐震性能評価手法の構築と合理的な耐震補強技術の提案を目的としたものである。

過年度の成果として、平成28年度には、熊本地震等における基礎の被災・補強事例を調査^{1), 2)}し、基礎の耐震補強に関する課題等を把握した。平成29年度には、現在まで開発されてきた補強工法の効果を定性的に把握するため、基礎の耐震補強に関する既往研究の文献調査^{3), 4), 5), 6)}を行い、補強時に増設部材の構造（根入れ深さ、接合方法等）の観点から従来の一般的な補強構造を合理化していく余地があり、既設基礎の構造条件や地盤条件に応じて、補強工法や増設部材の構造（根入れ深さ、接合方法等）の違いが補強効果に与える影響に対する更なる検討や、既設基礎の補強設計法の確立に向け、各補強工法の補強効果に対する定量的な評価が必要であるという知見が得られた。平成30年度の研究では、これらの知見を踏まえ、基礎の補強として一般的に用いられる既設・

増設フーチングを剛結合した増し杭工法を対象に、既設杭と増し杭の荷重分担や既設・増設部材の結合部挙動の評価を行うとともに、構造の合理化を図ることを目的に解析的検討を実施した。

過年度において、既設橋基礎における合理的な耐震補強技術の提案を中心として検討を行ったが、既設橋基礎における高精度な耐震性能評価手法の構築も必要であると考えられる。例えば、地震による上部構造の慣性力を確実に地盤或は杭に伝達するために不可欠な部材であるフーチングについては、現行の道路橋示方書（以下、道示と言う）⁷⁾による耐力評価を行うと許容値を満足しないケースが多いが、既往地震においてフーチングの致命的な損傷事例はなかった。このような「実現象」と「道示による評価結果」のギャップは、既設フーチングに対してより合理的な耐力評価が必要であることを示唆する。

そこで、令和元年度には、既設フーチングの上面引張時の曲げ耐力を精度よく評価するため、まず、現行の評価手法に考慮されていない杭列配置がフーチングの損傷

形態に与える影響を、解析的検討より明らかにした。次に、フーチングの損傷形態と杭列配置の関係より、杭間隔の観点から現行の評価手法が適用可能な条件を明確化した。さらに、現行の評価手法の適用範囲において、パラメトリックスタディを実施した上で、曲げ耐力評価に必要な有効幅を合理的に設定し、フーチングの辺長比や高さの観点から、設定した有効幅の適用上の留意事項についての解析的検討を行った。

2. 杭列配置がフーチングの損傷形態に与える影響

2.1 基本解析モデルの設定

過年度に実施したフーチング載荷実験⁸⁾の供試体 CA1 を基本モデルとして、有限要素法による解析手法を用いて杭列配置がフーチングの損傷形態に与える影響を調べる。基本解析モデルとするフーチング供試体 CA1 の概要と諸元を、それぞれ図-1 と表-1 に示す。

基本解析モデルとするフーチング供試体 CA1 は、昭和40年～50年に設計された場所打ち杭基礎を想定し、これの1/3程度スケールとなるように定めた。柱の寸法は幅600mm・奥行600mm・高さ1500mm、フーチングの寸法は幅1600mm・奥行2500mm・高さ650mmである。また、本フーチング供試体における杭列は、杭径が350mmの2×2群杭となる。

フーチング供試体 CA1 の配筋は当時の実橋の配筋図や標準設計集を参考に決定した。柱断面に D32-24本 (SD345) を配置した。フーチング部材において、上面の水平載荷方向に D13-8本 (SD345)、下面の水平載荷方向に D19-16本 (SD345) を配置した。

フーチング供試体 CA1 における杭を固定された状態で、まず、PC鋼棒により600kNの軸力を柱に導入した。次に、フーチングの上面より1000mm位置に水平載荷を行った。

なお、フーチング供試体 CA1 に関する詳細については、文献8)を参照されたい。

2.2 基本解析モデルの検証

フーチング供試体 CA1 の載荷実験に対しての再現解析を行うことにより、基本解析モデルの検証を行う。汎用ソフト DIANA⁹⁾を用いて作成した再現解析モデルを図-2に示す。柱・フーチング・杭部材におけるコンクリートは、ソリッド要素にてモデル化した。要素サイズは50mmとした。鉄筋は、DIANAの機能にある埋め込み鉄筋要素を用いて模擬する。

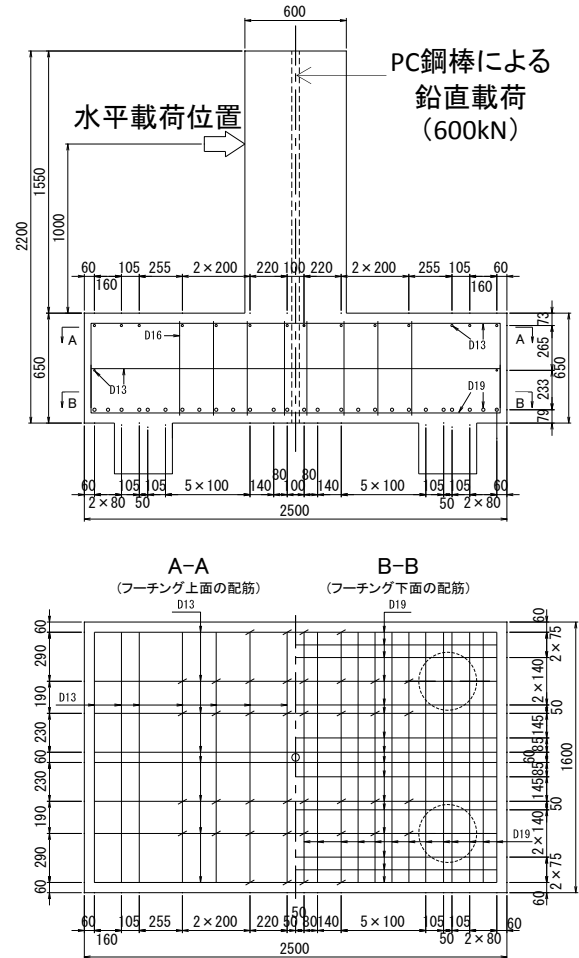


図-1 フーチング供試体 CA1 の概要

表-1 フーチング供試体 CA1 の諸元

		諸元	
柱	柱高	1550mm	
	水平荷重作用高さ	1000mm	
	柱断面	600mm * 600mm	
	柱鉄筋量	D32-24本	
フーチング	幅	2500mm	
	高さ	650mm	
	有効高さ	590mm	
	上面鉄筋 (水平載荷方向)	D13-8本	
	下面鉄筋 (水平載荷方向)	D19-16本	
杭	杭径	φ350mm	
	杭間隔	1800mm	
	杭鉄筋量	D25-14本	
使用材料	コンクリート	21N/mm ²	
	鉄筋	SD345	

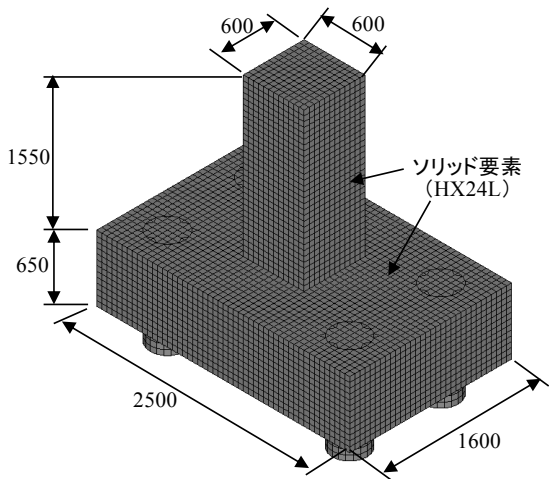


図-2 フーチングの基本解析モデル (単位 mm)

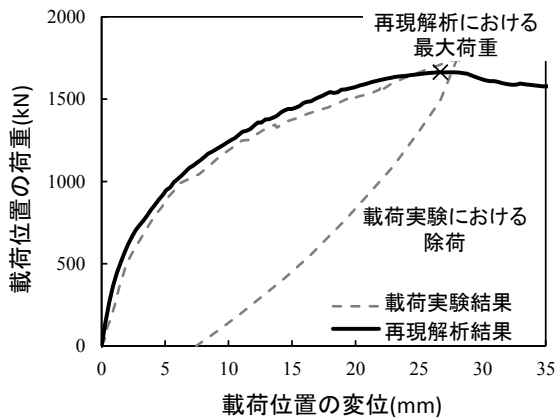
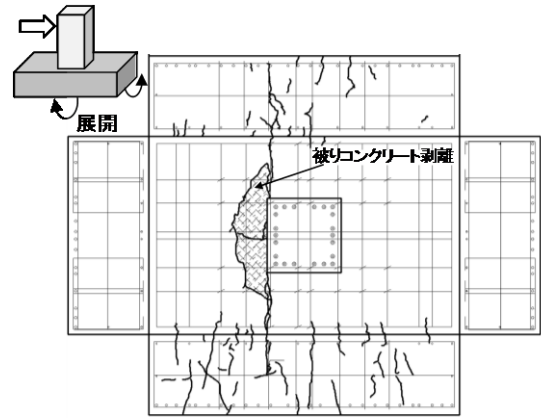


図-3 載荷位置の荷重-変位関係の比較

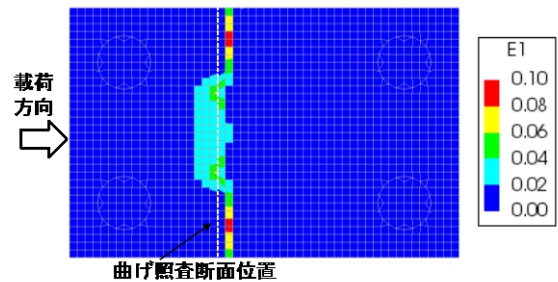
コンクリートの材料モデルとしては、圧縮側において破壊エネルギーを考慮できる放物線モデル¹⁰⁾を、引張側において軟化効果が考慮できるモデル¹¹⁾を用いる。鉄筋の材料モデルとしては、バイリニアモデルとする。

また、基本解析モデルにおける軸力は、PC 鋼棒による軸力導入の代わりに、等分布の作用荷重に換算して柱に作用する。水平載荷は、実験と同様に杭を固定した状態で、フーチングの上面から 1000mm 高さの位置に変位制御 (除荷なし) より再現する。

基本解析モデルの検証結果については、載荷位置の荷重-変位関係の比較を図-3、フーチング上面の最大主ひずみ (引張ひずみ) 分布とひび割れ分布の比較を図-4、上面鉄筋の降伏範囲(最大荷重時) を図-5 に示す。再現解析と載荷実験において、荷重-変位関係は、図-3 の通りに、概ね一致した。フーチングの水平剛性 (荷重-変位関係曲線の傾き) や最大荷重がほぼ再現できると言える。また、図-4 から曲げ照査断面 (図中の点線) 付近の主ひ



(a) フーチングのひび割れ分布 (載荷実験)



(b) フーチング上面の主ひずみ (引張) の分布 (再現解析)

図-4 フーチング上面の最大主ひずみ (引張、最大荷重時) 分布とひび割れ分布の比較

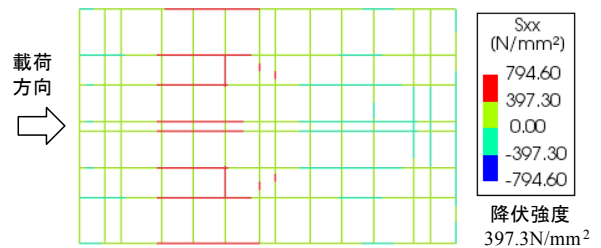


図-5 上面鉄筋の降伏範囲 (赤色、最大荷重時)

ずみ (引張) は、他の位置より明らかに大きく、載荷実験におけるフーチングのひび割れ分布結果とほぼ対応する。更に、図-5 の通りに上面鉄筋の降伏範囲は、曲げ照査付近となり、フーチングのひび割れ分布結果とも対応する。

2.3 杭列配置の設定

杭列配置の違いがフーチングの損傷状態に与える影響を調べるため、2.2 節において検証した基本モデルを用いて異なる杭列配置を有する各解析モデルを設定する (図-6)。なお、各解析モデルにおける杭間隔は、現行規定に従って 2.5D (D 杭径) 以上とする。

シリーズ 1 において、モデル S1-1 は、2.2 節において検証した基本モデルであり、杭本数が 4 本で、2×2 群杭

となる。それに対して、モデル S1-2 には、基本モデル S1-1 より、杭本数が多く配置され、6 本 (3×2 群杭) とする。なお、モデル S1-2 の寸法については、モデル作成上の都合により、短辺の長さのみを 1600mm から 1800mm に変更する。

また、辺長が大きいシリーズ 2 において、モデル S2-1 は、基本モデルと同様に 2×2 群杭を有し、杭本数が 4 本となる。モデル S2-2 と S2-3 には、同様な杭本数を有するが、異なる杭列配置を設定する。モデル S2-4 には、各辺に 3 本杭を配置し、全部で 8 本の杭を有する。モデル S2-5 は、S2-4 よりフーチングの中央に 1 本杭を多く配置する。

なお、図-6 に示す両シリーズの解析モデルにおけるフーチング部材は、等しい高さを有する。柱や杭の寸法及び配筋詳細も、基本モデルと同様である。両シリーズのフーチング部材の配筋比 (鉄筋と部材の断面積の比率) が同様であるため、断面積が大きいシリーズ 2 の鉄筋量は、シリーズ 1 より多い。また、各解析モデルにおいて、基本モデルと同様に 600kN の軸力を柱に導入する。

2.4 フーチングモデルにおける荷重—変形関係

図-6 に示す異なる杭列配置を有するフーチングモデルに対して、前述した 2.2 節の解析条件を用い、有限要素法による解析を行った。ただし、シリーズ 1 においては、柱部材の弾塑性性を考慮することに対して、フーチングの配筋量が多いシリーズ 2 においては、フーチングよりも先に柱部材の損傷が生じないように、柱部材を弾性体として扱うことにした。解析結果の荷重—変形関係を図-7 に示す。なお、同図に示す荷重は、フーチング上面より 1000mm 位置に作用する荷重を、変形は、同じ位置に発生した水平変形を意味する。

両シリーズにおいて、各モデルの上面鉄筋の初降伏点の変形や荷重は、ほぼ同程度であることがわかる。また、上面鉄筋の初降伏点までのフーチングの水平剛性 (荷重—変形関係の曲線の傾き) は、各モデルにおいてもほぼ同様である。一方で、初降伏点以降 (水平変形が約 5~10mm)、フーチングの水平剛性は、杭列配置の違いに大きく依存し、杭本数が多くなるにつれて大きくなる。

各モデルの最大荷重点においては、最大荷重がほぼ同程度であるが、フーチングの水平剛性の違いにより変形量が異なる。

2.5 杭列配置とフーチングの損傷形態の関係

図-6 に示す異なる杭列配置を有するフーチングモデルにおいては、最大荷重点時の上面鉄筋の降伏範囲を図-8 に示す。同図より、フーチングの損傷形態は、杭列配置

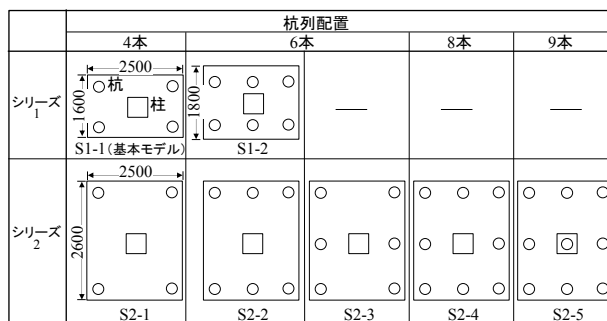
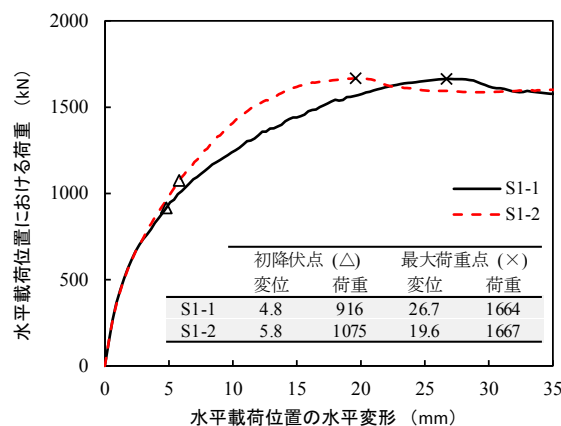
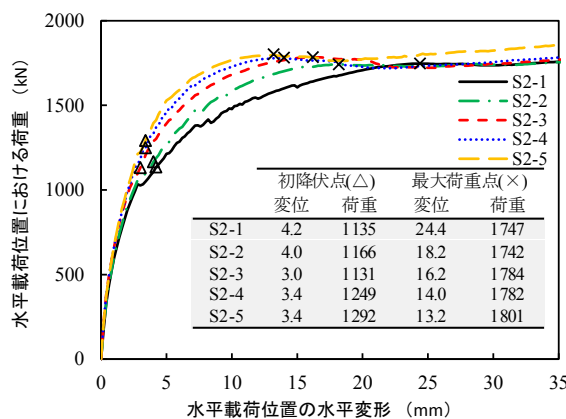


図-6 杭列配置が異なる解析モデルの設定



(a) シリーズ 1



(b) シリーズ 2

図-7 フーチングモデルにおける荷重—変形関係

と大きく関係することがわかる。また、図-9 に杭の引張反力を示す。ここでは、シリーズ 1 において、載荷方向と直交するフーチング断面 (いわゆる、道示において規定された曲げ照査断面、図-8 を参照) の作用モーメントに大きく影響する杭の引張反力の合計を示す。辺長が大きいシリーズ 2 においては、載荷方向と直交する断面だけでなく、載荷方向と平行する断面の作用モーメントに大きく影響する杭の引張反力の合計を示す。また、杭列の変化により杭の反力を比較するため、載荷方向と直交

4. インフラ施設の地震レジリエンス強化のための耐震技術の開発

する杭列の引張反力の対称性を考慮した上で、両シリーズにおける曲げ照査断面の作用モーメントを大きく影響する杭ごとの引張反力も図-9に示す。

1) 水平載荷方向と平行する辺に中央杭を配置する場合：

シリーズ1のS1-1とS1-2における水平最大荷重(図-7(a))がほぼ同様であるが、両モデルの水平載荷方向と平行する上面鉄筋の降伏範囲(図-8(a)と(b))を比較すると、S1-2の降伏範囲はS1-1より明らかに小さいことがわかる。その原因は、水平載荷方向と平行する辺に中央杭を配置することにより、曲げ照査断面付近の上面鉄筋降伏範囲を大きく影響する杭の引張反力が小さくなることである。図-9(a)と(b)に示すように、S1-1における杭1と2の引張反力の合計は1324kNに対して、S1-2における杭1と2の引張反力の合計は、770kNとなる。杭引張反力が小さい場合、曲げ照査断面に作用する曲げモーメントが小さくなり、上面鉄筋の降伏範囲も小さくすると理解できる。

シリーズ2のS2-1とS2-2において、両方向の上面鉄筋が降伏するが、水平載荷方向と平行する辺に中央杭を配置することにより、曲げ照査断面付近において水平載荷方向と平行する上面鉄筋の降伏範囲を大きく抑制することがわかる。その原因も、中央杭を配置することにより杭の引張反力が小さくなり、曲げ照査断面に作用する曲げモーメントが小さくすると説明できる。

シリーズ2のS2-3とS2-4においても、上記と同様な結果が確認できる。

2) 水平載荷方向と直交する辺に中央杭を配置する場合：

シリーズ2のS2-1とS2-3における水平最大荷重(図-7(b))がほぼ同程度であるが、両モデルの水平載荷方向と直交する上面鉄筋の降伏範囲(図-8(c)と(e))を比較すると、S2-3の降伏範囲はS2-1より明らかに小さいことがわかる。その原因は、1)と同様に水平載荷方向と直交する辺に中央杭を配置することにより、上面鉄筋降伏範囲を大きく影響する杭の引張反力が小さくなることである。図-9(c)と(e)に示すように、S2-1における杭1の引張反力は657kNに対して、S2-3における杭1の引張反力は235kNとなる。その原因は、水平載荷方向と直交する辺に中央杭を配置する場合(図-9(e))、中央杭2は、両側における杭1と3より大きく引張反力を負担することである。

シリーズ2のS2-2とS2-4においても、水平載荷方向と直交する辺に中央杭を配置することにより、水平載荷方向と直交する上面鉄筋の降伏範囲を大きく抑制することがわかる。その原因も、中央杭を配置することにより

杭の引張反力が小さくなることと説明できる。

3) フーチングの中央に杭を配置する場合：

シリーズ2のS2-4とS2-5における水平最大荷重(図-7(b))がほぼ同程度であるが、上面鉄筋の降伏範囲(図-8(f)と(g))を比較すると、S2-5の両方向鉄筋の降伏範囲はS2-4より明らかに小さいことがわかる。その原因は、中央杭を配置することにより、上面鉄筋降伏範囲に影響する杭の引張反力が小さくなることである。図-9(f)と(g)に示す水平載荷と平行する上面鉄筋の降伏範囲を大きく影響する杭1~3の引張反力に着目すると、S2-4における杭1~3の引張反力合計は953kNに対して、S2-5は853kNとなる。また、水平載荷と直交する上面鉄筋の降伏範囲を大きく影響する杭1と4の引張反力に着目すると、S2-4における杭1と4の引張反力合計は513kNに対して、S2-5は374kNとなる。

4. インフラ施設の地震レジリエンス強化のための耐震技術の開発

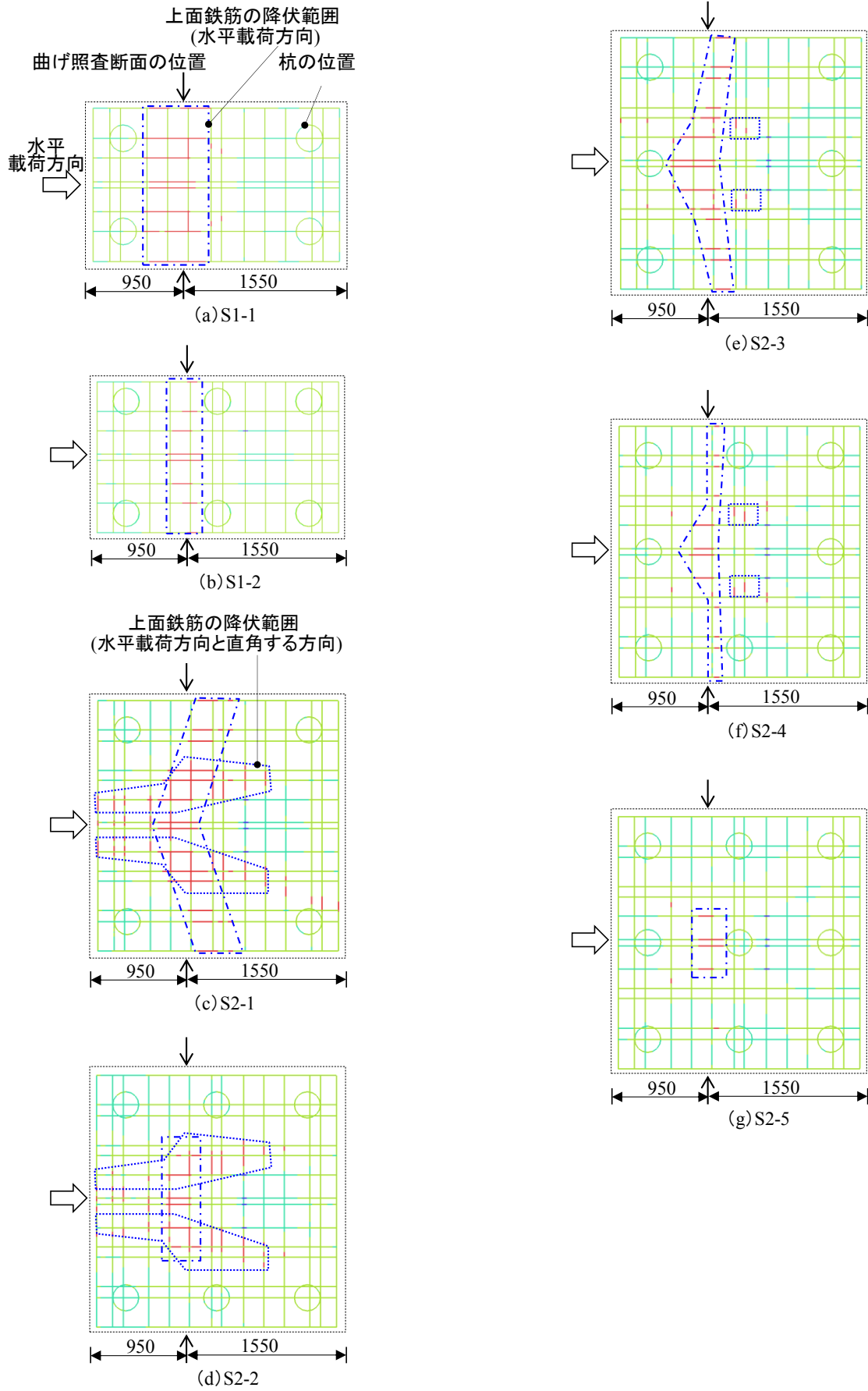


図-8 フーチング上面鉄筋の降伏範囲

4. インフラ施設の地震レジリエンス強化のための耐震技術の開発

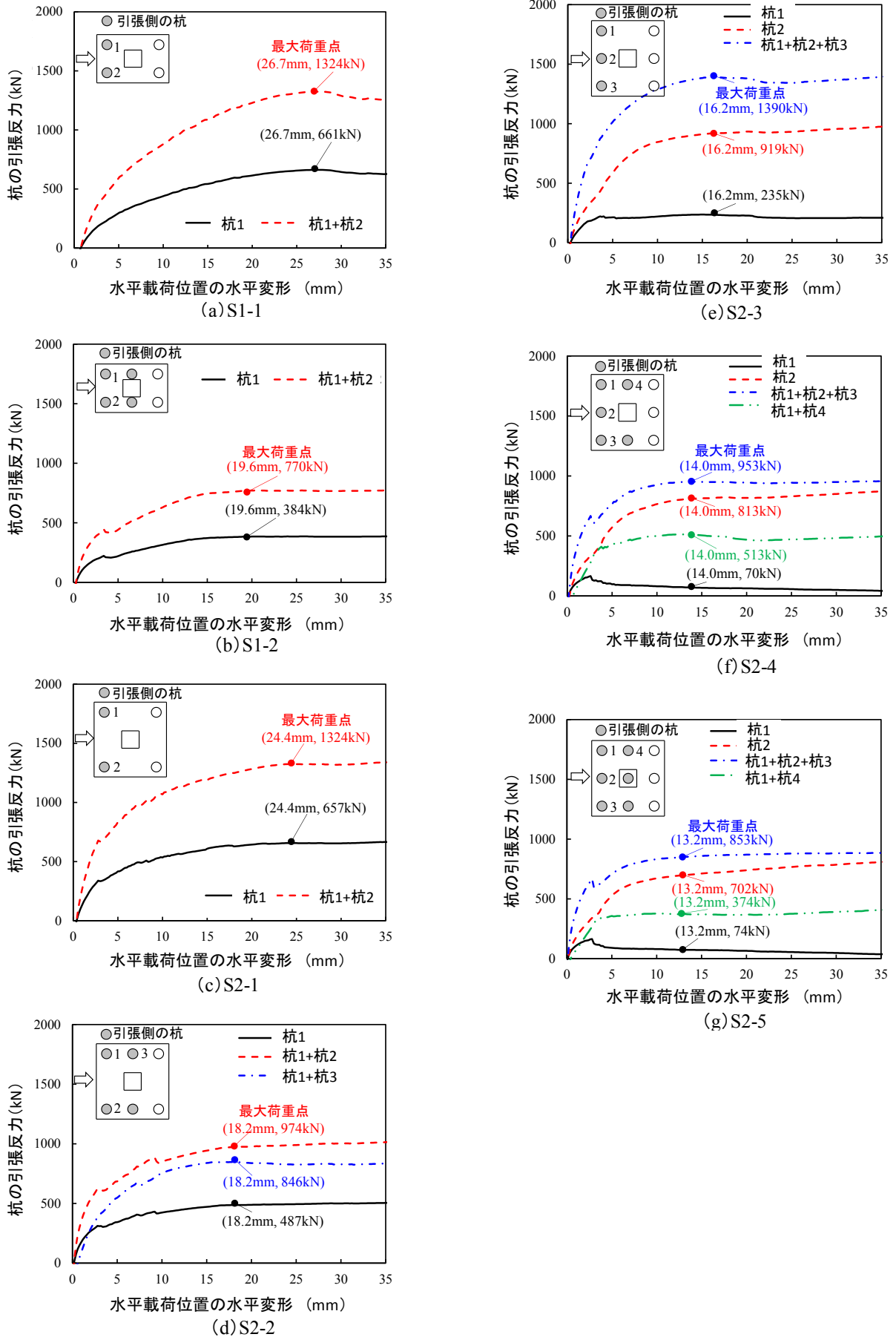


図9 引張側の杭における鉛直方向反力

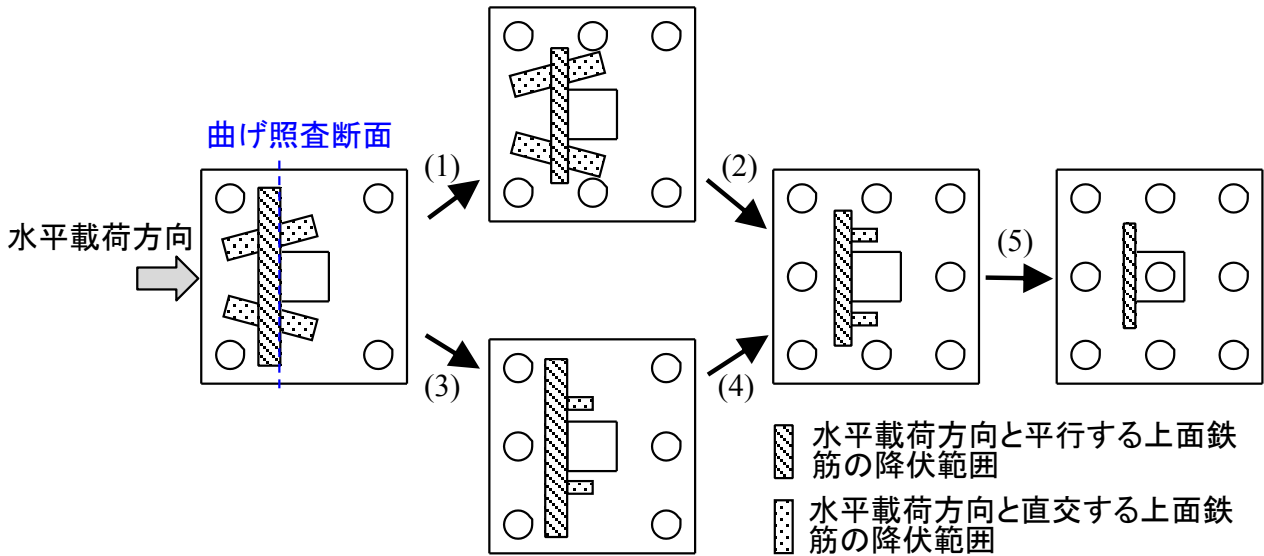


図-10 杭列配置の違いがフーチング上面鉄筋の降伏範囲に与える影響

2.6 杭列配置がフーチングの損傷形態に与える影響のまとめ

2.5 節の 1) ～3) において分析した杭列配置とフーチングの損傷状態関係に基づき、杭列配置の違いがフーチングの上面鉄筋の降伏範囲に与える影響を図-10 にまとめる。水平荷重方向と平行する辺の中央に杭を配置する場合、荷重方向と平行する上面鉄筋の降伏範囲を抑制できる(図-10 の (1) と (4))。水平荷重方向と直交する辺の中央に杭を配置する場合、荷重方向と直交する上面鉄筋の降伏範囲を抑制できる(図-10 の (2) と (3))。フーチングの中央に杭を配置する場合、上面の両方向鉄筋の降伏範囲を抑制できる(図-10 の (5))。

3. 杭列配置に着目した現行評価手法の適用条件の検討

3.1 現行評価手法の概要

現行の道示⁷⁾においては、規定された曲げ照査断面に対して、杭の反力から算定した作用モーメントと抵抗モーメントの比較によりフーチングの曲げ照査を行う。曲げ照査断面の作用モーメントと抵抗モーメントは、フーチングを梁部材と想定した上で、図-11 (a) と (b) に示す求め方より算定する。なお、図-11(b)に示す抵抗モーメントと関係する有効幅の式における係数 n の大きさは、現行の道示⁷⁾における想定した永続・変動作用及びレベル2地震動に対して、1 と 1.5 と規定される。

3.2 杭列配置に着目した現行評価手法の適用条件

フーチング部材は、橋脚や杭と接合するために梁部材

より複雑な挙動を有するが、現行の評価手法においては、杭列配置の影響を考慮していない前提で、フーチングを梁部材として曲げ照査を行う。また、既往研究においては、梁部材としてのフーチング曲げ照査の精度と杭列配置との関係は、まだ検討されていない状況である。そのため、図-6 に示す異なる杭列配置を有するシリーズ2のフーチングモデルを用い、図-11 に示す作用モーメントと抵抗モーメントの比較より、梁部材としてのフーチングの曲げ照査精度を調べる。なお、少ない実験結果より決められた安全側の有効幅の規定の影響を除去するため、規定される有効幅でなく全幅における鉄筋の応力を用いて、曲げ照査断面における抵抗モーメントを算定する。

算定した作用モーメントと抵抗モーメントの関係を図-12 に示す。同図より、作用モーメントと抵抗モーメントの比率は、S2-1 と S2-2 を除き、他のモデルにおいてほぼ0.75～1.25 となる。つまり、これらのフーチングモデルは、梁部材として高い曲げ照査精度が得られると言える。これらのフーチングモデルの杭間隔を比較すると、S2-1 と S2-2 における荷重方向と直交する辺の杭間隔は、S2-3～5 より大きいことがわかる。大きい杭間隔を有するフーチングモデル S2-1 と S2-2 においては、図-8 (c) と(d)に示すように、損傷状態が放射状な梁部材と大きく異なり、梁部材に近似できないために、梁部材としての曲げ照査精度が低いと考えられる。一方で、小さい杭間隔(2.5D、Dは杭径)を有するフーチングモデル S2-3～5 においては、図-8 (e)～(g)に示すように、損傷範囲が曲げ照査断面付近となり、梁部材に近似できると考え

4. インフラ施設の地震レジリエンス強化のための耐震技術の開発

られる。

以上より、杭間隔の大きさは、梁理論に基づく現行評価手法の適用条件の一つと言える。現行規定通りに杭間隔を2.5Dと設定した杭列配置を有する場合、現行評価手法による曲げ照査の精度が高いことが確認できた。

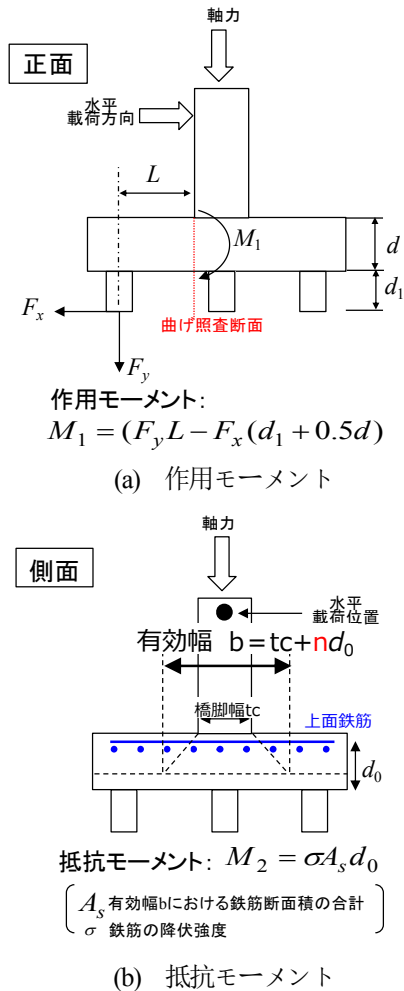


図-11 曲げ照査断面の作用モーメントと抵抗モーメントの求め方

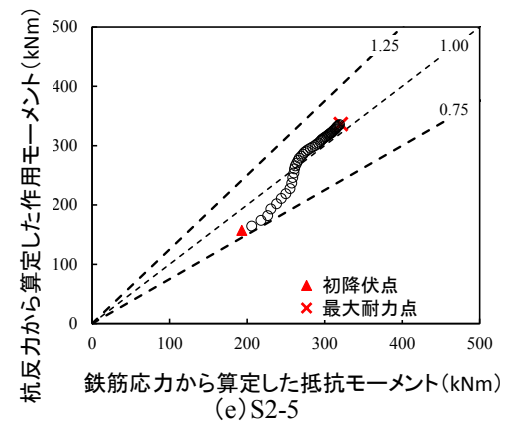
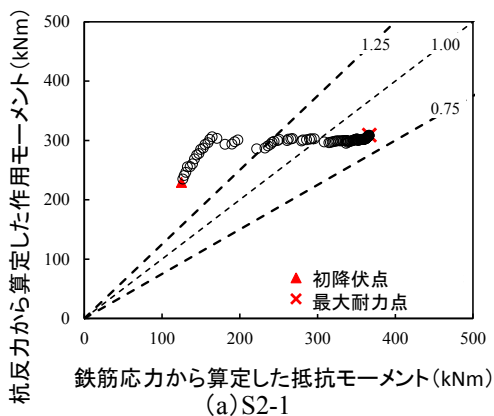
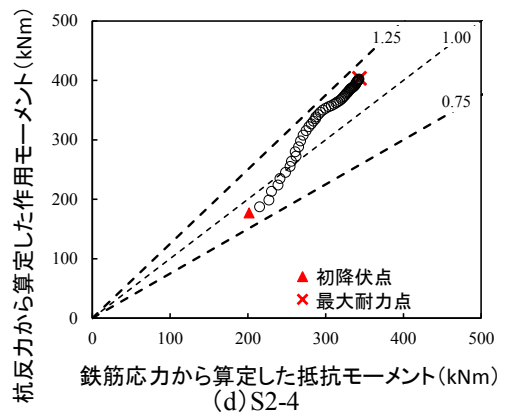
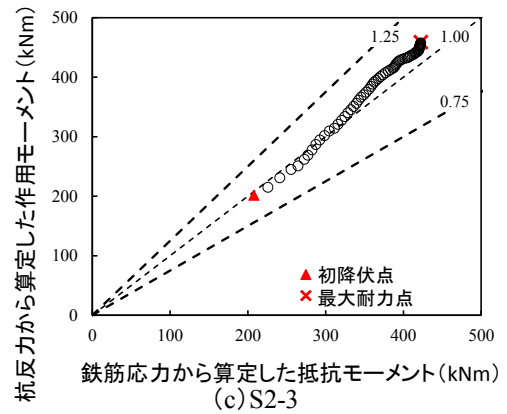
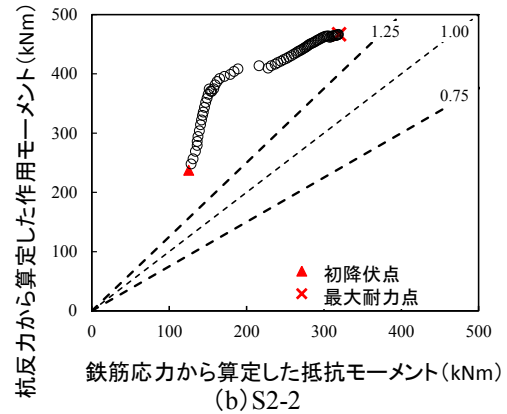


図-12 作用モーメントと抵抗モーメントの関係

4. 曲げ耐力評価における有効幅の設定

2章においては、2シリーズのフーチングモデルの解析結果に基づき、杭列配置がフーチングの損傷状態に与える影響を調べた。更に、3章においては、シリーズ2の解析結果を用い、杭間隔の観点より現行の梁理論に基づくフーチングの曲げ照査手法の適用条件を明確化した。

4~6章の検討内容を表-2に示す。4章においては、杭間隔の観点からの現行のフーチングの曲げ照査手法の適用条件を満足したことを前提に、前述した「実現象」と「道示による評価結果」のギャップを消去するため、シリーズ3の解析より有効幅の大きさを新しく設定する。5章と6章においては、シリーズ4と5の解析を行い、フーチングの辺長比や高さの観点から、設定した有効幅の適用上の留意事項についての検討を行う。

表-2 4~6章の検討内容の一覧

検討項目	4章	5章	6章
	有効幅の設定	適用上の留意事項	
		辺長比の観点	高さの観点
解析シリーズ	シリーズ3 (5case)	シリーズ4 (3case)	シリーズ5 (3case)
解析パラメータ	フーチングの幅*	フーチングの辺長比	フーチングの高さ
※ 水平載荷方向と直交する辺の幅			

4.1 検討モデルの設定

有効幅設定の検討において、水平載荷方向と直交する辺の幅をパラメータとして検討モデルを設定する。前述の図-6におけるシリーズ1のS1-2を基本モデルとし、設定した各検討モデルの諸元を表-3と図-13に示す。表-3に示す各検討モデルの杭間隔は、杭間隔観点から明確化した現行評価手法が適用可能な条件より、2.5D (D 杭径) とする。

なお、各検討モデルにおいては、フーチングの水平載荷方向と直交する辺長を除き、柱や杭の材料強度・配筋比や、柱の導入軸力などの設定が同様である。

4.2 検討モデルの荷重-変形関係

表-3に示す各フーチングモデルに対して、前述した2.2節と同様な解析条件を用い、有限要素法による解析を行った。ただし、シリーズ2と同様に柱部材を弾性体とする。解析結果の荷重-変形関係を図-14に示す。

同図より、初降伏点時の変位は各モデルにおいてほぼ

同程度であるが、耐力は、杭本数の違いにより異なる。杭本数が少ないS3-1は、杭本数が多いS3-2~S3-5より明らかに小さい。また、杭本数が同様なS3-2とS3-3は、初降伏点時にほぼ等しい耐力を有する。杭本数が同様なS3-4とS3-5においても、それと同様な傾向が確認できる。これらの結果から、フーチングの初降伏時の耐力は、杭列の配置に大きく依存すると考えられる。

また、各モデルにおいて、フーチングの水平剛性(荷重-変形関係曲線の傾き)が杭列配置の違いにより異なるが、最大荷重時の耐力や変位がほぼ同様である。

表-3 有効幅設定に関する検討モデル

シリーズ3	杭列	フーチング			柱のサイズ (mm)
	杭列 (n1*n2)	軸方向長さL1 (mm)	軸直交方向長さL2 (mm)	高さ (mm)	
S3-1	3*2	2500	1800	650	600*600
S3-2	3*3		2200		
S3-3	3*3		2600		
S3-4	3*4		3000		
S3-5	3*4		3400		

※S3-1はシリーズ1におけるS1-2と同様である。

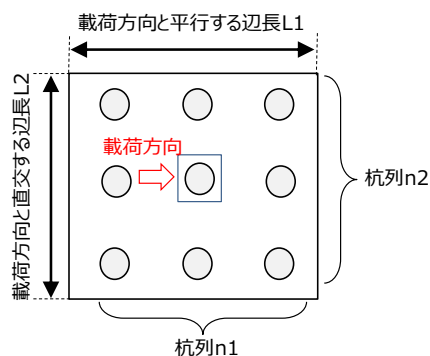


図-13 シリーズ3におけるパラメータのイメージ

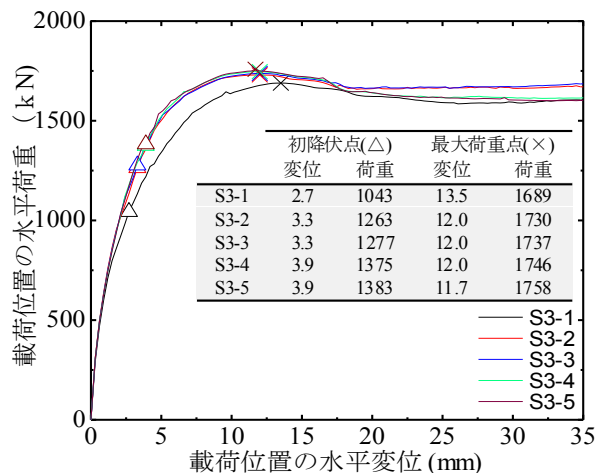


図-14 シリーズ3における荷重-変形関係

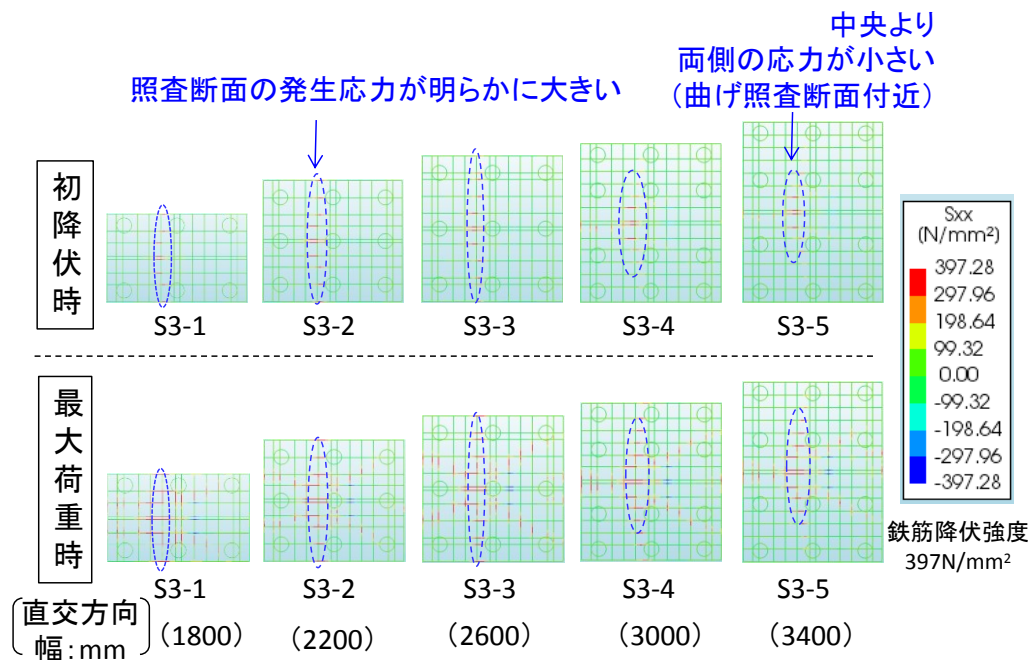


図-15 各フーチングモデルにおける上面鉄筋の応力分布

4.3 検討モデルの上面鉄筋の応力分布

各フーチングモデルにおける上面鉄筋の応力分布を図-15に示す。初降伏時や最大耐力時においても、曲げ照査断面付近における上面鉄筋の応力は、他の位置より明らかに大きいことがわかる。つまり、前述したように杭間隔を2.5D(D:杭径)として杭列を配置する場合、曲げ照査断面付近における鉄筋は、発生応力が大きいため、先に降伏することである。それは、梁理論に基づき現行評価手法において設定した曲げ照査断面の位置と対応し、梁部材に近似できる。

また、初降伏時や最大耐力時においても、曲げ照査断面の中央位置の鉄筋応力は、特に奥幅が大きいS3-4とS3-5において、両側より明らかに大きい傾向が見られる。それは、前述した作用モーメント(図-11(a))に対して、上面鉄筋が均等に抵抗しないことを示唆する。フーチングの曲げ耐力評価においては、有効幅を合理的に設定することが重要である。

4.4 有効幅の設定

前述した「実現象」と「道示による評価結果」のギャップを消去するため、有効幅の大きさを忠実に設定し、フーチングの曲げ耐力を精度よく評価することが重要である。そのため、図-15に示す上面鉄筋の曲げ照査断面における応力分布に基づき、フーチングの上面引張場合において初降伏時や最大荷重時の有効幅を求める。なお、フーチングの有効幅の求め方を図-16に示す。

算定した有効幅の絶対値を図-17に示す。永続・変動作用に対してフーチングの限界状態を上面鉄筋初降伏と設定する場合、解析結果より求めた各フーチングモデルの有効幅は、フーチングの直角方向幅(奥幅)の大きさ

に依存しないことがわかる。現行規定による算定値とほぼ等しく約1190mmとなる。一方で、レベル2地震動に対してフーチングの限界状態を最大荷重時と設定する場合、フーチングの直角方向幅が小さいモデルにおいては、換算した有効幅が現行規定による算定値1485mmと近いが、フーチングの直角方向幅が大きくなるとともに、換算した有効幅が現行規定による算定値より明らかに大きい結果となる。ただし、フーチングの直角方向幅がある程度大きくなると、有効幅はほぼ一定になる傾向も見られる。

また、道示において規定された有効幅の大きさを表す係数 n (永続・変動作用: $n=1.0$;レベル2地震動: $n=1.5$)と比較するため、図-16に示す有効幅式に基づき、図-17に示す有効幅を用いて逆算した係数 n を図-18に示す。同図より、永続・変動作用に対して係数 n は、有効幅の現行規定と同様な結果になるが、レベル2地震動に対して係数 n は、S3-4とS3-5において2.5となり、有効幅の現行規定より大きい結果になる。つまり、有効幅の現行規定を用いるフーチングの曲げ耐力の評価結果が安全側になることがわかる。それは、発生した「実現象」と「道示による評価結果」のギャップと対応する。

そこで、レベル2地震動に対しては、有効幅の大きさを表す係数 n を2.5に設定する場合、フーチングの高精度な曲げ耐力評価が期待できる。

4. インフラ施設の地震レジリエンス強化のための耐震技術の開発

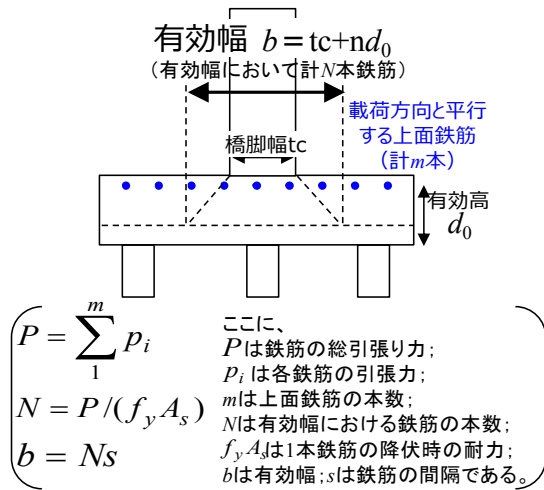


図-16 有効幅の求め方

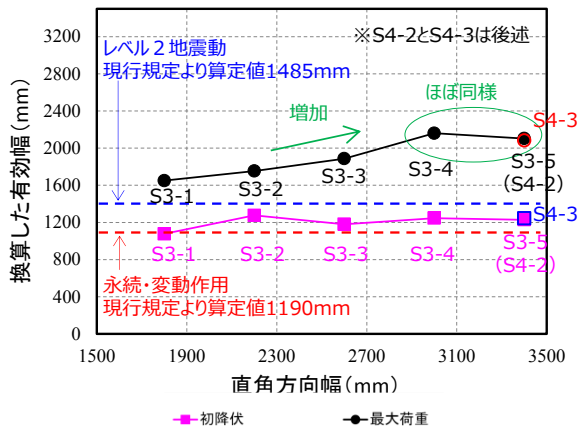


図-17 算定した有効幅 (mm)

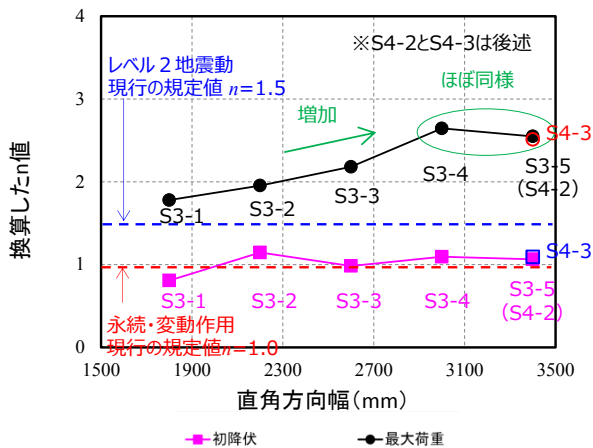


図-18 算定した有効幅式における係数 n

5. 有効幅に及ぼすフーチングの辺長比の影響

5.1 検討モデルの設定

前述したシリーズ3においては、異なる軸直角方向長

さ(奥幅)を有するフーチングモデルの解析結果より有効幅の大きさを求めた。表-4に示す異なる軸方向長さを有するフーチングモデル(シリーズ4)を用い、フーチングの辺長比($L1/L2$)の観点から設定した有効幅の適用範囲を更なる検討する。特に、S4-1のようなフーチングの辺長比($L1/L2$)が極めて小さい場合、設定した有効幅の妥当性を確認する。

なお、各検討モデルにおいては、フーチングの水平載荷方向の辺長を除き、柱や杭の材料強度・配筋比や、柱の導入軸力などの設定が同様である。

5.2 検討モデルの荷重-変形関係

表-4に示す各フーチングモデルに対して、前述した2.2節と同様な解析条件を用い、有限要素法による解析を行った。ただし、フーチングの損傷を十分に進展させるため、柱部材を弾性体とする。シリーズ4における各検討モデルの荷重-変形関係を図-19に示す。同図より、各モデルの初降伏点における変位や荷重は、杭本数の増加とともに増加する傾向がみられる。一方で、最大荷重点の荷重は、各モデルにおいてほぼ同程度である。また、杭本数が少ないS4-1における最大荷重点の変位は、水平剛性が小さいため、S4-2とS4-3より大きい結果となる。

5.3 検討モデルの上面鉄筋の応力分布

シリーズ4における各検討モデルの上面鉄筋の応力分布を図-20に示す。辺長比が小さいS4-1においては、上面鉄筋が放射状の応力分布を有するため、梁部材の抵抗機構と大きく異なり、梁理論に基づく現行の評価手法の適用精度が低いと考えられる。一方で、S4-2とS4-3においては、曲げ照査断面付近の応力が他の位置より明らかに大きく、前述した2章や3章の検討より梁理論に基づく現行の評価手法の適用精度が高いと考えられる。

5.4 フーチングの有効幅と辺長比の関係

梁理論に基づく現行の評価手法の適用条件については、前述した杭間隔だけでなく、フーチングの辺長比も重要なパラメータである。シリーズ4の解析結果より、辺長比が0.74以上の場合、現行の評価手法の適用精度が高い。また、辺長比が0.74以上となるS4-2とS4-3における上面鉄筋の有効幅を、シリーズ3の結果に合わせて図-17と図-18に示す。両ケースにおいて有効幅の大きさを表す係数 n については、永続・変動作用に対して $n=1.0$ で、レベル2地震動に対して $n=2.5$ である。つまり、辺長比が0.74以上の場合、辺長比が有効幅に与える影響が小さいと考えられる。

4. インフラ施設の地震レジリエンス強化のための耐震技術の開発

表-4 辺長比の影響に関する検討モデル

シリーズ4	杭列	フーチング			柱のサイズ (mm)	辺長比 L1/L2
	杭列 (n1*n2)	軸方向長さL1 (mm)	軸直交方向長さL2 (mm)	高さ (mm)		
S4-1	2*4	1700	3400	650	600*600	0.50
S4-2	3*4	2500				0.74
S4-3	4*4	3300				0.97

※S4-2はシリーズ3におけるS3-5と同様である。

表-5 高さの影響に関する検討モデル

シリーズ5	杭列	フーチング			柱のサイズ (mm)
	杭列 (n1*n2)	軸方向長さL1 (mm)	軸直交方向長さL2 (mm)	高さ (mm)	
S5-1	3*4	2500	3400	500	600*600
S5-2				650	
S5-3				800	

※S5-2はシリーズ3におけるS3-5と同様である。

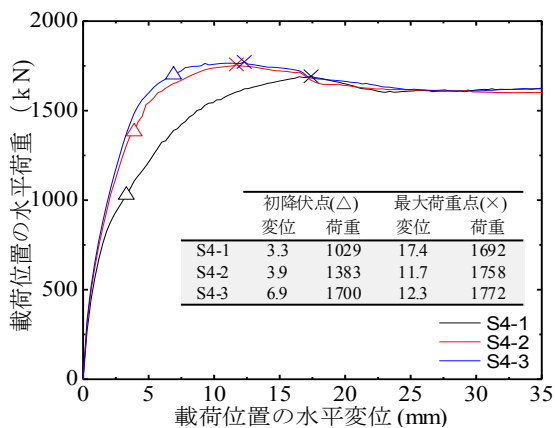


図-19 シリーズ4における荷重-変形関係

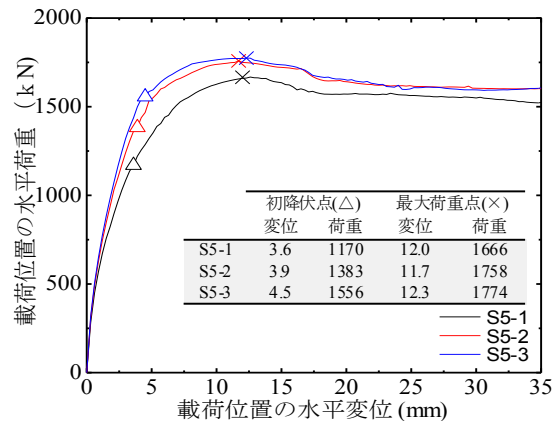


図-21 シリーズ5における荷重-変形関係

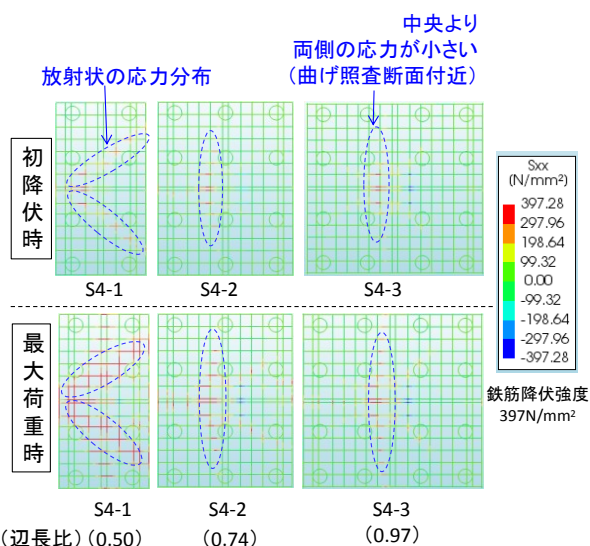


図-20 各フーチングモデルにおける上面鉄筋の応力分布

6. 有効幅に及ぼすフーチングの高さの影響

6.1 解析モデルの設定

前述したシリーズ3においては、フーチングの高さを一定にして異なる直交方向長さ(奥幅)を有するフーチングモデルの解析結果より有効幅の大きさを求めた。表-5に示す異なる高さを有するフーチングモデル(シリーズ5)を用い、フーチングの高さの変化

が有効幅に与える影響を調べる。

なお、各検討モデルにおいては、フーチングの高さを除き、柱や杭の材料強度・配筋比や、柱の導入軸力などの設定が同様である。

6.2 検討モデルの荷重-変形関係

表-5に示す各フーチングモデルに対して、前述した2.2節と同様な解析条件を用い、有限要素法による解析を行った。ただし、フーチングの損傷を十分に進展させるため、柱部材を弾性体とする。シリーズ5における各検討モデルの荷重-変形関係を図-21に示す。同図より、同様な荷重位置の水平変位に対する水平荷重は、フーチングの高さの増加とともに大きくなる傾向が見られる。初降伏点において、S5-1~3におけるそれぞれの変位はほぼ同程度であるが、フーチングの高さの大きいS5-3における水平荷重は明らかに大きい。その原因について、水平荷重による作用モーメントに対して発生したフーチングの断面抵抗モーメントは、引張鉄筋の量だけでなく断面の高さにも依存すると考えられる。大きい断面高さを有するフーチングが負担できる水平荷重は大きいことである。

なお、最大荷重時の耐力は、S5-1~3においてほぼ同程度である。

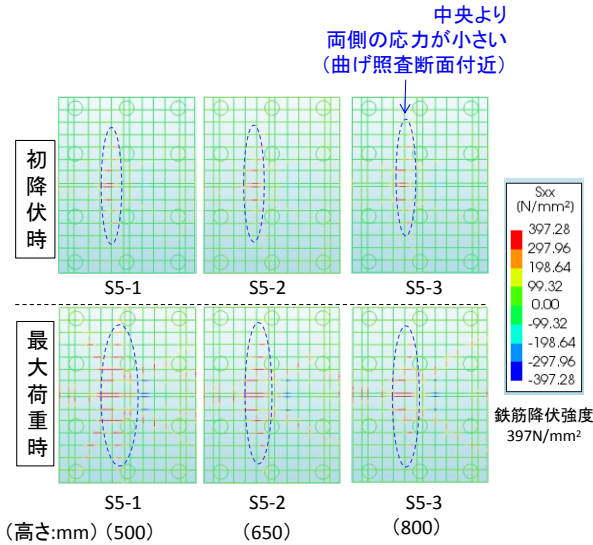


図-22 各フーチングモデルにおける上面鉄筋の応力分布

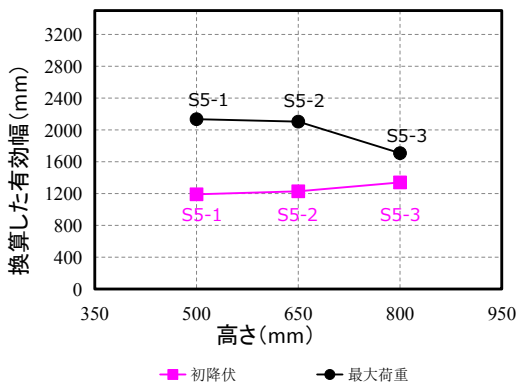


図-23 算定した有効幅 (mm)

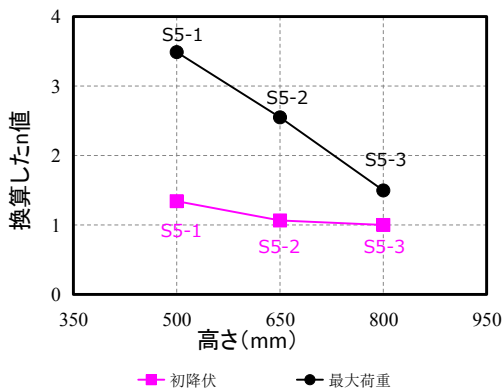


図-24 算定した有効幅式における係数 n

6.3 検討モデルの上面鉄筋の応力分布

シリーズ5における各検討モデルの上面鉄筋の応力分布を図-22に示す。S5-1～3においては、初降伏時や最大荷重時に曲げ照査断面付近の上面鉄筋応力が他の位置より明らかに大きいことがわかる。それは、シリーズ3における上面鉄筋の応力分布形態をほぼ同様で、梁理論に基づく現行の評価手法の適用精度が高いと考えられる。

6.4 フーチングの有効幅と高さの関係

図-16に示す有効幅の求め方を用い、求めたフーチングの有効幅の絶対値と高さの関係を図-23に示す。S5-1～3における初降伏時の有効幅の大きさは、ほぼ等しく高さにほとんど依存しないことがわかる。一方で、最大荷重時に、載荷位置の水平荷重がほぼ同程度であるが、算定した有効幅は、高さの増加とともに小さくなる傾向が見られる。特に、高さが最も大きいS5-3における有効幅はS5-1とS5-2より明らかに小さい。その原因は、一定の水平力による作用モーメントに対して、高さが大きい曲げ断面において発生した鉄筋の引張力が小さく、算定した有効幅も小さくなると思われる。

また、有効幅の大きさを表す係数nの算定結果を図-24に示す。同図より、算定した初降伏時の係数nは、S5-1～3において多少のばらつきがあるがほぼ同程度で、高さに依存しない傾向がわかる。一方で、最大荷重時の係数nは、高さの増加とともに小さくなる。

以上の有効幅の大きさを表す係数nと高さの関係を考慮した上で、特に、レベル2地震動に対して、シリーズ3の結果に基づき設定した有効幅の適用範囲に留意する必要がある。4章に設定した有効幅の大きさを表す係数nを、解析モデルより小さい高さを有するフーチングに適用する場合、フーチングの曲げ耐力が過小評価される可能性がある。一方で、設定した係数nをより大きい高さを有するフーチングに適用する場合、フーチングの曲げ耐力が過大評価されることが考えられる。

7. まとめ

平成28年度～平成29年度に実施された、既往の地震における基礎の被災事例に関する調査結果等の整理や、基礎の耐震補強に関する既往研究の文献調査によって得られた知見を踏まえ、平成30年度の研究では、基礎の補強として一般的に用いられる既設・増設フーチングを剛結合した増し杭工法を対象に、既設杭と増し杭の荷重分担や既設・増設部材の結合部挙動の評価を目的に解析的検討を実施した。

令和元年度に、既設フーチングの曲げ耐力を精度よく

4. インフラ施設の地震レジリエンス強化のための耐震技術の開発

評価するため、現行の評価手法に考慮されていない杭列配置がフーチングの損傷形態に与える影響を明らかにした上で、杭間隔の観点から現行の評価手法が適用可能な条件を明確化した。また、パラメトリックスタディにより、曲げ耐力評価に必要な有効幅を合理的に設定した。その結果、道示において有効幅の大きさを表す係数 n の大きさは、レベル 2 地震動に対して、現行規定より大きく 2.5 と設定できる可能性がある。また、フーチングの辺長比や高さの観点から、設定した有効幅の適用上の留意事項についての解析的検討を行った。

今後、本研究の解析的検討より得られたフーチングの曲げ耐力評価に必要な有効幅を、載荷実験より検証していきたいと考えている。

- 10) Feenstra, P.: Computational aspects of biaxial stress in plain and reinforced concrete. PhD Dissertation. Delft University of Technology : Delft, 1993
- 11) Hordijk, D.: Local approach to fatigue of concrete. PhD Dissertation. Delft University of Technology : Delft, 1991

参考文献

- 1) 国土技術政策総合研究所、土木研究所：平成 23 年（2011 年）東北地方太平洋沖地震による道路橋等の被害調査報告、国土技術政策総合研究所資第 814 号、土木研究所資料第 4295 号、2014.12
- 2) 国土技術政策総合研究所、土木研究所：平成 28 年（2016 年）熊本地震土木施設被害調査報告、国土技術政策総合研究所資料第 967 号、土木研究所資料第 4359 号、2017.3
- 3) 城戸康介、佐藤恭孝、末政直晃、片田敏行、長野正：地中連壁による杭基礎の耐震補強について、土木学会関東支部技術研究発表会講演概要集、pp.484-485、1998
- 4) 真野英之、吉成勝美：極短杭による基礎の耐震補強効果に関する研究、土木学会第 58 回年次学術講演会、pp.625-626、2003
- 5) 磯部公一、木村亮、吉澤幸仁、河野謙治、原田典佳、榎野健：鋼管矢板基礎増設による既設橋ケーソン基礎の補強効果に関する実験的研究、土木学会論文集 C、Vol.62、No.1、pp.191-200、2006
- 6) 西岡 英俊、樋口 俊一、西村 昌宏、神田 政幸、山本 忠久、平尾 淳一：シートパイルによる既設杭基礎の耐震補強効果に関する模型実験、地盤工学ジャーナル、Vol. 5、No. 2、pp.251-262、2010
- 7) (社) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説、IV 下部構造編、2017.11
- 8) 土木研究所：アルカリシリカ反応による損傷を受けたフーチングに対する損傷度評価および補修・補強方法に関する研究、土木研究所資料第 4304 号、2015.3
- 9) TNO DIANA BV: DIANA User's Manual (<https://dianafea.com/manuals/d102/Diana.html>). TNO DIANA BV: Delft, The Netherlands, 2018.

