

盛土内宙水の形成メカニズムに関する事例研究

Case Study of the Formation mechanism for Perched Groundwater in the Embankment

片岡 沙都紀 澁谷 啓 肥後 陽介 野並 賢
Satsuki Kataoka Satoru Shibuya Yosuke Higo Satoshi Nonami

1. はじめに

平成 17 年に発生した台風 14 号による山陽自動車道の盛土崩壊¹⁾や、平成 21 年に発生した台風 9 号による兵庫県佐用町での盛土崩壊²⁾など、集中豪雨や長雨を原因とした盛土被害が相次いで発生している。図-1 は、1996 年から 2004 年に発生した直轄国道における通行規制を伴う災害件数と、全国の地方整備局および道路事務所等の所在地におけるアメダス観測データより算出された 50mm/h の降雨発生数を示したものであるが³⁾、1 時間当たりの降雨量が 50mm 以上の発生件数が増加するに伴い、道路の被災数も増加傾向にある。

道路盛土の変状や崩壊には、盛土内に存在している「水」の存在が引き金となっている場合が多い。盛土内部の地下水位の上昇や降雨時の雨水侵入により、盛土表層部のサクシオン低下に伴うのり面での表層崩壊や、盛土自体の強度（特に粘着力）の低下、あるいは盛土が水浸沈下を引き起こす可能性が示唆されている⁴⁾。そのため、盛土の変状や崩壊のリスク低減のためには、盛土内部に水を入れないこと、盛土内部に侵入してしまった場合には速やかに盛土外へ排水することが、新設ならびに既設の道路盛土を維持管理していく上で重要な視点となる。

兵庫県朝来市山東町柴地区内の道路盛土では、供用当初より小規模なりのり面表層崩壊が繰返し発生しており、その都度応急対策工が実施されてきた⁵⁾。また、当該箇所にて実施された電気探査結果より、盛土内部に「宙水」と思われる局所的に飽和度の高い箇所が確認されている。

本論文では、当該盛土を対象に実施した現地踏査、原位置試験から盛土内宙水の状況把握を行った上で、盛土より採取した土試料を用いて各種室内試験を実施し、盛土材料の物理・力学的な性質について検討することで、一連の検討結果より当該盛土内部で宙水が発生した要因について検証した。

2. 当該盛土の概要

図-2 に、1976 年および 2005 年に撮影された対象地域の航空写真を示す⁶⁾。1976 年の盛土施工以前は耕作地であったが、2005 年時には盛土が建設されていることがわかる。当該盛土は、和田山の谷沿いに位置しており、南側は低地となっているために地山から盛土へと湧水が侵入しやすい地形となっている。写真-1 に現地踏査による盛土の状況を示す。北側が法面、南側が補強土壁（テールアルメ）になっており、道路盛土の北側法面の小段にある側溝では、写真-

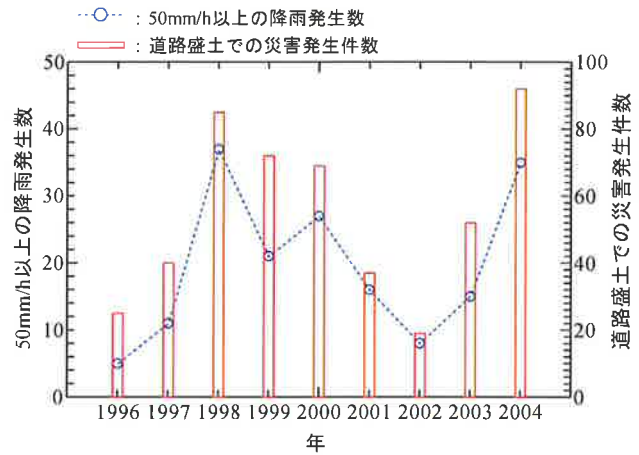


図-1 50mm/h 以上の降雨発生件数と道路盛土被災件数（参考文献³⁾をもとに作成）



図-2 左：1976年（盛土建設前）に撮影された対象地点の航空写真，右：2005年（盛土建設途中）に撮影された対象地点の航空写真（双方とも参考文献⁶⁾に加筆，図中+が当該盛土の地点を示す）



写真-1 当該盛土の様子（a：北側法面，b：南側擁壁部，c：北側法面の小段側溝に堆積した落葉や枯枝）
撮影位置は図-3に示す

1cに示すように枯葉や枝葉が多く堆積していた。側溝は、盛土への降雨だけでなく、その周辺の降水も広範囲に集水しているため、側溝に枯葉などの通水阻害があることで多くの水を盛土表面から盛土内部に供給してしまっている可能性が考えられる。また、補強土壁の隙間から植生が育っていることを確認しており（写真-1b）、降雨や湧水などによる浸透水が盛土内部に貯留しているために植生を生んだものと思われる。

前節にも示した通り、当該盛土では豪雨により法面における表層崩壊が繰返し発生していることが報告されている（写真-2）。表層崩壊は、盛土本体の機能に直接影響を及ぼすことは少ないものの、その崩壊状況によっては大規模崩壊を誘発する可能性もある。また、当該箇所にて事前に実施された電気探査結果⁵⁾より、深度1.5～5.0mの広範囲に低い比抵抗値を示している箇所が層状に広がっていることが確認できており、盛土内部に宙水と思われる飽和度が非常に高い部分が存在している可能性が高い。



