ＩＳＳＮ　０３８６－５８７８
土木研究所資料　第４３７９号

土 木 研 究 所 資 料

平成 29 年度交流研究員報告書概要版

平成 30 年 11 月

国立研究開発法人土木研究所

Copyright © (2018) by P.W.R.I.

All rights reserved. No part of this book may be reproduced by any means, nor transmitted, nor translated into a machine language without the written permission of the Chief Executive of P.W.R.I.

この報告書は、国立研究開発法人土木研究所理事長の承認を得て刊行したものである。したがって、本報告書の全部又は一部の転載、複製は、国立研究開発法人土木研究所理事長の文書による承認を得ずしてこれを行ってはならない。

土 木 研 究 所 資 料
第 4379 号 2018 年 11 月

平成 29 年度交流研究員報告書概要版

国立研究開発法人土木研究所

要　旨

本報告書は、平成 29 年度に受け入れた交流研究員 52 名の研究成果を概要版としてとりまとめたものである。

キーワード：交流研究員、受入れ、平成 29 年度

まえがき

国立研究開発法人土木研究所では、国内における他機関の研究者を受け入れ、相互の研究者の資質向上を図るとともに、それぞれの機関の研究活動の効率化を図ることを目的として創設した交流研究員受入れ制度により、平成１３年度の独立行政法人移行以来、当研究所の中期目標を達成するために国内の他機関の研究者を積極的に受け入れております。

平成２９年度は、年間を通じて、地方自治体、公益法人及び民間企業から５３名の研究者を受け入れました。受入れ期間中において、研究成果発表における入賞や技術士等の資格を取得する方々がおられましたことを考えますと、技術力向上という目的がある程度達成できたのではないかと思います。

また、交流研究員からは「災害発生時に被災地の最前線での調査機会を得られ、最新の土木技術の研究現場・実験施設を体験・利用できた」「産官学の様々な業界や立場の方との横のつながりができ、ものの考え方や視野が広がった」、「技術基準には載っていない最先端の研究開発に携わり、その基礎資料となりうる研究成果を論文・会誌へ投稿することで、現場に役立つ情報を提供できていることにモチベーションが上がった」等の感想が寄せられております。他機関の研究者を受け入れることは、土木研究所としても現場や民間のニーズを直接把握することができ、より現場と密接した研究開発が行えると考えております。

本報告書は、平成２９年度に受け入れた交流研究員５２名※の研究成果を概要版として作成したものです。

皆様方の業務のご参考となれば幸いです。

※53 名の内 1 名は、受入れ期間が短期間だったため、掲載しておりません。

国立研究開発法人土木研究所
理事長　西川　和廣

目　　次

1.　物理探査を用いたモニタリング技術・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・　1
地質・地盤研究グループ（特命事項物理探査担当）木佐貫　寛

2.　平成23年紀伊半島大水害における道路災害の特徴
土層強度検査棒の適応性に関する検討・・・・・・・・・・・・・・・・・　5
地質チーム　法水　哲

3.　弱層の強度評価手法に関する研究・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・　9
地質チーム　西塚　大

4.　豪雨災害経験地域における道路構造物総点検の特徴に関する研究・・・・・・・・・・・・・　13
地質チーム　山本　定雄

5.　豪雨等による道路のり面災害の降雨パターン分析・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・　17
土質・振動チーム　川添　英生

6.　河川堤防における液状化対策としての
グラベルドレーンに関する大型遠心模型実験・・・・・・・・・・・・　21
土質・振動チーム　富澤　彰仁

7.　圧密沈下に伴う道路盛土のゆるみ抑制対策・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・　25
土質・振動チーム　石村　陽介

8.　土工構造物の維持管理手法の開発に関する研究・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・　29
施工技術チーム　井上　玄己

9.　土工構造物の維持管理手法の開発に関する研究・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・　33
施工技術チーム　横山　一輝

10.　土工構造物の維持管理手法の開発に関する研究・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・　39
施工技術チーム　佐藤　登

11.　盛土材のこぼれ出しが生じた補強土壁の性能に関する研究・・・・・・・・・・・・・・・・・　45
施工技術チーム　新田　武彦

12.　土工構造物の維持管理手法の開発に関する研究・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・　51
施工技術チーム　大田　孝

13.　ゼブラフィッシュとヒメダカの生態毒性の比較・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・　57
水質チーム　藤村　幸裕

14.　輝度の分布によるコンクリート護岸ブロックの
テクスチャーの粗滑の判別手法・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・　63
自然共生研究センター　手代木　賢治

15.　高水敷切下げ後の樹林化抑制に向けた
早期植生回復に関する研究・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・　69
自然共生研究センター　兼頭　淳

16.　吸引管を用いたダムからの土砂供給技術に関する研究・・・・・・・・・・・・・・・・・・・　73
水理チーム　岩田　幸治

17.　破砕度と開口亀裂の評価に基づく重力変形領域の推定・・・・・・・・・・・・・・・・・・・　79
火山・土石流チーム　林　幸一郎

18.　観測で得られた湾曲流路を流下する土石流の流動特性・・・・・・・・・・・・・・・・・・・　83
火山・土石流チーム　高橋　佑弥

19.　降灰斜面における降雨と浸透能の関係について
～有村川小流域斜面の事例～・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・　87
火山・土石流チーム　五十嵐　和秀

20. 平成29年7月九州北部豪雨における流木の発生および
堆積の実態-妙見川・奈良ヶ谷川の事例-・・・・・・・・・・・・・・ 91
火山・土石流チーム　染谷　哲久

21. グラウンドアンカー工の荷重が増加した
地すべりへの追加対策後の荷重予測・・・・・・・・・・・・・・・・ 95
地すべりチーム　杉井　良平

22. 長野県茶臼山地すべり地下水排除工の閉塞と集水量の関係・・・・・・・・・・・・・・・・ 99
地すべりチーム　石黒　梓

23. 新潟県内陸部における地すべり災害の発生誘因とその地域特性について・・・・・・・・・ 103
地すべりチーム　後根　裕樹

24. H28熊本地震、高野台地区にて発生した地すべりについての考察
および一次元地震動応答解析・・・・・・・・・・・・・・ 107
地すべりチーム　児玉　浩

25. ベイズ生存時間分析を用いた地すべり防止施設の
地下水排除施設の修繕時間推定手法について・・・・・・・・・・・ 111
地すべりチーム　小田川　隼祐

26. 海外における舗装及び土工に関する技術基準のあり方に関する研究・・・・・・・・・・・ 115
舗装チーム　木村　謙介

27. コンクリート舗装における目地部の損傷傾向と
診断方法の改善に関する検討・・・・・・・・・・・・・・ 119
舗装チーム　内田　雅隆

28. トンネルの覆工における基礎的な変状形態に関する研究・・・・・・・・・・・・・・・・・ 125
トンネルチーム　坂本　昇

29. 山岳トンネルのJF軸力計測に関する研究・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 129
トンネルチーム　原　翔平

30. 洪水予測精度向上のための数値アンサンブル予測に関する研究・・・・・・・・・・・・・ 133
水災害研究グループ　中村　要介

31. 既製ＲＣ杭基礎における杭列ごとのせん断抵抗機構に
着目した終局状態評価の解析的検討・・・・・・・・・・・・・・・・ 137
橋梁構造研究グループ　鬼木　浩二

32. 地盤変状の影響を受ける斜面上に設置された
道路橋基礎に関する遠心力載荷実験・・・・・・・・・・・・・・・・ 143
橋梁構造研究グループ　河村　淳

33. 柱状体基礎の大型振動台実験を対象とした再現解析・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 147
橋梁構造研究グループ　高橋　宏和

34. 道路橋基礎等の部分係数設計法に関する研究・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 151
橋梁構造研究グループ　大城　一徳

35. 橋梁のリスク評価手法に関する研究・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 155
橋梁構造研究グループ　今野　貴元

36. Ｅ－ディフェンスを用いた液状化地盤における
橋台の大規模震動台実験・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 159
橋梁構造研究グループ　中田　光彦

37. 地震により残留変形が生じたゴム支承の残存性能に関する検討・・・・・・・・・・・・・ 163
橋梁構造研究グループ　髙野　真

38. モニタリング技術の活用による
維持管理業務の高度化・効率化に関する研究・・・・・・・・・・・ 167
橋梁構造研究グループ　松尾　健二

39. 既設道路橋フーチングの曲げモーメントに対する
耐荷性能及び曲げ補強効果の確認載荷実験・・・・・・・・・・・・ 171
橋梁構造研究グループ　坂下　学

40. 岩を支持層とする杭基礎の動的載荷試験の適用性に関する研究・・・・・・・・・・・・・ 175
橋梁構造研究グループ　今　広人

41. 鋼トラス橋格点部におけるガセットの耐荷力評価に関する検討・・・・・・・・・・・・・ 179
橋梁構造研究グループ　澁谷　敦

42. 実橋における施工時挙動計測と再現解析によるひび割れ抑制対策の検討・・・・・・・・ 183
橋梁構造研究グループ　高瀬　弘

43. 巻立て補強された鉄筋コンクリート橋脚の塑性ヒンジ長に関する解析的検討・・・・・・ 187
橋梁構造研究グループ　宮田　秀太

44. プレキャスト部材を用いた既設カルバートの
耐震性能評価と補強方法に関する研究・・・・・・・・・・・・・・ 191
橋梁構造研究グループ　山崎　旬也

45. 撤去予定のPCポステンT桁橋を活用した実橋の耐荷力に関する研究・・・・・・・・・・・195
橋梁構造研究グループ　渡辺　遼

46. 水平変位が生じた鋼十字柱の鉛直耐荷力に関する研究・・・・・・・・・・・・・・・・・ 199
橋梁構造研究グループ　藤本　圭太郎

47. 地盤流動に対する橋梁下部構造の性能評価技術
および耐震補強技術に関する研究・・・・・・・・・・・・・・・・ 203
橋梁構造研究グループ　藤村　彰

48. 河川土木分野における省合金二相ステンレス鋼の
適用検討方法改善に関する研究・・・・・・・・・・・・・・・・・ 207
材料資源研究グループ　岡田　修幸

49. コンクリートの耐久性評価試験手法に関する研究・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 211
材料資源研究グループ　塩井　健太

50. 鋼構造物の防食塗装時における各種動力工具による
素地調整方法に関する研究・・・・・・・・・・・・・・・・ 215
材料資源研究グループ　黒川　公人

51 混和材を用いたプレキャストPC部材の耐久性に関する検討・・・・・・・・・・・・・・・ 219
材料資源研究グループ　水戸　健介

52. 再生用添加剤の成分差異が再生アスファルト
およびその再生混合物の性状に与える影響・・・・・・・・・・・・ 223
材料資源研究グループ　田湯　文将

物理探査を用いたモニタリング技術

チーム名等　　物理探査技術
氏　　名　　木佐貫　寛

1. まえがき

土構造物の不飽和領域における浸透特性は，降雨時における土構造物の安全性・安定性を評価するために重要なパラメータである．物理探査で扱う物性値に比抵抗やS波速度があるが，不飽和地盤におけるこれらのパラメータは地盤の体積含水率に依存するパラメータであり，体積含水率が上昇することで，比抵抗・S波速度は低下する[1),2)]．このことから，比抵抗・S波速度の時系列変化を捉えることで，比抵抗変化から浸透領域を，S波速度変化から剛性率の低下領域を把握することが可能である．本稿は，不飽和地盤における比抵抗・S波速度の時系列変化を把握するために，土木研究所構内でモニタリングを実施した．その結果について報告する．

2. 比抵抗モニタリング

浸透水の挙動を正確に把握するためには，一回当たりの計測時間を短くし，繰り返し計測することが必要となる．従来の電気探査機器は，単点通電・多点受信のために，計測時間が長いという問題点があった．この課題を解決するために，同時多点通電・多点受信が可能である高速電気探査装置が開発された[3)]．これは，通信技術で使用されているCDMT法を電気探査における通電に応用した装置である．この装置を使用し，繰り返し計測することで，浸透水の分布を時空間的に高分解能に把握できるようになった[4)]．

図1に示すように，模擬堤防一部区間において厚さ70cm程度の透水性の高い砂礫層を設置した．本計測は砂礫層のイメージングを目的とし，3次元電気探査，地中レーダ探査を適用した．図2に高所撮影ロッドを用いて撮影した画像から生成した模擬堤防のオルソ画像と測線位置，図3に二次元解析で得られた比抵抗断面と地中レーダ探査断面例を示す．図3に解析断面を示す．図3右に比抵抗断面を示したが，砂礫層は相対的高比抵抗を示していることが分かる．図3左は地中レーダ探査のデータ例であるが，砂礫層の上

図1　設置した砂礫層

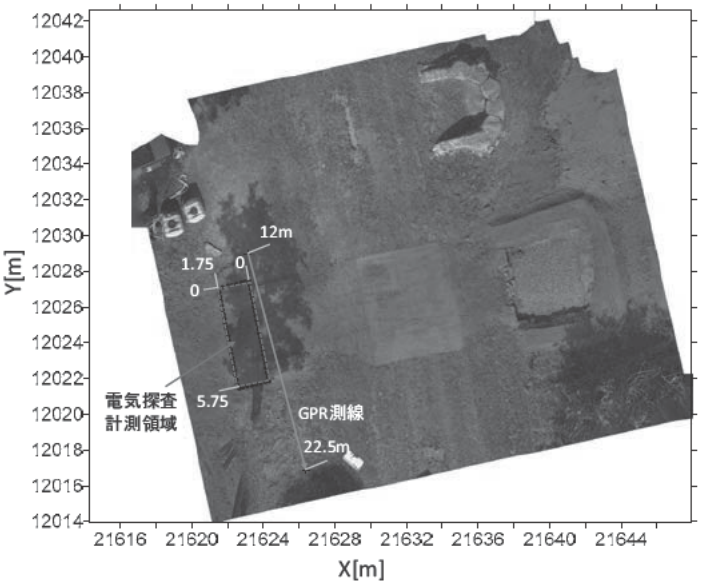


図2 模擬堤防オルソ画像と測線配置図

面（赤の破線）と下面（黄色の破線）からの反射，砂礫層上面からの多重反射波がイメージングされていることが分かる．ここで，反射波の位相に注目すると，砂礫層上面の反射波は正，下面からの反射波は負である．このことから，砂礫層が，その上下の媒質よりも比誘電率が小さい，言い換えれば，体積含水率が上下の媒質よりも小さいと判断できる．今回得られた比抵抗が単純に体積含水率の差だと考えれば，地中レーダ探査の位相情報と比抵抗の関係は調和的である．

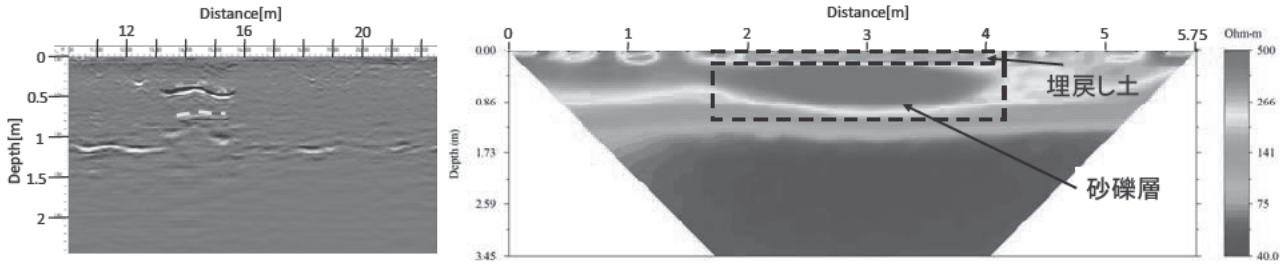


図３　地中レーダ探査断面（左）と比抵抗解析断面（右）

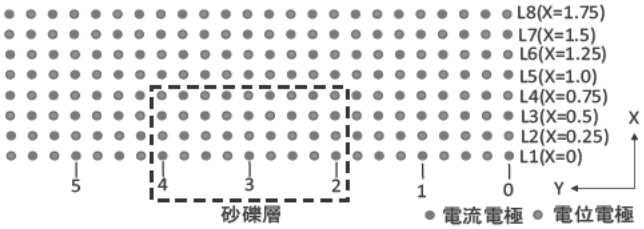


図４　測線配置図

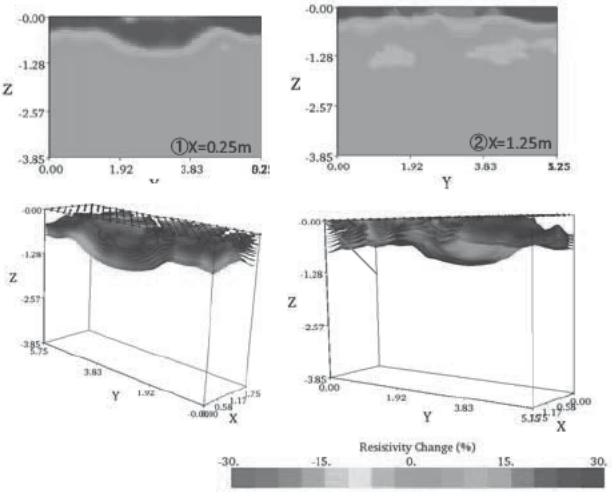


図５　降雨前後における比抵抗変化率断面

図４に３次元電気探査の測線配置を示す．赤は電流電極，青は電位電極である．図５に降雨前後における比抵抗変化率断面を示す．これは降雨後の解析結果（2017/11/23 16:42）を基準として降雨前の解析結果（2017/11/22 12:38）における変化率を計算したものである．青の領域が雨水の浸透領域である．この結果から，透水性の高い砂礫層で雨水が深くまで浸透したことが分かる．図３の比抵抗構造からは，砂礫層の比抵抗値とその周辺の比抵抗の値が同程度であり，砂礫層の水平方向の広がりを把握することは困難であったが，図５のように，水が浸透することで，透水性の高い領域（砂礫層）を把握することができた．このように複数回，同じ場所で計測することで，得られる情報量は増え，降雨前後の比抵抗変化率から相対的に透水性の高い領域を抽出することが可能である．

次に，比抵抗モニタリングの結果から不飽和地盤における透水性を定量的に評価可能か考察する．ここでは，文献 1)で得られた結果を用いる．詳細は文献を参照していただきたい．図６に解釈を加えた結果を示す．これは，模擬堤防の天端に溝を掘り，水位一定の条件で注水した時の浸透過程を３次元電気探査で観測した結果である．図 6a は，得られた解析結果から浸

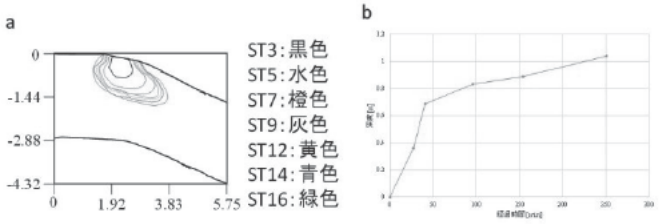


図６　浸潤前線位置

潤前線の位置を読み取った図である．浸潤初期は，球状に浸透した水が時間の経過とともに，法肩へと浸透していったことが分かる．図 6b は，距離程 2.2m における浸潤前線の位置を示したものであり，横軸を時間，縦軸を深度としてプロットしたものである．深度 69cm を境に，深度方向に対する浸潤速度が低下したことが分かる．これは，浸潤前線が透水性の悪い地盤に到達したことで，鉛直方向ではなく，水平方向に浸透していったことで説明可能である．以上から，電気探査の繰り返し計測から，浸潤前線の位置を推定可能である．適切な浸潤モデルを与えることで，定量的に透水性を評価できる可能性があり，室内試験や現場透水試験と組み合わせ評価することが，今後の課題である．

3. S 波速度モニタリング

人工的に注入した水や降雨水の浸透によって，時間の経過とともに S 波速度低下領域の拡大を観測した[1]．S 波速度は，地盤の剛性率 G と密度 ρ を用いて，Vs=sqrt(G/ρ)，と表すことができる．S 波速度の低下は，①水が浸透したことによる密度の上昇，②剛性率の低下，以上二つのことで説明可能である．ここでの観測結果からは，密度上昇だけで説明できない低下を観測したことから，水の浸透にともなう地盤の剛性の低下が生じたものと解釈した．このことから，S 波速度をモニタリングすることで，降雨などの水の浸透によって弱体化した範囲を把握できる可能性が示唆された．そこで，長期的な S 波速度変化を観測するために，土木研究所構内模擬堤防で約一か月間の S 波速度変化を観測した[5]．S 波速度モニタリングのためには，Active 振源を必要としない Passive 探査の適用が望ましい．しかしながら，従来の Passive 探査は表層地盤における S 波速度評価に課題があった．この課題を克服するために，歩行振動を用いた新しい Passive 探査手法[6]を適用した．計測は，4.5Hz ジオフォンを堤防天端に 40cm 間隔で 96 個並べ観測した．

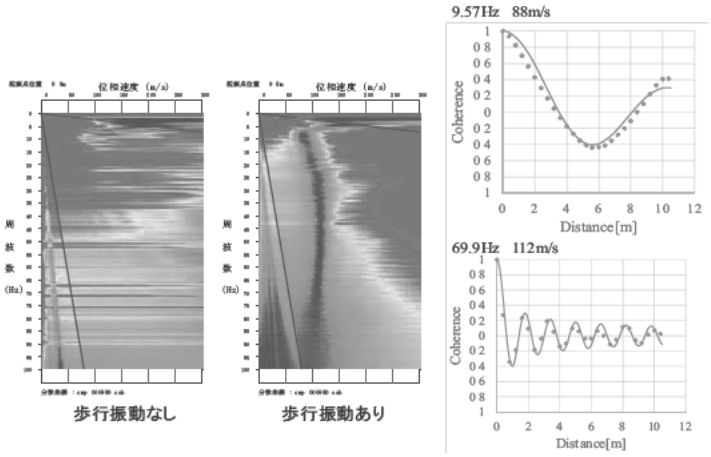


図 7　歩行振動の有無における分散曲線例(左)と空間自己相関係数(右)

図 7 は従来の微動探査法と新しく考案した測定法における位相速度―周波数領域図である．これを見ると，歩行振動によって，高周波側まで位相速度が求められていることが分かる．例えば，70Hz の位相速度は 100m/s を示しており，ここで 1/3 波長則を適用すると，深度 50cm 程度の情報を示していることを意味する．ESPAC 法で求めた空間自己相関係数は，9.57Hz，69.9Hz を例として示したが，ベッセル関数でフィッティングできていることが分かる．図 8 にモニタリング結果（2016/11/22～2016/12/26）を示す．まず，図 8a に 12/13～12/20 における 7.4m と 30.4m の分散曲線を示す．12/14 に降雨が観測されており，高周波側で位相速度の低下が観測されている．また，時間の経過とともに位相速度の増加が観測されている．これらの観測結果は，降雨水によって体積含水率が上昇したことで位相速度が低下し，時間の経過とともに，乾燥する過程で，体積含水率が減少し，降雨前の状態に近づいたことから位相速度が上昇したと解釈できる．図 8b に S 波速度変化率断面を示す．これは，12/26 に得られた解析結果を基準に計算した．ここから，降雨によって表層地盤の S 波速度低下（青

色）が分かり，時間の経過とともに元の状態に戻る過程が分かる．ここでは，体積含水率の変化によって，表層におけるＳ波速度の変化を捉えることができた．解析結果は，解析で生じた偽造が残っており，解析フローを見直す必要がある．

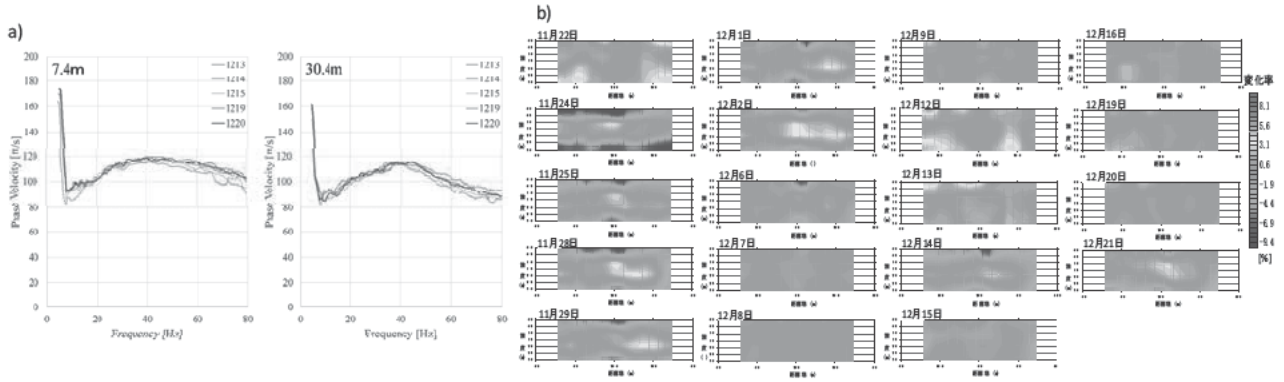


図 8 モニタリング結果（a：12/13～12/20 における位相速度変化　b：S 波速度変化率断面）

4. まとめ

本稿は，物理探査手法を用いたモニタリング技術に関して報告した．比抵抗・S 波速度の時系列変化を把握することで，不飽和地盤における体積含水率の変化を捉えることができた．得られた結果の解釈のためには比抵抗・S 波速度における物性モデルの構築が必要となる．比抵抗は古くからさまざまなモデルが提案されており，筆者も築堤材料における材料が体積含水率の関数で表されることを室内試験から確認した[7]．一方，未固結試料におけるＳ波速度の物性モデルは，提案されているものが少なく，今後，S 波速度と体積含水率の関係を明らかにすることが必要となる．

物理探査を用いたモニタリング手法は，二次元・三次元的な物性変化を捉えることができ，降雨や地震などで負荷のかかった場所を抽出することが可能である．本手法は土構造物の安全性評価技術として期待できるものである．

所属：応用地質株式会社

〈参考文献〉

1）木佐貫寛・稲崎富士・尾西恭亮,「模擬堤防を用いた水の浸透モニタリング」, 物理探査学会第 135 回学術講演会論文集, 1 4, 2016.
2）木佐貫寛・稲崎富士・今村杉夫,「不飽和地盤における水の浸透モニタリング」, 地盤工学会誌, 65, 1, 20 23, 2017.
3）Imamura, S., Inazaki, T., Kita, T. and Sakanishi, K., “Development and application of improved high speed resistivity profiling system using code division multiple transmission”, Proceedings of the 11th SEGJ International Symposium, 68 71, 2013.
4）稲崎富士・坂西啓一郎・今村杉夫,「実堤防における不飽和帯浸透過程の比抵抗経時変化モニタリング」, 物理探査学会第 132 回学術講演会論文集, 79 82, 2015.
5）木佐貫寛・稲崎富士・尾西恭亮,「繰り返し計測による模擬堤防における内部物性構造変化の把握」, 物理探査学会第 136 回学術講演会論文集, 138 141, 2017.
6）稲崎富士・木佐貫寛・林宏一・北高穂・尾西恭亮,「準静的表面波探査：極浅層 S 波速度構造探査の新たなアプローチ」, 物理探査学会第 136 回学術講演会論文集, 59 62, 2017.
7）木佐貫寛・稲崎富士,「模擬堤防における二次元比抵抗モニタリング」, 物理探査学会第 137 回学術講演会論文集, 233 236, 2017.

・平成 23 年　紀伊半島大水害における道路災害の特徴
・土層強度検査棒の適応性に関する検討

チーム名等　　地質チーム
氏　　名　　法水　哲

1. まえがき

近年の豪雨や地震では、同時多発的に発生する道路災害に伴い道路ネットワークが分断され、その後の復旧活動の妨げとなる場合が多い。これら既往災害事例を分析し、得られた知見・教訓を今後の道路防災に生かすことで、豪雨や地震時の道路災害の軽減、道路交通の早期復旧に貢献することは重要である。

また、道路斜面災害の多くは表層崩壊であり、危険箇所を把握することは道路防災上重要である。土木研究所では表土の深さや強度を迅速に調査できる土層強度検査棒（以下、どけん棒）を開発し、近年普及が進んでいるが、調査精度の向上が必要な部分を有している。

2. 研究目的

①平成 23 年　紀伊半島大水害で発生した道路災害事例について現地調査・雨量解析を行い、得られた課題や教訓について整理し、今後の道路防災へ反映する。

②どけん棒による各試験のうちベーンコーンせん断試験における課題について試験・考察を行う。

3. 研究方法

3.1 平成 23 年　紀伊半島大水害　道路災害事例分析

(1)事例収集・分析

紀伊半島大水害で発生した道路災害のうち、和歌山県が管理する道路の北部および中部で発生した 72 箇所を対象として現地調査を実施し、災害の特徴、発生要因を分析し、得られた課題や教訓を整理した。

(2)雨量解析

一般財団法人気象業務支援センター発行のレーダー・アメダス解析雨量 (2007 年～2016 年) のデータを用いて、単位時間あたりの雨量について生起確率年等を整理した。

3.2 どけん棒　ベーンコーンせん断試験　精度確認

(1)繰り返し誤差

均質な層としてベントナイトをモールドで締め固めた試料でベーンコーンせん断試験を複数回実施し、試験結果の精度を確認した。

(2)経験式法による粘着力ｃdk’，内部摩擦角φdk’と三軸圧縮試験(CUB)によるｃ，φ比較

河川堤防においてベーンコーンせん断試験と三軸圧縮試験を併せて実施し、経験式による粘着力ｃdk’，内部摩擦角φdk’と三軸圧縮試験(CUB)から得られるｃ，φについて比較した。

4. 研究結果

4.1 紀伊半島大水害　道路災害事例分析

(1)道路災害形態(図-1 参照)

道路災害 72 箇所のうち崩壊が 36 箇所で半数を占め、盛土崩壊が 32 箇所（44%）であった。土石流および地すべりは 2 箇所ずつ(3%)と少ない。

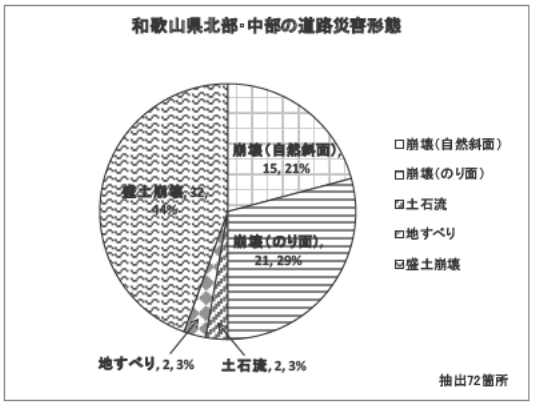


図-1　道路災害形態分類

(2)単位時間最大雨量の生起確率年(図-2 参照)

道路災害発生箇所の 1，3，6，12，24 時間最大雨量の生起確率年について全災害箇所の平均値のグラフを図-2 に示す。

1 時間，3 時間，6 時間と時間が増えるにつれて最大雨量の生起確率年は上昇し、12 時間をピークとしている。24 時間はわずかに下降し、48 時間はやや上昇している。これらのことから、紀伊半島北部・中部の豪雨災害は、6 時間程度以上から 12 時間の連続豪雨が災害発生の誘因となったものと考えられる。

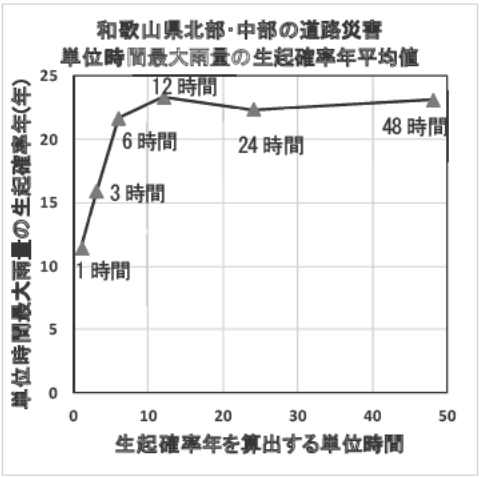


図-2　単位時間最大雨量の生起確率年

(3)雨量の生起確率年が 10 年未満の道路災害事例

道路災害の単位時間最大雨量の生起確率年の平均値は 6 時間以上で 20 年を超えているが、最大雨量の生起確率年が 10 年未満のエリアで発生した道路災害は、崩壊（のり面，自然斜面）3 箇所，地すべり 1 箇所，盛土 1 箇所となっており、以下の特徴を有する。

1)いずれの崩壊も尾根地形側部や末端部にあたり、風化が進行している。さらに斜面勾配が急であるか、湧水があるかのどちらかの条件が加わる箇所で崩壊（のり面，自然斜面）が発生している。(写真-1)

2)尾根地形の受け盤構造で緩みが生じており、降雨によりトップリングが進行した。(写真-2)

3)河川下流域で侵食崖を呈し、攻撃斜面部の盛土であったが、無対策だった。上流域の豪雨により河川水位が上昇し、崩壊が発生した。(写真-3)

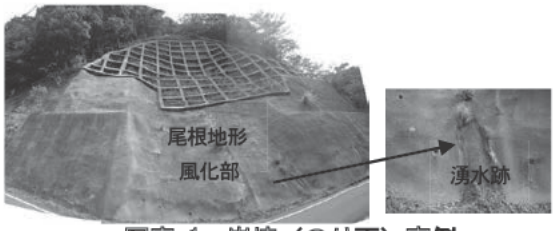


写真-1　崩壊（のり面）事例

写真-2　地すべり事例

写真-3　盛土崩壊事例

(4)崩壊（のり面，自然斜面）の災害要因分析

崩壊（のり面，自然斜面）の災害要因を整理した結果、以下の要因が卓越している。

①尾根地形で風化や緩みが進行している： 21 箇所(58%)(写真-4)　②集水地形を呈する：8 箇所(22%)(写真-5)

③湧水が認められる：7 箇所(19%)(写真-6)　④崩積土や強風化部が厚いが，急勾配を呈する：6 箇所(17%)(写真-7)

⑤斜面上部の道路からの路面水の流れ込み，路面水が道路下部斜面に流れ込み崩壊：4 箇所(11%)(図-3)

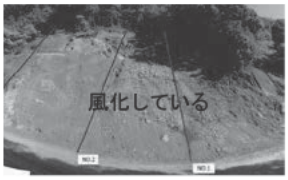


写真-4　①尾根地形の風化・緩みの進行

写真-5
②集水地形

写真-6
③湧水あり

写真-7
④風化が厚いが、急勾配を呈する

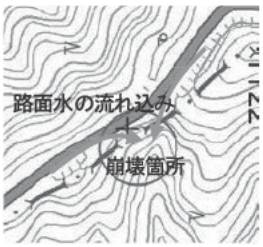


図-3
⑤路面水の流れ込み

(5)盛土崩壊の災害要因分析

盛土崩壊の災害要因を整理した結果、以下の要因が卓越している。

①河川侵食や攻撃斜面により崩壊：13 箇所(41%)(写真-8)　②路面排水が流れ込み崩壊した：12 箇所(38%)(図-4)

③集水地形や谷埋め盛土が崩壊：9 箇所(28%)(図-5)

④上部斜面崩壊や土石流の侵食や、崩土堆積により路面水が盛土に流れ込んだ：8 箇所(22%)(図-6)

⑤盛土が沈下して路面水が流れ込みやすかった：6 箇所(17%)(写真-9)

写真-8
①河川の攻撃斜面

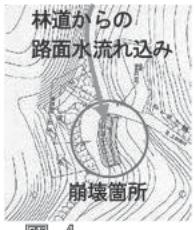


図-4
②路面水の流れ込み

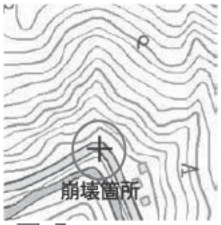


図-5
③谷埋め盛土

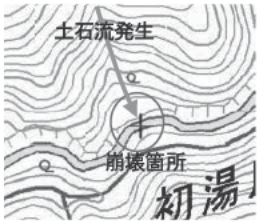


図-6
④土石流による侵食

写真-9
⑤盛土が沈下し、路面水が流れ込み易い

4.2 どけん棒　ベーンコーンせん断試験　精度確認

(1)繰り返し誤差

締め固めたベントナイトでベーンコーンせん断試験を複数回(各垂直荷重につき 1～5 回)実施した平均値について、図-7 のように垂直荷重と回転トルク値のグラフを作成し、近似直線と相関係数 R^2 を表示させた。図-8 に示したとおり、試験回数 3 回までの平均値では相関係数 R^2 は 0.7 以下と低いが、試験回数 5 回の平均値では相関係数 R^2 は 0.97 と高い相関性を示した。

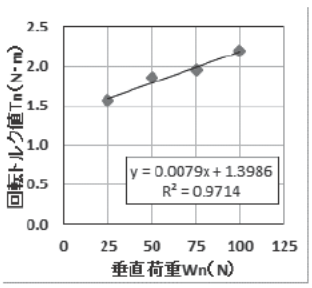


図-7　垂直荷重と回転トルク値の関係(5 回平均)

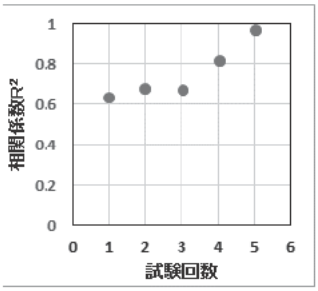


図-8　試験回数ごとの相関係数 R^2

(2)経験式法と室内試験との比較

1)砂質土(図-9, 10 参照)

①粘着力 c dk’：1 箇所で三軸圧縮試験結果を下回ったが、5 箇所は 1.8～8.8kN/㎡上回った。

②内部摩擦角 φdk’：45.9°と 53.0°と高い値を示した箇所は、三軸圧縮試験結果を上回った。その他の 6 箇所は、三軸圧縮試験結果の 0.74～0.88 倍であった。

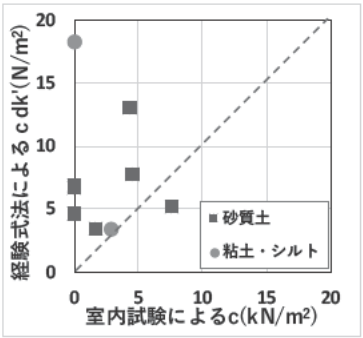


図-9　経験式法と室内試験の粘着力の比較

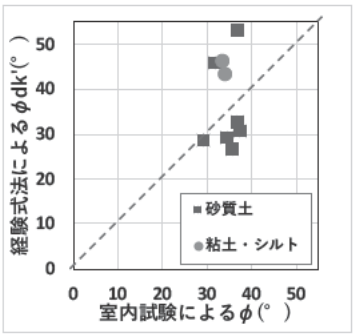


図-10　経験式法と室内試験の内部摩擦角の比較

(2)粘土・シルト(図-9,10 参照)

①粘着力ｃdk’：1 箇所は大きく乖離したが、残りの 1 箇所は三軸圧縮試験結果の 1.17 倍であった。

②内部摩擦角φdk’：43.5°，46.2° と高い値を示し、三軸圧縮試験結果の 1.27～1.37 倍であった。

5. 結　　論

5.1 平成 23 年　紀伊半島大水害　道路災害事例分析

道路災害事例を整理・分析した結果、以下の知見を得た。

(1)崩壊（のり面，自然斜面）事例から得られた教訓

・風化や緩みが進行している尾根地形では崩壊が発生する可能性が高い。

・集水地形を呈する斜面（背後の集水地形）は崩壊が発生する可能性が高い。

・恒常的に湧水が認められる箇所や湧水跡が確認される斜面は崩壊が発生する可能性が高い。

・崩積土や強風化部が厚いが、急勾配を呈する斜面は崩壊が発生する可能性が高い。

(2)盛土崩壊事例から得られた教訓

・河川の攻撃斜面上の盛土や、張出し盛土は河川浸食により崩壊が発生する可能性が高い。

・路面排水が流れ込みやすい盛土は崩壊する可能性が高いため、降雨時の路面排水の状況確認が必要である。

・集水地形や谷埋め盛土は崩壊しやすいため、留意する必要がある。

・上部斜面や近接する沢からの土石流による崩土堆積により、路面水が盛土に流れ込み崩壊が発生する。

・盛土の沈下している箇所は路面水が流れ込みやすく、崩壊が発生しやすい。

5.2 どけん棒　ベーンコーンせん断試験　精度確認

(1)ベーンコーンせん断試験を繰り返し実施した場合の誤差

ベーンコーンせん断試験を 5 回実施した場合の垂直荷重と回転トルク値の関係では,近似直線の相関係数は 0.97 と高い相関性を示した。5 回程度試験を繰り返すことで、関係式の精度向上を図れるものと考えられる。

(2)経験式法よる粘着力ｃdk’と内部摩擦角φdk’

1)粘着力ｃdk’

砂質土では三軸圧縮試験のｃと比較して高い値を示す傾向が確認され、粘着力の使用にあたっては低減が必要と考えられる。

2)内部摩擦角φdk’

φdk’値の上限を 35° とすれば、三軸圧縮試験結果のφと相関性は高い。

6. 謝　　辞

佐々木靖人地質研究監、地質・地盤研究グループの浅井健一上席研究員(特命事項担当)をはじめ、地質チームの方々からご指導をいただいた。ここに記して感謝申し上げます。

7. 所　　属

株式会社エル・コーエイ

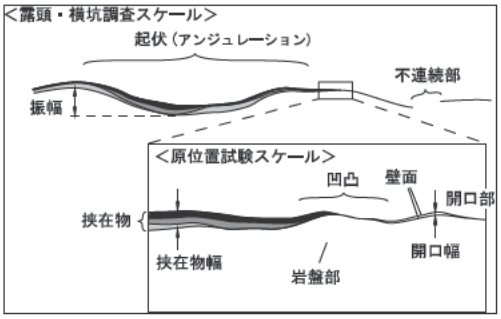
弱層の強度評価手法に関する研究

チーム名等　　地質チーム
氏　　名　　西塚　大

1. まえがき

岩盤中には断層や節理のように力学的な不連続面が存在することがあり、周囲の岩盤と比較し強度が著しく低いことから総称して弱層と呼ばれる[1)]。この弱層がダムや橋梁等の基礎や切土のり面に存在した場合、滑動など構造物や斜面の安定上問題となることが多く、弱層の強度評価によっては基礎岩盤の掘削量や構造物の規模、対策工費用が大きく変化するため、適切な調査・強度評価が求められる。しかし、弱層の力学的性状については体系的な強度評価手法が確立されておらず、設計において極めて安全側の評価を行っていることが現状である。

土木研究所ではこれまで挟在物を含まない、あるいは単一挟在物からなる弱層の強度評価手法を開発してきた[1) 2) 3)]。しかし、実際の弱層には複数の挟在物からなる複雑な構造を有する場合が多いため、これらの弱層に対する適切な強度評価手法を確立する必要がある。



図―1　弱層の模式図[3)]

2. 研究目的

複数の狭在物を有し、かつ岩盤部のかみ合わせが考慮されるなどの複雑な構造を有する弱層の強度評価手法、および強度評価に必要な調査手法を開発することを最終目標とする。弱層の強度は図－1に示すように岩盤部・岩盤のかみ合い部・挟在物の強度が関係する。このうち、岩盤部強度はダム等で設定される岩級強度が適用でき、岩盤のかみ合い部強度については既往研究で検討されている[2) 3)]。そのため、平成29年度は複雑な構造を有する挟在物を対象として、挟在物の性状とせん断強度の関係把握、簡易強度試験の適用性、挟在物のせん断モデルを作成を目的として検討した。

表―1　弱層整理表

基礎岩盤の地質	ダムタイプ	弱層タイプ	狭在物および弱層の性状区分
・堆積岩 ・変成岩 ・火山岩、火砕岩 ・深成岩	・重力式コンクリ　トダム ・ア　チ式コンクリ　トダム ・フィルダム ・台形CSGダム	・A（不連続面） ・B（連続面） ・C（挟在物幅≦振幅） ・D（挟在物幅＞振幅、露頭横坑スケ　ルではかみ合い効果期待できる） ・E（均質または層状,露頭横坑スケルでは不均質、原位置試験スケ　ルでは一部の挟在物強度に支配） ・F（均質または層状、単一の挟在物の強度に支配）	・粘土状、砂状、開口 ・礫混じり粘土状～粘土混じり礫状 ・細片状 ・岩片状 ・噛合せ不良、劣化亀裂 ・密着亀裂 ・混在

試験実施の有無と種類、試験値		せん断強度	設計値の設定方法
・原位置せん断試験 ・原位置簡易せん断試験	原位置せん断試験	・設計値を記載	・原位置・室内せん断試験値から設定 ・原位置・室内せん断試験結果からcまたはφを固定したうえで設定 ・その他強度試験値、記載的特徴から設定
・三軸圧縮試験 ・一面せん断試験	室内せん断試験		
・ｼｭﾐｯﾄﾊﾝﾏ　打撃試験 ・針貫入試験 ・山中式土壌硬度試験	簡易強度試験		
・一軸圧縮強度試験 ・平板載荷試験 ・孔内水平載荷試験 ・なし	その他強度試験		

3. 研究方法

3.1 挟在物の性状とせん断強度の関係把握

3.1.1 事例収集

挟在物の性状とせん断強度の関係を把握するために、事例収集を行った。ダム建設では基礎岩盤中の弱層に対し詳細な調査が実施されるケースがある。そのため、ダム工事誌、雑誌掲載論文等の資料を収集し、弱層のタイプおよび調査・評価・試験方法と評価結果について、表－1に示す分類をもとに65ダム、193の弱層評価事例につい

て整理した。なお、弱層タイプについては佐々木ほか(2008)[1] の分類に従った。

3.1.2 弱層試料の採取および室内試験

現地における弱層の性状と強度の関係を詳細に把握するために、性状確認および弱層試料の採取を実施した。対象箇所は事例収集の結果もふまえ、複数種類の狭在物が分布する2箇所（N1ダム、N2ダム）とした。試料は室内試験（三軸圧縮試験、三軸圧縮試験前後の試料を用いた粒度試験等）用とするために、ブロックサンプリングまたはコアカッターによる不撹乱で採取した。

三軸圧縮試験の方法は、ダムの基礎岩盤中では常に拘束されること、湛水時は水位以下であることをふまえ、圧密非排水・間隙水圧測定（CUB）とした。圧密応力の条件は、様々な条件下での挙動を把握することを目的として、50～1000kN/m^{2}の範囲で設定した。粒度試験はふるい分析・沈降分析とし、三軸圧縮試験前の試料は供試体作成時に生じた試料とし、三軸圧縮試験により破砕された試料を試験後の試料とした。

3.2 簡易強度試験値の適用性

事例収集の結果、弱層の強度評価のために、せん断試験や三軸圧縮試験だけではなく、山中式土壌硬度試験や針貫入試験等の簡易強度試験結果を用いている事例が多く確認された。しかし、せん断試験等と簡易強度試験を同時に実施している事例は少なく、簡易強度試験の適用性について不明な点が多い。以上より、簡易強度試験の適用性を検証するため、N1・N2ダムの弱層試料採取箇所の近傍で簡易強度試験（山中式土壌硬度試験・針貫入試験）を実施し、採取試料の三軸圧縮強度と資料による既往事例を合わせて検討した。簡易強度試験は一箇所当たり30点のデータを取り、試験時の感触で明らかに礫に当たるなどにより異常値と思われるデータを除外した値を採用値とした。一箇所当たりの代表値は、採用値の中央値とした。

3.3 挟在物のせん断モデル作成

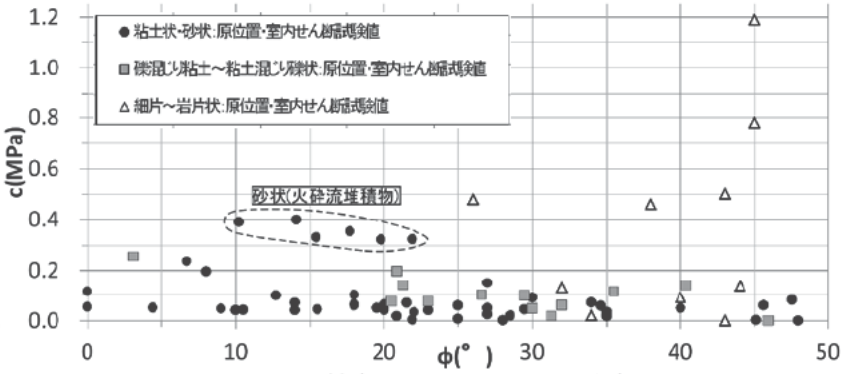
複数の強度を有する挟在物は拘束圧によってせん断過程やメカニズムが変化することが想定される。例えば粒子破砕の有無によって破壊包絡線が変化することが知られており[4]、粒子破砕の有無と拘束圧には関係があると思われる。よって複数の強度を持つ挟在物のせん断モデルを作成するためには、拘束圧・砂や礫などの粒子破砕・せん断強度の関係性について検討する必要がある。

以上より、三軸圧縮試験および粒度試験結果を用いて挟在物のせん断モデルを検討した。

4. 研究結果

4.1 挟在物の性状とせん断強度

挟在物の性状とせん断強度の関係について整理した結果を図－２に示す。



図―２　挟在物の性状とせん断強度の関係

「粘土状・砂状」は粘着力（以下c）=0～0.4MPa、内部摩擦角（以下φ）=0～48°であり、cφともに幅広い値を示すが、このうちc=0.3～0.4MPaは「砂状」であり、「粘土状」のみではc=0～0.24MPaである。「礫混じり粘土状～粘

土混じり礫状」はc=0～0.26MPa、φ=3～46°の値を示す。cφともに幅広い値を示すが、φは概ね20～46°の範囲に入る。「細片状～岩片状」はc=0～1.19MPa、φ=26～45°の値を示す。cφともに「粘土状・砂状」、「礫混じり粘土状～粘土混じり礫状」と比較し大きい値を示す傾向がある。

各性状ともにせん断試験値には幅があることが判明し、性状類似等の記載的特徴のみではせん断強度を詳細に推定することが難しいケースが多いと思われる。

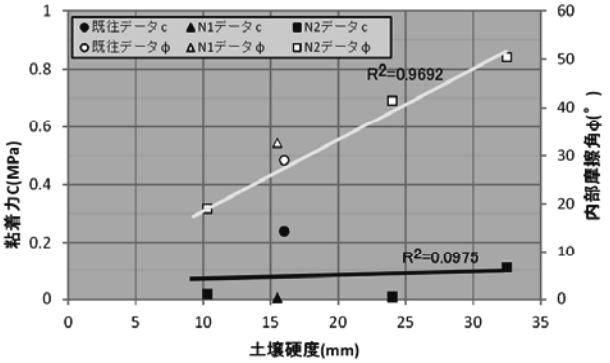
4.2 簡易強度試験の適用性

前節4.1に示したように、性状が同様でもせん断強度には幅がある。また、より精度良くせん断強度を推定するために、簡易強度試験の値を用いせん断強度を推定している事例が多くあることが事例収集の結果から判明している。

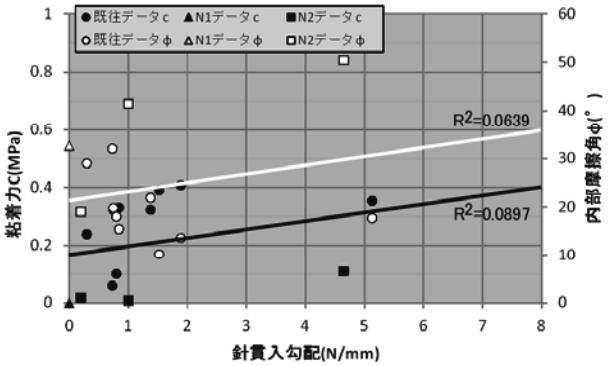
この事例収集結果および現地調査・試験で得られたせん断試験値と山中式土壌硬度試験値、針貫入試験値との関係を図－３、図－４に示す。

土壌硬度とcφの関係は、cはばらつきがあるものの、φは比較的直線上に並ぶ。針貫入勾配とcφの関係ではばらつきが大きく関係性が明瞭ではない。針貫入勾配のデータにばらつきがある要因は、針貫入勾配が針を刺す基質などの強度を反映するのに対し、せん断試験等で得られた強度は礫等の高強度部を含んだ強度であることが考えられる。

土壌硬度、針貫入勾配ともに試験数が少ないため、今後さらにデータ数を増やし、針貫入試験や土壌硬度試験などの簡易強度試験結果から精度良くせん断強度が評価可能であるか検証する必要がある。



図―３　原位置・室内せん断試験結果と土壌硬度の関係



図―４　原位置・室内せん断試験結果と針貫入勾配の関係

4.3 挟在物のせん断モデル作成

挟在物の強度を検討するために採取した砂質シルト試料（N1ダム）について実施した三軸圧縮試験前後の粒度試験結果を表―２に、三軸圧縮試験結果を図－５に示す。

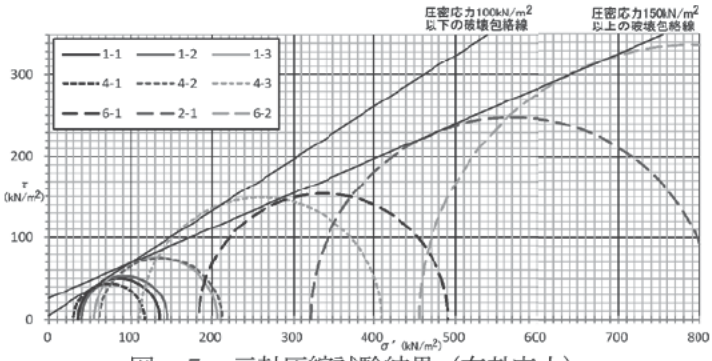
表―２　粒度試験結果（60%粒径）

試料名	圧密応力 kN/m²	間隙水圧 kN/m²	60%粒径(D_{60}) mm			
			三軸試験前	三軸試験後	試験後	試験前
N1 1 1	50	214.46	0.0416	0.0712		0.0296
N1 1 2	100	260.47	0.0272	0.0356		0.0084
N1 1 3	150	295.48	0.0618	0.0505		0.0113
N1 4 1	100	269.95	0.0366	0.0429		0.0063
N1 4 2	200	337.83	0.0624	0.0369		0.0255
N1 4 3	400	487.93	0.0651	0.0664		0.0013
N1 6 1	400	415.97	0.0661	0.0543		0.0118
N1 2 1	700	578.67	0.0563	0.0428		0.0135
N1 6 2	1000	744.38	0.0510	0.0383		0.0127

粒度試験結果によると、圧密応力150kN/m²以上で三軸圧縮試験を実施した供試体の多くにおいて砂の減少、シルトの増加が確認され、表―２に示すように三軸圧縮試験後に60%粒径が細粒化、つまり全体に細粒分が増加した。

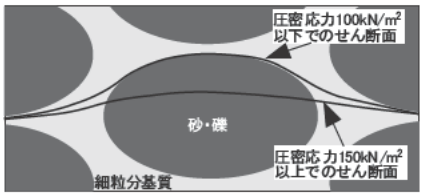
そこで圧密応力100kN/m²以下、150kN/m²以上に着目し、有効応力の応力円について検討した。図―５に示すように圧密応力100kN/m²以下で破壊包絡線を引いた場合、c=4.3kN/m²、φ=33°であるが、圧密応力150kN/m²以上で破壊包絡線を引いた場合、c=25kN/m²、φ=23°となる。この結果は圧密応力100kN/m²以下の試験では粒子の破砕が少なく、粒子同士の摩擦が主体で強度が生じているためcの値が小さく、φの値が大きくなっていると推定される。

また、圧密応力 150kN/m²以上では粒子の破砕が c として生じ、摩擦が減少したため、φの値が小さくなったと推定される。これは粒度試験結果において圧密応力 150kN/m²以上の供試体が三軸圧縮試験後に細粒化したことと整合的である。



図―５　三軸圧縮試験結果（有効応力）

以上より圧密応力と粒度の関係から、圧密応力 150kN/m²以上では砂以上の粒径の一部が破砕し、シルト以下の粒径を増加させる現象が生じていたと推定される。これは図―６に示すようにせん断面が 100kN/m²以下では細粒分で構成される基質内を通り、粒径が砂以上の粒子を迂回するのに対し、150kN/m²以上では圧密応力が高いために、迂回しせん断面を長くするより砂以上の粒子を破砕した方が低い強度となるためと推定される。



図―６　圧密応力とせん断モデル

ただし、三軸圧縮試験後に圧密応力 100kN/m²以下の供試体では粒度が反対に粗粒になる傾向があるなど不明な点もある。この要因について引き続き検討する必要がある。

5. 結論

事例収集により挟在物の各性状に対するせん断強度について整理した結果、同一性状でも強度に幅があることが確認された。また、せん断強度推定や精度向上のために簡易強度試験の値を用いている事例が多いことが確認された。そこで、簡易強度試験の適用性について検討し、φの設定について土壌硬度計の使用が有効な可能性があるという結果を得た。最後に、強度性状が異なる材料からなる挟在物のせん断モデルについて、拘束圧とせん断経路の関係を把握し、モデルの基本的な考え方を整理した。

今後は、細粒分(基質)・粗粒分（礫など）の強度と圧密応力の関係によるせん断強度の変化、粗粒分の分布を考慮したせん断面の設定方法について検討を進める予定である。

6. 謝辞

本研究を進めるにあたり、矢島主任研究員・松尾研究員にはダム建設現場での弱層観察、弱層の試料採取、室内試験など終始ご指導頂き、貴重なご助言も頂いた。ここに記して感謝申し上げます。

所属：株式会社ドーコン

〈参考文献〉

1）佐々木靖人、寳谷　周、矢島良紀、「ダム基礎の弱層分類と強度評価手法　ダムの調査事例から　」、ダム技術、no256、pp35 48、2008
2）佐々木靖人、倉橋稔幸、吉田直人、「ダム基礎等における弱層の強度評価手法の開発」、平成 21 年度土木研究所成果報告書、No.13、http://www.pwri.go.jp/jpn/results/report/report seika/2009/pdf/2009 13.pdf
3）倉橋稔幸、吉田直人、佐々木靖人、矢島良紀、寳谷　周、「弱層のせん断強度シミュレーションソフトウェアの開発」、第 40 回岩盤力学に関するシンポジウム講演集、土木学会、pp155　160、2011
4）八木一善、三浦清、「破砕性火山灰地盤の力学特性の評価」、土木学会論文集、No.757/III 66、pp 221 234、2004

豪雨災害経験地域における道路構造物総点検の特徴に関する研究

チーム名等　　地質チーム
氏　　名　　山本　定雄

1. まえがき

近年，記録的な豪雨に伴う土砂災害が発生し，道路においても長期の通行止めや施設・構造物の甚大な損傷を伴う豪雨災害が生じている現状にある．また，道路で発生した災害の半数以上が“道路防災点検”の点検対象外や対応不要とされた“想定外の箇所”で発生しており，危険箇所の抽出・判定方法の改善が改めて求められている．

一方，道路防災点検以外に，道路構造物を主たる対象とした“道路構造物総点検”が実施されている．『第三者被害を防止する観点から（中略）部材の落下という被害に着目して行った緊急点検』であり，“全ての道路施設を網羅し，危険性を見逃さない”点検として，道路法面工・土構造物については，平成 25 年度に全国で点検が実施されたところである．本研究では，豪雨に伴う道路災害の低減を目指し，過去に豪雨災害を経験した地域で実施された道路構造物総点検（道路法面工・土構造物）の結果と，豪雨時に発生した道路災害の特徴を比較・分析することで，効率的で見落としの無い点検・維持管理上の課題・留意点を整理することを目的としたものである．

2. 研究目的

広範にわたり一斉に実施された道路構造物総点検（道路法面工・土構造物）結果から，豪雨災害懸念箇所（対策等の優先箇所）を抽出・選定する上での課題や留意点を検証することを目的とし，豪雨により発生した道路災害の特徴と，構造物総点検の実施結果（危険度評価と異常着目点）を対比・検証した．

3. 研究方法

既往研究報告[1]にて詳細な災害分析が行われ，複数路線にわたって総点検実施要領（案）[2]に基づく点検結果が存在する鹿児島県奄美地方（奄美大島他：全 14 路線）を研究対象とした．

3.1 対象とした豪雨災害事例

平成 22 年 10 月に発生した豪雨災害の事例であり，既往研究報告[1]では崩壊や土石流，地すべり等を合せて 75 事例が報告されている（図-1）．

本研究では，土工構造物総点検結果との比較対象となりうる災害事例として，切土・自然斜面の表層崩壊（46 事例）と，盛土の路肩崩壊（11 事例）を対象として取り上げ，被災箇所の高さ・勾配，地山性状や地形条件，水の影響といった観点から災害の特徴を整理している．

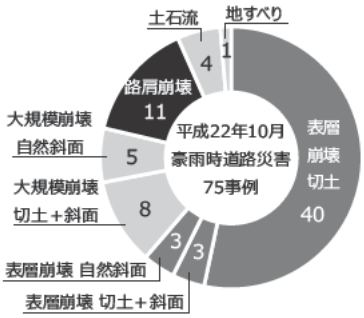


図-1 豪雨災害事例の内訳

3.2 対象とした道路構造物総点検（のり面工・土工構造物）結果

豪雨災害の対象地域である奄美大島と隣接する加計呂麻島の鹿児島県管轄の路線を対象とした．当該地域の点検は，一次調査（路上目視）と二次調査（近接目視）が実施されており，各調査段階の切土・自然斜面，盛土を対象とした点検結果を用いた（表-1）．

表-1 構造物総点検対象数一覧

点検対象	一次調査（路上目視点検）地点数（路線数）	二次調査（近接目視点検）地点数（路線数）
切　土	1109（14）	405（13）
自然斜面	17（ 4）	10（ 4）
盛　土	501（11）	175（11）
合　計	1627（14）	590（13）

また，道路土工構造物総点検結果の特徴を分析するため，点検対象の諸元（付帯施設・構造物の区分，対象の高さや勾配等）や分布する基盤地質（切土・斜面のみ），斜面形状・盛土形状の分類等を行った他，豪雨災害の危険要素の“捕捉・見逃し”の傾向を検証するため，危険度評価の再分類（判定区分“異常なし”の細分：表-2），判定に際し着目された異常・変状の分類（所見欄記載項目の再整理：表-3）などを行っている．

表-2　本研究で用いた危険度評価（判定区分）の内容

結果記載判定区分	危険度評価（細区分）	区分の内容	調書所見欄への記載の有無
× 異常あり	× 異常あり	異常・変状を確認 第三者被害のおそれ	異常・変状の記載あり
○ 異常なし	● 異常軽微	変状あるが軽微 問題なしと判断される	異常・変状の記載あり
	○ 異常なし	軽微なものを含め 異常・変状なし	異常・変状の記載なし

表-3　着目された異常・変状の種別・分類一覧

異常着目点の区分	所見欄記載内容等
① 落石／浮石・転石	落石や浮石・転石の存在に言及
② 崩壊跡・崩土堆積	崩壊跡や崩土の堆積等に言及
③ 段差地形・孕み	段差・亀裂・構造物の孕みに言及
④ 施設の損傷・破損	明瞭クラック・目地開口等に言及
⑤ 施設の劣化・腐食	施設自体の劣化・腐食等に言及
⑥ 強風化・土砂化	強風化・土砂化／崖錐の分布等
⑦ 湧水・浸食等	湧水／浸食・洗掘／排水不良等
⑧ 路面変状	開口亀裂／沈降／円弧状クラック等

なお，点検1地点につき危険度評価（判定区分）は1つだが，複数種類の構造物を有する地点もあるため，点検地点によっては“付帯施設・構造物”と“異常着目点”を複数記載している（重複する）場合も含まれる．

4. 研究結果

4.1 豪雨災害における道路災害事例の特徴

4.1.1 切土・自然斜面で発生した表層崩壊の特徴

- 無対策または落石防護網のみの地点で多発（図-2 左）
  （のり面保護工施工箇所の被災事例は非常に少ない）
- 粘板岩分布域／強風化した地点で多く発生（図-2 右）
- 非集水・直線斜面の地点で多く被災
  ただし排水施設の変状や湧水を伴う場合も含まれる
- 防災点検該当箇所15地点のうち11地点で“災害履歴”が捉えられている（大部分が表層崩壊の履歴）

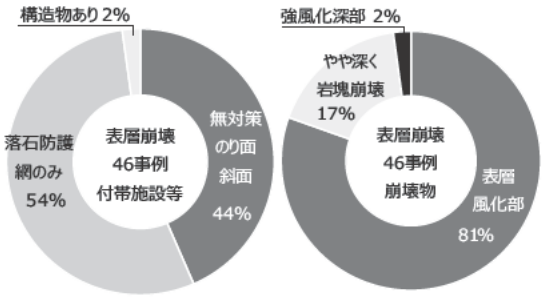


図-2　表層崩壊事例の付帯施設・崩壊物の割合

4.1.2 盛土で発生した路肩崩壊の特徴

- 擁壁やのり面保護工の施された地点で発生
  （施設・構造物の有無は影響してない）
- 集水地形・谷埋め盛土の被災事例が多い（図-3 左）
- 表流水の流れ込みによる浸食崩壊が多い（図-3 右）
- 被災箇所全てが防災点検対象外／過去の被災履歴も不明

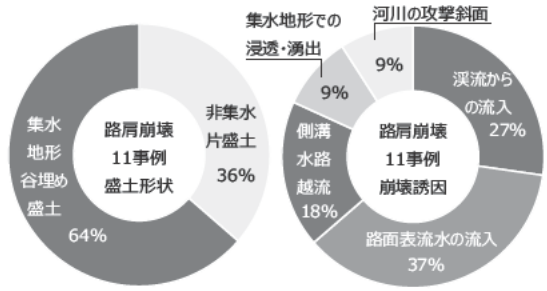


図-3　路肩崩壊事例の盛土形状・被災要因の割合

4.2 道路土工構造物総点検結果の特徴

4.2.1 一次調査（路上目視点検）実施結果の特徴

（1）切土・自然斜面の一次調査結果の特徴

路上目視で危険度が評価された地点の8割以上は“異常なし”であった．特に無対策のり面・斜面で“異常なし”の割合が高く，逆に構造物を有する地点で“異常あり・軽微”の割合が高い（図-4）．着目された異常は【崩壊跡・崩土堆積】が多く“異常あり・軽微”地点の5割近くを占めるほか，損傷等の【施設変状】も2割超の割合で確認されている．

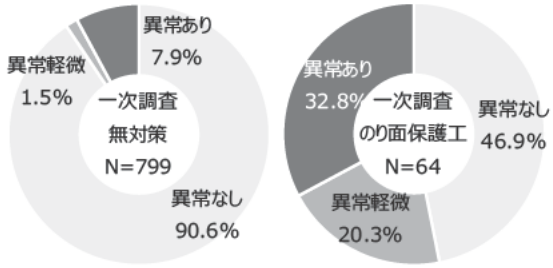


図-4　切土・斜面の付帯施設別の危険度評価の割合

一方，【湧水・浸食】や【風化・土砂化】を確認した地点は少なく，異常確認地点の 2～3%程度である．また基盤地質による評価の差異は見られないが，既往防災点検・災害履歴による評価の差異は顕著で，防災点検該当地点・災害履歴ありの地点では“異常あり”の割合が高い．

(2) 盛土の一次調査結果の特徴

切土・斜面同様，無対策のり面で“異常なし”の割合が高く“異常あり”は 1%未満である．一方，擁壁や保護工といった構造物は“異常あり”を 1 割程度含んでいる．

着目された異常は【路面変状】が多く，“異常あり・軽微”の 7 割以上を占めるが，【湧水・浸食】や【段差・孕み】が確認された地点は 1 割未満と少ない傾向にある．

4.2.2 二次調査（近接目視点検）実施結果の特徴

一次調査“異常あり”判定地点と，路上目視で施設の全体像を把握できなかった地点が対象となっている．

(1) 切土・自然斜面の二次調査結果の特徴

一次調査と比較し，保護工や擁壁等の“異常あり”が減少する（【劣化】の多くが“異常軽微”とされる）一方，落石防護網工は【転石の分布】といった新たな異常が二次調査で付加される地点も多く“異常あり”の減少幅が小さい（図-5）．

また一次調査で“異常あり”とされた【崩壊跡】の半数近くが“異常軽微”と再判定されている．その他，【湧水・浸食】や【段差・孕み】といった異常が増加しており，特に【風化・土砂化】に着目した地点が大幅に増加している（図-6）．

基盤地質や高さ・勾配といった事項では危険度評価に差異は見られなかった．また，斜面形状（谷型斜面・直線斜面）による評価差もほとんどなく，【湧水・浸食】等の異常が確認された地点の割合も，地形条件による差異は見られなかった．

(2) 盛土の二次点検結果の特徴

一次調査と比べ，【湧水・浸食】や【段差・孕み】を確認した地点が増加しており，いずれも“異常あり”の割合が高い．一方，谷埋め盛土よりも片盛土で“異常あり”の割合が大きく，【湧水・浸食】の割合も片盛土が僅かに大きい（図-7）．

また路側擁壁を付帯する小規模・急勾配の盛土で“異常あり”が多い傾向を示すも，着目された異常は【施設変状】が主体であり，【湧水・浸食】が占める割合は概して小さい．その他，一次調査で“異常あり”とされた【路面変状】の半数近くが，二次調査で“異常軽微”と再評価されている．

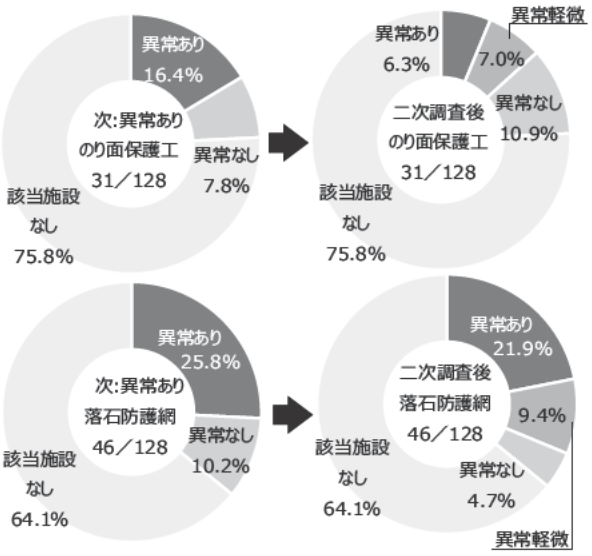


図-5 切土・斜面における一次調査→二次調査の危険度評価の変遷（付帯施設・構造物別）

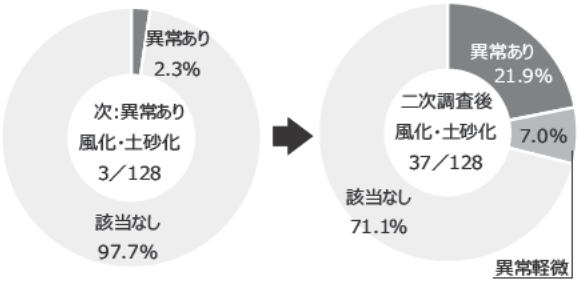


図-6 切土・斜面における一次調査→二次調査の危険度評価の変遷（着目点：風化・土砂化）

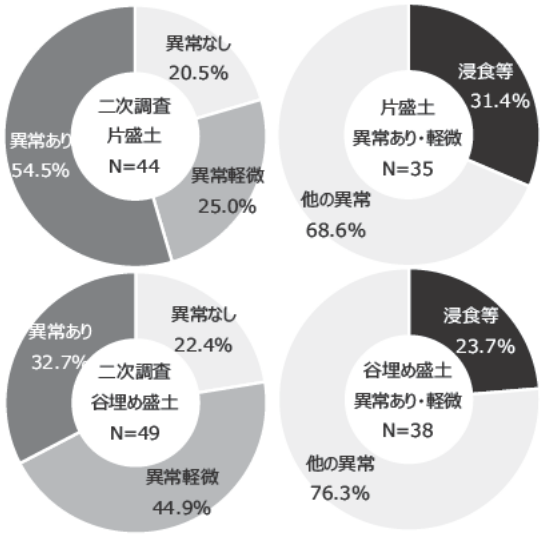


図-7 盛土形状別の危険度評価の割合（左）と異常確認地点に占める“水の影響”の割合（右）

5. 結論

5.1 土工構造物総点検結果と豪雨災害事例との対比

点検結果より，切土・自然斜面の“異常あり・軽微”判定地点の5割以上を【崩壊跡・崩土堆積】が占めていた．また盛土では，円弧状クラック等の顕著な【路面変状】や【浸食・洗掘】等が確認された地点で“異常あり”とされる割合が高い．構造物に主眼が置かれた点検だが，第三者被害の観点から“土砂災害”の危険要素も確認・評価されているため，土工構造物総点検結果より“豪雨災害懸念箇所”を選定・抽出することは可能であると考える．

一方で災害事例と構造物総点検結果を対比した結果から，以下のような課題が示唆された．

1）中長期的な危険性が過小評価されている可能性がある

路上目視で“異常あり”と判定されながら，近接目視で“異常軽微”と判定された【崩壊跡】（写真-1）などは，点検時点の“第三者被害の有無”に重きが置かれ，中長期的な危険性が過小評価されている可能性がある．

理由 上部に亀裂無く交通支障なし　理由 土砂化著しいが防護柵あり

写真-1　二次調査“異常軽微”とされた崩壊跡の事例

2）危険要素の“見逃し”が生じている可能性がある

二次調査で確認地点が大幅に増加した【風化・土砂化】（図-6）や，集水地形にあっても異常として認識された割合が大きくない【湧水・浸食】による異常（図-7右）等，視認しにくい危険要素（段差・孕み，浮石・転石の分布等を含む）は，特に路上目視点検では見逃されている恐れがある．逆に，異常発生が認識されやすい【施設変状】（損傷・劣化等）は，路上目視で見逃されにくい反面，危険度を過大に評価している場合も考えられる．

5.2 豪雨災害懸念箇所の選定・抽出に向けた土工構造物点検の留意点

1）豪雨災害懸念箇所を抽出する際は中長期的な安定性に留意する必要がある

中長期的な安定性を踏まえ，危険度を再評価する（点検結果を見直す）ことも視野に入れなければならない．

2）潜在的な危険要素の“見逃し”がないか留意する必要がある

災害懸念箇所を抽出する際，以下のような内容に言及しているか，記載内容を“精査”することが望ましい．

① 切土・自然斜面の“地山性状”（風化など）に言及した記載があるか（特に無対策のり面・落石防護網工）

② 集水地形などで“水の影響”に言及した記載があるか（周辺斜面の浸食の有無などを確認しているか）

③ 落石防護網工等では上部の“転石・浮石の分布”やその危険性に言及した記載があるか

④ 同様の危険要素を有する隣接地点同士で危険度評価に差異は無いか（危険性を過小評価していないか）

3）災害履歴等から見出される危険要素が，危険度評価や評価時の着目点に反映されているか留意する必要がある

防災点検結果や災害履歴等から見出される（対象地域を特徴づける）危険要素には特に注意を払う必要がある．

6. 謝辞

地質・地盤研究グループ地質チームの阿南修司上席研究員，浅井健一特命上席研究員をはじめ，チームの方々からご指導いただいた．ここに記して感謝申し上げます．

所属：応用地質株式会社

〈参考文献〉

1)　土木研究所「平成22年10月 奄美豪雨道路斜面災害の特徴」平成24年10月，地質・地盤研究グループ地質チーム
2)　国土交通省道路局「総点検実施要領（案）【道路法面工・土構造物】編」平成25年2月，http://www.mlit.go.jp/road/ir/ir council/pdf/roadstock12.pdf

豪雨等による道路のり面災害の降雨パターン分析

チーム名等　　土質・振動チーム
氏　　名　　川添　英生

1. まえがき

近年の雨の降り方は、短時間かつ局所的に集中豪雨が発生したり、これまでにあまり大きな雨の降らなかった地域においても豪雨に見舞われたりと、過去の状況とは大きく変化してきている。これらの状況を踏まえ様々な雨の降り方に対応した効果的な道路のり面の点検管理手法の検討が必要となってきている。

本研究では、検討に向けた基礎データを取得のため、近年の直轄国道における災害事例について災害発生状況と降雨との関連について整理し、短時間集中豪雨に対する事前通行規制手法を検討するため過去の道路災害事例のうち降雨による災害を抽出し降雨パターンの分析を試み、さらに、盛土および切土のり面の災害事例に着目し災害時直近の雨の降り方とのり面災害との関連性を整理し、これまでの降雨パターンの分析のうち累積雨量と連続雨量による整理を実施した。

2. 研究内容

2.1 災害事例における降雨データの収集・整理と分類

2.1.1　降雨データの収集・整理

平成20～23年度に発生した直轄国道の斜面災害事例より切土および盛土のり面で発生した表層崩壊・土砂流出等の61の災害事例について、災害箇所最寄りのアメダスデータから、各事例の災害発生時刻からさかのぼり１ヶ月前までの降雨データを収集した。収集した降雨データから1、3、6、12、24、48、72時間毎の累積雨量、事前通行規制で用いられる連続雨量および土壌雨量指数を算出し整理した。図１．１にその一例を示す。

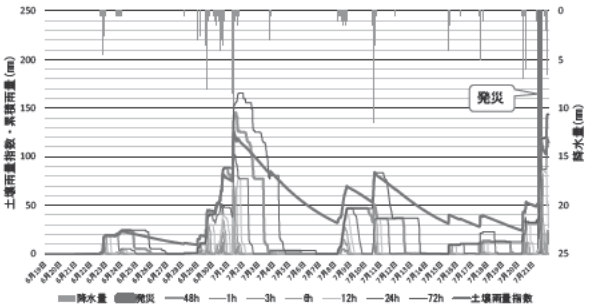


図１．１　災害時降雨データの整理例

2.1.2 のり面災害の降雨タイプ分類

はじめに図１．２に示すように、先行降雨型（災害前48時間以内に先行降雨があるものと定義）、長雨型（災害時連続雨量が48時間以上継続するものと定義）、少降雨型（先行降雨も含め災害時連続雨量が一般的な事前通行規制で捕捉できないものと定義）に分類した。ここでは、降雨の地域性を排除するため、降雨による事前通行規制が一般的に再現年数１～２年で発生する連続雨量で行われていることを踏まえ、災害発生前48時間累積雨量と災害発生時連続雨量を再現年数１年の連続降雨によって除した数値（それぞ

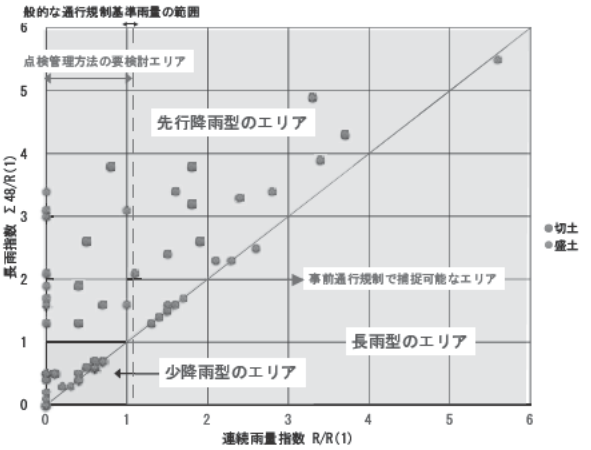


図１．２　長雨指数と連続雨量指数

れ長雨指数、連続雨量指数と呼ぶ）を算出し整理した。なお再現年数１年の連続降雨量は、アメダス確率年降雨計算プログラム[3)]（確率年計算式：フェア式）を用いた。図１．２では、縦軸に長雨指数横軸に連続雨量指数とし災害時の降雨をプロットしており、48 時間累積雨量と連続雨量が一致すると１：１の関係となり、これらの大少関係で先行降雨型と長雨型に分類される。なお、長雨指数として 48 時間累積雨量を採用した理由は、各事例の１ヶ月間の個々の降雨で発生する土壌雨量指数のピーク値の発生時刻に対し、各時間毎の累積雨量のうち 48 時間累積雨量のピーク値の発生時刻との相関が高かったためである（図１．１参照）。図１．２を見ると、長雨型の災害は見られず、災害時連続雨量以前に発災前 48 時間以内に何らかの先行降雨があることがわかる。また、約半数は事前通行規制が設定されている場合には捕捉できるであろう災害（図中破線右側）であるが、残りの半数は事前通行規制では捕捉できない災害（図中破線左側）であり、さらに約 1/3 が少降雨型に分類される。後者は現状の通行規制では道路利用者の安全確保ができない可能性があるため、特に点検管理方法の検討が必要な災害である。

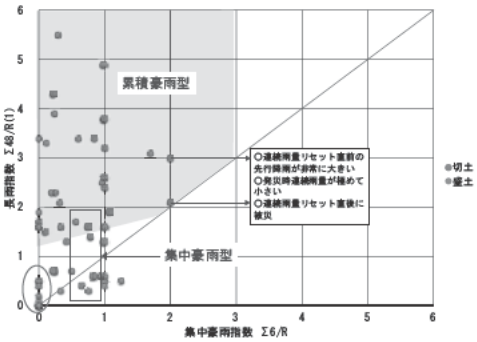


図１．３　長雨指数と集中豪雨指数

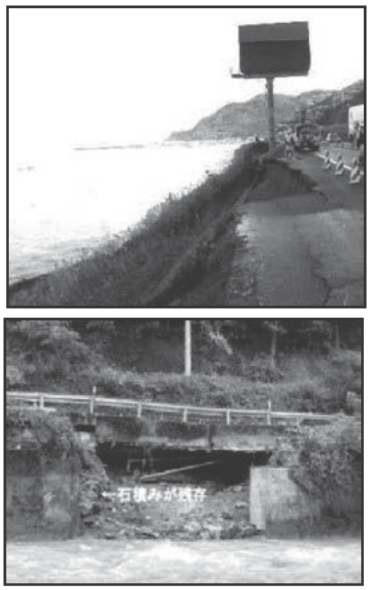


写真１．１　盛土における災害事例

次に、集中豪雨型の分類を行うことを目的に、図１．３に示すように災害発生前 6 時間の累積雨量を災害時連続降雨によって除した数値（集中豪雨指数と呼ぶ）を用い整理した。四角形で囲んだ集中豪雨指数が限りなく１に近いものは、災害時の連続雨量のほとんどが６時間以内に集中的に雨が降っているもの（集中豪雨型）であり、少降雨型でも比較的雨量の多いものの一部は集中豪雨型に分類された。また、図中の長雨指数が１よりも大きい部分を累積豪雨型とすると、このうちΣ6/R＞１となるものは連続雨量のリセット直後に降雨が再開し被災したもので、先行降雨の影響が特に大きく連続雨量型に準じるようなものと分類することができる。

図１．２、１．３から、盛土および切土のり面災害と降雨の関連性を見ると、盛土のり面では先行降雨も含めて累積雨量が大きい場合の災害事例が多いことから、盛土背後からの集水・浸透水の影響が大きく、切土では短時間での集中的な降雨の影響が大きい被災傾向があることが推察される。これらの災害事例を見ると多くはのり面内外の集・排水が大きく影響していると推察されるものであった。一方、図中丸囲みの部分の災害事例を見ると、例えば写真１．１に示すように海岸や河川に近接した盛土で河川水や波浪の影響と推察されるような、降雨以外の影響も被災要因の一部と考えられる盛土のり面災害が主として分類されていた。

2.1.3 タイプの分類について

今回の検討は、アメダスデータを用いているため、被災地ピンポイントの降雨ではないが、降雨災害に用いる指標と災害形態を関連付けるための整理を行ったものである。また、本報で示した分類指標は一例であり、その他の

指標（例えば最大時間雨量が連続雨量に占める割合：r_{max}/R）についての整理も進めている。

2.2 災害事例の降雨パターン分析

災害の降雨タイプと降雨指標に関する整理（降雨パターン分析）を行うとともに、各災害事例の詳細調査等を通じて、のり面構造およびのり面周辺の地形条件や、波浪、河川増水の影響、ダム湖の水位変動といった降雨以外の外的な要因を受けやすい条件等についても調査と分析を進め、降雨の傾向と災害形態に対する点検管理の視点を検討し、降雨パターンごとの点検管理のあり方について検討を行った。

2.2.1 災害と降雨との関連に関する整理

前述の直轄国道の斜面災害事例より融雪の影響と考えられる事例を除いた58件について、連続雨量と3時間あるいは6時間の短時間累積雨量との組合せにより降雨パターンの整理を行った。

降雨の整理にあたっては、2.1と同様に地域性を排除するため、連続雨量データを箇所毎の再現年数1年の連続雨量で除し正規化(以下、R／R（1））し、同じく3時間累積雨量と6時間累積雨量についても再現年数1年の連続雨量で除し正規化（以下、Σ3／R（1）およびΣ6／R（1））した。これらについて、発生時連続雨量と発災前1ヶ月以内に発生した連続雨量に分類し縦軸に3時間及び6時間累積雨量、横軸に連続雨量をとりグラフ化した。

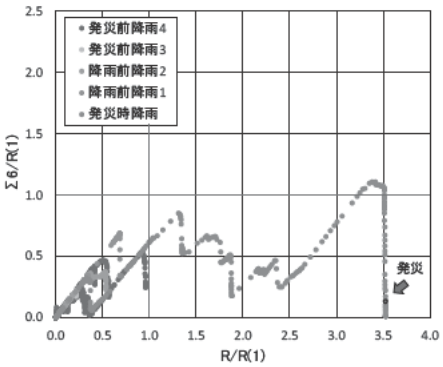


図２．１　長雨型

2.2.2 災害事例の降雨パターン分析結果

降雨パターンは、概ね長雨型、集中豪雨型、先行降雨型、小降雨型の４パターンの傾向に分類できた。

以下に、それぞれの降雨パターンの事例として（R／R（1）－Σ6／R（1））で整理した結果について示す。

グラフ中、R／R（1）≧1の場合は1年確率の連続雨量以上で捕捉できる範囲、Σ6／R（1）≧1の場合は6時間以内に1年確率の連続雨量以上の降雨が集中的に発生した範囲であった。

①長雨型（図２．１）　　(16件／58件)

災害時の連続雨量は1年確率以上の連続雨量かつR／R（1）が比較的大きく、集中豪雨指標としてΣ6／R（1）を用いた場合に、降雨継続中に生じている雨が、発災に至るまでΣ6／R（1）≧1とならなかった。

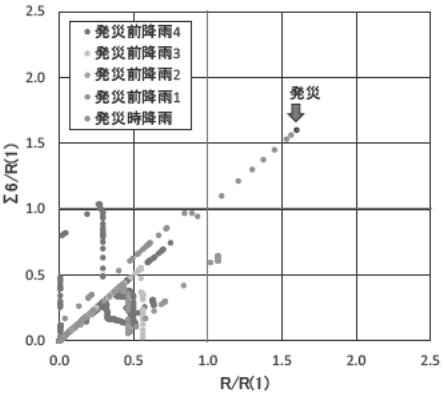


図２．２　集中豪雨型

②集中豪雨型（図２．２）　　(21件／58件)

災害時の連続雨量は概ね1年確率の連続雨量で、R／R（1）と Σ6／R（1）との関係は概ね1：1で上昇し、ともに1年確率を越えていた。

③先行降雨型（図２．３）　　(8件／58件)

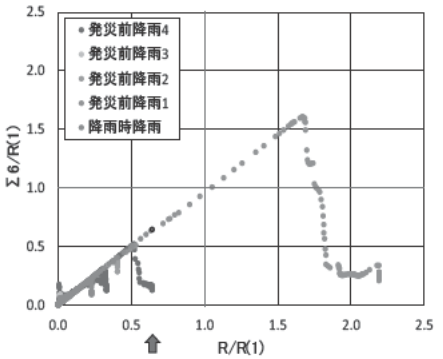


図２．３　先行降雨型

災害時の降雨の前に、連続雨量型や集中豪雨型のような傾向の降雨が先行降雨としてあり、その後の小降雨により発災していた。発災時のR／R（1）と Σ6／R（1）は、それぞれ1未満となった。

④小降雨型（図２．４）　（13件／58件）

発災前の降雨もほとんどなく、発災時の降雨もR／R（1）、Σ6／R（1）ともに非常に小さかった。

集中豪雨型の事例において、縦軸に時間雨量を用いたグラフを示す（図２．５）。時間雨量は青点線で例示した一般的な時間雨量の規制ラインをたびたび越えていた（図中赤丸）。

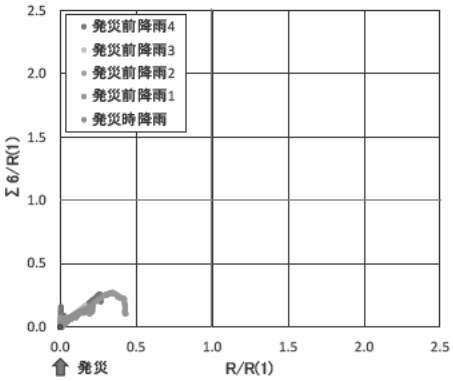


図２．４　小降雨型

2.2.3 降雨パターンごとの管理方法に関する考察

Σ6等の短時間累積雨量と連続雨量の対比からスネーク曲線を描くことで、災害の降雨パターンを分類することができ、上記降雨パターン①～③は、降雨関連災害として通行規制対象と考えられる。

①②は、連続雨量型の降雨パターンであるため、今回の検討結果をベースとした災害の捕捉ができるものと考えられる。さらにΣ6を用いることで短時間降雨予測雨量を併用した管理体制も可能となるものと考えられる。一方、③については先行降雨を加味できる指標が必要である。さらに④は、降雨の影響は小さく、排水不良や河川の増水や、波浪の影響等によって被災したと考えられるものである。事前通行規制ではなく、施設の維持管理等で対応すべき事例と考えられる。

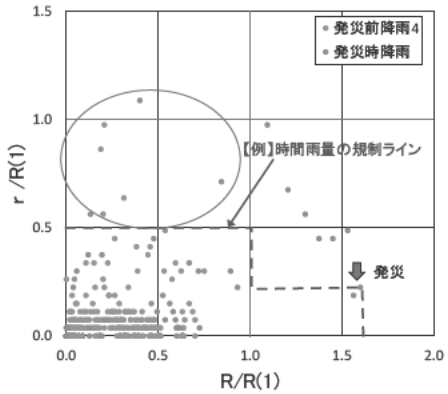


図２．５　集中豪雨型（時間雨量）

なお、図２．２について既に高速道路等の規制で導入されている連続雨量と時間雨量で整理した結果（図２．５）を見ると、集中豪雨型では時間雨量が規制ラインをたびたび越え、規制が煩雑となる課題が考えられる。

3. まとめ

過去の道路災害事例のうち降雨による災害を抽出し降雨パターンの分析を試み、短時間の累積雨量と連続雨量の組合せにより降雨パターンを整理した結果、Σ6等の指標値を用いることで短時間降雨予測雨量を併用した効率的な通行規制の可能性を確認することができた。今後は、先行降雨の影響も含めた土壌雨量指数による対比や、気象庁のレーダーアメダスデータを用い、高い精度による検討を行う予定である。

所属：ライト工業株式会社

〈参考文献〉

1)川添ら：「豪雨等による道路のり面災害の降雨パターン分析」土木学会 第72回年次学術講演会, 2017. 9

2)川添ら：「道路のり面災害の降雨パターン分析」土木学会 第73回年次学術講演会, 2018. 8（投稿中）

3)土木研究所：アメダス確率降雨計算プログラム

河川堤防における液状化対策としてのグラベルドレーンに関する大型遠心模型実験

チーム名　　土質・振動チーム
氏　　名　　富澤　彰仁

1. まえがき

我が国では、河川堤防の液状化対策として、過剰間隙水圧の上昇抑制・早期消散を目的としたグラベルドレーン工法も採用されてきた。しかし、現行の河川堤防の液状化対策手引きでは、大規模地震に対する適用性が明らかでなく、対策効果の評価法が未確立であることからグラベルドレーン工法は対象外となっている。一方、東日本大震災において、グラベルドレーンによる対策箇所では有意な効果が確認された事例も報告されている。

2. 研究目的

本研究は、大規模地震動に対するグラベルドレーン工法の評価・設計法の確立を目的とし、その第一歩として、従来設計によるグラベルドレーンが、大規模地震時の液状化挙動に与える影響を、大型遠心模型実験により検証するものである。

3. 研究方法

3.1 模型概要

3.1.1 模型寸法

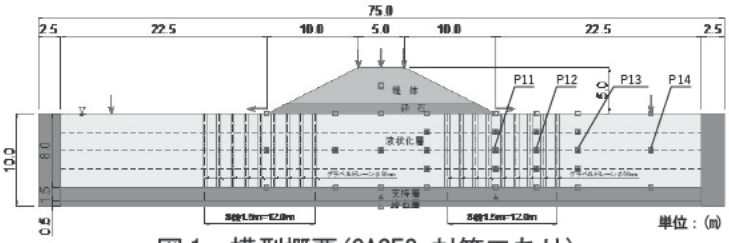


図 1. 模型概要(CASE2 対策工あり)

実験は、50G の遠心力場において、無対策（Case1）、対策工有(Case2)の 2 ケースで行った。Case2 の実寸換算した模型概要を**図 1** に示す。(以降の数字も同様に実寸換算値とする)模型地盤に用いた材料の粒径加積曲線および諸元を**図 2**、**表 1** に示す。液状化層に宇部硅砂 7 号を、ドレーン材にはグラベルドレーン（以下、対策工）が目詰まりしない概略条件[1)]（排水材の 15%粒径 D_{G15}/ドレーン周辺地盤の 85%粒径 D_{85}<9）に配慮して宇部硅砂新特 5 号 A を用いた。遠心力場において相似則より示される、動的現象と浸透現象の時間縮尺を一致させるため、間隙流体には、粘性を水の 50 倍にしたメトローズ溶液を用いた。

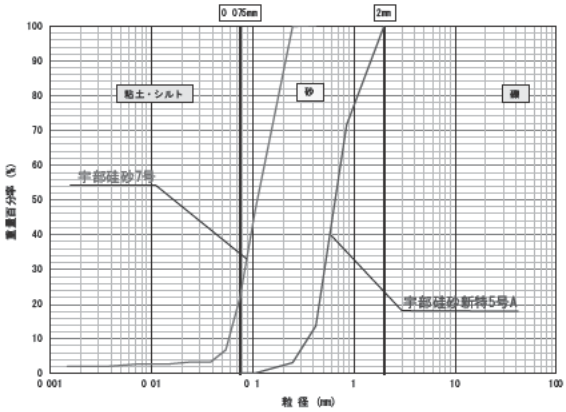


図 2. 使用材料の粒径加積曲線

表 1. 使用材料の諸元

箇所	堤体	液状化層	ドレーン材	支持層
材料	江戸崎砂	宇部硅砂 7号	宇部硅砂 新特5号A	宇部硅砂 7号
相対密度D_r(%)	(Dc 90%)	60%		95%
平均粒径D_{50}(mm)	0.24	0.11	0.66	0.11
透水係数k_{15}(m/s)		6.0×10^{-6}	2.3×10^{-4}	

3.1.2 模型作成方法

基礎地盤部として、層厚 1.5m の支持層（相対密度 D_r=95%）の上に、空中落下法により、層厚 8.0m の液状化層（D_r=60%）を作成した。Case2 では、対策工は、基礎地盤部作成後の乾燥状態の地盤に対して φ50cm のステンレスパイプを所定の位置に

打設し、パイプ内に 1/3 程度残った砂を吸引機で吸った後に、ドレーン材を投入し、パイプを抜き取ることで模した。実験（Case2）終了後に実施したドレーン部の開削結果（堤防断面方向）より、ドレーン材は所定の深度まで打設されていることが確認できている。対策範囲は従来マニュアル[1)]に準拠し、打設間隔は 1.5m、改良幅は 12m とし、堤体の両法尻部に配置した。ここで、実験の都合上、使用材料の室内透水試験に先立って遠心実験を行う必要があったことから、対策規模の決定に際して、透水係数は液状化層で 1.0×10^{-5}(m/s)、ドレーン材で 1.0×1.0^{-3}(m/s)と想定しており、両者とも**表 1** に示す実際の透水係数より 1 オーダー程度高い値であった。堤体部（締固め度 Dc=90%）は、別途作成・凍結させ、基礎地盤部を飽和させた後に、静置した。基礎地盤部と堤体部の間の 1.0m の砕石層は、堤体に吸い上げられた間隙流体が遠心加速度の上昇時に、法尻を崩壊するのを防止するために設けたものであり、対策工を設置したケースにおいては、対策工の上に設置されるグラベルマットも兼ねている。実験では、加振後の土層ガラス面に、気泡が多数付着している状況が確認されており、飽和状態になっていない可能性が考えられたことから、模型作成時の飽和方法を改善したため、ケースごとに飽和方法が変わっている。Case 1 では、真空槽内で脱気した状態で、地盤上面から間隙流体をゆっくりと滴下させた（方法①）。この方法では、地盤の透水係数が低いため、地表面に間隙流体が溜まり、これが地盤内に残った空気を中に押しとどめ、模型下部の飽和が進みにくい状況であった。そこで、Case2 では模型下端に設けた砕石層から CO_2 ガスを注入し、できる限り空気と置換した上で、脱気し、模型下端の砕石層から間隙流体をゆっくりと浸透させた（方法②）。過剰間隙水圧の発生で改善が確認されたものの、加振後の気泡の付着は完全には止めることができなかった。ただし、**図 3** に示す無対策（Case1）と対策あり（Case2）の実験における、対策工から十分離れた箇所（P14）の過剰間隙水圧比の挙動を見ると、方法②で飽和させた Case2 で上昇が顕著であることから、実験前における飽和度がより高いものと想定される。

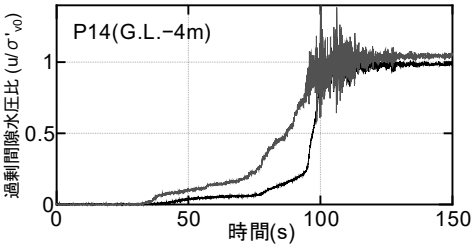


図 3. P14 における過剰間隙水圧比

3.2 入力地震動

入力する地震動波形は、レベル 2-1 地震動[2)]における晩翠橋（Ⅰ種地盤）の地表面加速度波形を、土槽下面境界以深への逸散減衰と振動台の加振能力を考慮し、振幅を 0.8 倍としたもの（入力波③（**図 4**））を基準に、振幅を 1/2 倍（入力波②）、1/3 倍（入力波①）となる地震波形を採用し、各ケースにおいて、入力波①～③の順に加振し、加速度および過剰間隙水圧、変形量を計測した。各入力波の加速度応答スペクトルを**図 5** に示す。

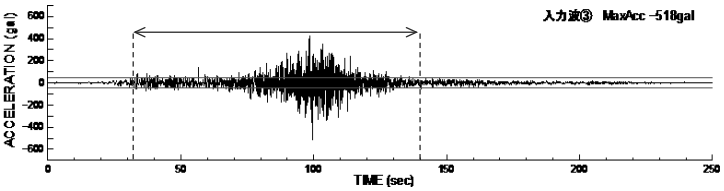


図 4. 入力加速度波形（入力波③）

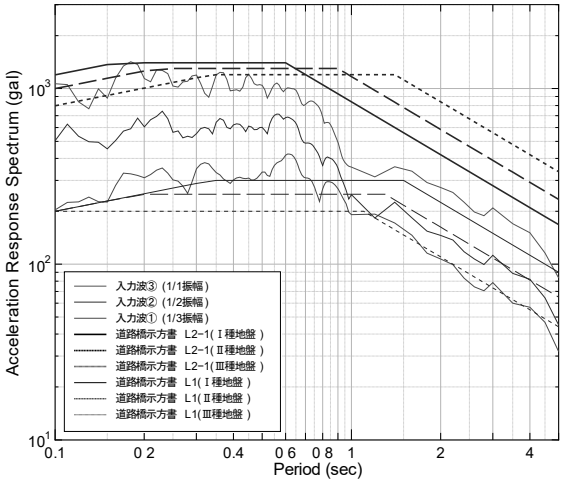


図 5. 各入力波の加速度応答スペクトル

4. 研究結果

4.1 過剰間隙水圧の上昇過程

図 6 に法尻部測線における Case1（無対策）と Case2（対策有）の地表面加速度、水平変位の時系列を示す。なお、

前述のとおり、各ケースにおいて飽和方法が異なることから、Case2 の水平地盤部における対策範囲内外の過剰間隙水圧比を**図 7** に示す。変位は、各入力波において、過剰間隙水圧比が 0.8 を超えたあたりから発達する傾向が見られる。一方、過剰間隙水圧比は、加速度が概ね 50gal 以上になると上昇し、実験開始から 100 秒程度で 1.0 となり液状化に至る。入力波①および②では、対策範囲内の P11、P12 が対策範囲外の P13、P14 と比較して過剰間隙水圧比の上昇速度が緩やかであることから、対策工による過剰間隙水圧の抑制効果が確認できる。しかし、入力波③では、対策の有無によらず同様の挙動を示すため、今回の実験では外力規模が大きくなると対策効果が極めて小さくなった。

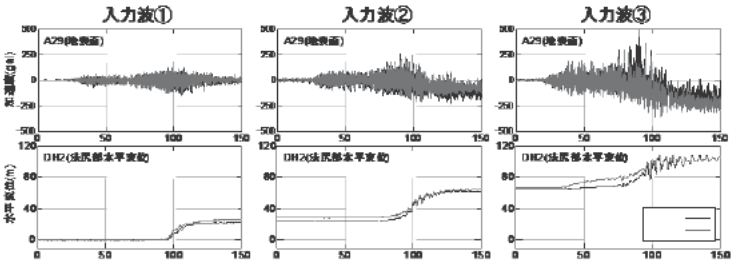


図 6. 地表面加速度および変位の時系列

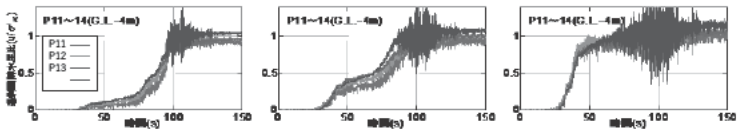


図 7. 対策範囲内外での過剰間隙水圧比の時系列(Case2)

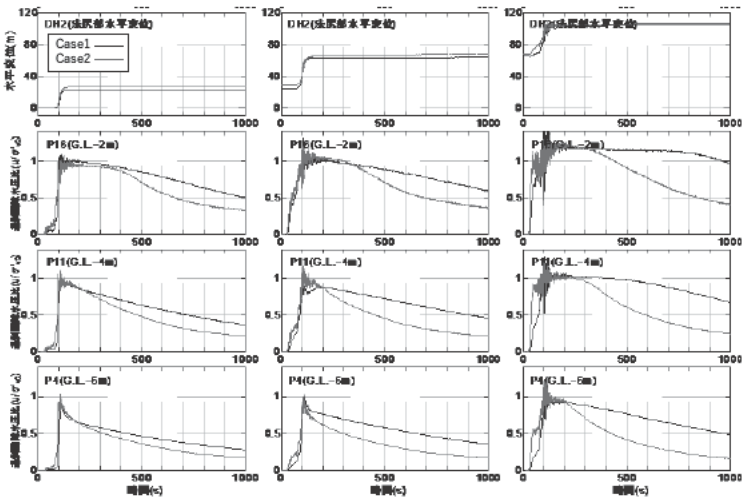


図 8. 変位・過剰間隙水圧比の比較

4.2 過剰間隙水圧の消散過程

図 8 に過剰間隙水圧の消散過程に着目し、時間の表示範囲を 1000 秒まで広げた計測データを示す。過剰間隙水圧比は、深度方向に、P16(G.L.-2m)、P11(G.L.-4m)、P4(G.L.-6m)について示し、いずれの深度においても液状化に至っている。液状化層中央部の P11 に着目すると、対策の有無によらず過剰間隙水圧比が 1 に達してから、暫くまでは同様の挙動を示し、液状化後 100 秒経過したあたりから、Case2 において過剰間隙水圧比が顕著に低下している。さらに、実験では加振のピークからやや遅れて、グラベルドレーンからの排水が確認されており（**写真 1**）、対策による一定の排水効果が確認できる。一方で、100 秒過ぎまでには変位の増加が終わり、その後、ドレーンから排水されることから、過剰間隙水圧の消散が地盤変位に与える影響は小さいものと考えられ、**図 9** に示す加振後の最終形状が対策の有無によらず同様なことからも裏付けされる。

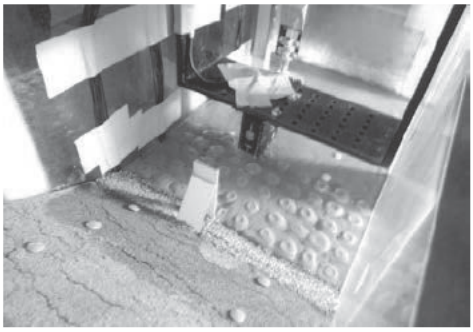


写真 1. 実験後のグラベルドレーン状況

図 9. 加振後の形状の比較

4.3 グラベルドレーンの打設が周辺地盤へ与える影響

グラベルドレーンの効果が十分に見られなかった理由を考察する。各加振前に入力したパルス波から推定した対策前後のせん断弾性波速度 Vs の変化率を対策範囲内（平均約 87%）と対策範囲外（平均約 105%）で比較すると、対策範囲内で小さい傾向が確認されたことから、グラベルドレーン打設に伴い地盤が緩んだことが推測される。この緩みには、密度の低下と構造の乱れの 2 通りが考えられる。

ドレーン部の状況（**写真 2**）より、ドレーンは液状化層の下端まで打設されていることを確認している。一方で、グラベルドレーン打設のために地盤に貫入したパイプの中には、1/3 程度の砂しか残っておらず、残りを 2/3 の砂は、パイプを打ち込む際に周辺地盤を密実化させていることが想像される。パイプ貫入に伴い地盤面が盛り上がった部分があることもパイプが周辺地盤を押し出していることを示唆している。パイプ内に残った砂とパイプ貫入に伴って盛り上がった地盤を平らに均すために吸引した砂の量を合計しても、グラベルドレーンの体積相当よりも十分に小さく、密度が低下したことは考えづらい。グラベルドレーンを有する複合地盤を模擬した室内要素試験[4]では、乾燥状態の地盤にグラベルドレーンを打設することで液状化強度が低下している可能性も示唆されていることから、模型の作成方法には改良の余地があるものと考えられる。

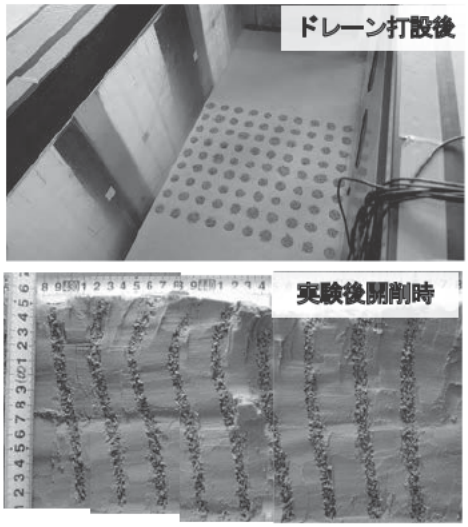


写真 2. グラベルドレーン状況

5. まとめ

本実験結果より、グラベルドレーンにより比較的小さな地震動に対して過剰間隙水圧の上昇抑制効果や全ての地震動に対して過剰間隙水圧の早期消散効果を有することが確認できた。しかし、小さな地震動も含め、グラベルドレーンが打設されていても、最終的には液状化状態となり、堤防の沈下に対して有意な効果は確認できなかった。

液状化層として用いた砂の透水係数（k_{15}=6.0×10^{-6}(m/s)）が、対策規模設定時の想定よりも 1 オーダー程度小さい値であったことから、排水速度に影響を及ぼしている可能性も考えられる。また、透水係数が低いだけではなく、排水量が大きいために、横排水あるいは縦排水が追い付かず、効果が見られなかったことが考えられる。再構成砂の液状化後の体積圧縮量は、乱れの少ない試料のそれに比べ格段に大きい場合がある[4]こともあり、実施工事例では効果が確認されていることには、模型地盤と実地盤の体積圧縮量の違いが影響している可能性が考えられる。今後は、模型の作成方法、使用材料、グラベルドレーンのピッチおよび加振規模などを再検討し、グラベルドレーンがレベル 2 地震時の液状化対策として効果的な条件を確認する必要がある。

6. 謝辞

本研究にあたり、土質・振動チームの佐々木哲也上席研究員、石原雅規主任研究員、佐々木亨研究員より、多くのご指導・ご助言を頂きました。ここに記して感謝の意を表します。

所属：株式会社 CTI ウイング

〈参考文献〉

1）土木研究所 ： 河川堤防の液状化対策工法設計施工マニュアル（案）、1997. 10
2）国土交通省 ： 河川構造物の耐震性能照査指針、2016
3）佐々木ほか ： グラベルドレーンを有する複合地盤に関する室内要素試験、第 53 回地盤工学研究発表会（投稿中）
4）谷本ほか ： 堆積年代の古いシルト質砂とその再構成試料の繰返しせん断特性、第 35 回地震工学研究発表会、2015. 10

圧密沈下に伴う道路盛土のゆるみ抑制対策

チーム名　　土質・振動チーム
氏　　名　　石村　陽介

1. まえがき

東日本大震災では、軟弱地盤上の道路盛土において、盛土自体の液状化による被害が発生した。盛土自体の液状化により著しい被害が生じることの一因として、圧密沈下に伴う盛土下部の側方流動(水平ひずみ)により、ゆるみ(密度や拘束圧の低下)が生じ、液状化強度が低下するためと考えられている[1)]。こうした盛土自体の液状化に対して、盛土底面にジオテキスタイルを敷設することで、ゆるみを抑制する対策が考えられる。過年度に実施した動的遠心実験により、ジオテキスタイルを敷設することで液状化時の盛土の変形が抑制されることが確認されている[2)]。

2. 研究目的

圧密沈下に伴う盛土のゆるみ、及びジオテキスタイル敷設によるゆるみ抑制効果については、評価できていない。本研究では、圧密沈下に伴う盛土のゆるみ、及びジオテキスタイル敷設によるゆるみ抑制効果について、遠心実験と数値解析を用いて検証した結果を報告する。

3. 実験方法

模型地盤の模式図を図- 1、実験ケース及び模型地盤の材料を表- 1 に示す。以降の数値は全て，実大スケールの値とする．実験は 50G の遠心力場で、case1～3 について実施した。case0 では変形前の盛土内密度分布を確認するため、模型作製後に密度測定のみ行った。また、case0～2 は無対策、case3 は盛土底面にジオテキスタイルを敷設した。なお、本報では対策工の効果に着目するため、case0、2、3 の結果について報告する。盛土内密度分布は、case0 は模型作製後、case2、3 は遠心力除荷後に小型コアカッターにより採取した試料の乾燥密度を基に、締固め度として評価した。

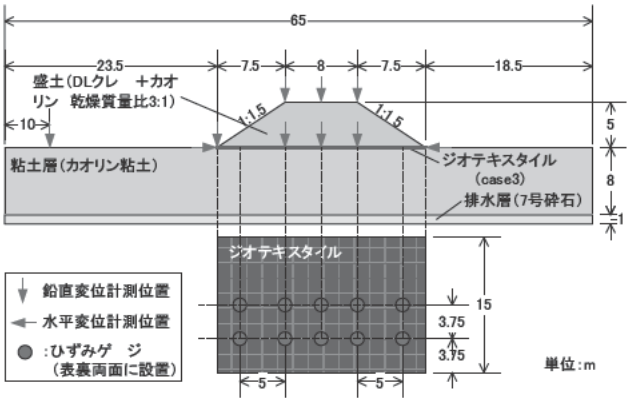


図- 1　遠心模型の模式図

表- 1　遠心模型実験ケース

	粘土層	盛土	対策工	遠心加速度	盛立速度
case0		材料:DLクレ +カオリン (乾燥質量比 3:1) 盛土高:5m 締固め度:Dc=90%			
case1	材料:カオリン ASP 200 層厚:8m 先行圧密:40kPa		無	50G	0.6cm/day
case2			無	50G	3cm/day
case3			ジオテキスタイル	50G	3cm/day

表- 2　case2 及び case3 の盛土変位

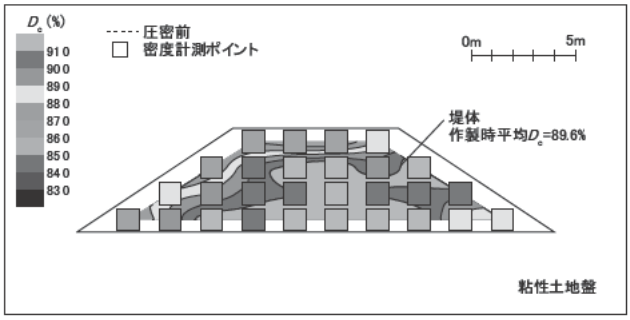
	条件	天端 平均沈下量 (m)	盛土底部 平均沈下量 (m)	左側法尻 水平変位 (m)	右側法尻 水平変位 (m)	ストレッチング量 (m)
case2	3cm/ day 無対策	1.42	1.40	0.95	1.31	2.26
case3	3cm/ day ジオテキスタイル敷設	1.32	1.13	1.10	1.07	2.17

4. 実験結果

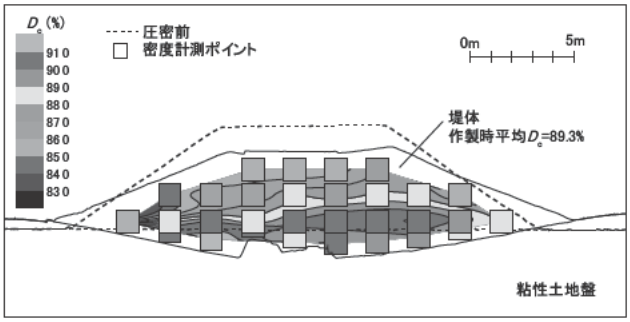
case2、3 の盛土の変位を表- 2 に示す。盛土の変形

量は沈下、ストレッチングとも case3 の方が若干小さい程度であった。case2 では遠心実験中に盛土天端から粘土層にかけてすべりが生じ、このため変形量が大きくなったと考えられる。一方、case3 では盛土のすべりは生じなかったが、粘土層にはすべり面が確認された。以上の結果から、ジオテキスタイルにより、盛土のすべり抑制効果はあるものの、圧密沈下の抑制効果は期待できないと考えられる。

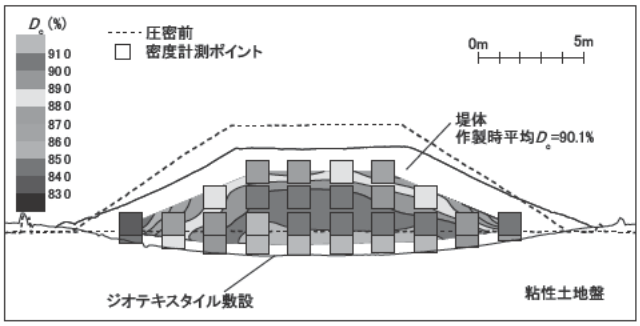
図- 2 に case0、2、3 の盛土内締固め度分布を示す。盛土作製直後の case0 と比較すると、case2 では盛土下部だけでなく、全体的に締固め度の低下が確認された。case3 では、盛土の中心及び法尻付近で締固め度が低下しているが、盛土下部については、模型作製直後の締固め度と同程度であり、ジオテキスタイルにより盛土のゆるみが抑制されたものと考えられる。



(a) case0 模型作製直後



(b) case2 盛立速度 3cm/day，無対策



(c) case3 盛立速度 3cm/day，ジオテキスタイル敷設

図- 2　圧密沈下に伴う盛土内締固め度の変化

5. 解析方法

解析プログラムは、4. の実験結果の再現性を確認したうえで ALID/Win を使用し、盛土及び粘土層を平面ひずみ要素、ジオテキスタイルを Bar 要素としてモデル化した。構成則は、盛土：改良 MC-DP モデル、粘土層 : Cam-clay モデル、ジオテキスタイル：線形弾性モデル、とした。地盤定数は、表- 3 に示すとおりとし、粘土層は A、B、C、の 3 種類の物性値を設定した。解析ケースは、粘土層の物性値 3 パターン(A、B、C)、盛土高 3 パターン(2m、4m、6m)、粘土層厚 3 パターン(2m、5m、8m)に加え、無対策とジオテキスタイルの剛性 4 パターン(1,000kN/m、2,000kN/m、5,000kN/m、10,000kN/m)を組合せた 135 ケースとした。

表- 3　解析に用いた地盤定数

	盛土の物性値	粘土層の物性値		
		A	B	C
単位体積重量 γ_t (kN/m^3)	19	16	16	16
先行圧密荷重 P (kN/m^2)		0	1	10
ポアソン比	0.3	0.15	0.15	0.15
初期剛性 G_0 (kN/m^2)	16,000	11,290	16,790	21,074
圧縮指数 λ		0.174	0.087	0.043
膨潤指数 κ		0.0174	0.0113	0.0087
初期間隙比 e		2.0	1.9	1.8
内部摩擦角 ϕ (°)	30	30	30	30
粘着力 c (kN/m^2)	0			
非排水せん断強度比 s_u/p'		0.24	0.37	0.45

6. 解析結果

図- 3 に無対策の解析結果における盛土下部の平均水平ひずみ（圧縮が正）と地盤の側方流動に関す

る指標 I の相関図を示す。盛土下部の平均水平ひずみは、盛土最下部の要素の水平ひずみの平均とした。指標 I は、

$$I = (q/c_u)\cdot(D/B)^{1.5}$$

とした。ここで、q:盛土荷重(γ_t×盛土高 H)(kN/m^2)、c_u:粘土層の層中間におけるせん断強度(kN/m^2)、D:粘土層厚(m)、B:盛土敷幅(m)、とした。盛土の水平ひずみは地盤の側方流動により生じるため、指標 I は、側方流動の作用を表わすパラメータとして盛土荷重、側方流動への抵抗を表わすパラメータとして粘土層のせん断強度、盛土・粘土層の形状を表わすパラメータとして盛土敷幅と粘土層厚の比、から上式のように作成した。図-3 より、ばらつきはあるものの、指標 I と盛土下部の平均水平ひずみの関係を回帰した結果、次式が得られた。

$$\varepsilon_H' = 3.5623I$$

図-4 にジオテキスタイルの剛性と盛土下部の平均水平ひずみの相関図、図-5 に水平ひずみコンター図(盛土高 6m、粘土層の物性値 A、粘土層厚 8m のケース)、図-6 にジオテキスタイルの剛性と生じる張力の相関図を示す。ジオテキスタイルの剛性が零のケースは無対策の解析結果を示しており、凡例は「盛土高-粘土層の物性値-粘土層厚」を示している。

図-4 から、いずれのケースにおいても、ジオテキ

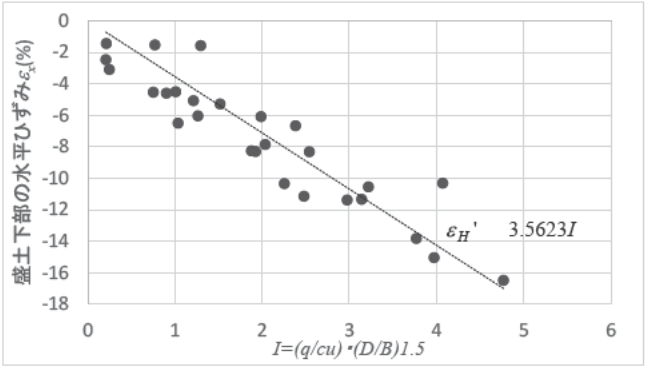


図- 3　無対策での盛土下部の平均水平ひずみ

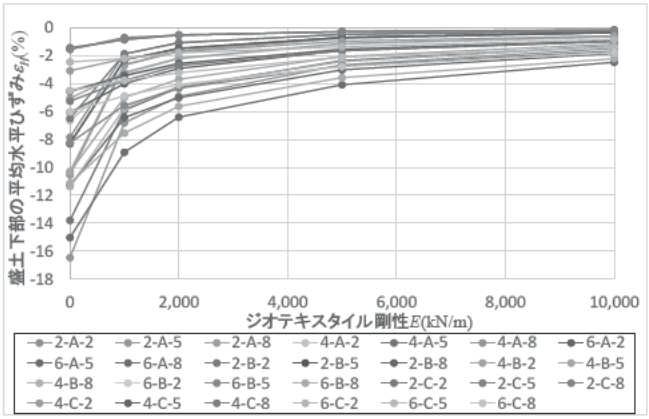
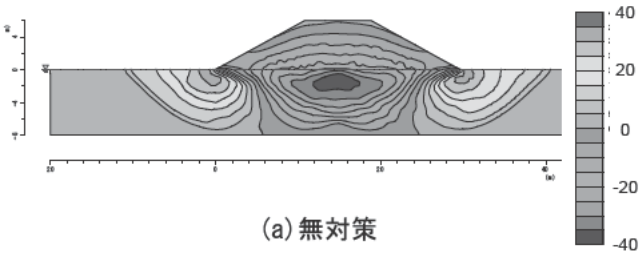
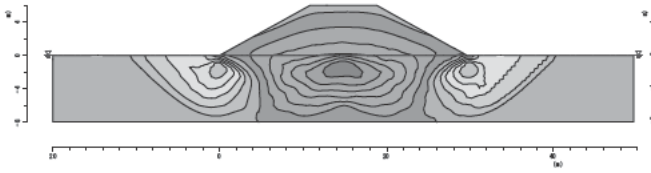


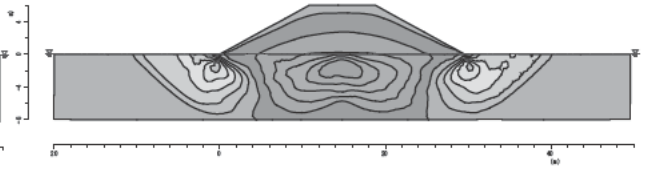
図- 4　ひずみ低減率とジオテキスタイル剛性の相関図



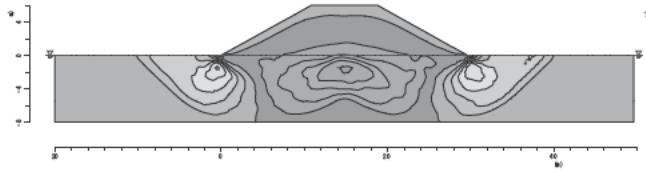
(a) 無対策



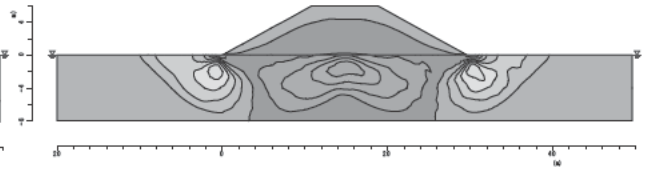
(b) ジオテキスタイル敷設（E=1,000kN/m）



(c) ジオテキスタイル敷設（E=2,000kN/m）



(d) ジオテキスタイル敷設（E=5,000kN/m）



(e) ジオテキスタイル敷設（E=10,000kN/m）

図- 5　水平ひずみコンター図（粘土層の物性値 A，盛土高 6m，粘土層厚 8m）

スタイルの剛性が高くなるほど、盛土下部の平均水平ひずみは小さくなっており、ジオテキスタイル敷設による盛土下部のゆるみ抑制効果が確認された。

図-5を見ると、ジオテキスタイル敷設により盛土下部の水平ひずみだけでなく、粘土層の水平ひずみも小さくなっている。また、図-6から、ジオテキスタイルの剛性が高いほど生じる張力が大きくなっている。これらの結果から、ジオテキスタイルが盛土荷重の一部を負担することで、盛土下部及び粘土層の水平ひずみが小さくなっていると考えられる。また、ジオテキスタイルに生じる張力が、負担する盛土荷重に相当すると考えられ、ジオテキスタイルの剛性が高くなるほど負担する荷重が大きくなり、ゆるみ抑制効果も大きくなっていると考えられる。

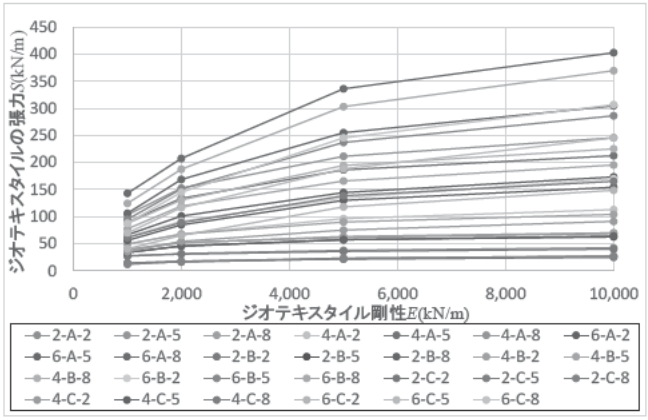


図-6　ジオテキスタイルに生じる張力と剛性の相関図

以上より、盛土底面へのジオテキスタイル敷設による、盛土のゆるみ抑制効果が確認された。

5. 結論

遠心実験及び数値解析の結果から、以下の知見が得られた。

1) 遠心実験の結果から、ジオテキスタイル敷設による、盛土下部のゆるみ抑制効果が確認された。
2) 解析結果から、無対策盛土の水平ひずみは、盛土荷重、粘土層のせん断強度、盛土・粘土層の形状、と相関があることが確認された。
3) ジオテキスタイルが盛土荷重の一部を負担することで、盛土及び粘土層の水平ひずみが抑制される。
4) ジオテキスタイルの剛性が高いほど、ジオテキスタイルが負担する盛土荷重が大きくなり、ゆるみ抑制効果も大きくなる。

以上より、ジオテキスタイル敷設による盛土のゆるみ抑制効果が確認された。今後は、盛土のゆるみと液状化強度の関係を明らかにするとともに、軟弱地盤上盛土の耐震性能の照査方法や、液状化対策としてのジオテキスタイルの設計法の確立が必要である。

6. 謝辞

本研究にあたり、土質・振動チームの佐々木上席研究員、谷本研究員、ならびに土質・振動チームの皆様にご指導頂きました。ここに記して感謝の意を表します。

所属：八千代エンジニヤリング株式会社

〈参考文献〉

1) 河川堤防耐震対策緊急検討委員会:「東日本大震災を踏まえた今後の河川堤防の耐震対策の進め方について」、2011.9.
2) 梶取真一、石原雅規、佐々木哲也:「ジオテキスタイルを用いた軟弱地盤上の道路盛土の液状化対策」、第11回地盤工学会関東支部発表会、2014.10.