4.2 地盤・地中・地上構造物に統一的に適用可能な耐震設計技術の開発

4.2.1 高盛土・谷状地形盛土のり面・特殊土地盤の詳細点検・耐震性診断・対策手法に関する研究（高盛土・谷状地形盛土：耐震性診断手法）

担当チーム：地質・地盤研究グループ（土質・振動）
研究担当者：佐々木哲也、加藤俊二、東拓生

【要旨】

本研究は土構造物の地震時変形照査を高精度に行う手法を提案し、土構造物の合理的な設計法の確立を図るものである。そのために室内要素試験により、盛土の含水状態、締固め程度の違いによる盛土材料の変形特性を把握するとともに、動的遠心力載荷実験及び被災事例等を対象に、変形解析の適用性を検討するものである。

令和元年度は、高盛土・谷状地形盛土の合理的で実務にも適用可能な簡便な解析手法を提案することを目的に、過年度に行った盛土材料物性等の条件を変化させた遠心力載荷実験を想定した2次元変形解析を行った。その結果、細粒分含有率が比較的少ない盛土材料については、変形量及び全体的な変形モードは実験結果と整合的であったのに対し、細粒分を多く含む盛土材料を用いたケースについては、特に盛土下部の小段及び法尻付近の変形量の計算精度が低い結果となった。さらなる解析精度向上のためには、細粒分を多く含む盛土材料の繰返しせん断破壊後の応力-ひずみ関係の定式化が必要と考えられる。

キーワード：道路盛土、遠心力載荷実験、変形解析、材料物性

1. はじめに

盛土の耐震性能は地盤条件、盛土内の水位条件や盛土材料に影響されるところが大きく、特に、高盛土、谷状地形盛土などで、地震時の被害が大規模になりやすく、震後の道路交通機能の確保に支障となることが多い。さらに、近年では発生土の有効利用に伴い盛土材料が多様化してきている。このため、近い将来発生が予想される大規模地震に対し、効率的かつ効果的に盛土の耐震性の向上を進めていくため、土構造物の変形評価を高精度に行えるよう、室内要素試験により、盛土の含水状態、締固め程度の違いによる盛土材料の変形特性を把握するとともに、動的遠心力載荷実験及び被災事例等を対象に、2次元 FEM 解析（自重変形解析等）を行い、地震時変形照査法の高精度化を図るものである。

平成 28 年度は、過年度に実施した砂質土および粘性土で構築した盛土モデルの遠心模型実験 2 ケースについて、2次元 FEM 解析（自重変形解析等）を行い、実験結果と解析結果の比較を行った。平成 29 年度は、さらに地震時変形照査法における改善点を把握することを目的に、盛土内水位およびのり尻補強工の有無をパラメータとして平成 28 年度に実施した解析結果と比較した感度分析を行った。平成 30 年度は、変形解析を行う上でのパラメータ検討を行うための基礎データを蓄積するため、細粒分

含有率や塑性指数、締固め条件の違い等の土質条件による強度特性の違いを把握するための室内土質試験を実施した。

令和元年度は、細粒分含有率 F_c を考慮したせん断剛性低下率 (G_r/G) の設定方法¹⁾を用いた解析を行い、過年度実施した細粒分含有率の異なる盛土材料を用いた谷間め高盛土の遠心力載荷実験の再現解析を行った。

2. 高盛土・谷状地形盛土の 2 次元変形解析

2.1 解析概要

平成 28、29 年度は、高盛土・谷状地形盛土の合理的で実務にも適用可能な簡便な解析手法を提案することを目的に、過年度に行った砂質土および粘性土を用いた遠心力載荷実験での地盤条件を模擬した 2 次元変形解析を地震時残留変形解析手法 ALID で行うとともに、感度分析を目的に盛土内水位の高低およびのり尻補強工の有無に関する比較解析を行った。解析条件を、表-2.1 に示す。

解析に用いる地盤物性値の設定方法を以下に示す。湿潤単位体積重量 γ_t については、対応する締固め度の三軸圧縮試験 (CUB または CD) の供試体の湿潤単位体積重量を用い、強度定数 c 、 ϕ については、対応する締固め度の三軸圧縮試験 (CUB または CD) の c' 、 ϕ' を用いた。ただし、粘着力 c' はわずかな値のため、全て 0 とした。

表-2.1 2次元変形解析のケース一覧

ケース	盛土材料	締固め度 Dc (%)	含水率 ω (%)	法尻補強	法尻 ドレーン	水位	湿潤単位 体積重量 γ _t (kN/m ³)	せん断 弾性係数 Gr(kN/m ²)	繰り返し せん断強度比 RL20	粘着力 C(kN/m ²)	内部摩擦角 φ (°)
1	砂質土 (江戸崎砂)	85	16.7	無	2.5m	高	18.2	6.539	0.130	0.0	33.8
2						低(1/2h)					
3						高					
4						低(1/2h)					
5	粘性土 (江戸崎砂+ SA-400)	85	17.0	無	無	高	18.0	3.590	0.161	0.0	38.5
6						低(1/2h)					

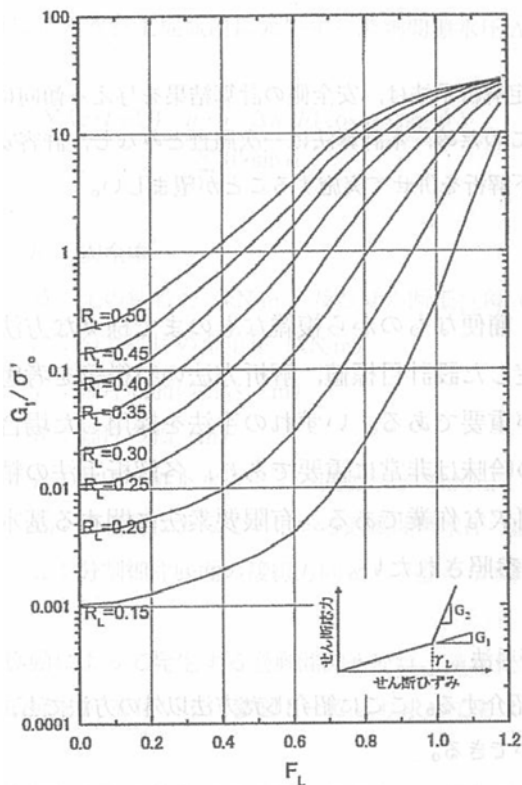


図-2.1 変形解析に使用した液状化抵抗率 F_L とせん断剛性低下率の関係²⁾

また、せん断弾性係数 G については、締固め度ごとに以下の手順で算定した。

- ① 三軸圧縮試験 (CUB) の軸差応力～軸ひずみ関係から3供試体の E_{50} を求める。
- ② 平均有効拘束圧 σ'_c と E_{50} の関係を直線回帰し、盛土の平均的な深度 (4.14m) の平均有効拘束圧 (51.6kN/m²) に対応する E_{50} を求める。
- ③ ALID で用いる変形係数は、微小ひずみにおける E_0 であるため、ポアソン比 ν 、 $E_0=4 \cdot E_{50}$ として、 $G = E_0/2(1+\nu) = 2 \cdot E_{50}(1+\nu)$
- ④ 液状化抵抗率 F_L によるせん断剛性の低減については、図-2.1 に示す一般的な砂質土のせん断剛性低

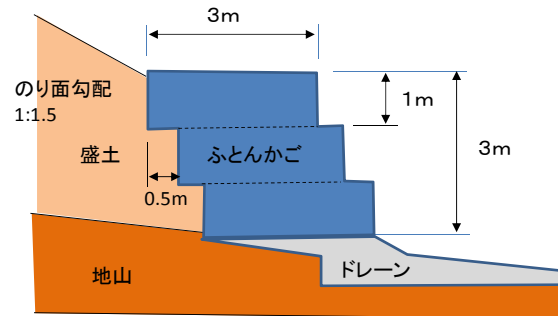


図-2.2 ふとんかごの形状

下率を設定し、繰返し三軸強度比 R_{L20} については、実験に使用した材料の所定の締固め度に対応する非排水繰返し三軸試験の結果を用いた。

ケース 3、4 の法尻補強は、図-2.2 に示すように底面幅 3m×高さ 1m のふとんかごを 0.5m ずらして 3 段積んだ形状の一体構造とした。ふとんかごの単位体積重量は、割栗石をふとんかごに投入した状態を想定して、割栗石の表乾比重を 2.65、かごの単位容積に占める割栗石の実積率を 55% と仮定して求めた値 14.7(kN/m³) とした。また、変形およびすべりがふとんかご内に生じないように変形係数および強度定数を十分に大きな値とし、ふとんかごの底面にはジョイント要素を設け、ふとんかごの滑動抵抗 (すべり摩擦角 35°) を考慮した。

2.2 解析結果

解析による盛土法尻沈下量を表-2.2 に示す。なお、遠心模型実験を行ったケース 1 およびケース 6 については、実験結果で得られた法尻沈下量も示している。

まず、砂質土盛土による遠心力載荷実験を模擬した解析結果と実験結果の残留変形図を図-2.3 に示す。遠心力載荷模型実験結果との比較解析であるケース 1 についてみると、解析における変形のモードは実験結果と概ね整合しているが、数 m オーダーの変位が発生し、斜面下方にすべり落ちるような変形パターンを示し、遠心力載荷実験で計測された盛土法尻沈下量の 3 倍以上の大きな変形量となった。これは、一般的な砂質土の $F_L \sim G/\sigma'_v$ 関係を用いているとともに、実験に使用した江戸崎砂の液状

表-2.2 解析結果と実験結果の盛土法肩沈下量の比較

ケース	盛土材料	締固め度 Dc(%)	含水率 ω(%)	法尻補強	法尻 ドレーン	水位	ALIDによる盛土法肩の沈下量(m)			実験結果 実大換算 (m)
							液状化 流動時	水圧 消散時	最終 沈下量	
1	砂質土 (江戸崎砂)	85	16.7	無	2.5m	高	5.17	0.45	5.63	1.67
低(1/2h)						1.16	0.22	1.38	—	
高				4.28		0.45	4.73	—		
低(1/2h)				0.74		0.21	0.94	—		
5	粘性土 (江戸崎砂+ SA-400)	85	17.0	無	無	高	7.78	0.39	8.17	—
低(1/2h)						4.14	0.18	4.32	0.25	

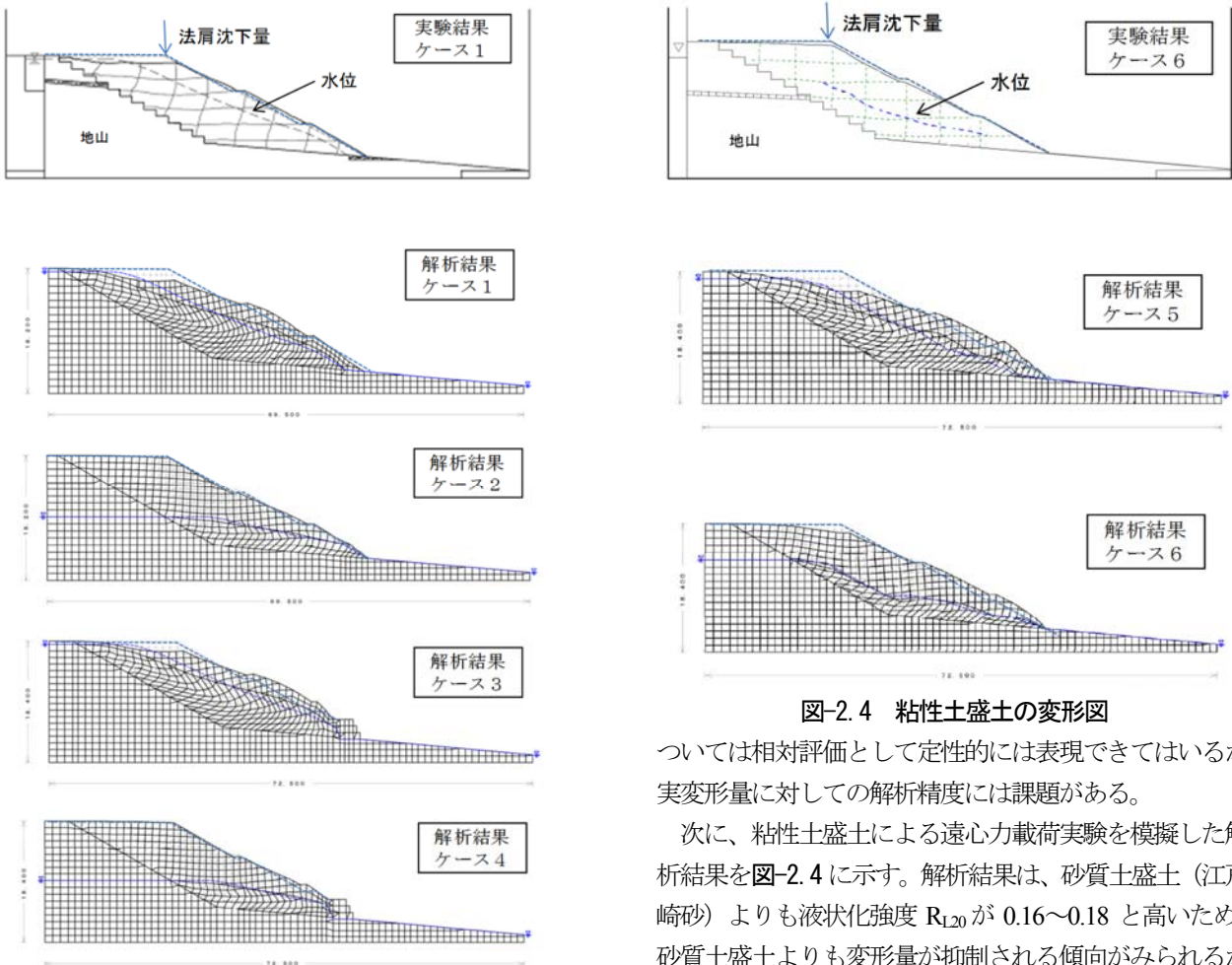


図-2.3 砂質土盛土の変形図

図-2.4 粘性土盛土の変形図

化強度 R_{L20} が 0.13~0.16 とかなり低いため、水位以下の剛性低下が大きく、変形量が大きめに評価されたものと考えられる。

感度分析のため比較として水位を盛土高さの 1/2 に低下させたケース 2 の解析結果を見ると、特に液状化による流動変形量が大幅に低下して変形量が小さくなった。また、のり尻補強工により流動化が抑制されることで沈下量が減少し、ケース 1 とケース 3 を比較すると 1 m 程度の沈下量を低減させる結果となり、対策効果の評価に

については相対評価として定性的には表現できてはいるが、実変形量に対する解析精度には課題がある。

次に、粘性土盛土による遠心力载荷実験を模擬した解析結果を図-2.4 に示す。解析結果は、砂質土盛土(江戸崎砂)よりも液状化強度 R_{L20} が 0.16~0.18 と高いため、砂質土盛土よりも変形量が抑制される傾向がみられるが、盛土内水位下の剛性低下は大きく、やはり数 m オーダーの変位が発生し、斜面下方にすべり落ちるような変形パターンを示し、砂質土と同様に、遠心力载荷実験で得られた盛土法肩沈下量よりも大きな変形量となる傾向がみられる。

これは、砂質土と同様に一般的な砂質土の $F_L \sim G/\sigma'_0$ 関係を用いたことともに、室内試験で得られた液状化強度 R_{L20} が低く、変形量が大きめに評価される傾向があるためと考えられる。

上記のように液状化流動時の変形に関しては、大きな値となった一方で、水圧消散時の沈下を見ると砂質土、

表-3.1 試料条件および室内土質試験結果

No.	試料		物理試験結果						縮固め試験結果		一面せん断試験結果				
			土粒子の密度 ρ_s (g/cm^3)	細粒分含有率 FC (%)	粘土分含有率 CC (%)	液性限界 ω_L (%)	塑性限界 ω_P (%)	塑性指数 I_P	最大乾燥密度 ρ_{dmax} (g/cm^3)	最適含水比 ω_{opt} (%)	一面せん断試験 供試体作製条件 (目標値)	作製供試体 空気間隙率 v_a (3本平均値)	平均含水比 ω (%)	c_d (kN/m^2)	ϕ_d ($^\circ$)
1	E20	江戸崎砂原砂	2.715	18.6	7.1	NP	NP	NP	1.638	16.3	De=85%, 最適含水比	25.8	16.4	8.5	34.5
2											De=85%, 最適含水比	22.5	17.9	15.1	31.1
3	E50-1	江戸崎砂再混合	2.712	51.3	13.3	28.5	22.3	6.2	1.664	17.6	De=85%, $v_a=15\%$	14.6	23.5	0.0	33.2
4											De=85%, $v_a=10\%$	9.8	26.9	6.2	32.6
5	E50-2	江戸崎砂再混合	2.697	52.9	15.5	33.0	19.6	13.4	1.631	19.3	De=85%, 最適含水比	21.0	19.9	34.6	26.8
6											De=85%, 最適含水比	18.3	19.6	37.0	24.6
7	EK50-1	江戸崎砂再混合 +カオリン	2.657	52.0	24.2	29.6	14.2	15.4	1.678	18.9	De=85%, $v_a=15\%$	14.7	22.2	14.0	24.5
8											De=85%, $v_a=10\%$	10.0	15.3	0.0	20.0
9	EK50-2	江戸崎砂再混合 +カオリン	2.679	55.3	33.2	28.8	14.4	14.4	1.702	18.5	De=85%, 最適含水比	18.7	18.9	42.8	21.8
10	EK50-3	江戸崎砂再混合 +カオリン	2.680	56.6	36.8	29.7	14.6	15.1	1.688	18.4	De=85%, 最適含水比	19.4	18.8	57.8	23.5
11											De=85%, 最適含水比	19.7	20.1	59.0	24.0
12											De=85%, $v_a=15\%$	14.9	23.6	17.2	19.8
13	EK50-4	江戸崎砂原砂 +カオリン	2.635	48.7	39.1	33.1	15.9	17.2	1.627	19.4	De=85%, $v_a=10\%$	9.9	27.2	6.1	18.2
14											De=85%, $v_a=5\%$	5.1	30.7	0.0	17.3

粘性土をつうじて、水圧消散時の変形量は小さい傾向となった。

以上の結果から、ALID による 2 次元変形解析を様々な盛土材料や締固め条件で構築された盛土に適用するためには、特に液状化流動時の変形に関する解析精度の向上が求められる。このためには、解析に用いる液状化抵抗率 F_L ~ せん断剛性低下率 G/G_0 関係に、実際に使用する盛土材料、締固め条件等を考慮した設定をする必要がある。特に、細粒分を多く含む中間土については $F_L \sim G/G_0$ 関係などの必要なパラメータについて定式化することも必要である。

3. 室内土質試験による基礎データの蓄積

3.1 概要

変形解析方法の検討を進めるにあたり、盛土材料の物性と強度特性との関係を整理し、地震時の変形特性に影響する物性を把握するとともに、地震時の変形に関する模型実験と併せた検討が必要である。このためには、多くの材料について試験を実施して基礎データを蓄積し傾向分析を行ったうえで、適切な実験条件および解析条件を設定することが重要である。

そこで、平成 30 年度は盛土材料の強度特性に影響すると考えられる物性を整理することを目的に、盛土材料の細粒分含有率や塑性指数、締固め方法に着目した試験を行った。ここでは、強度特性の傾向を把握するために試験体の数や試験の効率性を考慮して一面せん断試験による土質定数の変化に着目した検討を行うこととした。なお次年度以降は、繰返し三軸試験等による変形特性との関連性についても検討を行い、解析条件および模型実験の実験条件の設定を行うことを考えている。

試験に用いる試料として、細粒分含有率の少ない江戸崎砂原砂 (表-3.1 E20) のほかに、分級した江戸崎砂

を混合して概ね細粒分含有率が 50%程度で粘土分含有率あるいは塑性指数が異なるように調整したもの (表-3.1 E50-1、E50-2) および分級した江戸崎砂とカオリン粘土を混合して粘土分含有率あるいは塑性指数が異なるように調整したもの (表-3.1 EK50-1~EK50-4) を作製した。一面せん断試験は、最適含水比で作製した供試体を基本とし、一部の試料については含水比 (空気間隙率) を変化させた供試体を用いた。試験時の圧密応力は、実スケールで 15m の盛土での遠心模型実験を想定して深度方向に 5m、10m、15m 相当となる 80kPa、160kPa、240kPa とし、せん断速度 1mm/min で試験を行った (圧密排水(CD)試験)。

3.2 結果

表-3.1 に試験に用いた試料と各種試験結果の一覧を示す。まず、図-3.1 に試験に用いた試料の細粒分含有率および粘土分含有率と塑性指数との関係を示す。細粒分含有率と塑性指数の関係を見ると、今回の実験では細粒分含有率 20% の 1 試料と細粒分含有率 50% 程度の試料での判断となるが、細粒分含有率が大きくなると塑性指数も大きくなる傾向があることが推察される。一方で、細粒分含有率 50% 程度であっても、粘土分含有率が異なることで塑性指数は変化しており、粘土分含有率と塑性指数に相関関係が見られる。次に、図-3.2~図-3.4 に、最適含水比に調整した試料を用いて一面せん断試験によって得られた土質定数 (粘着力および内部摩擦角) と細粒分含有率、粘土分含有率、塑性指数との関係を整理した結果を示す。

図-3.2 を見ると、細粒分含有率が増加することで内部摩擦角は小さくなり、同様の細粒分含有率であれば内部摩擦角に大きな違いは見られないが、粘着力に関しては細粒分含有率の増加に伴い粘着力も増加する傾向は見られるものの、同様の細粒分含有率であっても粘着力

が大きくばらついており、粘着力の変動が大きいことがわかる。

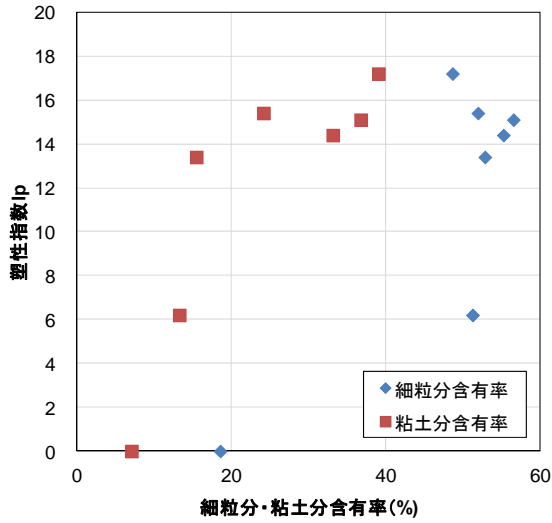


図-3.1 細粒分、粘土分の含有率と塑性指数の関係

図-3.3 を見ると、粘土分含有率の増加に伴って粘着力は増加しており、高い相関性が見られる。さらに、内部摩擦角に関しては細粒分含有率では違いが明確に見られなかったが、粘土分含有率の増加に伴い内部摩擦角も減少し、これについても高い相関性が見られる。

図-3.4 を見ると、塑性指数で整理した場合も粘土分含有率で整理したように、粘着力および内部摩擦角の増減との相関性が見られるが、塑性指数 15 付近での状況を見ると、細粒分含有率で整理した結果ほどではないもののばらつきが見られる。

これらの結果を踏まえると、粘土分含有率と塑性指数が変形特性に影響する物性の一つになると考えられ、特に粘土分含有率が良好な相関性があるものと考えられる。

つぎに、図-3.5 に締固め時の空気間隙率と土質定数との関係を整理した結果を示す。同じ締固め度で締固め時

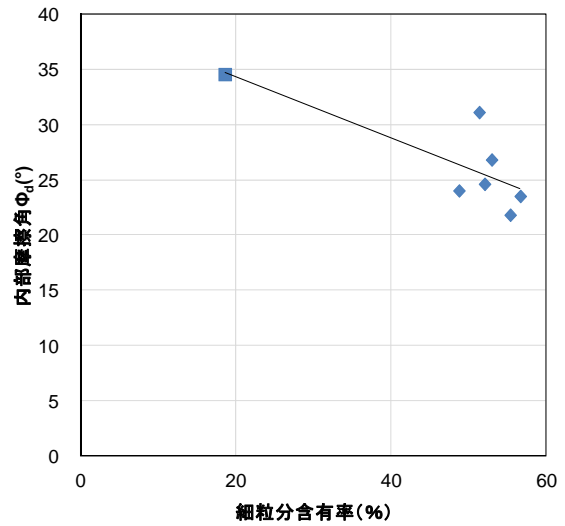
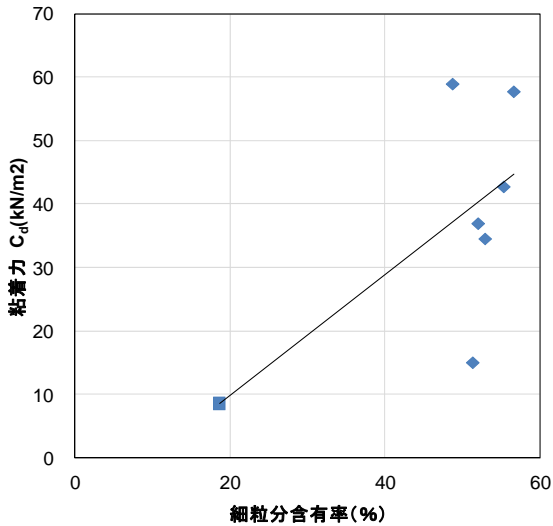


図-3.2 細粒分含有率と土質定数の関係

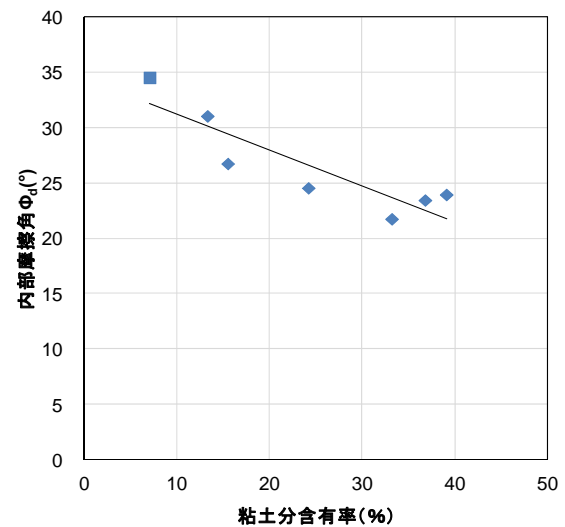
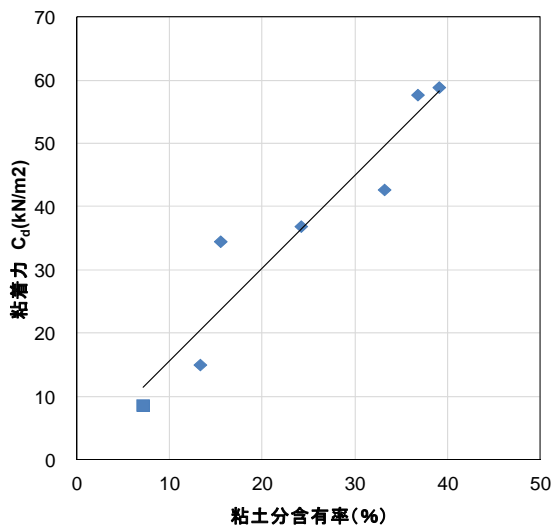


図-3.3 粘土分含有率と土質定数の関係

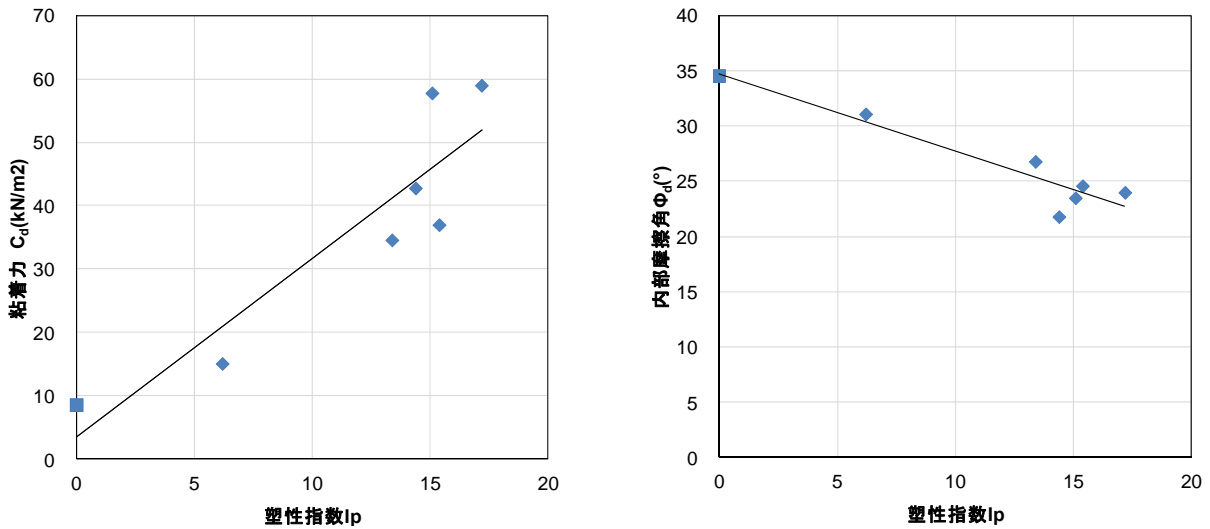


図-3.4 塑性指数と土質定数の関係

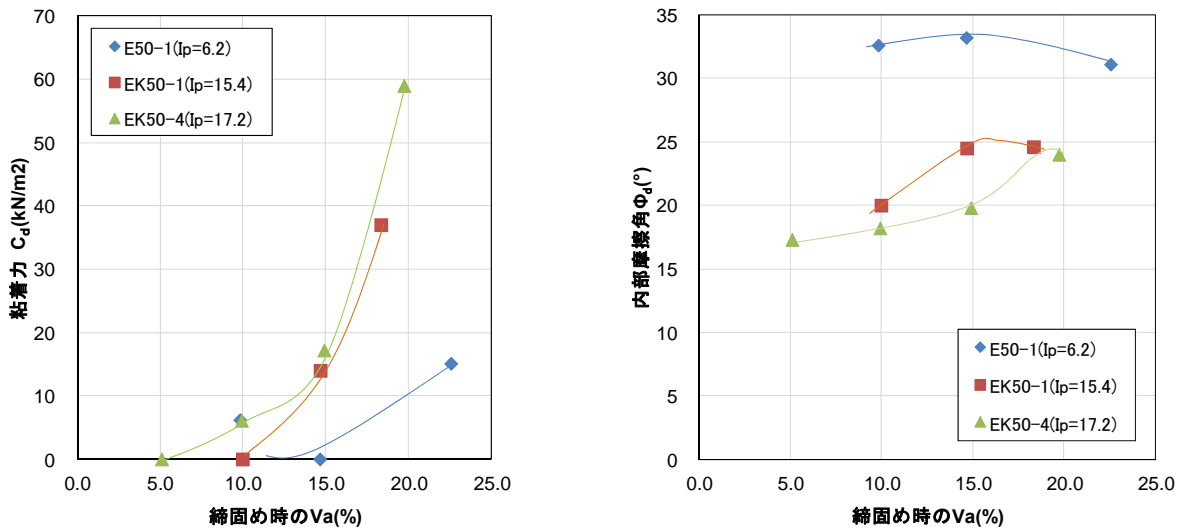


図-3.5 締固め時の空気間隙率と土質定数の関係

の空気間隙率を小さく（含水比を大きく）すると粘着力は大きく低下し、内部摩擦角についてはピーク値があるような傾向が見られ、内部摩擦角に対して最適な空気間隙率が存在すると考えられる。一方、粘着力は内部摩擦角に比べて水分量の影響が大きいとみられ、含水比の狭い範囲でピークが存在する可能性も考えられる。締固め条件に関しては、締固めエネルギーとの関係性や締固め度の影響も考えられることから、今後はこれらの影響も踏まえた検討も進めていく予定である。

4. 盛土材料の粒度特性を考慮した二次元変形解析

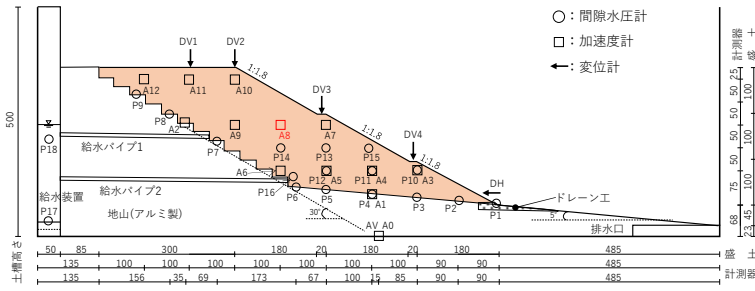
4.1 概要

本研究で二次元変形解析に使用している ALID は、比較的きれいな砂地盤の液状化に伴う流動現象を対象として開発された解析手法だが、細粒分含有率の異なる種々の砂質土に対して行われた室内土質試験の結果に基づき、

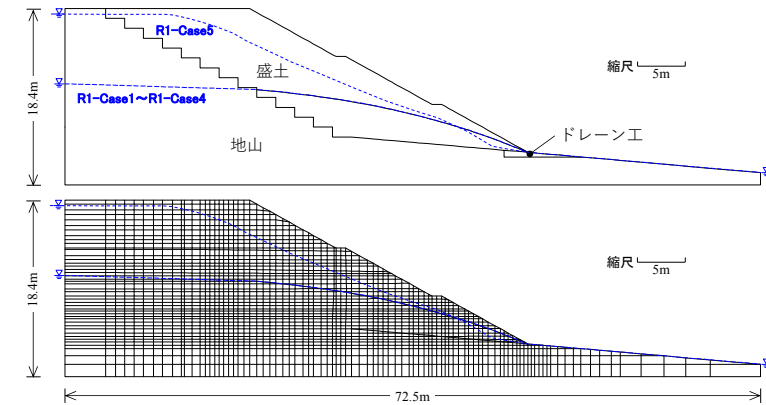
細粒分含有率 F_C を考慮したせん断剛性低下率 (G_r/G) の設定方法が提案されている¹⁾。この方法を用いて、過年度実施した細粒分含有率の異なる盛土材料を用いた谷埋め高盛土の遠心力載荷実験の再現解析を行った。

4.2 解析方法

平成 18 年度、平成 28 年度及び平成 29 年度に実施した遠心力載荷実験 5 ケースを対象とした図-4.1 に示すモデルにより解析を行った。ケース一覧を表-4.1 に示す。細粒分含有率が 20.8% の盛土材料（江戸崎砂）を最適含水比で締め固めて盛土模型を作成した R1-Case1、細粒分含有率 51.3%、塑性指数 $I_p=6$ 程度となるよう粒度調整した盛土材料を最適含水比で締め固めて盛土模型を作成した R1-Case2、R1-Case2 と同じ盛土材料を用いて空気間隙率 $v_a=15\%$ となるよう含水調整して締固めた R1-Case3、細粒分含有率約 56.1%、塑性指数 $I_p=14$ 程度となるよう粒度調整した盛土材料を最適含水比で締め固めて盛土模



(a) 想定する遠心力载荷実験模型



(b) 解析モデル

図-4.1 想定する実験模型と解析モデル (令和元年度)

表-4.1 解析ケース一覧 (令和元年度)

	ケース名	R1-Case1					R1-Case2	R1-Case3	R1-Case4	R1-Case5	
		R1-Case1					R1-Case2	R1-Case3	R1-Case4	R1-Case5	
遠心力载荷実験に 使用した盛土模型 材料の物性	細粒分含有率 F_c (%)	20.8					51.3	51.3	56.1	6.9	
	塑性指数 I_p	NP					6.2	6.2	14.1	NP	
	締固め度 D_c (%)						85.0				
盛土層の 解析パラメータ	締固め含水比 w (%)	16.2	17.3	23.6	20.7	16.7					
		(w_{opt})	(w_{opt})	($v_a=15\%$)	(w_{opt})	(w_{opt})					
	湿潤単位体積重量 (kN/m ³)	16.6	16.3	17.1	15.7	15.7					
	飽和単位体積重量 (kN/m ³)	18.5	18.8	18.5	18.1	18.2					
	粘着力 c (kN/m ²)	13.0	1.7	0.0	39.1	0.6					
	内部摩擦角 ϕ (°)	30.6	22.9	33.3	16.4	33.8					
	ダイレイタンション角 ψ (°)	5.6	0.0	8.3	0.0	8.8					
	基準剛性 k (kN/m ²)	76,464	36,258	32,948	28,791	24,070					
	弾性係数 E	Janbu式パラメータ n	0.663	0.653	0.794	0.857	1.069				
		σ_m 下限値 (kN/m ²)	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1				
		ポアソン比						0.33			
		繰返しせん断強度比 R_L	0.198	0.129	0.132	0.138	0.130				
	引張強度 σ_t						0.0				
地震外力	最大加速度 (gal)	698	593	554	567	541					
	基準面の天端からの深さ (m)						12.15				
	最高盛土内水位 (m)						10.5			17.8	

型を作成した R1-Case4、江戸崎砂原砂 ($F_c=6.9\%$) を最適含水比で締め固めて作成した盛土模型を用いて盛土内水位を高く設定した R1-Case5 の5種の遠心力载荷実験に対して再現解析を実施した。

解析を行う前に、遠心力载荷実験で盛土材料として使用した粒度を調整した砂質土について、圧密非排水三軸圧縮試験 (CUB 試験) 及び非排水繰返し三軸強度試験を行い、弾性係数及び繰返しせん断強度比 R_L を求めた。弾性係数については、後述するせん断剛性低下率の計算における G の定義に従い、CUB 試験により得られた応力-ひずみ関係から、せん断ひずみ $\gamma=0.1\%$ における割線勾配として算出した。

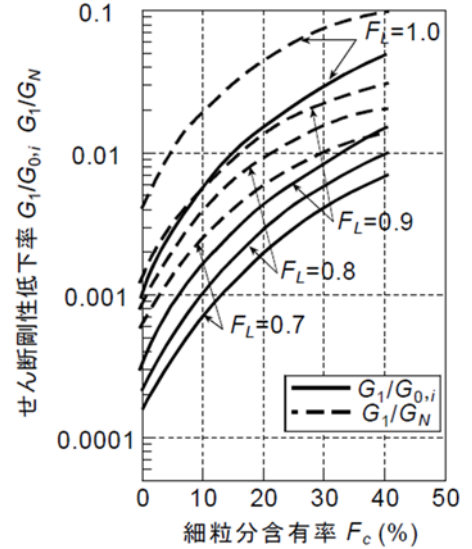


図-4.2 せん断剛性低下率の設定方法¹⁾

CUB 試験の結果から、弾性係数が拘束圧に依存することが確認された。ALID ではせん断剛性低下率 G_1/G の拘束圧依存性を考慮できるとともに、弾性係数 E については、Janbu 式により平均主応力 σ_m の補正を行うことができることから、Janbu 式の基

準剛性 k とパラメータ n を、3段階の拘束圧における CUB 試験結果をもとに算出し、下式によりせん断弾性係数 G を算出する方法を用いた。

$$E = k \left(\frac{\sigma_m}{P_a} \right)^n$$

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)}$$

P_a : 大気圧 (=98kN/m²)

ν : ポアソン比

また盛土内水位以深の盛土層について、繰返しせん断強度比 R_L を設定し、所定の地震外力による繰返しせん断応力比との関係から液状化に対する抵抗率 F_L を計算する。この F_L に基づき、盛土内水位以深の盛土材料の地震時の剛性低下を図-4.2¹⁾ に示す細粒分含有率 F_c に応じて、液状化抵抗率 F_L - せん断剛性低下率 G_1/G 関係を設定する方法を用いることで、細粒分含有率の影響を考慮した。また、地震時の剛性低下を考慮しない盛土内水位が浅については、改良 MC/DP モデルにより弾塑性挙動を表現した。

地震外力については、遠心力载荷実験で計測した、盛土模型天端から深さ 12.15m (実換算値) の位置 (図-4.1(a)の加速度計 A8) の最大加速度を用いた。実験で使用した波形はタイプ II 地震動の神戸海洋気象台 N-S 波 (19

95年兵庫県南部地震)であったことから、解析においてもタイプII地震動の地震動による補正係数 C_w により R_L を補正して F_L を算出する方法を用いた。

4.3 解析結果

図-4.3 に解析により求めた変位量、低下せん断剛性 G_1 の分布、最大せん断ひずみの分布を示す。

盛土材料の細粒含有率 $F_C=20.8\%$ のR1-Case1については、天端から法肩の変形量及び全体的な変形モードは

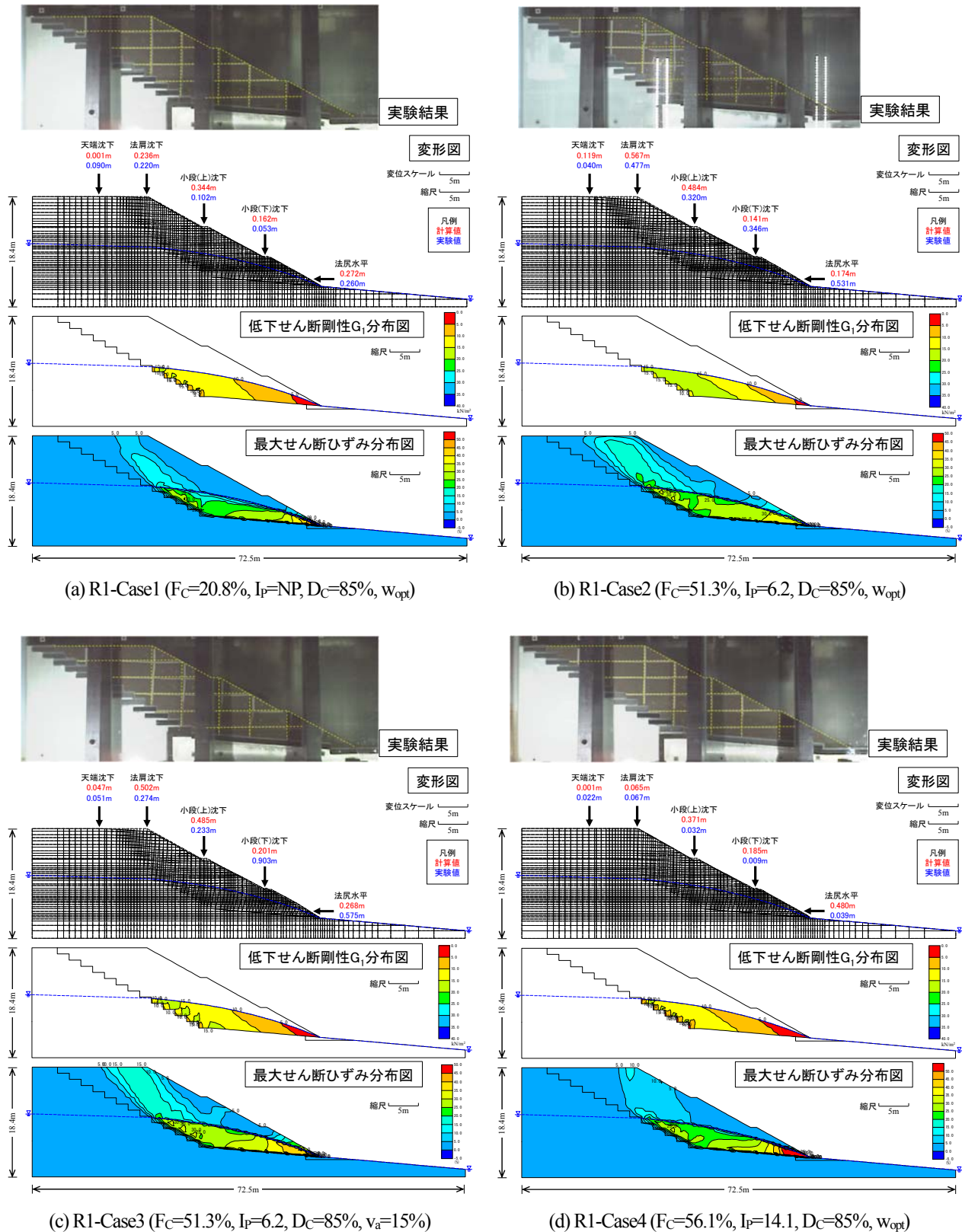


図-4.3 解析結果 (変形図、低下せん断剛性 G_1 分布図、最大せん断ひずみ分布図)

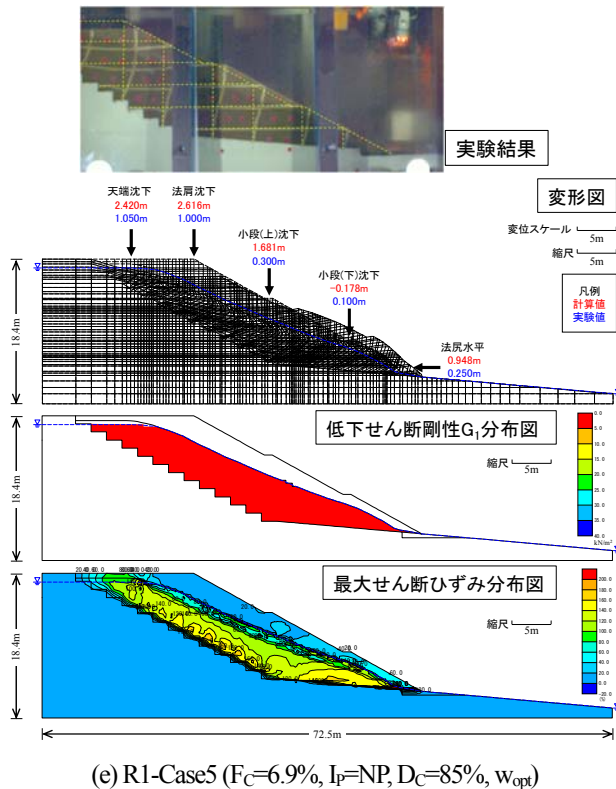


図-4.3 解析結果(変形図、低下せん断剛性 G_1 分布図、最大せん断ひずみ分布図)

実験値と概ね整合的である。

一方、 $F_c=51.3\%$ のR1-Case2～R1-Case3及び $F_c=56.1\%$ のR1-Case4については、天端及び法尻の変形量は実験結果と概ね整合しているものの、小段における沈下量及び法尻における水平変位量の実験結果との差がみられ、R1-Case2とR1-Case3は変形量を過小評価、R1-Case4は過大評価している。また、盛土内水位が高いR1-Case5については、天端から法尻が大きく沈下し、小段下段から法尻が大きくはらみ出す変形モードは再現できているものの、変形量は実験結果と比較して過大となっている。

低下せん断剛性 G_1 の分布をみると、R1-Case1～R1-Case4については、地下水以下で拘束圧が低くせん断弾性係数が低い法尻付近で最少となっている。また、最大せん断ひずみは盛土底部と地山との境界面に集中しているが、R1-Case1～R1-Case3及びR1-Case5については、天端方向にまで比較的大きなせん断ひずみが発生しており、天端及び法尻に大きな沈下が発生している。一方R1-Case4については、天端及び法尻まであまり大きなせん断ひずみが発生しておらず、小段及び法尻に変形が集中する結果となった。低下せん断剛性の分布はR1-Case1～R1-Case3と大差ないことから、盛土内水位以浅のせん断剛性や強度が天端及び法尻の変形に影響しているものと推定される。また、小段及び法尻付近で変形量を過大

に評価している原因の一つとして、せん断剛性低下率に塑性指数 I_p 等の土質の違いの影響を考慮していないことが想定され、これについても今後検討が必要であると考えられる。盛土内水位が高いR1-Case5については、地下水位以下の剛性低下が大きく、変状が過大となったと考えられる。以上のことから、解析精度向上のためには、盛土内水位以深のせん断剛性低下率の設定が重要であると考えられる。

道路盛土で重要となる天端から法尻における変形量は、実験結果と概ね整合または安全側の評価となっていることから、本解析手法は、道路盛土の通行可能性の評価には十分適用できるものと考えられる。しかしながら、特に地下水位が高い場合や細粒分を多く含む盛土の解析精度が低い。

今後、さらなる解析精度向上のため、種々の条件の盛土の繰返しせん断後の応力-ひずみ関係の定式化が必要と考えられる。

5. まとめ

過年度に行った遠心力載荷実験結果をベースに、砂質土および粘性土の違い、盛土内水位の高低およびのり尻補強工の有無による感度分析を目的として、ALIDによる2次元変形解析を行った。その結果、砂質土盛土、粘性土盛土ともに、変形のモードは遠心力載荷実験結果と概ね整合しているものの、法尻沈下量は実験結果よりも大きな値となった。また、盛土内水位の高低やのり尻補強工の有無による感度分析の結果、盛土内水位の高低による水压消散時の変形やのり尻補強の効果については、ほぼ妥当な傾向を示していたが、液状化流動時の変形が大きく解析結果に影響しており、これに対する精度向上が必要であることを確認した。

平成30年度までの検討で、液状化流動時の変形が大きくなった点に関しては、ALIDによる解析を一般的な砂質土の液状化抵抗率 F_L ～せん断剛性低下率関係を用いたことが一つの要因ではあるが、解析を様々な盛土材料や締固め条件で構築された盛土に適用するためには、解析に用いる $F_L \sim G/\sigma_0$ 関係に、実際に使用する盛土材料、締固め条件等を考慮した設定をする必要があり、特に細粒分を多く含む中間土や粘性土については必要なパラメータの定式化の必要性が示唆された。

パラメータの検討にあたっては、一面せん断試験による土質定数と土の物性の関係性を見ると、粘土分含有率や塑性指数に相関性が見られた。

令和元年度は、せん断剛性低下率の設定に細粒分含有

率を考慮できる解析手法を用いて解析を行い、道路盛土において重要となる天端から法肩の沈下量の解析精度が向上した。しかし、特に地下水位が高い場合や細粒分を多く含む盛土材において、変形量の解析精度が十分でないことから、細粒分含有率及び塑性指数が考慮可能な地震時の剛性低下率の定式化など、さらなる精度向上に向けた検討が必要であると考えられる。

今後は、繰り返しせん断後に単調荷重を行う試験等の室内土質試験を様々な条件の盛土材料に対して行い、細

粒分を多く含む材料を用いた盛土の解析に必要なパラメータの定式化に向けた検討を行っていく予定である。

参考文献

- 1) 安田進、稲垣太浩、長尾和之、山田真一、石川敬祐：液状化を含む繰返し軟化時における種々の土の変形特性、第40回地盤工学研究発表会、pp525-526、2005.7
- 2) 国土交通省：河川構造物の耐震性能照査指針・解説（I 共通編）、p. 28、2012

4.2.2 高盛土・谷状地形盛土のり面・特殊土地盤の詳細点検・耐震性診断・対策手法に関する研究（泥炭地盤上盛土の耐震照査法）

担当チーム：寒地基礎技術研究グループ（寒地地盤チーム）

研究担当者：畠山 乃、林 宏親、橋本 聖、山木 正彦

【要旨】

北海道は大規模地震の多発地帯であるとともに、高有機質で特異な工学的性質を有する極めて軟弱な特殊土である泥炭地盤が広く堆積する厳しい自然環境下にある。過去に発生した1994年釧路沖地震や2003年十勝沖地震に代表される大規模地震により、泥炭地盤上に構築された盛土に甚大な被害が生じているものの、泥炭地盤の地震時挙動は未だ研究途上にあるといえる。本研究は地震動を受けた泥炭地盤の側方流動等の挙動解明に資するべく、泥炭地盤の地震時剛性変化に着目し、一連の実験、解析を行うものである。

キーワード：泥炭地盤、繰返し載荷、剛性、要素試験、ALID

1. はじめに

北海道に広く分布する泥炭地盤は、高有機質で特異な工学的性質を有する極めて軟弱な地盤である。過去、北海道で発生したいくつかの大規模地震によって、泥炭地盤上の道路盛土や河川堤防といった盛土構造物に多大な被害が発生している¹⁾²⁾。しかし地震動を受けた泥炭地盤の挙動、さらには地震直後の強度・変形特性は未解明な部分が多く、そのメカニズムの解明が急務である。

本研究は、地震動を受けた泥炭地盤の側方流動等の挙動解明に資するべく、地震動を想定した繰返しせん断を受けた泥炭地盤の変形特性がどのように変化するかを定量的に把握するとともに、泥炭の剛性変化を考慮した解析モデルの適用性を把握することを目的としている。平成28年度は、中空ねじりせん断試験機を用い、原位置で採取した泥炭供試体に所定の繰返しせん断力を与えた後、静的なせん断力を加えることで、地震直後の泥炭のせん断剛性の変化を調査した。さらに平成29年度と平成30年度は、泥炭の剛性変化を考慮した「液状化に伴う残留変形解析」による解析モデルが、地下水位以下の泥炭地盤に沈埋した河川堤防盛土の液状化による崩壊事象を再現することが可能か検証した。

令和元年度は、上述の過年度の変形解析に関して、一部追加の解析を行い、泥炭地盤上盛土の地震時沈下量と泥炭の剛性変化の関係に着目し整理した。それにより、泥炭地盤上盛土の地震時沈下量の再現性に関して、適当となる地震時泥炭地盤剛性の検討を行った。

2. 中空ねじり試験の使用材料および試験方法

2.1 使用試料



図-1 試料採取位置図

本試験で使用した試料は、共和町梨野舞納（試料 R）、天塩町雄信内（試料 O）、江別市江別太（試料 E）、豊頃町豊頃（試料 T）、南幌町晩翠（試料 B）、北広島市東の里（試料 H）の泥炭地盤においてシンウォールサンプリングにより採取した泥炭である。採取地を図-1に、その原位置密度および物理・圧密特性を表-1に示す。なお圧密試験は各試料採取箇所の代表試料にて実施した。表より、一般の土と比較し、密度（湿潤密度・乾燥密度）が低く、その自然含水比 W_n 、強熱減量 Li が明らかに大きいこと、また極めて圧縮性が高い試料であることがわかる。なお地盤工学上の分類では、泥炭とは観察により有機物を多く含むもののうち未分解で繊維質なものを指すため、強熱減量が比較的小さい試料 B および試料 H を泥炭と判定するかどうか議論の余地はあるが、試料の観察の結果を踏まえ本報では泥炭として扱うこととする。

表-1 泥炭試料の物性値等

試料	採取地	湿潤密度 (g/cm ³)	乾燥密度 (g/cm ³)	自然含水比 (%)	強熱減量 (%)	圧密降伏応力 (kN/m ²)	圧縮指数
R-0	梨野舞納	0.973	0.090	982.9	93.6	13.6	9.503
R-1		0.964	0.092	947.5	94.1		
R-2		0.991	0.112	785.9	73.3		
R-3		0.982	0.117	740.1	83.7		
O-0	雄信内	0.992	0.088	1029.5	95.9	9.9	8.497
O-1		1.001	0.096	941.5	96.8		
O-2		1.015	0.103	882.5	91.1		
O-3		1.002	0.093	890.6	95.9		
E-0	江別太	0.993	0.128	677.0	88.7	22.7	6.686
E-1		0.923	0.112	724.9	97.3		
E-2		0.984	0.163	505.0	91.8		
E-3		0.950	0.118	707.0	96.9		
E-4		1.011	0.173	484.0	70.9		
E-5		0.991	0.124	701.1	94.4		
T-0	豊頃	1.102	0.324	240.5	40.3	48.2	2.965
T-1		1.045	0.241	334.4	56.1		
T-2		1.062	0.277	283.5	51.4		
T-3		1.057	0.253	317.4	49.2		
T-4		1.064	0.253	320.9	55.7		
B-0	晩翠	1.189	0.402	196.0	24.1	30.2	3.859
B-1		1.182	0.368	221.1	22.5		
B-2		1.242	0.455	173.1	18.8		
B-3		1.186	0.350	238.4	25.8		
B-4		1.190	0.388	206.4	22.9		
B-5		1.196	0.387	209.0	23.2		
H-0	東の里	1.238	0.432	168.1	15.0	37.9	1.794
H-1		1.292	0.515	150.9	11.8		
H-2		1.165	0.372	213.0	18.4		
H-3		1.236	0.488	153.5	12.7		
H-4		1.250	0.464	169.5	14.8		
H-5		1.226	0.444	175.9	15.0		

2. 2 試験方法

2.2.1 試験手順と試験条件

地震動を受けた土の性質を把握するための試験手法として、安田らが提案している手法³⁾を準用した。

まず、採取した泥炭試料の圧密試験結果を基に、正規圧密領域で異方圧密を行った。この際、静止土圧係数は既往の研究で得られた算定式⁴⁾から算出している。その後、非排水状態で一定振幅の繰返しせ

ん断応力を載荷周波数 0.1Hz で 20 波加える（この繰返しせん断過程はいわゆる液状化試験と同じ手法である）。表-2 に圧密応力と繰返しせん断応力比等を示す。ここで、与えた繰返しせん断応力が比較的大きい試料 E-1、T-2 と B-1 に関しては、繰返しせん断の過程でひずみが急増し、20 波与えることが出来ず、試料 E-1 では 4 波、T-2 では 12 波、B-1 では 9 波で繰返しせん断を打ち切っている。

表-2 試験条件等

試料	圧密		単調せん断	繰返しせん断
	軸方向 圧密応力 σ_{ac}' (kN/m ²)	側方向 圧密応力 σ_{rc}' (kN/m ²)	初期せん断 剛性率 G_{0i} (kPa)	せん断 応力比 σ_d/σ_{ac}'
R-0	30	7	1114	—
R-1			—	0.41
R-2			—	0.34
R-3			—	0.55
O-0			8.4	770
O-1		—		0.38
O-2		—		0.33
O-3		—		0.28
E-0		7.4		1068
E-1			—	0.73
E-2			—	0.59
E-3			—	0.38
E-4			—	0.26
E-5		—	0.49	
T-0		50	17.6	2357
T-1	—			0.3
T-2	—			0.53
T-3	—			0.6
T-4	—			0.43
B-0	50	19.5	2160	—
B-1			—	0.533
B-2			—	0.417
B-3			—	0.477
B-4			—	0.311
B-5	—	0.401		
H-0	40	17.1	2050	—
H-1			—	0.29
H-2			—	0.526
H-3			—	0.383
H-4			—	0.462
H-5	—	0.215		

その後、非排水状態を保持したままで、せん断ひずみ速度 10%/min で単調せん断を行う。この単調せん断時の応力-ひずみ関係を、地震動を想定した繰返しせん断を受けた土の応力-ひずみ関係と見なすものである。この応力-ひずみ関係において、 $\gamma=0.1\%$ 時、 1.0% 時、 5.0% 時の割線係数をそれぞれ繰返し載荷後のせん断剛性率として算出している。以降、本試験を繰返し載荷後単調載荷試験と称し、一連の載荷イメージを図-2に、また単調せん断（後述の単調ねじりせん断試験も含む）の割線係数の取り方を図-3に示す。なお繰返し載荷後単調載荷試験とは別に泥炭の変形特性を把握するために、せん断ひずみ速度 10%/min

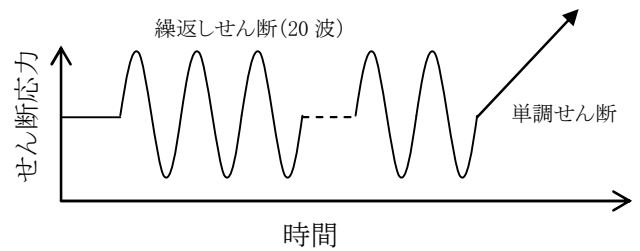


図-2 本試験の載荷イメージ

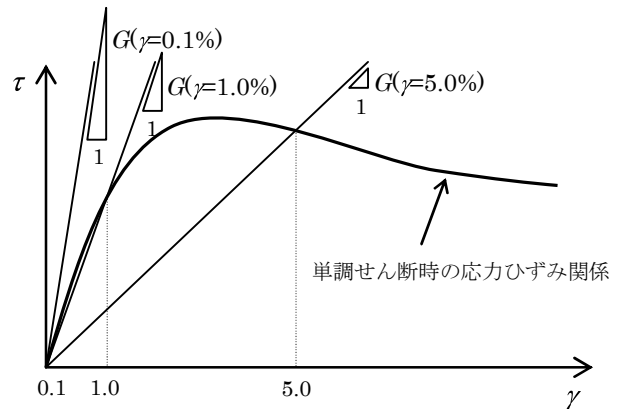


図-3 本試験におけるせん断剛性の取り方

で単調ねじりせん断試験を実施した。この試験により得られたせん断ひずみ $\gamma=0.1\%$ 時の割線係数を初期せん断剛性率 G_{0i} と評価し、繰返しせん断後の剛性と比較を行った。

2.2.2 中空ねじりせん断試験

本試験で使用した試験機は中空ねじりせん断試験機である。泥炭は植物繊維が水平に堆積した構造異方性が極めて強い土であり、供試体の 45° 面に荷重が作用する三軸試験を適用することへの疑問が指摘されていること⁹⁾を踏まえると、堆積面に平行に直接せん断力を作用させるねじりせん断試験が適していることが考えられる。

供試体の作製は、基本的に地盤工学会基準「土のねじりせん断試験用中空円筒供試体の作製・設置方法 (JGS 0550-2009)」に従った。まず、押し抜き器を用いて慎重にシンウォールチューブから試料を取り出し、ワイヤソーで適当な長さに切断した後、ワイヤソーとストレートエッジを使用して供試体側面を整形した。この際、根や茎などの繊維を切断することが困難な場合には、はさみとカッターナイフを用いた。次にモールドを取り付け、上下端面を丁寧に整形し、ドリルガイドを取り付け、ドリルで内孔を整形するための先行孔を空けた。先行孔にワイヤソーを通し、供試体内側

を少しずつ慎重にくり抜いたが、繊維を切る際にはさみやカッターナイフを併用した。最後に内孔をストレートエッジで整形した。使用した泥炭は、繊維質を含むものだったが、以上の手順を慎重かつ手早く行うことで所定の供試体を成形することができた。なお、供試体の寸法は、外径 70mm、内径 30mm、高さ 70mm とした。

供試体の設置では、圧密時間の短縮を図るため、供試体内孔面および外周面にろ紙 (0.5cm×8cm) を等間隔に各々 6 枚使用した。供試体の飽和に際しては、まず供試体内部の空気を二酸化炭素で置換した上で、脱気水を供試体に供給し、その後 100kN/m² の背圧を載荷した。ここで間隙圧係数 B 値が 0.95 以上であることを確認している。このように作製・設置された供試体に対して、異方圧密を行い、先述した繰返し載荷後単調載荷試験および単調ねじりせん断試験を行った。

3. 試験結果と考察

3.1 繰返しせん断を受けた泥炭の剛性変化

ここでは、繰返し載荷後単調載荷試験により得られた泥炭の剛性変化について述べる。

図-4 は、繰返し載荷後単調載荷試験で得られた剛性 (ひずみレベル $\gamma=0.1\%$ 、 1.0% 、 5.0% 時) を別途実施した単調せん断試験によって得られた初期せん断剛性率 G_{0i} で正規化した G/G_{0i} (以後、剛性低下率と称する) と繰返しせん断応力比 τ_d/σ_{ac} の関係である。この図より、いずれの試料においても繰返しせん断を受けることで剛性は低下する傾向が確認される。その低下は繰返しせん断応力比に依存する傾向にあり、剛性の算出対象となるひずみレベルが大きい時の剛性ほど G_{0i} と比較して低下率は大きい。また、自然含水比や強熱減量が比較的低い試料 B や試料 H は、他の試料と比較し、低下程度が大きいようである。

なお、繰返し載荷を受けた泥炭のせん断剛性を、どのひずみレベルにおける値で評価することが適切かは議論の余地がある。細粒分含有率が高い粘性土に関して、繰返し載荷後の剛性を $\gamma=1.0\%$ 時で評価する研究⁷⁾もあるが、泥炭に関しては、本報では結論に至っていない(そのため各試験結果においてひずみレベル $\gamma=0.1\%$ 、 1.0% 、 5.0% 時のせん断剛性の値を併記している)。今後、数値計算等により検討を進める予定である。

3.2 繰返し載荷時の過剰間隙水圧

先に述べたように、繰返し載荷後の単調載荷により得られた泥炭の剛性は低下する傾向にある。その要因として、繰返し載荷時に蓄積された過剰間隙水圧の影響

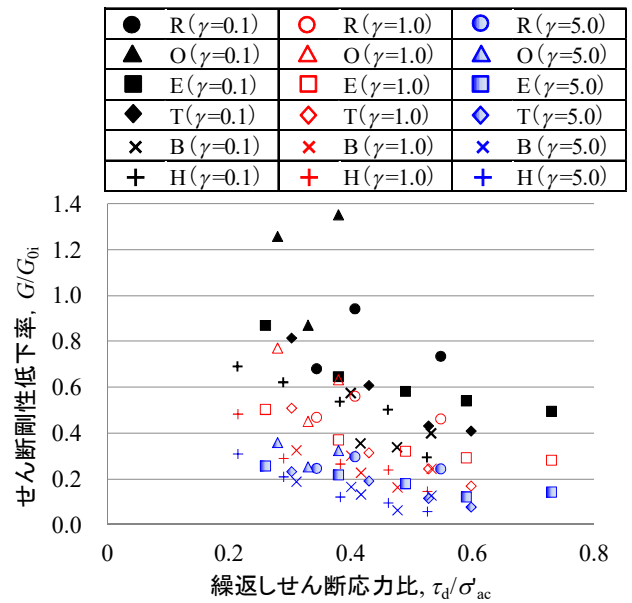


図-4 繰返しせん断によるせん断剛性の変化

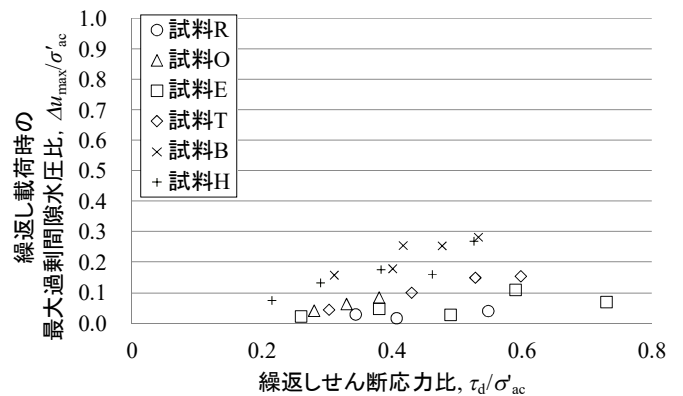


図-5 各試料における τ_d/σ_{ac} と $\Delta u_{max}/\sigma_{ac}$

響が考えられる。そこで繰返し載荷の過程で発生した最大の過剰間隙水圧 Δu_{max} を鉛直の有効拘束圧 σ_{ac} で正規化した過剰間隙水圧比 $\Delta u_{max}/\sigma_{ac}$ に着目し整理した。

図-5 は繰返しせん断応力比 τ_d/σ_{ac} と $\Delta u_{max}/\sigma_{ac}$ の関係である。図より、 τ_d/σ_{ac} の増加に従い $\Delta u_{max}/\sigma_{ac}$ も増加する傾向が見受けられる。しかし、その量は強熱減量が比較的小さい試料 B と試料 H では最大で $\Delta u_{max} = 0.3$ 程度、その他の泥炭では $\Delta u_{max} = 0.16$ 程度である。これらの結果から、泥炭の過剰間隙水圧の発生は極めて限定的であり、繰返し載荷を受けた泥炭の剛性低下は、繰返し載荷による過剰間隙水圧の発生に伴う有効応力の減少のみによらず、繰返し載荷時に何らかの構造変化が生じた可能性があることが示唆される。また、繰返し載荷時に発生する過剰間隙水圧比 0.95 が液状化の目安の 1 つであることを考えると^{6), 7)}、泥炭は液

状化を生じない材料であることが改めて示された。なお、詳細な試験結果は文献 8)、9)で述べられている。

4. 地震時自重変形解析の泥炭地盤上盛土への適用

4.1 検討の経緯

寒冷地である北海道に広く分布する泥炭地盤上には、相当な延長の道路盛土や堤防盛土が構築されている。過去、北海道で発生した大規模地震では、泥炭地盤上に構築された盛土に甚大な被害が生じている。中でも1993年釧路沖地震や2003年十勝沖地震では、地下水位以下の泥炭地盤にめり込んだ盛土が液状化して、写真-1のように被害が拡大したと推測された^{10)、11)}。

図-6に上記の被災メカニズムのイメージを示す。泥炭はいわゆる液状化しない地盤材料であるが、泥炭などの圧縮性の高い軟弱地盤上に盛土を構築した場合、時間経過に伴い軟弱地盤が相当量圧密沈下し、盛土が軟弱地盤にめり込んで軟弱地盤が凹状になる。この圧密沈下の過程で、盛土下部の密度低下や拘束力の低下が生じると考えられる¹²⁾。また、地下水位以下の軟弱地盤にめり込んだ一部の盛土が飽和した状態となるが、盛土が液状化しやすい砂質土等で構築されている場合、この領域が地震時に液状化してせん断強度を失い、大規模な変形が生じると考えられる。この現象は遠心力載荷模型実験により再現され¹³⁾、そのメカニズムは解明されつつある。

地震時の土構造物の変形量を算出する手法はいくつか提案されているが(ニューマーク法や動的解析等)、液状化に伴う盛土の変形を簡便かつ精度よく静的に算定する方法としては、液状化の発生による土層の剛性低下を仮定した上で土構造物の自重をそれに作用させ、その変形量を有限要素法により算定する方法(有限要素法を用いた自重変形解析法)が、「河川構造物の耐震性能照査指針・解説」で紹介されている。この解析手法は安田ら³⁾により提案されており、本解析手法を「液状化に伴う残留変形解析(Analysis for Liquefaction-induced Deformation)」、略してALIDと称していることから、本報においても以降、ALIDと記述する。ALIDは基礎地盤の液状化解析には実績があるものの、盛土の液状化解析にはその適用性は明確になっていない。

本報では、先述した被災メカニズムである、泥炭地盤上に構築された盛土の大規模地震による被災事例を対象に再現解析を行い、泥炭地盤にめり込んだ盛土の液状化に対してALIDが適用可能であるか検討した。

4.2 解析対象断面の概要

解析対象の盛土断面は、1993年釧路沖地震で被災した釧路川左岸 KP9.85 の堤防断面(以下、釧路川堤防)



写真-1 1993年釧路沖地震における河川堤防(十勝川統内築堤)の被災状況¹⁰⁾

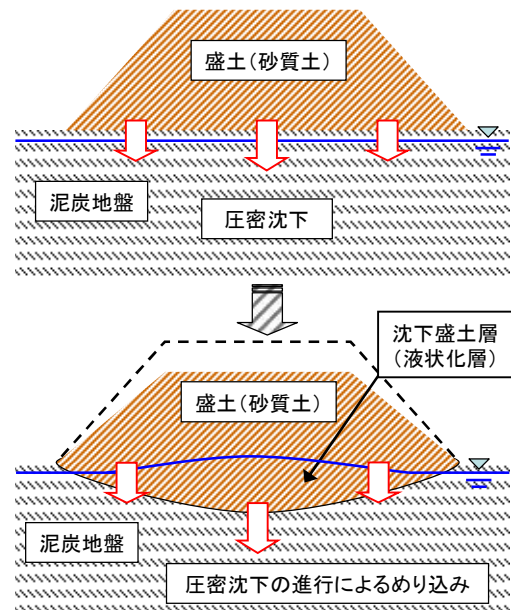


図-6 泥炭地盤上の盛土の液状化のイメージ

と、2003年十勝沖地震で被災した牛首別川左岸 KP4.0 の堤防断面(以下、牛首別川堤防)である。各地震の諸元を表-3に、被災後の各地質横断図を図-7に示す。

釧路川堤防は、その被災後の調査により次のことがわかっている。基礎地盤の表層には圧縮性の大きな泥炭(A_p)が分布し、盛土(B)はこの泥炭の沈下で基礎地盤に沈み込んでいる。泥炭の下位にはN値10~20程度の緩い砂層(A_s)が厚く堆積し、以深は粘性土と砂質土が互層を呈している。深度20mを過ぎても基盤層は確認されていない。盛土(B)は、火山灰質の砂を構成物とし、地下水位以下のN値が6以下である。地下水位はこの盛土内の高くに位置し、盛土底部では広い範囲に渡り飽和状態にあったものと考えられる。釧路川堤防の被災形態は、天端で最大1.9mの沈下・陥没が発生し、堤内側の法肩部に段差を伴う縦断亀裂が見られた。また、表法面は崩壊し、はらみだしが生じた。このような被害が生じた原因として、①地下水面以下となった堤体砂質

表-3 1993年釧路沖地震と2003年十勝沖地震の諸元

地震名	発生日時	最大震度	マグニチュード	震源地	震源の深さ
釧路沖地震	1993年1月15日	6	M7.5	釧路沖	101km
十勝沖地震	2003年9月26日	6	M8.0	十勝沖	45km

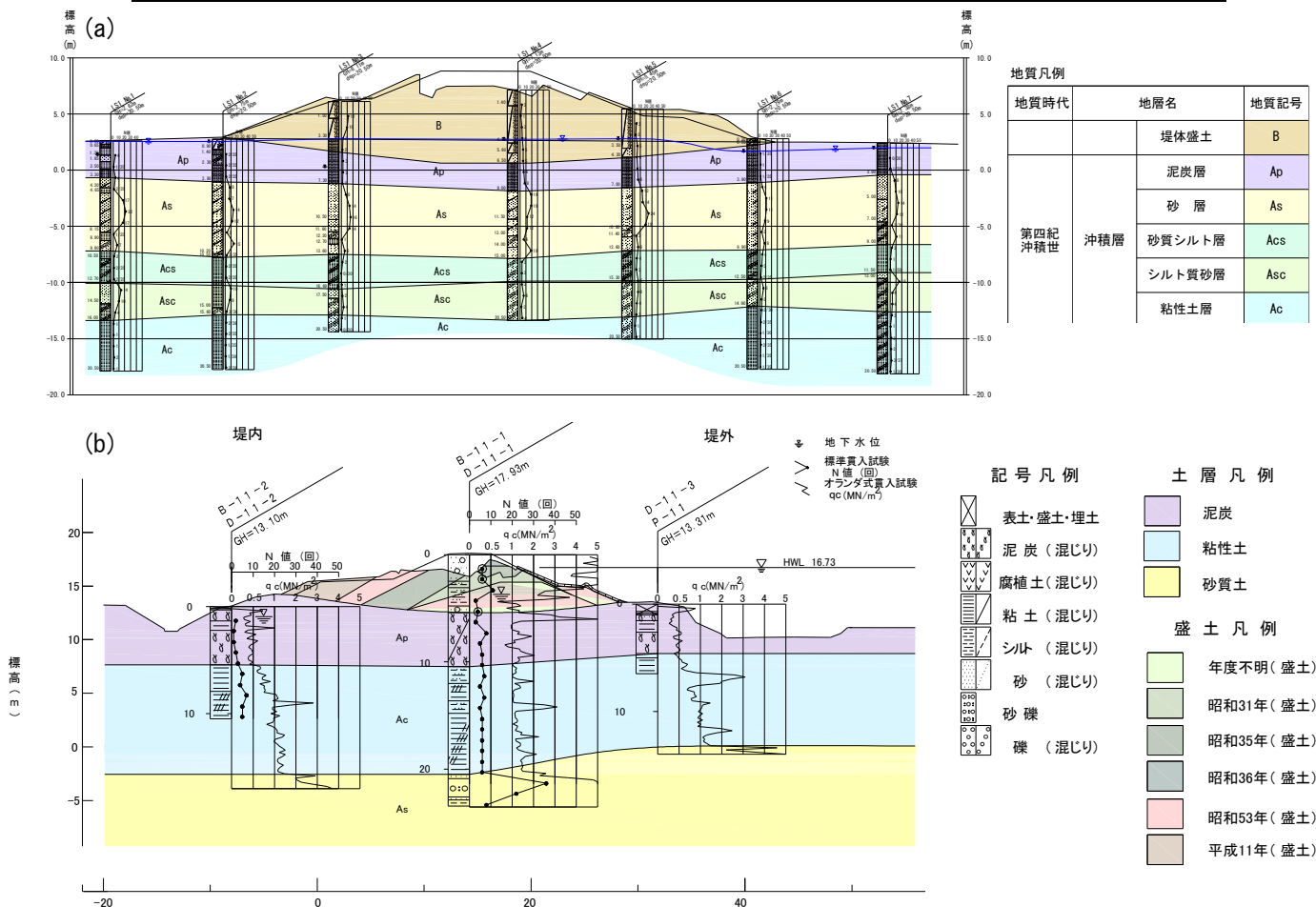


図-7 解析対象断面 (a) 釧路川堤防 (b) 牛首別川堤防

材料の液状化、②基礎地盤の砂層(As)の液状化、が考えられる。

牛首別川堤防に関しては、基礎地盤の上部には圧縮性の大きな泥炭(Ap)および軟弱粘性土(Ac)が厚く堆積し、盛土はこれらの土層の沈下で基礎地盤に沈み込んでいる。その下位は砂質土(As)が分布し、その N 値は 20~35 を示す。なお、盛土中央部で確認された盛土材は、築造年代の違いで、地下水位より上位は礫混じり砂、下位は礫混じり砂質シルトと礫混じり砂である。地下水位以下の盛土の N 値は 3 程度と非常に緩く、盛土底部の盛土材は飽和状態にある。

牛首別川堤防の被災形態は、盛土天端で最大 2m の沈下・陥没が発生し、裏法面は崩れ、水平変位が生じた。表法面には目立った変状は確認されていない。このような被災

害が生じた原因として、地下水面以下となった堤体砂質材料の液状化によるものと考えられる。

4.3 自重変形解析 (ALID)

4.3.1 ALID の概要

ALID は、液状化に伴う盛土の変形は基礎地盤の砂質土層が液状化による剛性低下に起因するものと仮定し、解析における外力は盛土荷重と各層の自重のみを考慮した静的な自重変形解析である。

