

高速道路リニューアルに向けたのり面健全性評価モデルの提案とあらたな地盤補強工法の開発に関する工学的研究

濱崎, 智洋

<https://hdl.handle.net/2324/1959119>

出版情報 : Kyushu University, 2018, 博士 (工学) , 課程博士
バージョン :
権利関係 :



高速道路リニューアルに向けたのり面健全性評価モデルの
提案とあらたな地盤補強工法の開発に関する工学的研究

2018年8月

濱 崎 智 洋

目 次

	頁
第1章 序 論	1
1.1 本研究の背景	1
1.2 本研究の目的	5
1.3 高速道路における災害の実態	8
1.3.1 降雨災害の事例分析	8
1.3.2 地震災害の事例分析	19
1.4 九州管内の地質概要	21
1.4.1 地質構造の概要	21
1.4.2 地質の工学的特性	21
1.5 のり面崩壊と安定対策の原理	24
1.6 本論文の構成と内容	26
1.6.1 本研究のフロー	26
1.6.2 本研究の構成と内容	29
参考文献	31
第2章 アンカーの劣化度モデルとのり面の健全性評価モデル	33
2.1 はじめに	33
2.2 アンカーの現状と課題	33
2.2.1 アンカーの概要	33
2.2.2 アンカーのり面の実態	35
2.2.3 アンカーの変状形態と要因	38
2.2.4 アンカー管理の課題	40
2.3 アンカーの健全度調査	42
2.3.1 調査内容	42
2.3.2 健全度判定とその結果	43
2.3.3 外観調査の信頼性推定	47
2.3.4 リフトオフの信頼性評価	49
2.4 アンカーの劣化度モデル	51
2.4.1 劣化度モデルの検討	51
2.4.2 損傷の定義	52
2.4.3 信頼度関数とハザード関数	53
2.4.4 ワイブル分布モデルの検討	55
2.4.5 累積ハザード法による劣化分析	56

2.4.6	アンカーの損傷率推計	58
2.4.7	カプラン・マイヤー推定値による推計	61
2.5	アンカー劣化度モデルの活用とのり面健全性評価モデルの提案	63
2.5.1	アンカー補強の実態	63
2.5.2	アンカー補強と推計損傷率の関係	64
2.5.3	アンカー劣化度モデルの検証	65
2.5.4	のり面健全性評価モデルの提案	69
2.6	数量化Ⅱ類による補強対象のり面の判別	70
2.6.1	数量化Ⅱ類の概要	70
2.6.2	アイテムとカテゴリの検討	71
2.6.3	数量化Ⅱ類による判別精度の検討	74
2.6.4	補強対象のり面の予測判別	77
2.7	まとめ	78
	参考文献	79
第3章	打音診断技術を活用したあらたな緊張力評価	81
3.1	はじめに	81
3.2	AEセンサを用いた打音診断技術	82
3.2.1	AEセンサによる振動波形の計測	82
3.2.2	周波数解析による評価ピーク周波数の算出	82
3.3	室内実験による適用性の検討	85
3.3.1	室内実験の概要	85
3.3.2	模型実験による検討	86
3.3.3	実大実験による検討	89
3.4	FEM解析による評価	92
3.4.1	FEM解析の概要と解析条件	92
3.4.2	FEM解析の結果と考察	95
3.5	アンカー緊張力の現地診断	98
3.5.1	現地診断の概要	98
3.5.2	現地診断の結果	99
3.5.3	評価ピーク周波数による緊張力の推定	101
3.6	まとめ	103
	参考文献	104
第4章	排水機能を有する羽根付き有孔鋼管による地盤補強工法	105
4.1	はじめに	105

4.2	SDPRの概要	106
4.2.1	SDPRの特長	106
4.2.2	形状および仕様	108
4.2.3	設計の流れ	109
4.2.4	施工方法	109
4.3	SDPRの強度検討	110
4.3.1	検討概要	110
4.3.2	ねじり抵抗試験による検討	110
4.3.3	ねじり抵抗試験の結果と考察	112
4.4	地盤との付着性能に関する検討	114
4.4.1	引抜き抵抗試験の概要	114
4.4.2	試験箇所の盛土物性	114
4.4.3	引抜き抵抗試験結果	117
4.4.4	経年的なSDPRの引抜き性状	122
4.4.5	SDPRの引抜き性状にもとづく設計定数への反映	123
4.5	SDPRの耐食性	124
4.5.1	腐食試験の概要	124
4.5.2	土壌・地下水の分析試験結果	126
4.5.3	鋼管の腐食調査結果	127
4.5.4	防錆処理の評価	133
4.6	まとめ	134
	参考文献	135
第5章	地下水位の動態からみたSDPRの排水効果	137
5.1	はじめに	137
5.2	SDPRによる補強対策事例（その1）	137
5.3	盛土の土質特性（その1）	140
5.4	地下水位の観測概要	141
5.5	雨量および地下水位の観測結果	143
5.6	実効雨量による地下水位の動態評価	145
5.7	限界実効雨量による耐降雨性の評価	147
5.8	経時的な盛土の安定性評価	154
5.8.1	検討条件	154
5.8.2	検討結果	156
5.9	まとめ	159
	参考文献	160

第6章 盛土内の水分特性からみたSDPRの補強効果	161
6.1 はじめに	161
6.2 SDPRによる補強対策事例(その2)	161
6.3 盛土の土質特性(その2)	164
6.4 観測・計測概要	165
6.5 降雨による盛土内の水分と地下水の動態	168
6.5.1 降雨による地下水の動態	168
6.5.2 降雨による水分とサクシヨンの動態	171
6.6 地下水位の動態と半減期	173
6.7 実効雨量と地下水位	176
6.7.1 最大連続雨量を含む期間における動態の比較	176
6.7.2 降雨形態が類似する期間における動態の比較	177
6.8 サクシヨンの動態に関する検討	179
6.8.1 サクシヨンと体積含水率	179
6.8.2 サクシヨンと地下水位	185
6.8.3 サクシヨンと実効雨量	187
6.8.4 実効雨量によるサクシヨンの推定	189
6.9 降雨時における盛土の安定性に関する検討	192
6.9.1 盛土材の保水性試験と水分特性曲線のモデル化	192
6.9.2 飽和度と強度定数の関係	195
6.9.3 サクシヨンによる見掛けの粘着力の推定	197
6.9.4 盛土の安定性評価	199
6.10 まとめ	204
参考文献	205
第7章 総括	207
7.1 本研究の成果	207
7.2 今後の課題と展望	213
謝辞	215

第 1 章 序 論

1.1 本研究の背景

我が国の高速道路は、昭和 38 年（1963 年）7 月 16 日に開通した名神高速道路尼崎 I.C から栗東 I.C を皮切りに、全国の高速道路（全国路線網）延長は平成 29 年（2017 年）3 月 31 日時点で 9,500km に達し¹⁾、平成 29 年度（2017 年度）上半期の高速道路の日平均利用車両台数は約 780 万台／日にのぼっている²⁾。また、平成 22 年度（2011 年度）では、輸送機関別における国内貨物輸送量（トン数）の約 36%³⁾が高速道路を利用するなど、我が国の社会および経済活動に不可欠な社会基盤として、国民生活に欠かせない極めて大きな社会インフラに成長した。

そのなかで九州管内の高速道路は、昭和 46 年（1971 年度）の九州自動車道植木 I.C～熊本 I.C の開通以来、農業、工業、観光をはじめとした様々な産業の活性化や地域間交流の促進、さらには安心して生活できる環境の確保といった面で地域貢献を果たしてきた。西日本高速道路（株）（以下、「NEXCO 西日本」という）九州支社が管理する高速道路の延長は 1,000km を超え（NECO 西日本全体の 32%に相当）、一日あたりの交通量は約 77 万台に達している（平成 30 年（2018 年）4 月時点）。

一方で、開通後の経過年数が 30 年以上となる全国の高速道路延長は約 4,000km に達し、平成 62 年（2050 年）には、経過年数が 50 年以上となる高速道路延長は約 7,000km に達することが想定され、高度経済成長期をはじめ集中的に整備されてきた高速道路が、今後、集中的に更新の時期を迎えることが予想されている。

NEXCO 西日本が管理している約 3,500km の高速道路においても、図-1.1⁴⁾に示すように開通後の経過年数が 30 年以上となる高速道路延長は約 36%（約 1,300 km）に達し、償還期間が満了する平成 72 年（2060 年）には、経過年数が 50 年以上となる高速道路延長は約 90%（平均経過年数は 71 年）を超えることが想定され、今後さらに構造物の老朽化が深刻化し、それに伴うリスクの高まりが危惧されている。そのうち NEXCO 西日本九州支社が管理している約 1,000km の高速道路においては、図-1.2 に示すように開通後の経過年数が 30 年以上となる高速道路延長は約 50%に達する（平成 30 年（2018 年）4 月時点）。

平成 26 年（2014 年）1 月 22 日に提言がなされた「高速道路資産の長期保全及び更新のあり方に関する技術検討委員会報告書（以下、「長期保全報告書」という）」⁵⁾によると、高速道路は経過年数の増大のみならず、大型車交通の増加や積雪寒冷地の供用延長の増加などの過酷な使用環境に曝され続け、構造物の老朽化や劣化が顕在化してきていることが報告されている。また、地球温暖化による降雨の局所的激甚化、地殻変動の影響による大規模地震の発生および火山活動の活発化など地球的規模で生じている自然災害も頻発してい

る傾向にあり、構造物の安全性や機能が阻害されれば、甚大な被害が発生することが懸念されている。

特に地球温暖化により生じる気候変化⁶⁾は、降水量の年変動の増加や異常多雨・異常少雨の出現数の増加等といった深刻な影響をもたらしており（図-1.3～図-1.5 参照）、「地球温暖化に挑む土木工学」⁷⁾によると、特に強い降水の出現頻度が著しく増加することで斜面災害のリスクが高まることが指摘されている。

また、「地震と豪雨・洪水による地盤災害を防ぐために―地盤工学からの提言―」⁸⁾にあるように、高速道路などの盛土・擁壁や切土斜面、自然斜面・地盤を掘削し安定化した土構造物に対して、地震や豪雨を誘因とする地盤災害が発生した際の社会に与える影響は従前より大きいものとなっており、既存の様々な旧技術で建設され管理されてきた土構造物の地盤災害に対する認識と備えの必要性を指摘し、地盤災害に対する総合的対策の実施や防災・減災的措置を見据えた災害対策の実施、点検・調査・設計・施工における維持管理技術の向上などの提言がなされている。

このような様々なリスクや課題と向き合い、重要な社会インフラである高速道路機能を将来にわたり維持し安全性を確保することが、高速道路の管理における最重要課題のひとつとなっている。

NEXCO西日本においては、これらの課題に向けて、高速道路のネットワーク機能が将来にわたり持続的かつ安定的に発揮し続けるために、構造物の維持、修繕および更新（以下、「補修・補強対策」という）を着実に推進し、長期的な高速道路の「安全・安心」の確保に向け、インフラ管理の高度化、効率化に向けた取組みをこれまで以上に加速させるためのインフラ長寿命化計画（行動計画）⁹⁾を策定し、「高速道路リニューアルプロジェクト¹⁰⁾」に着手している。

このような背景のもと、定期的な点検・診断結果を踏まえ、補修・補強対策が必要な土構造物の抽出や補修・補強対策の優先順位の策定、効率的・効果的な対策工法の構築、ならびに高度な点検・調査方法の開発が実務的に強く望まれているところである。