写真-2 当該盛土での表層崩壊の様子
（平成22年5月撮影）

3. 原位置試験

現地踏査および電気探査の結果をもとに、当該盛土内部の状況をより詳細に検討していくために、高精度表面波探査による地盤内部のせん断波（S波）速度の把握した上で、現場密度試験およびサンプラーによる不攪乱試料の採取を行

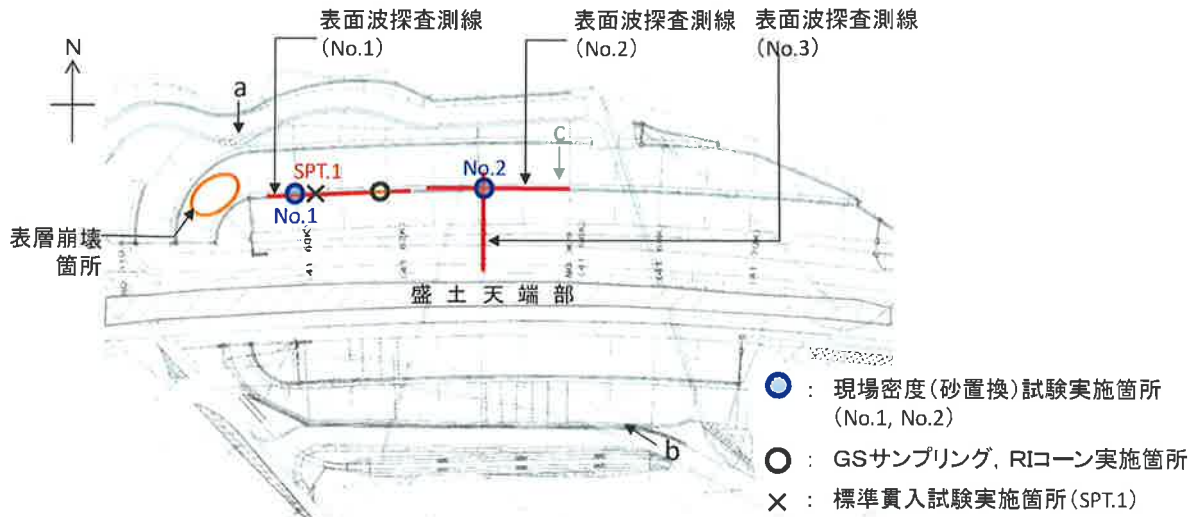


図-3 各種原位置試験の実施箇所（図中の a, b, c は写真-1 の a, b, c に対応）

い、盛土内部の状況を把握した。当該盛土における各原位置試験の実施箇所を図-3に示す。なお、表面波探査に関しては、標準貫入試験を実施した箇所（図-3中、「SPT.1」と記述した箇所）上を測線として、表面波探査で得たせん断波速度を用いて推定N値を算出し、標準貫入試験より得られたN値との比較を行った。

3. 1 地盤内部のせん断波速度の分布状況

写真-3に表面波探査の実施状況を示す。表面波探査は、かけやなどで地盤を人工的に起振し、発生したレイリー波を受信して解析することにより、地盤内のS波速度を二次元的に把握することが可能となる探査である⁷⁾。解析深度に関しては、受信間隔を調整することで最大20m程度の深度範囲内のS波速度に関する情報を得ることが可能である。今回の探査では、盛土北側の小段で2測線（測線長48m）、盛土横断方向に1測線（測線長40m）の計3測線で実施した（図-3内、赤線で示す箇所）。なお解析深度は、盛土層厚および盛土と地山の境界が確認できるよう、深度15m程度とした。

図-4は、探査により得られた地盤内のS波速度の分布である。なお、標高148mの位置が盛土と地山の境界となる。測線1と測線2は同じ小段にて実施した箇所であるが、特に測線1において、S波速度が $V_s=140\sim 160\text{m/sec}$ の領域が表層から深度3m付近まで続いていることから、盛土表層部が比較的緩いことが伺える。これは、表層崩壊の発生とも一致する結果となった。また測線3においても、小段付近（測線2との交点箇所）のせん断波速度が他と比較して低くなっていることから、盛土表層が緩いことが伺える。

ここで、表面波探査より算出された V_s の値を用いて、当該測線箇所におけるN値の推定を行った。なお、一般的に V_s とN値には高い関係性があることが認められており、式(1)のような関係が成り立つ。

$$V_s = a \times N^b \quad (1)$$

なお、式中のa, bは構成される地盤材料によって異なる係数とされている^{例えば8), 9)}。今回のN値推定には、ボーリング試料より当該盛土材料が砂礫分相当であると判断し、今井ら⁹⁾の示す砂礫材料における地盤定数を参考にして、 $a=97$ 、 $b=0.314$ とした。図-5に、S波速度から推定したN値の分布を示す。崩壊箇所に近い小段測線（測線1, 2）では、深層部に渡りN値が10以下の値を示しており、低速度帯を要していることが伺える。ここで、推定N値と測定N値との