土工構造物の維持管理手法の開発に関する研究

チーム名等　　施工技術チーム
氏　　名　　井上　玄己

1. まえがき

交流研究員として，「土工構造物の維持管理手法の開発に関する研究」をテーマに取り組んだ．

近年，リサイクルの観点から建設発生土の有効利用が促進されており，多少の不良土であっても安定処理により含水比や強度を改善した改良土を道路盛土等に活用する事例も増えている．

供用期間中の道路路体盛土は，降雨や地下水など水の影響を受ける条件にある．盛土材にセメントや石灰で改良した建設発生土等の改良土を用いる場合，水の浸透作用を受けた結果，有効応力の低下，含水比の増加に伴う強度低下などの従来の盛土材で懸念される安定性の低下に加えて，カルシウム水和物等の固結成分の溶脱に伴う強度低下も生じる可能性があるが，現段階で十分な検証が行われていない．改良土で築造された道路盛土の水の浸透作用を考慮した長期耐久性の確認，すなわち時間経過に伴う改良土の劣化による強度低下の有無の確認は，改良土による土工構造物の維持管理手法を開発する上で重要である．そこで，水の浸透作用の影響を考慮した異なる養生環境下での改良土の強度特性並びにカルシウム水和物等の固結成分の溶脱について明らかにすることを目的として，一軸圧縮試験及び化学分析（蛍光 X 線分析）を実施した．本報告ではその途中経過として，異なる養生環境下での改良土供試体の材齢約１２ヵ月までの強度特性及び化学分析結果について報告する．

2. 研究方法

2.1 地盤材料及び固化材

地盤材料には関東地方の２種類の建設発生土 A，B を用いた．表１および図１に基本物性を示す．固化材の種類と配合量は現場実態調査の結果[1)]を参考に決定した．種類はセメント系固化材（六価クロム溶出低減タイプ，以下「セメント」という），石灰系固化材（発塵抑制型石灰，以下「石灰」という）の２種類とした．配合量はそれぞれの固化材で少ないケースと多いケースの計４通りとした．配合量の少ないケースでは，セメント協会のマニュアル[2)]に記載の最少添加量，日本石灰協会のマニュアル[3)]に記載の必要最小添加量としてそれぞれ 50 kg/m³，30 kg/m³ とし，多いケースでは少ないケースの３倍の 150 kg/m³，90 kg/m³ とした．

表１　建設発生土 A，B の基本物性

		発生土A	発生土B
土質分類		砂質粘性土	砂混じりシルト
土粒子密度	ρ_s(g/cm³)	2.725	2.812
最適含水比	w_{opt}(%)	30.1	52.6
最大乾燥密度	ρ_{dmax}(g/cm³)	1.360	0.995
自然含水比	w_n(%)	40.8	60.5
コーン指数	q_c(kN/m²)	182	1065

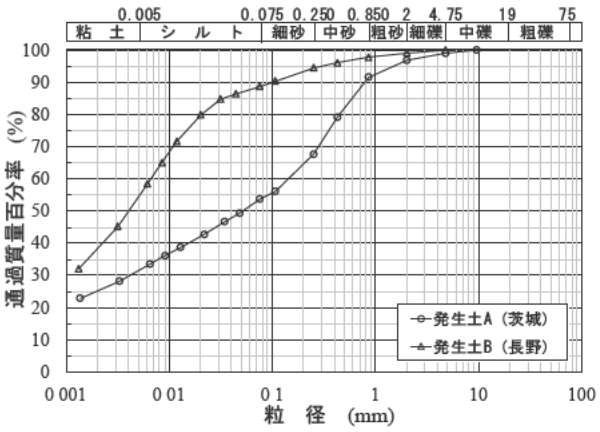


図１　建設発生土 A，B の粒度分布

2.2 供試体作製

地盤材料と固化材の混合にはミキサーを用い，１分間撹拌する毎にボウル内側面に付着した試料をこそぎ落とし，色ムラがなくなるまで計５分間撹拌した．供試体は直径 50 mm，高さ 100 mm の円柱型のモールドに３層に分けて静的締固めにより作製した．混合開始時の地盤材料の含水比は自然含水比とし，供試体の密度は道路路体盛土の締固め管理基準値である締固め度 Dc= 90 % とした．

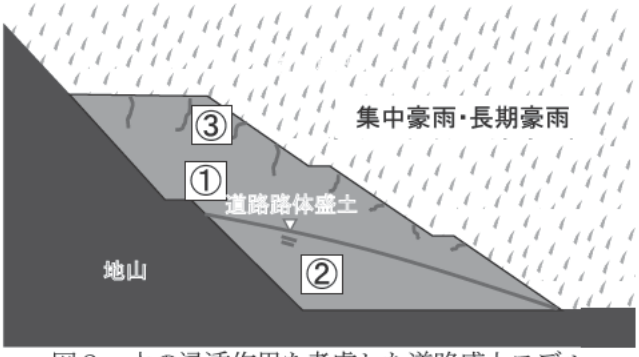


図２　水の浸透作用を考慮した道路盛土モデル

2.3 養生

供用期間中の道路路体盛土内には，図２に示すように外的作用の影響を受けにくい部分（図中①），地山からの湧水等により常時地下水位以下となる部分（②），降雨等により一時的に浸透水の影響を受ける部分（③）など，多様な条件が存在する．図３に養生条件を模式的に示す．封緘養生は図２の①，水浸養生は図２の②，繰り返し養生は図２の③をそれぞれ想定したものである．

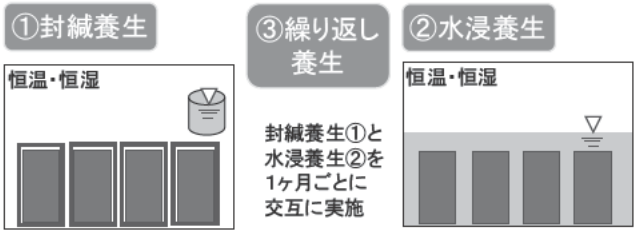


図３　供試体の養生条件

供試体は作製から７日間封緘養生した後にモールドから脱型し，図３の供用期間中の路体盛土に想定される状況を簡易的に再現した３種類の条件で養生に供した．繰り返し養生は盛土表層付近の降雨による浸潤とその間のやや乾燥する状態を想定したもので，水浸養生と封緘養生を１ヶ月ごとに交互に繰り返すこととした．水浸養生と繰り返し養生には水道水を用い，１ヶ月ごとに交換した．養生温度は全ての過程で 20±3 ℃とした．供試体作製から７日，１ヵ月，６ヵ月，１２ヵ月で一軸圧縮試験（JIS A 1216）を実施した．試験は１ケースあたり３供試体とした．

3. 実験結果

3.1 強度特性

封緘養生供試体の一軸圧縮強さと材齢との関係を図４に示す．凡例に C を含むものはセメント，L を含むものは石灰を混合した供試体であり，C と L に続く各数字は配合量（kg/m³）を示す．配合量の少ないケースを左に，多いケースを右に分けて図示している．配合量の多いケースでは，細粒分含有率の低い発生土Aの一軸圧縮強さは同一配合の発生土Bよりも大きかった．配合量の少ないケースでは，発生

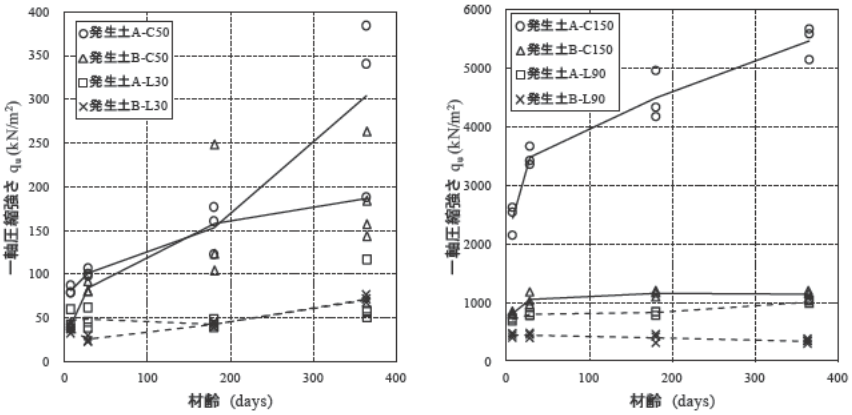


図４　封緘養生供試体の一軸圧縮強さと材齢の関係

土 A-C50 において材齢の経過に伴う強度増加が最も顕著であった．セメント改良土は材齢の経過に伴う強度増加傾向が明確であったが，発生土 A-L90 を除く石灰改良土の強度増加は明確でなかった．

材齢１２ヵ月における封緘，水浸，繰り返し養生供試体の一軸圧縮強さを図５で比較する．配合量の少ないケースを左に，多いケースを右に分けて図示している．各配合，養生ケースの３供試体の強度の範囲を縦線「I」，平均値を四角「□」でそれぞれ示す．各養生ケースの強度の差は異なるものの，どの配合においても水浸，繰り返し，封緘養生供試体の順に一軸圧縮強さが小さかった．水浸養生供試体の封緘養生供試体に対する強度比（図中に表記）は，配合量の多いケースの方が大きかった．

材齢１２ヵ月における封緘，水浸，繰り返し養生供試体の一軸圧縮強さと乾燥密度との関係を図６，含水比との関係を図７に示す．また，封緘養生供試体のデータは黒い点線の丸印で囲んで示している．それぞれの発生土で同一の乾燥密度，含水比を目標に作製された供試体は，１２ヵ月間異なる条件で養生された結果，封緘養生の供試体の乾燥密度が最も高く，含水比が最も低かった．これらの物理的性質の影響により，乾燥密度が高いほど，あるいは含水比が低いほど一軸圧縮強さは大きかったものと考えられる．細粒分含有率の高い発生土 B の水浸，繰り返し養生の供試体の多くは，含水比が固化材混合前よりも増加していた．水浸養生供試体の封緘養生供試体に対する強度比が発生土 B で小さかったのは，含水比の増加が顕著であったことが一因と考えられる．

3.2 化学分析結果

図８に発生土 A の各改良土の供試体中心からの距離と CaO 含有率及び一軸圧縮強さの関係を示す。水浸養生と封緘養生を比較すると水浸養生が総じて CaO 含有率が少なく、かつ、供試体中心からの距離

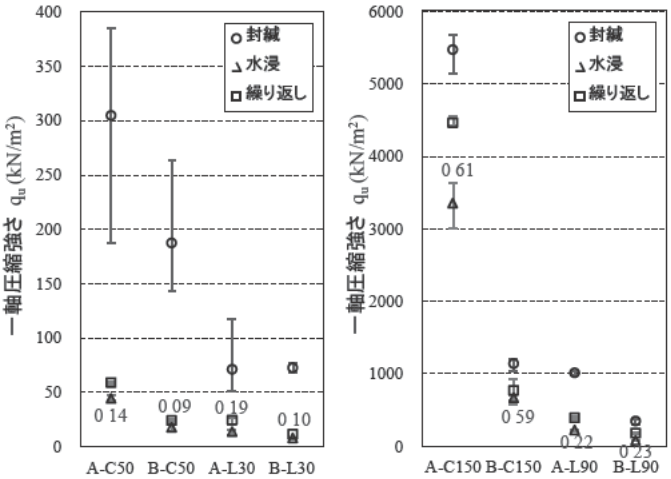


図５　一軸圧縮強さと養生条件の関係

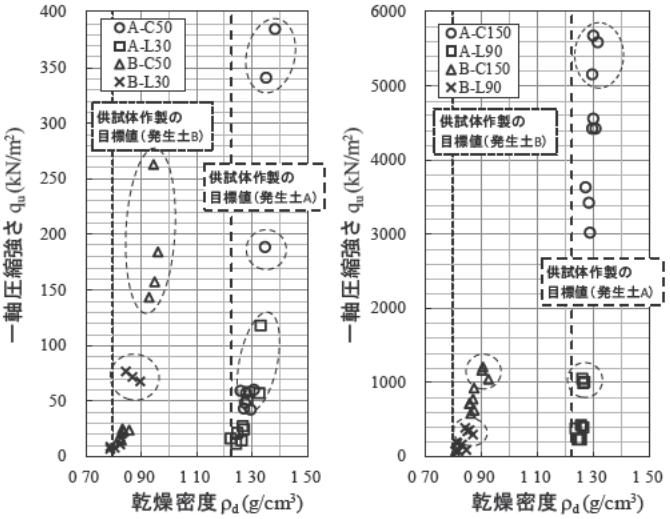


図６　一軸圧縮強さと乾燥密度の関係

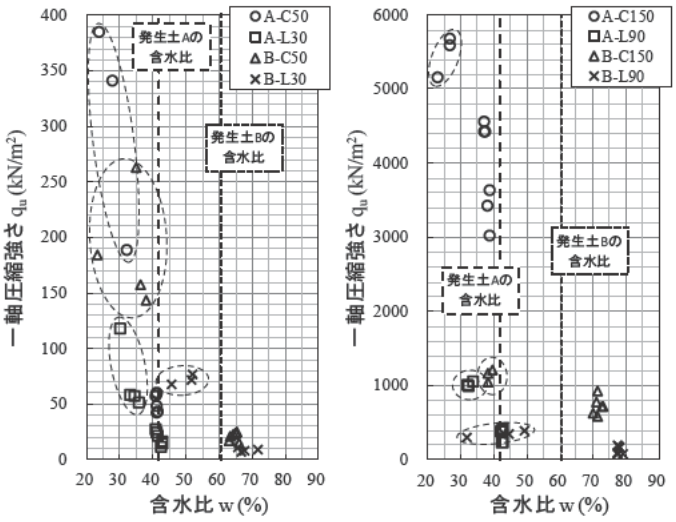


図７　一軸圧縮強さと含水比の関係

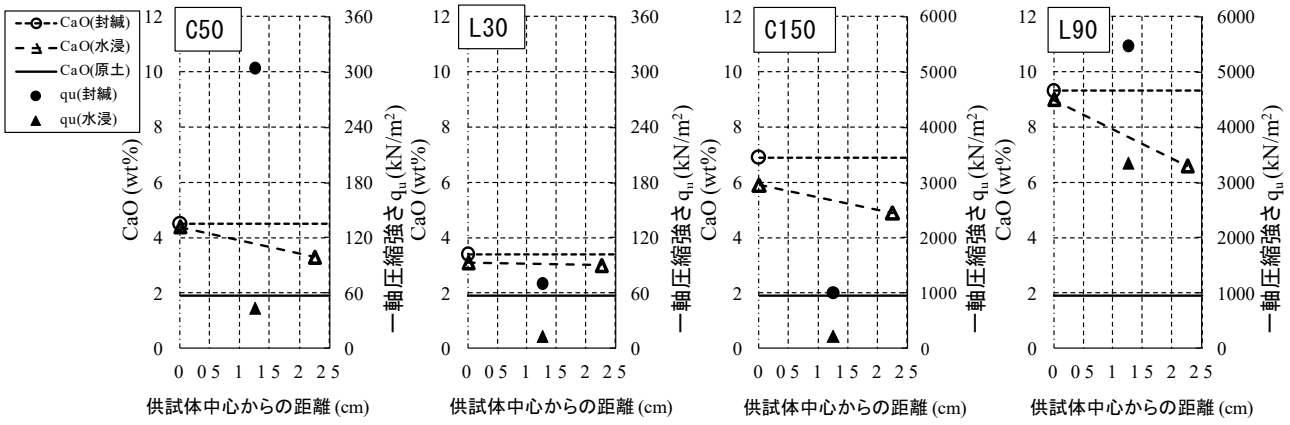


図８　供試体中心から距離と CaO 及び一軸圧縮強さの関係

が大きい(表面に近づく)ほど Ca0 含有率は少なくなる傾向がわかる。これより、冒頭で述べたようにカルシウム水和物等の固結成分の溶脱に伴う強度低下も生じた可能性がある．また，固化材の配合量によって空隙の大きさや配置が異なり，各改良土の空隙の比表面積や透水係数の違いが溶脱の程度に影響を与えたものと考えられる[4]．

4. まとめ

水の浸透作用を考慮した改良土の長期耐久性の確認を目的として,セメント系固化材，石灰系固化材で改良した二種類の建設発生土の改良土供試体を異なる３条件(封緘養生・水浸養生・繰り返し養生)で養生し，強度と物理,化学的性質との関係を調べた．封緘養生したセメント改良土では明確な強度増加が確認された．材齢１２ヵ月において，水浸，繰り返し，封緘養生の順に一軸圧縮強さが小さく，封緘養生に対する水浸養生の強度比は,固化材の配合量の多いケースの方が高かった.養生条件による強度の違いは,供試体の乾燥密度,含水比などの物理的性質、カルシウム水和物の溶脱による化学的性質の違いが影響したと考えられる。

改良土で築造された土工構造物の長期耐久性を考慮した維持管理手法の開発に資するデータを蓄積するために,今後はカルシウム水和物の種類の違いや透水性が強度特性に与える影響についても検討し,改良土の長期耐久性について引き続き検証する予定である．

5. 謝辞

本研究において,宮武上席研究員,澤松主任研究員及び宮下主任研究員には貴重なご意見とご指導を頂きました．また，施工技術チームの皆様に多大なご協力を頂きました．ここに，感謝の意を表します．

所属：基礎地盤コンサルタンツ株式会社

〈参考文献〉

1) 宮下ら，道路土工における建設発生土の利用に関する現場実態調査，第 13 回地盤工学会関東支部発表会論文集，2016
2) 社団法人セメント協会，セメント系固化材による地盤改良マニュアル(第 4 版)，2012
3) 日本石灰協会，石灰による地盤改良マニュアル，2016
4) 小野ら，ポーラスなセメント系材料の Ca 溶脱挙動における単位セメント量・骨材粒径・養生日数の影響，コンクリート工学年次論文集，Vol. 31，No. 1，pp. 841 846，2009

土工構造物の維持管理手法の開発に関する研究

チーム名等　　施工技術チーム
氏　　名　　横山　一輝

1. まえがき

交流研究員としてH27～H29年度の3年間、土工構造物の維持管理手法の開発に関する研究に取り組んだ。土工構造物の維持管理には、効果的・効率的な点検方法の確立が必要である。しかし通常巡回時に実施される日常点検は、遠望目視を主体とするため、外観に現れない異常を見逃してしまう。また土工構造物の数量は膨大であるため、少ない手間で効率的に点検できる方法が必要である。本研究ではこれらの課題をもつ土工構造物の一つであるグラウンドアンカー（以下、アンカーと略）の維持管理手法の開発について検討を行った。

筆者はアンカー実現場8箇所で無作為に選んだ160本のアンカーのアンカー頭部詳細調査[1)]を実施した。調査結果を図-1に示す。調査したアンカーの変状を整理した結果、ケースⅠ・ケースⅡ・ケースⅢのアンカーのようにアンカー孔内に湧水があるまたは、過去にアンカー孔内に湧水があったと推測されるアンカーは、高い頻度でアンカーキャップ内部に変状があった。またケースⅠ・ケースⅡのアンカーでは、テンドンの腐食も確認された。このようなアンカー孔内に湧水がある状態を放置すると、アンカー機能の低下につながるが、ケースⅡのアンカーのように外観に現れない湧水を、目視点検では検出できないという課題がある。そこで本研究では、H27年度にアンカー実現場において熱赤外線カメラや内視鏡カメラを用いたアンカーの損傷要因を見つけるための点検手法の検討、H28年度に熱画像中のアンカー受圧構造物の壁面温度差からアンカー孔内の湧水を検出する手法について検討を行ったが、H29年度の本報告では、①前年度検討した熱画像からアンカー孔内の湧水検出を効率的に行うための壁面温度計測点位置の明確化、②アンカー受圧構造物の表面に温度差が生じる理由の検証のために行った長期観測実験を報告する。

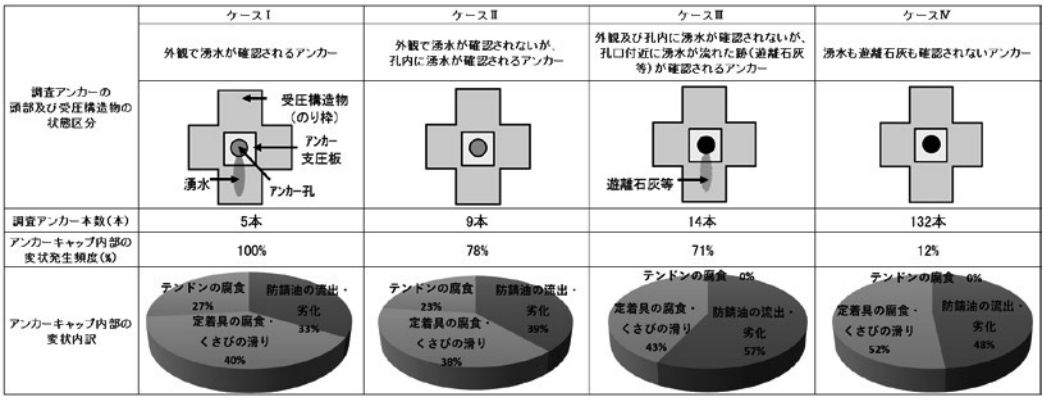


図-1. アンカーキャップ内部の変状発生頻度と変状の種類

2. 研究目的

前年度報告においてアンカー受圧構造物前面の壁面の表面温度（以下、壁面温度と略）について検討し、アンカー孔内に湧水があると、孔内周辺部の壁面温度（以下、孔内周辺温と略）とそれより外側に位置する外周部の壁面温度（以下、外周温と略）に温度差が生じることを確認した。本報告では、①前年度設定した壁面温度計測点をより細かい間隔で設定し、アンカー受圧構造物壁面の孔内周辺温と外周温の温度差がより大きく確認できる壁面温度計測点位置を明確化すること、②アンカー受圧構造物の壁面温度差が生じる理由を検証することを研究目的とする。

3. 研究方法

3.1 アンカー受圧構造物の壁面温度計測点位置の明確化

検討で用いた熱画像は、2015年8月に北海道神恵内のアンカー実現場において、9本のアンカーをカメラの画角に入れたアンカー受圧構造物（のり枠）を撮影したデータを用いた。9本のアンカーのうち、2本のアンカー（X4-Y2、X5-Y2）は外観からアンカー孔内に湧水があることを確認している。1本のアンカー（X5-Y4）は外観及び頭部詳細調査においてアンカー孔内に湧水がないことを確認している。それ以外の6本のアンカー（X3-Y2、X3-Y3、X3-Y4、X4-Y3、X4-Y4、X5-Y3）は、外観から湧水が確認されなかったが、アンカー孔内の湧水有無は不明である。撮影時天候は晴天で、9時41分～14時52分の間に約30分に1回の頻度で撮影を行った。実際に撮影したアンカーの熱画像及びのり枠の壁面温度の計測点位置を図-2に示す。のり枠の壁面温度計測点は、アンカーキャップ中心から等距離になるように上と左右に以下のように設定した。①：アンカー支圧板直近位置（a、f、k）、②：①からアンカー支圧板幅分離れた位置（c、h、m）、③：隣のアンカーとの中点位置（e、j、o）、④：①と②の中点位置（b、g、l）、⑤：②と③の中点位置（d、i、n）の計15点を設定した。なお撮影対象のアンカー支圧板の幅は30cmである。アンカーキャップの下側ののり枠は、アンカー孔内から湧水が流れる場合に濡れた状態であるため、壁面温度計測点として設定しなかった。9本のアンカーについて同一画角に入るように熱赤外線カメラで撮影し、その熱画像から計測点a～oについてそれぞれ壁面温度を整理した。撮影角度により計測点がアンカーキャップ等と重なって見えない場合や、のり枠に繁茂した植物及びそれらの影によって温度計測に影響が出る場合には、その計測点データは整理に用いないこととした。

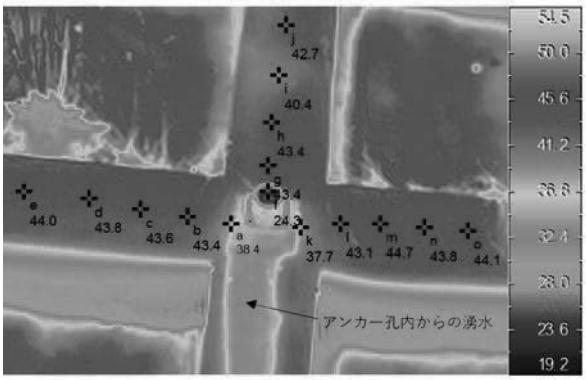


図-2　アンカーの熱画像と壁面温度計測点

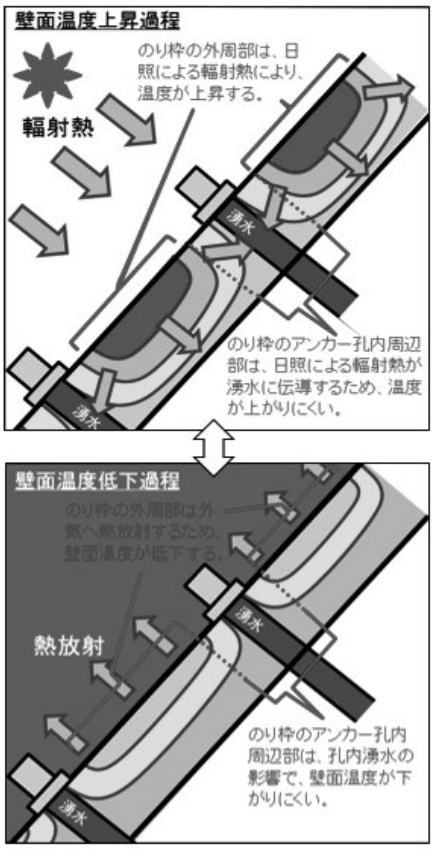


図-3　アンカー受圧構造物（のり枠）の壁面温度仮設モデル

3.2 アンカー受圧構造物の壁面温度差が生じる理由の検証

アンカー受圧構造物の壁面温度差が生じる理由について、図-3 に示すような次の仮説をたてた。①アンカー受圧構造物が日中、日照からの輻射熱により壁面温度が上昇する過程で、アンカー孔内に湧水があるアンカーの孔内周辺部は、日照による輻射熱がアンカー孔内の湧水に伝導するため、さらに孔内から離れた外周部より壁面温度が上がりにくい。②日照が減少してアンカー受圧構造物壁面が外気への熱放射により壁面温度が低下する過程では、アンカー孔内に湧水がある孔内周辺温は、さらに孔内から離れた外周部よりよりも水の影響で外気に熱放射しにくいため、壁面温度が下がりにくい。

以上の仮設を立証するため、土木研究所内の実大補強土壁を熱赤外線カメラで長期間撮影したデータから、降雨後の 24 時間の擁壁表面の壁面温度の推移について整理することで、コンクリート壁背面の盛土が水で濡れた状態の時の壁面温度がどのように推移するのかを検討した。

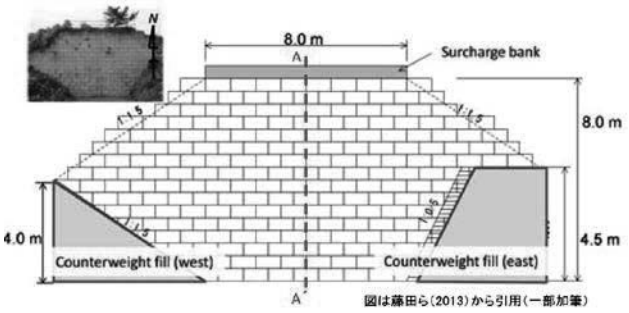


図 4　実大補強土壁の正面図

計測対象とした実大補強土壁の正面図を図-4 に示す。実大補強土壁は 1995 年に土木研究所の屋外実験場に構築された。壁面材には高さ 0.5m×幅 1.0m×厚さ 35cm のコンクリートブロックを、擁壁内部の盛土材には砂質土を用いた。盛土材と基盤との間には排水設備として、有孔管と置き換え砕石が施されている。[3] 既往の地盤調査 [4] より盛土天端の補強領域外にあるクラックを境に補強領域側に 120 ㎜の沈下が確認されている。また図-4 中の破線 A-A′断面で三次元比抵抗探査、簡易動的コーン貫入試験、含水比測定が実施されており、その結果、壁面背面の盛土内の中段位置に N 値 5 以下のゆるんだ箇所が層状にあり、ゆるんだ箇所が湿潤であると推測されている。

熱赤外線カメラによる実大補強土壁の撮影は 2015 年 5 月から開始し、現在も継続している。撮影頻度は 30 分に 1 回である。熱赤外線カメラは実大補強土壁正面に位置する電柱に設置した（実大補強土壁と電柱との距離約 15m）。気象データは気象庁の 1 時間毎のつくば市の気温データを用いた。

4. 研究結果

4.1 アンカー受圧構造物の壁面温度計測点位置の明確化

のり枠に設定した 15 点の壁面温度計測点の中で、a、f、k の壁面温度の平均値を孔内周辺温とし、孔内周辺温よりアンカー孔内から離れた位置にある測定点（b、c、d、e、g、h、i、j、l、m、n、o）のうち、b、g、l の壁面温度の平均値を外周温 1、c、h、m の壁面温度の平均値を外周温 2、d、i、n の壁面温度の平均値を外周温 3、e、j、o の壁面温度の平均値を外周温 4 とする。各アンカーの孔内周辺温と外周温 1～4 の壁面温度差を比較した。図-5 に孔内周辺温と外周温 1～4 の経時変化の一例（X4-Y2）を示す。同図から孔内周辺温と外周温の壁面温度差が最も大きくなる時間帯は、1 日のうちで日照が多い 13～15 時台であることがわかった。そこで、孔内周辺温と外周温の壁面温差が最も大きくなる時間帯の各アンカーの孔内周辺温と外周温 1～4 の壁面温度を表-1 に示す。同表からアンカー孔内周辺部に最も近い外周温 1 は、外周温 2～4 に比べてアンカー孔内の空気や湧水の影響を受けやすいため、孔内周辺温の

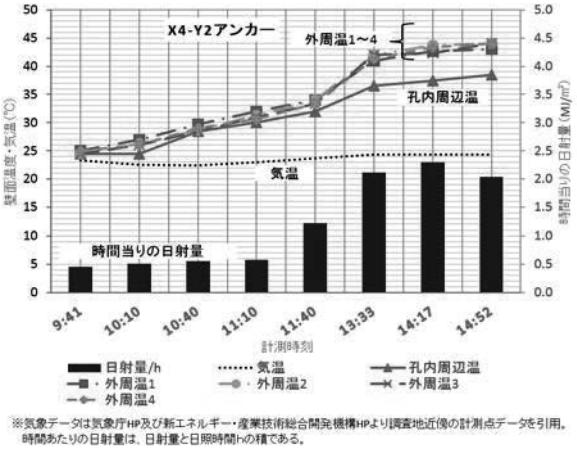


図-5　孔内周辺温と外周温の温度推移

表-1　アンカー受圧構造物（のり枠）の壁面温度データの整理結果（撮影時刻 14:52）

アンカ番号	アンカ 孔内の湧水有無		アンカ 受圧構造物（のり枠）の壁面温度（℃）					孔内周辺温と外周温の壁面温度差（℃）			
	外観	孔内	孔内周辺温	外周温1	外周温2	外周温3	外周温4	外周温1	外周温2	外周温3	外周温4
X4 Y2	有	有	38	43	44	44	44	5	6	6	6
X5 Y2	有	有	37	43	44	44	44	6	7	7	7
X5 Y4	無	無	40	42	44	43	43	3	4	4	4
X3 Y2	無	不明	41	43	44	45	44	2	3	4	3
X3 Y3	無	不明	41	43	44	44	44	2	3	3	3
X3 Y4	無	不明	40	43	43	43	44	3	3	3	4
X4 Y3	無	不明	40	42	43	43	44	2	3	3	4
X4 Y4	無	不明	41	43	44	43	43	2	3	3	3
X5 Y3	無	不明	41	42	44	43	44	2	4	3	4

壁面温度が低い傾向であった。外周温を外周温 2～4（c、d、e、h、i、j、m、n、o）で設定した場合の孔内周辺温と外周温との壁面温度差は、孔内に湧水がある 2 本のアンカー（X4-Y2 、X5-Y2）で 6～7℃であった。外観にも孔内にも湧水がない 1 本のアンカー（X5-Y4）の孔内周辺温と外周温との壁面温度差は 4℃であった。これらの結果から、アンカー孔内に湧水があるとアンカー受圧構造物の孔内周辺温と外周温との壁面温度差が大きいことを確認した。また外観から湧水が確認されなかった孔内の湧水有無が不明な 6 本のアンカー（X3-Y2、X3-Y3、X3-Y4、X4-Y3、X4-Y4、X5-Y3）の孔内周辺温と外周温との壁面温度差は 3～4℃であった。

以上の結果から、前年度報告より壁面温度計測点を細かい間隔で設定したことにより、アンカー受圧構造物壁面の孔内周辺温計測点を a、f、k の位置、外周温計測点を外周温 2～4 の位置（計測点 c、h、m、または d、i、n、または e、j、o）に設定すれば、孔内周辺温と外周温との壁面温度差がより大きく得られることがわかり、アンカー受圧構造物の壁面温度計測点位置が明確化できた。最も日照が多い 13～15 時台のこれらの計測点位置の壁面温度差を用いることでアンカー孔内の湧水を検出することが可能であると考えられる。

4.2 アンカー受圧構造物の壁面温度差が生じる理由の検証

2015 年 5 月～2018 年 1 月の期間の中で、夏期（6 月下旬～9 月上旬）と冬期（11 月下旬～2 月中旬）の実大補強土壁の熱赤外線カメラによる壁面温度計測データを整理した。擁壁の背面盛土が水で濡れた状態である時の壁面温度推移の傾向を捉えるために、降雨後の晴天または曇天が 1 日以上連続したケースを夏期で 14 ケース（全 45 日）、冬期で 12 ケース（全 64 日）について 24 時間の壁面温度推移を比較した。図-6 に熱赤外線カメラ画像の 24 時間の壁面温度推移の代表例、表-2 と表-3 に夏期と冬期における降雨後の壁面温度差有無の整理結果をそれぞれ示す。図-6 に示した降雨後に晴天または曇天の日が 1 日以上連続した日の 24 時間の壁面温度推移は、夏期と冬期の両方で以下のような傾向であった。0 時では壁面温度は全体的に一様であるが、日射が始まると壁面の上段から下段に向かって壁面温度が上昇し、日射の増加とともに 10 時頃より壁面温度は上昇し、壁面の上段と中～下段に壁面温度差が生じる。壁面温度の上昇過程では日射が最大となる 12 時～15 時の間、壁面上段・中段・下段で温度差が顕著になる。その後日照が減少に転じると、壁面温度は全体的に低下し、壁面上段・中段・下段の壁面温度差は減少する。16 時以降ではさらに壁面温度が低下し、壁面温度差は無くなって、全体的に一様な壁面温度となる。壁面温度が一様な状態は、翌日の日の出直前まで続く。壁面温度が低下する過程では、壁面中段は上段・下段より壁面温度が下がりにくい。

次に水の関与によって生じる壁面温度差がどのようなタイミングで現れるのかを検討した。表-2 に示すように夏期については次のことがわかった。

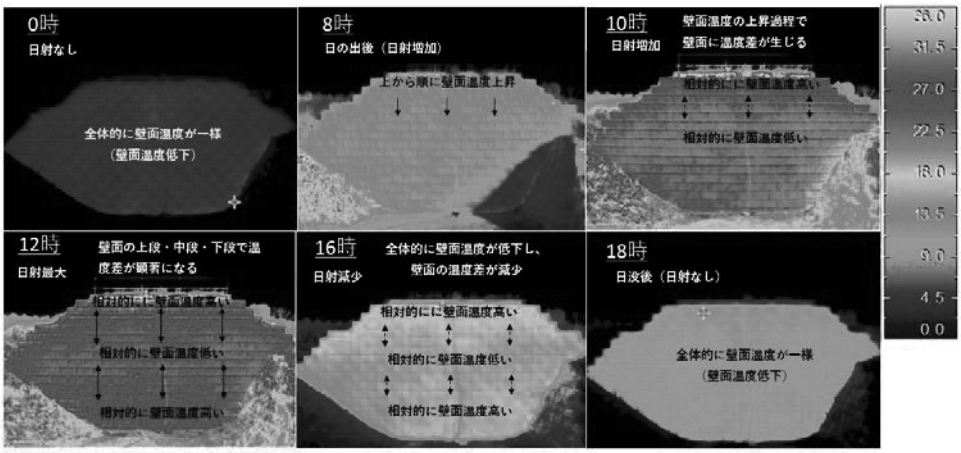


図-6　24 時間の壁面温度推移の一例（計測日：2018 年 1 月 14 日）

①壁面上・中・下段の壁面温度差が明瞭な時間帯は 10 時～16 時で、最も顕著な時間帯は 12 時～13 時である。②壁面温度差が大きくなる計測時刻 12 時までの日照時間が 3.6 以上だと壁面温度差が明瞭で、3.3 以下だと不明瞭である。③晴天継続日 1～5 日の期間に、壁面温度差が表れる傾向がある。④前日時間最大雨量が比較的多いケース（2015 年 7 月 25 日）では、晴天継続日 1 日目の壁面温度差が不明瞭である。⑤壁面温度差が表れる晴天継続日 1～5 日のうち、2 日目の壁面温度差が顕著である場合が多い。⑥前日降雨総雨量が比較的少ない 2 ケース（2016 年 7 月 10 日、2017 年 7 月 19 日）では、前日晴天継続日 1～2 日の壁面温度差が不明瞭である。表-3 に示すように冬期については以下のことがわかった。①壁面上・中・下段の壁面温度差が表れるのは 10 時～16 時で、最も顕著な時間帯は 10 時～14 時である。②壁面温度差が大きくなる計測時刻 12 時までの日照時間が 2.0 以上だと壁面温度差が明瞭であるが、曇天の場合は日照時間が 2.0 以上であっても、壁面温度差が明瞭になりにくい。③晴天継続日 1～5 日の期間に、壁面温度差が表れる傾向がある。④前日時間最大雨量が比較的多い日 2 ケース（2015 年 12 月 19 日、2016 年 12 月 15 日）は、前日晴天継続日 1 日目の壁面温度差がやや不明瞭である。

夏期と冬期の壁面温度差が表れる傾向を比較すると、24 時間のうちで壁面温度が現れる時間帯は、両期間共に降雨後の晴天継続日数 1～5 日間の 10 時～16 時の時間帯である。また、前日時間最大雨量が多いと夏期・冬期共に、降雨後晴天継続日 1 日目の壁面温度差が不明瞭となり、夏期と冬期で壁面温度差が現れる期間・時間帯等の傾向がおおむね共通している。ただし、壁面温度差が現れる日照時間の下限は夏期よりも冬期の方が小さいことや、壁面温度が顕著に明瞭になる時間帯が冬期の方が夏期より長いことといった夏期と冬期で異なる傾向がみられる。

以上の結果から、壁面温度推移の傾向のうち、10 時～16 時の間に擁壁上段・中段・下段の壁面に壁面温度差が生じるのは、擁壁上段・下段と中段で背面盛土の透水状態が異なることが原因として考えられる。この理由は、既往の地盤調査から報告された擁壁中段の背面盛土のゆるんだ状態が、現在も続いており、降雨後に湿潤な状態になりやすいのではないかと推測される。これに対し擁壁上段の背面盛土は、盛土天端からの蒸発と盛土中段へ

表-2　夏期における降雨後の壁面温度差有無の整理結果

日付	天候	晴天または曇天連続日数（日）	前日までの総雨量（mm）	前日最大時間雨量（mm/時間）	計測までの日照時間（時間）	壁面温度差の有無
2015/5/24	晴	1	49.0	41.5	3.0	不明瞭
2015/5/25	晴後曇	2	0.0	0.0	2.7	不明瞭
2015/7/10	曇	1	107.5	1.5	0.1	不明瞭
2015/7/11	曇	2	0.0	0.0	2.3	不明瞭
2015/7/12	晴	3	0.0	0.0	3.1	不明瞭
2015/7/13	晴	4	0.0	0.0	3.7	僅かにある
2015/7/14	晴	5	0.0	0.0	5.0	僅かにある
2015/7/18	曇	1	38.5	3.5	5.4	不明瞭
2015/7/19	晴	2	0.0	0.0	5.1	明瞭
2015/7/20	晴	3	0.0	0.0	4.5	明瞭
2015/7/21	晴	4	0.0	0.0	4.0	明瞭
2015/7/22	晴	5	0.0	0.0	6.1	明瞭
2015/7/25	晴	1	44.0	40.0	4.5	僅かにある
2015/7/26	晴	2	0.0	0.0	4.2	明瞭
2015/7/27	晴	3	0.0	0.0	5.9	明瞭
2015/7/28	曇後晴	4	0.0	0.0	0.3	不明瞭
2015/8/27	晴	1	16.5	9.0	0.0	不明瞭
2016/5/30	曇	1	18.5	0.1	0.4	不明瞭
2015/7/1	曇	2	0.0	0.0	1.8	不明瞭
2015/7/2	曇	3	0.0	0.0	0.1	不明瞭
2016/7/10	晴	1	4.5	2.0	6.0	不明瞭
2016/7/11	晴	2	0.0	0.0	6.0	不明瞭
2016/7/12	曇後晴	3	0.0	0.0	2.9	不明瞭
2015/8/4	晴	1	12.0	5.5	5.1	明瞭
2015/8/5	晴	2	0.0	0.0	4.7	顕著に明瞭
2015/8/6	晴	3	0.0	0.0	4.5	明瞭
2015/8/7	晴	4	0.0	0.0	5.5	明瞭
2016/8/21	晴後曇	1	151.5	6.5	7.1	明瞭
2016/8/24	晴一時曇	1	116.0	7.5	2.7	不明瞭
2016/8/25	晴	2	0.0	0.0	4.0	顕著に明瞭
2016/8/26	晴	3	0.0	0.0	5.4	明瞭
2016/8/31	晴	1	19.0	5.5	5.5	明瞭
2015/9/1	晴	2	0.0	0.0	5.5	顕著に明瞭
2015/9/2	晴	3	0.0	0.0	4.5	明瞭
2015/9/3	晴	4	0.0	0.0	3.5	僅かにある
2017/7/7	晴	1	82.0	1.0	12.0	明瞭
2017/7/8	晴	2	0.0	0.0	5.7	顕著に明瞭
2017/7/9	晴	3	0.0	0.0	5.9	明瞭
2017/7/10	晴	4	0.0	0.0	3.7	明瞭
2017/7/11	晴一時曇	5	0.0	0.0	3.2	不明瞭
2017/7/19	晴一時曇	1	6.5	3.5	3.4	不明瞭
2017/7/20	晴	2	0.0	0.0	3.3	不明瞭
2017/7/21	晴	3	0.0	0.0	4.8	明瞭
2017/7/22	晴一時曇	4	0.0	0.0	4.4	明瞭
2017/9/3	晴	1	31.0	6.5	9.8	明瞭

表-3　冬期における降雨後の壁面温度差有無の整理結果

日付	天候	晴天または曇天連続日数（日）	前日までの総雨量（mm）	前日最大時間雨量（mm/時間）	計測までの日照時間（時間）	壁面温度差
2015/11/27	晴	1	24.0	5.0	4.4	明瞭
2015/11/28	晴	2	0.0	0.0	4.4	顕著に明瞭
2015/11/29	晴	3	0.0	0.0	4.3	顕著に明瞭
2015/12/4	晴	1	3.5	0.1	5.5	明瞭
2015/12/5	晴	2	0.0	0.0	4.2	顕著に明瞭
2015/12/6	曇	3	0.0	0.0	4.2	僅かにある
2015/12/7	晴	4	0.0	0.0	3.9	明瞭
2015/12/8	曇後晴	5	0.0	0.0	0.6	不明瞭
2015/12/9	晴	0	0.0	0.0	4.1	明瞭
2015/12/10	曇	7	0.0	0.0	2.0	不明瞭
2015/12/26	晴	1	7.0	0.5	8.3	明瞭
2015/12/27	晴後曇	2	0.0	0.0	4.0	僅かにある
2015/12/28	晴	3	0.0	0.0	4.0	明瞭
2015/12/29	晴	4	0.0	0.0	4.0	明瞭
2015/12/30	晴	5	0.0	0.0	2.0	明瞭
2015/12/31	晴	6	0.0	0.0	2.6	明瞭
2016/1/20	晴	1	66.5	0.5	12.9	明瞭
2016/1/21	薄曇	2	0.0	0.0	4.1	不明瞭
2016/1/22	晴	3	0.0	0.0	3.6	明瞭
2018/11/25	晴	1	20.0	3.0	4.2	明瞭
2018/11/26	晴	2	0.0	0.0	4.3	明瞭
2018/11/29	晴	1	16.0	5.5	7.7	明瞭
2018/12/15	晴	1	38.5	11.5	5.0	僅かにある
2018/12/16	晴	2	0.0	0.0	2.0	顕著に明瞭
2018/12/17	晴	3	0.0	0.0	4.1	明瞭
2018/12/18	晴	4	0.0	0.0	4.0	明瞭
2018/12/19	曇後晴	5	0.0	0.0	3.6	僅かにある
2018/12/20	晴	6	0.0	0.0	2.1	僅かにある
2018/12/21	晴	7	0.0	0.0	3.9	僅かにある
2017/1/10	晴	1	15.5	2.0	5.6	明瞭
2017/1/11	晴	2	0.0	0.0	4.0	明瞭
2017/1/12	晴	3	0.0	0.0	3.9	明瞭
2017/1/13	晴	4	0.0	0.0	4.0	明瞭
2017/2/11	晴	1	8.0	0.5	8.8	明瞭
2017/2/12	晴	2	0.0	0.0	4.3	明瞭
2017/2/13	晴	3	0.0	0.0	4.3	明瞭
2017/2/14	晴	4	0.0	0.0	4.4	僅かにある
2017/2/15	晴	5	0.0	0.0	4.4	明瞭
2017/2/16	晴	6	0.0	0.0	4.3	僅かにある
2017/2/17	晴	7	0.0	0.0	4.1	不明瞭
2017/11/24	晴	1	28.5	5.0	5.2	僅かにある
2017/11/25	晴	2	0.0	0.0	4.4	明瞭
2017/11/26	晴	3	0.0	0.0	4.1	明瞭
2017/11/27	曇一時晴	4	0.0	0.0	4.1	不明瞭
2017/11/28	曇	5	0.0	0.0	0.1	不明瞭
2017/11/29	晴一時曇	6	0.0	0.0	2.0	僅かにある
2017/12/9	晴	1	1.0	1.0	4.2	明瞭
2017/12/10	晴	2	0.0	0.0	3.3	明瞭
2018/1/10	晴	1	5.5	1.0	5.6	明瞭
2018/1/11	晴	2	0.0	0.0	3.9	明瞭
2018/1/12	晴	3	0.0	0.0	3.7	明瞭
2018/1/13	晴	4	0.0	0.0	3.8	明瞭
2018/1/14	晴	5	0.0	0.0	4.0	明瞭
2018/1/15	晴	6	0.0	0.0	3.2	明瞭

水が浸透するため乾燥しやすく、擁壁下段の背面盛土は基盤層との間の排水設備から水が抜けやすい状況にあると推測される。ただし本報告で擁壁背面盛土の地盤調査を実施していないので、実際の現在の地盤状況は不明であるが、上記推測した擁壁背面の地盤状況が続いていると仮定すると、壁面温度の上昇過程及び低下過程で、擁壁中段の壁面は上段・下段に比べて温度変化が小さいことは、本報告で立てた仮設と一致しており、壁面背面の水の有無が壁面温度差を生じさせる理由であると考えられる。また、夏期と冬期で壁面温度差が現れる期間・時間帯等の傾向がおおむね共通していることがわかった。

5. 結論

本研究の結論を以下にまとめる。

① 前年度報告より壁面温度計測点を細かい間隔で設定したことにより、アンカー受圧構造物壁面の孔内周辺温計測点を a、f、k の位置、外周温計測点を外周温 2～4 の位置（計測点 c、h、m、または d、i、n、または e、j、o）に設定すれば、孔内周辺温と外周温との壁面温度差がより大きく得られることがわかり、最も日照が多い時間帯のこれらの計測点位置の壁面温度差を用いることでアンカー孔内の湧水を検出可能であると考えられる。

② 実大補強土壁の夏期と冬期の壁面温度の長期計測データを整理した結果、降雨後に晴天または曇天が続く日の 24 時間の壁面温度推移の傾向を確認した。実際の現在の地盤状況は不明であるが、本報告で検討した擁壁背面盛土の一部が水の抜けにくい地盤状況であるとすると、壁面温度の上昇過程及び壁面温度低下過程では、水の影響を受ける範囲の壁面温度は温度変化が小さいことを確認したことになる。この結果は本研究で立てたアンカー受圧構造物の壁面温度とアンカー孔内の湧水との関係の仮設と一致するものであり、アンカー受圧構造物に壁面温度差が生じる理由が、壁面背面の水の有無であると考えられる。また、夏期と冬期で壁面温度差が現れる期間・時間帯等の傾向がおおむね共通していることがわかった。

本研究の今後の課題は以下である。

①本研究で実施したアンカー実現場での熱赤外線画像の検討は、夏期の壁面温度の上昇過程のみであるため、夏期以外の季節の撮影や、壁面温度の低下過程の撮影を実施して、今回得られた結果と比較する必要がある。

② 本研究で検討した実大補強土壁の長期計測データは、夏期と冬期のみであるため、他の季節についても同様に整理し、比較する必要がある。

③本研究の実大補強土壁の長期計測結果から推定した擁壁背面盛土の地盤状況を確認するため、含水比測定や電気比抵抗等の地盤調査を実施する必要がある。

6. 謝辞

本研究を実施するにあたり、地質・地盤研究グループ施工技術チームの皆様にご指導を戴いた。三重大学大学院の酒井教授を中心とするアンカーアセットマネジメント研究会の皆様にはアンカー実現場でのアンカー頭部露出調査においてご協力を戴いた。以上の皆様に厚く感謝の意を表します。

所属：日特建設株式会社

<参考文献>

1）土木研究所,日本アンカー協会,グラウンドアンカー維持管理マニュアル,2008，2）土木研究所,熱赤外線映像法による吹付のり面老朽化診断マニュアル,1996，3）土木研究所,「ジオテキスタイルを用いた実大補強土壁の動態観測」,土木研究所資料,第 3487 号，1997，4）藤田智弘,久保哲也,宮武裕昭,「実大ジオグリッド補強土壁の実地震時の挙動」,第 48 回地盤工学研究発表会論文集,2013

土工構造物の維持管理手法の開発に関する研究

チーム名等　　土木研究所　施工技術チーム
氏　　名　　佐藤　登

1. まえがき

平成 28 年 4 月より交流研究員として「土工構造物の維持管理手法の開発に関する研究」をテーマとして取り組んだ．土工構造物は，静的な安定計算に基づき設計されているものが多く，変形が土工構造物の性能に与える影響については直接的には考慮されていない．維持管理を行う上で道路土工構造物の現状の性能を評価することが重要であるが，現行の設計法では変形した土工構造物の性能を適切に評価するのは困難であり，メンテナンスサイクルの確立等の支障となっている．土工構造物のなかでも補強土壁は従来型のコンクリート擁壁と比較して柔な構造である．すなわちその補強メカニズムにおいてある程度の変形を許容する構造であることから，補強土壁の変形を考慮した性能の評価手法は特に重要である．平成 28 年度の研究では，補強土壁の下部壁面材の傾斜度から内部のすべり発生を推定する手法について検討を行った．平成 29 年度は，補強土壁の変状事例の分析をとおして変形形態，変状要因及び許容しうる変形の程度を明らかにしていくことを目的として，平成 28 年熊本地震で被害を受けた補強土壁について，現地調査及び室内試験を実施し，変状要因を分析した．またそれらの結果を参考にニューマーク法を用いた残留変形解析を実施し，変状メカニズムを分析したのでここに報告する．

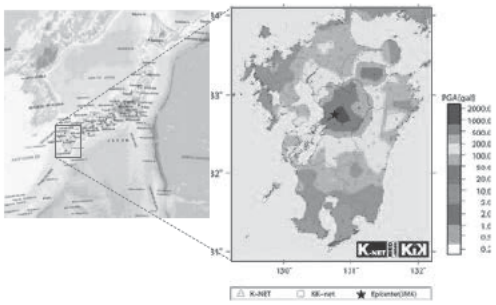


図 1 地表面最大加速度分布 [1)]

2. 熊本地震の概要

2016 年 4 月 16 日に，熊本県益城町を震源にマグニチュード 7.3 の地震が発生した．最大震度は震度 7，最大加速度は，熊本県大津町の強震動観測所にて 1791gal(三成分合成)を記録した．図 1 に熊本地震の地表面最大加速度分布 [1)]を示す．2017 年 12 月 14 日の内閣府の発表 [2)]では，死者 249 名，負傷者 2790 名，8674 棟の家屋が倒壊した．斜面崩壊等の道路構造物の被害は，主に熊本県，大分県，宮崎県の震度 5 以上が記録された地域に集中していた．また道路土工構造物の被害により 93 箇所の国道及び県道が通行止めとなった．

図 2 道路土工構造物技術基準 [2)]の要求性能に関する考え方　a)健全性に問題がなく，道路としての通行機能に支障無し　b)一時通行規制を行うが，簡易な復旧により通行機能を回復　c)全面通行規制を行うが，復旧工事により通行規制を回復

3. 補強土壁の調査

3.1 補強土壁の被災の概要

熊本地震で震度 5 強以上を観測した地域において，補強土壁 871 件の現地調査を実施した．調査対象とした補強土壁は道路土工－擁壁工指針 [3)]に記載されている代表的な構造形式のものとした．補強土壁の損傷の程度は，図 2 に示すように道路土工構造物技術基準 [4)]を参考に 3 つのレベルに分

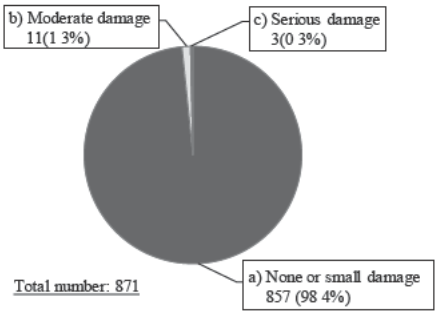


図 3　2016 年熊本地震における補強土壁の被災状況(871 件)

類した．調査の結果を図 3 に示す．調査したうち 98.4%の補強土壁は損傷なし，または被害小と評価され，高い耐震性を示していた．一方，3 件(0.3%)は補強土壁としての機能を損失し上部道路の全面通行規制を伴う被害大と評価された．このうち 2 件については，基礎地盤を含む全体的なすべりにより補強土壁が損傷をうけたものであったため，残りの 1 事例に対して詳細な調査を行った．

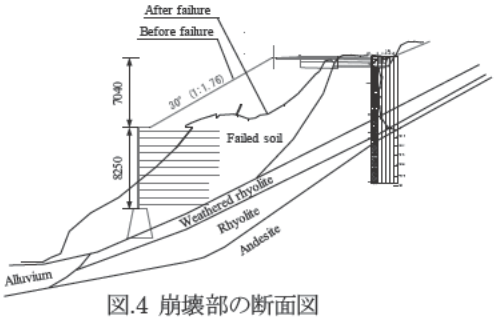


図.4 崩壊部の断面図

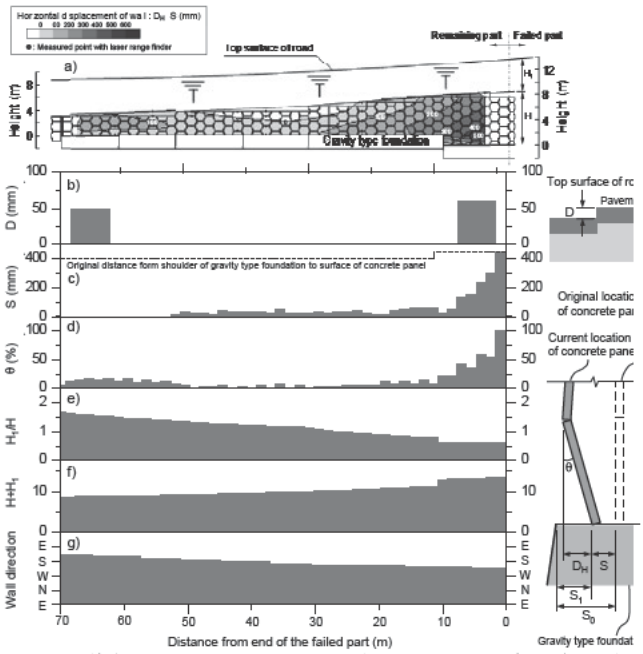
3. 2 現地調査の概要

(1)補強土壁の概要

調査対象とした補強土壁は，延長 160m，最高壁高 8.5m，嵩上げ盛土 7.0m を有していた．補強土壁の壁面材の基礎部にはコンクリート製の重力式基礎が用いられており，前面側が河川となっている．壁面は重力式基礎の上に設置されているため，根入れはなされていなかった．布田川断層帯から 1.5km 離れた場所に位置しており，2.4km 離れた最寄りの強震動観測所では，補強土壁の壁面の法線方向成分の最大値で最大加速度 1253gal を観測した．

(2)崩壊部

2 車線道路の 1 車線が延長約 160m のうち約 40m にわたり崩壊し，路面に数メートルの崩壊が発生していた．図 4 は崩壊部の横断図である．崩壊部において，露出している部材を目視した範囲では補強材や補強材と壁面材の接続部の破断は認められなかった．また，重力式基礎の変位や傾斜等は認められなかった．



D ：上部道路の段差量　　H ：壁高　　H_1：嵩上げ盛土高
D_H：壁面の水平変位量　　θ ：最下段壁面材の壁面傾斜度
S ：最下段壁面材の滑動量で　S_0-S_1
S_0 ：重力式基礎天端の肩部から壁面材までの離隔の設計値
S_1 ：現在の重力式基礎天端の肩部から壁面材までの離隔
図 5 補強土壁の診断図

(3)残存部

残存部においても変状が認められる箇所があり，その変状を定量的に評価するために，様々な調査を行った．具体的には，道路上面の高さ，壁の水平変位，滑動変位，最下段壁面材の傾斜度を測定した．図 5 は補強土壁の壁面の方角と各調査の結果を示す．図 5(a)～(d)より，崩壊部の付近で変形が著しいことは明確である．以下に，変形の程度が著しかった範囲についてその状況を示す．

a)はらみ出し

図 6 に崩壊部近傍の残存部の壁面の状況とレーザー距離計で測定した壁面の水平変位分布を示す．この図では壁面下端を D_H=0 と仮定して，水平変位 D_H を示している．壁面に著しいはらみ出しが生じており，水平変位量は最大で 48.4cm(壁高に対して 5.9%)，最下段壁面材の傾斜度は 35%であった．左右の隣り合う壁面材間の目地の詰まり及び壁面材の損傷が認められた一方で，壁面材間がずれるような変形は卓越しておらず，盛土材のこぼれ出しは認められなかった．

b)水の状況

本事例は重力式基礎の上に設置されたものである．図 6 に示したとおり，壁面の著しいはらみ出しが認められた崩壊部近傍においては重力式基礎に水抜き孔が設置されていない．一方で，はらみ出しが小さい又は変状が認められない範囲では水抜き孔が設置されており，この範囲では重力式基礎の天端は比較的に乾燥していた．ただし，補強土壁撤去時の崩壊部背面切土の調査では，切土からの湧水等は認められなかったことから，崩壊における水の影響は小さかったものと考えられる．

c)滑動

図 5(c)の滑動変位 S は，重力式基礎天端の肩部から壁面材までの設計値 S_0 から，現在の肩部から壁面材までの離隔 S_1 を差し引いて求めた．崩壊部に近づくにつれて離隔 S_1 が狭くなっており，崩壊範囲端部から 2m の位置では 20cm であった．変状の認められない箇所の離隔が約 40cm であったことから，地震動により補強土壁が前面側に滑動したものと考えられる．0～2m の範囲は調査実施の安全を考慮して計測していないが，崩壊箇所では補強土壁が滑動により重力式基礎から滑り落ちた可能性も考えられる．なお，他の箇所も含め，問題となるような重力式基礎の傾斜や滑動（根入れ地盤の変状）は認められない．

3.1.2 盛土材の物理特性及び力学特性

現地から採取した補強土壁の盛土材を対象に，物理試験及び力学試験を実施した．室内試験結果を表 1 に示す．細粒分含有率が 13.6%，せん断抵抗角が 41.7°であり，補強土壁に適した良質な盛土材が用いられていた事が確認された．

3.1.3 補強材の土中引き抜き試験

補強材の引抜き抵抗特性を把握するために，現地調査において採取した補強土壁の盛土材を用いて補強材の土中引抜き試験を実施した．

a)試験方法

図 7 に土中引抜き試験機を示す．引抜き試験装置は土槽，引き抜きのための加力装置（スクリュージャッキ）から構成されており，土槽の上蓋に設置されたエアバックを用いて空気圧により上載圧を載荷することができる．土槽の内寸は横 1000mm，奥行き 600mm，高さ 400mm である．引抜き試験は次のような手順で行った．引抜き試験装置の土槽内において，所定の締固め度 Dc となるように仕上がり厚さを 50mm で管理しながらタンパーで締め固めて地盤を作製した．地盤の作製中に，所定の位置に補強材およびカバーを設置し，補強材と加力装置を連結した．その後，土槽に上蓋を設置して所定の上載圧を載荷し，加力装置により補強材を引抜いた．荷重計および変位計により補強材の引抜き荷重および引抜き変位を測定した．引抜きは変位制御で行い載荷速さは 1mm/min とした．大変位までの引抜き特性を把

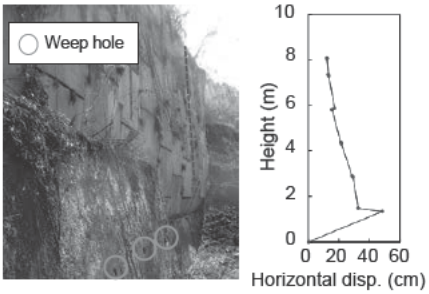


図 6 残留部におけるはらみだし状況

表-1 盛土材の物理・力学的特性試験

	試験値	設計値
土粒子の密度 ρ_s (g/cm^3)	2 845	-
自然含水比 w_n (%)	14 3	-
湿潤単位体積重量 γ_t (kN/m^3)	19 3	19
せん断抵抗角 ϕ_d (deg)	41 7	30
粘着力 c_d (kN/m^2)	2 03	0
細粒分含有率 F_c (%)	13 6	F_c < 25
最大乾燥密度 ρ_{dmax} (g/cm^3)	1 961	-
最適含水比 w_{opt} (%)	14 7	-

- : 設計計算で直接使用されていない

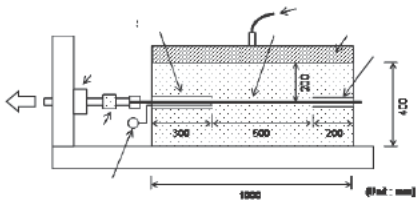


図 7 土中引抜き試験機

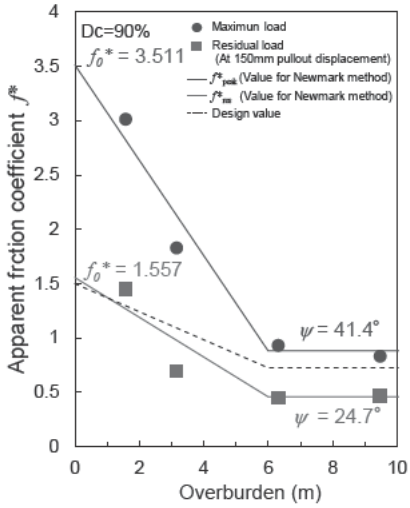


図 8 土被り厚と見かけの摩擦係数

握するために，約 300mm まで引き抜いた．締固め度 *Dc* は 90%とし，上載圧は 30，60，120，180kN/m^2 の 4 ケースとした．

b)試験結果

図 8 は拘束圧から換算した土被り厚さと見かけの摩擦係数の関係である．ここで，見かけの摩擦係数は引抜き荷重を拘束圧と補強材の表面積で除した値であり，引抜き荷重の最大値をピーク時，引抜き変位量 150mm 時を残留時の値として表記した．見かけの摩擦係数は土被り厚さに対して一定ではなく，土被り厚さが小さいほど大きな値を示している．これは既往の試験結果[5]と同様のものである．また黒の破線で示した設計値[5]を上回る摩擦係数を得ている．残留時について見かけの摩擦係数はピーク時の約半分に低下している．

4. 補強土壁の残留変形解析

4.1 解析の方法

これまでの地震後等の現地調査の結果に基づき補強土壁の変形形態を大きく分類すると，補強材の引抜け等により補強領域がせん断変形し壁面が前傾する形態、内部にすべりが発生して壁面がはらみ出す形態，壁面が局所的にはらみ出す形態，基礎地盤を含む全体的なすべりにより壁面が後傾する形態[7]等がある．本事例では，壁面の変位分布，および道路路面の損傷状況から，補強領域内部にすべりが発生し，はらみだしが発生したと推定された．そのため，本解析では円弧すべりを仮定したニューマーク法[6]による残留変形解析を実施した．

ニューマーク法は，すべり土塊が剛体で，すべり面における応力－ひずみ関係が剛塑性と仮定して地震時のすべり土塊の滑動変位量を計算する方法である．円弧すべりの計算式については，道路土工－盛土工指針[8]に基づいて修正フェレニウス法とし，補強材の引抜き抵抗力は，補強土（テールアルメ）壁工法設計・施工指針[5]に基づいて考慮した．補強材の引抜き抵抗力は,補強材が破断するか，引抜けるまで抵抗モーメントに考慮した．なお，円弧すべりについては，重力式基礎に変状が認められなかったことから重力式基礎より下面でのすべりは考慮しなかった．

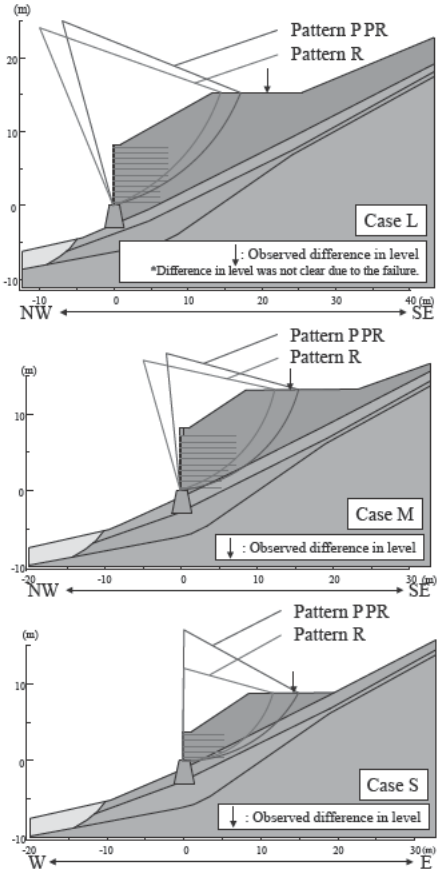


図 9　解析モデル

表 2 ニューマーク解析に用いたパラメータ

	項目		記号	単位	値
盛土材	Wet unit weight		γ_t	kN/m^3	19.3
	せん断抵抗角	ピ　ク強度	ϕ_{peak}	deg.	41.7
		残留強度	ϕ_{res}	deg.	33.8
	粘着力	ピ　ク強度	c_{peak}	kN/m^2	0
		残留強度	c_{res}	kN/m^2	0
補強材	見かけの摩擦係数(z=0m)	ピ　ク摩擦係数	$f_0{}^*_{peak}$		3.511
		残留摩擦係数	$f_0{}^*_{res}$		1.557
	見かけの摩擦係数(z>6m)	ピ　ク摩擦係数	ψ_{peak}	deg.	41.4
		残留摩擦係数	ψ_{res}	deg.	24.7
	幅		W	mm	60
	厚さ		T	mm	5
	破断強度		σ	N/mm	400

解析は図 9 に示すように崩壊部（CaseL，壁高 H=8.25m）,著しいはらみ出しの認められた崩壊部近傍の残存部（CaseM，H=7.50m）及び崩壊部から約 50m の位置ではらみ出しが軽微であった残存部（CaseM，H=3.75m）の 3 断面を対象とした．なお，設計図書は入手できなかったことから現地調査の結果及び近隣の同年代の補強土壁の設計図書を基に復元設計を行った．

4.2 解析パラメータおよびケース

表 2 に解析で用いた盛土材，補強材のパラメータを示す．盛土材の強度定数はピーク強度と残留強度の 2 つを設定した．ピーク強度の強度定数（ϕ_{peak}，c_{peak}）には三軸圧縮（CD）試験の結果を用い，残留強度（ϕ_{res}，c_{res}）に

は既往の研究[9]を参考に $\tan(\phi_{res}) = 0.75\tan(\phi_{peak})$ とした．

図 8 に解析で用いた見かけの摩擦係数と土被り厚の関係を示している．補強材の摩擦抵抗は，補強材の土中引抜き試験で得たピーク強度及び残留強度を拘束圧に対してそれぞれバイリニアでモデル化した摩擦係数を用いた．ピーク強度から残留強度への減少は 50%程度の低減であった．

図 10 に入力加速度を示す．入力加速度は，補強土壁から 2.4km 離れた場所に位置する最寄りの強震動観測所の観測波[10]を用いた．なお，補強土壁の設置箇所と強震動観測所の工学的基盤層から地盤までの最大速度の増幅率[11]は 1.2～1.4 程度で同程度の値であった．また，補強土壁と強震動観測所の推定震度[1]も等しかった．入力加速度は上記観測波の NS および EW 方向のデータを，壁面法線方向に座標変換することで用いた．CaseL, M は最大加速度 1253gal, CaseS では 955gal であり，非常に大きな地震動である．

解析ケースを表 3 に示す．ピーク強度，残留強度を組み合わせ以下の 3 パターンの解析ケースを実施した．パターン P はピーク強度，およびピーク摩擦係数を，パターン R は残留強度，および残留摩擦係数を用いたものである．パターン PR は降伏震度前はピーク強度，ピーク摩擦係数を用い，降伏震度に相当する加速度が入力された時に，瞬間的に残留強度，残留摩擦係数まで低下させるものである．

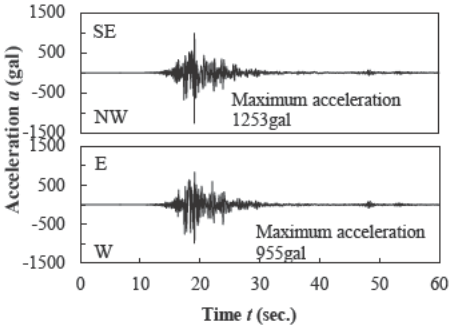


図 10　入力加速度

表 3 解析ケース

Case	被害	パターン	盛土材強度 降伏前	盛土材強度 降伏後	見かけの摩擦係数 降伏前	見かけの摩擦係数 降伏後	降伏震度	実測水平変位 (mm)
Case L-P	大	P	Peak		Peak		0.30	Failed
Case L-R		R	Res		Res		0.04	
Case L-PR		PR	Peak	Res	Peak	Res	0.30→0.08	
Case M-P	中	P	Peak		Peak		0.34	724
Case M-R		R	Res		Res		0.05	240[1)]
Case M-PR		PR	Peak	Res	Peak	Res	0.34→0.12	484[2)]
Case S-P	小	P	Peak		Peak		0.44	73
Case S-R		R	Res		Res		0.17	0[1)]
Case S-PR		PR	Peak	Res	Peak	Res	0.44→0.22	73[2)]

1)D_H:壁面のはらみだしの最大水平変位で，レーザー距離計より得た
2)S:壁面材の水平滑動量で，初期離隔から現在の離隔を差し引いて得た

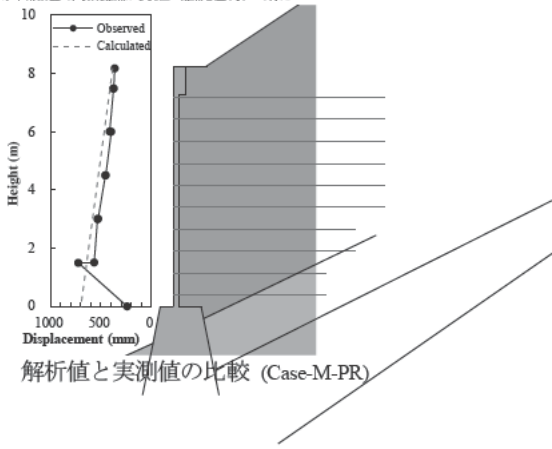


図-11　解析値と実測値の比較 (Case-M-PR)

5. 解析結果

図 9 に臨界円弧の形状と，上部道路における段差およびクラック発生位置を示している．臨界円弧は，実際の段差およびクラック発生位置により近い条件はパターン P，およびパターン PR であった．パターン P，パターン PR はパターン R と比較してより実際に近い解析条件であるものと考える．

図 11 に壁面の水平変位分布の例として，CaseM-PR の結果を実測の水平変位と比較して示す．ニューマーク法による解析では滑り土塊は剛体を仮定していることから，壁面の水平変位は壁高に対して線形の分布となる．実際の壁面材の下端部には重力式基礎との摩擦があり，壁面材間はヒンジに近い構造となっていると考えられる．最下段の壁面材は前傾が顕著となっているが，壁面の下端部を除くと解析値と実測値の変位分布は調和的である．したがって，本事例においては壁面の水平変位においてすべりによる変位が卓越しているものと考えられる．これより解析により実際の挙動の傾向を再現できていると判断し，以後は補強領域のつま先の水平変位量について議論する．

図 12 に Case M-PR における各断面の残留変位の時刻歴を一例として示している．入力加速度は約 17 秒で降伏震度に達し，17 秒～25 秒で残留変位が累積している．

図 13 に補強土壁つま先の水平変位の解析値と実測値の関係を示す．解析値は，概ね実測値と大きく乖離のない範囲で一致しており，補強土壁の被災状況とニューマーク法による解析結果の大小関係は概ね一致する傾向を示し

た． Case L の断面は，実際には完全に崩壊しており，実測値が得られていないため解析値との比較はできない．壁高や壁面の方角等, 条件も類似しており, 崩壊部との距離も近かった Case M では，パターン PR で最も実測値と解析値が近い値を得た．Case L-PR の結果では,1186mm(壁高と水平変位の比 dx/H＝14.3%)であり，この変位に達するまでに崩壊に至ったものと考えられる．この変位は，変状が認められなかった箇所の重力式擁壁天端肩部から壁面までの離隔(450mm)より大きい. 残留部では崩壊部に近づくにつれ離隔 S_1 が狭くなっていることからも，補強土壁が重力式基礎から滑り落ちた可能性は否定できない．

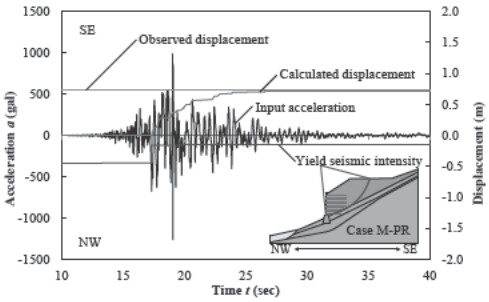


図-12 時刻歴変位の結果(Case-M-PR)

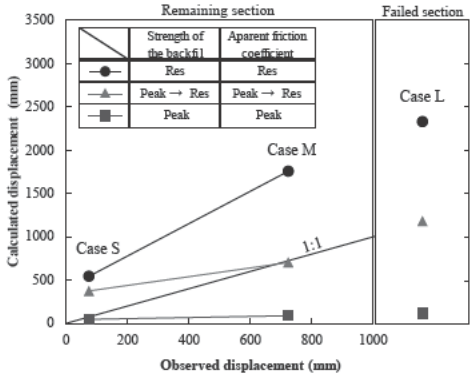


図-13 時刻歴変位の結果

6. まとめ

平成 28 年熊本地震で被害を受けた補強土壁について，現地調査と室内試験を実施し変状要因を分析した．その結果，湧水による影響や，盛土材不良など明確に崩壊に繋がるような要因は確認されなかった．また，変形の著しい残留部では崩壊部に近づくにつれ重力式基礎肩部と壁面の離隔が狭くなっていくことが確認された．

ニューマーク法による解析の結果は，実測の壁面変位量と大きく異ならない範囲で整合していた．著しいはらみ出しの認められた崩壊部近傍の残存部の結果の傾向を崩壊部に単純に当てはめると，約 1200mm の残留水平変位となり，この変位に至るまでに崩壊が発生したものと推定される．また，現地調査結果、および解析結果より，重力式基礎から根入れのなされていない補強土壁部が滑り落ちた可能性が示唆された．既往の研究において，擁壁の根入れに関する重力式擁壁を模した遠心模型実験が実施されており, 根入れ深さが地震動による壁面変形を抑制する効果があることが報告[11]されている．補強土壁を含め擁壁の根入れによる壁面変形の抑制効果の定量的な評価と, 根入れと同等の効果が得られるような重力式基礎天端での滑動を抑制する対策を検討していくことも必要と考える．

今後の課題としては，土の材料の非線形性を考慮した動的有限要素解析により，簡便法であるニューマーク法では得られなかった補強土壁の変形形態や補強材の応力状態等の補強土壁の機能と, 道路としての機能とを関連付けた検討，根入れ深さによる残留変位量の抑制効果の検証等を行いたいと考える．

謝辞：本研究の遂行に当たっては，施工技術チームの宮武上席研究員，澤松主任研究員，宮下主任研究員，及び藤田研究員には貴重なご意見とご指導を賜りました．ここに感謝の意を表します．

所属：ヒロセ補強土株式会社

<参考文献>1) 防災科学技術研究所　地震ハザードステーション J-SHIS Map(http://www.j-shis.bosai.go.jp)　2) 内閣府：平成 28 年(2016 年)熊本県熊本地方を震源とする地震に係る被害状況等について，2017.10　3) 公益社団法人日本道路協会：道路土工　擁壁工指針，2012.7　4) 公益社団法人日本道路協会：道路土工構造物技術基準・同解説，2017.3　5) 一般社団法人土木研究センター：補強土（テールアルメ）壁工法設計・施工マニュアル 第 4 回改訂版，2014.8　6) 堀井克己，舘山勝，内田吉彦，古関潤一，龍岡文夫：ニューマーク法による鉄道盛土の地震時滑動変位予測，第 32 回地盤工学研究発表会概要集 pp.1895-1896，1997.7　7) 佐藤登，澤松俊寿，新田武彦，宮武裕昭：壁面変位による補強土壁の健全性評価に関する一考察，第 73 回土木学会年次学術講演会概要集 pp 931-932　8) 公益社団法人日本道路協会：道路土工　盛土工指針，2010.4　9) 佐伯宗大，大窪克己，浜崎智洋，北村佳則，稲垣太浩，濱野雅裕，龍岡文夫：高速道路盛土の大規模地震時の耐震性検討(その 1)～盛土材のせん断強度の検討～，第 39 回地盤工学研究発表会概要集 pp 1759-1760，　2004.8　10) 気象庁 地震情報 (http://www.jma.go.jp/en/quake/)　11) 防災科学技術研究所　自然災害情報室(http://www.j-risq.bosai.go.jp/)　12)斉藤由紀子，岡村未対，田村敬一：重力式擁壁の地震時変位量　擁壁の根入れ深さを考慮した地震時変位計算法の検証　，第 57 回土木学会年次学術講演会概要集 pp.1171-1172，　2002.

盛土材のこぼれ出しが生じた補強土壁の性能に関する研究

チーム名等　施工技術チーム
氏　　名　新田　武彦

1. まえがき

平成 28 年 10 月より交流研究員として「補強土壁工法の維持管理手法の開発に関する研究」をテーマとして研究を進めている．補強土壁工法は，補強材，壁面材及び盛土材が相互に拘束し，一体となるメカニズムによって安定するものである．したがって，盛土材のこぼれ出し（**写真-1**）が発生すると補強メカニズムが失われることから，盛土材のこぼれ出しを防ぐことは最も基本的でかつ重要な要求事項となる．土木研究所では平成 26 年から平成 27 年にかけ産官学の共同研究を実施し，こぼれ出しに至る致命的な損傷を発見し対応することを基本とした補強土壁の維持管理手法についての知見をとりまとめた [1]．一方で，こぼれ出しが生じた補強土壁を補修・補強するためには，こぼれ出しが生じた後の補強土壁の挙動を評価する必要があるが，こぼれ出し後の補強土壁の挙動については十分な知見が得られていない．

写真-1　盛土材のこぼれ出し状況

そこで本研究では，重大な事象である盛土材のこぼれ出し後の補強土壁の挙動に着目し，平成 28 年度交流研究員報告書 [2]では，地震や豪雨などによる盛土材のこぼれ出し事例の収集とこぼれ出しパターンを分析し類型化した．また，壁高 800mm の補強土壁の模型に対して強制的にこぼれ出しを生じさせた状態で模型を傾斜させることにより擬似的な水平力を与え，その挙動を分析した結果を報告した．

平成 29 年度は，平成 28 年度と同様の実験手法に基づき，こぼれ出した盛土材の量が補強土壁の挙動に与える影響や，こぼれ出しが生じた後にこぼれ出しを防ぐ措置を実施することの効果を検証した．さらに，こぼれ出しに伴う盛土の緩みや補強材の挙動を，個別要素法解析（以下，DEM）によりシミュレーションし，模型実験と比較することでこぼれ出しによる補強土壁の耐力低下メカニズムを考察したのでここに報告する．

2. 盛土材のこぼれ出しを再現した傾斜模型実験

2.1 模型概要

本実験では，壁高 800mm，長さ 1,650mm，奥行き 530mm の補強土壁模型を作製した．壁面材に見立てた高さ 200mm，奥行き 490mm のアルミ製パネルに L 型の金具を取り付けて，そこに補強材をボルトで固定し補強土壁の模型を作製した．**図-1** に模型寸法及び計測機器の配置を示す．補強材は一方向ジオグリッド（HDPE，基準強度 50.0kN/m）のストランドを間引くことで剛性を 1/5 程度にしたものを使用した．盛土材は豊浦砂を使用した．本模型はジオテキスタイルを用いた補強土の設計・施工マ

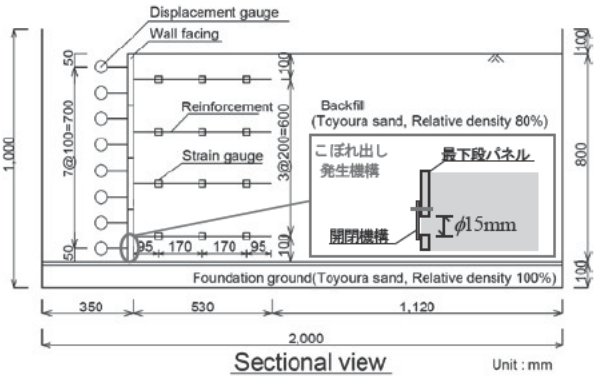


図-1　模型寸法及び計測器の配置

ニュアル[3]に基づいて設計し，相対密度 Dr を 80%とした．設計計算上の安全率は設計水平震度 k_h が約 0.4 の全体安定検討で Fs=1.0 となる．本実験の計測項目は**図-1** に示す位置にて，壁面材に設置した変位計により壁面の変形挙動，各段の補強材に設置したひずみゲージにより補強材に発生するひずみをそれぞれ計測した．

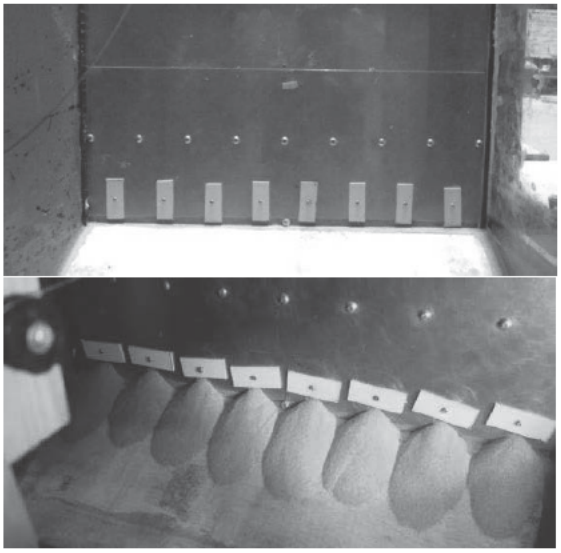


写真-2　こぼれ出し発生機構(最下段パネル)

2.2 盛土材のこぼれ出しの発生機構と評価手法

本実験における盛土材のこぼれ出し再現方法を**図-1** 及び**写真-2** に示す．平成 28 年度に報告した事例調査の結果，こぼれ出しの発生箇所は連続した構造物との境界部で起こる事例が多い傾向にあることが分かっている．連続した構造物との境界からの局所的な盛土材のこぼれ出しは３次元的で複雑な現象である．このことから，本実験では現象を単純化するために，模型の奥行き方向に一様なこぼれ出しを発生させることとした．模型最下段パネル下部において強制的なこぼれ出しを発生させるために，直径ϕ15mm の孔を水平方向に等間隔で計８箇所設置した．さらにこの孔に開閉機構を設けることによりこぼれ出しの発生及びこぼれ出す盛土量を制御した．なお，こぼれ出し量については，こぼれ出し率 $r_l = V_l / V_r$ を定義し評価した．ここに，r_l はこぼれ出し率，V_l はこぼれ出した裏込め材重量，V_r は補強領域内の裏込め材重量である．

2.3 載荷方法および実験ケース

本実験においては地震力を模擬した水平力 k_h(以下,「水平地震力 k_h」という)を加えるため土槽を傾斜させた．水平地震力 k_h と模型の傾斜角 θ (deg)との関係は $k_h \quad \tan\theta$ となる．なお，模型の傾斜速度は 1deg/min とし，クリープ変形を確認するため 1deg 毎に 1 分間保持させた．設定した傾斜角に達した後，模型を $\theta = 0$deg まで戻した．

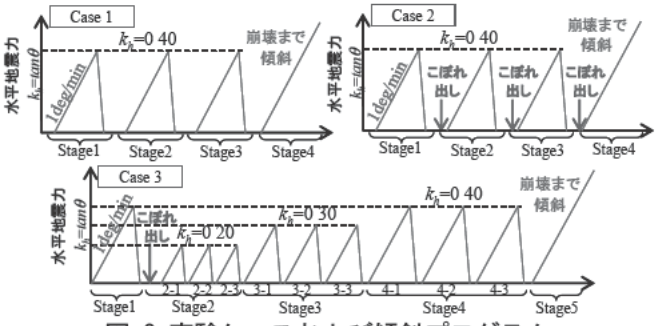


図-2 実験ケースおよび傾斜プログラム

実験ケースの傾斜実験プログラムを**図-2** に示す．図に示すように，Case1 はこぼれ出しが発生しない健全な状態，Case2 はこぼれ出しが発生し，その後こぼれ出しに対する抑止措置を行わない状態，Case3 は盛土材のこぼれ出しが発生し，その後こぼれ出しの抑止措置を行った状態を想定している．

2.4 傾斜模型実験の結果と考察

壁面の変位，補強材のひずみの計測結果及び各ケースでのこぼれ出し率から変状進行過程について得られた成果を報告する．ひずみ量については各ケースの実験開始前の値を初期値とし 0 補正を行って結果を述べることとする．

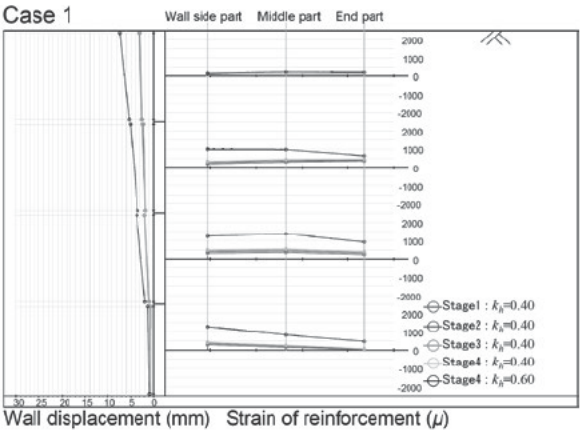
2.4.1 壁面挙動と補強材ひずみ分布

各ケースにおける各ステージの同じ最大水平地震力を与えた壁面変位と補強材のひずみ量の変化を**図-3** に示す．

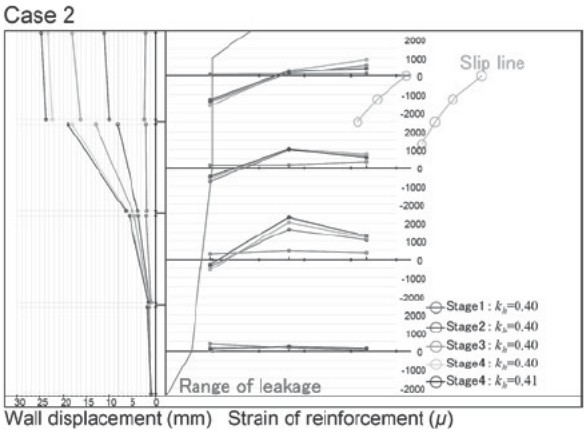
図-3 (a) より Case1 において Stage1 での最大傾斜時の壁面の水平変位量は壁面最上部の位置が最大値となり，2.4mm の変位となった．その後，Stage3 までは各ステージでの傾斜を繰り返しても壁面変位は増加しなかった．全

体的な壁面の変位のモードは一様な前傾のモードであった．補強材のひずみは各ステージでほぼ一定の値となっており，下から３段目の補強材における値を例示すると壁際で 211μ，補強材中間部で 316 μ，補強材の端末部（壁から最も離れた位置をいう）で 360 μ となった．また，変位量と同様にひずみも Stage3 までは各ステージの傾斜を繰り返してもほぼ変化をしないことが確認された．

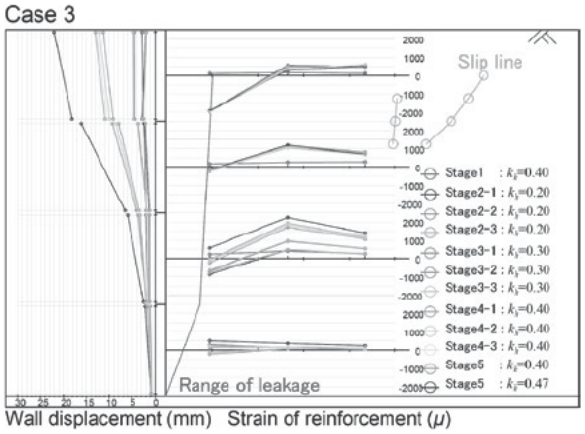
図-3 (b) は Case2 の結果及び土槽のガラス面から観測したこぼれ出しによる盛土材の流動範囲と Stage4 にて発生したすべり線をプロットしている．こぼれ出しの流動範囲は上部に行くにつれて，その範囲が広がっていることが分かる．また，すべり線は補強領域を通過する形で発生した．Stage1 の k_h=0.4 の変位量は壁面最上部が最大値で，1.9mm の変位となり Case1 と変位量が同様であったが，こぼれ出しを発生させた Stage2 における変位量は壁面最上部が最大値で 11.36mm の変位となった．その後 Srage3 及び Stage4 に進行するごとに変位量は増加する傾向が確認された．また全体的な壁面の変位のモードは，Case1 と比べ壁面上部から 2 段目までの壁面材の変位が卓越した前傾のモードであった．補強材のひずみは下から３段目の補強材における値を例示すると Stage1 では壁際で 215 μ，補強材中間部で 240 μ，補強材の端末部（壁から最も離れた位置をいう）で 329 μ となり，Case1 と同様の値を示したが，こぼれ出しを発生させた Stage2 では壁際で-753 μ となり，こぼれ出し前から約 1,000μ 減少した．それに反して，補強材中間部は 956μ でこぼれ出し前との差分で約 700μ と増加し，補強材の端末部は 650μ でこぼれ出し前との差分で約 300 μ の増加となり，壁面から離れた位置，特に補強材中間部は顕著にひずみが増加する傾向となった．



(a) Case 1



(b) Case 2



(c) Case 3

図-3　壁面変位量と補強材ひずみ分布

図-3 (c) は Case3 の結果である．こぼれ出しの流動範囲及びすべり線は Case2 と同様の傾向であった．Stage1 の k_h =0.4 の変位量は壁面最上部が最大値で，2.3mm の変位となり他のケースと変位量が同様であった．こぼれ出しを発生させた Stage2-1 の変位量は増加しているが，こぼれ出しをしていない Stage2-2 以降は，同じ Stage 内で傾斜を繰り返しても変位が増大しないことが確認できる．Stage4 の最大傾斜である k_h =0.4 においても Case.2 の Stage2-2 以降の結果と比較しても変位量が小さいことが分かる．また全体的な壁面の挙動は，Case.2 と同様に上部から 2 段目までの壁面材の変位が卓越した前傾モードであった．

こぼれ出しを発生させた Case2 及び Case3 は壁面変位モード，補強材のひずみ分布およびすべり線の発生位置が

同様な傾向であった．両ケースともにこぼれ出しによる流動範囲は上部に行くにつれて範囲が広がっており，補強材のひずみ量が減少した位置は盛土材のこぼれ出し時の流動範囲付近であった．このことより，こぼれ出しにより壁面付近の盛土が緩み，補強材のひずみが減少したことが考えられる．さらに，この結果としてこぼれ出しの範囲外である補強材中間部に摩擦が再配分され，ひずみ量が増加したことが考えられる．また，壁面の変位のモードは，壁面の上端２段目までの変位量が卓越した前傾モードとなったことについては，こぼれ出しにより流動した範囲の盛土材が緩んだ状態で傾斜による載荷を繰り返すことで，補強領域内を通るすべりが発生し，その影響により壁面が顕著に前傾するモードとなったものと考えられるが，本実験だけでは断定することができないため，数値解析により明らかにする必要がある．

2.4.2 水平地震力 k_h と壁面変位量との関係

全てのケースにおいて変位量の最大値を計測した壁面最上段に着目し，補強材位置(H=700mm)における壁面変位量と水平地震力 k_h の関係を**図-4** に示す．図より，Case1 においてはこぼれ出しがないため，k_h=0.4 までの範囲で除荷・再載荷を繰り返しても弾性的な挙動を示し，塑性変位はほとんど発生していない．Case2 においては，各ステージにてこぼれ出し後の載荷により塑性変位が増加することが確認できる(**図-4(A)**)．Case3 において，k_h=0.4 に到達する前に k_h=0.2 及び k_h=0.3 相当の水平地震力で除荷・再載荷を繰り返し与えても，弾性的な挙動を示し塑性変位はほとんど発生していないことが確認された(**図-4(B)**)．また，Case3 の骨格曲線は Case2 の k_h=0.4 までの載荷時の曲線とほぼ一致した．このことより，こぼれ出しの抑止措置の有無により大きな違いが見られることが分かった．特にこぼれ出しの抑止措置を講じた場合には，処女載荷以下の水平力を繰り返し載荷しても塑性変位が増加することがない．したがって，本震によってこぼれ出しが生じたとしても，その後の余震にそなえて速やかにこぼれ出しの抑止措置を講じることが，補強土壁の変状を拡大させないためには非常に重要であるといえる．

2.4.3 最大耐力 k_{hcr} とこぼれ出し率 r_l の関係

各ケースの最大耐力 k_{hcr} とこぼれ出し率 r_l の関係を**図-5** に示す．ここで，最大耐力とは模型が崩壊した時点の水平地震力のことをいう．各ケースの崩壊した時点は**図-4** に×で示す．

図より，こぼれ出しのない Case1 の最大耐力 k_{hcr}=0.60 に対して Case.2 の最大耐力 k_{hcr}=0.41 であり，31.6%の耐力低下が確認され，Case.3 では最大耐力 k_{hcr}=0.47 であり 21.7%の低下となった(**図-5(C)**)．このように，r_l が大きいほど，k_{hcr} は小さくなっており，こぼれ出し率 r_l と最大耐力 k_{hcr} の関係は相関性があることが確認できる．このことより，補強土壁の耐力低下を防止するにはこぼれ出しを抑制することが重要であることが分かる．

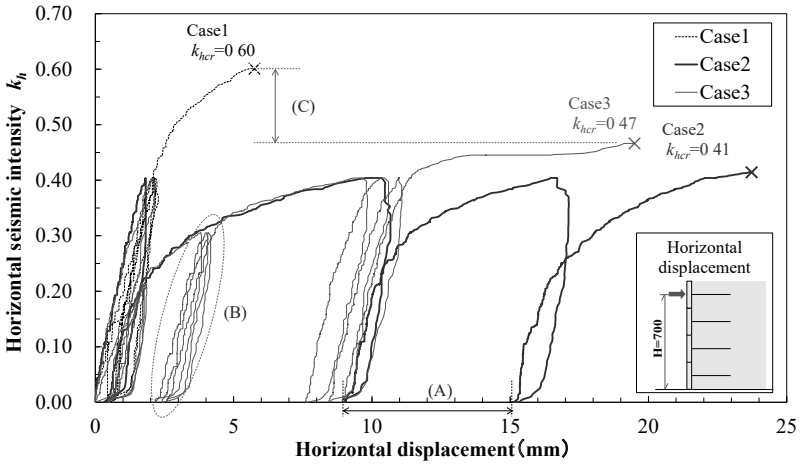


図-4　水平地震力 k_h と壁面変位量との関係

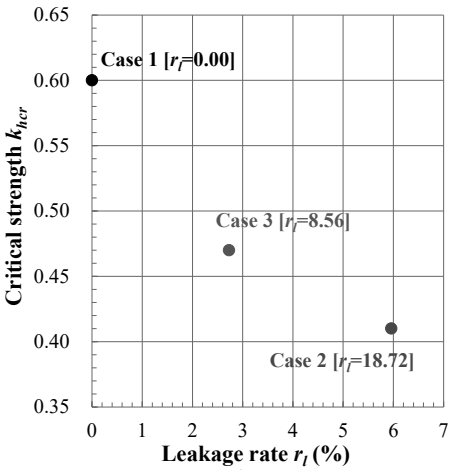


図-5　最大耐力 k_{hcr} とこぼれ出し率 r_l の関係

3. 個別要素法(DEM)によるこぼれ出し状況の解析

こぼれ出しに伴う盛土材の流動範囲，盛土材の緩みや補強材の挙動を土粒子挙動に基づいて評価するために，DEM による数値シミュレーションを実施した．解析モデルは壁高及びこぼれ出し発生位置を傾斜模型実験と同様とし，壁面材の挙動及び補強材の拘束効果は考慮しないものとした．

3.1 解析手法

DEM 解析にはオープンソース・コードの LAMMPS[4] を用い，マルチ CPU 構成（最大 56 コア）のシステム上で並列計算を実施した．**図-6** に解析モデルの寸法およびこぼれ出しの制御機構の概要を示す．解析モデル寸法は壁高(Z 方向)は傾斜模型実験と同様の 800mm，長さ(X 方向)は補強材長さと同じ 530mm，奥行き(Y 方向)は粒子直径の 10 倍の 20mm とした．粒子間および粒子－剛壁境界の接触計算は Hertz-Mindlin 理論を適用し，X・Z 方向は剛壁境界，Y 方向は周期境界を適用した．盛土材は粒子直径 2mm の球体粒子とした．粒子の物性値は硅砂を想定し，ヤング率 71.6GPa，ポアソン比 0.23，比重 2.65 とした．粒子間の接触がないように粒子を無作為に発生させ，重力による自由落下で盛土を作製した．これにより，解析モデルの総粒子数は 1,285,500 粒子となり初期間隙比は e=0.62 となった．盛土作製後に傾斜模型実験と同じ位置に設けた開口部(15mm)を解放し，盛土材のこぼれ出し過程を再現した．

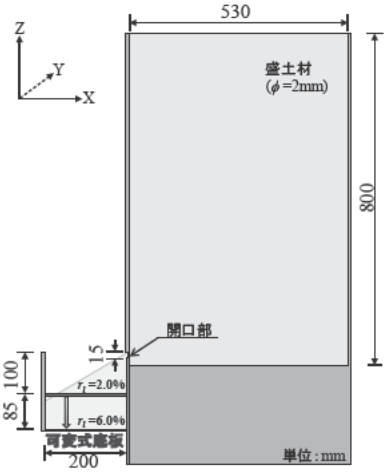


図-6 解析モデル図

3.2 解析結果と考察

こぼれ出し過程(こぼれ出し開始後 0.0，1.0，2.0 sec)の鉛直変位量 dz を**図-7** に，傾斜模型実験にて観測された流動範囲及びゆるみ範囲と鉛直変位量との比較を**図-8** に示す．また，鉛直応力σ_zを**図-9** に，傾斜模型実験における補強材ひずみ計測位置と鉛直応力の関係を**図-10** に示す．なお，こぼれ出し率 ηは 2.0sec 後で約 1%となった．

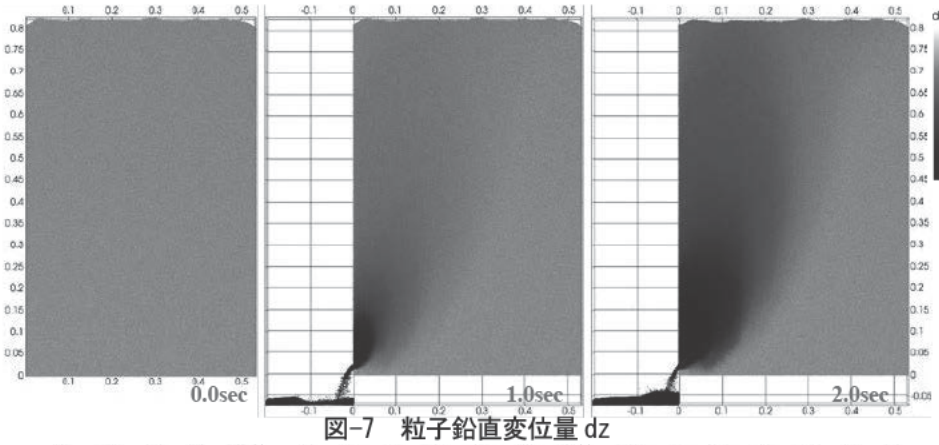


図-7　粒子鉛直変位量 dz

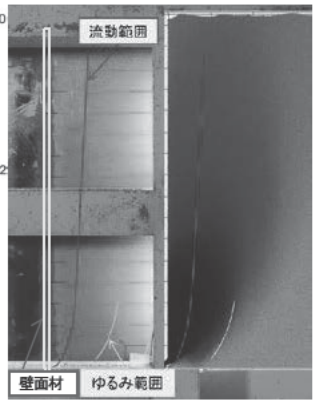


図-8　流動・ゆるみ範囲の比較

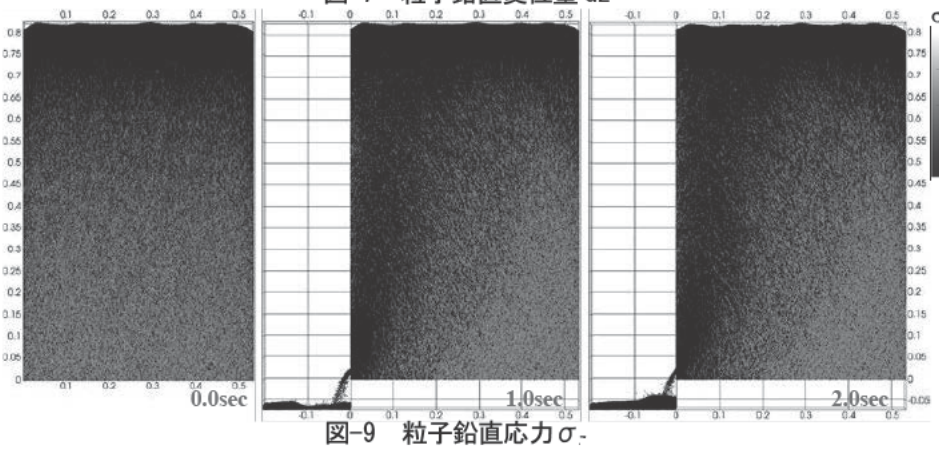


図-9　粒子鉛直応力σ-

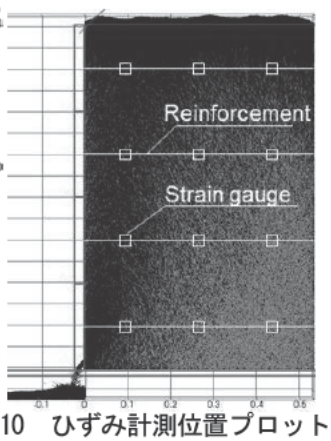


図-10　ひずみ計測位置プロット

図-7 より，開口部の解放直後からこぼれ出しによる粒子の鉛直変位量が大きな領域，すなわち流動範囲が円状で上部に向かって発達する様子が確認できる．**図-8** より，赤線で示した傾斜模型実験において観測された流動範囲はDEM解析の結果の方が広範囲に及んでいるものの，黄線で示したゆるみ範囲はほぼ一致している．**図-9** より，粒子の鉛直応力はこぼれ出し発生直後に壁からX方向に約100mmまでの狭い範囲で盛土上部に向かっての応力低下が確認できる．また，こぼれ出しが継続するに従ってX方向に鉛直応力の低下する範囲が拡大する傾向を示した．**図-10** より，鉛直応力コンターと傾斜模型実験での補強材ひずみ計測位置を比較すると，壁に近いひずみ計測位置は鉛直応力が低下した範囲内にあり，傾斜模型実験の盛土材こぼれ出し時に壁近くの補強材ひずみ量が著しく低下した範囲と一致する．ここで，補強材の引抜抵抗は摩擦係数と鉛直応力に比例することを考えると，こぼれ出しによる補強材ひずみの低下メカニズムにおいて，盛土材の鉛直応力の低下が影響していることが解析結果から判断できる．

4. まとめ

盛土材のこぼれ出しを再現した補強土壁の傾斜模型実験及びDEM解析において以下の知見を得た．

(1)こぼれ出しが発生すると耐力は低下及び発生する変位が大きくなる．一方でこぼれ出しが生じた後にこぼれ出しを抑制すると，処女載荷以下の水平力を繰り返し載荷しても弾性的な挙動を示し変位は増加しない．したがって，本震によってこぼれ出しが生じたとしても，その後の余震にそなえて速やかにこぼれ出しの抑止措置を講じることが，補強土壁の変状を拡大させないためには非常に重要であるといえる．

(2)こぼれ出し率 r_l=2.7～6.0%では、こぼれ出しが無い状態と比較して最大約３割の耐力低下が生じた．このことより，こぼれ出しによる補強土壁の耐力の低下を防止するためには，こぼれ出しさせないことが重要である．

(3)水平力を与えた際の壁面の変位のモードは健全な状態では一様な前傾モードであったが，盛土材のこぼれ出させた状態では壁上段の変形量が卓越したモードであり，こぼれ出しとの関係性が考えられる．

(4)補強材のひずみはこぼれ出しの流動範囲近くで著しく低下するが．流動範囲から離れた位置では増大した．これはDEM解析によると盛土材の鉛直応力がこぼれ出しにより壁面付近で著しく低下することで補強材ひずみが減少し，その結果，流動範囲の外側に補強材の摩擦が再配分され，ひずみ量が増加したことが考えられる．

5.今後の課題

DEM解析では盛土材のこぼれ出しを再現することができた．今後は本解析にて補強材及び壁面材を考慮したシミュレーション，非粒子盛土材のモデル化，加振シミュレーションなどを実施することで，こぼれ出しが生じた補強土壁の性能を定量的に分析し，補強土壁の維持管理手法として，補強土壁の変形に対応したこぼれ出しの防止対策やこぼれ出しが生じた場合の性能評価や措置手法を提案する予定である．

謝辞

本研究において，宮武上席研究員，近藤総括主任研究員，澤松主任研究員，宮下主任研究員及び藤田研究員には貴重なご意見とご指導を頂きました．また個別要素法解析においては東京大学生産技術研究所の大坪正英先生に多大なご指導を頂きました．ここに感謝の意を表します．

所属：JFE商事テールワン株式会社

<参考文献>

1) (国研)土木研究所ほか：補強土壁の維持管理手法の開発に関する共同研究、2017 ． 2) 一般社団法人日本道路協会：ジオテキスタイルを用いた補強土の設計施工マニュアル 第二回改訂版、2013 ． 3) 平成28年度 土木研究所 交流研究員報告書：盛土材のこぼれ出しが補強土壁の性能に与える影響、2017. 4) Plimpton S. ：Fast parallel algorithms for short-range molecular-dynamics. Journal of Computational Physics, 117(1), 1-19, 1995

土工構造物の維持管理手法の開発に関する研究

チーム名等　　施工技術チーム
氏　　名　　大田　孝

1.　まえがき

平成29年10月より交流研究員として「土工構造物の維持管理手法の開発」に関わる研究に取り組んでいる．

平成24年度建設副産物実態調査結果[1]によると，工事現場で使用される土砂に占める建設発生土の割合は約9割である．近年，「建設リサイクル推進計画2014」の策定等を背景に発生土の更なる有効利用が求められており，泥土または第4種に区分されるコーン指数が200 kN/m^2 未満の低品質な発生土も，安定処理等で改良して積極的に利用する必要がある．低品質な発生土を改良した地盤材料は，盛土材としても利用されている．激化する自然現象（集中豪雨や長期降雨等）による盛土の崩壊が多発しているが，改良土で築造された道路盛土における水の浸透作用を考慮した長期耐久性は十分な検証がなされていない．また，現状での改良土盛土の品質管理は良質な盛土材と同様に締固め度のみで行われる場合が多いが，改良土の締固めによる密度の変化についても十分な知見が得られていない．改良土の水の影響を考慮した長期耐久性の確認，すなわち時間経過に伴う改良土の劣化による強度低下の有無の確認は別報[2]で報告している．著者は施工時の盛土性能が長期耐久性に関わる重要な要素の一つとなるため，改良土盛土の施工時に適切な施工管理または品質管理が行えているかに着目した．以上の背景から，改良土盛土の品質向上を目指した施工管理や品質管理手法を提案することを目的として，固化材混合率の異なる改良土を対象に実際の締固め機械を用いた実験を行い，基礎データの収集を行っている．本研究では，改良土の締固め特性の把握と，設計・施工の段階で必要な要求項目や品質管理項目の検討を行うために，低品質な砂質土に石灰，セメントを混合した改良土を対象に小型機械を用いた締固め実験を行い，施工中の密度（締固め度），剛性や強度に関するパラメータの関係と，材齢7日で計測した一軸圧縮強さを把握した．

2.　研究方法

2. 1 実験に用いた地盤材料

実験に用いた地盤材料の粒度分布を図1，基本物性を表1，締固め曲線を図2にそれぞれ示す．最適含水比 w_{opt} 付近に調整された砂質土，w_{opt} よりも約3 %含水比の高い細粒土は，既往の実験[例えば3), 4)]に用いた地盤材料である．砂質土は美浦砂（無改良）より細粒分含有率が少なく，細粒土は美浦砂より全体としてやや粒度が小さい地盤材料である．美浦砂は本研究で用いた砂質土で，採取時の含水比（約34 %）では，