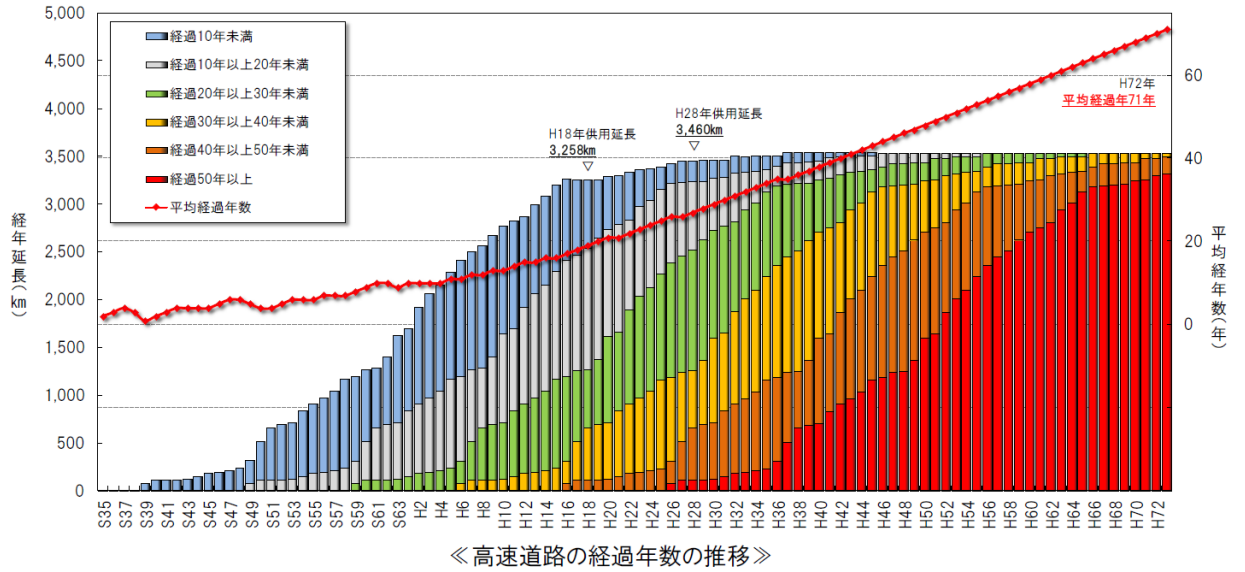


図-1.1 NEXCO西日本が管理する高速道路の経年延長と経過年数の推移⁴⁾

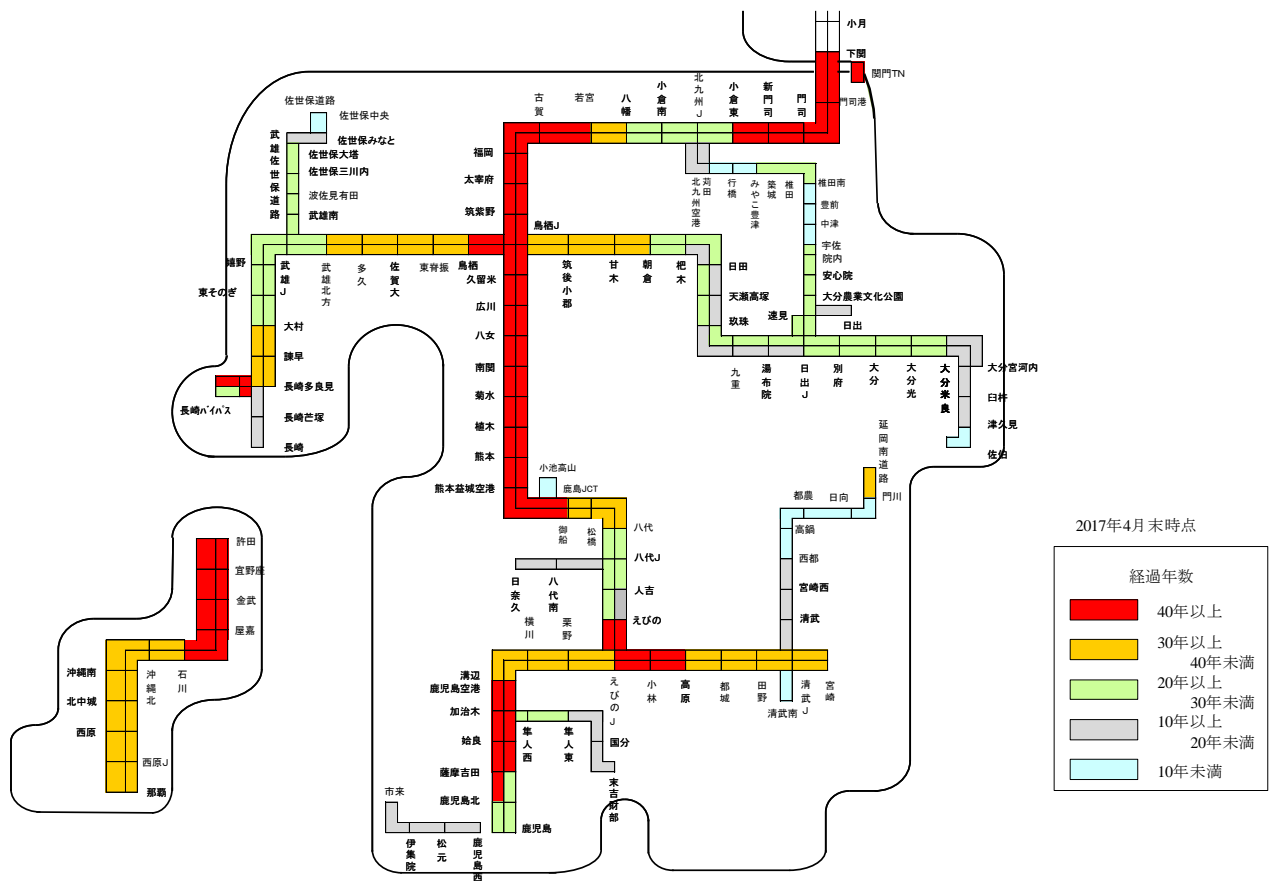


図-1.2 NEXCO西日本九州支社管内の高速道路における区間毎の経過年数

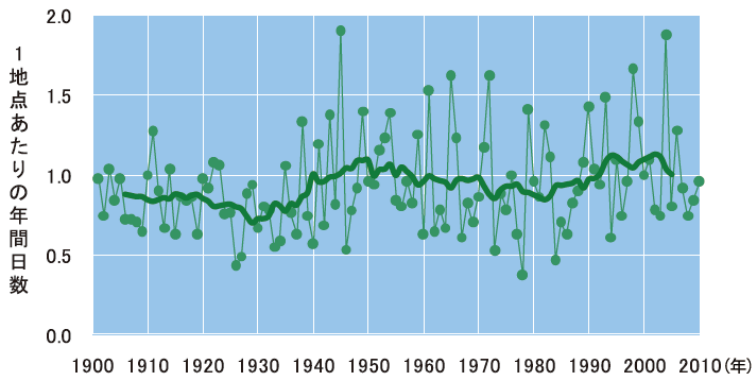


図-1.3 日降水量100mm以上の年間発生日数の長期推移⁶⁾

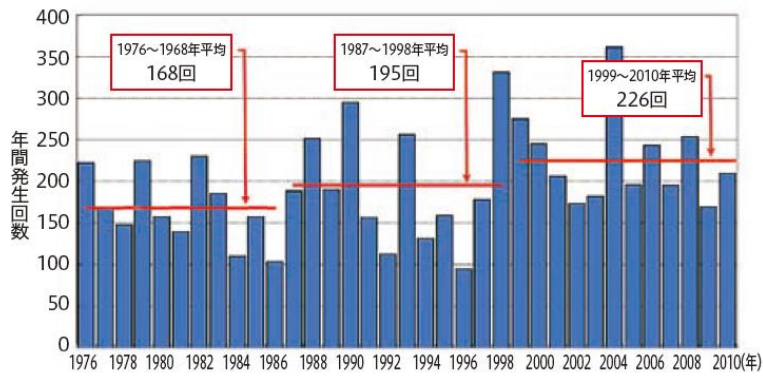
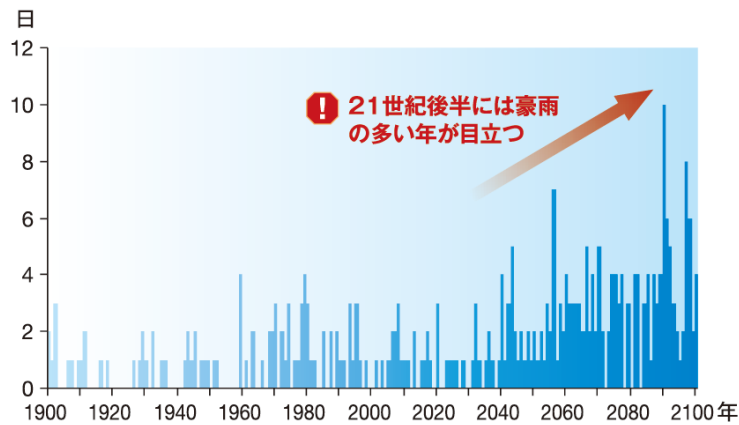


図-1.4 1時間降水量50mm以上の年間発生回数の推移⁶⁾



※ SRESのA1Bシナリオを採用。日本列島を覆う格子(100km×100km程度)のうち1つでも日降水量が100mmを超えれば、豪雨1日と数えた。広い面積の平均を基にしていることから、絶対値は観測データと直接比較できない。相対的な変化のみが重要となる。

図-1.5 夏季の日降水量100mm以上の変化予測⁶⁾

1.2 本研究の目的

名神高速道路開通以来約 55 年の間、長大のり面や高盛土の増加、複雑な地形・地質との遭遇、環境や景観への配慮などその時代の要請に合致した道路建設を進めるために、土工技術は変化し発展を遂げてきた¹¹⁾。

例えば、盛土施工技術は多種多様な土質・地質、地形条件、降雨等の気象条件、大規模地震対策にみられる盛土構造への対応を経て、昨今の新東名・新名神高速道路の高盛土・大規模盛土に代表されるような大型機械施工による施工効率化、GPS 管理による品質管理の高度化など設計・品質管理・施工技術の根幹をなしてきた。

また、高速道路の切土・斜面技術は、山岳地や地すべり地帯、脆弱な地質で、多くの切土崩壊や地すべりの経験を蓄積することにより体系づけられてきた。昭和 50 年(1975 年)に入ると、崩壊性要因を持つ地質に対するノウハウが蓄積され、地すべりや斜面に対する安定性評価方法が提案されるとともに、グラウンドアンカー（以下、「アンカー」という）工法や深礎杭工法などの抑止工、切土補強土工法、コンクリート吹付工法やのり枠工法などののり面保護工などの対策工技術が発展してきた。

現在、本格的な維持管理の時代を迎え、点検や健全度調査の技術の効率化・高度化とそれに基づく補修・補強の推進、点検結果や補修履歴などのデータの蓄積を適切に行っていく必要があり、通行規制やモニタリングなどのソフト対策を活用し、高速道路の安全・安心を確保していくことが重要となっている。しかしながら、のり面・斜面（以下、「のり面等」という）を含む土構造物に関しては、橋梁等構造物とは違い、これまで老朽化や劣化（変状や崩壊を含む）に対して対処療法的な対応になりがちであり、蓄積された点検や健全度調査などの諸元やデータ等を十分に活用できているとは言い難い状況にある。

長期保全報告書においては、切土や盛土などの土構造物に対して、短時間異常降雨の増加等の外的環境の変化による自然災害の発生リスクの増加、経年的に風化・劣化する地盤材料の適用やこれまで意識されていなかった旧設計・基準類の適用による潜在的な変状リスクの発生に対し、予防保全的な観点を取り入れた補修・補強対策の実施が必要であるとされている¹²⁾。

近年、異常降雨や大規模地震に起因した盛土の被災により高速道路の定時性が確保できないなど、社会経済活動に深刻な影響を与えている事象が顕在化しつつあるなかで、スレーキング性が高い材料または粘性系や砂質系の材料で、地下水位が高いなどの高含水状態の盛土を対象に、排水対策や補強対策といった大規模な補修・補強対策を想定しており、**写真-1.1**に示すような異常降雨と大規模地震に起因した複合災害に効果的に対処するなど対策が必要となってきた⁸⁾。また、昭和末期（1990年頃）まで採用されてきた不完全な防食構造を有する旧タイプアンカー（**図-1.6**参照）についても、今後**写真-1.2**に示すような腐食等による損傷が顕在化し、アンカーの増打ちや他工法による補強対策が必要となることが予想され、旧タイプアンカーを有するのり面（以下、「旧タイプアンカーのり面」とい

う)の健全性(安定性)の把握と中・長期補修・補強計画の立案が喫緊の課題となっている。

本研究は、これまでに蓄積されてきた旧タイプアンカーの健全度調査データを活用し、確率統計論に基づく点検・調査の信頼性評価や旧タイプアンカーの劣化分析による経年的な損傷率の推計を行うとともに、旧タイプアンカーのり面(既設アンカー補強のり面)の健全性評価モデルを提案し、補強対策を必要とする旧タイプアンカーのり面の抽出やその優先順位を判断する手法の構築を行うことを目的とする。

また、本研究は、高速道路における降雨や地震に起因した複合災害の防止に向け、排水対策による地下水位や間隙水圧の抑制、サクションの早期回復、補強対策による盛土(地盤)の強度増加を同時に得ることを期待した地盤補強工法を提案し、その有効性を原位置試験や数値解析により検証することを目的とする。



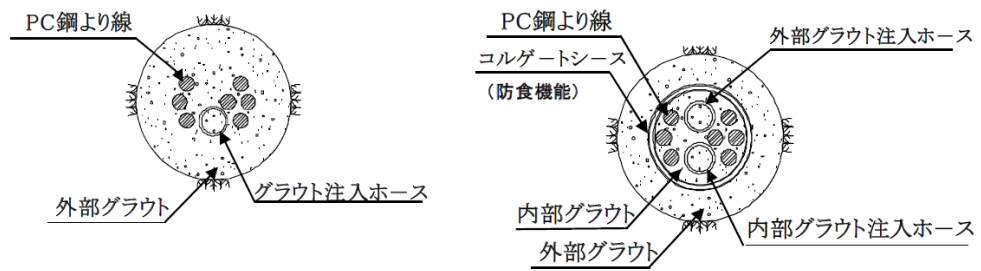
(1) 新潟県中越地震による被災状況



(2) 異常降雨による被災状況

(宮崎自動車道高原地区;平成19年(2007年))

写真-1.1 盛土の被災状況



(1) 不完全な防食構造を有するアンカー (2) 二重防食構造を有するアンカー

図-1.6 アンカーの防食構造（断面図）の例



(1) アンカーの破断



(2) アンカーの引込み

写真-1.2 アンカーの損傷状況

1.3 高速道路における災害の実態

1.3.1 降雨災害の事例分析

高速道路における降雨災害の実態を明らかにする目的で、NEXCO 西日本九州支社管内における平成5年度（1993年度）から平成28年度（2016年度）までの24年間に記録された降雨災害の被災傾向について分析を行った。なお、既往の研究^{13), 14), 15), 16)}においても高速道路における降雨災害分析がとりまとめられている。

降雨災害の事例分析において、本研究において対象とした道路構造は人工的に構築された土構造物であり、高速道路区域外の自然斜面や溪流などを発生源とした高速道路区域への土砂流入は対象外とした。その結果、24年間に収集・整理されたデータ数は盛土のり面（以下、「盛土」という）が181件、切土のり面（以下、「切土」という）が364件の全545件となっている。

以下に、降雨災害におけるそれぞれの特徴について記述する。

(1) 盛土の被災傾向

(a) 災害規模

図-1.7に、災害規模の実態を崩壊土量と崩壊深さについて、それぞれとりまとめを行った。崩壊土量については、全181件のうち崩壊規模が不明な4件を除く177件の内訳であり、崩壊深さについては、同じく崩壊深さが不明な68件を除く113件の内訳となっている。なお、災害規模については、ガリ、洗掘や浸食などの表層崩壊から傾斜地盤上や集水地形内に構築され盛土内への地下水等の供給に起因する大規模崩壊までを対象としており、崩壊土量 $V < 1,000\text{m}^3$ となる中規模以下が全体の93%を占め、崩壊深さ $\text{Depth} < 3\text{m}$ となる崩壊が全体の88%を占めている。したがって、盛土の全体的な災害規模としては、崩壊土量 $V < 1,000\text{m}^3$ または崩壊深さ $\text{Depth} < 3\text{m}$ が全体の約90%を占めることとなる。

(b) 経過年数と災害規模

図-1.8には、災害規模を示す崩壊土量をさらに経過年数5年で区分した結果を示している。経過年数とは、当該盛土の開通後から降雨災害が発生した時点までの期間である。経過年数が5年までは崩壊土量 $V < 1,000\text{m}^3$ となる中規模以下が全体の95%を占め、崩壊土量 $V \geq 5,000\text{m}^3$ となる超大規模の発生は記録されていない。一方、経過年数が5年を超えると崩壊土量 $V \geq 1,000\text{m}^3$ となる大規模以上の降雨災害が増加する傾向にあることがうかがえる。

(c) 経過年数と発生件数

図-1.9は、降雨災害が発生した時点における経過年数と災害発生件数との関係を整理したものである。これによると開通後5年以内に発生する降雨災害が全体の46%を占め、経過年数の増加とともに発生件数は減少していくことがあきらかとなった。このことは前述

した既往の研究においても同じ傾向を示しており、原因としては、供用後の早い段階で一定量の降雨を経験することにより表層の不安定な土砂が洗い流され、小規模な補修・補強対策を繰り返すことにより小～中規模崩壊の耐降雨性が増加していくものと推察される。

(d) 雨量と発生件数

図-1.10 は、降雨災害が発生した時点の連続雨量と発生件数との関係を整理したものであり、連続雨量の記録が残っている 121 件を対象とした。記録されている降雨災害発生時の連続雨量の平均値は 247mm であった。ただし、連続雨量が 50mm 未満で発生した降雨災害も全体の 8%にあたる 10 件が記録されている。これは、降雨が一旦終了し一定時間経た後に連続雨量のカウントがリセットされ、その後再び降雨が始まり崩壊に至ったことが推察できる¹⁷⁾。

また、図-1.11 は、発生件数を経過年数 5 年で区分し、それぞれ連続雨量との関係を整理したものである。経過年数 5 年以内の連続雨量の平均値は 191mm に対し、経過年数 5 年超の連続雨量の平均値は 292mm となり、全体的に経過年数 5 年超の降雨災害は、経過年数 5 年以内より多い連続雨量で発生していることが確認できる。

(e) 崩壊土量と発生頻度

図-1.12 は、24 年間に記録された降雨災害を崩壊土量（全 169 件）と発生確率となる生起頻度の関係でとりまとめたものである。縦軸は降雨災害の累積発生件数を観測期間 24 年で除したもので生起頻度を表しており、横軸の崩壊土量とあわせて両対数グラフで表示することにより盛土の降雨災害に関するリスク曲線¹⁸⁾が得られる。リスク曲線全体は上側凸形状で、崩壊土量大きい、つまり災害規模が大きい領域（リスク曲線のテイル部）は直線性を表す¹⁹⁾。一般的にこの直線勾配が大きいほど大きい規模の降雨災害の生起頻度は急激に低下することとなるので、崩壊土量大きい降雨災害は、崩壊土量小さい降雨災害に比べて発生頻度が抑制されていると考えることができる。リスク曲線からは、生起頻度が 1 回／年以上となる崩壊土量は 400m³ 以下であり、崩壊土量が概ね 100m³ 以下の発生確率が高く、それを超えると生起頻度は低くなることが読みとれる。この結果は、前述した図-1.7 の傾向とも合致する。

図-1.13 は、図-1.12 を経過年数が 5 年以内（79 件）と 5 年超（90 件）とに分解して示したものである。生起頻度が 1 回／年以上となる崩壊土量はともに 200m³ 程度以下であるが、リスク曲線のテイル部の直線勾配は経過年数 5 年以内の方が大きく、崩壊土量大きい降雨災害が抑制されていることがうかがえる。一方、経過年数 5 年超は直線勾配が緩く、経過年数 5 年以内と比較して崩壊土量大きい規模の降雨災害が発生する確率が高いことを示唆している。またこれらの傾向は、前述した図-1.8 の結果とも合致する。