写真-3 表面波探査実施時の様子

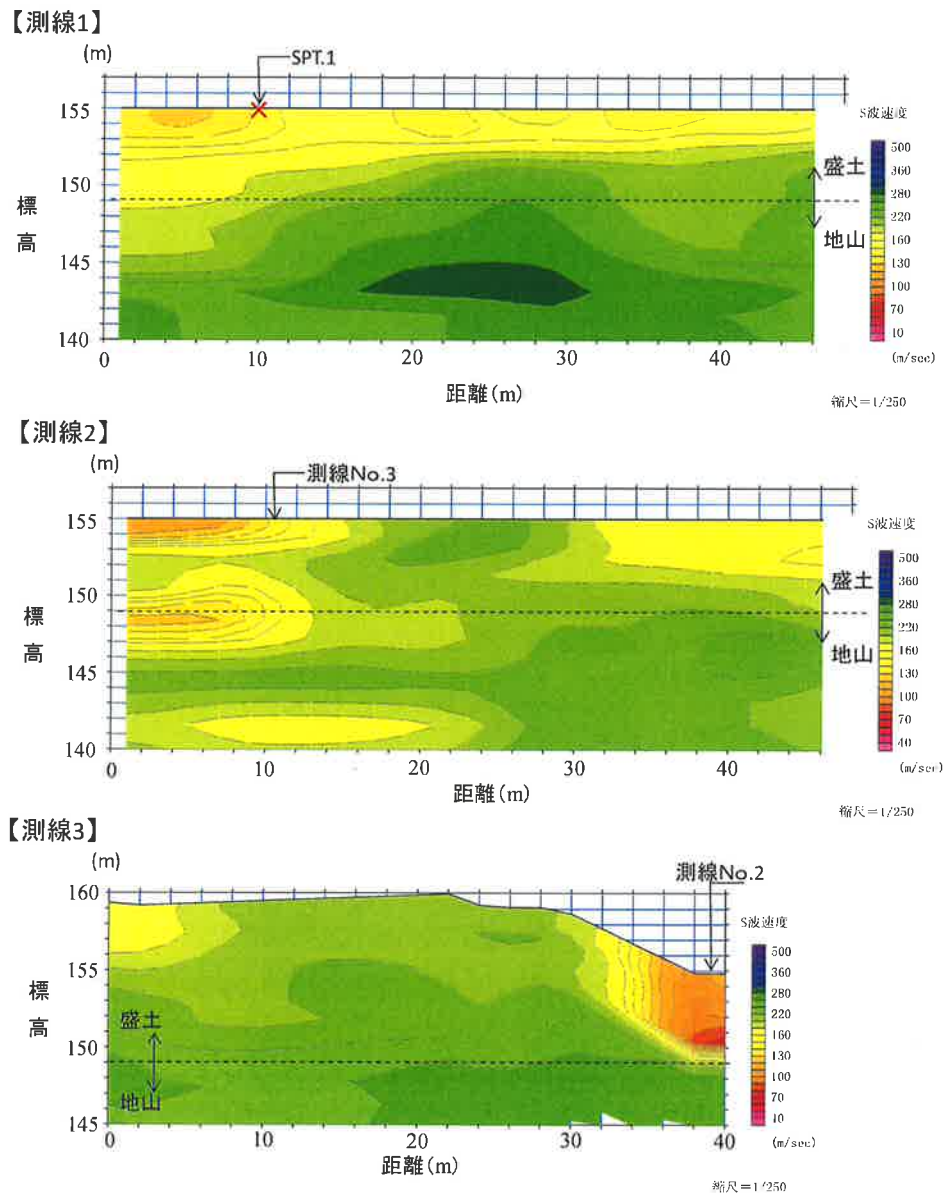


図-4 表面波探査より得られた S 波速度の分布 (図中の破線 (標高 148m) が盛土と地山の境界)

相関性を確認するために、SPT.1 における双方の結果を図-6 に示す。 V_s からの推定 N 値が、標準貫入試験より得られた N 値と良い相関を示していることから、今回得た V_s が当該盛土の状況を的確に表していることが確認できる。

3. 2 ボーリングコアおよび RI コーンでの各種物性

現場密度試験は、表面波探査を実施した測線上で 2 か所実施した (図-3 内、青丸で示す箇所)。試験は、JIS A 1214 に準拠した砂置換による現場密度試験としており、盛土表層の乾燥密度を算出した。試験結果を表-1 に示す。なお、図中には No.2 の試験箇所にて別途採取した土試料を用いて締固め試験を実施しており、これより得られた結果と、近傍より採取した表層土試料を用いて実施した締固め試験 ($\rho_{dmax}=1.811\text{g/cm}^3$, $w_{opt}=14.5\%$) より算出した締固め度も示している。双方の地点とも、表層の締固め度が約 87% となっており、道路土工構造物技術基準で示す盛土管理基準値¹⁰⁾である 90% を満たさない結果となったことから、表層部での盛土の締固め状況は良くないことが伺える。

不攪乱試料採取に使用したサンプラーは、固定ピストン式二重管サンプラー (以下、GS サンプラーと記述) を使用した。ここで、不攪乱試料を採取した箇所ではその近傍にて別途 RI コーンを用いた貫入試験を実施しており¹¹⁾、採取試