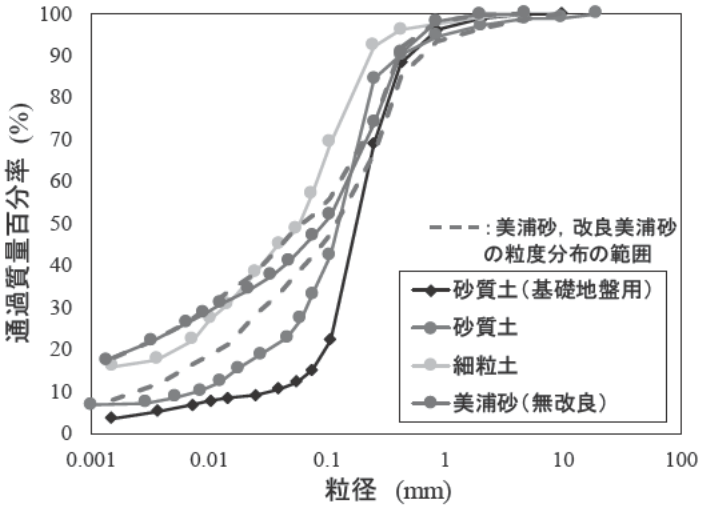


図1　地盤材料の粒度分布

泥土に分類される．

1ケース当たり4 ～ 5 m^3 の美浦砂（含水比約32 ～ 33％）に，乾燥質量の 4.5，6.0％の生石灰，6.7，9.7％のセメント系固化材を混合し，それぞれ石灰，セメント改良美浦砂とした．混合はバックホウ（バケットは0.1 m^3 クラスを装着）を用いて，約30分間行った．混合した改良美浦砂は，石灰改良美浦砂では1日，セメント改良美浦砂では数時間，仮置きした．改良後の含水比はそれぞれの w_{opt} と比較して約1 ～ 6 ％ 高かった．石灰，セメント改良美浦砂は固化材混合率が高くなるほど最大乾燥密度 ρ_{dmax} が小さく，w_{opt} が大きくなった．美浦砂は含水比を約23 ％まで低下させ，安定処理をしなくても転圧の効果がある程度期待できる状態とし，無改良での実験も行った．

表１　地盤材料の基本物性

	砂質土（基礎地盤用）	砂質土	細粒土	美浦砂				
				無改良	石灰改良（4.5%）	石灰改良（6.0%）	セメント改良（6.7%）	セメント改良（9.7%）
土粒子の密度 ρ_s(g/cm³)	2.675	2.681	2.665	2.728	2.748	2.736	2.726	2.707
最適含水比 w_{opt}(%)	16.0	18.8	24.9	19.5	23.4	26.8	23.5	24.7
最大乾燥密度 ρ_{dmax}(g/cm³)	1.674	1.666	1.531	1.649	1.508	1.481	1.547	1.512
実験時含水比 w(%)	15.9	18.3	28.2	23.1	29.0	27.9	28.8	28.5
コーン指数* q_c(kN/m²)	-	-	-	793	17917	>32400	22676	>32400

＊石灰改良は材齢10日（気中6日、水中4日）、セメント改良は材齢7日（気中3日、水中4日）

2. 2 実験手順

図３に示す幅５ m，長さ44.8 m，高さ４ m のコンクリート製の実験ピットに砂質土で締固め度 Dc> 95 ％の基礎地盤を造成し，幅0.5 m，長さ５ m，高さ0.3 mの実験溝を設けた．各地盤材料を実験溝に投入し，盛土の層厚が約 40 cm となるように敷き均した．0.1 m^3 クラスの油圧ショベル（自重 2.7 t）でクローラ走行した状態を転圧０回とし，質量約70 kg のランマ（写真１　参照）を用いて溝ごとに異なる回数の転圧を行った．砂質土，細粒土では2，4，6，8回，美浦砂（無改良）では1，2，4，8回，改良美浦砂では1，2，4回転圧を行った後に各実験溝で計測を実施した．計測は，コアカッターによる土の密度試験（3箇所・3深度），衝撃加速度試験[5]（1箇所・10回），小型FWD試験（3箇所・1回），動的平板載荷試験（3箇所・10回）を転圧当日に実施した．測定項目は，衝撃加速度試験では衝撃加速度，小型FWD試験と動的平板載荷試験では地盤反力係数をそれぞれ測定した．翌日（セメント改良美浦砂（9.7 ％）は当日），転圧回数４回の実験溝においてブロックサンプリングを実施した．ブロックサンプリングにより

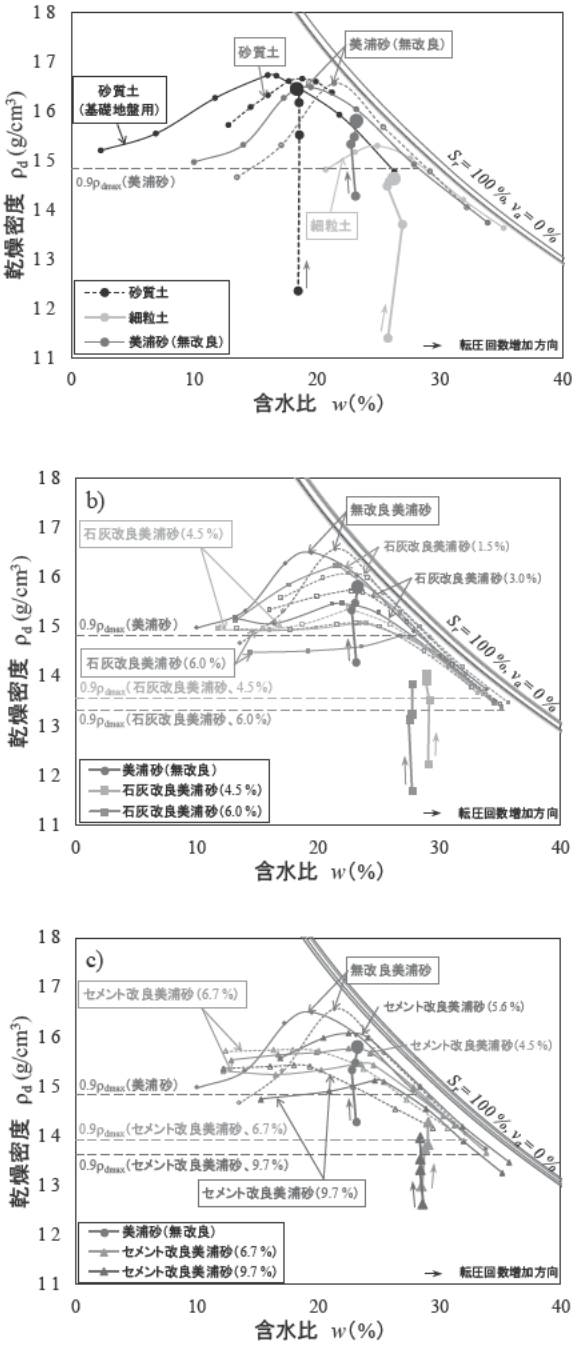


図２　地盤材料の締固め曲線

採取した不撹乱試料を直ちに直径5 cm，高さ10 cmの円柱供試体に整形し，室温約20 ℃で封緘養生を行い，材齢7日で一軸圧縮試験を実施した．

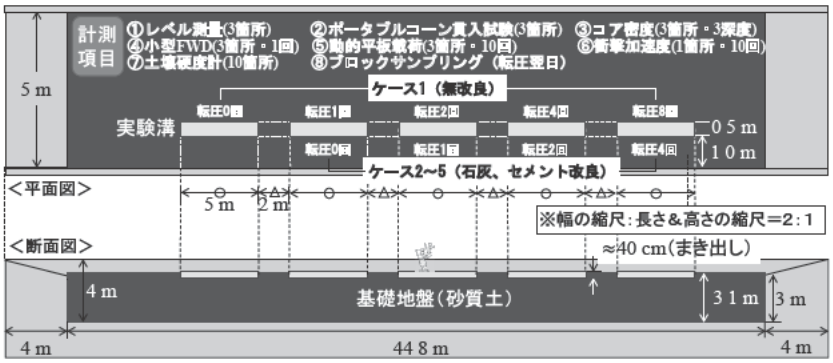


図3　締固め施工実験の概要

3.　研究結果

3. 1 締固め特性

コアカッターによる上層（盛土表層～10 cm），中層（10 ～ 20 cm），下層（20 ～ 30 cm）の密度の平均値から求めた締固め度と，転圧回数との関係を図4に示す．すべてのケースで転圧4回までの締固め度は路体盛土の一般的な品質管理基準値である90 %を超え，砂質土は転圧8回での締固め度が細粒土や美浦砂よりもやや高かった．改良土を含む美浦砂の転圧による締固め度の増加量は，砂質土，細粒土よりも小さかった．図2には施工実験で得られた各材料の転圧中の乾燥密度と含水比の関係も示してあるが，実験中の密度の推移を締固め度ではなく乾燥密度で比較すると，固化材混合率の高い改良土ほど転圧4回での最終的な乾燥密度の値が小さかった．

写真1　小型転圧機

コアカッターによる下層と上層の締固め度の関係を図5に示す．砂質土，細粒土は転圧2回以降，美浦砂，改良美浦砂は転圧1回以降の計測値である．8回転圧後の計測値は大きいマーカーで示す．砂質土，細粒土では転圧回数が増えても上層と下層の締固め度の差は変わらず，下層の締固め度は上層より10 % 程度小さかった．美浦砂，改良美浦砂の5ケースは，いずれも転圧回数の増加に伴い上層と下層の密度の比が1 ： 1に近づいた．

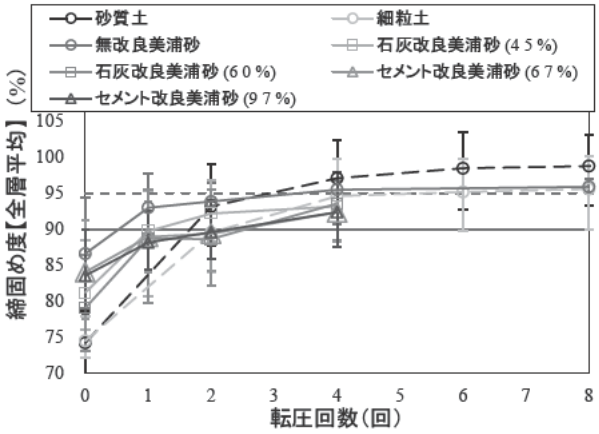


図4　締固め度及び転圧回数の相関図

3. 2 剛性及び強度

美浦砂，改良美浦砂の5ケースにおける，転圧0回から最終回までのコアカッターによる乾燥密度の平均値と衝撃加速度との関係を図6に示す．図7では締固め度と衝撃加速度の関係を示し，図8に飽和度と衝撃加速度の関係を示す．衝撃加速度を用いた改良土の品質管理は，現状では原位置施工での強度の確認に用いられている[4]．本研究では，改良の有無に関わらず，転圧による密度増加の指標としての衝撃加速度の利用を試みた．衝撃加速度を密度の指標として用いる場合には，直径10 cm，体積

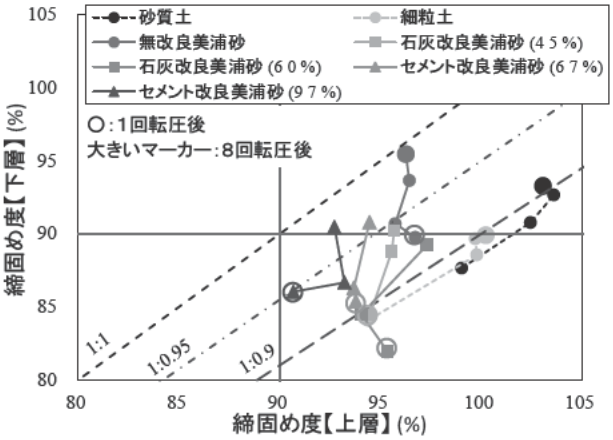


図5　下層と上層の締固め度の関係

1000 cm^{3}の締固めモールドにて事前に衝撃加速度と密度との関係を確認するためのキャリブレーションを行い，盛土の施工現場で得られる衝撃加速度から密度を推定する．図６には点線で各材料のキャリブレーション結果も示している．固化材混合率の高い石灰，セメント改良美浦砂のみ，キャリブレーションと施工実験の結果がある程度一致していた．

図７より，石灰改良美浦砂（6.0 %）では締固め度と衝撃加速度との間に正の相関が見られた．それ以外のケースでは，転圧１回または２回以降の衝撃加速度が低下し，締固め度との関係が逆転した．図８より，石灰改良美浦砂（6.0%）の飽和度は転圧４回までに 80 %に達していなかった．ほかのケースでは，転圧１回または２回以降に飽和度が 80 %に達していた．既往の様々な地盤材料における類似の研究[例えば6)]でも指摘されている通り，飽和度が大きくなるにつれて衝撃加速度の計測値に水の影響（サクションの低下による剛性，強度の低下）が表れ始め，衝撃加速度と締固め度（密度）との関係が変化したものと考えられる．

図９に締固め度と小型 FWD 試験により得られた地盤反力係数の関係を示し，図１０に飽和度と地盤反力係数（小型 FWD）の関係を示す。砂質土と美浦砂の６ケースでは，小型 FWD により得られた K 値を 1.5 で除した値を地盤反力係数（K_{30}）とした[7)]．図１１に締固め度と動的平板載荷試験により得られた地盤反力係数の関係を示し，図１２に飽和度と地盤反力係数（動的平板載荷）の関係を示す．図９及び図１１より，セメント改良美浦砂（9.7 %）では締固め度と地盤反力係数との間に正の相関が見られた．それ以外のケースでは，転圧１回または２回以降の地盤反力係数が低下し，締固め度との関係が逆転した．図１０及び図１２より，セメント改良美浦砂（9.7 %）を除くと，飽和度が 70 ～ 80 %以上で地盤反力係数が低下した．衝撃加速度と同様に，飽和度の増加（間隙に占める水分の割合の増加）に伴うサクションの低下によるものであると考えられる．

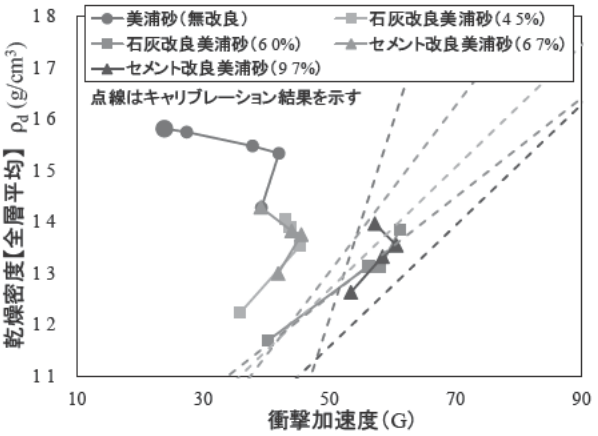


図６　乾燥密度と衝撃加速度の関係

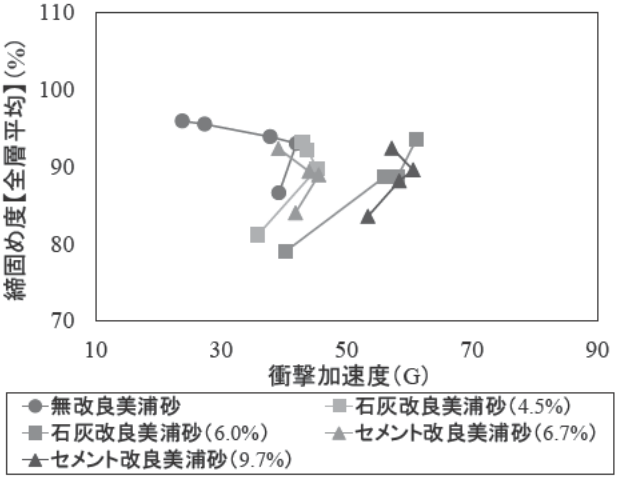


図７　締固め度と衝撃加速度の関係図

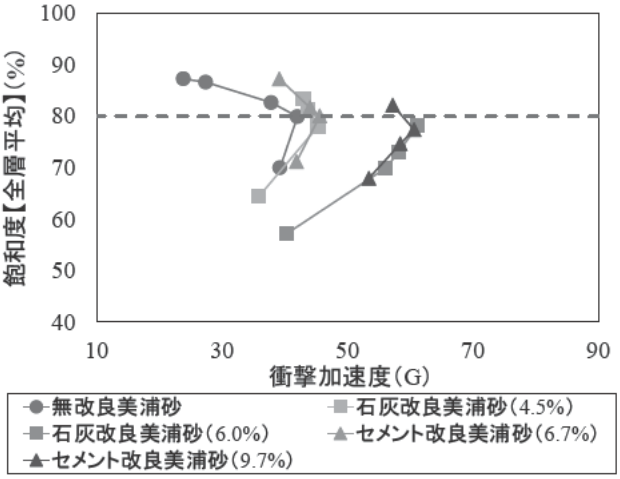


図８　飽和度と衝撃加速度の関係図

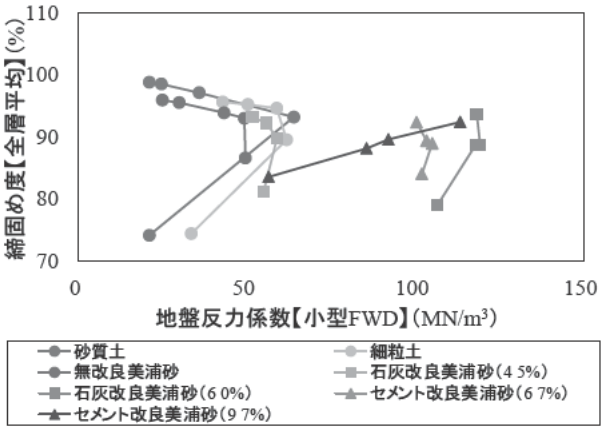


図９　締固め度と

地盤反力係数（小型 FWD）の関係

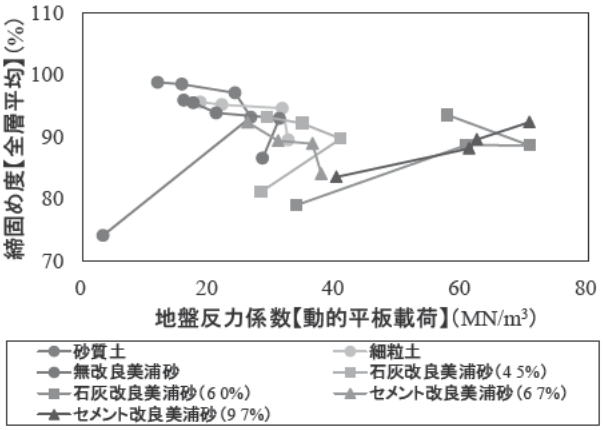


図１１　締固め度と

地盤反力係数（動的平板載荷）の関係

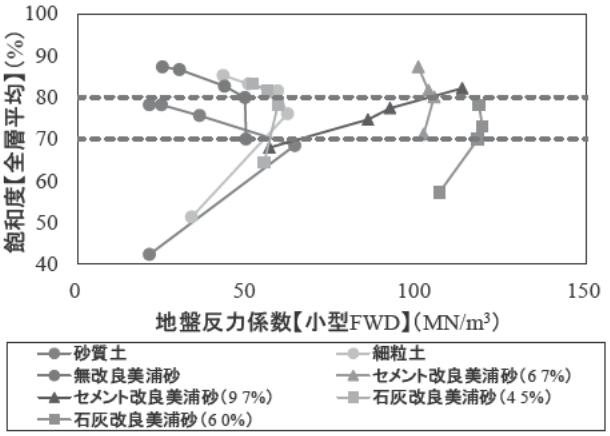


図１０　飽和度と

地盤反力係数（小型 FWD）の関係

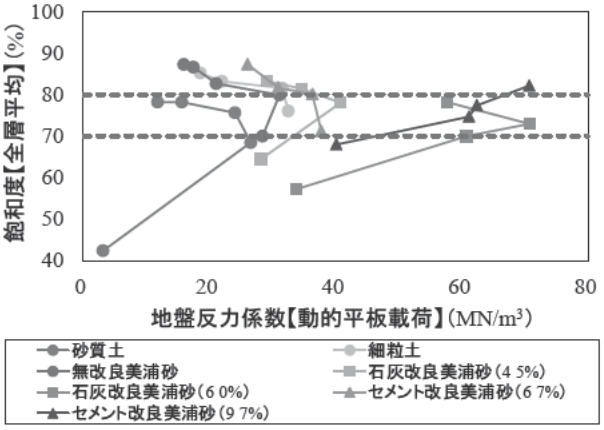


図１２　飽和度と

地盤反力係数（動的平板載荷）の関係

図１３に美浦砂の実験５ケースの一軸圧縮強さと乾燥密度の関係を示す．ブロックサンプリングによる供試体の一軸圧縮強さは「BS」と表記している．室内配合試験結果は，JCAS L－01「セメント系固化材による改良体の強さ試験方法」に準拠して３層突固めにより作製した供試体から求めたもので，「配合試験」と表記している．石灰改良土の（BS/配合試験）の強さ比は 0.4 ～ 0.5，セメント改良土では 0.3 であった．これらは，バックホウとソイルミキサーの撹拌精度の違い，締固め（突固め）までの経過時間の差，供試体の密度の違いなどによるものと考えられる．

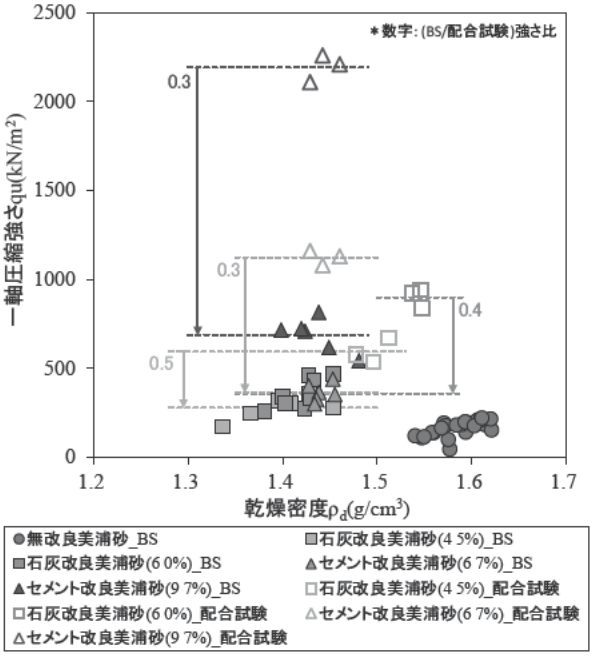


図１３　一軸圧縮強さ（材齢７日）と乾燥密度の相関

4. まとめ

自然含水状態の美浦砂に生石灰，セメント系固化材を混合した混合率の異なる改良土と，含水比を低下させた美浦砂の小型転圧機械による締固め施工実験を実施した.

美浦砂の改良土は固化材の混合率が高いほど最大乾燥密度が小さく，最適含水比が大きくなった．いずれのケースでも締固め度は同様の増加傾向を示したが，これらの密度増加を乾燥密度で評価すると，固化材混合率の高い改良土ほど最終的に得られる密度が小さかった．固化材混合率の高い改良土においてのみ，衝撃加速度による密度の把握がある程度可能であることが分かった．本研究及び既往の実験に用いたすべての地盤材料において，飽和度が 70 ～ 80 %未満の範囲では，衝撃加速度及び地盤反力係数と締固め度には正の相関が見られた．ブロックサンプリングによる供試体と室内配合試験の供試体の一軸圧縮強さの比は，材齢 7 日において 0.3～0.5 であった.

改良土で築造された土工構造物の長期耐久性を考慮した維持管理手法の開発に資するデータを蓄積するため,今後も地盤材料や転圧機械の種類を変えながら同様の実験を実施して行き,改良土盛土の品質向上を目指した施工管理や品質管理の手法の検証として、締固め特性の把握や適切な品質管理項目の検討を進める予定である.

5. 謝辞

本研究において，宮武上席研究員，近藤総括主任研究員，澤松主任研究員，宮下主任研究員及び藤田研究員には貴重なご意見とご指導を頂きました．また，締固め施工実験では，先端技術チーム及び施工技術チームの皆様に多大なご協力を頂きました．ここに，感謝の意を表します.

所属：基礎地盤コンサルタンツ株式会社

〈参考文献〉

1) 国土交通省，平成 24 年度建設副産物実態調査結果，2014
2) 井上，土工構造物の維持管理手法の開発に関する研究，平成 29 年度交流員研究報告書
3)佐藤ら,「盛土施工における締固め特性について（その５）小型締固め機械の締固め特性」，土木学会第 69 回年次学術講演会，2014
4)岩谷ら,「盛土施工における締固め特性について（その６）締固めによる地盤反力係数 K30 の特性」，土木学会第 69 回年次学術講演会，2014
5) 北海道開発局，平成 29 年度版道路・河川工事仕様書付表，pp. 39 44，2017
6) 龍岡文夫、第 2 回 盛土の締固め②，基礎工，pp. 102 405，2013，08
7) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説 土構造物平成 25 年改編，付属資料 31，pp. 419，2013

ゼブラフィッシュとヒメダカの生態毒性の比較

チーム名等　　水質チーム
氏　　名　　藤村　幸裕

1. まえがき

近年、国内外で流通・使用される化学物質の増加に伴い、事業所排水についても個別の化学物質の毒性評価に基づく規制・管理からバイオアッセイによる毒性評価に基づく化学物質の管理が注目されるようになっている。バイオアッセイは個別の化学物質等の定量などによる従来の物理化学的分析方法に対して、総合的(複合的) な影響を評価することが可能であることや評価結果が理解されやすいなどの特徴がある。特に生物応答を用いた排水試験(WET：Whole Effluent Toxicity test) については平成22年度から環境省が生物応答を利用した水環境管理手法に関する検討会を設置し、制度の導入や運用方法、試験法について検討が進められてきた。このうち試験法については概ね策定され、「生物応答を用いた排水試験法(検討案) [1)]」として、平成25 年3 月に国立環境研究所において公表されている。本試験法はin vivo系による試験であり、「胚・仔魚期の魚類(ゼブラフィッシュ又はメダカ)を用いる短期毒性試験」、「ニセネコゼミジンコを用いるミジンコ繁殖試験」、「淡水藻類を用いる生長阻害試験」から構成されている。

2. 研究目的

上記のように「生物応答を用いた排水試験法(検討案)」において、魚類を用いた短期毒性試験は「ゼブラフィッシュ」または「メダカ」を使用することが推奨されているが、両者の化学物質に対する感受性の違いに関する情報が少ない。そこで、化学物質(ニッケル、アンモニア、塩素)を溶解した試料を用いて「胚・仔魚期の魚類(ゼブラフィッシュ又はメダカ)を用いる短期毒性試験」を実施し、魚種内間の化学物質に対する感受性の違いを検討した。

3. 研究方法

3.1 試験試料の調整

表1に示す化学物質を脱塩素水道水に溶解し、各濃度区に濃度調整したものを試験試料として供試した。

表1　濃度区及び使用した化学物質一覧

曝露物質	濃度区[mg/L]	調整に使用した化学物質
ニッケル	0(対照),3.75,7.5,15,30	塩化ニッケル
アンモニア	0(対照),12.5,25, 50,100,200	塩化アンモニウム
塩素※	0(対照),0.03,0.06, 0.125,0.25,0.5,1.0	次亜塩素酸ナトリウム

※塩素濃度は、全塩素濃度

3.2 胚・仔魚期の魚類(ゼブラフィッシュ又はメダカ)を用いる短期毒性試験

本試験は胚・仔魚期の魚類を実験試料に一定期間曝露し、ふ化率などを調べ、対照区と比較することにより胚・仔魚期の魚類に対する実験試料の急性および亜慢性毒性を明らかにする。試験動物は国立環境研究所より分譲されたゼブラフィッシュ（*Danio rerio*）及びヒメダカ(*Oryzias latipes*)を使用し、環境省が提案している生物応答を用いた排水試験法（検討案）[1)]に基づき実施した。本試験は3.1で調整した試料を使用し、表2の試験条件で実施した。試験には50 mLのガラスビーカーを使用し、試験連数は4連/濃度区とした。濃度区ごとに受精4時間以内のゼブラフィッシュの胚または受精10時間以内のヒメダカの胚を40個（10個/連）曝露した。曝露期間は対照区の生存胚の半数以上がふ化した日をふ化日とし、ふ化日から5日後まで[1)]とした。曝露方式は半止水式（少なくとも週3回、2日または3日ごとに換水）とし、ふ化率及び生存率を求めた。照明は白色蛍光灯で明期16時間、暗期8時間とし、ゼブラフィッシュの水温は26±1℃、ヒメダカの水温は24±1℃とした。水質測定項目として、換水前後試料のpH、水温、DOを測定した。塩素を曝露した試験では、最大濃度区の換水前試料についてHACH社製のポケット残留塩素計を使用して全塩素濃度及び遊離塩素濃度も測定した。

表2　試験条件

試験魚種	ゼブラフィッシュ	ヒメダカ
試験水	脱塩素水道水	
連数	4連/濃度区	
受精卵数	10個/連	
曝露期間	8～9日間	13～14日間
曝露方式	半止水式(2日ごとに換水)	
照明	白色蛍光灯 明期16時間、暗期8時間	
水温	26±1℃	24±1℃
評価項目	ふ化率※1、生存率※2	

※1 ふ化率　＝ 最大ふ化所要日数での総ふ化仔魚数 / 供試卵数×100

※2 生存率(%) ＝ (曝露終了時の生存胚体数＋生存仔魚数) / 供試卵数×100

3.3 統計解析方法

試験で求めたふ化率及び生存率について、Bartlett検定（有意水準 α =0.05）により等分散性を評価した。等分散が確認された場合、Dunnett検定による多重比較（有意水準 α = 0.05）で対照区と実験試料との比較を実施した。等分散が棄却された場合はSteel検定（有意水準 α = 0.05）で対照区と実験試料とのふ化率と生存率の比較を実施した。これらの解析にはフリーの統計解析ソフトR[2)]を用いた。対照区と比較した時、統計学的に有意な低下が認められた最低濃度を最低影響濃度LOEC(Lowest Observed Effect Concentration)、LOECより一段階下の試験濃度で、対照区と比較した時、統計学的に有意な低下が認められない最高濃度を無影響濃度NOEC(No Observed Effect Concentration)とした。全ての試料濃度で対照区と有意差が認められない場合、最高濃度をNOECとした。

4. 研究結果

4.1 換水前後の水質

曝露試験の換水前後に測定したゼブラフィッシュの水温は全試験で26±1℃を維持した。ヒメダカの水温は25±1℃程度であり、生物応答を用いた排水試験法（検討案）[1)]で定められている24±1℃よりも高い傾向にあったが、本試験は生物応答を用いた排水試験法（検討案）[1)]で提案されている対照区の試験成立条件（対照区のふ化率80%以上、生存率70%以上、DOが飽和酸素濃度の60%以上）を満たしており、生物応答試験として成立していると考えた。平均pHは、全試験で7.3～8.2の範囲であった。DOは全試験で飽和溶存酸素濃度の60%以上であった。

4.2 ニッケルに曝露した短期毒性試験

ゼブラフィッシュの場合、ふ化率は全濃度において対照区と同等になった。生存率は30 mg/Lでは対照区に対して有意に低下した（$p<0.05$、図1）が、15 mg/Lでは対照区と同等になった。よって、ふ化率のNOECを30 mg/L以上、生存率のNOECを15 mg/Lと求めた。

ヒメダカの場合、ふ化率は全濃度において対照区と同等になった。生存率は15及び30 mg/Lでは対照区に対して有意に低下した（$p<0.05$、図2）が、7.5 mg/Lでは対照区と同等になった。よって、ふ化率のNOECを30 mg/L以上、生存率のNOECを7.5 mg/Lと求めた。

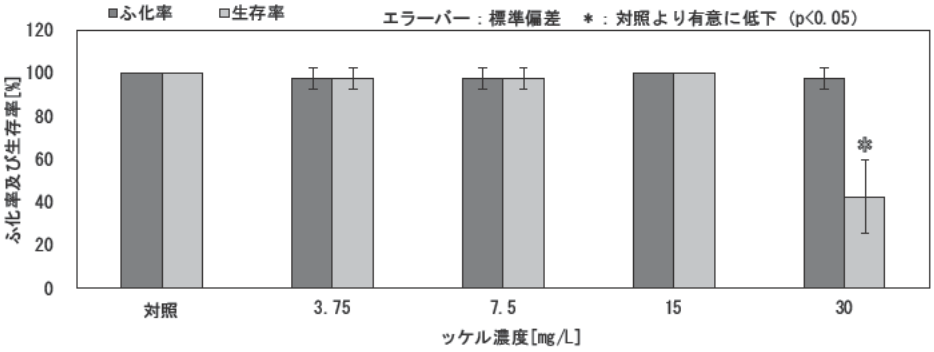


図1　ニッケルに曝露した時のゼブラフィッシュのふ化率と生存率

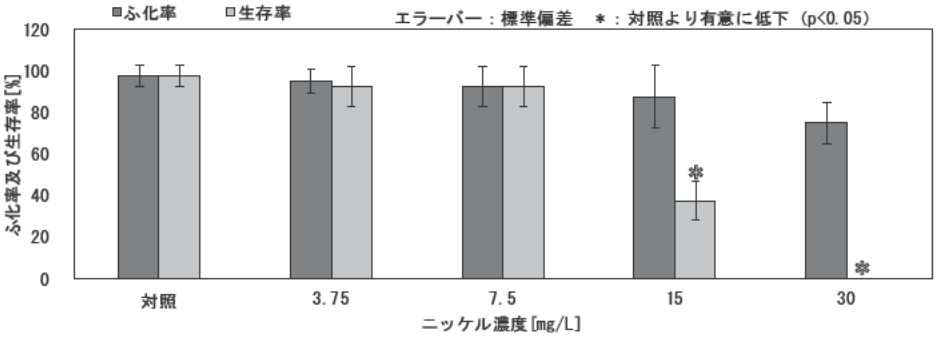


図2　ニッケルに曝露した時のヒメダカのふ化率と生存率

4.3 アンモニアを用いた短期毒性試験

ゼブラフィッシュの場合、ふ化率は200mg/Lでは対照区に対して有意に低下した($p<0.05$、図3)が、100mg/Lでは対照区と同等になった。生存率は200、100、50 mg/Lでは対照区に対して有意に低下した（$p<0.05$、図3）が、25 mg/Lでは対照区と同等になった。よって、ふ化率のNOECを100 mg/L、生存率のNOECを25 mg/Lと求めた。

ヒメダカの場合、ふ化率は全濃度において対照区と同等になった。生存率は200、100、50、25 mg/Lでは対照区に対して有意に低下した（$p<0.05$、図4）が、12.5 mg/Lでは対照区と同等になった。よって、ふ化率のNOECを200 mg/L以上、生存率のNOECを12.5 mg/Lと求めた。

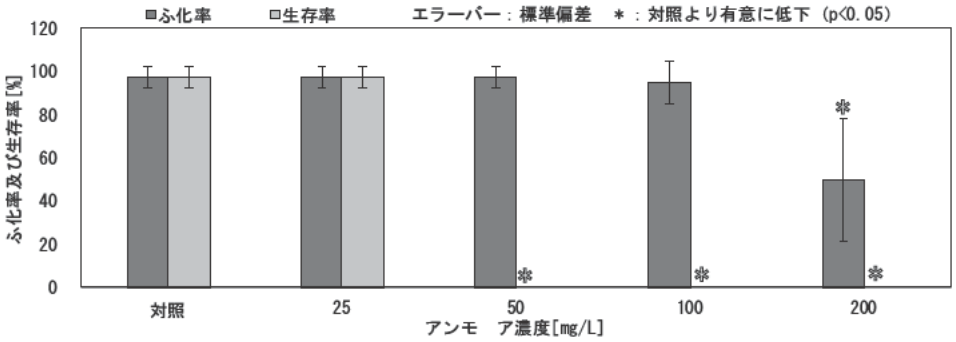


図3　アンモニアに曝露した時のゼブラフィッシュのふ化率と生存率

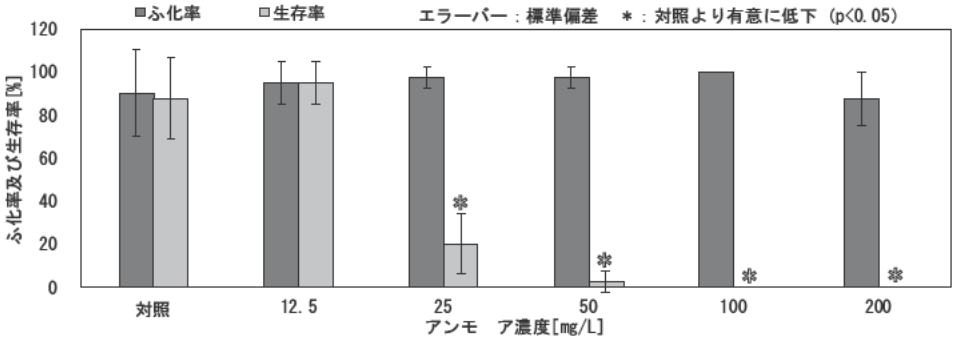


図4　アンモニアに曝露した時のヒメダカのふ化率と生存率

4.4 塩素を用いた短期毒性試験

ゼブラフィッシュの場合、ふ化率は全濃度において対照区と同等になった。生存率は0.25及び1.0 mg/Lでは対照区に対して有意に低下した（$p<0.05$、図5）が、0.5 mg/Lでは対照区と同等となり、曝露濃度と生物への影響の相関関係が読み取りにくい結果となった。LOECは0.25または1.0 mg/Lのいずれかと求められるが、「LOECより高濃度の試験濃度区では、LOECと同等以上の影響が観察されること[3)]」に基づき、LOECを1.0 mg/Lと求め、NOECを0.5 mg/Lと求めた。以上より、ふ化率のNOECを1.0 mg/L以上、生存率のNOECは0.5 mg/Lと求めた。

ヒメダカの場合、ふ化率及び生存率は1.0 mg/Lでは対照区に対して有意に低下した($p<0.05$、図6)が、0.5 mg/Lでは両指標共に対照区と同等になった。よって、ふ化率及び生存率のNOECを0.5 mg/Lと求めた。

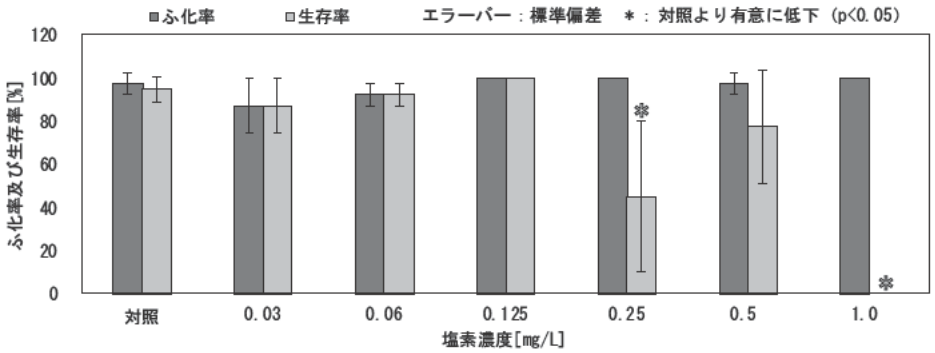


図５　塩素に曝露した時のゼブラフィッシュのふ化率と生存率

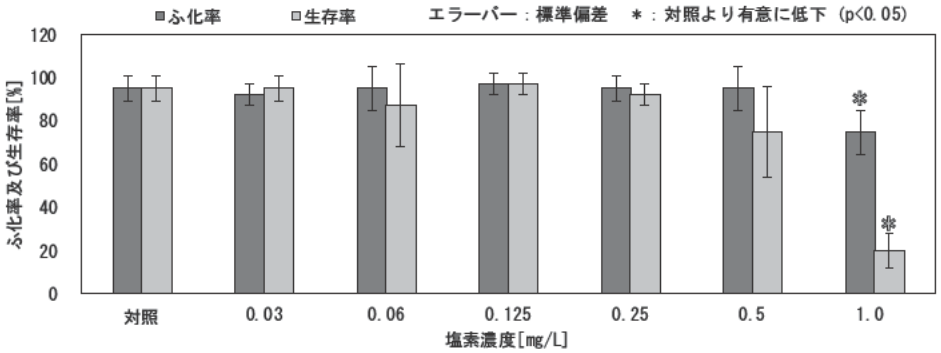


図６　塩素に曝露した時のヒメダカのふ化率と生存率

4.5 結果のまとめ

4.2～4.4の試験結果を表３に示す。ふ化率に対するNOECはニッケルでは同等であり、アンモニアではゼブラフィッシュの方が低い値を示し、塩素ではヒメダカの方が低い値を示した。生存率に対するNOECはニッケル、アンモニアではヒメダカの方が低い値を示し、塩素では同等であった。ゼブラフィッシュとヒメダカのふ化率または生存率に対するNOECは化学物質により違いがあったが、その違いは２倍程度であり、使用した化学物質に対する感受性は類似していると考えられる。

表３　試験結果(NOEC)のまとめ

評価項目	ふ化率		生存率	
試験魚種	ゼブラフィッシュ	ヒメダカ	ゼブラフィッシュ	ヒメダカ
ッケル	30mg/L以上	30mg/L以上	15mg/L	7.5mg/L
アンモ　ア	100mg/L	200mg/L以上	25mg/L	12.5mg/L
塩素	1.0mg/L以上	0.5mg/L	0.5mg/L	0.5mg/L

5. 結論

本研究では、ゼブラフィッシュ及びヒメダカを化学物質(ニッケル、アンモニアまたは塩素)に曝露し、魚種内間の化学物質に対する感受性の違いを検討した。その結果、ゼブラフィッシュとヒメダカのNOECの差は２倍程度であり、使用した化学物質に対する感受性は類似していることが判明した。

6. 謝辞

本研究を進めるにあたり、水質チームの小川上席研究員、北村主任研究員、村田研究員、ならびに水質チームの皆様にご指導いただきました。ここに記して感謝の意を表します。

所属：メタウォーター株式会社

〈参考文献〉

1)国立研究開発法人国立環境研究所環境リスク・健康研究センターリスク評価科学事業連携オフィス生態毒性標準拠点/生態毒性研究室、第11回生態影響試験実習セミナー　参考資料集
2)R Core Team、The R Project for Statistical Computing、http://www.r project.org/
3)環境省、藻類生長阻害試験、ミジンコ急性遊泳阻害試験及び魚類急性毒性試験、
https://www.env.go.jp/chemi/kagaku/hourei/tuuchi/mat12.pdf

輝度の分布によるコンクリート護岸ブロックのテクスチャーの粗滑の判別手法

チーム名等　　自然共生研究センター
氏　　名　　手代木　賢治

1. まえがき

河川整備に多く用いられる護岸には，治水面の機能を担保しつつ，河川環境（河川景観，自然環境）面の機能も保持することが求められ，材料となるコンクリート護岸ブロック（以下，護岸ブロックと呼ぶ）にも工夫がなされた様々な製品が製造販売されるに至っている（**図-1**）．平成 22（2010）年には，中小河川に関する河道計画の技術基準が通知され，より具体性を持つ考え方や整備における留意事項が記載された [1]．また，河川構造に大きく手が入れられる災害復旧に関する事項が示される「美しい山河を守る災害復旧基本方針」の平成 26（2014）年における改訂では，河川景観に対する具体的留意事項が改められ，護岸ブロック本体については、「法面の明度・彩度を小さくする」，「素材は適切な大きさとする」，「素材にはテクスチャーを付ける」，「忌避される景観パターンを避ける」の 4 つが追記されるなど [2]，景観に馴染む護岸ブロックの普及のための制度整備が進められてきている．しかしながら，これらについて定量的な整備基準が設けられているのは「明度（上限値 6）」についてのみであり，現場への適用を円滑に行うためには，他の評価項目についても具体的・定量的な基準や評価手法の開発が必要である．本研究では「テクスチャー」の定量的な評価方法の妥当性について検証を行うものである．

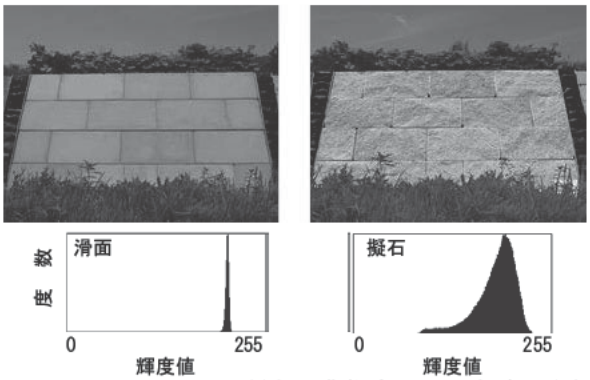


図-1　テクスチャーの異なる護岸ブロックと輝度の分布

（左：滑面，右：擬石）

2. 研究目的

テクスチャーに関する既往の研究では，風景に調和しない印象を多く持たれているテクスチャーは「滑面」であり，ネガティブな印象を持つ理由として「人工的である」「明るい」「平らである」[3]が上位となっている．一方，コンクリートに表面処理（はつり，たたき）を施したり，擬石風に仕上げることで景観評価が高くなること [4]，表面に凹凸がある方が自然物に近い感じを受ける [5]，表面テクスチャーが複雑な場合に自然な感じを受ける [5] との報告がある．このことから，本研究では特に，風景への調和を著しく損ねる「滑面」を規制することが一義的に重要であり，本研究ではそれを念頭とし，現場への普及のための汎用性を備えた評価手法を示すことを目的とする．

3. 研究方法

本研究で提案する評価手法については，護岸ブロックを評価する性質上，屋外の自然光の下で行われることを前提としている．そのため，種々の条件がどの程度評価に影響しうるかを念頭に，次のような手法により検証実験お

よび評価手法の構築を行った．

3.1 対象範囲

護岸の「テクスチャー」とは，素材表面が持つ質感や肌理（きめ）を表す[5]用語である．本研究で取り扱う護岸ブロックのテクスチャーの評価範囲については，**図-2** に示すとおり，護岸ブロックの目地（破線）により区切られる面的な部分（実線）に限定する．すなわち，目地も含んだテクスチャーについてはここでは記述しない．しかしながら，テクスチャーを構成する要素は，護岸ブロックを見る距離に応じて，素材表面から目地などに変化する．目地についても当然ながら景観上影響を与えることから今後の重要な課題である．

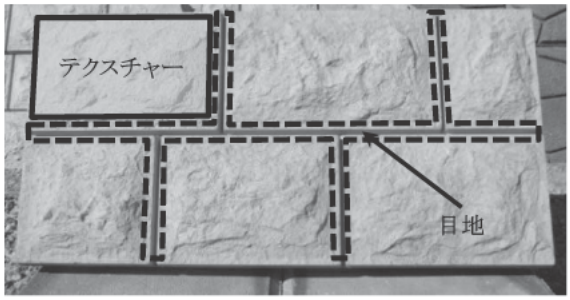


図-2　護岸ブロックのテクスチャーの評価範囲

表-1　テクスチャーの撮影条件

項　目	条　件
解像度	0.24 [mm/pixel] 以下
撮影位置	対象ブロックに正対
照　度	40,000 [lux] 以上

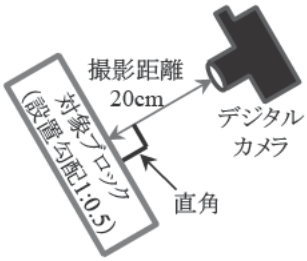


図-3　写真撮影の位置（側面図）

3.2 評価指標

護岸ブロック表面の肌理や凹凸の存在は，光源の影響を受けることにより明暗，すなわち輝度のばらつきとして量的に表現しうる．具体的には，護岸ブロック表面の肌理が細かく平らであれば陰影が乏しく輝度のばらつきは小さく，肌理が粗く凹凸があれば陰影に富み輝度のばらつきは大きくなる．つまり，輝度のばらつきは標準偏差で表現できると考えられる（**図-1**）．また泉ら[6]は，コンクリートのはつり表面の凹凸評価に簡易的な輝度値取得法としてデジタルカメラから取得した輝度値を用いている．本研究では，テクスチャーの評価指標として輝度の標準偏差（σ_L）を用い，その適用性について検討した．輝度については，デジタルカメラの画像データからも得られる YUV 色空間における輝度信号 Y（$=0.299 \times R + 0.587 \times G + 0.114 \times B$；ここに，R,G,B 赤緑青の各画素値）[7]を用いた．

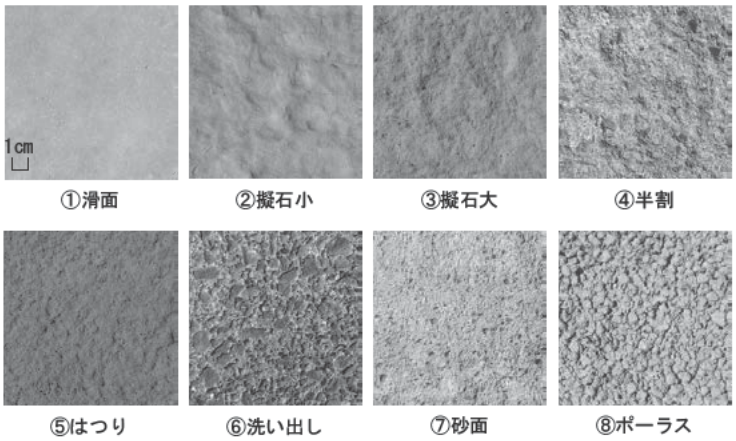
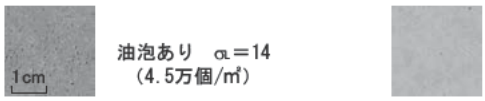
3.3 データの取得と解析方法

テクスチャーの輝度データ取得のための写真撮影条件を**表-1** および**図-3** に示す．写真はブロック表面から 20[cm]の距離から，護岸ブロックの表面に対し正対して撮影した．これにより，1[pixel]の実サイズが，視力 1.0 の成人男性が法面勾配 5 分の護岸の法尻に直立した状態で視認可能なサイズ（0.24[mm]）以下となる．得られた画像データから 5[cm]四方の範囲を切り出しデータ解析に用いた．ここでは，護岸ブロックの代表的な 8 種類のテクスチャー（**表-2**）を選定し，その中から滑面（**表-2**，①）と比較的肌理の細かい滑面以外 3 種（同表，②，③，⑤）とに判別することを念頭に，撮影時の光源の入射角度（θ）と照度をそれぞれ 35，45，55[°]（**表-2** a)），40,000～80,000[lux]（**同表** b)）に変化させた際の輝度の標準偏差（σ_L）に与える影響について検討した．

3.4 考えられる変動要因

撮影条件以外の σ_L の変動要因として，①デジタルカメラの機種の違い，②コンクリート表面の油泡，③解析範

表-2　検証実験に供したテクスチャーの種類と検討項目一覧

項　目		条　件
テクスチャーの種類		
a)	光の入射角度[°]	35，45，55
b)	照度[lux]	40,000，50,000，60,000，70,000および80,000
c)	デジタルカメラの機種	No 1:カシオ　EX-H20G，No 2富士フィルム　FINEPIX F70EXR， No 3富士フィルム　FINEPIX F770EXR，No 4ニコン　COOLPX L30， No 5パナソニック　LUMIX DMC-SZ8
d)	油泡による影響	 油泡あり　σ_L＝14（4.5万個/㎡）　気泡なし　σ_L＝5
e)	解析範囲[cm]四方	1，3，5，7，9，10および11

囲が考えられる．デジタルカメラの機種による σ_L への影響は**表-2** c)に示す機種を用いて検討した．油泡による σ_L の応答は，油泡有りと油泡無しの滑面の護岸ブロックを用い検討した．解析範囲については，同一写真の解析範囲を 1[cm]四方～11[cm]四方に変化させたときの σ_L の応答を評価した．

3.5 判別手法

コンクリート製品メーカー10 社の護岸ブロック製品の画像データに対し，滑面の判別が可能か検討した．判別には，滑面が 4 社，35 製品で，滑面以外が 9 社，90 製品のサンプルデータを使用した．

4. 結　果

4.1 撮影条件ごとの輝度の標準偏差の特性

a)　光の入射角度の影響

4 種（**表-2**①～③，⑤）のテクスチャーについて，光の入射角度（θ）と輝度の標準偏差（σ_L）の関係を**図-4** に示す．θ の変化が σ_L に与える影響は，全てのテクスチャーにおいてが鋭角になるほど σ_L が大きくなる傾向を示した．一方，θ が一定であればテクスチャーの違いを判別することができた．

b)　照度の影響

4 種（**表-2**①～③，⑤）のテクスチャーについて，照度と σ_L の関係を**図-5** に示す．全てのテクスチャーについて，照度の変化に対する σ_L の応答は小さかった．　なお，照度 40,000lux 以下（曇天）については，陰影が薄く光の入射角度（θ）を正確に把握できないため，実験を行っていない．

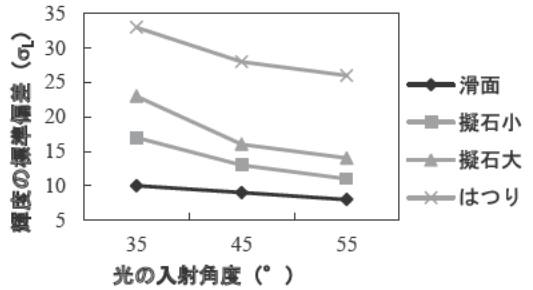


図-4　光の入射角度の影響（カメラ：No3,80000lux）

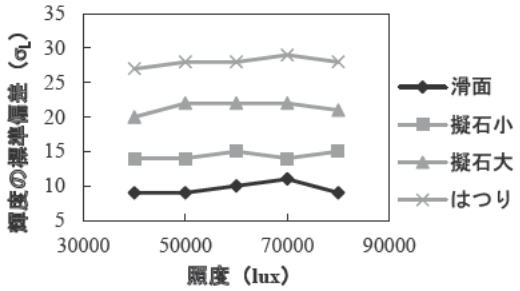


図-5　照度の影響（カメラ：No3,θ 45°）

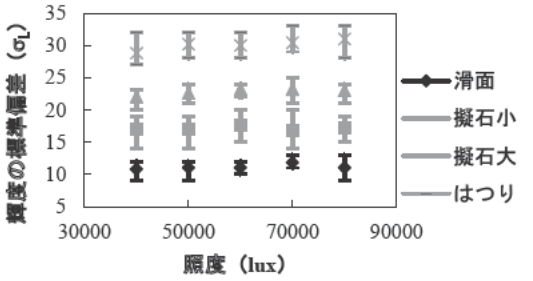


図-6　カメラ機種ごとのσ_Lのばらつき（θ=45°）

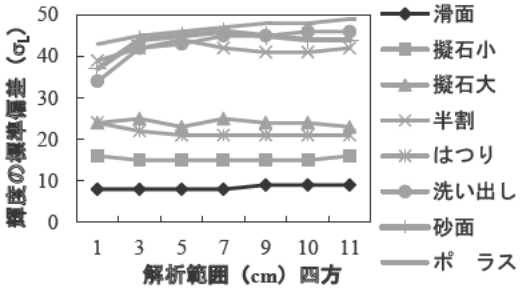


図-7　解析範囲の影響（θ=45°）

4.2 考えられる変動要因の影響

a)　デジタルカメラの機種による影響

デジタルカメラの機種による影響をみるため，4 種（**表-2**①～③，⑤）のテクスチャーについて，照度別にデジタルカメラ 5 機種の σ_L の平均値と 5 機種の中の最大値，最小値を**図-6** に示す．検討に用いた機種については，照度が異なる場合においてもテクスチャーごとの値の範囲に重複がなかった．

b)　油泡による影響

滑面の護岸ブロックについて，油泡がある箇所と無い箇所を選定し，σ_L を測定した結果を**表-2** d)に示す．その結果，油泡がある箇所と無い箇所では，σ_L は前者で 14，後者は 5 となり，油泡の量による σ_L への影響が認められた．

c)　解析範囲の影響

8 種（**表-2**①～⑧）のテクスチャーについて分析範囲と σ_L の関係を**図-7** に示す．テクスチャーの種類によって，分析範囲が大きくなると，σ_L が小さくなるものと逆に大きくなるものまたは変わらないものがあった．

4.3 閾値と判別能

滑面（4 社，35 製品），滑面以外（9 社，90 製品）の σ_L のヒストグラムを**図-8** に示す．この図に示す値は，前述の油泡がある護岸ブロックは除外している．また，滑面以外の画像データには，擬石，半割およびポーラス（**表-2**②～④，⑧）の値が含まれている．

取得した滑面の画像データの σ_L の範囲は，3～11 であった．一方，滑面以外の画像データの σ_L の範囲は，8～51 であり，σ_L が 8 以上～11 以下の範囲で，滑面と滑面以外が重複していることが分かる．重複区間の滑面と滑面以外の画像データの一部を**図-9** に示す。滑面以外と称された画像データは，陰影が乏しく σ_L の評価と同様に，見た目においても滑面と同程度のテクスチャーであると判断できるものであった．

5. 結　論

結果より，画像データを取得する場合の撮影条件や撮影範囲を定めることで，護岸ブロックの滑面と滑面以外を概ね判別することが示唆された．そこで以下では，撮影条件，解析範囲，定量的な評価について考察する．

5.1 撮影条件

光の入射角度（θ）が輝度の標準偏差（σ_L）に与える影響が認められた（**図-4**）．これは，護岸ブロックに対しθが鋭角になるほど陰影の映る面積が広くなるため，σ_L が大きくなったと考えられる．そのため，評価においては平均的な陰影を映し出すθ＝45[°]が良いと考える．

照度が σ_L に与える影響は微少ながら認められ，照度が高くなるに従い σ_L が大きくなる傾向を示した(**図-5**)．しかし，照度の影響に比べ，テクスチャーの違いによる影響が大きく，滑面と滑面以外を判別するために影響を与えるほどではない．撮影時に必要な照度としては，40,000[lux]以上を確保すれば良いと考えられる．

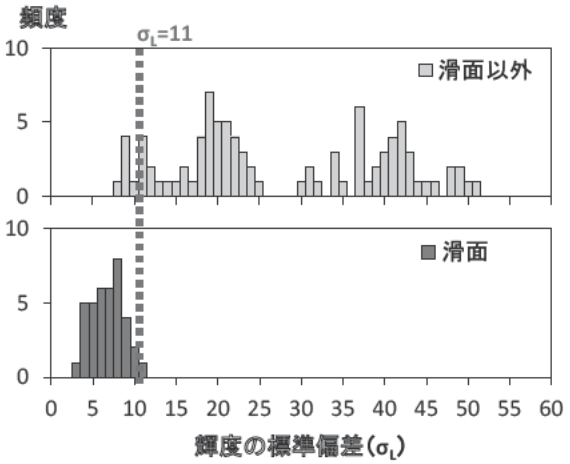


図-8　滑面と滑面以外の分布（θ=45°）

滑面　σ_L＝8　　擬石　σ_L＝8　　擬石　σ_L＝9

図-9　重複区間の画像データ（θ=45°）

5.2 設定条件

デジタルカメラの機種については，滑面で最大4，滑面以外で最大6の変動が生じた（**図-6**）．しかし，滑面と滑面以外の σ_L に重複がなく，テクスチャーの違いによる影響の方が大きいことから，滑面と滑面以外を判別するために影響を与えない．ただし，今回検証していない機種については，判別に影響を及ぼす可能性があることに留意する必要がある．

油泡については，油泡があると σ_L が大きくなるため（**表-2 d)**），油泡が含まれた画像データで評価を行うと，正しい評価が得られない．評価を行う場合には，油泡が無いブロックを製造し，撮影することが望ましい．同様に，護岸ブロックの色ムラや気泡についても製造時に配慮が必要である．

テクスチャーの種類によって傾向は異なるが，解析範囲の違いによって，σ_L が変化する場合がある．しかし，全てのテクスチャーにおいて，解析範囲を広げることで σ_L が安定していくことが見て取れる（**図-7**）．そのため，標準的な解析対象範囲としては，今回の5[cm]四方以上が妥当である．

5.3 判別方法

滑面と滑面以外を判別するために，取得した滑面の画像データ2σの範囲は，6.1±4.9となった．正規分布を仮定すると，この範囲に滑面の約95%が入る．**図-8**より，滑面で σ_L が11以上であった数量は1製品で，滑面全体の2.9%であった．そのため，滑面と滑面以外を区別する σ_L の閾値には，滑面の評価結果から算出した2σの上限値

を閾値（σ_{Lth}）として，11 を設定することが妥当であると考えられる．

以上のことから，今回対象としていた護岸ブロックのテクスチャーより，河川景観上忌避すべき滑面を合理的に判別することが可能となった．

6. 考察

本研究では，護岸ブロックにおいて景観上避けられるべき滑面の判別手法を開発した．以下にまとめて記す．

① 撮影条件は，光の入射角度 θ＝45[°]で ，かつ照度は 40,000[lux]以上とすることで，輝度の標準偏差（σ_L）が安定する．

② 油泡，気泡および色ムラが含まれると，正当な評価が得られない．画像データを取得する際にはそれらがない護岸ブロックを製造する必要がある．

③ 滑面の評価結果から算出した 2σ の上限値を閾値 σ_{Lth}=11 と設定することで，テクスチャーの中から忌避すべき滑面を定量的に判別可能である．

以上を踏まえ，画像データの撮影方法および評価基準を整備することにより，現場への普及が図られ河川景観の保全に繋がるものと考えられる．

7. 謝辞

本研究を進めるにあたり、ご指導いただきました萱場上席研究員に感謝申し上げます。また、日頃より多くのアドバイスをいただき、知識を学ばせていただいた自然共生研究センターの皆様にも深く感謝申し上げます。

所属：共和コンクリート工業株式会社

〈参考文献〉

1) 国土交通省河川局：中小河川に関する河道計画の技術基準について，2010.

2)公益社団法人全国防災協会：美しい山河を守る災害復旧基本方針，p70 71，p95 97，146pp，2014.

3)櫻井玄紀，原田守啓，森照貴，尾崎正樹，萱場祐一：中小河川における積み護岸の明度・テクスチャーに対する定量的評価手法の確立，河川技術論文集，vol.19，pp.117 122，2013

4)菊森佳幹，河野広隆，岡本享久，鳥居南康一：道路擁壁の表面形態が景観評価に及ぼす影響，コンクリート工学年次論文集，vol.17，pp295 300，No.1 1995

5)村田茂樹，岡本享久，鳥居南康一，仕入豊和：コンクリート系製品を用いた河川護岸構造物の景観設計に関する基礎的研究，コンクリート工学論文集，第 7 巻第 1 号，pp133 141，1996.1

6)岡村雄樹，足立一郎：コンクリートのはつり表面の凹凸評価に関する基礎的研究，土木学会関東支部技術研究発表会講演概要集，Vol.32 5，pp95 96，2005

7)須田清隆，本田陽一，木下朋子，吹石康広:ダム空間の景観デザインについて，ダム工学，Vol. 7 (1997) No. 4 ，pp 217 224

高水敷切下げ後の樹林化抑制に向けた早期植生回復に関する研究

チーム名等　　自然共生研究センター
氏　　名　　兼頭　淳

1. まえがき

自然堤防帯の河川では、河積確保のために高水敷切下げが実施されている。切下げ後の地盤面は、当初、裸地の状態であるが、間もなくすると植物に覆われることが多い。このとき，ヤナギ類が再樹林化する箇所もあれば[1,2,3]，草本と樹林が競合する箇所もある。例えば、小貝川の切下げ箇所（図-1）では高水敷を同じ高さで切下げているにも関わらず、ヤナギ類が再樹林化した箇所とヨシ・オギ原が広がった箇所に分かれており、切下げ高さを制御しても狙いの植生状態とならない可能性がある。環境条件とその後の植物の状態の関係性については必ずしも十分に明らかにされていないが、河積が確保できない箇所では、切下げ後に草本類が優占するほうに誘導する技術を確立する必要がある。 このような背景のもと、高水敷切下げ後の樹林化を抑制する一つの方法として、切下げ後にヨシやオギ等の高茎草本を早期に回復させてヤナギ類の定着を抑制する対策が試験的に試行されている（以下、本研究では便宜的に早期植生回復と呼ぶ)。しかし、早期植生回復によるヤナギの抑制効果を評価した事例は少ないうえ[4]、経年的な変化傾向を分析した研究事例は見当たらない。

図-1　小貝川での切下げ箇所の事例

2. 研究目的

本研究では、高水敷切下げ後の樹林化抑制への一助とするため、現地調査と資料分析を実施し、早期植生回復よるヤナギ類の抑制効果を検証するとともに、実施する際の検討手順や課題を抽出した。

3. 研究方法

3.1 現地調査

本研究では、ヨシまたはオギの移植を行っている赤川、多摩川、矢作川、木曽川の計４河川、ヤナギ類とヨシまたはオギが同所的に生育している揖斐川、小貝川、野洲川の計３河川、合計７河川においてベルトトランセクト調査を行った。ベルトトランセクト調査では、まず周囲の植生を代表するような場所で、堤防法尻から水際付近にかけて横断方向に向かって調査範囲となるベルト測線

図-2　現地調査対象河川

を設定した。次に、ベルト測線上の中心から幅 2m の範囲で、測線上の優占種が異なる任意の地点で調査を行った。調査項目は、優占植物種、水面比高、表層土壌の含水率および土壌厚とした。水面比高は、調査時におけるベルト測線上の水際線を基準高さとし、調査地点の比高から求めた。なお、調査地近傍の水位観測所において、調査時の水位が平水位より 10cm 以上高かった場合は、調査時の水位と平水位の差分で補正した。また、感潮区間の矢作川については平均潮位（T.P.0m）を基準高さとした。以上の調査を 2017 年の 5 月から 11 月にかけて合計 308 地点で調査を実施した（図-2）。

3.2 資料分析

矢作川の 5.4-5.7k 左岸（感潮域）では、ヨシ原再生事業として 2010 年度に 2 種類の地盤（T.P.+0.5m および T.P.+0.8m）に切下げ、2010 年度と 2011 年度の 2 回に分けて、部分的にヨシ根茎やヨシ苗の移植を行っている（図-3）。 当該地区ではヨシ移植後の植生変化について経年的にモニタリング調査を実施していることから、植生図や移植に関する資料を収集し、その結果をもとに早期草本回復によるヤナギ類の繁茂抑制効果について分析した。

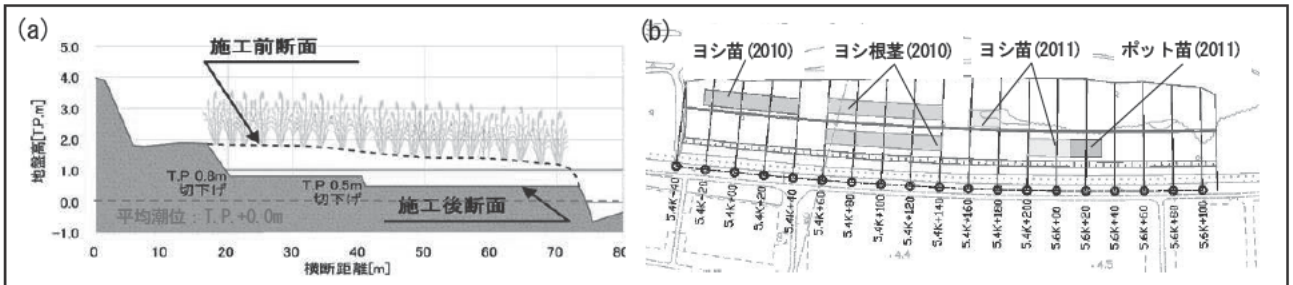


図-3　矢作川における施工断面図(a)およびヨシ移植区画(b)

3.3 データ解析

現地調査で多くの確認された植物の上位 5 種を対象に、それらの生育環境（水面比高，土壌厚，含水率）に違いがあるかについて統計解析を行った。各生育環境において等分散性が仮定できなかったため（バートレット検定；$p<0.05$）、クラスカル・ウォリス検定を用いて植物種間に差が認められるかを検定した。有意差が認められたものについてはシェッフェの方法で多重比較を行った。データ解析には R3.4.0 を使用した。

4. 結果と考察

4.1 現地調査　～ヤナギ類とその周辺の植物の生育環境～

ベルトトランセクト調査では、確認地点数が多かった上位 5 種として、ヤナギ類（アカメヤナギ、タチヤナギ、カワヤナギ）、ヨシ、オギ、セイタカアワダチソウ、ヨモギが確認された。これら 5 種の生育環境（水面比高、含水率、土壌厚）を比較した結果を図-4 に示す。ヤナギ類とヨシが確認された水面比高は、25～75%分位点間で、それぞれ 0.54～1.06m、0.44～1.16m であり、有意な差が認められず、同じような水面比高で生育していた。土壌厚（ヤナギ類:0.32～1.00m;ヨシ:0.50～1.00m）でも有意差は認められなかったが、含水率（ヤナギ類:15.0～44.5%;ヨシ：29.8～58.6%）には有意差が認められ（$p<0.05$）、ヨシの方がヤナギ類より湿潤な環境で確認された。一方、オギ、セイタカアワダチソウ、ヨモギの 3 種は、ヤナギ類と各生育環境項目において有意差があり、高い水面比高で土壌厚が薄く乾燥した場所で確認された。これらのことから、ヤナギ類は平水位付近を生育適地としており、ヨ

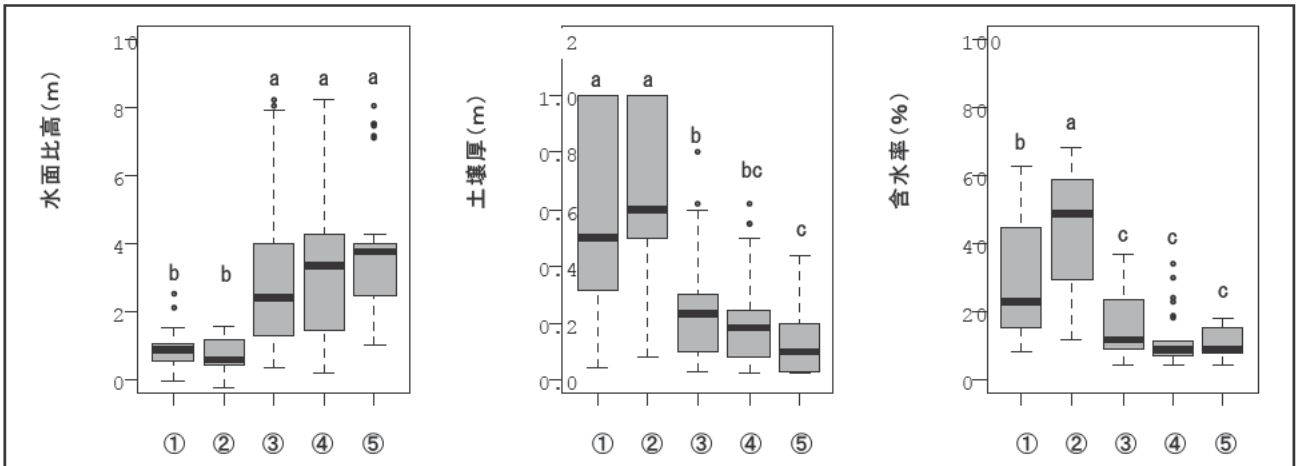


図-4　主な植物の生育環境の比較　※アルファベットは多重比較の結果を示す
（①：ヤナギ類、②：ヨシ、③：オギ、④：セイタカアワダチソウ、⑤：ヨモギ）

シと競合関係にあると推察される。

4.2 資料分析　～ヨシによるヤナギ類の抑制効果～

切下げ後1年目から6年目までの植生分布の変遷を図-5に示す。2種類に切下げた基盤のうち、T.P.+0.5m基盤ではヨシ群落が広く形成されたが、T.P.+0.8m基盤では切下げ後3年目からヤナギ群落が拡大した。一方、T.P.+0.8m基盤における区別の植生変化をみると、ヨシ根茎区では、切下げたままの区や、ヨシ苗やポット苗を移植した区に比べてヤナギ群落の拡大が著しく抑制されていた。この違いを生んだ理由としては、ヨシ根茎区において移植後すぐにヨシが混生または優占する群落が形成されたことが関係していると考えられる。切下げ後1年目におけるヨシが混生または優占する群落は、ヨシ根茎区で約76%を占めたのに対し、その他の区画で10%以下であった。ヤナギ類の多くは明るく土壌水分の多い箇所で旺盛な初期生長を見せる[5,6]ことから、初期にヨシが優占したヨシ根茎区ではヤナギ類の種子の発芽や実生の生長に必要な裸地（光環境）の制限を介してヤナギ類の定着を抑制することができたと考えられる。したがって、ヤナギ類の繁茂抑制には早期にヨシを密生させることが重要であり、その工法として根茎土の敷き均しが有効であると推察される。

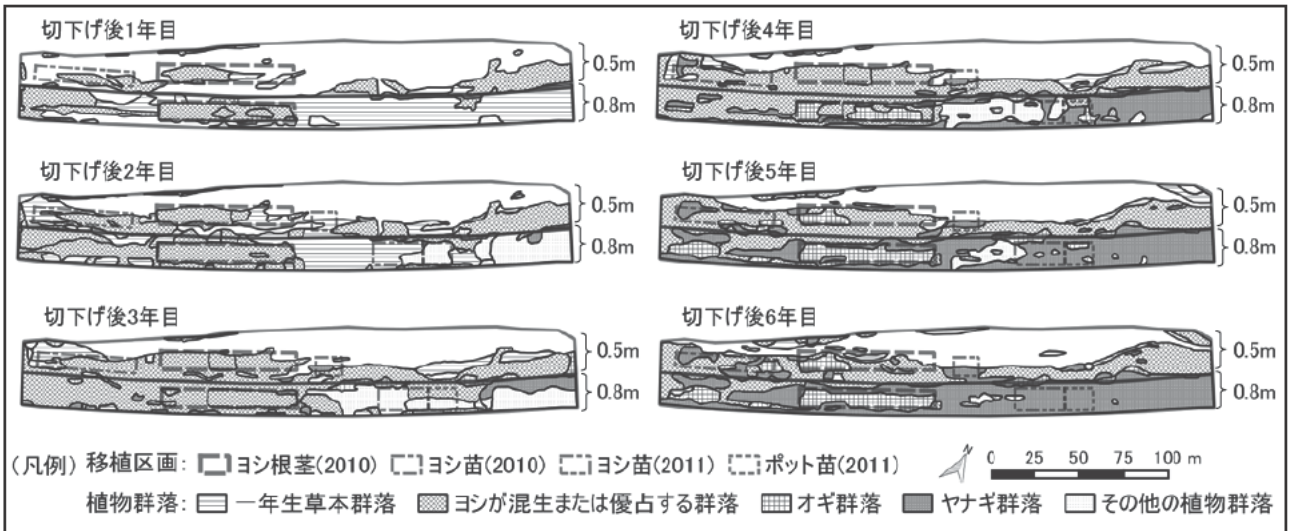


図-5　矢作川における高水敷切下げ後の植生分布の変化

4.3 早期植生回復の検討手順と課題

現地調査の結果から、高水敷切下げ後のヤナギ類の樹林化を避けるためには、まずヤナギ類の生育適地となる平水位付近の高水敷切下げを避けることが重要であると考えられる。次に、平水位付近まで高水敷を切下げる場合は、ヤナギ類が樹林化する可能性が高くなることを踏まえ、早期植生回復により樹林化抑制対策を行うことが有効であると考えられる。早期植生回復には、ヤナギ類と生育環境が似ており、生長が早く密生した群落の形成することでヤナギ類の種子発芽や実生の生育に必要な光環境を制限するヨシが有効であることが示された。ただし、ヨシはヤナギ類より高い含水率の土壌条件下で確認されたことから、含水率が低い環境下においては、比較的乾燥に強く、ヨシと同様に密生した群落を形成するオギを代用することも有効であると考えられる。ヨシとオギは日本全国の河川で生育しており[7]、移植個体が比較的入手しやすく，移植方法に関する知見が豊富にある面からも移植しやすい種であると言える。他方、矢作川の事例をみると、ヨシ根茎区においてもヤナギ類の面積が経年的に増加傾向にあることから、長期的にヤナギ類の繁茂を抑制するためには、植生のモニタリング等を通じた監視と伐採等の維持管理の実施といった順応的管理を計画段階から取り組むことが重要である。

5. 結論

本研究によって、高水敷を平水位付近まで切下げた場合はヤナギ類が樹林化する可能性が高く、切下げ後の樹林化抑制対策としてヨシの早期回復が有効であることが示された。また、その工法として根茎土の敷き均しが有効であった。一方、高密度の根茎移植はコスト面だけでなく、移植元となる自生地への影響も大きくなることから、今後は現地実験や現地調査を通じてヤナギ類の繁茂抑制に必要なヨシやオギの被度等の閾値を探索し、移植に必要な根茎の密度を整理する必要がある。

6. 謝辞

本研究の実施に際し、国土交通省中部地方整備局豊橋河川事務所には貴重なデータを提供していただきました。また、大石哲也主任研究員をはじめ、自然共生研究センターの皆様には多大なご指導、ご協力を頂きました。ここに記して、感謝の意を表します。

所属：株式会社建設技術研究所

〈参考文献〉

1) 大石哲也，萱場祐一「河川敷切下げに伴う初期条件の違いが植生変化に及ぼす影響に関する一考察」環境システム研究論文発表会講演集，Vol.60，pp.1045 1050，2016
2) 内藤太輔，金縄健一，福永和久，今村史子，萱場祐一：全国の河川を対象とした河道内植生の分布特性と成立要因および河道掘削後の変化，河川技術論文集，Vol.22，pp.469 474，2016
3) 池田茂，片桐浩司，大石哲也，對馬育夫，萱場祐一：河道掘削箇所におけるヤナギ類の過剰な繁茂に関する要因分析と抑制方策について，土木学会論文集，Vol.73，No.2，pp.38 49，2017
4) 函館開発建設部，平成21年度後志利別川河川整備計画検討業務（試験施工地調査）報告書，2009
5) 斉藤新一郎：ヤナギ類とは　形態・生態について，ヤナギ類その見分け方と使い方，北海道治山協会,144p，2001
6) 石川慎吾：河川植物の特性，pp.116 139，河川環境と水辺植物　植生の保全と管理　（奥田重俊，佐々木寧編），ソフトサイエンス社，261p，1996
7) 大石哲也：河川植生の維持管理～基本と実践～，2017年度（第53回）水工学に関する夏期研修会講義集Aコース，2017

吸引管を用いたダムからの土砂供給技術に関する研究

チーム名等　　水理チーム
氏　　名　　岩田　幸治

1. まえがき

土木研究所では、ダム貯水池の堆砂対策およびダム下流の流砂環境の保全・改善のために、より広範囲な貯水池条件に適用可能で、経済的な堆砂対策手法として、ダムの水位差によるエネルギーを活用し、輸送管としてフレキシブル管を用いた排砂手法（通称：潜行吸引式排砂管（以下、排砂管））の開発を行っている。これまで実験により、砂礫（巨礫や塵芥をほとんど含まない）を小規模落差でも吸引して下流へ供給できることを確認している[1)2)]。

そこで本研究では、排砂管の現地での適用に向けて、既往研究で得られた知見を基に検討を行い排砂管の設計手法を提案し、実際のダムの条件での事例研究を行った。

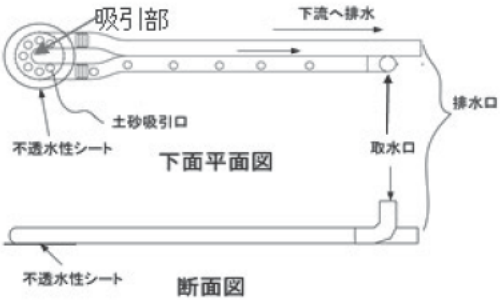
2. 研究目的

既往研究では室内および現地実験での小規模落差について、排砂管を用いて砂礫を数十メートルの短距離において下流へ供給できることを確認しているが、実際の施設設計においてはサイフォンやスラリー輸送等の検討が必要となる。このため本研究では排砂管の設計手法の全体像を整理し、提案する。

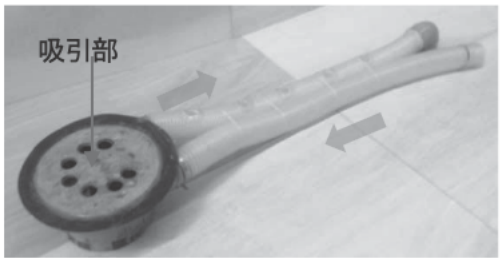
3. 排砂管設計手法の提案

3.1 排砂システムの構成

排砂管の構造を図-1、写真-1 に示す。排砂管は取水口から折り返し部（以下、吸引部）までがフレキシブル管（サクションホース）で、吸引部は重量を持たせて主に鋼製とし、底面に天然ゴム製の不透水性のシートを配している。吸引部から排水口側は輸送管としてフレキシブル管としている。また吸引部と取水口側の管底面には管径の半分の大きさの穴を設けて土砂の吸引口を設けている。排砂管は貯水位と吐口の水位差を活用して、管路内の通水に伴い、吸引口で発生する負圧により堆砂を管内へ吸引し、ダム下流へ排出するものである。操作イメージを図-2 に示す。まず、①排砂管を堆砂の表面に設置し、②下流の吐口のバルブを開くことにより、水位差によるエネルギーを活用して堆砂を吸引・放流する。堆砂はすり鉢状を形成しながら吸引され、吸引部は堆砂内に潜行していく。吸引部が底面に達した後も吸引部と取水口側の管底面の穴から土砂を吸引し続け、③最終的には排砂管は再び堆

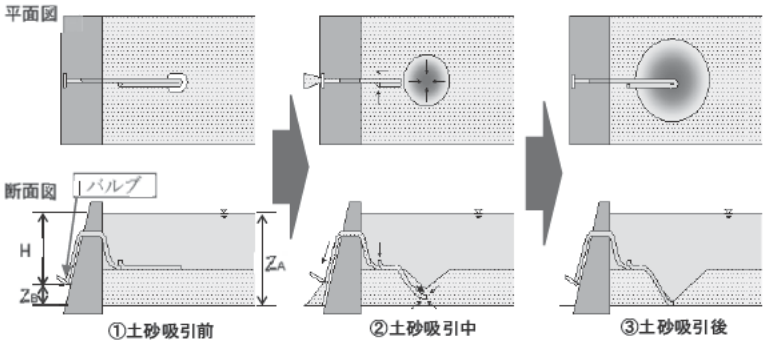


図－1 潜行吸引式排砂管の構造



写真－1 排砂管（裏返した状況）

砂の表面に現れるという仕組みにより排砂を行う。本技術の特長は、堆砂状況に応じて設置位置を自由に決定でき堆砂表面に置くだけで、設置後はバルブを開ける操作のみで安全に運用でき、回収も容易であるという点である。安価で安全で柔軟かつ簡易な仕組みとなることが期待される。



図－2　排砂管の操作イメージ

3.2 設計条件

排砂管は水位差によるエネルギーを活用して、土砂を下流に排出するものであるが、その原理は式(1)に示すベルヌーイの定理により説明することができる。図-2 に示すように水面では流速$v_A, P_A = 0$、吐口では流速$v_B = v$、圧力$P_B = 0$となり、水位差Hとすると式(2)のとおりとなる。

$$Z_A + \frac{P_A}{w} + \frac{{v_A}^2}{2g} = Z_B + \frac{P_B}{w} + \frac{{v_B}^2}{2g} + \sum h \quad (1)$$

$$H = \frac{v^2}{2g} + \sum h \quad (2)$$

ここに、Z_A, Z_B：水面および吐口の高さ(m)、P_A, P_B：水面および吐口部での圧力(N/m²)、w：水の単位体積重量(kN/m³)、v：流速(m/s)、$\sum h$：排砂管内での吸引や曲がり等の抵抗および摩擦による損失水頭 (m)を表す。

この原理に従い設計することとなるが、流速や損失、圧力、水位差等に配慮が必要なため、次のとおり整理する。

3.2.1　管内流速

土砂の管路輸送では、粒子を浮遊の状態で輸送するために速い流速が必要とされ、消費動力が大きくなる。排砂管ではポンプ等の消費動力ではなく、水位差によるエネルギーを活用するが、水位差を大きくとれば、管内流速は大きくなり、負圧が発生しやすくなることから水位差に制約が生じる。また水平管路では粒径が大きくなるに従って、速い流れにおいても粒子は浮遊せず、転動、摺動、あるいは跳躍によって流動する。そこで流動状態を管理するために、管内流速の検討が必要である。ここでは管内流速を検討する条件を以下の通り整理する。

1）損失を考慮した流速

管内流速は吸引部や曲がり等の区間ごとに形状損失および摩擦損失を計算し、全損失水頭と水位差を用いて算出する。各形状損失は吸引部では別途実験により得た値、取水口の入口や曲がり等の送泥時の形状損失は清水時の値を用いる。送泥時の管路摩擦係数f'は清水時の管路摩擦係数fのα倍とし、長谷川ら[3)]が提案した以下の式を用いる。

$$f' = \alpha \times f \quad (3)$$

$$\alpha = 1 + \beta(\gamma \quad 1) \quad (4)$$

ここに、α：送泥時の管路摩擦係数の増加割合、β：材料係数（表-1）、γ：泥水密度を表す。

以上により、管内の損失を考慮した送泥時の管内流速を次式に示す。

$$v = \sqrt{\frac{2gH}{1 + f'\frac{l}{D} + f_i + f_s + f_b + f_v}} \quad (5)$$

ここに、H：水位差(m)、f'：送泥時の管路摩擦係数、f_i：取水口の入口損失係数、

表-1　材料係数[3)]

材料	β
粘土・シルト	2
細砂	3
砂・礫交じり砂	4
礫	5

f_s：吸引部の損失係数、f_b：曲がり損失係数、f_v：バルブによる損失係数を表す。

2）堆積限界流速

水平管路のスラリー輸送の状態については、流速が大きいと均質流（浮遊流）となるが、流速の低下とともに下層が高濃度となる不均質流、下層に摺動層が生じる摺動流、下層に堆積層が生じる堆積流と変化する。それぞれの状態変化点における流速を浮遊限界流速、摺動限界流速、堆積限界流速と定義される。摺動層流の流れの下限は、粒子が管底に堆積を開始する流速であり、管内閉塞の恐れからも限界速度を検討しなければならない。この限界速度は多くの研究者により実験的研究がされている。代表的なものとして Durand の堆積限界流速[4]を次式に示す。

$$V_L = F_L\sqrt{2gD(S \quad 1)} \quad (6)$$

ここに、V_L：堆積限界流速(m/s)、F_L：粒径と濃度から決まる定数（図-3）、D：管径(m)、S：土粒子比重を表す。

水平管路ではこの堆積限界流速を下限値とし、管内流速がこの値を下回らないように設計することが望ましい。

3）粒子の沈降速度

垂直管内においては粒子の沈降速度より流速が大きければ、原理的には粒子を輸送することができ、粒子の沈降速度は、とくに垂直輸送に対しては重要である。排砂管においては、吸引部またはダム堤体を越す際に垂直輸送となるため、管内流速は沈降速度より大きくなるように設計することが必要である。

粒子の沈降速度の適用はレイノルズ数($Re = u\,\rho_w d/\mu_w$)によって領域が分かれており、以下の式に表される[5]。

・ストークス領域（$Re \leq 1$）

$$u = \frac{g(\rho_s \quad \rho_w)d^2}{18\mu_w} \quad (7)$$

・アレン領域（$1 < Re \leq 100$）

$$u = \left\{\frac{4}{255}\frac{g^2(\rho_s \quad \rho_w)^2}{\mu_w\rho_w}\right\}^{1/3} d \quad (8)$$

・ニュートン領域（$100 < Re \leq 2.5 \times 10^5$）

$$u = \sqrt{3g(\rho_s \quad \rho_w)\frac{d}{\rho_w}} \quad (9)$$

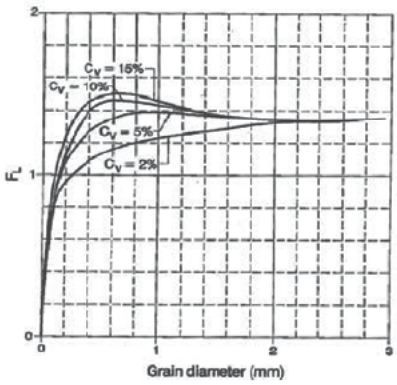


図-3　係数 F_L と粒径の関係[4]

ここに、u：沈降速度(cm/s)、ρ_w, ρ_s：水および粒子の密度(g/cm³)、μ_w：水の粘度(mPa･s)、d：粒径(cm) を表す。

3.2.2　管路の圧力

管路には外圧および内圧がかかるため、管路を長くすると内外圧力差が大きくなり、膨張や収縮が生じる。そこで設計では、区間ごとに内外圧力差を計算し、管の許容圧力範囲内であることを確認する必要がある。また管路が長く流速が速いときまたはサイフォン形式のとき、一部に負圧が発生するため、負圧にも耐える管の材質や構造を選定する。

3.2.3　水位差

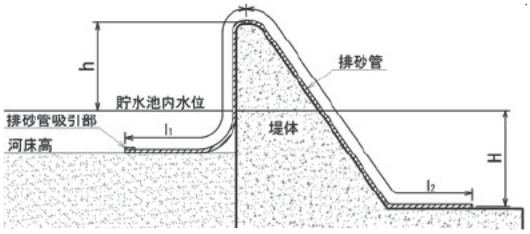
排砂管の設置方法として、①ダム堤体内に設置し、排砂管全体が貯水位より下にある場合（堤体内放流形式、図-2）、②ダム堤体を越え、排砂管の一部が貯水位より上に存在する場合（サイフォン形式、図-4）の二つに分類される。特にサイフォン形式の場合などで管の一部が動水こう配線より高い区間が存在するとき、圧力水頭が負にな

る。したがって、負圧の限度は理論的には-1 気圧（-10.33m）となるが、実際は水中に溶けた空気の気化や曲がりの部分の遠心力による圧力低下のため、圧力の限度は-7～-8.5m となる[6]。このとき水位差は式(10)で表されるように制限されるため、限界値以下となるように設計しなければならない。またサイフォン頂部高さも式(10)により制限される。

・水位差の限界値

$$H = \frac{f'\frac{l_1+l_2}{D}+1+f_i+f_s+f_b+f_v}{f'\frac{l_1}{D}+1+f_i+f_s+f_b}\left((7\sim8.5)\quad h\right) \quad (10)$$

ここに、h：貯水位からサイフォン頂部高さ(m)、l_1：吸引部から頂部までの管長(m)、l_2：頂部から吐口までの管長(m)を表す。



図－4　排砂管のサイフォン形式

3.3 排砂管設計手法

以上の設計条件を基にして排砂管の設計フローを図-5 に提案する。まず対象となるダムにおいて、ダム諸元等の基本条件および排砂条件から排砂管形式（堤体内放流形式またはサイフォン形式）を決定する。このときサイフォン形式の場合堤体を跨げる高さを貯水位から 7～8.5m を目安とする。形式を決定後、排砂管諸元を設定する。別途実験で得た清水時の管路摩擦係数を用いて、式(3)(4)より送泥時の管路摩擦係数を得る。さらに設定した管路延長および管路摩擦係数、形状損失係数を用いて、式(5)により管内流速を算出する。このとき管内流速は堆積限界流速および沈降速度より大きい値とし、条件を満たさなければ排砂管の諸元を再度検討する。管内外圧力差は区間ごとに計算し、管の許容圧力範囲内であることを確認する。またサイフォン形式の場合は、水位差やサイフォン頂部高さが制限内であるかを確認し、サイフォン形式が適用可能かを検討する。

以上により単一の排砂管の排砂量が求められ、設計排砂量、排砂時間等に合わせて排砂管本数を設定する。

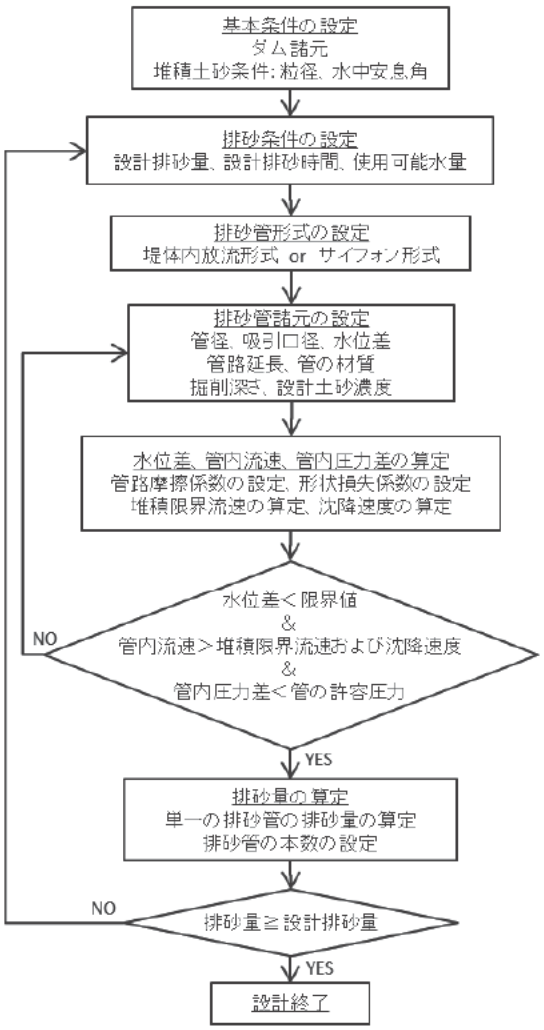


図-5　排砂管の設計フロー

3.4 排砂管設計手法の適用性の確認

前節で提案する排砂管設計手法の適用性について既往研究の現地実験[7]の結果と比較した。図-6 に現地実験装置の配置概略図を示す。排砂管は管径 100mm （吸引口径 50mm）の吸引部およびサクションホース、電磁流量計、土砂濃度計測装置、バルブにより構成され、全長約 40m、水位差約 3.2m とし 、サイフォン形式となっている。

表-2 に設計手法による検討事例と実験結果の比較を示す。対象土砂は貯水池内に流入した自然堆砂を対象とした。清水時の管路摩擦係数は吸引部、サクションホース、土砂濃度計測装置の三区間に分け、別途実験で得た値を用いた。送泥時の管路摩擦係数は土砂濃度 5%とし、式(3)(4)より算出した。設計手法のサイフォン頂部高さ、水

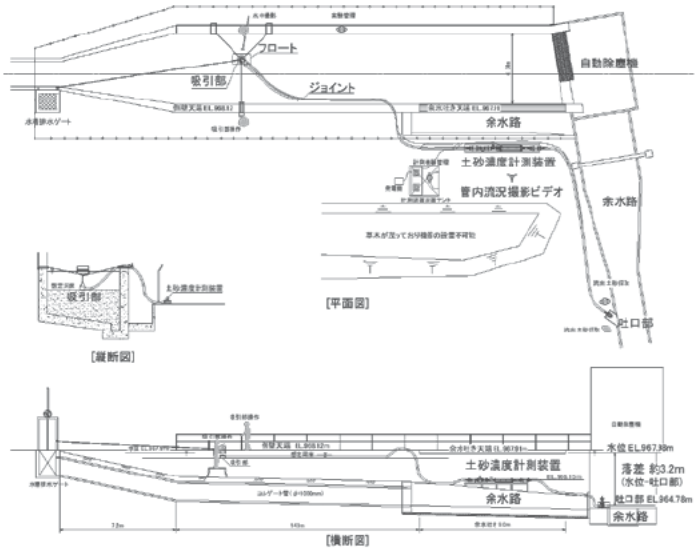


図-6　排砂管の現地実験概略図

表-2　設計手法による検討及び実験結果

項目			設計手法による検討	現地実験結果
排砂管形式	サイフォン式			
堆積土砂条件	代表粒径		0.62mm	
	最大粒径		9.5mm	
	水中安息角		30°	
設計土砂濃度			5%	5%
排砂管諸元および境界条件	管径		100mm	
	吸引口径		50mm	
	水位差	現場条件	3.2m	
		(サイフォンの限界値)	13.6m	
	揚程	現場条件	0.2m	
		(サイフォンの限界値)	6.5m	
	取水口の入口損失係数		0.5	
	吸引部の損失係数(清水／送泥)		1.6／2.0	
	バルブ(全開)の損失係数		0	
	管路摩擦係数	吸引部(清水／送泥)	0.035／0.043	
		サクションホース(清水／送泥)	0.016／0.020	
		土砂計測装置(清水／送泥)	0.023／0.029	
	管路延長		約40m	
	管内流速	清水時	2.42m/s	2.35m/s
		送泥時	2.22m/s	2.26m/s
		(堆積限界流速(代表粒径))	2.30m/s	
		(沈降速度(最大粒径))	0.67m/s	
	管内外圧力差	計算値	0.02～0.02MPa	
		(サクションホース許容値)	0.05～0.15MPa	

位差の限界値はサイフォン許容圧力-8.5mで計算し、それぞれ限界値以内となり、設計上の流速は清水時で2.42m/s、土砂濃度5%で2.22m/sとなった。代表粒径の堆積限界流速は2.30m/sとなり、計算上の流速では堆積層が形成される値になった。管内外圧力差は-0.02～+0.02MPaとなり、管の許容圧力範囲内であることを確認した。

本実験ではサイフォン形式で清水、土砂濃度5%ともに排水および排砂を確認できた。また設計流速は実験結果の流速と比較して大きな差異はなく、堆積限界流速以下であるため、堆積層が生じていることも確認できた。以上から提案した排砂管設計手法が実際のダムにおいて排砂管の設計検討に適用できると考えられる。

4. 事例研究（実際のダムへの適用例）

実際のダムでの適用を考え、ダムAを例に排砂管設計手法を用いて設計検討を行った。ダムの諸元は、堤高57.5m、堤頂長171.0m、天端高EL331.5m、常時満水位EL326.4mである。

排砂管設計の概略を図-7および表-3に示す。排砂管はサイフォン形式で配置、管径300mm（吸引口径150mm）の吸引部を取水口付近に置き、管路はダム堤体を越え、下流の点検設備付近に吐口を設置し、水位差は5.0m、全長は約92mとなる。対象土砂は細砂で、代表粒径0.15mm、最大粒径0.25mmと設定する。設計排砂深さは8.0mとし、1608m³の土砂を排出することを目標とする。土砂濃度5%と想定し、管路摩擦係数は別途実験で得られた清水時の値を用いて式(1)(2)より求め、管内流速は式(3)より清水時で3.39m/s、土砂濃度5%で3.12 m/sとなった。また設計手法でのサイフォン頂部高さ、水位差の限界値はサイフォン許容圧力を-8.5mで計算し、それぞれ設計値は限界値以内であることを確認した。管内流速は堆積限界流速（代表粒径）および沈降速度（最大粒径）を上回っており、管内の閉塞は起こらないと考えられる。管内外圧力差は-0.08～0.00MPaとなり、管の許容圧力範囲内であることを確認した。

以上の設計から排出量（空隙率=0.4と仮定）は66.2m³/hとなり、設計排出量1608m³を約1日で排出可能と考えられる。

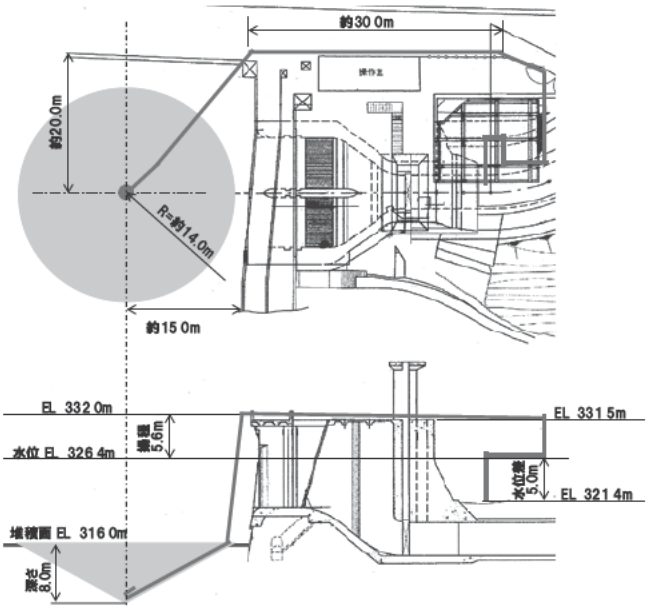


図-7　ダムＡにおける排砂管の設計概略図

表-3　ダムＡにおける排砂管の設計概略事例

項目			設計手法による検討
排砂管形式	サイフォン式		
堆積土砂条件	代表粒径		0.15mm
	最大粒径		0.25mm
	水中安息角		30°
	掘削深さ		8.0m
設計土砂濃度			5%
排砂管諸元および境界条件	管径		300mm
	吸引口径		150mm
	水位差	現場条件	5.0m
		(サイフォンの限界値)	5.3m
	揚程	現場条件	5.6m
		(サイフォンの限界値)	5.8m
	取水口の入口損失係数		0.5
	吸引部の損失係数(清水／送泥)		1.0／1.2
	バルブ(全開)の損失係数		0
	管路摩擦係数	吸引部(清水／送泥)	0.035／0.043
		サクションホース(清水／送泥)	0.016／0.020
		土砂計測装置(清水／送泥)	0.023／0.029
	管路延長		約92m
	管内流速	清水時	3.39m/s
		送泥時	3.12m/s
		(堆積限界流速(代表粒径))	3.07m/s
		(沈降速度(最大粒径))	0.04m/s
	管内外圧力差	計算値	0.08～0.00MPa
		(サクションホース許容値)	0.1～0.2MPa
設計排砂土砂量(空隙率0.4と仮定)			1608m^3
			66.2m^3/h

5. 結論

排砂管の現地での適用に向けて、既往研究で得られた知見を基に排砂管の設計手法を検討した。提案した設計手法と現地実験の比較により、手法としての適用性を確認した。また実際のダムへの適用として、サイフォン形式にて設計排出量 1608m^3 を約 1 日で排砂を可能とする設計例を提案した。

今後の課題として、流速の条件として沈降速度を設定したが、粒径の上限があり、粒径の大きい礫等には適用できないため、大きい粒径に対しての沈降速度を検討しなければならない。また土砂輸送時のエネルギー損失の推定の精度を向上させるために、泥水流下時の曲がり等の損失係数の検討や実証試験などによるエネルギー損失の検証等を行っていくことが必要と考えられる。

6. 謝辞

本研究を行うにあたり、多大なるご指導、ご協力を頂きました水理チームの石神上席研究員、宮川主任研究員、ならびに同チームの皆様方には貴重かつ有意義なご意見を頂きました。ここに記して感謝申し上げます。

所属：日立造船株式会社

〈参考文献〉

1) 宮川仁：「室内実験と現地実験による潜行吸引式排砂管の開発」、大ダム、No.230、pp.38-44、2015.01
2) 宮川仁、宮脇千晴、櫻井寿之、石神孝之、箱石憲昭：「潜行吸引式排砂管の現地排砂実験による実用化に向けた検討」、河川技術論文集、Vol.21、pp.189～194、2015.06
3) 長谷川源太郎、八木得次、徳永省三：運輸技術研究所別冊 浚渫ポンプの性格とその使用法、三角舎、p.11、1958.02
4) Durand R.: "Basic Relationships of the Transportation of Solids in Pipes-Experimental Research", IAHR 5th Congress, Minneapolis, pp.89-103, 1953.09
5) 社団法人土木学会：水理公式集、p.387、丸善出版、1999.11
6) 社団法人土木学会：土木工学ハンドブック第四版Ⅰ、p.491、技報堂出版、1989.11
7) 宮川仁、櫻井寿之、本山健士、宮脇千晴：「潜行吸引式排砂管による小規模貯水池における排砂実証試験」、平成 29 年度ダム工学会研究発表会・講習会発表論文、2017.11

破砕度と開口亀裂の評価に基づく重力変形領域の推定

チーム名　火山・土石流チーム
氏　　名　　林　幸一郎

1. まえがき

深層崩壊対策として、重力変形に伴う微地形をレーザー測量データを活用して判読し、危険箇所を抽出する検討が進められている[1), 2)]。一方、深層崩壊対策を検討していく上では土砂量の推定も重要であり、現地調査などにより斜面内部の変形領域を評価することが重要となる。

2. 研究目的

地すべり運動が進行している領域においては、無構造な角礫岩、引張り割れ目など、特徴的な破砕や亀裂が認められることが報告されており[3)]、ゆるみ岩盤[4)]など重力変形斜面の変形領域にも、同様の特徴が認められることが考えられる。近年、著しく品質が向上した高品質ボーリング調査や、ボアホールカメラを用いた孔壁調査は、重力変形斜面で認められると考えられる特徴的な破砕や亀裂の調査にも有効と考えられる。そこで本研究では、ボーリングコアと孔壁画像を用い、破砕状況と亀裂状況に着目して岩盤性状の評価を行い、変形領域の下端深度を推定する手法を検討した。

3. 研究方法

3.1 研究対象

本研究は、平成23年に奈良県五條市で発生した深層崩壊の近傍に位置する【赤谷西地区】を対象とした（図-1）。赤谷西地区は、熊野川水系川原樋川支流赤谷川の支渓流に面した、斜面勾配30～40° の北向き斜面である。斜面には不規則形状の凹凸が認められ、斜面上部の尾根付近に幅約10 mの線状凹地が分布することなどから、重力変形が生じていると考えられる。本研究では、斜面上部付近で実施された調査ボーリング孔（Ak-5孔、削孔長85 m）を用いて岩盤の破砕状況と亀裂状況を評価し、深度方向の分布から変形領域の下端深度を推定した。

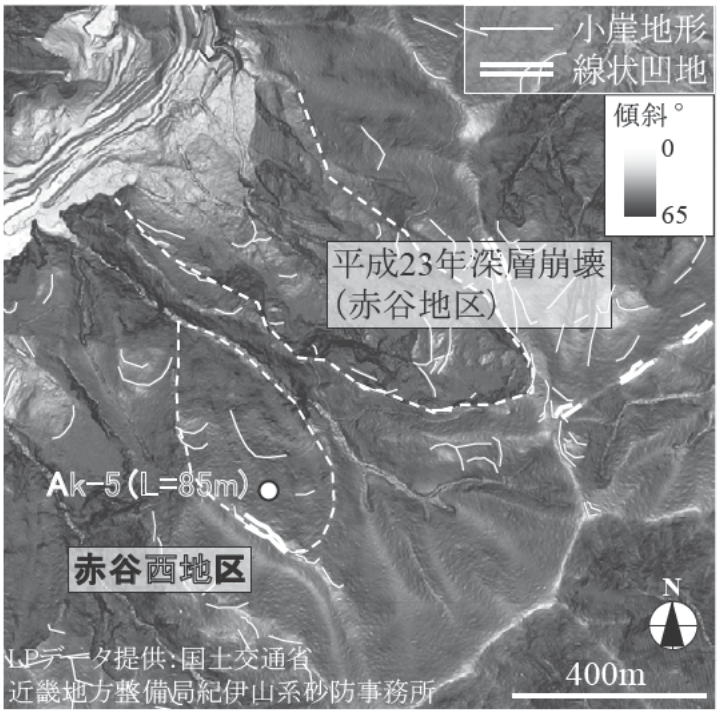


図-1　検討対象地点位置

3.2 破砕状況の評価

破砕状況は、脇坂ほか[3]による破砕度区分を用いて評価を行った。評価には、高品質ボーリングにより極力乱さずに採取され、要領[5]に則り丁寧に取り扱われたボーリングコアを用いた。

3.3 亀裂状況の評価

亀裂は、㈱レアックス製のボアホールイメージプロセッサー（深度方向の分解能 0.25 mm、円周方向の分解能 360 px）で取得された孔壁展開画像から判読した。また、亀裂の深度、走向、傾斜、開口量についても測定を行った。

その上で、亀裂は、開口量と形状により以下の 3 種類に区分し評価した。このうち亀裂 C は、引張り割れ目[3]と同様の視点で区分した。

亀裂 A：開口量が孔壁画像から測定できないほど小さい亀裂

亀裂 B：開口量が測定でき、形状が平面に近い亀裂

亀裂 C：開口量が測定でき、面形状が鋸歯状で、層理面と斜交し鉛直に近い形状の亀裂

さらに、亀裂の判読結果は、ボーリングコアと対比しその妥当性を確認した。亀裂の判読例を図-2 に示す。

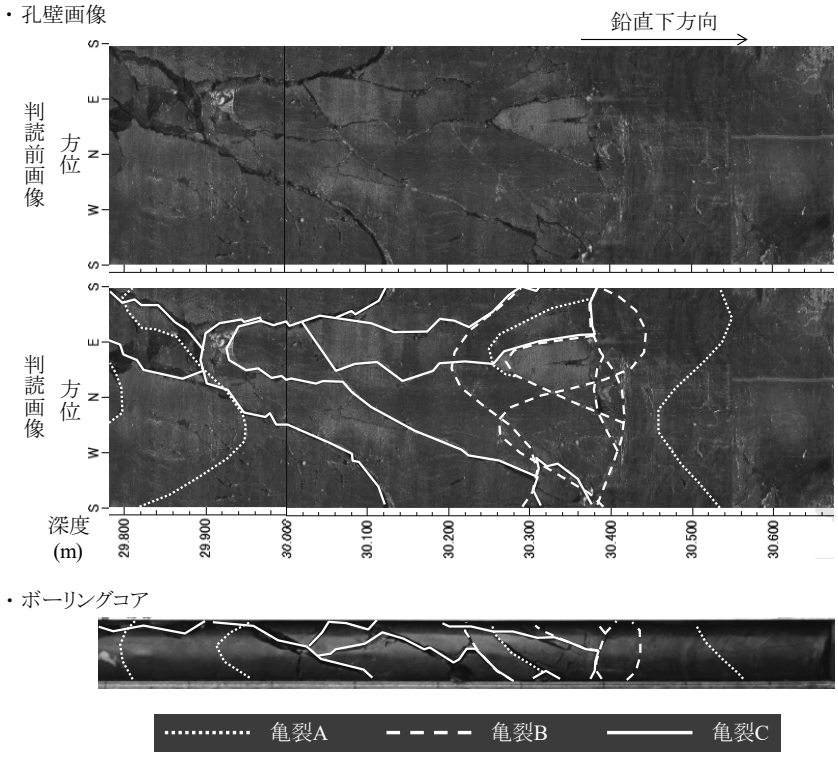


図-2　亀裂区分例

3.4 変形領域推定結果の妥当性評価

破砕状況と亀裂状況の評価に基づき推定した変形領域の下端深度は、平成 29 年 9 月～平成 30 年 2 月の挿入式孔内傾斜計による観測結果と対比し、その妥当性を評価した。

4. 研究結果

4.1 破砕状況と亀裂状況の評価結果

評価結果を図-3 に示す。破砕度区分の結果、全削孔長 85 m 中、Cr1a は 47.16 m、Cr1b は 8.05 m、Cr2 は 4.67 m、Cr3 は 0.74 m、Cr4 は 0.24 m と評価された（図-3 (c) ）。無破砕の岩盤は 18.77 m、崩積土など破砕度を評価できなかった区間は 5.37 m であった。粘土～砂状の Cl は認められなかった。角礫岩には断層由来のものも含まれる可能性もあるが、複合面構造が不明瞭であったため今回は全て Cr で評価した。破砕度の深度方向の分布は、無構造の角礫岩（Cr2～Cr4）が深度 67.61 m まで認められた。一方、引張り割れ目が認められる岩盤である Cr1a、Cr1b は深度 72.21 m まで認められた。

亀裂は、亀裂 A を 177 面、亀裂 B を 511 面、亀裂 C を 73 面判読した。深度方向の分布は、亀裂 A は深度 84.66 m のほぼ調査深度下端まで認められ、亀裂 B は深度 80.22 m まで、亀裂 C は深度 62.60 m まで認められた。図-3 (e) には、亀裂 C の 1 面ごとの開口量と、ボーリング孔底からの累積開口量を併せて示す。累積開口量は深度 62.60 m から次第に多くなることが特徴であり、それ以深のボーリングコアで認められる引張り割れ目は、孔壁画像では開口は認められなかった。

以上の結果から、変形領域の下端深度は、無構造な角礫岩の分布下限の深度 67.61 m、もしくは亀裂 C が認められ累積開口量が増加する深度 62.60 m と推定され（図-3 (c) ,(e) ）、そのうち深い深度は 67.61 m であった。

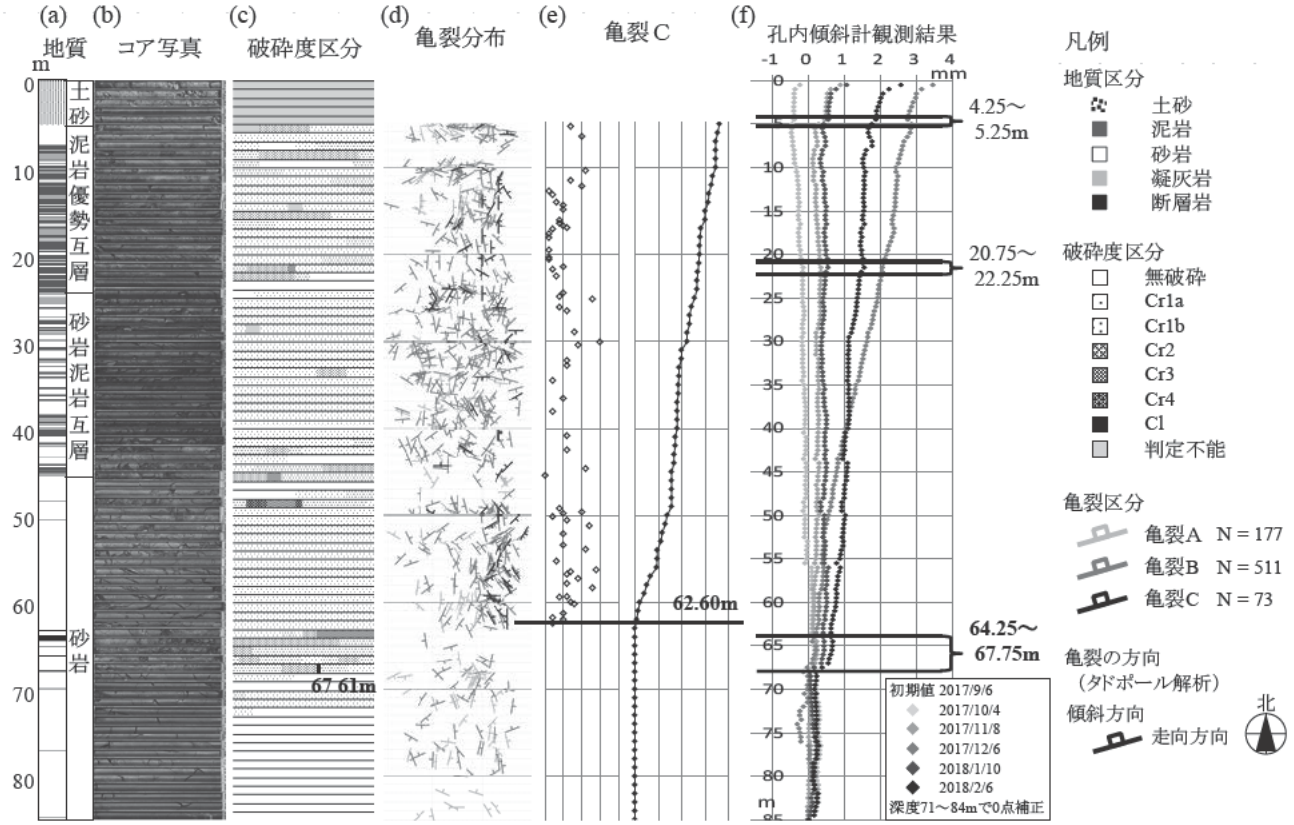


図-3　破砕度と亀裂状況による岩盤性状の評価と孔内傾斜計観測結果

4.2 変形領域下端深度の妥当性

挿入式孔内傾斜計による観測結果を図-3 (f) に示す。深度 64.25～67.75 m 区間においてほぼ北向き方向に 0.48 mm の変位が計測され、この区間の変位が最も深い深度における地中変位であった。なお変位の方向は、斜面の傾斜方向と概ね一致する。破砕度と亀裂状況から推定された変形領域の下端深度 67.61 m とは 0.14 m の差であり、概ね妥当な結果を示すものと考えられる。

4.3 亀裂と線状凹地の方向の関係

亀裂 C の方向は、図-4 に示す通り、深度 5～32 m、32～50 m 区間に比べ、深度 50～65 m 区間では方向性が明瞭で、北北西－南南東方向と、北北東－南南西方向の 2 方向が卓越していた。これらを斜面周辺の線状凹地の伸びる方向（図-1 参照）と比較すると、深度 50～65 m 区間で卓越する方向は、線状凹地の伸びる方向と調和していた。

既往研究[1),2)など]では、線状凹地が重力変形によって形成された可能性が指摘されている。線状凹地の伸びる方向に卓越する亀裂の走向は、重力変形の方向を反映している可能性がある。

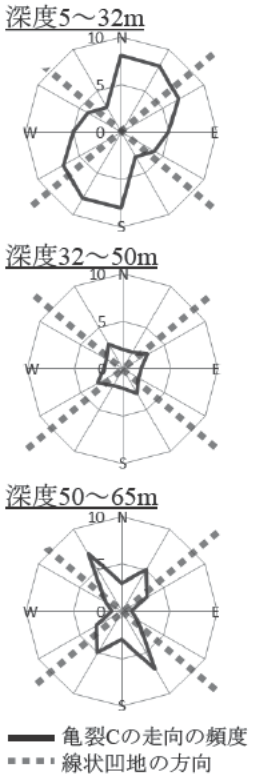


図-4　亀裂Cの走向の頻度

5. 結論

本研究では、赤谷西地区において、ボーリングコアと孔壁画像を用い、破砕度区分と亀裂の開口量と形状に着目して岩盤性状を評価することで、変形領域の下端深度を推定できる可能性を示した。今後は、特徴的な破砕や亀裂の形成と重力変形のメカニズムの関係を検討するとともに、斜面内における岩盤性状や、変形の程度による違いを明らかにし、評価手法を検討していく必要がある。

6. 謝辞

本研究を実施するにあたり、土砂管理研究グループの皆様方にはご指導、ご助力を賜りました。また、本研究に使用したデータは、国土交通省近畿地方整備局紀伊山系砂防事務所よりご提供頂きました。ここに記して厚く感謝の意を表します。

所属：エヌエス環境株式会社

＜参考文献＞

1) 千木良雅弘：「深層崩壊の場所の予測と今後の研究展開について」，応用地質，Vol.56，No.5，p.200-209，2015
2) 笹原克夫：「高知県北川村平鍋周辺の深層崩壊跡地と山頂緩斜面の分布」，砂防学会誌，Vol.69，No.3，p.26-37，2016
3) 脇坂安彦・上妻睦男・綿谷博之・豊口佳之：「地すべり移動体を特徴づける破砕岩―四万十帯の地すべりを例として―」，応用地質，Vol.52，No.6，p.231-247，2012
4) 佐々木靖人・片山弘憲・倉橋捻幸：「ダムにおける緩み岩盤の実態と分類試案」，ダム技術，No.228，p.9-21，2005
5) （一社）全国地質調査業協会連合会・社会基盤情報標準化委員会：「ボーリング柱状図作成及びボーリングコア取扱い・保管要領(案)・同解説」，138pp，2015