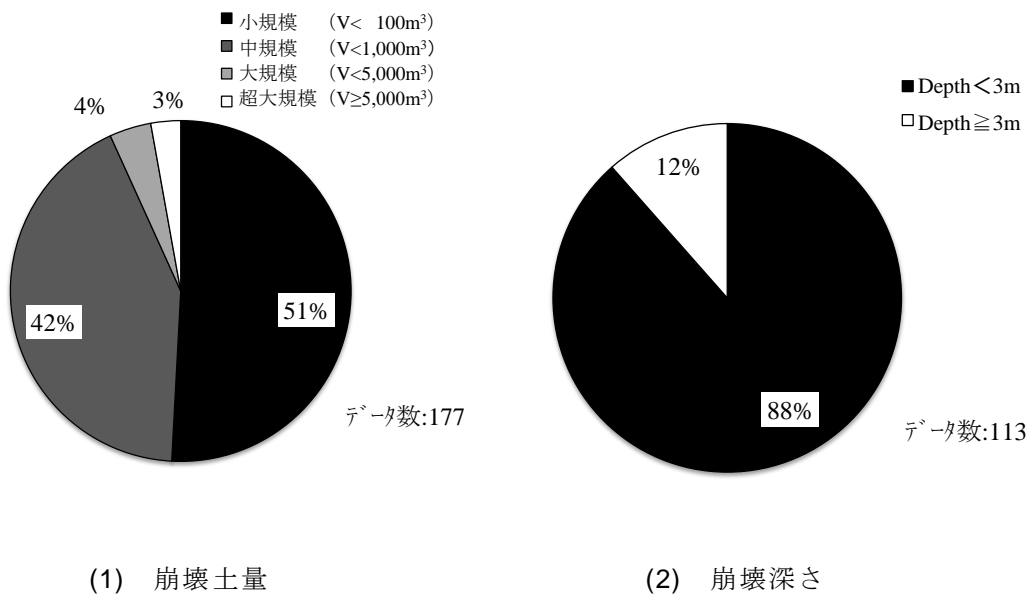


図-1.7 盛土の災害規模

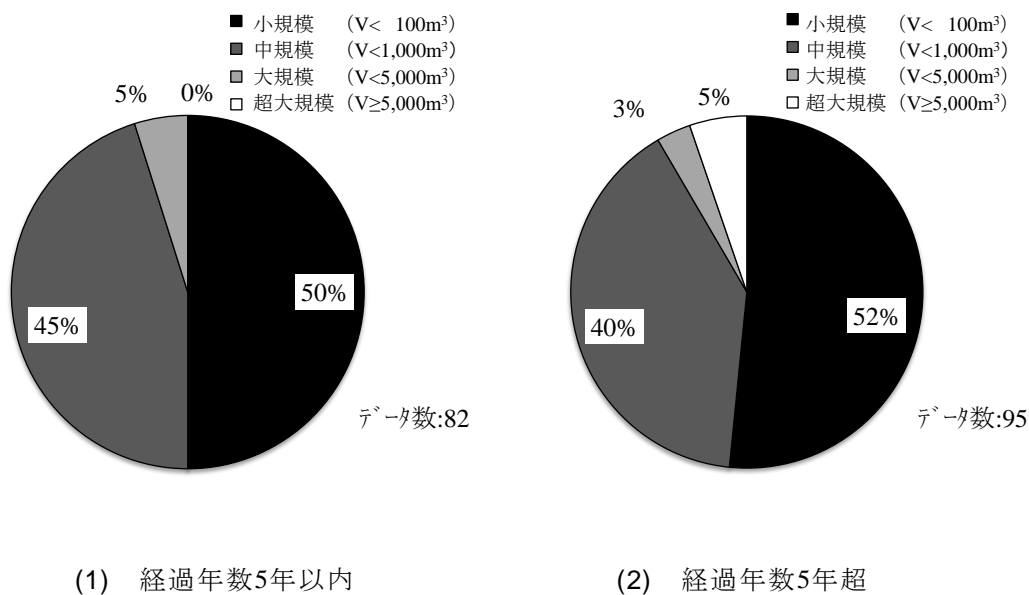


図-1.8 経過年数における災害規模の比較 (盛土)

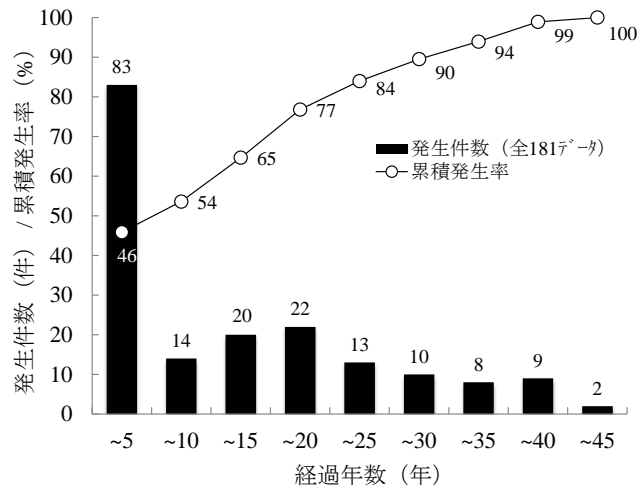


図-1.9 経過年数と発生件数 (盛土)

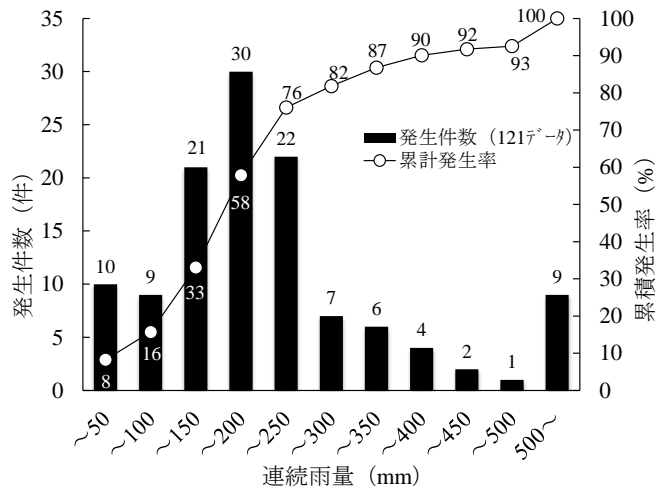


図-1.10 連続雨量と発生件数 (盛土)

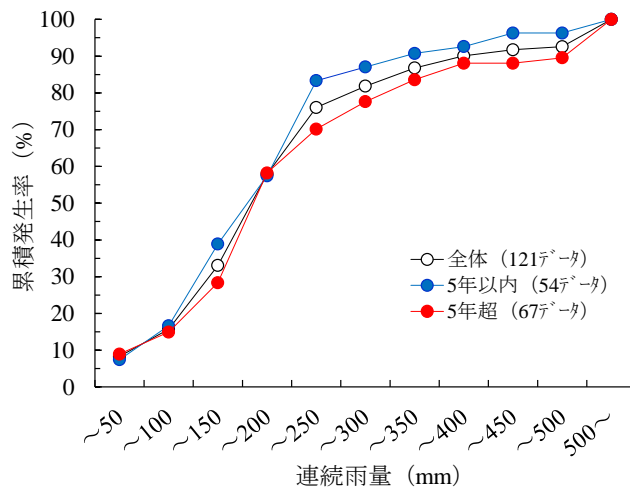


図-1.11 経過年数ごとの連続雨量と発生件数 (盛土)

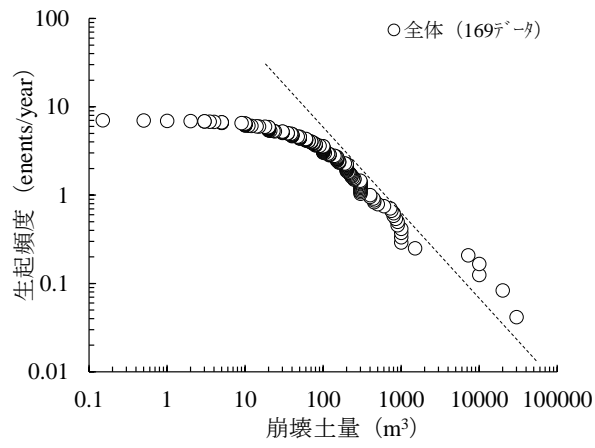


図-1.12 盛土崩壊に関するリスク曲線 (その1)

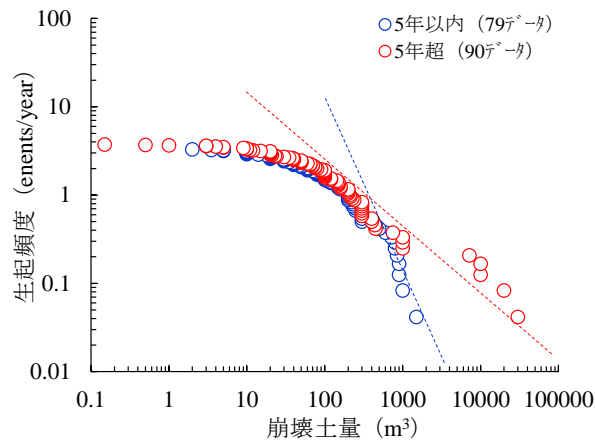


図-1.13 盛土崩壊に関するリスク曲線 (その2)

(2) 切土の被災傾向

(a) 災害規模

図-1.14 に、災害規模の実態を崩壊土量と崩壊深さについて、それぞれとりまとめを行った。崩壊土量については、全 364 件のうち崩壊規模が不明な 14 件を除く 350 件の内訳であり、崩壊深さについては、同じく崩壊深さが不明な 93 件を除く 271 件の内訳となっている。なお、災害規模については盛土と同様、ガリ、洗掘や浸食などの表層崩壊から地質の強度特性や構造的弱線に起因する大規模崩壊までを対象としており、崩壊土量 $V < 1,000\text{m}^3$ となる中規模以下の崩壊が全体の 94% を占め、崩壊深さ $\text{Depth} < 3\text{m}$ が全体の 92% を占めている。したがって、切土の全体的な災害規模としては、崩壊土量 $V < 1,000\text{m}^3$ または崩壊深さ $\text{Depth} < 3\text{m}$ が全体の約 90% を占めることとなり、この傾向は盛土と同様な結果となった。

(b) 経過年数と災害規模

図-1.15 には、災害規模を示す崩壊土量をさらに経過年数 5 年で区分した結果を示している。経過年数が 5 年までは崩壊土量 $V < 1,000\text{m}^3$ となる中規模以下が全体の 97% を占め、特に崩壊土量 $V < 100\text{m}^3$ となる小規模が全体の 70% を占めており、盛土よりもその占有割合が高い。また、崩壊土量 $V \geq 5,000\text{m}^3$ となる超大規模の発生は記録されていない。一方、経過年数が 5 年を超えると崩壊土量 $V \geq 1,000\text{m}^3$ となる大規模以上の降雨災害が増加する傾向にあることがうかがえるが、崩壊土量 $V < 100\text{m}^3$ となる小規模の占有割合は全体の 76% であり盛土よりも高い。

(c) 経過年数と発生件数

図-1.16 は、降雨災害が発生した時点における経過年数と災害発生件数との関係を整理したものである。これによると開通後 5 年以内に発生する降雨災害が全体の 24% を占め、経過年数の増加とともに発生件数は徐々に減少していく傾向を示すことがあきらかとなった。このことは前述した盛土や既往の研究とも同じ傾向を示している。原因としては、切土は地山の風化作用の進行により発生件数の減少傾向は鈍く、豪雨が多い年に増加傾向を示すものと考えられている。また、建設段階おけるのり面保護工は、表層の浸食対策に必要な植生工であることから、盛土と同様、補修・補強対策を繰り返すことにより徐々に耐降雨性が増加していくものと推察される。

(d) 雨量と発生件数

図-1.17 は、降雨災害が発生した時点の連続雨量と発生件数との関係を整理したものであり、連続雨量の記録が残っている 288 件を対象とした。記録されている降雨災害発生時の連続雨量の平均値は 224mm であった。ただし、連続雨量が 50mm 未満で発生した降雨災害も全体の 4% にあたる 12 件が記録されている。

また図-1.18 は、発生件数を経過年数 5 年で区分し、それぞれ連続雨量との関係を整理したものである。経過年数 5 年以内の連続雨量の平均値は 232mm に対し、経過年数 5 年超の連続雨量の平均値は 222mm となり、盛土とは反対に、全体的に経過年数 5 年超の降

雨災害は経過年数 5 年以内より少ない連続雨量で発生していることが確認できた。

(e) 崩壊土量と発生頻度

図-1.19 は、盛土と同様に、24 年間に記録された降雨災害を崩壊土量（全 343 件）と発生確率となる生起頻度の関係でとりまとめたものである。盛土と同様、崩壊土量が多い降雨災害は、崩壊土量が少ない降雨災害に比べて発生頻度が抑制されている。リスク曲線からは、生起頻度が 1 回／年以上となる崩壊土量は 900m³ 以下であり、崩壊土量が概ね 1,000m³ 以下の発生確率が高く、それを超えると生起頻度は低くなることが読みとれる。この結果は、前述した図-1.14 の傾向とも合致する。

盛土では崩壊土量 1,000m³ 以上となる起生頻度は $F = 0.3\sim 0.4$ 回／年であったのに対し、切土では $F = 0.9$ 回／年程度であり、崩壊土量が概ね 1,000m³ 以下の発生確率が高い。しかし、崩壊土量 5,000m³ 以上となる起生頻度は $F = 0.2\sim 0.25$ 回／年と同程度で、リスク曲線のテイル部は切土の方が急勾配となり、相対的に崩壊土量が多い切土に対しては補修・補強対策が効果的に寄与していることがうかがえる。

図-1.20 は、図-1.19 を経過年数が 5 年以内（85 件）と 5 年超（257 件）とに分解して示したものである。生起頻度が 1 回／年以上となる崩壊土量は経過年数 5 年以内が 100m³ 以下であるのに対し、経過年数 5 年超では 450m³ となり、経過年数 5 年超の方が、崩壊土量が多い規模の降雨災害が発生する確率が高いことを示唆している。これらの傾向は、前述した図-1.15 の結果とも合致する。

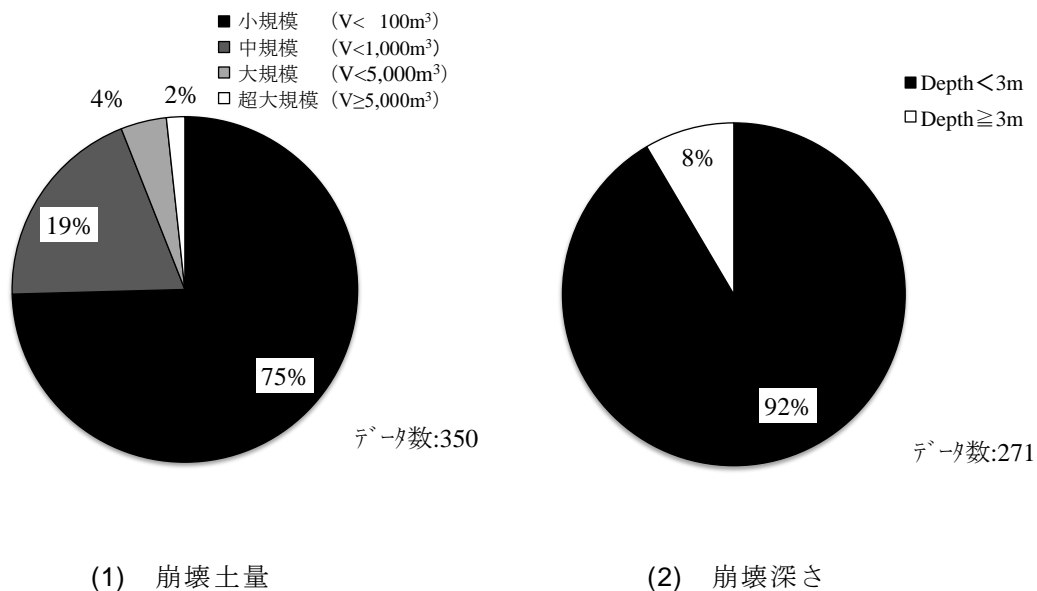
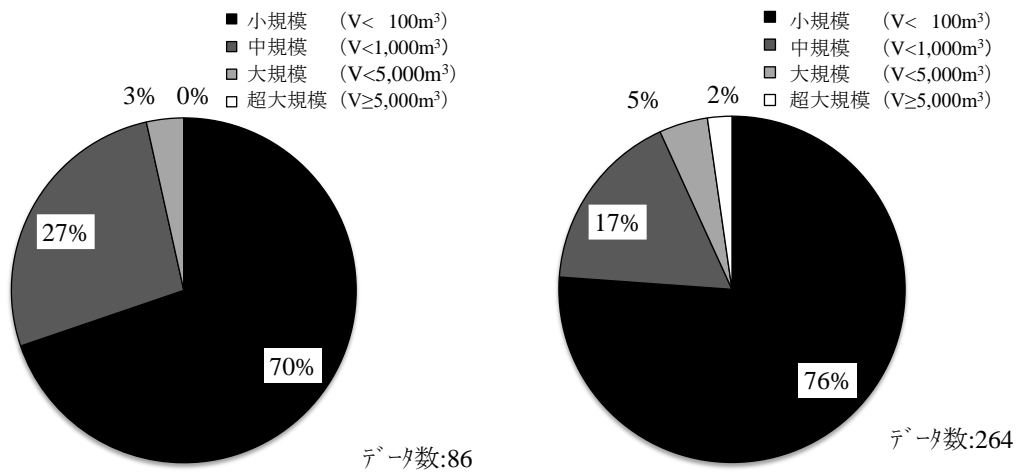