液状化した土層の剛性低下は、剛性低下が生じていない地震前と、液状化が発生し土層の剛性が低下した時のせん断応力 τ ~ せん断ひずみ γ の関係で示される (図-8)。液状化した土層は、状態点 O 点~C 点までは液状化の発生により剛性が非常に小さい状態にあるが、C 点を越えて変形が進むと剛性が急激に回復するような挙動を示

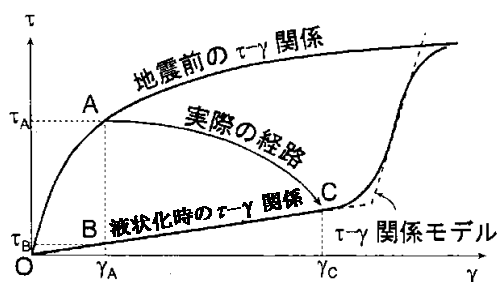


図-8 地震前と液状化時のせん断応力 τ ～せん断ひずみ γ 関係の模式図³⁾

す。この挙動はバイリニア型のせん断応力 τ ～せん断ひずみ γ の関係でモデル化される。

地震前の状態から液状化が発生するまでの土層の応力状態は、O点～A点までの応力の経路をたどる。次に、液状化が発生し、砂質土層の剛性が低下した状態の応力状態は、A点からC点へと移行する。地震により発生したせん断ひずみは $\gamma_A - \gamma_C$ であり、これが液状化時の剛性低下に伴う変形である。液状化層の剛性低下を考慮した解析では、A点→B点→C点の経路にしたがってこの過程を追跡して、変形量を算定することが可能になる。

4.3.2 液状化層の検討

先に述べた通り、ALIDでは液状化に伴う地盤の剛性低下に起因する変形を取り扱うため、対象断面の液状化層を明らかにする必要がある。ここで、「道路橋示方書・同解説 V耐震設計編¹⁴⁾」(以下、道示)に従って、検討対象断面の液状化判定を行う。

道示では、次の3つの条件全てに該当する土層に対し、液状化判定を行う必要があるものとしている。

- 1) 地下水位が地表面から10m以内にあり、かつ地表面から20m以内の深さに存在する飽和土層。
- 2) 細粒分含有率FCが35%以下の土層、またはFCが35%を超えても塑性指数 I_p が15以下の土層。
- 3) 50%粒径 D_{50} が10mm以下で、かつ10%粒径 D_{10} が1mm以下である土層。

釧路川堤防においては、上記3条件全てに該当する土層は、盛土(B)と砂層(As)であった(図-7(a)参照)。

牛首別川堤防においては、堤防の築堤年代によって盛土材料が異なっており、主な構成物は礫混じり砂、礫混じり砂質シルトであった。その中で地下水位以深にある盛土のうち、礫混じり砂は $FC < 35\%$ であり、液状化判定の対象土層であった。

液状化の判定に必要な水平震度は、牛首別川堤防

表-4 各解析断面の地表面加速度

解析断面	地震動タイプ	地表面加速度 (gal)
釧路川	タイプ I	300
牛首別川	タイプ I	544

に関しては、その被災地点(左岸 KP4.0)は直近の気象庁の震度観測点(豊頃町茂岩本町)から直線距離で1km程度であるため、観測記録(最大加速度543.8gal)から得た。一方、釧路川堤防の被災地点(左岸 KP9.85)は直近の気象庁の震度観測点(釧路市幣舞町)から直線距離で10km程度離れている。その観測点における最大加速度(919.3gal)を基に、一次元地震応答解析により被災地点の加速度を算出したところ294galであった。また、北海道開発局で設置している広里地震計(釧路川左岸 KP7.4、被災地点から直線距離で2km程度)における最大加速度が320galであったことも踏まえ、被災地点の最大加速度は300galとし水平震度を得た。表-4は各解析断面の地表面加速度を示す。

これらの水平震度や盛土等のN値を用いて行った道示による液状化判定の結果、釧路川堤防においては盛土(B)と砂層(As)ともに F_L (液状化に対する抵抗率)が1.0未満(盛土(B)で $F_L \approx 0.5$ 、砂層(As)で $F_L \approx 0.6$)となり、液状化する土層と判定された。

一方、折敷ら¹⁵⁾の報告では、基礎地盤の砂層では周辺の地下水位記録から、地震時に過剰間隙水圧の上昇が確認されたが、地震後に実施した開削調査の結果、泥炭層上面にはすべり面は確認されず、砂層の液状化は今回の被害には影響がなかったと結論付けている。このことは、砂層において地震時に過剰間隙水圧がある程度発生したものの、砂層のせん断強度は完全には消失していなかった可能性を示唆している。以上の知見を踏まえて、砂層(As)を非液状化層と仮定し、盛土(B)のみを液状化対象として試算した。

また、牛首別川堤防では盛土(礫混じり砂)の F_L が1.0未満($F_L \approx 0.3$)となり、液状化層と判定された。以降、地下水位以下の牛首別川堤防の盛土の一部を液状化層として扱うこととした。

4.3.3 解析条件等

解析断面の有限要素メッシュを図-9に示す。図-9(a)は釧路川堤防、同(b)は牛首別川堤防である。

モデルの鉛直方向は、現地盤面から深度20mまでを対象とし、モデル幅は天端中央から堤防敷幅の5倍程度とした。メッシュ分割は、盛土部とその直下の基礎地盤(液状化層)境界条件では大きな変形が想定され

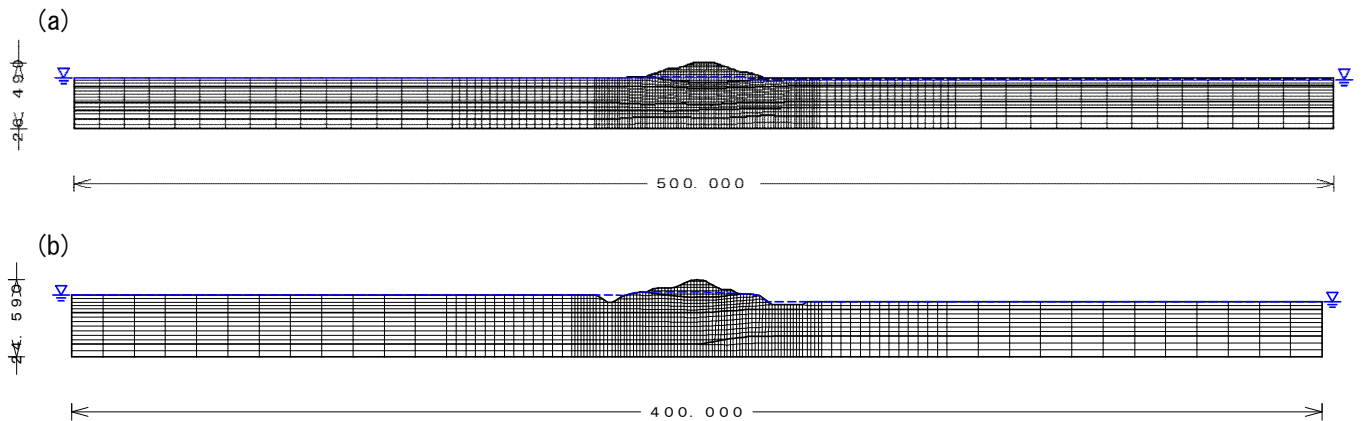


図-9 有限要素メッシュ (a) 釧路川堤防 (b) 牛首別川堤防

表-5 解析に使用した地盤パラメータ等一覧

(a) 釧路川堤防

土層記号	適用モデル	代表N値	単位体積重量 γ_t (kN/m ³)	せん断弾性係数 (kN/m ²)		ポアソン比 (地震前) ν	粘着力 c' (kN/m ²)	せん断抵抗角 ϕ' (度)	剛性低下率 G/G_0	圧縮指数 C_c	膨張指数 C_e	限界状態応力比 M	基準間隙比 e_0	過圧密比 OCR	静止土圧係数		繰返し三軸強度比 R_L	相対密度 D_r (%)
				地震前 G	液状化時 G_L										正規圧密 K_{DNC}	過圧密 K_{OOC}		
B	MC-DP (弾塑性体)	3	17.0	3295	要素毎に設定	0.27	0	38	-	-	-	-	-	-	0.38	-	0.18	53
Ap	カムクレイモデル (地震時:剛性低下)	-	11.3	72	盛土後のG	0.27	0	39	0.71 ~ 0.07	4.06	0.81	1.60	7.5	4.1	0.37	0.91	-	-
As	弾塑性体 (液状化時:剛性低下)	12	17.2	13338	要素毎に設定	0.26	0	41	-	-	-	-	-	-	0.35	-	0.24	71
Acs	弾塑性体	2	16.1	2100	$G=G_1$	0.33	0	30	-	-	-	-	-	-	0.50	-	-	-
Asc	弾塑性体	6	17.0	6238	$G=G_1$	0.35	0	28	-	-	-	-	-	-	0.53	-	-	-
Ac	弾塑性体	1	16.0	1050	$G=G_1$	0.33	0	30	-	-	-	-	-	-	0.50	-	-	-

※1 カムクレイモデルを適用した泥炭のGは、盛土載荷前の値である。
 ※2 地下水位以下の盛土(B)は液状化層として扱い、液状化時は剛性低下を考慮する。
 ※3 三軸試験を実施している盛土(B)およびAs層は試験値を、試験を行っていないAsc層はN値から推定したせん断抵抗角を用いた。
 ※4 As層の繰返し三軸強度比RLには試験値を用いることにしたが、B層の試験はN値が相対的に大きい箇所採取試料に対して行われたものであるため、N値からの推定値を用いることにした。
 ※5 黄色の着色部は今回再設定した値である。

(b) 牛首別川堤防

土層記号	適用モデル	代表N値	単位体積重量 γ_t (kN/m ³)	せん断弾性係数 (kN/m ²)		ポアソン比 (地震前) ν	粘着力 c' (kN/m ²)	せん断抵抗角 ϕ' (度)	剛性低下率 G/G_0	圧縮指数 C_c	膨張指数 C_e	限界状態応力比 M	基準間隙比 e_0	過圧密比 OCR	静止土圧係数		繰返し三軸強度比 R_L	相対密度 D_r (%)
				地震前 G	液状化時 G_L										正規圧密 K_{DNC}	過圧密 K_{OOC}		
B	MC-DP (弾塑性体)	6	19.0	6300	要素毎に設定	0.33	0	30	-	-	-	-	-	-	0.50	-	0.19	57
Ap	カムクレイモデル (弾塑性体)	-	11.0	110	盛土後のG	0.28	0	37	後述	2.84	0.57	1.52	6.2	1.0	0.39	0.39	-	-
Ac	弾塑性体	6	17.0	6300	$G=G_1$	0.33	0	30	-	-	-	-	-	-	0.50	-	-	-
As	弾塑性体	29	19.0	31256	$G=G_1$	0.30	0	35	-	-	-	-	-	-	0.43	-	-	-

※1 カムクレイモデルを適用した泥炭(Ap)のGは、盛土載荷前の値である。
 ※2 地下水位以下の盛土(B)は液状化層として扱い、液状化時は剛性低下を考慮する。
 ※3 圧密試験データがないため、泥炭(Ap)は正規圧密状態にあるものと仮定した。
 ※4 黄色の着色部は今回再設定した値である。

る領域のため、鉛直方向および水平方向ともに 1m 程度の細かなメッシュ分割とした。上記の領域以外の盛土から離れた範囲や、液状化層以深の土層に関しては盛土部およびその直下の基礎地盤よりも粗いメッシュ分割とした。水平方向の分割幅は両法尻から盛土高の 2 倍程度離れた範囲までは幅 1m で分割し、それより外側では盛土天端中央から盛土敷き幅の 2 倍の範囲は幅 3m、それより外側は幅 10m で分割した。境界条件は左右側面では水平方向固定で鉛直方向自由、モデル

底面は水平・鉛直方向ともに固定とした。

4.3.4 地盤パラメータ

解析に用いた地盤パラメータ等を表-5 に示す。表-5 (a) は釧路川堤防、同 (b) は牛首別川堤防である。

各土層に適用した構成モデルは、液状化層(沈下盛土)には弾塑性モデルを用い、液状化時には液状化に対する液状化抵抗率 R_L および繰返し三軸強度比 R_L に応じてせん断剛性を低下させた。液状化対象層によりも上位に堆積する非液状化層は弾塑性モデルを適用し、液状化時

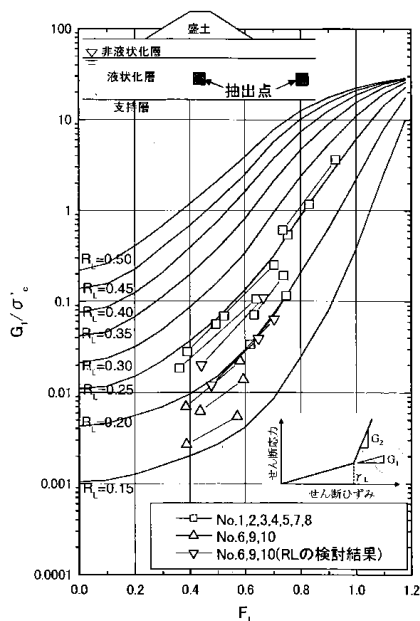


図-10 F_L が 0.8 より小さい範囲のせん断剛性比と F_L 、 R_L の関係 (豊田ら¹⁸⁾)

には過度な引張応力が生じないようにした。泥炭は盛土施工時の圧密、せん断挙動を表現するために修正カムクレイモデルを使用した。表中の注記にもあるが、基本的に試験を行った土質パラメータは試験値を用い、試験を実施していない土質パラメータは、既往の一般値や推定値等を使用した^{14)・16)・17)}。

図-10 は液状化層における剛性低下を、液状化に対する抵抗率 F_L および繰返し三軸強度比 R_L の関係で整理したものである¹⁸⁾。ALID においてはこの関係をもって液状化層の各要素の剛性を自動的に算出している。

本検討では液状化に関する最新の知見¹⁹⁾を考慮して、①繰返し三軸強度比、②相対密度 D_r 、③液状化層のせん断弾性の拘束圧補正、④地震動を考慮した泥炭のせん断剛性、について別途、条件設定を変えた解析モデルとした。

(1) 繰返し三軸強度比 R_L

繰返し三軸強度比 R_L を既往の評価式で算出した場合、細粒分が液状化対象層に多く含有したとしても、液状化抵抗率を過小評価する傾向があった。これらを解決するために土木研究所では新たな算定式¹⁹⁾を提案した。新たな算定式は以下の(1)~(4)式である。

$$R_L = \begin{cases} 0.0882\sqrt{(0.85N_a + 2.1)/1.7} & (N_a < 14) \\ 0.0882\sqrt{N_a/1.7 + 1.6 \times 10^{-6} \times (N_a - 14)^{4.5}} & (14 \leq N_a) \end{cases} \quad (1)$$

<礫質土以外の場合>

$$N_a = C_{FC}(N_1 + 2.47) - 2.47 \quad (2)$$

$$N_1 = 170N / (\sigma'_v + 70) \quad (3)$$

$$C_{FC} = \begin{cases} 1 & (0\% \leq FC < 10\%) \\ (FC + 20)/30 & (10\% \leq FC < 40\%) \\ (FC - 16)/12 & (40\% \leq FC) \end{cases} \quad (4)$$

ここに、

R_L : 繰返し三軸強度比

N : 標準貫入試験から得られる N 値

N_1 : 有効上載圧 100kN/m^2 相当に換算した N 値

N_a : 粒度の影響を考慮した補正 N 値

C_{FC} : 細粒分含有率による N 値の補正係数

FC : 細粒分含有率 (%) (粒径 $75\mu\text{m}$ 以下の土粒子の通過質量百分率)

ただし、釧路川の繰返し三軸強度比 R_L は、既存資料と同様に繰返し非排水三軸圧縮試験の試験値を用いることにした。

(2) 相対密度 D_r

液状化層に発生した過剰間隙水圧が地震後に消散することにより生じる体積圧縮に伴う変位量は、相対密度 D_r と液状化に対する抵抗率 F_L より、図-11 を用いて体積ひずみ ε_v を求め、 ε_v に液状化層の層厚を乗じて算出する。

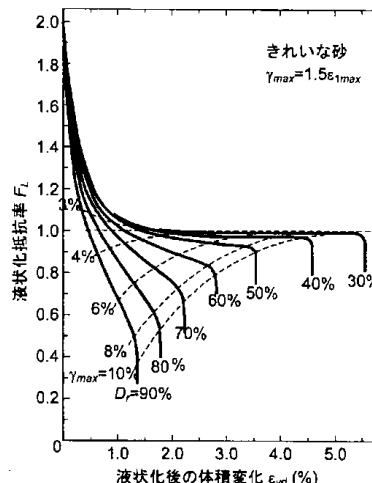


図-11 液状化時の体積ひずみ ε_v と F_L の関係²⁰⁾

D_r は現地盤 N 値 N_0 と拘束圧 σ'_v (kN/m^2) および細粒分による補正 N 値増分 ΔN_f から、下記の(5)式を用いて求めた¹⁹⁾。

$$D_{r,0} = 21 \sqrt{\frac{N_0}{0.7 + \sigma'_v/98} + \frac{\Delta N_f}{1.7}} \quad (5)$$

ここで、 ΔN_f は表-6より算出した。

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

(3) 液状化層のせん断弾性の拘束圧補正

堤防の耐震性能照査で用いる液状化層のせん断剛性は、前述の通り、液状化抵抗率 FL 及び液状化強度比 RL と拘束圧で正規化したせん断剛性の関係(図-10)から設定するのが一般的である。

東日本大震災では液状化判定上の液状化層のうち、浅い液状化層のみが被災に影響し、深い液状化層は寄与していないと推測される箇所が多く存在した¹⁹⁾。その結果、従来の解析では深い液状化層も変形に寄与するために、実測の沈下量に比べて過大な沈下量となっている解析事例が多く見られた。このような深い液状化層の変形を抑制するために導入されたのが、拘束圧補正である。

拘束圧補正は安田・稲垣の式²⁰⁾から求めたせん断剛性に、(6)式で得られた値に補正係数 c_{cp} を乗じて算出する。

$$c_{cp} = \begin{cases} 1 & (\sigma_v' < \sigma_{v0}') \\ \left(\frac{\sigma_v'}{\sigma_{v0}'} \right)^n & (\sigma_v' \geq \sigma_{v0}') \end{cases} \quad (6)$$

ここに、

c_{cp} : 微小抵抗領域のせん断剛性に乘じる拘束圧による補正係数

σ_v' : 鉛直有効応力

σ_{v0}' : パラメータ (基準鉛直有効応力)

n : パラメータ

ALIDの解析結果は σ_{v0}' と n の2つパラメータの組合せによって、得られる沈下量は大きく変わる。被災事例(1993北海道南西沖地震や1995年兵庫県南部地震、2011年東北地方太平洋沖地震などの27事例)の実測沈下量と再現解析(図-12)による沈下量を比較した時に、バラツキができるだけ小さくかつ、再現解析による沈下量が概ね実測沈下量以上となるような組合せの1つが $\sigma_{v0}'=75\text{kN/m}^2$ 、 $n=2.0$ であった²¹⁾。

拘束圧による補正は、深い液状化層が実際には液状

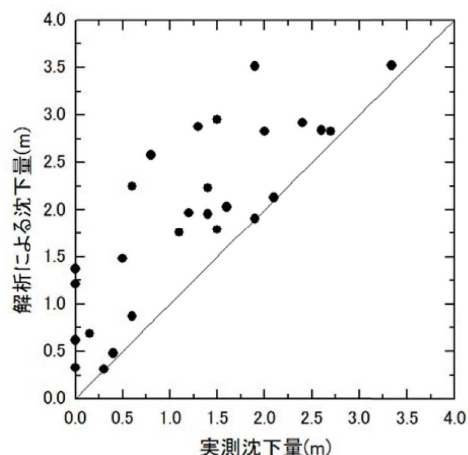


図-12 被災事例の実測沈下量と解析による沈下量(拘束圧補正: $\sigma_{v0}' = 75\text{kN/m}^2$ と $n=2.0$)

化しにくい、あるいは堤防の沈下に寄与しにくいことを静的照査法(有限要素法による自重変形解析)において考慮するために便宜的に導入したものである。

(4) 地震動を考慮した泥炭のせん断剛性

図-13は、図-4で示した一連の試験結果を基に、使用した各泥炭供試体の基本物性値と剛性低下率 G/G_{0i} の関係で再整理したもので、(a)、(b)、(c)は自然含水比 W_n と剛性低下率の関係、(d)、(e)、(f)は強熱減量 L_i と剛性低下率の関係である。また、地震動を想定して要素試験時に与えた繰返しせん断応力比 τ_d/σ_{ac}' が、(a)、(d)は $\tau_d/\sigma_{ac}' \doteq 0.30$ 、(b)、(e)は $\tau_d/\sigma_{ac}' \doteq 0.40$ 、(c)、(f)は $\tau_d/\sigma_{ac}' \doteq 0.55$ 、と分類している。

本研究では、山木ら²²⁾が提案した下記の(7)、(8)式を用いてALID解析を実施した。下記の式は、含水比 W_n と強熱減量 L_i を使用して泥炭のせん断剛性低下率 G/G_{0i} を求めるものである。

$$G/G_{0i} = A \times W_n + B \quad (7)$$

$$G/G_{0i} = C \times L_i + D \quad (8)$$

A、B、C、Dは、図-13の各近似直線(①~⑧)の切片と傾きで表現したものであり、表-7の定数より設定する。なお、各近似直線は、図-13の各グラフにおいて数字の若い順に、ひずみレベル $\gamma=0.1\%$ 、 1.0% 、 5.0% 時の剛性率(各要素試験の単調載荷時の各ひずみレベルにおける割線係数で図-3を参照のこと)から得ている(例えば図-13(b)では、④が $\gamma=0.1\%$ 、⑤が $\gamma=1.0\%$ 、⑥が $\gamma=5.0\%$ 時の剛性率)。

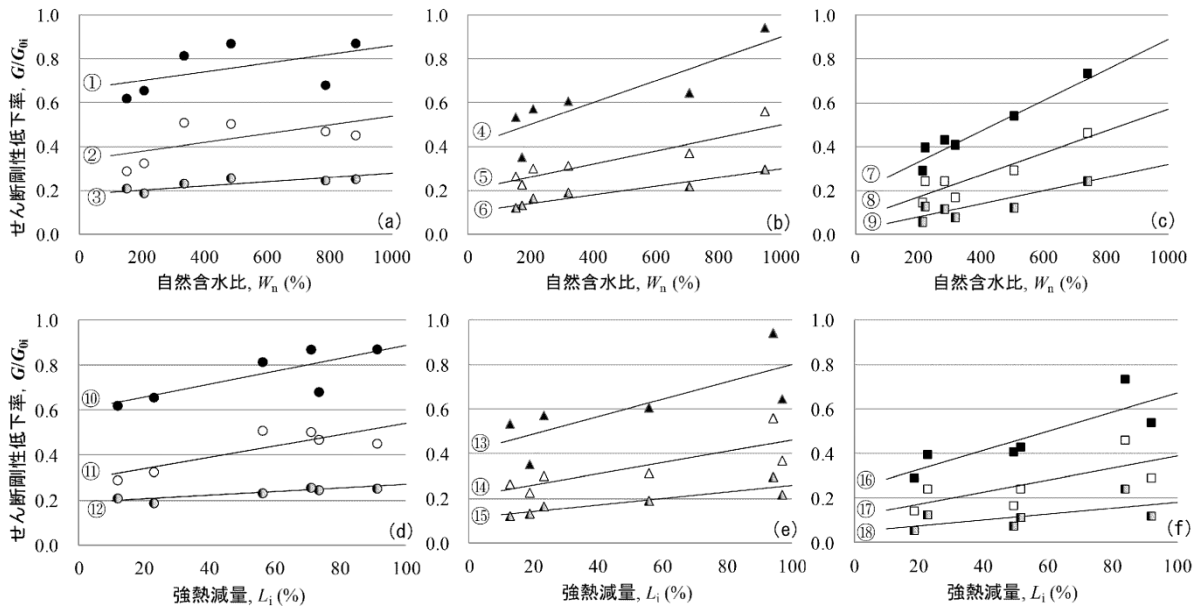


図-13 泥炭の自然含水比 W_n および強熱減量 L_i とせん断剛性低下率 G/G_{0i} の関係

(a)、(d) : $\tau_d/\sigma'_{ac} \cong 0.30$ のケース

(b)、(e) : $\tau_d/\sigma'_{ac} \cong 0.40$ のケース

(c)、(f) : $\tau_d/\sigma'_{ac} \cong 0.55$ のケース

〔 ①、④、⑦、⑩、⑬、⑯ : $\gamma=0.1\%$ 時 ②、⑤、⑧、⑪、⑭、⑰ : $\gamma=1.0\%$ 時 ③、⑥、⑨、⑫、⑮、⑱ : $\gamma=5.0\%$ 時
の割線係数 (図-3 参照) から得た結果 (剛性低下率 G/G_{0i}) の近似直線 〕

表-7 式(7)および(8)に与えられる定数 A, B, C, D

		①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧	⑨
式(7) (自然含水比 W_n)	A	0.0002	0.0002	0.0001	0.0005	0.0003	0.0002	0.0007	0.0005	0.0003
	B	0.66	0.34	0.18	0.40	0.20	0.10	0.19	0.07	0.02
		⑩	⑪	⑫	⑬	⑭	⑮	⑯	⑰	⑱
式(8) (強熱減量 L_i)	C	0.0029	0.0025	0.0008	0.0039	0.0025	0.0008	0.0043	0.0027	0.0013
	D	0.60	0.29	0.19	0.41	0.21	0.11	0.24	0.12	0.05

これらの泥炭の剛性低下率の算出式は、ALID 解析を実施する際に泥炭の剛性低下を表現する上で非常に重要であるが、実際の変形挙動を精緻に再現する上で適切な繰返しせん断応力比とひずみレベルの関係が明確ではない。したがって、ALID を用いた際の有用な泥炭の剛性低下率を評価するために、被災した堤防盛土直下と堤防周辺地盤で得られた泥炭の含水比および強熱減量 (牛首別川は含水比のみ) を使用した。2 種類の含水比を検討項目とした理由は荷重履歴の有無による含水比が解析結果に与える影響を把握するためである。なお、強熱減量は履歴の有無に影響を及ぼさないと仮定して試験箇所での平均値とした。3 段階の繰返しせん断応力比 (τ_d/σ'_{ac}) におけるひずみレベル $\gamma=0.1\%$ 、 1.0% 、 5.0% のすべてを組合せた泥炭の剛性低下率

G/G_0 によるパラメトリックスタディを実施した。

4.4 結果と考察

4.4.1 釧路川堤防

表-8~表-10 は 1993 年釧路沖地震後の現地調査で得られた含水比および強熱減量 (図-14) を式(7)、式(8)により、図-13 および表-8 に従って得られた泥炭の剛性低下率の一覧である。

表-8 泥炭の剛性低下率一覧: 含水比 (周辺地盤)

τ_d/σ'_{ac}	歪みレベル (%)		
	0.1	1.0	5.0
0.30	0.73	0.41	0.22
0.40	0.58	0.31	0.17
0.55	0.44	0.25	0.13

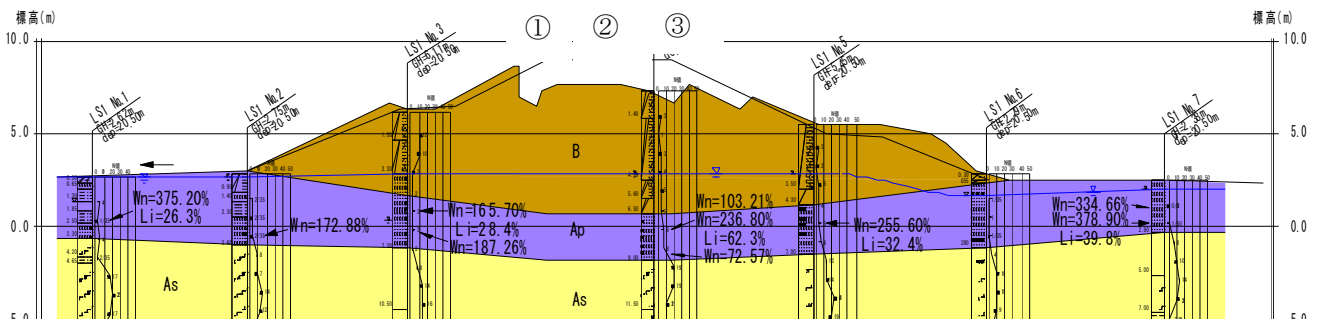


図-14 釧路川堤防の自然含水比 W_n と強熱減量 L_i の分布

表-9 泥炭の剛性低下率一覧：含水比（盛土直下）

τ_d / σ'_{ac}	歪みレベル (%)		
	0.1	1.0	5.0
0.30	0.69	0.37	0.20
0.40	0.49	0.25	0.13
0.55	0.31	0.16	0.07

表-10 泥炭の剛性低下率一覧：強熱減量

τ_d / σ'_{ac}	歪みレベル (%)		
	0.1	1.0	5.0
0.30	0.71	0.38	0.22
0.40	0.56	0.30	0.14
0.55	0.40	0.22	0.10

表-11 実施検討ケースと泥炭のせん断剛性低下率

実施ケース	剛性低下率	備考
1	0.73	含水比(素地部平均)による最大
2	0.36	含水比(素地部平均)による平均
3	0.13	含水比(素地部平均)による最小
4	0.69	含水比(盛土直下平均)による最大
5	0.30	含水比(盛土直下平均)による平均
6	0.07	含水比(盛土直下平均)による最小
7	0.71	強熱減量による最大
8	0.34	強熱減量による平均
9	0.10	強熱減量による最小

表-12 パラメトリックスタディによる盛土天端沈下量一覧（単位：cm）

ケース	変位量s(cm)				剛性低下率 G/G_0
	天端左	天端中央	天端右	平均	
	①	②	③		
ケース1	-45	-69	-50	-55	0.73
ケース2	-78	-99	-74	-84	0.36
ケース3	-126	-152	-119	-132	0.13
ケース4	-52	-70	-50	-57	0.69
ケース5	-81	-108	-78	-89	0.30
ケース6	-158	-186	-168	-171	0.07
ケース7	-48	-70	-53	-57	0.71
ケース8	-75	-101	-76	-84	0.34
ケース9	-138	-165	-140	-148	0.10
実測	-155	-132	-217	-168	-

表-8~表-10 をみると、繰返しせん断応力比 (τ/σ_{ac}) が大きくなる、あるいはひずみレベル (γ) が大きくなるに従って、剛性低下率 (G/G_0) は小さくなっていることがわかる。一方で、各ひずみレベルと繰返しせん断応力比の剛性低下率は部分的に同じ値を示している。このため、ALID で検討すべき泥炭の剛性低下率は、その大小がどの程度解析結果に影響を及ぼすかを把握するために、盛土周辺地盤の含水比(平均値)で得られたせん断剛性率の最大値、最小値および平均値、盛土直下の含水比(平均値)で得られたせん断剛性率の最大値、最小値および平均値、強熱減量の最大値、最小値、平均値の合計9ケースとした(表-11)。

表-12は上記の泥炭の剛性低下率を考慮して得られた堤防盛土の天端沈下量の一覧であり、釧路沖地震後に得られた実測の沈下量も併記している。得られた解析結果をみると、実測の盛土沈下量とを整合している

ケースは存在しない。このため、解析で得られる盛土沈下量は各照査位置(図-14 ①、②、③)で評価するのではなく、各照査位置の沈下量の平均値を用いて解析の再現性を評価する事にした。

ケース1~9のうち、盛土沈下量が実測に近かったものは盛土直下の含水比を使用し、ひずみレベル $\gamma=5\%$ と繰返しせん断応力比 $\tau/\sigma_{ac}=0.55$ の組み合わせにより剛性低下率 ($G/G_0=0.07$) を求めたケース6で、次にケース6と同じひずみレベルと繰返しせん断応力比の組合せで強熱減量を使用したケース9 ($G/G_0=0.10$) であった。これらより、盛土法尻および小段の変形照査はこれらを対象に実施した。

表-13は盛土天端沈下量のほかに左右法尻および小段の水平変位量を示している。標記の- (マイナス) 表示は水平方向では図上を左側へ変形することを示し、鉛直方向では同じく上側へ変形することを表している。

表-13 盛土法尻および小段変形量 (cm) 一覧

ケース	剛性低下率 G/G_0	変位量s (cm)							
		左法尻		左小段		右小段		右法尻	
		水平	鉛直	水平	鉛直	水平	鉛直	水平	鉛直
ケース6	0.07	-207	47	-223	-19	226	-19	198	60
ケース9	0.10	-162	36	-190	-14	184	-13	142	45
実測	-	1	0	-68	28			132	7

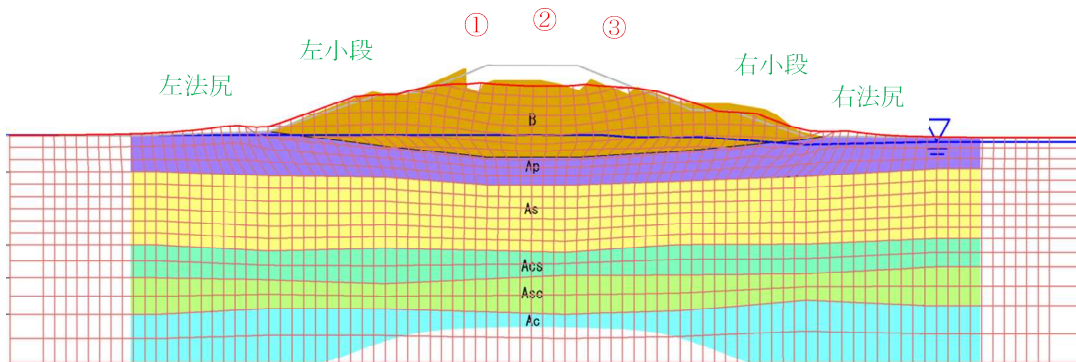


図-15 解析結果断面図 (ケース6)

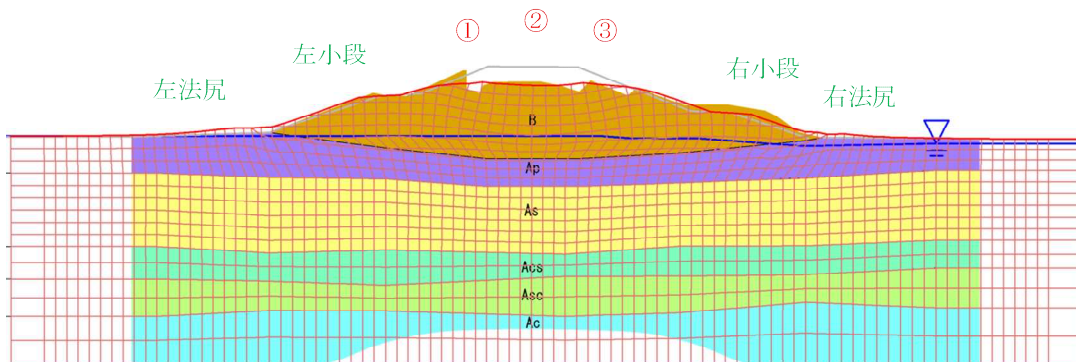


図-16 解析結果断面図 (ケース9)

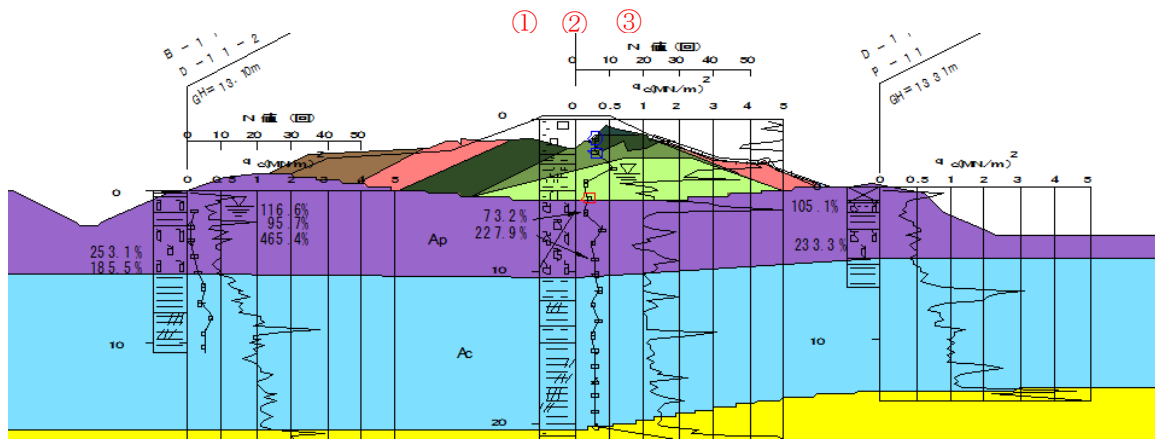


図-17 牛首別川堤防の自然含水比 w_h の分布

表-14 泥炭の剛性低下率一覧：含水比（周辺地盤）

τ_d / σ'_{ac}	歪みレベル (%)		
	0.1	1.0	5.0
0.30	0.70	0.38	0.20
0.40	0.50	0.26	0.14
0.55	0.34	0.17	0.08

表-15 泥炭の剛性低下率一覧：含水比（盛土直下）

τ_d / σ'_{ac}	歪みレベル (%)		
	0.1	1.0	5.0
0.30	0.69	0.37	0.20
0.40	0.48	0.25	0.13
0.55	0.30	0.15	0.07

表-16 実施検討ケースと泥炭の剛性低下率

実施 case	剛性低下率	備考
1	0.70	含水比(素地部平均)による最大
2	0.31	含水比(素地部平均)による平均
3	0.08	含水比(素地部平均)による最小
4	0.69	含水比(盛土直下平均)による最大
5	0.29	含水比(盛土直下平均)による平均
6	0.07	含水比(盛土直下平均)による最小

表-17 パラメトリックスタディによる盛土天端沈下量一覧（単位：cm）

ケース	変位量 s (cm)				剛性低下率 G/G ₀
	天端左	天端中央	天端右	平均	
	①	②	③		
ケース1	-127	-124	-84	-112	0.70
ケース2	-146	-146	-106	-133	0.31
ケース3	-240	-249	-199	-229	0.08
ケース4	-128	-124	-84	-112	0.69
ケース5	-156	-159	-113	-143	0.29
ケース6	-251	-262	-215	-243	0.07
実測	-160	-218	-59	-146	-

左法尻と左小段の解析値は実測値よりも大きく水平方向に変形する結果が得られた。また、右法尻も水平変形および沈下ともに解析値が実測値を上回る傾向にあった（図-15、図-16）。これらの理由として、泥炭

の剛性低下率は盛土直下および周辺地盤ともに同じ値を採用しているため、盛土の応力が作用していない盛土周辺部の泥炭では、盛土直下より剛性低下率が低い（値が大きい）可能性がある。これは、実測の地表面

表-18 盛土法尻および小段変形量 (cm) 一覧

ケース	剛性低下率 G/G_0	変位量 s (cm)							
		左法尻		左小段		右小段		右法尻	
		水平	鉛直	水平	鉛直	水平	鉛直	水平	鉛直
ケース2	0.31	-64	-6	-66	-21	177	-5	86	-22
ケース5	0.29	-71	-7	-73	-23	182	-6	90	-21
実測	-	-126	6	-122	3			8	0

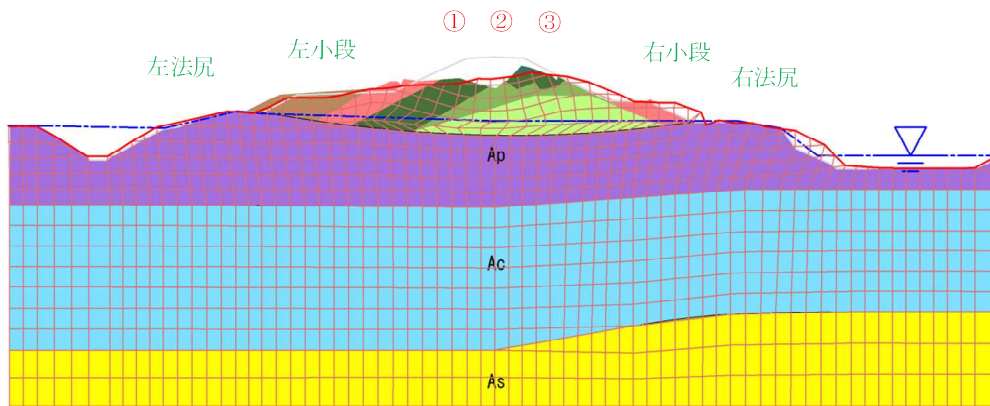


図-18 解析結果断面図 (ケース 2)

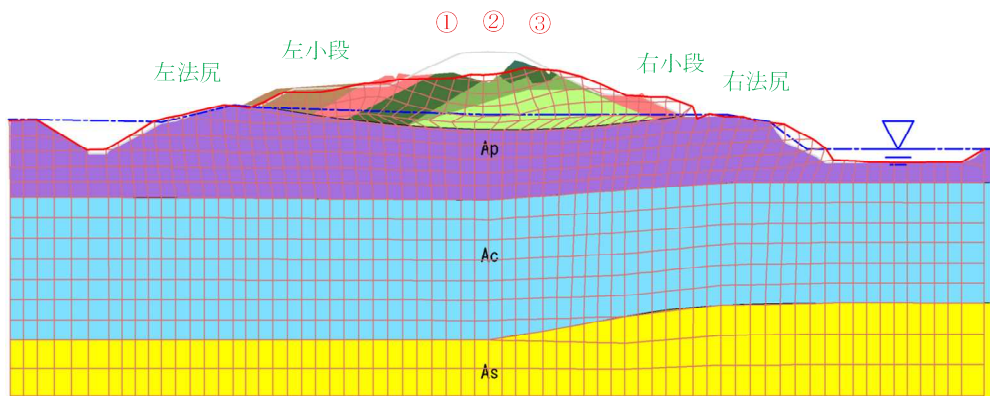


図-19 解析結果断面図 (ケース 5)

加速度から逆算して繰返しせん断応力比 $L(=\tau_a/\sigma'_{ac})$ を算出した結果、盛土直下 (図-7 a) _LS1 No.4) の泥炭層厚中央部と盛土周面部の泥炭層中央部 (図-7 a) _LS1 No.7) では、盛土周面部の $L(=0.81)$ は泥炭層厚中央部の $L(=0.40)$ の 2 倍の大きさであったためである。このような状況を加味した解析精度に関しては今後の課題としたい。

4.4.2 牛首別川堤防

表-14、表-15 は 2003 年十勝沖地震後の現地調査で得られた含水比 (図-17) を用いて、釧路川堤防と同様、式(7)、式(8)に従って得られた泥炭の剛性低下率の一覧である。

表-14、表-15 をみると、釧路川堤防と同様に繰返しせん断応力比 (τ_a/σ'_{ac}) が大きくなる、あるいはひずみレベル (γ) が大きくなるに従って、剛性低下率 (G/G_0) は小さくなっている。各ひずみレベルと繰返しせん断応力比の組み合わせをみると剛性低下率は部分的に重複しているため、解析で検討すべき泥炭の剛性低下率は、盛土周辺地盤の含水比 (平均値) で得られた剛性低下率の最大値、最小値および平均値、盛土直下の含水比 (平均値) で得られた剛性低下率の最大値、最小値および平均値の合計 6 ケースとした (表-16)。表-17 は上記の泥炭の剛性低下率を考慮して得られた堤防盛土の天端沈下量の一覧であり、十勝沖地

震後に得られた実測の沈下量も併記している。得られた解析結果をみると、実測の盛土沈下量と整合しているケースは存在しない。これは、釧路川堤防と同様に泥炭の剛性低下率は一律な値で設定しているが、現実的には盛土天端や盛土法肩直下の泥炭に作用している応力が異なることのほか、堤防盛土の材料や施工時期が場所ごとで異なることも泥炭に作用する応力が異なる要因と考えられる。このため、解析で得られる盛土沈下量は釧路川堤防と同様、各照査位置(図-17 ①、②、③)で評価するのではなく、各照査位置の平均値を用いて解析の再現性を評価することにした。

ケース1~6のうち、盛土沈下量が近かったものは、盛土直下の含水比を使用して得られた剛性低下率($G/G_0=0.29$)の平均値であるケース5(ひずみレベル $\gamma=1\%$ と繰返しせん断応力比 $\tau_d/\sigma'_{ac}=0.40$ とひずみレベル $\gamma=0.1\%$ と繰返しせん断応力比 $\tau_d/\sigma'_{ac}=0.55$ の組み合わせに相当)で、次に周辺地盤の含水比で算出された剛性低下率($G/G_0=0.31$)のケース2($\gamma=0.1\%$ と繰返しせん断応力比 $\tau_d/\sigma'_{ac}=0.55$ の組み合わせ相当)であった。これらより、盛土法尻および小段の変形照査はこれらを対象に実施した。

表-18は盛土天端沈下量のほかに左右法尻および小段の水平変位量を示している。標記の- (マイナス)表示は水平方向では図上を左側へ変形することを示し、鉛直報告では同じく上側へ変形していることを表している。左法尻と左小段の解析値は釧路川堤防とは逆に、実測値よりも小さく水平方向に変形する結果が得られた。ただし、右法尻の水平変位は解析値が実測値を上回っており、小段および法尻のはらみ出しが顕著である(図-18、図-19)。これは、盛土右側の法尻に掘り込み(クリーク)があるために、解析モデル上、この周辺にひずみが集中したに実測値よりも解析が大きくなったことが推測されるほか、実測の地表面加速度から逆算して繰返しせん断応力比 $L(=\tau_d/\sigma'_{ac})$ を算出した結果、盛土直下(図-7b)_B-11-1)の泥炭層厚中央部と盛土周面部の泥炭層中央部(図-7a)_B-11-2)では、盛土周辺部の $L(=0.78)$ は泥炭層厚中央部の $L(=5.85)$ と盛土周辺部の L の7倍以上の大きさであったことによるものと考えられる。このような状況を加味した解析精度に関しては今後の課題としたい。

4.5 釧路川堤防の再検討

4.5.1 地盤パラメータの設定

先述の4.4.1のパラメトリックスタディは泥炭の剛性低下率を一律に設定する検討であった。本節では解析精度を上げることを目的に、盛土直下と素地盤の泥

炭の物理特性(剛性低下率)を分離して検討した。

解析条件は図-9の有限要素メッシュ(釧路川堤防)を用いており、表-5に示す解析に使用した地盤パラメータのうち、盛土直下と素地盤の泥炭(A_p)の剛性低下率をパラメトリックに変化させた(表-19)。

盛土直下と素地盤の泥炭の剛性低下率は式(7)、式(8)を用いて、それぞれの含水比の平均値より算出した。強熱減量は上載荷重の有無に依存しないため、盛土直下と素地盤を分離せずに全箇所を代表値として使用した。

本節の検討では、釧路沖地震で泥炭層に作用したと推定される実測の水平震度300gal(前述の4.3.2参照)から下記の式を用いて地震時せん断応力比を設定した。

$$L = \gamma_d k_{hgL} \sigma_v / \sigma'_v \quad (9)$$

$$\gamma_d = 1.0 - 0.015x \quad (10)$$

$$k_{hgL} = c_z k_{hgL0} \quad (11)$$

$$\sigma_v = \{\gamma_{t1} h_w + \gamma_{t2}(x - h_w)\} \quad (12)$$

$$\sigma'_v = \{\gamma_{t1} h_w + \gamma'_{t2}(x - h_w)\} \quad (13)$$

ここに、

L :地震時(繰返し)せん断応力比

γ_d :地震時せん断応力比の深さ方向の低減係数

k_{hgL} :液状化の判定に用いる地盤面の水平震度

c_z :地域別補正係数で、河川構造物の耐震性能照査指針・解説 II.堤防編の規定²⁵⁾により求める

前項より算出された繰返しせん断応力比を用いて、ひずみレベル以外の条件を固定した。表-20と表-21は繰返しせん断応力比と含水比、強熱減量から算出した剛性低下率である。繰返しせん断応力比は素地盤において0.81と算出されたが、本検討における剛性低下率を算出する際の τ_d/σ'_{ac} は0.55が最大値なため(図-13)、素地盤の剛性低下率は $\tau_d/\sigma'_{ac}=0.55$ と設定することとした。

表-19 解析パラメーター一覧：釧路川

土層記号	適用モデル	代表N値	単位体積重量 γ_t (kN/m ³)	せん断弾性係数(kN/m ²)		ポアソン比 (地震前) ν	粘着力 c' (kN/m ²)	せん断抵抗角 ϕ' (度)	剛性低下率 G/G_0	圧縮指数 C_c	膨張指数 C_s	限界状態 応力比M	基準 間隙比 e_0	過圧密比 OCR	静止土圧係数		繰返し三軸 強度比 R_L	相対 密度 D_r (%)
				地震前 G	液状化時 G _l										正規圧密 K _{0nc}	過圧密 K _{0oc}		
B	MC-DP (弾塑性体)	3	17.0	3295	要素毎に設定	0.27	0	38	-	-	-	-	-	-	0.38	-	0.18	53
Ap	カムクレイモデル (地震時:剛性低下)	-	11.3	72	盛土後のG	0.27	0	39	後述	4.06	0.81	1.60	7.5	4.1	0.37	0.91	-	-
As	弾塑性体 (液状化時:剛性低下)	12	17.2	13338	要素毎に設定	0.26	0	41	-	-	-	-	-	-	0.35	-	0.24	71
AcS	弾塑性体	2	16.1	2100	G=G ₁	0.33	0	30	-	-	-	-	-	-	0.50	-	-	-
Asc	弾塑性体	6	17.0	6238	G=G ₁	0.35	0	28	-	-	-	-	-	-	0.53	-	-	-
Ac	弾塑性体	1	16.0	1050	G=G ₁	0.33	0	30	-	-	-	-	-	-	0.50	-	-	-

※1 カムクレイモデルを適用した泥炭のGは、盛土載荷前の値である。
 ※2 地下水位以下の盛土(B)は液状化層として扱い、液状化時は剛性低下を考慮する。
 ※3 三軸試験を実施している盛土(B)およびAs層は試験値を、試験を行っていないAsc層はN値から推定したせん断抵抗角を用いた。
 ※4 As層の繰返し三軸強度比RLには試験値を用いることにしたが、B層の試験はN値が相対的に大きい箇所採取試料に対して行われたものであるため、N値からの推定値を用いることにした。
 ※5 黄色の着色部のH29業務で再設定した値である。

k_{hgLo} : 液状化の判定に用いる地盤面の水平震度の標準値で、河川構造物の耐震性能照査指針・解説 II.堤防編の規定²³⁾により求める

σ_v : 全上載圧 (kN/m²)

σ'_v : 有効上載圧(kN/m²)

x : 地表面からの深さ(m)

γ_{t1} : 地下水位面より浅い位置での土の単位体積重量(kN/m³)

γ_{t2} : 地下水位面より深い位置での土の単位体積重量(kN/m³)

γ'_{t2} : 地下水位面より深い位置での土の有効単位体積重量(kN/m³)

h_w : 地下水位の深さ(m)

表-20 含水比による泥炭の剛性低下率

	τ_d / σ'_{ac}	ひずみレベル (%)		
		0.1	1.0	5.0
素地	0.81→0.55	0.403	0.222	0.099
盛土	0.40	0.557	0.305	0.140

表-21 強熱減量による泥炭の剛性低下率

	τ_d / σ'_{ac}	ひずみレベル (%)		
		0.1	1.0	5.0
素地	0.81→0.55	0.444	0.251	0.129
盛土	0.40	0.485	0.251	0.134

以上より、盛土直下部のひずみレベルに応じて素地部の剛性低下率を変動させるが、素地部のひずみレベルは盛土直下より大きくならないことを前提とし、ひずみレベルが低下しないパターンも加えて、含水比、強熱減量のそれぞれ検討ケースを設定した(表-22、表-23)。

表-22 検討ケースとせん断剛性低下率(含水比)

実施ケース	剛性低下率		備考
	盛土直下	素地	
1	0.557	低下無し	盛土直下のひずみレベル 0.1%
2		0.403	
3	0.305	低下無し	盛土直下のひずみレベル 1.0%
4		0.403	
5		0.222	
6	0.140	低下無し	盛土直下のひずみレベル 5.0%
7		0.403	
8		0.222	
9		0.099	

表-23 検討ケースとせん断剛性低下率(強熱減量)

実施ケース	剛性低下率		備考
	盛土直下	素地	
1	0.485	低下無し	盛土直下のひずみレベル 0.1%
2		0.444	
3	0.251	低下無し	盛土直下のひずみレベル 1.0%
4		0.444	
5		0.251	
6	0.134	低下無し	盛土直下のひずみレベル 5.0%
7		0.444	
8		0.251	
9		0.134	

4.5.2 解析結果と考察

解析結果は前回(4.4.1)の検討内容と比較しながら取りまとめた。

泥炭の剛性低下率を推定する式において必要な項目は、①物理パラメータ(含水比および強熱減量)、②繰返しせん断応力比、③ひずみレベルの3要素である。

前節の検討では物理試験結果を利用し、泥炭層に含水比および強熱減量の代表値を一様に与えた。繰返しせん断応力比、ひずみレベルは推定式で考え得る全ての組み合わせを用いて、剛性低下率を算出し

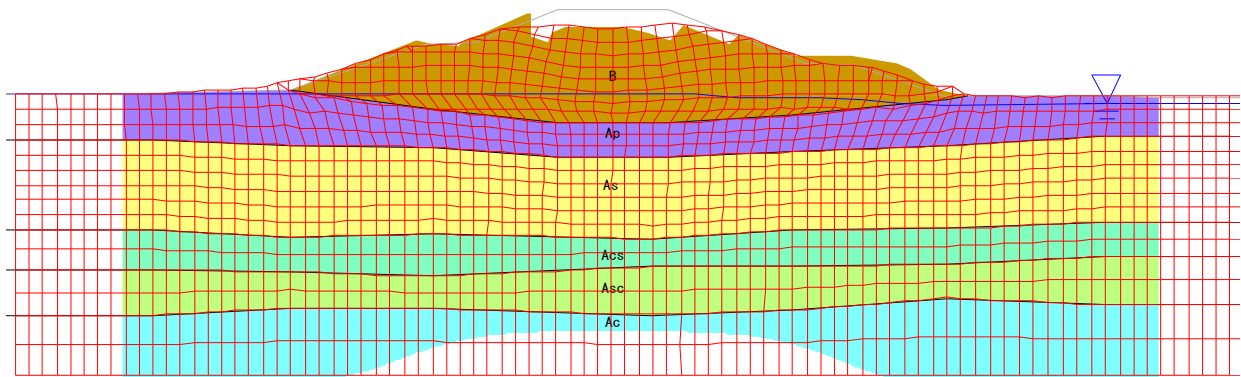


図-20 解析結果断面図ケース9（含水比）

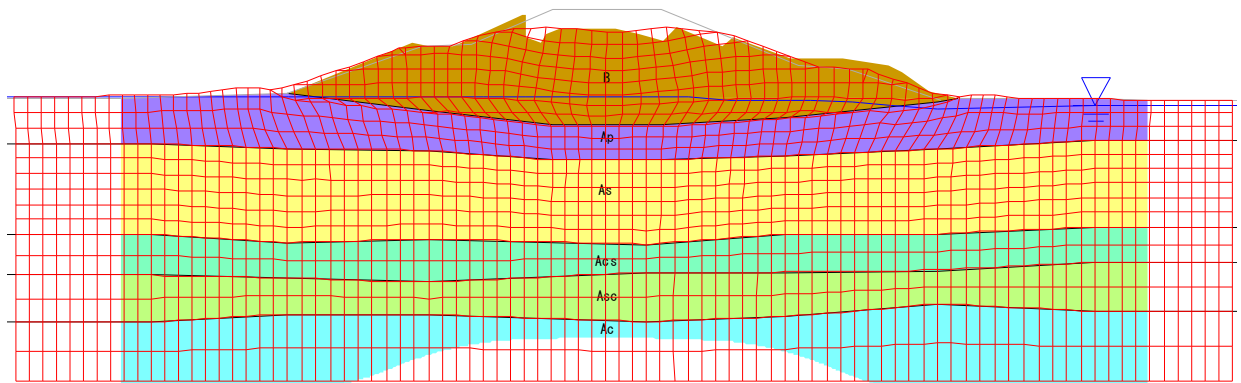


図-21 解析結果断面図ケース9（強熱減量）

た。解析ケースは、含水比および強熱減量から求められる剛性低下率の最大値、最小値、平均値をそれぞれ設定して検討した。

本節の解析では、含水比および強熱減量は盛土直下と素地部で分けて設定し、繰返しせん断応力比は釧路川堤防（検討箇所）近傍で得られた地表面の水平震度（300gal）を利用して盛土直下と素地部で分けて設定した。上記の①～③の3要素のうち、ひずみレベルのみをパラメトリックに変化（ $\gamma=0.1\%$ 、 1.0% 、 5.0% ）させて泥炭の剛性低下率を設定した。

前節および本節の検討結果において、液状化時には盛土の法尻が側方へ広がり、盛土天端中央では折れ曲がるように沈下し、盛土法尻ですべるような挙動を示す結果となった。盛土直下に分布する泥炭層の剛性が低下するほど、その挙動は大きくなる。

盛土天端の沈下量に着目した前回の検討では、解析結果は実際の変位量に近似させることは出来たが、盛土法尻や小段の変形に着目すると変形モードは再現出来ていなかった（図-20、図-21）。

前節と本節の検討結果（表-24、表-25）に関して盛土天端の沈下量に着目すると、解析精度が上がったとは言えないが、盛土直下と素地盤の含水比および強熱減量から得られたひずみレベルは、いずれも $\gamma=5\%$ で算出したせん断剛性低下率を用いた変形量が実測値に近い結果であった。

しかしながら、解析で得られた盛土天端量は前回のそれ（表-12）と比較して精度は向上していない。したがって、盛土沈下量の解析精度は盛土直下および周辺地盤の有効上載厚を考慮した繰返しせん断応力比ではなく、泥炭のひずみレベル、すなわち、剛性低下率の大小に依存することがわかった。

4.5.3 泥炭の剛性低下率をパラメータとした再整理

ここでは、釧路川堤防に関する既往の解析結果から、泥炭の剛性低下率 G/G_{0i} に着目し、盛土の沈下量との関係で再整理する。基本的な諸条件は、先の4.5.1、4.5.2を踏襲している。

ここで整理した解析ケースと G/G_{0i} を表-26に示す。これら G/G_{0i} は、実際に実験によって得られた値の範囲

表-24 盛土天端沈下量一覧（含水比）

実験ケース	変位量s (cm)				剛性低下率	
	天端左	天端中央	天端右	平均	盛土直下	素地
	①	②	③			
ケース1	-70	-88	-67	-75	0.49	1.00
ケース2	-60	-84	-62	-69	0.49	0.44
ケース3	-97	-122	-92	-104	0.25	1.00
ケース4	-84	-109	-82	-92	0.25	0.44
ケース5	-90	-117	-91	-99	0.25	0.25
ケース6	-123	-149	-119	-130	0.13	1.00
ケース7	-115	-140	-108	-121	0.13	0.44
ケース8	-121	-147	-112	-127	0.13	0.25
ケース9	-124	-151	-120	-132	0.13	0.13
H29 ケース6	-158	-186	-168	-171	0.07	0.07
実測	-155	-132	-217	-168	-	-

表-25 盛土天端沈下量一覧（強熱減量）

実験ケース	変位量s (cm)				剛性低下率	
	天端左	天端中央	天端右	平均	盛土直下	素地
	①	②	③			
ケース1	-64	-84	-63	-70	0.56	1.00
ケース2	-56	-75	-57	-63	0.56	0.40
ケース3	-88	-110	-81	-93	0.31	1.00
ケース4	-78	-102	-76	-85	0.31	0.40
ケース5	-85	-107	-80	-91	0.31	0.22
ケース6	-122	-149	-116	-129	0.14	1.00
ケース7	-112	-141	-108	-120	0.14	0.40
ケース8	-118	-147	-115	-127	0.14	0.22
ケース9	-121	-150	-121	-131	0.14	0.10
H29 ケース9	-138	-165	-148	-150	0.10	0.10
実測	-155	-132	-217	-168	-	-

であり、例えば $G/G_{0i}=0.73$ は、水平震度0.15程度を想定したせん断応力比 $\gamma_d/\gamma_{ac}' (=0.30)$ を繰返し受けた後の単調載荷により得られた割線係数（せん断ひずみ $\gamma=0.1\%$ 時） G から得て、 $G/G_{0i}=0.07$ は、水平震度0.30程度を想定したせん断応力比 $\tau_d/\sigma_{ac}' (=0.55)$ を繰返し受けた後の単調載荷により得られた割線係数（せん断ひずみ $\gamma=5\%$ 時） G から得ている。なお $G/G_{0i}=0.99$ のケースは、盛土沈下量と剛性低下率の関係について補完するために今年度追加で実施したものである。全てのケースについて泥炭の剛性低下率 G/G_{0i} は、地震時の泥炭層（Ap）に一樣に設定している。

各ケースについて解析により得られた地震による盛土変状メッシュを図-22に、盛土天端の左端（図-22(a)の①）、中央（図-22(a)の②）、右端（図-22(a)の③）における各ケースの沈下量をグラフ化したものを図-23に示す。

これらの結果より、地震時に泥炭地盤の剛性を低下させることで盛土の沈下量が増大していく傾向が確認され、沈下量が泥炭の剛性低下率に依存していること

表-26 実施した解析ケース

実施ケース	泥炭の剛性低下率 G/G_{0i}
Case1	0.99
Case2	0.73
Case3	0.69
Case4	0.36
Case5	0.13
Case6	0.07

があらためてわかる。沈下量のみに着目すると、Case6の結果が実測に近く、地震時の泥炭地盤の剛性変化を考慮することで、当該盛土の沈下量を概ね表現することができた。

その他、いずれの解析ケースも地震後の天端の形状は下に凸となり、天端中央の沈下量が最も大きい。これは地下水位以下の盛土厚が盛土中央部直下で一番厚い（液状化層厚が一番厚い）ため、自然な傾向と言えるが、実際の被災後の盛土沈下傾向はそうになっていない。

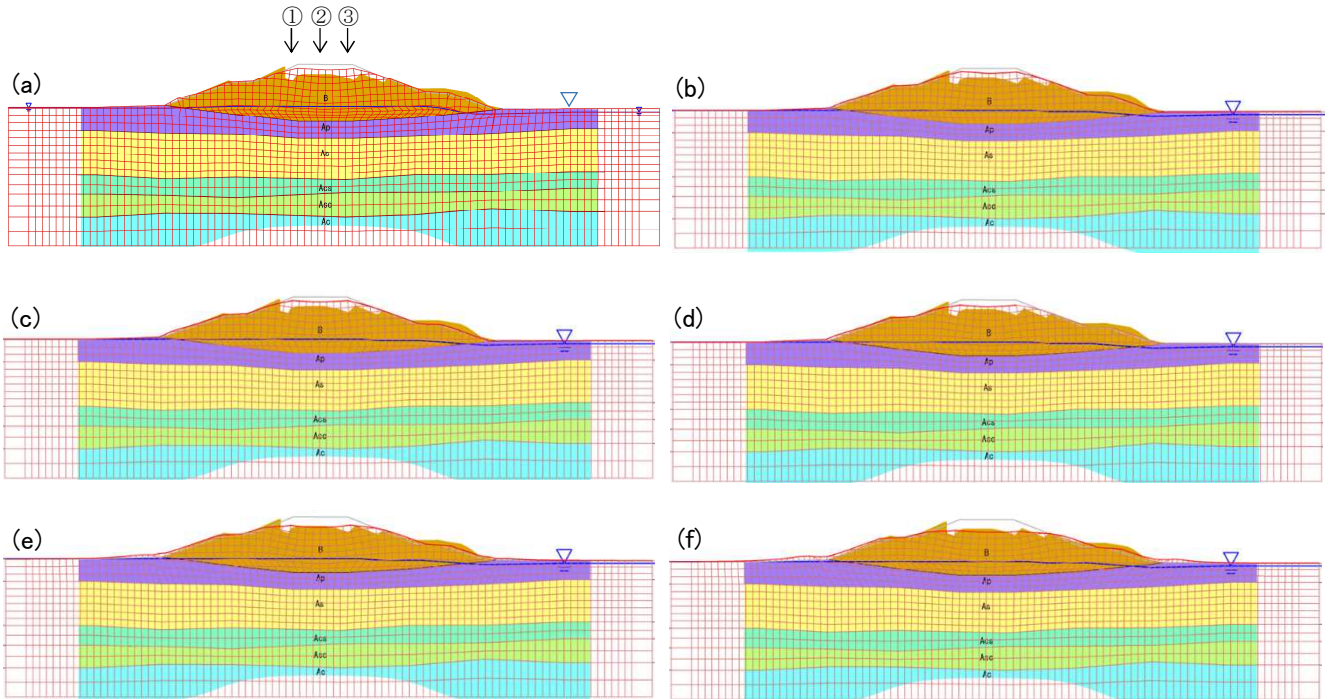


図-22 剛性低下率 G/G_{0i} を変化させた解析結果

(a)Case1、(b)Case2、(c)Case3、(d)Case4、(e)Case5、(f)Case6

図-24に、各ケースの①、②、③の箇所における最大変位量 S_{max} と最小変位量 S_{min} の比 S_{max}/S_{min} と剛性低下率 G/G_{0i} の関係を示す。剛性低下率が低下するに従い、 S_{max}/S_{min} は小さくなる傾向が見受けられ、盛土天端の下に凸の傾向は緩和される。これは泥炭の剛性を低下させることで、側方変位が増大し、それに伴い相対的に法肩の沈下量が増大したためと考えられる。実測値の S_{max}/S_{min} は法肩の局所的な陥没箇所の値を拾っているため1.64と大きな値となり、数値的にはCase6の結果から遠いが、図-22を概観し地震後の形状を比較すると、泥炭の剛性を低下させることで、泥炭地盤上盛土の被災形態の様相により近づく結果が得られた。

今回行った解析では、剛性低下率が0.07の場合が実測値に近い結果が得られた。この剛性低下率の値は、既往の実験で得られた泥炭の剛性の推定式²²⁾において、含水比 $w_n=167\%$ (当該盛土直下の含水比)、繰返しせん断応力比 $\tau_d/\sigma_{ac}'=0.55$ (水平震度0.3程度に相当²³⁾)、せん断ひずみ $\gamma=5\%$ 時の割線係数(せん断剛性 G)を用いた場合に相当する。地震時の泥炭の剛性をどのひずみレベルで評価するか、今後応答解析等で明らかにしていくが、本解析結果からは、300gal程度の地震動の場合、せん断ひずみ $\gamma=5\%$ 時とすることが妥当なようである。

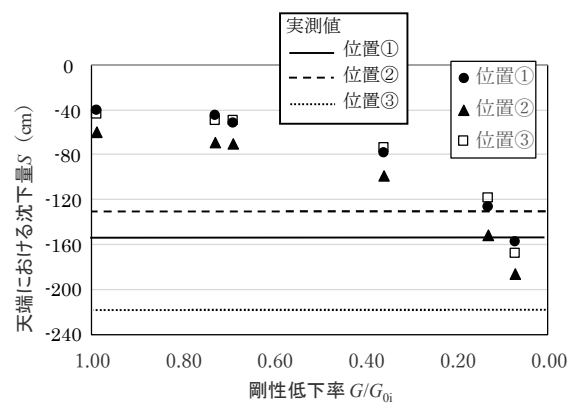


図-23 剛性低下率 G/G_{0i} と天端沈下量 S の関係

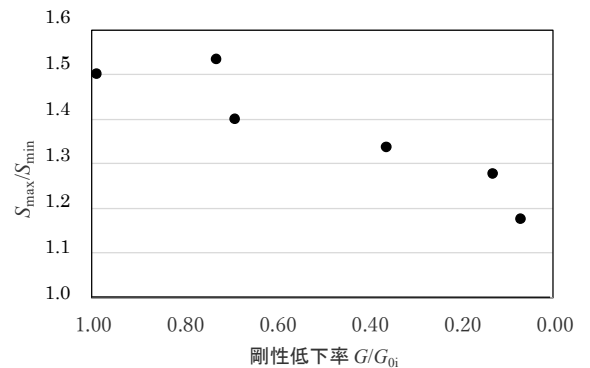


図-24 剛性低下率 G/G_{0i} と S_{max}/S_{min} の関係

5. まとめと今後の課題

繰返しせん断を受けた泥炭のせん断剛性の変化に着目し、一連の中空ねじりせん断試験を行うとともに、泥炭の剛性変化を考慮した「液状化に伴う残留変形解析 (ALID)」による解析モデルが、地下水位以下の泥炭地盤に沈埋した河川堤防盛土の液状化による崩壊事象を再現することが可能か検証した。得られた主たる結論は以下の通りである。

【中空ねじりせん断試験】

- ・液状化が生じない泥炭においても、繰返しせん断を受けることでせん断剛性は低下する傾向にあることが示された。
- ・繰返し载荷を受けた泥炭に生じる過剰間隙水圧は限定的といえる。
- ・繰返し载荷を受けた泥炭の剛性低下は、繰返し载荷による過剰間隙水圧の発生に伴う有効応力の減少のみでは説明できず、繰返し载荷時に何らかの構造変化が生じた可能性がある。

【ALID】

- ・本検討では、地震動を考慮した泥炭のせん断剛性低下率を考慮して ALID を実施した。
- ・ALID による盛土天端の沈下量は盛土中央、盛土法肩の平均値ではあるが、実測値に近い解析結果を得ることができた。
- ・ただし、上記の解析結果において、泥炭のせん断剛性低下率（ひずみレベル、繰返しせん断応力）は釧路川堤防と牛首別川堤防で異なった。
- ・また、盛土の法尻や小段に着目すると、これらの位置で得られた ALID の変形量は盛土天端のそれと比較して実測値に対し精度が低かった。
- ・被災した釧路川堤防周辺で得られた水平震度を用いた繰返しせん断応力比、ならびに、盛土直下と素地盤の含水比（強熱減量）及び有効上載厚を考慮した各ひずみレベルの泥炭のせん断剛性低下率を用いたパラメトリックスタディを実施した。
- ・上記のパラメトリックスタディの結果、盛土沈下量の解析精度は盛土直下および周辺地盤の有効上載厚を考慮した繰返しせん断応力比ではなく、泥炭のひずみレベル、すなわち、剛性低下率の大小に依存することがわかった。
- ・釧路川堤防に関する一連の解析結果において、剛性低下率に着目した整理を行ったところ、剛性低下率 $G/G_{0i}=0.07$ の結果が実測値と近い値となった

現在、ALID において、泥炭層はカムクレイモデルを使用している。今後、現場での使用性も考慮し、よ

り単純化したモデルでの解析を試みる。

参考文献

- 1) 北海道開発局開発土木研究所：1993 年釧路沖地震被害調査報告、開発土木研究所報告、第 100 号、pp.13-32、1993
- 2) 独立行政法人北海道開発土木研究所：北海道開発土木研究所月報 特集号（平成 15 年 十勝沖地震被害調査報告）、2003
- 3) 安田進、吉田望、安達健司、規矩大義、五瀬伸吾、増田民夫：液状化に伴う流動の簡易評価法、土木学会論文集 No.638/III-49、pp.71-89、1999
- 4) Hirochika Hyashi, Nobutaka Yamazoe, Toshiyuki Mitachi, Hiroyuki Tanaka, Satoshi Nishimoto : Coefficient of earth pressure at rest for normally and overconsolidated peat ground in Hokkaido area, *Soils and Foundations*, Vol.52, No.2, pp.299-311, 2012
- 5) 能登繁幸、熊谷守晃：泥炭の動的変形特性に関する実験的研究、土木試験月報、No.393、pp.12-21、1986
- 6) 安田進、稲垣太浩、長尾和之、山田眞一、石川敬祐：液状化を含む繰返し軟化時における種々の土の変形特性、第 40 回地盤工学研究発表会、pp.525-526、2005
- 7) 公益社団法人地盤工学会：地盤材料試験の方法と解説、pp.730-749、2009
- 8) 山木正彦、山梨高裕、林宏親：繰返しせん断を受けた泥炭のせん断剛性の変化、地盤工学会北海道支部第 54 号、pp.1-6、2014
- 9) 山木正彦、山梨高裕、林宏親：繰返しせん断を受けた泥炭の剛性変化に関する考察、地盤工学会北海道支部第 55 号、pp.279-284、2015
- 10) 北海道開発局開発土木研究所：1993 年釧路沖地震被害調査報告、開発土木研究所報告、第 100 号、pp.13-32、1993
- 11) 地盤工学会：2003 年十勝沖地震地盤災害調査報告書、pp.49-69、2004
- 12) Okamura, S. and Tamamura, S.: Seismic Stability of Embankment on Soft Soil Deposit, *International Journal of Physical Modelling in Geotechnics*, 11(2), pp.50-57, 2011
- 13) 山木正彦、山梨高裕、林宏親、橋本聖：泥炭地盤上盛土の耐震対策に関する遠心力模型実験、第 11 回地盤改良シンポジウム論文集、pp.257-262、2014
- 14) (公社) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 I 共通編 IV 下部構造編、2012
- 15) 折敷秀雄、佐々木康：液状化により被災した河川堤防の地盤改良を併用した復旧、土木学会論文集 No.686/VI-52、pp.15-29、2001