観測で得られた湾曲流路を流下する土石流の流動特性

チーム名等　　火山・土石流チーム
氏　　名　　高橋　佑弥

1. まえがき

射流状態の流れが自然河道を流下する際には衝撃波,転波列,偏流等が生じ複雑な流況を示す事が知られている。山地渓流を流下する土石流においても渓流湾曲部箇所で左右岸の流下痕跡に大きな高低差(スーパーエレベーション) が見られることがある。このような土石流の挙動は通水断面の過小評価や想定外の渓岸侵食を誘発する可能性があり,こうした箇所で土石流対策工等の施設が計画上想定しない外力によって被災することを防止するためには,実際の土石流がどのような流速や容積土砂濃度等の水理量を持っているかを観測し知見を蓄積することが重要であると考えられる。

2. 研究目的

本研究では，九州地方整備局大隅河川国道事務所の協力のもと，湾曲部を流下する土石流がどのような水理量を持つのか有村川第３砂防堰堤に測域センサーを設置して土石流の表面形状を取得することにより推定を試みた。

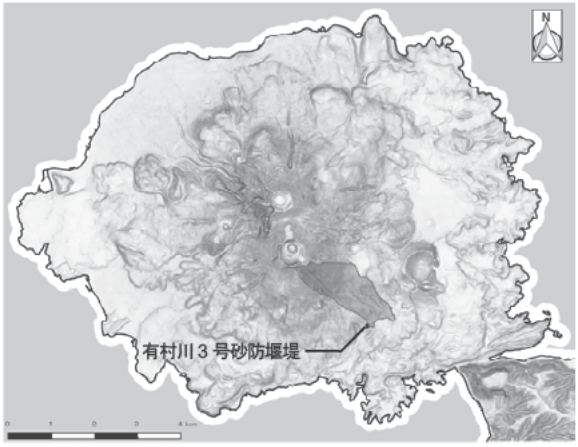
3. 研究方法

3.1 土石流観測場所

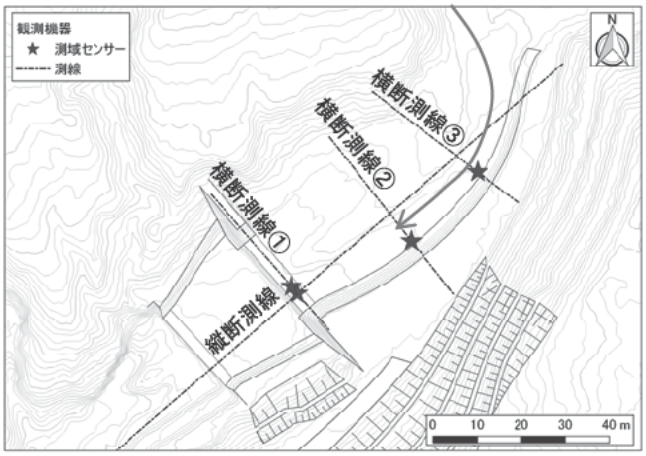
本研究では南岳火口南縁を源頭部に持ち，桜島南東斜面を流域とする有村川に設置されている有村川 3 号砂防堰堤（以下，3 号堰堤と称す）周辺で観測を実施している（**図–1**)。有村川の源頭部は大きな崩壊地となっており，その下流では昭和噴火に由来する露岩した溶岩の上を流下し 3 号堰堤に至る。3 号堰堤は堤高 10 m, 水通し幅 20.5 m の不透過型砂防堰堤で，集水面積は 1.55 km^2，堆砂敷の河床勾配は 3.4 度，源頭部までの平均勾配は 29.1 度となっている。有村川主流路は堆砂敷の上流部で溶岩に阻害され大きく右岸方向に湾曲しており，3 号堰堤水通し周辺では土石流が左岸に偏流して流下している事が大きな特徴である。河床材料の土質試験結果によると礫の密度は 2.689 g/cm^3，堆積土砂の容積土砂濃度は 0.644 であった。

3.2 土石流観測体制

土石流の表面形状を観測するため，北陽電気株式会社製の測域センサーUXM-30LAH-EWA および UXM-30LXH-EHA を 3 号堰堤水通しの上空約 9 m に堰堤前面に直行する測線（縦断測線）と平行な測線（横断測線①）で 2 基，その上流の湾曲部上空に左岸護岸に直行するような測線で 2 基（下流側より横断測線②，横断測線③)，計 4 基を設置した（**図–2**)。この測域センサーにより空間的には 190 度の範囲で 0.25 度ピッチ，時間的には 1 秒間に 20 断面の解像度で測線上を通過する土石流の表面形状を線的に取得することが可能となる。3 号堰堤水通しには土石流の重量を計測するための荷重計が設置してあり,水通し上空に設置した測域センサーでは荷重計の上部を通過する土石流面積と水通しから飛び出す土石流の飛距離を計測する。その上流の 2 基の測域センサーでは湾曲部を流下する土石流の横断形状を計測する。



図–1 観測実施場所位置図

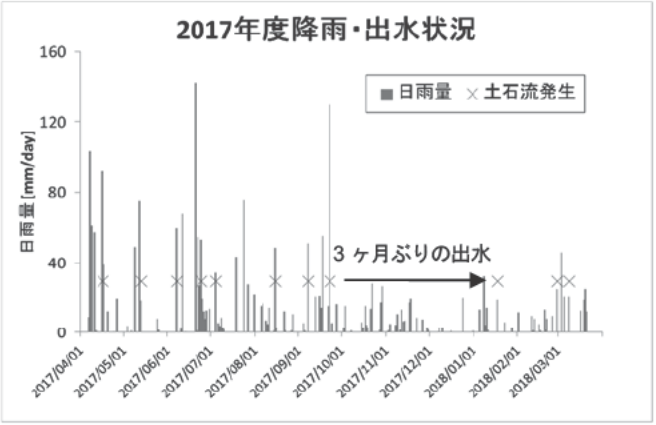


図–2 桜島有村川３号砂防堰堤周辺観測機器

4. 研究結果

4.1 評価対象の土石流

有村川では 2017 年度中，ワイヤーセンサーの切断される土石流（水深 60 cm 以上）の発生が 11 回記録された（**図–3**）。この内，土石流の表面形状と荷重が比較的明瞭に記録された平成 30 年 1 月 17 日出水を評価対象とした。ワイヤーセンサー切断時間は午前 4 時 56 分でワイヤーセンサーの 2 段目（河床より 120 cm）を切断した。土石流発生時の 10 分雨量は 8 mm/10min，累積雨量は 11 mm であり（**図–4**），それほど激しい雨ではなかったものの前回出水から 3 ヶ月の空白期間を開けた出水であり，年度内で最大の土石流水深を示した。



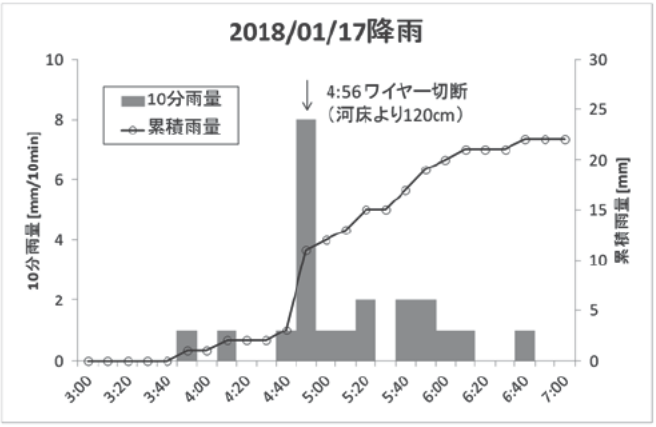
図–3 2017 年度の出水イベント

4.2 2018 年 1 月 17 日土石流の流下状況

4.2.1 土石流流速の算出

土石流流速の算出には縦断測線の測域センサー観測データを用い，水通しから仮想の基準高さまでの流脈飛距離と落下時間を次式で表される半理論式に代入して算出した [1]。

$$v \quad 0.6\frac{L}{\alpha}\sqrt{\frac{g}{2(H+h_e)}}$$

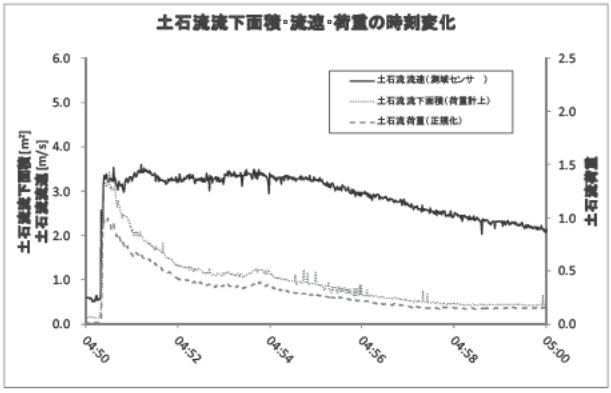


図–4 2018.1.17 土石流発生時の降雨

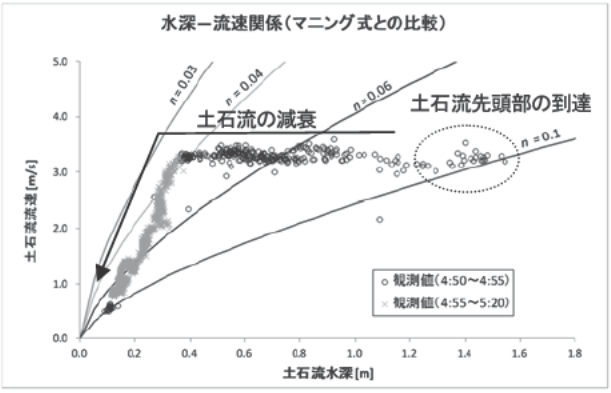
ここに，v: 土石流流速(m/s)，L: 水脈飛距離 (m)，α: 限界流速と出口流速の関係を表すパラメータ，H: 土石流底面から基準高さまでの落差 (m)，h_e: 落下直前の水深 (m)である。算出した半理論式による土石流流速を土石流荷重，荷重計を通過する流下面積（横断測線より取得）とともに**図–5** に示す。

横断測線①で取得した土石流流下面積と土石流荷重計で取得した土石流重量波形より，ほとんど流れのない状態

から急激に数値が上昇しており，明瞭な先頭部を持つ土石流であったことが示唆される。また，土石流の河積と重量の波形がほぼ 1 対 1 の変動を示していることから土石流の先頭部から 10 分間は土石流の単位体積あたりの重量の変化は無く，容積土砂濃度が一定であったと考えられる。一方，縦断測線より算出された流速は，流下面積や重量のような明瞭なピークを示さず，4 時 55 分ころまでほぼ一定の値を示し，その後減少していた。このことから前年度での報告 [2] と同様に土石流ピーク周辺で流動に対する抵抗が後続流に比べ高くなっていると考えられる。**図–6** に観測された土石流水深と流速の関係を粗度係数別のマニング式曲線とともに示す。観測値のプロットは土石流先頭部においてマニングの粗度係数相当で n 0.1 相当の抵抗を示し，その後 n 0.04 相当の抵抗に減少していることがわかる。また，4 時 55 分に水深と流速の関係に明瞭な変曲点が現れており，このとき土石流の構成が別な状態にシフトしていると考えられる。前述のようにこの期間に土石流の体積土砂濃度の変化が少なかったと想定されることから粒径分布の変化やエネルギー散逸の激しい乱流状態から層流状態へ流れ場の変化があった可能性がある。



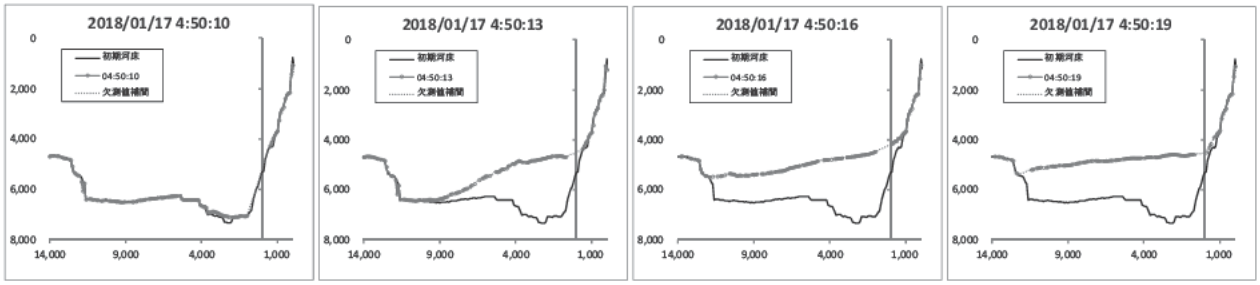
図–5 土石流流速，流下面積，荷重時刻歴



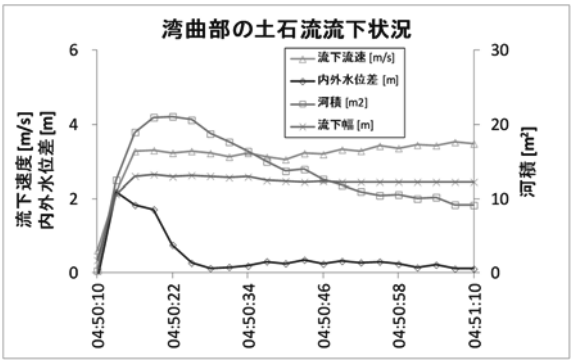
図–6 観測値の水深–流速関係とマニング式との比較

4.2.2 湾曲部での偏流状況

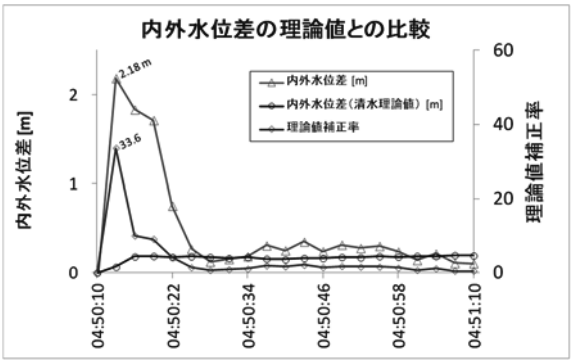
横断測線②において湾曲部を偏流しながら流下する土石流の表面形状を初めて良好に観測することができた。この時観測された土石流横断形状を土石流の到達した 4 時 50 分 10 秒より 3 秒毎に**図–7** に示す。**図–7** は下流から上流を望んだ河道横断面となっておりグラフ右側の切り立った箇所が左岸側護岸と対応している。土石流の先頭部は横断測線②に到達した瞬間（4 時 50 分 13 秒）大きく偏流し最大の内外水位差を示している。その後，流路右岸側に河積が広がり内外水位差が減少していく様子が観察された。現地図面より計測した所，横断測線②周辺の流路の曲率半径はおよそ 78 m であった。



図–7 湾曲部を流下する土石流の横断形状



図–8 湾曲部を流下する土石流流下状況



図–9 内外水位差の理論値との比較

横断測線②で観測された土石流の流下状況について，土石流の先頭部が到達した時点より 3 秒毎に内外水位差，河積，流下幅を読み取った。縦断測線より得られた流速を合わせて読み取った値を図–8 に示す。内外水位差は土石流先頭部で最大値を示し，およそ 2.2 m に到達し，その後減少している。流下速度や流下幅は内外水位差や河積が減少してもほぼ一定の値を示していることがわかる。湾曲部を流下する土石流の内外水位差 Δh は矩形断面流路を流下する清水射流に関する理論式に係数をかけた形で次式で表される [3]。

$$\Delta h \quad \alpha \frac{U^2 b}{gr}$$

ここに，U：湾曲部に侵入する土石流の流速，b：水路幅，g：重力加速度，r：流路の曲率半径，α：清水に対する理論値の補正率をそれぞれ表す。α　1 とした時（清水を想定）の内外水位差，実際に観測された内外水位差および理論値の補正率を図–9 に示す。観測された内外水位差は先頭部で理論値の 30 倍を越え，その後減少し理論値周辺に漸近していた。土石流先頭部では直進性と変形に対する抵抗の高さから，流れが湾曲形状に追随することができずに非常に大きな内外水位差が生じていると考えられる。

5 結論と課題

本観測により土石流の流速等の水理量と土石流に働く抵抗の変化を評価することができた。また，土石流の先頭部は動的な挙動を示し，清水・定常状態を想定した理論式を大きく逸脱する内外水位差が生じることがあることが示された。研究対象とした土石流は日の出前の現象であり，映像を取得することができなかった。今後は観測で得られた流動機構の変化に映像等による定性的な評価を加えて評価していく必要があると考えられる。

6. 謝辞

本研究の実施にあたり九州地方整備局大隅河川国道事務所より観測のご支援と貴重なデータを提供いただきました。また，研究を進めるに当たり，火山・土石流チームの職員ならびに交流研究員の皆様に多くのご指導・ご協力をいただきました。ここに深く謝意を表します。

所属：株式会社 CTI 新土木

〈参考文献〉

1) Y. Takahashi, et al., “A New Technique for Measuring Surface Profiles of Debris Flows Occurring after Volcanic Eruptions”, Proc. of CoV-9 (2016)
2) 高橋ら：「桜島有村川での観測で得られた土石流表面形状による土石流の水理量評価」，平成 29 年度砂防学会研究発表会概要集，pp. 766–767 (2017)
3) 水山ら：「湾曲水路における土石流の挙動」，土木技術資料，Vol. 23，No. 5，pp. 243–248 (1981)

降灰斜面における降雨と浸透能の関係について
～有村川小流域斜面の事例～

チーム名等　　火山・土石流チーム
氏　　名　　五十嵐　和秀

1.　まえがき

火山噴火により、火砕堆積物が表土を被覆すると浸透能が低下し土石流が発生しやすくなるとされる。しかし、噴火後の降雨や風化作用を経て表土の粗粒化が進行した際の、浸透能の時系列変化や、降雨・流出の量的・時間的な関係について未だ解明されていない点が多い。降灰後の斜面では、ホートン型の地表流が発生すると考えられることから、等価粗度法による流出解析モデル（kinematic wave モデル）は、土石流の流出量の推定に有効な手法のひとつになると考えられる。土石流氾濫範囲を精度よく推定するためには、流出解析モデルにおいて、斜面の浸透能・斜面侵食量を適切に設定することが必要である。流出解析モデル（kinematic wave モデル）は、流域を斜面と河道に分けてモデル化されるが，このうち、桜島有村川の斜面観測結果をもとに、次式により示される斜面流について研究を行った（図 1）。

連続式　$\dfrac{\partial h}{\partial t}+\dfrac{\partial q}{\partial x}\quad r_e,\quad (0 \le x \le L)$

運動方程式　$q\quad \alpha h^m$

降灰域の有効降雨　$r_e\quad R\quad q_{inf}$

t：時間，x：斜面上流端からの距離，h：水深，q：斜面単位幅流量，r_e：有効降雨，
L：斜面長，α，m：流れの形態で決まる定数（斜面流定数）　R：降雨，q_{inf}：浸透能

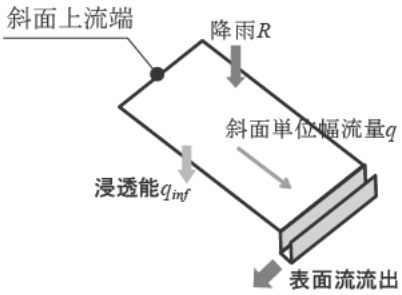


図 1　斜面流計算の単位斜面

2.　研究背景と目的

有効降雨 r_e の推定は、浸透能 q_{inf} を求める必要があり、既往研究では、火山灰が堆積した斜面において、降雨に伴う地表の土壌含水状態の変化を浸透能流解析によって推定し、各含水状態におけるサクションを求めることによって浸透能を推定した事例が報告されている（山越ら，2006）。しかしながら、このような浸透流解析により、実測データと比較して浸透能 q_{inf} の検証を行った事例は、山越らの研究を除いて他になく、連続的に新規に供給された斜面に適用された事例は報告されていない。本研究では、浸透能 q_{inf} を推定することを目的とし、新規に火山灰が堆積した降灰斜面における降雨 R と浸透能 q_{inf} の変化について、現地観測結果を踏まえ考察を行ったので報告する。

3.　研究方法

3.1　調査地概要

(1)　　調査対象斜面

鹿児島県桜島有村川の左岸の小流域斜面において 2016 年 9 月より斜面観測を実施した。2012 年～2014 年の観

測期間では噴火・降灰が卓越していたが、2016 年 7 月以降は噴火が 0 回/月が続き、2017 年 3 月から再び噴火発生回数が増加した（図 2）。また、遮水壁で囲まれた観測斜面は、面積 1.8 ㎡、平均勾配 12 度であり、斜面内で発生した表面流は、下流の塩ビ管を通じて観測機器の整備されたドラム缶へと排水される仕組みとなっている。

（2）　観測機器

桜島有村川の観測斜面に設置、観測をしている機器は表 1、図 3、図 4 に示すとおりである。

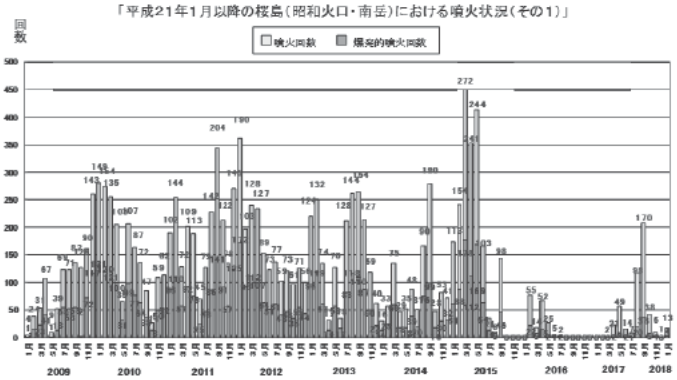


図 2　桜島の噴火回数　（提供：大隅河川国道事務所）

図 3　有村川観測斜面

表 1　有村川観測斜面における観測機器一覧

機器	計測内容
ロードセル	ドラム缶で捕捉した流出量（水・土砂）の荷重を、3 点のロードセルを用いて 10 分間隔で計測。
圧力式水位計	ドラム缶内の水位を 10 分間隔で計測 。
転倒マス雨量計	10 分間隔で雨量を計測。灰詰まりによって観測データに誤差が発生するため、排水バルブ稼働用に使用。
インターバルカメラ	10 分間隔で観測斜面を撮影。表面流発生状況の確認に使用 。
TDR（CS-616）	観測斜面の深度 3cm、10cm に設置し、5 分間隔で土壌水分率を計測。(2017 年 6 月以降、20cm、30cm に増設)
排水バルブ	降雨終了後に水位 10cm まで排水させ、降雨後 1 時間は排水しないようプログラミング。
太陽光パネル	観測機器の電源、鉛蓄電池充電用。
鉛蓄電池（12V）	観測機器、データロガーに電源を供給。昼は太陽光パネルより蓄電し、半永久的に稼働。

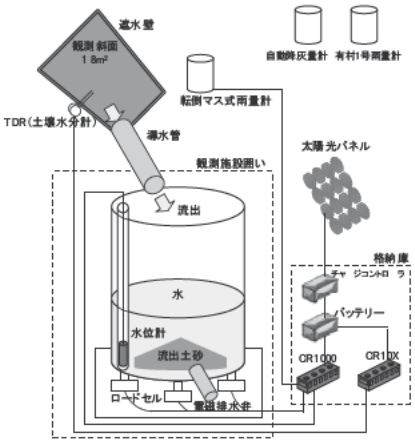


図 4　観測斜面の観測機器設置状況イメージ

3.2　流量・流出量の関係推定手法

（1）　浸透能の推定プロセス

既往研究により、Richards の鉛直一次元方向（z）の陰解法から、土壌の含水状態によって浸透能 q_{inf} が変動することが示され（山越ら、2006）、浸透能 q_{inf} は以下のサクション ψ の関係式で与えられる。

$$q_{\mathrm{inf}} \quad k_r \cdot \frac{\partial \psi}{\partial z} + k_r \quad \left(R \le q_{\mathrm{inf}} \text{の場合} q_{zin} \quad R,\ R > q_{\mathrm{inf}} \text{の場合} q_{zin} \quad q_{\mathrm{inf}} \right)$$

q_{zin}：浸透強度、k_r：不飽和透水係数

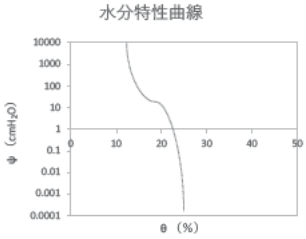


図 5　$\psi-\theta$ の関係イメージ

また、地表面が飽和状態となり地表面のサクション ψ が 0 となるときに表面流が発生する条件とすると、地表面の最表層 Δz では、浸透能 q_{inf} は下式のように差分化される。

$$q_{inf} = -k_s \left(\frac{2\psi_{1/2}}{\Delta z} - 1 \right)$$

k_s：飽和透水係数

ここで、サクション ψ は、非線形ではあるものの土壌含水率 θ との関係式が成り立つことから（図 5）、浸透

能 q_{inf} と土壌含水率 θ の間にも関係が成り立つと仮定し、新規に火山灰が堆積した斜面における浸透能 q_{inf} と土壌含水率 θ の関係を分析した。分析は、降雨 R に対する土壌含水率 θ 及び浸透能 q_{inf} の応答について、降雨 R に対する土壌含水率 θ、浸透能 q_{inf} に対する土壌含水率 θ の変化を対比することにより行った。また、浸透能 q_{inf} と土壌含水率 θ の関係には、新規火山灰による影響の有無を検証するため、観測期間中の降灰の多い時期と少ない時期を比較した。なお、土壌含水率 θ は最も地表面に近い深度 3cm の土壌水分計のデータを使用した。

4. 研究結果

4.1 降雨量・表面流流出量と、流出に寄与する割合

2017 年 4 月以降、有村川で土石流が発生したイベントにおいて、観測斜面で得られた観測データを図 6、表 2 に整理した。降雨量から表面流として流出に寄与する割合は、全イベントにおいて 3～4 割程度であることが確認された。

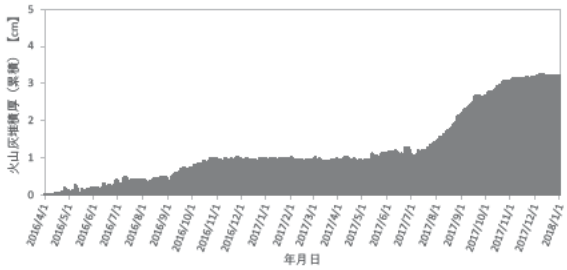


図 6 火山灰堆積厚 ※2016/4/1 を 0cm 基準

表 2 降雨量・表面流流出量と、流出に寄与する割合

No.	年月日	火山灰堆積厚※1 (cm)	先行降雨※2	① 降雨量※3 (g)	② 表面流流出量 (g)	②÷①
①	2017/4/16	0.89	無	86,400	33,158	0.384
②	2017/5/13	1.01	有	75,600	29,362	0.388
③	2017/6/7	1.12	有	45,000	12,650	0.281
④	2017/6/24	1.19	有	90,000	37,248	0.414
⑤	2017/7/4	1.03	無	39,600	17,587	0.444
⑥	2017/9/7	2.30	無	86,400	35,264	0.408
⑦	2017/9/22	2.67	有	205,200	60,599	0.295
⑧	2018/1/17	-	無	37,800	11,495	0.304

※1：2016/4/1を 0cm基準、2018/1/17のデータは未収集（提供：大隅河川国道事務所　自動降灰量計　有村川1）
※2：前24時間降雨の有無
※3：降雨量は小流域斜面1.8㎡に降った降雨を荷重に換算

4.2 降雨量と土壌含水率及び浸透能との関係

降雨 R と土壌含水率 θ、浸透能 q_{inf} と土壌含水率 θ の関係について、観測斜面から得られたデータを整理した。図 7 には、非降灰時期・先行降雨無しのケースとして 4 月 16 日、降灰時期・先行降雨無しのケースとして 9 月 7 日、降灰時期・先行降雨有りのケースとして 9 月 22 日の観測結果を示す。

各期間とも、降雨 R の累積に伴い土壌含水率 θ が増加していることが認められた。一方で必ずしも土壌含水率 θ が高い状態で表面流が発生しているとは限らず、土壌含水率 θ の変化量が影響している可能性がある。また、土壌含水率 23.5%以下で浸透能 q_{inf} と土壌含水率 θ は負の相関、土壌含水率 23.5%以上で浸透能 q_{inf} と土壌含水率 θ は正の相関を示した。

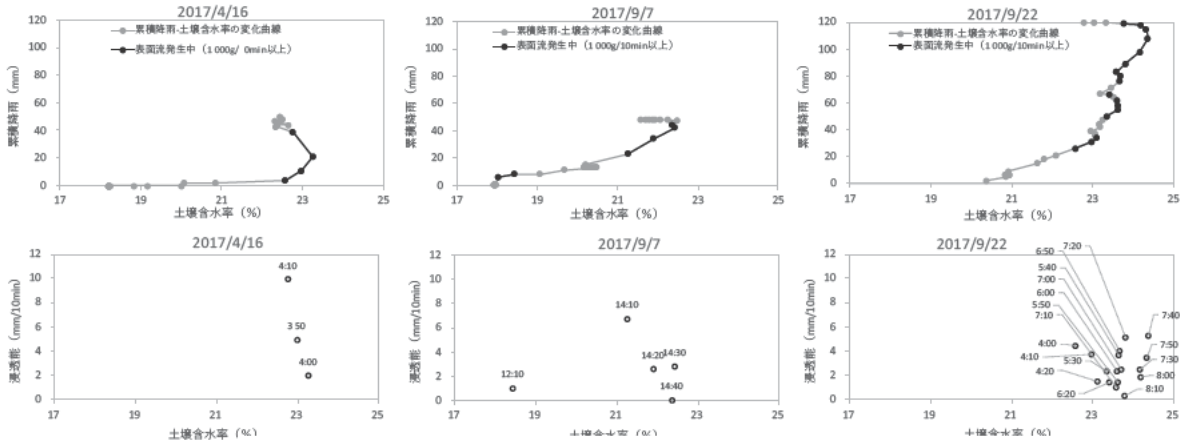


図 7 降雨 R と土壌含水率 θ、浸透能 q_{inf} と土壌含水率 θ の関係

(1)　非降灰期と降灰期による違い

非降灰期と降灰期の結果を比較した結果を示す。比較は、ともに先行降雨がない事例で行った。非降灰期の表面流発生時（2017/4/16）の土壌含水率は23%、浸透能は最大9.9mm/10minであった。降灰期の表面流発生時（2017/9/7）の土壌含水率は18.5%及び21%、浸透能は6.8mm/10min以下であった。さらにデータの蓄積が必要であるが、降灰期はより少ない降雨でも地表面が飽和して表面流が発生しやすくなると考えられる。

(2)　先行降雨有りと先行降雨無しによる違い

降灰期における先行降雨の有無についても比較を行った。先行降雨が無い場合（2017/9/7）の表面流発生時の土壌含水率は18.5%及び21%、浸透能は6.8mm/10min以下であった。先行降雨が有る場合（2017/9/22）の表面流発生時の土壌含水率は22.5%、浸透能は5.2mm/10min以下であった。土壌含水率が23.5%以下では、先行降雨が有り土壌含水率が高いほど浸透能が小さい傾向が認められた。しかしながら、先行降雨が無い場合に土壌含水率18.5%と不飽和な条件で表面流が発生しているケースがあるため、土壌含水率の値だけではなくその変化も考慮する必要がある。

5.　結論

桜島有村川の小流域斜面では、降雨量から表面流として3～4割程度しか流出に寄与していないことが確認され、降灰斜面においても降雨の一部が浸透することを考慮して流出解析を行う必要があることが示された。

降雨Rと土壌含水率θ、土壌含水率θと浸透能q_{inf}の関係について、降灰直後のような降灰期としばらく経った非降灰期の観測結果から、降灰によって表面流が発生しやすくなることが確認できた。これらの違いをより詳細に定量的に分析・考察するには、今後データを蓄積して検討していく必要がある。

今後は、桜島有村川を事例に浸透流解析を行うことと、現地観測結果を蓄積して得られた浸透能q_{inf}と土壌含水率θの関係について検討し、土石流に寄与する降雨の推定を行っていきたい。

6.　謝辞

本研究を実施するにあたり、西井土砂管理研究グループ長、水野上席研究員、藤村主任研究員をはじめ、火山・土石流チームの皆様には多大なご助力をいただきました。また、大隅河川国道事務所からは、観測サイトや雨量計データなど、本研究に欠かせない貴重な研究材料をご提供いただきました。この場をお借りして深く感謝申し上げます。

所属：株式会社　エル・コーエイ

〈参考文献〉

1）Kisa et. Al (2014); “ Impact of Short-term Temporal Changes in Volcanic Ash Fall on Rainfall Threshold or Debris Flow Occurrence in Sakurajima,Japan ”, International　Journal　of Erosion Control Engineering Vol.7 , No.3
2) 田方智ほか(2007):「新規細粒火山灰が堆積した流域における分布型流出解析モデルの検討」, 砂防学会誌, Vol.60 ,No.4, p.15-24
3）山越隆雄ほか(2006)：「新規細粒火山灰堆積地における地表流発生モデル」, 砂防学会誌, Vol.59 , No.4 , p.24-31

平成 29 年 7 月九州北部豪雨における流木の発生および堆積の実態
ー妙見川・奈良ヶ谷川の事例ー

チーム名等　火山・土石流チーム
氏　　名　染谷　哲久

1. まえがき

平成 29 年 7 月に九州北部で総雨量 650 ㎜（超過確率 400 年）を超える降雨が発生し、福岡県朝倉市や大分県日田市を中心に甚大な被害が生じた[1)]。本災害では大量の流木が土石流危険渓流以外の複数の支渓流から発生して勾配の緩い主渓流へ流入し、下流まで到達して橋梁を閉塞、氾濫被害等を増大させた。現在、流木対策計画は、主に 1 つの土石流危険渓流を対象に計画立案されることが多いものの、今後は複数の土石流危険渓流や支渓流から勾配の緩い主渓流へ流出する、広域の流域における流出流木量の推定手法が求められる。そのためには、対象流域を土砂移動形態が異なると想定される支渓流と主渓流に区分して、土砂移動形態の違いを考慮した流出流木量の推定手法の検討が必要である。

2. 研究目的

以上の背景から、本研究では、広域の流域における流出流木量の推定に資する情報を得ることを目的に、平成 29 年 7 月九州北部豪雨で被害の大きかった筑後川右岸の 2 流域を対象に、主要な流木発生源となった支渓流における流木の発生および堆積、主渓流への流出に関して行った調査結果を報告する。

3. 研究方法

3.1 本研究での着眼点と流域の設定

本研究において、流木は崩壊もしくは渓床や渓岸の侵食・土砂流下などの渓床移動により発生するものとした。崩壊については比崩壊発生流木量（崩壊による発生流木量÷流域面積）を、渓床移動については渓床移動幅（渓床移動範囲の面積÷渓床移動区間長で算出した平均幅）を調査した。なお渓床移動幅は、渓床移動により流木が発生した渓流を対象とし、支渓流ごとに調査した。流木の堆積および流出については、流木流出率を調査した。

支渓流と主渓流の設定は、谷次数区分による渓流分割を行い、本研究では対象流域下流端（ため池地点）より上流の 2 次谷までの区間のうち、最長距離の区間となるものを主渓流とした。その他の主渓流に合流する渓流は支渓流とした。ただし、妙見川下流端より 1,500m 程度上流の左岸側の渓流は、最長距離の区間とならなかったものの、平均勾配が他の支渓流と比較して緩い支渓流が認められたため、主渓流の一部として扱った（図-1）。なお、平均勾配は支渓

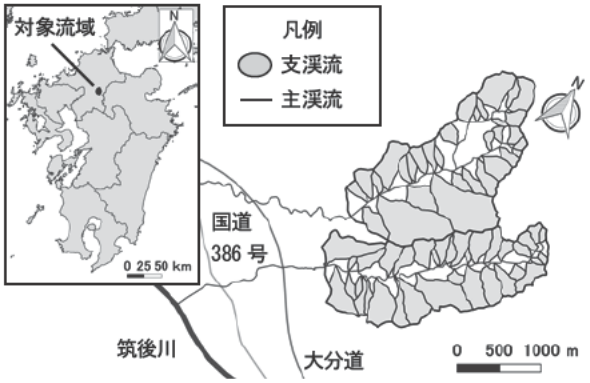


図-1　対象流域の位置と支渓流の設定図

流で概ね 10～30°、主渓流で概ね 10° 未満となっている。

3.2 対象流域の概要

対象流域は、福岡県朝倉市の筑後川右岸 6 流域の判読結果[2)]から、単位面積当たりの発生流木量が多いと推定された妙見川と奈良ヶ谷川とした。対象流域の地形は、流域全体の平均勾配が妙見川は約 6°、奈良ヶ谷川は約 4° となっている。主な地質は、妙見川では泥質片岩および苦鉄質片岩、奈良ヶ谷川では泥質片岩となっている[1)]。また対象地域の主な植生は針葉樹（スギ・ヒノキ）で、一部、広葉樹が分布する。

3.3 流木発生範囲および発生流木量の算出方法

支渓流の流木の発生範囲は、災害前後のレーザ測量データによる 1mDEM の差分およびオルソフォトから土砂移動範囲を判読し、土砂移動範囲のうち災害前後のオルソフォトや DHM（DSM － DEM）の差分図から立木が流木化した範囲を発生範囲として判読により把握した。なお土砂移動範囲は、土砂移動形態の判定式[3)]を参考に概ね 23° 以上の範囲を崩壊、その他を渓床移動に分類した（図-2）。また発生流木量は、林相を判読してコドラート調査を行い、面積当たりの立木材積量を算出して発生面積に掛けることで算出した。

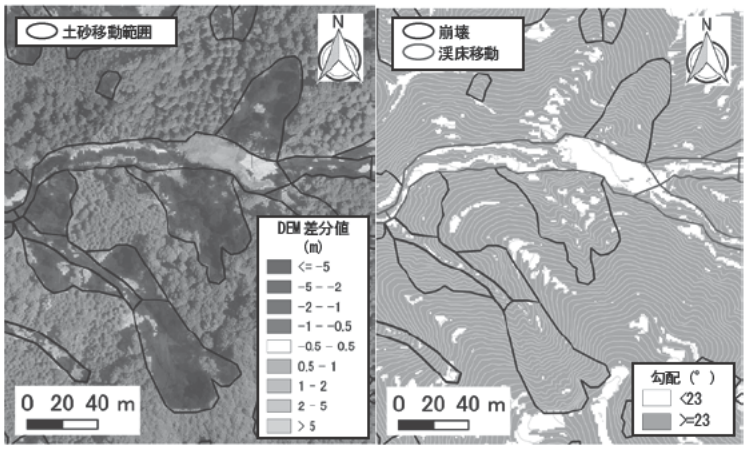


図-2　土砂移動範囲の設定方法

3.4 流木堆積範囲と堆積流木量および流木流出率の算出方法

支渓流の堆積流木は、災害直後の斜め空中写真やオルソフォト等から集積範囲と単木を判読し、集積範囲については面積を、単木については長さを GIS 上で計測した。また堆積流木は、崩壊斜面内もしくは直下に堆積し、多くの流木の向きが崩壊土砂の移動方向に平行なもの、枝葉が多く残存しているものを倒木に分類した（図-3）。一方、渓流内に堆積して枝葉や樹皮が少ないものを土砂や流水により流下した流木（以下、流下木という）に分類した（図-4）。堆積流木量は、主渓流の 30 箇所程度について現地調査を行って材積量を計測し、堆積範囲の面積と材積量との関係式を現地調査結果から作成して集積範囲ごとに算出した。また単木については、現地調査で計測した全流木の平均径を算出し、平均径と長さを掛けることで材積量を算出した。流木流出率は、3.3 で算出した発生流木量と堆積流木量の差を流出流木量とし、流出流木量に対する発生流木量の百分率として算出した。

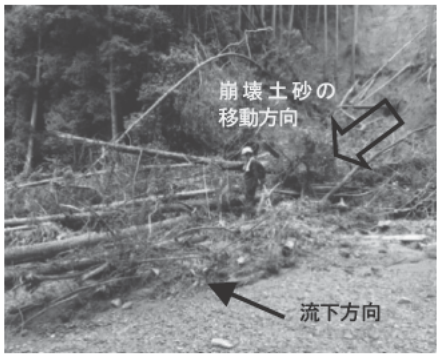


図-3　倒木の例

図-4　流下木の例

4. 研究結果

4.1 流木の発生実態

流木はほとんどの支渓流で発生しており、発生流木量は妙見川、奈良ヶ谷川ともに支渓流全体で渓床移動よりも崩壊によるものが多く、比崩壊発生流木量は全体の90%が20,000 m³/km²以下で、5,000～20,000 m³/km²の支渓流が多い結果であった。渓床移動幅は全体の90%が20 m以下で、5～15 mの支渓流が多い結果であった。

流域面積と発生流木量との関係を既往災害例[4),5)]と比較すると、本災害の対象箇所の流域面積は0.01～0.34 km²の範囲に分布しており、その流域面積の範囲において本災害の発生流木量は既往災害例よりも多い傾向が見られた（図-5）。また、既往災害例[5),6)]のうち比崩壊発生流木量が算出可能な事例を対象として流域面積と比崩壊発生流木量との関係を比較すると、本災害の比崩壊発生流木量は既往災害例よりも多く、流域面積が大きくなると比崩壊発生流木量は小さくなる傾向が見られた（図-6）。渓床移動幅については、既往研究[7)]と比較し、谷底が平坦地形で土地利用がある渓流を除いて大きな違いは見られなかった（図-7）。

4.2 流木の堆積および流出実態

倒木および流下木は、崩壊地内や崩壊地直下、支渓流の出口付近など，支渓流内に広く分布していた。また、堆積流木量は妙見川、奈良ヶ谷川ともに支渓流全体で流下木よりも倒木が多い結果であった。さらに流木流出率は、妙見川、奈良ヶ谷川ともに、全体の9割以上の支渓流で80%以上となった。なお、空中写真では確認できない堆積流木が残存する場合があるため、堆積流木量は判読結果から算出した量よりも多く、また流木流出率は幾分低い可能性がある。

流域面積と流木流出率との関係を既往災害例[5),8)]と比較すると、既往災害例で流木流出率が示されている箇所よりも流域面積は概ね小さく、流木流出率は既

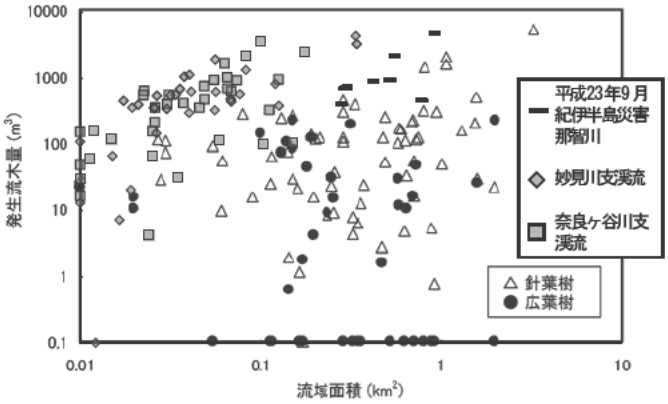


図-5　流域面積と発生流木量との関係
（既往災害例[4)]に加筆）

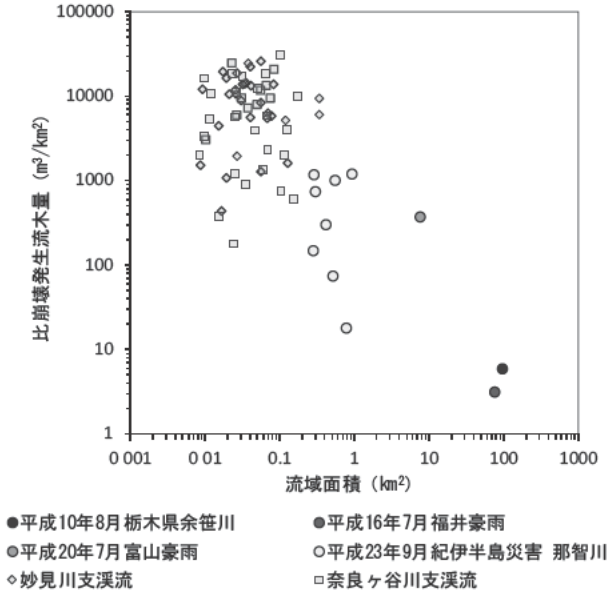


図-6　流域面積と比崩壊発生流木量との関係

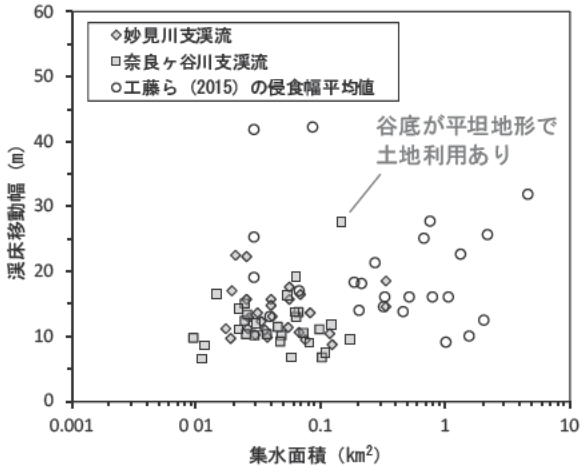


図-7　流域面積と渓床移動幅の平均値との関係

往災害例よりも高い傾向が見られた（図-8）。なお、本研究で対象とした支渓流において、砂防施設は配置されていない。一方、既往災害例については、砂防施設が配置されている渓流の事例も含まれている。

5. 結論

本研究では、平成29年7月九州北部豪雨において、主要な流木発生源となった支渓流における流木の発生および堆積、主渓流への流出について調査を行った。本災害は既往災害例と比較すると流域面積に対する発生流木量が多く、そのうち崩壊による発生流木量が多い傾向が示された。また、流木流出率が全体的に高い傾向が示された。今後は、降雨状況と流木の発生および流出実態との関係や、主渓流の流木の発生、堆積および流出実態を調査していく予定である。

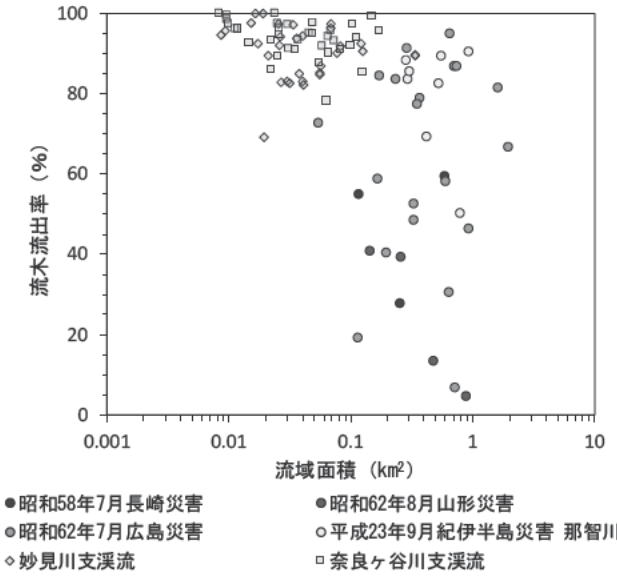


図-8　流域面積と流木流出率との関係

6. 謝辞

本研究に際し、国土交通省九州地方整備局より当災害前および災害直後の航空レーザ測量データをご提供いただきました。また土砂管理研究グループの皆様には、堆積流木の判読や夏季の現地調査などについて、多大なるご指導、ご助力を賜りました。ここに記して感謝申し上げます。

所属：株式会社プライムプラン

〈参考文献〉

1) 丸谷知己・海堀正博・地頭薗隆・水野秀明・大野宏之・清水収・久保田哲也・植弘隆・金澤瑛・河野貴則・古賀省三・小林央宜・小林拓也・坂島俊彦・酒谷幸彦・相楽渉・篠原慶規・鈴木大和・高木将行・鳥田英司・中濃耕司・藤澤康弘・山口和也・山田勇智：「2017年7月の九州北部豪雨による土砂災害」，砂防学会誌，Vol.70，No.4，p.31 42，2017
2) 国立研究開発法人土木研究所土砂管理研究グループ火山・土石流チーム：福岡県朝倉市の筑後川支川6流域内における堆積流木と流木発生域の分布図，http://www.pwri.go.jp/team/volcano/tech_info/study/h29_fy2017/ryuuboku170810.pdf
3) 高橋保：「土石流の停止・堆積機構に関する研究(3)　土石流扇状地の二次侵食　」，京都大学防災研究所年報，第25号B 2，p.327 348，1982
4) 国土技術政策総合研究所：「砂防基本計画策定指針（土石流・流木対策編）解説」，国土技術政策総合研究所資料，第904号，2016
5) 黒岩知恵・藤村直樹・木下篤彦・水野秀明・今森直紀・福田和寿：「平成23年台風12号土砂災害における和歌山県那智川支流域の流木の発生と流出実態」，第8回土砂災害に関するシンポジウム論文集，p.127 132，2016
6) 坂井佑介・木下篤彦・柏原佳明・梶原あずさ・小川紀一朗：「航空レーザ計測データを用いた流木発生箇所の特徴」，砂防学会誌，Vol.65，No.3，p.47 51，2012
7) 工藤司・内田太郎・松本直樹・桜井亘：「レーザープロファイラデータを用いた土石流侵食幅・侵食深の解析」，土木技術資料，Vol.57 11，p.22 24，2015
8) 石川芳治・水山高久・福澤誠：「土石流に伴う流木の発生及び流下機構」，砂防学会誌（新砂防），Vol.42，No.3，p.4 10，1989

グラウンドアンカー工の荷重が増加した地すべりへの追加対策後の荷重予測

チーム名等　地すべりチーム
氏　　名　杉井　良平

1. まえがき

グラウンドアンカー工（以下，アンカー工という。）に導入された荷重は施工後の地すべりの滑動などにより増加する場合がある[1]。そのような場合，必要に応じてアンカー工の頭部定着部を緩めることによる荷重の解放（以下，除荷工）やアンカー工の増設などの追加対策が行われる。しかし，追加対策後にアンカー工の荷重がどのように変化するかを予測する方法として定まったものはない。一方で，中村ほか[2]や蔡・鵜飼[3]は，モデル斜面を用いた2次元弾塑性FEM解析により，地すべりの滑動などに伴うアンカー工の荷重変化が評価可能であることを示している。これらの手法を実際の地すべりに適用させることにより，追加対策後の荷重を予測できる可能性がある。

2. 研究目的

本稿では，追加対策後のアンカー工の荷重予測手法としての2次元弾塑性FEM解析の適用性を検証することを目的とした。

3. 研究方法

3.1 解析対象地すべりの概要

解析対象とした地すべりは，道路建設工事に伴う掘削を誘因として発生し，その規模は，最大幅約200 m，最大長さ約100 m，地すべり土塊の最大厚は約22 mと推定された。地すべり対策工として，アンカー工のほか集水井工，排土工が施工されている（図-1，図-2）。当地域の地質は，新第三紀船川層に属する砂岩を伴う暗灰色泥岩からなる。地質調査により，すべり面とみられる厚さ10 cm程度の粘土層が確認されている。

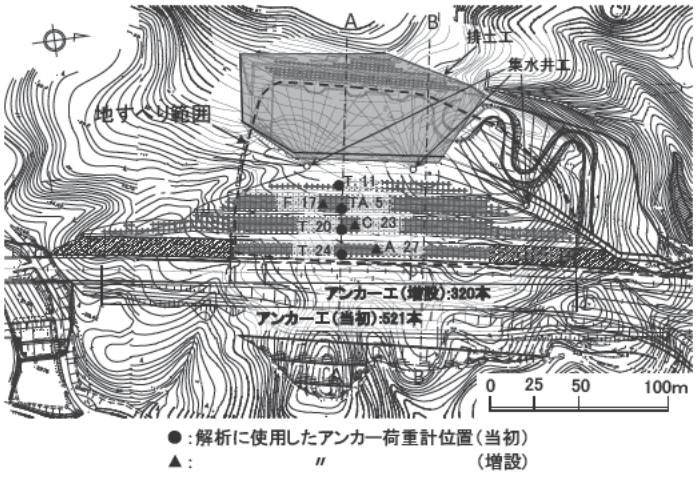


図-1 岩城地すべり平面図

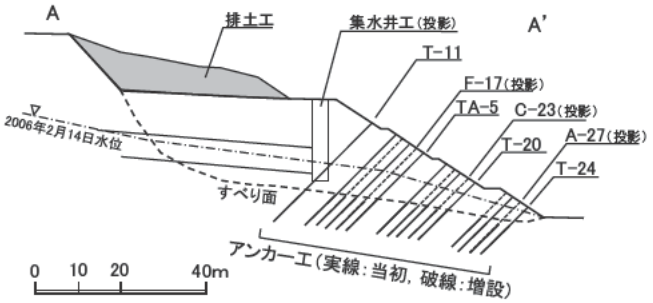


図-2 解析対象地すべり A-A' 断面図

3.2 対策工施工状況とアンカー荷重の計測結果

アンカー工には20本につき1基程度の割合で荷重計が設置され計測が行われた。図-2に示すA-A'断面では荷重計が4基設置されていた（T-11・TA-5・T-20・T-24）。図-3（a）に対策工の施工状況，同（b）にアンカー工の荷重計測結果を示す。アンカー工施工後，荷重増加が継続したため，除荷工やアンカー工の増設等が行われた。アンカー工の増設が完了した2012年2月以降は荷重計T-20・

T-24 で 100 kN 程度の荷重増加が計測されているが，他の荷重計の値は明瞭な増加傾向を示していない。

3.3 解析方法

3.3.1 解析方法の概要

解析は，2 次元弾塑性 FEM 解析とし，再現解析と予測解析に分けて行った。再現解析では，図-3 (b) に再現解析期間として示す期間のアンカー工の施工条件において解析モデルを構築し，この期間のアンカー工の荷重増加を再現できる地盤のパラメータを逆解析により設定した。予測解析では，再現解析で構築した解析モデルに追加対策工として実施された除荷工 (2) 及び，アンカー工の増設と除荷工 (3) を追加設定し，それぞれアンカー工の荷重計算を行った。そして，解析から得られた荷重を，図-3 (b) に示す予測解析期間（除荷工後）・（アンカー工増設後）の実測値の平均と比較した。各解析では，実際の施工段階を考慮したステップ解析を実施した。

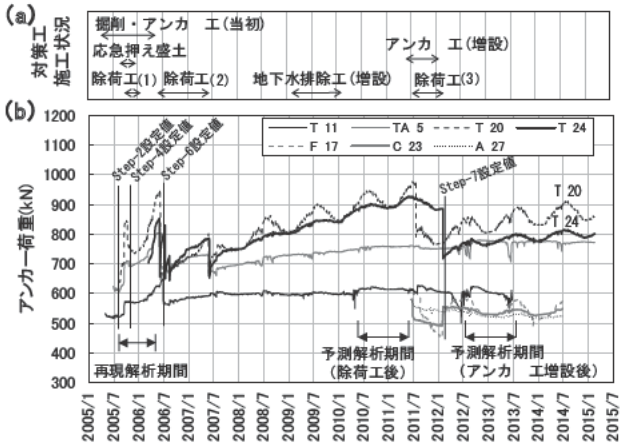


図-3 対策工施工状況と計測結果.
(a) 対策工施工状況. (b) アンカー荷重.

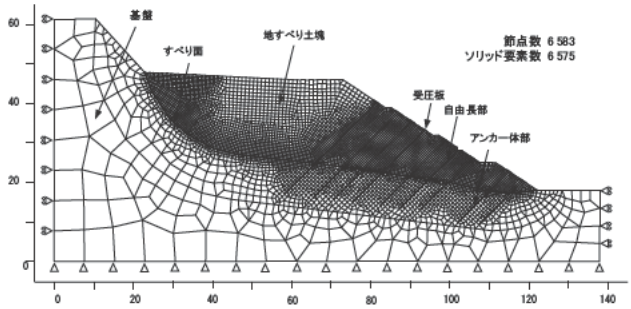


図-4 地すべりの有限要素解析モデル

3.3.2 解析モデル

解析モデルは，図-2 に示した A-A' 断面を用いて，地すべり土塊，すべり面，基盤，アンカー工からなる構造とした（図-4)。地すべり土塊，基盤は弾性体のソリッド要素を用いた。すべり面は弾完全塑性体（MC-DP モデル[4]）とし，ソリッド要素を用いてモデル化した。すべり面として設定したソリッド要素の厚さは 10 cm とした。アンカー工は，受圧板及びアンカー体は梁要素，自由長部は棒要素を用いてモデル化した。アンカー工に作用する初期荷重のモデル化は，中村ほか[2] と同様に地すべりの地表面に節点集中荷重を作用させて行い，地すべり土塊の滑動に伴う棒要素の軸力の増分をアンカー工の荷重の増分とした。また，地下水による間隙水圧の影響は，体積力から等価節点力を計算する方法[5] により考慮した。

表-1 アンカー工の各部材の物性値等

	要素タイプ	構成則	弾性係数 (N/mm^2)	断面積 (mm^2)	単位体積重量 (kN/m^3)
自由長部(タイプ 1)	棒要素	弾性体	186,000	555	77.0
自由長部(タイプ 2)	棒要素	弾性体	186,000	694	77.0
アンカー体	梁要素	弾性体	25,000	14,314	22.5
受圧板	梁要素	弾性体	200,000	110,000	77.0

表-2 解析に用いた地盤のパラメータ

	要素タイプ	構成則	単位体積重量 (kN/m^3)	変形係数 (kN/m^2)	せん断抵抗角 (°)	粘着力 (kN/m^2)	ポアソン比
地すべり土塊	ソリッド要素	弾性体	18.5	75,000	—	—	0.2
すべり面	ソリッド要素	弾塑性体	18.5	1,100	8.5(6.03※)	22(15.6※)	0.4
基盤	ソリッド要素	弾性体	18.5	200,000	—	—	0.2

※低減後の値

3.3.3 アンカー工の物性値・地盤のパラメータ

解析に使用したアンカー工の各部材の物性値等を表-1 に示す。最上段のアンカー工と増設されたアンカー工がタイプ-1，その他のアンカーがタイプ-2 である。各部材の断面積と自由長部の弾性係数には，実際の設計・施工記録等から得た値を用いた。表-2 に示す地盤のパラメータは，再現解析において，実際の荷重を再現可能な値として文献値[6・7] の範囲で探索し設定したものである。

3.4 解析手順

再現解析では，図-5 に示す解析ステップのうち Step-1～5 を行った。予測解析は，図-5 右図に示すとおり，除荷工後の解析とアンカー工の増設後の解析に分けて行った。それぞれの解析における地盤のパラメータには，Step-5 で設定した値を用いた。また，除荷後の予測解析では Case-A として Step-5 と同じ地下水位としたケースを，Case-B として，予測対象期間内での最高水位を用いたケースを設定した。アンカー増設後の予測解析では Step-5 と同じ地下水位とした Case-C と，予測対象期間内での最高水位を用いた Case-D を設定した。

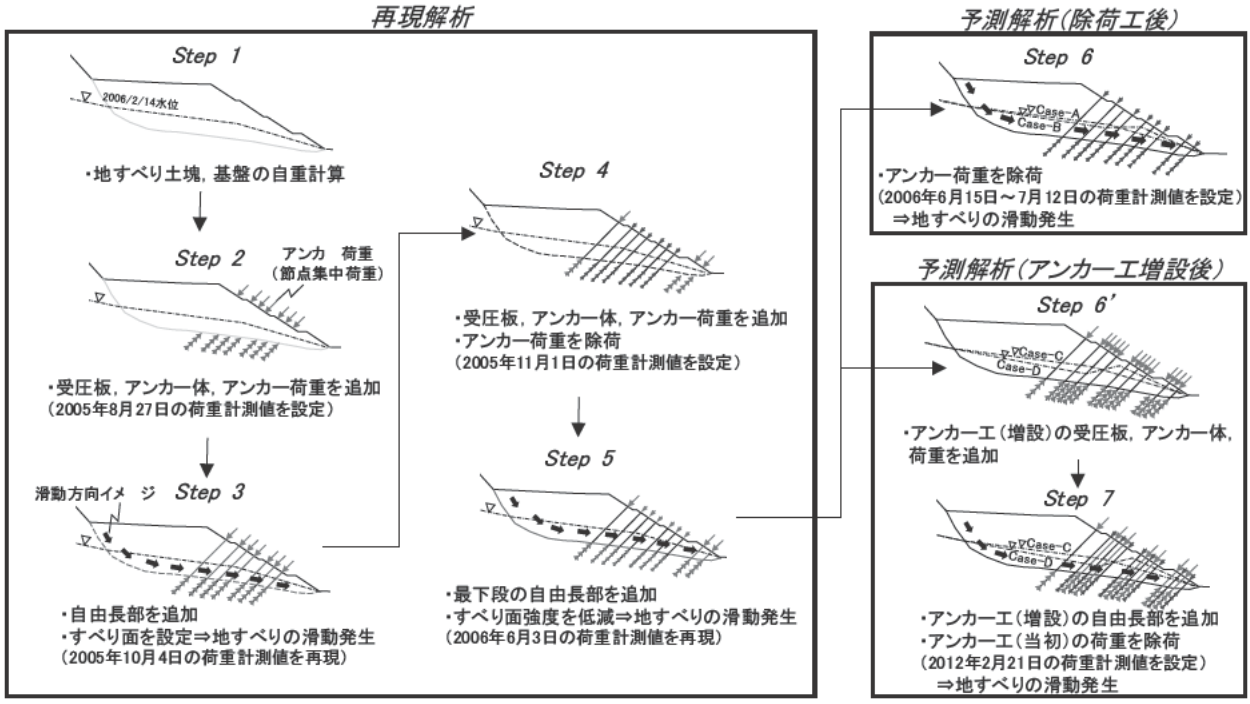


図-5 解析ステップ

4. 解析結果

4.1 再現解析結果

図-6 に再現解析の Step-5 の解析結果を示す。図-6 では Step-5 で算定された各アンカー工の荷重の解析値と実測値をあわせて示す。図-6 に示す設定値は，Step-5 のそれぞれの計算開始時に設定したアンカー工の荷重を示す。図-6 に示す「誤差率」は，解析値と実測値の差を実測値で除し，百分率で示した値である。図-6 によると，再現解析結果における誤差率は-2～5 %であり，再現解析期間のアンカー工の荷重が良好に再現されたと考えられる。

4.2 予測解析結果

図-7，8 に予測解析の Step-6 及び Step-7 の解析結果を示す。図-7，8 に示す実測値は，予測対象期間の計測値の範囲と平均値を示す。また，図-7，8 における誤差率は実測値の平均値を基に図-6 と同じ方法で算出した。

図-7 によると，解析値は Step-6 予測対象期間にあたる 2010 年 6 月 25 日～2011 年 6 月 24 日の実測値の平均値に対して，全体としてはやや小さい値を示す傾向が認められるものの，実測値に近い値が得られている。Step-6 における誤差率の範囲は-17～0 %である。Case-A,B の解析結果を比較すると，地下水位の変化を考慮した Case-B は，Case-A と比較して実測値に近い値を示した。

図-8 によると， Case-C・D の解析結果は，いずれのアンカー工においても，設定値と大きく異なる値とはなっておらず，設定値から 20 kN 以下の増加にとどまっている。一方，Step-7 予測対象期間にあたる

2012 年 7 月 11 日～2013 年 7 月 10 日における実測値の平均は，荷重計 T-20・T-24 において設定値から 50 kN 程度の増加を示すが，他の荷重計では大きな増減は認められない。解析値は実測値に対し誤差率-6～5 %の値が得られている。

5. まとめ

以上の結果より，アンカー工の荷重計測値の逆解析により地盤のパラメータを設定した FEM 解析モデルを用いることで，地すべりへの追加対策後の荷重変化を予測できる可能性が示された。ただし，実際の現場で解析を行う際の解析ステップ，土質強度パラメータ，地下水位の設定については，今回の解析結果を参考に，対象とする地すべり毎にさらに検討が必要と考えられる。

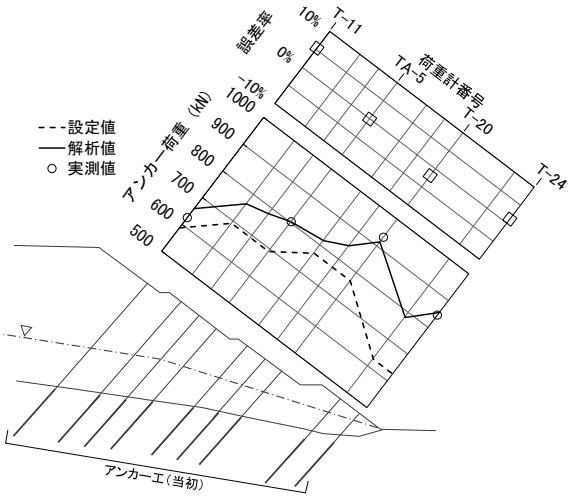


図-6 再現解析（Step-5）の解析結果.
設定値：2005 年 11 月 1 日の荷重.

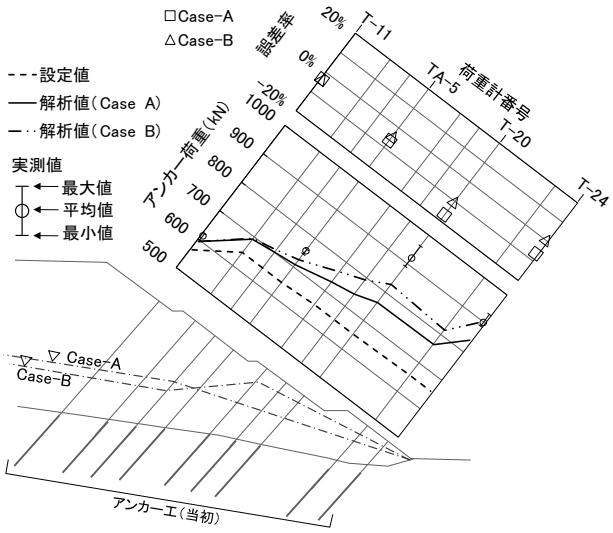


図-7 予測解析（Step-6）の解析結果.
設定値：2006 年 6 月 15 日～7 月 12 日の荷重.

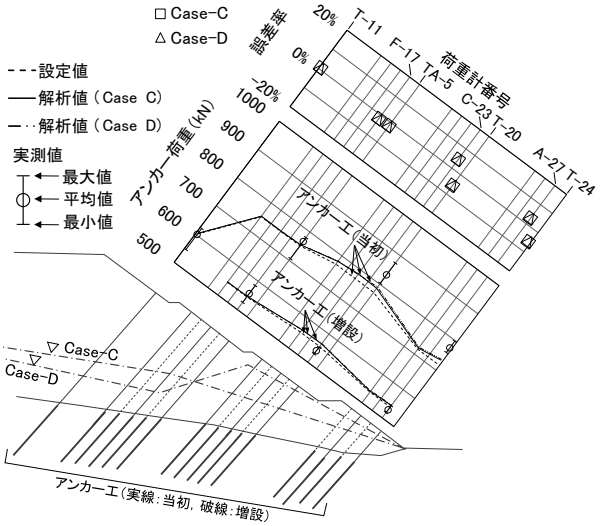


図-8 予測解析（Step-7）の解析結果.
設定値：2012 年 2 月 21 日の荷重.

6. 謝辞

本研究の実施に当って、指導を賜りました土砂管理研究グループ地すべりチームの皆様に感謝申し上げます。

所属：ライト工業株式会社

〈参考文献〉

1) (独)土木研究所 (2014)：グラウンドアンカーの適正な緊張力計測手法に関する研究, (独)土木研究所共同研究報告書,第 458 号,2) 中村浩之・星野和彦・奥田公也 (1992)：アンカー工における最適な初期定着力の設定, 地すべり, Vol.29, No.1, pp.16 23. 3) 蔡飛・鵜飼恵三 (2003)：アンカー工による斜面の補強効果 極限平衡法と弾塑性 FEM との比較, 日本地すべり学会誌, Vol.40, No.4, pp.8 14.

4) 田中忠次(1992)：有限要素法による変形・安定解析,わかりやすい土質力学原論(第 1 回改訂版),(社)土質工学会,pp.109 154.

5) 田中忠次・鵜飼恵三・河邑眞・阪上最一・大津宏康 (1996)：地盤の三次元弾塑性有限要素解析, 丸善, pp.113 114.

6) (社)土質工学会 (1987)：地盤工学における数値解析の実務, (社)土質工学会, p.45.

7) L.Hobst and J.Zajic (1983)：Anchoring in rock and soil, Elsevier Scientific Pub. Co, p.45, p.49.

長野県茶臼山地すべり地下水排除工の閉塞と集水量の関係

チーム名　　地すべりチーム
氏　　名　　石黒　梓

1. まえがき

地すべり対策工の一つである地下水排除工は、地すべりの誘因となる地下水を排除することで地すべりを安定化する工法である。しかしながら、近年老朽化した地下水排除工の機能低下が危惧されている。地下水排除工の維持管理は維持管理費用や点検者の不足などにより十分になされていないのが現状であり、効率的かつ定量的な点検手法が求められている。

2. 研究目的

地下水排除工のなかでもボーリング工の管内に目詰まりが生じる事例が多く報告されている。目詰まり物質の約6割が、流入する地下水中に含まれる二価鉄イオンを三価イオンに酸化させ水酸化鉄などの沈殿物を生成する鉄細菌を含むものという報告がある[1、2) など]。目詰まりについては多くの地すべり地を対象とした実態調査と分析が行われている。特にボーリング洗浄工前後の孔口からの水量から洗浄工の効果を評価する研究は多い[2,3)]。しかし実際の点検業務ではボーリングの目詰まりレベルで健全度を評価することが多いにもかかわらず、目詰まりと水量の直接の関係を研究した事例は少ない。また、目詰まりを経時的に追跡し、機能低下する時期を調査した研究も少ない。今回の調査では、洗浄工前後の孔口の目詰まりと水量を定期的に調査し、目詰まりと集水量の直接の関係を明らかにすることを目的とした。

3. 研究方法

3.1 対象地域

調査対象の地すべりは長野市南部に位置する茶臼山地すべりである(図-1)。地質は裾花凝灰岩とその上位の信里層第三紀砂岩・泥岩層からなり、信里層が主として1847年発生の信濃越後地震が誘因になって滑動したとされる[4)]。本地域では施工から50年近く経過した集水井がある。これらの集水井内の集水管の孔口には、赤褐色の閉塞物が付着しており、その排水機能が懸念されているため、2016年12月～2017年1月にわたり洗浄工、再ボーリング工が実施された。このうち、洗浄工が実施された1号ケーソン、3号ケーソン、4号ケーソンを調査対象とした(図-2)。

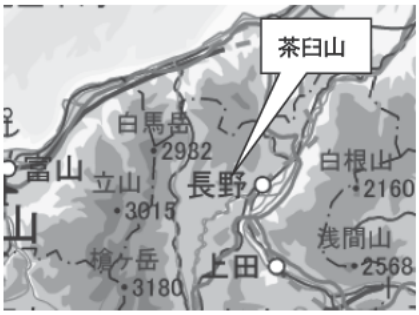


図-1. 調査位置図(国土地理院地図)

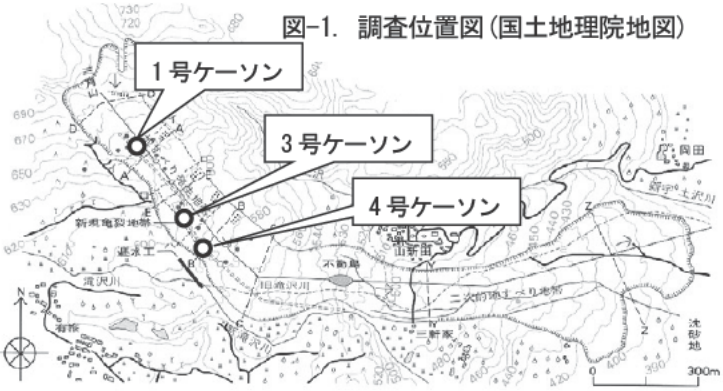


図-2. 茶臼山地すべり平面図[4)に加筆]

3.2 調査方法

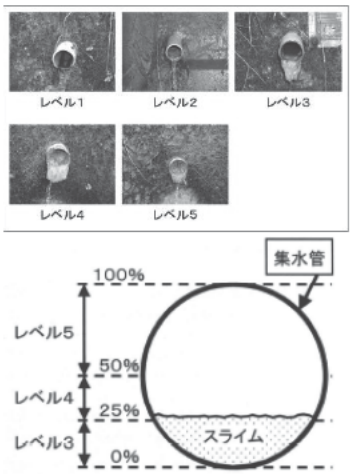


図-3. 目詰まりレベルの例[2)]

各集水管の孔口の目詰まりの程度を測定した。野呂ほか[2)]では集水管の閉塞を目詰まりレベルとして5段階で判定する方法を提案しているが(図-3)、一番閉塞しているレベル5でも集水していることがあるため、図-4を目安に孔口の閉塞を百分率により目視で評価し、閉塞率とした。流量は、集水が確認される集水管の1分間あたりの集水量をビーカーとストップウォッチで測定した。

調査時期を図-5に示す。1号ケーソンは洗浄工前に代表的な集水管4本で1回調査を行い、その後は集水の確認された中段の全ての集水管で計9回の調査を行った。3、4号ケーソンは排水管の閉塞により湛水していたため、洗浄工後から調査を開始したが、3号ケーソンは洗浄工後5カ月後に湛水が確認された。2017年8月に排水管の洗浄が行われたが、同年の12月の調査時には再び湛水した。

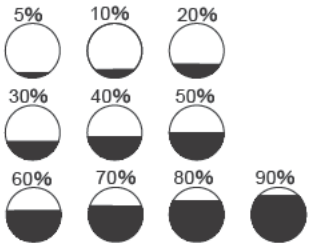


図-4. 閉塞率の目安

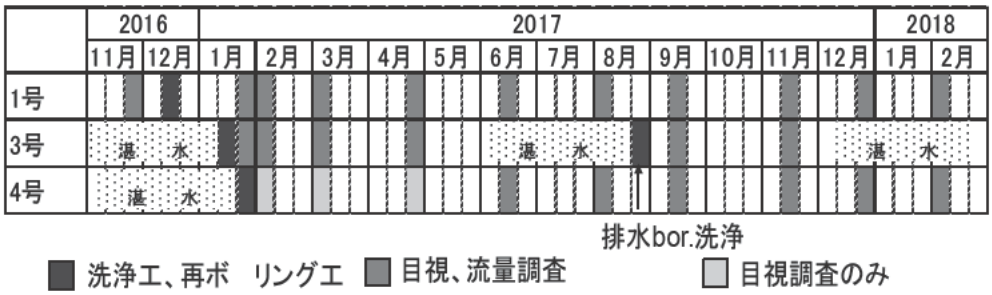


図-5. 各集水井の調査、洗浄工の時期

4. 調査結果

4.1 閉塞率の推移

閉塞を時系列で追うと、閉塞のタイプは(a)洗浄工後6カ月後には60%以上閉塞する、目詰まりが急激に増加する、(b)閉塞しない、または少量付着する程度、(c)閉塞に増減がみられる孔の3種類におおむね大別できた(図-6)。

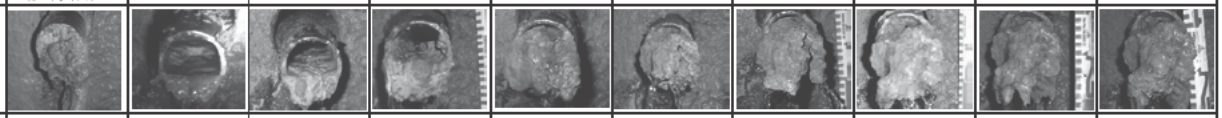
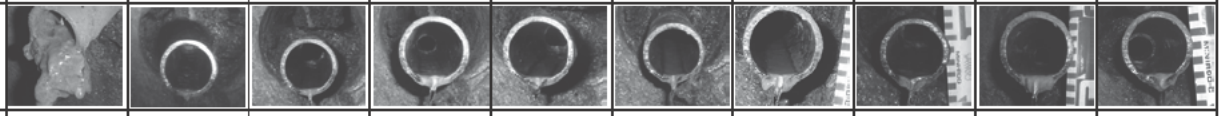
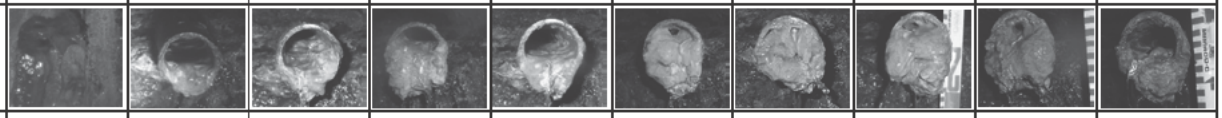
	2016.11 (洗浄前)	2017.2	2017.3	2017.4	2017.6	2017.8	2017.9	2017.11	2017.12	2018.2
a.洗浄後急激に閉塞が増加(①)										
	100%	20%	30%	70%	95%	95%	100%	95%	95%	100%
b.ほとんど閉塞しない(②)										
	40%	0%	0%	0%	0%	5%	5%	5%	5%	5%
c.閉塞に増減がみられる(③)										
	100%	40%	60%	75%	40%	95%	95%	95%	95%	50%

図-6. 各タイプの目視観察結果例(写真位置は図7中①～③に示す)

なお、集水が全くみられない孔については、集水なしとして分類外とした。更に、これら3タイプの外に、先行工後半年以上経過した後に閉塞物が確認される孔など不規則な閉塞をするものなどを（その他）として整理した。

1号ケーソンにおいては、(a)タイプが集水井の南西側に、(b)タイプが集水井の北西側に偏った(図-7)。望月[4]によると、茶臼山地すべり上部すべり面は、南西側が深い非対称な断面をしており、集水井は南西側に設置されている。集水井南西側は信里層からすべり面付近の地下水を、北東側は地すべり土塊の地下水を排水する構造になっている(図-8)。

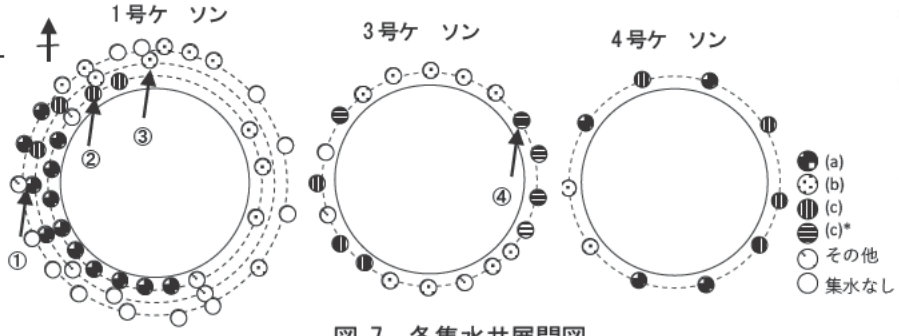


図-7. 各集水井展開図

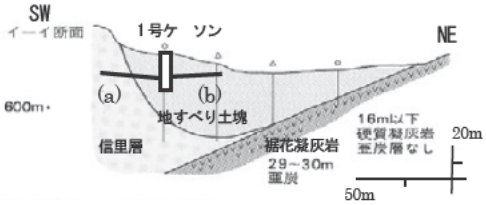


図-8. 地質断面図

（望月[4]に加筆）

4.2 流量と閉塞率の関係

図-9に各集水井の直近の調査で得られた閉塞率と流量の関係を示す。各集水井に共通して、流量2ℓ/分以上の流量を計測した集水管の閉塞率が高い傾向がみられ、全て100%であった。反対に、閉塞しない集水管には、点滴程度しか流量がなかった。

図-10に各タイプ別の流量と閉塞率の経時的変化の代表的な例を示す。(a)は、0.1ℓ/分～3ℓ/分の流量が確認された。また、融雪期、渇水期、梅雨期を通して調査を行ったが、流量の変化はあまりなかった。(b)の流量は、集水管23本中19本が0.08ℓ/分以下で点滴程度の流量だった。(c)の流量は、0.1ℓ/分～1.0ℓ/分で、調査時期を通して安定した流量であった。ただし3号ケーソンにおいては、洗浄工直後0.8～8.0ℓ/分あった流量が数カ月間で減少していく(c)が確認されたが、流量が洗浄工直後の1/3程度に下回るまでの間に急速に閉塞率が上昇し、その後は閉塞率が30%～40%増減したところで流量の増減は収束したことから、(c)の亜種(c)*と整理した（図-10 ④)。

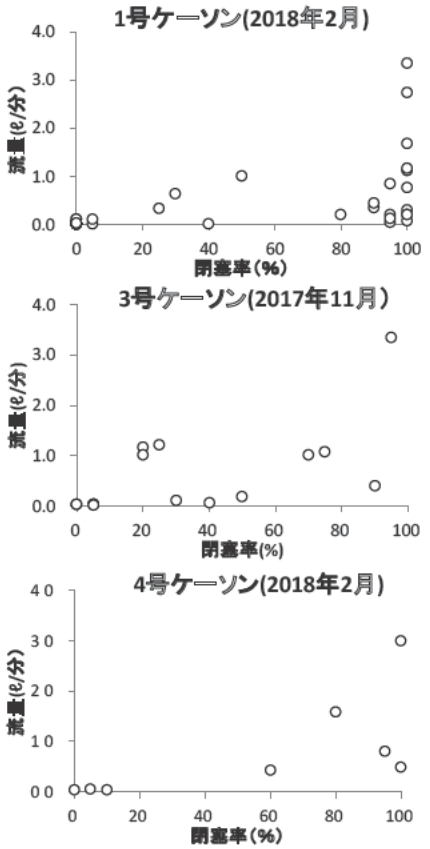


図-9. 各集水井の閉塞率と流量の関係

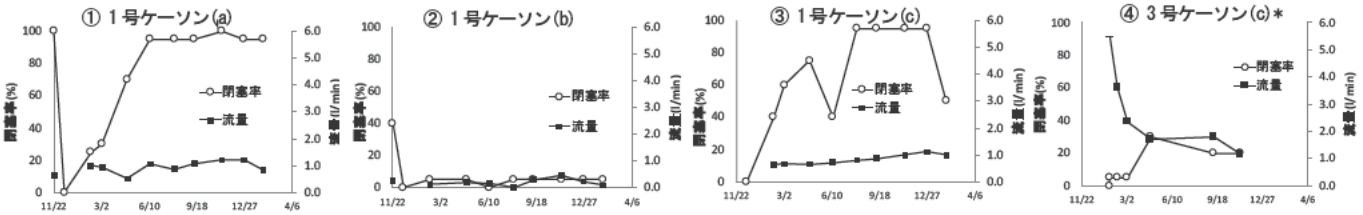


図-10. 集水管の閉塞率と流量の経時変化例(図-7 中①～④)

5. 結論

今回の調査において閉塞のパターンを(a)洗浄工後急激に閉塞が進行するボーリングと(b)ほとんど閉塞が進まないボーリング、(c)閉塞に増減がみられるボーリング　に大別することにより以下の点が確認された。

1. (a)、(c)は流量が多く、(b)は点滴程度の流量である傾向がある。
2. その他のボーリングも含め、おおむねどのパターンの集水管も、閉塞の増加に伴う流量の減少傾向はみられない。ただし、3号ケーソンの(c)の一部においては、洗浄工後数カ月間に流量の低下に対応して閉塞率が増加する傾向がみられる集水管が存在した。

1号ケーソンでは(a)と(b)の分布に偏りがある。これは、茶臼山地すべり発生地帯の断面が、南西側が深い構造になっており、1号ケーソン南西側がすべり面から基盤である信里層（第三紀砂岩・泥岩層）の地下水を集水しているのに対して、北東側が地すべり土塊の地下水を集水していることから、地質の差異が影響していると考えられる。

閉塞していない集水管(b)の流量が点滴程度なのは、閉塞物の材料となるFe^{2+}イオンが供給されないために閉塞も進まない結果と考えられる。逆に流量の多い集水管(a)は早く閉塞し、一方閉塞による流量の低下はみられなかった。(c)では、不規則に閉塞率が変化する集水管も流量がほぼ一定であるものが多くみられた。当地すべりでは目詰まりの急速な進行が流量の多さの指標となっている可能性があり、目詰まりが発生しているから機能低下している傾向は多くの集水管でみられなかった。

今回は1.5カ月に1回程度の頻度の限られた観測であったため連続的な観測は行っていない。今後は降雨や融雪の影響などを明らかにしていきたい。また今回は排水ボーリング孔の検討は行わなかった。

3号ケーソンは、(a)のタイプの集水管はみられなかったが、排水ボーリングが非常に閉塞しやすい特徴がある。排水ボーリングの閉塞は集水井を湛水させ、地すべり地に水を供給する恐れがあるため、排水ボーリングの閉塞原因調査が必要である。

今後、他地域でも同様の傾向がみられるか検討して参りたい。

6. 謝辞

本研究を進めるにあたり、長野県土尻川砂防事務所には茶臼山地すべりの過去の観測資料、工事記録などを貸与してくださるなど多大なるご協力を賜った。また、地すべりチームの皆様には研究に関するご指導、ご助言、現地調査で多大なるご協力を賜った。ここに記して厚く感謝の意を表す。

所属：日特建設株式会社

〈参考文献〉

1) 農林水産省農村振興局企画部資源課、「水抜きボーリングの目詰まり原因とその対策」、http://www.maff.go.jp/j/nousin/noukan/tyotei/t_zisuberi/attach/pdf/index 78.pdf 、2008
2)野呂智之、丸山清輝、中村明、ハスバートル、「地すべり防止施設の維持管理に関する実態と施設点検方法の検討　地表水・地下水排除施設 」、土木研究所資料第4201号、p.48、2011
3)高橋直人、瀬川宏美、田崎和江、「地すべり地の水抜きボーリング孔におけるバイオマットの形成」、地下水学会誌、Vol.49、No.2、p.115 137、2007
4) 望月巧一、「日本の代表的な地すべり　茶臼山」、アーバンクボタ、No.20、p.6 7、1982

新潟県内陸部における地すべり災害の発生誘因とその地域特性について

チーム名等　　地すべりチーム
氏　　名　　後根　裕樹

１．まえがき

地すべりによる人的被害を軽減するためには、避難指示や緊急点検の切迫性を示す時期を明らかにした警戒基準を確立することが望まれる。現状では、地すべりの変状が確認された後に設置される地盤伸縮計の変位量などが警戒基準として利用されている[1)]。しかし、事前に変状が確認されていない地すべりの警戒基準は明確なものが存在しない。

２．研究目的

本研究は、地すべりの広域的な発生誘因とその地域特性を明らかにすることで、事前に変状が確認されていない多くの地すべりの警戒基準の設定手法を検討するための基礎資料とすることを目的とする。本稿では、その一環として過去の地すべり災害の発生誘因を整理し、GIS を用いて地すべり災害の発生誘因の地域特性を検討した。

３．研究方法

3.1. 対象エリアと対象とする地すべり災害

図－1に対象エリアと地すべり災害の分布を示す。対象エリアは地すべり災害の発生数が多い新潟県内陸部とした。対象とする地すべり災害は土砂災害DB[2)]より100m²以上の地すべり災害とした。対象期間は平成13年1月1日から平成27年12月31日までの約15年間とした。対象エリアの地形は、おおよそ標高500m未満の低い丘陵地とその間に発達する盆地からなる。対象エリア内の丘陵地内には多数の地すべり地形が存在する[3)]。丘陵地の地質は主に第三紀～第四紀の堆積岩類からなり、褶曲構造が発達する[4)]。対象エリアは、丘陵地の地すべり災害の分布数の違いをもとに、さらに3エリア（A、B、Cエリア）に区分した(図－1)。表－1に各エリアの諸元を示す。地すべり災害は、AエリアとCエリアにおいて特に多く発生がみられ、それぞれ288件と208件である。一方、Bエリアでは地すべり災害の発生数が少なく、54件である。

3.2. 解析手法

対象エリア内で発生した 550 件中の地すべり災害について、発生誘因を整理した。具体的には、まず地すべり災害の発生日に着目して、6－11 月末にかけて発生した地すべり災害を『降雨期』、2 月－5 月末までに発生した地すべり災害を『融雪期』とし、大規模地震（図－1 参照）の当日に発生した地すべり災害を『地震日』の発生期間に区分した（表－2)。『地震日』に区分される地すべり災害は、他の 2 つの発生期間と重複しないものとした。

12－1 月にかけて発生した 18 件の地すべり災害は、上記区分に該当しないため、今回は検討から除外した。平成 16 年 10 月 24 日から 11 月 13 日にかけて継続して報告された 31 件の地すべり災害については、上記区分に基づくと『降雨期』に相当することになるが、直前に発生した平成 16 年新潟県中越地震の本震やその後の余震の影響も考えられ、発生誘因を特定できないことから今回は検討から除外した。3 つの発生期間に区分した各地すべり災害は、関連する発生誘因の大小を数値で整理した。具体的には、まず、降雨期に区分した地すべり災害は、積算

降雨量を算出した。積算降雨量は地すべり発生日から一定日数の日雨量をさかのぼって合計した降雨量を示す。積算降雨量は、10 日、20 日、30 日間の積算降雨量をそれぞれ算出したが、本稿では、各エリアでの傾向が特に明瞭であった 10 日間積算雨量を代表として結果に示した。『融雪期』に区分した地すべり災害は、山野井[5]による積雪期の最大積雪深(cm)と地すべり地区の面積との関係を検討した事例を参考とし、それぞれ発災前に観測された積雪期の最大積雪深(cm)を指標として整理した。『地震日』に区分した地すべり災害は、発災地点で認められた震度を整理した。10 日間積算雨量と最大積雪深は、各地すべり災害からもっとも近くにあるアメダス観測所のデータ[6]をもとに整理した。地震日の震度は、クエイクマップ[7]による計測震度から地すべり災害地点の震度を読み取った。3 つの発生期間に区分した地すべり災害の分布図を作成し、それぞれ整理した発生誘因の数値は分布図に対応するグラフに投影した。作成した分布図とグラフから、各エリアの発生誘因の特徴を検討した。

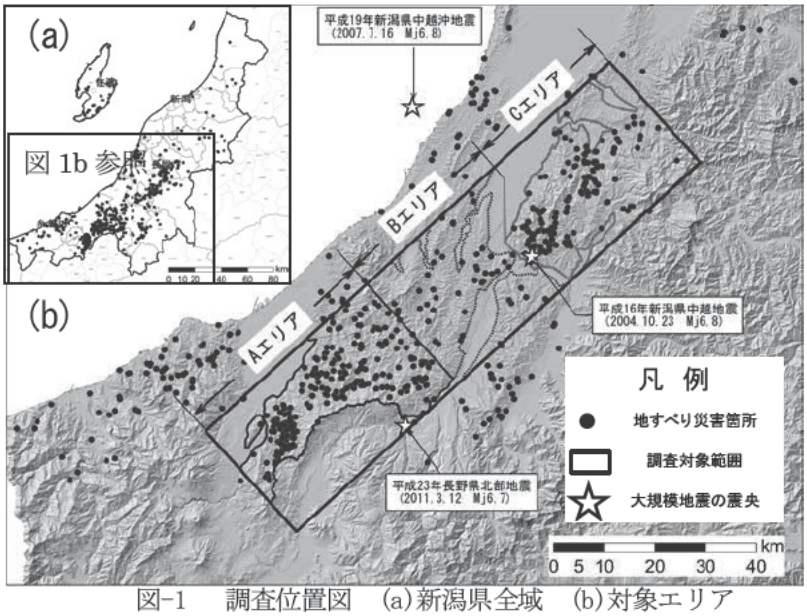


図-1　調査位置図　(a)新潟県全域　(b)対象エリア
地形図は国土数値情報の 10mDEM より作成した。図中(b)の黒枠の範囲が調査範囲を示す。大規模地震の震央の位置、Mj は気象庁[6]にもとづく。

表-1　各エリアの諸元

エリア名	Aエリア	Bエリア	Cエリア
標高	250　500m	150　300m	200 450m
主な地質[4]	堆積岩類（第　紀）	堆積岩類（第四紀）	堆積岩類（第　紀～第四紀）
地質構造[4]	褶曲構造	褶曲構造	褶曲構造
地すべり地形の数[3]	約12000	約6000	約3500
エリア面積/地すべり地形面積	45%	28%	27%
対象期間中の地すべり災害の数[2]	288	54	208

表 2　解析に用いた地すべり災害データの諸元

期間名	対象期間	地すべり災害の数	全体の割合
降雨期	6月 11月	193	38.5
融雪期	2月 5月	201	40.1
地震日	平成16年10月23日 平成19年7月16日 平成23年3月12日	107	21.4
地震直後	平成16年10月24日　平成16年11月13日	31	除外
積雪期	12 1月	18	除外

4．結果

図－2 に調査地域で発生した地すべり災害の発生誘因分布を示す。

降雨期の地すべり災害（図－2a）は、A エリアと C エリアに多くそれぞれ 112 件と 71 件であったのに対し、B エリアでは 10 件とかなり少ない。A エリアの地すべり災害は、多くが 10 日間積算降雨量 400mm 以下で発生している。このうち、6－20km 付近では 10 日間積算降雨量が 200mm 以下、20－42km 付近ではおよそ 70–350mm で地すべり災害が多発している。したがって A エリアでは南西側より北東側のほうが発生した地すべり災害の 10 日間積算降雨量が大きい傾向がある。B エリアでは、10 日間積算降雨量が 200mm 前後で地すべり災害が発生している。C エリアでは、10 日間積算降雨量と発生した地すべり災害との間に明瞭な傾向がないようにみえる。しかし、多くの地すべり災害がおよそ 10 日間積算降雨量 200mm－600mm で発生が認められる。したがって、C エリアは A エリアと B エリアに比べると、『降雨期』に発生した地すべり災害の 10 日間積算降雨量が全体に大きいことが指摘される。

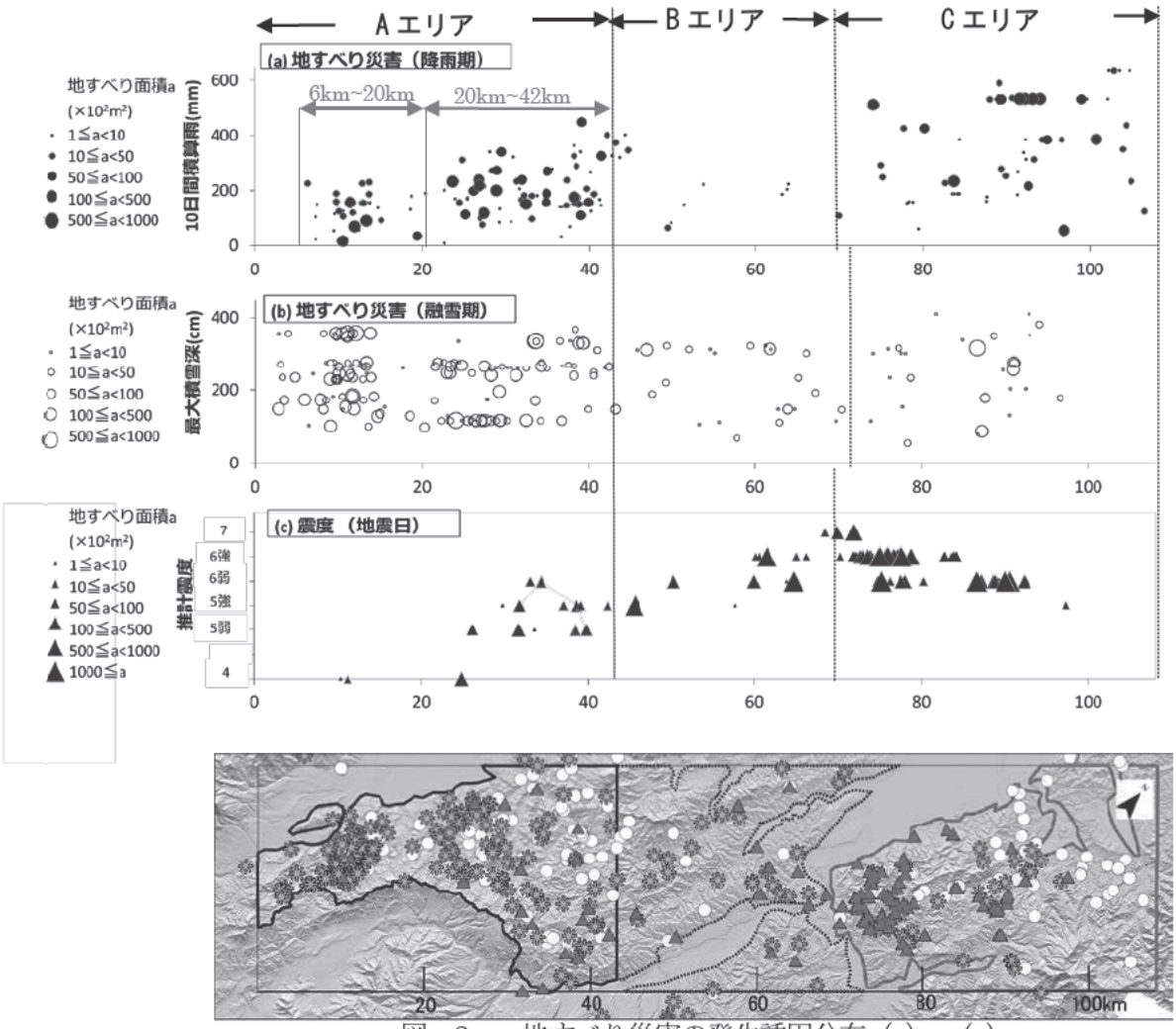


図　2　　地すべり災害の発生誘因分布（a）～(c)

最下段の地形図に３つの発生期間に区分した地すべり災害の分布を示す。各エリア内に含まれる地すべり災害について、発生誘因の数値をそれぞれ(a)～(c)のグラフ中に投影した。グラフ中のポイントの大きさの違いは、地すべり災害の規模の階級を示す。グラフ中の黒点線は、各エリアで発生した地すべり災害の境界を示す。

『融雪期』の地すべり災害（図－2b）は、Aエリアでの発生数が特に多く 146 件を示すのに対し、BエリアとCエリアでは比較的少なく、それぞれ 26 件と 29 件を示す。最大積雪深は、すべてのエリアでおよそ 100—400cm を示す範囲で地すべり災害が発生し、各エリアで特徴の差はあまりみられない。

『地震日』に区分される地すべり災害（図－2c）は、Cエリアで最も多く発生し 74 件を示すのに対し、AエリアとBエリアの発生数は 18 件と 15 件を示す。発生誘因となった震度は、AエリアからCエリアにかけて高くなる傾向がある。Aエリアでは震度５弱以下で発生した地すべり災害は、平成 16 年新潟県中越地震と平成 19 年新潟県中越沖地震の当日に発生したものである。一方、Aエリアの震度５強－６弱で発生した地すべり災害は平成 23 年長野県北部地震の当日に発生した。Bエリアでは、地すべり災害の多くが平成 16 年新潟県中越地震の当日に発生したが、平成 19 年新潟県中越沖地震の当日に発生した地すべり災害も２件含まれ、発生誘因となった震度はすべて震度５強以上である。Cエリアの地すべり災害は、平成 16 年新潟県中越地震の当日に発生したものである。Cエリアでは１件の地すべり災害が震度５強で発生し、それ以外の地すべり災害は震度６弱以上で発生している。

5．結論

以上の結果から、対象エリアの地すべり災害は、発生期間によって多発するエリアに違いが認められるとともに、それぞれ関連する発生誘因の値にも傾向の違いが認められた。このことから、各エリアの地すべり災害の発生誘因には、地域特性があることが示唆される。図－3に発生誘因の数値をエリア別に集計したグラフを示す。この図から、各エリアの地すべり災害の発生誘因には、以下の特徴が認められる。

（1）地すべり災害の発生数が比較的多いAエリアとCエリアを比較すると、『降雨期』と『地震日』に発生した地すべり災害は、それぞれ10日間積算降雨量と震度がCエリアのほうが大きい傾向が認められる。

（2）Bエリアでは、他のエリアに比べ地すべり災害の発生数がかなり少ないが、『降雨期』に発生した地すべり災害の10日間積算降雨量はAエリアと同程度であり、『地震日』に発生した地すべり災害の震度の発生割合はCエリアに近い傾向がある。

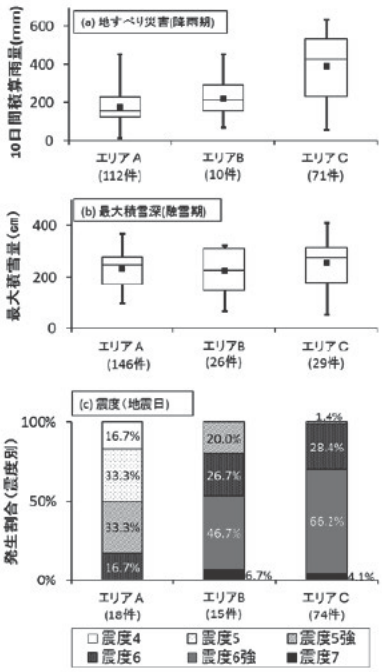


図 3　各エリアの発生誘因の集計結果

（3）各エリアで発生した『融雪期』の地すべり災害は、発災前の最大積雪深に明確な傾向の差は認められない。

6．今後の課題

本稿では、過去に発生した地すべり災害から整理した発生誘因のデータをGIS上に分布に示すことで、エリアごとの発生誘因の特性を検討した。融雪期に発生した地すべり災害は、最大積雪深からは各エリアで明確な差が認められなかったが、これらの地すべり災害については、融雪水量の算出などを踏まえ、異なる視点からの特徴を把握することを検討していきたい。また、それぞれの発生誘因ごとに地すべり災害による人的被害の有無も踏まえて、地域ごとの地すべりの警戒基準の設定方法に資するとりまとめを行いたいと考えている。

7．謝辞

本研究の実施に当りまして、指導を賜りました土砂管理研究グループ地すべりチームの皆様に感謝申し上げます。

所属：株式会社エイト日本技術開発

〈参考文献〉

1) 社団法人斜面防災対策技術協会　地すべり観測便覧編集委員会：地すべり観測便覧，p402-408，2012.
2) 国土交通省国土技術政策総合研究所：土砂災害データベース，(https://www.sabo.nilim.go.jp/saigaidb/auth/).
3) 防災科学技術研究所：地すべり地形分布図データベースデジタルアーカイブ，(http://dil-opac.bosai.go.jp/publication/nied_tech_note/landslidemap/gis.html).
4) 福本安正：新潟県の地すべりと地質および地質構造の関係 (1)，地すべり，vol.17，第3号，p1-11，1980.
5) 山野井徹ほか：新潟県の地すべりとその環境，地すべり，vol.11，No.2，第38号，p3-14，1974.
6) 気象庁：気象庁ホームページ，(http://www.jma.go.jp/jma/index.html).
7) 産業総合技術研究所ほか：QuiQuake，(https://gbank.gsj.jp/QuiQuake/QuakeMap/).