図-1.14 切土の災害規模



(1) 経過年数5年以内

(2) 経過年数5年超

図-1.15 経過年数における災害規模の比較 (切土)

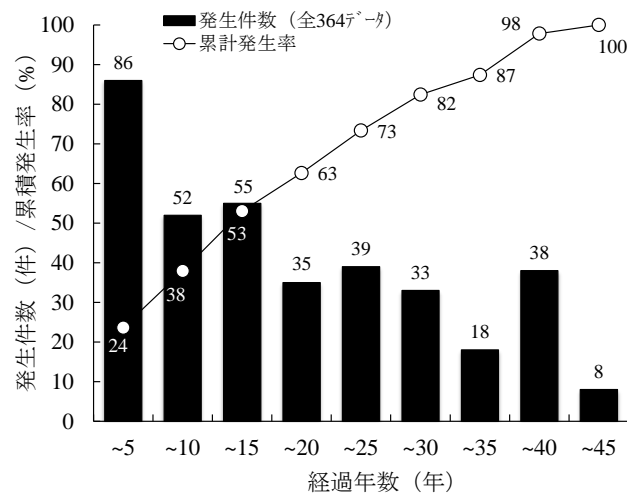


図-1.16 経過年数と発生件数 (切土)

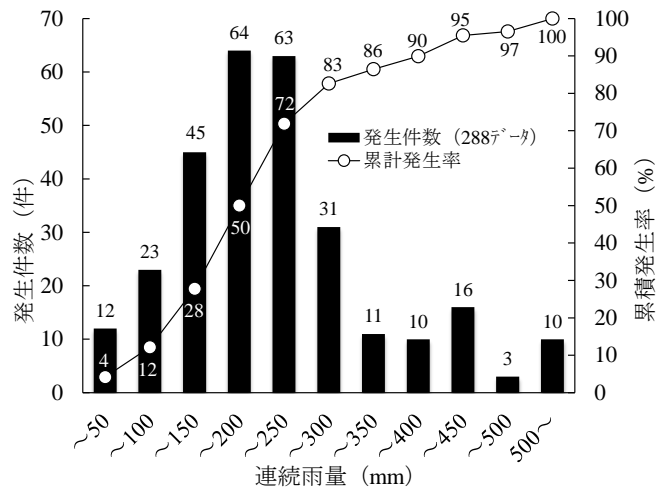


図-1.17 連続雨量と発生件数 (切土)

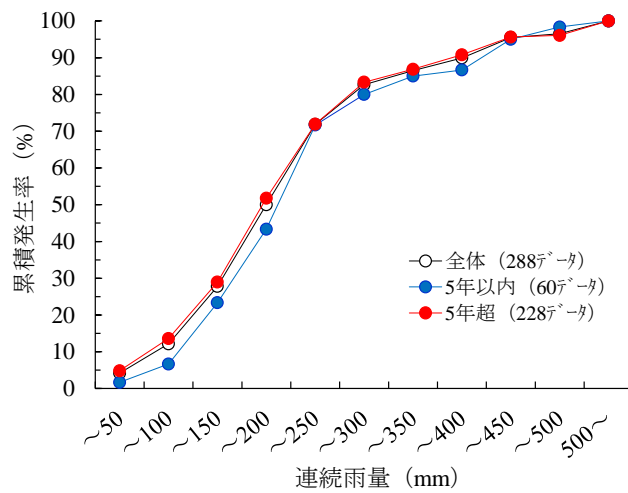


図-1.18 経過年数ごとの連続雨量と発生件数 (切土)

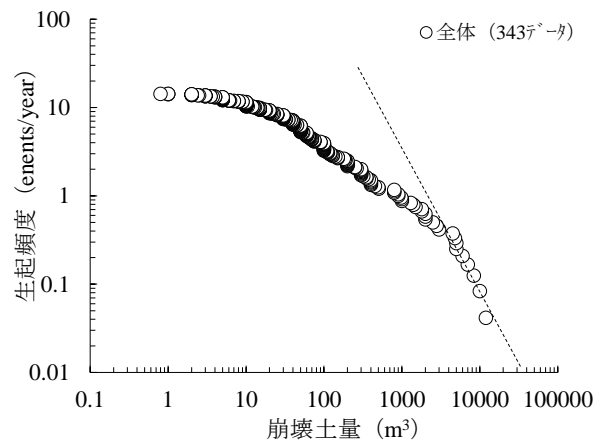


図-1.19 切土崩壊に関するリスク曲線 (その1)

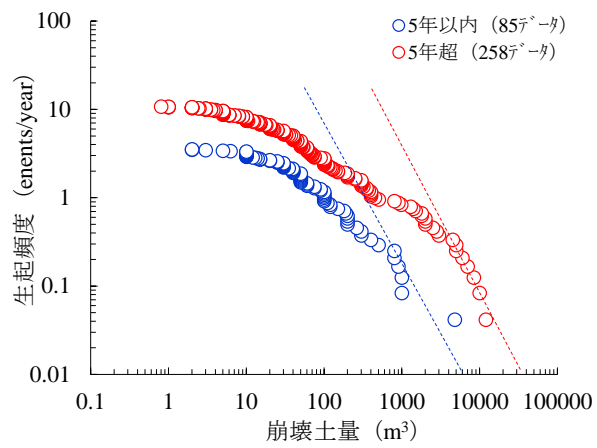


図-1.20 切土崩壊に関するリスク曲線 (その2)

(3) 被災傾向のまとめ

NEXCO 西日本九州支社管内における平成 5 年度（1993 年度）から平成 28 年度（2016 年度）までの 24 年間に記録された降雨災害の被災傾向について事例分析を行った。

事例分析により得られた主な被災傾向を以下に示す。

- (1) 全体的な災害規模としては、崩壊土量 $V < 1,000\text{m}^3$ または崩壊深さ $\text{Depth} < 3\text{m}$ が全体の約 90% を占める。
- (2) 経過年数が 5 年を超えると、崩壊土量 $V \geq 1,000\text{m}^3$ となる大規模以上の降雨災害が増加する傾向にある。
- (3) 開通後 5 年以内に発生する災害の発生件数は高いが、経過年数の増加とともに発生件数は徐々に減少していく傾向を示す
- (4) 盛土では、経過年数 5 年超の降雨災害は経過年数 5 年以内より多い連続雨量で発生する傾向にあるのに対し、切土では盛土とは反対に、経過年数 5 年超の降雨災害は経過年数 5 年以内より少ない連続雨量で発生する傾向にある。
- (5) リスク曲線のテイル部は盛土より切土の方が急勾配となり、規模が大きい崩壊土量に対しては、相対的に切土の補修・補強対策が効果的に寄与していることが推察できる。

1.3.2 地震災害の事例分析

従前、高速道路の土構造物については、地震対策を独立したものとして考えるのではなく発生頻度が高い降雨に対する対策がある程度の地震対策につながるものと考えられてきた。また、標準のり面勾配の採用、適切な排水処理および善良な締固めなどにより密実で安定した盛土が構築され、既往の大規模地震においても機能を損失することなく良好な耐震性能を有していることが示されてきた²⁰⁾。

実際、平成7年（1995年）1月に発生した兵庫県南部地震においても、橋梁等構造物との取付け部の段差、切盛境部におけるクラック、および盛土路肩部の陥没などが確認されたが、比較的限定的な被害にとどまっていたことが報告されている²¹⁾。しかしながら、近年、大規模地震に起因して盛土の被災が発生し、高速道路の定時性が確保できないなど、社会経済活動に深刻な影響を与えている事象が顕在化しつつある。

例えば、平成16年（2004年）10月に発生した新潟県中越地震でみられるように、地震前の集中的な降雨により盛土内水位（以下、「地下水位」という）が上昇し、地震動により飽和した盛土材料のせん断強度が低下した結果、大規模な沈下・変形に至った事例（写真-1.1(1)参照）が報告されている²²⁾。また、平成21年（2009年）8月に発生した駿河湾を震源とする地震でみられるように、長期の地下水の作用により盛土材の強度や透水性が低下した結果、地下水位の上昇等が生じ地震が誘因となつてのり面崩落に至った事例（写真-1.3(1)参照）も報告されている²³⁾。さらに、平成23年（2011年）3月に発生した東北地方太平洋沖地震では、盛土材の一部に液状化しやすい材料が使用され、そこに水が供給され大きな地震動が加わった結果、崩落に至った事例（写真-1.3(2)参照）が報告されている²⁴⁾。最近では、平成28年（2016年）4月に発生した熊本地震において、盛土のり尻部に隣接した付替え河川の基礎地盤の間隙水圧の上昇に伴う強度低下が要因となり、のり尻部の変形の進展に伴いのり面崩落が発生したこと（写真-1.3(3)参照）が報告されている²⁵⁾。

このように、平成28年（2016年）4月に発生した熊本地震を除き、降雨や基礎地盤からの浸透水が素因となり、盛土のせん断強度が低下し、地震が誘因となつて被害を拡大させている実態が見受けられるようになってきている。

これらは、盛土材料がスレーキング性の高い材料であることや、粘性系や砂質系の材料で地下水位が高いなどの高含水状態の盛土であることに加えて、サクシヨンの消失や間隙水圧の上昇にともなう盛土（地盤）の強度低下と、あわせて高地震力が作用したことが具体的な要因であると考えられている。また、降雨時ではなく、降雨後に一定時間を経て地震を誘因としてのり面崩壊に至るケースも特徴的である。

また、地震観測史上初めて短期間に同じ地域で震度7を2回観測した熊本地震では、一連の地震活動により切土のり面が甚大な被災を受けた（写真-1.3(4)参照）。これまで高速道路の土構造物の被災は盛土が主であり、地震による切土の大規模な崩壊は皆無であったが、流れ盤構造に軟質な火山灰質土の分布、不連続面の潜在、凸型地形による地震動の増

幅などの複数の素因や誘因が重なり崩壊に至ったことが報告されている²⁶⁾.



(1) 駿河湾地震による被災状況



(2) 東北地方太平洋沖地震による被災状況



(3) 熊本地震による被災状況



(4) 熊本地震による切土の被災状況

写真-1.3 地震による被災状況

1.4 九州管内の地質概要

1.4.1 地質構造の概要

既往の研究²⁷⁾によると、九州の地質は古第三紀以前の堆積岩類や深成岩類を主とする火成岩類を基盤とし、新第三紀以降の堆積岩類や火山岩類がこれを覆っている状況にあり、前者は固結度が高く風化部や断層擾乱帯を除いて堅硬であるのに対し、後者は溶岩のような堅硬な岩石もあるが一般的に未固結あるいは固結度の低い地質を形成している。特に、新第三紀以降の火山岩類が広く分布している（図-1.21 参照）。

また、九州管内における土質工学上の問題点の多様性について、既往の研究²⁸⁾において以下のようにとりまとめられている。

- (1) 九州は洪積世中期以後の活発な火山活動が続いている火山脈が縦横に交錯しているため、地形・地質が複雑で、各種の火山成の岩土が広く分布する。このうち、火砕流堆積物をはじめいくつかは特殊岩土と呼ばれる。
- (2) 河川数も多く、各所に沖積平野を有し軟弱地盤が分布している。また、島嶼が多く海岸線の総延長が約1万kmにも及ぶ。
- (3) 台風や梅雨前線による豪雨により年降水量は全国平均を上回り、地盤は高含水状態にあるところが多く不安定である。

1.4.2 地質の工学的特性

既往の研究²⁷⁾によると、九州管内における代表的な地質の工学的特性は以下のようにとりまとめられている。

(1) 中古生層

一般的に地質は堅硬であるといえるが、岩盤状況としてみた場合は安定した地層とそうでない地層との差が大きい。また、石灰岩を挟在することがあり、透水性に注意を有する。

(2) 変成岩類

大部分は片岩類で占められ、特定の割れ目（片理）が発達し、異方性に富んでいる。また、風化による片理に沿っては剥離しやすいなどのため風化帯の一部は地すべりを生じやすい。場所によっては蛇紋岩化等により深部まで軟質化していることがある。

(3) 四万十帯

砂岩頁岩層の卓越した地層は一般的に安定しているが、緑色岩を伴う泥質岩帯では良好な岩盤が期待できない。

(4) 花崗岩類

風化が深部におよびまさ化が進行している場合が多く、強度、透水性で問題となることがある。しかし、風化帯の下には良好な岩盤が分布する。シーティングジョイントの発達には注意が必要である。

(5) 第三紀層

一般的に泥岩、砂岩、礫岩等よりなり、比較的断層や割れ目は少ない。一方、岩石は軟質である。

(6) 新生代火山岩類

溶岩は一般に堅硬であるが柱状節理、板状節理等の発達により透水性が大きい。凝灰岩、凝灰角礫岩の場合は割れ目が少なく、均質であるがやや軟質である。また、各岩種が複雑に累重していて地質構造の解明が極めて困難である。

(7) 第四紀火砕流堆積物

溶結凝灰岩のうち高溶結なものは岩質が堅硬であるが、冷却節理の開口による透水性が大きく、しらす等未固結ないし低固結のものは流水に対する抵抗が小さい。数枚の溶結凝灰岩が重なっている場合が多く、その境界に未固結層を挟んでいる。

このように九州地方の地質は軟質で風化作用を受けやすく、透水性に問題がある地盤が広範囲に存在しているため、降雨時あるいは地震時における災害発生の危険性は高い。

本研究では、しらす台地の低地に位置し部分的に火山灰質粘性土や黒ボク、軟質な軽石を含む礫混じり火山灰質砂で構築された盛土、および風化花崗岩類を基盤とした礫混じり粘性土質砂～礫混じり砂質粘性土で構築された盛土を対象に、排水対策による地下水位や間隙水圧の抑制、サクシヨンの早期回復、補強対策による盛土（地盤）の強度増加を同時に得ることを期待した地盤補強工法の実施工を通じその有効性を検証した。