- 16) 木暮敬二：高有機質土の地盤工学、東洋書店、1995
- 17) 林宏親、三田地利之、西本聡：泥炭地盤の変形挙動解析に用いる土質パラメータの決定法、地盤工学会北海道支部技術報告集、No.48、pp.283-290、2008
- 18) 豊田耕一、杉田秀樹、石原雅規：河川堤防の地震被災事例に基づく液状化地盤の剛性に関する検討、第4回日本地震工学会大会－2005梗概集、pp.226-227、2005
- 19) (国研)土木研究所地質・地盤研究グループ土質・振動チーム：河川堤防の液状化対策の手引き、土木研究所資料第4332号、2016
- 20) Ishihara,K and Yoshimine,M : Evaluation of settlements in sand deposits following liquefaction during earthquakes, Soils and Foundations,Vol.32, No.1, pp.173-188,1992
- 21) 脇中康太、石原雅規、佐々木哲也：造成年代を考慮した河川堤防の液状化被害事例再現解析、第49回地盤工学研究発表会、pp.1643-1644、2014
- 22) 山木正彦、林憲裕、林宏親：地震動を考慮した泥炭のせん断剛性の推測、地盤工学会北海道支部第57号、pp.277-284、2017
- 23) 国土交通省水管理・国土保全局治水課：河川構造物の耐震性能照査指針・解説Ⅱ 堤防編、p.15、2016

4.2.3 地盤・基礎を含めた橋全体系の耐震性能評価技術及び耐震補強技術に関する研究

(地盤流動)

担当チーム：橋梁構造研究グループ

研究担当者：桐山孝晴、谷本俊輔、楊勇

【要旨】

本研究は、地盤流動に伴う作用に対して、地盤からの作用や基礎の抵抗機構を明らかにした上で、橋梁基礎の性能評価技術を開発することを目的としたものである。平成 28 年度には、斜面変状を生じうる箇所に設置された道路橋の柱状体深礎基礎を対象に、解析及び遠心載荷模型実験より地盤変状の条件と基礎の諸元の違いが基礎の安定性に及ぼす影響について明らかにした。平成 29 年度には、前年度に行った遠心載荷模型実験の再現解析を三次元有限差分法により実施し、斜面変状が生じた際の地盤破壊のメカニズムや、道路橋基礎に作用する土圧の影響等について検討を行った。平成 30 年度には、軟弱粘性土地盤上に設置された既設道路橋を対象に、粘性土地盤の側方流動の影響を受けた橋台杭基礎の破壊メカニズムを解明することを目的として、動的遠心載荷模型実験を用いて橋台杭基礎の地震時挙動を調べた。

令和元年度には、既往の地震被害の調査結果に基づき、軟弱粘性土地盤上の道路橋の耐震性能に関する検討を実橋レベルで実施した。まず、軟弱粘性土地盤上の道路橋の地震被害事例を抽出した。次に、被害事例の道路橋に対して橋台杭基礎などの被害を整理した。さらに、抽出した橋台杭基礎に対しては、地震被害特徴を分析した上で橋台の力学モデルを構築し、橋台背面の作用土圧の分布を仮定して土圧係数の算定を行った。

キーワード：既設道路橋、粘性土地盤、側方流動、地震被害事例、橋台杭基礎、土圧係数

1. はじめに

軟弱粘性土地盤における道路橋の地震被害事例は、液状化地盤における被害事例より数が少ないものの、過去地震においても確認されている^{1)・2)}。また、既往研究においては、軟弱粘性土地盤上の道路橋の耐震性能に関する研究事例はまだ少ない状態である。

土木研究所においては、軟弱粘性土地盤における既設道路橋の耐震性能を合理的に評価するため、粘性土地盤上の橋台杭基礎の遠心模型実験を実施した^{3)・4)}。遠心模型実験においては、粘性土地盤上の橋台が前面に移動し、桁と接触するためにたて壁の水平変位を抑制される一方で、フーチング部分が前面側に大きく変位し、橋台が大きく背面側に回転した地震時挙動が確認された。大きな変形や回転を受けた橋台杭基礎において発生した部材断面力が耐力を上回る場合、橋台杭基礎が破壊する可能性が高いことが考えられる。また、地震後、通行時の速度制限が行われたり、緊急車両の通行が妨げられたりすることも考えられる。

そのため、膨大な数を有する既設道路橋梁に対して、軟弱粘性土地盤上の既設道路橋の被害を低減することが重要な課題であると考えられる。それに対

して、今年度には既往の地震被害の調査結果に基づき、軟弱粘性土地盤上の道路橋の耐震性能に関する検討を実橋レベルで実施した。まず、軟弱粘性土地盤上の道路橋の地震被害事例を抽出した。次に、被害事例の道路橋に対して橋台杭基礎や上部構造の地震被害を整理した。さらに、抽出した被害橋梁に対して、地震被害特徴を分析した上で橋台の力学モデルを構築し、橋台背面の作用土圧の分布を仮定して土圧係数の算定を行った。

2. 対象橋梁の概要

2.1 対象橋梁

平成 23 年(2011 年)東北地方太平洋沖地震における既設道路橋の地震被害の調査結果¹⁾から、軟弱粘性土地盤上に設置されていること及び杭基礎に明らかな損傷が生じたことを選定条件とし、既設道路橋の地震被害事例を抽出した。抽出した対象橋梁を図-1 に示す。また、対象橋梁の諸元を表-1 に、一般図を図-2 に示す。対象橋梁は、橋長が 105.0 m で、S39 鋼道路橋設計示方書に基づき設計された鋼合成 I 桁橋であった。橋台や橋脚の基礎形式は、杭基礎であった。



図-1 対象橋梁の様子

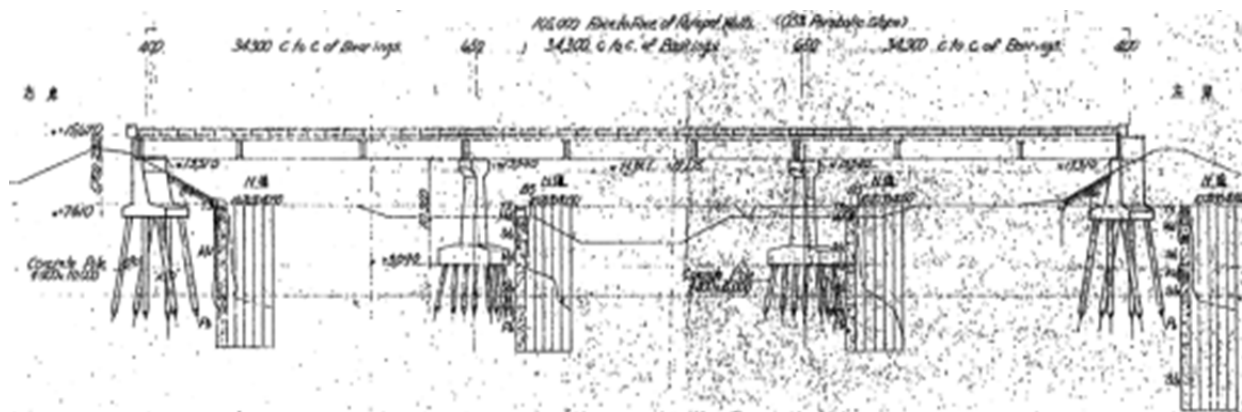


図-2 対象橋梁の一般図

表-1 対象橋梁の諸元

橋長	105.0 m
上部構造	3 径間鋼合成 I 桁
下部構造	逆 T 式橋台、RC 張出し式橋脚
基礎形式	RC 杭基礎
架設年次	1968 年 (昭和 43 年) 完成
適用基準	S39 鋼道路橋設計示方書

表-2 対象橋梁の杭基礎の諸元

杭種	既製コンクリート (RC) 杭
杭長	10 m (橋台)
	6 m (橋脚)
杭本数	21 本 (3×7、橋台)
	25 本 (5×5、橋脚)
杭径	400 mm
杭の壁厚	70 mm

また、対象橋梁の杭基礎の諸元を表-2 に示す。橋台及び杭の配筋図を図-3 に示す。なお、杭基礎の断面構成が不明のため、当時の設計基準に基づき復元設計に基づき想定した。コンクリートの設計基準強度を 40 N/mm^2 、杭の主鉄筋の詳細を $20 \phi 16$ 、らせん状鉄筋の詳細を $\phi 3.2@50$ と推定した。主鉄筋やらせん状鉄筋の材質は竣工年より SR235 と推察した。

2. 2 周辺地盤

土木研究所では、地震後に対象橋梁周辺の詳細な地盤調査³⁾を実施しており、得られた地質断面図を図-4 に示す。同図に示すように、橋台 A1 側の軟弱粘性土地盤の層厚 (Ao1 及び Ao2) は、約 6.0m であり、杭長の半分以上は、軟弱粘性土層に位置することがわかる。

4. インフラ施設の地震レジリエンス強化のための耐震技術の開発

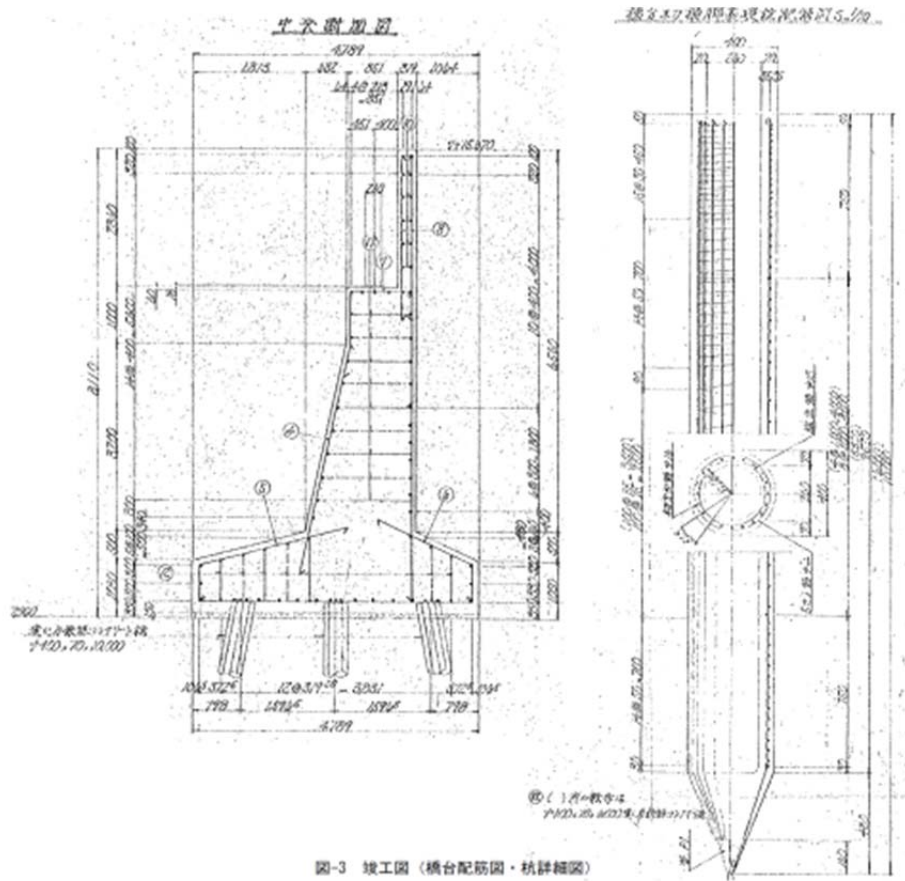


図-3 竣工図（橋台配筋図・杭詳細図）

図-3 対象橋梁における橋台および杭の配筋図

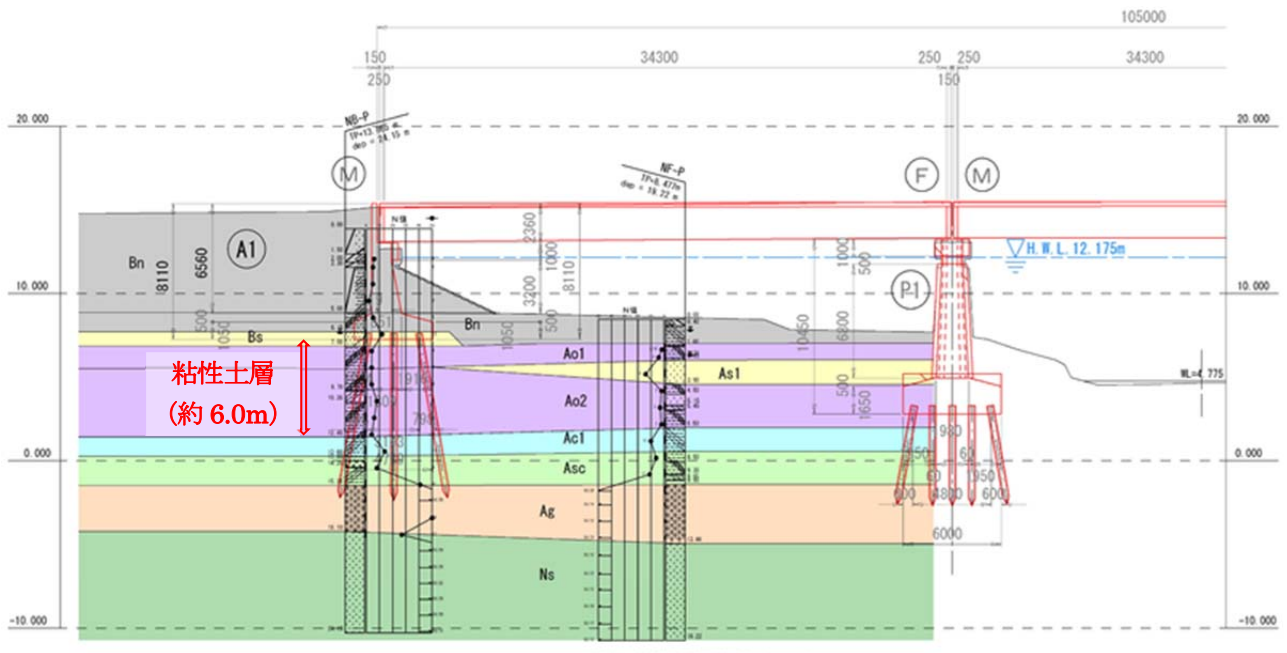


図-4 対象橋梁の地質断面図

3. 地震被害の概要

3.1 対象橋梁全体の水平残留変位¹⁾

地震後に計測した対象橋梁の水平残留変位を図-5に示す。両橋台が前面地盤側へ変位したため、上部工の遊間は、地震後に全体的に小さくなったことが確認された。特に、橋台 A1 においては、地震後に遊間が 150 mm から 0 mm になった。

また、遊間大きさの変化や各振動単位の残留変位から、橋台 A1 の天端には、地震中に前面地盤側へ 150 mm、橋台の A2 天端には、前面地盤側へ 100 mm 移動したと推定した。それに対して、地震中に橋脚 P1 と P2 の頂部に生じた変位量が明らかに小さかったと推定した。

3.2 パラペットの損傷¹⁾

橋台 A1 においては、地震後にパラペットの前面側に水平方向のひび割れが観察された(図-6)。その原因は、橋台上部が桁と接触して前面側への変位を拘束されたため、橋台前面側に大きな引張応力が発生したと考えられる。

3.3 杭の損傷

地震後に、杭の損傷を確認するため、橋台周辺の地盤を掘削した。図-7及び図-8に示すように、両橋台ともに、前列の既製 RC 杭が杭頭においてせん断破壊していたと確認された¹⁾。杭頭のせん断破壊により軸方向鉄筋の水平変形は、橋台 A1 と A2 においてそれぞれ 150 mm と 100 mm であった(図-5)。

また、橋台 A1 の撤去時に、橋梁の地震被害の追加調査を行った。調査した杭の位置を図-9に示している。その結果、前列だけでなく、中列や後列においても杭頭にせん断破壊が生じていることが確認された。杭頭部の軸方向鉄筋には、水平方向に約 200 mm の横ずれが生じていた(図-10)。それは、A1 橋台における震災後の測量結果と概ね整合した。



図-6 A1 橋台パラペット上部のクラック



図-7 A1 橋台の杭頭部の損傷状況(下流側)



図-8 A2 橋台の杭頭部の損傷状況(下流側)

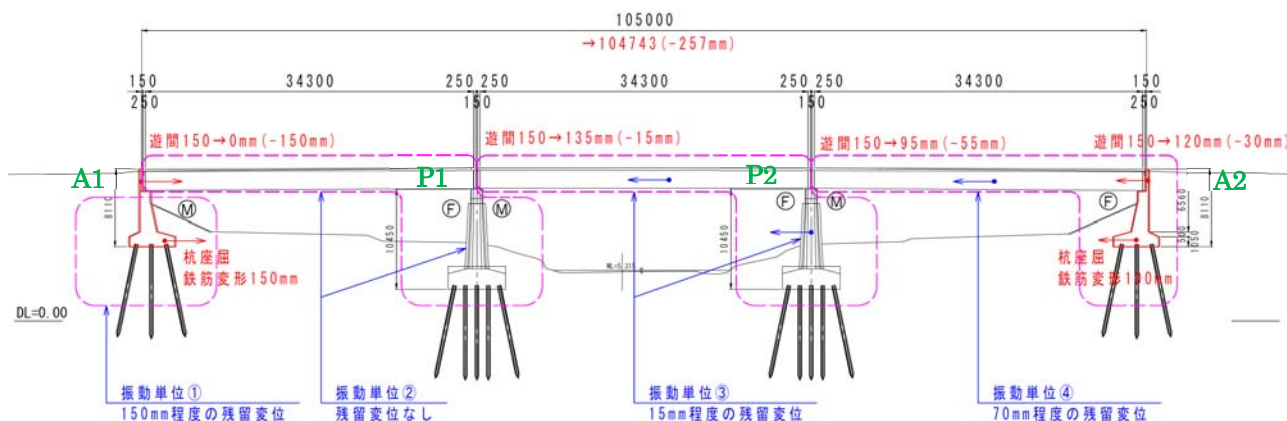


図-5 対象橋梁の残留水平変位

更に、軸方向鉄筋の水平変形方向に着目すると、いずれの杭についても、鉄筋のずれ方向が橋軸方向とは一致せず（図-11）、背面土圧の作用方向に近いことが確認された。このことから、杭のせん断破壊の主要因は上部構造の慣性力ではなく、地盤からの作用であると推察される。

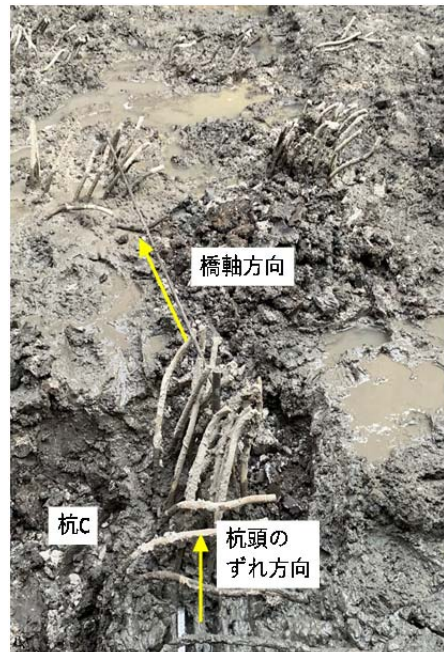
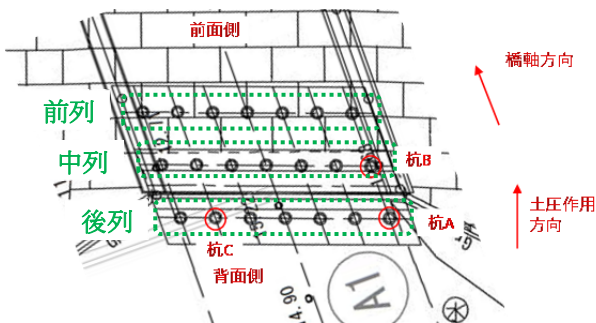


図-11 杭頭の鉄筋のずれ方向が土圧作用方向に近い（杭C）

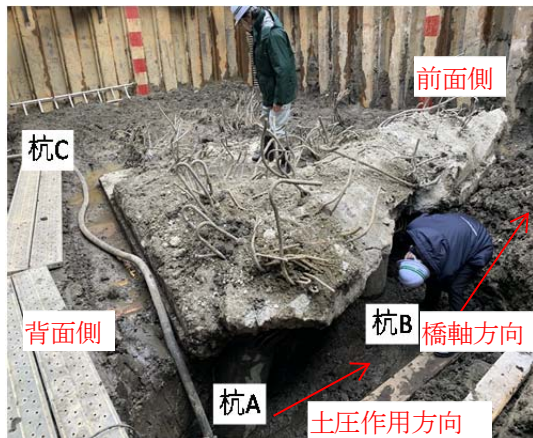


図-9 A1橋台の撤去時における調査した杭の位置（杭A、B、C）

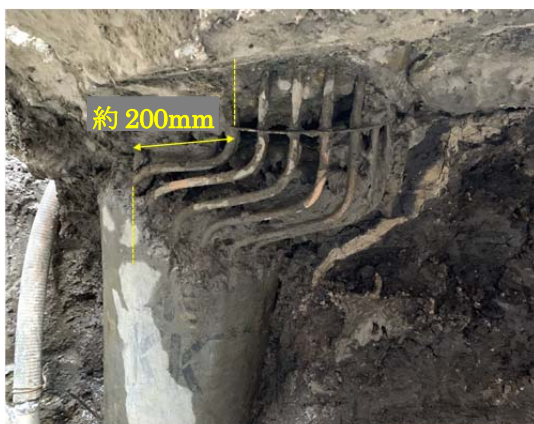


図-10 杭A頭部に生じた横ずれ

4. 橋台の背面土圧係数の推定

4.1 橋台の力学モデル

前節において杭のせん断破壊の主要因は背面地盤からの作用であると推察されるが、本節において、橋台を対象として橋台の背面土係数の検討を説明する。

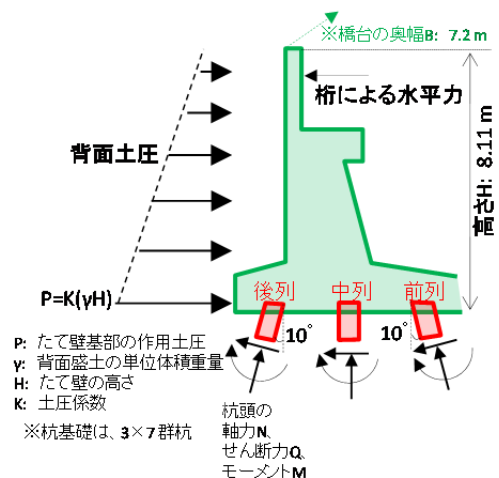
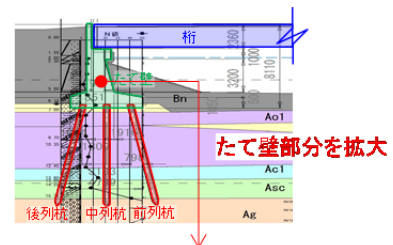


図-12 橋台の力学モデル

4. インフラ施設の地震レジリエンス強化のための耐震技術の開発

橋台における作用力の分布を図-12に示す。また、各作用力の大きさについて、以下の1)～5)のように仮定する。

- 1) 全ての杭においては、前述した杭のせん断破壊が同時に生じ、杭断面に作用するせん断力が杭のせん断耐力と等しいと仮定する。
- 2) 杭のせん断耐力については、橋台杭基礎の作用モーメントにより発生した杭断面の変動軸力が杭断面のせん断耐力に与える影響を無視し、各杭のせん断耐力が等しいと仮定する。
- 3) 杭断面の変動軸力を考慮せず、各杭断面における軸力が等しいと仮定する。
- 4) たて壁の背面土圧が三角分布を有すると仮定する。
- 5) たて壁の側面や底面における地盤との摩擦力や、桁がたて壁上部に作用する水平力を考慮しない。

図-12に示す橋台の力学モデルに対して、水平方向の力の釣り合い式を式(1a)に示す。式(1a)において、左辺は背面土圧による水平力で、右辺は3×7群杭の杭基礎に作用する水平力である。また、右辺の第一項は、7本の後列杭の軸力とせん断力による水平方向の合力で、第二項は、7本の中列杭のせん断力の合力で、第三項は、7本の前列杭の軸力とせん断力による水平方向の合力である。また、式(1a)を整理すると式(1b)になる。

$$\frac{1}{2} K(\gamma H)HB = 7(Q\cos 10^\circ - N\sin 10^\circ) + 7(Q) + 7(Q\cos 10^\circ + N\sin 10^\circ) \quad (1a)$$

$$\frac{1}{2} K(\gamma H)HB = 14Q\cos 10^\circ + 7Q \quad (1b)$$

ここで、

K は土圧係数、
 γ は盛土の単位体積重量 (19 kN/m³)、
 H はフーチング底面までのたて壁の高さ (8.11 m)、
 B は橋台の奥幅 (7.2 m)、
 Q は杭断面のせん断力 (kN)、
 N は杭断面の軸力 (kN) である。

また、式(1)における杭断面のせん断力 Q は、せん断耐力 (P_s) と等しいと仮定した上で、式(2)⁶⁾より推定することとした。

$$P_s = S_c + S_s \quad (2)$$

$$S_c = c_c c_e c_{pt} c_N \tau_c b d \quad (2a)$$

$$S_s = \frac{A_w \sigma_{sy} d (\sin \theta + \cos \theta)}{1.15 s} \quad (2b)$$

ここで、

P_s は杭のせん断耐力、
 S_c はコンクリートが負担するせん断耐力、
 S_s は斜引張鉄筋が負担するせん断耐力、
 c_c は正負交番載荷の影響に関する補正係数 (基礎については1.0)、
 c_e は部材断面の有効高 d に関する補正係数、
 c_{pt} は軸方向引張鉄筋比 p_t に関する補正係数、
 c_N は軸方向圧縮力による補正係数、
 τ_c はコンクリートが負担できる平均せん断応力度、
 b は部材断面幅、
 d は部材断面の有効高さ、
 A_w は斜引張鉄筋の断面積、
 σ_{sy} は斜引張鉄筋の降伏点、
 θ は斜引張鉄筋が部材軸方向となす角度、
 s は斜引張鉄筋の間隔である。

2.1節における杭の材料強度や配筋詳細などを用いて式(2)で算定した既製RC杭のせん断耐力は、79 kN/本である。それを水平方向の力の釣り合い式(1)に代入し、求めた背面土圧係数 K は、0.37となる。

また、対象橋梁の橋台背面において、地震時主働土圧係数 K_{EA} は道路橋示方書⁷⁾において規定された式(3a)と(3b)より算定できる。対象橋梁の周辺粘性土地盤は、道路橋示方書⁷⁾において規定されたⅢ種地盤 (いわゆる軟弱地盤) に相当し、レベル1地震動の場合に式(3a)と(3b)における設計水平震度 k_h の標準値を0.24と規定される。

$$\text{砂及び砂礫 } K_{EA}=0.21+0.90k_h \quad (3a)$$

$$\text{砂質土 } K_{EA}=0.24+1.08k_h \quad (3b)$$

ここで、

k_h は地震時土圧の算出に用いる設計水平震度である。

レベル1地震動に対しては、式(3a)と(3b)を用いて算定した地震時主働土圧係数 K_{EA} は、砂及び砂礫と砂質土の場合においてそれぞれ0.43と0.50となる。それは、いずれも力の釣り合い式(1a)と(1b)から求めた土圧係数(0.37)より大きい結果となる。

これらの結果より、既製RC杭を用いた既設道路橋基礎は、現行の道路橋示方書において規定されたレ

ベル1地震動でも損傷する可能性があり、耐震性能が低いと確認される。

5. まとめ

地盤流動に伴う作用に対して基礎の抵抗機構を明らかにした上で橋梁基礎の性能評価技術を開発するため、平成 28 年度には、地盤変状の条件と基礎の諸元の違いが柱状体深礎基礎の安定性に及ぼす影響を検討した。平成 29 年度には、斜面変状が生じた際の地盤破壊のメカニズムや、道路橋基礎に作用する土圧の影響等を検討した。平成 30 年度には、粘土地盤の側方流動による既設橋台杭基礎の破壊メカニズムの解明について実験的な検討を行った。令和元年度には、平成 23 年東北地方太平洋沖地震における既設道路橋の地震被害の調査結果に基づき、軟弱粘性土地盤上の道路橋の耐震性能に関する検討を実橋レベルで実施した。抽出した被害事例の道路橋に対して、橋台背面の土圧係数を推定した。検討結果より、既製 RC 杭を用いた既設道路橋基礎の耐震性能が低いことが確認された。

今後、模型実験や実橋の被害事例より得られた知見に基づき、軟弱粘性地盤上の既設道路橋に対しての耐震性能の照査方法について引き続き検討する予定である。

参考文献

- 1) 国土技術政策総合研究所、土木研究所：平成 23 年(2011 年)東北地方太平洋沖地震による道路橋等の被害調査報告、国総研資料第 814 号/土木研究所資料第 4295 号、2014
- 2) 七澤利明、河野哲也、坂下学：東北地方太平洋沖地震により被災した橋梁の FEM 解析による被災メカニズムの推定、土木研究所資料第 4367 号、2018
- 3) 楊勇、谷本俊輔、桐山孝晴：地震時に側方流動の影響を受ける軟弱粘性土地盤上の橋台の挙動に関する実験的研究、第 39 回地震工学研究発表会、No.1420、2019.09
- 4) 楊勇、谷本俊輔、桐山孝晴：地震時に側方流動の影響を受ける軟弱粘性土地盤上の橋台の挙動に関する実験的研究、土木技術資料、vol.62(3)、pp34-37、2020
- 5) 七澤利明、河野哲也、谷本俊輔、稲積一訓：既設橋等に対する各種地盤調査法の適用に関する報告、土木研究所資料第 4314 号、2016
- 6) (公社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説 VI 下部構造編、2012.03
- 7) (公社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編、2017.11

4.2.4 地盤・基礎を含めた橋全体系の耐震性能評価技術及び耐震補強技術に関する研究 (相互作用)

担当チーム：橋梁構造研究グループ

研究担当者：大住道生、澤田守、谷本俊輔、江口康平

【要旨】

本研究では、地震時の橋の耐荷性能を合理的に評価するため、基礎と地盤特性も含めた橋全体系として耐震性能を評価する手法を構築することを目的としている。H28年度では、古い基準により設計された既製RC杭を模した既往の実験を対象に、解析的に杭列ごとの曲げやせん断耐力特性の評価法を検討した。H29年度では、入力損失の大きい柱状体基礎の動的加振実験を対象に、解析的に地震時応答の再現及び地盤振動の特性が構造物の振動に及ぼす影響を確認した。H30及びR1年度では、橋台に関する動的遠心模型実験を実施し、橋台の地震時挙動を確認するとともに橋台と地盤の動的相互作用について分析した。また、模型PC杭の載荷試験を実施し、せん断耐力及び破壊形態を確認するとともに、再現解析を踏まえて限界状態の評価法を検討した。

キーワード：相互作用、耐震設計法、既設RC杭、柱状体基礎、橋台

1. はじめに

橋梁の設計基準は、地震被害の経験とともに改定されてきており、多くの既設橋は現行基準を満足しない。一方、過去の大地震で被害が軽微である既設橋が複数あることから、現行の耐震基準による照査を満足しない既設橋が、大地震時に甚大な損傷に至るとは限らない。これは個々の橋梁の状況による所も大きく、要因を一概に特定することはできないが、現行の橋の耐震性能評価手法に改善の余地があることが示唆される。

本研究では、橋の耐荷性能を適切に評価するために、地盤・基礎の相互作用を含めた橋全体系の合理的な耐震性能評価手法の開発研究に取り組んでいる。H28年度には、既製RC杭を用いた杭基礎模型の実験結果¹⁾を踏まえて、既設RC杭基礎の耐荷力評価手法として、解析的に杭列ごとの曲げやせん断に対する耐力特性を評価する手法の検討を行った。本検討により、ファイバー要素を用いた数値解析により、杭列ごとの軸力変動状況を再現でき、杭列ごとの作用せん断力についても算出可能であることが確認された。また、RC杭のせん断耐力評価には、軸圧縮力の影響以外に、側方向鉄筋や圧縮軸方向鉄筋の影響を考慮することで、より合理的な評価ができることを確認した。

H29年度には、ケーソン基礎を用いた模型実験結果²⁾に対して、質点と層間せん断ばねでモデル化した周辺地盤を、基礎-地盤間ばねで結合したモデルを用いて再現解析を実施し、地震時相互作用の評価手法を検討した。本検討により、地盤と基礎の動的相互作用を考慮したモデルを用いることで、入力損失を概ね再現

することができることを確認した。また、周辺地盤の挙動が解析に与える影響が大きいため、地盤変位の精度よい予測が重要であることを確認した。

本稿では、H30年度及びR1年度に実施した、橋台に関する動的遠心模型実験に対して、橋台の地震時応答特性と動的相互作用を分析した結果を報告する。また、H30年度に実施した模型PC杭のせん断実験に対して、PC杭のせん断耐力と破壊形態を確認するとともに再現解析を踏まえて限界状態の評価法を検討した結果を報告する。

2. 動的遠心模型実験による橋台の地震時挙動分析

2.1 研究背景

道路橋示方書³⁾(以降、道示)において、大地震時における一般的な条件下の橋台の耐震性能照査方法では、既往の被災実態等を踏まえ、レベル2(以降、L2)地震動に対する応答を直接算出せず、L1地震動に対して所要の限界状態を超えない場合にL2地震動に対しても所要の限界状態を超えないとみなす照査体系となっている。橋台のL2地震動に対する応答を解析的に評価するには、橋台が基礎周辺だけでなく背面盛土の影響も受ける構造物であることを踏まえて、構造物と地盤の動的相互作用効果を適切に考慮する必要があるが、これらを考慮した実務的な評価法は確立されていない。また、L2地震動に対する橋台挙動の観測データも十分ではないのが現状である。

そこで、本研究では、橋台と地盤の動的相互作用を適切に考慮した橋台のL2地震動に対する設計法の確

表-2.1 実験ケース

ケース	模型設置方向 (加振方向)	地盤条件 ※実物スケール			橋台仕様 ※実物スケール		入力加速度 (連続加振)				備考
		盛土層	表層	支持層	橋台高	アルミ杭寸法	地震動				
							1 回目	2 回目	3 回目	4 回目	
①	橋軸方向	材料：江戸崎砂 (Dc=90%) 厚さ：200mm ※10m	なし	材料：宇部珪砂6号 (Dr=85%) 厚さ：240mm ※12m	200mm ※10m	本数：9本 外径：φ=20mm ※φ=1m 肉厚：t=1.0mm	L1	L2	L2	L2	橋軸方向 基本ケース (砂質土地盤)
①'		なし					L1	L2	-	-	盛土の影響
②	橋軸直角 方向	材料：江戸崎砂 (Dc=90%) 厚さ：137mm ※6.85m	なし	材料：宇部珪砂6号 (Dr=90%) 厚さ：40mm ※2m	137mm ※6.85m	長さ：L=260mm ※L=13m	L1	L2	-	-	橋台高の影響
③		材料：江戸崎砂 (Dc=90%) 厚さ：200mm ※10m					L1	L2	-	-	橋軸直角方向 基本ケース
③'	なし	L1	L2	-	-	盛土の影響					
④	橋軸方向	材料：江戸崎砂 (Dc=90%) 厚さ：200mm ※10m	材料：スミクレー 厚さ：240mm ※12m	200mm ※10m	本数：9本 外径：φ=20mm ※φ=1m 肉厚：t=2.0mm 長さ：L=260mm ※L=13m	L1	L2	-	-	橋軸方向 基本ケース (粘性土地盤)	
④'		なし				L1	L2	-	-	盛土の影響	

立に向けた基礎データの取得を目的として、動的遠心模型実験により橋台模型の地震時挙動の計測を行うとともに、計測した橋台模型の挙動を分析した。H30年度では砂質土地盤上の橋台を対象に実験し、R1年度では粘性土地盤上の橋台を対象として実験を行った。

2.2 遠心実験の概要

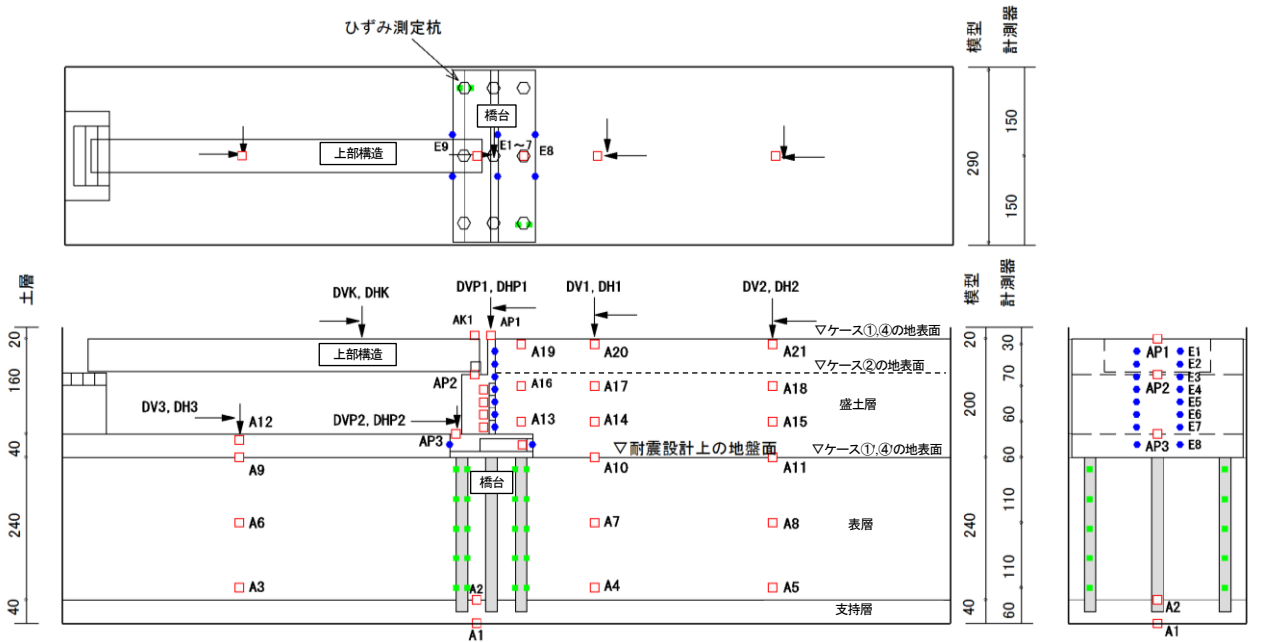
橋台の L2 地震動に対する挙動を把握する上で有効と考えられるパラメータの条件を変更して実験を行った。実験ケース及び模型の主な諸元を表-2.1に、実験模型概要図を図-2.1に示す。模型縮尺は、実験装置の寸法及び加振能力を踏まえて縮尺 1/50 倍として、50G の遠心力場の下で実験を行った。本実験では、橋台を含む一径間を模擬し、構造模型は、杭基礎に支持された逆 T 式橋台模型、土槽に剛結した橋脚模型、及び上部構造模型を用いた。地盤は、支持層、表層、盛土層の 3 層構成とした。

実験ケースは、表層を砂質土として、橋軸方向及び橋軸直角方向の地震動に対する橋台の挙動を把握するため、両方向にそれぞれ加振するケースを実施した（ケース①、③）。また、背面盛土が橋台挙動に及ぼす影響を把握するため、背面盛土の条件を有りから無しに変更したケースを実施した（ケース①'、③'）。さらに、橋台背面盛土の高さによる影響を把握するため、橋台高を変更したケースを橋軸方向に対して実施した（ケース②）。加えて、地盤条件の違いによる影響を把握するため、表層を粘性土として、背面盛土の条件が有り無しとのケースを実施した（ケース④、④'）。

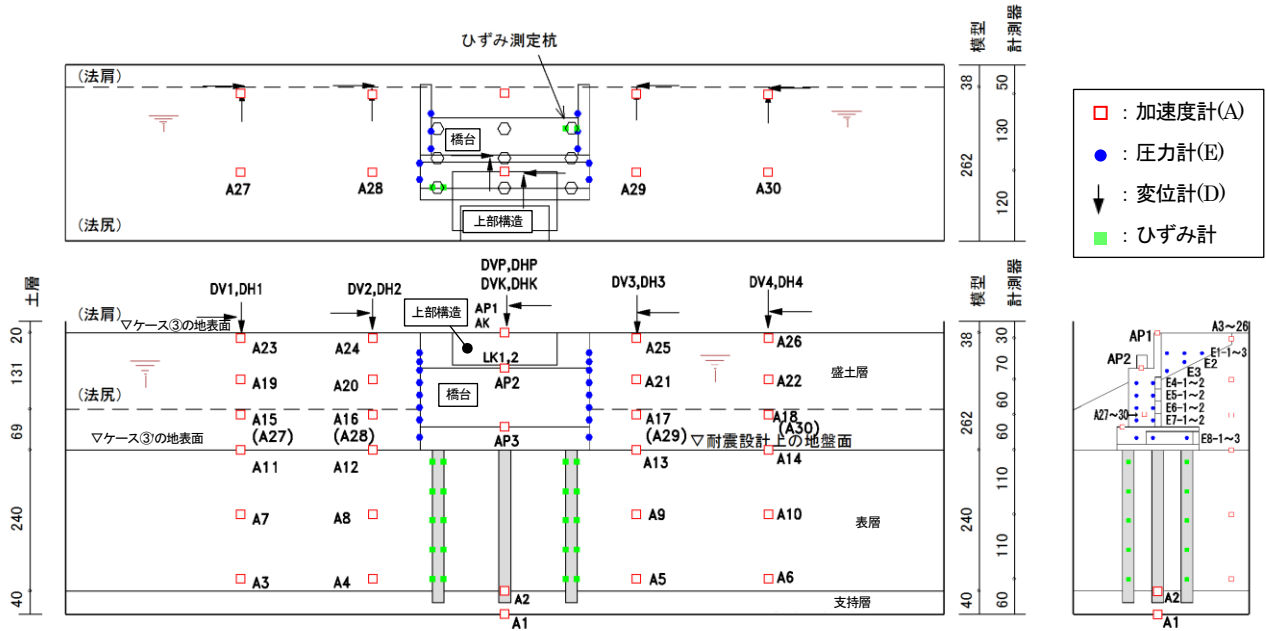
構造模型はアルミニウムにより作製した。模型杭の諸元は、砂質土地盤上で橋台高 10m の橋台を対象に L1 地震動に対して設計された杭基礎を縮尺することで設

定した。杭模型は想定した杭と杭径及び曲げ剛性が等価となるよう作製した。橋台高 6.85m のケース②についても模型杭の諸元を同一とした。なお、砂質土地盤に比べて粘性土地盤は軟弱であり、杭の諸元を粘性土地盤のケースも砂質土地盤のケースと同じとすると杭が降伏すると考えられた。杭が降伏した後の杭の剛性を精度良く予測することは困難であるため、粘性土地盤の実験では砂質土地盤の実験で用いた模型に対して杭の厚さを 1mm 大きいものを用いて、杭は弾性応答となるように計画した。杭先端は支持層に杭径分の根入れをして設置した。上部構造は径間長 35m の単純鋼桁を想定し、橋台の分担重量が等価となるよう作製した。支点条件は橋台側をピン固定、橋脚側を可動条件とした。なお、橋軸直角方向のケースの上部構造模型は、全支点固定条件とした際の慣性力が等価となるように、想定した実物の 1/2 倍の重量とした。

加振には、道示に規定される L1 に相当する地震動及び L2 地震動（タイプ II）を基盤面に引き戻した基盤波を続けて土槽底面に与えた。また、L2 相当の地震動の繰り返しによる挙動を把握するため、ケース①では L2 相当の同一波形を 3 回続けて加振した。図-2.2 に砂質土地盤と粘性土地盤の代表ケースとして、L2 地震動入力時のケース①、④の支持層と耐震設計上の地盤面で計測した加速度が顕著に大きい時間 4~10s を抽出した加速度時刻歴を示す。また、フーリエ変換して求めたフーリエ振幅の内、スペクトルの周期 0.1~1.3s を拡大表示した。支持層における加速度波形及びフーリエ振幅を砂質土地盤と粘性土地盤と比較すると両者に大差はなく同等であることが確認される。また、振幅の最大最小を含む波は、5.5s 付近及び 9s 付近で

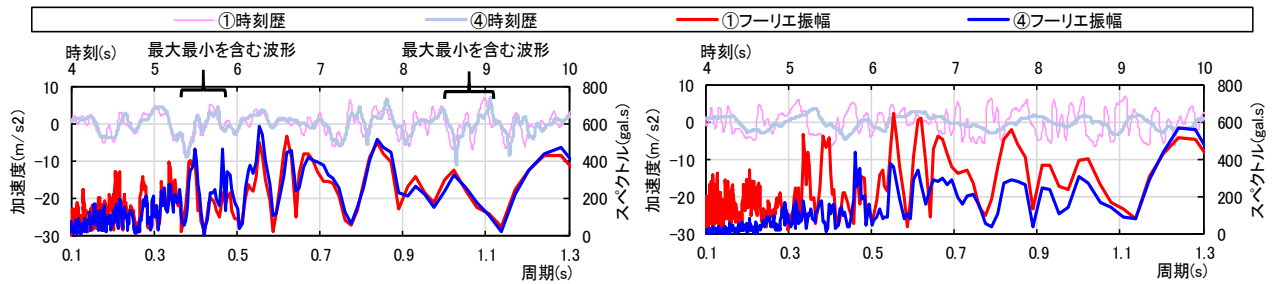


(a) 橋軸方向のケース (①、①'、②、④、④')



(b) 橋軸直角方向のケース (③、③')

図-2.1 実験模型概要図



(a) 支持層 (A2)

(b) 耐震設計上の地盤面 (A10)

図-2.2 L2 地震動入力時の地盤加速度 (ケース①、④)

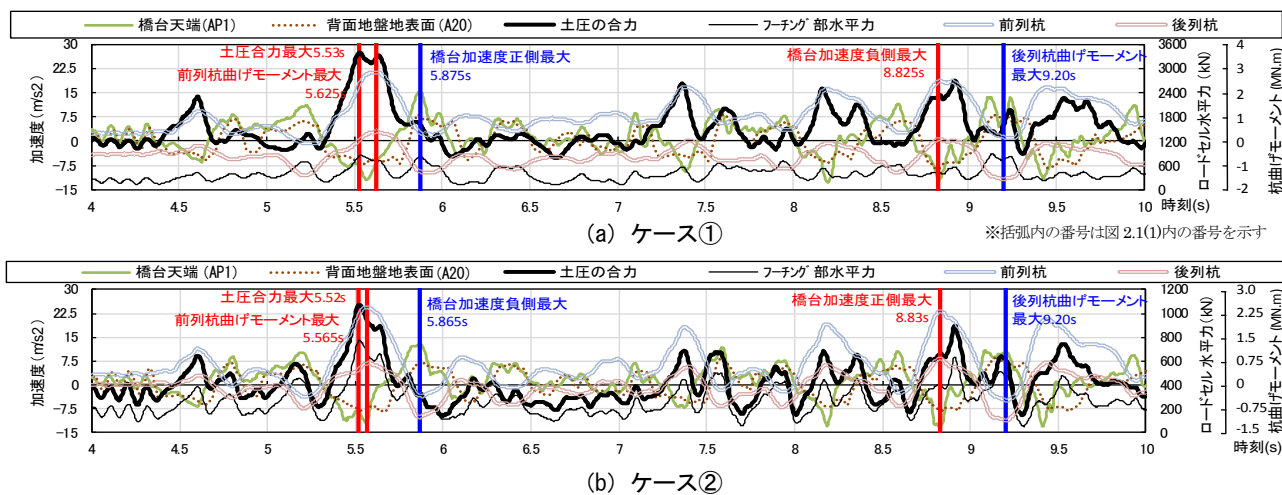


図-2.3 加速度、土圧、杭曲げモーメントの経時変化

計測された。耐震設計上の地盤面では、表層の振動特性による違いが反映されており、砂質土地盤に比べて粘性土地盤では振幅が小さく、特に周期 0.4s 未満の短周期成分が小さかった。なお、地盤及び橋台の固有周期を L1 地震動の計測結果をフーリエ変換した結果に基づき推定したところ、明確に判断できるような結果は得られなかったものの、砂質土地盤のケース①では背面地盤と橋台の 1 次の固有周期はそれぞれ 0.2s 程度と 0.45s 程度であった。粘性土地盤のケース④では背面地盤と橋台はそれぞれ 0.3s 程度と 0.7s 程度であった。

計測には、部材に生じる最大応答とともに繰り返し作用の影響に着目して、図-2.1 に示すように、加速度計、変位計、ひずみ計、及び圧力計を配置した。圧力計として、堅壁背面及びフーチング面には精度は高いが計測器本体寸法が大きいロードセルを模型に埋め込むことで設置し、胸壁背面、ウイング内側、堅壁側面、及びフーチング側面には精度は低い但し計測器本体が小さい小型圧力計を模型外側に設置した。なお、遠心実験では変位計の治具を完全に固定することが難しく、計測には治具のぶれが反映されるため、他の計測器よりも計測値の信頼性は低くなる。本実験では同様の計測方法で複数ケースを計測及び比較することで、傾向を確認するには変位計による計測も有効と判断して整理した。以降に整理した実験値は、計測値を実物大に換算した結果を示す。

2.3 遠心実験により得られた地震時挙動

2.3.1 表層が砂質土で橋軸方向の場合 (ケース①,①',②)

1) 橋台に作用する力の組合せ

図-2.3 に、背面盛土のあるケース①及び②で計測した背面盛土地表面及び橋台天端の加速度時刻歴並びにロードセルで計測した土圧の合力の時刻歴を示す。こ

こでは、各応答の最大値がみられた時間を含む 4~10s を抽出している。ここで、加速度は背面方向を正としている。土圧の合力は、橋台の慣性力が前面方向（負側の加速度）のピーク時に、土圧の合力もピークとなる傾向がみられる。また、橋台と背面盛土の加速度を比較すると両者の位相差は大きくないことがわかる。以上より、橋台への最大作用は、橋台前面方向に作用する橋台慣性力の最大値と、土圧の最大値を足し合わせることで評価できるといえる。

次に、橋台に作用する土圧の深度分布に着目し、道示に示される地震時主働土圧と比較するとともに、橋台の慣性力が背面方向（正側の加速度）における土圧も確認する。図-2.3 より、橋台慣性力及び土圧が最大となる時刻は、入力波形の最大最小を含む波の時刻（5.5s 付近、9s 付近）であることから、当該波を含む時刻に着目して整理した。図-2.4 に橋台背面で計測した土圧強度の初期、残留、橋台慣性力前面方向作用時（図中では前作用時）、及び橋台慣性力背面方向作用時（図中では後作用時）の深度分布並びに道示に準じて求めた地震時主働土圧強度を示す。ここでは、代表的な例としてケース①の結果を示す。図中道示式は橋台慣性力前面方向作用時の背面盛土の加速度の深度分布（図-2.5 中の背面盛土前作用時）を踏まえて、加速度 $-7.5 \sim -2.5 \text{ m/s}^2$ を用いて算出される範囲で示した。橋台慣性力前面方向作用時の土圧強度は、概ね道示式で算出した土圧強度の範囲（図中の格子）となった。橋台慣性力背面方向作用時の土圧強度は、深度によりばらつきがみられるものの、橋台慣性力前面方向作用時よりも小さいが初期よりも大きいことが確認された。図-2.3 において、土圧の合力の内、フーチング背面で計測された結果のみを抽出した経時変化を確認すると、最大最小を含む時刻のみならず、橋台の慣性力が背面

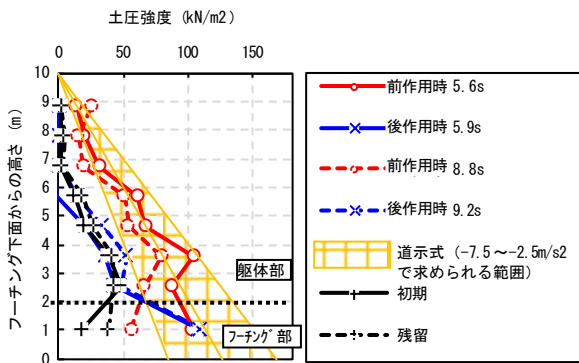


図-2.4 土圧強度の深度分布

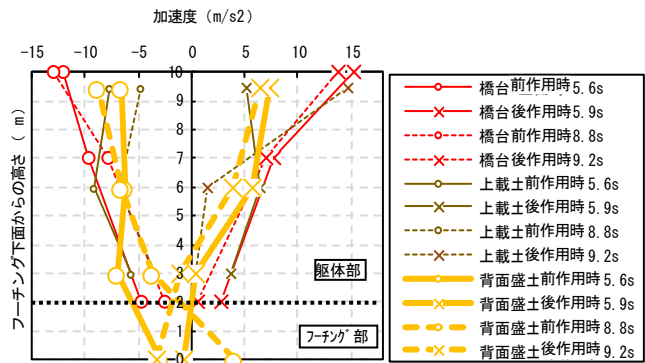


図-2.5 加速度の深度分布

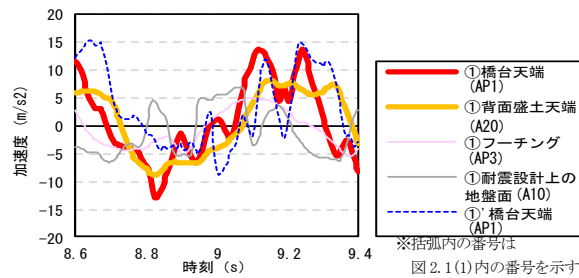


図-2.6 加速度の経時変化 (ケース①、①')

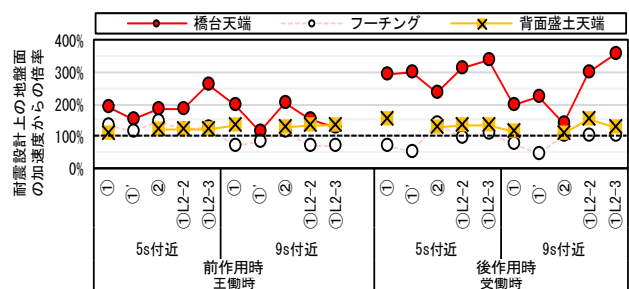


図-2.7 耐震設計上の地盤面からの加速度の増幅率

方向に作用する際のピーク時において主にフーチング部の土圧が増加している傾向がみられた。これより、橋台の慣性力が背面方向となる時の橋台への作用を評価する際には、主にフーチング部で背面盛土を地盤抵抗として見込める可能性があることが示唆される。

続いて、橋台慣性力及び橋台背面に作用する土圧を算出する上で重要な指標となる加速度を確認する。図-2.6 に計測した橋台天端、フーチング、耐震設計上の地盤面、及び背面盛土天端の加速度時刻歴を示す。ここでは、代表的な例として①の加速度波形のピークを含む時刻 9s 付近を抽出している。各計測の振幅に着目するとその大きさは異なることが分かる。そこで、耐震設計上の地盤面を基準に、橋台天端、フーチング、及び背面盛土天端の加速度の増幅率を整理した結果を図-2.7 に示す。ここで、鉛直方向の位置でみると各計測位置の加速度には位相差があり、必ずしも同時刻でピークとはならないため、ここでは着目した各波のピークを用いて算出した。耐震設計上の地盤面の加速度に対するフーチング及び背面盛土天端の加速度の増幅率は $100 \pm 50\%$ の範囲にあるが、橋台天端の加速度の増幅率はこれらより大きい。また、背面盛土の条件を変更したケース①、①' を比較することで、背面盛土が及ぼす影響について確認する。図-2.6 にケース①' の橋台天端の加速度時刻歴を、図-2.7 に耐震設計上の地盤面の加速度に対する、橋台天端の増幅率を示す。背面盛土のないケース①' に対して、背面盛土のあるケース①では、橋台慣性力前面方向作用時ではピークの振

幅及び増幅率は大きくなり、橋台慣性力背面方向作用時ではピークの振幅及び増幅率は若干小さかった。以上より、橋台及びフーチングの慣性力並びに土圧を評価する際の各加速度は、その振動特性に応じて個別に評価する必要があるとともに、背面盛土の影響で振動方向別に増減に違いがある影響を考慮する必要があるといえる。

2) 杭に作用する力

図-2.3 に、杭のひずみを計測した前列杭 5 組、後列杭 5 組の全 10 組の中で、杭の曲げモーメントが最大値となった杭頭からの深さ 3.5m の時刻歴を示す。ここで、図中の符号は、橋台背面方向の引張を正とした。杭の曲げモーメントは、前列杭では橋台の慣性力が前面方向のピーク時に正側でピークとなり、後列杭では橋台の慣性力が背面方向のピーク時に負側でピークとなる傾向がみられる。以上より、橋台慣性力の作用方向に対して前方にある杭に作用する最大曲げモーメントは、橋台慣性力が最大となる時の作用を考慮することで評価できるといえる。

次に、深度分布に着目して、初期、残留、橋台慣性力前面方向作用時 (図中では前作用時) 及び橋台慣性力背面方向作用時 (図中では後作用時) に杭に作用する曲げモーメントを杭毎に整理した結果を図-2.8 に示す。ここでは、図-2.3 より、杭の曲げモーメントが最大となる時刻は入力波形の最大最小を含む波の時刻 (5.5s 付近、9s 付近) であることから、前項と同様に、当該波を含む時刻に着目して整理した。なお、ケー

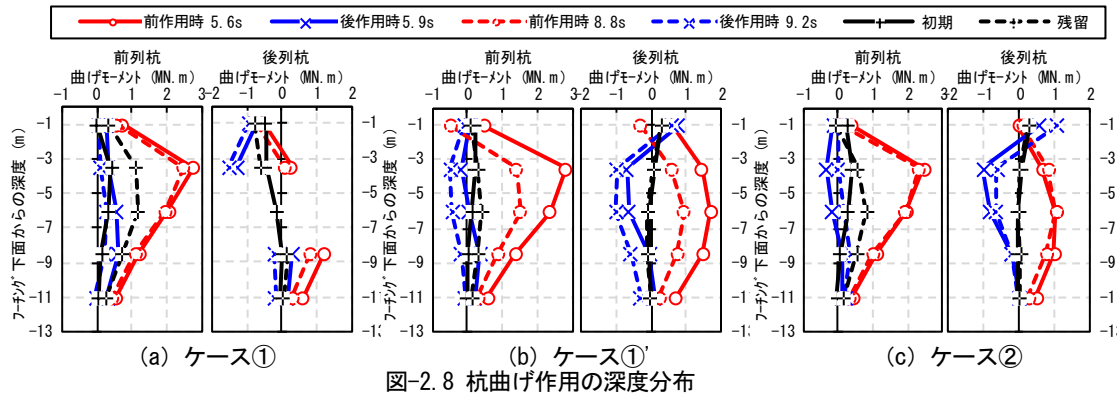


図-2.8 杭曲げ作用の深度分布

ス①の後列杭に設置したひずみ計で一部データ取得ができていないのがみられた。橋台慣性力前面方向作用時及び橋台慣性力背面方向作用時の前後列杭を比較すると、ケース①、①'、②に共通して、橋台慣性力が作用している方向に対して前方となる杭の後方の引張が大きくなる傾向がみられる。これは群杭の影響により、橋台の挙動方向に対して後方となる杭は抵抗地盤側（前方）に杭があることで地盤抵抗が低減され、地盤抵抗が相対的に大きくなる前方にある杭に作用が寄ったためと考えられる。

前後列杭を背面盛土の条件を変更したケース①、①'を比較すると、前列杭の傾向に大差はないが、ケース①の後列杭の杭頭からの深さ3.5mより上部では負側に推移している傾向がみられる。初期状態（図中+）からの変化量で比べるとその差は小さいことから、杭の応答を評価する際には初期状態を考慮するとともに、初期状態を評価する際には背面盛土の影響を考慮する必要があるといえる。

3) 橋台の変位累積特性

図-2.9に、水平変位の増減が顕著にみられる時間帯の橋台天端、フーチング、及び背面地盤天端の水平変位時刻歴を示す。ここでは、代表的な例として背面盛土の条件を変更したケース①と①'の結果を示している。橋台の水平変位は5.6sから6.3sにかけて大きく増加した。そこで、各ケースのピーク時（約6.3s）と残留した水平変位を抽出した結果を図-2.10に示す。背面盛土のあるケース①、②では残留した水平変位はピーク時より若干小さい程度であるのに対して、背面盛土のない①'では残留した水平変位はピーク時の半分程度となっている。背面盛土の条件を変更したケース①と①'について、残留した水平変位と4.5~9.5s付近の主要な各波のピーク値の差分を水平変位の増減毎に積み上げた結果を図-2.11に示す。橋台が前面方向に移動する際の橋台天端とフーチングにおいて、背面盛土のないケース①'に対する背面盛土のあるケー

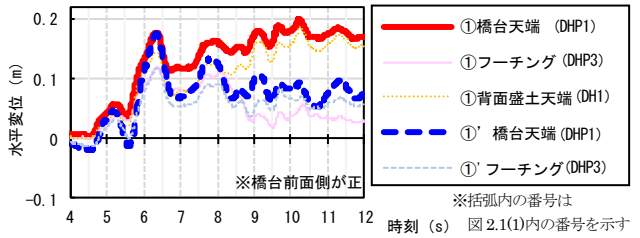


図-2.9 変位の経時変化（ケース①、①'）

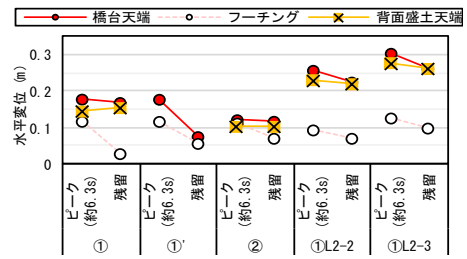


図-2.10 ピーク時と残留した水平変位

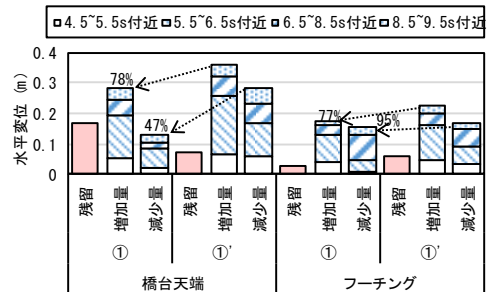


図-2.11 残留変位と水平変位の増減量積み上げ

ス①の比率は、両者とも0.8倍程度である。一方、水平変位が減少する際、すなわち前面方向に移動した橋台が元に戻る方向に移動する際の橋台天端とフーチングにおける背面盛土のないケース①'に対する背面盛土のあるケース①の比率は、橋台天端は0.5倍程度であるが、フーチングは波によってばらつきはみられるものの積み上げ量は同程度であった。これより、背面盛土があることで、地震動により前面方向に移動している橋台が戻る際の橋台天端の移動量が大きく減少することで、背面盛土がある方が前面方向に残留する水平変位が大きくなったことがわかる。橋台の変位を評価する際には、このように変位が前方に累積する振動

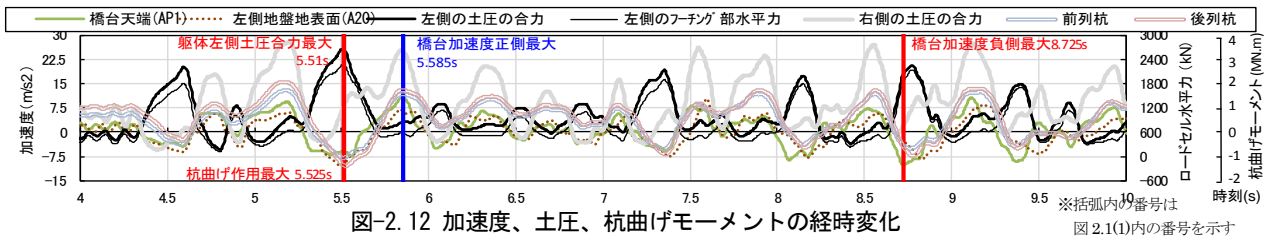


図-2.12 加速度、土圧、杭曲げモーメントの経時変化

※括弧内の番号は 図 2.1(1)内の番号を示す

特性を考慮する必要があるといえる。

2.3.2 表層が砂質土で橋軸直角方向場合 (ケース③,③')

1) 橋台に作用する力の組合せ

図-2.12 に、背面盛土のあるケース③で計測した背面盛土地表面及び橋台天端の加速度時刻歴並びに橋台側面の圧力計で計測した土圧の合力の時刻歴を示す。ここでは、各応答の最大値がみられた時間を含む4~10sを抽出している。ここで、地盤の加速度は、橋台幅より外側の地盤の加速度を用いた。また、土圧は、同じ高さに配置した小型圧力計による計測値の平均値にその計測位置に応じた橋台の抵抗面積を乗じて算出した合計値で、側面毎に算出した。抵抗面積は、躯体部では次の高さにある計測位置の中間までの高さに躯体幅を乗じて算出した。フーチング部では、フーチング厚にフーチング幅を乗じて算出した。なお、ロードセルに比べて小型圧力計は計測精度が低いことに加えて橋台側面盛土は斜面であり土の挙動が複雑になると考えられることから、ここで整理した土圧の信頼性は他の計測結果と比べて低いことに留意する必要がある。

土圧の合力は、橋台の慣性力が左方向（加速度が負側）のピーク時に、橋台左側の土圧の合力もピークとなる傾向がみられる。反対に、橋台の慣性力が右方向（加速度が正側）のピーク時に、橋台右側の土圧の合力もピークとなる傾向がみられる。土圧の合力を橋台の左右で比較すると、橋台慣性力が作用している後方となる橋台側面の土圧に比べて前方となる橋台側面の土圧の方が大きい傾向である。また、橋台と背面盛土の加速度を比較すると両者の位相差は大きくないことがわかる。以上より、橋台への最大作用は、橋台慣性力の最大値と橋台慣性力の作用方向に対して背面となる側面盛土による土圧を足し合わせるとともに、作用方向に対して前面となる側面盛土を地盤抵抗として見込むことで合理的に評価できるといえる。なお、図-2.12において、土圧の合力の内、フーチング背面で計測された結果のみを抽出した経時変化を確認すると、その殆どがフーチング部の作用である傾向がみられた。

続いて、橋軸方向のケースで整理したように、耐震設計上の地盤面を基準に、橋台天端、フーチング、及び背面盛土天端の加速度の増幅率を整理した結果を図

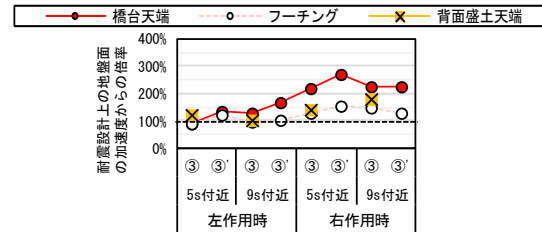


図-2.13 耐震設計上の地盤面からの加速度の増幅率

図-2.13 に示す。ばらつきはみられるものの橋軸方向のケースと同様に、耐震設計上の地盤面の加速度に対するフーチング及び背面盛土天端の加速度の増幅率は100±50%の範囲にあり、橋台天端の加速度の増幅率はこれらより大きい傾向がみられる。また、背面盛土の条件を変更したケース③、③'で比較すると、背面盛土のないケース③'に対して、背面盛土のあるケース③では加速度のピーク値が小さくなる傾向がみられた。以上より、橋台及びフーチングの慣性力並びに土圧を評価する際の各加速度は、その振動特性に応じて個別に評価する必要があるとともに、背面盛土の影響で振幅が低減する影響を考慮する必要があるといえる。

2) 杭に作用する力

図-2.12 に、ひずみを計測した前列杭5組、後列杭5組の全10組の中で、杭の曲げモーメントが最大値となった杭頭からの深さ1mの時刻歴を示す。ここで、図中の符号は、橋台右方向の引張を正とした。杭の曲げモーメントは、橋台の慣性力が左方向のピーク時に負側でピークとなり、後列杭では橋台の慣性力が背面方向のピーク時に正側でピークとなる傾向がみられる。以上より、杭に作用する最大曲げモーメントは、橋台慣性力が最大となる時の作用を考慮することで評価できるといえる。

次に、深度分布に着目して、初期、残留、橋台慣性力左方向作用時（図中では左作用時）及び橋台慣性力右方向作用時（図中では右作用時）に杭に作用する曲げモーメントを杭毎に整理した結果を図-2.14 に示す。ここでは、橋軸方向のケースと同じ様に、入力波形の最大最小を含む波の時刻（5.5s付近、9s付近）に着目して整理した。左右列杭を背面盛土の条件を変更したケース③、③'で比較すると、背面盛土のないケース③'に対して、背面盛土のあるケース③の方が曲げモー

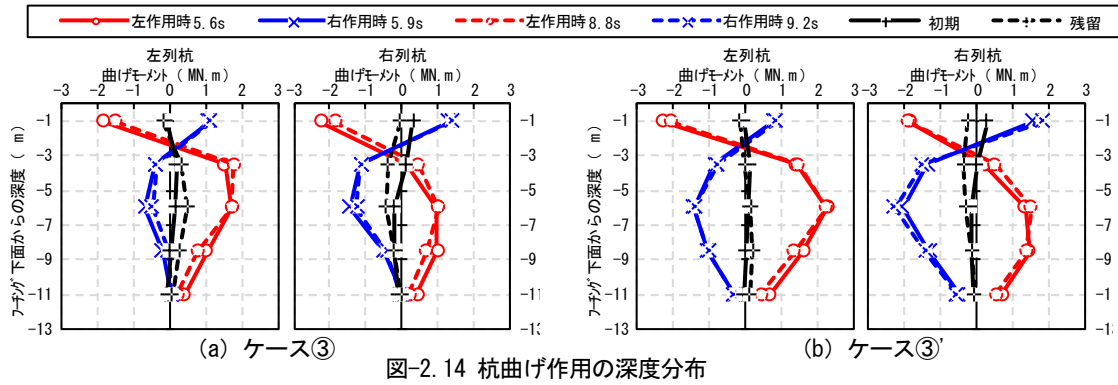


図-2.14 杭曲げ作用の深度分布

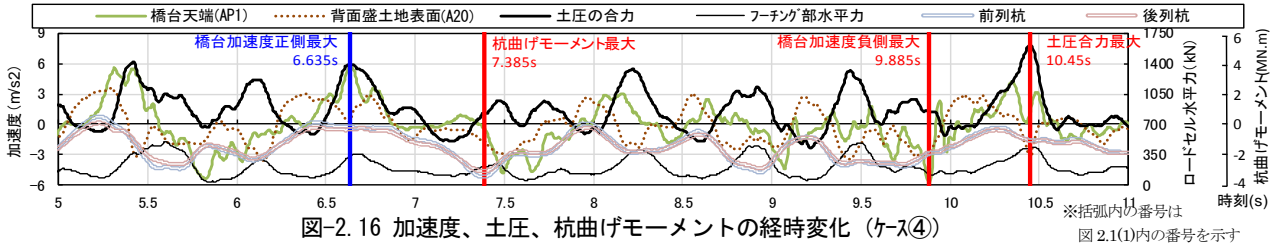


図-2.16 加速度、土圧、杭曲げモーメントの経時変化 (ケース④)

メントが若干小さい。これは、前項で示されたように、側面盛土の影響で橋台への作用が低減された影響と考えられる。

橋軸方向のケース① (図 2.8(a)) と橋軸直角方向のケース③ (図 2.14(a)) を比較すると、両者の深度分布の傾向に差がみられる。橋軸方向のケース①では、群杭の影響がみられることに加えて、橋台慣性力が作用している方向に対して前方となる杭は-3.5m 付近をピークとした分布であるが、後方となる杭は明確なピークがみられない。一方、橋軸直角方向のケース③では、橋台慣性力が作用している方向に対して前方となる杭と後方となる杭の応答値や深度分布の傾向に大差はなく、両列杭とも-6.0m 付近をピークとした分布であり、加えて杭頭部に作用方向側の引張が大きくなる傾向がみられる。橋軸方向のケースと橋軸直角方向のケースで異なる傾向がみられた原因は、支持する上部の構造の回転挙動や杭間隔の差による影響の可能性が考えられる。

3) 橋台の変位累積特性

図-2.15 に水平変位の増減が顕著にみられる時間帯の橋台天端、フーチング、及び背面地盤天端の水平変位時刻歴を示す。橋台の水平変位は 5.6s から 6.3s にかけて大きく増加した。また、背面盛土の条件を変更した両ケースとも同じような履歴であり、残留した水平変位はピーク時より小さかった。これより、橋軸直角方向の水平変位に対して、背面盛土の影響は小さいことが示唆される。