H28 熊本地震、高野台地区にて発生した地すべりについての考察および一次元地震動応答解析

チーム名　地すべりチーム
氏　　名　児玉　浩

1. まえがき

平成 28 年 4 月 14 日から 16 日にかけて、熊本県を中心とする一連の地震(熊本地震)が発生した。この間に震度 7 を 2 回、6 強が 2 回、6 弱を 3 回記録しており [1]、多様な土砂災害が発生した [2) 3)]。その中で南阿蘇村高野台地区にて発生した地すべり(以下、高野台地すべり)は全 16 戸全半壊、死者 5 名の被害が発生した [4) 5)]。高野台地すべりは火山灰被覆丘陵の緩斜面(地表勾配 15°)[6] で発生している。これまで高野台地すべりについては多くの報告があり、福岡ほか [7] では高野台地すべりの概要について、土志田ほか [8] では高野台の南西と北の崩壊について区別して記述があり、南西側と北側の崩壊ではその崩壊深の違いから異なる地層面をすべり面とした可能性が高いことを言及している。西山ほか [9] では西側斜面で発生した地すべりのすべり面では草千里軽石層(Kpfa, 31ka)[10) 11)] が分布しているが、北側斜面の地すべりでは断片的な草千里軽石層は認められるが純層は認められないと言及している。稲垣 [6] ではすべり面は軽石層の上面付近に認められたと言及している。以上から、高野台地すべりのすべり面についての言及は複数あるが、詳細に調査したすべり面に関する研究は存在しない。

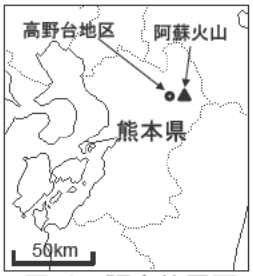


図-1　調査位置図

2. 研究目的

本研究では、詳細な現地踏査を行い、高野台地すべりの発生機構について検討した。その結果を用いて、一次元地震動応答解析を用いたすべり面の推定を行い、地震時に変動するすべり面深度の予測が可能かどうかの検証を行った。

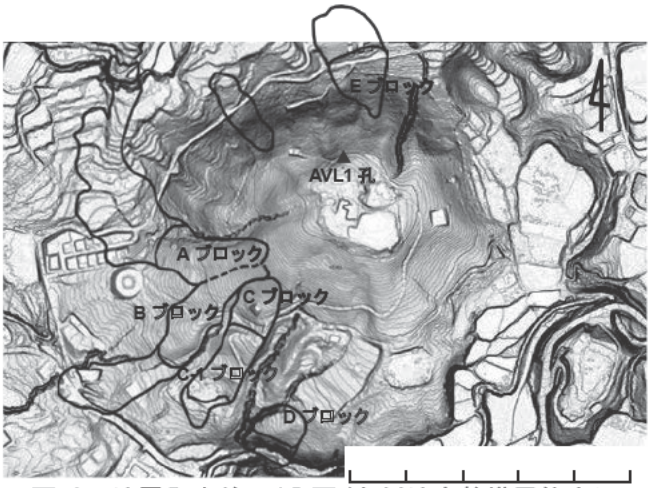


図-2　地震発生前の LP 図(九州地方整備局熊本河川国道事務所提供)に地すべりブロックを追記

3. 地震発生前の地形状況

図-2 に高野台地区の地震前発生のレーザープロファイル図(以下、LP 図)を示す。高野台で発生した地すべりは西～南西斜面で発生した地すべりと北側に発生した地すべりに分けられ、それぞれのブロック名を A, B, C, C-1, D, E ブロックとする。図-2 によると、A, B, C, C-1 ブロックは比較的等高線が乱れていない斜面で発生しており、それと比較して D, E ブロックは過去の崩壊地形が多く認められる斜面にて発生している。地形勾配は A, B, C, C-1 ブロックに比べて、D, E ブロックの方が急勾配である。当研究では A, B, C, C-1, E ブロックにて現地踏査を行い、地層層序やすべり面の特徴について調査を行った。

4. 現地踏査結果

4.1 A, B, C ブロック

A, B, C ブロックは高野台地区の西～南西斜面で発生した地すべりである。今回、A ブロックの土砂が住宅街に

流れ込み、多くの被害が発生している。A, B, C ブロックは頭部が連続しており、ほぼ同じ箇所から発生している。A ブロックは幅 80m で地すべり頭部から 600m 流下、B ブロックは幅 70m で 450m 流下、C ブロックは幅 70m で 100m 流下している。滑落崖露頭には複数の火山灰層と黒ボク、ロームが堆積しており、火山灰質土砂が被覆している斜面である。地すべりが流下した面には草千里ヶ浜軽石層(Kpfa)が広く分布しており、表面に露出している箇所、削剥されている箇所と様々であるが、草千里ヶ浜軽石層付近がすべり面となったと判断できる。露頭観察によると、草千里ヶ浜軽石層は地表から深さ 9m 付近に分布する。

4.2 C-1 ブロック

C-1 ブロックは C ブロックの下位に位置する地すべりブロックである。幅 70m で地すべり頭部から 200m 流下している。C ブロックの末端部は C-1 ブロック頭部で隆起し、乗り上げていることから、C, C-1 ブロックはすべり面が連続しておらず、独立したブロックであることが推測される。C-1 ブロック頭部滑落崖付近で調査ピットを掘削し、すべり面の状況を確認した。その結果すべり面は A, B, C ブロックとは異なり、草千里ヶ浜軽石層より浅い火山灰層とローム層の境界であることが判明した。

4.3 E ブロック

E ブロックは北側斜面で発生した地すべりである。周辺には崩壊地形が多く存在する。東側側方外では地層を切るような構造も認められ、過去に地すべりや崩壊が発生したことが示唆された。熊本地震による土砂崩落後の斜面上には比較的堅硬な安山岩溶岩が分布しており、隣接する東側の沢内に露出する安山岩溶岩露頭と同じ地層であると判断した。以上から、E ブロックの地すべりは安山岩溶岩の上位に乗っていた火山灰質土砂が崩落したと判断する。東側側方崖を確認したところ、深度 5～7m 付近まで火山灰層が確認できたが、堆積土砂により安山岩溶岩堆積物は確認できず、当火山灰層より深い深度に位置することが予想された。

4.4 地質層序とすべり面深度

図-3 に各ブロックの模式柱状図を示す。図-3 によると 3 ブロックともに地層の対比が可能であった。A, B, C ブロックでは深度 9m 付近の草千里ヶ浜軽石層付近が、C-1 ブロックでは深度 6m 付近の火山灰層とローム層の境界が、E ブロックでは深度 7m 以深の火山灰層と安山岩溶岩層の境界がすべり面であった。以上から高野台地すべりのすべり面深度は発生箇所によって異なることが判明した。またE ブロックのみで深度 7m 付近に安山岩溶岩層が確認された。

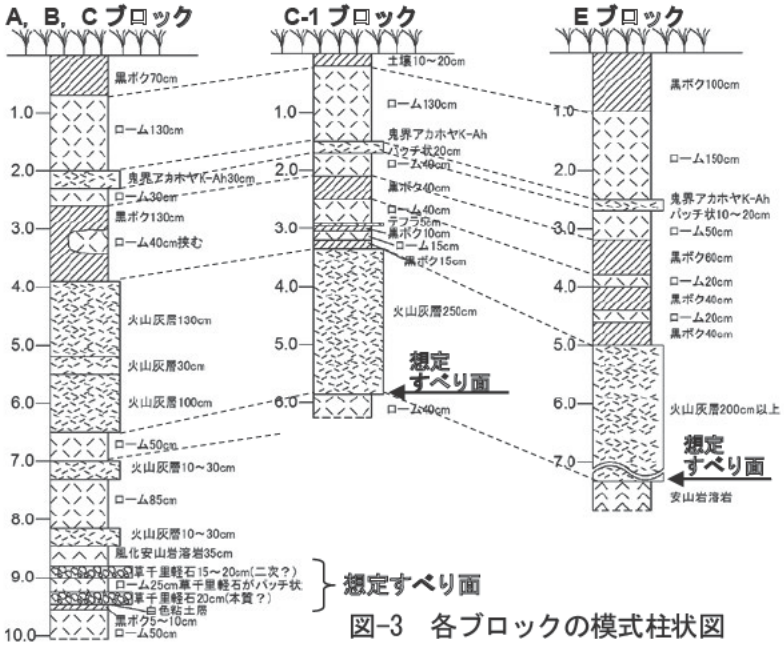


図-3　各ブロックの模式柱状図

5. 一次元地震動応答解析

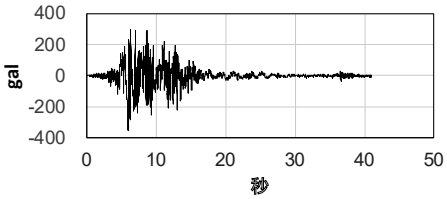
一次元地震動応答解析は、最も深くまで地層層序が判明し、被害の大きかった A ブロックを対象とした。一次元地震動応答解析によりすべり面深度を推定し、現地踏査により確認したすべり面との検証を行う。

5.1 地盤の動的解析手法

地盤の動的解析手法はいくつかの手法があるが、当研究では簡易な解析が可能である一次元地震応答解析を採用した。解析プログラムはSHAKE[12]と同様の重複反射理論による等価線形化法を用い「富士通エフ・アイ・ピー株式会社,LIQUEUR,Ver.15.1E」を使用した。解析手順は、対象地震の地表観測波形を工学的基盤まで引戻し、引戻した波形を斜面モデルの基盤岩深度に入力し、斜面モデル内で歪発生深度を推定する。解析によって得られた歪発生深度を、実際のすべり面深度と比較し、最大歪発生深度の整合性について確認する。

5.2 入力地震加速度と入力深度

入力地震加速度は高野台地区から約10km西に位置する防災科学研究所強震観測網K-NET大津の4月16日本震の波形を用い、工学的基盤まで引き戻し、Aブロック滑動方向に変換した。入力する地盤モデルはAブロックの模式柱状図を基に作成するが、工学的基盤は確認されていない。宮縁ほか[13]では高野台地区北斜面頂部付近で調査ボーリング(図2のポイントAVL1)を実施しており、Aブロックの地層層序と対比が可能であった。AVL1の模式柱状図では草千里ヶ浜軽石層の下位に層厚2.15mのローム、層厚87mの高野尾羽溶岩層が位置する。高野尾羽溶岩層を工学的基盤岩と判断し、Aブロックのモデルの最下位ローム層に1.7mのローム層を付加し、その下位を高野尾羽溶岩層(工学的基盤岩)とした。地震入力震度は高野尾羽溶岩層最上位である深度11.7mとした



5.3 解析に用いるパラメータ

解析に必要な入力値は、S波伝播速度、単位体積重量、動的変形特性曲線である。S波伝播速度Vsについては、滑落崖露頭面にて実施した土壌硬度試験結果を変換して求めた。単位体積重量は室内試験結果を用いた。動的変形特性は、室内試験結果を双曲線モデルで近似した曲線を用いた[14]。室内土質試験は試験を実施する層を複数抽出し、その他の層は類似する層の試験結果を代用した。土壌硬度計の貫入量x(mm)を山中式土壌硬度計の読み取り式(式(1))に入力することにより支持力P(kg/cm^2)を算出し、支持力Pから式(2)[15]を用いて一軸圧縮強度qu(kN/m^2)を算出し、一軸圧縮強度quから式(3)[16]を用いてN値を算出し、式(4)[17]を用いてVs(m/s)に変換した。表-1に解析に用いたパラメータを、図-5に解析に用いた動的変形特性を示す。

$$p(\mathrm{kg/cm^2}) = 100x/(0.7952(40-x)^2) \quad \text{…式(1)}$$
$$qu(\mathrm{kN/m^2}) = 98.1*p/5 \quad \text{…式(2)}$$
$$N = qu/25 \quad \text{…式(3)}$$
$$Vs(\mathrm{m/s}) = 80 \times N^{1/3}(\text{砂質土}) \quad \text{…式(4)}$$

5.4 解析結果

解析結果を図-6に示す。図-6(a)は動的変形特性を考慮した解析結果、図-6(b)は動的変形特性を考慮しなかった解析結果であり、それぞれ単位体積重量に試験値を用いた場合とγ=13.0kN/m^{3}で統一したケースの解析を実施した。動的変形特性と単位体積重量を変化させたのは、解析に対する感度を確かめるためである。図-6では、2つの深度で大きく歪みが生じることが判明した。歪が大きく発生した深度は、動的変形特性を考慮し、単位体積重量に試験値を採用した場合で、深度6.55～8.15m(最大歪1.2%)、8.85～9.55m(最大歪2.0%)であった。深度8.85～9.55mは草千里ヶ浜軽石層が分布する深度にあたり、現地踏査から判断したAブロックのすべり面深度と同深度である。深度6.55～8.15mはローム層にあたり、上面はC-1ブロックのすべり面深度にあたる。動的変形特性及び単位体積重量の感度分析の結果、動的変形特性を考慮した場合の方が歪量が大きく、単位体積重量を統一した場合だと歪量が小さくなることがわかった。また、どのケースも歪量に差はあるが、変動深度に変化は認められなかった。

表-1　解析に用いたパラメータ

深度 (GL m)	地質	試験No	土壌硬度計貫入量(mm)	軸圧縮強度 qu(kN/m²)	換算値N値	換算 Vs(m/s)	湿潤密度 (kN/m³)	飽和密度 (kN/m3)
0 0.55	黒ボク	C 1 2	15.93	67.87	2.7	112	11.67	12.35
0.55 0.85		C 1 2	21.94	166.08	6.6	151	11.67	12.35
0.85 1.45	ロ　ム	C 1 1	21.89	164.65	6.6	151	12.46	13.59
1.45 1.85		C 1 1	20.13	125.70	5.0	137	12.46	13.59
1.85 2.15	火山灰	C 1 4	19.83	120.32	4.8	136	12.85	13.75
2.15 2.35	ロ　ム	*C-1-1*	20.33	129.71	5.2	139	12.46	13.59
2.35 3.15	黒ボク	*C-1-2*	18.33	96.36	3.9	126	11.67	12.35
3.15 3.45	ロ　ム	C 1 1	18.89	104.57	4.2	130	12.46	13.59
3.45 3.85	黒ボク	C 1 2	21.92	165.36	6.6	151	11.67	12.35
3.85 4.05	火砕流	*C-1-4*	23.74	221.40	8.9	166	12.85	13.75
4.05 4.15		*C-1-4*	25.58	303.70	12.1	184	12.85	13.75
4.15 4.55		*C-1-4*	27.19	408.62	16.3	203	12.85	13.75
4.55 5.25		*C-1-4*	23.81	224.11	9.0	166	12.85	13.75
5.25 5.55	火砕流orラハ　ル	*C-1-4*	24.31	243.46	9.7	171	12.85	13.75
5.55 5.95	火砕流	*C-1-4*	26.25	342.57	13.7	193	12.85	13.75
5.95 6.55		*C-1-4*	14.76	57.20	2.3	162	12.85	13.75
6.55 7.15	ロ　ム	*C-1-5*	17.91	90.52	3.6	124	12.75	13.59
7.15 7.35	火砕流	A 1	19.42	113.07	4.5	134	13.33	14.71
7.35 8.15	ロ　ム	C 1 5	17.92	90.65	3.6	125	12.75	13.59
8.15 8.35	火砕流	*A-1*	24.33	244.61	9.8	173	13.33	14.71
8.35 8.55		*A-1*	30.42	817.15	32.7	257	13.33	14.71
8.55 8.85	風化安山岩溶岩	*A-2*	31.06	957.76	38.3	273	17.11	16.46
8.85 9.05	草千里軽石(二次)	*A-3*	19.58	115.91	4.6	137	12.70	13.28
9.05 9.25	ロ　ム	*A-4*	22.83	191.17	7.6	158	14.22	15.13
9.25 9.45	草千里軽石(本質)	*A-5*	22.17	171.97	6.9	152	12.47	13.99
9.45 9.55	黒ボク	C 1 1	18.67	101.20	4.0	127	12.46	13.59
9.55 10	ロ　ム	*A-6*	20.57	134.37	5.4	141	14.61	15.41
10 11.7	ロ　ム	A 6	20.57	134.37	5.4	141	14.61	15.41
11.7 14	高野尾羽溶岩				60	313	17.11	16.46

※ A No.の太字はAブロックでサンプリングした試験実施箇所、細字は代用箇所。C 1 No.の太字はC 1ブロックでサンプリングした試験箇所でAブロックに該当する層序、細字は代用箇所

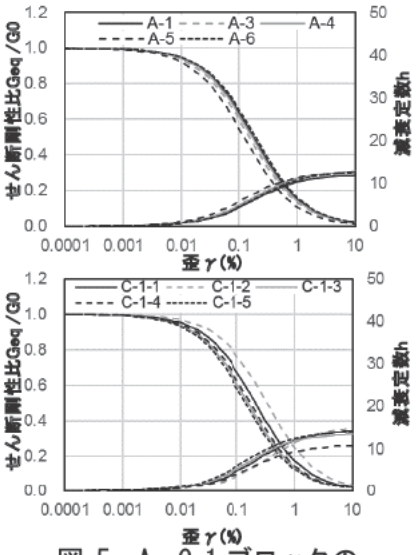


図-5　A，C-1 ブロックの動的変形特性

6. まとめ

現地踏査から、高野台地区では複数の地すべりが発生したが、すべり面深度はそれぞれ異なることが判明した。一次元地震動応答解析の結果、草千里ヶ浜軽石層および上位のローム層において大きな歪が認められた。A ブロックのすべり面深度は草千里軽石層付近であり、その上位のローム層は C-1 ブロックのすべり面深度に該当し、A，C-1 ブロックともに大きな歪みが発生すると予想された深度と実際のすべり面深度が一致した。また A ブロックの滑動は、複数深度で歪が認められたため、地すべり土塊が攪乱される結果となり、土塊が長距離移動した可能性がある。当解析において、一次元地震動応答解析は、すべり面深度を推定する手法として有効であったと言える。

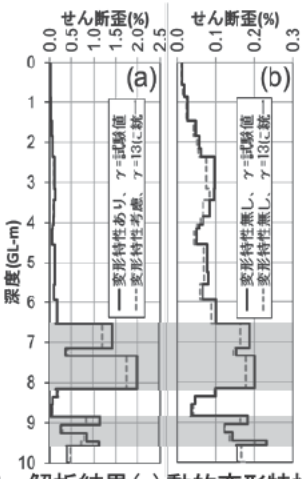


図-6　解析結果(a)動的変形特性考慮
(b)動的変形特性無し

7. 謝辞

本研究の実施に当って、研究の考察等に多大なるご指導を賜りました地すべりチームの皆様に感謝申し上げます。

所属：株式会社エル・コーエイ

〈参考文献〉

1) 気象庁，「平成 28 年(2016 年)熊本地震の関連情報」，http://www.jma.go.jp/jma/menu/h28_kumamoto_jishin_menu.html
2) 石川芳治ほか，「平成 28 年熊本地震による土砂災害」，砂防学会誌，Vol.69，No.3，pp.55 66，2016
3) 石川芳治ほか，「平成 28 年熊本地震後の降雨による二次土砂移動と二次土砂災害」，砂防学会誌，Vol.69，No.4，pp.25 36，2016
4) 毎日新聞，南阿蘇、爪痕忘れぬ…6 カ所の遺構指定検討，2017　https://mainichi.jp/articles/20170523/k00/00e/040/204000c
5) 国土交通省水管理・国土保全局砂防部，「平成 28 年熊本地震による土砂災害の概要」，2017
6) 稲垣秀輝，「2016 年熊本地震による斜面土砂災害の特徴及び活断層との関係とその後の豪雨災害」，応用地質，Vol.58，No.3，pp.188 196，2017
7) 福岡浩・酒井直樹，「平成 28 年熊本地震による南阿蘇村地域における地すべり災害の初動調査」，日本地すべり学会誌，Vol.53，No.3，pp.95 99，2016
8) 土志田ほか，「2016 年 4 月 16 日に発生した熊本地震による南阿蘇村周辺の斜面崩壊事例」，日本地すべり学会誌，Vol.53，No.3，pp.100 104，2016
9) 西山賢一ほか，「2016 年熊本地震で発生した地すべり、斜面崩壊の地形・地質的特徴」，日本地質学会第 123 年学術大会予稿集，2016
10) 渡辺一徳・小野晃司・平塚勝一，「草千里ヶ浜火山の軽石噴火について」，火山，Vol.27，pp.337 338，1982
11) 宮縁育夫・星住英夫・高田英樹・渡辺一徳・徐勝，「阿蘇火山における過去約 9 万年間の降下軽石堆積物」，火山，Vol.48，pp.195 214，2003
12) Schnabel,P.B.，Lysmer,J. and Seed,H.B. ”SHAKE A Computer Program For Earthquake Response Analysis of Horizontally Layered Sites”，Report No.EERC72 12，College of Engineering University of California，Berkeley，pp.3 8，1972.
13) 宮縁育夫・増田直朗・渡辺一徳，「溶岩流とテフラとの層序関係から見た阿蘇火山中央火口丘群西部地域の発達史」，火山，Vol.49，pp.267 282，2004
14) 吉田望，「地盤の地震応答解析」，鹿島出版会，pp.131 144，2010.
15) 地盤工学会編(2004)地盤調査の方法と解説　pp293
16) 土質工学会，「設計における強度定数 C、Φ、N 値 」，土質基礎工学ライブラリー32，P 52.
17) 日本道路協会，道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編

ベイズ生存時間分析を用いた地すべり防止施設の地下水排除施設の修繕時間推定手法について

チーム名　地すべりチーム
氏　名　小田川隼祐

1. はじめに

近年，財政悪化や労働人口の減少などの影響で，土木構造物の十分な補修・更新が困難な状況にある．そのため，施設の劣化を予測し，今後の維持管理費用の推計が重要となる．しかし，地すべり防止施設では，過去の点検等のデータの蓄積が不足しており，これまで劣化予測は行われていなかった[1)]．

2. 研究目的

一方で，橋梁等の分野では，少ないデータでも劣化の推定が可能になるベイズ生存時間分析の利用が試みられている[2) 3)]．これを地すべり防止施設に応用し，修繕記録から得られる施設が修繕されるまでの時間を修繕時間とし，修繕時間の推定及びベイズ生存時間分析の有効性の検討を行った．

3. 研究手法

3.1 ベイズ生存時間分析の特徴

ベイズ推定とは，式(1)に示すベイズの定理に基づき，観測事象(X)から原因事象(θ)を確率的な意味で推論するものである[4)]．

$$p(\theta|X) \propto p(X|\theta)p(\theta) \tag{1}$$

ベイズ推定法の特徴として，標本が少ない場合でもパラメータの推定を行うことが可能なので，過去の施設情報が不足している場合に有効であること，さらに，蓄積データが少ない場合でも類似施設から得られる事前情報を利用することで精度を向上させ得ることが挙げられる[2) 3)]．このベイズ生存時間分析の有効性を検討するには，本来であれば，ある現場の施設から得られる修繕時間情報から，他類似現場の同種施設の修繕時間の推定を行うことが必要である．しかし，今回は１現場の修繕記録しか得られなかったことから，本研究では地下水排除工のうち，図-1に示す集水井の集水管と排水管を類似施設として上述した特徴を実証し，ベイズ生存時間分析の有効性を検討する．

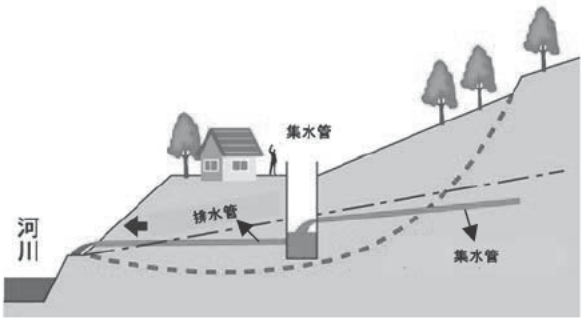


図-1　集水井及び集水管・排水管

3.2 ベイズ生存時間分析概要

生存時間分析とは，ある時点を基点とし，あるイベントが発生するまでの時間（確率変数）を観察するのもので，生存確率や，環境の違いなどを起因とする複数群の生存率の比較などを目的とする．今回の場合は施設設置及び施設の修繕を基点とし，基点以降に実施される施設の修繕をイベントとして修繕時間の推定を行うものとする．生存時間分析のモデルにおいては，ワイブルモデルを適用し，打切りデータに関しては，基点が多様であるため，ランダム打切りデータとなる．

いま，n個の施設の修繕を考えるとき，施設$i(i \quad 1,\cdots,n)$の設置時点および施設修繕実施時点を基点として，基点から観測時点（施設修繕時，観測終了時）までの経過時間を$t_i(i \quad 1,\cdots,n)$とする．さらに施設 i がもつ修繕時間を$T_i(i \quad 1,\cdots,n)$とする．基点から施設修繕時までの値が得られている場合，経過時間は修繕時間と一致する$(T_i \quad t_i)$．一方，基点から修繕が生じていない観測時点（観測終了時点）までの経過時間からは修繕時間が観測期間以上あるという情報のみが得られる$(T_i > t_i)$．そこで修繕時間が経過時間を越える場合を考慮するために，ダミー変数$d_i \quad \{1 \quad t_i \quad T_i \ , \ 0 \quad t_i < T_i\}$を導入する．施設の修繕時間$T_i$の分布が経過時間$t_i$を確率変数とする形状パラメータ$m$，尺度パラメータ$\eta$を持つワイブル分布に従うとすると，尤度はパラメータがある値をとるという条件のもとで，ある修繕時間が発生する条件付確率として与えられるので，尤度関数は次式で表される．

$$p(t|m,\eta) \quad \prod_{i=1}^{n}\left[\frac{m}{\eta}\left(\frac{t_i}{\eta}\right)^{m \quad 1} exp\left\{ \quad \left(\frac{t_i}{\eta}\right)^{m}\right\}\right]^{d_i}\left[exp\left\{ \quad \left(\frac{t_i}{\eta}\right)^{m}\right\}\right]^{(1 \quad d_i)} \tag{2}$$

さらに，パラメータの事前分布を $p(m,\eta)$ とすると，(1)式は次式で表される．

$$p(m,\eta|t) \propto p(t|m,\eta)p(m,\eta) \tag{3}$$

式(3)は観測によって得られた情報により更新されたパラメータの事後確率分布を表す．m，ηの事前確率分布についてはどちらも正規分布を適用した．以上をまとめたものを**表-1**に示す．分析には統計分析ソフトR，事後分布を求めるためにハミルトニアンモンテカルロ法を行うstanを用いた．

表-1　ベイズ生存時間モデル

尤度関数	$p(m,\eta\|t) = \prod_{i=1}^{n}\left[\frac{m}{\eta}\left(\frac{t_i}{\eta}\right)^{m-1} exp\left\{-\left(\frac{t_i}{\eta}\right)^{m}\right\}\right]^{d_i}\left[exp\left\{-\left(\frac{t_i}{\eta}\right)^{m}\right\}\right]^{(1-d_i)}$
事前分布	$p_{prior}(m) = \frac{1}{\sqrt{2\pi\sigma_m{}^2}} exp\left(-\frac{(t-\mu_m)^2}{2\sigma_m{}^2}\right), p_{prior}(\eta) = \frac{1}{\sqrt{2\pi\sigma_\eta{}^2}} exp\left(-\frac{(t-\mu_\eta)^2}{2\sigma_\eta{}^2}\right)$
事後分布(m) 事後分布(η)	$p_{posterior}(m,\eta\|t) = p(t\|m,\eta)p_{prior}(m)$ $p_{posterior}(m,\eta\|t) = p(t\|m,\eta)p_{prior}(\eta)$

※　t修繕時間，m：形状パラメータ，η：尺度パラメータ，d：ダミー変数

3.3　分析対象とした地すべり対策事業の概要

分析対象とした豊牧地区直轄地すべり対策事業について**図-3**，**表-2**に示す．当事業の対策工が抑制工主体であり，集水井中の集水管・配水管の閉塞を対象とした機能回復工である洗浄工が多く実施されていたこと，その修繕記録が多く蓄積されてい

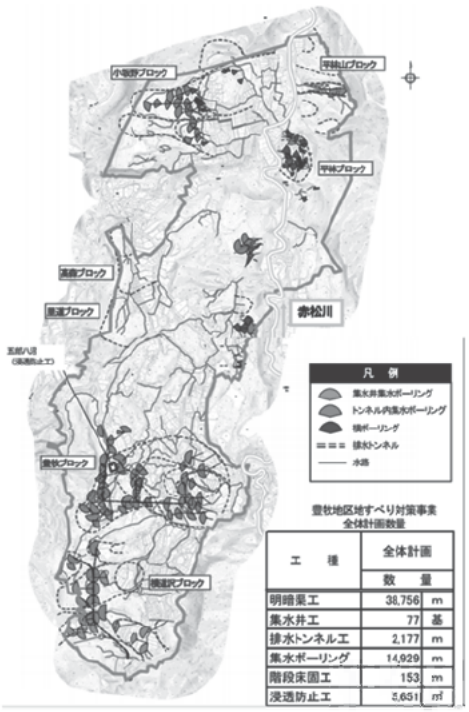
表-2　豊牧地区直轄地すべり対策事業概要

事業名	豊牧地区直轄地すべり対策事業		事業主体	東北地方整備局
事業の概要	事業区間	山形県最上郡大蔵村大字南山	事業内容	主要施設: 集水井、集水ボーリング 排水トンネル
	事業期間	昭和37年度～平成25年度（予定）		
	用地着手	昭和37年度	工事着手	昭和37年度
	全体事業費	185億円（整備率100%を達成するために必要な事業費）		

たことから，当事業の記録を分析対象とした．施設の修繕記録は**図−4**のように成型して修繕時間推定モデルへの入力データとした．

3.4　ベイズ生存時間分析の有効性検討手順

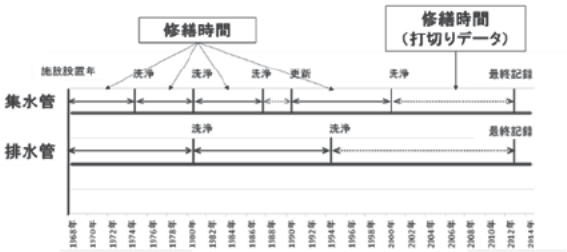
ベイズ生存時間分析の有効性の検討は以下の手順で行う．1）事前分布を設定せずに排水管の修繕記録から排水管の修繕時間推定モデルのパラメータを算出する．2）手順1により得られた排水管の修繕時間推定モデルの推定パラメータを，集水管の修繕時間推定モデルの事前分布に利用し，推定に用いる修繕記録数を3段階（データ蓄積年数10年，20年，30年）に分けて集水管の修繕時間推定モデルのパラメータを推定する．そして，同じ条件でデータのみを用いて推定する最尤法による集水管の修繕時間推定モデルのパラメータ推定値と比較検討する．



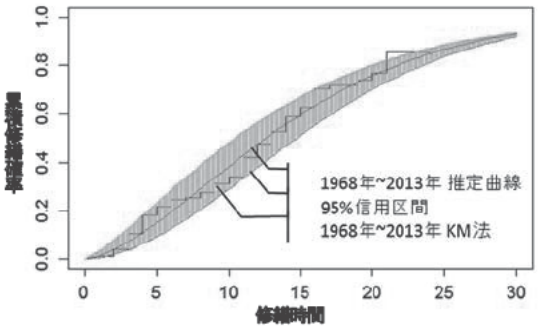
図−3　豊牧地区地すべり地

4.　分析結果

図−5に手順1の推定結果を示す．**図−5**中に示す階段状のグラフ（KM法）は，全期間の排水管の修繕記録を用いてカプラン・マイヤー法により求めた累積修繕確率分布である．そして，推定曲線は，同記録を用いて事前分布を無情報としてベイズ推定した排水管の修繕時間推定モデルの累積修繕確率分布である．次に，手順2の入力データを3段階に変化させた集水管の修繕時間推定モデルの累積修繕確率分布を**図−6**に示す．**図−6 (a)**はベイズ推定を用いた累積修繕確率分布であり，**図−6 (b)**は最尤推定を用いた累積修繕確率分布である．**表−3**は各々の推定法における修繕時間推定モデルの推定パラメータを示している．ここで設定した集水井の修繕時間推定モデルの事前分布は，手順1で得られた推定パラメータの平均値（μ_m　1.5，μ_η　15.9）を与え，分散については分析時に出力されたパラメータの分散を一例として入力した（σ_m　1.0，σ_η　6.0）．**図−6 (a)**より，事前情報を与えた修繕時間推定モデルは，施設設置時点から10年分（1968年～1978年）の修繕記録を使用した段階で，全ての修繕記録を用いて推定した累積修繕確率分布に近いパラメータを出力している．一方，**図−6 (b)**の最尤推定によって得られたモデルの累積修繕確率分布は，



図−4　施設情報の成型

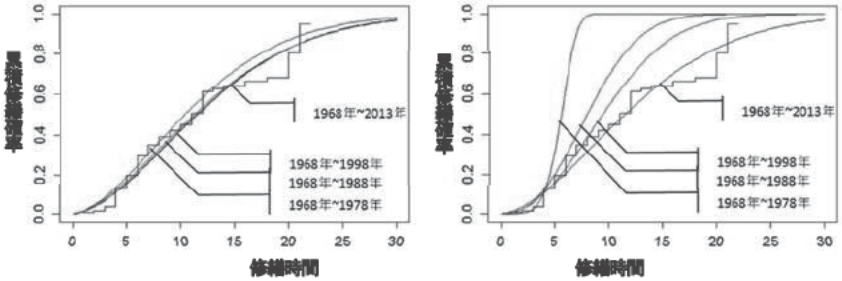


図−5　排水管の修繕時間推定結果

表−3　集水管のパラメータ推定結果

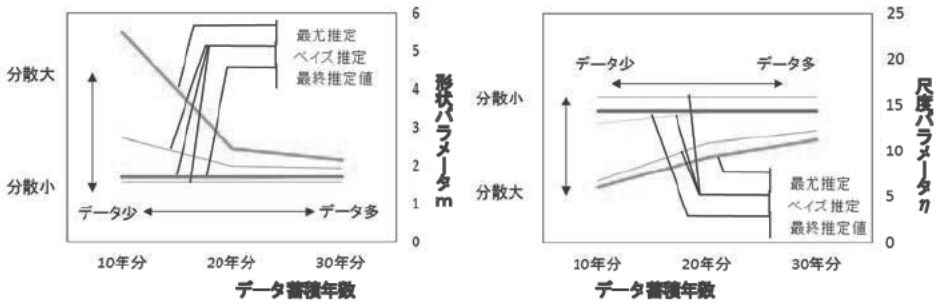
修繕データ		ベイズ推定 m	最尤推定 m	ベイズ推定 η	最尤推定 η
1968年～1978年	10年	1.664	5.5	13.038	6.09
1968年～1988年	20年	1.644	2.44	14.167	9.31
1968年～1998年	30年	1.707	2.17	14.405	11.21
1968年～2013年	45年	1.705		14.285	

最終的な推定結果に近づくのがベイズ推定と比較して緩慢である．パラメータ推定において，事前分布の分散及びデータの蓄積年数を変化させて分析したものを**図−7**に示す．これにより各推定パラメータは，修繕記録の蓄積年数の増加に伴い最終観測時点の推定値に近づくこと，そして修繕時間推定モデルのパラメータの事前分布の分散を大きくするほど最尤推定値に漸近し，小さくするほど排水管の修繕記録を用いた推定値に漸近することがわかる．



(a) ベイズ推定による集水管の累積修繕確率分布　(b) 最尤推定による集水管の累積修繕確率分布

図−6　集水管の修繕時間推定結果



図−7　シミュレーション結果

5.　結論

本研究では，排水管の修繕記録より推定された修繕時間モデルの推定パラメータ情報を集水管の修繕時間を推定する際の事前分布に利用することで，より精度の高い推定結果が得られた．このことは，ある現場での修繕時間の推定結果を，他の類似現場にも適用できる可能性を示している．しかし，推定精度はデータ数やデータの類似性に依存するので，今後は類似現場の同定手法を開発するために，多様な地すべり対策事業の修繕・更新記録を収集し，分析を行う必要がある．また，修繕時間の推定は維持管理計画の中の修繕施設数の予測に用いるため，維持管理費用へ転換する手法も検討する必要がある．

6.　謝辞

本研究の実施に当って，研究の考察等に多大なるご指導を賜りました土砂管理グループ地すべりチームの皆様に感謝申し上げます．

所属：日本基礎技術株式会社

<参考文献>

1)　「第５回メンテナンス戦略小委員会　配布資料　資料1　地方自治体に対するアンケート調査結果」
＜http://www.mlit.go.jp/common/000989215.pdf＞（参照2018 4 16）.

2)　酒井信介(2005)「実機検査データによる疲労寿命のベイズ推定」『材料』Vol.54,No.3,pp.308 313

3)　津田尚胤(2006)「ワイブル劣化ハザードモデルのベイズ推計法」『土木学会論文集F』 Vol.62 No.3,473 491

4)　渡部洋（1999），「ベイズ統計学入門」　福村出版.

海外における舗装及び土工に関する技術基準のあり方に関する研究

チーム名等　　舗装チーム
氏　　名　　木村　謙介

1. はじめに

日本の舗装技術基準類は欧米基準をベースにしつつも日本の高温多雨な気象条件、地質条件等を考慮した独自の基準として構築されている。アジア諸国では、独自の技術基準が整備されておらず、米国 AASHTO や英国 Road Note などの他国基準をそのまま適用している場合もあるのが現状である。したがって、欧米に比べ比較的同様な気象条件である日本が独自にその国にアレンジした経験・舗装技術力に寄せる期待は大きく、経済発展に向けた効果的なインフラ整備の計画、実施のため、日本の技術協力や支援を必要としている。特に、インドネシアでは、天然ロックアスファルト（アスブトン。世界のグースアスファルト利用の約 3,800 年分に相当）の利活用方法の開発が強く望まれていた。本研究報告では、主にインドネシア国より研究協力依頼のあったアスブトンの有効利用方法に向けたマニュアル作成等の検討結果について報告する。

2. 研究目的

本研究は、日本の経験や技術力のアジア諸国への普及を通じ、国際展開・途上国支援・国際貢献の推進に資することを目的として、インドネシア国、ミャンマー国、ベトナム国の 3 か国を対象に、道路技術関連、舗装技術基準の把握を行い、日本の舗装技術を海外に移転する方策について検討を行った。

計画された具体的な内容は以下のとおり。

① インドネシアにおけるアスブトンの利活用方法
② ミャンマーにおける簡易舗装技術
③ ベトナムにおける耐流動性対策

3 研究結果

ミャンマーについては JICA 草の根プロジェクト「エーヤワディ・デルタ地域における雇用促進のための労働集約型道路整備（路面処理）に関する人的資源開発事業」において軽交通道路を対象とした簡易舗装マニュアルを作成している。現在は同プロジェクトのフェーズⅡとして「貧困地域における雇用促進のための労働集約型簡易舗装工事の自立事業化支援事業」が実施中である。

ベトナムについては舗装走行施設、材料実験施設などの研究施設であるリサーチセンターの設立に関する協力依頼があり、検討を行っている段階である。

本報告においては、インドネシア国道路研究所（IRE）との共同研究により、具体的な成果が得られた上記①インドネシアにおけるアスブトンの利活用方法について報告する。

3.1 インドネシア国 IRE（道路研究所）との研究連携

国総研と IRE は 2009 年 11 月に道路及び交通分野等における研究連携に関する覚書を締結しており、インドネシア及び日本においてワークショップを開催し、研究協力に関する意見交換、現地調査などを行ってきた。

近年3か年に開催されたワークショップ			
開催回	開催年月	概要	開催地
	2009年11月	研究協力に関する覚書の締結	
第14回	2014年11月	研究協力に関する意見交換、現地調査等	ﾊﾞﾘ、ﾌﾛｰﾚｽ、ﾌﾞﾄﾝ
第15回	2016年2月	研究協力に関する意見交換、試験施工の視察、試験施設の紹介等	つくば
第16回	2016年2月	研究協力に関する意見交換、現地調査等	ｼﾞｬｶﾙﾀ、ﾌﾞﾄﾝ、ﾊﾞﾘ
第17回	2017年11月	舗装分野なし	
第18回	2017年3月	研究協力に関する意見交換、現地視察	ﾊﾞﾝﾄﾞﾝ、ﾊﾞﾘ
第19回	2018年3月	アスブトン利用マニュアル（案）の引渡し、新たな研究協力協定案の協議、現地視察	ﾎﾞｺﾞｰﾙ、ﾊﾞﾝﾄﾞﾝ

舗装分野においては国総研からの要請を受け、土木研究所舗装チームが主体的に研究連携に参画し、共同研究課題名として「環境負荷低減のための地域の舗装材料（アスブトン）の実用化に関する研究」を実施してきた。アスブトンとは、ブトン島にて産出される天然ロックアスファルトであり、直接採取できることから比較的安価な舗装用アスファルト資源として期待されている材料である。IRE ではアスブトンの有効利用に向けた研究施設（アスブトンセンター）をブトン島内に建設しており、運用が開始されれば産出されたアスブトンの研究や材料試験などを行うことができる。現在、アスブトンはブトン島周辺の軽交通道路において浸透式マカダム舗装や表面処理としての利用が主であるが、本共同研究などを通じてさらに高度な自国産の舗装用アスファルト資源としての有効利用が可能とすることを目指している。

アスブトン鉱山

アスブトンセンター

3.2 アスブトン利用マニュアルの作成・提供

土木研究所では、過年度においてアスブトンの基本性状の確認等を行い、日本で施工実績がある鋼床版舗装の基層に用いられるグースアスファルト舗装における天然アスファルト（トリニダッドレイクアスファルト、以下 TLA という）の代替品としての有効利用が可能であることを明らかにした[1)]。その結果を受け本年度は、日本におけるグースアスファルト混合物の利用方法やアスブトンの性状に関する研究結果をもとに IRE と協議を重ね、インドネシアにおけるアスブトンを用いたグースアスファルト混合物の鋼床版舗装への利用を提案した「グースアスファルト混合物としてのアスブトン利用マニュアル（案）」を作成した。本マニュアルでは、アスブトンの材料選定から配合設計方法、施工方法、維持管理方法等をとりまとめている。特に、舗装の性能評価であるわだち掘れ評価方法については、日本の気温条件を反映した試験条件（ホイールトラッキング試験を 60℃で行うこと）を日本同様高温になるインドネシアでの試験条件とすることを提案した。

グースアスファルト混合物としてのアスブトン利用マニュアル（案）目次構成

1. はじめに	4. 施工	6. 維持管理（上層及び下層）
1.1 概説	4.1 概説	6.1 概説
1.2 日本で使用されるグースアスファルト混合物	4.2 施工設計書に関する基本的な考え方	6.2 日常点検
1.3 日本における橋面舗装（鋼床版舗装）	4.3 標準的な施工体制（グースアスファルト）	6.3 定期調査
1.4 グースアスファルト舗装に求められる性能	4.4 主要機械	7. 補修
1.5 グースアスファルト混合物へのアスブトンの有効利用	4.5 主要材料	7.1 概説
1.6 日本における鋼床版舗装の舗装構成	4.6 混合設備	7.2 補修の目標値
2. 材料	4.7 混錬・運搬（クッカー車）	7.3 補修の時期
2.1 概説	4.8 施工方法	7.4 補修工法の選定
2.2 グースアスファルト混合物用アスファルト	4.9 ブリスタリング対策	7.5 補修工法の概要
2.3 骨材	5. 管理と検査	7.6 補修工事（維持工事）の出来高・品質の検査方法
2.4 グースアスファルト混合物	5.1 概説	8. その他
3. 配合設計	5.2 基準試験	8.1 概説
3.1 概説	5.3 施工管理	8.2 アスブトンのポットホール補修材としての利用
3.2 具体的手順	5.4 検査	

3.3 マニュアルに基づく試験施工の実施

その後、IRE は本マニュアルを参考に鋼床版防水層試験施工を実施した。試験施工概要は以下のとおりである。

●鋼床版防水層試験施工概要

・位置：インドネシア国ボゴール州　Cisadane Bridge（シサダネ橋）

・施工規模　橋梁構造：トラス橋・延長 150m（50m×3 スパン）・道路幅員 6m、2000 年 12 月竣工

グース工区：50m（1 スパン）・幅員 6m、非グース工区：残りの 100m（2 スパン）

・舗装断面　グース工区：プライマ、基層・グース 4 ㎝、表層・密粒 3 ㎝

非グース工区：表層・密粒 3 ㎝

・施工日：2017 年 12 月

土木研究所では、2018 年 3 月の第 19 回ワークショップにおいて、この橋梁の視察を行った。供用性状として、グース工区のほうが非グース工区と比較して破損が少なかった。ただし，両工区とも鋼床版デッキプレートの連結部分（縦・横、幅 20㎝のプレート）の境界部はひび割れが発生していた。共通の理由として、①連結部分の接続不良（うきあり）、②橋梁振動・たわみが大きい（隣接地に多くの採石場があり積載車両が多く通行している）ことが考えられる。また、両工区の比較として、③非グース工区が 1 層・表層のみであり、たわみ追従性がなくひび割れが多い、一方で、④グース工区は表・基層の 2 層構造であり、グース混合物層が緩和層となってひび割れが少なくなったと考えられる。グース工区のひび割れは、日本のようなクッカー車がなく少量ずつ混合物を製造し敷きならしたため、材料の品質や施工が均一になっていなかった可能性があることが考えられる。

土木研究所より提供したマニュアルについては、今後 IRE がアスファルトの性状や施工機械の状況等を反映して更新を行い、インドネシア版のアスブトン利用マニュアルとして運用を行っていく予定である。

4. 今後の研究連携について

第 19 回ワークショップでは今後の研究について協議し、以下の内容の実施に向けて調整することとした。

① アスブトンによる鋼床版防水層施工橋梁のフォローアップ

② 舗装リサイクル技術

試験施工場所であるシサダネ橋

シサダネ橋位置図

試験施工の様子

試験施工橋梁の視察

③　排水性舗装

④　FWD のキャリブレーション

5. まとめ

本研究では日本のこれまでの経験や研究成果、研究連携機関との協議等を通じ、インドネシアにおいて未整備であった鋼床版防水層としてのアスブトン利用マニュアルを作成した。また、本マニュアルを用いて、IRE によりインドネシアで初めてアスブトンを用いたグースアスファルトによる鋼床版舗装の現地施工が行われた。このアスブトンをグースアスファルトに活用することによって、地球の限りある天然資源の新たな有効な資材として活用できることを確認した。今回の現地施工の結果や今後の供用性能によって、今後マニュアルを更新していくこととしているが、本研究目標は達成したと言える。この実績を活かし、日本の舗装技術により途上国支援や国際貢献ができるものと考える。

6. 謝辞

本調査の実施にあたり、ご指導、ご協力をいただきました高橋道路技術グループ長、藪上席研究員、川上主任研究員、舗装チームの皆様、ならびに関係各位にこの場をお借りして深く感謝を申し上げます。

所属：株式会社パスコ

〈参考文献〉

1)　寺田剛、川上篤史、久保和幸、佐々木巌　：　インドネシア産天然アスファルトの鋼床板舗装への適用性に関する検討　第30 回日本道路会議論文集 3052　2013 年 10 月

コンクリート舗装における目地部の損傷傾向と診断方法の改善に関する検討

チーム名等　　舗装チーム
氏　　名　　内田　雅隆

1. はじめに

高度経済成長期以降に建設された社会インフラの老朽化が進行する中で、財政難により維持管理費用の縮減が望まれている。舗装分野においては、維持管理費用の縮減の一つの方策として、高い耐久性が期待されるコンクリート舗装の適所への積極的な活用が挙げられる[1]。

コンクリート舗装は、構造的に高い耐久性を有しているため、アスファルト舗装に比べて同一期間内における修繕工事の回数を減らすことができる。コンクリート舗装とアスファルト舗装のライフサイクルコスト（以下、LCCという）は、初期建設費用はコンクリート舗装の方が高いものの、アスファルト舗装では、コンクリート舗装に比べ短い期間で切削オーバーレイ等の修繕工事が必要となるため、LCCはアスファルト舗装の方が高くなる[2]。

一方で、コンクリート舗装の維持管理手法は、平成28年10月に策定された舗装点検要領[3]では、コンクリート舗装の構造的な特徴から、目地部に着目した点検を実施することとされた。コンクリート舗装の目地部の破損は、目地材飛散、目地部の角欠けなどに代表されるが、これらの軽微な段階での損傷を見逃し、あるいは発見しても適切な処置が行われない場合、ダウエルバー破断に繋がる恐れがある。ダウエルバーが破断し適切な処置が実施されない場合、コンクリート版ごとの一体性が失われ損傷が進行し、結果的に打替えが必要なレベルの損傷に至り、振動など周囲の環境に影響を与えるケースもある。このような状況を未然に防止するためには、的確な点検、診断に基づく処置が必要である。

このような背景のもと、本検討ではコンクリート舗装において損傷の発生傾向が高い目地部に着目し、構造細目が目地部の荷重伝達率に与える影響及び実道における目地部損傷の実態調査、既存の評価方法の課題を抽出し新たな診断方法の可能性について検討を行った。

2. コンクリート舗装目地部の損傷の実態把握

2.1　舗装走行実験場での構造細目（鉄網、中間層）が荷重伝達率に与える影響（追跡調査結果）

普通コンクリート舗装は収縮により発生するひび割れをコントロールするために、**図-2-1**に示すような目地を設けひび割れを誘導している。その際にコンクリート版ごとが不連続にならず、コンクリート舗装として一体性を確保するために目地部にダウエルバーを設置し、コンクリート舗装としての一体性を確保している。コンクリート舗装は供用により版央に発生した横断ひび割れや目地部において、コンクリート版同士の一体性が失われると、損傷が進行しやすい傾向にある。

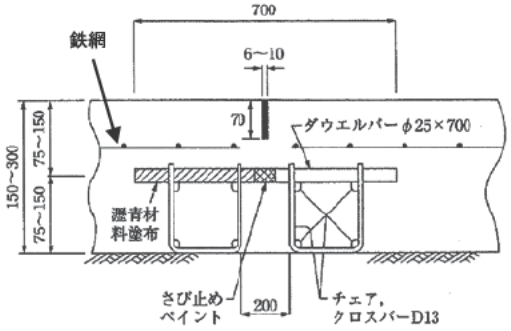


図-2-1　目地部の構造例[4]

土木研究所では鉄網、アスファルト中間層（以下、中間層

という）の構造細目がコンクリート舗装の供用性に与える影響を把握するため、舗装走行実験場内にて試験施工を実施し、荷重車走行による路面性状、構造性能の経時変化を調査している。**図-2-2** に試験工区の上面図、断面図、FWD 測点を示す。目地間隔は、10m とし、一部の版にはカッターにより切込みを入れ、版央にひび割れを誘発した。一部のひび割れ部は損傷を促進させるため、散水を実施している。荷重車の走行は現在までで 49kN 換算輪数で 370 万輪走行している。

こうした調査データを活用し、従来の目地部の評価方法である FWD による荷重伝達率に着目し、鉄網、中間層の有無が、ダウエルバーがある目地部とダウエルバーがないひび割れ部での、荷重伝達率に与える影響について検討した。荷重伝達率は FWD により測定したたわみ量を用い式（1）により算出した。

$$E_{ff} = \frac{D_{300}}{(D_0 + D_{300})/2} \qquad (1)$$

ここに　E_{ff}：荷重伝達率（%）

D_0：載荷点直下のたわみ量（μm）

D_{300}：載荷点から 300mm の位置でのたわみ量（μm）

鉄網が有る箇所、無い箇所での中間層有無による荷重伝達率の経時変化を**図-2-3**～**図-2-4** に示す。**図-2-3** はひび割れ部、**図-2-4** は目地部での荷重伝達率である。ひび割れ部の荷重伝達率は、荷重車走行輪数が増えるにつれ、荷重伝達率は低下し、測点 7（中間層有、鉄網有）では 60%程度で推移しているものの、中間層、鉄網の有無に関係なく荷重伝達機能が不十分とされる 65%以下を示し、荷重伝達機能は低下していることがわかる。なお、**図-2-3** における 49kN 換算輪数 310、370 万輪時の一時的な荷重伝達率の上昇は、夏場での測定であったため、路面温度が高くなりコンクリート版が膨張したことによる影響と考えられる。一方、目地部の荷重伝達

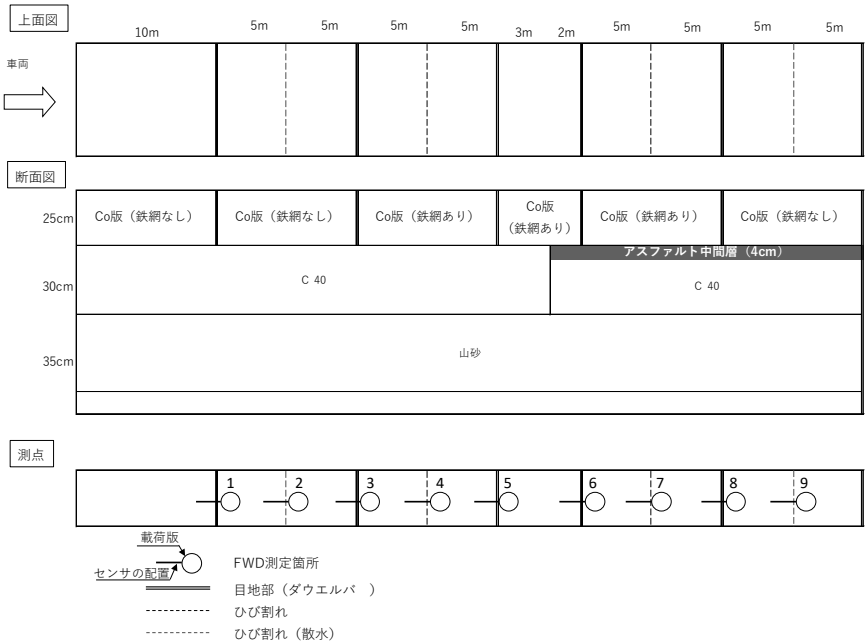
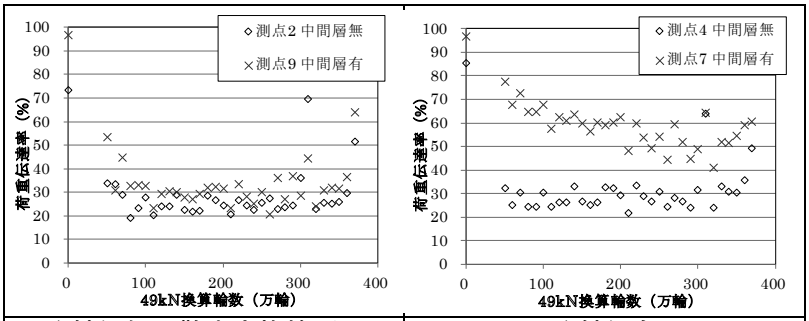
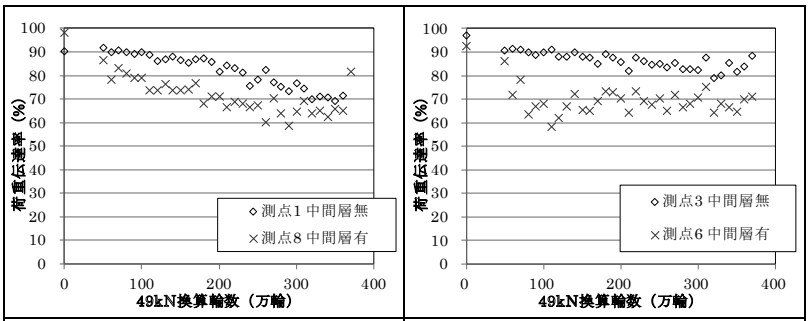


図-2-2　試験工区の上面図、断面図及び FWD 測点



a)鉄網無（散水実施箇所）　b)鉄網有

図-2-3　ひび割れ部（ダウエルバー無）の荷重伝達率



a)鉄網無　b)鉄網有

図-2-4　目地部（ダウエルバー有）の荷重伝達率

率は、荷重車走行輪数が増えるにつれ、荷重伝達率は徐々に低下し、測点 6（中間層有、鉄網有）、測点 8（中間層有、鉄網無）では約 65～70%程度で推移しているものの、65%は超えており、荷重伝達機能を有していると推察できる。目地部とひび割れ部での大きな構造的特徴の違いは、ダウエルバーの有無によることから、荷重伝達機能には、鉄網、中間層の有無よりダウエルバーの影響が支配的であることを再確認した。なお、中間層が有る場合の荷重伝達率は、無い場合と比較し、ひび割れ部では高く、目地部では低い傾向にあった。但し、その差も減少傾向にあることから、今後の結果を注視していく予定である。

2.2　実道における損傷調査（国道 4 号平泉バイパスの追跡調査結果）

国道 4 号平泉バイパスは、1999 年に施工された普通コンクリート舗装である。本検討では平泉バイパスの変状、補修箇所の分布及び FWD による D_0たわみ、荷重伝達率の経時変化を調査し、実道における損傷の実態把握を行った。本報告では、他工区より損傷が進行していた第 4 工区（下り車線）について、**図-2-5** に変状、補修箇所の分布、**図-2-6** に FWD による版央での D_0たわみの経年変化、**図-2-7** に FWD による荷重伝達率の経年変化を示す。

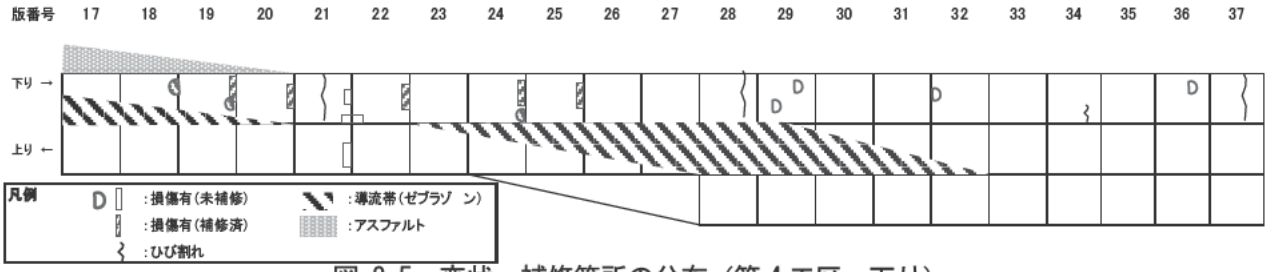


図-2-5　変状、補修箇所の分布（第 4 工区　下り）

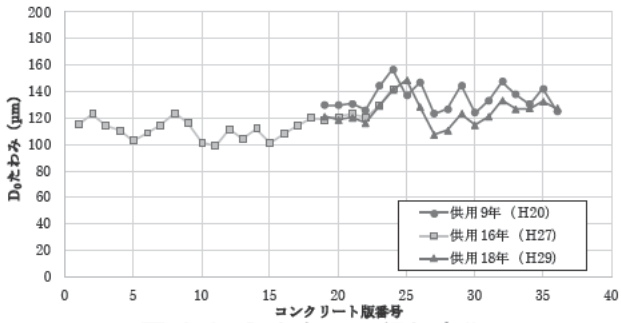


図-2-6　D_0たわみの経年変化（版央　第 4 工区下り）

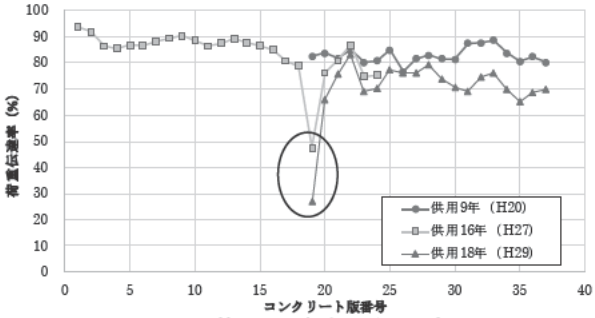


図-2-7　荷重伝達率の経年変化（目地部　第 4 工区下り）

当区間での変状は、ひび割れ、ポットホールが発生していたが、補修箇所の多くは目地部に分布しており、目地部から損傷が進行している傾向であった。また FWD による D_0たわみ量は供用 9 年から供用 18 年にかけて概ね同等の値を示し、良好な構造性能を示している。一方で、荷重伝達率は、供用 9 年から供用 18 年にかけて全体的に若干低下傾向を示し、中でも版番号 19（**図-2-7** 内○）は供用 16 年から供用 18 年の 2 年間にかけて荷重伝達率が急激な低下を示した。このことは、荷重伝達率がある程度低下している場合、急激な荷重伝達性能の低下に陥る危険性を示唆している。本目地部は**図-2-5** に示す通り、補修が実施されているが路面変状が発生した箇所の一つであり、路面変状にも着目すべきと考えられる。本目地部の荷重伝達率が低下している理由としては、ダウエルバー破断等が考えられるが、現状では開削調査までは実施しておらず、要因の断定には至っていない。

2.3　コンクリート舗装目地部の損傷実態把握のまとめ

「**2.1　舗装走行実験場での構造細目（鉄網、中間層）が荷重伝達率に与える影響（追跡調査結果）**」より、中間

層、鉄網の有無により多少の変化はあるものの、ダウエルバーの影響が支配的であり、荷重伝達機能を保つにはダウエルバーの健全性の確保が重要であることを再確認した。「2.2　実道における損傷調査」結果から、補修箇所の多くは目地部に分布しており、目地部から損傷が進行している傾向であった。また、FWD による構造評価から、供用に伴い版央の D_0 たわみ量に大きな変化は確認できなかった。一方で、目地部の荷重伝達率は供用に伴い全体的には若干低下する傾向にあった。中でも荷重伝達率低下が進行している目地部では、急激に荷重伝達率が低下し、コンクリート版同士の一体性が失われる危険性が示唆された。

3. 目地部点検手法に関する検討

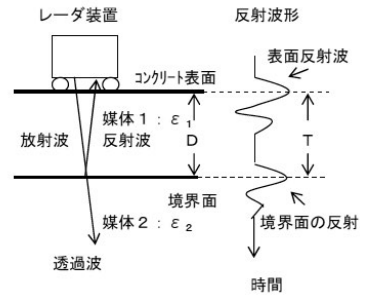
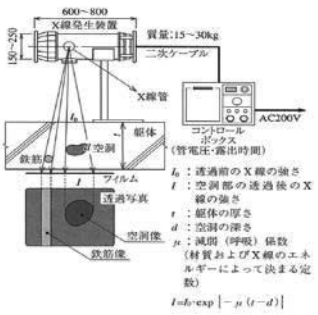
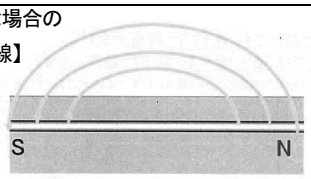
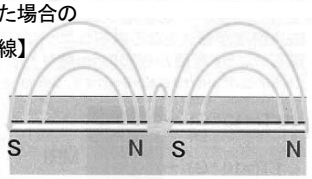
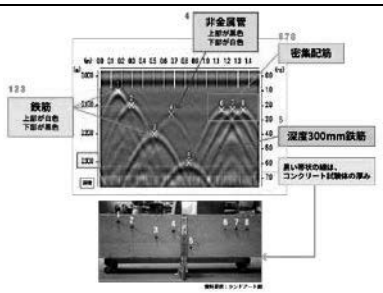
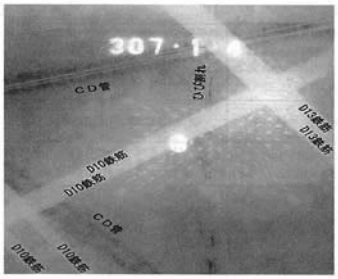
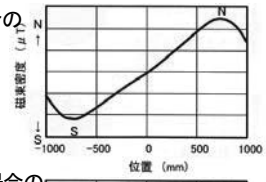
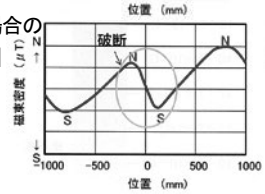
3.1　既存の目地部の健全性評価手法の課題

「2.2　実道における損傷調査」結果から、舗装点検要領に示される目地部に着目した点検の重要性が分かった。コンクリート舗装における目地部の評価手法は、FWD により測定したたわみから算出した荷重伝達率が用いられている。これはコンクリート舗装版同士の一体性を、FWD による載荷点直下のたわみと目地を挟み 30cm 離れた箇所のたわみを測定することで間接的に評価する手法である。しかし、若林ら[5]の検討では、路盤や路床の支持力が低下している場合、ダウエルバーが破断している場合でも荷重伝達率を高く見積もり、従来の FWD を用いた荷重伝達率のみの評価では誤った判断をしてしまう危険性を指摘している。また、直轄国道の調査では、ダウエルバーが破断しているにも関わらず、65%以上の荷重伝達率を示した事例も確認された。そこで本検討では、荷重伝達機能に大きく影響を与えるダウエルバー破断を検知することを目標に、既存の非破壊検査技術の調査を行った。

3.2　RC、PC 構造体の鉄筋・鋼材破断に関連する非破壊検査技術

RC、PC 構造体の鉄筋・鋼材判断に関する既存の非破壊検査技術を調査し、ダウエルバーの破断検知への適用性を検討した。表-3-1 に調査した非破壊検査技術を示す。

表-3-1　各非破壊検査技術と測定原理及び結果の一例

	①電磁波レーダー法[6]	②X 線透過撮影法[7]	③漏洩磁束法[9]
原理			【健全な場合の磁束線】  【破断した場合の磁束線】 
結果の一例			【健全な場合の磁束密度】  【破断した場合の磁束密度】 

①電磁波レーダー法[6)、7)]

電磁波レーダー法は、コンクリート内へ電磁波を放射するとその電磁波がコンクリートと電気的性質の異なる物体（ex,鉄筋、埋設管、空洞等）との境界面で反射するため、それを受信し伝播時間や距離を計測することにより、位置を特定する技術である。取り扱いが比較的簡単、かつ短時間で広範囲な調査が可能であるため、鉄筋探査など広く用いられている手法である。この原理を利用し各事象で反射強度が異なることに着目し[8)]、舗装の空洞探査の実用化、床版砂利化の検知、鉄筋の腐食の有無などへの活用が検討されている。よって、ダウエルバー破断による反射強度の差異に着目することで、検知手法としての可能性が考えられる。

②X 線透過撮影法[7)]

X 線透過撮影法は、一方から X 線を照射し対向する裏面にフィルムを配置し透過像を撮影することにより、内部の様子をほぼ実態に近い状態で確認できる技術である。これは、X 線フィルムは透過してきた X 線の強さに応じて黒化し、また X 線の減弱量は物質の密度に比例するため、コンクリートより密度の高い鉄筋の像は白く、空洞及びひび割れの像は黒く写し出されるためである。

しかし、コンクリート舗装版は路床の上に構築されるため、対象物の裏面にフィルムを配置することは困難であることから、現状では本手法のダウエルバーの破断検知への活用は困難と判断した。

③漏洩磁束法[9)]

漏洩磁束法は、鋼材が強磁性体であることを利用し、コンクリート表面から専用の磁石ユニットで内部の鋼材を着磁し、計測した磁束密度波形から鋼材破断の有無とその位置を判断する技術である。国内のコンクリートの分野では、電柱の鉄筋破断への検知手法、NEXCO 調査要領にも記載されている PC 鋼材の破断検知手法として用いられている。

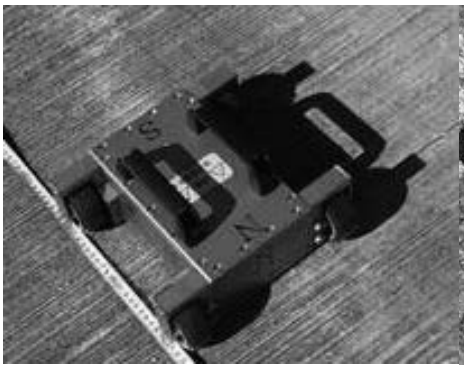


写真-3-1　磁石ユニット

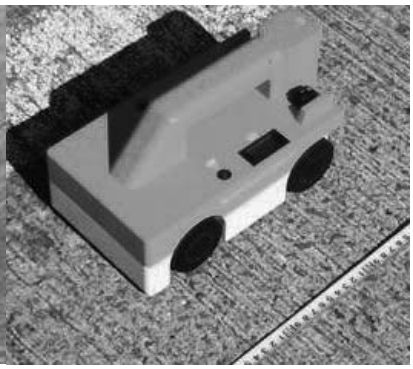


写真-3-2　磁気計測ユニット

漏洩磁束法で用いる検査装置は、鋼材を長手方向に磁化するための永久磁石を内蔵した磁石ユニット（**写真-3-1**）、コンクリート表面の磁束密度を測定する磁気計測ユニット（**写真-3-2**）及び測定データを表示、保存する PC から構成される。漏洩磁束法の破断検知可能範囲は、PC 鋼より線を用いた既往の検討の結果[10)]では、全ての鋼より線が破断した場合、かぶりが 160～190mm 程度でも破断検知を確認している。

3.3　試験用供試体

前節の調査結果より、電磁波レーダー法及び漏洩磁束法を今後の検証対象とし、ダウエルバーの破断検知を検

表-3-2　供試体の検討項目

記号	検討項目			
	ダウエルバーの状態	模擬破断部の隙間（mm）	芯かぶり（cm）	供試体寸法（cm）（縦×横×厚さ）
S-25	健全		12.5	100×40×25
B0-25	破断	0		
B5-25		5		
B10-25		10		
B0-30		0	15	100×40×30
B5-30		5		

証することを目的に、**表-3-2、写真-3-3～写真-3-4** に示すコンクリート舗装版を模擬した供試体を作製した。

コンクリート舗装版の厚さは、25、30cm とし、ダウエルバーの破断を模擬するため、**写真-3-3** に示すようにダウエルバー間に 0、5、10mm の隙間を設けた。隙間は透明フィルムで覆い、水やコンクリートが滞留しないようにした。漏洩磁束法に対する鉄網の影響を把握するため、供試体片側のみに鉄網を配置した。コンクリートは、JIS A5308「舗装-4.5-6.5-20N」を用いた。次年度はこれらの供試体を用い、漏洩磁束法及び電磁波レーダー法によるダウエルバー破断検知の可否、またその適用範囲、条件などを検討していく予定である。

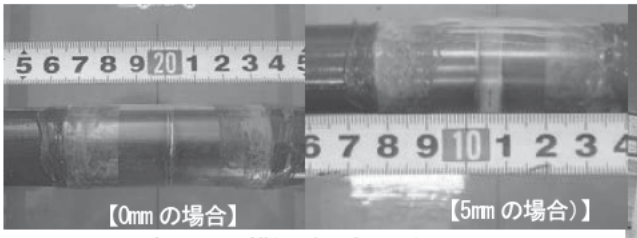


写真-3-3　模擬破断部の隙間

写真-3-4　ダウエルバー、チェア、鉄網の配置状況

4. まとめと今後の予定

従来の目地部の評価手法である FWD による荷重伝達率に着目し、舗装走行実験場内におけるコンクリート舗装での鉄網、中間層の構造細目が荷重伝達率に与える影響を調査した結果、ダウエウルバーが荷重伝達率に最も影響を与えることを再確認した。また、コンクリート舗装の供用に伴う損傷を把握するため、平泉 BP の実道調査からコンクリート舗装の実態把握を行い、目地部での補修箇所が多く、損傷が目地部から進行しやすいことを再確認した。そして、ダウエルバーの健全性（特に破断か否か）を検知するため、既存の非破壊検査を調査した。その結果、電磁波レーダー法及び漏洩磁束法に可能性を見出し、次年度はこれらの手法によるダウエルバー破断検知の可否及びその適用範囲を検討していく予定である。

5. 謝辞

本研究を行うにあたり、多大な、且つ温かいご指導を頂きました舗装チームの藪上席研究員、寺田総括主任研究員、渡邉主任研究員、岩永主任研究員、若林研究員ならびに舗装チームの皆様に深く感謝の意を表します。

所属：太平洋セメント株式会社

〈参考文献〉

1) 社会資本整備審議会道路分科会・建議（中間取りまとめ）：道が変わる、道を変える，平成 24 年 6 月
2) 公益社団法人日本道路協会：コンクリート舗装に関する技術資料，平成 21 年 8 月
3) 国土交通省　道路局：舗装点検要領，平成 28 年 10 月
4) 公益社団法人日本道路協会：コンクリート舗装ガイドブック 2016，平成 28 年 3 月
5) 若林ほか：有限要素法を用いたコンクリート舗装の目地部評価に関する検討，土木学会第 72 回年次学術講演集，2017
6) keytec 株式会社：電磁波レーダ波形の読み取り方，http://www.key-t.co.jp/resources/rader-tecinfo/rader10/
7) 社団法人日本コンクリート工学協会：コンクリート診断技術‘10[基礎編]
8) 唐木ほか：電磁波レーダーを用いた Co 床版の損傷箇所検出方法について，第 32 回日本道路会議，2017
9) 廣瀬ほか：漏洩磁束法によるポストテンション実橋における PC 鋼材破断調査，プレストレストコンクリート工学会　第 23 回シンポジウム論文集，p.467～470，2014 年 10 月
10) 萩原ほか：実験による漏洩磁束法の適用性検証，プレストレストコンクリート工学会　第 24 回シンポジウム論文集，p.283～286，2015 年 10 月

トンネルの覆工における基礎的な変状形態に関する研究

チーム名等　　トンネルチーム
氏　　名　　坂本　昇

1. まえがき

トンネルの補修・補強工法や合理的な大規模更新工法を検討するにあたっては，点検や調査の結果に基づいて，変状の状態からその原因を推定する必要があるが，対象とする変状が外力の作用によって生じたものか，材料や施工に起因する材質劣化によって生じたものかを推定することが重要となる。

トンネルにおいて発生する変状は多岐にわたるが，NATM による道路トンネルでの覆工の変状は，「ひび割れ」が最も多く[1)]，本課題では，変状の発生要因の推定に向けた基礎的な指標としてひび割れの形態に着目した。

ひび割れの原因は，地すべり，偏土圧等による外力が作用するものと，材料，施工方法等よる材質劣化によるものに大別できる。平成 26 年 6 月に発出された「道路トンネル定期点検要領[2)]」では，ひび割れの原因が外力によるものと判断された場合の対策区分の判定は，外力による「圧ざ，ひび割れ」の判定区分やひび割れ規模（幅や長さ）等に着目した判定の目安例を用いて実施している。材質劣化によるひび割れと判断されたものは，利用者の安全性が懸念された場合の対策区分の判定を「うき，はく離」での判定区分を用いて実施している[1)]。

しかし，この「うき，はく離」での判定区分は定量的ではないため，定量的である外力によるひび割れにおける判定の目安例で材質劣化によるひび割れを判定した事例も散見される。点検従事者の技量の違いにより判定の区分が適切でなかった場合，変状に対する適切な監視や対策工を施すことができず，利用者の安全性の確保やトンネル構造安定性確保ができないことになる。

そこで，外力によるひび割れと同様に材質劣化によるひび割れについても，ひび割れ幅や長さ等による定量的な指標を示すことで適切かつ容易に判定の区分ができることで，今後の維持管理が効率的に実施できると考えている。

2. 研究目的

本研究では，材質劣化によるひび割れにおける定量的な判定の目安の検討に向けた基礎資料として，定期点検結果より材質劣化によると推定されるひび割れについて，ひび割れの幅，長さ等に着目し，ひび割れの形態の傾向を分析した結果を報告する。なお，本研究では，ひび割れの形態を幅，長さ，発生位置・方向とした。

3. 研究方法

3.1 対象としたひび割れ

研究対象とした材質劣化によるひび割れは，その進行が無ければそのひび割れ存在自体によって，トンネルの構造の安定性に影響を及ぼすことは少ないが，ひび割れ沿いにうきやはく離が発生するなど，利用者被害の発生に至ることがある。

材質劣化によるひび割れの発生原因としては，使用材料，施工方法，凍害，塩害・鉄筋腐食，アルカリ骨材反応

等によるものが多いとされている。これらのひび割れの形態として，一部のひび割れを除くと発生位置やその方向に一律に特徴を見い出すことは困難である。使用材料に関するひび割れとしては，不規則で微細なひび割れが発生することが多い。施工方法によるひび割れについては，ひび割れの発生位置や方向によってはその原因の推定が可能となる場合がある。

3.2 分析方法

国土交通省が管理する道路トンネルのうち，平成26年6月に発出された「道路トンネル定期点検要領[2)]」と平成27年6月に発刊された「道路トンネル維持管理便覧【本体工編】[1)]」により平成26，27年度に実施されたトンネル定期点検の結果(895トンネル，平成26年度：468トンネル，平成27年度：427トンネル)を収集した。収集した定期点検結果よりトンネルの抽出条件に合致したものについて，ひび割れの形態(幅，長さ，発生位置・方向)を抽出し，分析した。

3.2.1 対象としたトンネル

対象としたトンネルは，収集した点検結果より，トンネル工法が「山岳トンネル工法（NATM)」，かつ点検結果総括表(様式C-1-1)において，変状の区分で「材質劣化」，変状種類で「ひび割れ」，変状の発生範囲の規模に「ひび割れの幅，長さ」の記載のあったトンネルを抽出した。抽出の結果，対象トンネルは**表-1**のとおり15トンネル，対象ひび割れ数は1008であった。

また，各トンネルの点検時期は，1トンネルのみ9月に実施しているが，残る14トンネルでは気温や湿度が低くなり，ひび割れ幅が広がりやすくなる秋～冬期（10月～2月）に実施している。

表-1　対象トンネル

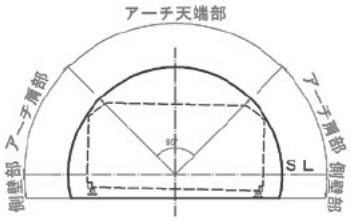
トンネル名	延長 (m)	対象 ひび割れ数	点検実施 年月
Aトンネル	311	39	2015 01
Bトンネル	1432	11	2014 10
Cトンネル	432	8	2014 11
Dトンネル	1417	3	2014 11
Eトンネル	1585	109	2015 02
Fトンネル	562	42	2015 11
Gトンネル	345	84	2014 12
Hトンネル	879	151	2015 01
Iトンネル	888	72	2015 01
Jトンネル	271	29	2015 01
Kトンネル	311	20	2015 01
Lトンネル	3992	344	2014 11
Mトンネル	152	12	2015 02
Nトンネル	1424	4	2015 09
Oトンネル	1424	80	2014 12
合計		1008	

3.2.2　分析手順

分析手順は，「ひび割れ発生位置・方向」の分布状況により特徴的なひび割れを抽出し，その特徴的なひび割れに対して「ひび割れ幅，長さ」の分布状況よりひび割れの形態の傾向を分析した。なお，現時点ではひび割れの形態のみに着目しており，コンクリートの材料条件，覆工の打設や養生等の施工条件，環境条件等の発生原因は加味していない。

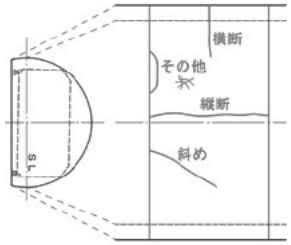
ひび割れの幅，長さは点検結果総括表より抽出した。発生位置・方向は変状写真台帳(様式D-1-1)，変状展開図(様式D-2,様式D-3)より読み取り，発生位置は**図-1**のとおりに利用者被害を踏まえ3区分とし，発生方向は**図-2**のとおりに4区分とした。

なお，ひび割れ幅は，外力によるひび割れの判定と同様に最大幅である。



【断面図】

図-1　ひび割れ発生位置の区分



【展開図】

図-2　ひび割れ発生方向の区分

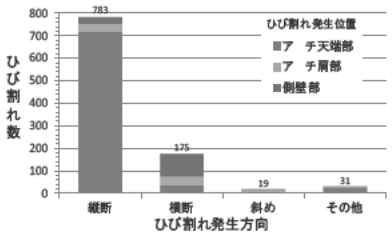


図-3　ひび割れ発生位置・方向の分布

4. 研究結果

4.1 特徴的なひび割れの形態の抽出

図-3にひび割れの発生位置・方向の発生分布を整理した結果を示す。

縦断方向のひび割れ数が対象ひび割れの約80%を占め，その約90%がアー

チ天端部で発生している。

横断方向のひび割れ数は，縦断方向に比べ，対象ひび割れ数はかなり少ないが，その約 80%がアーチ肩部と側壁部で発生している。

ここでは，特徴的なひび割れの形態として，ひび割れ数が多い「縦断方向・アーチ天端部（対象ひび割れ数：719）」，「横断方向・側壁部，アーチ肩部（対象ひび割れ数：137）」を抽出した。なお，覆工目地部付近で発生する傾向が多い三日月形のひび割れ（発生方向：その他に該当）については，うき・はく落で判定される事例が多いため，対象数が少ないと想定される。

4.2 分析結果

図-4 に「縦断方向・アーチ天端部」でのひび割れ幅，長さの分布を整理した結果を示す。ひび割れ幅はすべて 4.0mm 未満であり，その約 67%が 1.0mm 未満である。ひび割れ長さは 5～10m 以上が約 65%を占める。ひび割れ幅 1.0mm 以上かつ長さ 10m 以上のひび割れ数が最も多い結果となった。

図-5 に「横断方向・側壁部，アーチ肩部」でのひび割れ幅，長さの分布状況を整理した結果を示す。ひび割れ幅はすべて 2.0mm 未満で，0.3mm 未満が約 70%と多い。ひび割れ長さは 3.0m 未満が約 75%である。ひび割れ幅 0.3mm 未満かつ長さ 1.0m 以上 3.0m未満のひび割れ数が最も多い結果となった。

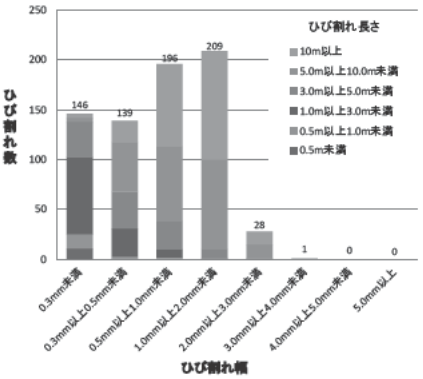


図-4 ひび割れ幅，長さの分布状況（縦断方向・アーチ天端部）

4.3 考察

「縦断方向・アーチ天端部」のひび割れは，長さ 5～10m 以上の件数が多く見られ，変状展開図によると**図-6** に示す事例のように覆工スパン内に発生し，覆工の横断目地で途切れているものが多く，乾燥収縮等で発生するひび割れであると推測できる。

「横断方向・側壁部，アーチ肩部」のひび割れは，幅は小さく，長さ 3.0m 未満のひび割れが多く見られ，変状展開図によると**図-7** に示す事例のような覆工スパン中間部付近で側壁下端からアーチ側壁部に発生しているひび割れが多い。これはインバートによる拘束によって側壁下端からアーチ肩部付近まで発生するひび割れであることが推測できる。

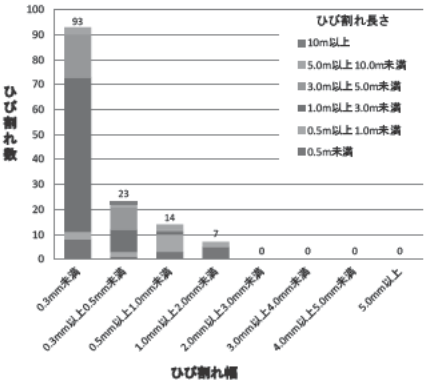
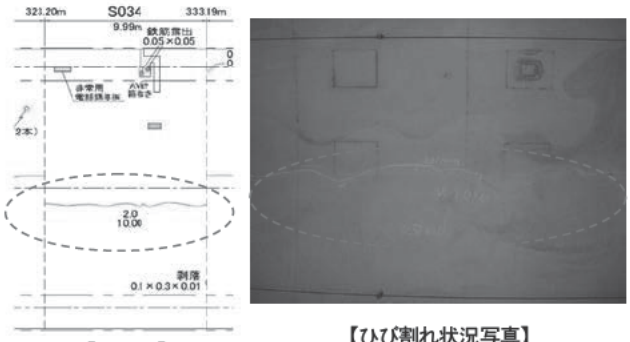
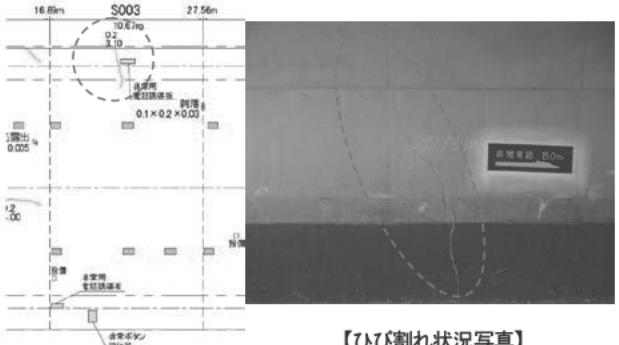


図-5 ひび割れ幅，長さの分布状況（横断方向・側壁部，アーチ肩部）



【展開図】　【ひび割れ状況写真】

図-6 縦断方向・アーチ天端部のひび割れ事例



【展開図】　【ひび割れ状況写真】

図-7 横断方向・側壁部，アーチ肩部のひび割れ事例

図-8 に「縦断方向・アーチ天端部」，**図-9** に「横断方向・側壁部，アーチ肩部」のひび割れ幅，長さと判定区分の分布を示す。ここで示す判定区分の結果は，うき・はく離を伴わない材質劣化によるひび割れに対する定量的な判定の目安がないため，点検者が本体工における対策区分[1)]をもとに技術的判断により実施されたものである。縦断方向のひび割れでの分布の傾向は，幅 1.0mm 以下で I，IIb 判定が多く，長さ 5.0m 以上で IIa 判定が多い。横断方向のひび割れでの分布の傾向は，長さ 2.0m 以下で I，IIb 判定が多い。ひび割れ幅，長さによる判定区分は，分布にばらつきがあり，判定の目安の設定については，今後の課題であり，複合的な判断が必要と考えている。

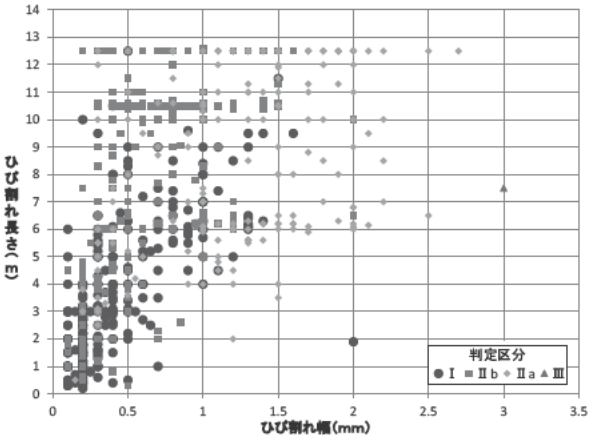


図-8 ひび割れ幅，長さと判定区分の分布
（縦断方向・アーチ天端部）

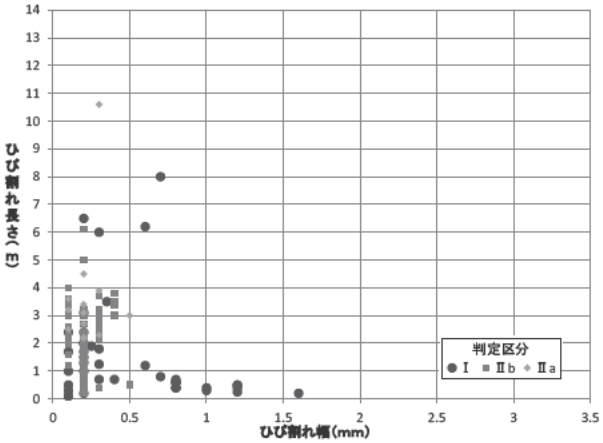


図-9 ひび割れ幅，長さの判定区分の分布
（横断方向・側壁部，アーチ肩部）

5. 結論

材質劣化によるひび割れでの定量的な判定の目安について検討に向け，次段階として，新たな点検結果によるデータの蓄積，使用材料，施工方法，環境等の材質劣化によるひび割れの発生要因やトンネル構造等を含めた分析が必要と考えている。また，覆工コンクリートの品質の判定指標の一つして，初期ひび割れの形態等を用いている事例もある。今後，NATM でのトンネルにおいて，乾燥収縮等の材質劣化による初期ひび割れに着目し，ひび割れの形態，ひび割れの発生要因，定期点検結果の長期の蓄積によるうき・はく離の誘発の程度の把握等を含めた検証も実施したいと考えている。

6. 謝辞

本研究を進めるにあたり，ご指導を頂いた砂金上席研究員，石村総括主任研究員，日下主任研究員に深甚なる感謝の意を表します。また，日常の議論を通じて多くの知識や示唆を頂いたトンネルチームの皆様に深甚なる感謝の意を表します。

所属：株式会社ワイ・テック

〈参考文献〉

1）公益社団法人 日本道路協会：道路トンネル維持管理便覧【本体工編】，平成 27 年 6 月
2）国土交通省道路局：道路トンネル定期点検要領，平成 26 年 6 月

山岳トンネルの JF 軸力計測に関する研究

チーム名等　　トンネルチーム
氏　　名　　原　翔平

1. まえがき

平成 24 年に発生した中央自動車道笹子トンネル内の天井版落下事故を受け，トンネル内の道路附属物等（トンネルジェットファン等の重量構造物）に関わる一斉点検が実施された．その結果，安全上大きな問題はなかったと報告されているものの，附属物を定着するアンカーボルト等の不具合が確認され，その中にはジェットファン（以降 JF）の吊金具定着部のコンクリートのひび割れも含まれていた．

道路トンネル内に換気設備として設置される JF は取付金具を用いて吊り下げて設置する方法が一般的であり，設計に当たっては JF 本体の静荷重に対して所定の安全率を確保する場合が多い[1)]。トンネル覆工に作用する荷重は 4 本の吊金具で分担していると考えられているが，設置した JF は不静定構造であるため，何らかの不均衡要因が働いた場合には設置に使用しているアンカーボルトの軸力分担率が変動する可能性がある．しかし，実際に計測を行っている事例はほとんど無く，変動の程度等も明確になっていないというのが現状である．

2. 研究目的

本研究は JF の取付金具に実際に作用する軸力を計測することで，合理的な取付金具の設計および維持管理に資する基礎資料を作成することを目的として検討する．長期的な計測を実施することで，覆工コンクリートや取付金具本体の劣化による影響を考察し，トンネル維持管理に有用な分析を行う．本稿ではその計測概要と据付時および試運転時の計測結果について報告する．

3. 研究方法

JF の設置方法として，吊り下げ式と固定式の二つの方法があり，一般的には吊り下げ式が用いられることが多い．この方法では JF 本体はトンネル覆工に設置された吊金具とターンバックルにより接続しているため，ターンバックルの軸力を計測することで吊金具に作用する荷重を計測することとした．

計測対象としたトンネルは，山岳工法により建設された国土交通省北海道開発局小樽開発建設部が管理する国道トンネルであり，表-1 にトンネル諸元を示す．トンネル延長は 1,742m で，JF は図-1 に示す位置に片側 1 台（1250 型，諸元を表-2 に示す）で

表-1　トンネル諸元

道路種別・等級	車線数	交通方向	設計速度	トンネル延長
第 3 種 2 級	2 車線	対面交通	60km/h	1,742m

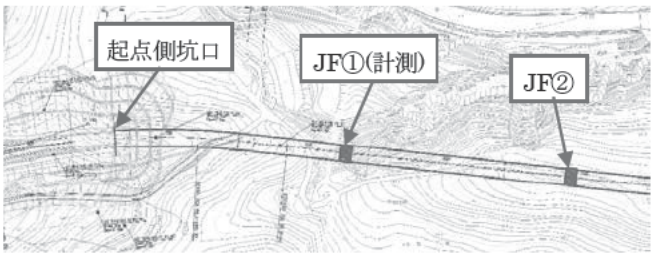


図-1　ジェットファン位置図

表-2　ジェットファン諸元

型名	口径 (mm)	全長 (mm)	噴流速度 (m/s)	風量 (m^3/s)	概算重量 (kg)
1,250 型	1,250	4,250	30	37	2,000

2 箇所に設置されており，1 箇所目は起点側坑口から 164m，2 箇所目は 326m の地点にある．電気室は起点側坑口からさらに 200m 程度の離隔があり，計測時の電源は電気室から延長するため，本計測では施工や計測等を考慮して起点側坑口から近接した位置にある 1 台に対して計測を実施した．

吊り下げ式で設置する場合には，JF は本体前後の 2 つの方向安定金具と中心部の 4 つの吊金具にターンバックルを接続することにより覆工に固定されている．各ターンバックルの役割として，方向安定金具に接続する 2 本は JF 本体の向きを調整するために使用することが主目的となっているため，吊金具に接続する 4 本のターンバックルにて JF の重量（約 2000kg）を支持するように設計している．本研究では各金具に接続する 6 本のターンバックル全てを対象として軸力を計測する．計測方法としては，ひずみゲージを用いてターンバックルの抵抗値の変化を計測し軸力を算出する．ひずみゲージに関して，長期的な計測を計画していることから焼き付け加工によりターンバックルへの接着を実施し，表面には防水処理を施している．JF の設置状況および計測器の取付概要を図-2 および写真-1 に示す．計測したデータは坑内に設置したデータロガーを通して電気室まで送り，室内にて回収作業等を行う．

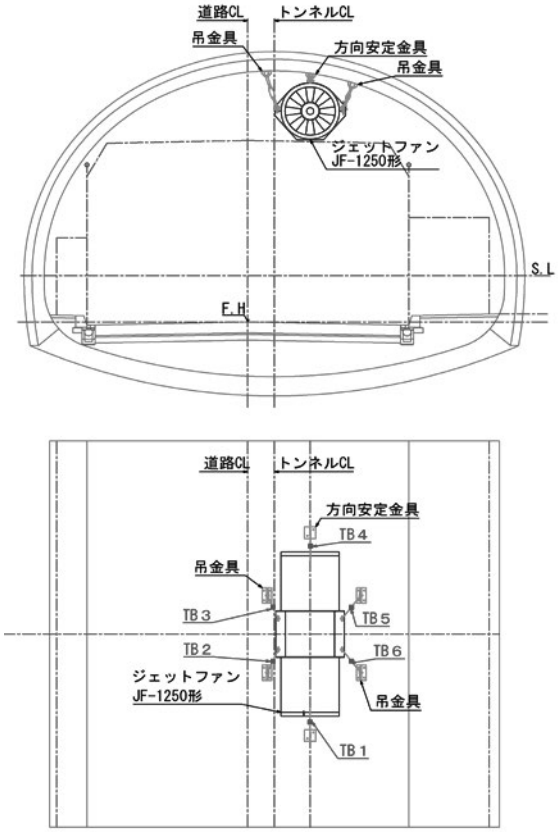


図-2　計測機器取付概要

写真-1　軸力計測状況

JF 本体の据付後に各ターンバックルに作用する軸力分担と JF 試運転を実施した際の起動・停止による軸力変動を計測して，設計における計測結果（設計軸力）と整合が取れているのかを確認する．

4. 研究結果

表-3 に JF 据付時の各ターンバックルにおける軸力変動の計測結果を示す（ターンバックル番号との整合は図-2 参照）．引張方向を正，圧縮方向を負としている．これより，JF 本体の据付時に方向安定金具に接続したターンバックルに対して作用した軸力（TB1・4）は平均で 0.288kN，吊金具に接続したターンバックルに作用している軸力（TB2・3・5・6）は平均で 7.615kN となっており，前者は後者と比較して非常に小さく，吊金具に接続した 4 本のターンバックルに荷重の大部分が作用していることが分かった．図-3 に設計時の強度計算結果との比較を示す．設計段階では JF 本体の荷重は 4 つの吊金具に作用するように計画されているため，据付時の計測結果は設計方針

と整合が取れている．本来は TB2=TB3，TB5=TB6 となると考えられるが，TB3 は TB2 よりも 11%程度，TB5 は TB6 よりも 14%程度大きな軸力が作用している．図-4 に示すようにトンネル起点側から JF 本体を見た際の L 側のターンバックル（TB2・3）にかかる軸力の平均が 5.149kN に対して，R 側（TB5・6）では 10.082kN となっており 2 倍程度の差が生じている．L 側と R 側でターンバックルの軸力に差はあるものの，設計時のターンバックルおよび吊金具の強度計算結果と同様の傾向となっている．これは，ターンバックル本体の覆工への接続角度が異なっているため荷重に差が生じている．単独のターンバックルに作用する軸力は TB5 で計測した 10.742kN が最大値となっている．設計時の強度計算結果より，実際の計測結果においても十分な強度を有しており，所定の安全率を満足していることを確認できた．

表-3　据付時軸力計測結果

計測時期	TB1	TB2	TB3	TB4	TB5	TB6
据付前(kN)	0.048	0.051	−0.051	0.144	−0.048	0.093
据付後(kN)	0.382	4.929	5.368	0.385	10.694	9.515
軸力変動(kN)	0.335	4.878	5.419	0.240	10.742	9.421

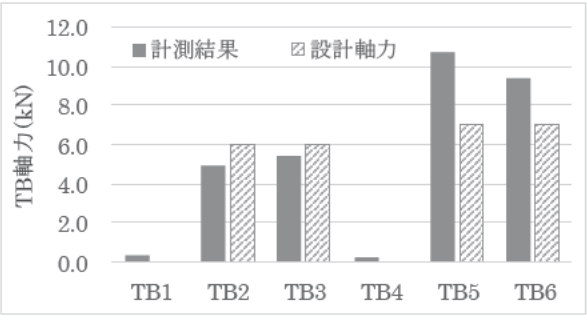


図-3　設計軸力との比較(据付時)

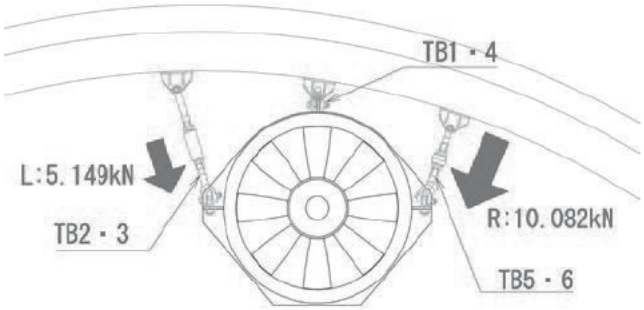
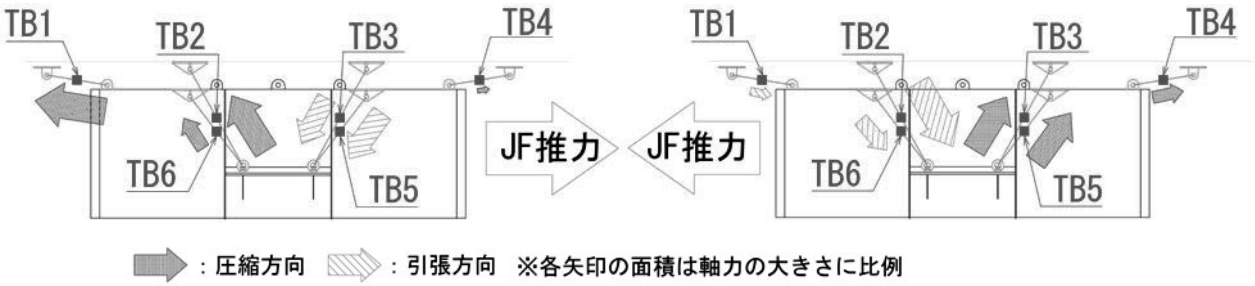


図-4　軸力変動概要図

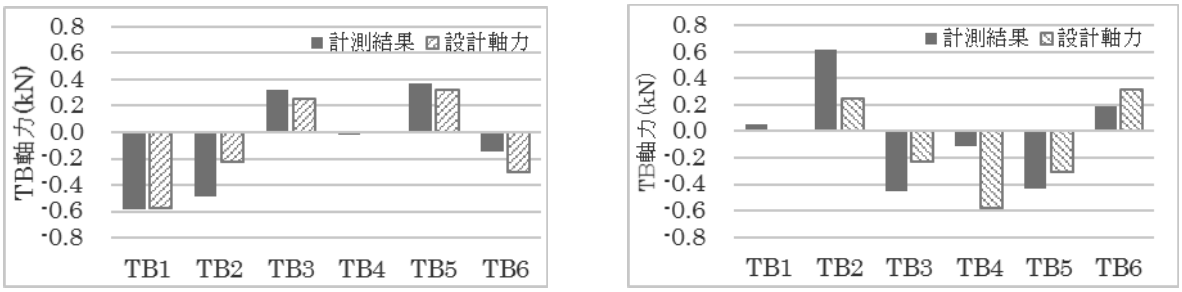
JF 試運転は正転（終点側方向への推力が作用）と逆転（起点側方向への推力が作用）の検討を行っている．推力が作用した方向と各ターンバックルに作用する軸力の向きと大きさの概要を図-5 に示す．これより各運転時において推力が働いている側（空気の排出側）の吊金具に接続されたターンバックルでは引張方向に荷重が作用し，逆側では圧縮方向に荷重が作用していることを確認した．方向安定金具でも正転時の TB4 を除いて同様の傾向が認められている．また正転時には方向安定金具（TB1）に最も大きな変動が出ているのに対して，逆転時には吊金具（TB2）に最も大きな変動が出ている．各運転時における軸力変動について各ターンバックルでばらつきがあり，今回の計測結果からは軸力変動に傾向は認められなかった．

起動時の JF 推力の影響によるターンバックルの軸力変動と強度計算結果との比較を図-6 に示す．方向安定金具類には JF 推力による引張力を考慮した強度計算を行っている．軸力変動は設計時の計算結果と類似した傾向となっており，変動量は JF 据付時に作用する軸力と比較して 10 分の 1 程度であり，非常に小さいという結果を得た．以上の結果より，JF 可動による推力を考慮した場合でも十分な強度を確保できていることが分かった．



(a) 試運転時：正転　　(b) 試運転時：逆転

図-5　JF 推力方向および荷重方向



(a) 試運転時：正転　　(b) 試運転時：逆転

図-6　設計軸力との比較(試運転時)

5. 結論

道路トンネルに設置した JF の取付金具に作用する軸力計測を行い，据付時の計測結果について確認し，吊金具に作用する軸力と比較して方向安定金具に作用する軸力は非常に小さいという結果が得られた. この結果は設計時の計算結果と整合が取れている．また，供用前の JF 試運転時の計測結果より起動および停止による軸力変動は比較的小さく，JF 運転単独での影響は小さいことを確認した．ただし，限定的な条件の 1JF における計測結果であり，全てのトンネルに対する普遍的な傾向であるとは言えない可能性もある．対象トンネルは平成 30 年 3 月より供用を開始しており，JF の運転（起動・停止）や交通振動等の繰り返し，地震の影響，覆工や取付金具等の材料劣化の進行によって作用する荷重は変動すると考えられるため, 長期的に計測を継続して諸要因による影響を検討していくことが必要である．今後，これらの計測結果を踏まえ，附属物の取付状態も含めたトンネルの合理的な維持管理手法の確立に向けた検討を行っていく予定である.

6. 謝辞

本研究を進めるにあたり直接ご指導いただいた砂金上席研究員，日下主任研究員に深く感謝いたします．また，日ごろの勉強会等を通じて，多くの知識や示唆をいただいたチームメンバーにも感謝いたします．　本計測は北海道開発局の全面的な協力により実施したものであり，関係各位に深甚なる謝意を表す.

所属：株式会社ダイヤコンサルタント

〈参考文献〉

1)　道路トンネル技術基準（換気偏）・同解説，日本道路協会，平成 20 年改訂版

洪水予測精度向上のための数値アンサンブル予測に関する研究

チーム名等　　水災害研究グループ
氏　　名　　中村要介

1. まえがき

近年、毎年のように全国各地で浸水被害が発生している。2015 年には関東・東北豪雨によって鬼怒川の水位が上昇し、堤防が決壊することによって堤内に水が氾濫した。2016 年には岩手県東部において台風第 10 号の影響により二級水系小本川で大規模な氾濫が発生し、グループホームの入所者の方々が被害に遭われた。2017 年にも九州北部豪雨によって朝倉市周辺で未曾有の豪雨となり、筑後川水系花月川では観測史上最高水位を記録した。このような状況下において、地域住民は適切な避難行動に資するためには、数時間先の洪水予測が有効な防災情報となり得る。

2. 研究目的

一般的な洪水予測システムは多様な誤差要因を含んでいるため、その予測精度が課題となっている。予測誤差は予測雨量・水文観測・水文モデル・データ同化などの不確実性が相互作用によって決定され、これらを極力小さくするためにそれぞれの分野で研究が進んでいる。最近では水理・水文モデルの精度向上を目的として現時刻の状態量をリアルタイムに補正するデータ同化技術の研究[1)]が盛んに報告されるようになったが、これらの技術は降雨流出解析に内在する水文モデルの誤差のみを補正する技術であると解釈できる。

本研究では、データ同化による精度向上ではなく、予測雨量と水文モデルに大きく影響を受ける中山間地河川を対象とし、実況レーダー雨量と予測雨量を用いた RRI モデルによる疑似リアルタイム環境を構築して予測シミュレーションを実施するとともに、洪水予測に内在する予測時間毎の水位誤差を定量的に評価することを目的とした。

3. 研究方法

3.1 対象河川と近年の豪雨災害

3.1.1 対象河川

本研究では降雨流出の応答が早く、水文モデルや予測雨量の精度が直接的に洪水予測の精度に影響する中山間地河川に着目し、大分県日田市に位置する筑後川水系花月川を対象とした。図-1 には流域図を示す。花月川は流域面積 136.1km^2、流路延長 16.6km、流域の 81%が森林に覆われる典型的な中山間地河川である。

3.1.1 近年の豪雨災害

花月川では近年度重なる豪雨によって水災害が頻発しており、平成 24 年 7 月には堤防決壊による大規模な外水氾濫や溢水氾濫が発生し、河川激甚災害対策特別緊急事業に指定された。平成 29 年 7 月には当該事業の河道改修効果もあり、大規模な外水氾濫こそなかったものの急激な水位上昇を伴い観測史上最高水位を更新した。本研究では外水氾濫の影響が少なく、近年稀にみる豪雨災害であった平成 29 年 7 月九州北部豪雨を対象とした。

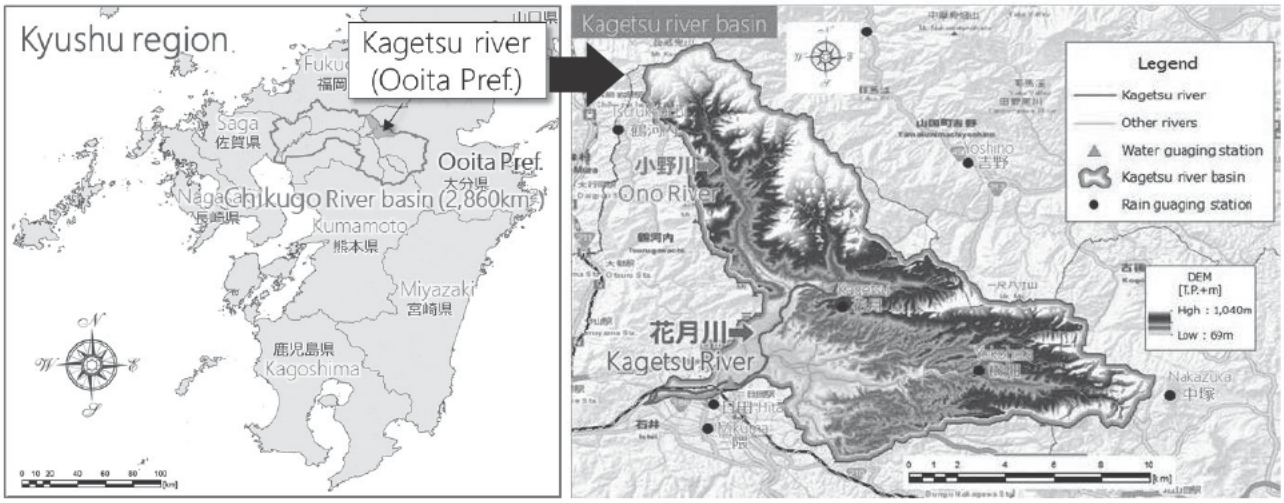


図-1　筑後川水系花月川位置図

3.2 リアルタイム予測シミュレーション

3.2.1 RRI モデルの概要

RRI モデル[2)]は、降雨を入力として河道流量から洪水氾濫までを流域スケールで一体的に解析できるモデルであり、国立研究開発法人土木研究所 ICHARM が開発した水文モデルである。概念図を図-2 に示す。

RRI モデル構築にあたり、空間解像度は花月川の氾濫を表現できることやリアルタイムの演算コストを考慮して 2 秒(約 50m)とした。花月川の流域面積が 136.1 km² であることから計算領域のメッシュ数は 39,489 となる。メッシュ地盤高は基盤地図情報 数値標高モデル 5m・10m（国土地理院提供）の DEM データを用い、メッシュ内の平均地盤高を算出した。花月川流域の大半が森林や荒れ地で占められていることから土地利用は全域を山地として扱った。

RRI モデルにおけるモデルパラメータのキャリブレーションには定量的な信頼度の高い気象庁解析雨量を用い、一般値の範囲内でパラメータ同定を行った。そのパラメータを用いたハイドログラフを図-3 に示す。洪水の再現性をピーク誤差と Nash-Sutcliffe 係数(以下、NS 係数)で評価し、図-3 に示すようにピーク誤差 +0.2m、NS 係数 0.97 と高い再現性が確認された。

3.2.2 予測雨量

本研究では、実況レーダー雨量の信頼性とできるだ

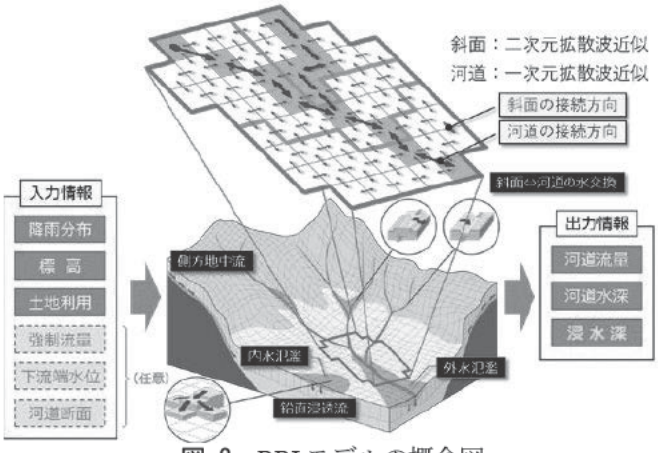


図-2　RRI モデルの概念図

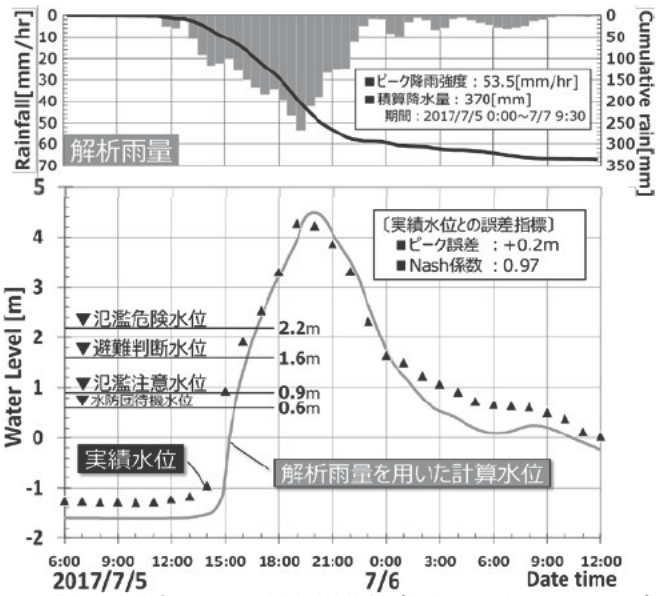


図-3　平成 29 年 7 月九州北部豪雨における RRI モデルと解析雨量を用いた再現計算結果（花月水位観測所）

け長い避難のリードタイム確保を考慮し、6 時間先までを予測する降水短時間予報を用いることとした。ここでは洪水の予測精度に最も影響を与える予測雨量の精度について、同時刻の解析雨量を真値とし、各予測時間までの流域平均雨量の積算値で評価した。降水短時間予報の積算雨量と解析雨量の積算雨量をプロットし、切片をゼロとする単回帰分析を行って予測時間毎に(1)式に示す回帰式を求めた。

$$\sum_{t=1}^{l} \overline{R_t} = \alpha \sum_{t=1}^{l} R_t + \beta \qquad (1)$$

ここに、$\overline{R_t}$: 予測雨量, R_t : 実況雨量, α : 回帰係数, β : 切片, l : 予測時間(1,2,3,4,5,6hr)である。図-4 から 1～3 時間先までの予測雨量は回帰係数 α が 0.90～1.10、決定係数 R^2 も 0.9 程度と予測精度が高いことを示すが、4～6 時間先までの予測雨量は回帰係数・決定係数ともに予測時間が長くなるほど小さくなる。また、標準偏差は予測時間に応じて増加し、1 時間先では 6mm であったが、1 時間毎に約 10mm ずつ増加し、6 時間先では 57mm であった。

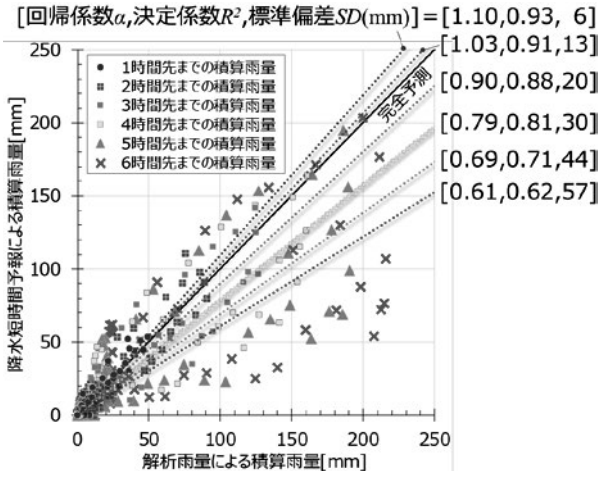


図-4 降水短時間予報と解析雨量の積算値の相関図と回帰直線。45 度線が予測雨量の完全一致を示し、それより上方にあれば降水短時間予報が解析雨量に対して過大評価であることを示し、下方にあれば降水短時間予報の過小評価を示す。

4. 研究結果

4.1 予測シミュレーション結果

平成 29 年 7 月九州北部豪雨を対象に花月川における疑似リアルタイム予測シミュレーションを実施した。30 分毎に 6 時間先までの予測シミュレーション結果を図-5 にまとめて示す。これら 6 時間先までの予測水位の傾向は「立ち上がり付近」「水位上昇時」「ピーク付近」の 3 つにグルーピングして説明できる。まず 1 つ目のグループは立ち上がり付近であり、図-5 中の①～④の予測水位に該当する。これらの予測水位は実績水位（図中▲）に対して過小評価されている。例えば、④12:30 時点の 6 時間先予測（18:30）は 5m 以上の水位誤差があるが、これは予測降雨分布を確認したところ、7/5 14:00～18:00 の強雨域を全く予測できていないことが明らかであった。次に水位上昇時のグループである。図-5 中の⑤～⑪の予測水位に該当し、予測水位は一旦上昇傾向を示すが 3～4 時間後には下降傾向に転じる。例えば、⑪16:00 時点の予測水位は氾濫危険水位超過を予測できているが、その後避難判断水位を下回る予測をしている。これも予測降雨分布では、3 時間先の 19:00 までは強雨域を概ね予測できているが 4 時間先以降の降雨は減衰傾向を示し 6 時間先にはほぼ降り止む予測となっていた。最後にピーク付近のグループである。図-5 中の⑫～⑳の予測水位に該当し、ピーク付近を境に実績水位のピークや洪水波形を再現できる予測となっている。これは、流域に降り終わった雨量が RRI モデルを通じてどのように流下してくるかを追跡するため予測雨量に大きく影響しないことがその要因と考えられる。

4.2 予測誤差評価

7/5 9:00～7/6 12:00 の期間を対象に毎正時の実績水位と現時刻～6 時間先におけるそれぞれの予測水位との誤差を求め、そのばらつきを最小値、25%値、平均値、中央値、75%値、最大値の箱ひげ図として図-6 に示した。この結果、箱ひげがマイナス領域に位置していることから洪水イベント全体的に過小評価であったことがわかる。

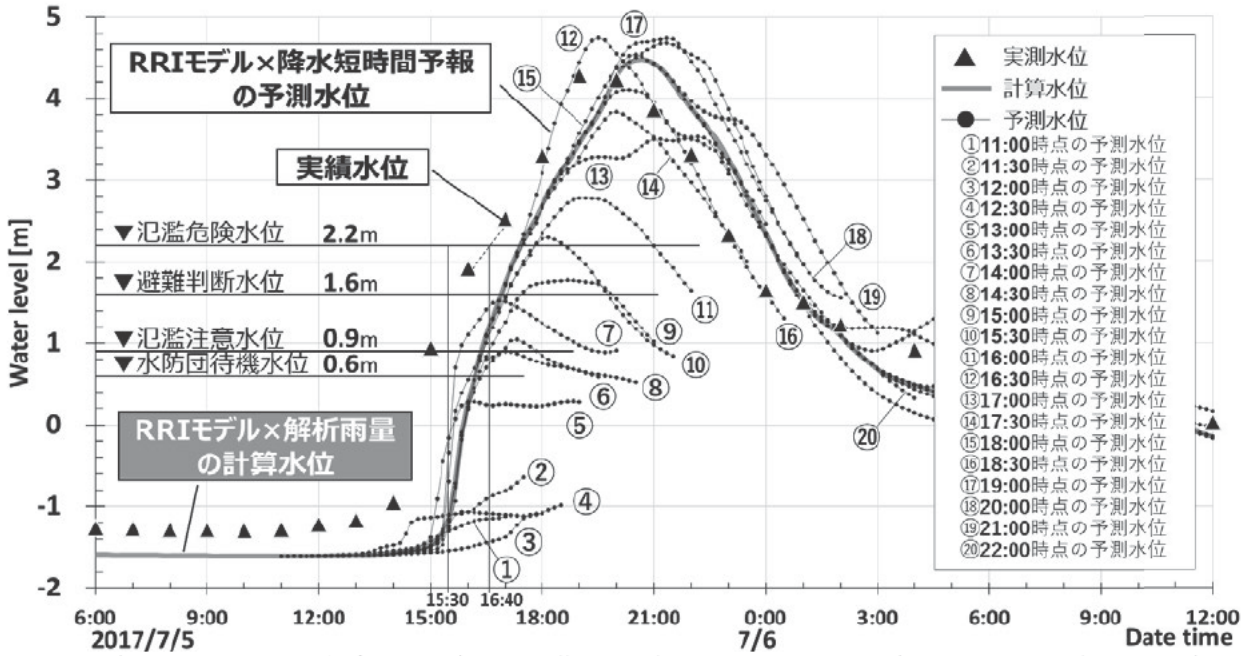


図-5　平成 29 年 7 月九州北部豪雨を対象とした花月水位観測所における予測結果。ハイドログラフの縦軸に水位（読み値）、横軸に時間をとり、花月水位観測所における種々の基準水位を重ねた。予測シミュレーション結果は、RRI モデル×解析雨量の計算水位と 30 分間隔での降水短時間予報を用いた 6 時間先までの予測水位として示す。

予測時間別にみると、現時刻と 3 時間先までの予測は全体の幅（最大値と最小値の幅）が約 3.5m、そのうちの半数（25-75%値の幅）は 0.5m 程度の不確実性を有していた。それ以降は 4 時間先が 0.73m（= +0.12 - (-0.44)）、5 時間先が 1.15m、6 時間先が 1.97m と予測時間が長くなるほどその不確実性は大きくなっていくことがわかる。

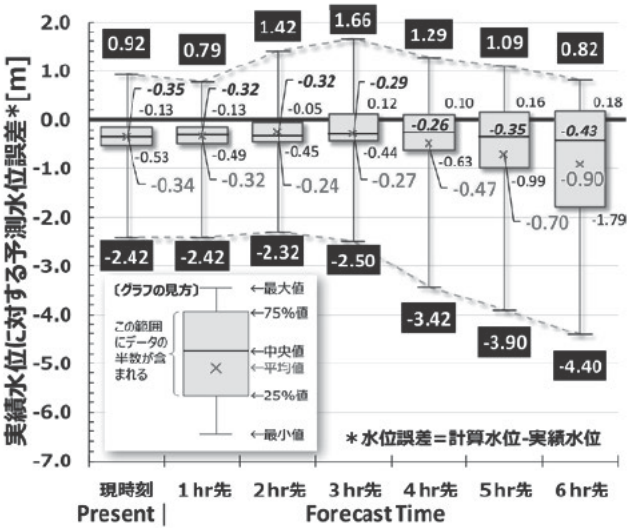


図-6　予測時間別の予測水位誤差分布

5. 結論

本研究では、平成 29 年 7 月九州北部豪雨を対象とし、筑後川水系花月川において 6 時間先までの予測シミュレーションを実施して、洪水予測に内在する水位誤差を定量的に評価した。予測水位は、立ち上がりでの精度が著しく悪く、時間経過とともに予測精度が向上していく。その一方で、3 時間先までは水位上昇を示しているにも関わらず、4 時間先以降は予測水位が下降に転じる。また、洪水イベント全体を通して予測水位がほぼ過小評価となっており、適切な避難行動に資するための防災情報としては危険側の予測情報であったと評価せざるを得ない。今後は、これらの予測誤差の現状を認識した上で、予測精度向上に向けたバイアス補正やデータ同化に関する実践的な研究が必要であると考えている。

所属：室町技術株式会社

〈参考文献〉

1) 立川康人，須藤純一，椎葉充晴，萬和明，キムスンミン：「粒子フィルタを用いた河川水位の実時間予測手法の開発」，土木学会論文集 B1(水工学)，Vol.67，No.4，I_511 I_516，2011.
2) Sayama，T.：“Rainfall Runoff Inundation(RRI) Model Technical Manual”，Technical Note of PWRI，No.4277，2014.

既製ＲＣ杭基礎における杭列ごとのせん断抵抗機構に着目した終局状態評価の解析的検討

チーム名等　橋梁構造研究グループ
氏　　名　　鬼木　浩二

1. まえがき

既設橋の耐震補強では、橋脚のみならず、基礎への影響を含めた橋全体として耐震性能が確保できるようにする必要がある。古い基準で設計された既設杭基礎のうち、特にコンクリート杭基礎については、耐震性に劣る構造細目となっていることから脆性的な破壊に至る懸念がある。そのため、合理的に耐荷性能を評価して、耐震補強の必要性や優先度を適切に判断できる評価手法の構築が求められている。しかしながら、古い基準で設計されたコンクリート杭基礎の塑性変形能や破壊特性に関する知見もまだ少ないのが現状である。

2. 研究目的

上記の背景を踏まえて、昭和46年よりも前の時代に設計された既製RC杭を対象として、杭基礎模型を用いた気中での載荷実験[1)]を別途実施した(**写真-1**)。その結果、設計計算上せん断破壊型と評価される杭基礎模型であるが、実験では塑性変形能を発揮しながら、コンクリートの剥落及びスパイラル筋の破断等が生じた後に、最終的に押込み側の杭体がせん断破壊に至った。杭基礎におけるせん断耐力の評価として、新設橋の設計では解析手法の簡便さや解析に用いる定数の推定精度等を理由に、死荷重による杭頭での軸力に応じて割増しを行った杭1本あたりのせん断耐力が、どの杭体も同一の耐力があると仮定して、杭本数倍した値を杭基礎全体のせん断耐力として評価されている。しかし、既設橋の耐荷性能を合理的に評価するためには、各杭体の作用軸力と作用せん断力が異なるラーメン構造としての挙動となることが想定されることから、杭列ごとの応答を適切に評価するとともに、その応答を踏まえた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が考えられる。

そこで、本稿では、気中での既製RC杭基礎の破壊特性を踏まえたラーメン構造としてのせん断抵抗機構を把握することを目的に、解析的に杭列ごとの作用軸力や作用せん断力を評価し、軸圧縮力に応じたせん断耐力を杭列ごとに評価するこ

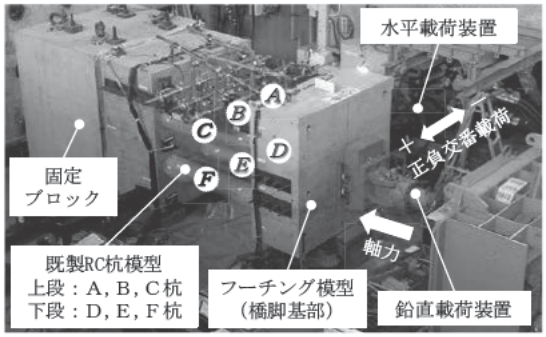


写真-1 杭基礎模型を用いた実験状況[1)]

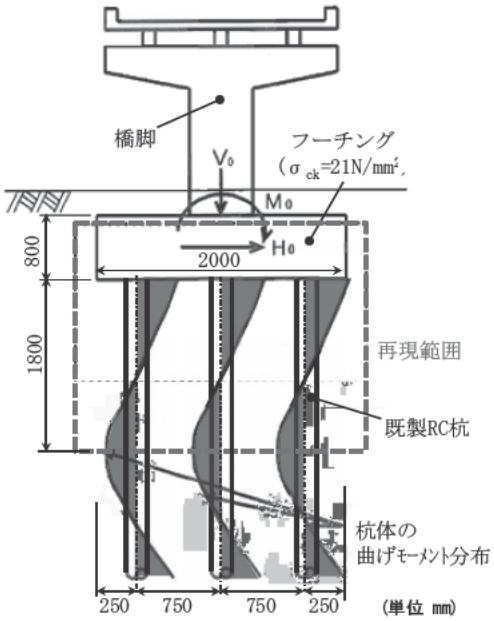


図-1 杭基礎における地震時の荷重状態

とで、破壊特性について再現可能であるか検討を行ったものである。

3. 既製 RC 杭基礎模型のモデル化概要

図-1 に示す地震時における杭頭部付近の荷重状態を再現できるように、既往の実験供試体はセットアップされており、その実験供試体の設置状況を踏まえた解析モデル(**図-2**)とした。杭基礎モデルは、水平載荷方向に対し 3 本、載荷直角方向に 2 本の計 6 本配置となる立体ラーメン構造形式であり、水平挙動に伴い杭に作用する軸力変動を考慮するため、逐次内部計算可能なファイバー要素(**図-3**)を用い、曲げ非線形性を考慮したはり部材とした。杭体コンクリートの応力-ひずみ曲線は、設計では道路橋示方書(以降、道示と呼称) Ⅳ下部構造編 [2]に準拠するが、本検討では最大荷重時以降の耐荷力や塑性変形能を検証するため、道示Ⅴ耐震設計編 [3]に準拠することを基本(Case1)とした。なお、かぶりコンクリート部分には帯鉄筋による横拘束応力は生じないことから、コアコンクリートとかぶりコンクリートでは応力-ひずみ曲線が異なる。また、道示Ⅴ編 [3]に準拠した応力-ひずみ曲線では最大荷重時以降の実験を再現することが難しかったため、終局ひずみ以降の挙動を再現できる Mander らによって提案されたモデル [4]を参考に、**図-4** に示すようなコンクリートの軟化勾配を簡易的に設定した Case2 も行った(**表-1**)。ここで、軟化勾配を設定するにあたって、使用ソフト上折れ点を設けることができなかったため、Mander らの応力-ひずみ曲線を直線で表現し、実験結果を再現できるように設定した。具体的には、コアコンクリートの軟化勾配の制御点として最大圧縮応力 σ_{cc} に達するときのひずみ ε_{cc} を用い、$0.5\sigma_{cc}$ に達するときのひずみを $10\varepsilon_{cc}$ とし、またその 2 点を結ぶ直線を $\sigma=0$ まで延長することとした。横拘束を受けないかぶりコンクリートの軟化勾配については、最大応力点と $0.5\sigma_{cc}$ 時のひずみを $3\varepsilon_{cc}$ とした点を結ぶ直線で設定した。コンクリートの引張抵抗は無視し，軸方向鉄筋のみで抵抗させた。軸方向鉄筋の応力-ひずみ曲線は鉄筋の引張試験結果に基づきバイリニア型の移動硬化則を基本と

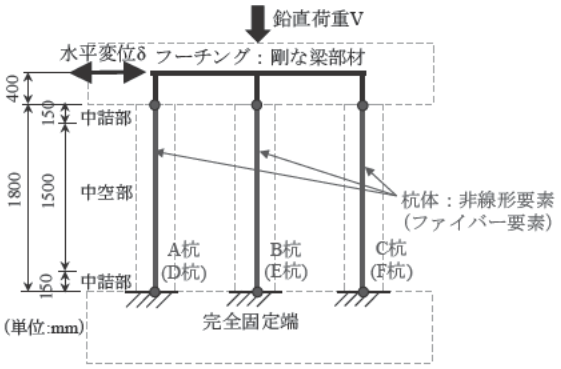
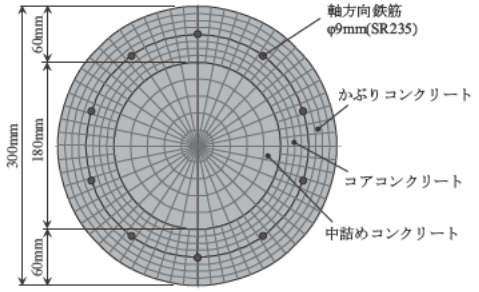
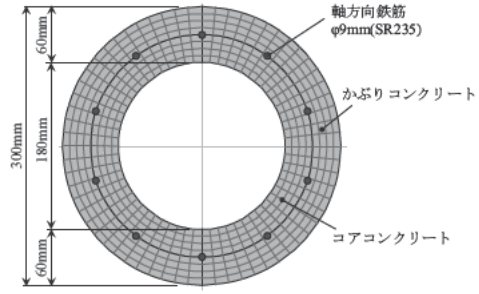


図-2 解析モデル



(a)中詰コンクリート部



(b)中空部

図-3 杭体ファイバー断面

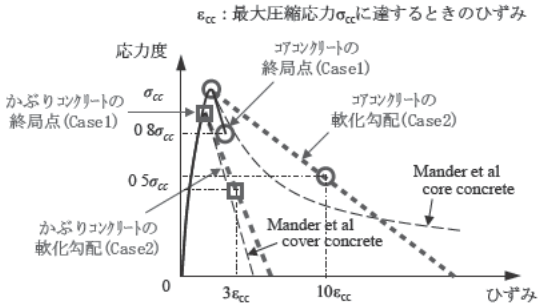


図-4 杭体コンクリートの応力-ひずみ曲線

表-1 解析ケース

Case	コアコンクリート	かぶりコンクリート
1	横拘束効果の考慮(道示Ⅴ編)	道示Ⅴ編
2	横拘束効果の考慮(Manderら)	Manderら

した。フーチングは剛なはり要素でモデル化し、鉛直荷重が各杭に均等に作用するものとして死荷重状態を再現させた。杭の下端は完全固定の境界条件とした。載荷方法は、実験条件と同様に一定の鉛直荷重の下、基準変位 δ_y の整数倍の水平変位を各載荷ステップで繰り返す正負交番の漸増載荷とした。

4. コンクリートの材料構成則が杭の履歴特性に与える影響

図-5 に水平荷重-水平変位履歴曲線の包絡線の解析(点線)と実験値(実線)の比較した結果を示す。これより、Case2 では最大荷重以降の挙動についても Case1 に比べて実験値に近い結果であることが分かる。ここで、杭基礎全体の挙動を再現できていると考えられる Case2 に着目して杭列ごとの軸力変動状況(**図-6**)を確認した。なお、実験値の軸力は、曲げの影響が小さい各杭体中央の断面位置のひずみに着目して、材料試験で得られた弾性係数と断面積を乗じて算定した。これより、最大荷重時のみならず、最大荷重時以降についても杭列ごとの軸力変化は実験値と近似していると言える。さらに、各杭の損傷状況についても確認した。**図-7** に示すように、コンクリートの剥落が目視で確認できる±6δ_y時や、かぶりコンクリートが剥落した±8δ_y時等の損傷状況を再現できているものと考えられる。なお、**図-7** 中の損傷範囲は、**図-4** に示すようにコンクリートの応力度が零に至った範囲とした。よって、Case2 は実験で確認された損傷状況及びその際に杭列ごとに作用していた軸力及びせん断力を再現できているものと考えられる。

5. 杭列ごとの作用せん断力とせん断耐力評価

前述した既製 RC 杭の破壊特性を踏まえ、既製

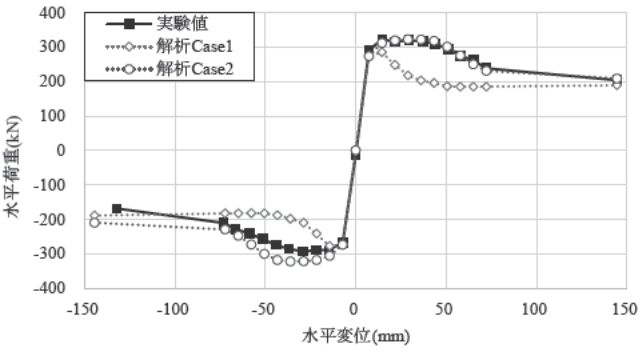


図-5 水平荷重と水平変位の関係(杭基礎全体)

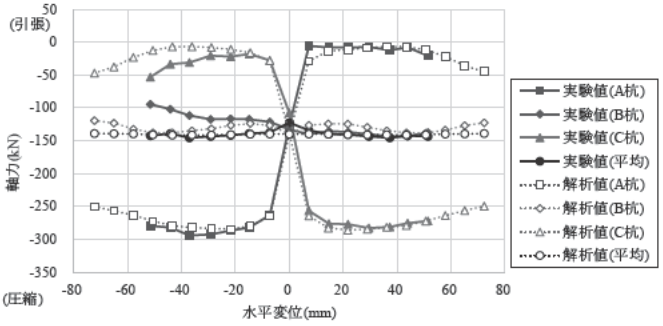
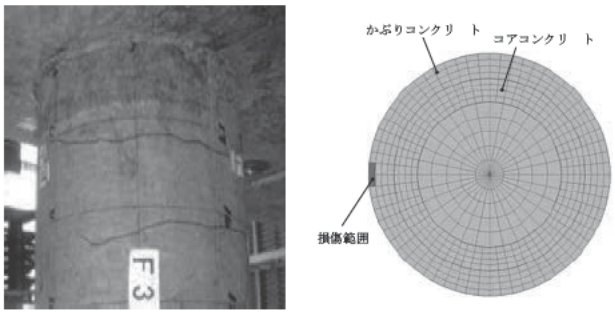
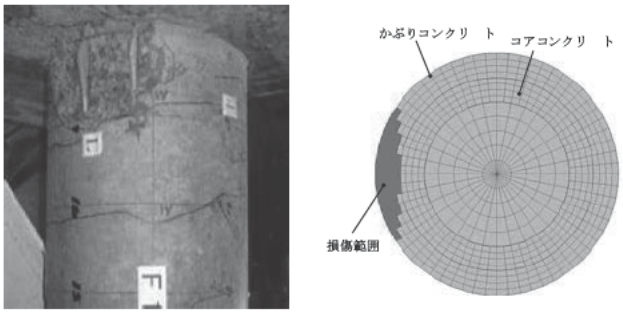


図-6 杭列ごとの軸力変動状況(Case2)



(a)±6δ_y時の損傷状況比較



(b)±8δ_y時の損傷状況比較

図-7 F 杭(押込み側)の損傷状況比較(Case2)

表-2　杭列ごとの作用せん断力とせん断耐力（最大荷重時）

No	杭列	杭体諸元				作用軸力 N(kN)	作用せん断力 S_{max}(kN)	せん断耐力Ps(kN)			Ps_3/S_{max}
		杭径D (mm)	肉厚t (mm)	コンクリートの圧縮強度σ_c (N/mm^2)	軸方向鉄筋の降伏強度 σ_y(N/mm^2)			道示[2),3),8)] Ps_1	二羽ら[5)]+軸力[6)] Ps_2	渡辺ら[7)]（二羽ら+軸力） Ps_3	
1	引抜き側	300	60	66 5	355 0	13	37	47	47	60	1 62
2	中央	300	60	66 5	355 0	124	54	51	53	66	1 22
3	押込み側	300	60	66 5	355 0	283	73	54	62	75	1 03
合計(6本分)						842	327	303	325	401	1 23

RC 杭基礎における杭列ごとのせん断耐力評価の考え方について検討を行った。

表-2 は、道示[2), 3)]の式、二羽ら[5)]の式に軸力の影響[6)]を見込んだもの、二羽らの式に軸力の影響と渡辺ら[7)]が提案した側方向鉄筋や圧縮軸方向鉄筋の影響を見込んだものと計 3 つのせん断耐力を試算し、再現解析より算出した杭列ごとの作用せん断力と比較して示したものである。

道示式については、せん断耐力を算出するにあたって、設計上ばらつきの影響を考慮する必要があるが、本検討では再現解析より求めた作用せん断力との比較を行うため、コンクリートが負担できるせん断応力度 τ_c の平均値を示す実験式[8)] (1)を用いた.

$$\tau_c = 0.72 \times d^{-0\ 33} \times \left(\frac{24}{\sigma_{ck}}\right)^{-1/3} \times \left(\frac{1.2}{p_t}\right)^{-1/3} \qquad (1)$$

ここで、d : 有効高さ(m)、σ_{ck} : コンクリートの設計基準強度(N/mm^2)、p_t : 引張鉄筋比(%)である。

二羽らの式には、道示と同様、軸力の影響を見込むことで、部材に圧縮応力が作用し、引張応力を著しく減少させるため、曲げせん断ひびわれの発生を抑制する効果を加味した。文献 6)によると、軸力の効果には、部材寸法効果が存在しないことが報告されていることから、軸力負担分として $S_d \cdot M_0 / M_d$ を加算する方法で算出した。

ここで、S_d : 部材に作用するせん断力、M_0 : 軸方向力によるコンクリートの応力度が部材引張縁で零となる曲げモーメント、M_d : 部材に作用する曲げモーメントである。

また、スパイラル鉄筋は、そもそも設計上見込まない用心鉄筋であることから、また、中詰コンクリートは、打設範囲がせん断破壊面全体に配置されていないことから、設計上見込まないのが一般的である。ただし、本稿では、これらがせん断抵抗に寄与する影響を考慮することとし、見込むことができる最小限のせん断耐力(道示及び二羽ら)を試算した。なお、スパイラル鉄筋の降伏点については明確ではなく、引張強さのばらつきも大きいことから、道示[2),3)]で規定される上限値 345N/mm^2 として算出した。しかしながら、道示式及び二羽らの式に軸力の影響を見込んだせん断耐力と作用せん断力との差が大きかった。

この差が大きくなる要因としては、道示式や二羽らの式には側方向鉄筋や圧縮軸方向鉄筋の影響が見込めていないこと等が考えられる。矩形断面 RC はりの側方鉄筋による効果としては、曲げせん断ひび割れ面と交差する鉄筋がせん断抵抗に寄与すること、また、柱や杭などに用いる円形断面 RC 部材では、側方鉄筋だけでなく、円形効果により圧縮軸方向鉄筋についても曲げせん断ひびわれのせん断抵抗に寄与することが報告されている[7)]。本稿でも円形 RC 断面を対象としていることから、この側方向鉄筋や圧縮軸方向鉄筋の効果を見込めると仮定して、渡辺ら

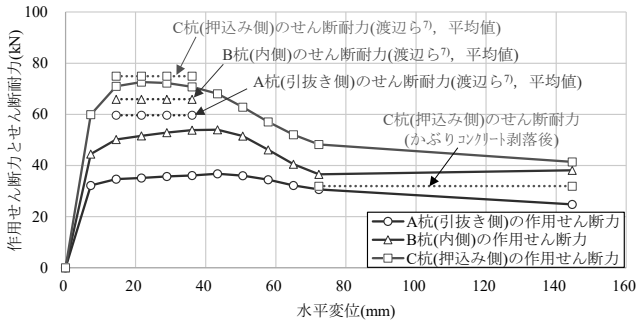


図-8　杭列ごとの作用せん断力とせん断耐力(Case2)

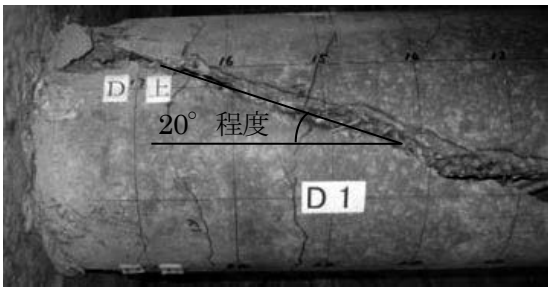


写真-2 D 杭のせん断破壊の状況(-20δ_y時)[1)]

が提案[7)]した式(2)のように鋼材断面積を換算した方法でせん断耐力を算出した。なお、文献 7)より、式(2)の適用性について検証した二羽らの式を用いた。

$$A_s' \quad \sum A_{si} \cdot (d_i / d_1)^{1/3} \qquad (2)$$

ここで、A_{si}：各段の軸方向鉄筋断面積(mm^2)、d_i：圧縮縁から i 段目の軸方向鉄筋位置までの距離(mm)、d_1：圧縮縁から最下段の軸方向鉄筋位置までの距離(mm)である。

その結果、せん断耐力が作用せん断力を上回り、最大荷重時においてはせん断破壊に至らないという実験結果を再現し得るせん断耐力の評価が可能であることを確認した。

次に、最大荷重時以降の応答及び耐力の相対関係を確認するため、杭列ごとの作用せん断力とせん断耐力(渡辺ら[7)])を示すとともに、かぶりコンクリート剥落後における押込み側杭(C 杭)のせん断耐力についても整理した結果を**図-8** に示す。ここで、かぶりコンクリート剥落後のせん断耐力については、コンクリートはりのせん断抵抗機構を踏まえ、コンクリートが負担できるせん断耐力がどの程度か明確ではないため考慮せず、スパイラル鉄筋が負担できるせん断耐力は既往の実験[1)]によるせん断破壊時のひび割れ角度が 20°程度であること(**写真-2**)を考慮して、この破壊面と交差するスパイラル鉄筋が道示[2),3)]で規定される上限値 345N/mm^2 に達すると仮定して算出した。これより、かぶりコンクリートの剥落後からせん断破壊時までの途中経過については明確ではないものの、最大荷重時からせん断破壊時の耐力に漸近して低下することを想定した場合、押込み側の杭では先行してせん断破壊しやすく、引抜き側の杭ではせん断破壊しにくい傾向であることが確認できる。

6. まとめ

既製 RC 杭を用いた杭基礎模型の実験結果[1)]を踏まえて、杭列ごとのせん断抵抗機構を把握することを目的として、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。本検討により確認できた事項を以下に示す。

- 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。
- 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可能性がある。

ただし、本検討は気中における杭基礎の耐力評価であり、実際の杭基礎の耐力は地盤抵抗の影響も受けるため、地盤抵抗も含めた耐力特性の評価手法については今後の課題である。

7. 謝辞

本研究を遂行するにあたり、多大なるご指導を賜りました、大住上席研究員、岡田主任研究員、並びに構造物メンテナンス研究センターの皆様に心より感謝申し上げます。また、既製ＲＣ杭供試体のせん断耐力評価方法について御教示頂きました林克弘元交流研究員（現、株式会社オリエンタルコンサルタンツ）をはじめ、多くの方々に御協力いただきました。ここに記して謝意を表します。

所属：株式会社　耐震解析研究所

〈参考文献〉

1) 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載荷試験、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、2015.7.
2) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅳ下部構造編、2002.3.
3) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅴ耐震設計編、2002.3
4) Mander etc. : Theoretical stress strain model for confined concrete, J. of Struct. Engrg., ASCE, Vol.114, No.8, pp.1804 1826, 1988.
5) 二羽淳一郎、山田一宇、横沢和夫、岡村甫：せん断補強鉄筋を用いない 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.
6) 建設省土木研究所：高強度コンクリート部材の設計法に関する共同研究報告書　高強度コンクリートを用いたプレストレストコンクリート道路橋の設計指針(案)　、共同研究報告書、第 138 号、1995.
7) 渡辺健、大石峻也、米花萌、二羽淳一郎：中実円形断面鉄筋コンクリートはりのせん断耐力評価に関する実験的研究、土木学会論文集 E2（材料・コンクリート構造)、Vol.67、No.2、pp.200 212、2011.
8) 河野広隆、渡辺博志、菊森佳幹：大型 RC はり供試体のせん断強度に関するデータ集、土木研究所資料、第 3426 号、1996.