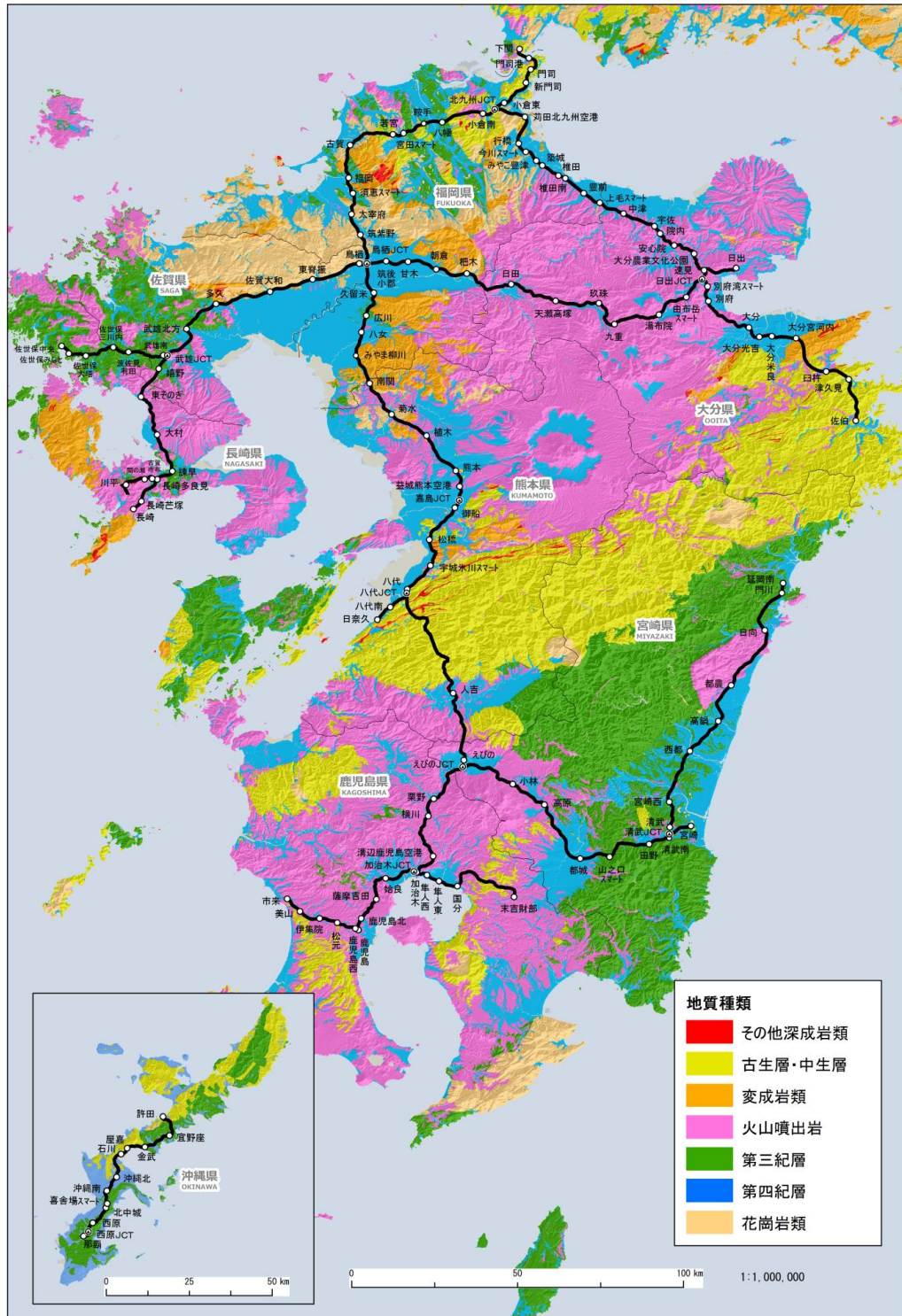


図-1.21 九州管内の地質概要図²⁹⁾に加筆

1.5 のり面崩壊と安定対策の原理

のり面の崩壊や安定対策の実施を検討するにあたっては、いくつかの安定検討手法が提案されており、一般的には、簡便で実務的な極限釣り合い法が適用されている。そのなかで無限斜面を対象とした安定解析法と図解法³⁰⁾がある。図解法は、のり面崩壊の要因である降雨や地震などによるのり面に作用する力学的機構を直観的に表現できる手法であり、ここでは、のり面崩壊と安定対策の原理を概念的に説明するために引用する。

例えば図-1.22 に示すように、現在の応力状態を表す点 P (σ' , τ) と破壊基準線をモール・クーロンの応力空間上に描いた場合、破壊基準線 ($\tau = c_d + \sigma' \cdot \tan \phi_d$) より上方となる点 P_1 (σ'_1 , τ_1) に位置すれば土塊が不安定化することを意味し、逆に破壊基準線より下方となる点 P_2 (σ'_2 , τ_2) に位置していれば安定していることを意味する。

図-1.23 に、のり面が不安定化するいくつかのケースを整理した。まず、土中に間隙水圧が発生すると、応力状態点 P は点 P' に移りのり面の安全率は低下し、場合によっては破壊が生じることとなる (case 1)。また、土中が不飽和状態であれば土粒子間の水の表面張力により見掛けの粘着力が期待できるが、降雨などにより飽和状態になれば粘着力は減少・消失するため破壊基準線が下方に移動し ($\tau = c_d + \sigma' \cdot \tan \phi_d + \chi \cdot s \cdot \tan \phi_d \rightarrow \tau = c_d + \sigma' \cdot \tan \phi_d$)、応力状態点 P に接近し のり面は不安定化に向かう (case 2)。さらに、経年的変化で地盤が風化・劣化し地盤強度が減少した場合も同様に、破壊基準線が下方に移動することで応力状態点 P に接近し のり面は不安定化する (case 3)。

一方、同じ図解法により のり面の安定対策も論じることができる。図-1.24 に、のり面の安定対策に関するいくつかのケースを整理した。この場合は、のり面の所定の安全率 (F_s) を確保するための破壊基準線 ($\tau = c_d / F_s + \sigma' \cdot \tan \phi_d / F_s = c_a + \sigma' \cdot \tan \phi_a$) を設定する必要がある。まず、土中の地下水等の排水対策をすることにより、飽和状態に近い応力状態点 P が破壊基準線より下方の点 P' に移動し のり面は安定化する (case 1)。また、すべり土塊にグラウンドアンカー等の鋼材を打設することによる地盤のせん断抵抗を増す工法(補強対策)を用いると、のり面の垂直応力の増加に寄与し、応力状態点 P が破壊基準線より下方の点 P' に移動することでのり面は安定化する (case 2)。さらに、前述したように土中が不飽和状態であれば土粒子間の水の表面張力により見かけの粘着力が期待できることから、降雨などにより飽和状態となった応力状態から早期にサクシオンが回復したり、あるいは不飽和状態が堅持できれば、破壊基準線 ($\tau = c_d + \sigma' \cdot \tan \phi_d + \chi \cdot s \cdot \tan \phi_d$) が上方に移動し地盤はさらに安定化に向かう (case 3)。

したがって、排水対策により地下水位を低下させ間隙水圧を抑制し、補強対策により地盤のせん断抵抗を増加させることに加え、サクシオンにより見掛けの粘着力を増加させることがのり面の安定対策として最も効果的となる。

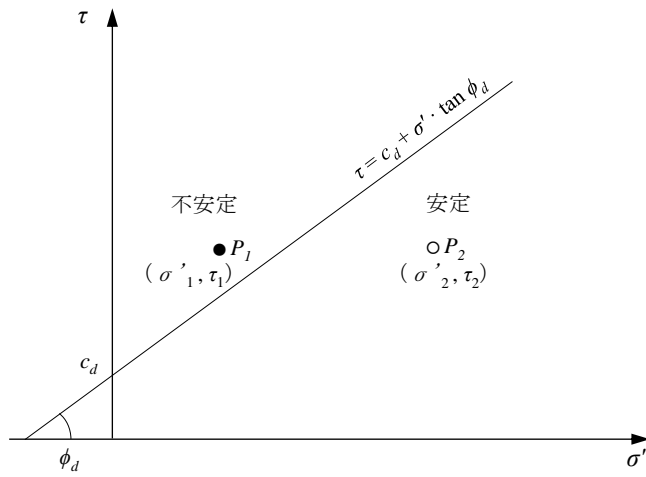


図-1.22 図解法の原理

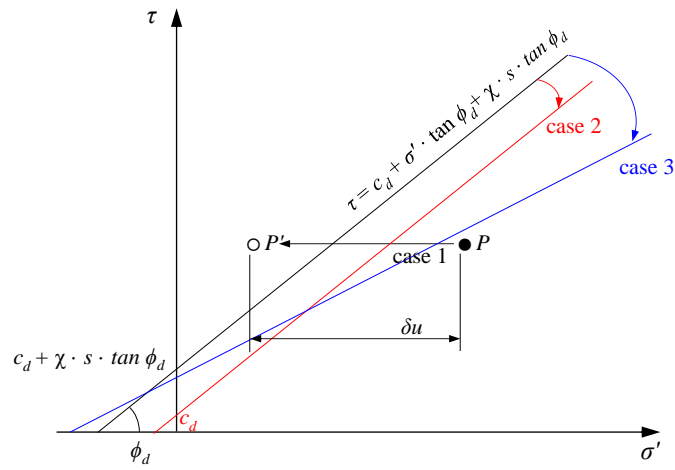


図-1.23 図解法によるのり面不安定化の原理

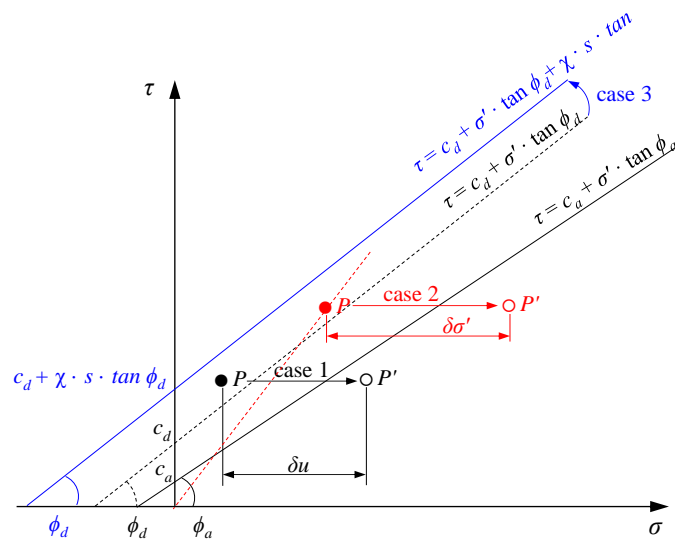


図-1.24 図解法による安定対策の原理

1.6 本論文の構成と内容

1.6.1 本研究のフロー

本研究のフローを図-1.25 に示す。

1.2 本研究の目的で記述したように、これまで意識されていなかった旧設計・基準類の適用による潜在的な変状リスクとして、腐食等により損傷が顕在化してきている不完全な防食構造を有する旧タイプアンカーや旧タイプアンカーのり面の健全性（安定性）の把握と、中・長期補修・補強計画の立案が喫緊の課題となっている。

元来、アンカーは維持・管理を必要としないメンテナンスフリーの構造物であるという考え方が支配的であった。また、のり面の維持・管理にあたっては、これまで蓄積された点検・調査データを十分に活用できておらず、対処療法的な対応がなされてきた。

本研究では、第2章と第3章において、旧タイプアンカーのり面の合理的な維持・管理の実施にあたり、補強対策を必要とする旧タイプアンカーのり面の抽出およびその優先順位を判断する手法の構築に向けたあらたな提案、ならびに打音診断技術を活用したあらたな緊張力評価方法の適用性の評価・検証を行った。

第2章では、健全度調査データを活用し点検・調査方法の信頼性評価を行うとともに、生存時間解析や信頼性データ解析で汎用性があるワイブル分布を適用し累積ハザード法による劣化分析により、旧タイプアンカーの損傷率推計や旧タイプアンカーのり面の健全性評価モデルを検討した。あわせて、数量化Ⅱ類により補強対象となる旧タイプアンカーのり面を予測判別し、提案したのり面健全性評価モデルの検証を行った。

これらの結果から、旧タイプアンカーの損傷の閾値を適切に設定することにより、経年的な旧タイプアンカーのり面の健全性や補強対策の実施の要否を評価できるモデルを提案した。

さらに第3章では、アンカー補強のり面における高度な点検・調査方法の開発に向けて、AEセンサを用いた打音診断技術に着目し、多重PC鋼より線タイプのアンカーを対象に室内実験およびFEM解析を行うとともに、アンカーの現地診断により緊張力状態の推定を試みた。

これらの結果から、緊張力の増減により計測される周波数分布には差異が生じ、周波数特性を評価する指標を得ることにより緊張力状態（増減）の推定が可能となることを明らかにした。

一方、短時間異常降雨の増加等の外的環境の変化による災害発生リスクの増加や、経年的に風化・劣化する地盤材料の適用による潜在的な変状リスクの増加が懸念されるなかで、1.3.2 地震災害の事例分析で示したように、大規模地震に起因した盛土の被災により高速道路の定時性が確保されないなどの社会経済活動に深刻な影響を及ぼす事象が顕在化しつつある。これらは、盛土が高含水状態であることに加え、サクシヨンの消失や間隙水圧の

上昇に伴う盛土（地盤）の強度低下と、あわせて高地震力が作用したことが原因であると考えられている。

これまで、のり面等の安定対策は、一般的に排水ボーリング（パイプ）などによる排水対策（抑制工）と、アンカーや抑止杭などによる補強対策（抑止工）をそれぞれ個別に実施してきたが、異常降雨や大規模地震に対して効果的に対処する対策が要求されているところである⁸⁾。

本研究の第4章から第6章において、局所的な集中降雨や地震に起因した複合災害に対して高速道路盛土を効果的に補強するために、盛土内の地下水位や間隙水圧の抑制、サクシヨンの早期回復、補強対策による盛土（地盤）の強度増加を同時に得ることを期待した地盤補強工法を構築するため、排水機能を有する羽根付き有孔鋼管による地盤補強工法（以下、「SDPR（Spiral bladed Drain Pipe Reinforcement method）」という）をあらたに提案した。

本研究においては、既に構造物基礎等の支持杭として実績がある回転杭³¹⁾を用い、水抜き孔を設けることにより間隙水圧や地下水位の低減を期待したSDPRの構築に向けて、原位置試験や実施工を通じSDPRの設計・施工に必要な材料特性、付着性能、耐食性をあらかじめするとともに、のり面安定の重要な要素である降雨時における地下水位の上昇抑制、降雨後のサクシヨンの回復に着目し、SDPRの排水効果や補強効果に関する検討を行った。

これらの結果から、SDPRが有する排水効果をあらかじめするとともに、限界実効雨量の算出や安定解析による降雨時の盛土の経時的な安定性評価を行い、SDPRの有効性・優位性をあらかじめにした。

第1章

本研究の背景と目的，高速道路における災害の実態，九州管内の地質概要のり面崩壊と安定対策の原理，本研究のフロー，構成と内容

既設アンカー補強のり面の健全性評価

第2章

- アンカー管理の現状と課題
 - ・のり面の実態，変状形態と要因，管理上の課題
- アンカーの健全度調査
 - ・リフトオフにおける健全度判定フローの提案
 - ・外観調査による損傷判定の信頼性推定
 - ・リフトオフの信頼性評価
- アンカー劣化度モデルの検討
 - ・損傷の定義
 - ・ワイブル分布を用いた累積ハザード法
 - ・カプラン・マイヤー推定値
- アンカー劣化度モデルとのり面健全性評価モデル
 - ・アンカー補強の実態と推計損傷率の関係
 - ・アンカー劣化度モデルの検証
 - ・健全性評価モデルの提案
- 数量化Ⅱ類による補強対象のり面の判別
 - ・アイテム，カテゴリ，判別精度の検討
 - ・補強対象のり面の予測判別

第3章

- AEセンサを用いた打音診断の概要
- 室内実験による適用性の検討
 - ・模型実験
 - ・実大実験
- FEM解析による評価
- 現地診断による緊張力の推定

SDPRによるあらたなり面補強技術の開発

第4章

- SDPRの概要
 - ・形状，仕様，設計・施工方法
- SDPRの強度検討
- 付着性能に関する検討
 - ・SDPRの引抜き性状
 - ・引抜き性状の経年変化
 - ・設計定数への反映
- 耐食性に関する検討
 - ・土壌・地下水の分析試験
 - ・腐食調査および防錆の評価

第5章

- SDPRによる補強対策（その1）の実施
- 盛土性状の把握
- 雨量・地下水位の観測
- 実効雨量による地下水位の動態評価
 - ・半減期の検討
- 限界実効雨量による耐降雨性の評価
 - ・コルモゴノフスミルノフ検定
 - ・線形回帰分析
 - ・ロジステック回帰分析
- 経時的な盛土の安定性評価

第6章

- SDPRによる補強対策（その2）の実施
- 盛土性状の把握
- 雨量・地下水位・サクシヨンの観測・計測
- 実効雨量による地下水位の動態評価
 - ・半減期の検討
- サクシヨンの動態検討
 - ・体積含水率・地下水位・実効雨量
- 実効雨量によるサクシヨンの推定
- 降雨時における盛土の安定性検討
 - ・水分特性曲線のモデル化
 - ・サクシヨンによる見掛けの粘着力の推定
- 盛土の安定性評価

第7章

本研究の総括（本研究の成果，今後の課題と展望）

図-1.25 本論文の構成と研究のフロー

1.6.2 本研究の構成と内容

本論文は、次の7章から構成されている。

第1章 序 論

第2章 アンカーの劣化度モデルとのり面の健全性評価モデル

第3章 打音診断技術を活用したあらたな緊張力評価

第4章 排水機能を有する羽根付き有孔鋼管による地盤補強工法

第5章 地下水位の動態からみたSDPRの排水効果

第6章 盛土内の水分特性からみたSDPRの補強効果

第7章 総 括

本論文の各章毎における概要を以下に示す。

第1章 序 論

本章では、「高速道路リニューアルに向けたのり面健全性評価モデルの提案とあらたな地盤補強工法の開発に関する工学的研究」に関する研究の背景とその目的を整理し、研究全体の流れと位置付けを示した。また、高速道路における災害実態の整理、降雨災害および地震災害の事例分析を行うとともに、のり面の崩壊と安定対策の原理を概念的にとりまとめた。