2.3.3 表層が粘性土の場合 (ケース④,④')

1) 橋台に作用する力の組合せ

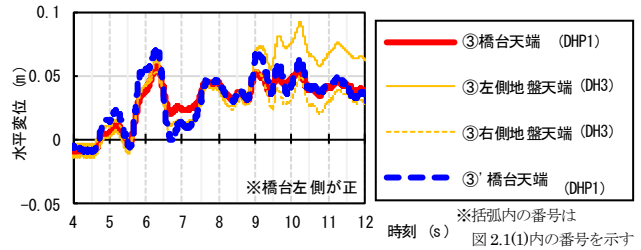
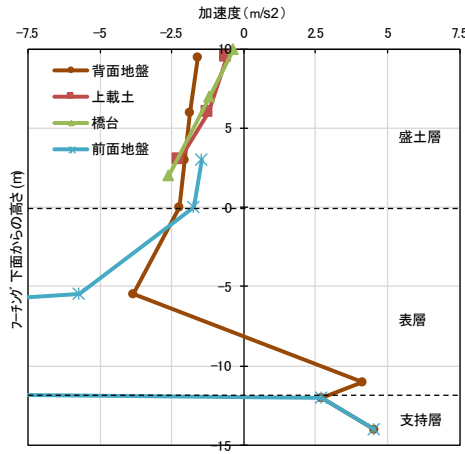


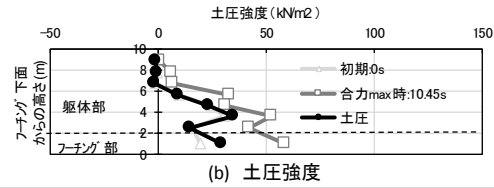
図-2.15 変位の経時変化 (ケース③、③')

図-2.16 に、背面盛土のあるケース④で計測した背面盛土表面及び橋台天端の加速度時刻歴並びにロードセルで計測した土圧の合力及びフーチング部の土圧の時刻歴を示す。ここでは、各応答の最大値がみられた時間を含む 5~11s を抽出している。土圧の合力は、背面盛土の慣性力が前面方向 (加速度が負側) のピーク時又は橋台の慣性力が背面方向 (加速度が正側) のピーク時に、ピークとなる傾向がみられる。また、橋台と背面盛土の加速度を比較すると両者には位相差がみられる。以上より、橋台への最大作用は、橋台前面方向に作用する橋台慣性力の最大値と土圧の最大値を足し合わせるとすると過大評価であり、合理的に評価するには、入力地震動の周波数特性や橋台と背面盛土の振動特性を考慮する必要があるといえる。なお、図-2.16 において、土圧の合力の内、フーチング背面で計測された結果のみを抽出した経時変化を確認してみたが、土圧の合力とフーチング部の増加傾向に違いはみられなかった。

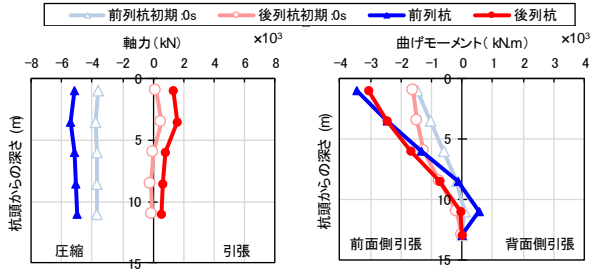
続いて、加速度に着目して、図-2.17 に、耐震設計上の地盤面、橋台天端、フーチング、及び背面盛土天端の加速度時刻歴を示す。ここでは加速度波形のピークを含む区間の 1s 間を抽出している。最大値を比較



(a) 加速度



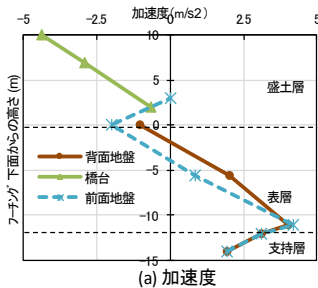
(b) 土圧強度



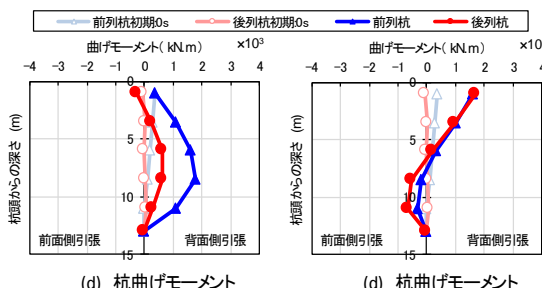
(c) 杭軸力

(d) 杭曲げモーメント

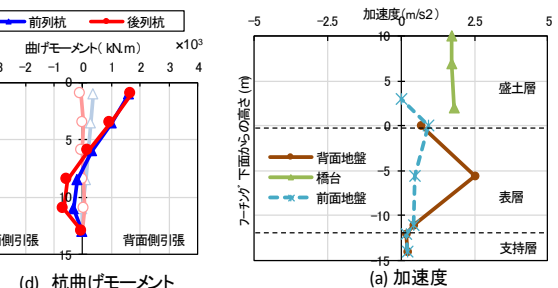
図-2.18 ケース④の杭の曲げモーメントが最大となる時刻(7.385s)の深度分布



(a) 加速度



(b) 杭曲げモーメント



(c) 加速度

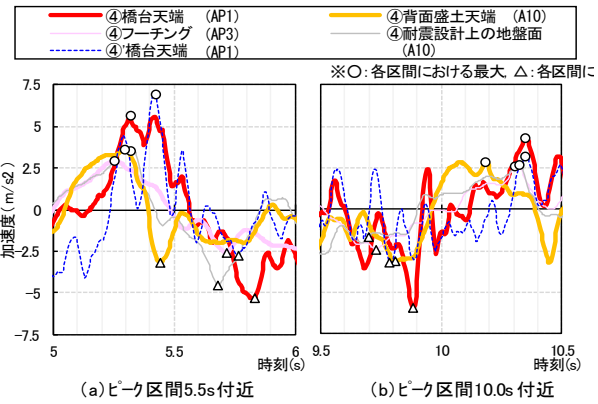
図-2.19 ケース④'の杭の曲げモーメントが最大となる時刻の深度分布

図-2.20 ケース④' 橋台と地盤の慣性力の作用方向が同一となる時刻の深度分布

すると、耐震設計上の地盤面及び背面地盤地表面と比べて、橋台天端の加速度が増幅する傾向がみられる。また、背面盛土の条件を変更したケース④、④'で比較すると、背面盛土のないケース④'に対して、背面盛土のあるケース④が増加する場合と減少する場合の両者がみられ、増減に明確な傾向はみられなかった。以上より、橋台及びフーチングの慣性力並びに土圧を評価する際の各加速度は、その振動特性に応じて個別に評価する必要があるとともに、背面盛土の影響で振幅が変化する影響を考慮する必要があるといえる。

2) 杭に作用する力

図-2.16に、杭のひずみを計測した前列杭5組、後列杭5組の全10組の中で、杭の曲げモーメントが最大値となった杭頭からの深さ1mの時刻歴を示す。杭の曲げモーメントが最大となる時刻(7.385s)に着目すると、橋台慣性力及び土圧のピークとは異なる時刻であり、これらとは別に杭の曲げモーメントに支配的となる要因があると考えられる。そこで、当該時刻において、背面盛土の有るケース④の背面地盤、フーチング上載土、橋台、及び前面地盤の加速度、土圧強度、杭断面力の深度分布を整理した結果を図-2.18に示す。図-2.18(a)より、橋台と背面盛土の慣性力が前面方向に作用していることに加えて、表層も橋台前面



(a) ピーク区間5.5s付近

(b) ピーク区間10.0s付近

図-2.17 加速度の経時変化(ケース④, ④')

方向に慣性力が作用していることがわかる。図-2.18(b)より、土圧は初期(0s)と同等であることがわかる。図-2.18(d)より、曲げモーメントは杭頭部で最大となり、計測箇所の中で2番目に深い位置(杭頭からの深さ8.5m)まで前面側引張となった。これより、杭頭からの深さ8.5mより上部には、地盤変位の影響により橋台前面方向の分布荷重が作用していると考えられる。

また、背面盛土の有無による違いを確認するため、図-2.19に、背面盛土の無いケース④'の杭の曲げモーメントが最大となる時刻(7.83s)の深度分布を

示す。ここで、杭の曲げモーメントの最大値とは、計測した全10組の中で最大値となった前列杭の杭頭からの深さ8.5mの計測結果を指している。図-2.19(a)より、橋台の慣性力が前面方向に作用していることに加えて、表層は橋台背面側に慣性力が作用していることがわかる。図-2.19(d)より、曲げモーメントは杭中部辺りが凸となる分布がみられ地盤抵抗が確認される。背面盛土の有る④と背面盛土の無い④'の杭の曲げモーメントの深度分布の形状に違いがみられたとともに表層の慣性力の作用方向にも違いがみられた。そこで、表層の地盤変位の影響を確認するため、図-2.20に、背面盛土の無い④'において杭の曲げモーメントが比較的大きく橋台と表層の慣性力の作用方向が同一となる時刻(6.73s)の加速度と杭の曲げ作用の深度分布を示す。図-2.20(d)では、背面盛土の有る④の図-2.18(d)と同様に、杭上部において橋台慣性力の作用方向に対して前面側引張の曲げモーメントが作用していることがわかる。以上より、杭の曲げモーメントを評価する際には、表層の地盤変位の影響を考慮する必要があるといえる。

その他、砂質土のケースと同様に、盛土の条件を変更したケースの図-2.18(d)及び20(d)を比較すると、初期状態の差による最大応答の差がみられた。また、地盤抵抗がみられた図-2.19(d)では、群杭の影響がみられた。

3) 橋台の変位累積特性

図-2.21に水平変位の増減が顕著にみられる時間帯の橋台天端、フーチング、及び背面地盤天端の水平変位時刻歴を示す。背面盛土の有るケース④では、橋台及び背面盛土の水平変位は、前面側に大きく変位が累積した。一方、背面盛土の無いケース④'では、最終的には前面側に変位が累積しているもののケース④と比べると明らかにその程度は小さいことがわかる。また、橋台天端とフーチングの変位差を盛土の有無で比較すると、背面盛土の有るケース④の差が大きいことがわかる。これらより、背面盛土は前面側への変位累積挙動や回転挙動に影響を及ぼすことがわかる。なお、砂質土のケース①と比べて粘性土のケース④の橋台変位は著しく大きくなったが、これは地盤の抵抗特性の差異に起因する可能性や、粘性土層の側方流動に起因する可能性が考えられる。

2.4 まとめ

本研究では、橋台の地震時応答特性を解明するための基礎資料を得るため、模型遠心実験により、橋台の地震時挙動の計測と分析を行った。実験より得られた

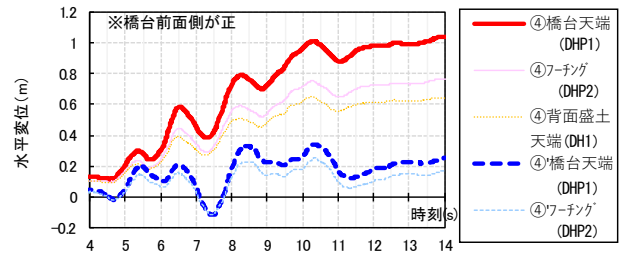


図-2.21 変位の経時変化(ケース④, ④')

知見を以下に示す。

- 橋台と背面盛土の位相差は、地盤条件により異なる傾向がみられた。砂質土地盤の条件では、位相差は殆どなく一体に近い挙動となった。一方、粘性土地盤の条件では、位相差がみられた。
- 橋台と背面盛土の応答加速度の増幅率は両地盤条件とも前者が大きくなる傾向が示されたことから、橋台及びフーチングの慣性力並びに土圧を評価する際の各加速度は、その振動特性に応じて個別に評価する必要があることが示された。
- 橋台と背面盛土が一体に近い挙動となった砂質土地盤の条件では、橋軸方向のケースにおいて、橋台前面方向に作用する土圧は、背面盛土の加速度を用いて道示に示される地震時主働土圧を算出した結果とよく整合した。また、橋台慣性力作用方向に対して前面側となる地盤と接する橋台部においても土圧が計測されたことから、背面盛土や側面盛土を地盤抵抗として考慮できる可能性が示唆され、その地盤抵抗は主にフーチング部で見込めることが示された。
- 粘性土地盤の条件では橋台と背面盛土の位相差がみられたことから、土圧の評価には入力地震動の周波数特性や橋台と背面盛土の振動特性の違いを考慮する必要があることが示された。
- 杭の曲げ作用は、群杭による影響及び初期状態の影響が比較的大きいことが示された。また、支持する上部の構造の回転挙動や杭間隔が異なる条件下において曲げ作用の深度分布に異なる傾向が示された。また、粘性土地盤の条件では、地盤変位の影響が支配的であることが示された。
- 橋台の水平変位は、背面盛土の条件により、橋軸方向に対しては影響が大きく、橋軸直角方向に対しては影響が小さいことが示された。また、橋軸方向に対しては、背面盛土があることで、地震動により前面側に移動している橋台が戻る際の橋台天端の移動量が大きく減少し、残留変位に大きく影響することが示された。

今回の実験により、一般的な条件の単純径間の橋梁

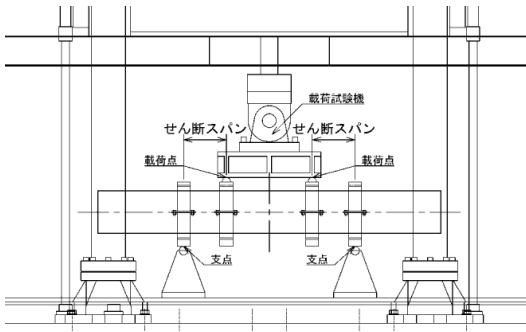
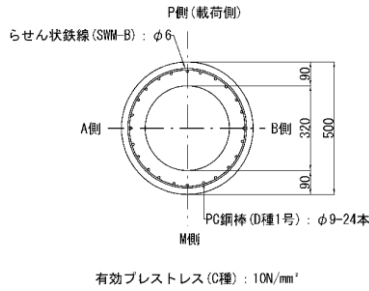


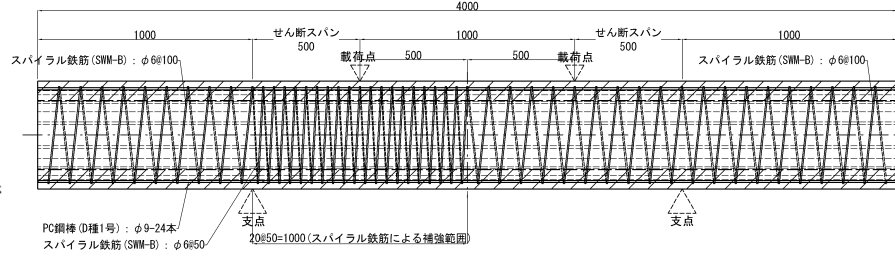
図-3.1 載荷試験概要図

表-3.1 試験ケース

Case	せん断スパン比	杭径 (mm)	壁厚 (mm)	配筋		コンクリート強度 (N/mm ²)
				PC鋼材 (有効プレストレス)	スパイラル鉄筋	
1	1.0	500	90	φ9×24本 (10N/mm ²)	φ6	50
2	1.5					
3	2.0					
4	2.5					



(a)断面図



(b)配筋図(Case-1の例)

図-3.2 PC杭試験体

を対象に、固定支持側の杭基礎に支持された逆T式橋台のL2地震動に対する挙動が取得できた。限られた条件のデータのため、今後、その他の条件のデータを蓄積していくとともに解析を行い、実務的な橋台のL2地震動に対する設計法の確立に向けて引き続き検討を進めていく考えである。

3. 既製PC杭のせん断耐力評価

3.1 研究背景

古い基準で設計された既設道路橋基礎では、L2地震動に対する耐震性能の照査を満足しないことが多く、耐震補強が必要と判断されることも多い。しかし、実際には基礎の被害は多くは確認されておらず、耐震性能の評価精度を向上させる必要があると考えられ、既設橋基礎に対しては、耐荷機構に照らして限界状態を超えないことを照査する方法を構築することで、より適切かつ合理的に耐震性の評価が可能となると考えられる。

これまでに土木研究所では、古い橋梁で採用事例の多い既製コンクリート杭を対象としてせん断耐力に着目し、RC杭のせん断耐力評価方法の研究を行ってきた。

そこで、本研究では、RC杭と同様に採用事例の多いPC杭のせん断耐力に着目するため、PC杭を再現した模型杭を用いて、せん断に対する耐力、破壊形態を確認し、地震時における限界状態を評価することを目的として載荷試験を行った。本稿では、せん断スパン比

をパラメータとしたPC模型杭の載荷試験結果及び解析結果に基づいて既存のせん断耐力式の適用性について検討した結果を報告する。

3.2 載荷試験方法

3.2.1 試験ケースの決定

試験装置の概要を図-3.1に示す。試験ケースは、表-3.1に示す4ケースである。本実験では、PC杭が製作されていた当時の規格に合わせて製作した杭径500mm、壁厚90mmの模型杭を用いて、せん断破壊に着目するために、せん断スパン比を1.0・1.5・2.0・2.5とする供試体を作成した。

3.2.2 載荷方法

載荷方法は、JIS A 5363において杭のせん断耐力試験方法と定められている単純ばり形式載荷とした。載荷試験は、Case-2～Case-4の供試体は、土木研究所所有の大型構造物繰返し載荷装置を用いたが、Case-2での載荷試験において、最大荷重が載荷装置の上限に達したため、より大きな耐力を有すると判断されるCase-1においては、30MN大型構造物材万能試験機を用いて載荷を行った。載荷パターンは単調増加方式による漸増載荷とし、破壊(終局)に至るまでとした。載荷は荷重制御で行い、適宜、変位制御へと切り替えを行った。なお、計測は荷重制御時には、5kN～10kNごと、変位制御時は0.1mm～0.3mmごととした。

3.2.3 試験体

試験体の諸元を表-3.2に示す。使用する試験体は、

表-3.2 試験体諸元

Case	杭径 (mm)	杭長 (mm)	せん断 スパン比	せん断スパン長 (mm)	想定破壊 形態
1	500	4000	1.0	500	せん断破壊
2		4000	1.5	750	
3		5000	2.0	1000	
4		5000	2.5	1250	

表-3.3 材料試験結果

Case	1	2	3	4	
杭径 (mm)	500				
コンクリート	圧縮強度 (N/mm ²)	68.6	71.0	67.2	61.6
	弾性係数 (kN/mm ²)	39.8	39.1	37.6	37.3
軸方向鉄筋 (PC鋼材)	降伏応力度 (N/mm ²)	1371.0			
	引張強度 (N/mm ²)	1564.0			
	弾性係数 (kN/mm ²)	198.2			
スパイラル鉄筋	引張強度 (N/mm ²)	617.0			

PC杭が製作されていた当時の諸元を再現し、製作した模型杭であり、外径500mm、有効プレストレスは、10N/mm²とした。

試験体の断面状況と配筋状況を図-3.2に示す。製作したPC杭は、外径が500mm、内径が320mmで、コンクリート厚90mmの中空断面である。配筋状況は、軸方向にPC鋼材がφ9mm×24本、軸方向のPC鋼材を取り囲むように配置されたスパイラル鉄筋はφ6mmとし、間隔は100mmとし、片側は中心からの支点までの範囲において50mmとした。これは、試験体のどの部位の損傷が先行するか事前に想定し計測箇所を少なくする観点から、スパイラル鉄筋の間隔を変えて、100mmピッチ側で損傷が先行するようにしたものである。

杭長は、せん断スパン比に応じた長さとし、せん断スパン比の小さいCase-1及びCase-2では、杭長L=4.0m、せん断スパン比の大きいCase-3及びCase-4では、杭長L=5.0mとした。

表-3.3に材料試験結果を示す。各値は3試験体の平均値である。コンクリート圧縮強度は、杭体製造時に採取したコンクリートによる外径200mm、高さ300mm、コンクリート厚40mmの遠心供試体を用いて載荷試験当日に圧縮強度試験を行い、PC鋼材及びスパイラル鉄筋の引張試験は、杭体に用いた材料を使用して、製造時に試験を行った。

3.2.4 測定項目

杭の変位を測定するために、変位計を設置し、載荷試験中における杭体のひび割れや剥離等の変状が生じた時点での、荷重及び変位を測定した。また、主にせん断ひび割れが想定される範囲におけるPC鋼材及びスパイラル鉄筋にひずみゲージを設置した。

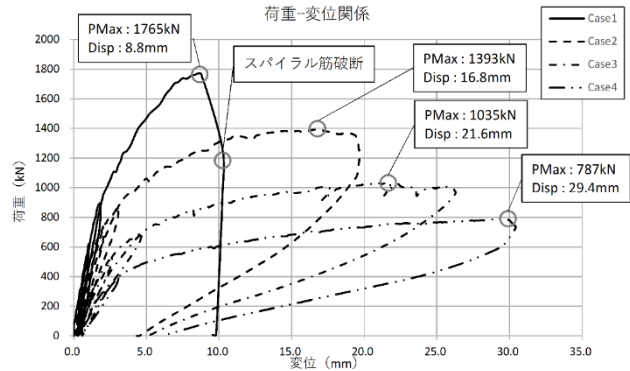


図-3.3 荷重-変位関係

3.3 試験結果

3.3.1 試験結果の概要

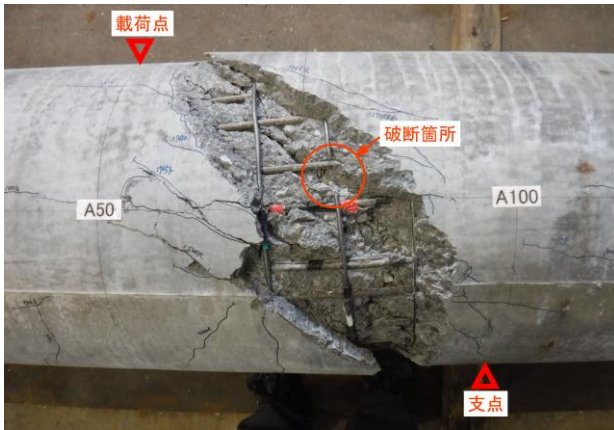
試験の結果として、各試験体での荷重と支間中央部での鉛直変位計により計測された変位の関係を図-3.3に示す。

Case-1の損傷状況は、900kNで引張側となる載荷点間の下面側に曲げひび割れが、載荷点と支点を結ぶような斜め方向のひび割れが発生し、その後も荷重の増加に伴って多数の斜め方向のひび割れが生じ、1765kNで最大荷重を迎えた。最大荷重以降は、耐力低下とともに変位が増大し、変位が10mm程度となった際、鉄筋破断のような音がして、荷重が急激に下がり、せん断破壊となった。載荷終了後、杭体をはつり、鉄筋の状態を確認したところ、載荷点と支点の中間部においてスパイラル鉄筋の破断を確認した。2点載荷を行っているため、Case-1供試体のせん断耐力は、最大荷重の半分となる882.5kNであると考えられる。載荷終了後の試験体状況及び鉄筋状況を写真-3.1に示す。

Case-2では、735kNで載荷点間の下面側に曲げひび割れが発生した。その後、870kNで載荷点と支点を結ぶような斜めひび割れが発生した。その後は荷重の増加とともにひび割れが進展し、1393kNで最大荷重を迎えたが、急激な耐力低下は起きず、変位が20mm付近になったところで、載荷点周辺のコンクリートが圧壊し、曲げ破壊となった。

Case-3の損傷状況は、Case-2と同様の荷重-変位関係を示し、540kNで載荷点間の下面側に曲げひび割れが生じ、750kNで載荷点と支点を結ぶような斜めひび割れが発生した。その後、ひび割れの進展は確認でき、1035kNで最大荷重を迎えたが、急激な耐力低下は発生しないまま、変位が26mm付近となったところで載荷点付近の圧壊により、曲げ破壊となり終局を迎えた。

Case-4では、387kNで載荷点間の下面側に曲げひび割れが生じ、600kNで載荷点と支点を結ぶような斜めひび



(a) 試験体状況



(b) 鉄筋破断箇所

写真-3.1 Case-1 試験体

割れが発生した。その後、荷重及び変位の増加に伴い、ひび割れの進展が確認されたが、Case-2及びCase-3と同様に急激な耐力低下にいたることはなく、787kNで最大荷重を迎えた後、変位が30mm程度となったところで、荷重点間中央上面のコンクリートが圧壊し、曲げ破壊となった。

3.3.2 既製 PC 杭のせん断耐力

Case-1からCase-4までの各試験体における耐力を算出した結果及びその耐力から想定される破壊形態と荷重試験における実際の破壊形態を表-3.4に示す。

曲げ耐力については、平成29年道路橋示方書・同解説Ⅲ編に準拠し、算出した。PC杭のせん断耐力については、L2地震動に対する照査が規定された平成8年道路橋示方書・同解説Ⅳ⁴⁾より記載が削除されており、せん断耐力算出式は定義されていない。また、平成29年道路橋示方書・同解説Ⅳ⁵⁾よりPHC杭のせん断耐力算出式(以下、H29道示PHC杭式と呼称)が新たに設定され、PC杭とPHC杭の構造上の大きな違いはコンクリート強度のみであることから、本実験におけるPC杭のせん断耐力は以下に示すH29道示PHC杭式で算出を行った。さ

表-3.4 算出した耐力と破壊形態

Case	1	2	3	4	
杭径(mm)	500				
せん断スパン	1.0	1.5	2.0	2.5	
曲げ耐力	ひび割れ曲げモーメントMc (kN・m)	154.1	154.3	155.3	154.8
	Mc作用時荷重 (kN)	308.2	205.7	155.3	123.8
	初降伏曲げモーメントMy (kN・m)	337.4	339.1	336.4	332.0
	My作用時荷重 (kN)	674.9	452.1	336.4	265.6
	終局曲げモーメントMu (kN・m)	386.0	390.0	383.5	372.3
	Mu作用時荷重 (kN)	771.9	520.0	383.5	297.8
せん断耐力 (H29道示PHC式)	455.5	353.9	287.5	243.5	
想定破壊形態	せん断				
実際の破壊形態	せん断	曲げ	曲げ	曲げ	

らに、せん断耐力においては、スパイラル鉄筋もせん断耐力に抵抗するものと考え、文献⁶⁾を参考にスパイラル鉄筋の降伏強度を295N/mm²と仮定してせん断耐力を算出した。ただし、スパイラル鉄筋の間隔については、荷重位置それぞれで100mm及び50mmと設定したが、Case-1においてせん断破壊が起こったのは100mmピッチとした箇所であったため、スパイラル鉄筋間隔を100mmピッチとして算出した。

耐力算出の結果、Case-1～Case-4の全ケースにおいて想定された破壊形態は、せん断破壊先行となった。しかし、荷重試験の結果、実際にせん断破壊に至ったのは、せん断スパン比1.0としたCase-1のみであった。

次に、せん断破壊先行と想定され、荷重試験においてもせん断破壊となったCase-1に着目し、H29道示PHC杭式以外の式におけるせん断耐力を算出し、比較を行った。比較を行うせん断耐力式は、H29道示PHC杭式、平成29年道路橋示方書・同解説Ⅲ⁷⁾に規定されているせん断耐力式(以下、H29道示Ⅲ編式と呼称)、平成24年道路橋示方書・同解説Ⅳ⁸⁾において規定されていた既製コンクリート杭のせん断耐力式におけるコンクリートのせん断応力度 τ_c を文献⁹⁾を参考にPC杭に合わせ、0.65と設定するもの(以下、H24道示式と呼称)、コンクリート標準示方書¹⁰⁾に規定されているせん断耐力式に二羽らの式¹¹⁾によるせん断スパンの影響及び軸力により増加するせん断耐力を考慮したもの(以下、土木学会式+軸力増加分と呼称)とした。

H29道示PHC杭式より推定されるせん断耐力 S_d は、

$$S_d = \xi_1 \xi_2 \Phi_u (\tau_1 + \tau_2 + \tau_3) b_e j \quad (1)$$

$$\tau_1 = \frac{0.115 k_u k_p (\sigma_{ck} + 17.7)}{a/d + 0.115} \quad (1a)$$

$$\tau_2 = 0.516 P_w \sigma_y \quad (1b)$$

$$\tau_3 = 0.102 \left(\sigma_{ce} + \frac{N}{b_e j} \right) \quad (1c)$$

ここで、 τ_1 はコンクリートが負担できるせん断応力度

の特性値、 τ_2 はせん断補強筋が負担できるせん断応力度の特性値、 τ_3 は軸力によって増加するせん断応力度の特性値である。

H29道示Ⅲ編式より推定されるせん断耐力 S_{usd} は、

$$S_{usd} = \xi_1 \xi_2 (\Phi_{uc} S_c + \Phi_{us} S_s) + \xi_1 \xi_2 \Phi_{up} S_p \quad (2)$$

$$S_c = k \tau_r b_w d + S_d \frac{M_0}{M_d} \quad (2a)$$

$$S_s = c_{ds} k \left(\sum \frac{A_w \sigma_{syd} (\sin \theta + \cos \theta)}{1.15a} \right) \quad (2b)$$

$$S_p = A_p \sigma_{pe} \sin \alpha \quad (2c)$$

ここで、 S_c はコンクリートが負担できるせん断力の特性値、 S_s はせん断補強筋が負担できるせん断力の特性値、 S_p はPC鋼材の引張力が負担できるせん断力の特性値である。

H24道示式より推定されるせん断耐力 P_s は、

$$P_s = S_c + S_s \quad (3)$$

$$\begin{aligned} S_c &= c_c c_e c_{pt} c_N \tau_c b d \\ &= 1.5 \tau_c c_N b d \end{aligned} \quad (3a)$$

$$S_s = \frac{A_w \sigma_{syd} (\sin \theta + \cos \theta)}{1.15 s} \quad (3b)$$

ここで、 S_c はコンクリートが負担するせん断耐力、 S_s は斜引張鉄筋が負担するせん断耐力である。ただし、式(3a)において杭のせん断耐力を算出する際には、 $c_c \cdot c_e \cdot c_{pt} \cdot \tau_c = 1.5 \tau_c$ として算出する。

土木学会式+軸力増加分によるせん断耐力 V_{yd} は、

$$V_{yd} = V_{cd} + V_{sd} \quad (4)$$

$$V_{cd} = \frac{\alpha \beta_a \beta_p f_{vcd} b_w d}{\gamma_b} + S_d \frac{M_0}{M_d} \quad (4a)$$

$$V_{sd} = \left\{ \frac{A_w f_{wyd} (\sin \alpha_s + \cos \alpha_s)}{S_s} \right\} \frac{z}{\gamma_b} \quad (4b)$$

ここで、 V_{cd} はせん断補強筋を用いない棒部材の設計せん断耐力、 V_{sd} はせん断補強鋼材によりうけもたれる設計せん断耐力である。また、軸力増加分としては、式

(4a)において、H29道示Ⅲ編式より $S_d \frac{M_0}{M_d}$ を準用した。

式(1)～式(4)を用いて、それぞれ算出したCase-1の推定せん断耐力と実験結果との比較を表-3.5に示す。Case-1の載荷実験では、最大荷重の直後にせん断破壊で終局を迎えており、供試体のせん断耐力は、882.5kNである。対して各式により推定されるせん断耐力及び実験結果における割合は、H29道示PHC杭式で455.5kN(52%)、H29道示Ⅲ編式で327.6kN(37%)、H24道示式で333.2kN(38%)、土木学会式+軸力増加分で、353.0kN(40%)となった。なお、本研究では、実験結果との比較を行うためH29道示PHC杭式及びH29道示Ⅲ

表-3.5 各式におけるせん断耐力比較

せん断耐力推定式	H29道示PHC式	H29道示Ⅲ編式	H24道示式	土木学会式+軸力
コンクリートが負担するせん断力 (kN)	347.3	108.0	261.0	116.0
コンクリート負担分の割合	0.76	0.33	0.78	0.33
鉄筋が負担するせん断力 (kN)	17.2	15.7	12.2	33.0
鉄筋負担分の割合	0.04	0.05	0.04	0.09
軸力によって増加するせん断力 (kN)	91.0	204.0	60.0	204.0
軸力増加分の割合	0.20	0.62	0.18	0.58
合計せん断耐力S (kN)	455.5	327.6	333.2	353.0
実験結果 (kN)	882.5			
推定値 / 実験結果	0.52	0.37	0.38	0.40

※スパイラル鉄筋の降伏強度は295N/mm²と仮定

編式における部分係数は全て1.0として、せん断耐力を算出した。

ここで、各式において推定されたせん断耐力について、内訳をみると、コンクリート負担分の占める割合が大きいが、式(2)及び式(4)では、式(1)及び式(3)と比較すると、全体に占める割合及び推定値が小さくなる。また、せん断補強筋負担分の占める割合は小さく、これは、せん断補強筋として見込んでいるスパイラル鉄筋が、径の細い鉄線であることが要因であると考えられ、式(1)～式(3)において、せん断補強筋負担分については、それぞれの式から算出された値を見ても、ほぼ同様の結果となっており、各式の違いによる影響は少ないと思われる。ただし、式(4)においては、せん断補強筋負担分にはせん断スパン比の影響が考慮されておらず、道示式のように低減をしていないため他式より大きな値となっていると考えられる。また、プレストレス力によって増加するせん断力は、式(2)及び式(4)で大きな値となり、推定値の60%程度を占める結果となった。

推定せん断耐力において、大きな割合を占めるコンクリート負担分のせん断力は、H29道示PHC式が最も大きな値となっている。これは、H29道示PHC杭式は過去のPHC杭の実験結果¹²⁾を踏まえて規定された式であり、これまでの杭のせん断耐力式は、H24道示式のようにはりのせん断耐力式に安全余裕を大きく見込むことで算出されていたため、推定値と実験結果の乖離が大きくなっていたが、H29道示PHC杭式においては、既製コンクリート杭の円環断面への適用性などが高いことから、推定値がより大きくなっていると考えられる。しかし、本研究における載荷試験結果と比較すると、乖離が大きい結果であり、解析により要因を検証した。

3.4 有限要素解析

PC杭では、コンクリートは全ひずみひび割れモデル(引張:JSCE引張軟化、圧縮:コンクリート標準示方書対応モデル)、軸方向に配置されたPC鋼材及びらせん鉄

筋は非線形モデル(Von Mises塑性モデル)としてモデル化を行った。材料強度は載荷試験時に行った材料試験結果から実強度を用いた。なお、らせん鉄筋の降伏強度は、引張強度の0.2%耐力とした。載荷試験において用いた治具は剛体とし、載荷試験時に治具と杭体の間詰に用いた石膏については、圧縮強度のみを規格値とし、コンクリートとしてモデル化した。解析ケースは、載荷試験における推定せん断耐力との乖離は治具による拘束効果の影響が大きいと考え、載荷試験を再現したCase-1と治具を半割としたCase-2の2ケースを解析した。それぞれの解析モデルを図-3.4に示す。

図-3.4において示した解析モデルを用いて、解析を行った。各ケースのひび割れ応力及び荷重変位関係を図-3.5、図-3.6にそれぞれ示す。解析結果をみると、Case-1においては、載荷試験と同様に載荷点と支点を結ぶ斜めひび割れが支配的であり、Case-1の最大荷重は2073kNとなった。載荷試験最大荷重1766kNと比較すると、載荷試験結果を上回る最大荷重となるが、大きな乖離ではなく載荷試験の再現性は高いと考えられる。また、Case-1とCase-2を比較すると、Case-1においては、斜めひび割れ以外に、載荷点間に多少の曲げひび割れが確認できるが、Case-2においては、杭全体に微小なひび割れが確認できる。これを解析ステップごとに確認すると、載荷点直下に曲げひび割れが発生し、載荷が進むにつれて杭全体に広がっていくことが確認できた。これは、治具を半割したことで、治具による拘束効果がなくなったことによるものと考えられる。ただし、最終的に支配的となるひび割れはCase-1と同様の斜めひび割れであると考えられる。また、最大荷重においては、Case-1と比較してCase-2では、27%程度低減されており、Case-2において治具による拘束効果がなくなったことによる多数の微小なひび割れによるものと考えられる。

次に、表-3.6に示すように解析結果で得られた低減率を載荷試験結果に考慮した場合、推定荷重911kNに対して、低減した載荷試験荷重は1289kNとなり、推定荷重の1.41倍となった。また、推定荷重におけるせん断スパン比は1.0として推定しているが、載荷試験におけるせん断スパンは治具の芯々で確保しており、治具による拘束の影響によりせん断スパンが治具の内々であったと仮定すると、せん断スパンは350mmとなり、せん断スパン比は0.7程度となる。せん断スパンのイメージを図-3.7に示す。これを踏まえた推定荷重は、1170kNとなり、解析結果を踏まえて低減した載荷荷重と比較すると、載荷荷重は推定荷重の1.1倍程度となった。以

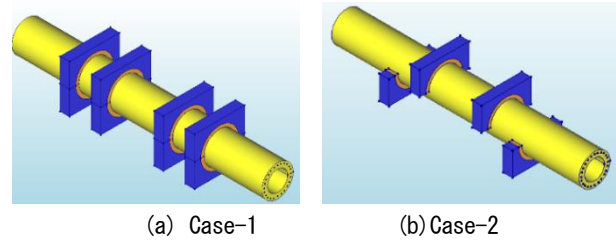
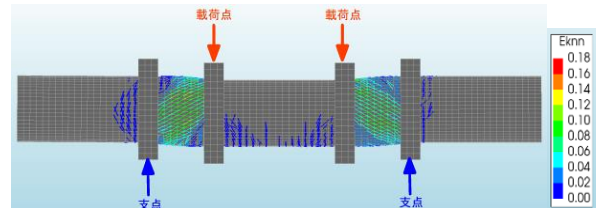
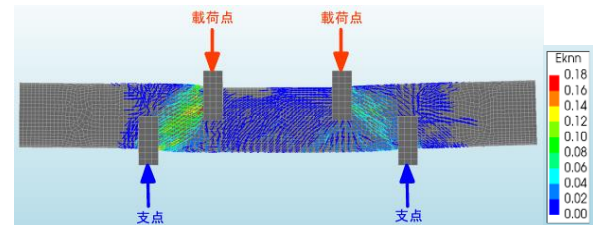


図-3.4 解析モデル



(a) Case-1



(b) Case-2

図-3.5 解析結果（ひび割れ応力）

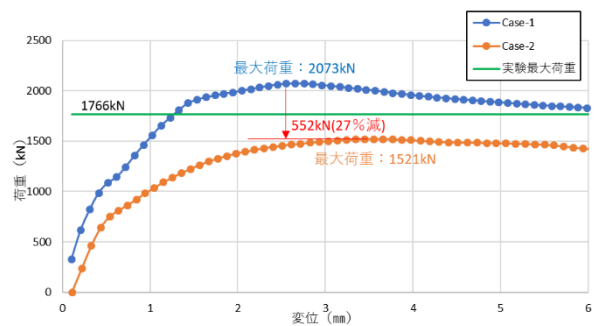


図-3.6 荷重変位関係

表-3.6 載荷試験結果と推定せん断耐力

PC杭実験結果		
載荷試験最大荷重	1766kN	
H29道示PHC杭式での推定荷重	911kN	
実験結果/推定耐力	1.94	
解析結果		
Case-1	2073kN	
Case-2	1521kN	
比率	0.73	
解析結果を見込んだ場合		
載荷試験最大荷重	1766kN	
解析の低減率(0.73)を見込んだ場合	1289kN	
せん断スパン比	治具芯々(500mm)	1.0
	治具内々(350mm)	0.7
H29道示PHC杭式での推定荷重	911kN	
比率	1.41	1.10

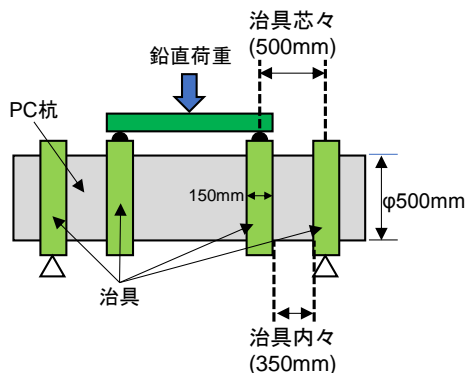


図-3.7 せん断スパンのイメージ

上より荷重実験時には、治具及び石膏による拘束効果の影響が強く、せん断スパン比も小さくなり、最大荷重が大きくなった可能性が考えられる。

3.5 まとめ

PC杭の模型杭を用いて、破壊形態を確認し、せん断耐力の評価精度向上を図ることを目的として荷重試験及び解析を行った。本研究から得られた結果を以下に示す。

- せん断破壊に着目するために、せん断スパン比をパラメータとして荷重実験を行ったが、せん断破壊に至ったものは、せん断スパン比を1.0としたCase-1のみであった。
- 実験Case-1を対象に有限要素解析を行い、荷重試験結果と推定せん断耐力の乖離の要因について検証するため、荷重試験結果と解析結果の比較を行った。解析でのCase-1とCase-2を比較すると、最大荷重は27%程度低減した。この低減率を荷重試験結果に見込み、H29道示PHC杭式による推定せん断耐力との比較を行った結果、荷重試験における設定の通りせん断スパン比1.0の場合で、最大荷重は推定値の1.4倍程度であり、治具により拘束された結果、せん断スパン比が小さくなったと仮定した場合では、最大荷重は推定値の1.1倍程度となり、H29道示PHC杭式においてPC杭のせん断耐力を推定した場合でも精度は高いと考えられる。しかし、PC杭のせん断荷重試験の事例は多くなく、今後も実験による知見を増やしていく必要がある。

参考文献

- 岡田太賀雄、鬼木浩二、河野哲也、星隈順一：既製RC杭基礎模型を用いた正負交番荷重試験、第18回性能に基づく橋梁等の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集、pp.27-34、2015
- 福井次郎、中谷昌一、白戸真大、秋田直樹、野々村佳哲、岡本真次：柱状体基礎の大型振動台実験、土木研究所資

料、第4041号、174p.、2007.3

- (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説V耐震設計編、pp.243-250、2017.11
- (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説IV下部構造編、pp.385-388、1996.12
- (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説IV下部構造編、pp.276-278、2017.11
- (社)コンクリートパイル建設技術協会：既製コンクリート杭-基礎構造設計マニュアル-土木編、pp.95-96、2003
- (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説IIIコンクリート橋編、pp.159-164、2017.11
- (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説IV下部構造編、pp.175-176、2012.3
- (社)コンクリートパイル建設技術協会：既製コンクリート杭-基礎構造設計マニュアル-土木編、pp.5-6、1992
- (公社)土木学会：2017年制定コンクリート標準示方書[設計編]、pp.188-195、2018.3
- 二羽淳一郎、山田一字、横沢和夫、岡村甫：せん断補強筋を用いないRCはりのせん断強度式の再評価、土木学会論文集、vol.372、pp.167-176、1986.8
- 土木研究所、早稲田大学、コンクリートパイル建設技術協会：既製コンクリート杭の性能評価手法の高度化に関する共同研究報告書、共同研究報告書第494号、176p.、2017.7

4.2.5 地震後の河川堤防の機能を考慮した耐震性評価技術・対策技術の開発

担当チーム：地質・地盤研究グループ（土質・振動）

研究担当者：佐々木哲也、石原雅規、谷本俊輔、梶取真一

【要旨】

河川堤防の耐震対策にあたっては、地震後の沈下量すなわち堤防天端高に着目した耐震性評価・対策工の設計がなされている。しかし、今後の広域地震災害等に備えるためには、堤防の機能に影響を及ぼすような亀裂等の変状の発生を抑制することで、より修復が容易な範囲の損傷にとどめるための耐震性評価技術・対策技術を開発することが必要である。そこで本研究では、地震により生じた堤体の亀裂やゆるみ、側方変位量等について着目し、それらの関係性について検討してきた。令和元年度の取り組みとして、地震後に生じた堤体の亀裂および密度変化とそれらによる堤防の浸透特性の変化について、遠心模型実験により検討を行った。

キーワード：堤防、地震、浸透特性

1. はじめに

河川堤防の耐震対策にあたっては、地震後における河川水の越流防止の観点から、沈下量すなわち堤防天端高に着目した耐震性評価・対策工設計がなされている。しかし、地震後の堤防機能に影響を与える要因として、沈下のほかにも亀裂等の変状の影響も考えられるが、これに対しては地震後の応急復旧を行うことが主な対応手段となっているのが現状である。また、亀裂等の変状が浸透に対する安全性に及ぼす影響に未解明な点が多いことから、震災後の応急復旧を限られた時間で実施するための合理的な応急復旧の方法やその優先度の考え方が十分に明らかになっていないのが現状である。今後の広域地震災害等に備えるためには、亀裂等の変状が堤防機能に与える影響を明らかにした上で、堤防機能に影響するような亀裂等の変状の発生を抑制することで、より修復が容易な範囲の損傷にとどめるための耐震性評価技術・対策技術を開発することが必要である。

そこで本研究における平成 28 年度～30 年度の取り組みとして、地震により生じた亀裂が堤防の浸透特性に及ぼす影響を浸透実験により把握した。また、堤防の耐浸透性能に影響を与える要因の 1 つである堤体のゆるみについて、過去の動的遠心模型実験において加振前後での堤体の密度分布を測定した事例を用いて分析した。さらに、堤体の側方変位量について実測値と実務的に用いられる河川堤防の地震時地盤変形解析手法によって算出される解析値の検証を行った。

令和元年度の取り組みとしては、地震による亀裂等の変状発生度合いと堤防機能の関係を明らかにするため、遠心模型実験により、地震後に生じた堤体の亀裂および密度変化とそれらによる堤防の浸透特性の変化について検討を行った。

2. 亀裂を有する河川堤防の浸透実験

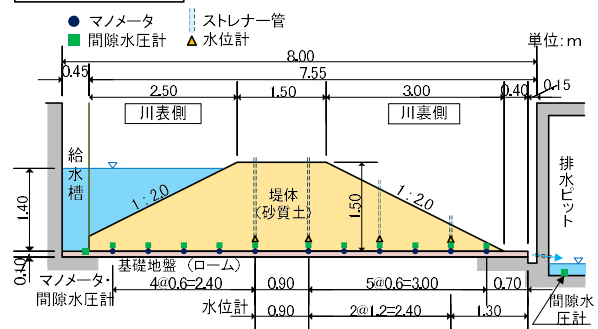
2.1 浸透実験の概要

地震によって生じる亀裂が浸透特性に及ぼす影響を把

表- 2.1 実験ケース一覧

ケース	亀裂	亀裂方向	亀裂位置	ステップ: 水位条件
Case1-1	無	—	—	Step1:津波(短時間)
Case1-2				Step2:洪水(長時間)
Case2-1	有	縦断方向	川表のり面	Step1:津波(短時間)
Case2-2				Step2:洪水(長時間)
Case3	有	横断方向	川表のり尻から川裏のり尻	Step1:津波(短時間)
Case4-1	有	縦断方向	川表のり面天端 川裏のり面	Step1:津波(短時間)
Case4-2				Step2:洪水(長時間)

Case1 断面図



Case1 平面図

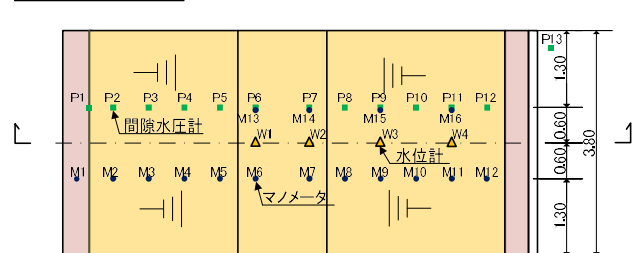


図- 2.1 模型概要図 (1)

4. インフラ施設の地震レジリエンス強化のための耐震技術の開発

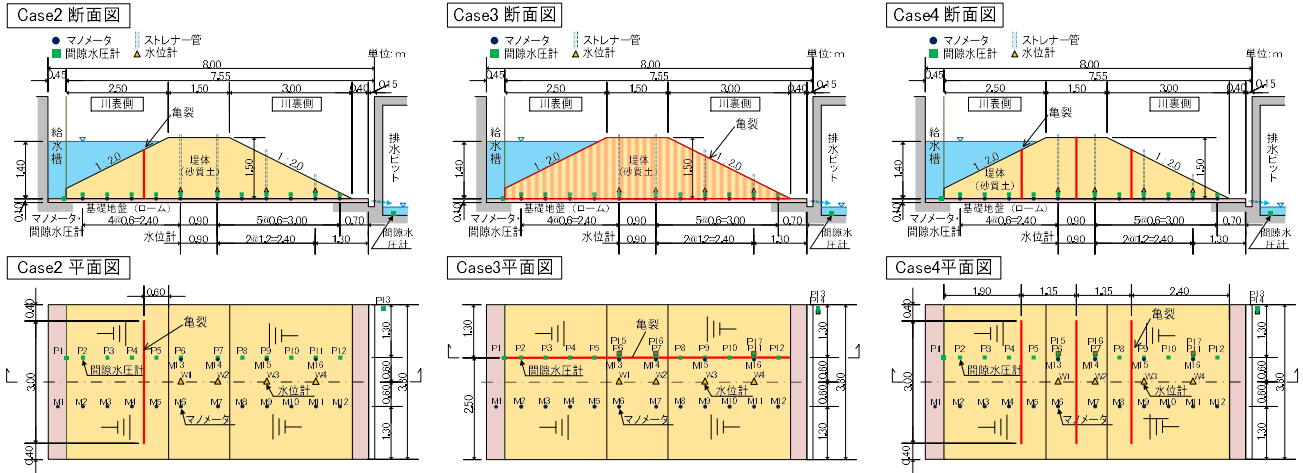


図- 2.2 模型概要図 (2)

握するためには、加振等によって堤防に亀裂を生じさせた後に浸透実験を行うことが望ましいが、加振等を行った後に生じた亀裂の幅や深さ等の状態(浸透実験における初期状態)を把握することが難しい。そこで、手始めの検討として、亀裂が生じた状態を模擬した堤防模型をあらかじめ作製した上で浸透実験を行うこととした。

実験ケースを表-2.1、模型概要を図-2.1、図-2.2に示す。本実験は、高さ1.5m、天端幅1.5m、のり勾配2割の堤防模型を対象として行った。実験ケースは、亀裂を設けないCase1に加え、亀裂の方向・位置を変更したCase2～Case4の計4ケースとした。また、各ケースの堤防模型に対して、津波を想定して短時間で高水位を与えるStep1、および洪水を想定して長時間の高水位を与えるStep2の2段階の浸透実験を行った。実際の手順としては、Step1で生じた堤体内の間隙水圧がほぼ完全に低下するまで静置した後、Step2の浸透実験を開始した。各ステップにおける水位条件を図-2.3に示す。

Case2では、地震により堤防に生じる亀裂の最も典型的なパターンとして、縦断亀裂を設けた。また、亀裂の発生位置としては様々なパターンが考えられる中で、Case2では川表のり面に縦断亀裂を設けることとした。これは、亀裂からの河川水の直接的な浸水の有無が、浸透安全性に大きな影響が生じることを想定したものである。Case3では、構造物の境界や旧河道が堤防を横断する箇所等で生じる可能性があるパターンとして、横断亀裂を設けた。Case4では、縦断方向に複数の亀裂が生じた状況を模擬し、川表のり面、天端、川裏のり面に亀裂を設けた。

亀裂については、浸透実験における初期条件を明らかにするため、亀裂位置に厚さ12cmの合板を立て込んだ状態で盛土模型を作製し、盛土完成後に合板を引き抜く

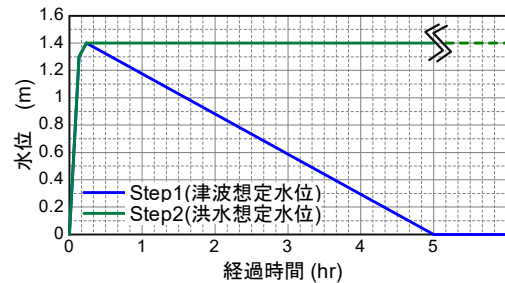


図- 2.3 水位条件

表- 2.2 堤体材料の物性値

物理	土粒子の密度 ρ_s (g/cm ³)	2.701
	礫分 (2～75mm) (%)	0.4
	砂分 (0.075～2mm) (%)	90.5
	細粒分 (0.075mm未満) (%)	9.1
	最大粒径 (mm)	4.8
安定化	最大乾燥密度 ρ_{dmax} (g/cm ³)	1.761
	最適含水比 w_{opt} (%)	16.7

表- 2.3 供試体作製時の含水比を調整した透水試験結果

透水試験	供試体作製時の含水比 w (%)	透水係数 k (m/s)
	15.9	3.34×10^{-6}
	16.7	3.27×10^{-6}
	17.5	1.30×10^{-6}

ことで亀裂が生じた状態を模擬することとした。初期の亀裂幅は12cm、亀裂深さは堤体下面までとした。

使用した堤体材料の物性値は表-2.2に示すとおりである。また、供試体作製時の含水比を3パターンに変化させて行った室内透水試験の結果を表-2.3に示す。盛土模型は、含水状態を最適含水比程度に調整した上で、目標締固め度 $D_c=90\%$ として作製した。ただし、実際には模

型作製時の平均的な含水比は Case1 で 15.9%、Case2 で 17.2%、Case3 で 17.5%、Case4 で 17.4%と若干の差異があった。盛土模型の下部には 10cm の関東ロームを敷き詰めた。

2.2 浸透実験中の亀裂周辺の状況

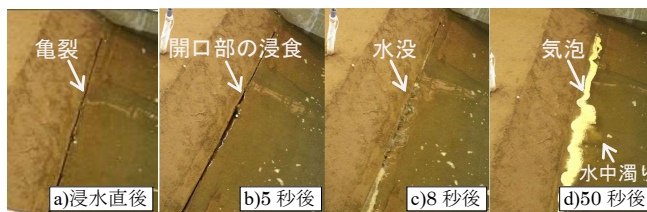
(1) 縦断亀裂を設けたケース

川表のり面に縦断亀裂を設けた Case2、Case4 について、川表のり面の亀裂に河川水が初めて入水したときの状況を写真-2.1 に示す。Case2-1 では、亀裂開口部まで水位が上昇して亀裂に水が入り始めると、写真-2.1 (a) b) のように亀裂開口部周辺の盛土が侵食され、写真-2.1 (a) c) のように 8 秒後には亀裂が水没した。その後、写真-2.1 (a) d) のように亀裂内に残った空気が徐々に排出され、水中では土砂と水が混ざり、濁りが生じていた。両のり面および天端に亀裂を設けた Case4-1 においても、川表のり面の亀裂への入水状況については写真-2.1 (b) に示すように Case2-1 と同様の状況であった。

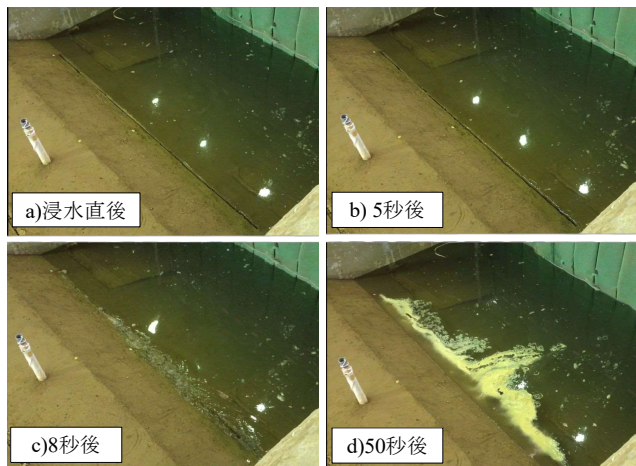
長時間高水位を与えた Case4-2 では、堤体内への浸透が進むにつれて、写真-2.2 に示すように堤防天端および川裏のり面に設けた亀裂の川表のり面側の土塊が亀裂側に移動して当初設けた亀裂が閉塞し、川表のり面側に新たな亀裂が発生した。これは、鉛直方向に設けた亀裂内部で自立していた盛土の下部において、飽和度の上昇とそれに伴う強度低下が生じ、主働破壊を生じたことによるものと考えられる。

(2) 横断亀裂を設けたケース

堤防横断方向に亀裂を設けた Case3 における亀裂への入水状況を写真-2.3 に示す。給水開始 1 分後に川裏のり尻まで水が到達 (写真-2.3 a)) した後、徐々に亀裂周辺における盛土の侵食が進行し (写真-2.3 b)、c))、川裏のり尻付近の亀裂幅の拡大と、亀裂からの排水量の増加が見られた。3 分 20 秒後には新たな横断亀裂の発生および元の



(a) Case2-1



(b) Case4-1

写真-2.1 亀裂への入水状況



写真-2.2 実験中の亀裂の状況 (Case4-2)

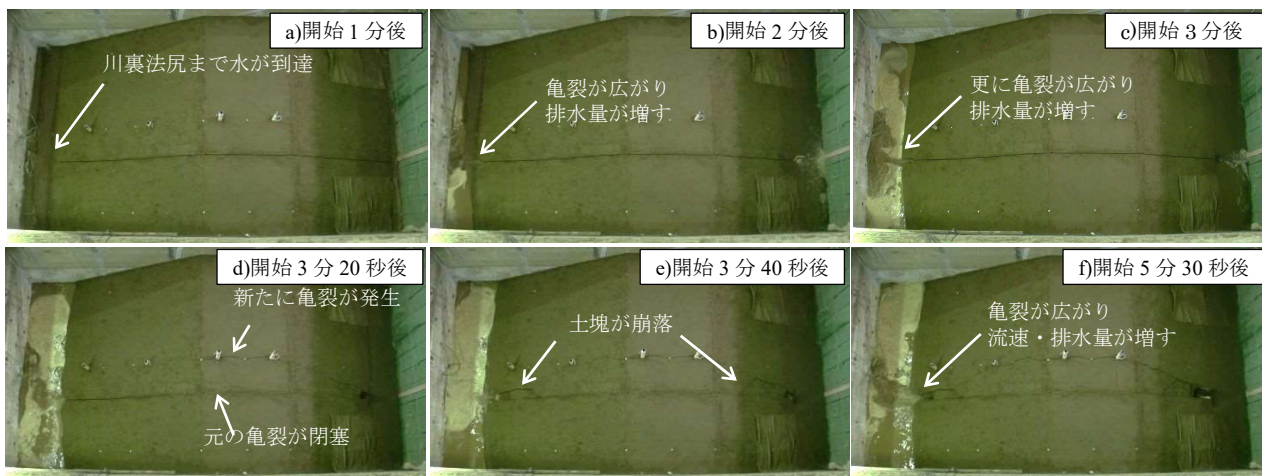


写真-2.3 亀裂への入水状況 (Case3)

亀裂の閉塞が生じたことから(写真-2.3 d)、盛土下部における土砂流出、空洞拡大と盛土上部の陥没が生じ始めたものと見られる。3分40秒後には、のり尻付近の亀裂の拡大と盛土表面の崩落が明瞭となった(写真-2.3 e)。5分30秒時点では川裏のり尻からの排水量が過大となり、実験ピットの排水能力の不足によって川裏のり面側が湛水し始めたため、この時点で実験を終了することとした。その後も川表のり面側に残留した水が川裏のり面へと流れ、実験後には写真-2.4 に示すよう川表のり面は天端付近まで陥没した。このように、横断亀裂を設けた場合は短時間で堤防機能を喪失する結果となった。

2.3 浸透実験後の状況

2.3.1 開削による亀裂断面の観察

亀裂に直行する断面の開削を行い、実験後の亀裂周辺の状況を確認した。

(1) 縦断亀裂を設けたケース

Case2 では、写真-2.5 (a) a)に示すように亀裂を設けた位置の盛土表面では亀裂が閉塞し、くぼみが生じた。また、開削断面における写真-2.5 (a) b)に示すように盛土内部においても亀裂は閉塞していた。写真-2.5 (a) c)に示すように埋没した亀裂跡の幅には起伏が見られ、亀裂壁面が崩れた形跡が残っていた。以上の状況は、亀裂から浸入した流水によって亀裂内の土砂が侵食されたこと、その後に侵食された土砂が堆積して亀裂内が閉塞したことを示すものである。このような亀裂の閉塞は、堤防の耐浸透性能の低下を軽減させる方向に作用した可能性が考えられる。ただし、土の自立性や耐侵食性が異なる場合は、このような閉塞効果が期待できない可能性も考えられる点に注意を要する。

Case4 における川表のり面の亀裂については、当初に設けた亀裂の痕跡が見当たらなかったことから、亀裂が土砂で埋没したものと考えられる。天端と川裏のり面にあらかじめ設けた亀裂についても同様に完全に閉塞し、元の位置を判別することができなかった。一方、天端と川裏のり面に新たに発生した亀裂については、盛土表面付近で開口し、概ね鉛直下方に向かって幅を細めながらも亀裂が残存している状況が確認された。

(2) 横断亀裂を設けたケース

Case3 では図-2.4 に示す計4箇所の開削断面の観察を行った。川表のり面中央の断面1では、写真-2.5 (c) a) に示すように、高さ90cm程度、幅30~50cm程度にわたる空洞が形成されていた。川表のり肩付近の断面2では、写真-2.5 (c) b)に示すように、元の亀裂から60cm程度の箇所の両側に新たに亀裂が発生し、元の亀裂の上部は完全に閉塞して亀裂跡が判別できない状態であった。底面の

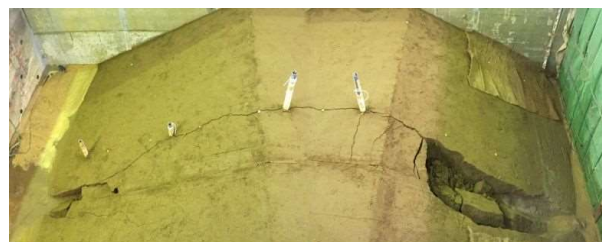
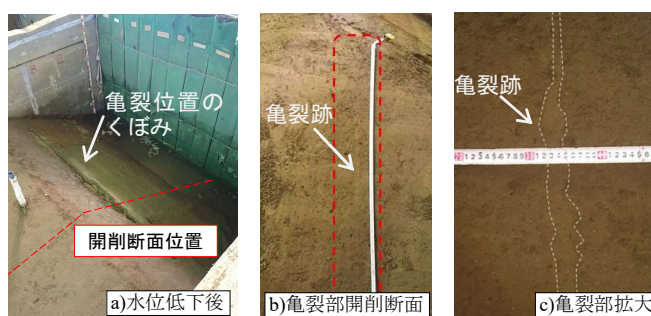
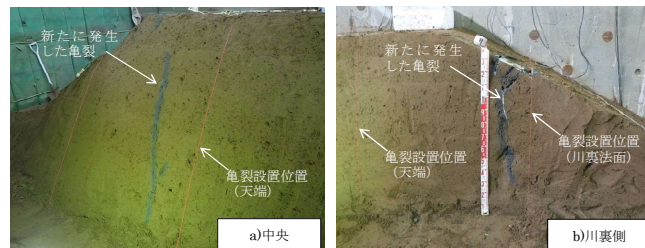


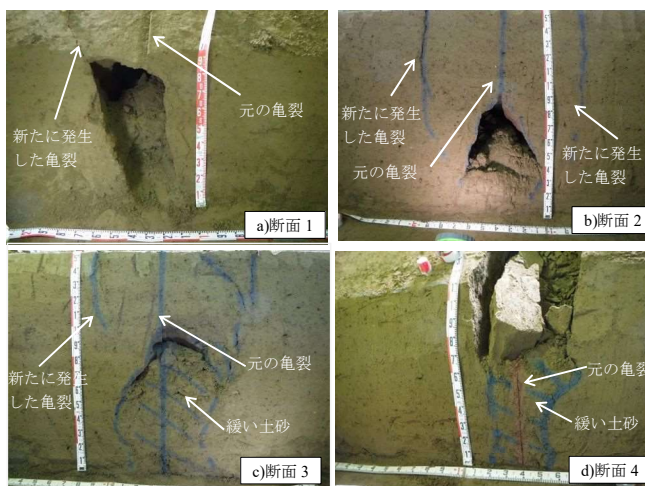
写真-2.4 Case3 実験後の外観



(a) Case2



(b) Case4



(c) Case3

写真-2.5 開削断面における亀裂残存状況

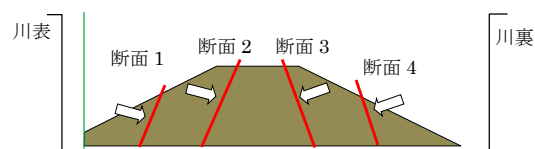


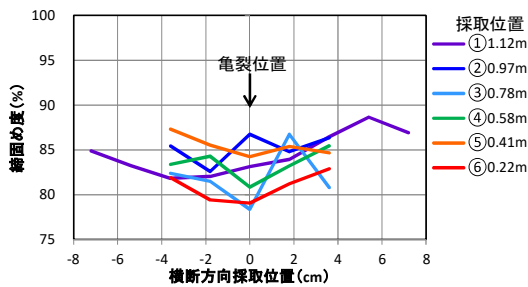
図-2.4 Case3 開削断面位置図

4. インフラ施設の地震レジリエンス強化のための耐震技術の開発

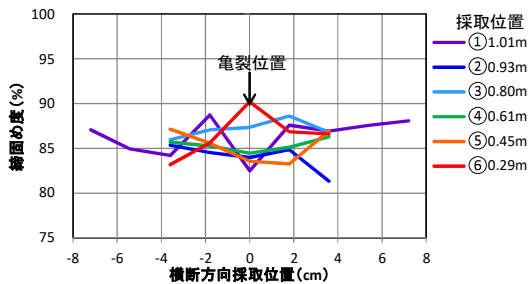
開口幅は 60cm 程度であった。川裏のり肩付近の断面 3 では、写真-2.5 (c) c)に示すように、元の亀裂から 40~60cm 程度の箇所両側に新たに亀裂が発生し、元に亀裂の上部は完全に閉塞して亀裂跡が判別できない状態であった。底面の開口幅は 60cm 程度で、亀裂下部は含水の高い緩い土砂が 90cm 程度堆積していた。川裏のり面中央の断面 4 では、写真-2.5 (c) d)に示すように、亀裂上部の土砂が完全に崩落していた。底面の開口幅は 40cm 程度で、亀裂下部は含水の高い緩い土砂が 60cm 程度堆積していた。

2.3.2 亀裂周辺の局所的な密度分布

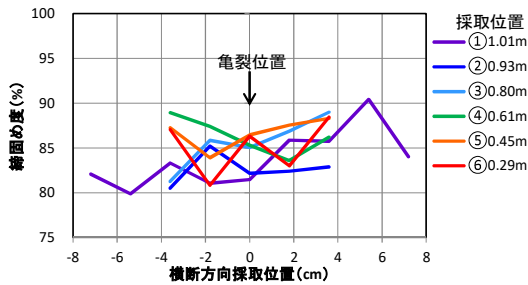
縦断方向に亀裂を設けた Case2、Case4 において、浸水により土砂で埋没した川表のり面に設置した亀裂周辺の局所的な密度分布を測定するため、直径 17.3mm、高さ 20mm のミニコアカッターを用いて試料採取を行った。深さ方向の採取点数は堤体模型作製時の締固め層厚にあ



(a) Case2



(b) Case4, 断面 1



(c) Case4, 断面 2

図-2.5 浸水により埋没した亀裂周辺の密度分布

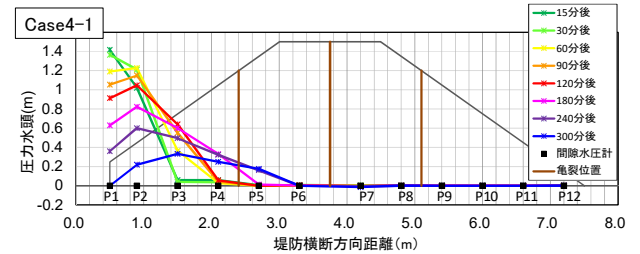
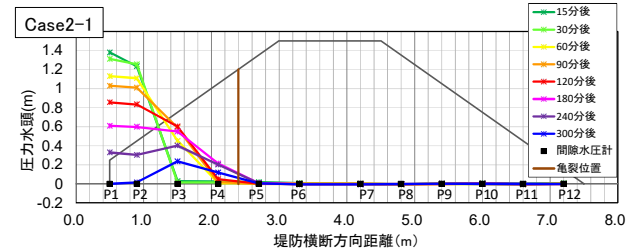
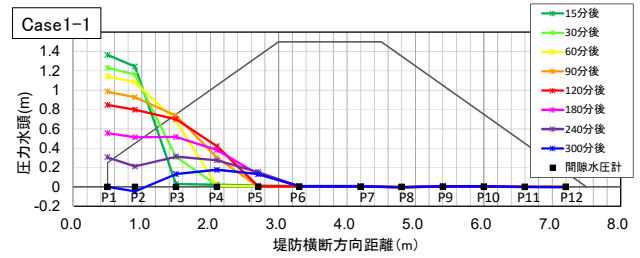


図-2.6 津波を想定した Step1 における
圧力水頭の経時変化

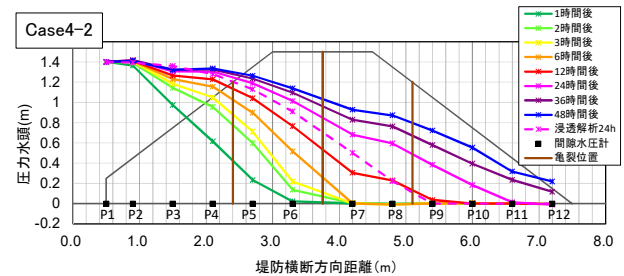
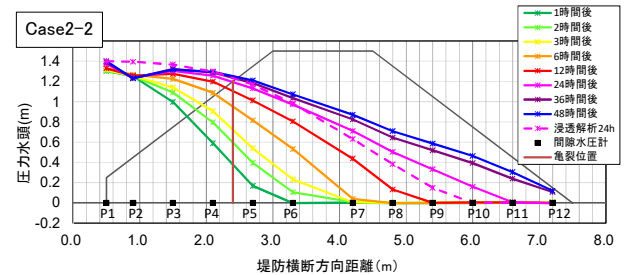
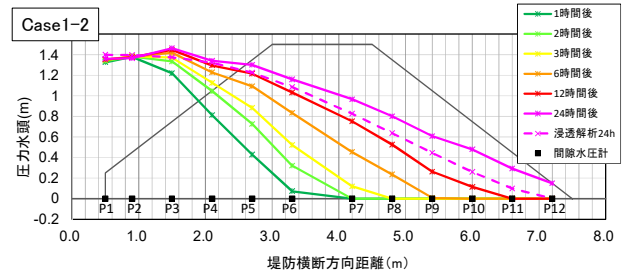


図-2.7 洪水を想定した Step2 における
圧力水頭の経時変化

わせて6点とし、水平方向には5点ないしは9点とした。Case2では1断面、Case4では2断面で試料を採取した。なお、コアカッターの寸法が非常に小さいことから、採取試料のトリミングを行う際に誤差が混入しうることを断っておく。

採取試料の乾燥密度から求めた締固め度の分布を図-2.5に示す。Case2では同図(a)に示すように、深度が深い③～⑥位置では亀裂位置の密度が周辺より低くなっているが、亀裂上部の①②については亀裂位置以外の箇所の密度が低くなっているなど、一定の傾向が認められなかった。

Case4においても、同図(b)、(c)に示すように、亀裂位置の密度が大きくなる等、全体的に一定の傾向が認められなかった。

2.4 堤体の水圧分布

(1) 短時間で高水位を与えたケース

縦断亀裂の条件の異なる3ケースについて、津波を想定した短時間高水位を与えた Step1における堤体底面の圧力水頭分布の経時変化を図-2.6に示す。なお、本報に示す圧力水頭は大気圧の影響を除去した値である。

実験開始2時間後の圧力水頭分布に着目すると、3ケースとも間隙水圧計 P4 の位置まで水圧が上昇し始めている。しかし、P4位置の圧力水頭は Case1-1 が 0.4m、Case2-1 が 0.05m、Case4-1 が 0.06m となり、亀裂を設けなかった Case1-1 が最も浸透速度が大きい結果となっている。また、水位が完全に低下した実験開始5時間後の圧力水頭分布に着目すると Case1-1、Case4-1 は P5 位置まで水圧上昇域が到達したものの、Case2-1 は反応しなかった。

また、川表のり面に亀裂を設けた Case2-1 および 4-1 では、開始15分には亀裂からの直接的な浸水が始まっているにもかかわらず、亀裂から30cm側方のP5位置の間隙水圧が全く上昇しない、あるいは上昇開始まで240分程度を要する結果であったことから、亀裂から浸入した水の進行が非常に遅いことが分かる。実験後の断面観察結果や密度分布の測定結果に基づくと、その原因としては、亀裂の上方あるいは内部で侵食された土砂が亀裂内に堆積することで亀裂が埋没したことによるものと考えられる。結果として、いずれのケースも飽和域が川裏のり面まで到達することはなく、縦断亀裂が短時間の高水位によって耐浸透性能を低下させる状況は確認されなかった。