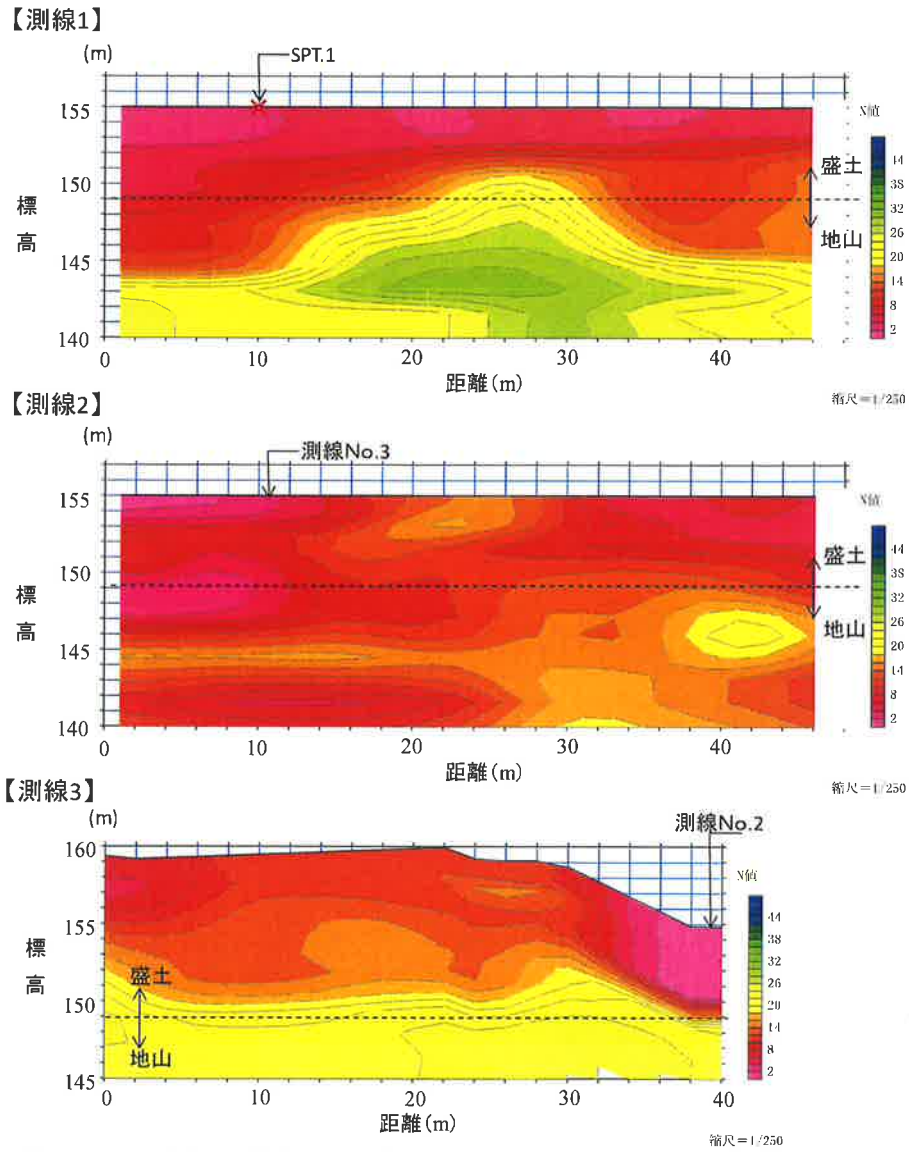


図-5 S波速度より推定したN値の分布 (図中の破線 (標高148m) が盛土と地山の境界)

表-1 現場密度 (砂置換) 試験結果

		No.1	No.2
含水比	%	12.0	13.4
湿潤密度	g/cm ³	1.767	1.796
乾燥密度	g/cm ³	1.578	1.584
締固め度 (締固め曲線より算出)	%	87.1	87.5