降雨災害については、平成5年度（1993年度）から平成28年度（2016年度）までの24年間の降雨災害記録をもとに、災害規模、のり面の経過年数、連続雨量および発生頻度に着目し、傾向や特徴をあきらかにした。地震災害については、近年発生した大規模地震の被災メカニズムについて考察した。それらを踏まえ、のり面健全性評価モデルの提案およびあらたな地盤補強工法の開発に向けた課題をあきらかにした。

第2章 アンカーの劣化度モデルとのり面の健全性評価モデル

本章では、まず、アンカーのり面の実態、アンカーの変状形態とその要因を整理し、アンカー管理における課題の抽出を行った。つぎに、旧タイプアンカーを対象に点検・調査方法の信頼性評価を行い、ワイブル分布を用いた累積ハザード法により劣化度モデルを検討した。これらを踏まえ、旧タイプアンカーの損傷率推計や旧タイプアンカーのり面の健全性評価モデルを提案し、アンカー増打ち等の補強対策を必要とする旧タイプアンカーのり面の抽出やその優先順位を判断する手法を構築した。さらに、数量化Ⅱ類により補強対象となる旧タイプアンカーのり面を予測判別し、提案したのり面健全性評価モデルの検証を行った。

第3章 打音診断技術を活用したあらたな緊張力評価

本章では、AE センサを用いた打音診断技術に着目し、模型実験、実大実験および FEM 解析により、適用性の検討を行うとともに理論的評価・検証を行った。さらに、アンカーの現地診断により緊張力状態の推定を試み、その結果について考察した。

第4章 排水機能を有する羽根付き有孔鋼管による地盤補強工法

本章では、排水対策による盛土内の地下水位や間隙水圧の抑制、サクシヨンの早期回復、補強対策による盛土（地盤）の強度増加を同時に得ることを期待した SDPR の開発に向けて、SDPR の特長、仕様、設計の流れ、施工方法をとりまとめ、ねじり抵抗試験により SDPR の材料特性の把握を行うとともに、引抜き抵抗試験により設計に必要な SDPR と地盤との付着性能をあきらかにした。また、SDPR を盛土内に一定期間放置し、経年的な引抜き性状や耐食性についてとりまとめた。

第5章 地下水位の動態からみた SDPR の排水効果

本章では、SDPR を用いた試験施工を実施し、地下水位の動態を観測することにより SDPR が有する排水効果について検討を行った。また、SDPR による耐降雨性の向上を定量的に評価するために限界実効雨量を算出するとともに、安定解析により降雨に対する盛土安全率の経時変化を検討し、SDPR の有効性・優位性をあきらかにした。

第6章 盛土内の水分特性からみた SDPR の補強効果

本章では、SDPR を用いた試験施工を実施し、地盤の強度特性に大きな影響を与えるサクシヨンに着目し、体積含水率、地下水位および実効雨量との関係を検討することにより、SDPR が有する排水効果について検討を行った。また、SDPR によるサクシヨンの増加、減少および回復の過程の予測を試みるとともに、サクシヨンによる見掛けの粘着力を推定し、安定解析により経時的な盛土の安定性評価を行い、SDPR による補強効果についてとりまとめた。

第7章 総括

本章では、本研究により導かれた結論をとりまとめ、「グラウンドアンカー補強のり面の健全性評価モデル」および「排水機能を有する羽根付き有孔鋼管による地盤補強工法」の今後の課題と展望について示した。

参考文献

- 1) 独立行政法人日本高速道路保有・債務返済機構：道路資産の保有及び貸付けの実績，
[online] http://www.jehdra.go.jp/jisseki_hoyu.html（参照 2018-1-9）。
- 2) 独立行政法人日本高速道路保有・債務返済機構：各高速道路会社の H29 年度最新
四半期及び年度累計の交通量（速報値），[online] <http://www.jehdra.go.jp/pdf/kotu/2907-09.pdf>（参照 2018-1-9）。
- 3) 全国高速道路建設協議会：高速道路便覧（平成 28 年度），pp.238, 2016.
- 4) 西日本高速道路（株）：高速自動車国道中央自動車道西宮線等（他 2 路線）に関する維持，修繕その他の管理の報告書（平成 28 事業年度），[online] http://www.jehdra.go.jp/pdf/kanri_w28.pdf（参照 2018-1-9）。
- 5) 高速道路資産の長期保全及び更新のあり方に関する技術検討委員会：報告書，2014.
- 6) 環境省地球環境局：温暖化から日本を守る適応への挑戦 2012，[online] http://www.env.go.jp/earth/ondanka/pamph_tekiou/2012/tekiou2012_full.pdf（参照 2018-2 -20）。
- 7) 土木学会：地球温暖化に挑む土木工学，土木学会地球温暖化対策特別委員会報告書，2009.
- 8) 地盤工学会：地震と豪雨・洪水による地盤災害を防ぐために－地盤工学からの提言－，2009.
- 9) 西日本高速道路（株）：NEXCO 西日本インフラ長寿命化計画（行動計画）平成 26 年度～平成 32 年度，[online] <http://corp.w-nexco.co.jp/activity/safety/koushin/pdfs/infrastructure.pdf>（参照 2018-1-9）。
- 10) 西日本高速道路（株）：[online] <http://corp.w-nexco.co.jp/corporate/release/hq/h28/0330c/>（参照 2016-3-31）。
- 11) 日本道路公団：日本道路公団技術情報 最終号－高速道路技術の変遷と今後の展望－，pp.15-34, 2005.
- 12) 松坂敏博，森山陽一，小笹浩司，太田秀樹，藤野陽三，宮川豊章，西村和夫：高速道路の構造物における大規模更新および大規模修繕の導入と課題，土木学会論文集 F4（建設マネジメント），Vol.73, No.1, pp.1-18, 2017.
- 13) 藤岡一頼，大窪克己：高速道路土工部における降雨災害分析，第 27 回道路会議論文集，No.13007, 2007.
- 14) 奥園誠之：切土法面の維持管理，日本地すべり学会誌，Vol.41, No.6, pp.569-575, 2005.
- 15) 大窪克己，亀村勝美，濱田政則：速道路の自然災害事例に基づいた事業継続計画の策定に関する研究，土木学会論文集 F5（土木技術者実践），Vol.69, No.1, pp.1-13, 2013.
- 16) 下野宗彦，村上豊和，中田幸男：中国地方における高速道路斜面の崩壊と表層地質区分の関連性，土木学会論文集 C（地圏工学），Vol.71, No.2, pp.92-107, 2015.
- 17) 高速道路調査会：道路斜面防災に関する調査研究報告書，pp.342-347, 2014.

- 18) 花安繁郎, 梶山正朗, 関根和喜: リスク曲線を用いた産業災害の統計分析に関する研究, 産業安全研究所研究報告, NIIS-RR-2001, pp.43-54, 2002.
- 19) 関根和喜, E.ホルナゲル, 丹羽雄二, 高木伸夫, 北村正晴: 技術者のための実践リスクマネジメント, コロナ社, pp.50-57, 2008.
- 20) 大窪克己, 浜崎智洋, 北村佳則, 稲垣太浩, 濱野雅裕, 佐伯宗大, 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2) ~変位量による耐震性能評価法の検討~, 第39回地盤工学研究発表会講演集, No.882, pp.1761-1762, 2004.
- 21) 日本道路公団: 盛土における損傷状況-阪神・淡路大震災-, 日本道路公団技術情報, No.129, pp.48-52.1995.
- 22) 藤岡一頼, 安田進, 白鳥翔太郎: 道路盛土材料の動的強度特性, 土木学会論文集 A1 (構造・地震工学), Vol.65, No.1, pp.875-880, 2009.
- 23) 横田聖哉, 石田誠幸, 高木宗男: 駿河湾の地震における高速道路盛土の被災調査報告, 地盤工学会第45回地盤工学研究発表会講演集, No.747, pp.1493-1494, 2010.
- 24) 安部哲生, 横田聖哉, 日下寛彦, 金田和男: 東北地方太平洋沖地震における高速道路盛土の地震被害について-常磐自動車道那珂地区-, 地盤工学会第47回地盤工学研究発表会講演集, No.482, pp.959-960, 2012.
- 25) 村上豊和, 田山聡, 浜崎智洋: 平成28年熊本地震における高速道路での盛土の被災状況と崩壊メカニズムの推定, 第52回地盤工学研究発表会, No.776, pp.1549-1550, 2017.
- 26) 浜崎智洋, 田山聡, 村上豊和: 平成28年熊本地震における高速道路での切土崩壊に関する調査, 第32回日本道路会議論文集, No.4028, 2017.
- 27) 三浦三郎: 九州の地質, 土と基礎, Vol.36, No.3, pp.15-20, 1988.
- 28) 土質工学会九州支部: 九州・沖縄の特殊土, 九州大学出版会, pp.6-7, 1983.
- 29) 独立行政法人産業技術総合研究所地質調査総合センター: 20万分の1日本シームレス地質図DVD版, 2009.
- 30) 榎明潔: 摩擦体としての土における安定と変形の解析法, 電気書院, pp.157-161, 2007.
- 31) 土木学会: 回転圧入鋼管杭(NSエコスパイラル)の設計施工法に関する技術評価報告書, 技術推進ライブラリーNo.7, 2015.

第 2 章

アンカーの劣化度モデルとのり面の健全性評価モデル

2.1 はじめに

本章では、地すべりや切土などの代表的な斜面安定対策工法であるグラウンドアンカー¹⁾ (以下、「アンカー」という) について、高速道路におけるアンカーの現状と課題を整理し、二重防食構造を有していない“旧タイプアンカー”を対象とした健全度調査結果をもとに損傷判定の信頼性推定を行い、ワイブル分布を用いて累積ハザード法による旧タイプアンカー劣化度モデルの検討を行った。また、その劣化度モデルによりリフトオフ調査(以下、「リフトオフ」という) 結果による旧タイプアンカーの経年的な損傷率推計や旧タイプアンカーのり面の健全性評価モデルを提案し、アンカーの増打ち等の補強対策が必要となる旧タイプアンカーのり面の抽出やその優先順位を判断する手法を構築した^{2), 3)}。あわせて数量化Ⅱ類を用いて、補強対策が必要となるのり面の判別分析を行い、旧タイプアンカーのり面の健全性評価に影響を及ぼす因子について整理するとともに、補強対象のり面の予測判別結果を用いてのり面健全性評価モデルの検証を行った。

2.2 アンカーの現状と課題

2.2.1 アンカーの概要

アンカーはアンカー頭部、引張り部、アンカー体から構成され、引張り部を介して所定のプレストレスを定着地盤に伝達し、反力構造物と地盤を一体化させて、のり面等を安定化させる工法である(図-2.1 参照)。

世界で最初に採用されたアンカーは、1934年(昭和9年)のアルジェリア国 Cheurfas ダムの補強に用いられたロックアンカーであり、我が国において初めてプレストレスを与えるために採用されたアンカーは、昭和32年(1957年)の藤原ダムの副ダムにおける岩盤アンカーである⁴⁾。

高速道路では、昭和42年(1967年)頃に東名高速道路で初めて採用された⁵⁾。以来、ロータリーパーカッション削孔機の開発やセメントミルクなど注入材料の進展など削孔技術や施工技術の進歩、多くの施工実績や研究成果による改良および各種技術基準⁶⁾の整備に伴う工法に対する信頼性の向上などにより、経済的なのり面の安定化策として急速に普及し、現在までに約12万本以上が施工されている⁷⁾。

元来、アンカーは維持・管理を必要としないメンテナンスフリーの構造物であるという

考え方が支配的であった。しかし、その後の既存アンカーの耐久性（防食）に関する問題提起を機に品質や長期耐久性に関する基準が整備されてきた。具体的には、品質や長期耐久性の向上を図るため、鋼材の周囲を耐食性のある2種類の異なった材料(グラウト、防錆油、エポキシ樹脂などの合成樹脂や連続繊維補強材など)で保護した“二重防食”構造の採用や、地中部のアンカー体に対する水密性の確保などの改善を講じてきている⁸⁾。

このような二重防食構造が採用された“新タイプアンカー”に対し、防食性能が低い“旧タイプアンカー”は、腐食等によりアンカーの損傷が顕在化しつつある。つまり旧タイプアンカーは、鋼材の腐食などに代表される材料の耐久性や長期間経過した状況下での残存緊張力の変動など、重大かつ複雑な課題を有している⁹⁾。

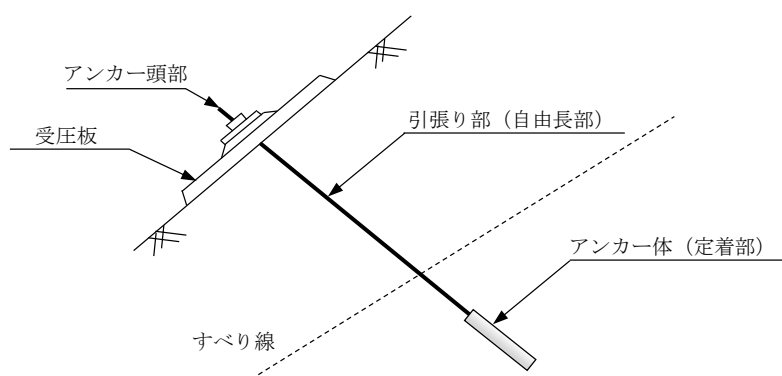


図-2.1 グラウンドアンカー工法の概要

2.2.2 アンカーのり面の実態

九州・沖縄の高速道路には、**図-2.2** 示すように約 2.8 万本のアンカーが施工されている(平成 24 年(2012 年)4 月時点)。そのうち、旧タイプアンカーは全体の約 67%を占めており、その平均経過年数は 32 年を超えている(平成 29 年(2017 年)4 月時点)。一方、防食性能として二重防食構造を有する“新タイプアンカー”の平均経過年数は、約 21 年となっている。

アンカーの引張り材に着目すると、**図-2.3(1)**に示すように旧タイプアンカーでは約 1.9 万本のうち多重 PC 鋼より線タイプを含む鋼より線タイプが全体の約 68%を占め、鋼棒タイプは約 32%となっている。また、新タイプアンカーでは、約 0.9 万本のうち多重 PC 鋼より線タイプを含む鋼より線タイプが約 90%を占め、鋼棒タイプは 3%未満となっている。

アンカー 1 本あたりの設計アンカー力¹⁰⁾に着目すると、**図-2.3(2)**に示すように設計アンカー力が判明しているもののうち、旧タイプアンカーでは 500kN/本以下のアンカーが全体の約 98%を占めているのに対し、新タイプアンカーでは 500kN/本以下のアンカーは全体の約 60%にとどまっている。一方、800kN/本超のアンカーについては、旧タイプアンカーでは確認されなかったのに対し、新タイプアンカーでは約 11%に達している。設計アンカー力は、地盤状況やのり面保護工などの採用を含め経済性や施工性を勘案し総合的に決定されているため一概に比較はできないが、対象とする崩壊規模の増大や、反力構造物となる受圧板の耐力向上などに伴い、1 本あたりの設計アンカー力が増大してきたものと推察される。

図-2.4 は、全 526 本(全 66 箇所へのり面)の旧タイプアンカーを対象としたリフトオフ¹¹⁾による残存緊張力(P_e)の計測結果を、許容緊張力(T_a)に対する荷重レベルの度数分布としてとりまとめたものである。ここで、許容緊張力とはアンカー引張り材の極限引張力(T_{us})や降伏引張力(T_y)と安全率等をもとに算出されるアンカー 1 本に許容される緊張力であり、これをもとに設計アンカー力(T_d)や定着時緊張力(P_t)が設定される¹²⁾。残存緊張力(P_e)の度数分布の中央値は $P_e = 0.4 \cdot T_a \sim 0.5 \cdot T_a$ に位置し、 $P_e < T_a$ となるアンカーが全体の 99.0%を占め、機能を消失している可能性が指摘される $P_e < 0.1 \cdot P_t$ (ただし、 $P_t = T_a$ と仮定)となるアンカー¹³⁾は、全体の 5.5%となっている。また、 $P_e > T_a$ で過緊張状態のアンカーは、全体の 1.0%となっている。

図-2.5 は、全 53 本(全 10 箇所へのり面)の新タイプアンカーの残存緊張力(P_e)の計測結果を、旧タイプアンカーと同様に、許容緊張力(T_a)に対する荷重レベルの度数分布としてとりまとめたものである。緊張力の度数分布の中央値は $P_e = 0.7 \cdot T_a \sim 0.8 \cdot T_a$ に位置し、 $P_e < T_a$ となるアンカーが全体の 90.6%を占め、機能を消失している可能性が指摘される $P_e < 0.1 \cdot P_t$ (ただし、 $P_t = T_a$ と仮定)となるアンカーは、確認されていない。また、 $P_e > T_a$ で過緊張状態のアンカーは、全体の 9.4%となっている。