地盤変状の影響を受ける斜面上に設置された道路橋基礎に関する遠心力載荷実験

チーム名等　　橋梁構造研究グループ
氏　　名　　河村　淳

1. まえがき

平成 28 年熊本地震を始めとする大規模な地震等により、山地や丘陵の急峻な地形にて地すべりなど地盤の移動による変状（以下「斜面変状」という。）が生じ、落橋、段差、移動等、道路橋の被害につながる事例が確認されている。こうした斜面変状による道路橋の被害が生じると、安全性はもとより、復旧、復興の長期化など社会活動に甚大な影響を及ぼす。

こうした斜面変状に対して、新設橋の設計では、斜面変状の影響を避けるよう橋の設置位置を定めることが基本とされており、斜面変状の影響を考慮した設計は一般には行われていない。こうしたことから、地震動による慣性力など設計で考慮する作用に対して設計された道路橋基礎の耐力と斜面変状に伴う作用との関係、さらには基礎の構造や斜面変状の状況の違いによる影響については明らかとなっていない。

以上のような背景から、本研究では、斜面上に設置された道路橋の安全性に関する検討の一環として、基礎構造や斜面変状の状況の違いが基礎の安定性に及ぼす影響を把握することを目的として、遠心力載荷装置を用いた模型実験を実施し、分析を行った結果を報告する。

2. 遠心力載荷実験の概要

図 1 に模型実験の概要図（側面図）を示す。本報告は文献 1) にて報告された全19ケースの実験に加え、新たに柱状体深礎基礎を模した実験ケースを追加した全23ケースであり、実験概要については文献1) を参照されたい。新たに追加した道路橋基礎の模型は柱状体基礎を対象としており、杭径5200mmを想定した。遠心加速度は80Gとし、模型スケールは1 / 80より模型杭径は65mmとした。模型杭の材質は実物の杭と曲げ剛性を整合させるために、アルミニウムパイプ（直径φ65mm、厚さt = 5.0mm）を使用した。また、すべり層厚Hは実際のすべり層を4m及び8mと想定し、模型スケール1 / 80より50mm及び100mmとした。

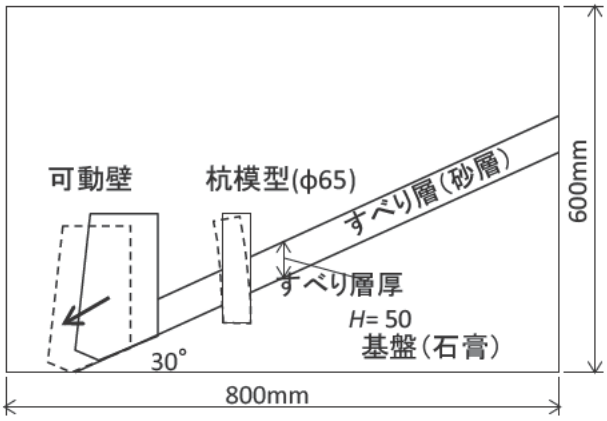


図-1　模型実験の概要図（側面図）

実験結果の整理にあたっては、図-2に示すとおり、基礎構造（杭1本を「柱状体基礎」、斜面に対して直角に2本配置したものを「単列基礎」、斜面上側に2本配置し、杭頭を固定したものを「単列組杭基礎」と称す）の違い、基盤の

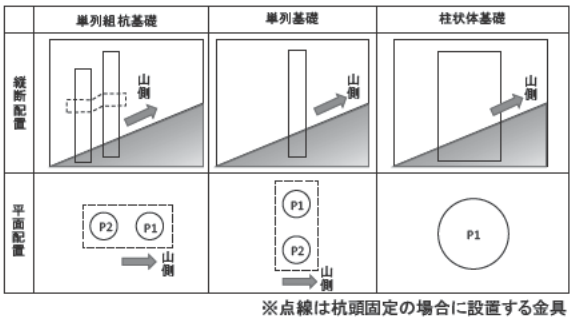


図-2　基礎構造及び杭配置

傾斜角、すべり層厚をパラメータとした。実験は、遠心力載荷装置により遠心加速度80Gを載荷した後、電動式ジャッキにより可動壁を徐々に移動させることによりすべり層を滑らせた。

表-1　実験ケース

実験ケース			傾斜角度	すべり層厚	含水比	杭頭固定
	基礎構造	杭径(模型)				
1	柱状体基礎	φ65	20度	10cm	0%	無し
2	単列基礎	φ25	20度	10cm	0%	無し
3	単列組杭基礎	φ25	20度	10cm	0%	有り

3. 遠心力載荷実験の結果

実験結果から得られた斜面すべり量（m）と杭に設置したひずみゲージのひずみ量から求めた杭の曲げモーメント M（kN・m）の関係曲線を整理した。斜面すべり量は、可動壁の変位量を実物大に換算した変位量であり、杭の曲げモーメントは計測した杭のひずみにヤング係数 E（普通純度アルミニウムのヤング係数 E = 68.6kN/mm^2）と断面二次モーメント I（m^4）、図心からの距離 y（m）を用いて、以下の式（1）から算出した。

$$M = EI\varepsilon / y \quad \cdots \text{式（1）}$$

各検討ケースのひずみゲージ計測箇所を図-3 に、斜面すべり量と斜面上の杭基礎に発生する曲げモーメントの関係曲線を図-4 から 6 に示す。本報告では、表-1 に示す実験ケースにおいて基礎構造（柱状体基礎、単列基礎、単列組杭基礎）の違いに着目して考察した。

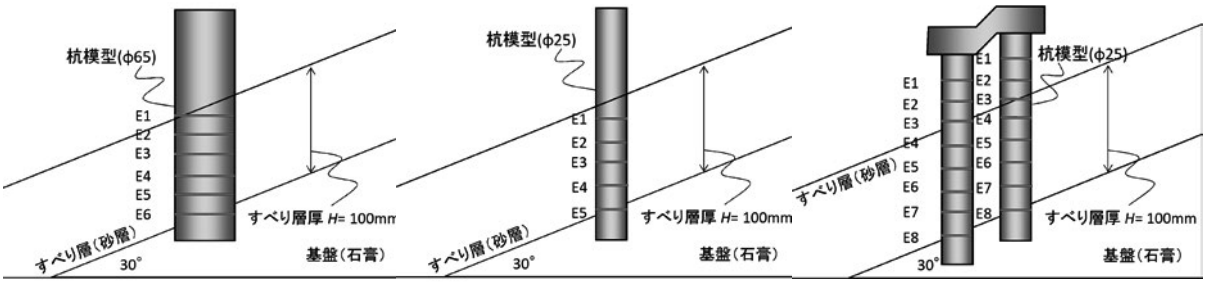


図-3　ひずみ計測箇所概要図

柱状体基礎及び単列基礎は、杭頭を固定していないため、曲げモーメントは全体的に「＋（基礎に対して反時計回りに作用するモーメント）」となり、すべり層と基盤の境界付近で最大値となる傾向がある。また、単列基礎の左右各杭に作用する曲げモーメントを合計すると、柱状体基礎に作用する曲げモーメントと同程度の結果となる。これは並列に 2 本の杭を配置した単列基礎においては杭間隔を文

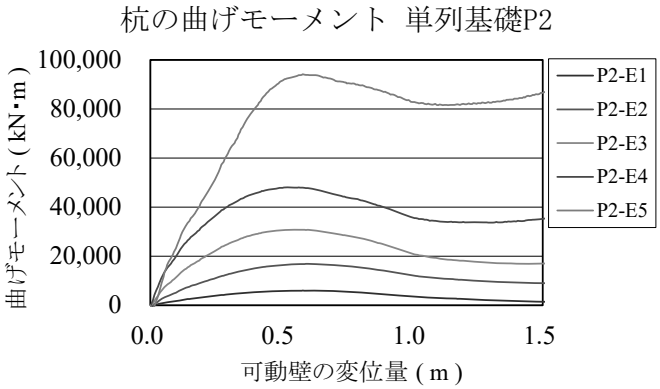


図-4　可動壁の変位量（m）と杭の曲げモーメント（kN・m）の関係（柱状体基礎）

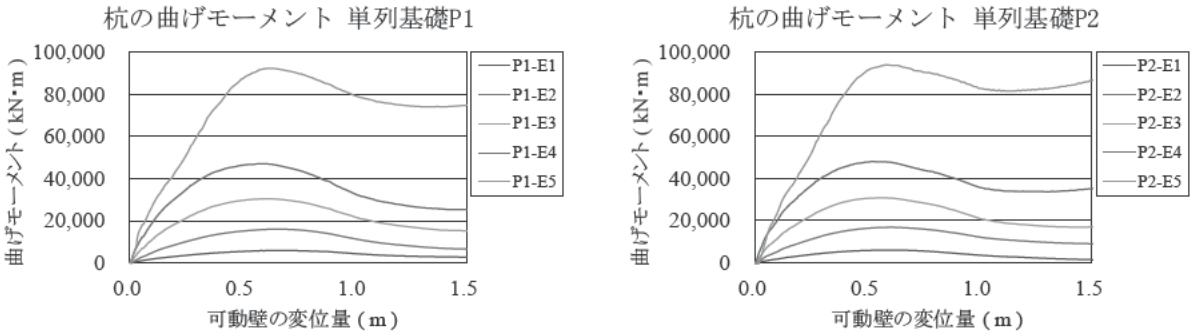


図-5　可動壁の変位量（m）と杭の曲げモーメント（kN・m）の関係（柱状体基礎）

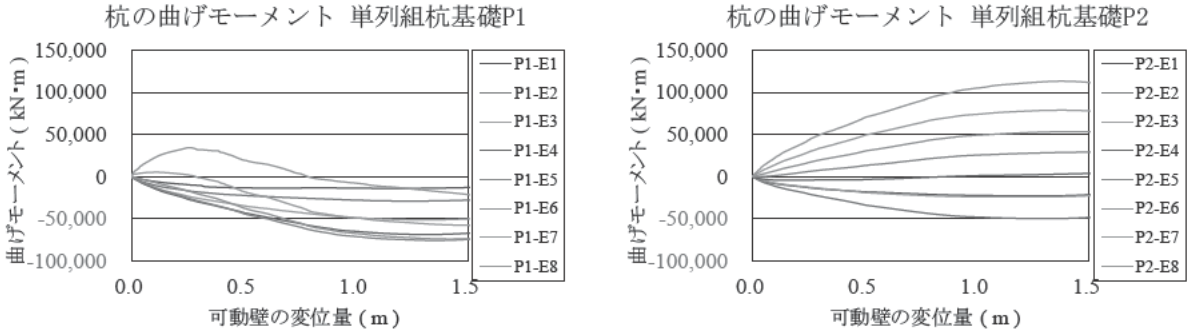


図-6　可動壁の変位量（m）と杭の曲げモーメント（kN・m）の関係（単列組杭基礎）

献 2）を参考に 2*D*（*D*：杭径）とし、実物大換算で 4000mm としたものであるため、2 本の杭端部間の距離は 6000mm であることに対して、柱状体基礎は杭径 5200mm であることから概ね同様な結果になったと考えられる。

単列組杭基礎は、杭頭を固定しているため斜面上流側（P1）と下流側（P2）の曲げモーメントが異なる。図-7 に示すように、これらの上流側の杭は、杭頭部と基盤面が支持された状態で土圧が作用するため、曲げモーメントは全体的に「　（基礎に対して時計回りに作用するモーメント）」となり、すべり層の下層付近で最大値となる傾向が見られた。また下流側の杭は上流側の杭に作用した土圧が固定梁を介して杭頭部に集中荷重として作用する一方、固定梁による拘束の影響を受けるため、曲げモーメントは杭頭部で「　」、すべり層と基盤の境界付近で「＋」となり、すべり層の下層付近で最大値となる傾向が見られる。なお、本報告では結果の記載は省略したが、各杭の曲げモーメントのモードは、すべり層厚、すべり角度が変わっても大きく変わらない結果となった。

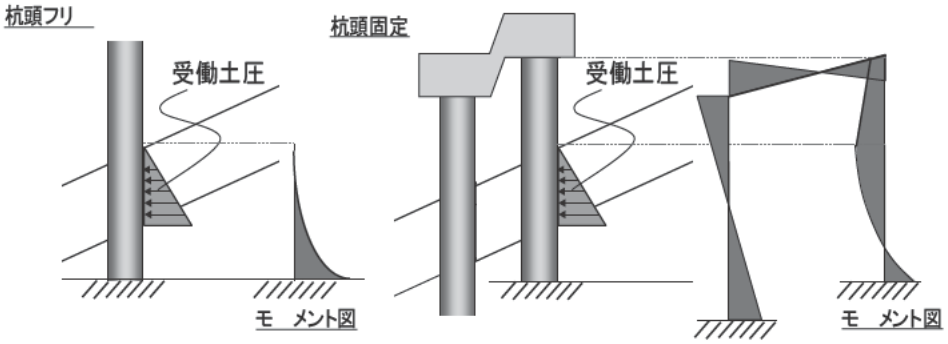


図 7　杭頭固定の有無による曲げモーメント模式図

4. まとめ

本報告では、杭に設置したひずみゲージの計測結果に基づき基礎構造の違いに着目して、斜面角度、杭頭固定の有無の条件下での可動壁の変位量との関係について比較した結果、次のことが明らかとなった。

・杭頭固定の無い柱状体基礎及び単列基礎は、基礎に対して反時計回りにモーメントが作用し、杭径及び杭間隔に応じたモーメントが作用する。

・杭頭固定の有る単列組杭基礎は、斜面の上下流で作用するモーメントが異なり、上流側は基礎に対して反時計周りにモーメントが作用する一方で、下流側は杭頭固定の影響で杭頭付近とすべり層付近で正負の異なるモーメントが作用する。

今後、実験結果について基礎背面の受働崩壊範囲（受働すべり角、すべり面の広がり角等）の確認・精査、及び解析的な検討も行ったうえで、地盤変状の影響を受ける斜面上に設置された道路橋基礎の抵抗特性について明らかにしていく必要がある。

5. 謝辞

本研究を行うにあたり、ご指導頂きました七澤上席研究員、谷本研究員並びに構造物メンテナンス研究センターの皆様に深く感謝いたします。

所属：日本インフラマネジメント㈱

〈参考文献〉

1) 河村淳・真弓英大・谷本俊輔・七澤利明：地盤変状の影響を受ける斜面上に設置された道路橋の杭基礎に関する遠心模型実験、土木学会第 71 回年次学術講演会、2016、pp.677～678
2) 日本道路協会：斜面上の深礎基礎設計施工便覧、2012.4

柱状体基礎の大型振動台実験を対象とした再現解析

チーム名等　　橋梁構造研究グループ
氏　　名　　高橋　宏和

1. まえがき

地盤及び基礎を含めた橋全体系の耐震性能評価手法を提案するにあたっては，地震時に地盤や基礎の挙動がどのように影響し合っているかを評価することが重要である。しかしながら，現在実務で用いられている動的照査法においては，地盤及び基礎を簡易的なばねとしてモデル化しているだけであり，これらを合理的に評価する手法の確立には至っていない。

これらの課題に対し，自由地盤と基礎をおのおのモデル化し，それらを基礎－地盤間ばねで結合したモデルを用いて，杭基礎の振動台実験を対象とした解析[1)]が実施されている。そして，地盤のせん断強度が橋の挙動を大きく左右することが示されている。そこで，本研究においても，動的解析モデルのうち地盤のせん断強度に着目し，柱状体基礎の振動台実験を対象とした再現解析を行い，地盤と基礎模型の地震時挙動の評価を行った。

2. 解析対象とした実験の概要

本研究の解析対象とした実験[2)]は，土木研究所で所有している三次元大型振動台(平面寸法 8 m×8 m)上にせん断土槽(奥行き 4m×横 4m×高さ 3.5m)を固定し，その土槽内に砂地盤を作製，柱状体模型を設置し加振実験を行ったものである。柱状体模型の基礎部分は，厚さ 32 mm の鋼板からなり，寸法は奥行き 720 mm×横 600 mm×高さ 1300 mm である(図-1 参照)。加振実験は，4 種類の入力波を用いて実施されており，本研究の解析対象としたのは，そのうちの神戸波 800gal(道路橋示方書波形 2-Ⅱ-Ⅰ-1)の加振結果である。

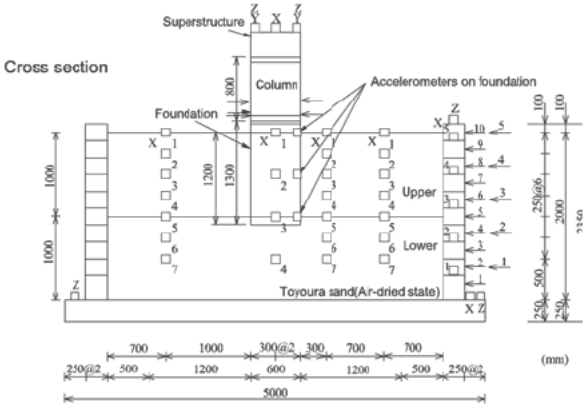


図 1 実験概要図

3. 解析モデル

3.1 モデル化の概要

図-2 に示すように，解析モデルは，弾性はり要素でモデル化した柱状体基礎模型と，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とした。

また，入力地震動は図-3 に示す，振動台下面において計測された加振方向の水平加速度を用いた。

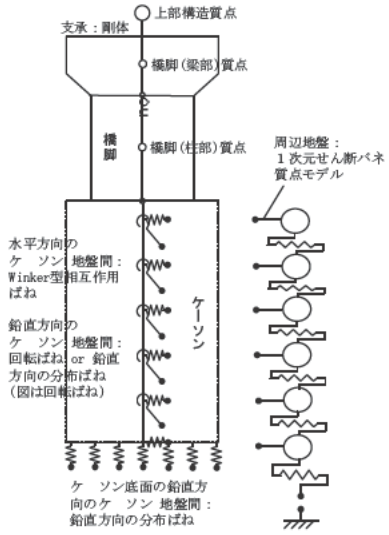


図 2 解析モデルの概要図

3.2 基礎－地盤間ばねのモデル化

基礎－地盤間ばねは，道路橋示方書Ⅳ下部構造編に準じて地盤抵抗要素をモデル化した。深さ方向の分割は，加速度計や変位計のデータと比較することや，地盤の物性値が深さによる拘束圧の違いに依存することを考え，50mm ピッチの分割とした。

表-1 に示すように，基礎前面の水平抵抗は白戸らが提案する Winkler 型モデル[3)]，基礎周面と地盤の摩擦等により抵抗する要素はスリップ型の履歴モデルを用いた。基礎底面の鉛直ばねは，浮き上がりを考慮して圧縮のみ抵抗するものとした。基礎周面の鉛直抵抗は，回転ばねに集約してモデル化した。

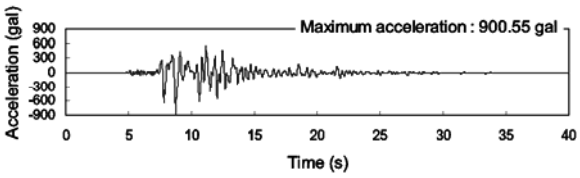


図 3　入力加速度波形（神戸波800gal）

表 1 基礎　地盤間ばねのモデル化

基礎模型	線形
基礎底面の鉛直抵抗	圧縮のみ抵抗する 片側スリップ型モデル
基礎底面の水平抵抗	スリップ型モデル
基礎前面の水平抵抗	Winkler型モデル
基礎側面の水平抵抗	スリップ型モデル
基礎前背面の鉛直抵抗	スリップ型回転ばね
基礎側面の鉛直抵抗	スリップ型回転ばね

3.3 周辺地盤ばねのモデル化

周辺地盤の層間せん断ばねの非線形特性は，骨格曲線に双曲線モデル，履歴則に Masing 則を用いた。

3.4 減衰の設定

減衰は，要素別の減衰定数と固有振動特性から，ひずみエネルギー比例減衰定数法によりモード減衰定数を求め，Rayleigh 減衰の比例係数を設定した。要素別に与えた減衰定数は，道路橋示方書Ⅴ耐震設計編に示される値を参考に，弾性はり要素でモデル化した鋼材からなる基礎模型は 2%，双曲線モデルにより履歴減衰が考慮される周辺地盤の層間せん断ばねは，微小ひずみ時の減衰を考えて 1%とした。基礎－地盤間ばねは，非線形モデルを用いて履歴減衰が考慮されるため，減衰定数は見込んでいない。また，逸散減衰効果についても，振動台実験の再現解析においてどの程度見込めるかは不明な点が多いため，ここでは見込まないこととした。

4. 自由地盤の解析結果

基礎模型を含めたモデルによる解析の前に，自由地盤のみの解析を行い，実験結果における地盤の挙動を再現できるか確認した。解析モデルは，地盤の質点を層間せん断ばねで結んだモデルであり，基礎模型はモデル化していない。

文献 1 や文献 4 で指摘される通り，大地震により地盤に大きなひずみが生じる場合は，地盤のせん断強度の設定が重要である。そこで，実験で発揮されたせん断強度をより精度良く評価するために，再現解析では対象とした実験ケース(C5-K800)のせん断応力－せん断ひずみ関係の履歴曲線に対して，解析で設定した履歴曲線の再現性を確認した。具体的には，実験において地盤中に設置された加速度計や変位計の記録からせん断応力－せん断ひずみ関係の履歴曲線を描き，模型地盤の室内試験結果から求まる内部摩擦角に近い値である ϕ=35，30，25 度としてせん断強度を求めた 3 ケースの双曲線モデルの骨格曲線と比較した。その結果，最も実験値に対する再現性が高かった ϕ=30 度の骨格曲線を用いることとした。

図-4 に地表面の加速度と変位の経時変化を示す。図-4 より，加速度の解析値は実験値を概ね再現できているが，変位の解析値は実験で最大変位が生じる時刻においては実験値に近い結果が得られているが，その後は変位が増減

せずにほぼ一定の値を示している。このような傾向は，文献 1 や文献 4 の解析でも見られ，その要因としては，大きなひずみが生じた後に除荷する際の経路（除荷剛性）が実験と解析で異なっていることが大きく影響したと考えられる。

図-5 には，ϕ=30 度とした場合の周辺地盤のせん断応力ーせん断ひずみ関係を示す。図-5 に示すように，せん断応力が正側から負側に向かう実験値の履歴曲線の除荷剛性は，ひずみの増大に伴って低下している(図中破線矢印)のに対し，解析値の除荷剛性は大きな剛性を保ったまま変わらず(図中実線矢印)，その結果，解析値の履歴曲線は最大ひずみ付近に限定され，図-4 のようにほぼ一定の値を示す結果となったと考えられる。

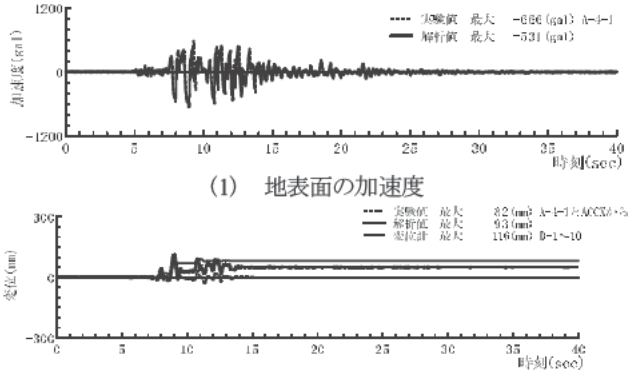
このように，地盤のモデル化に用いた双曲線モデルは，大ひずみ時の地盤の挙動を正確に表せていない面もあり，残留変位の推定に用いるのは難しいと考えられる。

5. 柱状体基礎の解析結果

図-6 に上部構造天端，地盤，基礎模型の変位の経時変化，また図-7 に地盤と基礎模型の水平変位の深度分布を示す。上部構造天端の変位，地表面位置における基礎及び地盤の変位等の解析値は，最大となる時刻とその値が実験値と近くなっている。また，地盤と基礎模型の水平変位の深度分布についても，解析値は概ね実験値を再現できている。ただし，4. で示したように，周辺地盤の解析の結果，周辺地盤では最大変位が生じた後の残留変位が再現できていないことから，図-6 の基礎模型の変位も同様に残留変位が実験値を再現できていない。

基礎模型の変位は，基礎ー地盤間ばねの変形と周辺地盤の変形を合わせたものであるが，実験の残留変位を再現するためには，基礎ー地盤間ばねの履歴モデルの除荷剛性を変えることが 1 つの方法として考えられる。そこで，基礎ー地盤間ばねの履歴モデルの除荷剛性を変えてその影響を確認した。

基礎ー地盤間ばねのうち，柱状体基礎前面の水平ばね



(1)　地表面の加速度

(2)　地表面の変位

図 4 地表面の加速度と変位の経時変化

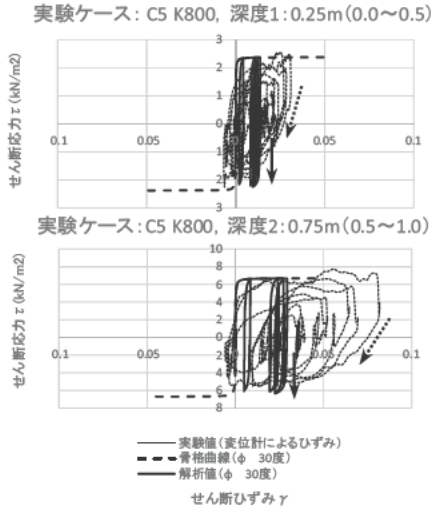


図 5 周辺地盤のせん断応力　せん断ひずみ関係

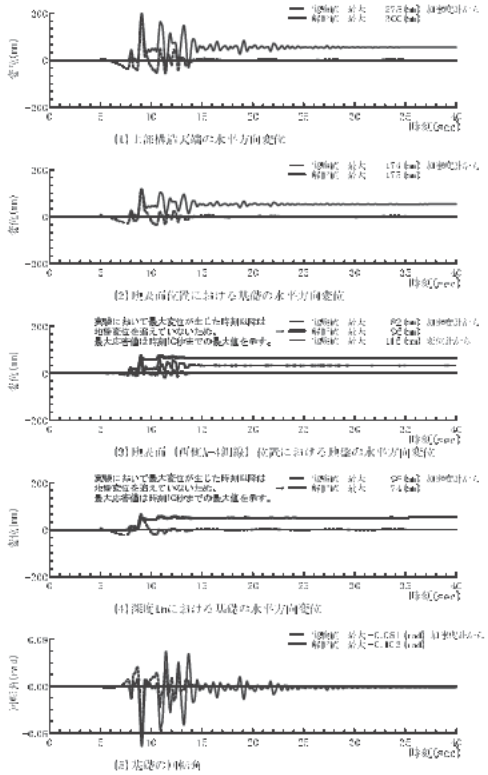


図 6 上部構造天端，地盤，基礎模型の変位の経時変化

は白戸らが提案した履歴モデルを用いている。基本としたモデルでは，文献 1 を参考に，除荷剛性を初期剛性の 10 倍（初期剛性＝除荷剛性×0.1）としていたが，ここでは，除荷剛性を初期剛性と同じと仮定してその影響を確認した。図-8 に基礎前面ばねの除荷剛性を変えた場合の上部構造天端，地盤，基礎模型の変位の経時変化を示す。図-8 より，上部構造や基礎の水平変位は，除荷剛性を変える前に比べ，最大応答値がやや大きくなっている。周辺地盤の残留変位が大きい傾向は同様のため，前述の基本のモデルと結果は大きく変わらず，除荷剛性を変えても影響は出にくいことを確認した。

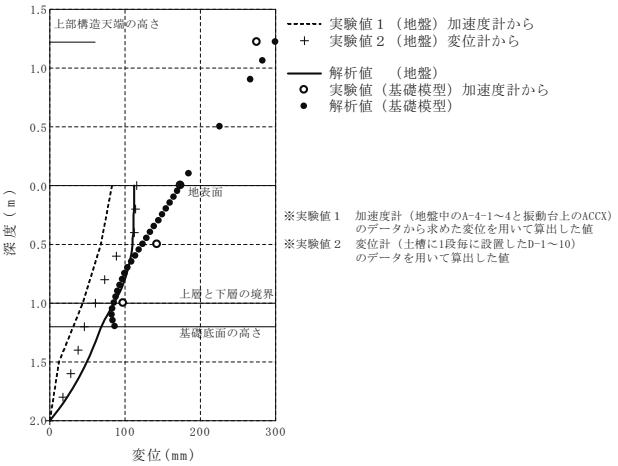


図 7　地盤と基礎模型の水平変位の深度分布

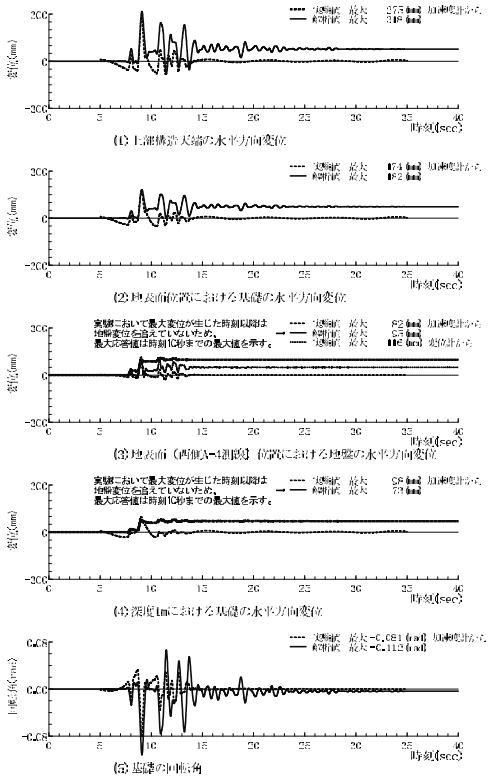


図 8　上部構造天端，地盤，基礎模型の変位の経時変化
（基礎前面ばねの除荷剛性を変えた場合）

6. まとめ

本研究では，柱状体基礎の振動台実験を対象とした再現解析を行った。その結果，地盤及び基礎模型の水平変位の最大応答値は，その深度分布も含めて実験値を概ね再現できたが，残留変位は実験値と差が見られた。

地盤及び基礎を含めた橋全体系の地震時挙動を評価するためには，自由地盤の挙動を精度良く評価することが必要であり，今後は自由地盤の応答履歴について，地盤のせん断応力－せん断ひずみ関係における除荷剛性が評価できるモデルの検討等が必要である。

7. 謝辞

本研究を行うにあたり，ご指導頂きました大住上席研究員，岡田主任研究員，並びに構造物メンテナンス研究センターの皆様に深く感謝いたします。

所属：日本工営株式会社

〈参考文献〉

1) 河野哲也，谷本俊輔，安藤滋芳，堺淳一，星隈順一，「地盤物性値のばらつきが杭基礎に対する動的応答評価に与える影響」，地盤工学ジャーナル，Vol.9，No.2，pp.119 139，2014.3.
2) 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，2007.3.
3) 中谷昌一，白戸真大，井落久貴，野村朋之，「杭基礎に関する動的照査法の適用について」，土木研究所資料，第 4083 号，2007.12.
4) 秋田直樹，白戸真大，福井次郎，「地盤の動的挙動に関する振動台実験と動的解析の比較」，第 5 回地震時保有耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集，2002.1.

道路橋基礎等の部分係数設計法に関する研究

チーム名等　　橋梁構造研究グループ
氏　　名　　大城　一徳

1. まえがき

平成 29 年に改定された道路橋示方書[1)]（以降，道示と呼ぶ）では，平成 24 年改定の道示[2)]と比べて新たに信頼性に基づく部分係数設計法が導入され，杭の軸方向の支持力推定式及びばね定数 K_v の推定式が見直されている。

従来の平成 24 年の道示に示されている推定式（以降，従来式と呼ぶ）は，比較的簡易に K_v の評価が可能であり汎用性もあるが，杭先端地盤の影響を直接見込む変数が用いられていないため杭長が短い場合や軸剛性が高い場合などで推定精度が低くなる傾向がある。そこで，土木研究所資料第 4139 号[3)]では，このような杭先端地盤の影響が相対的に大きい場合にも一定の推定精度を確保することを目的として，杭体部分だけでなく杭先端の寄与分に関する影響を考慮することができる K_v の推定式が提案され，その後，土木研究所資料第 4297 号[4)]では，K_v に関する補正係数が見直されている。

2. 研究目的

本研究は平成 29 年の道示で見直された杭の軸方向ばね定数 K_v の推定式の根拠となるものである。既往の研究[5)]に基づいて平成 29 年の道示で見直された杭の支持力推定式を踏まえ，土木研究所で収集した多数の杭の鉛直載荷試験データを用い，K_v に関する補正係数を土木研究所資料第 4297 号から再度見直し，従来式と比べてより精度のよいものへの見直しを検討し，提案式の推定精度を評価することを目的としている。

3. 研究方法

土木研究所資料第 4139 号を踏まえ土木研究所資料第 4297 号では，杭体変形量 ΔL_y における深度方向の周面抵抗変化率の考慮や，杭先端変位 S_{py} における補正係数を見直し，杭頭降伏時の杭体変形量 ΔL_y，杭先端変位 S_{py} のそれぞれに対する補正係数 ζ_e，ζ_d を定め，式 (1) に示す推定式を提案している。本研究では，既往の研究[5)]に示された支持力推定式の見直し結果を用いて，式 (1) に示す杭頭降伏時の先端伝達率の推定値 $\gamma_y = P_{py} / P_{oy}$（$P_{py}$ は杭先端荷重）を極限支持力時の先端伝達率 γ_u から算出するための補正係数 λ_{yu} 及び補正係数 ζ_e，ζ_d の見直しを行う。

$$K_v = \frac{P_{oy}}{S_{oy}} = \frac{P_{oy}}{\Delta L_y + S_{py}} = \frac{1}{\dfrac{L}{2EA}\left(1+\gamma_y-\zeta_e\right)+\zeta_d\dfrac{4\gamma_y}{\pi D_p{}^2 k_v}} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots \quad (1)$$

ここに，P_{oy}　：杭頭降伏荷重 (kN)　　S_{oy}　：杭頭降伏変位 (m)

L　：杭長 (m)　　E　：杭体の弾性係数 (kN/m^2)

A　：杭体の断面積 (m^2)　　γ_y　：杭頭降伏時の先端伝達率 $\gamma_y = P_{py} / P_{oy} = \lambda_{yu}\,\gamma_u$

λ_{yu}　：γ_u から γ_y を算出するための補正係数　　γ_u　：極限支持力時の先端伝達率

ζ_e　：ΔL_y に対する補正係数　　ζ_d　：S_{py} に対する補正係数

D_p　：杭先端面積 (m^2)　　k_v　：杭先端の地盤反力係数 (kN/m^3)

4. 研究結果

式 (1) に示した杭頭降伏時の先端伝達率γ_y，杭体変形量ΔL_yに対する補正係数ζ_e，杭先端変位 S_{py} に対する補正係数ζ_dそれぞれ値を算出することにより，杭の軸方向ばね定数 K_v の推定式を求める。

4.1 先端伝達率γ_yの推定式

図.1 に実測γ_y と推定γ_uの関係を示す。図内に示した関係式の係数がγ_y算出のための補正係数λ_{yu}となる。

4.2 杭体変形量ΔL_yの推定式

図.2 に$\Delta L_y / D$ の実測値と補正前の推定値の関係を示す。図に示す推定比 (=実測値 / 推定値) の幾何平均 GM=1.0 となるように式 (1) における杭体変形量ΔL_y に対する補正係数ζ_eを定めている。なお，推定値の算出に用いる弾性係数 E の値は，平成 24 年の道示に示されている値を用いた。

4.3 杭先端変位 S_{py}の推定式

図.3 に S_{py} / D の実測値と補正前の推定値の関係を示す。図に示す推定比 (=実測値 / 推定値) の幾何平均 GM=1.0 となるように式 (1) における杭先端変位 S_{py} に対する補正係数ζ_dを定めている。なお, 杭先端の地盤反力係数 k_v の算定に用いる換算係数αは常時の値（=1.0）とし，変形係数は $E_0 = 2{,}800N$ から求めた。

4.4 杭の軸方向ばね定数 K_vの推定式

表.1 に図.1, 図.2, 図.3 より求めた補正係数を示す。軸方向ばね定数 K_vの推定式は式 (1)と表.1 にまとめられる。

4.5 杭の軸方向ばね定数 K_vの推定精度

図.4 に，式 (1)と表.1 に示した K_vの提案式の推定精度を示す。各杭工法において，提案式の推定精度の向上が確認できる。

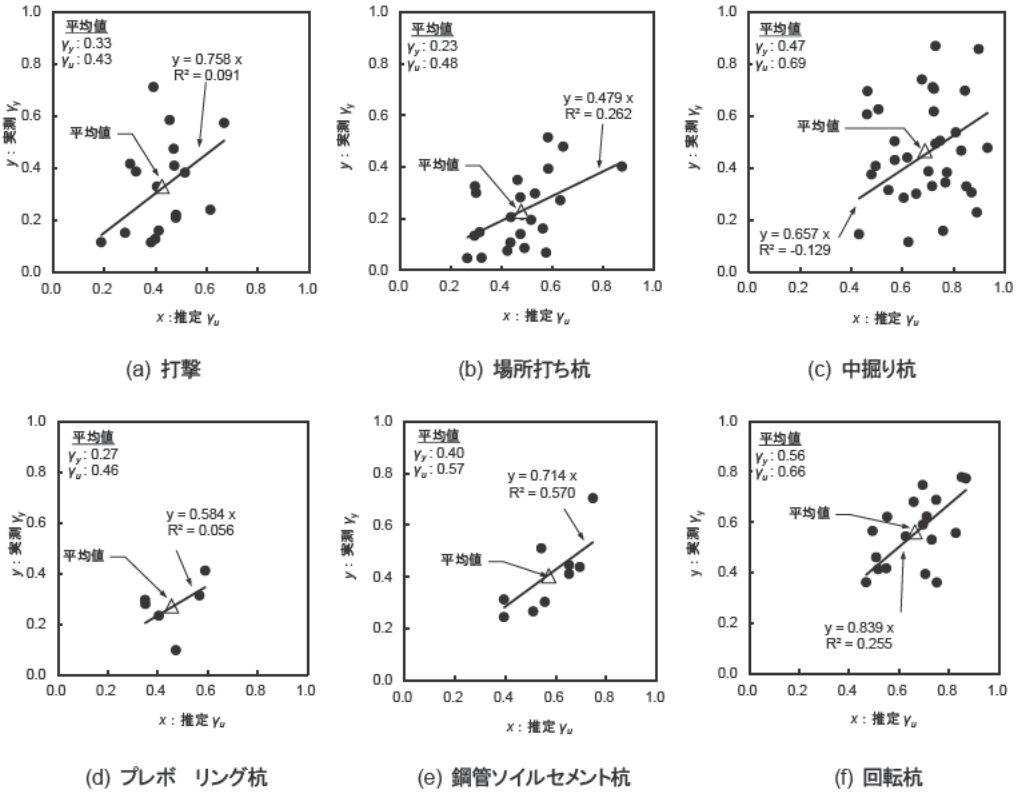
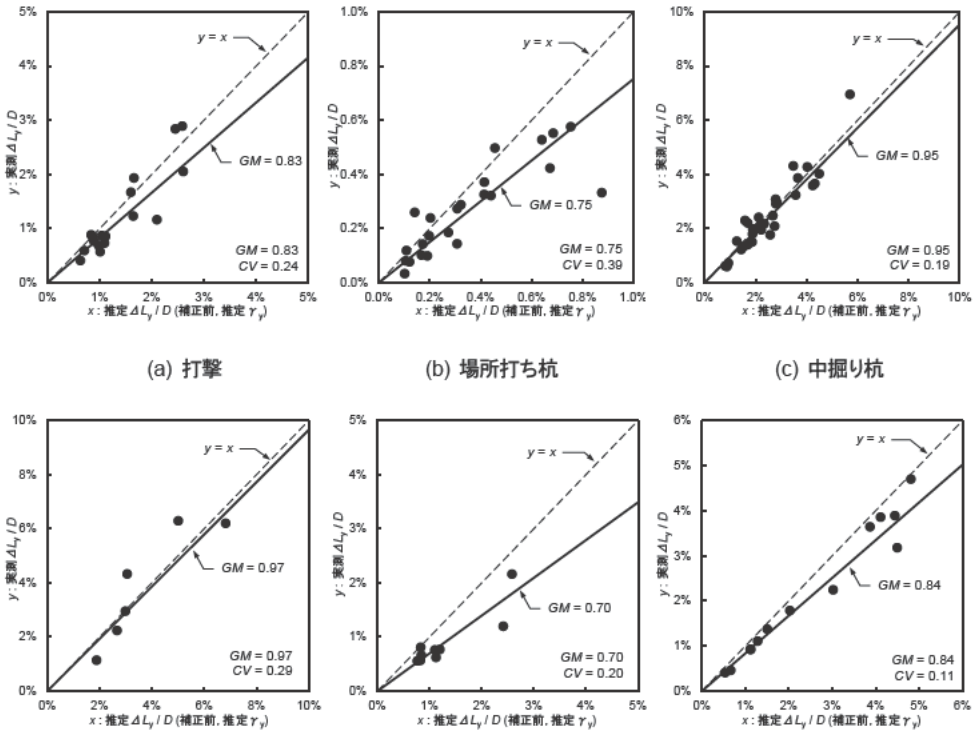


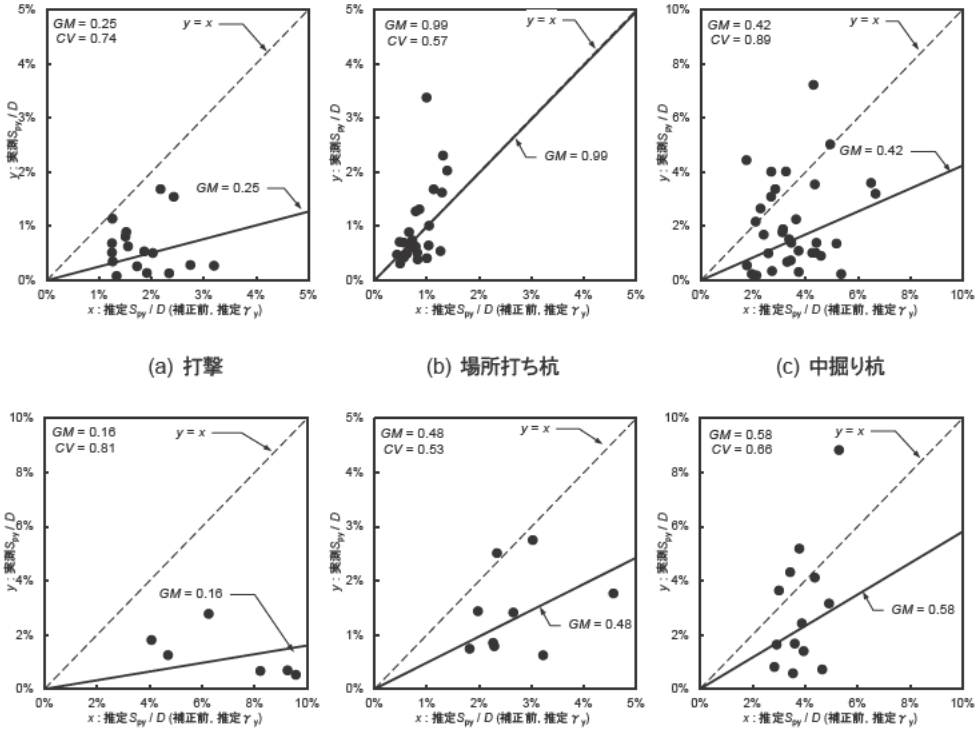
図.1 実測γ_y–推定γ_u 関係



(a) 打撃　(b) 場所打ち杭　(c) 中掘り杭

(d) プレボ　リング杭　(e) 鋼管ソイルセメント杭　(f) 回転杭

図.2 $\Delta L_y / D$ の実測値–推定値関係（補正前，推定γ_y）



(a) 打撃　(b) 場所打ち杭　(c) 中掘り杭

(d) プレボ　リング杭　(e) 鋼管ソイルセメント杭　(f) 回転杭

図.3 S_{py} / D の実測値–推定値関係（補正前，推定γ_y）

表.1 K_vの補正係数λ_{yu}, ζ_e, ζ_d

杭工法	補正係数λ_{yu}	補正係数ζ_e	補正係数ζ_d
打撃	0.76	0.22	0.25
場所打ち杭	0.48	0.30	0.99
中掘り杭	0.66	0.07	0.42
プレボーリング杭	0.58	0.04	0.16
鋼管ソイルセメント杭	0.71	0.42	0.48
回転杭	0.84	0.25	0.58

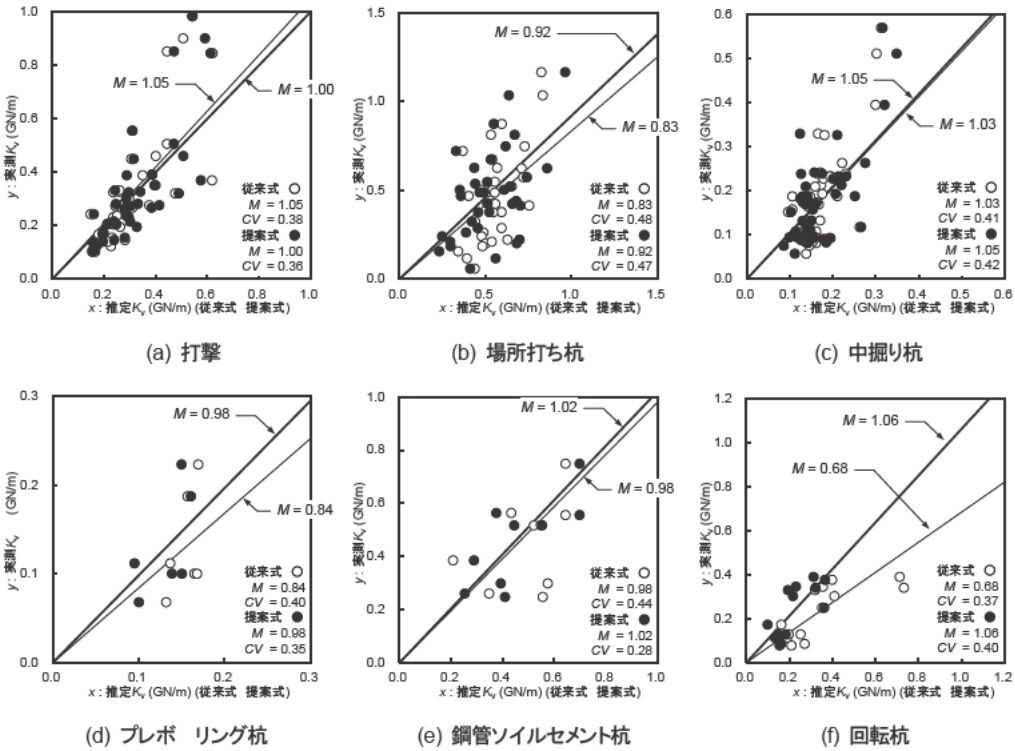


図.4 K_vの実測値−推定値関係（従来式・提案式，推定γ_y）

5. まとめ

(1) 平成 29 年の道示の支持力推定式を基本的に用いて，各杭工法における軸方向ばね定数の推定式を見直した。

(2) 見直した K_v の推定式は，従来式に比べて推定精度が向上することが分かった。

(3) 試験数が相対的に少なかったプレボーリング工法など，さらなる載荷試験データの蓄積が今後の課題である。

6. 謝辞

本研究を行うにあたり，ご指導頂きました七澤上席研究員及び河野主任研究員並びに構造物メンテナンス研究センターの皆様に深く感謝いたします。

所属：株式会社 大林組

〈参考文献〉

1) (社) 日本道路協会： 道路橋示方書・同解説 Ⅳ下部構造編，2017.11.
2) (社) 日本道路協会： 道路橋示方書・同解説 Ⅳ下部構造編，2012. 3.
3) 中谷昌一, 白戸真大, 横幕清： 杭の軸方向の変形特性に関する研究，土木研究所資料第 4139 号， 2009.3.
4) 七澤利明, 西田秀明, 河野哲也, 北浦光章, 鈴木慶吾： 杭基礎の鉛直支持力及び地盤ばね定数推定式の見直しと信頼性の評価に関する研究，土木研究所資料第 4297 号， 2015.3.
5) 大城一徳, 七澤利明, 河野哲也, 宮原清： 杭の軸方向押込み支持力の推定式作成方法標準化と推定式見直しに関する検討，第 72 回土木学会年次学術講演会，Ⅲ-531, 2017. 9.

橋梁のリスク評価手法に関する研究

構造物メンテナンス研究センター　橋梁構造研究グループ
今野　貴元

１．はじめに

近年、道路橋の高齢化が進んでいる。高度経済成長期に建設された膨大な数の道路橋が架設後 50 年を経過して老朽化が急速に進むと予測されるため、落橋等の重大な事故を未然に防ぐ予防保全対策が重要となっている。また、我が国の道路橋は世界的に見て非常に厳しいレベルの自動車交通や自然環境に曝されてきており、今後急速に劣化損傷が増大する可能性がある。既に、床版の疲労、鋼部材の疲労、コンクリート部材の塩害・アルカリ骨材反応による損傷といった橋の耐荷性能に重大な影響を与える事例も多数報告されている。

我が国の道路橋点検では、各部材の損傷程度の評価により対策区分を判定しているが、損傷が橋へ与える影響や結果の重大性は明確には規定されていない。

橋梁は架設から 50 年を超えると劣化が急速に進行すると言われており、橋梁の損傷による社会的リスクが高まり、かつ財政的な制約の厳しい現状において、その健全性を適切に評価し、予防保全の考え方を取り入れながら戦略的に維持管理するためのリスク評価手法の確立を急ぐ必要がある。

２．研究内容

前章の状況を踏まえ、構造物メンテナンス研究センターでは、道路橋を構成する部材の損傷リスクを評価する手法、リスク発生による人命や社会への影響を定量的に評価する手法について検討し、これらをあわせて橋梁管理体系に組み入れるリスク評価手法の研究を進めているところである。

本稿では、「橋梁のリスク評価手法に関する研究」を構成する「社会的影響の評価手法の検討」の一環として、社会的影響を及ぼした事例、すなわち通行止め等の通行規制に至った橋梁の損傷事例を対象とし、架設年や準拠した基準及び通行規制内容等との関係について傾向分析を行った結果を報告する。

３．分析対象

既設橋の重大損傷事例から通行規制が確認された橋梁を抽出し、傾向分析を行う対象とした。ここに重大損傷とは、速やかに補修をする必要のある損傷や、地域の交通に影響を及ぼす損傷を指している。重大損傷事例の抽出にあたり使用したデータは次のとおりである。

①橋梁定期点検要領 [1]（以下「点検要領」）に基づいて実施された点検データ、及び橋梁管理カルテデータのうち、点検結果が対策区分Ｅ「緊急対応の必要がある」と判定された橋梁

②土木研究所で実施された過去の技術相談のうち、重大損傷と判断される橋梁

③国土交通省ホームページ [2]に公開されている損傷事例の橋梁

上記のような重大損傷事例を幅広く収集し、次に「通行規制が実施された」という条件を与えて絞りこみ、さらに橋梁の代表的な損傷形態を示す事例を中心に抽出した 15 橋梁を表-1 に示す。なお、「通行規制」とは橋梁に生じた損傷により管理者が応急的・緊急的に規制を実施したものを指し、定期復旧工事等による規制は含んでいない。

表-1　分析対象橋梁一覧

橋梁	橋種	架設年	損傷形態
A橋	鋼鈑桁	1972	床版ひびわれ
B橋	鋼鈑桁	1965	洗掘
C橋	鋼鈑桁	1932	洗掘
D橋	鋼トラス	1969	鋼材腐食
E橋	鋼トラス	1966	鋼材破断
F橋	鋼鈑桁	1971	亀裂
G橋	鋼トラス	1991	亀裂
H橋	鋼鈑桁	1981	鋼材腐食
I橋	鋼鈑桁	1933	鋼材腐食
J橋	RCT桁	1935	床版抜け落ち
K橋	RCT桁	1953	洗掘
L橋	RCT桁	1955	主桁ひびわれ
M橋	RCT桁	1932	剥離･鉄筋露出
N橋	PC箱桁	1975	剥離･鉄筋露出
O橋	RCT桁	1927	剥離･鉄筋露出

４．準拠基準との関係性の分析

前章に示した 15 橋梁に見られる傾向の分析を試みた。対象橋梁の大型車交通量(12h)と架設年の関係を橋種別（鋼橋・コンクリート橋）にプロットしたものを図-1 に示す。なお、大型車交通量が不明の橋梁は除外している。

交通量と通行規制との関係性については、今回の分析では明確な相関は認められなかった。

橋種に着目すると、コンクリート橋は架設年の古い橋梁に損傷が多くなっているのがわかる。これは、コンクリート橋の損傷は、劣化因子の浸透による鉄筋の腐食など時間に依存する傾向があることが一因として考えられる。

一方、鋼橋は比較的新しい橋梁で通行規制が実施されている傾向が見て取れ、架設年が 1960 年代後半から 70 年代前半の間に集中している。これは、S39 鋼道路橋設計示方書(1964)において技術基準が一部緩和され（桁のたわみの許容値）、S48 道路橋示方書(1973)で改定されるまでの期間とほぼ一致しており、こうした準拠基準の違いが損傷発生率に影響した可能性がある。過年度に行った直轄管理橋梁の定期点検結果のマクロ分析からも準拠した技術基準と亀裂の損傷発生率には相関があることが分かっており [3)]、本検討においても同様の傾向が確認された。

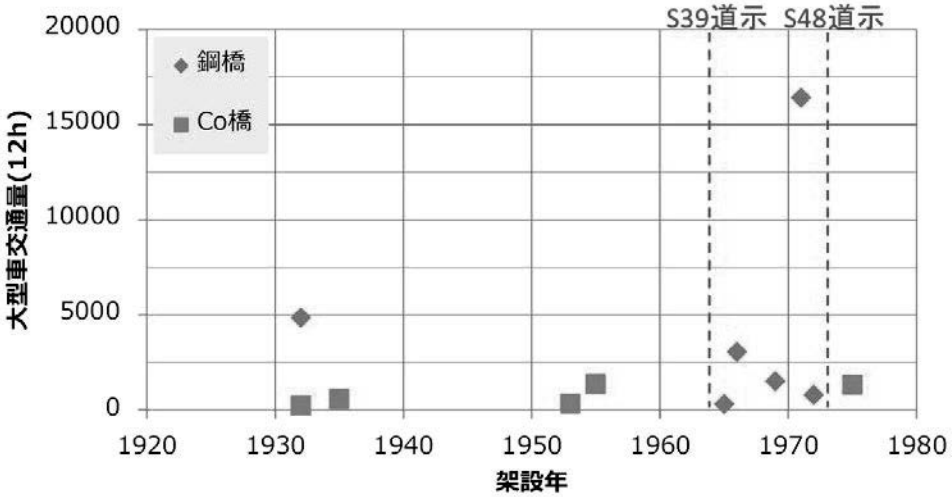


図-1　大型車交通量(12h)と架設年

５．社会的影響との関係性の分析

通行規制を実施することによる地域への影響については様々な評価手法が提案されているが、その社会的影響の大きさは橋梁の置かれた条件によって異なるものと考え、規制内容と橋梁の置かれた条件との関係を分析した。

５．１．規制日数と迂回路距離

規制日数と迂回路までの距離（同一河川上の次の橋梁までの直線距離）の関係を図-2 に示す。迂回路までの距離が長くなると、規制期間は反比例的に短くなる傾向が確認できた。これは、迂回路が長ければ、走行時間増加、走行経費増加、交通事故増加による損失が大きくなるため、管理者がより早急な対応を実施し、規制時間の短縮を図っていることによると考えられる。

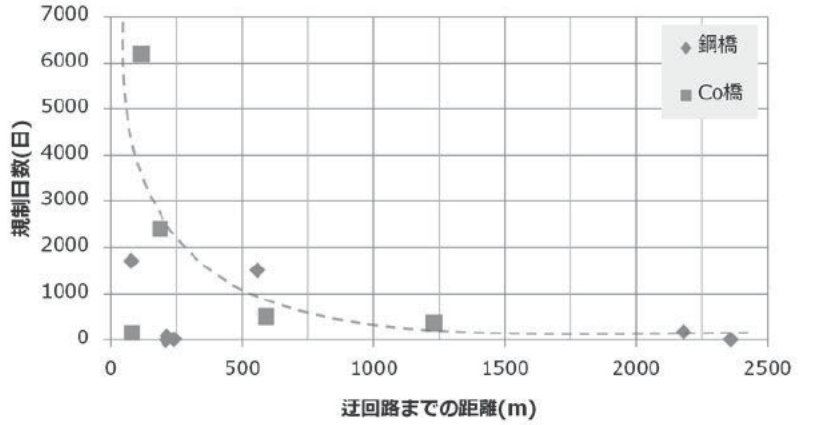


図-2　規制日数と迂回路までの距離

５．２．損傷部材と規制内容

損傷部材と規制内容（重量規制、片側通行規制、通行止め）との関係を図-3 に示す。床版損傷事例では片側通行規制のみであったが、主桁や基礎の損傷事例では通行止めの措置がなされている。これは、損傷部材によって管理者が判断するリスクの程度に差が有り、主要な部材の損傷であればリスクを重く見て通行止めにするような傾向が示されていると考えられる。

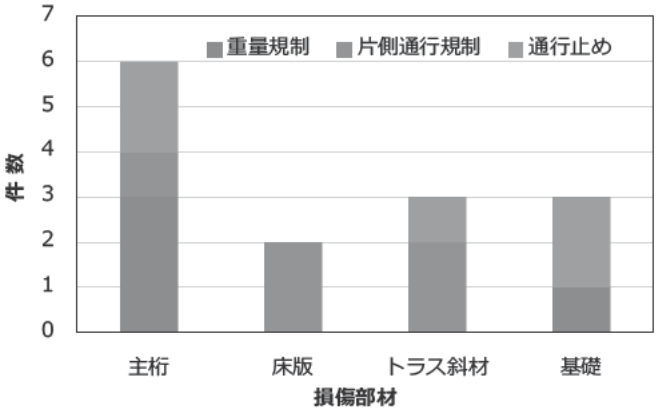


図-3　損傷部材と規制内容

５．３．規制内容と近隣重要施設

橋梁周辺に存在する重要施設（総合病院、消防署、学校）の配置が、規制の内容に影響を与えているのではないかと考え、地図上で橋梁から半径 2km 以内にある重要施設を確認した結果を表-2 に示す。全面通行止めを実施した 5 事例について見ると、周辺重要施設無しが 3 事例、重要施設有りが 2 事例となっている。重量規制や片側通行規制のように供用を確保しながらの規制の場合、10 事例中 8 事例が重要施設有りであった。また、損傷橋梁と同等規模の迂回路が有るにも関わらず通行止めを行わずに供用している事例も 8 事例有った。これらのことから、重要施設が周辺に有る場合には通行規制をできるだ

け行わないようにする傾向が読み取れる。重要施設へのアクセスを確保することで、社会的影響を最小限に抑える対応が取られているものと考えられる。

表-2　規制内容と近隣重要施設

橋梁	規制状態（緊急、応急時）	重要施設(半径2km以内)	迂回路
A橋	片側通行規制	なし	有
B橋	全面通行止め	なし	無
C橋	全面通行止め	なし	無
D橋	片側通行規制	小学校	有
E橋	全面通行止め	病院3件、小学校、中学校	有
F橋	全面通行止め	なし	無
G橋	片側通行規制	小学校	無
H橋	全面通行止め	小学校	有
I橋	重量規制	病院、小学校、中学校	有
J橋	片側通行規制	病院2件、大学	有
K橋	重量規制	消防署、高校	有
L橋	重量規制	病院、小学校3件	有
M橋	重量規制	小学校	有
N橋	片側通行規制	なし	無
O橋	通行規制（詳細不明）	小学校、中学校、高校	有

６．結論

通行規制を実施した橋梁の損傷事例を分析し、損傷の発生と準拠する基準との間に関係性が見られることを確認した。また、損傷部材や迂回路の距離、重要施設の有無といった社会的影響の大きさが規制日数や規制内容に影響を及ぼしている可能性を確認した。今後は分析対象数を増やして引き続き分析を進め、これらの結果を基に橋梁のリスク評価手法について検討していく予定である。

７．謝辞

本研究を行うにあたり、土木研究所構造物メンテナンス研究センター橋梁構造研究グループのみなさまにはお忙しい中、研究方針や資料提供等など研究全般にわたり丁寧なご指導を賜りました。この場を借りて御礼申し上げます。

８．所属

茨城県（土木部道路維持課）

＜参考文献＞

1) 国土交通省道路局：橋梁定期点検要領，2014.6

2) 国土交通省ホームページ：道路の老朽化対策，http://www mlit.go.jp/road/sisaku/yobohozen/yobohozen html

3) 加藤隆雄，関慎一郎，石田雅博，塚田祥久：「道路橋の点検データに基づく部材の損傷発生頻度のマクロ事例分析」，土木学会第 68 回年次学術講演会概要集，Ⅰ-365，2013

Ｅ－ディフェンスを用いた液状化地盤における橋台の大規模震動台実験

チーム名等　　橋梁構造研究グループ
氏　　名　　中田　光彦

1. まえがき

これまで、道路橋の液状化被害事例の中でも、通行機能に支障を生じるような被災事例が比較的多く、かつ、既往の研究事例が少ない液状化地盤上の橋台を対象として、縮尺率 1/10 の模型を用いた大型振動台実験 [1)2)]を実施し、液状化の影響を考慮した設計がされていなかった時代の基準 [3)]に基づいて設計された既設橋台基礎の地震時挙動の検討、補強工法の効果検証を行ってきた。

表-1 既設橋台の対策工に対する実験ケース

Case	橋台の諸元	基礎の諸元	補強工法	備考
無補強	逆T式橋台 h=8m	既製RC杭 φ450mm 8×3列	補強無し	桁とﾊﾞﾗﾍﾟｯﾄの遊間 50mm
補強			鋼管矢板壁（側面一体型）φ600×8本（片側4本）	

2. 研究目的

本研究では、防災科学技術研究所所有の実大三次元震動破壊実験施設（Ｅ－ディフェンス）を用いて、縮尺率 1/4.5 の模型に対する振動台実験を実施した。既往の縮尺率 1/10 の模型に対する実験では、模型縮尺の制約から既製 RC 杭を鋼材により模していたが、本実験は、杭模型を実物と同じ RC 模型により作製することにより、部材の塑性化後の挙動も含めた橋台基礎の地震時挙動の解明を目的としている。

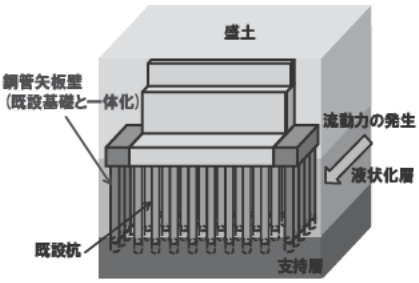


図-1 補強概要図

3. 実験方法

3.1 実験対象とした橋台および補強工法

実験対象とした橋台は、既製 RC 杭に支持される可動支承側の橋台である。対象橋台の諸元を表-1 に示す。

本実験で採用した補強工法は、図-1 に示す既設フーチング側面に新たにフーチングと鋼管矢板壁を増設し、地震時に液状化地盤から受ける流動力に対し、既設杭と鋼管矢板壁全体で抵抗するものである。この工法は、仮に既設杭が損傷した場合でも、鋼管矢板壁により地震後の橋台の鉛直支持力が確保でき、補強工事は通行機能を確保しつつ側面から施工できる利点もある。

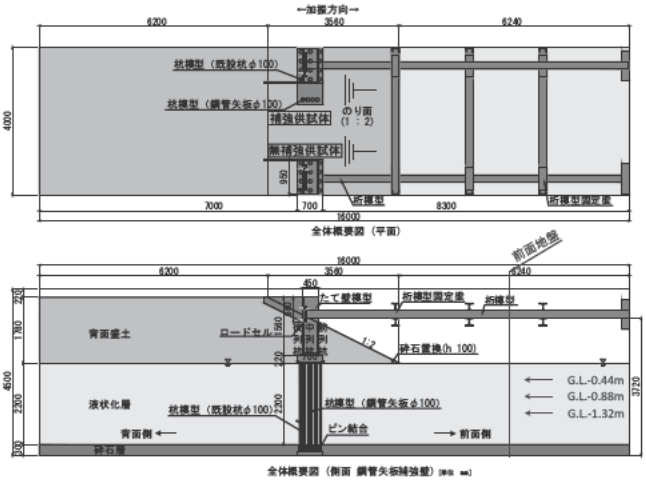


図-2 模型概要図

3.2 実験模型および実験条件

模型概要を図-2 に、実験状況を写真-1 に示す。幅 16m×奥行き 4m×高さ 4.5m の直方体剛体土槽の両側に、半断面モデルの補強供試体、無補強供試体を設置し、同時加振を行った。たて壁は鋼材により作製し、前面に 10mm の遊間を設けて桁模型を設置した。

既設杭模型は、図-3 に示す外径 101.6mm、軸方向鉄筋 φ3mm ×6 本 (降伏ひずみ 2500με)の RC 杭により作製し、前面側、背面側 2 本の軸方向鉄筋にひずみゲージを設置した。鋼管矢板壁模型は外径 100mm、板厚 3mm のアルミニウム管 (材質 A6063-t5、降伏ひずみ 2554με) で構成され、アルミニウム管の間に継手は設けず、15mm の離隔を設けて設置した。補強鋼管には管内部の前面側、背面側の 2 箇所にひずみゲージを設置した。フーチング模型は杭径より大きな内径を有する鋼管を組み合わせた構造とした。既設杭模型、鋼管矢板壁模型ともに、杭頭の結合条件は剛結を想定しており、杭とフーチング模型の鋼管の隙間に無収縮モルタルを注入することにより杭頭を結合した。杭の先端は土槽底面にピン結合した。

写真-1 実験状況

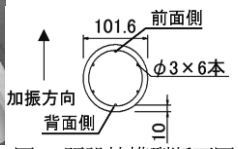


図-3 既設杭模型断面図

模型地盤は背面盛土、液状化層ともに Dr = 50%の宇部珪砂 6 号とし、地下水位を橋台前面側の地表面とした。

本加振は計 2 回実施し、いずれの加振においても、道路橋示方書[4]におけるレベル 2 地震動のうち 2-I-I-3 を基に、時間に関する実物との相似性を考慮して時間スケールを$(1/4.5)^{0.5}$ 倍に縮尺したものを入力した。入力地震動の加速度振幅の指令値は、加振 1 回目で原波形と同一 (100%)、2 回目で原波形の 150%とした。土槽底面で計測された時刻歴を図-4 に示す。

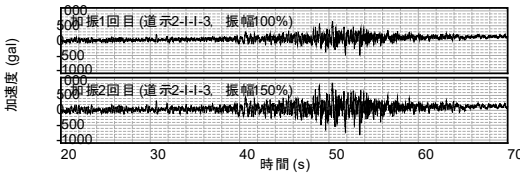


図-4 入力地震動

4. 振動台実験により得られた地震時挙動

4.1 地盤の応答

補強供試体位置の前面地盤における過剰間隙水圧、応答加速度の経時変化をそれぞれ図-5、図-6 に示す。100%加振では、G.L.-0.44m、G.L.-0.88m における過剰間隙水圧は初期有効上載圧の 0.7～0.8 倍程度に達し、加速度にサイクリックモビリティーの影響を示唆するスパイク状のピークが見られることから、液状化が生じたと判断される。一方、G.L.-1.32m では過剰間隙水圧が最大でも初期有効上載圧の 0.5 倍程度であり、液状化は生じていない。

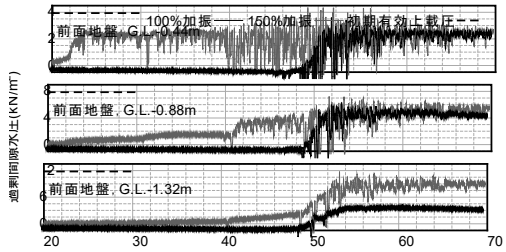
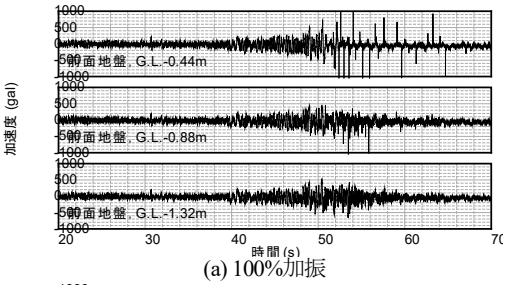
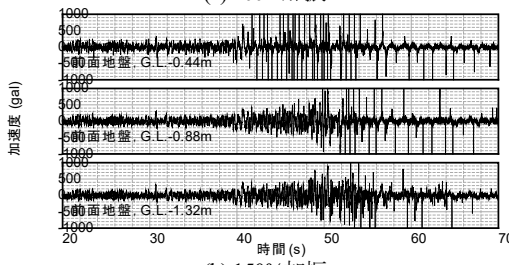


図-5 過剰間隙水圧の経時変化

150%加振では、G.L.-0.44m～1.32m において、水圧は初期有効上載圧の 0.7～0.8 倍程度に達し、加速度にスパイク状のピークが見られることから、液状化発生深さが地震動強さに応じて拡大したことが分かる。



(a) 100%加振



(b) 150%加振

図-6 地盤応答加速度の経時変化

4.2 橋台たて壁の応答

桁反力、フーチング下面の水平変位、たて壁の橋軸直角軸まわりの回転角の経時変化を図-7 に示す。100%加振では、いずれの応答値も桁反力が最大となった 53.50s に最大値を示した。

150%加振では、いずれの応答値も 100%加振時の残留値からさらに増加し、フーチング下面の水平変位、たて壁の回転角は 100%加振と同じく 53.50s に最大値を示した。桁反力については、計測に

用いたロードセルの最大容量 100kN を超過し、それ以上は計測できていないが、53.50s に衝突したことを示すピークが見られる。

4.3 杭の応答

4.3.1 100%加振による杭の応答

100%加振における既設杭の軸方向鉄筋および補強鋼管の最大引張ひずみ分布を図-8 に示す。100%加振では、無補強供試体既設杭の一部で軸方向鉄筋が降伏ひずみを超過したものの、それ以外は既設杭、補強鋼管ともに弾性範囲内にとどまった。

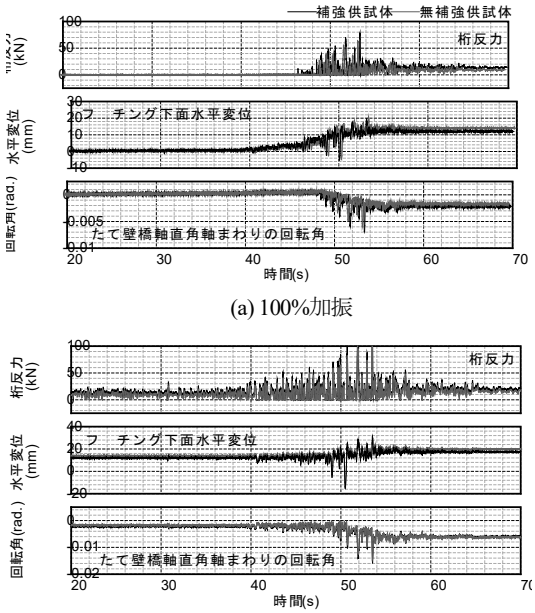
4.3.2 150%加振による杭の応答

150%加振における既設杭の軸方向鉄筋および補強鋼管の最大引張ひずみ分布を図-9 に示す。150%加振では既設杭軸方向鉄筋のうち、後列杭背面側鉄筋の杭頭および前列杭前面側鉄筋の広い範囲で降伏ひずみを超過した。両供試体で降伏ひずみを超過する範囲に差は見られなかったが、無補強供試体の方が一部で大きなひずみが生じた。一方、補強鋼管のひずみは弾性範囲内にとどまり、補強供試体は、既設杭に損傷はあったものの、基礎全体としては耐震性が確保される結果であったと評価できる。

4.3.3 杭模型の損傷状況

150%加振後に地盤を掘り起こし、既設杭の損傷状況を記録した。既設杭の後列杭、前列杭の損傷状況展開図を図-10 に示す。なお、既設杭のコンクリートの剥落、補強鋼管の損傷は見られなかった。

無補強供試体、補強供試体ともに、前列杭の前面側で水平方向のひび割れが発生した。ひび割れ範囲は杭の深部にまで及び、150%加振の最大引張ひずみ分布と整合している。後列杭は、前列杭と比較してひび割れの発生は軽微であった。



(a) 100%加振

(b) 150%加振

図-7 桁反力、フーチング下面水平変位、たて壁回転角の経時変化

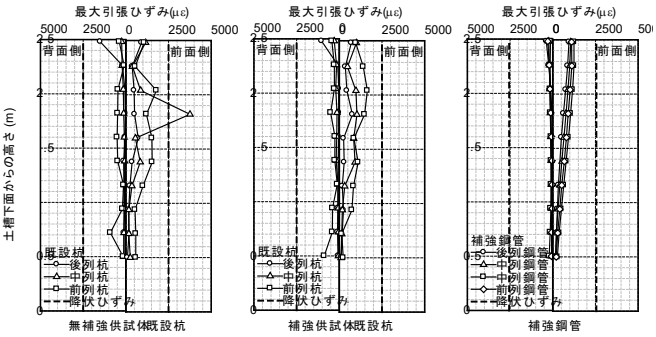


図-8 100%加振の既設杭軸方向鉄筋・補強鋼管の最大引張ひずみ分布

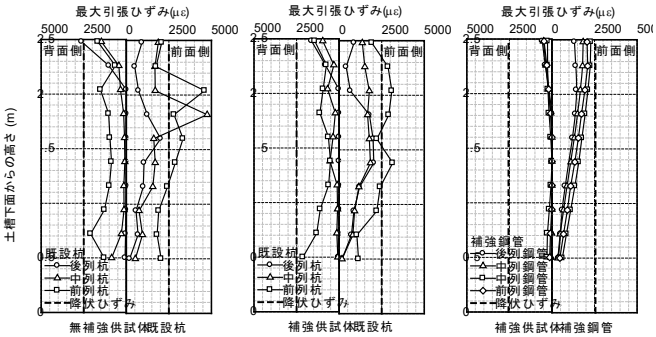


図-9 150%加振の既設杭軸方向鉄筋・補強鋼管の最大引張ひずみ分布

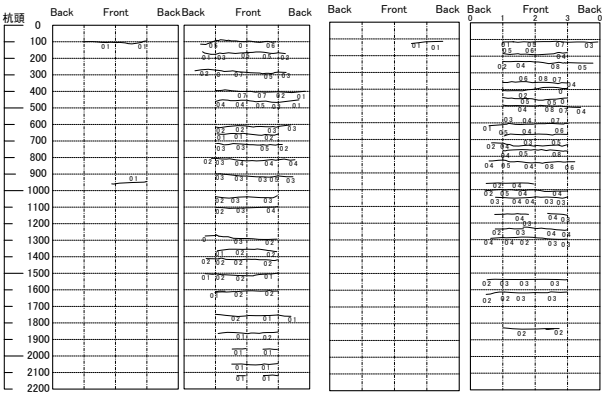
4.3.4 既設杭の損傷メカニズム

150%加振の桁反力がピークを示した時刻のうち、液状化発生前の 39.93s および最大応答時（53.50s）における既設杭の曲げひずみ分布をそれぞれ図-11、図-12 に示す。液状化発生前における曲げひずみの値は全深度で小さく、前列杭では杭頭付近で最大となる分布形状となった。一方、液状化発生後の最大応答時では、液状化発生前と比較して、杭中間部の曲げひずみが著しく増加しており、背面地盤より土圧を受けていたことがわかる。

最大応答時における既設杭の軸ひずみ分布を図-13 に示す。既設杭のうち前列杭は、全深度で一様に引張（正）の軸ひずみが生じており、引抜き力を受けていたことが分かる。また、図-9、図-10 に示したとおり、既設杭前面

側の軸方向鉄筋のひずみは前列杭で最大となり、ひび割れは深部にまで及んでいた。

以上のことから、前列杭に引抜き力が作用したのは、たて壁が頭部を桁に拘束された状態で後転したためであると考えられ、前列杭は後転による引抜き力を受けた状態で背面地盤より土圧を受けたことで、他の杭と比較して曲げひずみが大きく、損傷が深部にまで及んだものと考えられる。



(a) 無補強供試体　(b) 補強供試体

図-10 既設杭の損傷状況展開図

5. 結論

Ｅ－ディフェンスによる大規模振動台実験の結果に基づき、液状化地盤における既設橋台基礎の損傷メカニズムの検討および鋼管矢板壁補強の効果検証を行った。本実験では、液状化発生後に既設杭の中間部で曲げひずみが著しく増加することが示された。また、既設杭の前列杭はたて壁の後転による引抜き力を受けた状態で背面地盤からの土圧が作用することにより、深部にわたって損傷が広がることが示された。今後は本検討結果をもとに、液状化地盤における既設橋台基礎およびその補強技術の評価手法について検討を進めていく予定である。

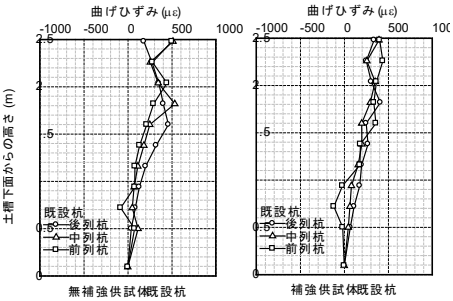


図-11 150%加振の39.93sにおける既設杭の曲げひずみ分布

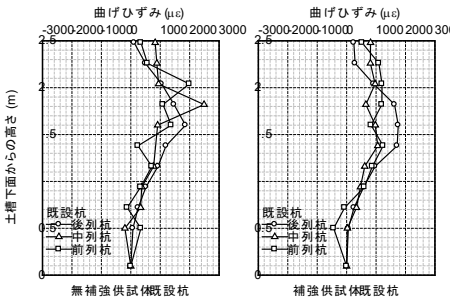


図-12 150%加振の最大応答時(53.50s)における曲げひずみ分布

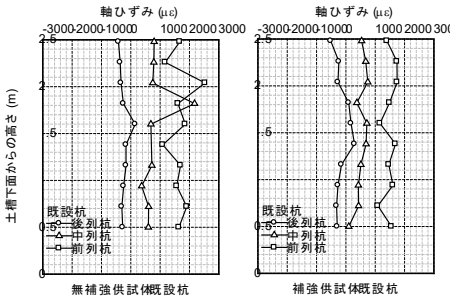


図-13 150%加振の最大応答時(53.50s)における既設杭の軸ひずみ分布

6. 謝辞

本研究を行うにあたり、ご指導頂いた大住上席研究員、七澤上席研究員、岡田主任研究員、谷本研究員並びに CAESAR の皆様に感謝の意を表します。また、本研究は、内閣府総合科学技術・イノベーション会議の戦略的イノベーション総合プログラム（SIP）「レジリエントな防災・減災機能の強化」（管理法人：JST）の一環として実施しました。また、東京工業大学大学院高橋章浩教授、ならびに、（一社）鋼管杭・鋼矢板技術協会との共同研究として実施しました。あわせて感謝の意を表します。

所属：パシフィックコンサルタンツ株式会社

〈参考文献〉

1) M.Nakata, S.Tanimoto, S.Ishida, M.Ohsumi, J.Hoshikuma “A study on seismic behavior of pile foundations of bridge abutment on liquefiable ground through shaking table tests”, AIP Conference Proceedings 1892, 120005 (2017)
2) 中田光彦、谷本俊輔、石田修一、大住道生「液状化地盤における既設橋台基礎の耐震対策工に関する実験的検討」、第 20 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、2017.7
3) (社) 日本道路協会「道路橋下部構造設計指針くい基礎の設計篇」、1964 年 3 月
4) (社) 日本道路協会「道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編」、2017 年 11 月

地震により残留変形が生じたゴム支承の残存性能に関する検討

チーム名等　　橋梁構造研究グループ
氏　　名　　髙野　真

1. まえがき

平成7年兵庫県南部地震以降、支承構造としてゴム支承が広く普及しており、ゴム支承のストックが増加している。そのため、ゴム支承の維持管理を適切に実施していく観点から、近年、長期間供用下にあったゴム支承の経年劣化に関する研究[1 3)]や、地震により損傷したゴム支承の研究がなされている[4 5)]。一方でゴム支承を有する橋梁が大規模地震により被災し、ゴム支承に残留変形が生じた際、この残留変形がゴム支承の力学特性に及ぼす影響を検証した事例は少ない[6)]。

2. 研究目的

地震によりゴム支承に残留変形が生じた際の継続使用の可否についての判断が難しくなっている。本研究では、熊本地震で被災し、撤去されたゴム支承を用いて、その残存性能を確認する。

3. 研究方法

熊本地震で被災し、ゴム支承に残留変形が生じた後、約11ヶ月間経過した後、撤去されたゴム支承を用いて、その残存性能を確認するため、力学特性試験(水平せん断試験・鉛直力載荷試験)を実施し、残留変形がゴム支承のせん断ばね定数及び圧縮ばね定数に与える影響について検討を行う。またゴム表面に生じた膨らみの原因を確認するために、ゴムを切断し、内部の状態を確認する。

3.1 撤去支承の状況

3.1.1 橋梁の概況

本研究で対象とする地震時水平力分散ゴム支承で支持された橋梁の諸元を表-1に示す。平成10年12月竣工の谷部を渡河する橋長128m、5主桁、3径間連続曲線鈑桁橋であり、支承は円形の地震時水平力分散ゴム支承が用いられている。竣工後17年経過後，熊本地震において被災した。

3.1.2 支承緒元

表-2に対象橋梁に使用されていた支承の諸元を示す。このうち本検討では、製品検査結果の残るA1橋台のG2主桁を支持する支承(以下、A1-G2支承)及びP2橋脚のG1主桁を支持する支承(以下、P2-G1支承)を対象とする。供試体の外形寸法を図-1に、現地状況を写真-1に示す。

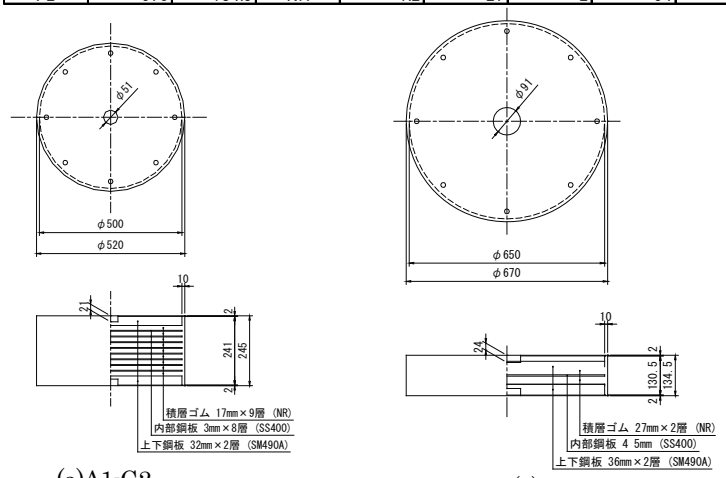
二次形状係数はA1-G2が3.27、P2-G1が12.04である。二次形状係数は地震時の鉛直支持機能に対する安定性を示す指標であり、P2-G1支承はA1-G2支承に比べ、幅広で安定した鉛

表-1　橋梁諸元

道路規格	第3種第2級
橋長	128.0m
支間長	L=38.900m+48.800m+38.900m
有効幅員	8.00m(車道)+3.50m(歩道)
平面線形	R=250m(A=100m)
上部構造形式	3径間連続曲線鈑桁橋
下部構造形式	橋台;逆T式橋台　橋脚;張出式橋脚
基礎構造形式	A1;直接基礎　P1, P2, A2深礎杭基礎
適用基準	平成8年道路橋示方書　平成3年道路橋支承便覧

表-2　支承諸元

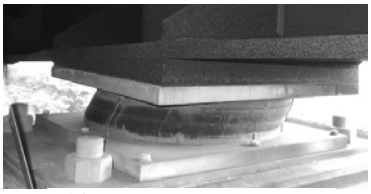
支承線	ゴム本体平面寸法 φ (mm)	ゴム本体全高 T	ゴム材質	せん断弾性係数 G (N/mm²)	ゴム1層厚 t (mm)	ゴム層数 n (層)	ゴム層総厚 Σt (mm)	次形状係数 S1	二次形状係数 S2	ゴム部有効面積 A0 (N/mm²)	せん断ばね定数 Ks (kN/mm)	圧縮ばね定数 Kv (KN/mm)
A1, A2	520	245	NR	0.8	17	9	153	7.35	3.27	196,350	1.027	277
P1	670	166	NR	1.2	27	3	81	6.02	8.02	331,831	4.916	894
P2	670	134.5	NR	1.2	27	2	54	6.02	12.04	331,831	7.374	1,340



(a)A1-G2　　(b)P2-G1

図-1　供試体寸法

(a)A1-G2 支承被害状況



(b)P2-G1 支承被害状況

写真-1 供試体支承の被害状況

直支持機能を有することがわかる。せん断ばね定数は A1-G2 支承が 1.027kN/mm、P2-G1 支承が 7.374kN/mm、圧縮ばね定数は A1-G2 支承が 277kN/mm、P2-G1 支承が 1,340kN/mm である。なお、上記の圧縮ばね定数は平成 3 年道路橋支承便覧[7] により算出し、二次形状係数は平成 14 年道路橋支承便覧[8]に基づき算出している。

3.1.3 支承部の残留変形

表-3 に対象橋梁全てのゴム支承の残留変形及びせん断ひずみを示す。変形量の計測は被災後約 3 ヶ月経過時点の現地計測結果である。

表-3 各支点の残留せん断ひずみ

支点		残留変形 (mm)	せん断ひずみ (%)
A1	G1	206	135 ＞ 70
	G2	212	139 ＞ 70
	G3	215	141 ＞ 70
	G4	232	152 ＞ 70
	G5	231	151 ＞ 70
P1	G1	45	56 ＜ 70
	G2	52	64 ＜ 70
	G3	64	79 ＞ 70
	G4	57	70 ＞ 70
	G5	76	94 ＞ 70
P2	G1	72	133 ＞ 70
	G2	60	111 ＞ 70
	G3	50	93 ＞ 70
	G4	40	74 ＞ 70
	G5	43	80 ＞ 70
A2	G1	233	152 ＞ 70
	G2	225	147 ＞ 70
	G3	215	141 ＞ 70
	G4	212	139 ＞ 70
	G5	200	131 ＞ 70

3.1.4 供試体支承の外観状況

供試体ゴム支承を現地から撤去時に応力解放した後、約 2 ヶ月経過した後の外観状況を以下に示す。写真-2 に A1-G2 の外観状況を示す。現地で 212mm あった残留変形が 9mm に減少していた。写真-3 に A1-G2 ゴム支承の表面に残る膨らみの状況を示す。この膨らみの位置は残留変形の生じた方向に合致し、圧縮側のゴム下部のみに生じていた。その他に目立った損傷等は見られなかった。次に写真-4 に P2-G1 の外観状況を示す。現地で 72mm あった残留変形が 5mm に減少していた。写真-5 に P2-G1 支承のゴム表面に残る膨らみの状況を示す。A1-G2 支承同様に、膨らみの位置は残留変形の生じた方向に合致し、圧縮側のゴム下部のみに生じていた。一部に撤去作業時にできた被覆ゴムの損傷が見られたがその他に目立った損傷等は見られなかった。別途行った A2-G1 支承の切断面状況を写真-6 に、膨らみ部の接写を写真-7 に示す。ゴム表面に膨らみが生じた近

写真-2 A1-G2 の外観

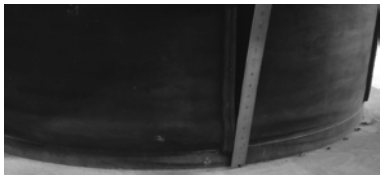


写真-3 A1-G2 のゴム表面の膨らみ

傍の内部鋼板が、端部から 40mm の箇所から下方に 4mm 折れ曲がっていることが確認された。A1-G2、P2-G1 支承も同様な鋼板の折れ曲りが生じている可能性がある。

3.2 力学試験の概要

力学特性試験の目的と試験内容及び評価方法を以下に示す。ここでの試験方法は製品出荷時に行われた製品検査方法に従い行うこととした。

3.2.1 水平せん断試験の方法と評価

水平方向の正負交番繰り返し載荷試験を実施する。試験条件を表-4 に示す。試験方法は鉛直反力として設計上の死荷重反力を載荷した状態で、せん断ひずみ±150%のせん断ひずみを 3 回与え、3 回目のせん断ばね定数を評価値とする。設計上の最大せん断ひずみは A1 で 147%、P2 で 122%である。なお，本試験の加振方向は製品検査時同様に橋軸方向加振により行う。

3.2.2 鉛直力載荷試験の方法と評価

鉛直方向の繰返し載荷試験を実施する。試験条件を表-5 に示す。試験方法は初期荷重 0kN から常時の最大反力までの載荷を 3 回行い、3 回目の圧縮変位量を評価値とし、計算値以上の圧縮変位が生じることを確認する。

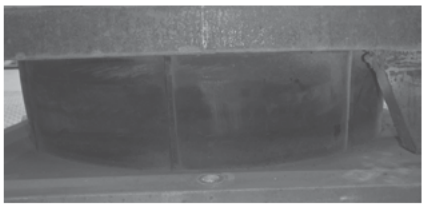


写真-4 P2-G1 の外観

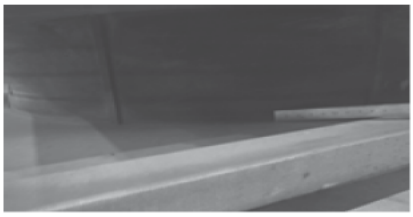


写真-5 P2-G1 のゴム表面の膨らみ

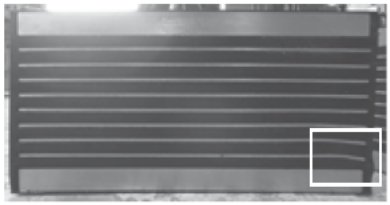


写真-6 A2-G1 の切断面

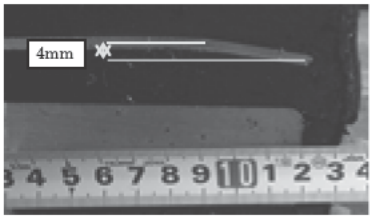


写真-7 A2-G1ゴム膨らみ部の切断(接写)

表-4 水平せん断試験の試験条件

供試体名	鉛直荷重(面圧)	水平ひずみ(変位量)
A1-G2	514kN(2.6N/mm^2)	±150%(±230mm)
P2-G1	1651kN(5.0N/mm^2)	±150%(±81mm)

表-5 鉛直力載荷試験の試験条件

供試体名	載荷荷重(面圧)
A1 G2	0～880kN(4.5N/mm^2)
P2 G1	0～2372kN(7.1N/mm^2)

表-6 水平せん断試験の結果

供試体名	せん断ばね定数(kN/mm)			試験結果との比率(%)	
	試験結果	製品検査時	設計値	対製品検査時	対設計値
A1 G2	1.05	1.05	1.03	0.0	+1.9
P2 G1	7.47	7.25	7.37	+3.0	+1.4

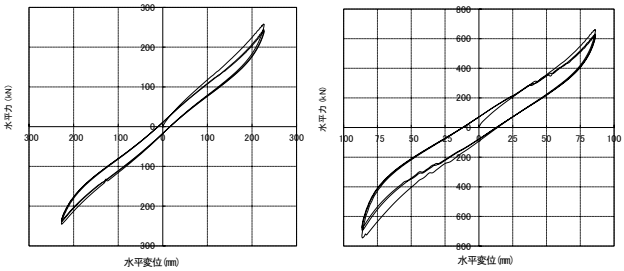
4.1 試験結果

4.1 水平せん断試験の結果

図-2 に本試験により得られた履歴曲線を示す。製品検査当時の履歴曲線データが得られなかったため比較はできないが、3 回の載荷によるばらつきは少なく、安定した履歴を示している。表-6 に本試験で得られたせん断ばね定数の値、製品検査時の値、設計値、及び本試験で得られたせん断ばね定数と製品検査時、設計値との比率を示す。水平せん断試験の結果から、A1-G2 支承のせん断ばね定数は製品検査時と比べ変化がなく、設計値と比べ 1.9%上回っていた。P2-G1 支承のせん断ばね定数は製品検査時と比べ 3.0%増加、設計値と比べ 1.4%上回っていた。

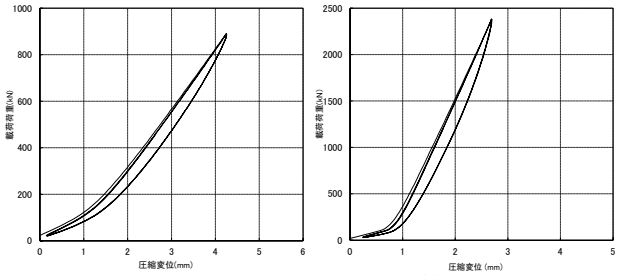
4.2 鉛直力載荷試験の結果

図-3 に本試験により得られた履歴曲線を示す。製品検査当時の履歴曲線のデータが得られなかったため比較はできないが、3 回の載荷によるばらつきは少なく、安定した履歴を示している。表-7 に鉛直力載荷試験により得られた圧縮変位及び製品検査時の圧縮変位の比較を示す。A1-G2 の圧縮変位は製品検査時と比べ 0.9mm 増加、P2-G1 は 0.5mm 増加していた。圧縮変位の増加は圧縮ばね定数の低下を表すことから、供試体支承の圧縮ばね定数は低下しているものと考えられる。そこで圧縮応力度 1.5N/mm^2 から最大反力



(a)A1-G2 支承　　(b)P2-G1 支承

図-2 供試体支承の履歴曲線
（水平変位-水平力関係）



(a)A1-G2 支承　　(b)P2-G1 支承

図-3 供試体支承の履歴曲線
（圧縮変位-載荷荷重関係）

までの圧縮ばね定数を算定し、設計値との比較を行った結果を表-8 に示す。本件での製品検査時の圧縮ばね定数は、品質管理項目ではないため、データがないことから、ここでは設計値との比較とした。その結果、A1-G2 支承は 9.0%、P2-G1 支承は 7.4%設計値より低い値を示した。なお圧縮ばね定数の設計値は平成 3 年道路橋支承便覧に基づき算出している。

表-7 鉛直力載荷試験の結果

供試体名	圧縮変位(mm)		
	試験結果	製品検査時	変位差
A1-G2	4.3	3.4	0.9
P2-G1	2.7	2.2	0.5

表-8 圧縮ばね定数の比較

供試体名	圧縮ばね定数(kN/mm)		試験結果との比率(%)
	試験結果	設計値	対設計値
A1 G2	252	277	9.0
P2 G1	1,241	1,340	7.4

5. まとめ

本研究の結果、供試体のゴム支承は、撤去による応力解放後、2ヶ月経過した段階で、残留変形が生じた方向の圧縮側ゴム下部に、膨らみが残っていたものの、製品検査時のせん断ばね定数と圧縮ばね定数に大きな変化が、生じていないことを確認した。また、荷重除荷後、圧縮側に残るゴムの膨らみ部の内部鋼板が曲がっている事例を確認した。ゴムの膨らみ部を含めたゴム物性の変化や鋼板が曲がった原因の検証等は今後の課題としている。

6. 謝辞

本研究を進めるに当たり、御指導を頂いた大住上席研究員、岡田主任研究員、中尾専門研究員並びに構造物メンテナンス研究センターの皆様に感謝の意を表します。

所属：株式会社ビー・ビー・エム

〈参考文献〉

1) 井上崇雅、青木康素、星隈順一：長期間供用されたパッド型ゴム支承の特性評価、第 19 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.413～418，2016.
2) 林訓裕，足立幸郎，五十嵐晃，党紀，濱野真彰，東出知大：積層ゴム支承の経年劣化損傷が残存性能に与える影響検討，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.197～202，2014.
3) 大門大，鈴木信勝，山下章，長谷川秀也：既設ゴムダンパー(HDR S)の劣化原因究明を目的とした材料試験，第 19 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.427～432，2016
4) 曽田信雄，山田金喜，木水隆夫，広瀬剛，鈴木基行：東北地方太平洋沖地震により破断した積層ゴム支承の性能試験，構造工学論文集，(公社)土木学会、Vol.59A，pp.516～526，2013.3.
5) 篠原聖二，星隈順一：地震により損傷した鉛プラグ入り積層ゴム支承の特性評価に関する実験的研究，土木学会論文集 A1（構造・地震工学），Vol.71，No.4（地震工学論文集第 34 巻），pp.I_587～I_599，2016
6) ゴム支承協会：平成 19 年新潟中越沖地震を受けたゴム支承の調査報告書 NO.1～NO.3，2007.
http://www.j rba.com/php/gijutsu/index.php
7) (社) 日本道路協会：道路橋支承便覧，1991.
8) (社) 日本道路協会：道路橋支承便覧，2004.

モニタリング技術の活用による維持管理業務の高度化・効率化に関する研究

チーム名等　　橋梁構造研究グループ
氏　　名　　松尾　健二

1. まえがき

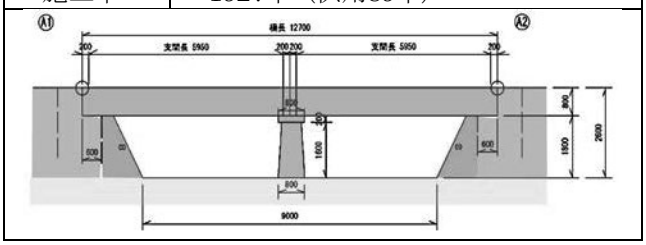
我が国は社会インフラの急速な老朽化に伴う維持管理・更新費用の増大に加え，将来的な担い手不足が懸念されている中，新技術などの活用により維持管理のトータルコストの縮減・平準化や作業の省力化・効率化などのメンテナンス産業の生産性向上が求められている．これらの課題解決に対し，橋梁分野におけるモニタリング技術を活用した維持管理の実装を目的にモニタリングシステム技術研究組合（以下「RAIMS」という.）が平成 26 年 10 月 22 日に設立され，戦略的イノベーション創造プログラム（以下「SIP」という.）の受託研究を進めている[1)~3)].