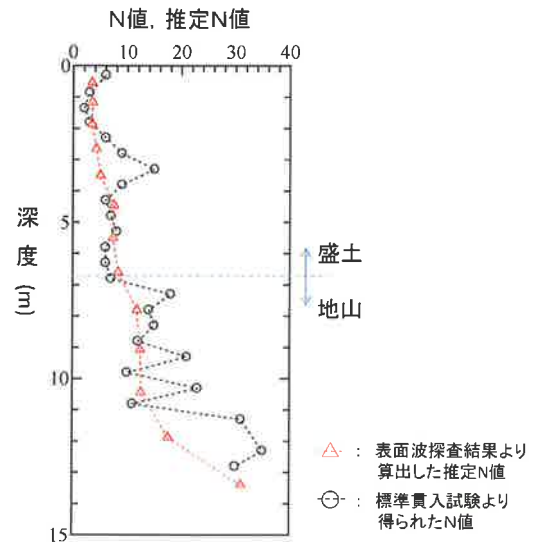


図-6 S波速度より推定したN値の分布

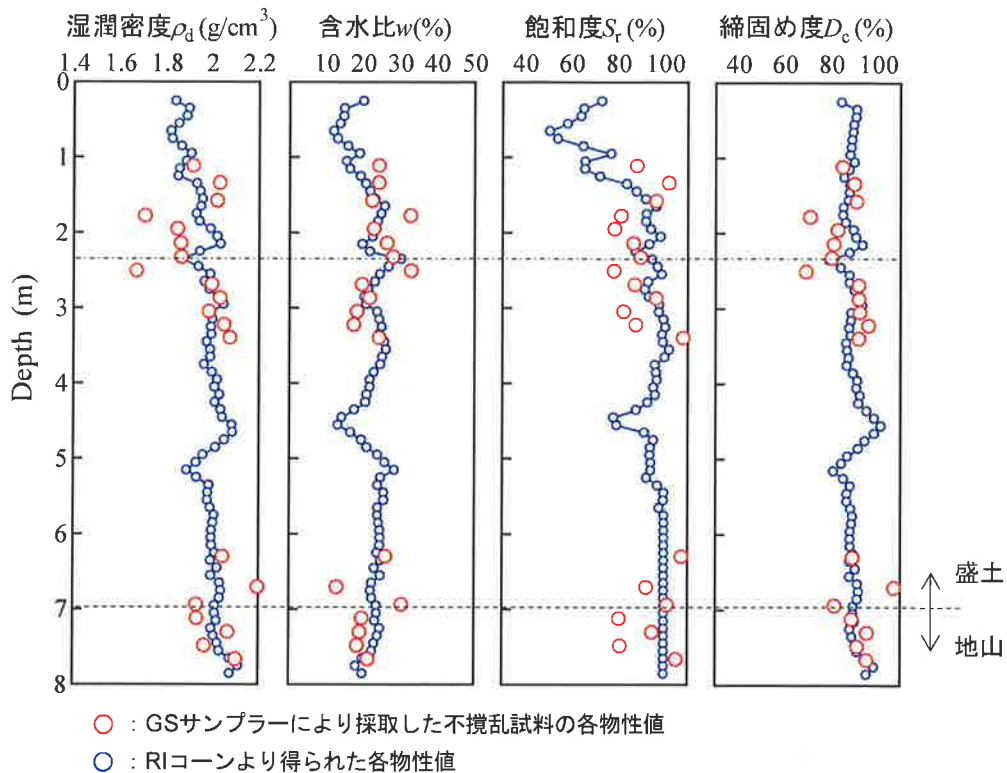


図-7 不攪乱試料の各試験結果と RI コーンより得られた値との比較 (RI コーンの値は参考文献¹¹⁾を参照)
 図中の破線 (深度 7.0m) は盛土と地山の境界深度

料から求めた物性値と RI コーンより得られた結果とを比較したものを図-7に示す。図-7中、破線で示した深度 7mの位置が盛土と地山の境界である。図より、双方の傾向は概ね一致していたこと、深度 1.5~2.5m 付近に着目すると、盛土内部の飽和度が 100%近い値となっており、盛土内部の含水量が高い箇所が存在することが伺える。また深度 2.3m 付近 (図-7中の一点鎖線で示す深度) で締固め度が局所的に低くなる一方で、含水比が上昇していることから、盛土内部の締固めの緩密により透水性が変化することで局所的に宙水が発生している可能性が考えられる (締固め度と透水性の関係性については次節で詳細を示す)。なおこの結果は、先述した当該盛土での電気探査⁵⁾において、高飽和度帯が確認できた深度位置とも整合した結果となっていた。

4. ボーリングコアを用いた各種室内試験

4. 1 盛土材料の水理特性

当該盛土で採取した土試料を用いて、盛土の透水性や飽和による水浸沈下量を評価するために透水試験および水浸沈下試験を実施した。双方の試験とも、前節で述べた表面波探査の測線上のより詳細な情報を得るために、ボーリ

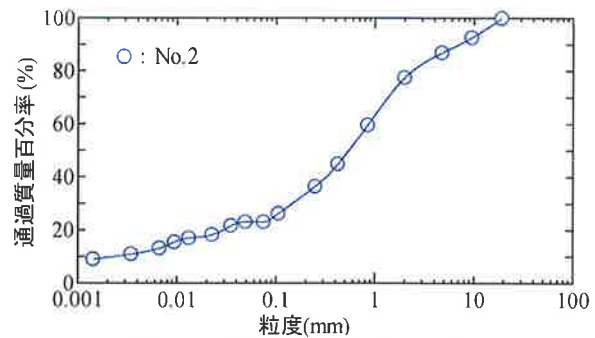


図-8 粒径加積曲線 (No.2 地点)

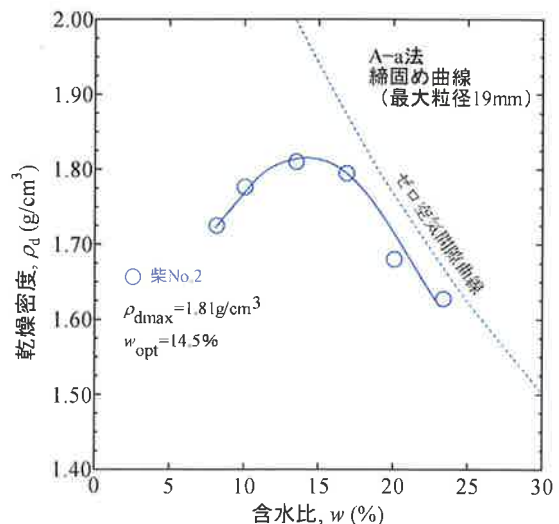


図-9 締固め曲線 (No.2 地点)

ング調査地点でもある盛土部 No.2 の表層から 30cm の範囲内で採取した土を用いて実施した。図- 8、図- 9 は透水試験に使用した盛土材料の粒径加積曲線と締固め曲線を示しているが、当該盛土材料は砂分が多く、細粒分まじり砂礫土に分類されることがわかる。