(2) 長時間の高水位を与えたケース

縦断亀裂の条件が異なる3ケースについて、洪水を想定した長時間高水位を与えた Step2における堤体底面の

圧力水頭分布の経時変化を図-2.7に示す。実験開始1時間後までの圧力水頭分布に着目すると、いずれのケースも P5 位置まで水圧が上昇し始めているが、Step1の開始1時間後と比較すると、浸透速度が明らかに大きくなっていることが分かる。これは、Step1で飽和度が一度上昇した領域にあたるため、初期飽和度の違いによる透水係数の差異が影響を及ぼしたものと見られる。

また、開始24時間後の圧力水頭分布に着目すると、亀裂のない Case1-2 では水圧上昇域が P12 位置まで達したが、その一方で、亀裂を設けた Case2-2 および Case4-2 では水圧上昇域が P10 位置にとどまる結果となった。このように、亀裂を設けなかった Case1 において浸透速度が最も大きくなる傾向は、Step1と同様であった。

なお、亀裂の影響を無視して3ケースの透水係数の差異のみを考慮して非定常浸透流解析を行ったところ、図-2.7中の破線で示すように、概ね実験と整合した解析結果が得られた。このことから、亀裂のない Case1 において浸透速度が大きくなった理由は、盛土作製時の含水比の違いによる透水係数の差異によるものとして説明することができる。

3. 地震後の堤防のゆるみに関する考察

3.1 はじめに

地震後の堤防機能に影響を与える要因としては、前章で検討した亀裂のほか、堤体のゆるみの影響が考えられている。ここで、「ゆるみ」の具体的な力学指標としては有効応力の低下と密度の低下が考えられ、特に密度低下については、堤防の透水性を高め、堤防機能の低下をもたらす可能性が考えられる。

地震前後での盛土の密度変化を詳細に調べた事例はほとんどないが、土木研究所が過去に実施した動的遠心模型実験¹⁾において、加振前後での堤体の密度分布を測定した事例があることから、そのデータの分析を通じて地震後における堤体のゆるみの生じ方やその傾向について考察する。

3.2 遠心力模型実験の概要

実験は、堤体の液状化による被災状況の再現を目的とし、層厚8mの粘性土層の上に築堤された高さ5mの堤防を想定して50Gの遠心力場の下で実施されたものである。模型概要を図-3.1に示す。

ここでは、地震後の堤体のゆるみに関して、堤体の密度変化に着目していることから、一連の実験ケースのうち、加振の有無以外の条件が等しい Case2-1 及び Case2-8 の結果を用いて考察する。Case2-8 では、堤体下部を飽和させた状態で盛土荷重による粘性土層の圧密を完了さ

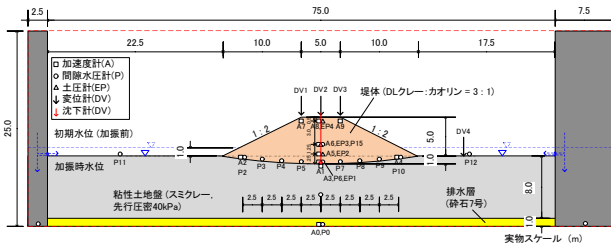
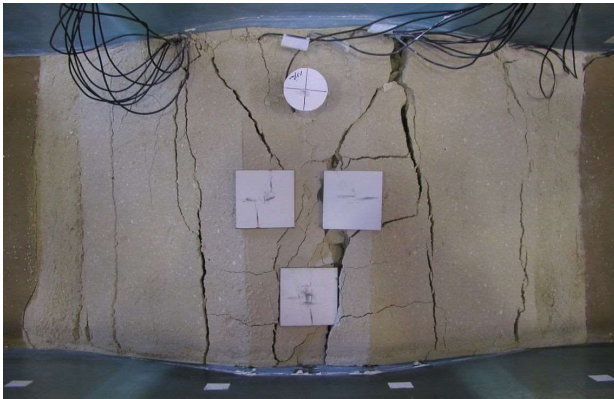
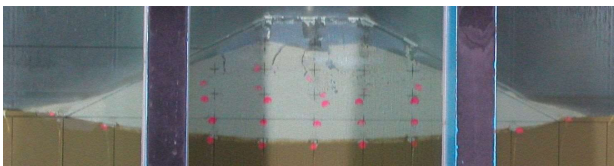


図-3.1 模型概要図 (Case2-1、2-8)



(a) 天端～のり面



(b) 横断面

写真-3.1 Case2-8における加振後の状況

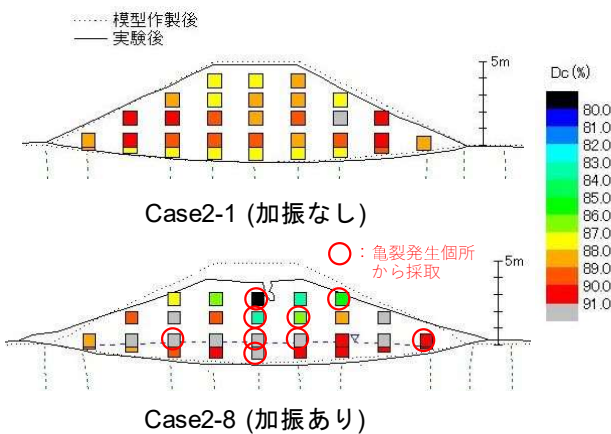


図-3.2 堤体内の締固め度 D_c の分布

せた後、レベル2地震動相当の地震動による加振が行われている。また、Case2-1は、Case2-8と同一条件で盛土荷重による粘性土層の圧密を完了させた後、加振を行う

ことなく実験を終了したケースである。

いずれのケースにおいても、盛土材料にはDLクレールとカオリンを乾燥重量比3:1で配合した材料を使用し、締固め度 $D_c = 90\%$ を目標として作製している。盛土模型は、軟弱な粘性土層上でも所定の形状と密度を確保できるように、木枠内で密度管理を行いながら湿潤締固めによりあらかじめ作製した後、冷凍庫で凍結させて土槽内に設置されている。各実験の開始前には、盛土内部が凍結していないことを確認している。

両ケースにおいて、実験後に小型コアカッター(内径17.3mm、高さ20mm)を用いて、堤体の横断面内で採取された計32点の試料について密度測定を行っている。

3.3 実験結果および堤体のゆるみに関する考察

加振を行わなかったCase2-1では、圧密沈下を生じさせたものの、実験後の盛土表面にはほとんど亀裂が生じていなかった。これに対し、加振を行ったCase2-8では、写真-3.1から分かるように、天端およびのり面に縦断亀裂が生じており、土槽側面から目視確認される限りでは、堤体の上部1/3程度の深さまで到達している。また、加振によって堤防天端に1.1m程度の沈下が生じるとともに、各のり尻に1.0~1.5m程度ずつの残留水平変位が生じた。

次に、実験後に採取された試料の乾燥密度 ρ_d を締固め度 $D_c (= \rho_d / \rho_{dmax}, \rho_{dmax}$: 最大乾燥密度) に換算し、堤防横断面内にプロットしたものを図-3.2に示す。

加振を行わなかったCase2-1における締固め度 D_c の範囲は概ね87~91%であり、盛土の天端付近および底面付近にやや密度が低い領域が分布することが特徴的である。その原因としては、模型作製時に生じた密度の非一様性のほか、遠心力載荷時に生じた盛土の側方変形の影響、遠心力除荷時に生じる粘性土層の吸水膨張(リバウンド)の影響等が考えられる。

一方、加振を行ったCase2-8では、盛土上部において締固め度 D_c が85%以下と小さい箇所が存在することが特徴の一つとして挙げられる。ただし、図中に赤い○印を付したのは、試料採取位置の盛土に亀裂が生じていたことが採取前の時点で目視確認された箇所であり、特に亀裂が大きく開口した盛土上部において、亀裂による空隙が密度の測定値に影響を及ぼした可能性が高い。すなわち、盛土上部の密度低下は亀裂の発生そのものを表している可能性もあるため、堤防機能の低下につながる亀裂以外の要因として「ゆるみ」の影響を考慮する必要性の有無については、さらなるデータを蓄積した後に再考することが必要であると考えられる。

もう一つの特徴的な傾向として、締固め度が概ね90%

4. インフラ施設の地震レジリエンス強化のための耐震技術の開発

以上と大きな値を示す領域が盛土下部に広く分布していることが確認される。これは、加振による繰返しせん断を受けることで負のダイレイタンス（体積収縮）が累積したことによるものと考えられる。これは、地震後の高水による川表のり面からの浸透流の流速を定性的には低下させる効果をもたらすものであるため、少なくとも堤防機能の低下をもたらすことはないと考えられる。

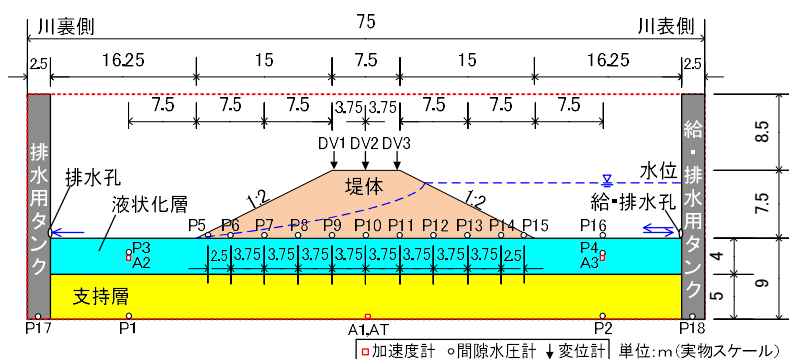


図- 4.1 模型概要図 (実物スケール)

表- 4.1 実験ケース

4. 地震後の亀裂やゆるみによる堤防の浸透特性変化に関する検討

4.1 はじめに

2章において、亀裂が生じた状態を模擬した砂質土の堤防模型をあらかじめ作製し浸透実験を行った結果、浸水時に亀裂周辺で侵食された土砂によって亀裂内は閉塞され、縦断亀裂が堤防の耐浸透性能の低下に及ぼす影響は小さいことが確認された。

本章ではこれを踏まえ、地震によりさらに大きな亀裂が生じた場合や堤体土質の違いによる堤防機能の関係を明らかにするため、追加実験として遠心模型実験を行い、地震後に生じた堤体の亀裂および密度変化と、それらによる堤防の浸透特性の変化について検討することとした。

4.2 模型実験の概要

本実験は、幅 1.5m、奥行き 0.3m、高さ 0.5m の土槽内に 1/50 縮尺模型を作製し、50G の遠心加速度の下で実施したものである。以降に示す数値は、特記しない限り実物スケールに換算した値である。

図- 4.1 の模型概要図に示すとおり、層厚 9.0m の基礎地盤（液状化層・支持層）の上に、高さ 7.5m、天端幅 7.5m、法勾配 2 割の堤防模型を構築し実験を行った。堤体については、土質の違いによる地震後の浸透特性変化について把握するため、砂質土と粘性土の 2 種類を実験ケースとして設定した。模型地盤において、CaseA、1、2 については、堤体は砂質土を想定し含水比 $w=16.5\%$ に調製した江戸崎砂を用いて締固め度 $D_c=90\%$ で、液状化層は東北硅砂 7 号を用いて相対密度 $D_r=40\%$ で、支持層は宇部硅砂 6 号を用いて相対密度 $D_r=90\%$ でそれぞれ作製した。CaseB、3、4 については、堤体は粘性土を想定し自然含水比 $w=85.0\%$ のロームを用いて締固め度 $D_c=90\%$ で、液状化層と支持層は CaseA、1、2 と同様の材料、条件でそれぞれ作製した。

実験ケースを表- 4.1 に示す。Case1、3 では健全な堤体

ケース	遠心加速度	堤体材料	液状化地盤材料	基礎地盤材料	実験手順	備考
CaseA	—	江戸崎砂	—	—	—	堤体内密度計測
Case1	50G	$D_c=90\%$ (砂質土)	東北硅砂 7 号 $D_r=40\%$	宇部硅砂 6 号 $D_r=90\%$	浸透実験→加振実験	—
Case2					加振実験→浸透実験	—
CaseB	—	ローム	—	—	—	堤体内密度計測
Case3	50G	$D_c=90\%$ (粘性土)	東北硅砂 7 号 $D_r=40\%$	宇部硅砂 6 号 $D_r=90\%$	浸透実験→加振実験	—
Case4					加振実験→浸透実験	—

に対する浸透特性をまず確認するため浸透実験をはじめに実施し、その後加振実験を行い亀裂や密度変化の発生状況を確認・記録した。一方、Case2、4 では加振実験の後に浸透実験を行うことで、地震動による変状が生じた堤防の浸透特性を確認した。なお、いずれのケースについても、浸透実験では青く着色したメトローズ水溶液により川表水位を 3.5m、4.5m、5.75m と段階的に増加させ、各段階で約 17 時間にわたって水位を保持した。また、加振実験では 1Hz、300gal、20 サイクルの正弦波の入力を基本とし数回の加振を行った。

各ケース終了後の模型解体時には、小型コアカッター（直径：模型スケール 30mm、高さ：模型スケール 30mm）による 30 点程度での採取試料から堤体の密度分布を把握するとともに、堤防表面から亀裂部に白色の塗料を流し込んで堤防横断面を開削・観察することにより亀裂の発生状況を記録した。なお、CaseA、B では堤体の初期密度の把握を目的として、遠心力の载荷履歴および飽和・不飽和履歴のない堤防模型に対し、小型コアカッターによる密度計測を行った。

4.3 堤体の亀裂状況と密度変化

4.3.1 砂質土堤防の亀裂状況と密度変化

Case1、Case2 では 300gal の正弦波による加振入力を 2 回行い、いずれのケースも天端の沈下量が 1.6m 程度、法尻の水平変位量が 1.4m 程度であった。実験後の堤体の亀裂状況を写真- 4.1 に、実験後の堤体表面形状に堤体内の密度分布を重ねたものを図- 4.2 に示す。Case1、2 において、加振後の堤防表面形状や上面から見た亀裂の発生範囲は概ね似通っていることが確認される。また、開

4. インフラ施設の地震レジリエンス強化のための耐震技術の開発

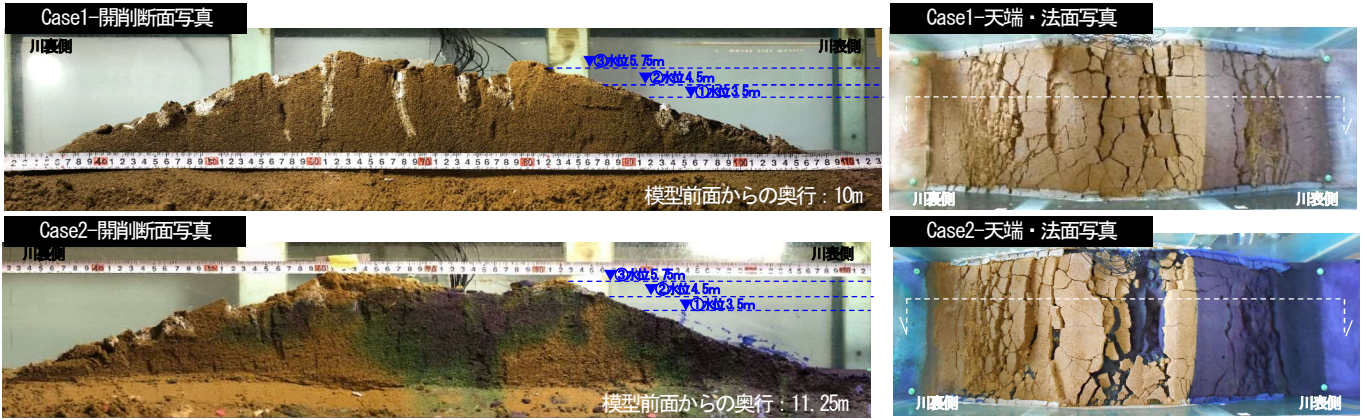


写真- 4.1 実験後の堤体の亀裂状況 (Case1, Case2)

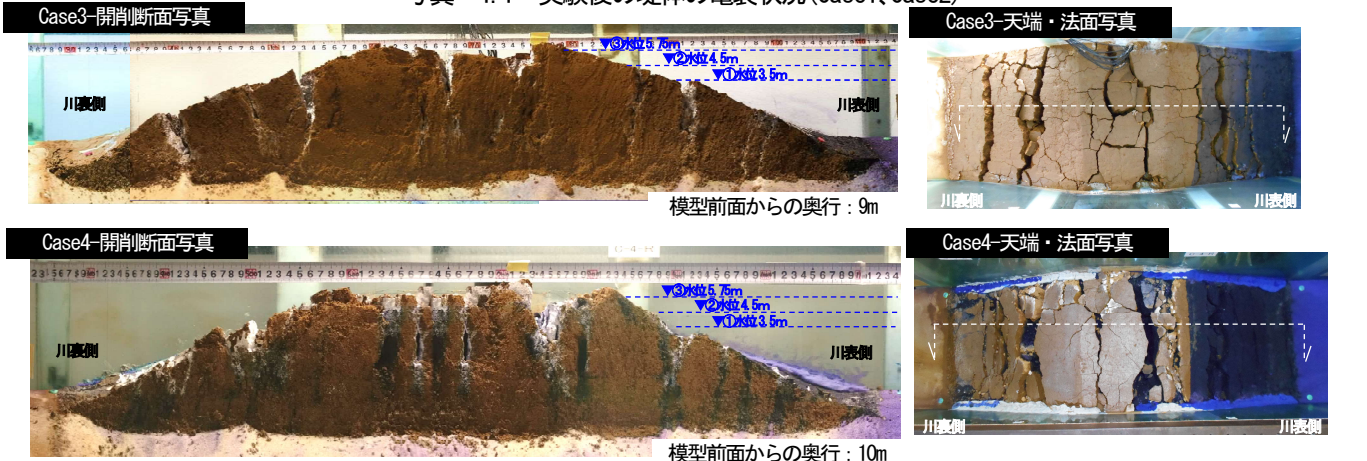


写真- 4.2 実験後の堤体の亀裂状況 (Case3, Case4)

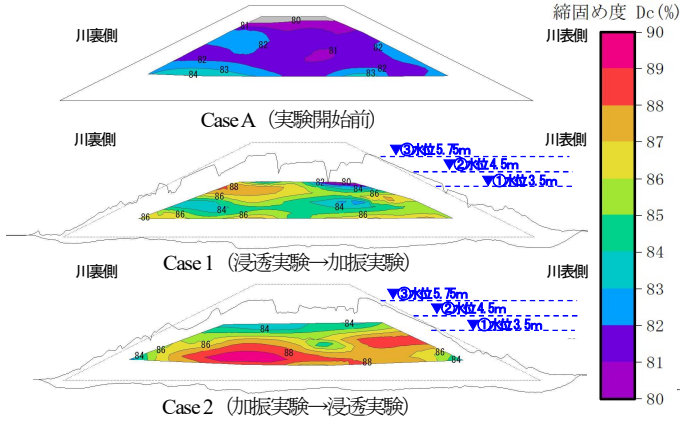


図- 4.2 堤体内の密度分布 (Case1, Case2)

断面より亀裂の残存 (白色塗料) が確認されたのは Case1 のみであるが、これは Case2 では浸透実験による飽和度の上昇に伴い亀裂が閉塞したためであると考えられる。

図-4.2 では、堤体内の密度分布を締固め度 D_c に換算して表示している。いずれのケースも D_c が全体的に低い数値となっているが、これは小型コアカッターによる試料の採取時に土が乱れる傾向があるためと考えられる。各ケースの堤体内密度分布は、CaseA, Case1, Case2 の順に大きくなっており、加振や浸透により全体的に密度が増

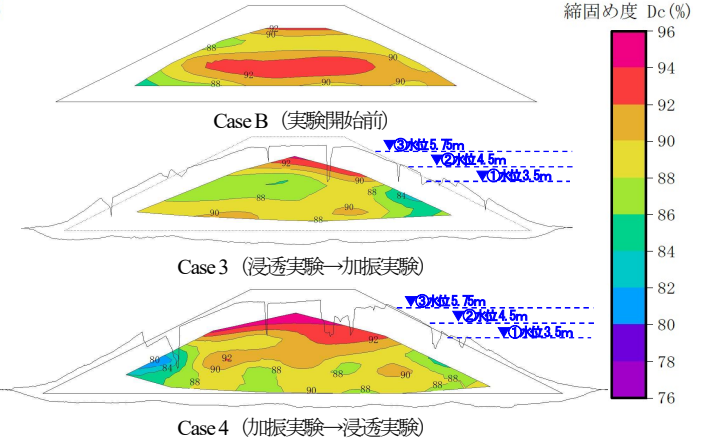


図- 4.3 堤体内の密度分布 (Case3, Case4)

加している傾向が確認される。この要因として考えられるのは、地震時の繰返しせん断による負のダイレイタンスの累積や高水時 (亀裂からの浸水時) の飽和度上昇によるコラプス収縮の影響が考えられる。以上より、地震動による堤体の全体的な密度低下が生じている状況は確認されなかった。

4.3.2 粘性土堤防の亀裂状況と密度変化

Case3 の加振入力 は 300gal の正弦波の入力を 1 回、その後 150gal の正弦波の入力を 2 回行った。一方、Case4 は 300gal の正弦波の入力を 1 回、その後 150gal の正弦波

4. インフラ施設の地震レジリエンス強化のための耐震技術の開発

の入力を1回行ったところ、堤体の沈下量および亀裂状況は大きく、これ以上加振させると堤防機能に著しい低下が生じると判断されたため、加振入力をここで終了した。

Case3,4 では基礎地盤の液状化による堤体の変形が生じ、いずれも加振による天端の沈下量が1.1m程度、法尻の水平変位量が1.0m程度であった。実験後の堤体の亀裂状況を写真-4.2に、実験後の堤体表面形状に堤体内の密度分布を重ねたものを図-4.3に示す。Case3,4において、加振後の堤防表面形状や上面から見た亀裂の発生範囲は概ね似通っているが、天端や法面の亀裂幅や亀裂深はCase4の方が大きく、また、開削断面において亀裂の残存(白色塗料)が多いのもCase4であることが確認される。これは堤体が粘性土の場合、浸透による飽和度の上昇は比較的しにくく土の強度や自立性は保たれるため、亀裂の閉塞は生じにくいことが要因として挙げられる。

図-4.3では、堤体内の密度分布を締固め度 D_c に換算して表示している。CaseA、Case1、Case2の D_c は全体的に低い数値であったが、CaseB、Case3、Case4では小型コアカッターを模型サイズにおいて直径30mm、高さ30mmから直径50mm、高さ30mmと大きくし、小型コアカッターによる試料採取時の土の乱れの影響を最小限にした。結果として $D_c=90\%$ 付近をCaseBでは捉えることができ、より正確な密度計測ができたといえる。Case3,4では亀裂の空隙部の影響により密度測定値がCaseBと比べ小さくなっている箇所もあるが、全体としては著しい堤体内密度の低下は認められない。

4.4 堤体の浸透特性変化

4.4.1 砂質土堤防の浸透特性変化

Case1,2における単位奥行当りの流量と川表水位の時刻歴を図-4.4に示す。給水側流量は、土槽外部からの給・排水用タンクへの給水量を流量計により計測したものである。排水側流量は排水用タンクの水位上昇量を水圧計P17により計測し流量へ変換することで算定した。また、排水用タンクの水位が排水孔に近づくたびに、排水用タンクより水を抜いているため、排水側流量は時刻に対して間欠的となっている。

Case2の川表水位5.75m保持期間(③)において、法尻付近で漏水や小規模の崩壊が生じたが、決壊するほどの大規模な崩壊には至らなかった。

Case1,2ではいずれも川表水位に対して排水側流量が比例的であるが、Case2の③期間では排水側流量がCase1の約1.2倍程度と水位に対してやや増加している。なお、Case2では時刻約150h付近において、川表水位が表のり

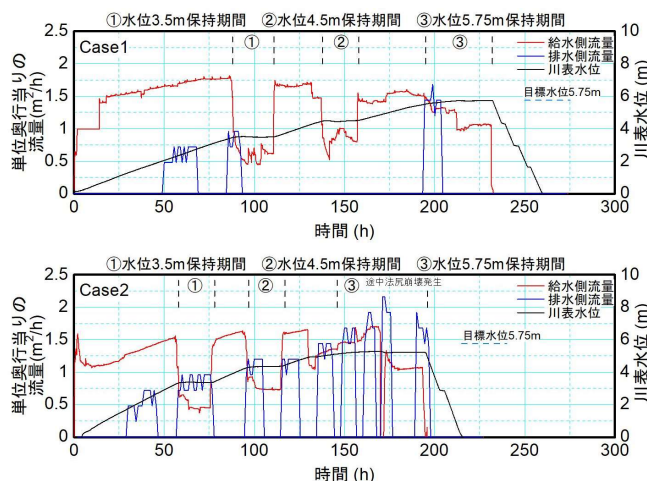


図-4.4 単位奥行当りの流量と川表水位の時刻歴 (Case1、Case2)



写真-4.3 Case2における150h付近の堤体状況写真

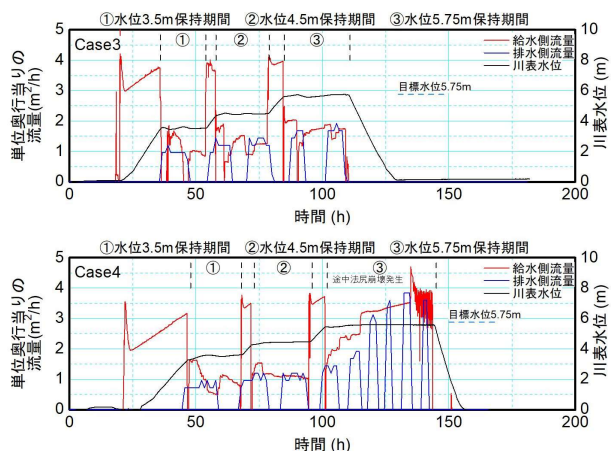


図-4.5 単位奥行当りの流量と川表水位の時刻歴 (Case3、Case4)



写真-4.4 Case4における100h付近の堤体状況写真

4. インフラ施設の地震レジリエンス強化のための耐震技術の開発

肩付近に生じた大きな縦断亀裂に達し、川表水位と天端陥没部の水位がほぼ同程度となった(写真-4.3 参照)。排水側流量の増加が始まった時刻は図-4.4 の Case2 のグラフから約 150h 付近と読み取れ、写真-4.3 のように川表水位と天端陥没部の水位がほぼ同程度となった時刻も約 150h 付近であることが確認される。これにより浸透経路長が短縮され、川裏側への漏水量が増大したものと考えられる。Case2 は漏水や小規模の崩壊が生じたにもかかわらず、排水側流量がこの程度にとどまったのは、4.3.1 で記述した密度増加や亀裂の閉塞が関係した可能性が考えられる。

4.4.2 粘性土堤防の浸透特性変化

Case3,4 における単位奥行当りの流量と川表水位の時刻歴を図-4.5 に示す。給水側・排水側流量の計測方法は Case1,2 と同様である。

Case1,2 と同様、Case3,4 ではいずれも川表水位に対して排水側流量が比例的であるが、Case4 の③期間では排水側流量が Case2 の約 1.6 倍程度、Case3 の約 2.8 倍程度と水位に対して大きく増加していることが確認された。なお、Case4 では時刻約 100h 付近において、川表水位が表のり肩付近に生じた大きな縦断亀裂に達し、川表水位と天端陥没部の水位がほぼ同程度となった(写真-4.4 参照)。排水側流量の増加が始まった時刻は図-4.5 の Case4 のグラフから約 120h 付近と読み取れ、一方写真-4.4 のように川表水位と天端陥没部の水位がほぼ同程度となった時刻は約 100h 付近であることが確認される。これにより浸透経路長が短縮され、川裏側への漏水量が増大したものと考えられる。粘性土堤防において、砂質土堤防よりも地震後の漏水量が顕著となったのは、4.3.2 で記述した加振による亀裂規模が大きいことや亀裂の閉塞が生じにくいことが理由として挙げられる。ただし、Case2 と同様 Case4 の川表水位 5.75m 保持期間(③)において、法尻付近で漏水や小規模の崩壊が生じており、Case1,3 と比較して耐浸透性能の低下は見られたが、決壊するほどの大規模な崩壊には至らなかった。

5. 地震による堤防の側方変位量の推定精度に関する検討

5.1 検討の概要

河川堤防の地震後の耐浸透性能については、地震後の堤防の亀裂等の状態を直接的に予測するとともに、地震後に堤体に生じる亀裂等による浸透性能への影響を明らかにできれば、確度の高い評価が可能と考えられる。しかし、過去の大規模な地震による堤防の亀裂等の状態は、土質の違いや築堤履歴、堤体内水位、宙水等の要因が複

表-5.1 検討断面諸元

箇所 No.	堤防高	天端幅	のり面勾配 (川表・川裏)		地震後の 天端沈下量	地震後の 側方変位量
1.	4.8m	5.5m	4.0	3.1	2.4m	10.8m
2.	5.6m	3.6m	4.5	2.9	2.1m	9.2m
3.	3.5m	2.9m	2.2	2.8	1.2m	1.7m
4.	4.7m	4.1m	3.6	5.7	1.1m	7.0m
5.	5.9m	2.9m	1.9	2.8	1.5m	1.5m
6.	3.1m	8.2m	2.4	2.5	1.4m	5.2m
7.	3.5m	7.0m	2.0	1.8	2.0m	3.7m
8.	5.3m	5.5m	4.7	2.2	1.5m	3.0m
9.	7.0m	4.3m	4.7	3.7	0.6m	2.1m
10.	4.8m	4.3m	3.0	3.6	0.15m	0.4m
11.	7.1m	5.1m	3.2	3.6	1.9m	1.7m
12.	2.6m	5.6m	2.6	1.5	1.4m	1.2m

雑に関係している。また、河川堤防は長大な延長を有することから、実務的に亀裂等の評価を実施するには、極力簡便な手法であることが望ましい。これらに鑑みると、今日の調査・解析技術の下で、堤防の亀裂の発生状況を直接的に事前に予測することは極めて困難であると考えられる。

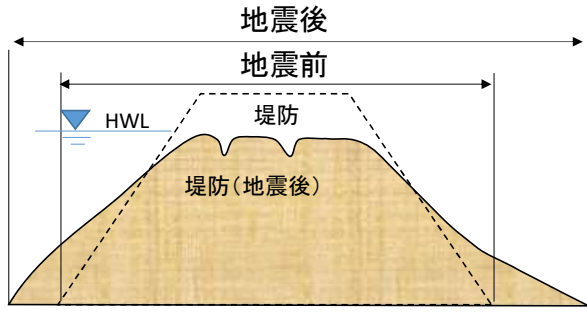
そこで、本検討では、地震後に発生する亀裂等の程度を表す指標として、堤防の側方変位量に着目することとした。これは側方変位量と亀裂等の発生状況は相関があると考えられるためである。また、地震後の側方変位量の予測手法としては、現在、堤防の耐震性能照査に実務的に用いられている有限要素法に基づく自重変形解析手法(以下、ALID とする)を用いることとした。

5.2 有限要素法に基づく自重変形解析の概要

東北地方太平洋沖地震による堤防被災事例を中心に、ALID による堤防天端の沈下量の再現性について過年度に検証している²⁾ことから、同様に側方変位量についても、被災の実測値と解析値の整合性についての検討を行った。

ただし、堤防沈下量の検証時は、全国の 27 箇所を対象に行っているが、今回の側方変位の検討では、27 箇所のうち、側方変位量が被災報告書等で明確に記録されている箇所を対象とした。検討を行った箇所は、東北地方太平洋沖地震で被災した 11 箇所と平成 12 年鳥取県西部地震で被災した 1 箇所、合計 12 箇所について検討を行った。

■堤防全体の側方変位を評価
(堤防の側方変位量=地震後-地震前)



■各のり面(川表・川裏)で側方変位を評価
(川表の側方変位量=川表の地震後-地震前)
(川裏の側方変位量=川裏の地震後-地震前)

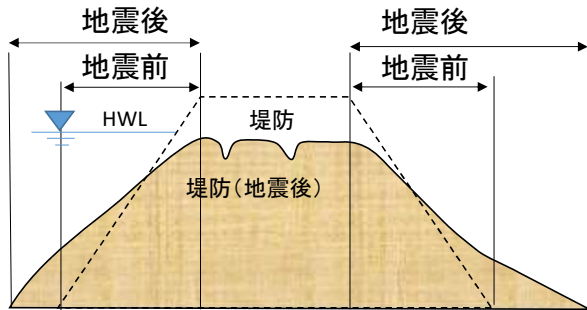


図- 5.1 整理方法のイメージ

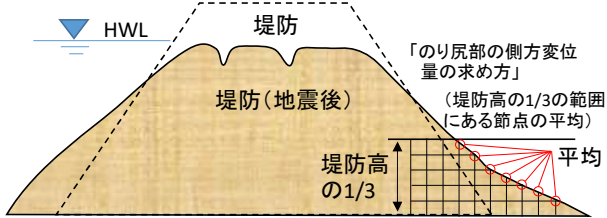


図- 5.2 “のり尻部分”の変位量の代表値の求め方

検討を行った堤防の諸元及び地震後の状況については表- 5.1 (堤防高、天端幅、のり面勾配 (川表のり面・川裏のり面)、天端沈下量 (最大値)、側方変位量 (最大値)) に示す。

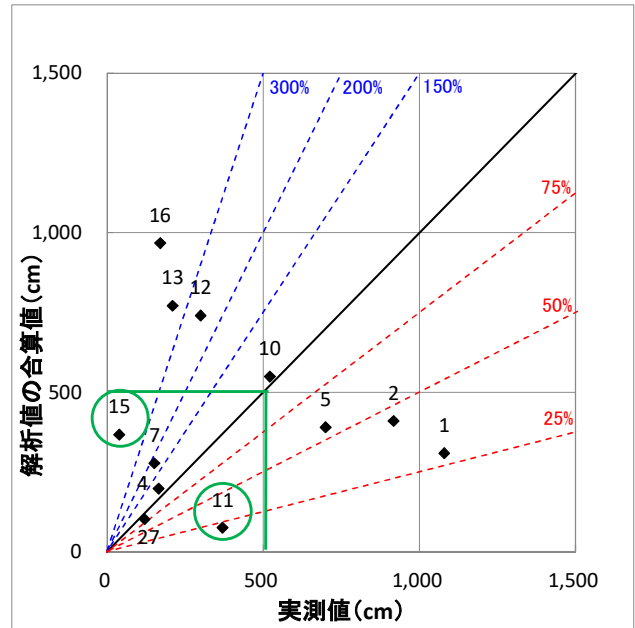
検討にあたり、ALID に用いた堤防及び基礎地盤の物性値や地下水位面等については、過年度に実施した堤防沈下量の検証時と同一の条件とした。

5.3 自重変形解析の結果

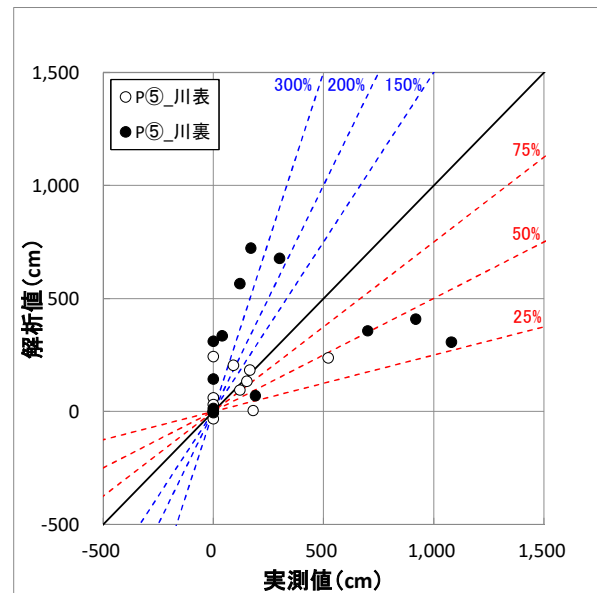
5.3.1 解析結果の整理の方法

解析結果の整理については、次の2通りで実施した。

- ①両のり面の側方変位量を合算して整理する方法
 - ②川表・川裏のり面を別々のり面として整理する方法
- これら2通りの整理方法のイメージを図- 5.1 に示す。両のり面の側方変位量を合算した整理とは、地震前の両のり尻位置と地震後の両のり尻の差である。一方、各の



(a) 堤防全体の側方変位量と解析値



(b) 各のり面の側方変位量と解析値

図- 5.3 解析値と実測値の整合性

り面 (川表のり面、川裏のり面) を別々のり面として整理する方法とは、地震前の川表のり尻位置と地震後ののり尻位置の差、地震前の川裏のり尻位置と地震後ののり尻位置の差、それぞれを別々のり面として扱っている。

次に、解析結果の側方変位量については、“のり尻部分”の変位量が堤防天端の亀裂等の発生状況に影響すると仮定し、“のり尻部分”の変位量を代表値として整理を行った。ここで、“のり尻部分”の変位量とは、のり尻から堤防高の 1/3 の高さの範囲にある節点の平均値 (のり尻は

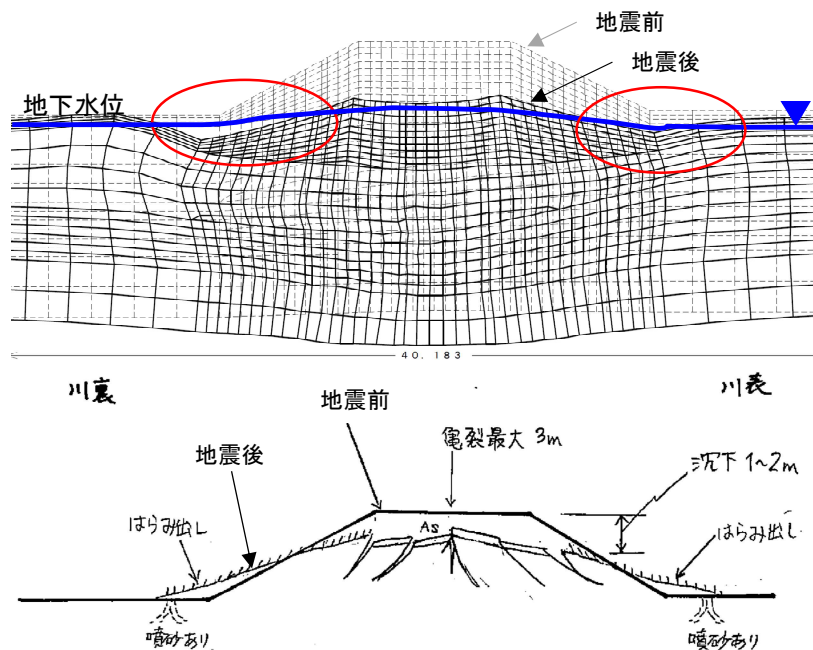


図- 5.4 No. 11 箇所の解析結果（上段）と実測値（被災後のスケッチ）（下段）

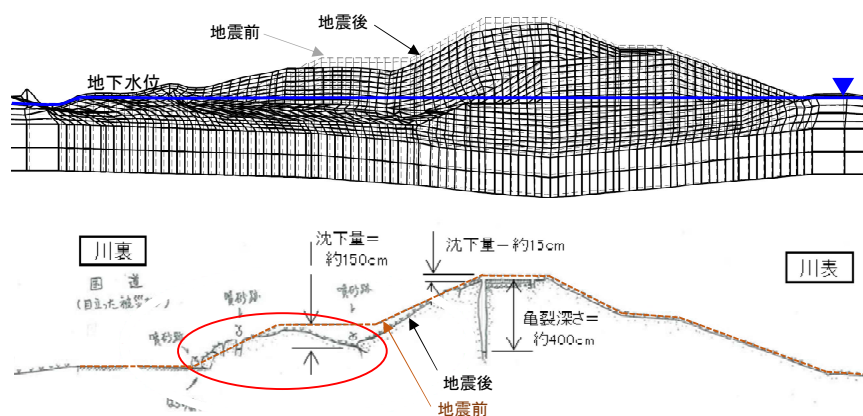


図- 5.5 No. 15 箇所の解析結果（上段）と実測値（被災後のスケッチ）（下段）

除く)と設定した。具体的には、図- 5.2 に“のり尻部分”の変位量の代表値の求め方を図示する。

なお、解析結果の側方変位量の整理については、以下の4つのパターンでも実施したが、いずれのパターンも大差はなく、同様の傾向であった。

- ・パターン①：のり尻より一つ上の節点の値
- ・パターン②：全節点値の最大値
- ・パターン③：のり尻を除いた全節点の平均値
- ・パターン④：のり尻から堤防高までの 1/3 の範囲にある節点の最大値

5.3.2 解析結果と実測値の整理

まず、両のり面の側方変位量を合算して整理する方法で整理した結果を図- 5.3 (a)に示す。

図- 5.3 (a)に示すとおり、解析結果は、実測値と比較し

て、約 25%～約 300%の精度であった。

次に川表・川裏のり面を別々ののり面として整理する方法で整理した結果を図- 5.3 (b)に示す。こちらも、堤防全体の場合と同様に、ALID による解析結果は、実測値と比較して約 25%～約 300%の精度であった。

今回用いた解析手法は、土の連続的な変形を仮定した有限要素法であるため、大規模に変形するケースで、特に 5m を超えるような極めて大きな側方変位が生じるようなケースなど、適用の限界があると考えられる。

5.3.3 解析結果の分析

5.3.2 を踏まえ、実際の側方変位量が 5m 以下の箇所を対象にして、ALID による解析値と実測値が大きく異なる（解析値が 25%以下あるいは 300%を超える）箇所について分析を行うこととする。

分析の対象となる箇所は、図-5.3 (a)に丸で囲む、No.11 と No.15 の 2 箇所となる。ここで、No.11 および No.15 の実測値（被災後のスケッチ）と ALID 解析の結果を、図-5.4、図-5.5 に示す。

まず、過小評価となった No.11 の被災は、基礎地盤の液状化と堤防下部の液状化による堤防の側方流動により、堤防の沈下と天端等に亀裂が発生したと考えられる。一方、ALID の解析結果を見ると、液状化層の深い層の流動が実際よりも大きいことが尻（赤丸で囲む箇所）付近で沈み込むような形状となった。実際には、基礎地盤表層の液状化により側方に流動したが、ALID の解析上ではそのようなモードにはならず、鉛直方向に沈むような結果となったことが、過小評価につながったものと考えられる。

次に過大評価になった No.15 の被災は、基礎地盤の液状化と堤防下部の液状化により、川裏のり面が変状したものと推定されるが、川裏のり面部の堤体の液状化による変形（図中の赤丸）が支配的であった。一方、ALID の解析結果を見ると、基礎地盤の液状化による大きな流動が生じたことが過大評価になったものと考えられる。

これらに対応するには、深い位置の液状化層や地表面付近の液状化層のモデル化、地下水位の設定などの精度向上が必要と考えられる。

6. まとめ

本研究は、地震後における河川堤防の越流防止機能に加え、亀裂等の変状を一定以下に抑制することで耐浸透性能の低下を抑制し、より修復が容易な範囲の損傷にとどめるための耐震性評価技術・対策技術を開発することを目的としている。平成 28 年度から令和元年度までの取り組みによって得られた知見は以下のとおりである。

- 1) 地震によって生じた亀裂が堤防の浸透特性に及ぼす影響を把握するための浸透実験を行った。浸透実験による知見を示す。
 - ・ 川表のり面の縦断亀裂から河川水を直接的に浸入させるケースでは、亀裂のない条件に比べて浸透速度が大きくなる傾向は認められなかった。これは、浸水時に亀裂周辺で侵食された土砂によって亀裂内が閉塞したことによるものと考えられる。特に、津波を想定した短時間の高水位に対しては、縦断亀裂の有無によらず、浸透速度の差異に有意な差が認められなかった。ただし、土の自立性や耐侵食性が異なる場合は、このような閉塞効果が期待できない可能性が考えられる点に注意が必要である。

- ・ 天端および川裏のり面に縦断亀裂を設けたケースでは、亀裂周辺の土の飽和度の上昇に伴って主働破壊が生じ、盛土表面に新たに亀裂が進展する結果となった。少なくとも、縦断亀裂が生じた堤防の本復旧においては、以後の変状の拡大を防止するためにも、亀裂の下端深度までの範囲について適切に切り返しを行う必要がある。
 - ・ 横断亀裂を模擬したケースでは、短時間の増水による亀裂内の流水によって土砂が浸食されて空洞が拡大し、堤防機能を喪失する結果となった。
- 2) 堤防の耐浸透性能に与える影響要因の 1 つである堤体のゆるみについて、過去の動的遠心模型実験において、加振前後の堤体内の密度分布を計測した事例を分析した。分析の結果得られた知見は以下のとおりである。
 - ・ 加振後の盛土下部には、密度が増加する領域が分布する。これは、加振による繰返しせん断を受けることで負のダイレイタンス（体積収縮）が累積したことによるものと考えられる。これは、地震後の高水による川表のり面からの浸透流の流速を定性的には低下させる効果をもたらすものであり、少なくとも堤防機能の低下をもたらすことはないと考えられる。
 - ・ 加振を行ったケースでは、盛土上部において締固め度 D_r が 85%以下と小さい箇所が存在する。ただし、この密度低下は亀裂の発生そのものを表している可能性もあるため、堤防機能の低下を考慮する必要性の有無については、更なるデータを蓄積した後に再考することが必要である。
 - 3) 地震後に生じた堤体の亀裂および密度変化と、それらによる堤防の浸透特性の変化について、遠心模型実験により検討を行った。その結果として得られた知見は以下のとおりである。
 - ・ 堤体材料が砂質土の場合、加振時の繰返しせん断による負のダイレイタンスの累積や高水時の飽和度上昇によるコープス収縮の影響により堤体内の密度増加や亀裂の閉塞が生じ、川裏への浸透量や漏水を相当に抑えることができるため、加振後の耐浸透性能は健全な堤防と比べ大きく低下しない可能性があることがわかった。
 - ・ 一方、堤体材料が粘性土の場合、加振による亀裂の影響を砂質土堤防よりも受けやすく、また、浸透による亀裂の閉塞は生じにくく、川裏への浸透量や漏水を相当に抑えることができないため、加振後の耐浸透性能は健全な堤防と比べ低下する可

能性があることがわかった。

- ・ 粘性土堤防においては加振や浸透による堤体内の密度変化は小さいことが確認されたため、地震後において堤体の密度低下による耐浸透性能への影響は小さいと考えられる。

今後の課題として、特に地震後に堤体の耐浸透性能の低下が認められた粘性土堤防に着目し、亀裂への土砂充填などの応急復旧を含めた実験的検討を行う必要がある。

- 4) 亀裂との相関が高いと考えられる堤体の側方変位量について、実測値と実務的に用いられる河川堤防の地震時地盤変形解析手法 (ALID) によって算出される解析値の整合性を検討した。その結果として、ALID による側方変位の解析結果は、バラつきが大きく実測値と比較して約 25%～約 300%の精度であることがわかった。今後の課題として、ALID による予測精度の向上には、深い位置の液状化層や地表面付近の液状化層のモデル化、地下水位などの検討が必要である。また、側方変位量と亀裂等の相関関係の整理については、今後の検討課題であるとともに、側方変位量と堤防機能の関係について今後検討が必要である。

参考文献

- 1) 荒木、谷本、石原、佐々木：堤体の液状化に及ぼす堤体密度の影響、河川技術論文集、第 20 巻、pp.497-502、2014.6
- 2) 脇中、石原、佐々木：造成年代等を考慮した河川堤防の液状化被害事例再現解析、第 49 回地盤工学研究発表会、pp.1643-1644、2014.7
- 3) 地蔵、谷本、石原、佐々木：川表に縦断亀裂を有する河川堤防の浸透特性に関する模型実験、第 72 回土木学会年次学術講演会、pp.211-212、2017.9
- 4) 大重、梶取、谷本、佐々木：地震後の亀裂による堤防の浸透特性変化に関する遠心模型実験、第 75 回土木学会年次学術講演会、pp.III-420、2020.9

4.3 構造物への影響を考慮した地盤の液状化評価法の開発

4.3.1 構造物への影響を考慮した液状化判定法に関する研究（1）

担当チーム：地質・地盤研究グループ（土質・振動）

研究担当者：佐々木哲也、石原雅規、谷本俊輔

【要旨】

東日本大震災では広範囲にわたって液状化が発生しインフラ施設等においても多大な被害が生じており、次なる大地震による液状化被害の軽減に向け、インフラ施設の的確な液状化対策を進めていくことが喫緊の課題である。本研究は、多様な土質、地質構造を有する地盤を対象として液状化発生予測の精度を高めるとともに、液状化に対する各種構造物の耐震性能をより適切に評価する方法を確立することを目的として実施するものである。

本研究における令和元年度の取り組みとしては、土の原位置液状化強度を直接的に評価することを目的とした原位置液状化試験法（振動式コーン試験・定点振動法）について現場実験による適用性検証を行うとともに、液状化した土の大変形のポテンシャルについて検討するための一連の室内土質試験を行った。

キーワード：液状化判定、耐震設計、原位置液状化試験法、液状化抵抗率 F_L 、繰返しせん断モデル

1. はじめに

東日本大震災では広範囲にわたって液状化が発生しインフラ施設等においても多大な被害が生じており、次なる大地震による液状化被害の軽減に向け、インフラ施設の的確な液状化対策を進めていくことが喫緊の課題である。一方で、液状化対策には多大なコストを伴うことから、多様な土質、地質構造を有する地盤を対象として液状化発生予測の精度を高めるとともに、液状化に対する各種構造物の耐震性能をより適切に評価することが必要である。

そこで、本研究は、年代効果を含めた液状化の発生予測の精度を向上させるとともに、液状化に及ぼす各種影響要因による土の液状化挙動の違いを系統的に反映することのできる要素挙動のモデル化手法を確立し、液状化の構造物への影響を適切に評価することにより各種インフラ施設の機能確保や被害低減に貢献することを目的として実施するものである。

本研究における平成28～30年度の取り組みとして、熊本地震で得られた鉛直アレー記録に基づく実地盤の液状化強度の推定、土の原位置液状化強度を直接的に評価することを目的とした原位置液状化試験法（振動式コーン・定点振動法）に関する機器製作および室内土槽実験による適用性検証、液状化抵抗率 F_L と関連付けつつ多様な土の液状化挙動を表現できる土の繰返しせん断モデルの試作および試算を行った。その中でも、原位置液状化試験法としての振動式コーン試験の適用性については、室内土槽実験を通じて定点振動法の有効性を明らかにし

てきた。

令和元年度の取り組みとして、原位置液状化試験法（振動式コーン・定点振動法）について現場実験による適用性検証を行うとともに、液状化した土の大変形のポテンシャルについて検討するための一連の室内土質試験を行った。

2. 原位置液状化試験法の検証

2.1 はじめに

本研究ではこれまで原位置液状化試験法としての振動式コーン試験の適用性について検討を行っており、小型模型実験を通じて、定点振動法の有効性を明らかにしてきた。これは、振動部を搭載したコーン先端プローブを地中に貫入し、一定の深度で振動強さを漸増させ、先端抵抗の低下によって液状化の発生を検出する方法である。この方法によって地盤の原位置液状化強度を評価するためには、先端プローブの振動によって生じる周辺地盤への作用力を把握する必要があり、既往成果^{1) 2)}ではプローブの慣性力がその指標となることを述べた。本報では、運動方程式に基づいてプローブの動的挙動を改めて解釈し、周辺地盤への直接的な作用を表す水平反力と計測データの関係について検討した。また、上記検討結果を基に、現場実験により得られた計測データから振動式コーンを用いた原位置液状化強度の推定方法について検討し、室内試験により得られた液状化強度比との対比を行った。

2.2 振動式コーンの機器概要

著者らが製作した振動式コーンの先端プローブは、図-

2.1 に示すように、三成分コーンに類似した先端プローブに振動部を内蔵したものである。振動部は、図-2.2 のように偏心ウェイトをプローブ軸周りに回転させることで水平方向の遠心力を生じさせる機構であり、その回転周波数は遠隔操作で制御することができる（図-2.3 のノモグラフ参照）。振動中における周辺地盤への作用力を直接把握するのが理想的であるが、その計測は困難であるため、振動強さに関連した物理量として、偏心ウェイトの遠心力とプローブの慣性力を把握できるように、パルス計と加速度計をプローブ内に設置している。

原位置で地盤を液状化させる上では、非排水条件を確保（浸透流を遮断）することが難しいことから、この問題を解決するため、振動式コーンの加振周波数帯域を 20～400Hz と高めに設定することで、繰返しせん断速度（水圧上昇速度）を高めることとした。これにより、周辺地盤のひずみ速度は地震時に比べて 10 倍以上となるが、動的遠心力模型実験における加振周波数帯域も数十～数百 Hz であることを考えると、この加振周波数により土の液状化挙動が特異なものとなるとは考えにくい。

なお、振動式コーンは、最大回転周波数 180Hz、最大遠心力 1.0kN を基本設計としているが、本実験ではそれ以上に負荷をかけたため、図-2.3 に示すように、ウェイト交差角度と回転周波数の組み合わせによる遠心力は、設計時の最大遠心力（1.0kN）以上の組み合わせまで表示している。

2.3 定点振動法における計測データと水平反力の関係

2.3.1 先端プローブの運動方程式

ここでは、先端プローブの振動と周辺地盤への作用力の関係を理解するため、図-2.1 に示すプローブ部に関する動的挙動の定式化を試みる。まずは簡単のため、プローブケース中心の絶対水平変位 X_c が z 方向に一様であるものと仮定し、調和振動状態における x 方向の運動方程式を次式で表すこととする。

$$\int_{m_w} (\ddot{X}_c + \ddot{X}_w) e^{i\omega t} dm_w + (m - m_w) \ddot{X}_c e^{i\omega t} + k^* X_c e^{i\omega t} = 0 \quad (1)$$

X_w はプローブケース中心に対する回転部の相対変位、 m はプローブ全体の質量、 m_w は回転部の質量であり、 $e^{i\omega t}$ は円振動数 ω の複素正弦波である。ドット (\cdot) は時間微分を表している。第 1 項は回転部の慣性力であり、回転部内の微小質量要素 dm_w の慣性力を回転部全体にわたって積分したものである。第 2 項はプローブ全体から回転部を除いた部分（プローブケース）の慣性力である。第 3 項は周辺地盤および上部接続ロッドによる水平反力であり、非粘性 Voigt 型の減衰特性を有する複素剛性 k^* (=

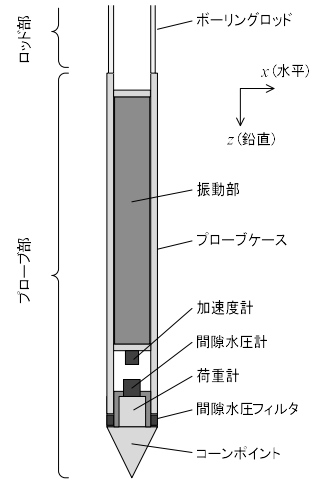


図-2.1 振動式コーンのプローブ概要

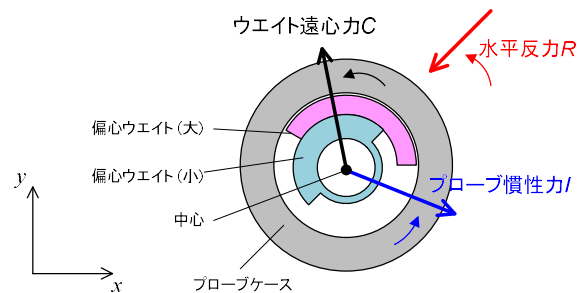


図-2.2 水平面内におけるプローブの力のつり合い

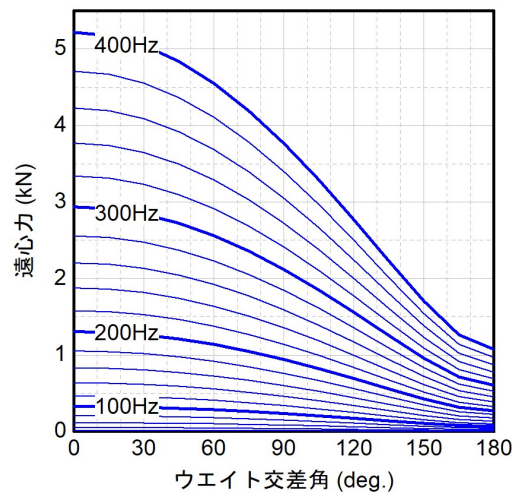


図-2.3 偏心ウェイトの交差角、回転周波数および遠心力の関係

$k(1+2ih)$ 、 k : 剛性、 h : 減衰定数) と X_c の積として与えている。ロッド部からの反力が小さい場合は、剛性 k が杭基礎の設計に用いられる水平方向地盤反力係数 k_H に近い意味を持つこととなる。

なお、式(1)は、第 1 項と第 2 項の $m_w \ddot{X}_c$ が相殺されることを考慮すると、次のように書き直すことができる。

$$C e^{i\omega t} + I e^{i\omega t} + R e^{i\omega t} = 0 \quad (2a)$$

$$C = \int_{m_w} \ddot{X}_w dm_w, \quad I = m\ddot{X}_c, \quad R = k^* X_c \quad (2b)$$

C、I、R はいずれも複素振幅であり、以降ではそれぞれ偏心ウエイトの遠心力、プローブの慣性力、水平反力と呼ぶこととする。これらを水平 x-y 平面上で示したものが図-2.2 である。上記の運動方程式は、x-y 平面内であればどの方向に対しても同じ形となる。

ここで、固有振動数 $f_n = (k/m)^{1/2}/2\pi$ を定義し、式(2a)を次のように変形する。

$$\{1 - (f_n/f)^2 - 2ih(f_n/f)^2\} I = -C \quad (3)$$

これを用いると、3 つの力の複素振幅比として、例えば次のような関係が得られる。

$$\frac{I}{C} = \frac{(f/f_n)^2}{1 - (f/f_n)^2 + 2ih} \quad (4a)$$

$$\frac{R}{C} = \frac{1 + 2ih}{1 - (f/f_n)^2 + 2ih} \quad (4b)$$

$$\frac{R}{I} = \frac{1 + 2ih}{(f/f_n)^2} \quad (4c)$$

ただし、深さ方向のプローブの挙動 (変位、加速度) は、図-2.4 に示すように一様とはならない可能性が考えられる。そこで、プローブ全体の平均的な加速度 \ddot{X}_c に対して、加速度計設置位置における計測値を \ddot{X}'_c として区別することとする。また、慣性力 $I = m\ddot{X}_c$ に対して、 m と計測値 \ddot{X}'_c を乗じたものをみかけ慣性力 $I' = m\ddot{X}'_c$ として区別することとする。

2.3.2 先端プローブの周波数応答特性

式(2a)は 1 質点系の運動方程式とほぼ同形であり、C が入力動、I が慣性力項、R が復元力項 (減衰力を含む) に対応している。こうした式の類似性から、C、I、R の関係は周波数依存性を持つことが容易に想像される。そこで、入力動 C に対するそれぞれ慣性力 I と反力 R の周波数応答特性 (I/C と R/C) の試算例を図-2.5 に示す。同図より、① f が小さい場合は遠心力 |C| ≒ 水平反力 |R| でありこの 2 者が逆位相となる、② $f = f_n$ で遠心力 |C| に対して慣性力 |I| と水平反力 |R| が著しく増幅する、③ f が大きい場合は遠心力 |C| ≒ 慣性力 |I| でありこの 2 者が逆位相となる等の傾向が確認される。したがって、C、I から R を評価するためには、プローブの固有振動数 f_n に対して加振周波数 f がどのような関係にあるかを知る必要がある。

そこで、典型的な計測データの例を図-2.6 に示す。周波数を 20~220Hz にわたって漸増させ、遠心力 |C| が徐々に増加していく中で、みかけ慣性力増幅率 I'/C は 10~45s で 1 より小さく、47s 付近で 1 を超えてピークを示した

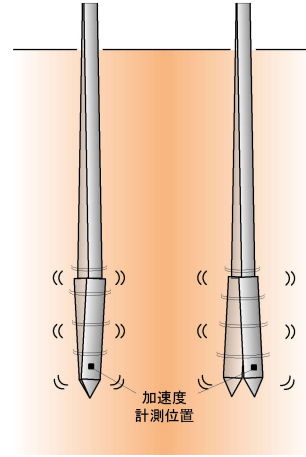


図-2.4 深さ方向のプローブの挙動の非一様性

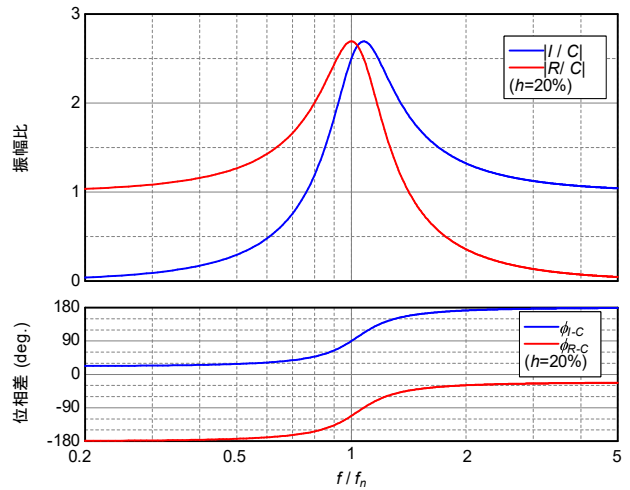


図-2.5 プローブの周波数応答特性

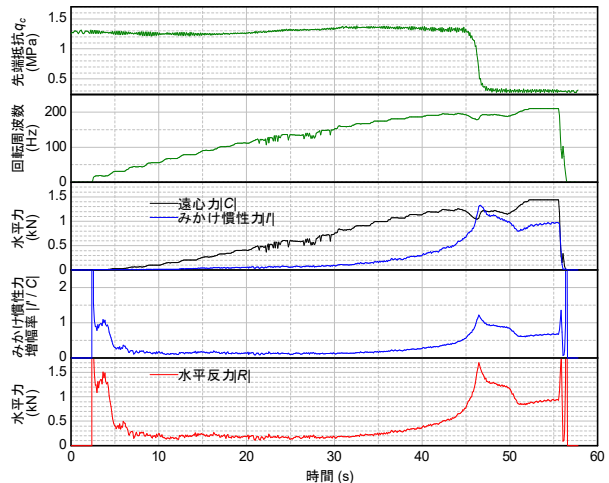


図-2.6 振動式コーン試験・定点振動法の計測データと |R| の算出例 (C4 孔、先端深度 : GL-6.55m)

後、減少して概ね一定値に収束している。これは、1 回の計測中に上記①~③の過程が全て含まれていることを

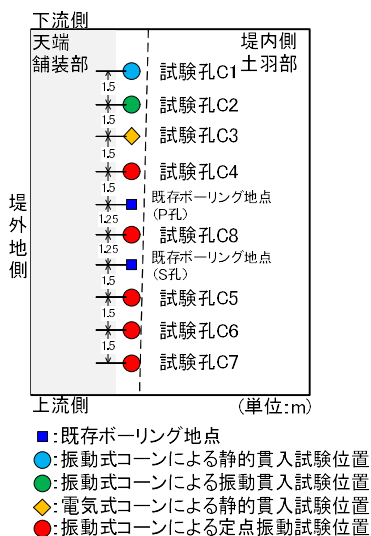


図-2.7 測定位置の概要図

示唆している。また、 $|I/C|$ のピーク時刻付近で先端抵抗 q_c の急激な低下が生じていることも特徴的であり、これらの傾向はこれまでの実験における多くの計測データ^{1,2,3)}で確認されている。なお、図-2.5によると $f/f_n > 1$ の領域では $|I/C| > 1$ であり、かつ f/f_n の増加につれて $|I/C| = 1$ に漸近するのに対し、計測値から求めた $|I/C|$ は 0.7 程度に収束している。これは、前述した深さ方向のプロブの運動の非一様性に起因している可能性が考えられる。

2.3.3 パラメータの同定と水平反力Rの計算方法

式(4)の関係式を用いて C 、 I から R を推定するためには、固有振動数 f_n 、減衰定数 h を同定する必要がある。一方、試験中は液状化の進行に伴い f_n 、 h が変化する可能性が高く、これらパラメータの経時変化を把握することは難しい。そこで、 $|I/C|$ のピーク時刻付近で先端抵抗 q_c が急激に低下し、液状化が生じるケースが多いことを考慮し、 $|I/C|$ のピーク時点の計測値に基づくパラメータ f_n 、 h の同定と、 R の算出方法の構築を試みる。

まず、 $|I/C|$ の時刻歴から、ピーク $|I/C|_{peak}$ と収束値 $|I/C|_{conv}$ を求める。これらが深さ方向の挙動の非一様性の影響を含んでいるものと考え、次式の補正係数 c_2 により補正ピーク $|I/C|_{peak}$ を算出できると仮定する。

$$c_2 = \frac{|I/C|_{conv}}{|I/C|_{peak}} = |I/C|_{conv}、|I/C|_{peak} = \frac{|I/C|_{peak}}{c_2} \quad (5)$$

補正ピークは図-2.5における $|I/C|$ のピーク点に相当するものであり、式(4a)の変形により、その値から減衰定数 h 、固有振動数 f_n を順次算出することができる。

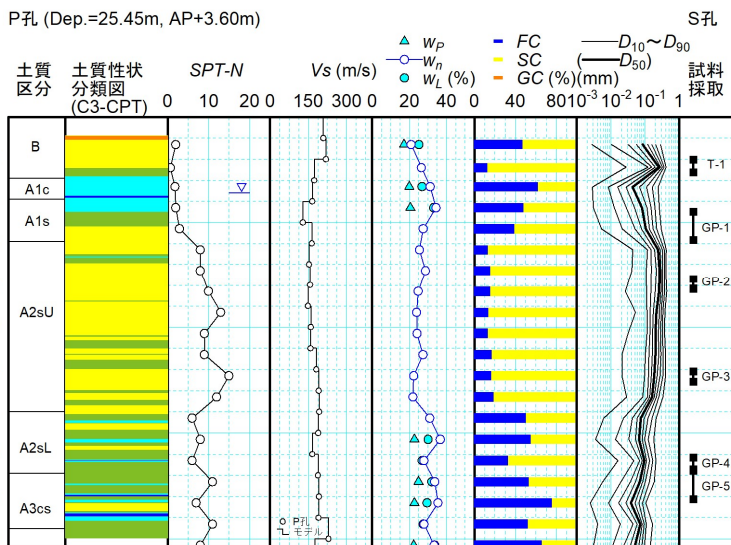


図-2.8 既存ボーリングの結果概要図

$$h = \frac{1}{2\sqrt{(|I/C|_{peak})^2 - 1}}、f_n = \frac{f_{peak}}{\sqrt{1 + 4h^2}} \quad (6)$$

得られた h 、 f_n を用いれば、 $|I|$ と式(4c)により水平反力 R を得ることができる。図-2.6には、この方法による R の算出例を示している。周波数 f が小さい時間帯では $|I|$ に含まれるノイズの影響が強く表されているが、先端抵抗 q_c が急激に低下する時刻付近では R が安定的に算出されている。また、 $|I|$ と R を比較すると、波形形状が似ているものの定量的には一定の差がある。既往成果^{1,2)}では、 $|I|$ が原位置液状化強度と定性的な相関を持つ可能性があることを述べたが、定量評価においてはより地盤への直接的な作用に近い R を用いるのがよいと考えられる。ただし、上記の方法による R の計算精度が得られるのは、 $|I/C|_{peak}$ の発生時間帯に限定される可能性がある点に注意を要する。

2.4 原位置液状化強度の推定に関する現場実験

2.4.1 実験対象地点の概要

本実験の対象地点は、吉野川水系今切川の河口から 2.0km 地点の右岸堤防である。試験位置は堤防の肩部であり、図-2.7に示すように、既存ボーリング孔 (P 孔、S 孔) に対して電気式静的コーン貫入試験 (以下、CPT) および振動式コーン試験を堤防縦断方向に約 1.5m の間隔で実施した。

既存ボーリングでは、コア観察のほか標準貫入試験、PS 検層、乱れの少ない試料採取が行われており、得られた試料に対する室内試験として物理試験と液状化試験 (繰返し非排水三軸試験) が実施されている。その結果概要を図-2.8に示す。本地点の地盤は、砂質土を主体と

表-2.1 実験ケース一覧表 (定点振動法)

CASE (試験孔)	孔口 標高 (AP+m)	貫入長 (m)	試験 間隔 (m)	載荷 方法	回転 周波数 (Hz)	錘交差角 (°)
C4	3.679	19.55	1.0	定点振動	漸増(10Hz/2s)	0
				(静的貫入)	—	—
C5	3.678	14.05	0.5	定点振動	漸増(10Hz/2s)	0
				(静的貫入)	—	—
C6	3.697	15.55	1.0	定点振動	漸増(10Hz/5s)	0
				(静的貫入)	—	—
C7	3.753	19.55	1.0	定点振動	漸増(10Hz/2s)	180
				(静的貫入)	—	—
C8	3.695	13.55	1.0	定点振動	漸増(10Hz/2s)	120
				(静的貫入)	—	—

貫入・引上速度1cm/s

した盛土 (堤体) による B、砂分および腐植物を混入する低塑性のシルト (A1c)、細粒分含有率 $FC=38.5\% \sim 47.6\%$ で緩いシルト質砂 (A1s)、 $N=8 \sim 15$ で $FC=12.8\% \sim 18.2\%$ のシルト混じり砂 (A2sU) からなり、GL.-14.00m 以深は、 $N=6 \sim 11$ で $FC=32.4\% \sim 75.2\%$ と細粒分含有率の大きいシルト質砂 (A2sL) および砂質シルト (A3cs) から構成されている。液状化試験に供するための試料は図-2.8 に示す 6 深度で採取されており、GP サンプラー (GP-1 ~ 5) を基本としつつ、非常に緩く試料採取が困難であった B 層のみはシンウォールサンプラー (T-1) による採取が行われている。液状化試験では、各供試体の材料のばらつきや品質を確認することができるように、全供試体について物理試験および VsVp 測定が行われている。

2.4.2 実験概要

本実験では、プローブの貫入と振動のパターンを種々組み合わせせた載荷を行ったが、本報ではそのうち、一定深度で振動強さを漸増させ、先端抵抗 q_c が著しく低下したときの振動強さから原位置液状化強度を評価する方法 (定点振動法²⁾) による実験結果を示す。

定点振動法による実験ケース一覧を表-2.1 に示す。基本ケースは C4 であり、偏心ウエイトの交差角を 0° とした状態で 2 秒ごとに回転周波数を 10Hz 程度ずつ漸増させる試験を、深さ方向に 1m 間隔で行っている。基本ケース C4 に対して、C5 では深さ方向の試験間隔の影響を確認するため 0.5m と短くしたケース、C6 では繰返しせん断回数の影響を確認するため回転周波数の漸増速度を遅くしたケース、C7、C8 では偏心ウエイトの交差角を大きくしたケースをそれぞれ実施している。なお、表-2.1 中の回転周波数の値は、2s ないしは 5s ごとに回転数を約 10Hz 増加させたことを意味する。以降では、これを回転周波数の漸増速度と呼ぶ。

2.4.3 振動式コーン試験の実地盤に対する適用性

代表的なケースとして C4-16 (先端深度 8.55m) を対象に、振動式コーンによる計測データの例を図-2.9 に示す。同図に示す R は、偏心ウエイトおよびプローブの回

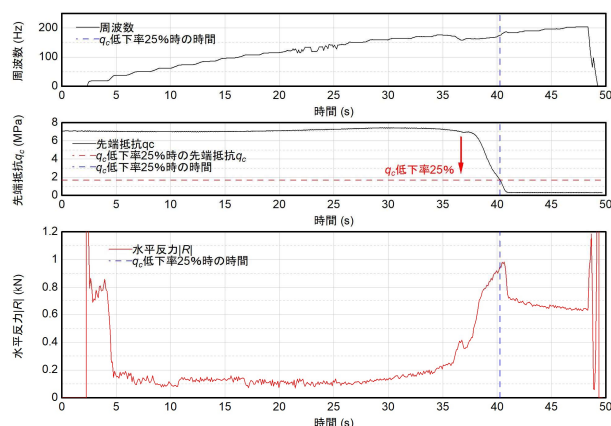


図-2.9 振動式コーンの計測結果例
[C4-16 (先端深度 8.55m)]