2. 研究目的

表1に示す富山市内に架設されていた橋梁のRCT桁橋の撤去桁の疲労載荷試験よる構造劣化の進行と，各種モニタリング技術による計測結果を比較し，損傷などの検知が可能かを検証する．

表1　実証実験橋梁の諸元

橋梁名	五福4号橋（富山市）
形式・寸法	RCT桁橋、橋長:12.7m、幅員:6.1m
施工年	1927年（供用89年）



3. 研究方法

(1) 疲労載荷試験，静的載荷試験

50/75t 構造物繰返し載荷装置を用いて試験を実施した(**図 1**)．疲労載荷試験では，10～200kN の荷重制御で載荷した．静的載荷では，　0～200kN の荷重で載荷し，桁の変位バランスや主鉄筋ひずみを計測した．

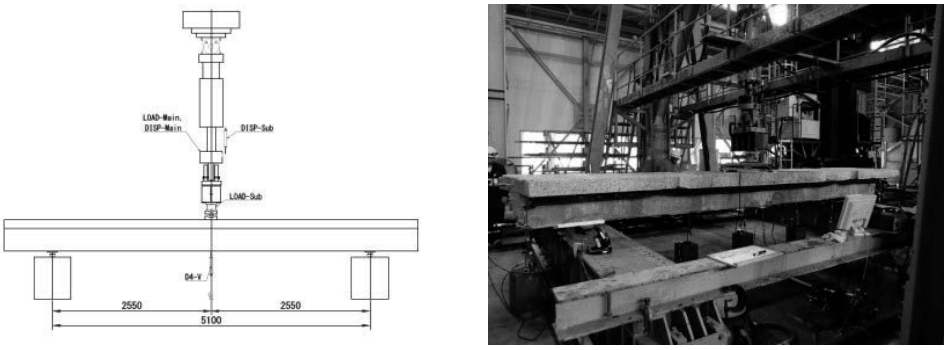
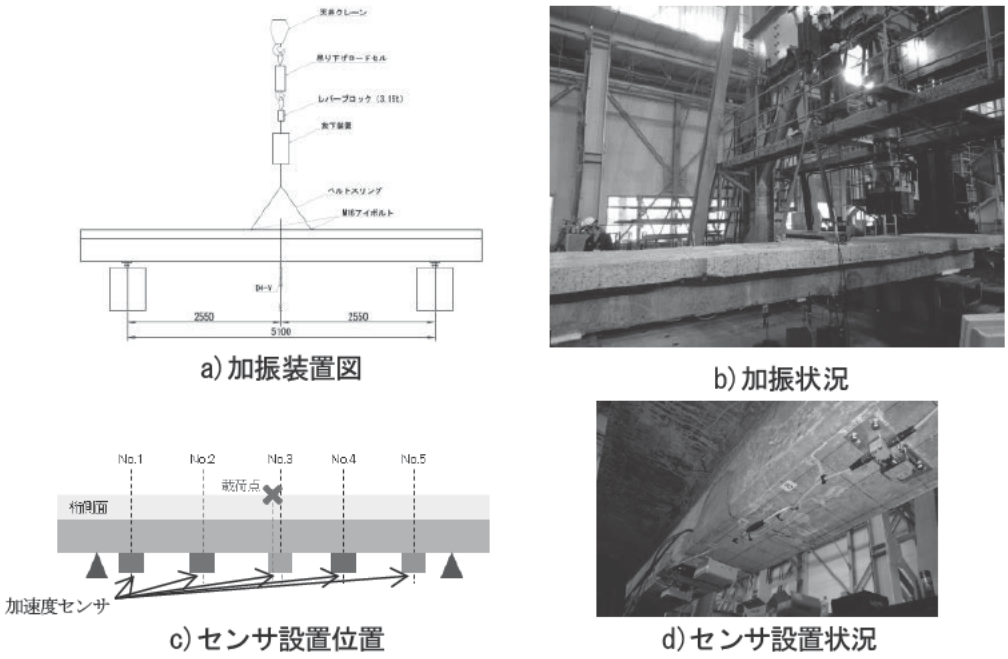


図1　疲労・静的載荷試験の装置図と外観

(2) 加振試験

加速度計を用いた①低周波加速度特徴分析と②振動可視化分析を疲労載荷試験に合わせて実施した. これらの分析は桁を振動させる必要があり，それぞれの加振方法によって桁を振動させ，挙動を計測した．

①低周波加速度特徴分析



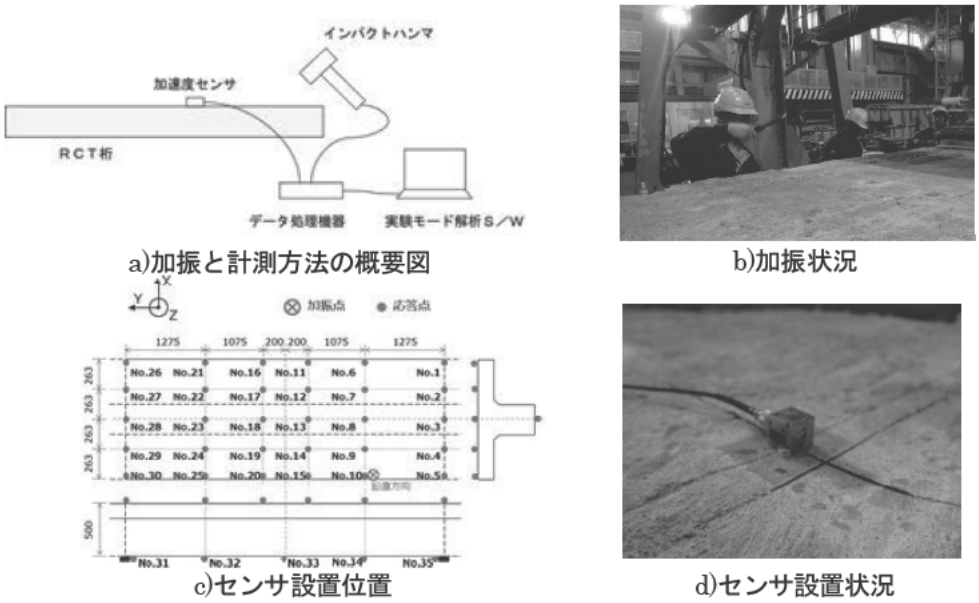
a) 加振装置図　　b) 加振状況

c) センサ設置位置　　d) センサ設置状況

図2　低周波加速度特徴分析の試験状況

図 2 に示す試験装置を用いて，上方に 5kN の引張力を加えた後，その張力を一気に解放することで，桁を自由振動させた．この時の挙動を加速度センサ（周波数範囲: DC ~ 20 Hz，分解能: 0.06 μG）にて計測し，固有振動数や残留たわみ角の変化を比較した．

②振動可視化分析



a)加振と計測方法の概要図　　b)加振状況

c)センサ設置位置　　d)センサ設置状況

図 3　振動可視化分析の試験状況

図 3 に示すようにインパクトハンマによって桁に打撃を加えてその衝撃による桁の振動を加速度センサ（周波数範囲: 1 ~ 5,000 Hz，分解能: 0.001V/(m/s^2)）で計測した．各加速度計の計測位置の計測結果を同期させ，桁の周波数毎の振動モードを可視化する．

3. 研究結果

(1) 疲労載荷試験，静的載荷試験

疲労載荷試験の結果を**図 4** に示す．載荷回数の増加に伴い，中央たわみが増加している．1,800 回頃から変位が急増し，2,000 回実施した時点で載荷を終了した．その後，静的に荷重を載荷したが 200kN まで達せず，試験を終了した．

静的載荷試験を(1，100，1,000，1,849，2,000 回目）の時点で実施した．**図 5** に示す通り，1,000 回目の計測時に全体変位が増加し，変位が右側スパンに傾いていることがわかる．また，**図 6** に示す主鉄筋のひずみは，100 回目までは 4 本ともほぼ同じ値であったが，1,000 回目では 2 本の主鉄筋の付着破壊により，残り 2 本の主鉄筋に応力が集中し，ひずみに差が生じた．付着破壊した主鉄筋は重ね継手を有しており，その継手付近にせん断ひび割れが発生していた（**写真 1**）．

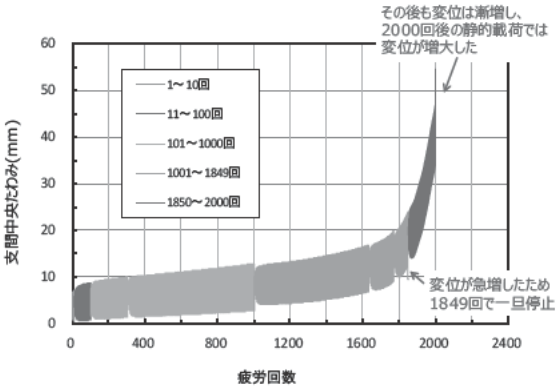


図 4　載荷回数とたわみの関係

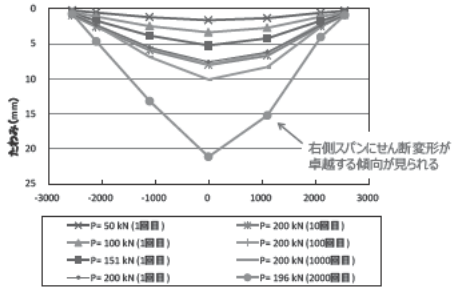


図 5　桁変位の推移

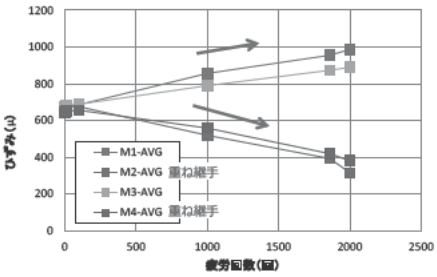


図 6　主鉄筋ひずみの推移

写真 1　実験終了後の せん断ひび割れ付近

(2) 加振試験

①低周波加速度特徴分析

加振試験を(0，1，100，1,000，1,849，2,000 回後）に実施した．**図 7** に各センサのたわみ角，**図 8** に示す FFT 解析による卓越周波数の推移より，100 回を境に卓越周波数が低下しており，桁の剛性が落ちたと考えられ，上述の鉄筋ひずみも勘案すると，桁に損傷が生じたと思われる．

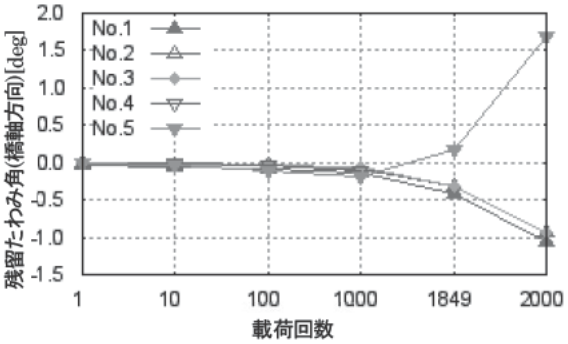


図 7　載荷回数と残留たわみ角の推移

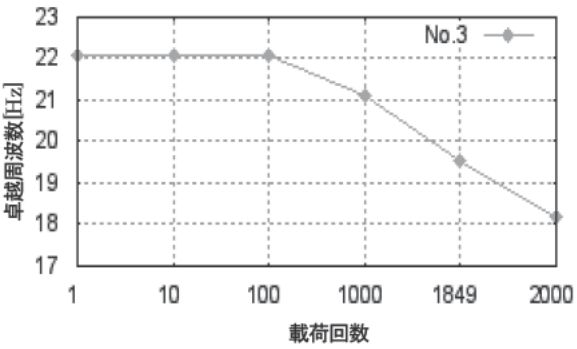


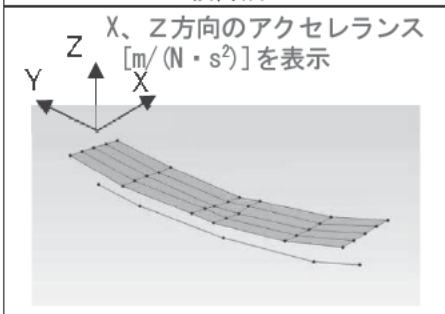
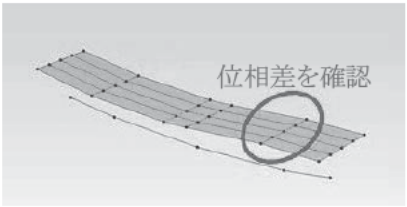
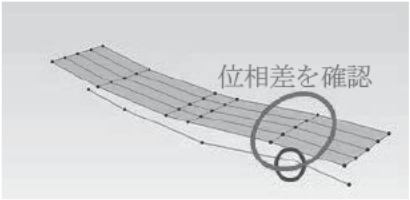
図 8　載荷回数と卓越周波数の推移

②振動可視化分析

振動可視化分析の結果を**表 2** に示す．鉛直たわみ 1 次モードでは，1,000 回後の分析において位相差を確認でき

た．また 2,000 回後には，初期には確認できなかったモードが発生した．これらは鉄筋とコンクリートとの付着低下やひび割れの発生・伸展による桁の剛性の低下が起きたためと考えられる．

表2　振動可視化分析結果

鉛直たわみにおける1次のモード形状		
載荷前	1, 000回載荷後	2, 000回載荷後
		

4. まとめ

本研究で得られた知見を，以下にまとめる．

- 疲労載荷試験の破壊モードは，主鉄筋の定着破壊を起点とし，継手部から発生したせん断ひび割れの進展による破壊であった．
- 低周波加速度特徴分析で確認された卓越振動数の変化は主鉄筋のひずみに変化見られたタイミングと同じであり，付着破壊による桁の卓越周波数の変化を捉えることができた．
- 振動可視化分析では桁の損傷の進行に応じて，桁の 1 次の振動モードの位相差が顕著になってきていることが確認された．

以上の結果は，検証した分析手法が構造的劣化を検出できることを示しており，桁の健全性を判断する指標となる可能性を確認できた．これらの結果はモニタリングシステム活用ガイドラインへ反映していく予定である．

5. 謝辞

本研究は、内閣府の「SIP インフラ維持管理・更新・マネジメント技術」の一環として国土交通省が実施する「社会インフラへのモニタリング技術の活用推進に関する技術研究開発」委託事業研究の成果を含む。本研究の実施にあたっては，撤去橋梁の提供など富山市には全面的な実験への協力をいただきました．また，橋梁構造研究グループの石田上席研究員をはじめ、山口研究員にご指導を頂きました。ここに厚くお礼申し上げます。

所属：前田建設工業株式会社

〈参考文献〉

1) 古市耕輔,新井崇裕,岩井稔,小原孝之：輪荷重走行試験による RC 床版の疲労劣化に関するモニタリング技術の検討（その１）試験の概要とリファレンス計測による損傷程度の評価,土木学会第 71 回年次学術講演会概要集,2016.8
2) 遠藤義英,皆川翔輝,山本康弘,山岸貴俊：輪荷重走行試験による RC 床版の疲労劣化に関するモニタリング技術の検討（その２）低周波３軸加速度センサを用いたＲＣ床版の疲労損傷解析，土木学会第 71 回年次学術講演会概要集,2016.8
3) 葛西茂,木下翔平,小原孝之,新井崇裕：輪荷重走行試験による RC 床版の疲労劣化に関するモニタリング技術の検討（その３）実験モード解析法による疲労損傷評価，土木学会第 71 回年次学術講演会概要集,2016.8

既設道路橋フーチングの曲げモーメントに対する耐荷性能及び曲げ補強効果の確認載荷実験

チーム名等　　橋梁構造研究ｸﾞﾙｰﾌﾟ
氏　　名　　坂下　学

1. まえがき

道路橋示方書（以下、道示）は地震等による被災や実験・解析等の研究により得た知見を基に改定を重ねている。特に、阪神大震災による被災を踏まえて改定された H8 年道示は、大規模地震動を想定した設計が規定されたことにより道路橋に求められる仕様が大きく変化した。またこの時期から、逼迫する大規模地震対策として実施された緊急輸送道路の橋梁耐震補強 3 箇年プログラム等により、道路の供用に対する影響が大きい柱の耐荷力は次々と補強された。一方、フーチングや基礎の耐震補強は、過去の地震による被災がごく限られていることや、補強工事に際しての経済的な課題や交通規制・用地の制約等の社会的な課題により、あまり行われていないのが現状である。本研究では、①既設道路橋フーチングが有する曲げモーメントに対する耐荷性能の合理的な評価方法を検討すること、②現状で考えられる補強工法の効果を把握することを目的として模型実験を実施した。本文では、実験結果を分析し耐荷性能の評価方法及び補強効果を検討するための基本的な情報を整理した。

2. 模型実験の概要

供試体は昭和40年代後半から50年代前半に設計された場所打ち杭基礎を有する道路橋橋脚のフーチングを想定して 1/2～1/3 のスケールで表 2.1 のように製作した。設計計算上は上面の引張鉄筋が先行して降伏する配筋としている。載荷方法は図 2.1 に示すように、PC 鋼棒を用いて 600kN の軸力を導入し、水平方向には柱基部から 1.0m の高さに設置したジャッキを用いて一方向単調載荷を行った。実験ケースは表 2.2 に示す 3 ケースを実施した。CA2 の補強図を図 2.2、CA3 の補強図を図 2.3 に示す。フーチングに配置した上下面の主鉄筋、配力鉄筋及び補強材にひずみゲージを設置し、ひずみを計測している。

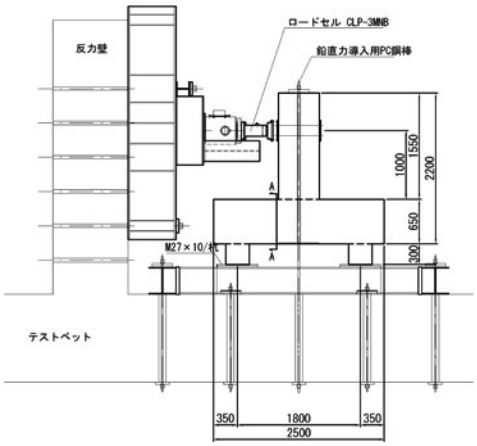


図 2.1　載荷概要図

表 2.1　供試体仕様

柱	柱高		1550mm
	水平荷重作用高		1000mm
	柱断面		600mm×600mm
	柱鉄筋量		D32 24本
フーチング	a/d		1.02
	全幅		2500mm
	全高		650mm
	有効高		590mm
	鉄筋	上面	D13 8本
		下面	D19 16本
		スターラップ	D16 4本, s 200mm
杭	杭径		φ350mm
	杭間隔		1800mm×900mm
	杭鉄筋量		D25 14本
使用材料	コンクリート		21N/mm2
	鉄筋		SD345

表 2.2　実験ケース

ケース名	補強工法	補強量
CA1		
CA2	炭素繊維シート接着工法	炭素繊維シート1層×3列
CA3	水平プレストレス導入工法	PC鋼材4本（N=100kN/本）

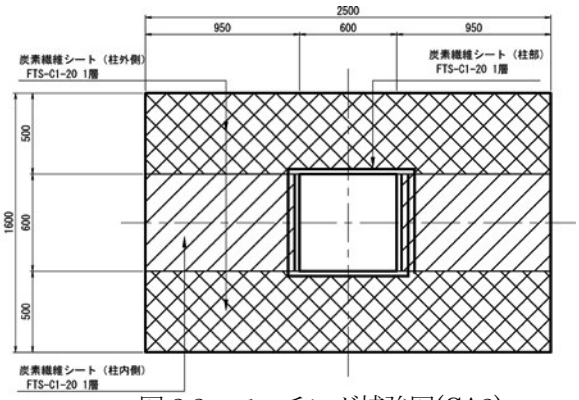


図 2.2　フーチング補強図(CA2)

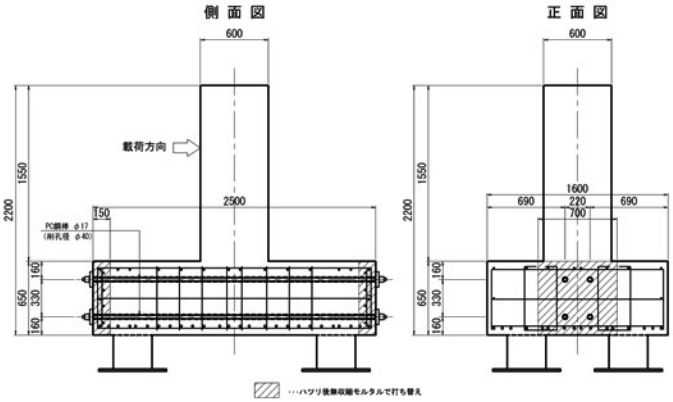


図 2.3　フーチング補強図(CA3)

3. 実験結果

曲げモーメントに対する照査位置(図 2.1A-A 断面)に配置した上面引張鉄筋で計測したひずみの平均値と載荷荷重 P の関係を図 3.1 に示す。CA1 は 1000kN、CA2 は 750kN 程度の載荷荷重時に引張鉄筋のひずみが急変している。このとき、フーチング上面にひび割れを観測している。CA2 は炭素繊維シートを接着しているためフーチング上面のひび割れは確認できていないが、引張鉄筋のひずみが急変した時点で側面のひび割れを観測している。

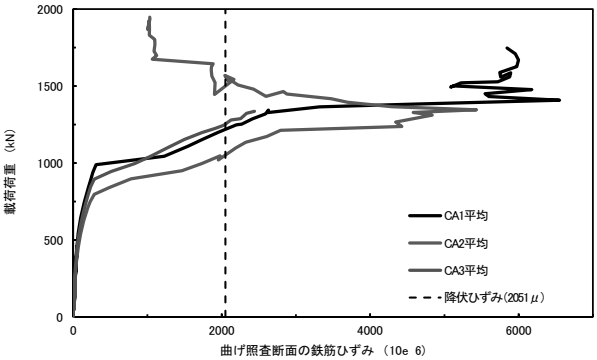


図 3.1　載荷荷重 P－ひずみ関係

引張鉄筋のひずみは CA1：P≒1300kN、CA2：P≒1200kN で 2 回目の急変点が生じた。この急変点発生時、CA2 においては図 2.1A-A 断面近傍の炭素繊維シートに浮きが確認され、図 3.2 に示すようにフーチング中央に設置した炭素繊維シートの引張ひずみの減少が計測された。なお、写真 3.1 に示すように P≒1500kN(ε≒5000μ)で炭素繊維シートの剥離が確認された。実験 CA3 は P≒1300kN で載荷側の杭に引き抜けが生じ載荷を中断したため、2 回目の急変点は確認できなかった（図 3.3）。写真 3.2 に載荷後に撮影した杭の写真を示す。左は引き抜けた引張側の杭で、右は引き抜けが生じなかった押込み側の杭である。

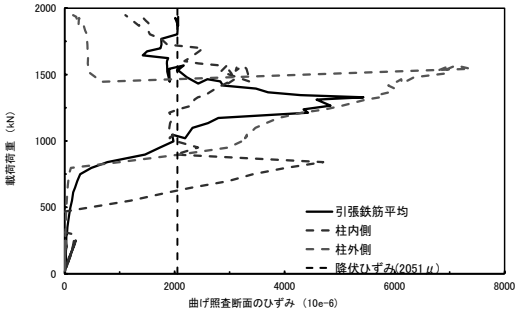


図 3.2　引張鉄筋及び補強材の
ひずみ(CA2)

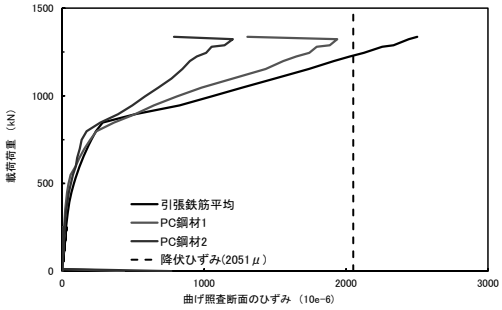
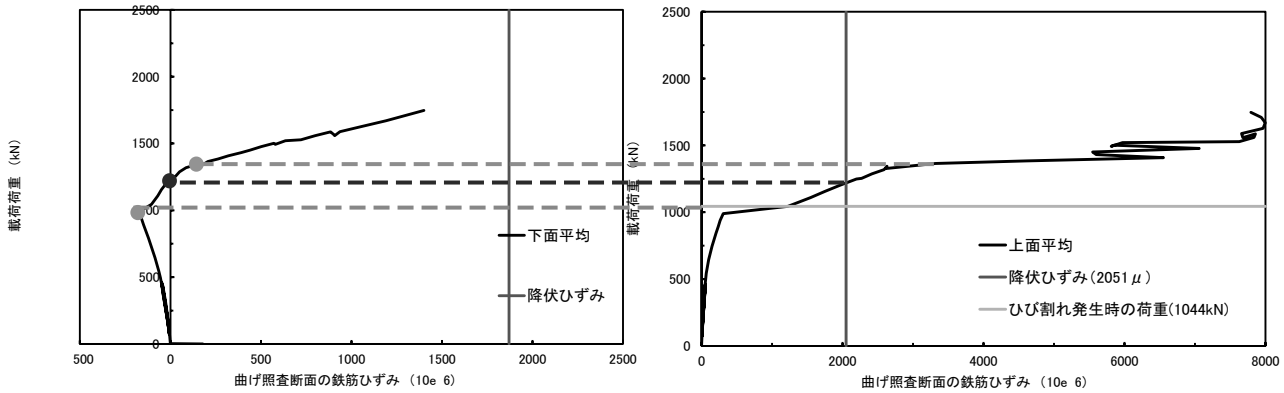


図 3.3　引張鉄筋及び補強材の
ひずみ(CA3)

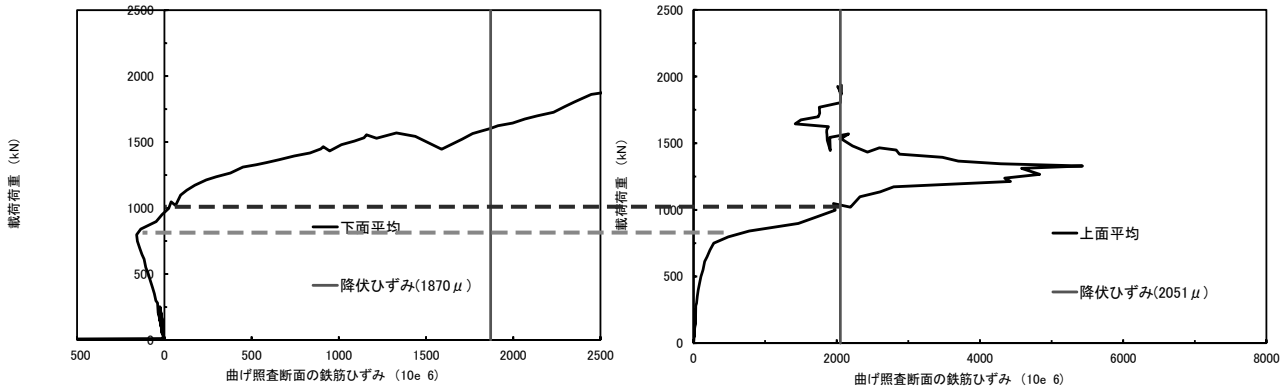
写真 3.1　炭素繊維シートの剥離(CA2)

写真 3.2　杭の引抜き(CA3)

下面の主鉄筋に設置したひずみゲージの計測結果を図 3.4 に示す。上下面の主鉄筋のイベント点に関連性が見られた。下面主鉄筋において載荷初期は圧縮ひずみが発生しているが、上面の引張鉄筋のひずみが急増した時点で圧縮ひずみが減少に転じている。また、上面主鉄筋が降伏に達した時点でひずみは圧縮から引張に転じ、上面主鉄筋の荷重-ひずみ関係における最大荷重においてひずみの増加率が変化している。



(a)CA1



(b)CA2

図 3.4　下面鉄筋の載荷荷重 P－ひずみ関係

4. 考察

初回に発生した引張鉄筋のひずみの急変点は、フーチングのひび割れが影響していると考えられる。今回の実験

でモデル化の対象とした年代に設計されたフーチングは、上面に大きな引張力が発生することを想定していないため、上面の引張鉄筋量が少ない傾向がある。このような既設フーチングについては、レベル 2 地震動等の大規模な荷重によりフーチング上面に生じる引張力に対する耐荷力に留意する必要があると考えられる。

表 4.1 に CA1 の実験値と設計値の比較を示す。設計値の載荷荷重は供試体中央断面をフレームでモデル化することで、図 2.1A-A 断面に発生する曲げモーメントと載荷荷重の関係を推定した。なお、曲げ耐力の算出において、材料強度やヤング係数は材料試験結果を用いて算出した。ひび割れ曲げモーメントについては、実験値と設計値が同程度であり、設計法の推定精度が良いと考えられる。一方、降伏曲げ耐力については、実験値の 7 割程度であり、現行の設計法において、評価していない抵抗要素や安全側に評価している抵抗要素がある可能性が考えられる。

炭素繊維シート接着工法の補強効果について考察する。柱外側に比べて柱内側の炭素繊維シートが先行して引張力に抵抗している。炭素繊維シートは直角方向に連続していないため、引張力に抵抗する荷重レベルに差が生じたと考えられる。また、炭素繊維シートは破断ひずみ(17000μ)相当の強度を発現する前に、浮きや剥離により抵抗機能を喪失しているため、接着方法に留意する必要がある。

表 4.1　実験値と設計値の比較(CA1)

荷重状態	実験値 (kN)	設計値 (kN)	実験/設計
ひび割れ曲げモーメント	約1044	1003	1.04
降伏曲げモーメント	1319	961	1.37

水平プレストレス導入工法の補強効果について考察する。図 3.3 に示すように、ひずみの急変点が発生するまで補強材と引張鉄筋は共同して引張力を負担していると考えられる。一方、急変点の発生後は PC 鋼材 2 の負担が小さい。PC 鋼材 1 と 2 で配置位置(載荷直角方向にフーチング中央から 110 ㎜・かぶり 160 ㎜)は同じ条件のため、コンクリートにひび割れの進展等により PC 鋼材 2 とコンクリートの付着力が低下したと考えられる。PC 鋼材の定着方法に留意が必要である。また、曲げモーメントの照査位置は柱や杭に拘束されプレストレスが導入しづらい構造であるため、プレストレスの導入の効果と PC 鋼材の配置による効果の寄与率について明らかにし、補強方法の合理化を検討する必要がある。

5. まとめ

降伏曲げモーメントに達する載荷荷重は、実験値が設計値を 30%程度上回った。設計値が 2 次元のフレーム計算であるため再現精度を向上したうえで、評価していない抵抗要素や安全側に評価している抵抗要素を明らかにし、合理的な耐荷性能の評価手法を検討していきたい。また、その結果に応じて効果的な補強工法を検討すると共に、補強材が十分に強度を発揮できるようにフーチングとの一体化を図る仕様についても検討していきたい。

6. 謝辞

本研究を進めるに当たり，七澤上席研究員，河野哲也主任研究員並びに構造物メンテナンス研究センターの皆様にはご指導を頂きました．紙面を拝借いたしまして，ここに感謝の意を表します.

所属：株式会社 CTI アウラ

岩を支持層とする杭基礎の動的載荷試験の適用性に関する研究

チーム名等　　橋梁構造研究グループ
氏　　名　　今　広人

1. まえがき

道路橋の設計基準である道路橋示方書・同解説[1)]では，岩盤に対する杭の支持力に関しては，標準的な推定式を示すに至っていないため，鉛直載荷試験を実施して評価を行うのがよいとされている。杭の支持力特性を評価する鉛直載荷試験方法[2)]では，加力方法の違いから静的載荷試験と動的載荷試験に分類され，静的載荷試験は荷重保持時間の有無によって段階載荷方式と連続載荷方式があり，動的載荷試験は杭頭への荷重の作用時間に応じて急速載荷試験と衝撃載荷試験に分類される。静的載荷試験は油圧ジャッキを杭頭に設置して反力杭などの反力装置を用いて載荷することから大掛かりな載荷装置が必要となる。一方，動的載荷試験では主に重錘を杭頭に落下させて載荷することから比較的簡易な装置で試験が実施できる。

道路橋示方書に規定される支持力推定式は，上記の鉛直載荷試験方法のうち，段階載荷方式によって評価された結果に基づくものである。そのため，岩盤に支持される杭の支持力特性を評価するための載荷試験においても，段階載荷方式を行う必要があるが，多大な費用と時間がかかる。そのため，設計実務において岩盤に支持された杭の支持力を評価する際には、安全側の結果を与えると思われる砂れきを支持層とする場合の支持力推定式を準用するなどの方法がとられ，載荷試験が実施されることはまれである。しかし，岩盤に支持された杭の支持力は，一般には砂れきに支持された杭の支持力よりも大きくなると考えられる。そこで，段階載荷方式よりも簡易に実施できる動的載荷試験により支持力特性を評価することができれば，より合理的な設計が可能になると期待される。

2. 研究目的

動的載荷試験により支持力を評価するためには，段階載荷方式により評価される支持力と比較する必要がある。動的載荷試験と静的載荷試験を比較した事例は少なく，現在主流である軟クッション重錘落下方式（重錘を落下して軟クッションを介して加力する方法）で極限支持力まで比較し評価した事例はない。そこで，岩盤を支持層とした実杭を用いて，静的載荷試験と動的載荷試験を実施し，両試験の支持力を比較することで，動的載荷試験の実務における適用性を検討することとした。

3. 研究方法

3.1　試験杭と土質柱状図

図-1 に試験杭近傍の土質柱状図及び試験杭の根入れ図を示す。試験杭はダウンザホールハンマ工法により施工された中掘り鋼管杭（杭径 800 ㎜、杭長 23.8m）で，杭先端から上方 1.0D 区間にコンクリートを打設し閉塞した。支持層はN値50以上のCL･CM級の弱風化岩層である。なお，試験杭は杭先端に十分な荷重が伝達するようにGL-9.85～23.0m の風化岩層の区間には載荷時の摩擦力を小さくする摩擦低減材を杭表面に塗布した。静的載荷試験は杭施工 28 日後に行い、段階載荷方式を完了後に続けて連続載荷方式を実施した。動的載荷試験は静的載荷試験完了後 3 ヶ月後に実施した。

3.2　静的載荷試験

静的載荷試験は油圧ジャッキと載荷桁と反力杭 4 本を用いた反力方式とし，最大荷重 Pmax＝15,000kN に対して十分に安全な試験装置を準備した。静的載荷試験の計測項目は杭頭荷重，杭頭変位，杭先端変位，ひずみ計である。杭の支持力特性を求めるため，図-1 に示す位置の試験杭の杭体表面にひずみ計を設置し周面摩擦力と先端支持力を分離して求めた。載荷方法を図-2 に示す。段階載荷方式は 6 サイクル 11 段階の多サイクルで 15,000kN まで載荷を実施した。連続載荷方式は段階載荷方式が終了した直後に，載荷荷重速度一定（40kN/sec 程度）に保ちながら荷重保持を実施せずに 15,000kN まで載荷した。

3.3　動的載荷試験

動的載荷試験は質量 44t の重錘と軟クッションを用いて重錘落下方式の急速載荷試験で実施し，装置は質量 44t の重錘を最大4.0mから落下させることができる構造である。計測装置は杭頭のロードセル，非接触型光学式変位計，PDA システム，データロガーで構成されている。動的載荷試験の計測項目は杭頭荷重，杭頭変位，加速度計，ひずみ計である。加速度計は圧電タイプを用い，図-1 に示すように杭頭と杭中間部と杭先端部の 3 断面に設置した。杭頭変位は試験杭から 10m 以上離れた位置に光学式変位計を設置し計測した。軟クッションは相対載荷時間 Tr を 7 で計画し，縦波（5,120m/s）が杭体中を約 7 回往復出来る時間を確保するように設計した。載荷方法を図-3 に示す。重錘の落下高さを 7 段階で変える多サイクル方式とし，サイクルごとに杭頭の荷重と変位の関係を確認しながら試験を実施した。

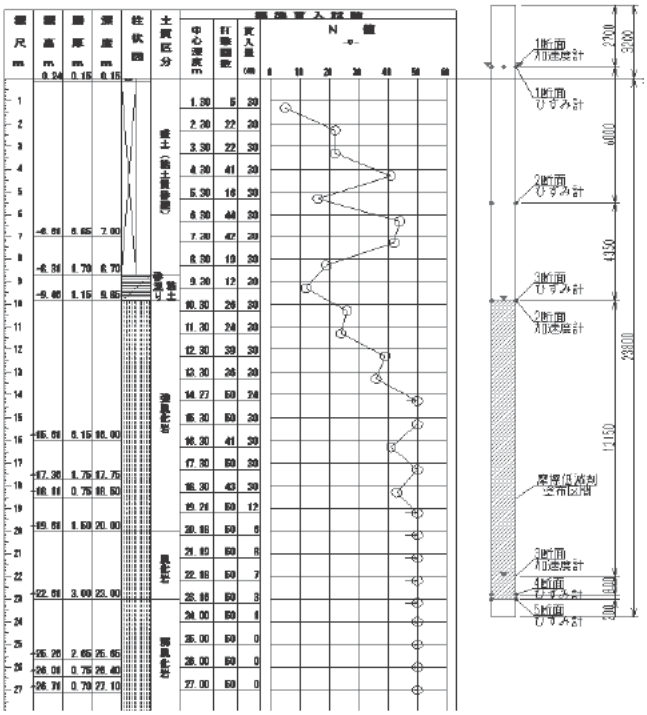


図 1　土質柱状図と杭の根入れ図

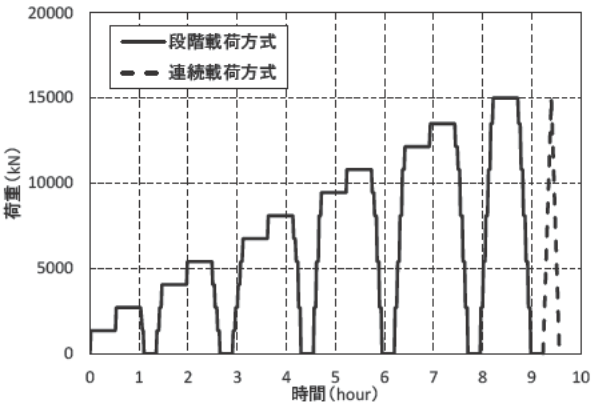


図-2　静的載荷試験の載荷方法

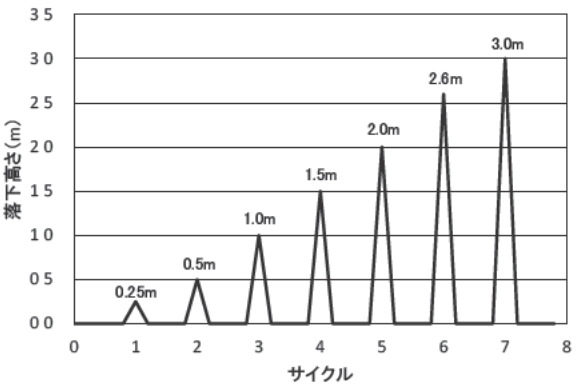


図-3　動的載荷試験の載荷方法

4. 研究結果

静的載荷試験での杭頭荷重-杭頭変位関係を図-4 に示す。段階載荷方式及び連続載荷方式では杭頭で 15,000kN まで載荷したが，明確な極限支持力は確認されなかった。そこで，図-4 にワイブル曲線により近似した結果も併せて示す。段階載荷方式でのワイブル曲線による近似は，30 分間の荷重保持後の値に基づいて行った。ワイブル曲線による極限支持力は杭頭変位が杭径の 10%（80mm）に達した時の値であり、段階載荷方式で 16,198kN, 連続載荷

方式で 16,876kN であった。また，段階載荷方式が終了した時点で，杭頭には 20.57 ㎜の残留変位が生じていた。

動的載荷試験の結果は参考文献 [2]に基づき除荷点法により整理した。動的載荷試験での杭頭荷重-杭頭変位関係を図-5 に示す。除荷点法は杭を一質点系としてモデル化するものであるが，表-1 に示すように，本試験においては杭頭と杭中間（3 断面），杭先端（5 断面）の加速度の値に有意な差があることから，一質点系として挙動していないと推定された。そこで，本研究では慣性力を求める際の加速度の値を，①加速度を考慮しない，②杭頭の加速度を用いる場合,③3 深度に設置した加速度の平均値を用いる場合の 3 通りで計算した。その結果，図-5 に示すように，③の方法が最も段階載荷方式の結果との整合性がよいことから，本研究では③の方法により算出される加速度を用いて慣性力を求めることとした。上記の方法で求めた荷重変位関係をワイブル曲線で近似した結果を図-6 に示す。杭頭変位が杭径の 10%（80㎜）に達した時の極限支持力は 16,876kN であった。また，連続載荷方式が終了した時点で，杭頭には 22.31 ㎜の残留変位が生じていた。

図-7，図-8 に杭頭での荷重変位関係を示す。動的載荷試験で得られた荷重－変位関係の勾配は，段階載荷方式での最終荷重サイクル（6 サイクル目）と連続載荷方式での荷重－変位関係の勾配とよく一致した。これらの試験において近似したワイブル曲線から推定される極限支持力と，動的載荷試験から推定される極限支持力を表-2 に示す。ここで，極限支持力は，道路橋示方書・同解説 [1]にて定義されているように,杭頭変位が杭径の 10%に達した時を上限として定めている。なお，連続載荷方式においては，試験前に段階載荷方式を行っているため，試験開始時に既に 20.57㎜ の残留変位が生じ，動的載荷試験においては，試験前に静的載荷試験を行っているため，試験開始時に既に 22.31㎜ の残留変位が生じている。極限支持力を杭径の 10%の変位が生じている時を上限として評価する上で，試験前に生じていた残留変位の扱いは

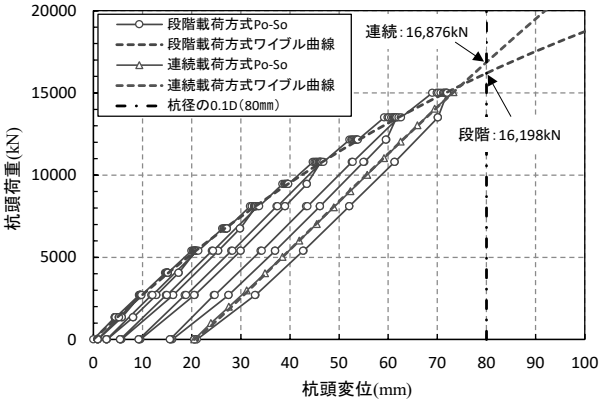


図-4　静的載荷試験での杭頭荷重　杭頭変位の関係

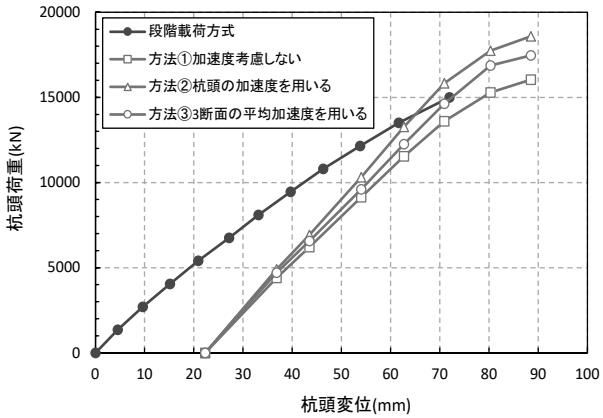


図-5　動的載荷試験（方法①～③）での杭頭荷重　杭頭変位の関係

表 1　重錘落下高さ毎の加速度

落下回数	落下高さ (m)	杭頭加速度 (m/s^2)	杭中間加速度 (m/s^2)	杭先端加速度 (m/s^2)	杭中間/杭頭 (%)	杭先端/杭頭 (%)
1	0.3	72	44	4	61.1	5.6
2	0.5	101	50	10	49.5	9.9
3	1.0	168	53	39	31.5	23.2
4	1.5	249	61	60	24.5	24.1
5	2.0	278	148	56	53.2	20.1
6	2.6	350	208	120	59.4	34.3
7	3.0	351	206	157	58.7	44.7

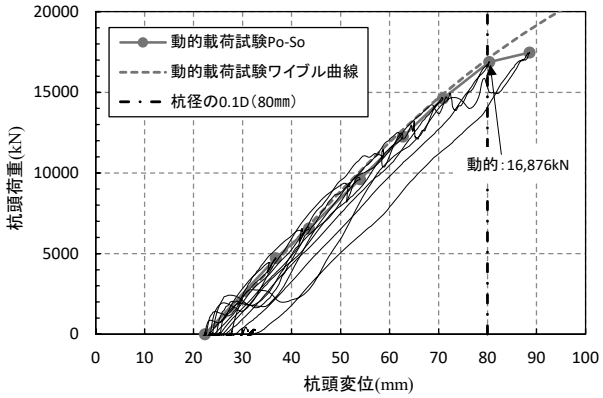


図 6　動的載荷試験（方法③）での杭頭荷重　杭頭変位の関係

悩ましいが，本報告では以下の 2 つの方法により評価した。方法 1：段階載荷方式については，荷重保持を実施した全サイクルの荷重－変位関係を近似したワイブル曲線において杭頭変位が杭頭の 10%に達した時の値。連続載荷方式と動的載荷試験については，試験開始時の残留変位も考慮した杭頭変位が杭頭の 10%に達した時（連続載荷方式と動的載荷試験による変位が約 60㎜ に達した時）の値。方法 2：段階載荷方式については，最終サイクルの荷重-変位関係を近似したワイブル曲線において，最終サイクルによって生じた杭頭変位が 10%に達した時（最終サイクル前に生じていた 15.59㎜ の残留変位に加えて 80㎜ が生じた時）の値。連続載荷方式と動的載荷試験については，ワイブル曲線において杭頭変位が杭径の 10%に達した時の値（各試験前の残留変位に加えて 80㎜ が生じた時）の値。それぞれの方法で求めた段階載荷方式と連続載荷方式と動的載荷試験の杭頭部における極限支持力の値はよく一致していることが分かる。

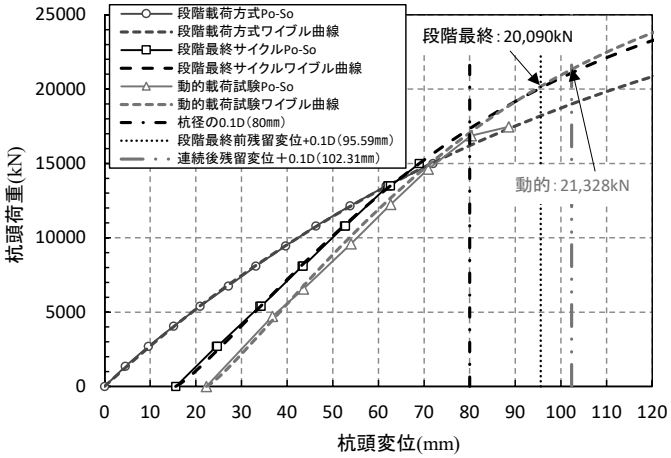


図 7　杭頭荷重　杭頭変位の関係（段階載荷及び動的載荷）

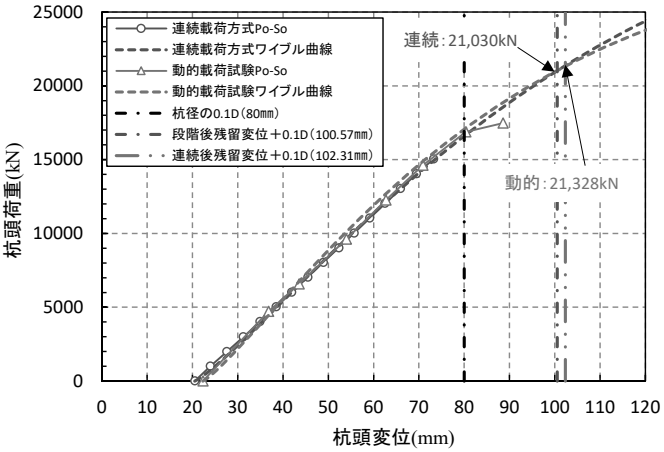


図 8　杭頭荷重　杭頭変位の関係（連続載荷及び動的載荷）

表 2　各試験から得られた極限支持力(kN)

方法	段階載荷	連続載荷	動的載荷	段階/動的	連続/動的
方法1	16,198	16,876	16,876	0.96	1.00
方法2	20,090	21,030	21,328	0.94	0.98

5. まとめ

岩盤を支持層としたダウンザホールハンマ工法により施工された中掘り鋼管杭を用いて静的載荷試験と動的載荷試験を実施し，得られた支持力を比較することで，動的載荷試験の実務における適用性を検討した。岩などの特殊な地盤条件の下で施工された杭が設計で推定した杭頭部の支持力を満足するかどうかを確認する試験としての動的載荷試験は有用であると考えられる。今後，異なる杭工法や地盤条件に対しても検討を進めていきたい。

6. 謝辞

本研究を行うにあたり，ご指導頂きました七澤上席研究員及び河野主任研究員並びに構造物メンテナンス研究センターの皆様に深く感謝いたします。

所属：（一社）コンクリートパイル建設技術協会

〈参考文献〉

1）(公社) 日本道路協会： 道路橋示方書・同解説 Ⅳ下部構造編，2017.11.
2）(社) 地盤工学会： 杭の鉛直載荷試験方法・同解説 第一回改定版，2002. 5.

鋼トラス橋格点部におけるガセットの耐荷力評価に関する検討

チーム名等　　橋梁構造研究グループ
氏　　名　　澁谷　敦

1. まえがき

2007 年に発生した米国の鋼トラス橋の崩落事故，そして同年，国内の鋼トラス橋での腐食による斜材破断事故を契機に，橋梁におけるリダンダンシーが注目されるようになった．鋼トラス橋や鋼アーチ橋の骨組系構造では，主構部材の耐荷力喪失が橋全体の安全性に影響を及ぼす可能性が高く，構造特性に応じた適切な設計手法が求められる．しかしながら，鋼トラス橋格点部におけるガセットの現行設計法は，必要板厚等の構造細目によるものとなり，骨組解析による断面力からガセットの応力を算出し照査する方法が規定されていない．

2. 研究目的

構造細目による主構造部材の設計は，塑性化後の挙動を適切に評価した部材の設計が困難であり，腐食損傷に対して部材の残存耐荷力を予測することも困難である．本研究では，一部の部材の塑性化を許容した限界状態設計体系による鋼トラス橋の設計手法の一検討として，腹材から圧縮力を受けるガセットを対象に，ガセットの自由辺部の突出幅と耐荷力の関係について単純な解析モデルを用いて調べた．

3. 研究方法

本研究では，図-1 に示す腹材とガセットからなる格点構造の解析モデルにおいて，ガセットの拡幅角度 θ と腹材下端のガセットの長さ L をパラメータとした解析的検討を行った．表-1 に解析パラメータを示す．

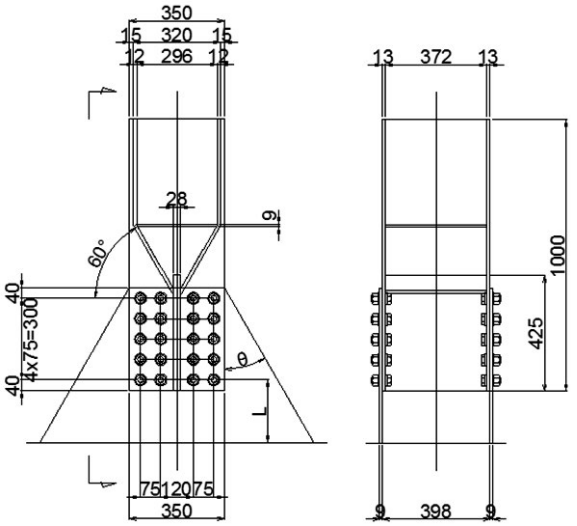


図-1　トラス格点部の解析モデル

鋼トラス橋格点部の既往の研究[1)2)]では，腹材端部のガセットの他，ガセットの自由辺部も抵抗断面として考慮し，ガセットの圧縮耐荷力評価式の検討が行われている．本研究では，ガセットの自由辺部の突出幅と耐荷力の関係を調べるため，ガセットの拡幅角度 θ を 10°から 45°まで 5°刻みに変化させた 8 ケースと，θ=0°の 1 ケースを加えた計 9 ケースで比較を行った．この比較においては，腹材下端のガセットの長さ L とガセットの板厚 t との比 L/t を，示方書におけるガセットの局部座屈に対する規定のほぼ制限値 L/t≦26（SM400）となる L/t=25.6 とした．この制限値は，軸方向圧縮力を受ける柱部材の限界細長比に相当するものである．

一方，腹材下端のガセットの長さ L については，ガセットの板厚 t との比 L/t と耐荷力の関係を調べ，示方書に

おけるガセットの局部座屈に対する規定の確認を行った．この規定は，本四連絡橋における鋼トラス格点部の実験結果[3)]にもとづくものであるが，本四連絡橋における検討以降は特に見直しが行われていない．ガセットの拡幅角度θ=0°，θ=15°，θ=30°，およびθ=45°の4モデルについて，腹材直下のガセットの長さLを80㎜から380㎜まで75㎜間隔で変化させて解析を行った．

モデル化にあたっては，腹材およびガセットの鋼板はシェル要素，高力ボルトは線形ばね要素を用いた．鋼板の特性値については，降伏応力をSM400材の235N/㎜^{2}とし，二次勾配がE/100のバイリニア型の構成則を適用した．荷重および境界条件については，腹材の上端を載荷点，ガセット下端を固定とし，載荷点の変位を腹材の軸方向に増加させる変位制御により解析を行った．

なお，解析モデルの腹材の断面構成，ガセットの板厚，および高力ボルトの本数は，2径間連続下路ワーレントラス橋の試設計をもとに決定している．

表-1　解析パラメータ

θ	(°)	0	10	15	20	25	30	35	40	45	L/t
t	(㎜)	9									
L	(㎜)	80		80			80			80	8.9
		155		155			155			155	17.2
		230	230	230	230	230	230	230	230	230	25.6
		305		305			305			305	33.9
		380		380			380			380	42.2

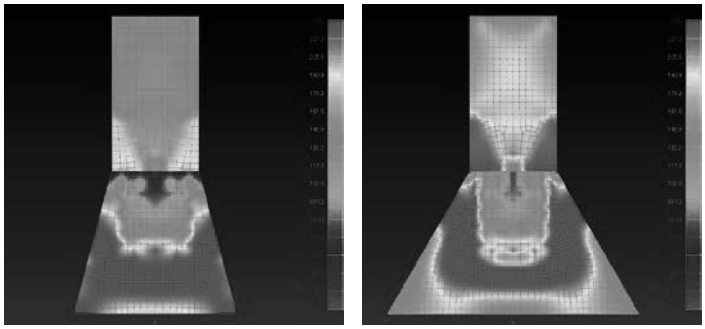
θ：ガセットの拡幅角度，t：ガセットの板厚，腹材直下のガセットの長さ

4. 研究結果

4.1 解析結果

4.1.1 ガセットの拡幅角度θの影響

図-2にガセットの拡幅角度θ=15°およびθ=30°の解析ケースにおけるミーゼス応力のコンターを示す．いずれも最大荷重作用時のものである．ガセットの拡幅角度θ=15°の解析ケースでは，腹材直下のガセットから降伏が始まり，荷重の増加とともに腹材下端のボルトケージ線方向に降伏域が広がる．最大荷重に到達するとガセットの全幅が降伏に至る．一方，ガセットの拡幅角度θ=30°の解析ケースでは，θ=15°と同様に腹材直下のガセットから降伏が始まるが，荷重の増加とともに腹材下端のボルトのゲージ線方向とボルト群の側方に降伏域が広がる．最大荷重に到達すると，ガセットの全幅は降伏に至らないが，ボルト群の側方のほぼ全高が降伏に至っている．この状況から，腹材からの圧縮力をせん断抵抗によりガセットの自由辺部に伝達されていることが分かった．したがって，腹材からの圧縮力に対するガセットの抵抗断面は，自由辺部の突出幅によって変化するため，ガセットの耐荷力算定にあ



(a) θ=15°　　(b) θ=30°

図-2　ミーゼス応力コンター

たっては自由辺部の突出幅を考慮する必要があることが分かった.

4.1.2 腹材下端のガセットの長さＬの影響

ガセットの拡幅角度θ=30°の解析ケースにおいて，腹材下端のガセットの長さＬに着目した場合の荷重と鉛直変位の関係を図-3 に示す．鉛直変位は腹材上端の載荷点の値で，L/t の影響による荷重と鉛直変位の関係では以下の事項が分かった.

① L/t=8.9 では，荷重と鉛直変位の関係に非線形性が生じた後も荷重は略一定の勾配で増加し，解析モデルに与えた強制変位の範囲では荷重の低下はみられない.

② L/t=17.2 では，荷重と鉛直変位の関係に非線形性が生じた後は緩やかに荷重が増加し，最大荷重に到達後は緩やかに低下する.

③ L/t=25.6 では，荷重と鉛直変位の関係に非線形性が生じた後に最大荷重に到達する．前述の L/t=17.2 の場合と比較して，最大荷重に到達後の荷重の低下が大きくなる.

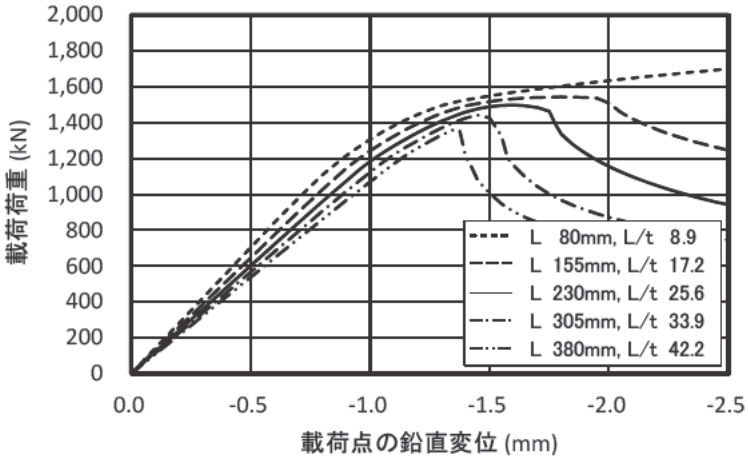


図-3 荷重と腹材上端の鉛直変位の関係（θ=30°）

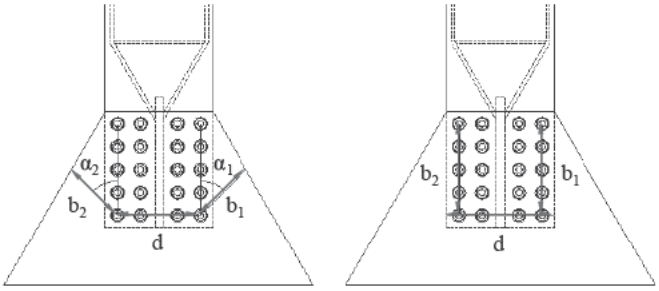
④ L/t=33.9 では，荷重と鉛直変位の関係で明瞭な非線形性を示さずに最大荷重となり，その後は急激に荷重が低下する.

⑤ L/t=42.2 では，最大荷重到達と同時に急激に荷重が低下する.

この荷重と鉛直変位の関係から，基準耐荷力曲線において座屈応力 σ_{cr} と降伏応力 σ_y との比 σ_{cr}/σ_y が 1.0 となる座屈限界長さは L/t=25.6 付近に存在すると考えられる．他の解析ケースθ=0°，θ=15°，およびθ=45°においても同様の傾向であった．本研究の解析の範囲では，示方書におけるガセットの局部座屈に対する規定が安全側に設定されていることが分かった.

4.2 ガセットの耐荷力評価式の検討

図-2 の最大荷重作用時の応力コンターより，ガセットの抵抗断面を図-4(a)，(b)に示す線 b_1-d-b_2 と考えた．図-4(a)は，ガセットの拡幅角度θが 30°より小さい場合で，$\alpha_1=\alpha_2=45°$ として自由辺部の断面を抵抗断面に考慮したものである．一方，図-4(b)は，ガセットの拡幅角度θが 30°より大きい場合で，文献 2)の評価方法を適用してガ



(a) θ＜30°　　(b) θ≧30°

図-4 ガセットの抵抗断面

セットの自由辺部のせん断抵抗を考慮したものである．これらの抵抗断面に鋼材の降伏強度を乗じて各解析ケースの降伏荷重P_yを算出し，最大荷重P_uと降伏荷重P_yの比P_u/P_yと，ガセットの拡幅角度θとの関係を図-5に整理した．なお，最大荷重P_uについては解析値の最大を用いており，腹材下端のガセットの長さLとガセットの板厚tとの比L/tは25.6である．また，同図では，ガセットの拡幅角度θ=0°の解析ケースのP_u/P_yの値（=1.038）を破線で示し，結果の比較基準としている．θ=0°の解析ケースを基準とした理由として，ガセットが腹材と同幅で自由辺部の影響がないため，一様な圧縮力を受ける板としてみなせることによる．

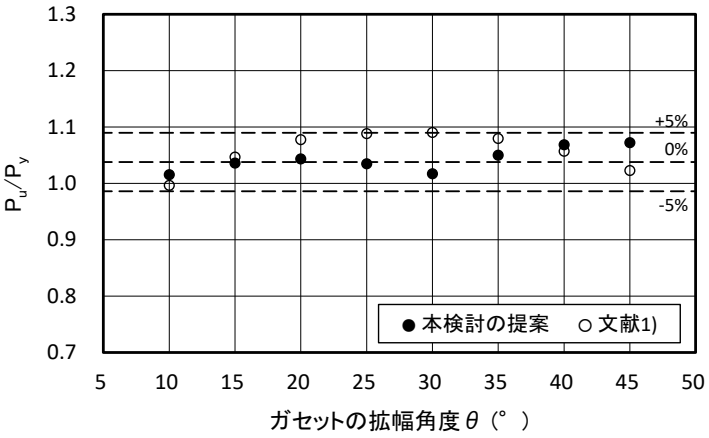


図-5　耐荷力算定値とガセットの拡幅角度の関係

図-5から本研究で提案した耐荷力の算定方法は，全ての解析ケースにおいて比較基準線から±5%の範囲内にあり，自由辺部の突出幅の影響を概ね捉えていると考えられる．同図には，文献1)の評価方法で算出した各解析ケースのP_u/P_yについても示した．こちらの結果についても，全ての解析ケースにおいて比較基準線の±5%の範囲内にあるが，自由辺部の突出幅の影響を耐荷力の評価方法に考慮することが課題であることが分かった．

5. 結論

本研究では，圧縮力を受ける腹材を連結するガセットを対象に，ガセットの自由辺部の突出幅と耐荷力の関係について単純な解析モデルを用いて調べるとともに，示方書におけるガセットの局部座屈に対する規定の妥当性について確認を行った．本研究の結果として，腹材からの圧縮力に対するガセットの抵抗断面は，自由辺部の突出幅によって変化することが確認された．今後は，実構造に近いトラス格点部の解析モデルで耐荷力の評価方法について検討を行う予定である．

6. 謝辞

本研究を行うにあたり，ご指導頂きました玉越上席研究員ならびに構造物メンテナンス研究センターの皆様に謝意を表します．

所属：宮地エンジニアリング株式会社

〈参考文献〉

1) (独)土木研究所，首都大学東京，早稲田大学：腐食劣化の生じた実橋梁部材を活用した鋼トラス橋の耐荷性能評価手法に関する研究，国土交通省 建設技術研究開発費補助金 総合研究報告書，2013.3
2) 川口ら：鋼トラス橋格点部におけるガセットプレートの圧縮耐荷力評価式の適用性の検討に関する解析的研究，鋼構造論文集，第22巻第87号，2015.8
3) 本州四国連絡橋公団：トラス格点構造設計指針(案)，1976.3

実橋における施工時挙動計測と再現解析によるひび割れ抑制対策の検討

チーム名等　　橋梁構造研究グループ
氏　　名　　高瀬　弘

1. はじめに

近年，コンクリート橋の橋梁定期点検結果より，供用開始後２年以内に行われる初回点検までの間にひび割れや変形による変状（以降，初期変状）が報告されている。初期変状は，橋の耐荷・耐久性能の実現に好ましい状況ではないため，初期変状として多いひび割れの抑制対策を検討した。ＰＣ橋の定期点検および初回点検結果から初期変状を分析した結果，ポストテンション方式ＰＣ箱桁（以降，ポステン箱桁）で分割施工や急速施工を行う橋梁に初期変状のひび割れが多く発生していることがわかった。よって，本研究では初期変状原因特定のため，張出し架設を行ったポステン箱桁に計測機器を取付けひずみなどの挙動計測を行い，再現解析との関係から原因を推定し，対策方法を検討した。

2. 定期点検及び初回点検結果の整理とその要因

平成 20～24 年に実施された定期点検および初回点検の初期変状(ひび割れ)結果について，橋梁形式別とひび割れパターン別に分析を行った。その結果，ポステン桁に損傷が多く，特にポステン箱桁はほとんどの橋梁でひび割れが認められた(図. 1)。ポステン箱桁で多いひび割れパターンとその推定要因を図. 2 に示す。主な要因は，施工手順による新コンクリートが旧コンクリートの拘束(施工打継目や隔壁などの後打ち部)やマスコンクリートによる拘束(水和熱)を受けることであり，急速施工と分割施工を行う張出し架設がポステン箱桁に多いことが理由であると推測される。よって，ポステン箱桁の張出し架設工法として施工中の挙動を実橋計測し，計測値と解析値との関係からひび割れ要因を分析，検討することとした。

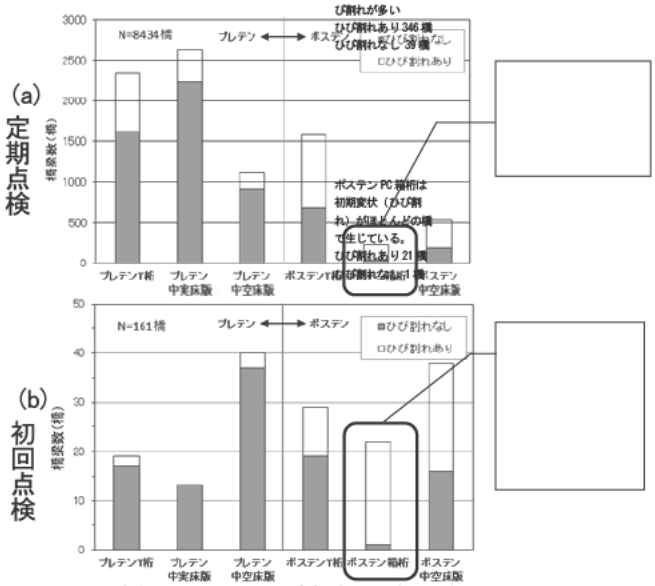


図. 1 橋梁形式別ひび割れ発生傾向

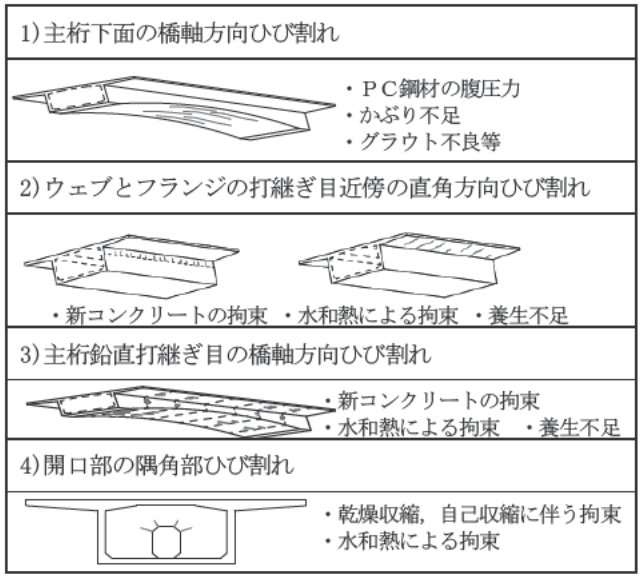


図. 2 ポステン箱桁の主要ひび割れパターンと推定される要因

3. 実橋における施工時挙動計測と再現解析

(1)実橋における施工時挙動計測

平成 26 年度に工事を実施したＰＣ4 径間連続ラーメン箱桁橋(図. 3)の A1 から P1 間において，計測器を取付け，施工中の主桁鉄筋ひずみ，ウェブのコンクリートひずみ，コンクリート温度を 1 時間毎に第 2 から第 10 ブロックまで計測した(表. 1)。計測器は, 第 2 ブロックと第 10 ブロックに計測センサ (配置は図. 4)を取付けた。新ブロック側の打継部には，旧ブロックに拘束される方向を主な計測対象とし，主桁上下縁の中央とウェブ位置の鉄筋ひずみを計測した。張出し架設の施工工程（移動作業車の移動日，コンクリート打設日，PC 鋼材の緊張日）は，表. 2 に示すとおり 1 ブロック当たり 8 から 10 日間程度の急速施工である。

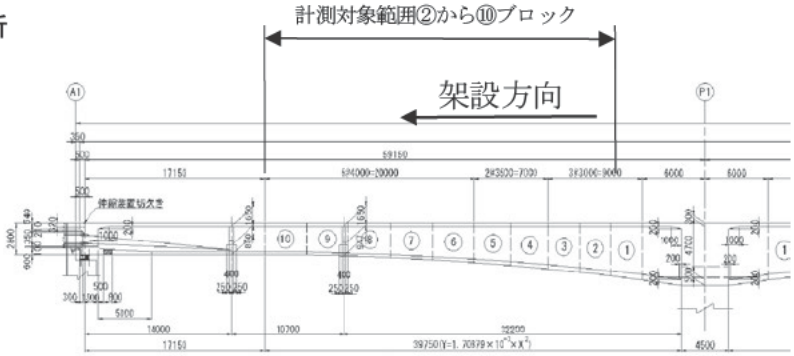


図. 3 計測対象橋梁側面図

表. 1 計測項目

コンクリート温度
施工打継目の鉄筋ひずみ
主桁上下縁の鉄筋ひずみ (主桁中心とウェブ位置)
ウェブのコンクリートひずみ
施工打継目の目開き

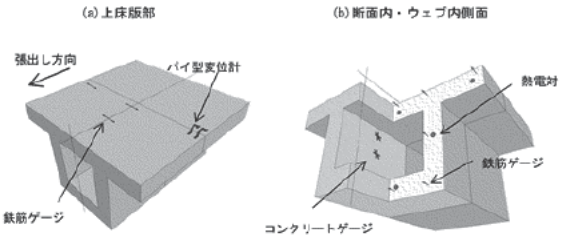


図. 4 ゲージ・熱電対・変位計設置概要

(2)再現解析による施工時挙動の分析

施工時荷重の影響に加えて，部材寸法や外気温等の環境条件を精度よく反映した温度解析（3 次元立体温度応力解析）を行うことでひび割れ要因と対策を検討する。解析では，実施工イベントである表. 2 の施工ステップと日程(自重，プレストレス導入，機械荷重載荷・除去)による応力変動に加えて，コンクリート部材間の温度差やクリープ・乾燥収縮の影響による応力変動を考慮し，これらの同時性を考慮した再現解析を実施した。なお，施工箇所の外気温変化は，一般的に一定温度とすることが多いが，日変動がひび割れへの影響が大きいと考え，施工箇所の過去 10 年間の気象庁観測記録から日変動と季節変動を整理し，年平均気温(11℃)と年間振幅温度（13℃）と設定した(図. 5)。また，コンクリート配合によるコンクリートの発現強度および剛性の時系変化の影響を考慮した。

表. 2 実橋張出し架設の施工工程

	移動作業車前進	生コン打設	PC 鋼材緊張
第 1 ブロック			
第 2 ブロック	9/12 PM	9/22 AM	9/24 AM
第 3 ブロック	9/24 PM	10/01 AM	10/03 AM
第 4 ブロック	10/03 PM	10/09 AM	10/11 AM
第 5 ブロック	10/11 PM	10/17 AM	10/20 AM
第 6 ブロック	10/20 PM	10/24 AM	10/27 AM
第 7 ブロック	10/27 PM	11/02 AM	11/05 AM
第 8 ブロック	11/05 PM	11/10 AM	11/12 AM
第 9 ブロック	11/12 PM	11/18 AM	11/20 AM
第 10 ブロック	11/20 PM	11/26 AM	11/28 AM

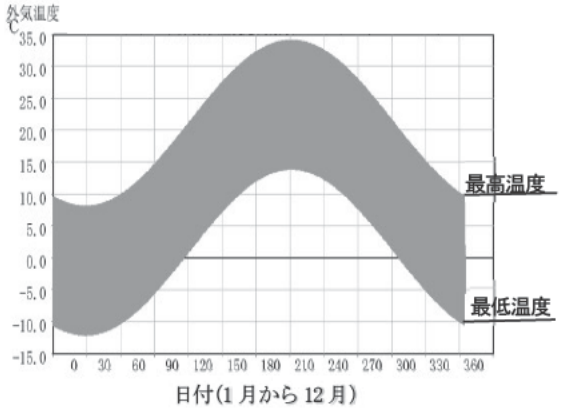


図. 5 外気温の設定

(3) 計測結果と再現解析の重ね合わせ

第２ブロック先端位置で計測した橋軸方向鉄筋ひずみを応力度に換算した結果と再現解析，設計計算の結果を重ね合わせたものは図.６のとおりであり，以下に考察を示す。なお設計計算は，施工時の上げ越し計算を示す。

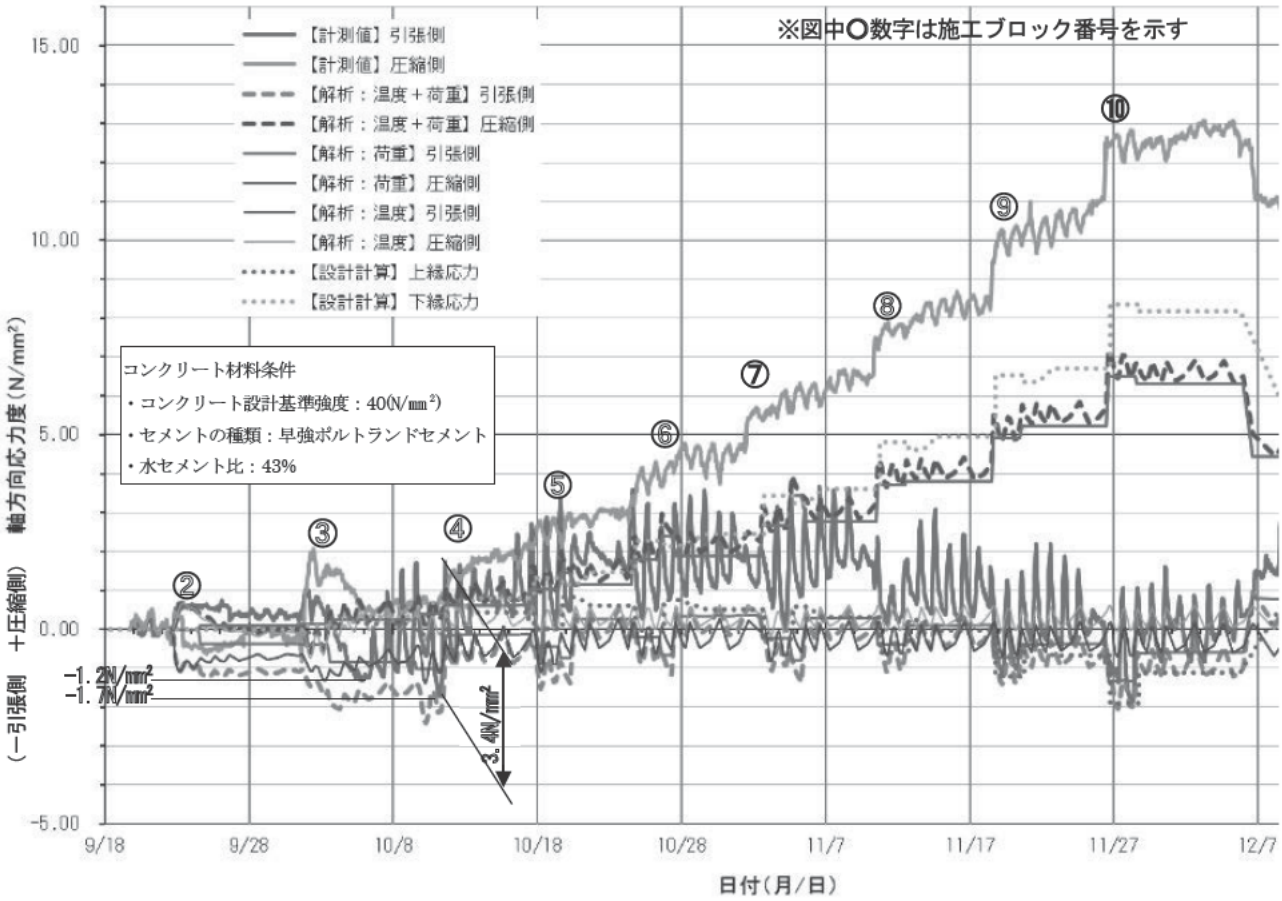


図.６　橋軸方向コンクリート応力度(計測値)と解析結果(計測位置：第２ブロック先端主桁中心位置)，設計計算結果の重ね合わせ

1)引張側の計測値と解析結果は，図.６より第３ブロック以降概ね同じ傾向を示している。第３ブロックの施工初期段階に計測値で-1.2(N/mm²)，第４ブロックで-1.7(N/mm²)の引張応力が発生しており，移動作業車が移動し隣接ブロックに荷重が載荷されるなどの影響に加えて，温度変化の影響が加味されると施工初期段階で大きな引張応力が発生している。引張側の計測値と解析値はともに，１日毎に応力変動しており荷重と温度変化の影響の重複と想定され，最大3.4N/mm²程度と応力変動が大きい。解析から分析すると施工初期の引張応力度の内訳は，荷重が５割程度，温度変化が５割程度の割合となっており，温度変化の占める割合が非常に高いことがわかる。

2)施工時荷重のみの解析結果と設計計算は，概ね一致しており施工イベントを考慮した施工時荷重による応力計算は妥当であると判断できる。計測値より圧縮側は，圧縮ひずみが蓄積するが，引張側のひずみは蓄積しない傾向となっている。蓄積する圧縮ひずみは，持続性クリープ変形の影響などが想定され，解析と計測の乖離の要因となっていると推測される。また引張側のひずみは，逐次導入されるプレストレスにより施工ブロック毎にひずみがキャンセルされ施工初期段階を除き，大きな乖離はない。

4. 施工時許容応力度によるひび割れ抑制対策

平成 24 年度道路橋示方書[1](以降 H24 道示)では，施工時許容応力度はコンクリートの設計基準強度に応じて定められており，材齢 28 日における圧縮強度に対して決められたものである。しかし，材齢 28 日圧縮強度となる前の若材齢において施工時荷重や温度変化等の影響から大きな引張応力が発生している(図.6，図.7)。そのため施工時許容応力度は，材齢，温度依存性，セメントの種類，水セメント比を考慮できるコンクリート圧縮強度式(1)とその圧縮強度を基にした引張強度式(2)に対し，H24 道示[1]の許容応力度と同程度の安全率を確保することで，H24 道示と同程度の安全率が設定できるとした。

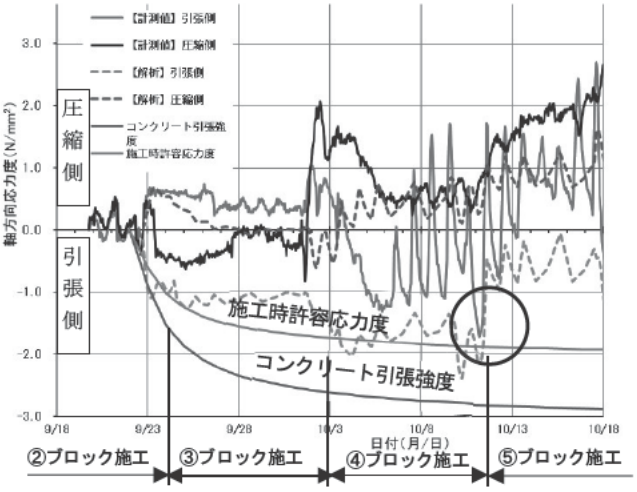


図.7　橋軸方向コンクリート応力度と施工時許容応力度

図.7 に施工中のコンクリート応力度(計測値と解析値)と式(1)および式(2)を基にした施工時許容応力度の関係を示している。10 月 11 日においてコンクリート打設 2 日後の温度降下時に，-1.7(N/mm²)の引張応力が発生している。施工時許容応力度は，この段階(図.7 丸箇所)が最も発生応力度と許容応力度が近づき，施工時許容応力度は安全を満足できている。

①圧縮強度予測式[3]

$$f'_c(t_e) = \frac{t_e \quad S_f}{a+b(t_e \quad S_f)} f'_c(t_n) \cdots\cdots\cdots\cdots (1)$$

②引張強度予測式[2]

$$\sigma_{ct} = 0.23\sigma_c^{\frac{2}{3}} \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (2)$$

t_e	：有効材齢（日）
t_n	：20℃水中で養生したコンクリートの管理材齢（日）
$f'_c(t_e)$	：有効材齢t_eにおける圧縮強度（N/mm²）
a, b	：セメントの種類及び管理材齢に応じた圧縮強度を示す係数
S_f	：セメントの種類に応じた硬化原点に対応する有効材齢（日）
$f'_c(t_n)$	：管理材齢t_nにおける圧縮強度（N/mm²）
σ_{ct}	：コンクリート引張強度
σ_c	：コンクリートの圧縮強度($f'_c(t_e)$)

5. 結論

初期ひび割れの影響は，PC 箱桁による実橋の挙動計測と再現解析（温度解析）の結果から，施工時荷重などに加えて温度変化等の影響が重複した場合に引張応力が発生し，若材齢時のコンクリートの引張応力に対してひび割れ発生リスクが高いことを示した。

そのため，初期変状のひび割れ対策は，経時的なコンクリート材料の変化の影響を考慮できるコンクリート圧縮強度式(1)を基にした施工時許容応力度で制限することで初期ひび割れリスクを抑制できることを考察した。

6. 謝辞

本研究にあたり，ご指導頂きました石田雅博上席研究員，大島義信主任研究員，ならびに構造物メンテナンス研究センターの皆様に深く感謝の意を表します。

所属：株式会社アサノ大成基礎エンジニアリング

＜参考文献＞

(1)道路橋示方書・同解説　Ⅲコンクリート橋編，P127，公益社団法人日本道路協会，平成 24 年 3 月
(2)道路橋示方書・同解説，Ⅳ下部構造編，P186，公益社団法人日本道路協会，平成 24 年 3 月
(3)マスコンクリートのひび割れ制御指針 2016，P43，公益社団法人日本コンクリート工学会，平成 28 年 11 月

巻立て補強された鉄筋コンクリート橋脚の塑性ヒンジ長に関する解析的検討

チーム名等　橋梁構造研究グループ
氏　　名　　宮田　秀太

1. まえがき

平成 24 年の道路橋示方書Ⅴ耐震設計編(以下、道示Ⅴ)から、鉄筋コンクリート橋脚(以下、RC 橋脚)の塑性変形能の評価方法は、塑性ヒンジの形成メカニズムを踏まえ見直された。この中で、塑性ヒンジ長は、軸方向鉄筋のはらみ出し現象に着目し、**表-1** に示す軸方向鉄筋や帯鉄筋等の配筋条件を考慮した上で、構造細目や軸力に適用範囲を設けた(2)式により算出することが規定された。一方、巻立て補強された RC 橋脚の塑性ヒンジ長は、平成 14 年の道示Ⅴに規定されている(1)式に、補正係数 C_p を乗じたものが用いられている [1]。しかし、適用範囲が明確でないことや限界状態に対応する変位の推定精度が低い場合がある。そのため、巻立て補強された RC 橋脚に対する塑性変形能を適切に評価する上では、巻立て補強による効果が塑性ヒンジ部の形成メカニズムに与える影響を、定量的に分析する必要がある。

表-1　塑性ヒンジ長の算出式

	平成 14 年 道示Ⅴ	平成 24 年 道示Ⅴ
算出式	$L_p=0.2h-0.1D$ ・・(1) ただし，$0.1D \leqq L_p \leqq 0.5D$	$L_p=9.5\,\sigma_{sy}^{1/6}\,\beta_s^{1/3}\,\phi'$ ・・・(2) ただし，$L_p \leqq 0.15h$
凡例	h ：橋脚基部から慣性力作用位置までの距離 D ：断面高さ	h ：同左 σ_{sy}：軸方向鉄筋の降伏点 ϕ'：軸方向鉄筋の直径 β_n：抵抗を表すばね定数($=\beta_s+\beta_{co}$) β_s：横拘束鉄筋の抵抗を表すばね定数($=\frac{384\,E_0 I_b}{n_s\,d'^3\,s}$) β_{co}：かぶりコンクリートの抵抗を表すばね定数($=0.01c_0$) E_0：横拘束鉄筋のヤング係数 I_b：横拘束鉄筋の断面二次モーメント s：横拘束鉄筋の間隔 d'：横拘束鉄筋の有効長 n_s：有効長内に配置される軸方向鉄筋本数 c_0：かぶり厚さ

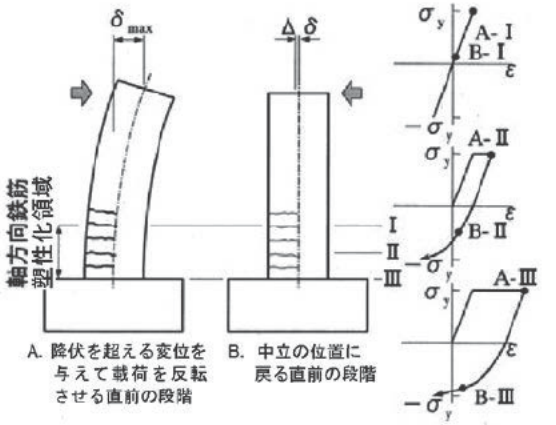


図-1　軸方向鉄筋の塑性化領域と応力度ひずみ状態

2. 研究目的

既往の研究 [2)~5)] では、**図-1** に示す座屈メカニズムを仮定し、軸方向鉄筋の座屈解析が行われている。この座屈メカニズムとは、RC 橋脚に正負交番荷重が作用すると、RC 橋脚が**図-1** に示す A.から B.の状態となることで、軸方向鉄筋は塑性化程度が柱基部の断面Ⅰ～Ⅲで異なり、剛性が引張塑性化後に圧縮に転じることでバウシンガー効果が現れ低下し、座屈が発生することである。帯鉄筋とかぶりコンクリートは、軸方向鉄筋の塑性化領域で発生するはらみ出しを伴う座屈を拘束する働きをしている。

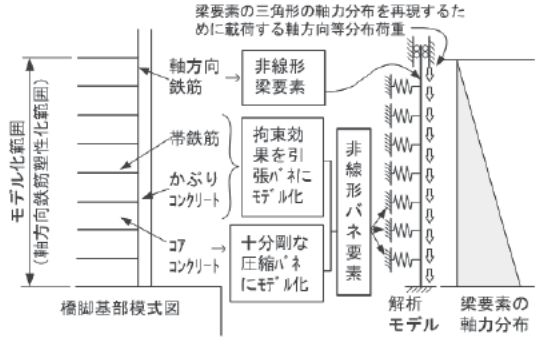


図-2　FEM による座屈解析モデル

本研究では、鋼板や炭素繊維により巻立て補強された RC 橋脚及び鉄筋コンクリートにより巻立て補強された RC 橋脚(以下、RC 巻立て)に対しても同様の座屈メカニズムを仮定し、はらみ出しを伴う座屈を拘束する効果に、巻立て補強が与える影響を確認するために解析的検討を行うものである。座屈解析結果と、実験結果の塑性ヒンジ長を比較することで、評価方法の妥当性を検証することが目的である。

3. 塑性ヒンジ部の軸方向鉄筋に対する座屈解析方法

解析方法は既往の研究[2)~5)]と同様とし、 幾何学的非線形性を考慮した塑性座屈解析とした(**図-2**)。軸方向鉄筋の塑性化範囲は、橋脚断面の初降伏曲げモーメントと最大曲げモーメントの関係より求め、これをモデル化範囲とした。軸方向鉄筋の応力度ひずみ関係は、修正 Menegotto-Pinto モデルとした。軸方向鉄筋の座屈を拘束する効果は、帯鉄筋とかぶりコンクリートの抵抗を表すバネ値($K=K_s+K_c$)としている。帯鉄筋の抵抗 K_s は有効長 d を支間とする両端固定梁の曲げ剛性により算出した。かぶりコンクリートの抵抗 K_c は、かぶりコンクリートのバネ値算出係数 k_0、軸方向鉄筋の純かぶり c_0、帯鉄筋間隔 s の積により算出した($K_c=k_0c_0s$)。RC 巻立ては、上述のモデル化により解析を行った。

4. 巻立て補強された RC 橋脚の抵抗特性

鋼板及び炭素繊維により巻立て補強された RC 橋脚では、 **図-3** に示すように補強材料とかぶりコンクリートが共同して抵抗すると仮定し、補強材料とかぶりコンクリートによる合成断面が単純梁として抵抗する効果を、曲げ剛性により表すバネ値として設定した。また、曲げ耐力制御式の鋼板巻立ては、**図-4** に示すように柱基部に型鋼が設置されている。型鋼の抵抗特性は、曲げ剛性を図心位置にバネ値として設定し、帯鉄筋と等価な機能を発揮するようにモデル化を行った。

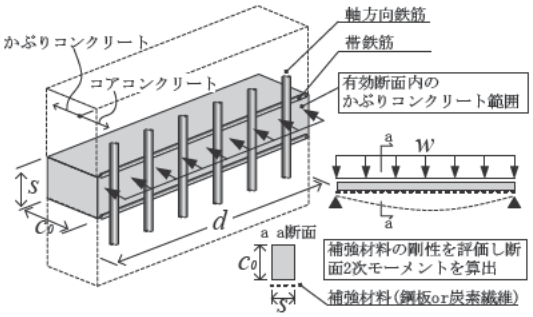


図-3 鋼板・炭素繊維巻立て補強の抵抗特性

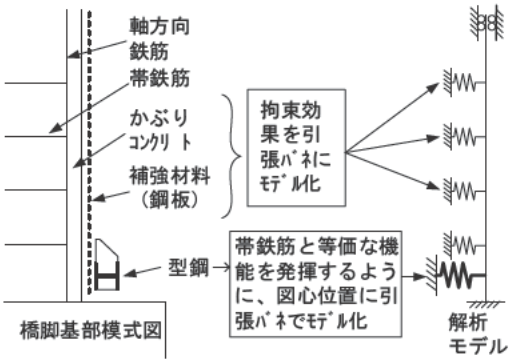


図-4 曲げ耐力制御式鋼板巻立て工法のモデル化

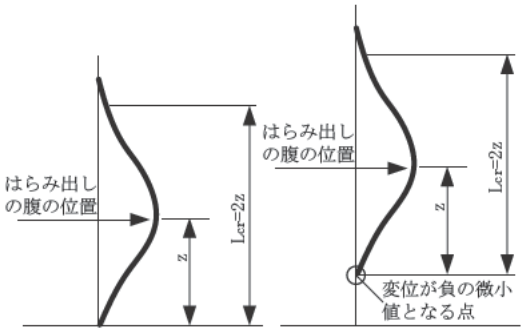


図-5 はらみ出し長の解析値の定義

5. 座屈解析

対象とした実験供試体諸元[6)~10)]を**表-2** に示す。対象とする供試体は、鋼板巻立て、RC 巻立て及び炭素繊維巻立てとし、寸法効果の影響を確認する目的で実物大供試体も含めた(No.3)。座屈解析結果は**図-6** に示す。座屈モード図は、モデル化した軸方向鉄筋の下端鉛直反力-上端鉛直変位を用いて荷重変位関係図を描き、最大耐荷力点に達したときの水平変位により作図している。また、座屈モード図は、高さ方向に各供試体の帯鉄筋間隔毎に目盛り線を作図している。解析より算出するはらみ出し長の定義方法は、既往の研究[2)~5)]と同様とし、最大水平変位点を

表-2 検討対象とした供試体

補強工法分類	No.	断面形状	基部定着	幅×高さ (mm)	載荷高さ (mm)	せん断支間比	軸方向鉄筋 径	段数	間隔 (mm)	かぶり (mm)	鉄筋比 (%)	降伏点 (N/mm²)	横拘束筋 径	間隔 (mm)	体積比 (%)	降伏点 (N/mm²)	有効長 (mm)	補強鉄筋 径	間隔 (mm)	降伏点 (N/mm²)	コンクリート強度 (N/mm²)	軸応力 (N/mm²)	参考文献
鋼板巻立	1	円形	有り	560	2550	4.55	D13	1	51.6	50	1.44	354.0	D6	141	0.20	361.5	460	M12	110	335.9	35.1	1.45	6)
	2	矩形	有り	600*600	3010	5.02	D10	2	40.0	40	1.59	377.6	D6	200	0.13	361.5	480	M12	120	335.9	37.1	1.50	6)
	3	矩形	有り	2400*2400	9600	4.00	D35	1	122.0	102	1.23	424.0	D19	300	0.17	344.0	2196	D32	250	383.0	33.5	0.00	7)
	4	矩形	有り	600*600	2400	4.00	D10	1	36.0	30	1.23	395.0	D6	100	0.23	389.0	540	M12	125	388.0	39.9	0.00	7)
RC巻立	5	矩形	有り	2140*660	2270	3.44	D13	1	90.0	40	0.65	380.5	D13	100	1.27	380.5	400	D13	200	380.5	31.3	0.69	8)
	6	矩形	有り	1950*750	2400	3.20	D10	1	156.4	40	0.37	391.5	D6	50	0.14	401.1	1870	D13	155.8	533.9	33.2	0.60	9)
炭素繊維巻立	7	矩形	無し	700*700	2100	3.00	D16	1	53.3	40	1.95	362.9	D6	120	0.17	331.4	620	---	---	---	26.3	2.26	10)
	8	円形	無し	700	2100	3.00	D13	1	54.1	40	1.19	367.4	D6	120	0.17	331.4	620	---	---	---	28.8	1.67	10)

座屈の腹として決定した(**図-5**)。座屈モード図には、座屈長を計上する際の主要点(モードの腹と節)を示す。

鋼板巻立てグループ(No.1～No.4)は、柱基部に設置した型鋼による抵抗の影響により、柱基部から最初の帯鉄筋までの区間に座屈モードが確認されていない。また、型鋼や鋼板による抵抗特性が大きいことから、座屈長も帯鉄筋間隔の 1 倍の区間と一致する傾向が確認できる。ただし、寸法効果を確認する目的で解析を行った実物大供試体(No.3)では、帯鉄筋間隔の 3 倍の区間に座屈長が分布している。RC 巻立てグループ(No.5、No.6)及び炭素繊維巻立てグループ(No.7、No.8)は、概ね帯鉄筋間隔の 1～2 倍の区間で座屈長が確認できる。ただし、No.6 供試体のみ座屈長が帯鉄筋間隔の 4 倍の区間と長く、モデル化範囲のほぼ全長が座屈する解析結果を得た。この結果は、後述する実験結果との乖離も大きい。No.6 供試体は、軸方向鉄筋比が小さく低鉄筋比の供試体であるため、かぶりコンクリートの抵抗特性を適切にモデル化できていない可能性が考えられる。

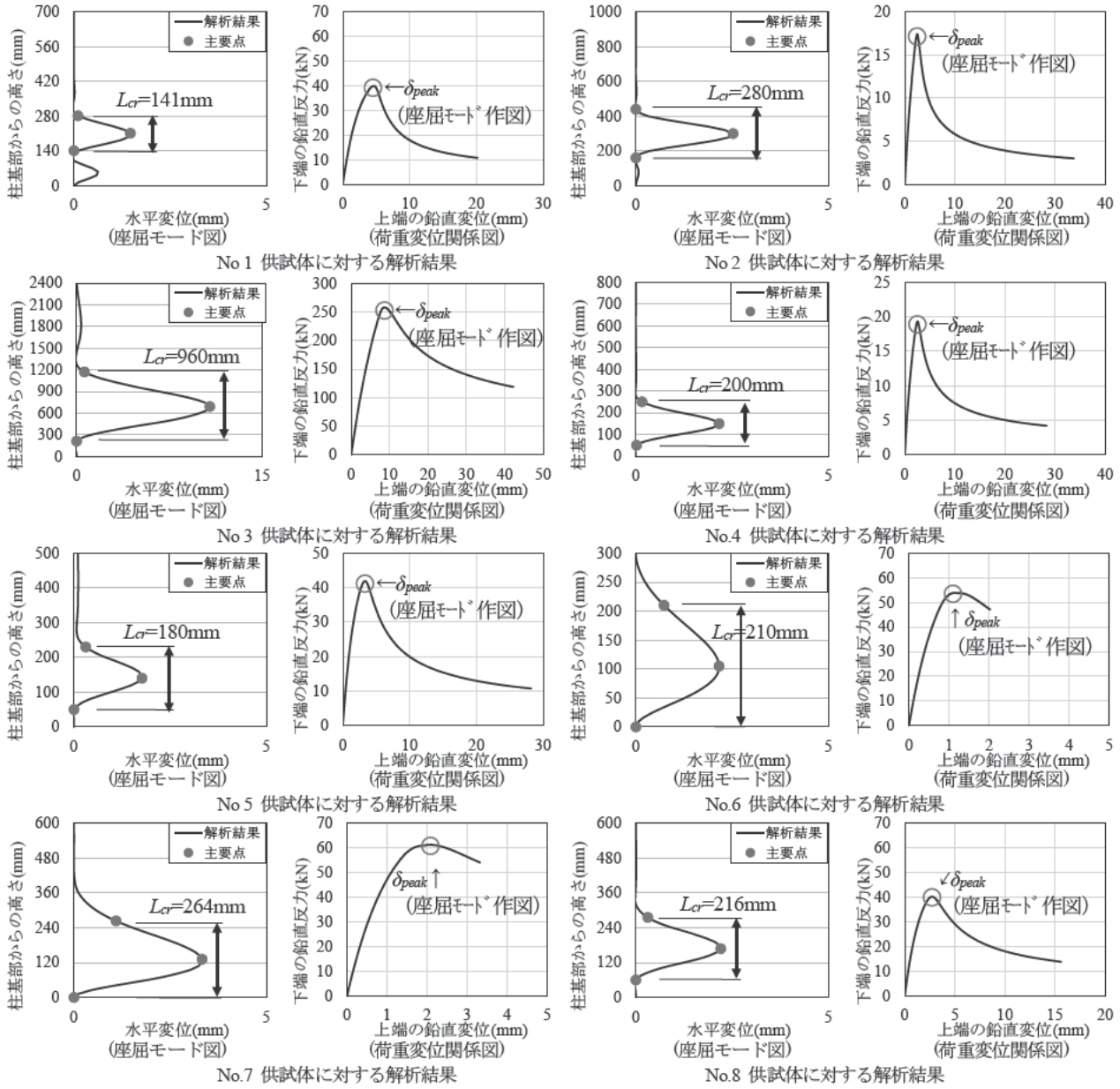


図-6　各供試体における座屈モード図及び荷重変位関係図

表-3 及び**図-7** に、解析結果と実験結果及び(2)式による算出結果を比較した。なお、(2)式による算出結果は、巻立て補強の効果は考慮せずに平成 24 年道示Ⅴに準じて算出した参考値である。(2)式では、補強材料(鋼板、炭素繊維)による抵抗特性を評価していないことから、値が解析結果よりも大きくなることが分かる。

表-3 解析結果の比較

	解析値 (mm)	実験値 (mm)	道示式 (mm)
No.1	141	141	393
No.2	280	100	341
No.3	960	900	958
No.4	200	250	376
No.5	180	150	180
No.6	210	50	486
No.7	264	360	580
No.8	216	120	446

6. まとめ

本検討では、巻立て補強された RC 橋脚に対して補強効果を踏まえた軸方向鉄筋の座屈解析を行った。補強材料の効果を評価することで、解析的に座屈長を得ることができ、実験結果と比較して概ね一定の精度が確認できた。一方で、低鉄筋比 RC 巻立てや鋼板及び炭素繊維巻立ては、(2)式における塑性ヒンジ長の結果に差が確認されたことから、今後精度の向上が必要とされる。加えて、今後は、巻立て補強された RC 橋脚の塑性ヒンジ長の定式化や、塑性変形能の評価方法を検討していく予定である。

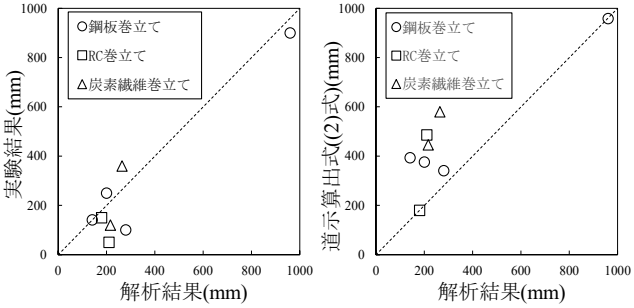


図-7 解析結果と実験及び(2)式との比較

7. 謝辞

本研究を遂行するにあたり、多大なるご指導を賜りました、大住上席研究員、岡田主任研究員（研究当時）、並びに構造物メンテナンス研究センターの皆様に心より感謝申し上げます。

所属：株式会社　耐震解析研究所

〈参考文献〉

1) 玉越隆史、白戸真大、星隈順一、堺淳一：既設橋の耐震補強設計に関する技術資料、国土技術政策総合研究所資料 No.700、2012.11.
2) 運上茂樹、星隈順一、近藤益央、浅津直樹：軸方向鉄筋の座屈解析による鉄筋コンクリート橋脚の塑性ヒンジ長に関する研究、土木研究所資料 No.3748、2000.9.
3) 浅津直樹、運上茂樹、星隈順一、近藤益央：軸方向鉄筋の座屈解析による鉄筋コンクリート橋脚の塑性ヒンジ長に関する研究、土木学会論文集、No.682、Ⅰ 56、177 194、2001.7.
4) 星隈順一、堺淳一、小森暢行：軸方向鉄筋のはらみ出し現象に着目した鉄筋コンクリート橋脚の塑性ヒンジ長の推定手法に関する研究、土木研究所資料 No.4257、2013.3.
5) 堺淳一、星隈順一：軸方向鉄筋のはらみ出し現象に着目した鉄筋コンクリート橋脚の塑性ヒンジ長の評価、構造工学論文集、Vol.60A、pp.782 795、2014.3.
6) 川島一彦、大塚久哲、中野正則、星隈順一、長屋和宏：曲げ耐力制御式鋼板巻き立て工法による鉄筋コンクリート橋脚の耐震補強、土木研究所資料 No.3444、1996.5.
7) 建設省土木研究所、日本道路公団、首都高速道路公団、阪神高速道路公団：鉄筋コンクリート橋脚の耐震性に及ぼす寸法効果の影響に関する共同研究報告書、共同研究報告書 No.234、1999.10.
8) 長屋和宏、大塚久哲、星隈順一：壁式橋脚の鉄筋コンクリート巻立て補強とその効果、土木学会第 51 回年次学術講演会、pp.552 553、1996.9.
9) 鬼木浩二、井上崇雅、中尾尚史、篠原聖二、岡田太賀雄、星隈順一：橋脚の RC 巻立て補強における高強度鉄筋の適用がアンカー定着特性と補強効果に及ぼす影響、構造工学論文集、Vol.63A、pp.289 300、2017.3.
10) 佐々木協一、袴田文雄、前川順道、星隈順一：炭素繊維シートを用いた RC 橋脚補強の実験的検討、第 24 回地震工学研究発表会講演論文集、pp.777-780、1997.7.

プレキャスト部材を用いた既設カルバートの耐震性能評価と補強方法に関する研究

チーム名等　　橋梁構造研究グループ
氏　　名　　山崎　旬也

1. まえがき

平成23年東北地方太平洋沖地震において，プレキャストアーチカルバートに縦断方向（函軸方向）の地震荷重が作用したためと思われる，ひび割れや接合部のコンクリート剥離等の損傷が高速道路で生じた[1]．このようなプレキャストカルバートは，損傷過程や破壊特性に関する技術的知見が少なく，耐震性能の評価手法が確立されておらず，地震時にどのような状態になるのかを事前に評価する手法がないため，同レベルの地震動が発生した際には，プレキャストアーチカルバートに同様な損傷が起こる可能性が懸念される．

2. 研究目的

本研究の対象としたプレキャストカルバートは高速道路内での使用実績が90%程度を占める[1]2ヒンジ式プレキャストアーチと3ヒンジ式プレキャストアーチ（以下，3ヒンジアーチ）とした．その中で，本年度は3ヒンジアーチの地震時縦断方向に着目した動的遠心模型実験を実施した．高速道路で生じた3ヒンジアーチの損傷は中村ら[2]の研究によると3ヒンジアーチが地震時に個々に挙動し，縦断方向に倒れこむように変形したことにより発生したとされている．この変形モードを動的遠心模型実験により確認することで損傷メカニズムを明らかにすることを目的とする．また，既設カルバートの補強方法についても提案するものである．

3. 研究方法

本研究では，鋼製剛土槽を用いて遠心力50G場での動的遠心模型実験を行った．図-1に示すようなプロトタイプで5.0mの基礎地盤上にそれぞれ独立した面壁を有する3ヒンジアーチを含む両坑口盛土モデルとした．

3.1 3ヒンジアーチ盛土のモデル化

実験に使用した3ヒンジアーチの断面図を図-2に示す．プロトタイプに対し，括弧内の数字は模型寸法を示す．プロトタイプの内空幅は，参考文献1)より損傷を受けた9基に対し，比較的損傷度合いの大きかった6基の内空幅のおおむねの平均である9.0mとした．部材厚は規格の中で最も断面厚が薄い0.25mとした．3ヒンジアーチは内空幅と内空高さで部材厚が決定される構造であり，モデル断面は内空幅9.0m部材厚0.25mとしたため，逆算により内空高さ4.7mとした．実験は遠心力50G場で行うため，相似則を考慮し模型寸法は図-2の括弧内の数字に示すような，実物の1/50とした．また，実物は鉄筋コンクリート構造であるが，同じ材料で1/50サイズの模型を作製するのが困難であるため，模型はアルミ合金構造とした．その場合，表-1に示すように，構造材の違いを考慮し，曲げ剛性EIが相似則をできる限り満足するよう，模型の部材厚を4mmに決定した．模型のヒンジ構造は頂部が左右のアーチ部材に対称の半円状の切欠きを設け，そこに直径2mmの真鍮製円柱棒を設置しモデル化した．脚部はアルミ合金でモデル化した基礎部に切欠きを設け，アーチ部材を差し込むことでモデル化した．基礎地盤は

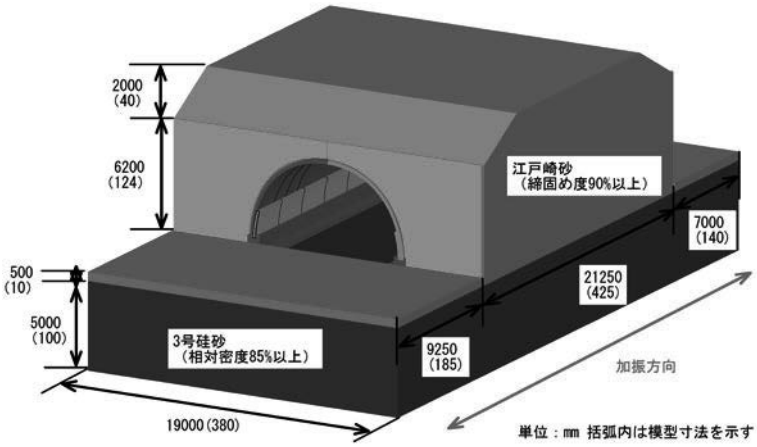


図-1 実験模型概略図

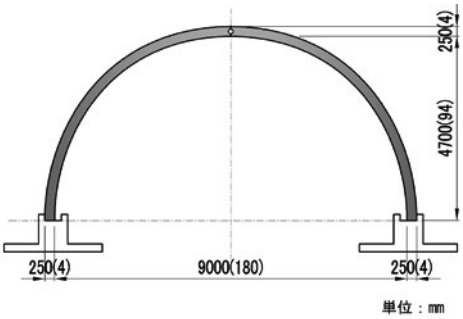


図-2 3 ヒンジアーチ模型概略図

表-1 アーチの RC 構造とアルミ模型の物性値

物性値		単位	RC構造	アルミ模型
ヤング係数	E	kN/m^2	2.95×10^7	7.06×10^7
製品長	L	mm	1250	1250
部材厚	t	mm	250	200
曲げ剛性	EI	kN・m^2	4.80×10^4	5.88×10^4
軸剛性	EA	kN	9.22×10^6	1.77×10^7

3 号硅砂を相対密度 85%以上で締固め，裏込め地盤は湿潤江戸崎砂を締固め度 90%以上で管理し作製した．また，江戸崎砂については，2.0mm のふるいを通して礫を取り除いたものを使用している．本実験は鋼製剛土槽を用いたが，その場合，加振方向と直角な土槽壁面からの反射波が実験結果に影響を与えることが考えられたため，澤村ら[3]の研究を参考にゲルシートを緩衝材として，模型地盤と土槽との境界に貼り付け，反射波の影響を低減した．

3.2 坑口壁のモデル化

坑口壁は 3 ヒンジアーチに一般的に用いられる，タイ材を使用した補強土壁構造とした．標準的な壁材は厚み 0.14m の鉄筋コンクリート構造であるが，この形状を 1/50 サイズの模型にすることは困難であるため，厚さ 5mm のアクリル板でモデル化し，クラウンヒンジ部で分割される，左右対称の形状とした．また，ストリップ模型は厚み 0.1mm，幅 10mm，長さ 100mm のりん青銅板で作製した．ストリップの表面には乾燥状態の 7 号硅砂を付着させ，盛土との摩擦力を上げるよう処理を施した．ストリップの設置本数に関しては，坑口壁の単位面積当りのストリップの幅を補強材密度と定義[4]し実構造物とおおむね等しくなるよう決定した．

3.3 補強工法のモデル化

本研究は既設カルバートを対象としているため，カルバート内側からの補強によって，耐震補強効果が得られるかを確認するものである．補強工法は一般的な工法である，鉄筋コンクリート増し厚工法を想定した．施工位置は図-3 に示すように，剥落等の影響が少ない脚部とし，材料は 3 ヒンジアーチと同様にアルミ合金構造とした．脚部ビーム工の RC 構造（実物）とアルミ模型の物性値を表-2 に示す．模型の部材厚は構造材の違いを考慮し，曲げ剛性 EI が相似則をできる限り満足するよう，かつ，アルミ模型の曲げ剛性が鉄筋コンクリート構造の曲げ剛性を超えないように計算し，部材厚を 150mm とした．また，脚部ビーム工とアーチとの接合は接着剤にて行った．

3.4 入力波形

STEP1 では入力加速度 100gal を加振し，その後，1 ステップごとに入力加速度を 50gal ずつ漸増させ，構造物の破壊まで加振を行った．入力波の周波数は 1Hz とし，前後 5 波ずつのテーパーを付けた正弦波を計 30 波入力した．

3.5 実験ケース

実験ケースは 3 ヒンジアーチの縦断方向の地震時の損傷メカニズムと補強効果を確認するため，補強の有無をパ

ラメーターとした2ケースを実施した． ここで，補強無しの場合の実験をCASE-1，補強有りの場合の実験をCASE-2とする．

4. 研究結果

本実験の実験結果は，特に記述が無い限り1G場に換算した値を用いる．

CASE-1ではSTEP5にて3ヒンジアーチの縦断方向の目開きが大きくなり，上部盛土がアーチ内部に流入し崩壊に至ったため，実験を終了した．CASE-2では計測器を配置した左坑口側ではなく右坑口側より崩壊していたため，どの載荷STEPで崩壊したか確認できなかった．したがって，CASE-2の考察は，CASE-1 と同様のSTEP5までの実験結果を対象とする．また，CASE-2が右坑口側のみ崩壊した原因であるが，補強ビームとアーチの接合を接着剤にて行っており接着力の不足によるものと推察される．

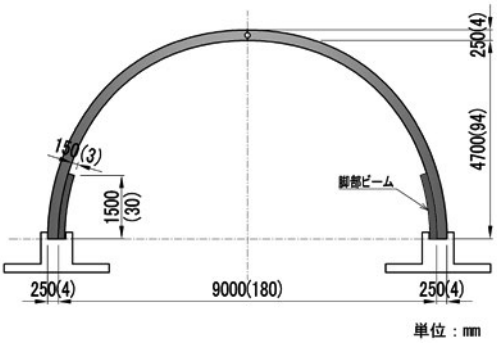


図-3 脚部ビーム工の断面図

表-2 補強工のRC構造とアルミ模型の物性値

物性値		単位	RC構造	アルミ模型
ヤング係数	E	kN/m^2	2.50×10^7	7.06×10^7
単位幅	L	mm	1000	1000
部材厚	t	mm	266.5	150
曲げ剛性	EI	kN・m^2	3.94×10^4	1.99×10^4
軸剛性	EA	kN	6.66×10^6	1.06×10^7

3ヒンジアーチの応答加速度は図-4に示すように，アーチ天端に設置した加速度計（AF2-2，AF4-2，AF8-2）と高さ方向に同位置の土中に設置した加速度計（A7，A8，A9）および土槽底面に設置した加速度計（A1）により計測した．計測した応答加速度を主要部である20波の正側のピーク値を平均し，図-5，6に示すような応答加速度の最大値を算出した．図-5はCASE-1の左坑口側への応答加速度を示す．STEP3以降，左坑口から2リング目と4リング目のアーチ天端に取り付けた加速度計（AF2-2，AF4-2）の応答加速度が大きくなっており，それぞれ同じ高さの土中に設置した加速度計（A7，A8）の応答加速度に大きな差が見られたことから，アーチが周辺土とは独立して挙動していたと考えられる． STEP4，5において2リング目と4リング目の天端の応答加速度が小さくなっているのは，STEP3において上部盛土の崩壊により盛土重量が小さくなり，慣性力が小さくなったためと考えられる．図-6はCASE-2の左坑口側への応答加速度を示しているが，CASE-1のような有意な差は見られなかった．よって，CASE-2は，脚部ビーム工の補強効果によりアーチ部材が縦断方向に連結され，一体的な構造となったことにより，アーチの挙動が周辺土の挙動に支配されておりCASE-1よりも応答加速度が抑えられたと考えられる．

写真-1～3にCASE-1のSTEP5まで加振した後の状況を示す．法肩付近のアーチ部材のリング間の目開きによって，上部盛土が内空へ流入し，崩壊に至った．また，倒れこむような変形が両坑口に向かって発生しており，既往の分析および解析[例えば，2) 5)]と同様の結果となった．写真-4～6にCASE-2のSTEP11まで加振した後の状況を示す．写真-6 に示すように，右坑口の脚部ビーム工の継ぎ目付近より崩壊しており，脚部ビーム工の破壊がアーチ盛土全体の崩壊の要因であると考えられる．

5. 結論

本年度は3ヒンジアーチの損傷メカニズムと補強効果の確認するため，アルミ合金を用いて3ヒンジアーチの模型を作成し，動的遠心模型実験を実施した結果，3ヒンジアーチの損傷メカニズムは本実験の条件内においては既往の分析および解析と同様に両坑口に向かって倒れこむような変形となることが確認できた．また，STEP5程度の

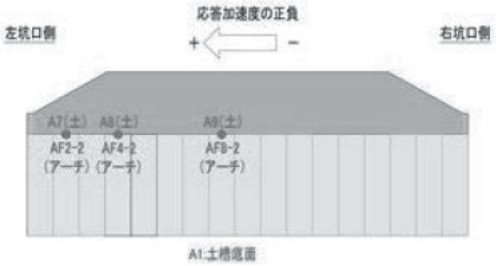


図-4 加速度計の位置

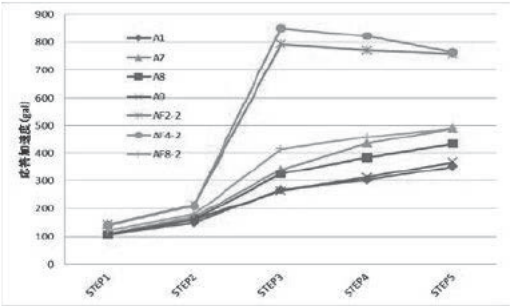


図-5 CASE-1 左坑口側への応答加速度

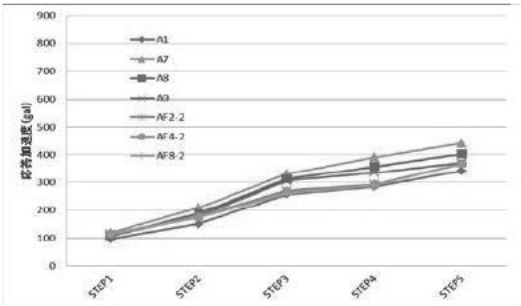


図-6 CASE-2 左坑口側への応答加速度

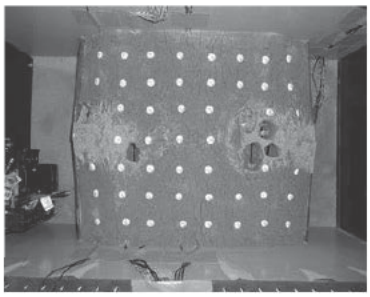


写真-1 盛土状況（CASE-1）

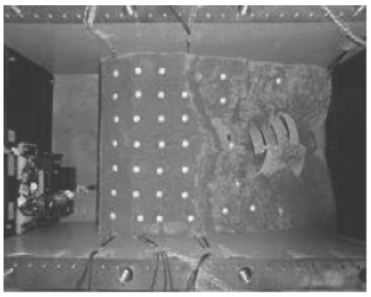


写真-4 盛土状況（CASE-2）

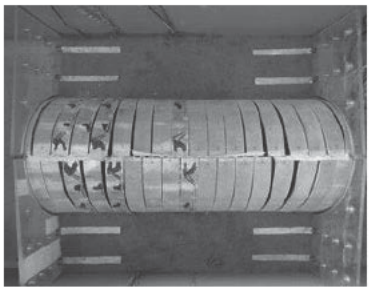


写真-2 アーチ状況（CASE-1）

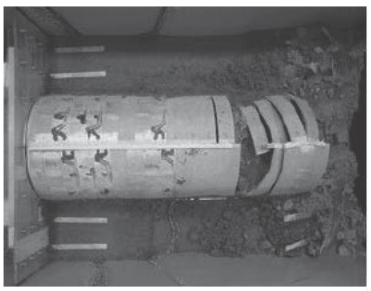


写真-5 アーチ状況（CASE-2）

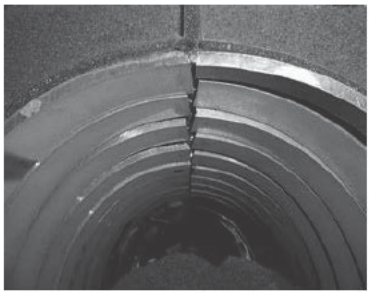


写真-3 アーチ内部状況（CASE-1）

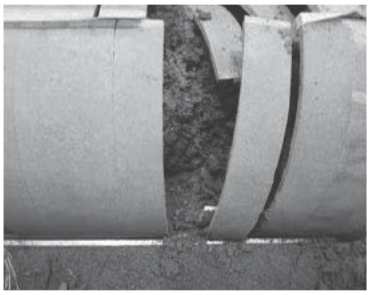


写真-6 アーチ脚部状況（CASE-2）

入力加速度以内において脚部ビーム工の補強効果は，3 ヒンジアーチが縦断方向に一体化されることにより，アーチ天端部の応答加速度を抑えるものであると考えられる．なお，本研究は，土木研究所と京都大学，(株)高速道路総合技術研究所との共同研究である「プレキャスト部材を用いた既設カルバートの耐震性能評価と補強方法に関する共同研究」の成果の一部である．

6. 謝辞

本研究を進めるにあたり，石田雅博上席研究員，野田翼研究員，吉田英二研究員，山口岳思研究員並びに構造物メンテナンス研究センターの皆様にはご指導を頂きました．紙面を拝借いたしまして，ここに感謝の意を表します．

所属：ジオスター株式会社

〈参考文献〉

1) 安部哲生，中村雅範：高速道路における大型プレキャスト部材を用いたカルバートの活用と適用上の留意点，基礎工，Vol.42, No.4, 2014.4　2) 中村洋丈，藤原優，藤岡一頼，佐伯宗大，眞野基大：3 ヒンジアーチカルバートの地震時縦断方向挙動と損傷に関する分析，土木学会第 72 回年次学術講演会，2017.9　3) 澤村康生，荒居旅人，岸田潔，木村亮：壁面工を有する盛土内に設置されたアーチカルバートにおける縦断方向の地震時挙動に関する遠心模型実験，地盤工学ジャーナル Vol.9, No.1, 41 57　4) 宮崎祐輔，澤村康生，岸田潔，木村亮：2 ヒンジプレキャストアーチカルバートを含む盛土におけるカルバートの連結様式を考慮した縦断方向の動的挙動の評価，地盤工学ジャーナル　Vol.10, No.4, 517 529, 2015　5) 藤原優，藤岡一頼，佐伯宗大：3 ヒンジプレキャストアーチカルバートの上載盛土の影響に関する分析，土木学会第 71 回年次学術講演会，2016, 9

撤去予定のPCポステンT桁橋を活用した実橋の耐荷力に関する研究

チーム名等　　橋梁構造研究グループ
氏　　名　　渡辺　遼

1. まえがき

道路橋の高齢化が進む中，様々な劣化要因による損傷事例が報告されており，橋梁の合理的かつ適切な維持管理を行っていくために，損傷の生じた橋梁の残存性能を適切に評価する手法が求められている．橋梁全体の耐荷力の評価を行うには，橋梁全体系として終局状態に至るまでの力学性能の低下を適切に把握することが重要であるが，これまでの調査研究では，車両走行試験などによる弾性範囲程度での評価が中心であり，PC 橋が終局に至るまでの実耐力の検証は，国内での実施例がない[1)]．

2. 研究目的

本研究は，橋梁全体の耐荷力の把握，主桁間での荷重分担率の変化等、終局に至るまでの力学的性能の変化，および終局付近での挙動・破壊性状の確認を目的とする．

3. 研究方法

3.1 概要

北海道開発局留萌開発建設部管内において塩害による損傷のため架替となった旧築別橋において，実橋での載荷試験を行い，破壊性状を確認するとともに，終局に至るまでの各桁の変位，ひずみ，傾斜等を計測した．

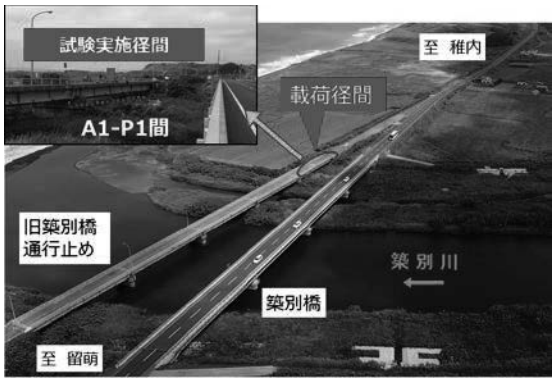


図-1　橋梁全景

3.2 対象橋梁

図-1 に橋梁全景，表-1 に橋梁諸元を示す．本橋は竣工後 57 年が経過しており，日本海沿岸からの距離が約 170m と飛来塩分の影響を受ける環境に位置しており，過去に塩害補修がなされるも，載荷径間において内部鋼材の腐食に起因する主桁のひび割れやコンクリートの剥離等の再劣化が生じていた．

表-1　橋梁諸元

架　設　年	1960 年(昭和 35 年)
橋 梁 規 格	TL-20(1 等橋)
橋　　長	L=180.3　5 径間 (載荷径間支間長　35.2m)
幅　　員	W=6.0m(0.25+5.50+0.25)
上 部 工 形 式	単純 PC ポステン T 桁 5 連 4 主桁

3.3 試験計画

載荷径間は，後述のグラウンドアンカーによる載荷装置，および計測機器を設置するため，河川敷のある第 1 径間とした．載荷位置および方法は G1 桁支間中央への 1 点集中載荷とした．これは，G1 桁が他の主桁と比較して著しく損傷していたこと，および複数主桁間での荷重分配効果を把握するためである．

載荷各段階において，残存変位量の計測，変状確認等を行うため，曲げひび割れ発生時，鉄筋降伏時，推定耐荷力時，その他大きな損傷や挙動変化が生じた際には，一度除荷を行いながら載荷を行った．計測項目は，各主桁の変位，PC 鋼材，鋼材，桁下面コンクリートのひずみ等とした．鋼材ひずみは，鋼材を部分的にはつり出し，ひずみゲージを貼り付けて計測した．PC 鋼材のひずみは，過年度のはつり調査位置を利用し，1 箇所のみひずみゲージを設置し計測した．

3.4 耐荷力の推定

横桁を介しての主桁間の荷重分配を考慮して耐荷力を推定するため，載荷試験に先立ち，格子解析により各主桁の荷重分配率の推定を行った．本解析では，主桁は間詰部を含む全断面，横桁は横桁全断面を有効とするほか，主桁上フランジにも有効断面となる範囲を設定し，曲げ・ねじり剛性を設定した．材料は設計時の資料より強度 40N/mm^2 のコンクリートとした．その結果，G1～G4 桁に生じる曲げモーメントの合計が G1 桁に生じる曲げモーメントのおよそ 2 倍であったため，橋梁全体での耐荷力は G1 桁 1 本の計算上の耐荷力 921kN の 2 倍である 1842kN 程度と推定した．また，コンクリートおよび PC 鋼材の実強度が設計値に対し 30%高いことを想定し，推定耐荷力は上記のさらに 1.3 倍に当たる 2,394kN とした．

3.5 試験装置の概要

写真-1　載荷径間全景

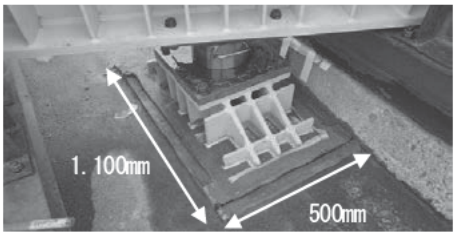


写真-2　載荷点付近

写真-3　床版削孔部

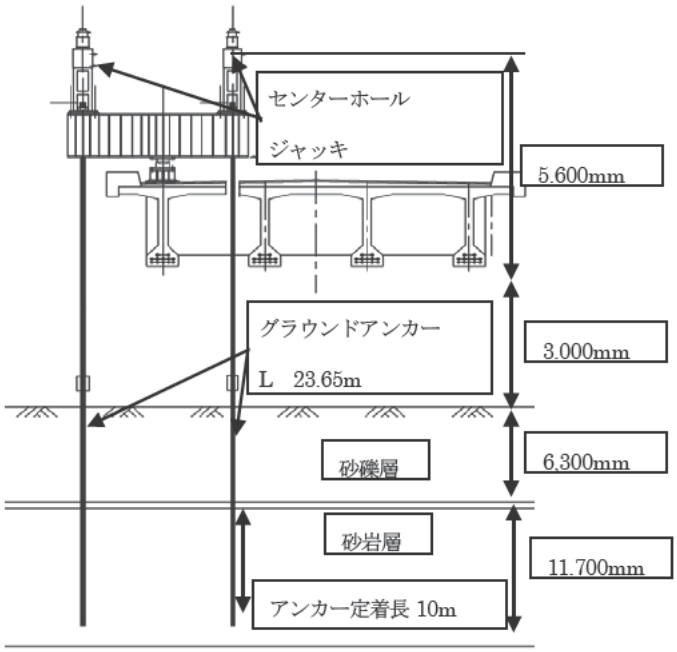


図-2　載荷装置全体図

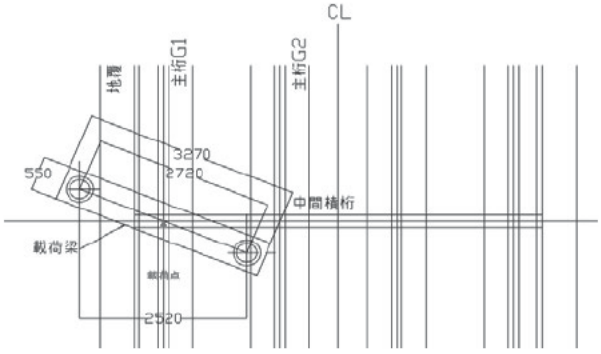


図-3　載荷梁　平面配置図

耐力が計算値を上回った場合に載荷不能となることを避けるため,載荷装置の能力は推定耐荷力の 2 倍以上である 5,000kN を確保するものとした.