水浸沈下試験は、試験装置の都合上、供試体寸法が直径 60mm、高さ 40mm であるため、土試料は 2mm ふるいを通過した試料を用いて実施した。締固め初期の含水比は最適含水比 ($w_{opt}=14.5\%$)、締固め度は $D_c=80、85、90\%$ となるように調整した供試体にて各々実施した。なお、水浸沈下時の上載圧 (鉛直応力) は、 $\sigma_v=50、100、200\text{kPa}$ の 3 ケースとした。図- 1 0 に供試体の締固め度と水浸による圧縮ひずみとの関係を示す。図より、締固め度が低くなる、あるいは上載圧が大きくなれば水浸沈下は大きくなった。一方で、締固め度が 90% を超えると、水浸沈下がほとんど発生していない。当該盛土においては現場密度試験より $D_c=87\%$ 前後の値であることを考慮すると、当該盛土材料では、降雨等に伴う盛土自体の大きな水浸沈下は生じにくいものと考えられる。

透水試験は定水位透水試験 (JIS A 1218 に準拠) を実施した。土試料は 19mm ふるいを通過した試料を用いて実施し、供試体の初期含水比は w_{opt} 、締固め度は $D_c=80、85、90、95\%$ となるように各々調整した。図- 1 1 に供試体の締固め度と透水係数との関係を示す。透水係数は、締固め度の増加に伴い減少する傾向にあることが何

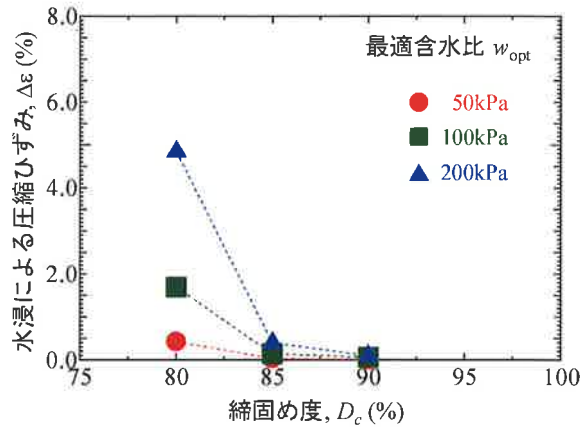


図- 1 0 締固め度と水浸沈下量との関係

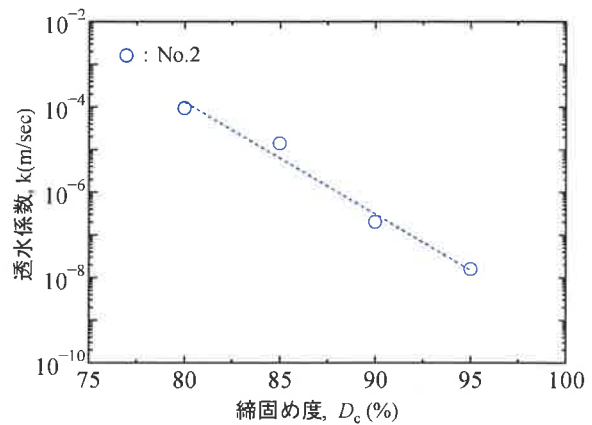


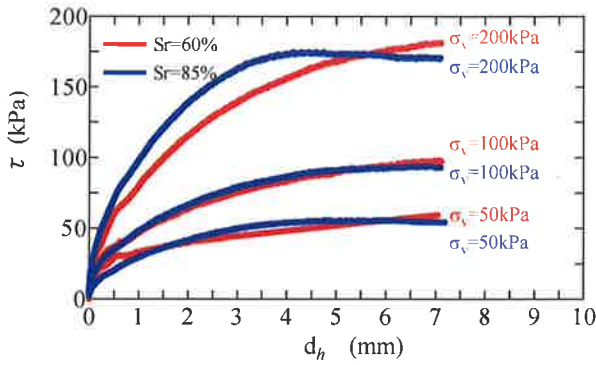
図- 1 1 締固め度と透水係数との関係

え、 $D_c=80\%$ と $D_c=95\%$ を比較すると、透水係数 (m/sec) のオーダーで 10^4 もの差が生じていることがわかる。ここで、図- 7 内の締固めと盛土深度との関係から、当該盛土の締固め度は深度によって不均一となっていることを考慮すると、当該盛土では、締固めの不均一性によって盛土内部に透水層と難透水層の境界が生じていること、さらに深田ら¹²⁾の研究で、盛土材料の水分特性曲線および、間隙比-飽和透水係数の関係を用いた不飽和浸透流解析から、盛土内の飽和透水係数の最大値と最小値の平均値が 10^{-7} オーダーで、かつその間に 10^{-2-3} オーダー程度の差が存在すると、相対的に透水係数の低い層が難透水層となり、宙水が発生する可能性が高いことが示されている。これらを考慮すると、締固め度の違いに伴う透水係数の差が生じたことが、当該盛土内部において宙水発生 の主要因となっていることが示唆される。

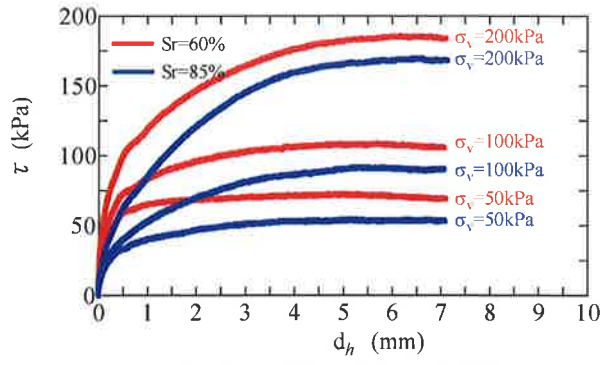
4. 2 盛土材料の力学特性

当該盛土の強度特性を把握するために、定圧一面せん断試験を実施した。試験方法は JGS 0561 に準拠して実施している。なお、供試体は水浸沈下試験に用いた土試料と同様であり、締固め度は $D_c=80、90\%$ の 2 ケース、試験時の鉛直応力は、 $\sigma_v=50、100、150\text{kPa}$ とした。一面せん断試験時におけるせん断速度は 0.1mm/min、せん断隙間は 0.2mm、せん断変位は 7mm までとした。