したがって、リフトオフによる残存緊張力(P_e)からみると、主に旧タイプアンカーは

緊張力の消失，新タイプアンカーは過緊張といった問題を抱かえている。

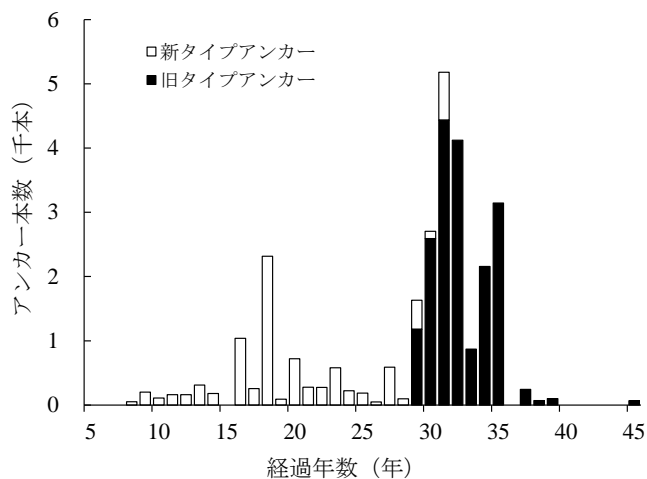
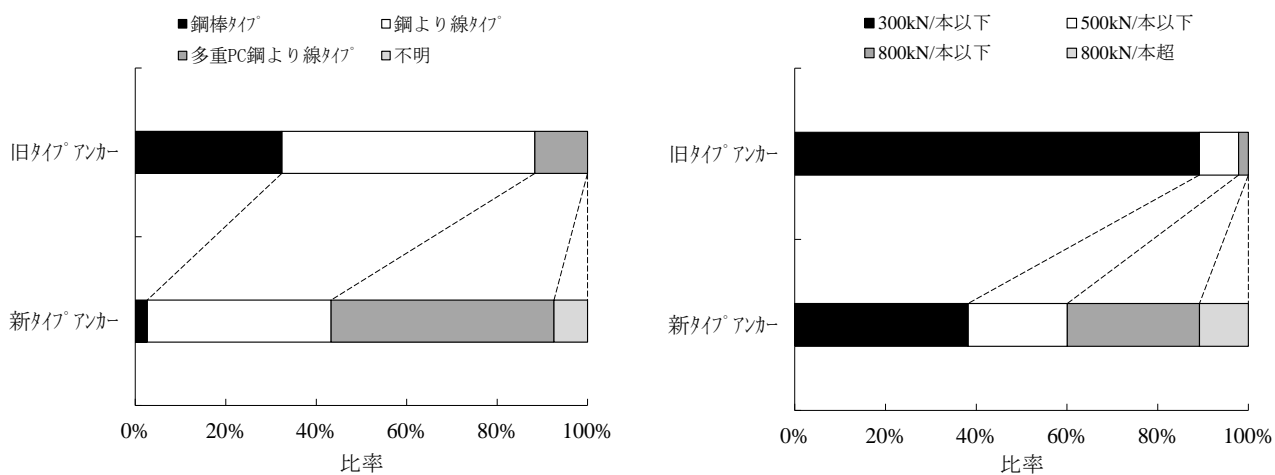


図-2.2 九州・沖縄の高速道路におけるアンカーの経過年数



(1) アンカー引張材による分類

(2) 設計アンカー力による分類

図-2.3 アンカー引張材と設計アンカー力による分類

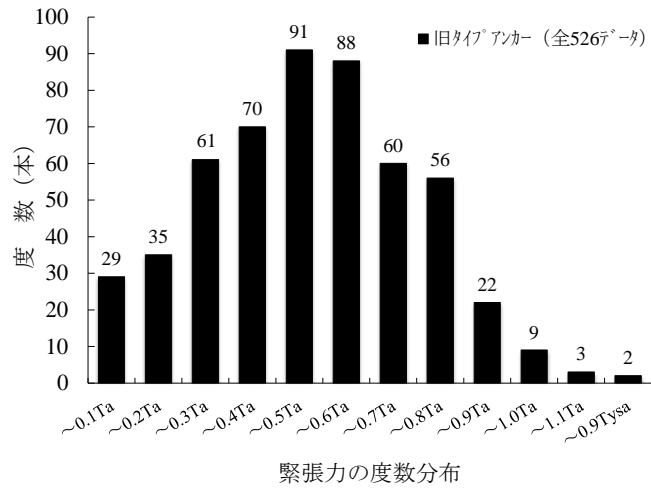


図-2.4 旧タイプアンカーの残存緊張力の実態

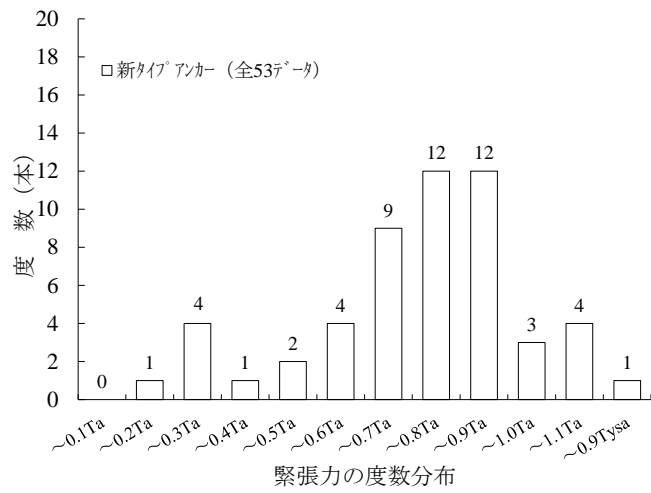


図-2.5 新タイプアンカーの残存緊張力の実態

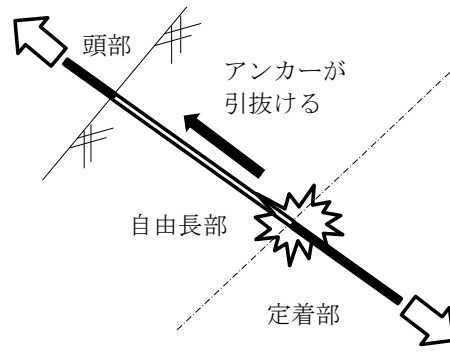
2.2.3 アンカーの変状形態と要因

アンカーは抑止工法の一つであり、緊張力の大小にかかわらず鋼材に能動的に引張力が導入され、地表面の受圧板と一体となつてのり面の安定を図るものである。したがって、導入されている引張力が消失することは致命的となり、それは場合として、アンカーが飛び出したり、頭部防護工が破損したりすることで損傷が発現する。

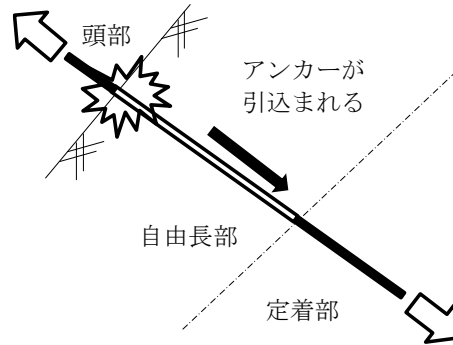
アンカーが飛び出すメカニズムとしては、**図-2.6** および **写真-2.1** に示すように、アンカーの破断や定着部からのアンカー体の抜けが考えられ、その反動で頭部防護工が破損に至ることもある。また、頭部定着具の損傷に伴いアンカーが地中に引き込まれた場合、反動で頭部防護工が破損に至るケースもある。

このようなアンカー損傷の原因は、不完全な防錆処理に起因するものが多く、アンカー頭部の背面や定着部と自由長部の境界付近で鋼材の腐食が顕著であることもあきらかとなつてきている¹⁴⁾。特に旧タイプアンカーは、アンカー頭部をコンクリートで直接保護しているケースが多く、モルタルや骨材などの異物がクサビの間に詰り、それが原因となつてアンカーとクサビの間ですべりが生じたり、水の浸入により腐食が進行しやすい状態となつている。

したがって、アンカー頭部の飛び出しや緊張力の消失¹⁵⁾などの致命的な事象が発現するのは機能喪失の最終段階であり、アンカー頭部の損傷が表面上確認されなかったとしても、地中部において潜在的な損傷・劣化が進行している可能性は否定できない。



(1) アンカーの自由長部や定着部など地中部の変状が原因で、アンカー頭部が破損する事例



(2) アンカーの地表部の変状が原因で、アンカー頭部が破損する事例

図-2.6 アンカー頭部損傷のメカニズム



a) 頭部外観



b) コンクリートキャップ撤去

(1) アンカーが地中部で抜け（切れ）頭部コンクリートが浮いた状況



a) 頭部外観



b) コンクリートキャップ撤去

(2) アンカーが地中部へ引き込まれ頭部コンクリートが浮いた状況

写真-2.1 アンカー頭部の変状事例

2.2.4 アンカー管理の課題

高速道路におけるアンカーの管理にあたっては、車上目視を主体とした日常点検や近接目視・打音を行う定期点検などにより、アンカー頭部の飛び出しや定着具の異常の早期発見に努めてきた（写真-2.2 参照）。さらに、アンカー頭部の詳細調査やリフトオフによる残存緊張力の計測を行いアンカーの健全度評価を行ってきた¹⁶⁾。

近接目視・打音による点検では、アンカー頭部の防護コンクリートの浮きや破損、保護キャップの腐食や防錆油の漏れなどアンカー頭部や支圧された構造物の劣化状況の把握や、周辺地盤の動きの観察を行う。詳細調査では、防護コンクリートや保護キャップなどのアンカー頭部の保護材を除去し、定着具や鋼材の腐食・破損、クサビやナットの定着状況などについて調査を行う。また、リフトオフによる残存緊張力の計測の際には、アンカーの荷重-変位特性をあわせて評価し、アンカーが有する機能を詳細に把握している。

しかしながら、残存緊張力を精度よく測定するリフトオフは、重量が 100~200kg 相当の油圧試験装置や大規模な仮設備を必要とし、写真-2.3 に示すように労力的にも経済的にも多大な負担を要する。そのため、のり面に多数施工されたアンカーから一部（例えば、全体の 5~10%程度）を抽出してリフトオフを実施するのが一般的である¹⁷⁾。したがって、アンカーの管理にあたっては、目視や打音を主体とした外観の点検・調査に依存せざるを得ないのが実態である。

一方、アンカーの健全度評価を実施するにあたり、これまでに外観の目視や打音を主体とした点検・調査の信頼性評価が定量的に検討されたことはない。また、残存緊張力による評価だけではアンカーが潜在的にどのような余力を有しているか、あるいは損傷(劣化)過程のどの段階に位置しているかは不明瞭となっている。

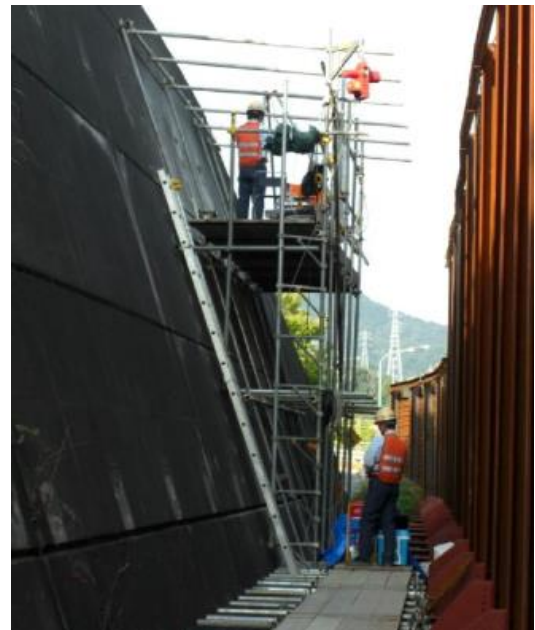
さらには、これらの点検・調査結果は、その時点でのアンカー自体の機能評価に留まっているのが現状であり、肝要であるのり面全体の健全性(安定性)評価の把握にまでには至っていないといった種々の課題を抱かえている。



写真-2.2 アンカーの近接目視・打音点検状況



(1) 油圧試験装置のセット



(2) 大規模な足場設置

写真-2.3 アンカーのリフトオフ状況

2.3 アンカーの健全度調査

2.3.1 調査内容

本研究では、旧タイプアンカーが施工されたのり面のうち、23～33年が経過した全47箇所ののり面において、全5,238本のアンカーを対象に、頭部外観調査（以下、「外観調査」という）、頭部詳細調査（以下、「頭部調査」という）、およびリフトオフによる3種類の健全度調査をのり面毎に同時期に実施した（頭部調査とリフトオフは46箇所ののり面で実施）。ただし、頭部調査およびリフトオフについては、外観調査を行った後、各のり面から5～10%程度のアンカーを抽出して実施した。対象となる旧タイプアンカーの鋼材タイプは鋼棒および鋼より線である。

健全度調査の具体的な調査内容・手法について、外観調査では、全5,238本（1のり面あたりの平均アンカー本数は約111本）のアンカー頭部の防護コンクリートの浮きや破損、保護キャップの腐食や防錆油の漏れなどの状況を近接目視・打音により調査した。頭部調査は、のり面毎に外観調査のうち5～10%程度を抽出し、防護コンクリートや保護キャップなどのアンカー頭部の保護材を除去し、定着具や鋼材の腐食・破損、クサビやナットの定着状況などについて全349本を調査した。また、リフトオフは、頭部調査後に油圧式ジャッキを用いて載荷し、残存緊張力および荷重－変位挙動について全320本を調査した。

なお、外観調査時にアンカーが飛び出して明らかにアンカーが破断しているものは機能喪失と評価判定できるため、あえて頭部調査やリフトオフは行っていない。さらに、頭部調査により定着具や鋼材が腐食・破損し、定着状況に問題があるアンカーやリフトオフ作業時の安全性が確保できないと判断したアンカーについても、リフトオフは行っていない。

2.3.2 健全度判定とその結果

旧タイプアンカーの健全度評価判定は、表-2.1に示す損傷状況にあわせ5段階の判定ランク（以下、「ランク」という）とし、その損傷判定内容を設定した。外観調査と頭部調査については、各ランクに示す部材ごとの限度見本を設定し評価を行った。またリフトオフは、残存緊張力の程度や荷重－変位特性に着目して、各々に評価する方法が提案されているが、本研究では、図-2.7(a)および(b)の判定フローと判定模式図でリフトオフ荷重（残存緊張力）とリフトオフ後の荷重－変位特性を合せて判定することや、リフトオフの判定に着目して経年的な損傷の進行を把握することをあらたに試みた。