載荷装置は，耐力 2,500kN のグラウンドアンカー2 本を施工して載荷反力を取り，2 台の 3,000kN センターホールジャッキにより載荷を行う構造とした.グラウンドアンカーは,十分な耐荷力を確保できる砂岩層に定着させた.定着長は，計算上必要な長さ 7m に余裕長を取り，10m とした（図-2）．載荷径間は桁下高が 3m 程度しかないため，G1-G2 間のアンカーは，床版に直径 350mm の孔を削孔し，橋面上にボーリングマシンを設置して施工を行った（写真-3）．また，グラウンドアンカーと横桁の干渉を避けるため，載荷梁を橋軸直角方向に対し斜めに設置した（図-3）．載荷点では，敷モルタルを設置した上で載荷ブロックを水平に設置し，ブロックに球座を固定した．これにより，載荷力は載荷梁と球座を介し 1 点に垂直に載荷されるようにした（写真-2）.

4. 研究結果

4.1 破壊性状

載荷荷重は,推定耐荷力およそ 2500kN を上回り，3300kN に達した際に地覆に圧壊が生じ荷重の増加が見られなくなったため，終局に至ったと判断した．本試験での特徴的な破壊性状として,支間中央の横桁～隣接する横桁間を中心に,ウェブにせん断によるものと思われるひび割れが生じた(写真-4 および図-4).載荷荷重 1800kN を超えたあたりで表面塗装上でもひび割れを確認し，その後，G1 桁ではひび割れ数，ひび割れ幅共に進展し，2000kN を超えたあたりで G2 桁においても同様のひび割れが生じた．終局時におけるウェブのひび割れは，最も大きなものでひび割れ幅 10mm 超に達した．また，各桁の端部付近には桁下面には斜めにひび割れが生じた．これは，載荷点での桁の回転に対し，端部では支承と横桁により桁が拘束されていたことで生じた桁のねじれによるひび割れとみられる（図-4 および写真-5）．このことから，終局時にはねじり剛性が解放されたものと考えられる.載荷点直下の横桁には,G1-G2 桁間の打ち継ぎ目に目開き,および鉛直方向にずれが生じた(写真-6).目開き幅は終局時で 10mm 程度に達した.

写真-4　載荷点付近の破壊性状

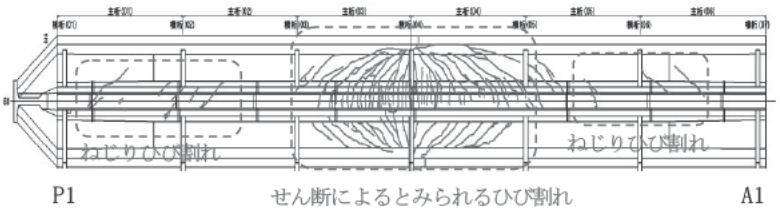


図-4　ひび割れ図（G1 桁展開図）

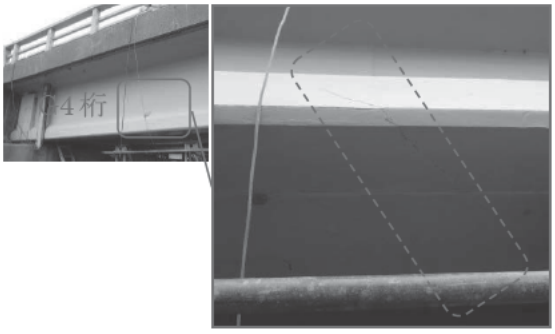


写真-5　G4 桁　ねじれによるひび割れ

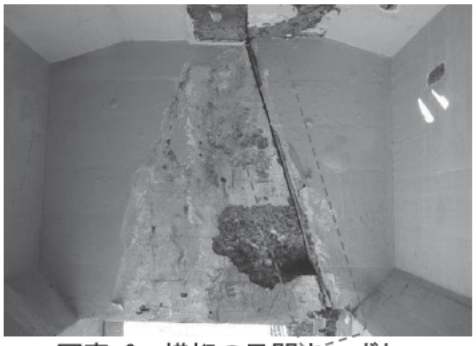


写真-6　横桁の目開き，ずれ

4.2 荷重変位関係

図-5に，G1桁の載荷点直下に生じた鉛直変位の履歴を示す．G1桁支間中央では，推定耐荷力である2500kN載荷時にはおよそ150mm，終局荷重である3300kN載荷時にはおよそ400mmの鉛直変位が生じた．また，2500kN載荷後の除荷時においてもG1桁の残留変位は20mm程度であり，PC構造特有の高い復元性を維持していることが分かった．図-6に，3300kN載荷時に各桁に生じた変位分布を示す．G2～G4の各桁にも変位が生じており，G1桁が破壊に至った段階においてもG1桁に載荷された荷重が横桁を介して他の主桁に分配されていることが分かった．

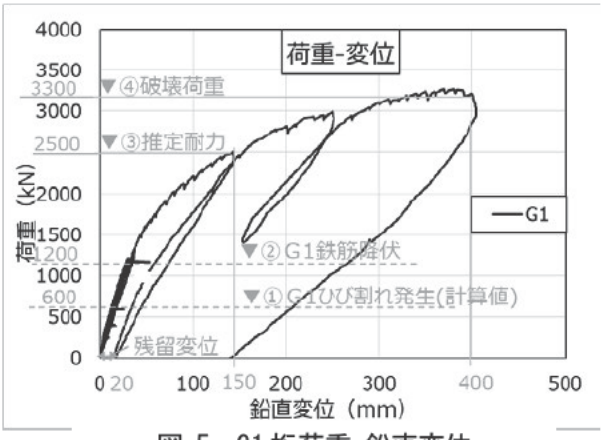


図-5　G1桁荷重-鉛直変位

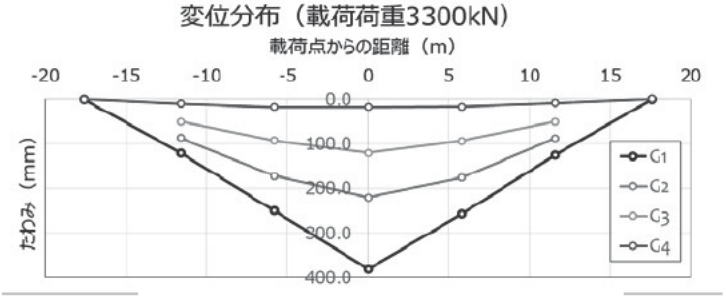


図-6　3300kN載荷時　変位分布

5. まとめ

本研究では，撤去予定の既設PCポステンT桁橋を対象に橋梁全体の耐荷力の把握等を目的に，実橋での載荷試験を実施した．その結果，得られた知見を以下に示す．

(1) 載荷試験時の最大耐力は，推定耐荷力を十分に上回ることが確認された．この原因としては、耐荷力推定時の想定よりも荷重分配効果が大きい（格子解析においては床版を介しての荷重分配は考慮していないこと等）が考えられるが、今後さらに精査する必要がある．また，今回確認された破壊形態として，終局時には上縁地覆が圧壊に至った他，ウェブにせん断によるものと思われるひび割れを生じ，各桁端部付近にはねじれによるとみられるひび割れが生じた．

(2) 最終的な橋全体としての耐荷力は，G1桁単体の破壊後も横桁を介した荷重分配効果によって維持され，直ちに落橋に至ることはなかった．

(3) 設計耐力を超えてから確認された挙動のうち，ねじりひび割れの発生から個々の桁のねじり剛性を解放しながら橋全体で荷重を支持する耐荷機構に移行したと考えられる点，G1桁の変形が過大になるのに従い荷重分配が変化したと考えられる点などについてはさらに精査する必要がある．

6. 謝辞

本研究にあたり，多大なるご指導を頂きました，石田上席研究員，大島主任研究員，山口研究員，吉田研究員ならびに構造物メンテナンス研究センターの皆様に深く感謝の意を表します．

所属：株式会社ワイ・テック

〈参考文献〉

1) 増渕　孝二，後藤　祐司「中央自動車道前原OV.Br.載荷試験報告」，日本道路公団試験所技術情報，第62号，pp56～62，1982年4月

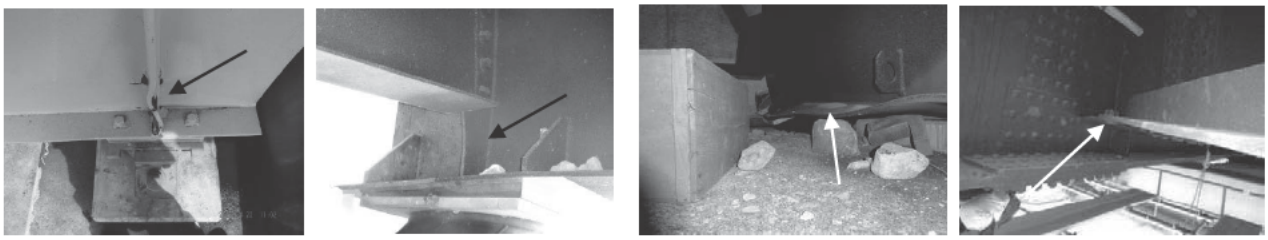
水平変位が生じた鋼十字柱の鉛直耐荷力に関する研究

チーム名等　　橋梁構造研究グループ
氏　　名　　藤本　圭太郎

1. まえがき

過去の地震による鋼橋の被害は、主桁や主構に顕著な耐荷力低下が危惧されるような大規模な塑性化や破断等はほとんど報告されていない。しかし、下横構等の耐荷力上は副次的な部材の塑性化や、それと同時にそれらの部材との接合部で主桁の腹板や垂直補剛材で耐荷力低下の恐れのある塑性化が生じる例が確認されている（写真 1）。

本研究は、鋼橋の主桁支点部に着目し、地震時に生じる可能性のある過大な水平力に対して、従来一般的に行われてきた支点部の主桁設計法の課題を明らかにすることを目的に、十字の圧縮柱（以下、十字柱）に“①弾性範囲内の水平力を載荷した状態での水平変位”、“②弾性範囲を超過した水平力を載荷し除荷後の残留水平変位”が生じた場合のそれぞれの状態の鉛直耐荷力への影響を弾塑性有限要素解析により評価したものである。



(a)支点上垂直補剛材の変形1　(b)支点上垂直補剛材の変形2　(c) 主桁下フランジの変形　(d) ガセット板の変形

写真 1　鋼橋主桁支点部の地震被害の例

2. 被災事例からみた鋼橋桁端部現行設計法の課題

鈑桁形式の鋼橋の設計は、主桁と荷重分配横桁など主たる構造部材のみを棒モデルで考慮した平面格子解析モデルでこれらの部材断面を決定し、主桁の支点部構造や主桁同士が立体的に機能するための対傾構や横構は別途設計される。また、支点部は主桁が鉛直荷重に対して抵抗できるよう十字柱として必要な断面が確保されるよう垂直補剛材が設計される。

一方、横構や対傾構をトラス構造とする場合は、それらと主桁との接合部は実際にはボルトや溶接で剛結されるが、設計上はピン接合に単純化したモデルで設計される。さらに端部対傾構は、主桁ウェブや垂直補剛材に接合されることが一般的である。しかし、これら垂直補剛材が単純な十字柱として鉛直力のみ考慮されており、支点部の耐荷力に及ぼす影響については不明な点が多く、設計では考慮されていない。

写真 1 を見ると、支点部又はその近傍の主桁ウェブ、垂直補剛材、主桁に取付くガセット板に塑性変形が多く確認されており、主に鉛直力でしか設計されていない補剛構造に対し大きな水平力や水平方向の強制変位が作用したことが影響している可能性が考えられる。

3. 想定する現象と解析モデル

本研究では、地震による床版の水平変位により桁端部の上端に水平力 P_h が作用することを想定し、「①弾性範囲内の水平力 P_h 作用下の桁端部の鉛直耐荷力への影響」と「②弾性範囲を超過した水平力 P_h 作用し、除荷された後に残留変位が生じた桁端部の鉛直耐荷力への影響」を評価する。

解析モデルは、支点上垂直補剛材の現行設計法のモデルとしている十字柱の上端に水平力 P_h を載荷し、十分に剛な載荷板から鉛直漸増載荷することとした。また、十字柱断面は水平力 P_h による鉛直耐荷力への影響の評価を単純化するため、板厚 11mmと突出長 100mmの対称な断面とし、拘束条件等は図 1 のようにモデル化した。構成則は、バイリニア型モデル、使用鋼材の材料条件は表 1 とした。

解析パラメータは、表 2 のように設定した。細長比パラメータ λ は断面を一定とすることを前提とし、柱高 H を変化させた。また、①の場合は水平力 P_h 載荷後の水平変位、②の場合は水平力除荷後の残留水平変位による十字柱の形状が最大鉛直荷重 P_u に影響するものと考え、①②のぞれぞれの水平変位 δ_h、水平残留変位 δ_{rh} を柱高 H で除した δ_h/H、δ_{rh}/H をパラメータとして設定し、パラメータにあわせた水平力 P_h を載荷した。なお、本研究では δ_h、δ_{rh} が P_u に及ぼす影響は初期不整よりも十分に大きい等の理由より、初期不整は考慮しないこととした。

また、問題が複雑化しないよう、①の水平力 P_h のみで発生する応力は弾性範囲内とした。

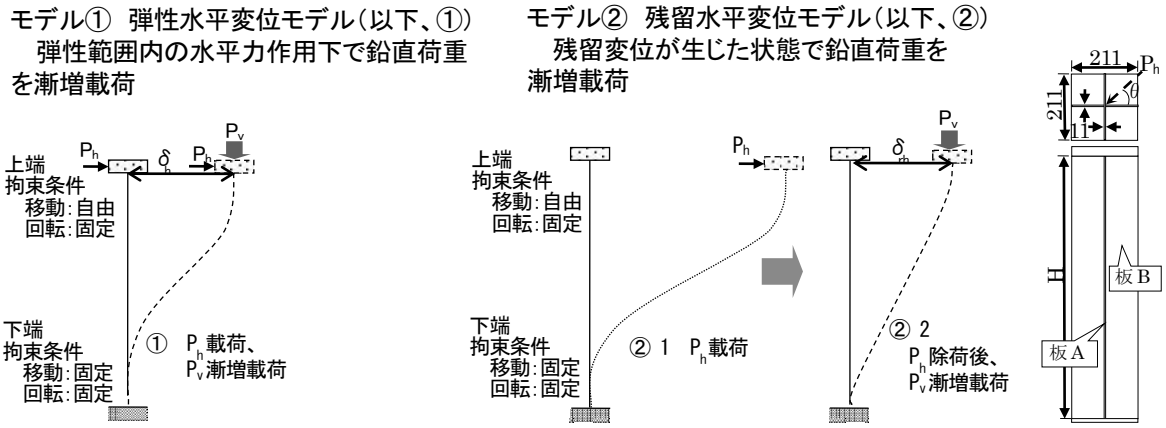


図 1　解析モデル

表 1 材料構成則

使用鋼材	SM400
弾性係数E（N/mm^2）	200,000
次勾配（N/mm^2）	E/100
降伏応力 σ_y（N/mm^2）	235
ポアソン比 ν	0.3
降伏条件	ミーゼス

表 2 解析パラメータ

		パラメ　タ
細長比パラメ　タ：λ （柱高H：m）		0.5（2,002） 1.0（4,004） 1.2（4,806）
水平荷重 P_h	①水平変位量 δ_h/柱高H（10^{-3}） ②水平残留変位量 δ_{rh}/柱高H（10^{-3}）	0※、1.0、2.0、3.0
	載荷角度：θ（度）	0、10、30、45

※初期ひずみとしてsin半波(最大たわみ突出長の1/1,000)

4. 解析結果と考察

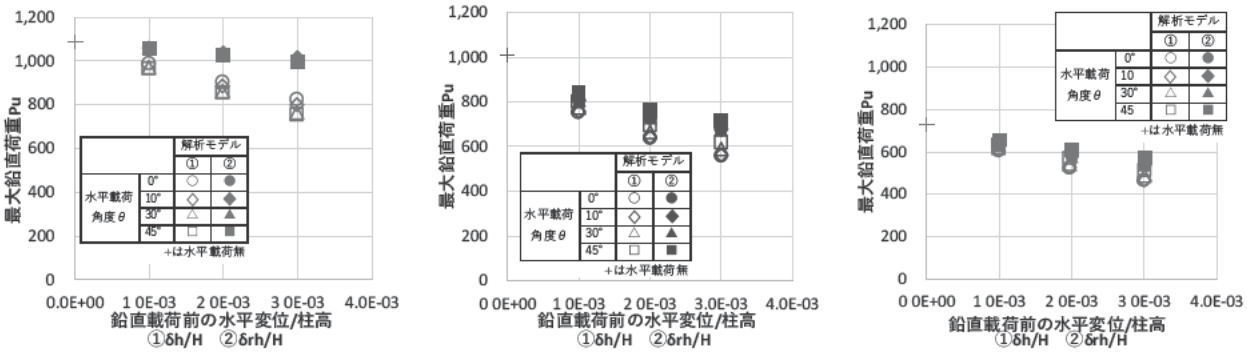
4.1　最大鉛直荷重 Pu への影響

地震を念頭に十字柱部材となる主桁の支点上補剛構造の鉛直耐荷力に対する水平変位の影響を考えると、水平偏心させられる方向は様々と考えらえる。そこで P_h の載荷角度 θ をパラメータに試算を行った結果を最大鉛直荷重 P_u と δ_h/H、δ_{rh}/H の関係で図 2 に示す。

細長比パラメータ λ によらず P_u は、①弾性水平変位モデル、②残留水平変位モデルともに δ_h/H、δ_{rh}/H の増加に伴って顕著に低下し、その程度は λ や δ_h/H、δ_{rh}/H によっても一様でなく複雑な関係を示すことがわかる。

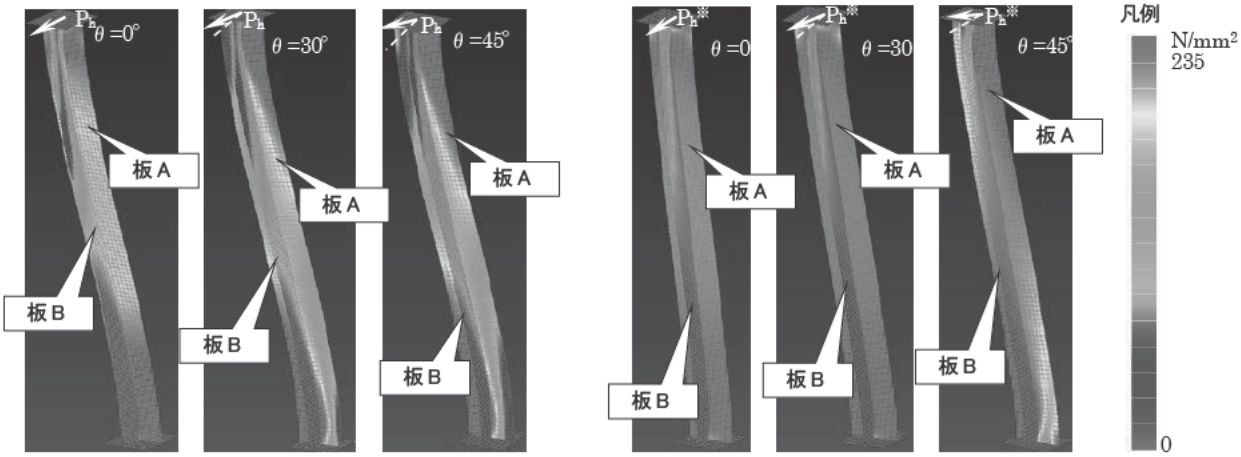
一方、θ の変化による P_u 低下の影響は、①と②とも λ によらず δ_h/H、δ_{rh}/H の増大による影響と比較して大きくない。また、λ によらず同じ δ_h/H、δ_{rh}/H と θ であれば②のほうが①よりも大きく、λ が小さいほど①と②の P_u の差が大きくなる傾向にある。他方、λ によって同じ δ_h/H、δ_{rh}/H における θ の影響は同じでない。例えば λ が 0.5 の場合、θ が 0°から 45°の順で、λ が 1.0、1.2 の場合は θ が 45°から 0°の順で低下が大きい。

①と②で P_u に最も大きな差異がある λ である 0.5、δ_h/H、δ_{rh}/H が 3.0×10^{-3} の場合の P_u 時の水平載荷角度 0°、30°、45°の変形図、ミーゼス応力分布を図 3 に示す。①と②では②の方が全体的に応力が高く、応力分布が全く異なることが確認できる。また、θ が 0°の場合に P_h に直交する板 A の応力分布は、①②ともに θ の違いによって明らかな違いがみられ、θ や δ_h/H、δ_{rh}/H の違いに起因して鉛直力増加に伴う補剛材の発生応力性状に顕著な差が生じることで P_u が複雑に影響を受けることが伺える。



(a) λ0.5　　(b) λ1.0　　(c) λ1.2

図 2　パターン①②の水平載荷角度毎の最大鉛直荷重 Pu



①弾性範囲内での水平力作用下による鉛直漸増載荷　　②残留変位が生じた状態での鉛直漸増載荷

図 3　最大荷重 P_u 時の変形（変形 10 倍），ミーゼス応力分布　　λ＝0.5、$\delta_h/H=3.0\times10^{-3}$ を例として

4.2　水平載荷により発生する応力および残留応力が及ぼす最大鉛直荷重 Pu への影響

実現象ではあり得ない状態ではあるが、前項で解析した①と②のモデルについて、鉛直荷重を漸増載荷する前の変形状態のみの P_u を解析により確認し、前項の解析結果との差分より、水平力や残留変位により水平変位が生じた十字柱の P_u が、鉛直荷重を漸増載荷する前の形状の影響、または水平力により発生する応力や残留応力による影響が支配的であるかを評価する。具体的には①では水平力により発生する応力、②では水平力除荷後の残留応力をオフセットし、それぞれの形状のみをモデル化した十字柱モデルの P_u を解析で確認する。

上記解析の前に、前項で実施した①と②の鉛直荷重載荷前の変形モードの確認を行った。代表例として、λ0.5 の θ が 0°、45°の柱の軸を図 4 に示す。①と②の変形形状は大きく異なっており、②は水平力を載荷した際に応力が集中し塑性化した柱上端および基部に残留変位が生じ、柱のその他の範囲は直線的な形状となっている。なお、今回解析を実施した図 4 の代表例以外の解析ケースについても同様の傾向を示していた。

水平力により発生する応力および残留応力の影響を評価するため、“前項の解析で算出した①および②の P_u” を“応力をオフセットした形状のみの P_u” で除して無次元化した数値を y 軸とし、δ_h/H、δ_{rh}/H との関係を整理した結果を図 5 に示す（代表例として λ0.5、1.2)。なお、θ は全てのケースで最大最小となる 0°、45°のみを実施した。図 5 より、①の水平力により発生する応力の P_u への影響程度は、δ_h/H、δ_{rh}/H の増加に伴い大きくなる傾向にある。また、λ の大小や θ の違いによりその影響の程度は異なる。一方、②の残留応力の P_u への影響は、δ_h/H、δ_{rh}/H や λ によらずほとんど確認されず、残留変形による形状が支配的となっていることがわかる。

上記より、単純化した十字柱モデルでも鉛直耐荷力への水平変位の影響は複雑であることがわかった。このため、水平変位が生じた実橋の桁端部の耐荷力評価は、横部材の取付けの影響等、更に複雑となることが考えられる。

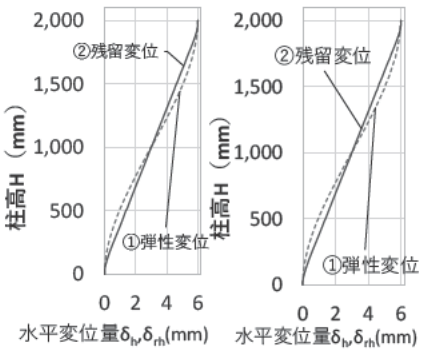


図 4　鉛直荷重載荷前の変形モード(左:0°　右:45°)

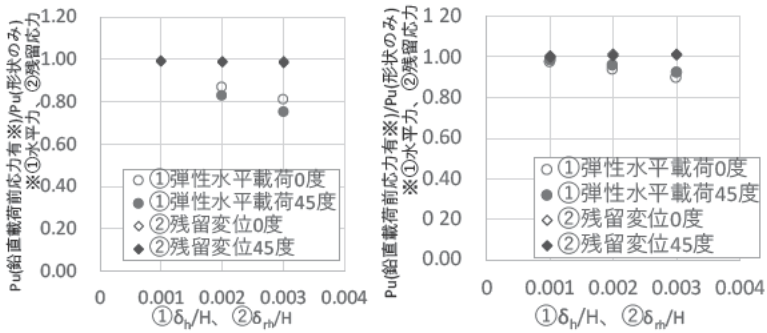


図 5　鉛直荷重載荷前に発生する応力の影響(左: λ0.5　右: λ1.2)

5. おわりに

水平力や残留変位による水平変位の存在によって、支点上補剛構造の鉛直耐荷力に大きな低下が生じることを確認した。さらに実橋の条件をより正確に反映した評価を進める予定である。

6. 謝辞

本研究の実施にあたりご指導頂きました玉越上席研究員及び坂本佳也研究員、構造物メンテナンス研究センター各位に深く感謝します.

所属：株式会社シーティーアイ・グランドプラニング

地盤流動に対する橋梁下部構造の性能評価技術および耐震補強技術に関する研究

チーム名等　　橋梁構造研究グループ
氏　　名　　藤村　彰

1. まえがき

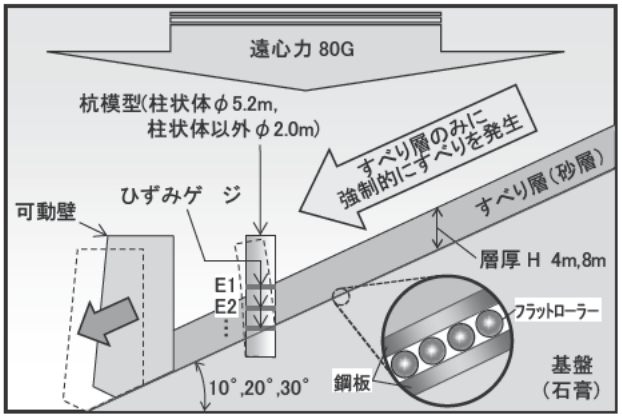
平成 29 年に改定された道路橋示方書では, 近年の斜面崩壊等の地盤変状による道路橋被災事例を踏まえ, 架橋位置や下部構造位置の選定は慎重に行う必要があるとされている [1]. しかしながら, やむを得ず地盤変状を受ける可能性がある斜面上に道路橋下部構造を計画せざるを得ない場合もあり得る. そこで, 斜面上で地盤のすべりを受ける基礎の遠心力載荷模型実験を実施するとともに, 既往の実験結果と合わせて地盤変状の条件と基礎構造等の違いが基礎の安定性に及ぼす影響について分析した.

2. 遠心模型実験の概要

本研究では文献 2) 3)と同様の方法で, 表-1 に示す case24～27 の追加実験を行った. 図-1 に実験装置の概要を示す. 実験装置はスケール 1/80 であり, 以下（　）書きの数値は, 全て実物スケールに換算した値である. 杭径は, 柱状体深礎基礎で 65mm（5.2m), その他の基礎形式で 25mm（2.0m), すべり層厚は 5cm（4m）及び 10cm（8m）とした. また実物の杭と曲げ剛性を整合させるため, アルミニウムパイプを用いた（模型杭の肉厚は柱状体で 5mm, その他で 1.5mm).

表-1　実験ケース

case	杭配列	斜面角度	すべり層厚	含水	杭頭固定
1	単杭	20°	4m	無	無
2	並列	20°	4m	無	無
3	縦列	20°	4m	無	無
4	単杭	30°	4m	無	無
5	単杭	30°	4m	無	無
6	並列	30°	4m	無	無
7	縦列	30°	4m	無	無
8	4本	30°	4m	無	無
9	並列	10°	4m	無	無
10	縦列	10°	4m	無	無
11	並列	10°	8m	無	無
12	縦列	10°	8m	無	無
13	並列	20°	8m	無	無
14	縦列	20°	8m	無	無
15	並列	20°	4m	有	無
16	縦列	20°	4m	有	無
17	縦列	20°	4m	無	有
18	縦列	30°	4m	無	有
19	4本	30°	4m	無	有
20	柱状体	20°	4m	無	無
21	柱状体	20°	8m	無	無
22	柱状体	30°	4m	無	無
23	縦列	20°	8m	無	有
24	4本	20°	4m	無	有
25	4本	20°	8m	無	有
26	縦列	30°	8m	無	有
27	4本	30°	8m	無	有



注：寸法は実物換算値を示す

図-1　模型実験概要図（側面図）

杭配置は図-2 に示す 5 形式とし, 遠心力載荷装置により遠心加速度 80G を載荷後, 電動ジャッキで可動壁を移動させることにより, すべり層を強制的に滑らせ, 杭に生じるひずみを計測した.

表-2　追加 case の計測ひずみ

case	杭配列	計測曲げひずみ（μ）	
		最小	最大
24	4本	65	46
25	4本	1074	1697
26	縦列	883	1024
27	4本	557	831

なお，すべり層と基盤面との間には，鋼板とフラットローラーを挟み込むことで，摩擦を低減させている．

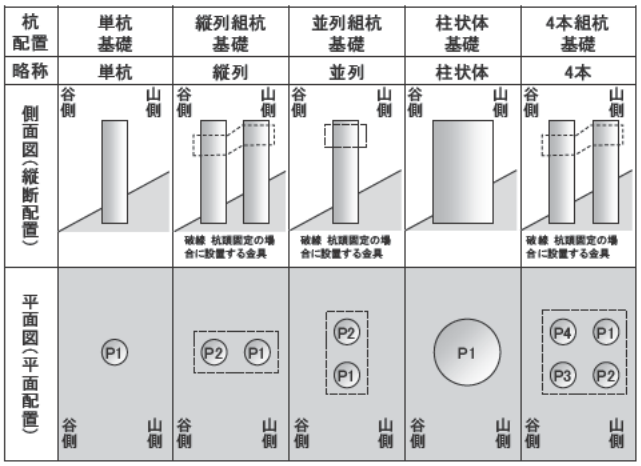


図-2　基礎構造及び杭配置

3. 遠心模型実験の結果と全体考察

3.1. 杭に作用する曲げモーメント

計測した地盤変位量と，杭のひずみから求めた杭の曲げモーメントの関係を整理した．追加 case の計測ひずみを表-2 に示す．地盤変位量は可動壁変位量の実物大換算値，杭の曲げモーメント M (kN・m)は，杭のひずみ ε (μ)，ヤング係数 E，断面二次モーメント I (m^4)，及び図心からの距離 y (m)より， $M = EI\varepsilon / y$ にて算出した．

杭配置別の地盤変位量と杭に発生する曲げモーメントの関係を図-3 に示す．杭頭固定の有無による曲げモーメントのモードの違いは，追加 case においても同様の傾向であることが確認できた．また，4 本組杭の曲げモーメント合計値は，柱状体の曲げモーメントよりも小さな値である．さらに，縦列や並列と比較しても，杭 1 本が負担する曲げモーメントの比率は小さい．このことは，4 本組杭が柱状体や縦列，並列といった他の基礎形式（杭配置）に比べ，地盤変状が生じた場合の抵抗能力が高いことを示していると考えられる．

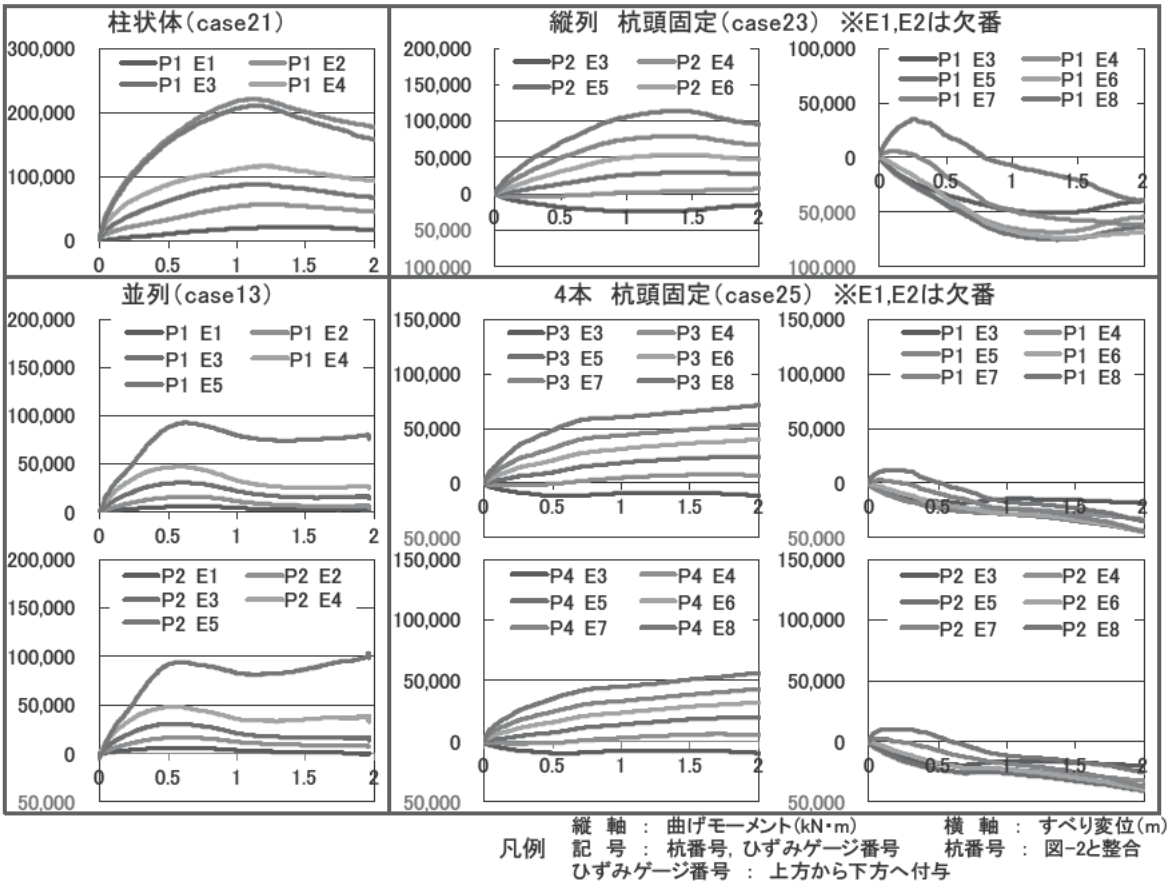


図-3　可動壁変位量と作用曲げモーメントの関係

3.2. 地盤のすべり破壊形状

次に，載荷終了後の地盤の破壊形状を観察した．観察結果を図-4 及び表-3 に示す．今回の対象 27 ケースの実験後の地盤破壊形状を確認した鉛直方向のすべり面は直線的であり概ねクーロン理論（図-4 右下）と整合することを確認している[2]．また，斜面上の深礎基礎設計施工便覧では，すべり面の平面的な広がり角(°)は，図-4 左下に示すとおりβ=30+ϕ/3 とされている[4]．表-3 に示す斜面角度毎の平均値を見ると計算値と実験値は概ね整合しているものが多いが，個別の状況を確認すると，case23 のように，計算値と実験値に乖離があるケースもいくつか見られる．地盤に破壊が発生すると，破壊地盤がすべり層上に覆い被さり上載圧が増加することが考えられるほか，杭体形状がすべり角の広がりに影響を与えていると考えられる．

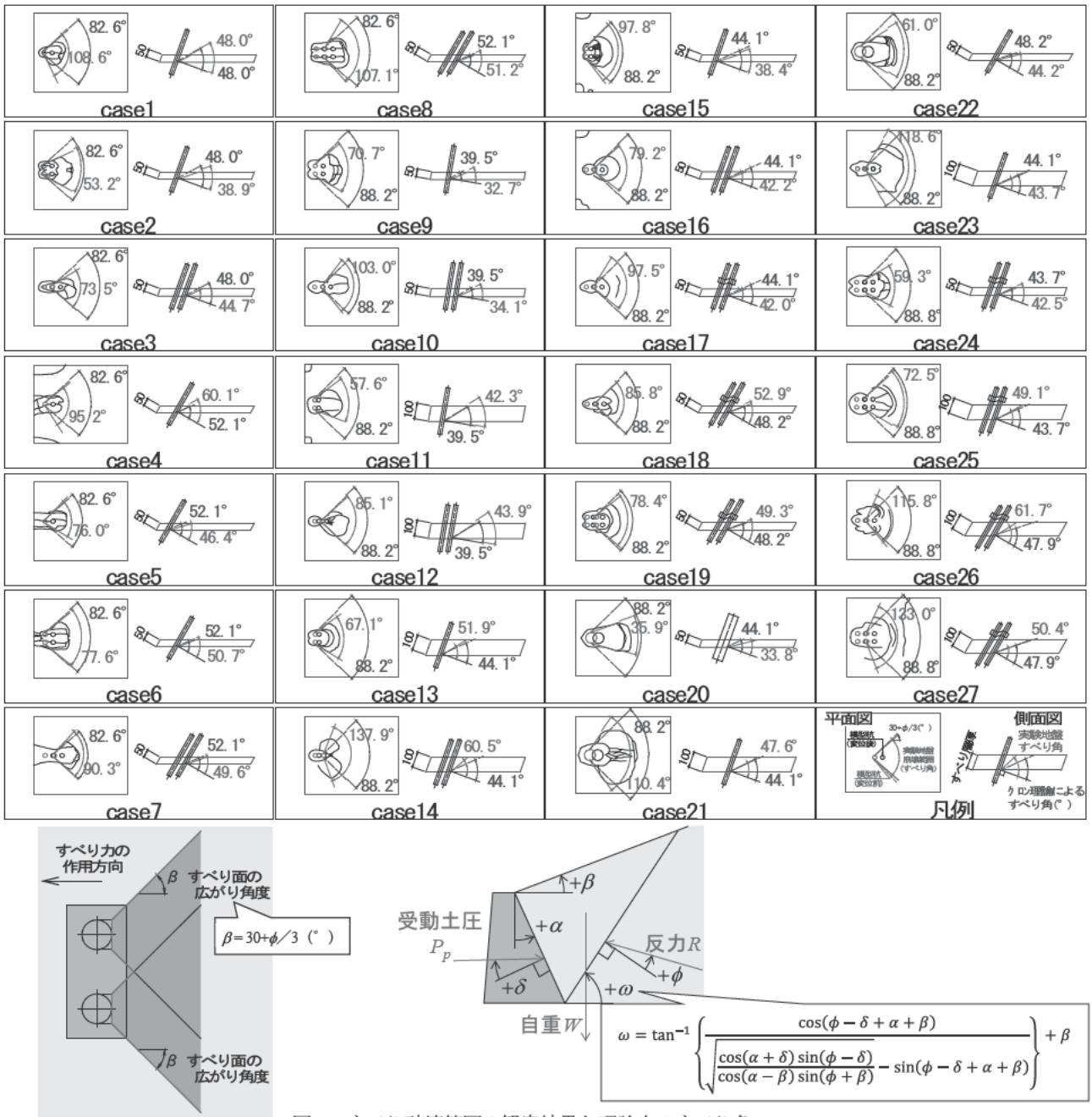


図-4　すべり破壊範囲の観察結果と理論上のすべり角

4. まとめ

地盤変状が生じる斜面上に設置される杭基礎の遠心模型実験を行い，地盤変位量との関係を比較することにより，基礎構造等の違いによる影響を分析した．杭に生じる曲げモーメントは複数列組杭基礎が相対的に小さく，高い抵抗能力を有することが確認された．

地盤の破壊形状観察について，すべり面の平面的な広がりは試験完了時の状況で観察したが，地盤の1 次破壊時におけるすべり面の広がり（写真-1）を観察するなど精査し，地盤変状に対する基礎の抵抗メカニズムについて，さらなる分析が必要である．今後，解析的検討も行い，基礎の抵抗特性評価方法を検討する．

写真-1　case25 実験完了時模型地盤表面

表-3　すべり面に関する計算値と実験値の比較

諸元		受働すべり角(°)		平面広がり(°)	
case	杭配列	ク　ロン式	実験結果	深礎式[4]	実験結果
1	単杭	48.0	48.0	82.7	108.6
2	並列2本	48.0	38.9	82.7	53.2
3	縦列2本	48.0	44.7	82.7	73.5
4	単杭	52.1	60.1	82.7	95.2
5	単杭	52.1	46.4	82.7	76.0
6	並列2本	52.1	50.7	82.7	77.6
7	縦列2本	52.1	49.6	82.7	90.3
8	組杭4本	52.1	51.2	82.7	107.1
9	並列2本	39.5	32.7	88.3	70.7
10	縦列2本	39.5	34.1	88.3	103.0
11	並列2本	39.5	42.3	88.3	57.6
12	縦列2本	39.5	43.9	88.3	85.1
13	並列2本	44.1	51.9	88.3	67.1
14	縦列2本	44.1	60.5	88.3	137.9
15	並列2本	44.1	38.4	88.3	97.8
16	縦列2本	44.1	42.2	88.3	79.2
17	縦列2本	44.1	42.0	88.3	97.5
18	縦列2本	48.2	52.9	88.3	85.8
19	組杭4本	48.2	49.3	88.3	78.4
20	柱状体	44.1	33.8	88.3	35.9
21	柱状体	44.1	47.6	88.3	110.4
22	柱状体	48.2	44.2	88.3	61.0
23	縦列2本	44.1	43.7	88.3	118.6
24	組杭4本	43.7	42.5	88.8	59.3
25	組杭4本	43.7	49.1	88.8	72.5
26	縦列2本	47.9	61.7	88.8	115.8
27	組杭4本	47.9	50.4	88.8	133.0

	斜面角度	受働すべり角(°)		平面広がり(°)	
		ク ロン式	実験値	文献[4]	実験値
平均値	10°	39.5	38.3	88.3	79.1
	20°	44.9	44.9	87.1	85.5
	30°	50.1	51.7	85.6	92.0

5. 謝辞

本研究の実施にあたっては，国土交通省九州地方整備局熊本復興事務所に多大なるご協力を頂きました．また，ご指導頂きました七澤上席研究員，谷本研究員及び構造物メンテナンス研究センター各位に深く感謝します．

所属：日本インフラマネジメント(株)

参考文献：

1)公益社団法人日本道路協会：道路橋示方書・同解説，2017.11

2)河村・真弓・谷本・七澤：地盤変状の影響を受ける斜面上に設置された道路橋の杭基礎に関する遠心模型実験，土木学会第 71 回年次学術講演会，2016，pp.677～678

3)河村・真弓・谷本・七澤：地盤変状の影響を受ける斜面上に設置された道路橋基礎に関する遠心力載荷実験，土木学会第 72 回年次学術講演会，2017，pp.309～310

4)社団法人日本道路協会：斜面上の深礎基礎設計施工便覧，2012.4

河川土木分野における省合金二相ステンレス鋼の適用検討方法改善に関する研究

先端材料資源研究センター（iMaRRC）材料資源研究グループ
岡田　修幸

1. まえがき

1.1 研究の背景

河川・ダム施設は多目的に河川水を利用・制御するための重要な施設である。これらの施設は運用上、メンテナンスを限られた期間で行うことが求められるなど制約条件が多く、メンテナンス負荷の軽減のため、ステンレス鋼などの耐食材料が多く使用されている。一方で、近年の自然災害の激甚化に対応し、河川・ダム施設の大形化及び高強度化が求められている。このような中で、省合金二相ステンレス鋼と呼ばれる新しいステンレス鋼の開発が進み、2015 年に SUS821L1、SUS323L の 2 鋼種が JIS に登録された [1),2)]。

1.2 ステンレス鋼の概要

ステンレス鋼は JIS において Cr を 10.5%以上含む合金鋼と定義されている。また Cr の他にも耐食性、強度、加工性等用途に応じた特性を得るためにNiやMo等を添加した鋼種が多数開発されている。ステンレス鋼の耐食性は、不動態皮膜と呼ばれる厚さ数 nm の Cr の酸化皮膜で覆われることにより発揮される。不動態皮膜はひっかき等により破壊されても、酸素が供給されれば短時間で再び形成される。この現象は再不動態化と呼ばれ、ステンレス鋼のメンテナンス負荷が小さいことにつながっている。

1.3 省合金二相ステンレス鋼の特徴

構造材料として用いられるステンレス鋼は、主にオーステナイト系と二相系に分類される。それぞれの代表鋼種の主要成分及び力学的性質を表 1 に示す。省合金二相ステンレス鋼はリーン系二相ステンレス鋼とも呼ばれ、省合金は Ni 等の高価な合金元素を節減していることを、二相はオーステナイト相とフェライト相の 2 つの金属組織がほぼ等量からなる組織を有することをそれぞれ示す。SUS821L1、SUS323L は高価かつ価格変動の大きい Ni、Mo の添加量を節減しており価格安定性に優れる上、SUS304、SUS316L の約 2 倍の 0.2%耐力が規格化されている。このため高強度を活かした薄肉化が可能であり、使用鋼材量の減少に加え、軽量化による付帯設備や据付費も含めたコストダウンが期待できる。また耐食性の指標である PREN（Pitting Resistance Equivalent Number：合金成分の添加量により PREN＝Cr%＋3.3Mo%＋16N%の式で表される）による整理では、SUS821L1 は SUS304、SUS323L は SUS316L とそれぞれ同じ区分に分類されている [3)]。これらの特性が近年の河川・ダム施設のニーズに合致することから、この分野での適用が進みつつある。今後、さらに適用方法を最適化していく上で、実環境における長期間の耐食性評価が必要と考えられる。

表 1　各種ステンレス鋼の主要成分及び力学的性質

分類	鋼種	主要成分 (mass%)	0.2%耐力 (N/mm^2)
省合金二相ステンレス鋼	SUS821L1	21Cr 2Ni 0.17N	≧400
	SUS323L	23Cr 4Ni 0.15N	≧400
二相ステンレス鋼	SUS329J4L	25Cr 7Ni 3Mo 0.15N	≧450
オーステナイト系ステンレス鋼	SUS304	18Cr 8Ni	≧205
	SUS316L	18Cr 12Ni 2.5Mo	≧175

2. 研究目的

このような背景から、省合金二相ステンレス鋼の河川環境における長期耐食性を明らかにすることを目的として、最長 10 年間の長期暴露試験を開始した（以下、第 1 期暴露試験）。第 1 期暴露試験では、ステンレス鋼が溶接構造物として用いられることが多い一方で、溶接部が母材とは異なる特性を示すことがあるため、溶接部を含む試験片を用いた。さらにステンレス鋼では鋼材が重なり合うなどして形成されるすき間構造下での腐食(以下すきま腐食)の方が発生しやすいことから、試験片に樹脂製すき間形成治具を取り付けた。第 1 期暴露試験で実環境における知見を蓄積してきたものの、溶接部のすき間形成治具ではなく、試験片の固定に用いたワッシャー部ですき間腐食が発生した。そこで詳細な検討を行うため、すき間形成方法を変更した上で新規に暴露試験を開始した（以下、第 2 期暴露試験）。本報告書では第 2 期試験の途中経過について報告する。さらに、実環境におけるステンレス鋼の腐食挙動を逐次把握していくために開始した、自然電位の継続測定についても述べる。

3. 第 2 期暴露試験

3.1 試験方法

3.1.1 供試材

供試材として SUS821L1、SUS323L、SUS304、SUS316L、SUS329J3L を用いた。溶接方法は河川・ダム施設に一般に用いられる FCAW（Flux Cored Arc Welding）溶接とした。溶接材料は一般に用いられる材料として、SUS821L1、SUS323L、SUS329J3L には TS2209 系、SUS304 には TS308 系、SUS316L には TS316L 系をそれぞれ用いた。

3.1.2 試験片

試験片は 50L×50w×5mmt の試験片（大試験片）と 30L×30w×5mmt の試験片（小試験片）の 2 種類とし、これらを重ね合わせてすき間を形成した。試験片模式図を図 1 に示す。表面仕上げは全面#600 湿式研磨仕上げとした。試験片固定のためのワッシャー類の材料は JIS G 0592：2002「ステンレス鋼の腐食すきま再不動態化電位測定方法」（ステンレス鋼のすき間腐食試験）で用いられる Ti を選定した。大試験片は溶接部を含む試験片の他に、比較として母材部のみの試験片も作製した。また、第 1 期暴露試験ですき間形成樹脂に用いたポリスルホン（以下 PSF）、ワッシャーに用いた FRP を小試験片とした試験片も作製した。これらは SUS304 母材の大試験片と組み合わせた。

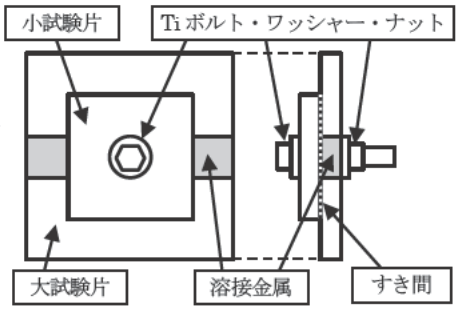


図 1　第 2 期暴露試験片模式図

3.1.3 暴露場所

暴露試験は江戸川水門下流側の河川護岸で実施した。暴露試験場及び試験架台の概観を図 2 に、試験架台断面及び試験片設置位置と、河川水位の模式図を図 3 に示す。試験片設置日の河川表層の

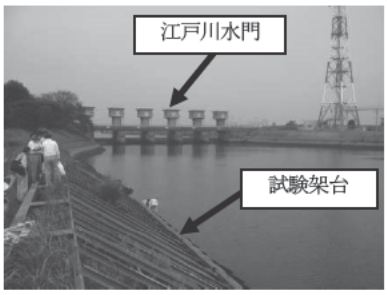


図 2　暴露試験場及び架台概観

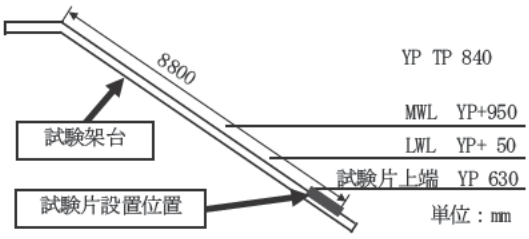


図 3　試験架台断面模式図

Cl 濃度は干潮時で 1100ppm、満潮時で 2300ppm であった。

3.2 試験片回収時の状況

1 年間暴露した試験片はいずれも全面が藻と貝で覆われていた。自然電位は、設置時にはいずれの鋼種とも-100～-50mV で差はなかったのに対し、回収時は SUS821L1、SUS323L を含む SUS304 以外の鋼種は 300～400mV 程度に貴化し、SUS304 については、溶接材試験片と、FRP、PSF を小試験片として用いたものは 100mV を下回っていた。試験片の自然電位が貴化した原因としては、好気性の微生物が代謝によって生成する過酸化水素が酸化剤として作用した影響が考えられる。一方、自然電位が卑であった SUS304 試験片は、腐食が生じたことで卑化したとみられる。試験片の腐食状況及びすきまを形成する材料の影響については、今後詳細に調査していく。

4. 自然電位測定

4.1 試験の経緯

これまでの暴露試験により、実環境におけるステンレス鋼の長期耐久性に関する知見が蓄積されつつある。一方で、評価・観察は試験片設置時及び回収時にのみ実施しているため、腐食が発生するまでの期間については明確な知見は得られていない。本暴露試験場は汽水域に位置しているため河口側からの海水溯上及び上流側からの淡水流入により水質が変化している。塩分濃度、水温等については江戸川河川事務所により測定が行われているため、腐食発生時期が明確になれば、環境と腐食との関係が明らかになると考えられる。しかし、試験片に藻や貝が付着するため表面の腐食状態を直接観察することは難しい。そこで腐食状況の確認のため、試験片の自然電位を継続的に測定することとした。これは、腐食に伴って生じる自然電位の卑下を捉え、腐食発生時期を調査するもので、材料の表面状態によらず測定が可能である。本検討により、実環境において腐食が発生しうる塩分濃度、水温が明確になり、幅広い河川環境への材料選定に利用できると考えられる。しかし、河川中において試験片の電位を継続して測定した例は少なく、課題も多いものと推測される。そこで、今回は試験的に SUS304 を用いて電位測定を開始した。

4.2 試験方法

4.2.1 供試材

供試材としては SUS304 を用いた。溶接は行わず、母材のみとした。

4.2.2 試験片

試験片模式図を図 4 に示す。大試験片は 50L×50w×5mmt の板型部分から 25L×4.6mmφの棒状部分が伸びた形状とした。本試験片は 10mmt の鋼板から機械加工により製作し、棒状部分についても溶接部を含まないようにした。暴露試験片と同様、この大試験片と 30L×30w×5mmt の小試験片を重ね合わせてすき間を形成した。試験片固定方法も第 2 期暴露試験と同様とし、ワッシャー類には Ti を用いた。表面仕上げは全面 #600 湿式研磨仕上げとした。大試験片の棒状の部分に導線を取り付けて参照電極とともにデータロガーの同一 Ch. の＋極と－極にそれぞれ接続し、大試験片の自然電位を記録した。参照電極としては銀-塩化銀参照電極を用いた。試験片及び参照電極と

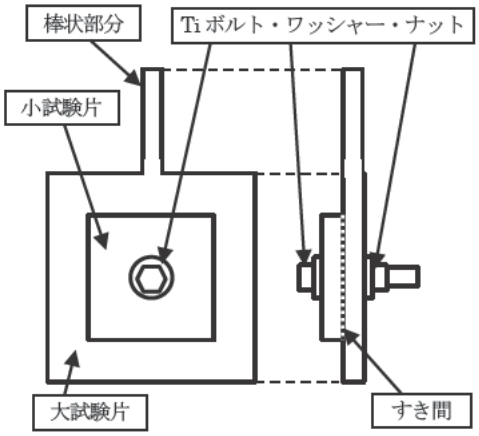


図 4　自然電位測定試験片模式図

導線の接続部は防水キャップ及び防水テープにより被覆した。漂流物及び日光、風雨から導線を保護するため、樹脂製フレキチューブを通じて陸上まで引き出した。データロガーはバッテリー駆動とした。

4.2.3 測定場所

電位測定地点は暴露試験と同じ江戸川水門下流側の河川護岸の試験架台とした。試験片が常時没水状態となるよう、LWL より約 50cm 程度低い位置に固定した。試験片設置時の水温は 7.3℃であった。

4.2.4 自然電位測定結果

試験片設置後の自然電位の経時変化を図 5 に示す。試験片設置時の自然電位は-94mV と、第 1 期、第 2 期暴露試験の初期値とほぼ同等であった。その後、設置から約 372 時間で電位は 203mV まで貴化した。時間の経過とともに微生物の付着量が増加したことで貴化が進んだとみられる。第 2 期暴露試験で設置後 1 年が経過した試験片の電位が 300～400mV であったことから、電位測定試験片についてもさらに貴化が進む可能性がある。電位推移は今後も継続して調査する。また、今回は試験的に SUS304 試験片を用いたが、省合金二相ステンレス鋼についても検討を進めていく予定である。

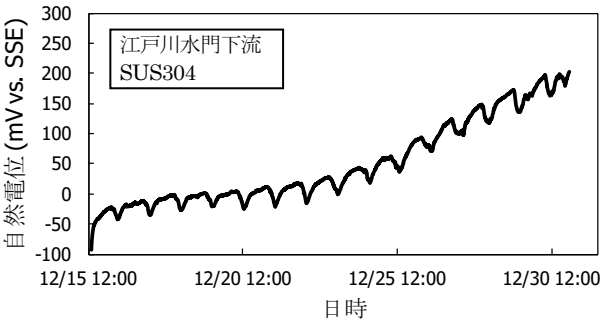


図 5　自然電位測定結果

5. まとめ

河川・ダム施設におけるニーズに合致する特性を有する省合金二相ステンレス鋼 SUS821L1 及び SUS323L について長期暴露試験を開始した。さらに汽水域におけるステンレス鋼の腐食発生について知見を得るべく、新たに試験片を設置し自然電位の継続測定を試験的に開始した。

(1)試験片に形成されるすき間の構造及び材質を変更し、新たに暴露試験を開始した。1 年目暴露試験で、SUS304 は電位が卑下しており腐食が生じている可能性があるが、SUS821L1、SUS323L 含む他の鋼種はそのような傾向は認められなかった

(2)実環境において、ステンレス鋼の電位貴化初期過程を観測できた。

6. 謝辞

本研究にあたり、先端材料資源研究センター西崎到 上席研究員、冨山禎仁 主任研究員にご助言、ご指導をいただきました。また、暴露試験の実施にあたり国土交通省関東地方整備局江戸川河川事務所江戸川河口出張所にご協力いただきました。ここに記して謝意を表します。

所属：新日鐵住金ステンレス株式会社

〈参考文献〉

1) JIS G 4304 熱間圧延ステンレス鋼板及び鋼帯、2015
2) JIS G 4305 冷間圧延ステンレス鋼板及び鋼帯、2015
3) 日本鋼構造協会：ステンレス鋼土木構造物の設計・施工指針（案）、p. 42、2015

コンクリートの耐久性評価試験手法に関する研究

チーム名等　　材料資源研究グループ
氏　　名　　塩井　健太

1. まえがき

硬化コンクリートの品質を評価する手法として，表面吸水試験や透気試験などの非破壊試験が注目されている。これらは，コンクリートが水を吸水する速度，または，負圧をかけた際にコンクリート中を空気が透過する速度などを測定することによって，コンクリートの緻密さの指標とするものである。一般に，緻密なコンクリートは耐久性に優れていると考えられ，既往の研究では，実構造物でのコンクリートの表層品質の評価 [1] や硬化コンクリートの養生が耐久性に与える影響の検討 [2] などにこれらを適用した事例が報告されている。しかし，コンクリートの吸水速度や透気係数を適切に測定する手法は，必ずしも確立されておらず，実構造物に適用していくためには，試験結果に影響を与える要因を明確にして試験時の留意点を整理する必要がある。

本研究では，結合材の種類や養生条件の異なる壁状の試験体に表面吸水試験方法の一つである SWAT 法 [3] と，透気試験方法の一つである Torrent 法 [4] を適用し，適用時の留意点について検討した。

2. 文献調査

表面吸水試験および透気試験に関する最近の知見を整理するため，文献調査を行った。文献調査の結果，1996 年～2017 年に公開された『コンクリート工学年次論文集』,『土木学会論文集』,『セメント・コンクリート論文集』から，SWAT 法や Torrent 法について検討した論文（52 件）を抽出した。内訳は，SWAT 法のみを検討している論文が 9 件，Torrent 法のみを検討している論文が 35 件，SWAT 法および Torrent 法の両方を検討している論文が 8 件であった。代表的な検討例として，例えば，型枠の存置期間の違い [5] や貼付型保水・保温養生シートの使用有無 [2]が硬化コンクリートの耐久性に及ぼす影響について SWAT 法や Torrent 法を適用して検討した事例がみられた。しかし，コンクリートの含水状態など試験条件による測定結果への影響については，必ずしも十分には明確でなかった。また，高炉スラグ，フライアッシュを用い，適切な養生を行うと普通ポルトランドセメント単味の場合よりも塩分浸透抵抗性に優れたコンクリートが製造できると期待されているが，こうしたセメントの種類が吸水速度や透気係数に与える影響については，実験データの蓄積が必ずしも十分ではなく，統一的な知見が得られていないと考えられた。そこで，結合材の種類や養生条件の異なる壁状の試験体を対象として，複数の試験材齢で SWAT 法と Torrent 法を適用し，測定値の変動要因を検討した。

3. 試験概要

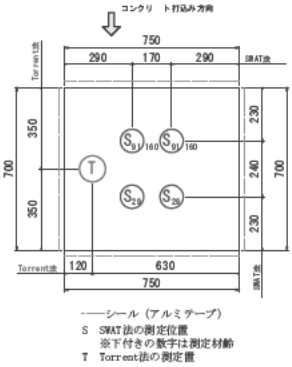
3.1 コンクリートの配合と基礎物性

コンクリートの配合と基礎物性を**表－1**に示す。配合は 3 種類であり，普通ポルトランドセメント単味のコンクリート(N)，普通ポルトランドセメントの 50%を高炉スラグ微粉末 4000 で置換したコンクリート(B)，20%をフライアッシュⅡ種で置換したコンクリート(F)である。混和材の反応には時間がかかるため，材齢初期の強度増進は

表－１　コンクリートの配合と基礎物性

配合	W/B (%)	単位量(kg/m³)						スランプ (cm)	空気量 (%)	圧縮強度 (N/mm²)	
		W	B OPC+BS4＋FA			S	G			材齢 28 日	材齢 90 日
			OPC	BS4	FA						
N	50	165	330 (100%)			828	968	13.5	5.5	43.9	54.3
B			165 (50%)	165 (50%)		815		12.5	5.7	33.9	49.3
F			264 (80%)		66 (20%)	809		12.5	4.0	38.2	51.9

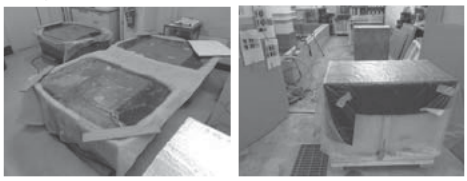
※OPC：普通ポルトランドセメント(密度　3.16g/cm³，比表面積　3,210cm²/g)，BS4：高炉スラグ微粉末4000(密度　2.89g/cm³，比表面積　4,350cm²/g)，FA：フライアッシュ II 種(密度　2.35g/cm³，比表面積　4,330 cm²/g)，単位量の()内の%値は全結合材に占める各結合材の割合
※S：細骨材(静岡県掛川産陸砂，密度　2.56g/cm³，吸水率 1.76%)，G：粗骨材(茨城県笠間産砕石 6 号(密度　2.67g/cm³，吸水率　0.52%)と 5 号(密度　2.67g/cm³，吸水率　0.43%)を均等に混合)
※化学混和剤：スランプ 12±2.5cm，空気量 4.5±1.5%となるよう AE 減水剤(高性能タイプ)と空気連行剤の使用量を調整
※圧縮強度：試験体と同時に円柱供試体を製作し，各試験材齢まで水中養生したのち圧縮強度を測定



図－１　試験体の概要

表－２　養生条件

養生条件	養生方法
標準養生	材齢 7 日まで湿潤養生したのち，脱型して材齢 28 日まで水中養生
湿潤養生	材齢 7 日まで湿潤養生したのち，脱型して室内で気中養生
気中養生	材齢 2 日に脱型して室内で気中養生

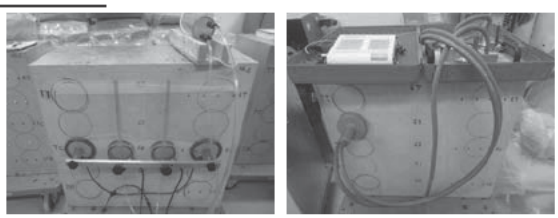


標準養生　　湿潤養生

写真－１　養生状況

測定面 No.1　　測定面 No.2

写真－２　試験体表面状態



(A)SWAT　　(B)Torrent 法

写真－３　非破壊試験の実施状況

やや緩やかになる。今回，特にスラグ置換率 50%の B は，普通ポルトランドセメント単味の N と比較して，材齢 28 日の強度が小さかった。

3.2 試験体の概要と試験方法

試験体は壁状の構造物を模擬したもので，測定面（側面の 2 面）以外をアルミテープでシールし，測定面以外からの水分の移動を防いだものとした。試験体の概要を**図－１**に示す。試験体の寸法は，幅 750mm，高さ 700mm，厚さ 350mm である。コンクリート打込み後，材齢 2 日まで封緘状態に保ち，その後，**表－２**に示す 3 種類の養生を行って，養生の良否により品質に差が生じるようにした（**写真－１**）。

養生終了直後は,養生条件によって,コンクリートの緻密さに加え含水状態も大きく異なっていると想定される。そこで，材齢 91 日まで室内（気温約 20℃，RH 約 40%）で自然乾燥させ，養生条件の違いによる含水状態の差がある程度解消されたと考えられる時点で，再度試験を行うことにした。また，材齢 91 日以降は，降雨，日射の影響を受ける屋外に試験体を暴露し，自然環境下で含水率を変化させた。降雨後の試験体表面の状態を確認したところ，片側の測定面のみに降雨によって水分が多量に供給されており，水分の供給量に差が生じていた（**写真－２**）。これは，試験体にわずかな傾きがあった（片勾配 0.23～2.78%）ためで，雨水の供給量が少ない測定面（No.1）と多い測定面（No.2）のデータは区別して整理した。

材齢 29，91，160 日に，SWAT 法と Torrent 法を用いて表面吸水速度と透気係数を測定した（**写真－３**）。また，

試験前にコンクリート水分計を使用して，コンクリートの表面含水率を測定した。なお，材齢 160 日の測定を行った前日に降水量 7mm の降雨が確認されており，材齢 160 日は，雨上がり翌日の測定となっている。

SWAT 法では，試験方法の特性上コンクリートが水を吸水するため同位置で測定した場合に前回測定時の吸水の影響を受けるおそれがあると考え，材齢 29 日と材齢 91 日の測定は異なる位置とした。一方，材齢 91 日と 160 日の測定の間には降雨による水分の供給があり，材齢 91 日の SWAT 法の測定による吸水が材齢 160 日の試験結果に与える影響は無視できると考え，同じ位置で測定を行った。

4. 試験結果

4.1 表面含水率

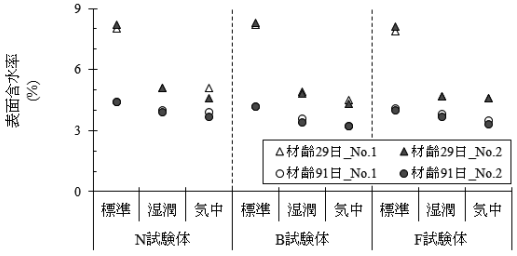
材齢 29, 91 日における SWAT 法の測定位置での表面含水率を**図－２**に示す。特に材齢 28 日で養生条件が標準の場合は表面含水率が大きいが，材齢 91 日まで室内で保管すると乾燥により表面含水率が小さくなり，養生条件の違いによる違いも小さくなった。

次に，材齢 91，160 日における同位置の表面含水率を**図－３**に示す。材齢 91 日と 160 日を比較すると，暴露後の表面含水率の方が大きい傾向がみられた。暴露後は降雨等によって水分が試験体に供給されたこと，材齢 160 日の測定の前日に降雨があったことが原因と考えられる。なお，Torrent 法の測定位置でも同様の傾向がみられた。

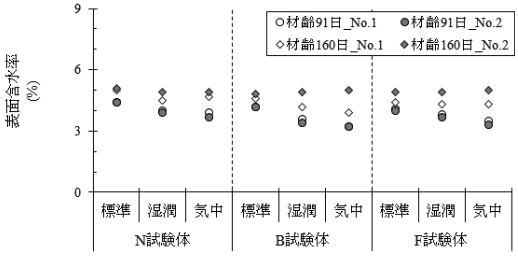
4.2 表面吸水速度

材齢 29，91 日における 10 分時点での表面吸水速度を**図－４**に示す。材齢 29 日と 91 日を比較すると，試験体の乾燥が進んだ材齢 91 日の方で表面吸水速度が大きくなった。養生方法の違いによる表面含水率の差が小さい材齢91日の表面吸水速度をみると，養生期間を長くしたものほど表面吸水速度が小さく，緻密なコンクリートになっていると評価された。

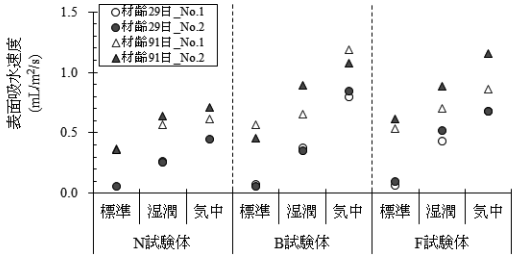
次に，材齢 91，160 日における 10 分時点での表面吸水速度を**図－５**に示す。材齢 91 日と 160 日を比較すると，暴露後に表面吸水速度が小さくなる傾向がみられた。また，材齢 160 日では，雨水の供給量が少ない測定面（No.1）よりも多い測定面（No.2）で表面吸水速度が小さくなる傾向も確認できた。前述したように暴露期間中の吸水で，試験体の表面含水率が大きくなっていたため，表面吸水速度が小



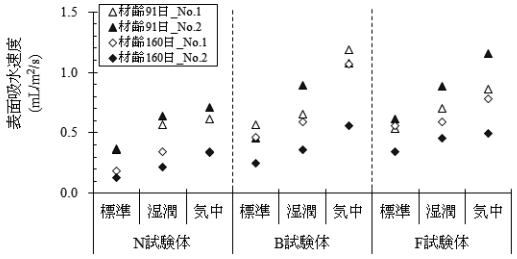
図－２　表面含水率（材齢 29 日，91 日）



図－３　表面含水率（材齢 91 日，160 日）



図－４　表面吸水速度（材齢 29 日，91 日）



図－５　表面吸水速度（材齢 91 日，160 日）

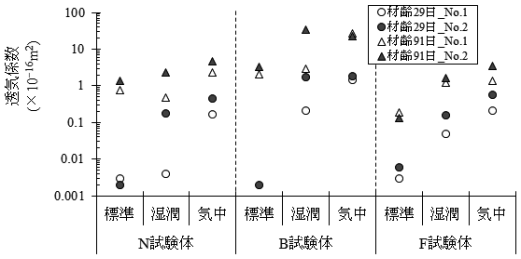
さくなったと考えられる。これらのことを踏まえると，SWAT 法を適用してコンクリートの表層品質を評価する際には，試験時のコンクリートの含水状態や水分の供給条件を適切に把握しておくことが必要と考えられる。

ただし，材齢 160 日の測定でも，表面吸水速度は，養生期間の短い「気中養生」で最も大きく，養生期間の長い「標準養生」で最も小さくなる傾向がみられた。表面吸水速度を指標とすることで養生条件の違いによる表層品質の差を評価できる可能性があると考えられる。

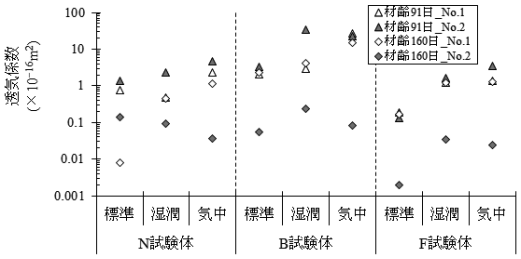
4.3 透気係数

材齢 29，91 日における透気係数を**図－６**，材齢 91，160 日における透気係数を**図－７**に示す。

透気係数は，養生期間の短い「気中養生」で最も大きく，養生期間の長い「標準養生」で最も小さくなる傾向がみられた。ただし，「気中養生」と「湿潤養生」の差は大きくなかった。一方，試験時の試験体の含水状態の影響が著しく，10^2 のオーダーで透気係数が変化している場合も少なくなかった。このため，養生条件の違いが明確でないケースもあった。



図－６　透気係数（材齢 29 日，91 日）



図－７　透気係数（材齢 91 日，160 日）

5. まとめ

本研究の範囲内で得られた結果を以下に示す。

(1) 材齢の経過に伴う乾燥や降雨等に伴う水分の供給によって，表面吸水速度および透気係数の測定値は変動するため，SWAT 法および Torrent 法を実構造物に適用し評価する際には，コンクリートの含水状態や水分の供給条件を適切に把握し，評価を行う必要がある。

(2) 同一の測定日の結果に着目すると，表面吸水速度には，養生条件の違いによる差が認められたが，透気試験では明確でない場合があった。この結果と，コンクリートの耐久性の関係については，今後試験を行って検証する必要がある。

6. 謝辞

本研究を進めるに当たり，古賀上席研究員及び材料資源研究グループの皆様には色々とご指導ご鞭撻をいただきました。ここに感謝の意を表します。

所属：川田建設株式会社

〈参考文献〉

1）吉田早智子ほか:表面吸水試験および透気試験による山口県の構造物の表層品質評価，コンクリート工学年次論文集 Vol.33，No.1，2011　2）田中博一ほか：貼付型保水・保温養生シートを用いた長期間養生がコンクリートの耐久性に与える影響，コンクリート工学年次論文集 Vol.36，No.1，2014　3）林和彦ほか：表面吸水試験によるコンクリート構造物の表層品質の評価方法に関する基礎的研究，土木学会論文集 E2，Vol.69，No.1，pp82 97，2013　4）R.J.Torrent：A two chamber vacuum cell for measuring the coefficient of permeability to air of the concrete cover on site，Materials and Structures，Vol.25，No.6，pp358 365，1992
5）桜井邦昭ほか：せき板の存置期間や配合条件がコンクリート表層部の品質および耐久性に及ぼす影響，コンクリート工学年次論文集，Vol.39，No.1，2017

鋼構造物の防食塗装時における各種動力工具による素地調整方法に関する研究

先端材料資源研究センター（iMaRRC）材料資源研究グループ
黒川　公人

1. まえがき

鋼構造物の防食塗装時における素地調整の程度や品質が塗膜寿命に及ぼす影響は,極めて大きいことが知られている[1]．そのため，各種素地調整方法に関する性能試験や比較試験が数多く実施されてきた．しかし，素地調整程度 2 種に相当する動力工具を使用した素地調整方法に関しては，詳細な検討がなされていないことが分かった．鋼道路橋防食便覧では，動力工具を使用した素地調整方法は，さびが多少残存したり，作業に要する時間が長く費用も高くなるので実用的ではないとされている[2]．そのため，詳細な検討に至らなかったと考えられる．

しかし，国土技術総合研究所の資料によると，ブラスト法による素地調整を行った場合に研削材が直接打撃されない部材凸部の影の部分や隅角部等に対して動力工具の併用による残存塗膜や錆の除去が推奨されている[3]．すなわち，動力工具による素地調整は実用上必要とされている．

2. 研究目的

このような背景から,素地調整程度 2 種に相当する動力工具を用いた素地調整方法について詳細な検討が必要であると考える．そこで，素地調整程度 1 種と 2 種の比較および素地調整程度 2 種の形成に推奨されている汎用的な各種動力工具の違いが素地調整の効率や品質に及ぼす影響について確認することを目的に研究を行った．

3. 研究方法

3.1 供試体の作製方法

70mm×150mm×3.2mm の SS400 黒皮鋼板に，各種動力工具で素地調整を実施し，供試体とした．なお，素地調整は ISO8501-1[4]に規定されている St 3 相当に達した時点で終了とした．

3.2 使用した動力工具

素地調整に使用した動力工具を**表-1** に示す. 鋼道路橋防食便覧で素地調整程度 2 種の形成に推奨されている動力工具は，さびの粗落とし用と，面粗し用に大別される．今回の試験は，素地調整の品質の確認を目的とするため，後者を選定した．また，比較用供試体として Sa2 1/2，約 50μm Rzjis (触針法)のグリッドブラスト処理鋼板（日本テストパネル㈱製）を選定した．なお，ディスクグラインダーには金属研削用の砥石が多数存在するため，砥粒や粒度等の異なる砥石を選定し，素地調整の品質に及ぼす影響を比較検討した．供試体作製に使用した動力工具および砥石の条件一覧を**表-2** に示す．

表-1　使用した動力工具

名称	メーカー 型式	外観
ディスクグラインダー	日立工機 G10YH2	
ブラスト面形成動力工具	G-TOOL MRX-2700X	

表-2　供試体作製に使用した動力工具および砥石の条件一覧

供試体 No.	素地調整方法 使用工具	ディスクグラインダー用砥石の詳細					備考
		砥石の形状・分類	砥粒 5)6)	粒度 7)	硬度 8)	結合剤 6)9)	
1-1	ディスクグラインダー	オフセット砥石	A	#24	Q	BF	金属研削用
1-2			A/WA	#24	Q	BF	
1-3				#24	M	BF	
1-4			WA	#24	P	BF	
1-5			AZ(40)	#24	Q	BF	
1-6			AZ 系※1	#24	Q	BF	
1-7			ｾﾗﾐｯｸ※2	#36	S	BF	
1-8			WA	#60	Q	BF	金属研磨用
1-9		ディスクペーパー	C	#14	―	B	金属研削用
1-10				#24	―	B	
1-11		ダイヤモンド付ステンレス製工具	D	#30	―	M	金属研削用
1-12				―※3	―	M	耐候性鋼材研削用
2	ブラスト面形成動力工具	―	―	―	―	―	―
3	グリッドブラスト処理	―	―	―	―	―	―

※1 JIS R6111 に規定のないアルミナとジルコニアの配合比（アルミナ：ジルコニア＝6：1）

※2 酸化アルミニウム系特殊セラミックス（メーカーカタログではセラミックと表記）

※3 ふるい分けは実施せず．粒径 100~1000μm

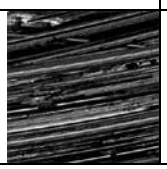
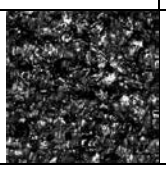
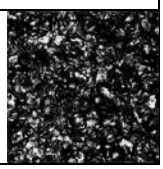
3.3 試験方法

各動力工具の作業効率を確認するため，素地調整に要した作業時間，減少重量を測定した．また，レーザー顕微鏡 LEXT OLS4100（オリンパス㈱製 以下レーザー顕微鏡と称す）を用い，表面観察，線粗さ測定を行った．なお，レーザー顕微鏡を用いた線粗さの測定方法は規定がないため，ISO25178-3[10]を参考にしたオリンパス㈱推奨の条件に従って測定を行った．測定条件を表-3 に示す．

表-3　線粗さ測定条件

項目	測定条件
対物レンズ倍率	50 倍
評価長さ	約 2.4mm
補正処理	カットオフ値なし．傾き処理あり．
観察点	各 3 点撮影．1 点につき 5 ヶ所(ライン)測定．平均値を算出．

表-4　供試体の表面観察結果

供試体 No.	1-7（代表例）	2	3
処理面写真			

4. 研究結果

4.1 供試体の表面観察結果

供試体の表面観察結果を**表-4**に示す．ディスクグラインダー処理面（供試体 No.1-1~1-12）は砥石の回転方向に沿った規則的な筋目形状であった．一方，ブラスト面形成動力工具処理面（供試体 No.2）およびグリッドブラスト処理面（供試体 No.3）は，規則性のない凹凸形状であった．

4.2 作業効率および線粗さ測定結果

鋼道路橋防食便覧で推奨されている，素地調整の品質管理に用いる線粗さパラメータは Rzjis（80μm Rzjis 以下）のみであるが，表面性状の比較のため，JIS B0601[11]に規定されている線粗さパラメータについて確認した．なお，ディスクグラインダー処理面は方向性のある筋目形状であるため，表面粗度（Ra 等）の値が最大になる方向を測定方向とした．作業効率および線粗さの測定結果を**表-5**に示す．

表-5　各工具の作業効率および素地調整面の線粗さ測定結果

供試体 No.	処理時間 (秒)	減少重量 (g)	各種線粗さパラメータ (μm)									(−)	
			Rp	Rv	Rz	Rc	Rt	Ra	Rq	Rzjis	RSm	Rsk	Rku
1-1	228	5.5	6.2	9.0	15.2	5.0	15.2	1.8	2.4	9.7	153.7	-0.662	4.616
1-2	167	5.2	18.5	19.0	37.4	11.9	37.4	4.3	5.7	20.6	179.5	-0.386	4.152
1-3	191	8.0	21.2	14.2	35.4	12.8	33.1	4.4	5.6	23.8	136.0	0.374	4.034
1-4	156	8.6	23.7	22.1	45.8	16.0	45.8	6.8	8.7	30.7	124.4	-0.088	3.126
1-5	214	5.2	25.9	27.0	52.9	17.5	52.9	6.9	9.0	25.7	216.3	-0.177	3.747
1-6	171	8.9	15.3	13.5	28.8	10.4	28.8	3.8	4.9	17.8	168.3	-0.151	3.613
1-7	130	12.7	37.3	30.3	67.6	27.6	63.7	9.7	12.0	40.6	225.9	0.250	3.519
1-8	212	5.7	9.9	14.7	24.7	8.1	24.7	2.7	3.6	17.6	90.0	-0.667	4.937
1-9	286	2.8	4.3	6.0	10.3	2.6	10.3	1.3	1.6	5.0	137.6	-0.804	5.091
1-10	310	3.7	1.6	1.7	3.3	0.8	3.3	0.5	0.6	2.3	56.3	0.037	2.881
1-11	135	6.5	17.3	10.2	27.5	12.6	27.5	3.7	4.7	17.2	238.1	0.717	4.067
1-12	105	7.2	27.0	23.0	50.0	17.7	50.0	5.7	7.7	25.8	239.1	0.071	5.851
2	241	4.1	15.5	14.6	30.1	12.8	30.1	4.7	5.7	19.2	221.1	0.110	2.831
3	−	−	26.9	25.8	52.7	22.7	52.8	8.1	10.1	36.2	284.1	-0.179	2.983

表-5の試験結果から得られた知見を以下に示す．

1) 素地調整に要する作業時間は砥粒 D（供試体 No.1-11, 12）のダイヤモンド付ステンレス製工具が短く，作業効率が良好であった．
2) 表面粗度（Ra 等）を示すパラメータの値は砥粒の種類や粒度により大きく変化し，砥粒 WA，セラミックの砥石で素地調整した供試体が大きく，砥粒 C（供試体 No.1-9, 10）のディスクペーパーで素地調整した供試体で小

さかった．また，これらのパラメータの大きさと減少重量の大きさには相関関係が見られた．一方，硬度はあまり影響しなかった．

3) ブラスト処理面およびブラスト面形成動力工具処理面は Rku の値が 3 未満であり，凹凸の先端がつぶれた形状であることが示唆された．一方，ディスクグラインダー処理面（供試体 No.1-1~1-12）はそのほとんどで Rku の値が 3 以上であり，凹凸の先端が尖った形状であると考えらえた．

5. まとめ

各種動力工具を用い, 素地調整程度 2 種に相当する処理を施した際の作業効率および表面性状を確認する実験を実施した．その結果，以下の知見が得られた．

1) ディスクグラインダー処理面は砥石の種類によらず，砥石の回転方向に規則的な筋目形状であった．これは方向性のない凹凸形状であったブラスト処理面やブラスト面形成動力工具処理面と異なる形状であった．
2) ディスクグラインダー処理は，砥石の種類によって作業効率や処理面の表面粗度（Ra 等）が大きく異なった．
3) ディスクグラインダー処理面とブラスト処理面を比較すると，ブラスト処理面の方が RSm は小さく，Rku は大きい傾向であった．すなわち，ディスクグラインダー処理面はブラスト処理面と比較して凹凸の周期が短く，尖った形状であることが示唆された．また，砥石の種類によってはディスクグラインダー処理面とブラスト処理面の Rzjis がほぼ同等となる場合があった．

6. 謝辞

本研究を実施するにあたり，先端材料資源研究センターの西崎到上席研究員，冨山禎仁主任研究員に貴重なご助言やご指導を頂きました。ここに記して，感謝の意を表します。

所属：ショーボンド建設株式会社

＜参考文献＞

1) 社団法人 日本道路協会，鋼道路橋塗装便覧，p.53，丸善出版㈱，1971.12
2) 公益社団法人 日本道路協会，鋼道路橋防食便覧，p.Ⅱ 139 ，丸善出版㈱，2014.3
3) 国土技術政策総合研究所, 国土技術政策総合研究所資料第 684 号 道路橋の部分塗替え塗装に関する研究 鋼道路橋の部分塗替え塗装要領（案），http://www nilim.go.jp/lab/bcg/siryou/tnn/tnn0684pdf/ks068408.pdf, pp.資 7-資 8
4) ISO 8501-1:2007 – Preparation of steel substrates before application of paints and related products Visual assessment of surface cleanliness – Part 1: Rust grades and preparation grades of uncoated steel substrates and of steel substrates after overall removal of previous coatings
5) JIS R6111:2005，人造研削材
6) JIS B4131:1998，ダイヤモンド／CBN 工具 ダイヤモンド又は CBN ホイール
7) JIS R6001:1998， 研削といし用研磨剤の粒度
8) JIS R6240:2008，研削といしの試験方法
9) JIS R6242:2015，といし 一般的要求事
10) ISO 25178-3:2012 Preview. Geometrical product specifications (GPS) Surface texture: Areal Part 3: Specification operators
11) JIS B0601:2013，製品の幾何特性仕様（GPS） 表面性状：輪郭曲線方式 用語，定義及び表面性状パラメータ

混和材を用いたプレキャストPC部材の耐久性に関する検討

チーム名等　　材料資源研究グループ
氏　　名　　水戸　健介

1.　まえがき

近年，プレキャストPC部材の高耐久化を実現するための方法として，高炉スラグ微粉末やフライアッシュの積極的な使用や蒸気養生後の後養生の実施などが注目されている。しかし，これらの方法によって得られるプレキャストPC部材の耐久性の向上効果は十分には明確にされていない。混和材を用いたプレキャストPC部材の耐久設計や製造方法を確立するためには，実験データの更なる蓄積が必要とされている。

そこで，本研究では，まず，塩水浸せき試験を行い，高炉スラグ微粉末やフライアッシュの使用がコンクリートの塩化物イオン浸透抵抗性に与える影響を検討した(シリーズ I)。次に，プレキャスト工場で養生条件の異なる試験体を製作して塩水浸せき試験，促進中性化試験，スケーリング試験を行い，蒸気養生する部材の後養生の実施がコンクリートの耐久性に与える影響を検討した(シリーズ II)。

2.　実験方法

2.1 シリーズⅠ（混和材の効果）

コンクリートの配合および基礎物性を**表−１**に示す。配合は，早強ポルトランドセメントのみを用いたH，早強ポルトランドセメントの30%を高炉スラグ微粉末4000で置換したBS430, 50%を高炉スラグ微粉末6000で置換したBS650，20%をフライアッシュII種で置換したFA20，計4種類である。円柱供試体を製作し，材齢28日まで水中養生を行った後，JSCE-G 572-2013の「浸せきによるコンクリート中の見掛けの拡散係数試験方法(案)」に準拠して加工し，濃度3%の塩化ナトリウム水溶液に浸せきした。浸せき90，180，365日後に，表面から厚さ5 mmごとに試料を切断して採取し，電位差滴定法で塩化物イオン濃度を測定した。

2.2 シリーズⅡ（後養生の効果）

コンクリートの配合および基礎物性を**表−２**，試験体の概要を**図−１**，養生条件を**表−３**に示す。プレキャスト製品を蒸気養生した後の後養生(水中養生)の影響を検討するために，試験体はプレキャスト部材に近い寸法とし，養生条件は4種類とした。コンクリート打込み後に蒸気養生を行い，材齢1日で脱型した後，気中養生(D)または材齢3，7，14日まで後養生(W3，W7，W14)を行った。後養生後には，気中養生とした。後養生ではプレキャスト工場に併設されている屋外の養生水槽に試験体を静置し，気中養生では室内に試験体を静置した。

材齢38日の時点で，φ100mmまたはφ150mmのコアを採取して塩水浸せき試験と促進中性化試験，スケーリング試験の試料とした。いずれの試験においても，コアの両端部を長さ75 mmで切断し，型枠に接していた面を試験対象とした。塩水浸せき試験では，試験面以外をエポキシ樹脂塗料でシールし，濃度10%の塩化ナトリウム水溶液に6週間浸せきした後，硝酸銀溶液噴霧法によって塩化物イオン浸透深さを測定した。促進中性化試験では，試験面以外をエポキシ樹脂塗料でシールし，CO_2濃度5.0%の促進中性化槽に4週間静置した後，フェノールフタレイン溶液噴霧法によって中性化深さを測定した。スケーリング試験では，試験面に深さ3 mmとなるように濃度

表−１　コンクリート配合と基礎物性（シリーズⅠ）

配合	W/B (%)	単位量(kg/m³)							スランプ (cm)	空気量 (%)	円柱供試体の圧縮強度 (N/mm²)		
		B　HPC+BS4+BS6+FA					S	G					
		W	HPC	BS4	BS6	FA					材齢 3 日	材齢 28 日	材齢 91 日
H	36	165	458(100%)				721	968	12.0	5.3	49 3	65 3	74.0
BS430			321(70%)	138(30%)			712		10.0	5.9	33 5	60.5	71.1
BS650			229(50%)		229(50%)		707		12.0	5.0	35.6	69.4	80.5
FA20			458(80%)			92(20%)	696		8.0	4.8	40.4	60.6	65.7

※ W: 上水道水(茨城県つくば市), HPC : 早強ポルトランドセメント(密度　3 14g/cm³, 比表面積　4480cm²/g), BS4 : 高炉スラグ微粉末 4000(密度　2.89g/cm³, 比表面積　4350cm²/g, せっこう添加(SO_3換算 2%)), BS6 : 高炉スラグ微粉末 6000(密度　2.91g/cm³, 比表面積　6210cm²/g, せっこう添加(SO_3換算 3%)), FA : フライアッシュII種(密度　2.35g/cm³, 比表面積　4330cm²/g), S : 細骨材(静岡県掛川産砕砂 : 密度 2 56g/cm³, 吸水率　2 23%), G : 粗骨材(茨城県笠間産砕石 6 号(密度 2.67 g/cm³, 吸水率 0.43%, 硬質砂岩)と同 5 号(密度 2.67 g/cm³, 吸水率 0.46%, 硬質砂岩)を均等に混合), 化学混和剤 : スランプ 12±2.5cm, 空気量 4 5±1.5%となるよう高性能減水剤と空気連行剤の使用量を調整

※単位量の()内の%値は全結合材に占める各結合材の割合を表示

※圧縮強度 : 円柱供試体(φ100×200 mm)を用いて, 材齢 3, 28, 91 日に圧縮強度試験を JIS A 1108:2006 に準拠して実施

表−２　コンクリート配合と基礎物性（シリーズⅡ）

配合	W/B (%)	単位量(kg/m³)					スランプ (cm)	空気量 (%)	円柱供試体の圧縮強度 (N/mm²)		
		W	B=HPC+BS6		S	G					
			HPC	BS6					材齢 1 日	材齢 14 日	材齢 28 日
H-S	36	152	422(100%)		753	1024	13.0	3.4	41.3	66.9	74.8
BS650-S	33	150	227(50%)	227(50%)	766	972	11.0	4.0	29.7	72.6	75 1

※HPC : 早強ポルトランドセメント(密度　3.14g/cm³, 比表面積　4560cm²/g), BS6 : 高炉スラグ微粉末 6000(密度　2.87g/cm³, 比表面積 6060cm²/g, せっこう添加(SO_3換算 3%)), S : 細骨材(岐阜県揖斐川産砕砂 : 密度　2.67g/cm³, 吸水率　0.70%), G : 粗骨材(岐阜県揖斐川産川砂利 : 密度　2.64g/cm³, 吸水率　1.29%), 化学混和剤 : スランプ 12±2 5cm, 空気量 4 5±1.5%となるよう高性能 AE 減水剤と空気連行剤の使用量を調整

※単位量の()内の%値は全結合材に占める各結合材の割合を表示

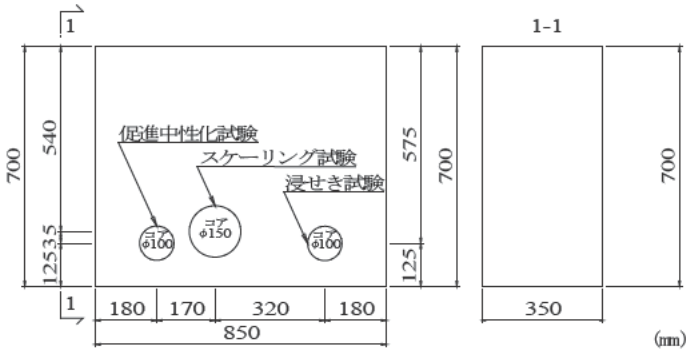
※圧縮強度 : 標準養生を行った円柱供試体(φ100×200 mm)を用いて, 材齢 1, 14, 28 日に圧縮強度試験を JIS A 1108:2006 に準拠して実施

3%の塩化ナトリウム水溶液を溜め, 冷凍庫での保管と温度管理されていない実験室での保管による凍結融解を 50 サイクル繰り返した後, スケーリングによる質量減少量を測定した。

表−３　養生条件（シリーズⅡ）

記号	養生条件
D	蒸気養生後, 材齢 1 日に脱型し, 気中養生
W3	蒸気養生後, 材齢 1 日に脱型し, 材齢 3 日まで後養生した後, 気中養生
W7	蒸気養生後, 材齢 1 日に脱型し, 材齢 7 日まで後養生した後, 気中養生
W14	蒸気養生後, 材齢 1 日に脱型し, 材齢 14 日まで後養生した後, 気中養生

※蒸気養生 : 注水から約 4 時間の前養生を行い, 45℃まで 2 時間で昇温し, 45℃を 5 時間保持し, 自然冷却



図−１　試験体の概要

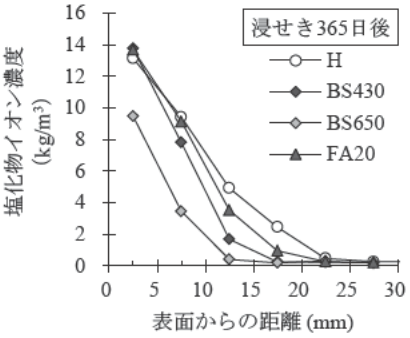
3. 実験結果

3.1 シリーズⅠの実験結果

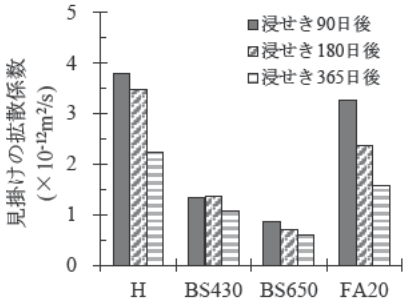
浸せき 365 日後の塩化物イオン濃度分布を**図−２**に示す。混和材を用いた BS430, BS650, FA20 では, H と比較して, 表面からの距離が 5〜20 mm の範囲での塩化物イオン濃度が小さくなった。なお, 混和材を用いた配合の比較では, 塩化物イオン濃度は, フライアッシュを用いた F20 よりも, 高炉スラグ微粉末を用いた BS430, BS650 で小さくなり, BS650 で最も小さくなった。

塩化物イオン濃度分布と式(1)を用いて算出した塩化物イオンの見掛けの拡散係数を**図−３**に示す。

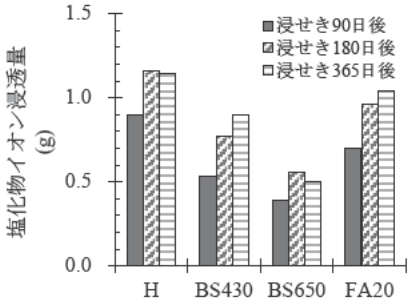
$$C(x,\ t)=C_0\left\{1-\mathrm{erf}\left(\frac{x}{2\sqrt{D_{ap}t}}\right)\right\}+C_i \qquad (1)$$



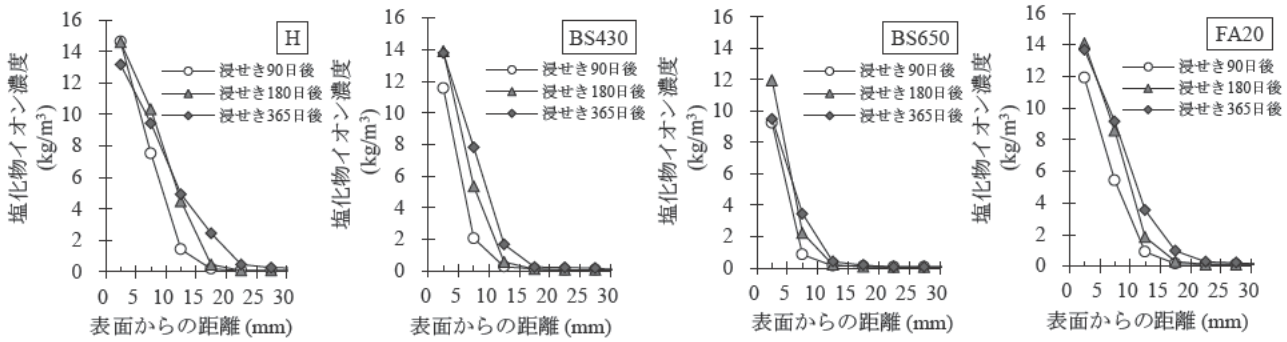
図−２　塩化物イオン濃度分布



図−３　見掛けの拡散係数



図−４　塩化物イオン浸透量



図−５　各配合の塩化物イオン濃度分布

ここで，x：表面からの距離(m)，t：試験期間(s)，$C(x,\ t)$：距離 x と試験期間 t での塩化物イオン濃度(kg/m³)，C_0：供試体表面の塩化物イオン濃度(kg/m³)，C_i：初期含有塩化物イオン濃度(kg/m³)，D_{ap}：塩化物イオンの見掛けの拡散係数(m²/s)，erf：誤差関数である。

浸せき期間が同一の場合，混和材を用いた BS430，BS650，FA20 では，H と比較して，見掛けの拡散係数が小さくなった。また，混和材を用いた場合では，見掛けの拡散係数は，混和材にフライアッシュを用いた F20 よりも，高炉スラグ微粉末を用いた BS430，BS650 で小さくなり，BS650 が最も小さくなった。混和材の使用によって早強ポルトランドセメントのみを用いた場合よりも，塩化物イオン浸透抵抗性が向上したこと，特に高炉スラグ微粉末 6000 の使用によって塩化物イオン浸透抵抗性が大幅に向上したことがわかった。

塩化物イオン濃度分布を用いて算出した表面から 30 mm までの塩化物イオン浸透量を**図−４**，各配合の塩化物イオン濃度分布を**図−５**に示す。塩化物イオン浸透量が最も小さい BS650 では，表面から 5 mm よりも深い位置での塩化物イオン濃度の経時的な増加の程度も小さくなった。

既往の研究[1)]によると，混和材を用いるなど極めて緻密なコンクリートを用いた構造物では，供用中に塩化物イオンの濃度分布がほとんど変化しておらず，ある時点から塩化物イオン浸透が停滞した可能性があることが指摘されている。**図−３**と**図−４**によると，混和材の使用の有無にかかわらず，浸せき期間を長くするほど，見掛けの拡散係数が小さくなり，塩化物イオン浸透量の増加の程度も小さくなった。材齢の経過によって塩化物イオン浸透抵抗性が向上したと考えられる。長期的には塩化物イオン浸透抵抗性が更に向上して塩化物イオン浸透の停滞現象が起きる可能性があるため，今後も検討を継続する予定である。

3.2 シリーズⅡの実験結果

浸せき試験の結果を**図−６**，促進中性化試験の結果を**図−７**，スケーリング試験の結果を**図−８**に示す。まず，蒸

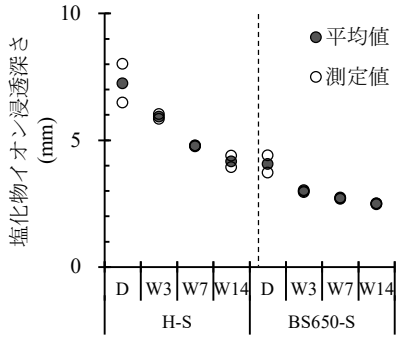


図-６　塩化物イオン浸透深さ

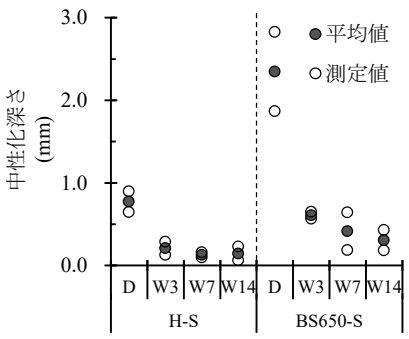


図-７　中性化深さ

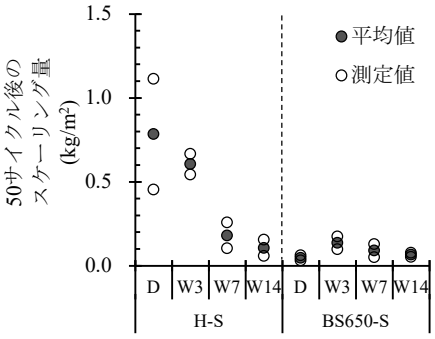


図-８　スケーリング量

気養生後に後養生を行っていない「D」に着目すると，高炉スラグ微粉末を用いた BS650-S では，早強ポルトランドセメントのみを用いた H-S と比較して，塩化物イオン浸透深さとスケーリング量が小さくなった。

次に，蒸気養生後に後養生を行った「W3，W7，W14」に着目すると，BS650-S では，塩化物イオン浸透深さが更に小さくなり，中性化深さも早強ポルトランドセメントのみを用いた H-S の「D」と同程度まで小さくすることができた。なお，BS650-S では，「W3，W7，W14」の塩化物イオン浸透深さ，中性化深さ，スケーリング量は同程度であり，蒸気養生後の後養生の期間を 3 日間よりも長くすることによって得られる耐久性の向上効果は明確ではなかった。高炉スラグ微粉末を用いた場合，蒸気養生後の後養生の実施によって塩化物イオン浸透抵抗性と中性化抵抗性を向上させることができるが，その期間を 3 日間より長くしても耐久性の向上効果は大幅には増加しなかったと考えられる。

4. まとめ

本研究の範囲内で得られた結果を以下にまとめる。

(1) 塩水浸せき試験を行った結果，混和材の使用によって塩化物イオン浸透抵抗性が向上すること，混和材の使用有無にかかわらず塩化物イオン浸透抵抗性が経時的に向上することがわかった。塩化物イオン浸透抵抗性が更に向上し，長期的には塩化物イオン浸透がある時点で停滞する可能性があるため，今後検討を継続する予定である。

(2) プレキャスト工場で製作した試験体を用いて耐久性試験を行った結果，高炉スラグ微粉末の使用によって塩化物イオン浸透抵抗性やスケーリング抵抗性を向上できること，蒸気養生後に 3 日間の後養生を実施することによってさらに塩化物イオン浸透抵抗性を向上させ，中性化抵抗性についても早強セメントと同程度にできることがわかった。

5. 謝辞

本研究を進めるに当たり，古賀上席研究員及び材料資源研究グループの皆様には色々とご指導ご鞭撻をいただきました。ここに感謝の意を表します。

所属：川田建設株式会社

＜参考文献＞

1)高橋佑弥，井上翔，秋山仁志，岸利治：実構造物中のフライアッシュコンクリートへの塩分浸透性状と調査時材齢の影響に関する研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.32，No 1，pp803-808，2010

再生用添加剤の成分差異が再生アスファルトおよびその再生混合物の性状に与える影響

チーム名等　　材料資源研究グループ
氏　　名　　田湯　文将

1. まえがき

近年のアスファルト混合物の出荷量に占める再生アスファルト混合物（以下、再生混合物）の出荷割合は 75%前後で推移[1)]しており、再生骨材配合率も全国平均で 50%となっている[2)]。今後、繰り返し再生された骨材を含む混合物の利用が増えていくことが予想されるため、再生混合物の品質確保がアスファルト舗装の長期供用性能を維持するために重要となっている。しかし、再生混合物製造の際に使用される再生用添加剤は、その成分により再生混合物の性状が異なる可能性が指摘されている[3)]ものの十分な知見が蓄積されているとは言い難い。

一方、アスファルト舗装の舗設時等に発生する霧状物質であるアスファルトヒューム(以下、ヒューム)は、2011 年に国際がん研究機関（以下、IARC）により、人に対して発がん性が疑われるグループ 2B に格上げされており、作業者がさらされるヒュームの時間当たりの濃度に上限が設けられている国もある[4)]。我が国においては、平成 30 年度内にストレートアスファルトの安全データシート（SDS）において、ヒューム暴露の時間荷重平均（TWA）値が記載される予定であるが、国内では、アスファルト混合物からのヒューム発生量について十分な調査がなされていない状況にあり、再生混合物の出荷割合の多い我が国では、新規混合物に加えて再生混合物から発生するヒューム量の調査も必要とされている。

2. 研究目的

本研究では、成分の異なった二種類の再生用添加剤を用いてアスファルトを繰り返し劣化・再生し、劣化後および再生後のアスファルト（以下、n 回繰り返し劣化・再生したものを劣化 n、再生 n と示す）ならびに同再生アスファルトを使用した再生混合物の性状を調査した。また、新規加熱アスファルト混合物（以下、新規混合物）と上述の 2 種類の再生添加剤を用いた再生混合物から発生するヒュームを採取し、それぞれから発生するヒューム量の差異を明らかにすることも目的とした。

3. 研究方法

3.1 使用材料

使用材料とその詳細を**表-1** に示す。新アスファルト（以下、ORG）には、ストレートアスファルト 60/80 を使用した。再生用添加剤（以下、添加剤）には、芳香族分が多い添加剤（以下、添加剤 A）と飽和分が多い添加剤（以下、添加剤 B）の 2 種類を使用した。

表-1　使用材料の性状

	ストレートアスファルト 60/80
密度 (g/cm^3)	1.037
針入度 (1/10mm)	70
軟化点 (℃)	46.5
伸度 (cm)	100+

		添加剤A	添加剤B
密度 (g/cm^3)		0.975	0.909
組成 (%)	アスファルテン分	0.1	0
	レジン分	6.1	2.5
	芳香族分	88.1	47.7
	飽和分	5.7	49.9

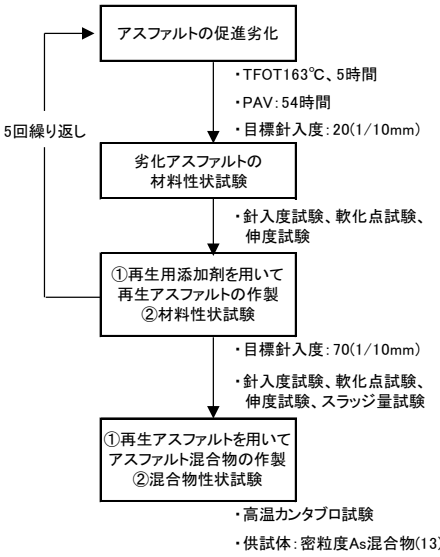


図-1　アスファルト劣化・再生試験手順

3.2 試験方法

3.2.1 アスファルト繰り返し劣化・再生試験

アスファルト劣化・再生試験手順を**図-1** に示す。これまでの報告[5)]と同様に ORG を室内試験で繰り返し劣化・再生し、性状変化を確認するために各種性状試験を行った。再生混合物は、密粒度アスファルト混合物(13)とし、再生したアスファルトをバインダとして用いて作製し混合物性状試験を実施した。本試験では、添加剤の影響を強調するために、実際の再生混合物とは異なり再生時には新規アスファルトは使用せず、添加剤のみで再生して検討を行った。

アスファルトの性状試験として、物理性状である軟化点試験および伸度試験を実施した。また、再生アスファルト中のドライスラッジ（以下、スラッジ）量を評価するため、重油中のスラッジ量を定量する試験である ISO-10307-1[6)]および佐野らの検討[7)]を参考に**表-2** に示す条件で測定を行った。混合物試験は、供試体の温度を 0～60℃とし、ロサンゼルス試験機内の雰囲気温度（以下、試験機温度）を供試体温度別に 0～30℃に変更したカンタブロ試験を実施した。カンタブロ試験条件を**表-3** に示す。

表-2　スラッジ量試験条件

再生As；添加剤比		1：9
加熱温度（℃）	下記以外	130
	添加剤B再生4	180
	添加剤B再生5	200
吸引温度(℃)		130
ろ過フィルター細孔径(μm)		1.6（Whatman GF/A）
吸引圧(MPa)		絶対圧力で0.04
混合条件		ガラス棒により再生Asが溶解するまで攪拌

表-3　カンタブロ試験条件

供試体温度(℃)	0～60
ロサンゼルス試験機内雰囲気温度(℃)	0～30
ドラム回転数	毎分30～33回転で300回転

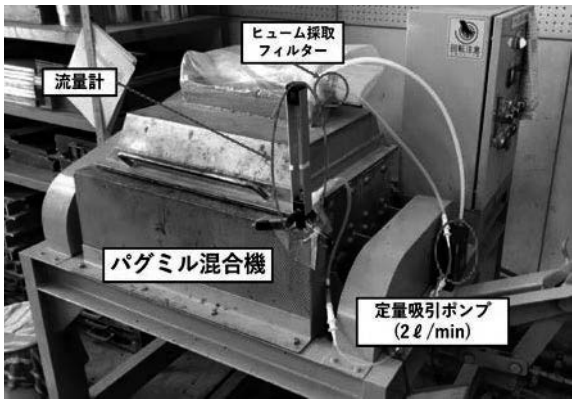


写真-1　ヒューム採取状況

表-4　ヒューム発生量測定試験条件

混合物種類 3種類	密粒度アスファルト混合物(13)	新規混合物
		添加剤Aを用いた再生混合物
		添加剤Bを用いた再生混合物
アスファルト量(%)		5.7
再生材の旧アスファルト量(%)		3.03
再生用添加剤投入量旧アスファルト比(%)	添加剤A	18.6
	添加剤B	15.0
再生材配合率(%)		60
混合温度(℃)		110,130,160
混合物作製時の混合時間(min)		3
ヒュームの吸引時間(min)		30(混合後15分から45分まで)
吸引流量(ℓ/min)		2.0
吸引時の状態		混合物を攪拌状態
採取フィルター	種類	メンブレンフィルタ　PTFEサポート
	細孔(μm)	1.0
	直径(mm)	37.0

3.2.2 アスファルトヒューム発生量測定試験

ヒューム発生量を測定するために、**写真-1** に示すパグミル混合機にヒューム採取フィルターと定量ポンプ等を接続し、混合物を攪拌中に吸引を行い各混合物のヒュームを採取した。ヒュームの採取は、ASTM D6494-99[8)]およ

び NIOSH 5042[9]を参考に**表-4** に示す条件で行った。各混合物において吸引条件を均一に近づけるために、混合物の混合後も攪拌を継続し、ヒュームの採取時間は、混合後の攪拌時間が 15 分から 45 分となるまでの 30 分間とした。なお、本研究では、採取フィルター中に付着した粒子分中のベンゼン可溶性成分（以下、BSM）を計測することで各混合物のヒューム発生量を評価した。

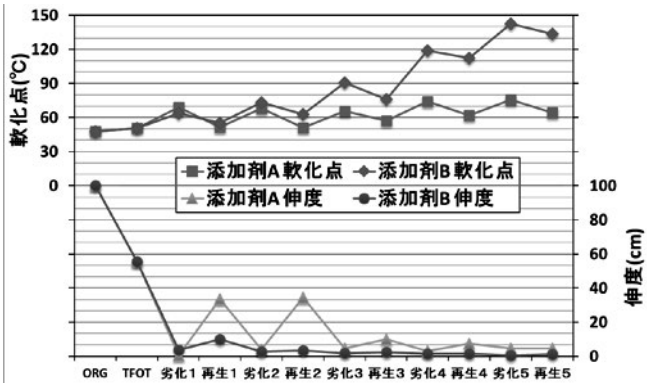


図-2　軟化点と伸度の変化

4. 研究結果

4.1 軟化点および伸度

図-2 に劣化・再生の繰り返しによるアスファルトの軟化点と伸度の変化を示す。軟化点は劣化・再生を繰り返すにしたがって上昇する傾向があり、特に添加剤 B は劣化 3 以降の上昇が顕著であり、再生 5 の時点で軟化点が約 134℃と極めて高い数値となった。伸度は両添加剤において 100cm まで回復することはなかったが、添加剤 A では再生 2 まで 35cm 程度の回復が見られた。

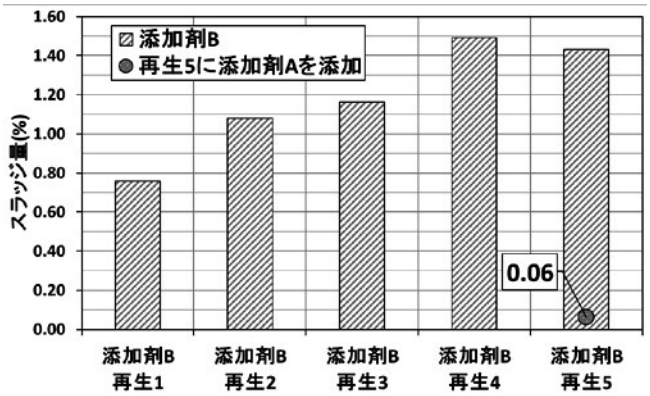


図-3　スラッジ発生量の変化

4.2 スラッジ量

添加剤 A の再生アスファルトはいずれの再生回数においてもスラッジは発生しなかった。一方、添加剤 B は、**図-3** に示すとおり再生 1 時点で 0.76%のスラッジが発生し、再生 4 で最大値の 1.49%となった。そこで、添加剤 B の再生 5 を添加剤 A で溶解して吸引試験を実施したところスラッジ量は 0.06%と大幅に減少した。

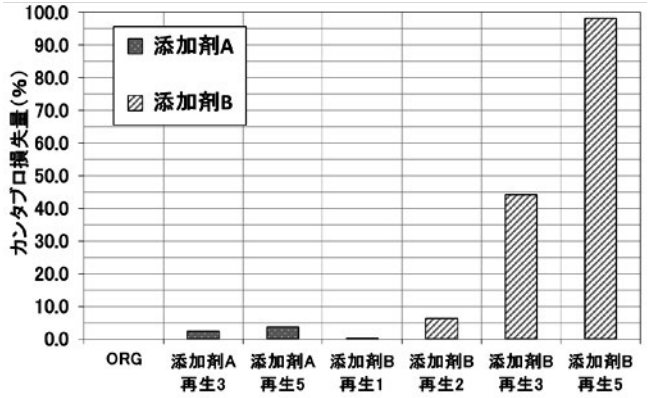


図-4　60℃におけるカンタブロ損失量

本試験では、再生アスファルトの 9 倍の量の添加剤を混合しており、通常は旧アスファルトに対して 10%～20%程度を添加する添加剤を多大に投入しているため、実際の再生時の状況と異なるものの、芳香族分の多い添加剤は劣化した旧アスファルトに対しても高い解膠性がある可能性が示唆された。

4.3 カンタブロ損失量

供試体温度と試験機内温度を変更してカンタブロ試験を行ったところ、供試体温度 60℃、試験機内温度 30℃の試験において再生混合物の損失量が大きくなった。**図-4** に供試体温度 60℃におけるカンタブロ損失量を示す。ORG は損失が全く無かったのに対し、添加剤 A では再生 5 において約 4%の損失量、添加剤 B では再生 2 以降で損失量が増加し、再生 3 で約 44%、再生 5 で約 98%と損失量が非常に大きなものとなった。これは、飽和分の多い添加剤で繰り返し劣化・再生を行うとアスファルトの付着力が低下し、骨材飛散が増加したためと考えられる。

4.4 ヒューム発生量

図-5 に各混合物における BSM の量を示す。いずれの混合物においても温度が低下することでBSMの量が大幅に低下していることが分かった。同温度帯で比較すると、添加剤を用いた再生混合物は、新規混合物よりも BSM の量が多く、160℃では、2 倍程度の差が見られた。このことから、添加剤を用いた再生混合物の場合は、添加剤そのものから相当量の BSM が発生したものと考えられる。

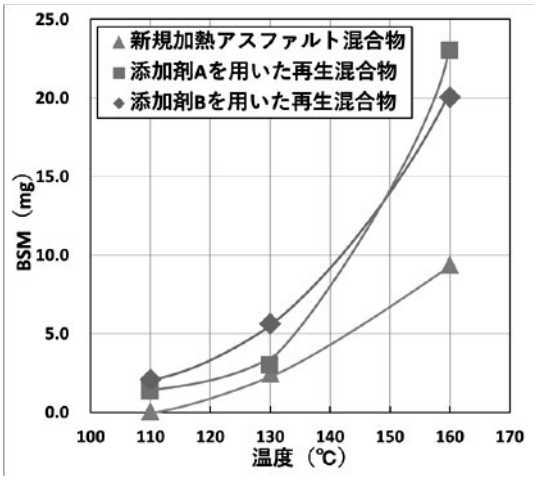


図-5　各混合物における BSM の量

5. 結論

・飽和分の多い添加剤を用いたアスファルトでは、劣化・再生の繰り返しが増えるにつれ軟化点の上昇が顕著となった。また、再生によりアスファルト中にドライスラッジが発生する可能性や、アスファルトの付着力が低下する可能性が示唆された。

・芳香族分の多い添加剤を用いたアスファルトでは、劣化・再生の繰り返しが増えるにつれ軟化点は上昇するものの飽和分の多い添加剤ほど顕著ではなかった。また、ドライスラッジの発生量は抑えられ、付着力の低下もあまりなかった。

・アスファルト混合物から発生するヒュームは、混合温度が低下することで発生量が大きく減少することが分かった。また、同じ混合温度の場合で比較すると、再生混合物は新規混合物よりも BSM の量が顕著に増加していたことから、添加剤を用いた再生混合物では添加剤そのものから多量の BSM が発生している可能性が示唆された。

今後は、添加剤の種類をさらに増やし、アスファルトと再生混合物の性状調査を進めるとともに、再生混合物性状試験結果と実際の道路損傷形態との関係性の検証を行う必要がある。

6. 謝辞

本研究を行うにあたり、材料資源研究グループ新田上席研究員、冨山主任研究員、川島研究員、ならびに舗装チーム川上主任研究員には御意見と御指導を賜りました。この場をお借りして、感謝の意を表します。

所属：大成ロテック株式会社

〈参考文献〉

1)一般社団法人 日本アスファルト合材協会：アスファルト合材製造数量推移,2016
2)一般社団法人 日本アスファルト合材協会：合材統計年報,2015
3)加納ら：再生用添加剤の組成の違いが繰り返し再生された混合物とアスファルトの性状に与える影響,舗装工学論文集,第 20 巻,2015
4)一般社団法人 日本アスファルト協会：アスファルト舗装技術研究グループ第 58 回報告,アスファルト 53,43-77,2010
5)川上ら：繰り返し劣化・再生されたアスファルトおよびアスファルト混合物の性状変化に関する一検討,舗装工学論文集,第 22 巻,2017
6)ISO 10307-1：Petroleum products -- Total sediment in residual fuel oils -- Part 1: Determination by hot filtration,2009
7)佐野ら：再生混合物の性能向上に関する一検討,土木学会,第 72 回年次学術講演会講演概要集,2017
8)ASTM Designation:D6494-99：Standard Test Method for Determination of Asphalt Fume Particulate Matter in Workplace Atmospheres as Benzene Soluble Fraction,2010
9)NIOSH 5042；BENZENE-SOLUBLE FRACTION AND TOTAL PARTICULATE(ASPHALT FUME),1998

土木研究所資料
TECHNICAL NOTE of PWRI
No.4379 November 2018

編集・発行 ©国立研究開発法人土木研究所

本資料の転載・複写の問い合わせは

国立研究開発法人土木研究所 企画部 業務課
〒305－8516 茨城県つくば市南原1－6 電話029－879－6754