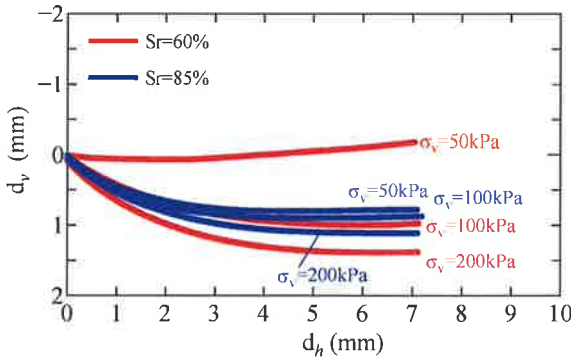
今回実施した一面せん断試験では、試験開始時の供試体内部の飽和度状態の違いが強度定数に与える影響を検証するために、双方とも供試体作製時の含水比を最適含水比としたのちに、当該含水比で所定の締固め度で静的載荷して供試体を作製し、一面せん断試験を実施した。この供試体の試験時の飽和度 S_r は、概ね $S_r=60\%$ であった。また、飽和度の異なる供試体での試験実施のために、最適含水比で供試体を所定の締固め度となるように静的載荷した供試体に対し、供試体下部より真空装置を用いて通水を行い、供試体体積と同程度の通水量を確認した後一面せん断試験を実施した。なお、この方法で試験後に供試体内部の含水比から供試体内部の飽和度を計算すると、どの供試体においても $S_r=85\%$



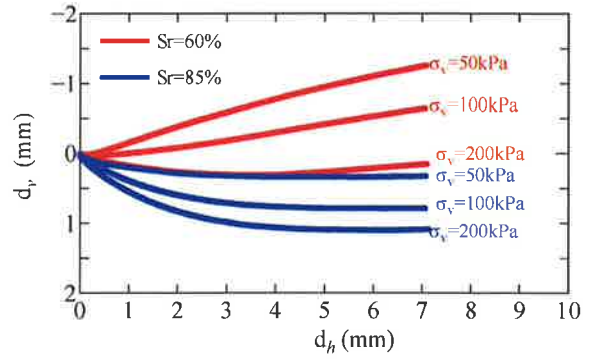
a) 水平変位とせん断応力の関係



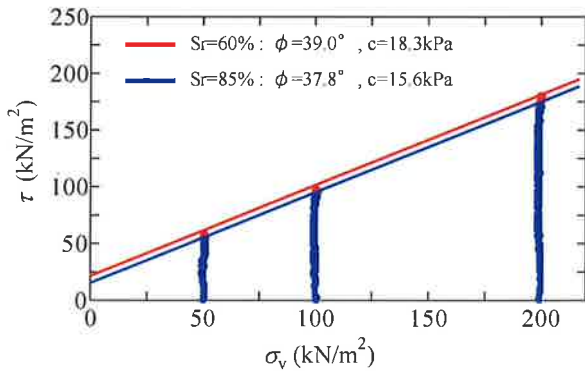
a) 水平変位とせん断応力の関係



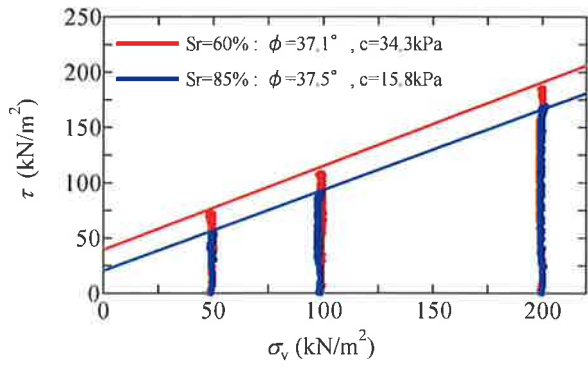
b) 水平変位と鉛直変位の関係



b) 水平変位と鉛直変位の関係



c) 鉛直応力とせん断応力の関係



c) 鉛直応力とせん断応力の関係

図-12 一面せん断試験結果 (Dc=80%)

図-13 一面せん断試験結果 (Dc=90%)

以上となった。

当該試験より得られた各締固め度での結果を図-12、図-13に示す。内部摩擦角 ϕ は、締固め度および供試体の飽和度に関係なく、概ね37~39°の範囲内にあり、大きな差は見られない。次に粘着力 c に着目すると、締固め度が80%の時にはSr=85%で $c=15.6\text{kN/m}^2$ 、Sr=60%でも $c=18.3\text{kN/m}^2$ であることから、密度が緩い状態では供試体内部の飽和度の違いが粘着力に与える影響はほぼないと伺える。一方、締固め度が90%になると、Sr=85%では $c=15.8\text{kN/m}^2$ と締固め度が80%の時の値と大きな差がないのに対し、Sr=60%の時では $c=34.3\text{kN/m}^2$ となっており、粘着力が高くなっていることがわかる。これより、供試体の密度が高いほど供試体内部の飽和度が低いことによるサクシジョンの作用を受け、見かけ上の粘着力が増加したことが伺える。図-8にも示したように、今回の盛土材料は細粒分が25%程度含有していること