転運動によって生じる水平反力の振幅であり、2.3.3 に示した方法により算出している。回転周波数を漸増させていく中で水平反力も増加し、これに伴って先端抵抗 q_c が急激に低下していることが分かる。既往の室内土槽実験²⁾では、このタイミングで模型地盤に液状化が発生したことが確認されており、これと同様に今回の現場実験においてもプローブ先端付近の地盤に液状化が発生した様子を捉えたものと考えられる。また、図-2.9 のように q_c が低下する様子は、これまで層厚 1.35m の模型地盤のみで確認されていたのに対し、本実験では GL.-13.55m 以浅の範囲で同様のデータが得られたことから、振動式コーン試験・定点振動法は実地盤に対しても一定の適用性を有するものと考えられる。ただし、GL.-14.55m 以深の範囲で得られたデータは、図-2.10~図-2.13 の先端抵抗 q_c と振動後 q_c の関係に示すとおり、回転周波数の増加に対する q_c の低下が鈍く、低下の度合いも小さいものにとどまった。その原因としては、GL.-14.55m 以深のシルト質砂 A2sL 層の液状化強度が大きいことや、土被り圧が大きいことにあるものと考えられるが、いずれにしても本地点の GL.-14.55m 以深で明確な液状化の発生を捉えるためには振動強さをさらに高めることが必要であると考えられ、今後の課題の一つとして挙げられる。

2.4.4 液状化強度比の推定方法に関する検討

ここでは、定点振動法による原位置液状化強度の推定方法について具体的に定量化し、室内液状化試験データとの対比により検討する。まず、先端抵抗 q_c が計測開始時点から 25%まで低下した時点を液状化の発生とみなすこととした (図-2.9 参照)。閾値とした 25%は若干大きく感じられるかもしれないが、回転終了後に q_c の残留値が 0.3MPa 程度の大きさを持つデータが多く、これに対して計測開始時点の q_c が小さい場合に q_c の低下率があま

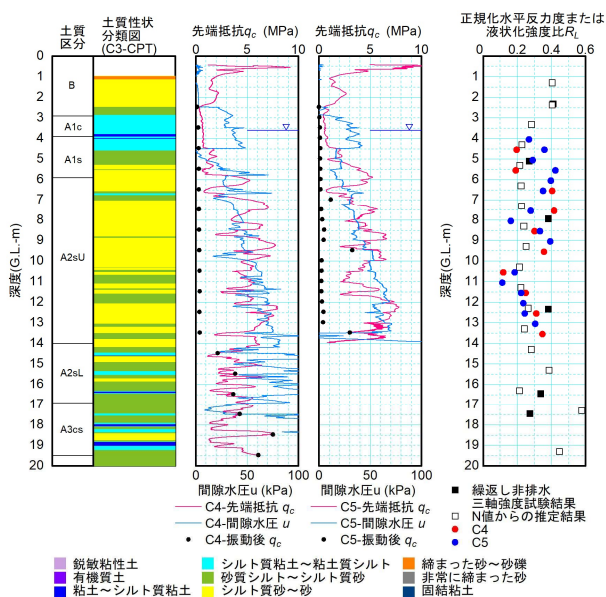


図-2.10 正規化水平反力度の深さ方向分布 (C4, C5)

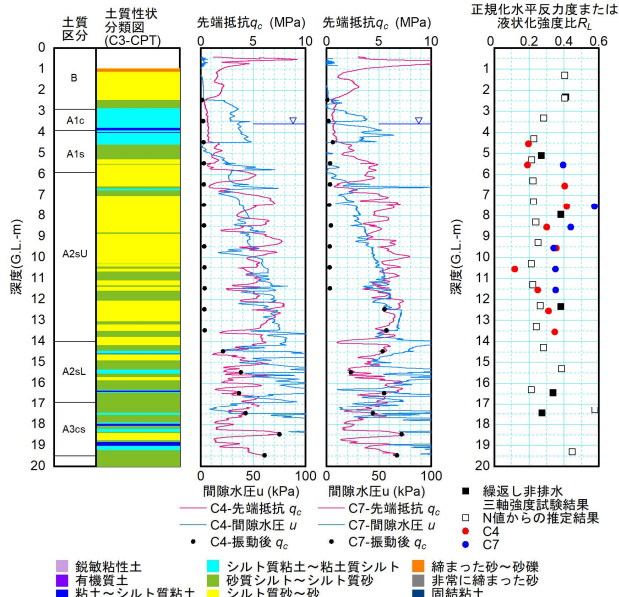


図-2.12 正規化水平反力度の深さ方向分布 (C4, C7)

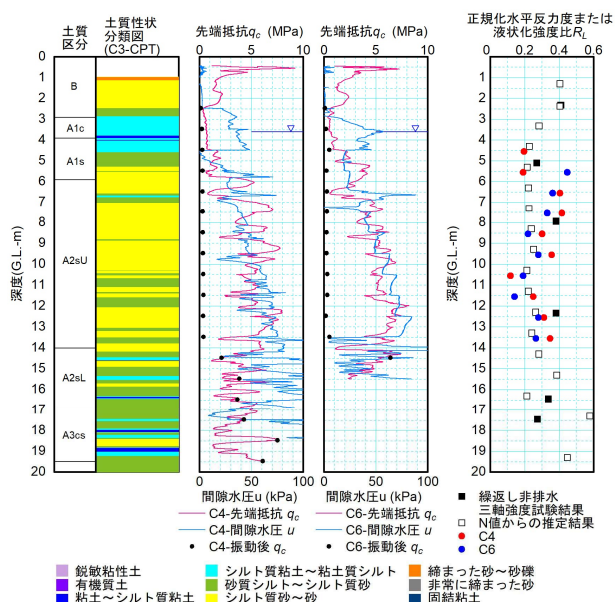


図-2.11 正規化水平反力度の深さ方向分布 (C4, C6)

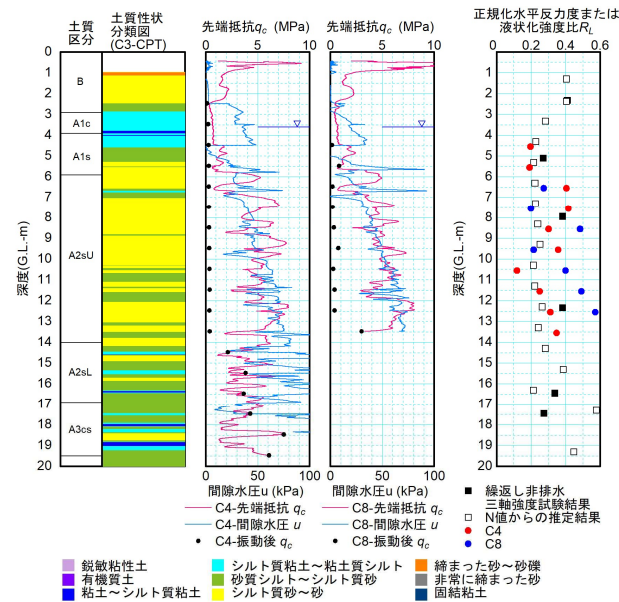


図-2.13 正規化水平反力度の深さ方向分布 (C4, C8)

り小さくならないことを考慮し、試行錯誤的に設定したものである。こうすることで、C4～C8の多くのデータにおいて、液状化の発生タイミングを安定的に検出することができた。次に、液状化発生時の振動強さについては、2.3.3の方法で算出される水平反力 R で代表させることとした。ただし、 R については、受圧面積 A (=プローブ径×プローブ長さ)で除すことで水平方向地盤反力度に換算し(上部接続ロッドからの反力の影響は小さいものと仮定)、さらにこれを有効上載圧 σ'_v で正規化した水平反力度 $R/\sigma'_v A$ を、室内試験における繰返し応力比と対比することとした。

液状化発生時の正規化水平反力度 $R/\sigma'_v A$ の深さ方向

分布(C4～C8)を図-2.10～図-2.13に示す。既存調査データによる液状化強度比 R_L と比較すると、振動式コーンによる液状化発生時の正規化水平反力度は少なくとも同程度のオーダーの値となっていることから、検討した一連の方法により原位置液状化強度に近い値を算出することができていると言える。特に、C4のような基本ケースにおいて、正規化水平反力度は液状化試験(繰返し非排水三軸試験)による液状化強度比 R_L と近い値であることが確認される。

2.4.5 定点振動法による実験ケースの評価

定点振動法においては、C4の実験条件(偏心ウェイトの交差角 0° 、回転周波数の漸増速度10Hz/2s、試験間隔

1m)を設定することで、より正確な正規化水平反力度を検出することができると考えられる。ここでは、C4以外の実験ケースについて評価することとした。

(1) 深さ方向の試験間隔の影響 (C5)

C4, C5 では深さ方向の試験間隔をそれぞれ 1.0m, 0.5m として試験を行っているが、試験間隔を短くした場合は計測データの空間分解能が高まる一方、同一深度で複数回の液状化を生じさせることになり液状化特性を適切に把握できなくなることも懸念される。

こうした観点から試験間隔を 1.0m 間隔とした C4, 0.5m とした C5 の結果を図-2.10 に示しているが、両ケースで液状化発生時の正規化水平反力度に著しい差異は認められない。したがって、深さ方向の試験間隔を少なくとも 0.5m 以上とした場合、定点振動法による計測データに対する試験間隔の影響がほぼ現れないものと考えられることができる。

(2) 繰返しせん断回数の影響 (C6)

C4 と C6 では回転周波数の増加速度が異なり、同一振幅レベルでの繰返しせん断回数の違いは2.5倍であるが、図-2.11 に示す C4, C6 の正規化水平反力度には著しい差異が認められない。

2.4.4 に示したように、ここでは液状化強度比と対比する正規化水平反力度 $R/\alpha' A$ を液状化発生時の値としたため、繰返し回数の違いが反映されないが、今回得られたデータの範囲では特に問題はなかったと言える。ただし、密度の高い砂質土層等の非常に大きな液状化強度を有する地層では、液状化の発生に及ぼす繰返し回数の影響が顕著となる可能性も考えられ、今後さらなる検証が必要である。

(3) 偏心ウエイトの交差角の影響 (C7, C8)

C4 と C7, C8 では偏心ウエイトの交差角が異なり、C4 の 0° に対して C7 は 180° 、C8 は 120° とした状態で試験を行っているケースである。図-2.12, 図-2.13 に C7, C8 の正規化水平反力度をそれぞれ示す。C7, C8 の正規化水

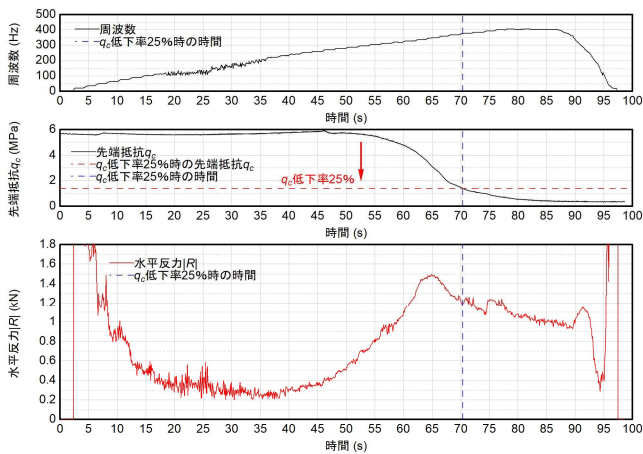


図-2.14 振動式コーンの計測結果例 [C7-10 (先端深度 5.55m)]

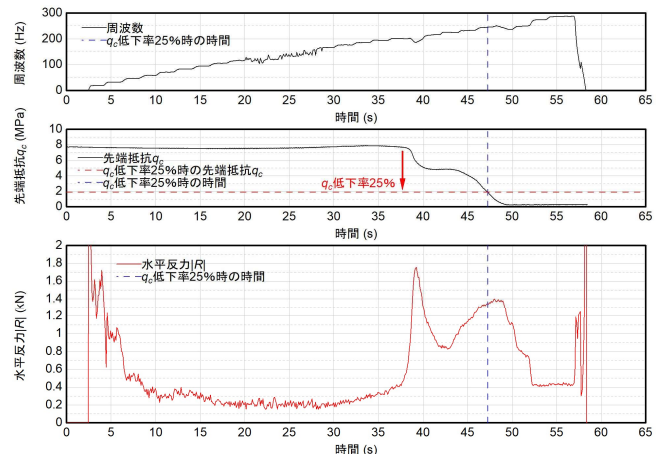


図-2.16 振動式コーンの計測結果例 [C8-18 (先端深度 10.55m)]

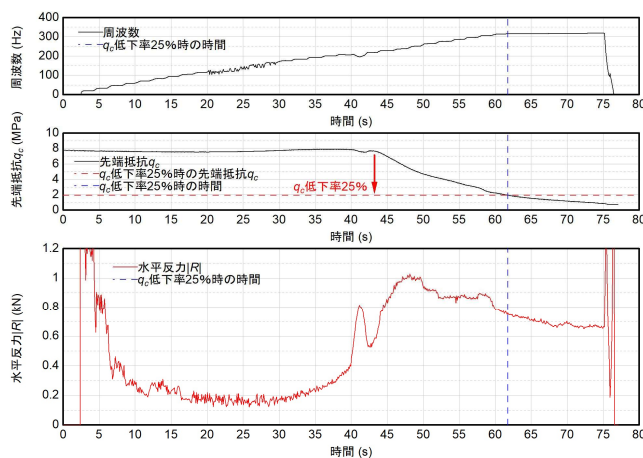


図-2.15 振動式コーンの計測結果例 [C8-16 (先端深度 9.55m)]

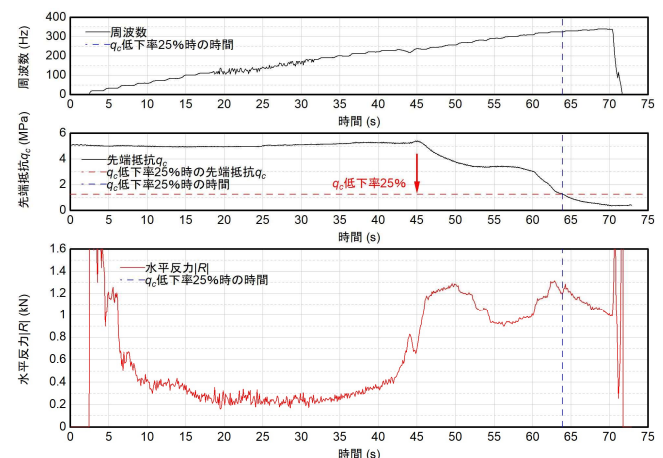


図-2.17 振動式コーンの計測結果例 [C8-20 (先端深度 11.55m)]

水平反力を C4 と比較したところ、2 ケースともに C4 よりも全体的に大きな値となっており、液状化試験（繰返し非排水三軸試験）による液状化強度比 R_L から離れている傾向が確認された。

上述したように、C7、C8 は正規化水平反力を安定的に算出できない場合が多いため、周波数、先端抵抗 q_c 、水平反力 R の関係について精査することとした。C7、C8 における振動式コーンの計測結果例を図-2.14～図-2.17 にそれぞれ示す。図-2.14 と図-2.15 については、液状化時点（先端抵抗 q_c が計測開始時点から 25% まで低下した時点）に至るまでに比較的緩い速度で先端抵抗 q_c が低下しているパターンである。このパターンでは液状化時点において水平反力 R のピーク値を過ぎた小さい反力値を捉える傾向が多くみられる。図-2.16 と図-2.17 については、液状化時点に至るまでに先端抵抗 q_c が段階的に低下しているパターンであり、この場合は水平反力 R に 2 つのピークが出現することが多い。ピーク値が不明瞭となる傾向が多くみられる。図-2.5 から分かるように、2.3.1 の定式化では複数のピークの出現を説明することができないため、仮定とは異なった複雑な挙動が現れた可能性が考えられる。

これらのパターンの計測データに対しても地盤の液状化強度を安定的に評価することができることが理想的であるため、今後はさらなる解析手法の改善に向けた検討を行う予定である。

2.5 まとめ

振動式コーンの現場実験の結果、以下の知見が得られた。

- (1) 既往成果^{1),2)}では、みかけ慣性力 R が原位置液状化強度と定性的な相関を持つ可能性があることを述べたが、定量評価においてはより地盤への直接的な作用に近い水平反力 R を用いるのがよいと考えられる。ただし、今回のようにプローブの固有振動特性（固有振動数、減衰定数）の経時変化がないものをして扱う場合、水平反力 R の計算精度が得られるのはみかけ慣性力増幅率ピーク R/C_{peak} （ C ：偏心ウエイトの遠心力）の発生時間帯に限定されることとなる。
- (2) 振動式コーン試験による定点振動法は、実地盤に対しても一定の適用性を有するものと考えられる。
- (3) 先端抵抗 q_c が計測開始時点から 25% まで低下した時点を液状化の発生とみなすこととした。こうすることで、多くのデータにおいて液状化の発生タイミングを安定的に検出することができる。
- (4) 既存調査データによる液状化強度比 R_L と比較すると、振動式コーンによる液状化発生時の正規化水平反力度

$R/\sigma'_v A$ は同程度のオーダーの値となっていることから、検討した一連の方法により原位置液状化強度に近い値を算出することができたとと言える。

- (5) 正規化水平反力度が既存調査データによる液状化強度比 R_L と最も近い値であることが確認されたのは、偏心ウエイトの交差角 0° 、回転周波数の漸増速度 10Hz/2s、試験間隔 1m と設定した実験条件下であることから、この実験条件は定点振動法において汎用性があるといえる。
- (6) 定点振動法における深さ方向の試験間隔を 0.5m 以上とした場合は、試験間隔による計測データの差異が現れないものと考えられる。
- (7) 今回得られたデータの範囲では、液状化発生時の正規化水平反力度に対する繰返し回数の影響は認められなかった。ただし、密度の高い砂質土層など、非常に大きな液状化強度を有する地層では、液状化の発生に及ぼす繰返し回数の影響が顕著となる可能性も考えられ、今後さらなる検証が必要である。
- (8) 偏心ウエイトの交差角を 120° 以上とした場合、正規化水平反力度を安定的に算出できないケースが多いことが確認された。これは今回構築した解析手法に起因した問題である可能性が考えられることから、さらなる解析手法の改善に向けた検討を行う予定である。

3. 液状化した土の大変形に関する評価手法の検討

3.1 はじめに

非排水繰返しせん断を受けて有効応力がゼロ付近に達した土には、強度を喪失して大変形を生じるものと、強度を喪失することなく一定の変形量にとどまるものがある。各種構造物に甚大な液状化被害が生じるか否かを検討する上では、大変形の発生可能性、すなわち、土の流動ポテンシャルを適切に評価することが必要となる。

流動ポテンシャルの高い土は、せん断変形に伴う骨格構造がかみ合わず、砂質土に特有なサイクリックモビリティ（拘束圧の回復を伴いつつ生じる大きなせん断応力を発揮することなく大変形に至るものと考えられる。このため、土の流動ポテンシャルを考える上では非排水せん断強度が重要な指標になると考えられる。そこで、令和元年度は、初期液状化後の土の非排水せん断強度やそれに及ぼす影響要因等を把握するための室内土質試験を行った。

3.2 試験方法

試験対象とした試料は東北珪砂 6 号である。物理特性を図-3.1 に示す。今回の試験では、緩詰め条件として相対密度 $D_r=50\%$ 、密詰め条件として $D_r=80\%$ の 2 パ

ターンを設定し、各々の条件に対して、三軸試験装置により表-3.1 に示す 12 ケースの試験を実施した。なお、3 章に示す応力およびひずみは、全て圧縮側を正としている。吸排水に伴って生じる体積ひずみについても、圧縮側 (排水側) を正としている。

ケース 1~4 は、対象試料の基本的な液状化特性の把握を目的として、土の繰返し非排水三軸試験 (JGS 0541) を行ったものである。その結果を図-3.2 に示す。液状化強度比 R_L (20回の繰返し回数で軸ひずみ両振幅 $\epsilon_{DA}=5\%$ に達する繰返し応力比) は、 $Dr=50\%$ に対して $R_L=0.160$ 、 $Dr=80\%$ として $R_L=0.270$ であった。

ケース 5~9 は初期液状化後の砂の非排水せん断強度の把握を目的としたものであり、供試体に非排水繰返しせん断を与えた後に非排水条件で単調せん断 (三軸圧縮) を行った。いずれのケースも、非排水繰返しせん断における繰返し応力比は R_L とした。ケース 5~6 では、非排水せん断強度に及ぼす液状化の発生度合いの影響を確認するため、非排水繰返しせん断の終了基準とする軸ひずみ両振幅 ϵ_{DA} を変化させた。ケース 7 では、比較のため、非排水繰返しせん断を与えることなく単調せん断を行った。ケース 8、9 では、非排水繰返しせん断に加えて排水や吸水が非排水せん断強度に及ぼす影響を確認するため、 $\epsilon_{DA}=10\%$ に達するまで液状化させた後に、所定の体積ひずみ ϵ_v に達するまで供試体を排水または吸水させ、非排水条件で単調せん断を与えたものである。これは、地震時に上昇した過剰間隙水圧の消散過程で生じる排水や、液状化層上部に局所的に発生する吸水膨張の影響の把握を目的としたものである。

砂の非排水せん断強度に対しては、非排水単調せん断過程におけるダイレイタンスーが強く影響を及ぼすが、非排水条件では体積変化量を直接把握することができない。そこで、ケース 10 では、単調せん断過程におけるダイレイタンスーの把握を目的として、非排水繰返しせん断を与えた後に供試体内の過剰間隙水圧を保持しながら排水コックを開放し、排水条件で単調せん断を与えた。ケース 11 では、ケース 10 と同様の条件を簡易に再現するため、初期等方圧密応力 $\sigma'_c=1\text{kN/m}^2$ とし、排水条件で単調せん断を行った。ケース 12 では、単調せん断過程で生じるダイレイタンスーに対する拘束圧の影響を確認するため、圧密応力 $\sigma'_c=100\text{kN/m}^2$ の状態から直ちに排水条件で単調せん断を行った。

3.3 非排水せん断強度とその影響要因

ケース 5~9 について、非排水単調せん断過程における軸差応力 q ・軸ひずみ ϵ_a 関係および有効応力経路を図-3.3 に示す。いずれの密度、載荷パターンについても、非排

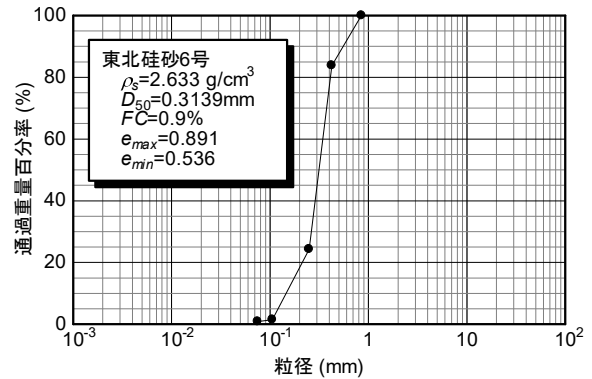


図-3.1 試験対象試料の物理特性

表-3.1 試験ケース (括弧内は $Dr=80\%$ の供試体に対する試験条件)

試験ケース	①等方圧密	②非排水繰返しせん断	③吸排水	④単調せん断
	圧密圧力 σ'_c	繰返し応力比 CSR	試験終了基準	排水量 ϵ_v
1	100kN/m ²	20回で $\epsilon_{DA}=5\%$ に達する応力比前後で設定	$\epsilon_{DA}=10\%$ (5%)	0%
2	100kN/m ²		$\epsilon_{DA}=10\%$ (5%)	0%
3	100kN/m ²		$\epsilon_{DA}=10\%$ (5%)	0%
4	100kN/m ²		$\epsilon_{DA}=10\%$ (5%)	0%
5	100kN/m ²	R_L	$\epsilon_{DA}=10\%$ (5%)	0%
6	100kN/m ²	R_L	$\epsilon_{DA}=2\%$	0%
7	100kN/m ²	-	-	0%
8	100kN/m ²	R_L	$\epsilon_{DA}=10\%$	1.5% (1.0%)
9	100kN/m ²	R_L	$\epsilon_{DA}=10\%$ (5%)	-1.5% (-1.0%)
10	100kN/m ²	R_L	$\epsilon_{DA}=10\%$ (5%)	0%
11	1kN/m ²	-	-	0%
12	100kN/m ²	-	-	0%

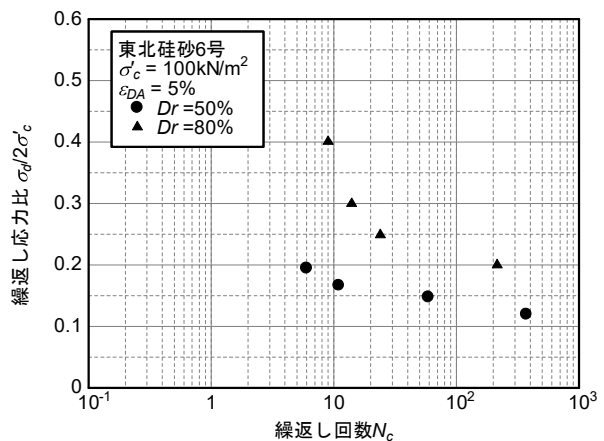


図-3.2 試験対象試料の液状化特性

水単調せん断過程において、平均有効応力の急激な増加を伴いつつ極めて大きな軸差応力 q を発揮していることから、著しい正のダイレイタンスーの影響が窺える。また、いずれの密度、載荷パターンについても、軸差応力 q と平均有効応力 p' はピーク (●) を示した後、ゆるやかな低下を示しているうちに試験装置の軸変位の限界に達

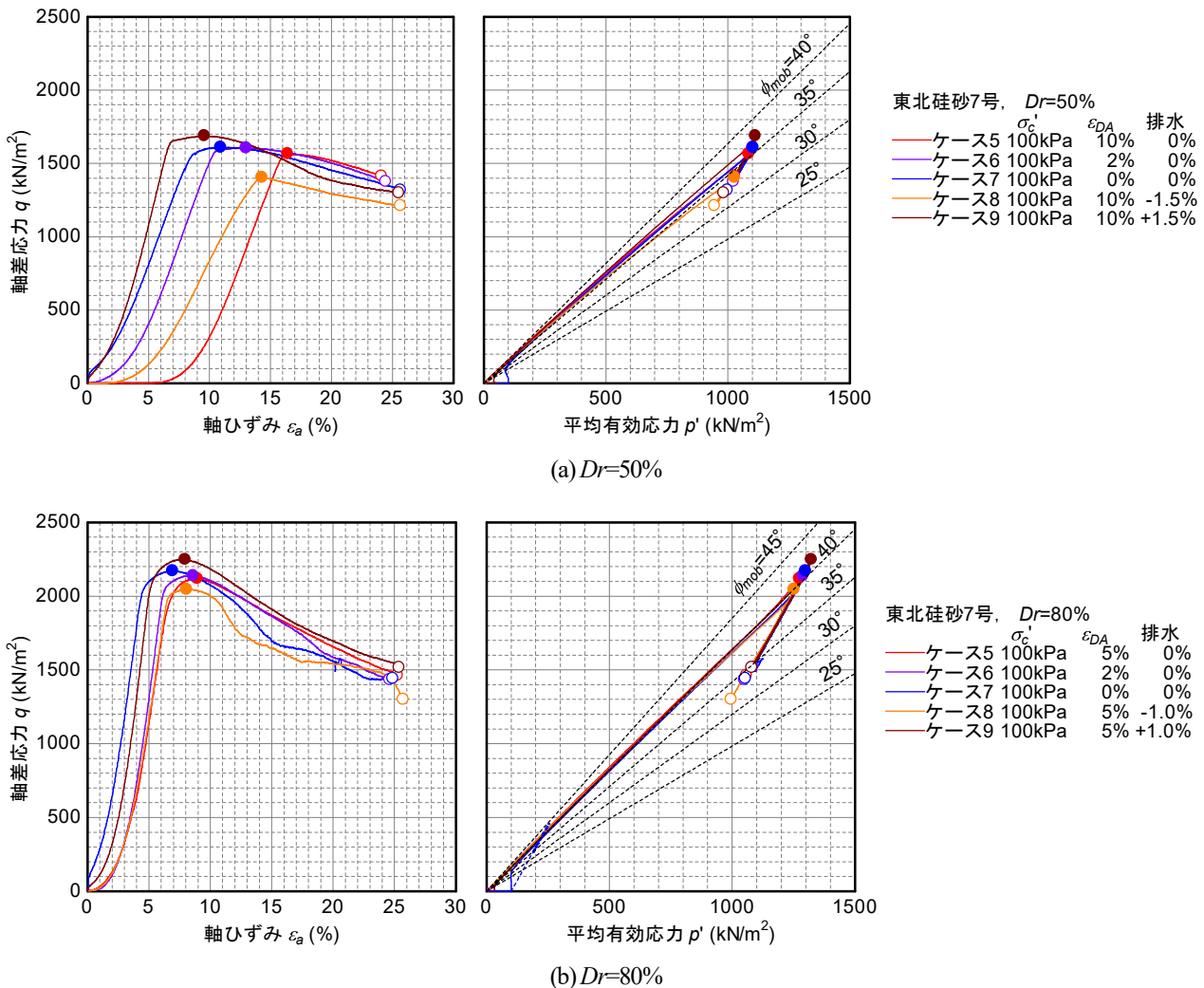


図-3.3 非排水単調せん断過程における軸差応力 q ・軸ひずみ ε_a 関係および有効応力経路

し、試験終了 (○) に至った。

非排水繰返しせん断過程における液状化の発生度合いのみが異なるケース5~7を比較すると、軸差応力 q がピークに達するまでの過程における剛性が明瞭に異なるものの、ピーク強度に有意な差異は認められず、液状化の発生度合いがピーク強度にほとんど影響を与えないことが確認された。ただし、 $Dr=50\%$ と 80% で比較すると、ピーク強度には明瞭な差が生じている。繰返しせん断後の吸排水の影響については、排水を行ったケース8においてピーク強度がわずかに増加し、吸水を行ったケース9においてピーク強度がわずかに減少する傾向が確認された。このピーク強度の変化は、吸排水に伴う密度変化に呼応したものと解釈することができる。

なお、ピーク時の応力比 q/p' を動員摩擦角 ϕ_{mob} に換算すると、 $Dr=50\%$ で $\phi_{mob}=33\sim 37^\circ$ 、 $Dr=80\%$ で $\phi_{mob}=40\sim 41^\circ$ であった。これに対し、試験終了時点の動員摩擦角は、 Dr によらず $\phi_{mob}=32\sim 35^\circ$ であった。

3.4 排水せん断における強度および体積変化

次に、ケース10~12について、排水せん断過程における体積ひずみ ε_v ・軸ひずみ ε_a 関係および軸差応力 q ・軸ひずみ ε_a 関係を図-3.4に示す。

いずれのケースにおいても、载荷に伴って著しい体積膨張 (正のダイレイタンス) が生じている。試験終了時点の体積ひずみは $Dr=50\%$ で $\varepsilon_v=-5\sim -6\%$ 、 $Dr=80\%$ で $\varepsilon_v=-8\sim -10\%$ 程度に達しており、特に密詰めの場合において正のダイレイタンスが顕著となっている。ケース10とケース11を比較すると、体積ひずみや発揮された軸差応力に大きな差異が見られないことから、小さな初期圧密応力 σ'_c を設定することで非排水繰返しせん断と同様の状態が再現されていると考えられる。また、初期圧密応力 σ'_c の状態から排水せん断を行ったケース12では、体積膨張量がやや小さな値にとどまる傾向が認められ、拘束圧によって正のダイレイタンスが若干抑制されたものと見られる。

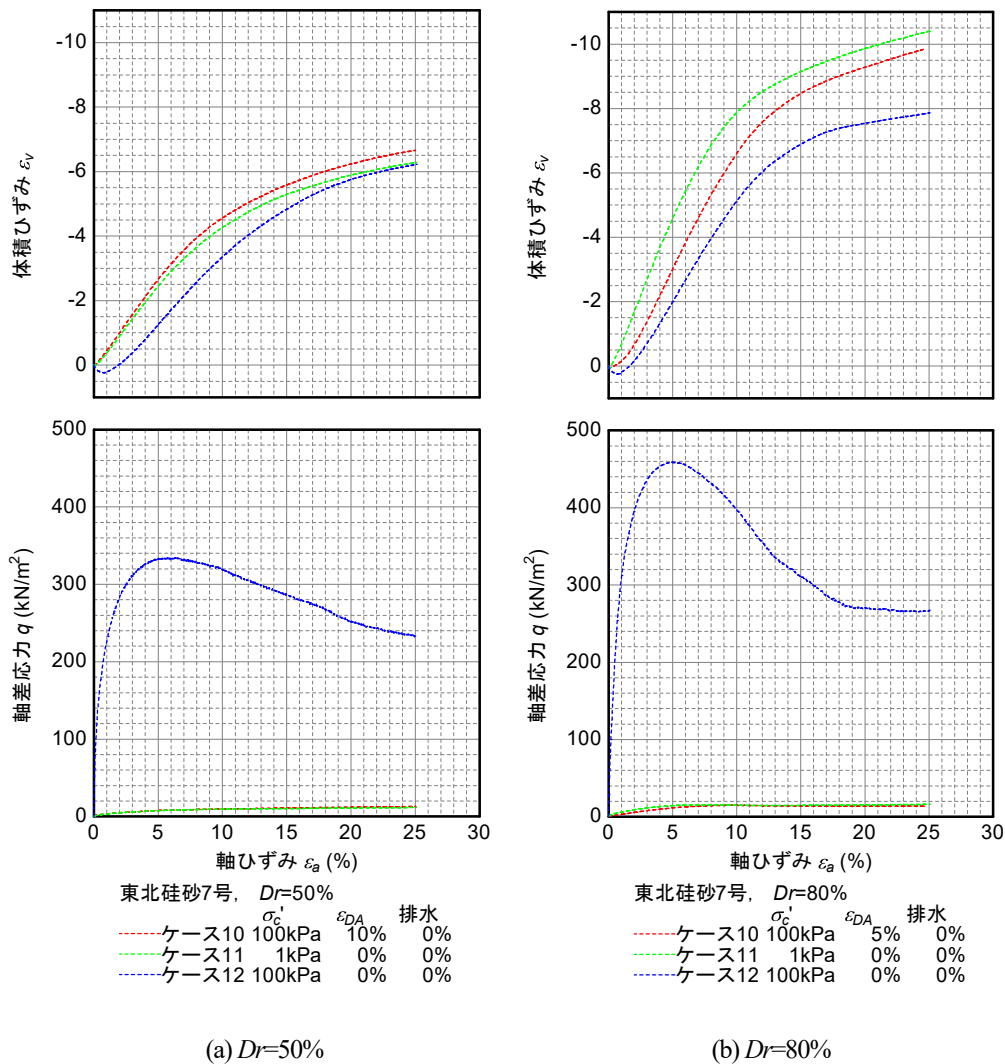


図-3.4 排水単調せん断過程における体積ひずみ ε_v ・軸ひずみ ε_a 関係および軸差応力 q ・軸ひずみ ε_a 関係

軸差応力 q に着目すると、せん断開始時点における平均有効応力の違いが明らかであり、特にケース 10、11 では、相対密度によらず、軸差応力 q がピークを示すことなく漸増した結果、最終値として $q=12\sim 16\text{kN/m}^2$ と小さな値にとどまった。

3.5 「定常状態」に基づく流動ポテンシャルの解釈

Verdugo & Ishihara⁹⁾は、大ひずみ域において砂の応力状態や体積変化が一定となる定常状態 (Steady state) が存在すること、定常状態における比体積 v ($=1+e$)・平均有効応力 p' 関係および平均有効応力 p' ・軸差応力 q 関係が初期条件や排水条件によらず概ね 1 本の曲線上に収束することを指摘している。

そこで、 $Dr=50\%$ および 80% それぞれのケース 5~12 について、単調せん断開始時、ピーク時および定常状態における間隙比 e 、平均有効応力 p' 、軸差応力 q の関係を図-3.5 に示す。なお、Verdugo & Ishihara の実験で使用

された豊浦砂では定常状態における動員摩擦角 $\phi_{mob}=30^\circ$ 程度であったことを考慮すると、本研究におけるケース 5~9 の試験終了時点が定常状態に達するよりも少し前であった可能性が考えられるため、測定された有効応力経路を $\phi_{mob}=30^\circ$ に達するまでラフに外挿することにより、定常状態の p' 、 q を推定している。ケース 10~12 では、試験終了時点における q 、 ε_v の変化が鈍いことから、試験終了時を定常状態とみなしている。

これによると、全ケースにおける定常状態の $e \cdot p'$ 関係は、1 本の曲線上にあるとまでは言い難いものの、ある一定の範囲内に収束していることが確認される。これは、初期状態や繰返しせん断履歴の有無によらず、定常状態の概念が概ね成り立つことを示唆している。

この関係に基づき、土の持つ流動ポテンシャルについて考えてみる。流動ポテンシャルの有無の目安となる非排水せん断強度の大きさは地盤が支持する構造物等の条

件や深さ等によって異なり、一概に決めることができるものではないが、例として初期拘束圧 100kN/m^2 に対して 15kN/m^2 程度の非排水せん断強度で大変形が生じるものと考え、この条件を満たすシナリオの一つとして、相対密度 $Dr=30\%$ 程度以下の極めて緩い初期状態から地震時に非排水条件で繰返しせん断を受ける状況が考えられる。その他、例えば相対密度 $Dr=50\%$ の初期状態で地震動を受ける場合でも、地震後の水圧消散過程等において体積ひずみ $\varepsilon_v = -5 \sim -6\%$ に達するほどの吸水膨張が生じれば、同様の流動ポテンシャルを持つ可能性が考えられる。

今後は、土の定常状態に着目してさらなるデータの蓄積を図り、液状化に伴って土の大変形が生じるための流動ポテンシャルについて、試験方法や評価方法、土質による違い等に関する検討を引き続き行っていく必要がある。

4. まとめ

本研究は、多様な土質、地質構造を有する地盤を対象として液状化発生予測の精度を高めるとともに、液状化に対する各種構造物の耐震性能をより的確に評価する方法を確立することを目的として実施するものである。

平成 28～令和元年度の取り組みをまとめると、以下のとおりである。

- 1) 白川堤防で得られた 2016 年 (平成 28 年) 熊本地震における地震動、間隙水圧の記録に対し、過年度に提案した地中せん断応力の推定手法および液状化強度曲線の同定手法を適用することで、火山灰質砂の原位置液状化強度に関するデータを取得した。逆算された繰返し三軸強度比 R_L は前震で 0.354、本震で 0.324 とよく似た値を示しており、 N 値に基づく R_L の推定値に比べると大きな値が得られた。各種構造物の耐震性評価において、地中深部の液状化は大きな影響を及ぼすことが多いことから、本記録は合理化を図る上での重要な情報を与えている可能性が考えられるため、今後引き続き分析を進めていきたい。
- 2) 土の原位置液状化強度を直接的に評価することを目的とした原位置液状化試験法 (振動式コーン) に関する機器製作を行い、室内土槽実験及び現場実験によりその適用性を検証した。その結果、定点振動法による試験法の有用性が確認された。評価方法の一案として、先端抵抗 q_c が計測開始時点から 25% まで低下した時点の水平反力 $|R|$ に着目した評価手法が有用であると考えられる。また、現場実験により得られた計測データから、液状化発生時点における正規化水平反力度 $|R|/\sigma'_v A$

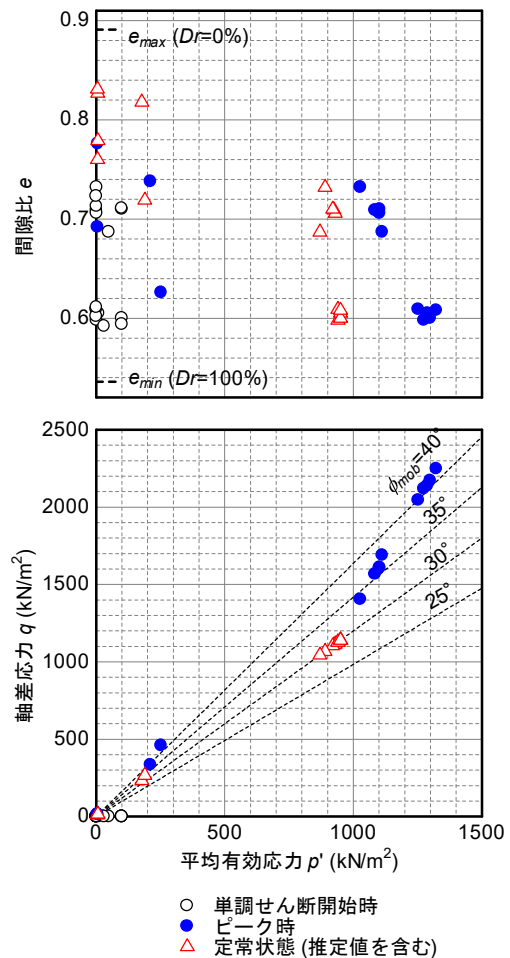


図-3.5 単調せん断開始時、ピーク時および定常状態における間隙比 e 、平均有効応力 p' 、軸差応力 q の関係

を算出し、室内試験により得られた液状化強度比との対比を行ったところ、定点振動法においては、偏心ウエイトの交差角 0° 、回転周波数の漸増速度 $10\text{Hz}/2\text{s}$ 、試験間隔 1m と試験条件を設定することで、より正確な正規化水平反力度を検出することが可能であることがわかった。今後は、室内実験や現場実験のデータのさらなる蓄積を行い、より精度の高い原位置液状化強度の推定方法を検討し、振動式コーンを用いた原位置液状化試験法の確立および実用化を目指していきたい。

- 3) 多様な土の液状化挙動 (要素挙動) と各種構造物の地震時挙動の関係を明らかにすることを目的として、液状化抵抗率 F_L と関連付けつつ、多様な土の液状化挙動を表現しうる土の繰返しせん断モデルを試作した。また、試作したモデルを用いて、原位置試験のうち、堆積年代の異なる砂質土、典型的な粘性土の繰返し非排水三軸試験結果の再現計算を行った。その結果、様々な種類の土の繰返しせん断挙動を良好に再現できるこ

とが確認された。これらは、土質や堆積年代の異なる多様な土の液状化特性を統一的に表現できる可能性を示唆している。今後は、要素レベルあるいは境界値問題（模型実験、被災事例等）を対象とした検証を引き続き行うとともに、地盤調査・室内試験に基づく材料定数の設定方法や液状化の影響評価モデルへの反映方法等についても一体的に検討することで、液状化判定法～構造物への影響評価法の合理化を目指したい。

- 4) 液状化後の土に大変形が生じるポテンシャルについて、非排水せん断強度に着目した一連の三軸試験を行った。その結果、非排水せん断強度が繰返しせん断履歴の有無によらず土の密度に依存して概ね決まり、大ひずみ域における応力状態と密度がユニークな関係を持つという定常状態の概念が概ね成り立つことが確認された。また、定常状態の概念に基づく解釈から、試験対象とした試料が流動ポテンシャルを持つための条件として、密度が極めて低い初期状態にある場合や、水圧消散過程で著しい吸水膨張を生じる場合が想定された。今後も引き続き、液状化に伴って土の大変形が生じるための流動ポテンシャルについて、試験方法や評価方法、土質による違い等に関する検討を行っていく必要がある。

参考文献

- 1) 谷本俊輔、石村陽介、佐々木哲也：原位置液状化試験における地中振動体と周辺地盤の挙動に関する考察、第54回地盤工学研究発表会、pp.167-168、2019.7
- 2) 石村陽介、谷本俊輔、佐々木哲也：室内土槽実験による振動式コーンを用いた原位置液状化強度の評価指標に関する検討、第54回地盤工学研究発表会、pp.169-170、2019.7
- 3) 大重綱平、谷本俊輔、佐々木哲也：振動式コーンを用いた原位置液状化強度の推定に関する現場実験、第55回地盤工学研究発表会、pp.22-6-3-02、2020.7
- 4) 谷本俊輔、大重綱平、佐々木哲也：振動式コーン・定点振動法における計測データと水平反力の関係、第55回地盤工学研究発表会、pp.22-6-3-01、2020.7
- 5) Verdugo, R. & Ishihara, K.: The steady state of sandy soils, *Soils and Foundations*, Vol.36, No.2, pp.81-91, 1996.6

4.3.2 構造物への影響を考慮した液状化判定法に関する研究 (2)

担当チーム：寒地基礎技術研究グループ（寒地地盤チーム）

研究担当者：畠山乃、林宏親、江川拓也

【要旨】

東日本大震災では広範囲にわたって液状化が発生しインフラ施設等においても多大な被害が生じており、次なる大地震による液状化被害の軽減に向け、インフラ施設の的確な液状化対策を進めていくことが喫緊の課題である。本研究は、多様な土質、地質構造を有する地盤を対象として液状化発生予測の精度を高めるとともに、液状化に対する各種構造物の耐震性能をより適切に評価する方法を確立することを目的として実施するものである。

本研究では、特殊土でありながら既往の液状化判定法では特別な取扱いがされていない火山灰質土について、原位置試験と室内試験から火山灰質土の液状化強度比に及ぼす各種要因を解明し液状化の発生予測の精度を向上させるとともに、火山灰質土の液状化挙動を反映した動的有効応力解析のモデル化手法を構築し、火山灰質土の液状化が構造物へ及ぼす影響を適切に評価することにより各種インフラ施設の機能確保や被害低減に貢献することを目的とする。

キーワード：液状化判定、耐震設計、火山灰質土、液状化強度比、S波速度

1. はじめに

2011年東北地方太平洋沖地震およびその余震では、広範囲にわたって液状化が発生しインフラ施設等においても多大な被害が生じた。次なる大地震による液状化被害の軽減に向け、インフラ施設の的確な液状化対策を進めていくことが喫緊の課題である。一方で、液状化対策には多大なコストを伴うことから、多様な土質、地質構造を有する地盤を対象として液状化発生予測の精度を高めるとともに、液状化に対する各種構造物の耐震性能をより適切に評価することが必要である。

火山国である我が国には、第四紀以降の活発な火山活動によって火山噴出物が広域に堆積しており、その種類や性質は多様である^{例えは、1)、2)、3)}。2009年発刊の「地盤材料試験の方法と解説(地盤工学会)」では、火山灰質土は、普通の土の地盤工学的特性とは明らかに異なる「特殊土」として扱われた⁴⁾。特に、火山灰質粗粒土は、構成粒子が多孔質かつ脆弱であることに起因する粒子破碎や、堆積過程における溶結作用によりやや固結した様相を呈するものもあり、砂質土とは異なる物理・力学特性を示すことが分かっている^{5)~10)}。

また、1993年釧路沖地震や同北海道南西沖地震、2003年十勝沖地震や2018年北海道胆振東部地震では、火山灰質地盤の液状化による甚大な被害が確認されている。しかし、火山灰質土に対する液状化判定法については、研究・検証が十分には行われておらず実用化には至っていない。特に、火山灰質土の液状化強度比についての知見が少ない状況にある。さらに、試料のサンプリング方法を含めた液状化強度比を求める試験方法についても、砂質土を対象とした現行の評価方法を検証し、火山灰質土

の特性を考慮した最適な評価方法の検討が必要である。

本研究では、特殊土でありながら既往の研究では特別な取扱いがされていない火山灰質土について、原位置試験と室内試験から火山灰質土の液状化強度比の適正な評価手法を検討し液状化の発生予測の精度を向上させるとともに、火山灰質土の液状化挙動を反映した動的有効応力解析のモデル化手法を構築し、火山灰質土の液状化が構造物へ及ぼす影響を適切に評価することにより各種インフラ施設の機能確保や被害低減に貢献することを目的として実施するものである。

平成28年度は、北海道美幌町の火山灰質土を対象に、原位置試験・室内試験から火山灰質土の液状化強度比に及ぼす各種要因・評価手法に関する考察を行った。

平成29年度は、北海道森町の火山灰質土を対象に、平成28年度と同様の試験・考察を行うとともに、液状化中の火山灰質地盤における杭基礎の遠心力模型実験の再現解析を行い、火山灰質土の液状化挙動と杭基礎の挙動を反映できる動的有効応力解析のモデル化手法を検討した。

平成30年度は、北海道美幌町・森町で採取した火山灰質土の攪乱試料を対象に、それぞれ平成28・29年度とは異なる密度で作製した再構成試料の繰返し非排水三軸試験結果から考察を行った。さらに、火山灰質土の液状化挙動と杭基礎の挙動を反映できる動的有効応力解析のモデル化手法の検討にあたり、より適切な地盤のモデル化手法について検討した。

令和元年度は、札幌市清田区美しが丘の火山灰質地盤を対象に原位置試験を行うとともに、これまでに検討した動的有効応力解析のモデル化手法について、過去の遠心力模型実験5ケースの再現解析からその適用性を検証

した。

2. 火山灰質土の液状化強度比 R_L に及ぼす各種要因の 説明と評価手法に関する地盤調査・土質試験

2.1 はじめに

次なる大地震による各種構造物の液状化被害軽減のためには、液状化に対する各種構造物の耐震性能をより適切に評価することが必要であり、構造物周辺の多様な土質、地質構造に応じたより精度の高い液状化判定法の検討が必要である。過去のいくつかの地震により火山灰質粗粒土で構成された地盤の液状化が確認されており、これらの現象は、砂質土を対象とした既往の液状化判定法では適切に評価できないこと、特に、繰返し三軸強度比（液状化強度比） R_L の算出値の実際の現象との対応が悪いことが指摘されている（例えば、11）、12）、13）。土の液状化強度比 R_L の適切な評価にあたっては、サンプリング時の試料の乱れの影響や、土粒子のかみ合わせ効果やセメンテーション効果に代表される年代効果の影響を把握することが重要である。

本章では、火山灰質土の液状化強度比 R_L に及ぼすサンプリング試料の乱れの影響、年代効果の影響について、過去の地震により液状化が確認された地点およびその近傍で実施した原位置および室内土質試験から考察する。

2.2 北海道美幌町における原位置および室内土質試験結果からの考察

2.2.1 調査試験概要

本節における調査試験対象土は、過去にトリプルチューブサンプリング試料において繰返し非排水三軸試験（液状化試験）が実施された北海道美幌町の火山灰質土である。図-2.1に、調査試験箇所の地質断面図を示す。

対象土層は屈斜路火山碎屑流堆積物の二次堆積物であるBk層とした。当該箇所は、過去の地震による液状化の発生やその痕跡は確認されていないが、現行の液状化判定法¹⁴⁾では全層に亘って液状化すると判定される。また、2003年十勝沖地震では、近傍の火山灰質土で構成された緩斜面で大規模な液状化被害が発生している¹³⁾。

本検討の液状化試験に用いる乱れの少ない試料は、 N 値1程度の土層まで静かに掘削して作業ピットを設け、その後、押切り式ブロックサンプリングにより採取した。併せて同深度において、現場密度試験（砂置換法）、攪乱試料の採取を行った。図-2.2に、ブロックサンプリング状況を示す。本検討では、同様の作業を隣接して全3箇所（No.1、No.2、No.3）で実施した。箇所No.1、No.2から採取した試料は、試料の乱れの影響の考察に関する試験に供した。箇所No.3から採取した試料は、年代効果の影

時代	地質	土層	記号	層厚 (m)	N値	土質・岩質
第四紀	盛土	盛土	Bk	3.35	0~10	火山灰有機質土
	屈斜路火山碎屑流堆積物	火山灰-1	Kc1	6.75	7~13	火山灰火山灰質砂
		火山灰-2	Kc2	5.35	10~31	砂混じり火山灰

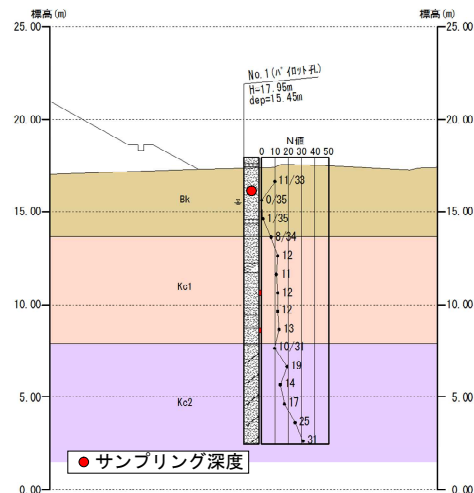


図-2.1 調査試験箇所の地質断面図



図-2.2 箇所 No.2 のブロックサンプリング状況
 (同様の作業を隣接した3箇所でも実施)

響の考察に関する試験に供した。

2.2.2 試料の乱れの影響

通常行われるチューブサンプリングによる採取試料の液状化強度比 R_L は、サンプリングから室内試験に至る過程で少なからず試料の乱れの影響を受け、採取試料の乱れが極めて少ないとされる凍結サンプリングによる採取試料の液状化強度比 R_L とは異なることが指摘されている¹⁵⁾。表-2.1に、液状化試験に供した試料の概要を示す。液状化試験に供したブロックサンプリング試料No.1、No.2の乾燥密度 ρ_d 、間隙比 e は、現場密度試験に近い値を

示した。また、過去に実施したトリプルチューブサンプリング試料も現場密度試験と同様の値を示している。ブロックサンプリング試料については、液状化試験に先立ち供試体のS波速度 V_s を計測しているが、原位置にて実施した弾性波速度検層（PS検層）の V_s と同等の値を示した。

図-2.3に、表-2.1の試料の液状化試験から得られた軸ひずみ $DA=5\%$ 時の液状化強度曲線を示す。繰返し回数 $N_c=20$ 回で定義した液状化強度比 R_{L20} は、試料の乱れが少

ないと考えられるブロックサンプリング試料とトリプルチューブサンプリング試料とは明らかに異なっており、 N 値の小さい試料ではチューブサンプリングによる採取試料の液状化強度比 R_L が凍結サンプリング試料による液状化強度比 R_L よりも大きな値が得られるとの知見¹⁵⁾と合致する。

図-2.4に、図-2.3で得られた液状化強度比 R_{L20} と、現行の道路橋示方書に示される N 値と細粒含有率 F_c 等から算出¹⁴⁾した繰返し三軸強度比 R_L とを比較して示す。現

表-2.1 試験試料の概要

試料名	液状化試験（圧密後）				現場密度試験・PS検層			
	土粒子の密度 ρ_s g/cm ³	乾燥密度 ρ_d g/cm ³	間隙比 e	S波速度 V_s m/sec	土粒子の密度 ρ_s g/cm ³	乾燥密度 ρ_d g/cm ³	間隙比 e	S波速度 V_s m/s
No.1ブロック	2.567	1.330	0.930	123.0	2.630	1.376	0.911	121.5
No.2ブロック	2.636	1.396	0.889	122.8	2.641	1.451	0.820	121.5
トリプル	2.620	1.411	0.857	-	-	-	-	-

※液状化試験供試体の各種値は圧密後の4供試体の平均値

表-2.2 再構成試験試料の概要

試料名	液状化試験（圧密後）			
	土粒子の密度 ρ_s g/cm ³	乾燥密度 ρ_d g/cm ³	間隙比 e	S波速度 V_s m/sec
No.1再構成	2.582	1.337	0.931	128.8
No.2再構成1	2.622	1.394	0.881	129.3
No.2再構成2	2.622	1.397	0.877	113.7

※各種値は圧密後の3または4供試体の平均値

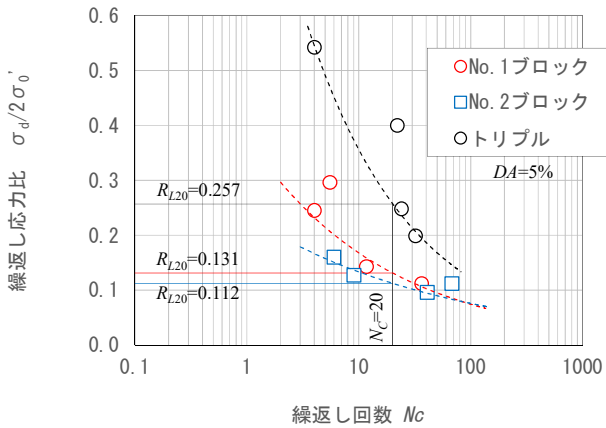


図-2.3 各試料の液状化強度曲線

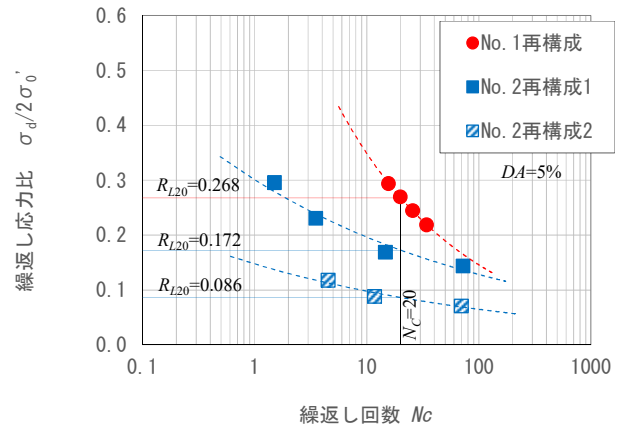


図-2.5 再構成試料の液状化強度曲線

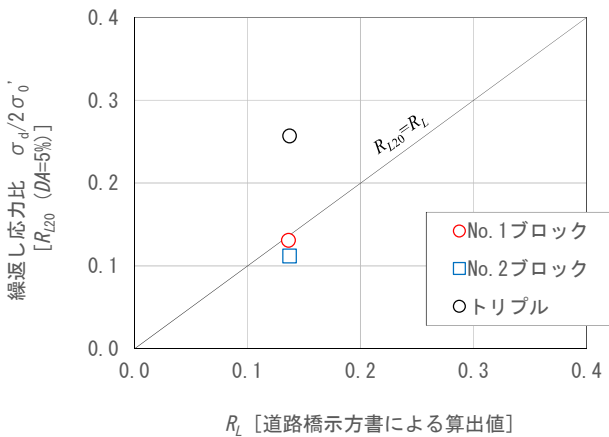


図-2.4 液状化試験による R_{L20} と道路橋示方書により算出した R_L

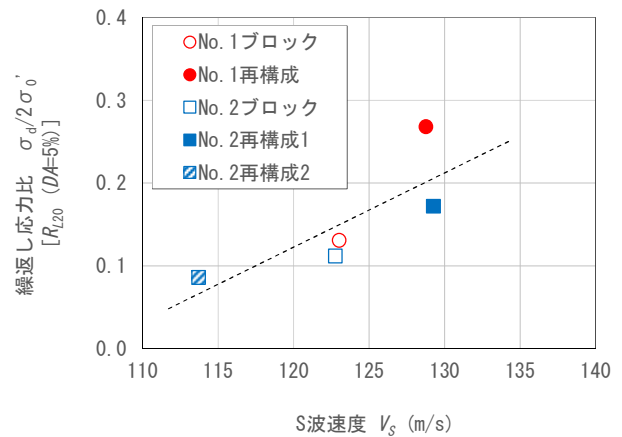


図-2.6 ブロックサンプリング試料と再構成試料の液状化強度比 R_{L20} とS波速度 V_s

行の道路橋示方書に示される繰返し三軸強度比 R_L 算出の骨格曲線は、試料の乱れが極めて少ない凍結サンプリング試料の試験結果に基づくものであるが、ブロックサンプリング試料はトリプルチューブサンプリング試料よりも道路橋示方書の算出値に近い値を示している。

これらのことから、チューブサンプリング試料では、乾燥密度 ρ_d や間隙比 e が現場密度に近い値であっても、原位置の液状化強度比 R_L を適切に評価していないことが考えられる。

そこで、箇所No.1、No.2それぞれで採取した攪乱試料を用いて、ブロックサンプリング試料の供試体密度と同等の密度の再構成供試体（No.1再構成、No.2再構成1）を作製し、液状化試験を行った。表-2.2に再構成試料の概要を、図-2.5に再構成試料の液状化強度曲線を示す。図-2.6に、ブロックサンプリング試料と再構成試料の液状化強度比 R_{L20} とS波速度 V_s の関係を示す。再構成試料の V_s は、年代効果の影響が喪失したためか、ブロックサンプリング試料と同等の密度であっても V_s の値が異なった。一方、液状化強度比 R_{L20} と V_s に相関が認められ、液状化強度比 R_L は V_s の影響を強く受けるようである。そこで、箇所No.2の攪乱試料を用いてブロックサンプリング試料ならびに再構成試料1の供試体と同等の密度で V_s の異なる再構成試料2を作製し、液状化試験を行った。その結果、その相関がより明確となり、同一密度の火山灰質土の液状化強度比 R_L は V_s に依存することが窺われた。前述のトリプルチューブサンプリング試料は、乾燥密度 ρ_d や間隙比 e が現場密度に近い値であったが、再構成試料と同様に年代効果が喪失し、 V_s が異なっていたことが考えられる。今後、同様のデータを収集しこれらの関係を整理すると、再構成試料の V_s と液状化強度比 R_{L20} 、原位置における V_s から、原位置の液状化強度比 R_L を推定できる可能性があると考えられる。

2.2.3 年代効果の影響

箇所No.3での採取試料を用いた液状化試験結果から、当該試料の年代効果の特性の把握を試みた。

表-2.3に、液状化試験に供した試料の概要を示す。液状化試験開始時（圧密後）のブロックサンプリング試料の乾燥密度 ρ_d は 1.3g/cm^3 程度となっており、現場密度試験結果の $\rho_d=1.4\text{g/cm}^3$ より低い値である。現場密度試験の値は、箇所No.1～No.3でばらつきがあることから、本ブロックサンプリング試料が必ずしも乱れているとは言えないが留意すべき点である。

ブロックサンプリング試料の V_s は、供試体密度に差はないにもかかわらず、ブロック1とブロック2で非常に大きな V_s の差が生じた。その値は、ブロック1の方が原位置

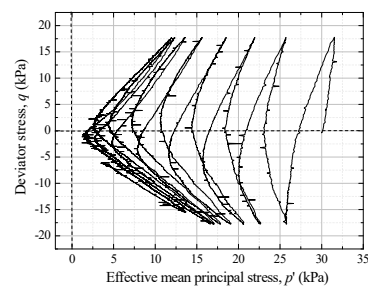
置に近く、また、箇所No.1、No.2の試験結果と整合する。このことから、ブロック2はサンプリング時、もしくは実験準備時にその構造に乱れが生じた可能性が考えられる。再構成試料の V_s はブロック1よりかなり低く、ブロック2に近い値を示した。

ここでは、ブロック1の試料品質が良く年代効果を保持するもの、ブロック2、再構成1の試料は年代効果を喪失したものとして考える。

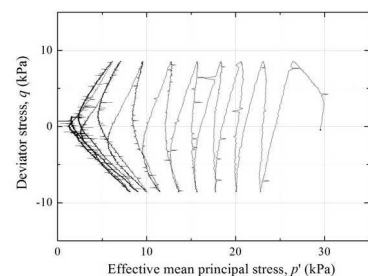
表-2.3 試験試料の概要と液状化試験結果

試験名	液状化試験（圧密後）				現場密度試験・PS検層			
	乾燥密度 ρ_d g/cm ³	S波速度 V_s m/sec	繰返し 応力比 $\sigma_d/2\sigma'_0$ DA=5%	繰返し 回数 N_c	土粒子 の密度 ρ_s g/cm ³	乾燥 密度 ρ_d g/cm ³	間隙比 e	S波 速度 V_s m/s
No.3ブロック1	1.278	122.4	0.296	8.0	2.612	1.400	0.866	121.5
No.3ブロック2	1.290	85.7	0.143	8.4				
No.3再構成1	1.312	91.0	0.143	10.3				

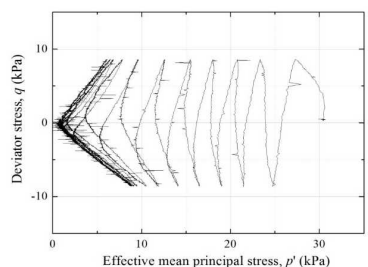
※液状化試験供試体の各種値は圧密後の1供試体の値



(a) No. 3 ブロック 1



(b) No. 3 ブロック 2



(c) No. 3 再構成 1

図-2.7 各試料液状化試験の有効応力経路

図-2.7に、各試料の液状化試験から得られた有効応力経路を示す。ブロック1とブロック2を比較すると、同じ不攪乱試料であるにもかかわらず、第1サイクル時の間隙水圧の発達の傾向がやや異なっている。ブロック2の方が有効応力の低下が大きく、上述した試料の乱れの影響が液状化試験結果に表れている可能性がある。なお、ブロック2と再構成1の液状化中の有効応力経路は似通っている。

所定のひずみ ($DA=5\%$) に達するまでの繰返し回数 N_C に着目すると、ブロック1とブロック2では繰返し応力比 $\sigma_d/2\sigma'_0$ が2倍異なるにもかかわらず、 N_C 値はほぼ同じ値となった。これは、ブロック2の年代効果が喪失した分、液状化に対する抵抗も弱くなったことが考えられる。また、ブロック2と再構成1の繰返し応力比 $\sigma_d/2\sigma'_0$ は同じとしたが、再構成1の方が若干大きな N_C であった。両試料の V_S は再構成1の方がやや高いことが、液状化試験結果にも現れたと考えられる。

Kiyota et al.¹⁶⁾ は砂地盤の年代効果について、その密度化を除くと、土粒子のかみ合わせ効果とセメンテーション効果に分類されることを示している。さらに、Kiyota et al.¹⁷⁾ は、いずれの効果も V_S の値に反映されるが、前者の影響は液状化の進行に伴い早期に喪失され、後者は有効応力が低下しても粘り強く残る可能性を指摘している。この知見を元に、液状化中の V_S についてブロック1と再構成1を比較したものを図-2.8に示す。

液状化開始時点 ($p'=30\text{kPa}$) における V_S の値は、年代効果を有するブロック1の方が、それを有しない再構成1よりも高い値になっている。しかし、ブロック1の V_S の値は液状化による有効応力の低下に伴って徐々に低下し、 $p'=10\text{kPa}$ 付近で再構成1の値とほぼ重なる結果が得られ

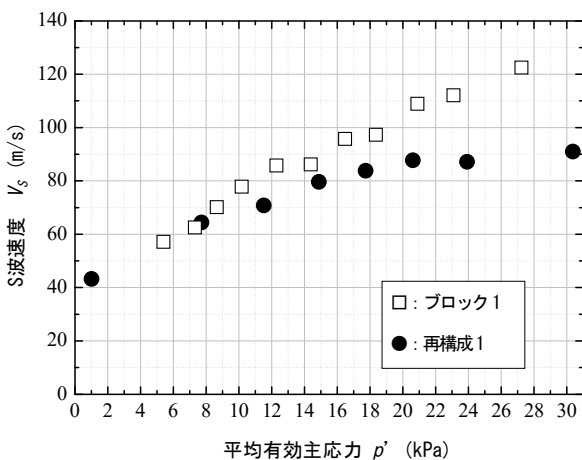


図-2.8 不攪乱試料と再構成試料の液状化中の V_S の変化

ている。この傾向を、年代効果の液状化による喪失と仮定すると、ブロック1の年代効果のタイプは「土粒子のかみ合わせ効果」が主体であり、「セメンテーション効果」を有していないことが示唆される。

2.3 北海道森町における原位置および室内土質試験結果からの考察

2.3.1 調査試験概要

本節における調査試験対象土は、1993年北海道南西沖地震により液状化が確認された¹⁸⁾北海道森町の火山灰質土である。図-2.9に、調査試験箇所近傍の地質断面図を示す。当該箇所は、北海道駒ヶ岳の山麓北西に位置し、工学的基盤と思われる尾白内層 (Ot) の上位に第四紀の

時代	地質	土層	記号	層厚 (m)	N値	土質・岩質
第四紀	盛土	盛土	Bk	0.65~1.60	-	粘性土質砂質礫
	駒ヶ岳火山噴出物 (降下軽石・Ko-d)	火山灰	Av	1.10	0	軽石まじり火山灰
	駒ヶ岳火山噴出物 (岩屑なだれ堆積物の二次堆積物)	砂質土	As	6.25~13.25	1~14	粘性土質礫質砂 粘性土まじり礫質砂
		礫質土	Ag	6.25	2~20	粘性土質砂質礫 粘性土まじり砂質礫
新第三紀	尾白内層	岩盤	Ot	3.29~3.80	>50	凝灰角礫岩

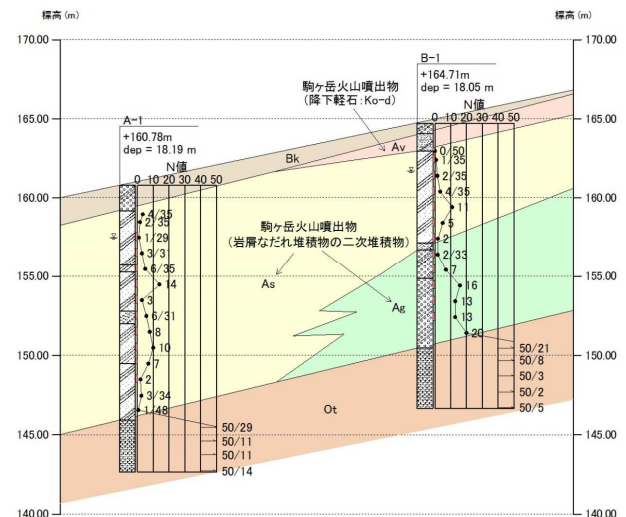


図-2.9 調査試験箇所近傍の地質断面図



図-2.10 攪乱試料採取箇所の状況

駒ヶ岳火山噴出物 (As, Ag) が厚く堆積しており、この層は、更新世後期から現在まで活動を続けている駒ヶ岳の噴出物で、溶岩、火山礫、軽石および火山灰からなり、礫をわずかに伴う岩屑なだれ堆積物の二次堆積物とされている。1993年の北海道南西沖地震では、この地域に広く堆積するAs層が液状化し、家屋や道路に被害をもたらしたとされている¹⁹⁾。調査試験の対象土は、図-2.9のA-1孔から北西に約20m離れた地点において、GL-0.35mから出土し非常に緩く堆積する軽石混じり火山灰質砂とした。この火山灰質土は、駒ヶ岳岩屑なだれ堆積物の二次堆積物であるAs層の火山灰質土と考えられる。

森町の調査試験箇所においても、美幌町と同様にブロックサンプリングによる乱れの少ない試料の採取を試みたが、礫分が多く不可能であった。そのため、森町の火山灰質土を対象とした液状化試験に用いる試料は、GL-0.40～-1.10mにおいてトリプルチューブサンプリングにより採取した試料と、GL-0.60mまで静かに掘り下げた後に採取した攪乱試料を再構成して用いた。図-2.10に、攪乱試料採取箇所の状況を示す。

2.3.2 液状化強度比 R_L に及ぼす土粒子構造の影響

森町の火山灰質土を対象とした液状化試験は、ブロックサンプリングによる試料の採取が困難であったため、トリプルチューブサンプリング試料と同試料の供試体密度と同等の密度の再構成供試体を作製し実施した。再構成試料の液状化試験にあたっては、所要の有効拘束圧に至るまで通常の圧密を加えた試料 (Standard) と、所要の有効拘束圧の3.7倍まで過圧密履歴を与えた試料 (OCR3.7) の2試料を実施した。すなわち、密度は同等であるがそれぞれ土粒子構造が異なる3試料での液状化試験を試みた。これは、清田らの研究²⁰⁾において、砂質土の R_L に及ぼす影響は、密度と土粒子構造に集約され、土粒子構造に起因する R_L の変化は V_s に起因する、つまり、密度一定条件下で土粒子構造の異なる砂質土の R_L の差は V_s の変化に対応すること、さらに、美幌町の火山灰質土においても同様の傾向が窺われたことから、森町の火山灰質土においても同様の傾向が得られるのかを試みるものである。

表-2.4に、液状化試験に供した試料の概要を示す。また、GL-0.60mで実施した、現場密度試験 (砂置換法) 結果を参考として併せて示す。トリプルチューブサンプリング試料は、原位置よりも大きな V_s の値を示したが、乾燥密度 ρ_d 、間隙比 e は、現場密度試験に近い値を示した。再構成試料供試体は、トリプルチューブサンプリング試料と同等の ρ_d 、 e を有しており、それぞれ異なる V_s を示した。すなわち、密度が同等で土粒子構造が異なる供試

表-2.4 試験試料の概要

試料名	液状化試験 (圧密後)				現場密度試験・PS検層			
	土粒子の密度 ρ_s g/cm ³	乾燥密度 ρ_d g/cm ³	間隙比 e	S波速度 V_s m/sec	土粒子の密度 ρ_s g/cm ³	乾燥密度 ρ_d g/cm ³	間隙比 e	S波速度 V_s m/s
トリプル	2.888	1.484	0.946	162.5	2.914	1.497	0.947	140.2
再構成Standard	2.899	1.455	0.992	134.3				
再構成OCR3.7	2.861	1.413	1.025	157.2				