から、細粒分含有量がある程度多く含まれていることが見かけ上の粘着力に付与したものである。

5. まとめ

本研究では、盛土の繰り返し被害の原因として新たに問題視されている盛土内宙水の発生要因を検証することを目的とし、宙水の存在が確認される既設道路盛土を対象として現地踏査、原位置調査、各種室内土質試験を実施した。

以下に得られた知見を示す。

- 1) 対象盛土にて実施した表面波探査結果より、盛土表層より深度 3m 付近までは $V_s=140\sim 160\text{m/sec}$ と低速度帯を示していることが確認できた。この結果は、標準貫入試験の N 値が 10 程度と低い値を示していることから整合していた。表層部の低 V_s 層の深さは電気探査の高飽和度層とも整合しており、当該盛土は盛土表層部が緩いため降雨の浸透を防ぐことができず、盛土内の宙水の供給源となっている可能性が明らかとなった。
- 2) 本研究で対象とした盛土の透水性を把握するために、盛土材の締固めと透水係数との関係性を確認したところ、当該盛土の土材料では、締固め度が $D_c=80\%$ と $D_c=95\%$ では透水係数のオーダーで 10^{-4}m/sec もの差が生じることがわかった。別途実施した RI コーンの結果より、電気探査で確認できた宙水形成箇所以深の密度が局所的に高い値を示していることから、盛土内の締固め度の差異が透水係数に影響を与えた結果、締固め度の低い層が盛土内への水の侵入を促すことに加え、締固め度の高い（高密度な）層は局所的な低透水層となるため、盛土内の浸透水の下層への浸透を阻害したことが宙水形成に大きく影響したものである。
- 3) 一面せん断試験より、当該盛土材料では締固め度や含水状況によって強度定数、特に粘着力に与える影響が大きいことが確認できた。これより、降雨により盛土内に水が侵入することで盛土内部は飽和に近い状況になると、盛土強度が低下することで、盛土自体の安定性に大きく影響を与える可能性が示唆された。

本研究では、特定の盛土における宙水発生要因を検討したが、今後は、宙水の存在が降雨時または地震時の盛土の安定性に及ぼす影響について評価を行っていくことが必要であると考えている。

謝 辞

本研究は、新都市社会技術融合創造研究会の研究テーマ 3「道路盛土における排水施設点検・管理手法に関する研究」（プロジェクトリーダー：澁谷啓（神戸大学））の一部として実施したものである。プロジェクトに参画された皆様には建設的なご議論とデータを提供いただいた。記して敬意を表します。

参 考 文 献

- 1) 村田秀一，竹國一也，中田幸男：台風 14 号による山陽自動車道盛土崩壊を経験して，土と基礎，Vol154，No. 12，p. 8-9，2006.
- 2) 地盤工学会関西支部：平成 21 年台風 9 号による地盤災害調査報告書，p. 188，2009.
- 3) (社)全国地質調査業協会連合会：道路防災点検の手引き（豪雨・豪雪等），p. 80，2014.
- 4) 岡本健太，李俊憲，澁谷啓：盛土材料の水浸沈下特性に及ぼす上載圧と初期含水状態の影響，第 49 回地盤工学研究発表会概要集，pp. 399-400，2014.
- 5) 新都市社会技術融合創造研究会：道路盛土における排水施設点検・管理手法に関する研究，国土交通省近畿地方整備局，pp. 20-23，2016.
- 6) 新道路技術会議：沢埋め道路盛土の経済的な耐震診断と耐震補強の開発報告書，国土交通省道路局，pp. 159-186，2018.
- 7) 林宏一，鈴木晴彦，齋藤秀樹：人工震源を用いた表面波探査の開発とその土木地質調査への適用，応用地質技術年報，No. 21，pp. 9-39，2001.

- 8) 今井常雄, 麓秀夫, 横田耕一郎: 日本の地盤における弾性波速度と力学的性質, 第5回日本地震工学シンポジウム論文集, pp. 89-96, 1975.
- 9) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 IV下部構造編, 丸善出版, pp. 60-64, 2017.
- 10) 日本道路協会: 道路土工構造物技術基準・同解説書, 丸善出版, pp. 64-79, 2017.
- 11) 肥後陽介, 南野佑貴, 加藤亮輔, 片岡沙都紀, 甲斐誠士: 道路盛土内の宙水の原位置調査および再現解析, Kansai Geo-Symposium 2016 論文集, pp. 183-188, 2016.
- 12) 深田竜司・肥後陽介・片岡沙都紀・大竹雄・南野佑貴・加藤亮輔: 不均質性を考慮した降雨による盛土内宙水の発生条件に関する研究, 第52回地盤工学発表会, pp. 1057-1058, 2017.

著 者

片岡 沙都紀	研究員, 博士 (工学), 地盤工学
澁谷 啓	所員, 博士 (工学), Ph. D., 地盤工学
肥後 陽介	京都大学大学院工学研究科教授, 博士 (工学), 地盤工学
野並 賢	所員, 博士 (工学), 地盤工学