※液状化試験供試体の各種値は圧密後の3または4供試体の平均値

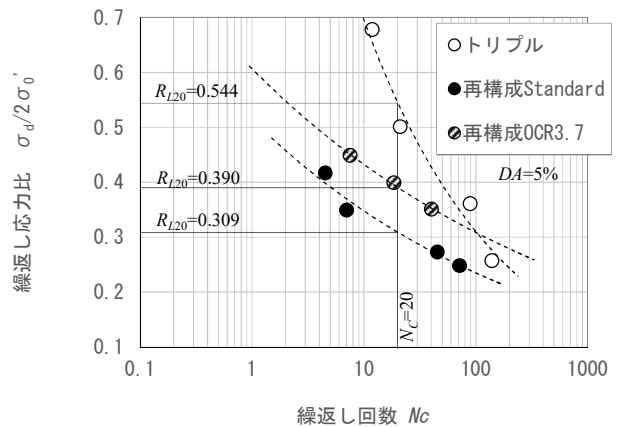


図-2.11 各試料の液状化強度曲線

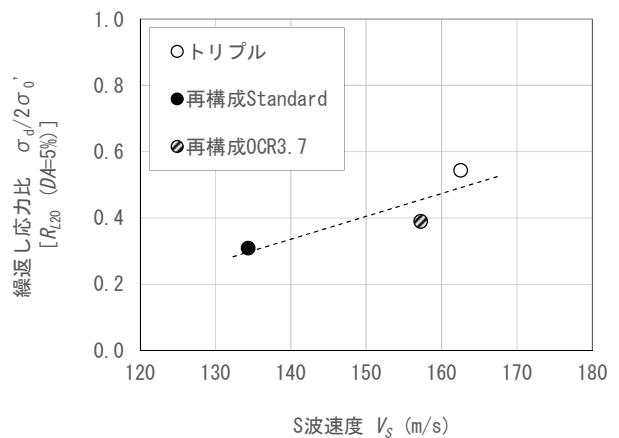


図-2.12 各試料の液状化強度比 R_{L20} と S 波速度 V_s

体が作製されたものとする。各供試体の V_s は、トリプルチューブサンプリング試料で最も大きく、OCR3.7試料では、通常の圧密を加えたStandard試料よりも大きな V_s を示した。

表-2.4の試料の液状化試験から得られた液状化強度曲線を図-2.11に、また、図-2.11から得られた液状化強度比 R_{L20} と供試体のS波速度 V_s の関係を図-2.12示す。図より、 R_{L20} と V_s に正の相関が認められることがわかる。

2.4 札幌市清田区美しが丘における原位置試験結果からの考察

2.4.1 調査試験概要

本節における調査試験対象土は、2018年北海道胆振東部地震により液状化が確認された札幌市清田区美しが丘の火山灰質土である。図-2.13に、当該箇所の地質断面図を示す。当該箇所は、札幌市からの提供資料によれば昭和40年頃から平成3年頃迄に複数回に亘り沢地形の谷部や旧河道を、周辺の地山である支笏軽石流堆積物（Spfl）で埋め立て造成された宅地であり、2018年北海道胆振東部地震による液状化により地盤沈下や噴砂、道路や家屋の沈下・傾斜が生じた。この箇所は、2003年十勝沖地震においても同様の被害が生じており、旧地形（1965年）との比較が行われている²⁾。図-2.14に、文献²⁾における

2003年十勝沖地震時の被災箇所と旧地形を比較した図に、今回の地震において沈下・傾斜した家屋、また、噴砂が確認された箇所、今回の調査試験箇所を併せて示した。ここでは割愛したが、被災した家屋周辺の道路にも沢筋に沿った沈下や亀裂が生じていた。2003年十勝沖地震と同様の沢筋に沿った箇所での被災が確認され、2018年北海道胆振東部地震では家屋の被災や噴砂が確認された範囲が拡大していることがわかる。図-2.15から図-2.17に、図-2.14の調査箇所①②で確認された噴砂の状況を示す。調査箇所①では、照明灯の基礎部分から噴砂が発生したものとされ、噴出した火山灰質土が広範囲に広がっていることがわかる。調査箇所②では2003年十勝沖地震時にも噴砂が確認されており、2003年当時の状況と比べて、噴出量がごく少ない印象も受けられる。

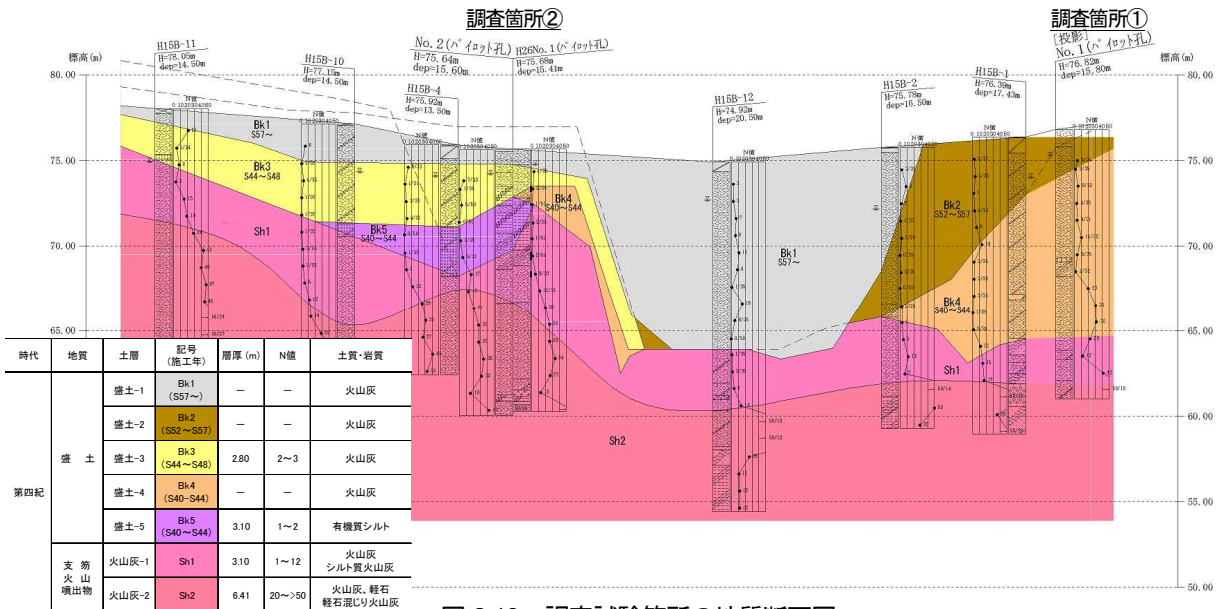


図-2.13 調査試験箇所の地質断面図

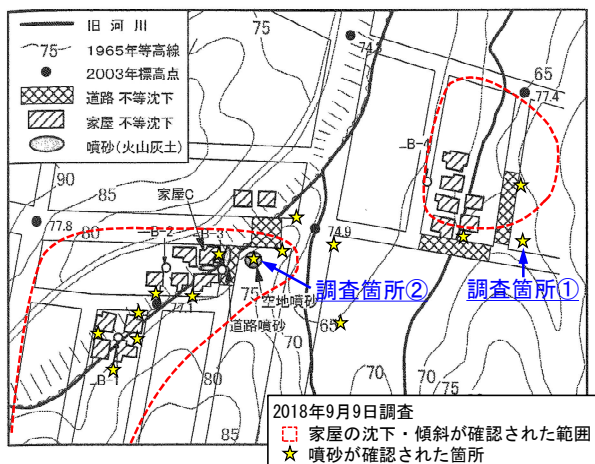


図-2.14 被災箇所（2018年）と旧地形（1965年）
（文献 21）の図-4.3.2 に加筆）



図-2.15 調査箇所①で確認された噴砂
（2018年9月9日撮影）



図-2.16 調査箇所②で確認された噴砂
(2018年9月9日撮影)



図-2.17 2011年十勝沖地震による調査箇所②の噴砂
(文献21)の写真4.2.5)

今回、図-2.14に示す調査箇所①②において、ボーリング調査と伴に各種サウンディング（標準貫入試験、電気式コーン貫入試験、PS検層、密度検層）を行った。また、調査箇所①では、GL.-1.3mまで静かに掘削しブロックサンプリングによる乱れの少ない試料の採取を試みたが、軽石などの礫が多く不可能であった。そのため、同深度より攪乱試料を採取し、再構成試料による液状化試験を実施することとした。併せて、同深度において現場密度試験（砂置換法）を実施している。また、調査箇所①②では、チューブサンプリングによる試料採取も行って、今後、採取した各試料の液状化試験の結果から、液状化強度比・密度・ V_s の関係について考察する予定である。

図-2.18に、調査箇所①②で得られた湿潤密度 ρ_t の深度分布を示す。図中のSPTは、標準貫入試験のレイモンドサンプラー内にセットした薄肉の真鍮管で採取された試料

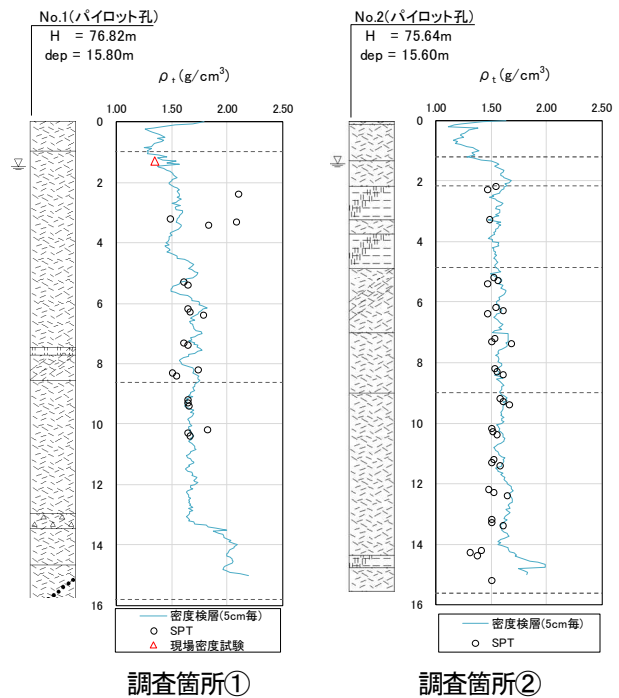


図-2.18 各種密度試験による湿潤密度 ρ_t の比較

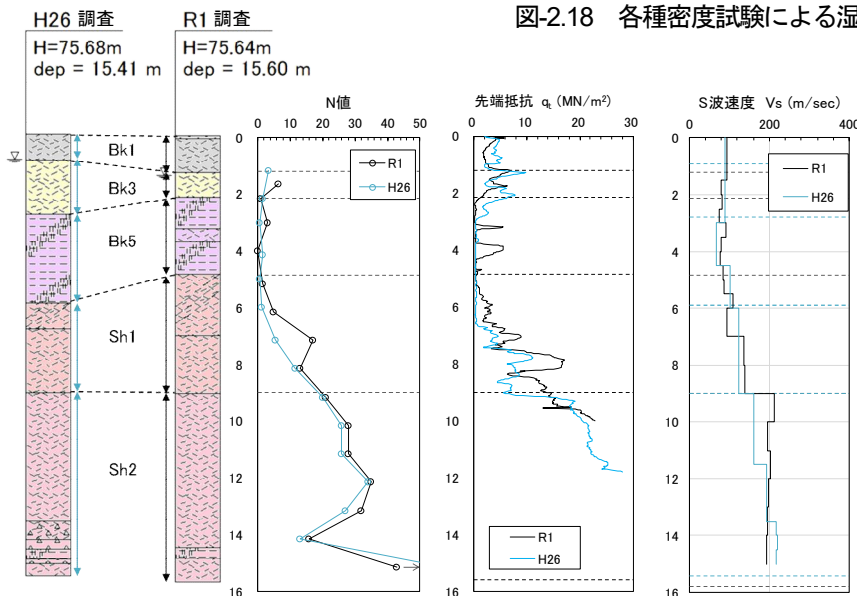


図-2.19 調査箇所②におけるH26調査とR1調査による、 N 値、コーン先端抵抗 q_t 、S波速度 V_s の深度分布の比較

から測定した値である。真鍮管試料は、深部では密度検層結果と比較的良好一致を示したが、 M 値の小さな浅部では密度検層結果よりも高い値を示しており、標準貫入試験時の打撃により締め固めが生じたためと考えられる。また、現場密度試験で得られた ρ_d が最も信頼性のある値と考え、密度検層結果は良く一致している。これらのことから、GL.-1.3mから採取した試料は現場密度試験結果、深部のチューブサンプリング試料は密度検層結果による密度を今後の検討にあたっての基準とする。

調査箇所②では、平成26年（2014年）にも密度検層以外のサウンディングを行っている。今回、2018年北海道胆振東部地震で生じた液状化による地盤性状の変化を確認する目的で各種試験結果の比較を行った。図-2.19に、調査箇所②における平成26年度調査と令和元年度調査による、 M 値、コーン先端抵抗 q_c 、S波速度 V_s の深度分布を比較して示す。当該箇所は旧谷地形の傾斜地を埋め立て造成されており、R1調査孔はH26調査孔よりも約3m旧地形の谷側である。そのため、埋め立て造成時の施工状況

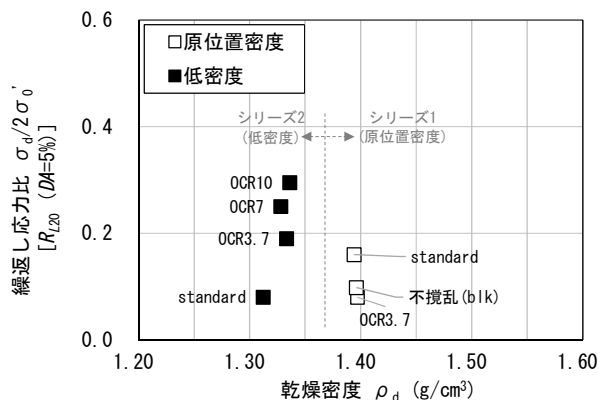
により各土層の層厚が若干異なっているものと考えられる。図より、 M 値、 q_c 、 V_s および地下水位に大きな変化は無く、液状化後の過剰間隙水圧の消散に伴う密度上昇等、地盤性状の変化は見られない結果となった。このことは、今後同規模の地震が作用した際に再度液状化が生じる可能性を否定できないものとする。当該箇所の埋め立て造成に用いられたSpflに代表されるように、土粒子密度が低く細粒分の多い北海道の火山灰質粗粒土は、過剰間隙水圧の消散が遅く、消散に伴う圧縮沈下量が砂質土に比べて小さいため液状化強度の増加が期待できず、同一箇所でも液状化が繰り返生じていることから、再液状化の危険性が高い地盤材料であることが示されたものとする。

2.5 火山灰質土の液状化強度比・密度・ V_s の関係

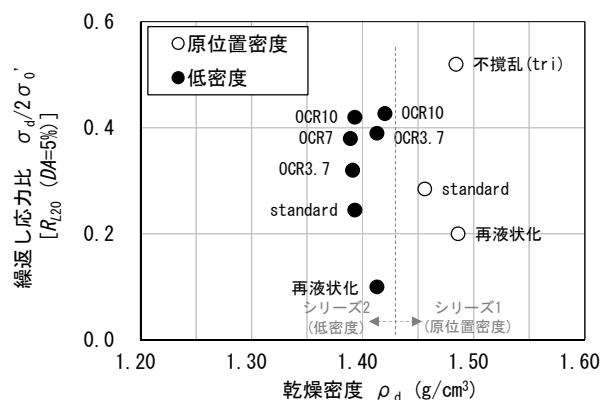
ここまでの考察より、火山灰質土の液状化強度比 R_{L20} に V_s との正の相関が窺われた。ここではさらに、美幌町・森町で採取した攪乱試料を用いて前節と同等の密度ならびに異なる密度の再構成試料を作製し実施した同様の液

表-2.5 作製した再構成試料・不攪乱試料の $\rho_d \cdot V_s \cdot R_{L20}$

(a) 美幌町					(b) 森町				
調査箇所	試料名	乾燥密度 ρ_d (g/cm ³)	S波速度 V_s (m/sec)	液状化強度比 R_{L20}	調査箇所	試料名	乾燥密度 ρ_d (g/cm ³)	S波速度 V_s (m/sec)	液状化強度比 R_{L20}
原位置密度	Standard	1.394	129	0.172	原位置密度	Standard	1.455	134	0.309
	OCR3.7	1.397	114	0.086		再液状化	1.486	118	0.200
	不攪乱(フロック)	1.396	123	0.112		不攪乱(トリプル)	1.484	163	0.544
低密度	Standard	1.312	73	0.080	低密度	Standard	1.393	106	0.245
	OCR3.7	1.333	93	0.190		OCR3.7	1.391	133	0.320
	OCR7	1.328	99	0.250		OCR3.7	1.413	157	0.390
	OCR10	1.336	101	0.295		OCR7	1.389	131	0.380
				OCR10		1.393	138	0.420	
				OCR10		1.420	154	0.427	
				再液状化		1.413	90	0.100	



(a) 美幌町



(b) 森町

図-2.20 各試料の液状化強度比 R_{L20} と乾燥密度 ρ_d

状化試験の結果から、液状化強度比・密度・ V_s の関係について考察する。

密度を2シリーズ（原位置密度・低密度）とし、シリーズ各試料の土粒子構造、すなわち V_s が異なる再構成試料を作製し液状化試験を実施した。表-2.5に、作製した各試料の圧密後の乾燥密度 ρ_d 、 V_s 、 R_{L20} を示す。各試料の ρ_d 、 V_s は1試料3または4供試体の平均値を基本とするが、S波が明確に読み取れない供試体がある場合は、明確に読み取れた供試体の V_s を代表値として整理している。表中のStandard・OCR試料の作製は前出2.3.2のとおりであるが、再液状化試料はStandard試料と同様の圧密条件で一度 $DA=5\%$ まで繰返し載荷した後に再度液状化試験を実施したものである。

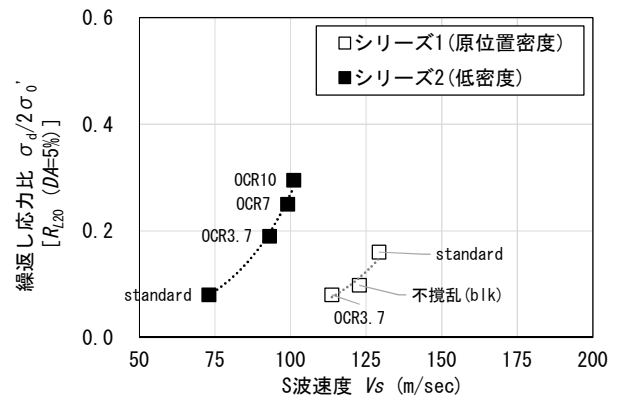
図-2.20に、各試料の ρ_d と R_{L20} の関係を示す。同等の ρ_d に対して R_{L20} の値はそれぞれ異なっており、この傾向は土粒子構造の違いによるものと解釈され、液状化特性は密度のみでは説明できないとする従来の知見と整合する。

図-2.21に、各シリーズの V_s と R_{L20} の関係を示す。両者の間には正の相関が認められるが、その関係は ρ_d により異なることが示され、その傾向は美幌町の試料でより顕著である。図-2.20ならびに図-2.21の結果より、たとえ同じ地盤試料であっても、密度のみ、あるいは V_s のみだけでは R_{L20} の推定は困難であることを示唆しており、清田らの砂質土の液状化強度比 R_L に関する研究²⁰⁾においても同様のことが示唆されている。

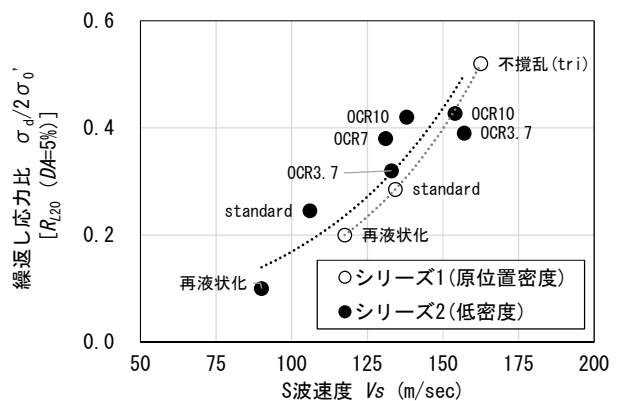
そこで、清田ら²⁰⁾は、密度が同じで土粒子構造、すなわち V_s が異なる試料の V_s と R_L の比に着目した整理を行っており、 R_L との一意的な結果を得ている。この結果は、同じ密度で異なる土粒子構造を有する複数の地盤材料について、それらの V_s と R_L の倍率変化が一意的に求まることは非常に有益な知見であり、ある密度の地盤材料の V_s と R_L が既知である場合、その地盤の土粒子構造の違い、延いては年代効果や過去の地震の影響によって変化する未知の R_L を推定できると結論付けている。

このことから、本研究で対象とする火山灰質土に対し同様の整理を試み、その適用性、延いては一意的な関係性を検討する。図-2.22に、図-2.21の結果を同様の手法で整理した結果を清田らが整理した図に重ねて示す。ここで、本検討における V_s^* と R_L^* は各シリーズの応力履歴のない試料（Standard）の値であり、各シリーズの V_s と R_L の基準値としている。図-2.22より、清田らの砂質土に関する相関（実線）とは異なる傾向が認められ、火山灰質土特有の相関（破線）が認められそうである。 V_s/V_s^* が大きい範囲では火山灰質土別に異なる傾向も窺われるが、今後、異なる地区の同様のデータを追加する予定であり、

これらの関係を明確にする予定である。



(a) 美幌町



(b) 森町

図-2.21 各試料の液状化強度比 R_{L20} と S 波速度 V_s

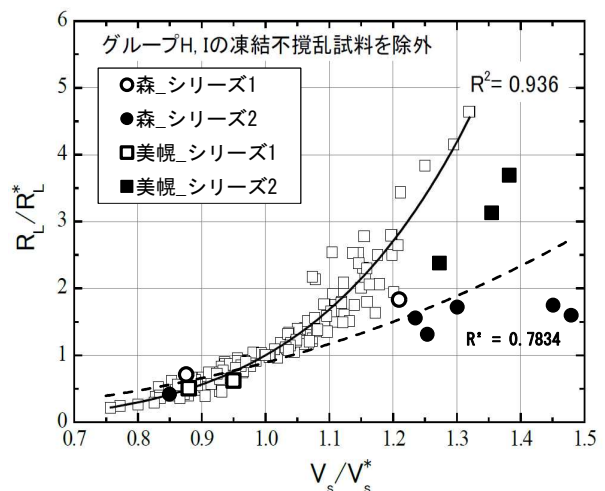


図-2.22 火山灰質土の V_s/V_s^* - R_L/R_L^* 関係
(清田ら²⁰⁾に加筆)

2.6 まとめ

平成28年度は、過去に火山灰質地盤の液状化判定を目的にトリプルチューブサンプリングが実施された北海道美幌町の火山灰質土を対象に、ブロックサンプリングにより不攪乱試料を採取し、液状化試験を実施した。その結果、ブロックサンプリング試料の液状化強度比 R_{L20} は、トリプルチューブサンプリング試料よりも現行の道路橋示方書による算出値に近い値を示した。また、ブロックサンプリング試料と同等の密度を有し V_S が異なる再構成試料の液状化試験から、火山灰質土の液状化強度比 R_{L20} に V_S との相関が認められた。当該箇所の火山灰質土の年代効果は、ブロックサンプリング試料と再構成試料の液状化試験中の V_S の計測から、「土粒子のかみ合わせ効果」が主体であり、「セメンテーション効果」を有していないことが示唆された。

平成29年度は、過去に火山灰質地盤の液状化が確認された北海道森町の火山灰質土を対象に、液状化強度比 R_{L20} に及ぼす土粒子構造の影響を把握する目的で、原位置で採取した攪乱試料の再構成試料と、同深度で採取したトリプルチューブサンプリング試料の液状化試験を実施した。その結果、トリプルチューブサンプリング試料と同等の密度を有し V_S が異なる再構成試料、すなわち、密度が同等で土粒子構造が異なる供試体の液状化試験から、森町の火山灰質土においても美幌町と同様に液状化強度比 R_{L20} に V_S との相関が窺われ、土粒子構造の異なる火山灰質土の液状化強度比 R_L の差は V_S の変化と対応することが示唆された。

平成30年度は、北海道美幌町・森町で採取した火山灰質土の攪乱試料を対象に、それぞれ平成28・29年度と同等の密度ならびに異なる密度で作製した再構成試料の液状化試験結果から、液状化強度比 R_{L20} ・乾燥密度 ρ_d ・ V_S の関係について考察した。その結果、同等の ρ_d に対して R_{L20} の値はそれぞれ異なっておりこの傾向は土粒子構造の違いによるものと解釈され、また、 V_S と R_{L20} の関係には正の相関が認められるが、その関係は ρ_d により異なることが示され、同じ地盤試料であっても、密度のみ、あるいは V_S のみだけでは R_{L20} の推定は困難であることが示唆された。一方、密度が同じで土粒子構造（すなわち V_S ）が異なる試料の V_S と R_L の比（ V_S/V_S^* と R_L/R_L^* ）に着目した整理の結果、既往の砂質土に関する相関とは異なる火山灰質土特有の相関が認められそうである。

令和元年度は、2018年北海道胆振東部地震および2003年十勝沖地震により火山灰質地盤の液状化が確認された札幌市清田区美しが丘の火山灰質土を対象に各種原位置試験を実施するとともに、液状化による地盤性状の変化

を確認する目的で過去の各種原位置試験結果の比較を行った。その結果、 N 値、コーン先端抵抗 q_t 、S波速度 V_S および地下水位に大きな変化は無く、2018年北海道胆振東部地震による地盤性状の変化は見られなかった。このことは、今後同規模の地震が作用した際に再度液状化が生じる可能性を否定できないものと考えられ、土粒子密度が低く細粒分の多い北海道の火山灰質粗粒土は、過剰間隙水圧の消散に伴う圧縮沈下量が小さく液状化強度の増加が期待できないため、再液状化の危険性が高い地盤材料であることが示されたものと考えられる。

以上より、試料の乱れが少ないと考えられるブロックサンプリング試料から得られた液状化強度比 R_{L20} と現行の道路橋示方書による算出値が近い値を示し、道路橋示方書の算出手法により比較的正確な液状化強度比 R_L を推定できるものと考えられるが、同等の物理特性（乾燥密度 ρ_d や細粒分含有率 F_C ）を有する試料は同等の液状化強度比 R_L が算出され、土粒子構造に起因する液状化強度比 R_L の変化は表現できないものと考えられる。一方、試料の V_S と R_L の比に着目した整理から、既往の砂質土とは異なる火山灰質土特有の相関が認められそうである。

本章における結果は、数少ないデータからの考察であるため、今後、更にデータを収集し、火山灰質土の V_S - R_L 関係を明確にする予定である。

3. 火山灰質地盤の液状化挙動を反映したモデル化手法の検討

3.1 はじめに

次なる大地震による各種構造物の液状化被害軽減のためには、液状化に対する各種構造物の耐震性能をより適切に評価することが必要であり、そのためには、構造物周辺地盤の液状化が構造物へ及ぼす影響を事前に適切に評価できることが重要である。

本章では、液状化中の火山灰質地盤における杭基礎の挙動を把握する目的で実施した遠心力模型実験結果に対し、動的有効応力解析による再現解析を行い、火山灰質土の液状化挙動と杭基礎の挙動を反映できる動的有効応力解析のモデル化手法を検討する。

3.2 遠心力模型実験の概要

遠心力模型実験は、図-3.1に示す1/50縮尺模型に50 gの遠心加速度を作用させ、表-3.1に示す実験条件で動的加振実験を実施した。本実験は、液状化が生じる杭周辺の地盤を地盤改良壁で囲い込み（対策工1）、地盤改良壁内側のせん断変形を抑制し液状化の発生を抑制する効果の検証を目的としている。

基盤への入力地震動は正弦波20波とし、実物換算で周

波数1.5Hz、最大200cm/s²程度の単発加振とした。模型地盤には、北海道の代表的な火山灰質粗粒土である支笏軽石流堆積物Spfl（採取地：北広島市）の0.85mmふるい通過分を用いた。加振により液状化が生じる火山灰質地盤として、相対密度 $D_r=85\%$ 、液状化強度比 $R_{L20}=0.242$ （ $DA=5\%$ ）の火山灰質土層を設定した。模型地盤材料の物理特性より、液状化の判定を行う必要がある砂質土層（ $F_c \leq 35\%$ 、 $D_{50} \leq 10\text{mm}$ かつ $D_{10} \leq 1\text{mm}$ ）に分類¹⁴⁾される。

3.3 動的有効応力解析の概要と考察

遠心力模型実験の条件に対し、3次元動的有効応力解析を行い、加振実験結果の再現解析を試みた。動的有効応力解析にはOka et al²²⁾によるLIQCAを使用した。解析条件の概要を図-3.2に示す。

解析モデルは模型地盤の対称性を考慮して半断面とし、錘は800gの半分の重量となるように体積と密度を調整した。モデル側面は鉛直ローラーとし、モデル底面は固定とした。また、杭の固定は実験では治具により行っているが、モデル上では杭底部を変位・回転全拘束、錘と杭の境界は回転拘束とした。改良体は弾完全塑性モデルとし、改良体の引張特性はc材として考慮した。杭は実験で弾性範囲での挙動を示していることから弾性モデルとし、断面性能を弾性ビーム要素で表現した。火山灰質地盤は液状化を考慮できる繰り返し弾塑性モデルとした。

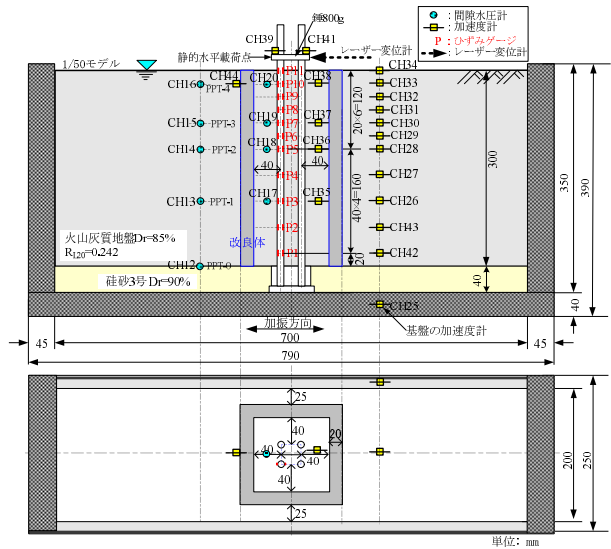
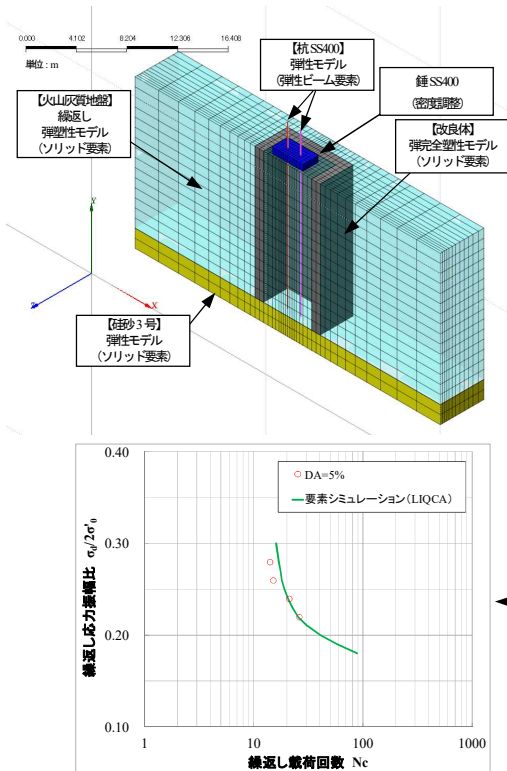


図-3.1 実験模型概要

表-3.1 実験条件

模型地盤	地盤改良壁				基礎加振条件
	壁厚	地表面からの深さ	最外周杭中心からの距離	一軸圧縮強さ q_u	
対策工1 火山灰質土 $D_r=85\%$ $R_{L20}=0.242$ [$DA=5\%$]	20mm (1.0m)	300mm (15.0m)	40mm (2.0m)	1,270 kN/m ²	正弦波20波 (1.5Hz) (200cm/s ²) 単発加振

※ () 内は実物換算値



項目名	記号	改良体	備考
ヤング係数(kN/m ²)	E_0	3.24E+05	一軸圧縮試験結果 E_{50} を E_0 と仮定
ポアソン比	ν	0.2	一般値
密度(g/cm ³)	ρ	1.638	物理試験
内部摩擦角(度)	ϕ'	0.00	ϕ を0度と仮定
粘着力(kN/m ²)	c	634.9	$q_u/2$ と仮定

項目名	記号	杭	備考
ヤング係数(kN/m ²)	E	2.336E+08	杭曲げ試験 EI
ポアソン比	ν	0.3	SS400
密度(g/cm ³)	ρ	7.850	SS400
断面積(m ²)	A	0.0153938	実験条件
ねじりモーメント(断面2次極モーメント)(m ⁴)	J	0.0009244	実験条件
y軸回りの断面2次モーメント(m ⁴)	I_y	0.0004622	実験条件
z軸回りの断面2次モーメント(m ⁴)	I_z	0.0004622	実験条件

項目名	記号	火山灰質地盤(飽和)	備考
初期間隙比	e_0	1.163	密度試験($D_r=85\%$)
透水係数(cm/s)	k	5.21E-04	透水試験
密度(g/cm ³)	ρ_{sat}	1.632	$(\rho_s + e\rho_w)/(1+e_0)$
初期せん断係数(kN/m ²)	G_0	45295.0	動的変形試験
平均有効応力(kN/m ²)	σ'_m	80.0	火山灰質地盤の中心深度での値
無次元化初期せん断係数	G_0/σ'_m	566.0	
擬似過圧密比	OCR^*	1.0	一般値
破壊応力比	M_r^*	1.325	内部摩擦角 $\phi=39.7$ 度
水の体積弾性係数(kN/m ²)	K_f	2.00E+06	水の性質
圧縮指数	λ	0.060	要素シミュレーション
膨潤指数	κ	0.0051	要素シミュレーション
変相応力比	M_m^*	0.909	要素シミュレーション
硬化関数中のパラメータ	B_0^*	4850	要素シミュレーション
硬化関数中のパラメータ	B_1^*	50.0	要素シミュレーション
硬化関数中のパラメータ	C_f	0.0	要素シミュレーション
ダイレイタンス係数	D^*	3.00	要素シミュレーション
ダイレイタンス係数	n	8.0	要素シミュレーション
異方性消失のパラメータ	C_d	2000.0	要素シミュレーション
規準ひずみ(塑性剛性)	γ_{crit}^{ps}	0.0070	要素シミュレーション
規準ひずみ(弾性剛性)	γ_{crit}^{es}	0.200	要素シミュレーション

※解析モデルのスケール等は実物換算値

図-3.2 3次元動的有効応力解析(LIQCA)の解析条件概要

杭と火山灰質地盤の境界については、不連続挙動の影響を考慮する場合はジョイント要素等を導入することも考えられる。しかし、今回は液状化地盤を対象としており杭周辺地盤の剛性低下量が大きくなるため、杭と地盤の境界の不連続挙動の影響は相対的に小さくなることから導入しないものとした。珪砂3号については実験では排水目的としているため弾性モデルと仮定した。各材料の解析物性値の設定根拠は図-3.2中の表の備考欄に示す。入力加速度波形は、対策工1の加振実験において基盤で計測された加速度波形とした。なお、解析に先立ち、地盤の初期有効応力を得るための初期応力解析を実施している。

上記の解析で得られたGL-4.0m、GL-6.0mにおける地盤改良壁内外の過剰間隙水圧比 $\Delta u/\sigma_v'$ の時刻歴を図-3.3に、地盤のせん断応力～せん断ひずみ関係を図-3.4に加振実験結果と併せて示す。図-3.3より、 $\Delta u/\sigma_v'$ の時刻歴波形の振幅は解析と実験で異なるものの、振幅中心で評価すると上昇傾向ならびに最大値は類似している。GL-6.0mでは地盤改良壁内側において実験結果と同様に過剰間隙水圧の上昇が抑制されており、GL-4.0mでは

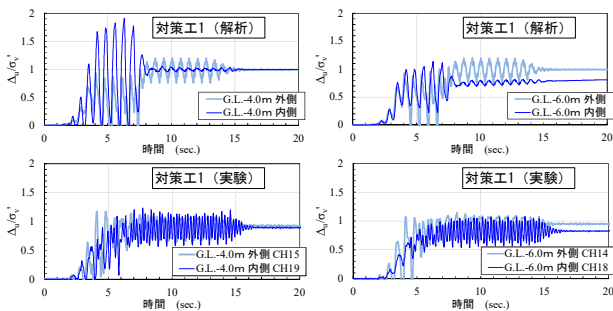


図-3.3 解析および実験による地盤改良壁内外の過剰間隙水圧比 ($\Delta u/\sigma_v'$) の時刻歴

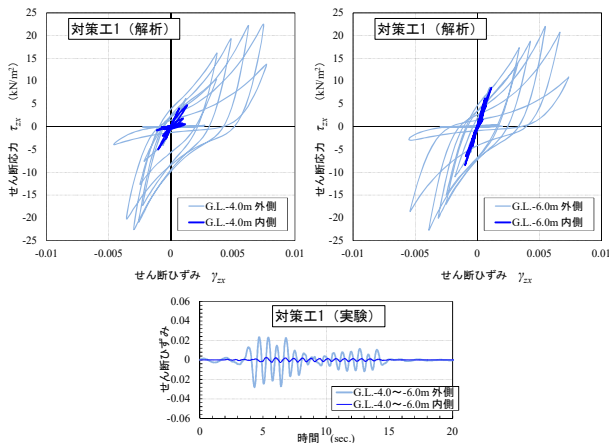


図-3.4 解析による地盤改良壁内外の地盤のせん断応力～せん断ひずみ関係と実験によるせん断ひずみの時刻歴

$\Delta u/\sigma_v'$ が 1.0 に達しているものの、いずれの深度も実験結果を概ね再現している。図-3.4より、地盤改良壁外側のせん断ひずみが実験結果よりも小さいものの、いずれの深度も地盤改良壁内側でせん断応力ならびにせん断ひずみが大きく抑制されており、実験と同様の結果を示した。

解析による地盤の応答挙動は実験結果と概ね傾向が類似したものの、杭の応答挙動には杭頭変位の時刻歴に実験結果との位相ずれが生じていることや、地盤中の杭の曲げモーメントが実験結果よりも過小に評価される等、実験結果との乖離が確認された。これは、本解析では杭の断面積を考慮していないことや減衰定数の設定等、杭

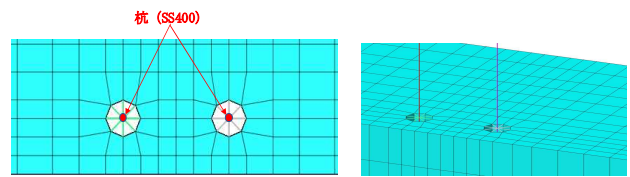
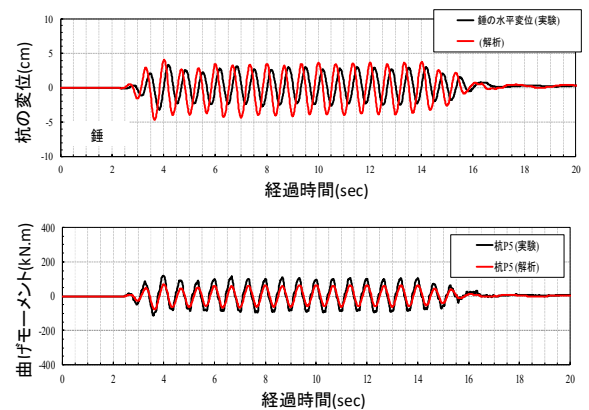
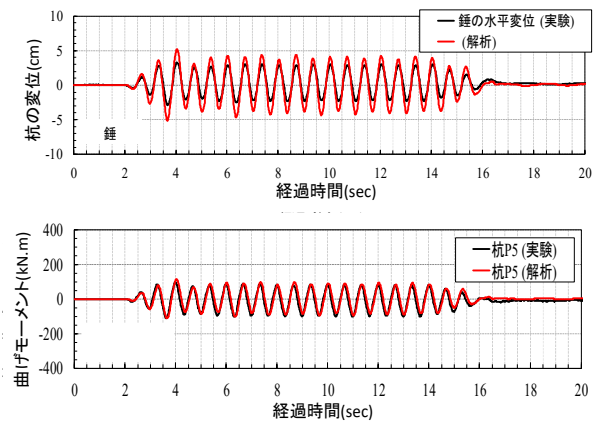


図-3.5 等変位拘束 (MPC 拘束) による杭モデル



(a) パラメータ改善前



(b) パラメータ改善後

図-3.6 杭のみの実験の杭モデル改善前後の解析結果

モデルのパラメータ設定に起因するものと考えられた。

そのため、実験模型内に地盤模型を作製せず、杭のみの状態で実施した加振実験結果に対し、同様の再現解析を行った。これは、加振時に杭が地盤から受ける動土圧の影響を排除し、杭のみの挙動を適切に再現することにより、解析で用いる杭モデルのパラメータ設定の改善を図ることを目的とするものである。

杭のみの加振実験の再現解析にあたり、弾性ビーム要素のみでモデル化していた杭モデルに対し、等変位拘束（MPC拘束）を用いて杭の断面積を考慮した（図-3.5）。さらに、杭のみの加振実験から得られた杭の固有周波数に基づく減衰定数を再設定した。

図-3.6に、杭のみの加振実験の再現解析結果について、杭モデルのパラメータ改善前後を比較して示す。杭の断面積や減衰定数を適切に設定することにより、杭のみの挙動を比較的良く再現する結果が得られた。

しかし、改善した杭モデルを用いて対策工1の再解析を行った結果、杭頭部の変位に実験結果との乖離があり、液状化中の地盤と杭の相互作用を適切に表現するにはまだ課題が残った。次節では、より適切な地盤のモデル化手法について検討する。

3.4 実験結果を反映する地盤のモデル化手法の検討

ここでは、図-3.7に示す液状化が生じる火山灰質土層の堆積状況をパラメータとした杭の遠心力模型実験3ケースの結果を対象とする。杭ならびに液状化層とした火山灰質土層、加振条件は前節と同様である。非液状化層は標準的な砂として一般に用いられる豊浦砂を $D_f=90\%$ として作製している。

実験結果を反映する地盤のモデル化にあたり、より再現性を持たせるため以下の解析パラメータについて新たな設定を試みた。これまで、地盤のパラメータの一つである変相応力比 Mm^* には、LIQCAの実績事例を参考に簡易な設定法（変相角 $\phi_m=28^\circ$ ）を用いていたが、ここでは、三軸圧縮試験（CUber）から求めた変相角 $\phi_m=31.2^\circ$ を用いて Mm^* を設定した。地盤の液状化パラメータには、これまで全層厚の中心深度における拘束圧で実施した液状化試験結果を用いて一様に設定していたが、地盤を上層・中層・下層の3層に分けそれぞれの中心深度の拘束圧で液状化試験を実施し、各層で液状化パラメータを設定した。地盤のRayleigh減衰には、LIQCAの実績事例を参考に減衰定数1%と仮定し、剛性比例型減衰の定数 $\alpha_1=0.002$ を全層に一様に設定していたが、液状化パラメータ同様3層の拘束圧に応じた動的変形特性試験のせん断剛性率 G_0 から各層個別に設定した。非液状化層にはこれまでR-Oモデル（全応力モデル）を採用していたが、遠心力模型

実験の結果において過剰間隙水圧の上昇が認められたため、液状化層と同様に繰返し弾塑性モデル（有効応力モデル）を採用した。また、杭のRayleigh減衰には、LIQCAの実績事例を参考に減衰定数2%と仮定し、 $\alpha_1=0.0042$ を設定していたが、実験により得られた杭の固有周波数より設定した。杭モデルは前節と同様に等変位拘束（MPC拘束）としている。表-3.2に、解析パラメータの改善前後の設定値を解析Case1を例として示す。

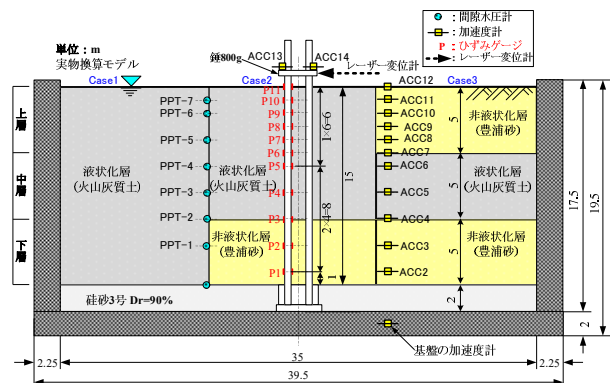


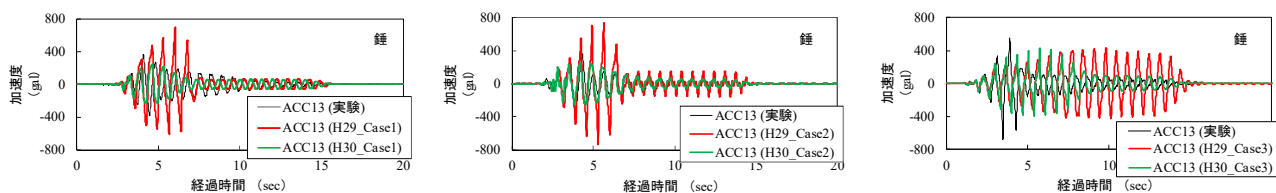
図-3.7 解析対象ケース

(3 ケース個別に実施した解析ケースを同一断面で比較)

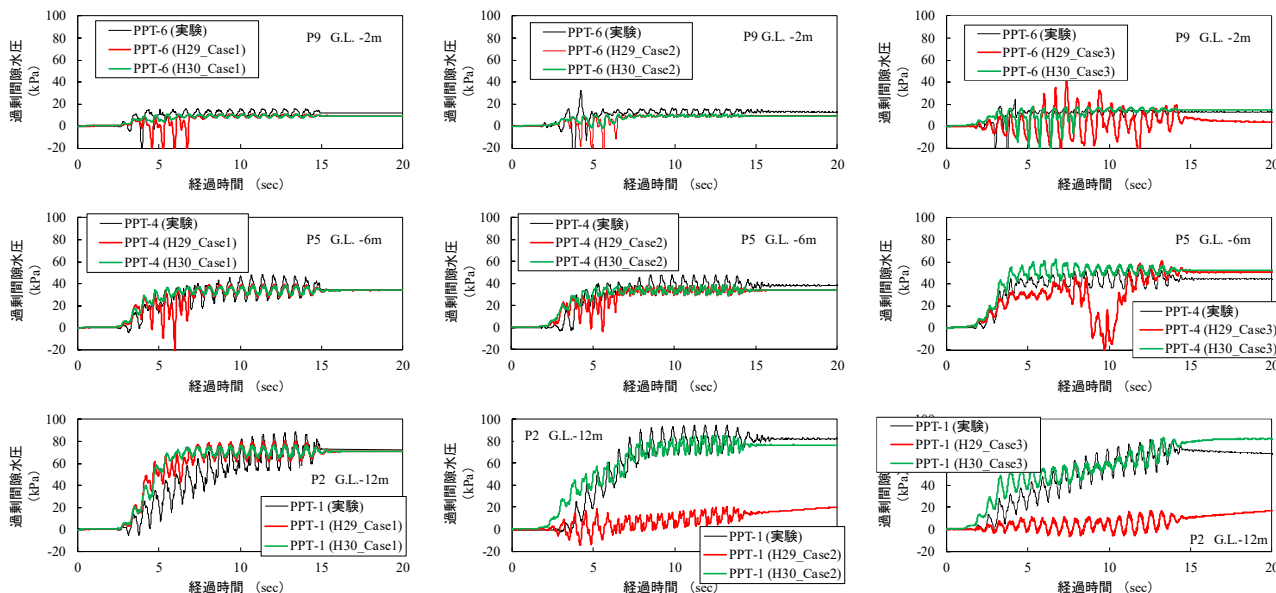
表-3.2 改善前後の解析パラメータ (Case1 の例)

項目名	記号	Case1		Case1		
		H29_火山灰質地盤	H30_火山灰質地盤			
			最終検討			
		上層	中層	下層		
初期間隙比	e_0	1.163	1.163			
透水係数 (cm/s)	k	5.21E-04	5.21E-04			
密度 (g/cm ³)	ρ_{sat}	1.632	1.632			
初期せん断係数 (kN/m ²)	G_0	16995	12300	28300	33600	
平均有効応力 (kN/m ²)	σ'_m	30.0	10.3	31.0	51.7	
無次元化初期せん断係数	G_0/σ'_m	566	1194	913	650	
擬似過圧密比	OCR^*	1	1.0			
破壊応力比	Mf^*	1.325	1.325			
水の体積弾性係数 (kN/m ²)	K_f	2.00E+06	2.00E+06			
透水係数/単位体積重量	k/γ_w	5.31091E-07	5.31E-07			
圧縮指数	λ	0.02	0.020			
膨潤指数	κ	0.0051	0.0051			
変相応力比	Mm^*	0.909	1.023			
硬化関数中のパラメータ	B_0^*	4100	6000	3400	4000	
硬化関数中のパラメータ	B_1^*	82	60	34	40	
硬化関数中のパラメータ	C_f	0	0.0	0.0	0.0	
ダイレイタンス係数	D^*	3.5	2.5	3.0	3.0	
ダイレイタンス係数	n	6	2.0	3.5	3.5	
異方性消失のパラメータ	C_d	2000	2000	2000	2000	
規準ひずみ (塑性剛性)	$\gamma_{ref}P^*$	0.007	0.008	0.010	0.007	
規準ひずみ (弾性剛性)	$\gamma_{ref}E^*$	0.2	0.2	0.2	0.1	
Rayleigh減衰	α_0	0	0			
	α_1	0.002	0.0113	0.0074	0.0068	

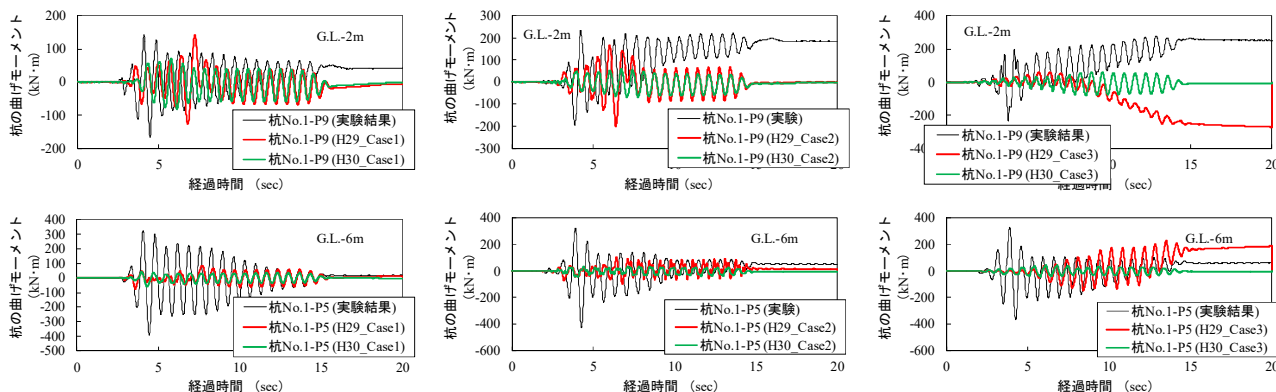
項目名	記号	H29_杭	H30_杭		
			最終検討		
				上層	中層
Rayleigh減衰	α_0	0	0		
	α_1	0.0042	0.0126		



(a) 杭頭の錘の応答加速度



(b) 過剰間隙水圧



(c) 杭の曲げモーメント

図-3.8 解析パラメータ改善前後の杭頭の錘の加速度、地盤内の過剰間隙水圧・杭の曲げモーメントの時刻歴

図-3.8に、杭頭の錘の加速度、地盤内の過剰間隙水圧・杭の曲げモーメントの時刻歴の代表例を示す。図-3.8より、杭頭の錘の応答加速度は、過年度よりも最大値が小さくなり実験結果と良い整合を示した。応答加速度の減衰傾向も実験結果をより適切に再現している。地盤内の過剰間隙水圧は、過年度よりも大幅に実験結果を精度良く再現しており、非液状化層の挙動も精度良く再現され

ている。有効拘束圧に応じた液状化パラメータ・減衰定数を設定することにより解析精度の向上が認められた。特に、非液状化層においても有効応力モデルを用いることの妥当性が示唆された。杭の曲げモーメントは、全体的に過小評価しており精度が良いとは言えないが過年度よりも基線のずれが抑制されており、実験結果の基線を補正すると8~10秒以降の振幅の整合は良さそうである。

3.5 解析手法の検証

前節の検討より、遠心力模型実験による火山灰質地盤の挙動と杭基礎の挙動を比較的精度良く再現できたことから、ここでは、図-3.9に示す液状化が生じる火山灰質土層の堆積状況を変化させた遠心力模型実験5ケースの再現解析から、検討した解析手法の適用性を検証する。杭ならびに地盤材料、加振条件は前節と同様である。図-3.9に示す遠心力模型実験の結果、ケース2、4において杭の水平地盤反力係数がその他のケースよりも大きく低減することが確認された(図-3.10)。ケース2では、地盤の固有周波数が入力周波数に近く、全層において比較的継続して発生したせん断ひずみが地盤の液状化や剛性低下を助長させたこと、ケース4では、非液状化層とした上層の過剰間隙水圧比が1.0に至らないものの比較的大きく、中層で急激に上昇した過剰間隙水圧が伝播し地盤の初期剛性が大きく低下したことが要因と考えられた²³⁾、²⁴⁾。

図-3.11に、前節までの検討結果を考慮し設定した解析モデルをケース2を例として示す。解析パラメータの改善により、一部実験結果との乖離はあるものの比較的解析

精度が向上したことが確認された。図-3.12に、全5ケースの解析結果から図-3.10と同様の手法²³⁾で求めた液状化に伴う杭の水平地盤反力係数の低減係数 B を示す。この際、液状化(加振)前の杭の静的地盤反力係数には実験結果を用いている。実験ならびに解析結果から低減係数 B を求める手法においては、杭の曲げモーメントから杭の水平地盤反力係数を算出するため、図-3.12に示す解析結果による係数 B の値は実験結果と比較して全体的に小さくなった。しかし、ケース2、4において、杭の水平地盤反力係数がその他のケースよりも低減する実験結果と同様の傾向が確認された。

実験の傾向を比較的良く再現できていることから、解析により得られる地盤内のせん断応力～せん断ひずみ関係からケース2、4の杭の水平地盤反力係数の低減傾向の他のケースとの異なりについて考察する。図-3.13に、全5ケースの上層・中層・下層の各層中央深度における加振20波に応じた地盤内のせん断応力～せん断ひずみ関係を示す。図-3.13より、下層では、各ケース加振初期の剛性が比較的粘りを持ちながら緩やかに低下していく同様の

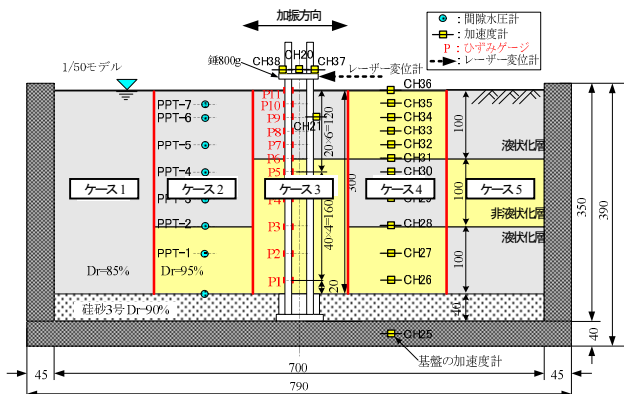


図-3.9 解析対象とした実験ケース

(5 ケース個別に実施した実験ケースを同一断面で比較)

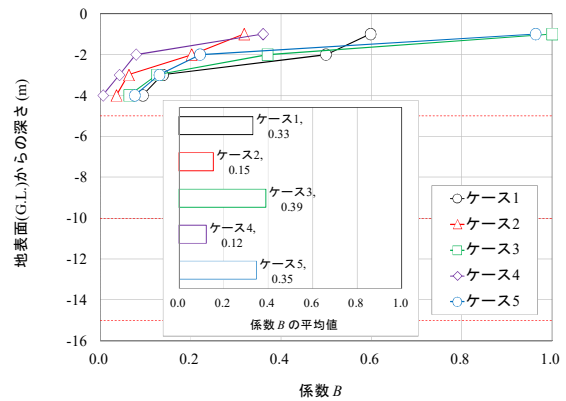


図-3.10 液状化に伴う杭の水平地盤反力係数の低減係数 B

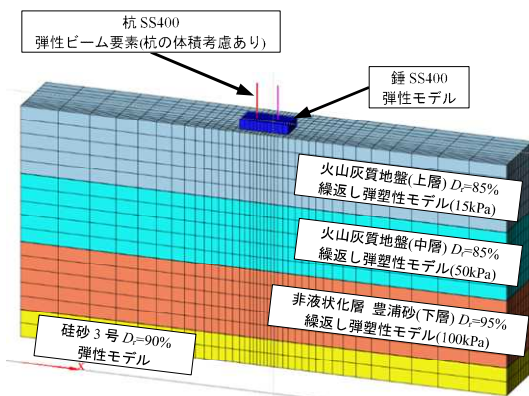


図-3.11 本節における解析モデル

(ケース2の例)

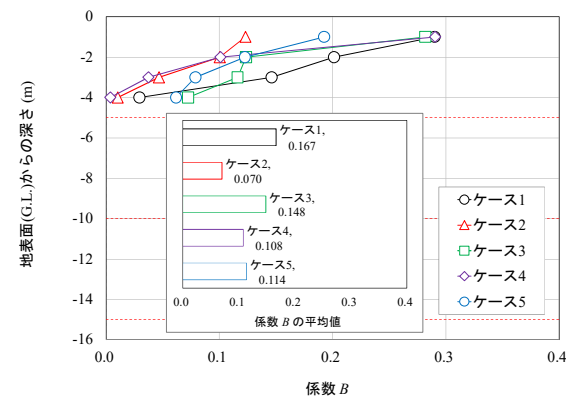


図-3.12 解析結果から求めた液状化に伴う杭の水平地盤反力係数の低減係数 B

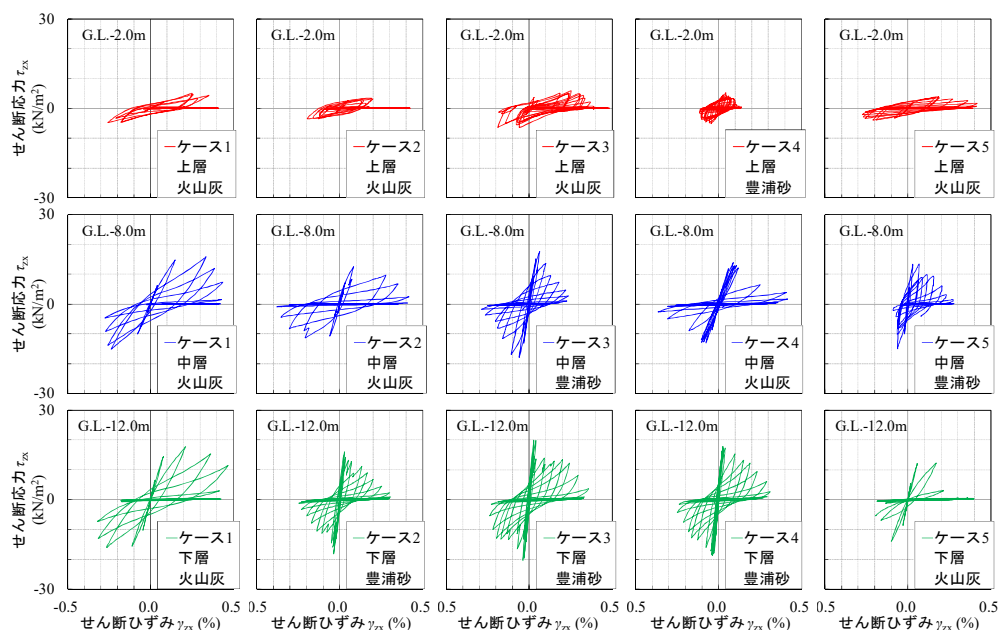


図-3.13 解析から得られた地盤内のせん断応力～せん断ひずみ関係

様子が確認される。一方、中層では、ケース2においてその他のケースよりも加振早期からせん断ひずみが卓越し剛性の低下が認められ、ケース4では加振初期では剛性を保持しているが急激な剛性低下が生じており、両ケースとも生じたせん断ひずみが下層よりも大きいことが分かる。これは、両ケースとも中層よりも下層の初期剛性が大きいケースであり、その剛性差の影響が、また、ケース4では過剰間隙水圧が急激に上昇したことが要因と考えられる。上層では、各ケース加振初期より履歴曲線の勾配が小さいが、ケース1、3では加振中に剛性を保持あるいは回復している様子が確認される。ケース2、4では履歴曲線の大きさが小さいが、ほぼ水平となる履歴曲線が多くその他のケースよりも剛性が大きく低下していることが確認される。これらのことは、ケース2では全層において比較的継続して発生したせん断ひずみが地盤の液化化や剛性低下を助長させたこと、ケース4では非液化化層とした上層の過剰間隙水圧比が1.0に至らないものの比較的大きく、中層で急激に上昇した過剰間隙水圧が伝播し上層の初期剛性が大きく低下したこと、とする実験結果からの推察と概ね合致するものであり、本検討による解析手法の適用性が示されたものと考えられる。ただし、杭の曲げモーメントは全体的に過小評価されており、今後、実験における杭の回転挙動の再現も含めた検討が必要と考えられる。また、検討の対象とした地震動は1つの正弦波であり、今後、実地震動での適用性を検討する必要があると考えている。

3.6 まとめ

液化化中の火山灰質地盤における杭基礎を対象とした遠心力模型実験結果に対し、動的有効応力解析による再現解析を行い、火山灰質土の液化化挙動と杭基礎の挙動を反映する動的有効応力解析のモデル化を検討した。その結果、解析による地盤の応答挙動は実験結果と概ね傾向が類似したものの、杭の応答挙動には実験結果との乖離が確認された。これは、杭の断面積や減衰定数などの杭モデルのパラメータ設定に起因するものと考えられた。そのため、杭のみで実施した遠心力模型実験結果の解析から、杭の断面積や固有周波数に基づく減衰定数を設定し再現解析を行った。その結果、杭のみの応答挙動は実験結果を概ね再現したが、杭周辺に液化化地盤が存在するケースでは杭頭部の変位に実験結果との乖離があり、液化化中の地盤と杭の相互作用を適切に表現するには課題が残った。

実験結果をより適切に反映する地盤のモデル化を再検討した結果、有効拘束圧に応じた液化化パラメータ・減衰定数を設定することにより、杭頭の応答加速度、地盤内の過剰間隙水圧の解析精度の向上が認められた。特に、非液化化層においても有効応力モデルを用いることの妥当性が示唆された。

解析における検証から、液化化に伴う杭の水平地盤反力係数の低減が大きなケースの要因について実験結果からの推察と概ね合致する傾向が得られ、本検討による解析手法の適用性が示された。

4. まとめと今後の課題

本研究は、多様な土質、地質構造を有する地盤を対象として液状化発生予測の精度を高めるとともに、液状化に対する各種構造物の耐震性能をより適切に評価する方法を確立することを目的として実施するものである。

本検討によって得られた知見をまとめると、以下のとおりである。

- 1) 北海道美幌町の火山灰質土を対象に、ブロックサンプリングにより不攪乱試料を採取し液状化試験を実施した。その結果、ブロックサンプリング試料の液状化強度比 R_{L20} はトリプルチューブサンプリング試料よりも現行の道路橋示方書による算出値に近い値を示した。また、ブロックサンプリング試料と同等の密度を有し S 波速度 V_S が異なる再構成試料の液状化試験から、火山灰質土の液状化強度比 R_{L20} に V_S との相関が認められた。当該箇所の火山灰質土の年代効果は、ブロックサンプリング試料と再構成試料の液状化試験中の V_S の計測から、「土粒子のかみ合わせ効果」が主体であり、「セメンテーション効果」を有していないことが示唆された。
- 2) 北海道森町の火山灰質土を対象に、液状化強度比 R_{L20} に及ぼす土粒子構造の影響を把握する目的で、原位置で採取した攪乱試料の再構成試料と、同深度で採取したトリプルチューブサンプリング試料の液状化試験を実施した。その結果、トリプルチューブサンプリング試料と同等の密度を有し V_S が異なる再構成試料、すなわち、密度が同等で土粒子構造が異なる供試体の液状化試験から、森町の火山灰質土においても美幌町と同様に液状化強度比 R_{L20} に V_S との相関が窺われ、土粒子構造の異なる火山灰質土の液状化強度比 R_L の差は V_S の変化と対応することが示唆された。
- 3) 北海道美幌町・森町で採取した火山灰質土の攪乱試料を対象に、それぞれ異なる密度（原位置密度・低密度）で作製した再構成試料の液状化試験結果から、液状化強度比 R_{L20} ・乾燥密度 ρ_d ・ V_S の関係について考察した。その結果、同等の ρ_d に対して R_{L20} の値はそれぞれ異なりこの傾向は土粒子構造の違いによるものと解釈され、また、 V_S と R_{L20} の関係には正の相関が認められるが、その関係は ρ_d により異なることが示され、同じ地盤試料であっても、密度のみ、あるいは V_S のみだけでは R_{L20} の推定は困難であることが示唆された。一方、密度が同じで土粒子構造（すなわち V_S ）が異なる試料の V_S と R_L の比 (V_S/V_S^* と R_L/R_L^*) に着目した整理の結果、既往の砂質土に

関する相関とは異なる火山灰質土特有の相関が認められそうである。

- 4) 2018年北海道胆振東部地震および2003年十勝沖地震により火山灰質地盤の液状化が確認された札幌市清田区美しが丘の火山灰質土を対象とした各種原位置試験の結果、液状化を伴う地震後の地盤性状に大きな変化は見られなかった。このことは、今後同規模の地震が作用した際に再度液状化が生じる可能性を否定できないものと考えられ、土粒子密度が低く細粒分の多い北海道の火山灰質粗粒土は、過剰間隙水圧の消散に伴う圧縮沈下量が小さく液状化強度の増加が期待できないため、再液状化の危険性が高い地盤材料であることが示されたものとする。
 - 5) 液状化中の火山灰質地盤における杭基礎を対象とした遠心力模型実験結果の動的有効応力解析による再現解析から、火山灰質土の液状化挙動と杭基礎の挙動を反映する動的有効応力解析のモデル化手法を検討した。その結果、解析による地盤の応答挙動は実験結果と概ね傾向が類似したものの、杭の応答挙動には実験結果との乖離が確認された。これは、杭の断面積や減衰定数などの杭モデルのパラメータ設定に起因するものと考えられた。そのため、杭のみで実施した遠心力模型実験結果の解析から、杭の断面積や固有周波数に基づく減衰定数を設定し再現解析を行った。杭のみの実験結果は再現されたものの、杭周辺に液状化地盤が存在するケースでは杭頭部の変位に実験結果との乖離があり、液状化中の地盤と杭の相互作用を適切に表現するには課題が残った。
 - 6) 実験結果をより適切に反映する地盤のモデル化を再検討した結果、有効拘束圧に応じた液状化パラメータ・減衰定数を設定することにより、杭頭の応答加速度、地盤内の過剰間隙水圧の解析精度の向上が認められた。特に、非液状化層においても有効応力モデルを用いることの妥当性が示唆された。
 - 7) 解析における検証から、液状化に伴う杭の水平地盤反力係数の低減が大きなケースの要因について実験結果からの推察と概ね合致する傾向が得られ、本検討による解析手法の適用性が示された。ただし、杭の曲げモーメントは全体的に過小評価されており、今後、実験における杭の回転挙動の再現も含めた検討が必要と考えられる。また、検討の対象とした地震動は1つの正弦波であり、今後、実地震動での適用性を検討する必要があると考えている。
- 火山灰質土の液状化強度比の適正な評価手法の検討にあたり、 V_S と R_L の比に着目した整理より、既往の砂質土

に関する相関とは異なる火山灰質土特有の相関が認められそうであるが、数少ないデータからの考察であるため、今後、更にデータを収集し、火山灰質土の $V_s - R_L$ 関係を明確にする予定である。

火山灰質土の液状化挙動を反映したモデル化手法の検討にあたり、有効拘束圧に応じた液状化パラメータ・減衰定数を設定することにより、杭頭の応答加速度、地盤内の過剰間隙水圧の解析精度の向上が認められたが、杭の曲げモーメントに実験結果との乖離も認められ、その再現が今後の課題である。

参考文献

- 1) 火山灰質土の工学的性質とその利用に関する研究委員会：火山灰質土の性質とその設計・施工に関するシンポジウム発表論文集、地盤工学会、340p.、1995
- 2) 破碎性地盤の工学的諸問題に関する研究委員会：破碎性地盤の工学的諸問題に関する研究委員会報告書及びシンポジウム発表論文集、地盤工学会、pp.1-74、1999
- 3) 北海道の火山灰質土の性質と利用に関する研究委員会：実務家のための火山灰質土～特徴と設計・施工、被災事例～、地盤工学会北海道支部、150p.、2010
- 4) 地盤工学会：地盤材料試験の方法と解説、第8編、特殊土の試験、pp.945-1022、2009
- 5) 三浦清一、八木一善、川村志麻：北海道火山性粗粒土の静的および動的力学挙動と粒子破碎、土木学会論文集、No.547/III-36、pp.159-170、1996
- 6) 三浦清一、八木一善、川村志麻：破碎性粗粒火山灰土の繰返し非排水変形—強度特性に及ぼす応力履歴の影響、土木学会論文集、No.547/III-36、pp.221-229、1996
- 7) 三浦清一、八木一善：火山灰質粒状体の圧密・せん断による粒子破碎とその評価、土木学会論文集、No.561/III-38、pp.257-269、1997
- 8) 阿曾沼剛、三浦清一、八木一善、田中洋行：火山性粗粒土の動的変形特性とその評価法、土木学会論文集、No.708/III-59、pp.161-173、2002
- 9) Miura, S., Yagi, K. and Asonuma, T. : Deformation-strength evaluation of crushable volcanic soils by laboratory and in-situ testing, *Soils and Foundations*, Vol.43, No.4, pp.47-57, 2003
- 10) 堀田大介、三浦清一：種々の応力条件下における破碎性粒状体の力学特性、土木学会論文集、No.813/III-74、pp.227-238、2006
- 11) 高田誠、北村良介、北田貴光、富山貴史：二次しらす地盤の動的力学特性と液状化ポテンシャル、土木学会論文集、No.631/III-48、pp.61-69、1999
- 12) 風岡修、楠田隆、香村一夫、楡井久：軽石質火山灰の混入が砂層の液状化強度に与える影響、日本地質学会学術大会講演要旨、巻107th、p.193、2000
- 13) 國生剛治、三森祐貴、石田小百合：エネルギー法とFL法による液状化判定の比較—2003年十勝沖地震端野町ケーススタディー—、第49回地盤工学研究発表会講演概要集、pp.1559-1560、2014
- 14) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説V耐震設計編、pp.161-170、2017
- 15) 地盤工学会：地盤材料試験の方法と解説、第7編、第6章、土の液状化強度特性を求めるための繰返し非排水三軸試験、pp.743-746、2009
- 16) T. Kiyota, J. Koseki, T. Sato and Y. Tsutsumi: Effects of sample disturbance on small strain characteristics and liquefaction properties of holocene and pleistocene sandy soils, *Soils and Foundations*, Vol. 49, No.4, pp. 509-523, 2009
- 17) T. Kiyota, J. Koseki, T. Sato and R. Kuwano: Aging effects on small strain shear moduli and liquefaction properties of in-situ frozen and reconstituted sandy soils, *Soils and Foundations*, Vol. 49, No.2, pp.259-274, 2009
- 18) 1993年地震災害調査委員会：1993年北海道南西沖地震災害調査報告書、地盤工学会、490p.、1997
- 19) 電力中央研究所：1993年北海道南西沖地震における礫地盤液状化の原因解明(その1) - 地盤調査・試験と液状化判定 - 、電力中央研究所報告・研究報告：U94007、73p.、1994
- 20) 清田隆、呉杰祐：原位置と室内試験による V_s を用いた液状化強度比の推定法、地盤工学ジャーナル Vol.12、No.4、pp.375-383、2017
- 21) 2003年十勝沖地震地盤災害調査委員会：2003年十勝沖地震地盤災害調査報告書、4. 火山灰地盤の液状化、地盤工学会、pp.29-48、2004
- 22) Oka, F., Yashima, A., Shibata, T. and Kato, M. : A finite element analysis of liquefaction of seabed due to wave action, *Geo-Coast'91*, pp.621-626, 1991
- 23) 江川拓也、林憲裕、富澤幸一、磯部公一：火山灰質地盤における杭基礎の耐震性能に関する検討—液状化層の堆積状況の影響に関する遠心力模型実験—、地盤工学会北海道支部技術報告集、No.57、pp.255-262、2017
- 24) 江川拓也、畠山乃、磯部公一：火山灰質地盤における杭基礎の耐震性能に関する検討—液状化層厚の

影響に関する一考察一、地盤工学会北海道支部技術
報告集、No.59、pp.37-42、2019