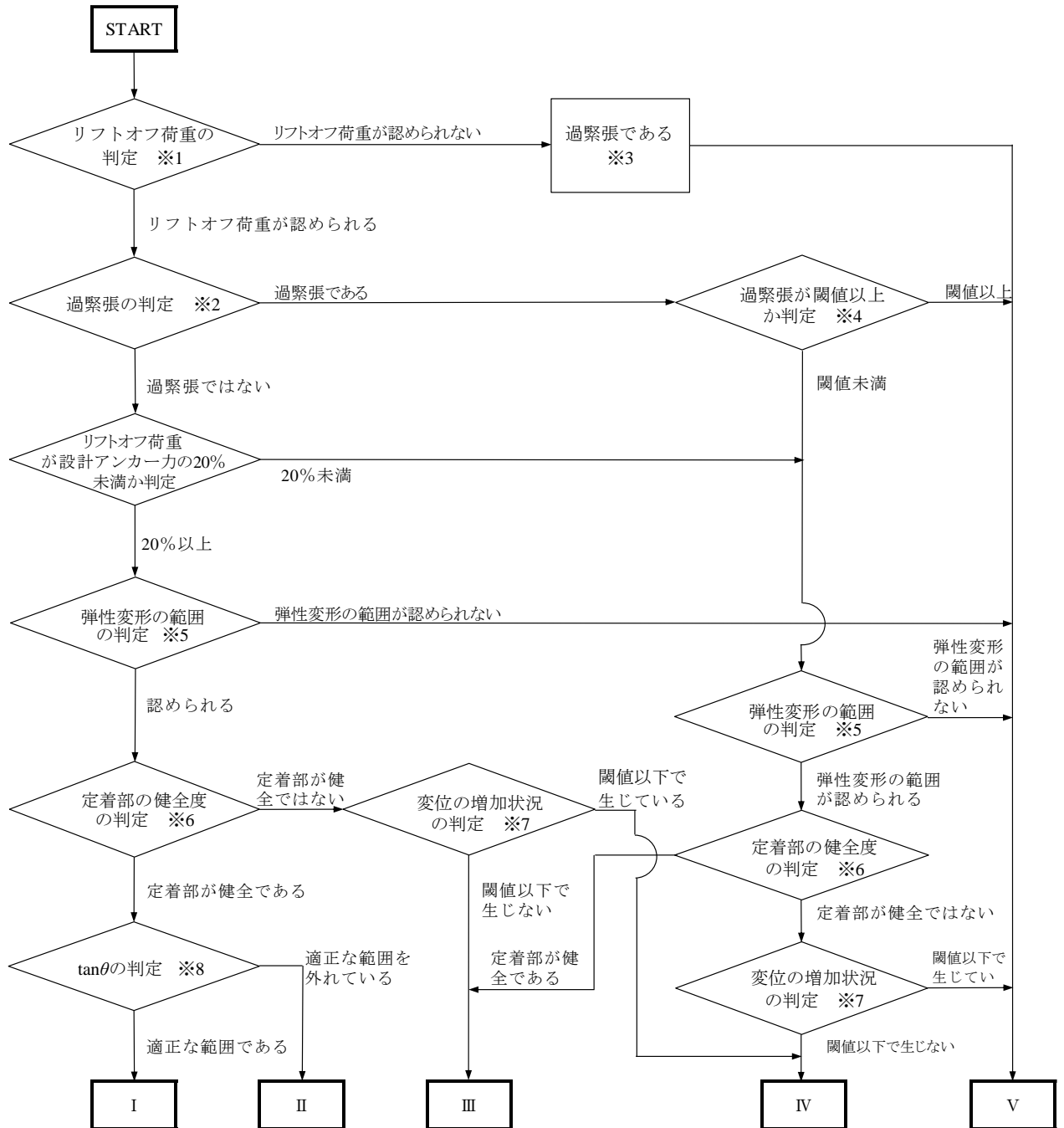
各調査の判定結果を表-2.2に示す。外観調査では、頭部調査やリフトオフと比較して、ランク“Ⅰ”の比率が非常に高く、ランク“Ⅴ”の比率が非常に低い結果となった。これは、腐食などによる地中部におけるアンカーの損傷が頭部(地表部)に発現し難いことや、一定期間遅れて発現するためと考えられる。このように、外観の目視・打音だけではアンカーの損傷・劣化を把握するには限界があり、外観調査だけの単独調査による判定だけでなく、他の調査による判定もあわせて健全度評価を行う必要があることを示唆している。また、頭部調査とリフトオフでは、ランク“Ⅴ”の比率は同程度であったものの、頭部調査の方が全体的に厳しい判定を示す結果となった。

リフトオフのランク“Ⅴ”（全19本）に着目すると、図-2.8に示すように残存緊張力に応じてランク“Ⅴ”の占有率にはバラツキがみられた。全19本のうち、過緊張が要因でランク“Ⅴ”となっているアンカーは3本なのに対し、リフトオフ時の荷重－変位特性においてアンカーの機能が低下していると判断されたアンカーは16本で約84%を占め、残存緊張力が低いほどその占有率は高くなることがうかがえる。

一般的に、アンカーの健全度評価は、いくつかの調査結果をもとに総合的に行っている。つまり、外観調査や頭部調査のランクが低くても、リフトオフのランクが高ければ、リフトオフの判定結果が優先される。しかしながら、頭部調査やリフトオフはアンカー全数の5～10%程度のみを抽出しているにすぎないため、簡易な調査である外観調査をのり面の健全性(安定性)評価として活用するには、頭部調査やリフトオフとの差異を如何に補完するかが課題となる。

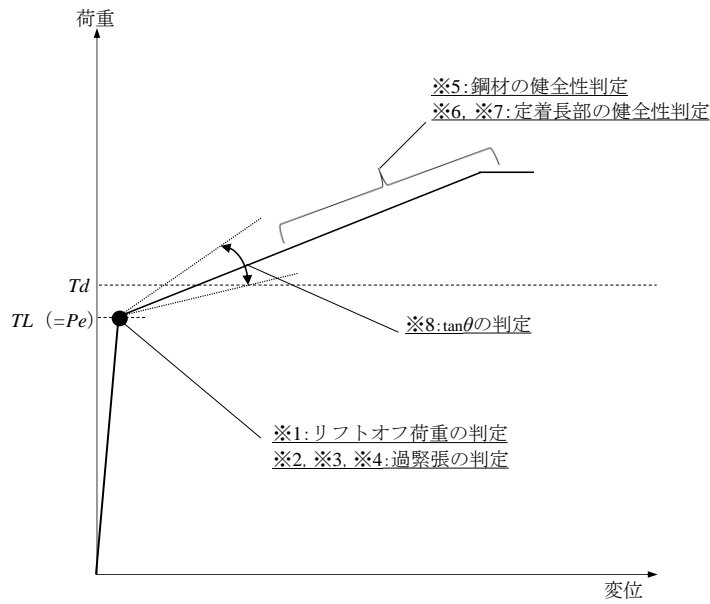
表-2.1 アンカーの健全度評価判定例(損傷状況と判定ランク)

調査等内容	判定代表例				
頭部外観調査  アンカーの飛び出しがある	 頭部キャップに著しい錆や浮きがある	 頭部に錆やオイル漏れがある	 軽微な錆やオイル漏れがある	 健全	
頭部詳細調査  アンカーに引抜けがある	 著しい腐食がある	 全体的に腐食がある	 軽微な錆がある	 健全	
リフトオフ リフトオフ荷重が認められない、過緊張が閾値を超えている、またはリフトオフ後の挙動に問題がある	リフトオフ荷重に大きな増減があり、リフトオフ後の挙動に一部問題がある	リフトオフ荷重に大きな増減があるが、リフトオフ後の挙動が一定レベルまで問題ない	リフトオフ荷重は正常であるが、リフトオフ後の挙動が一部正常な範囲を外れている	リフトオフ荷重ならびにリフトオフ後の挙動が正常である	
損傷判定ランク	(V)	(IV)	(III)	(II)	(I)
	機能喪失	劣化加速後期	劣化加速前期	劣化進展期	潜伏期
損傷判定内容	アンカーの機能を失っているもの、または著しい機能低下に該当すると思われるもの	アンカーの変状が著しく、今後、機能を失うまたは著しい機能低下の可能性のあるもの	アンカーに一部変状があり、機能面への影響はあるが、アンカー機能は保持されていると思われるもの	アンカーに一部変状はあるが、アンカーの機能低下への影響はないと思われるもの	順調に機能しているもの



- ※1 : グラフを判読して、試験時最大荷重に達するまでにリフトオフ荷重 (T_L) が認められるかどうかを判断する。
- ※2 : 過緊張であるかを判断する。過緊張とは、設計アンカー力に達するまでにリフトオフ荷重 (T_L) が認められない場合をいう。
(過緊張の状態であってもアンカーの機能は発揮されているが、将来的に鋼材の機能低下につながることを懸念される。)
- ※3 : リフトオフ荷重 (T_L) が認められない場合、設計アンカー力 (T_d) を超える荷重まで緊張することになるため結果的に過緊張となる。
- ※4 : 過緊張であっても、設計アンカー力 (T_d) の120%未満の場合はアンカーが破断する可能性は低いため、設計アンカー力 (T_d) の120%を閾値とする。
また設計アンカー力が不明な場合で、テンドン極限引張力 (T_{us}) の60%、あるいはテンドン降伏引張力 (T_{ys}) の75%を設計アンカー力と仮定した場合は、仮定の設計アンカー力の100%を閾値とする。
- ※5 : リフトオフ後に弾性域が認められるかどうかを判断する。弾性域が存在すればアンカーとしての機能を保持していると判断できる。
(過緊張の場合、試験時最大荷重に達するまでに弾性変形の範囲が認められるかを確認する)
- ※6 : 定着部の健全性について、付着切れの有無を判断する。
(荷重を増加させないのに変位が増加する(グラフの線が水平になる)、あるいは少しの荷重の増加で著しく変位が増大していく(グラフの線が水平に近くなる)場合は、付着切れと判断する。
また過緊張の場合、試験時最大荷重に達するまでに荷重の増加に伴う著しい変位の増加が認められるかを確認する。)
- ※7 : 付着切れ時の荷重が、リフトオフ荷重 (T_L) の110%を値を閾値とする。
- ※8 : $\tan\theta$ の値が正常な範囲に入っているかを判断する。

図-2.7(a) リフトオフによる健全度評価判定フロー



注) 図中の※番号は図-2.7(a)中の※番号に対応

図-2.7(b) リフトオフによる判定模式図

表-2.2 健全度調査ごとの判定結果

単位 ; 本

判定ランク	外観調査	頭部調査	リフトオフ
I	4,536 (86.6%)	2(0.6%)	108(33.8%)
II	174 (3.3%)	117(33.5%)	169(52.8%)
III	490 (9.4%)	195(55.9%)	21(6.6%)
IV	20 (0.4%)	21(6.0%)	3(0.9%)
V	18 (0.3%)	14(4.0%)	19(5.9%)
合計	5,238	349	320

※ ; () 内の数字は、各調査の合計に対する判定ランクの比率を示す

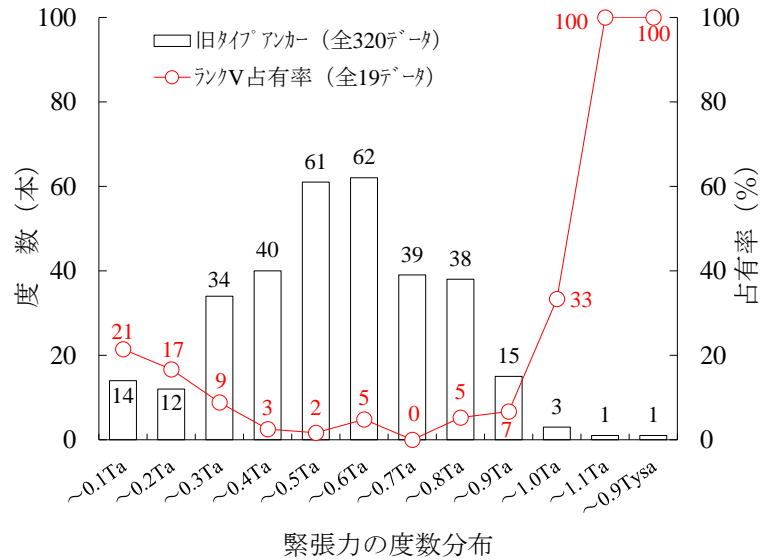


図-2.8 残存緊張力とランク“V”占有率との関係

2.3.3 外観調査の信頼性推定

同一のアンカーにおいて、外観調査の判定をリフトオフの判定と対比したものが表-2.3である。外観調査でアンカーが飛び出したものなどのように、明らかにアンカーが破断している場合は、リフトオフを実施していないため対象外となる。

双方の判定が「一致するもの、あるいは一致しないが外観調査がリフトオフより危険（厳しい）側の判定の場合（表-2.3の着色部分）」を、“検出率”と定義して数値化した。また、「リフトオフのランク“V”を外観調査で検出できなかったもの（表-2.3の太線部分）」を、“潜在的な損傷率”と定義して数値化した。その結果、リフトオフを実施した全320本に対し、検出率は50.0%であり、潜在的な損傷率は5.9%であった。また、外観調査時に機能喪失と評価判定されたアンカー全18本（表-2.2参照）を加味した場合の全338本に対しては、検出率は52.7%、潜在的な損傷率は5.6%となった。

一方、頭部調査の判定をリフトオフの判定と対比したものが表-2.4である。この場合、リフトオフを実施した全320本に対し、検出率は90.0%となり、外観調査よりもより危険（厳しい）側の判定となっていることがうかがえる。

ここで、潜在的な損傷率について外観調査を実施したアンカー全数を母集団、リフトオフを標本とみなし、外観調査における潜在的な損傷率を信頼度95%で次式(2.1)により推定した¹⁸⁾。

$$r - 1.96\sqrt{r \cdot \frac{1-r}{n}} \leq R \leq r + 1.96\sqrt{r \cdot \frac{1-r}{n}} \quad (2.1)$$

ここに、 n ：標本数， r ：標本比率， R ：母比率である。

その結果，母集団の潜在的な損傷率となる母比率（ R ）は $3.3\% \leq R \leq 8.5\%$ の範囲をとることとなった。つまり，外観調査を実施したアンカー全数における潜在的な損傷率は $3.3\% \sim 8.5\%$ と推定された。

表-2.3 外観調査とリフトオフの判定比較

単位；本

		リフトオフ					計
		I	II	III	IV	V	
外 観 調 査	I	70	123	15	2	12	222
	II	10	8	0	0	1	19
	III	27	38	6	1	5	77
	IV	1	0	0	0	1	2
	V	-	-	-	-	-	0
	計		108	169	21	3	19

表-2.4 頭部調査とリフトオフの判定比較

単位；本

		リフトオフ					計
		I	II	III	IV	V	
頭 部 調 査	I	2	0	0	0	0	2
	II	30	75	8	0	3	116
	III	73	84	13	3	15	188
	IV	3	8	0	0	1	12
	V	0	2	0	0	0	2
	計		108	169	21	3	19

2.3.4 リフトオフの信頼性評価

のり面の健全性(安定性)評価を行うためのアンカー損傷率の算出にあたっては、標本となるリフトオフの本数とその評価の精度に多大な影響を与えると考えられる。

建設段階におけるアンカーによるのり面の安定化策の実施にあたっては、対策前の安全率(一般的には $F_s \leq 1.00$)に対して、計画安全率が $F_{sp}=1.20$ を満足できるよう計画されている¹⁹⁾。

既往の研究²⁰⁾によると、計画安全率を $F_{sp} = 1.10$ とすることがひとつのボーダーラインと考え、すべり面形状、地下水位、地盤定数などの設計条件の不確実性を考慮して計画安全率 $F_{sp} = 1.20$ を設定してきた背景がある。したがって、計画安全率と対策前の安全率との差分の $0.10 \sim 0.20$ に相当するアンカーの損傷は、のり面の安定性や増打ち等の補強対策を検討するうえでひとつの目安となる。一方、既往の研究²¹⁾では、17%程度のアンカーが機能を失うまでに何らかの対策が必要であったことも報告されている。

ここで、大きさ N 個の母集団で、損傷と定義される個数を D とし、母集団から n 個の標本を取りだしたとき、標本のなかで損傷と定義される個数が d である確率は式(2.2)に示す超幾何分布²²⁾で定義され、その累積確率は式(2.3)で表わされる。

$$f(d) = {}_D C_d \cdot {}_{N-D} C_{n-d} / {}_N C_n \quad (2.2)$$

$$F(x) = \sum_{d=0}^x ({}_D C_d \cdot {}_{N-D} C_{n-d} / {}_N C_n) \quad (2.3)$$

これらを用いて、リフトオフの本数とその結果から、のり面のアンカー損傷率が $D/N=20\%$ に達していることを推定する場合、どの程度の信頼性を有しているかを検証した。

ここで、 $N=100$, $D=20$ のときに、リフトオフ(標本)における損傷率 (d/n) とのり面全体のアンカー損傷率 (D/N) が 20% に達している累積確率との関係は、**図-2.9** のように示される。これによると、 $F(x)=0.90$ 以上の確率で母集団の損傷率 (D/N) が 20% であることを得るためには、 $n=5$ 本の場合は $x=2$ 本 ($d/n=0.4$)、 $n=25$ 本の場合は $x=7$ 本 ($d/n=0.28$)、 $n=50$ 本の場合は $x=13$ 本 ($d/n=0.26$) の損傷を把握する必要がある。また、 $n=5$ 本の場合は、損傷数が $x=0$ 本 ($d/n = 0.0$) であっても、母集団の損傷率 (D/N) が 20% となる確率は $F(0)=0.32$ となり、 $n=25$ 本と $n=50$ 本の場合と比較して大きな誤差を有していることが示される。

また、既往の研究²³⁾では、アンカーを有するのり面の残存緊張力を面的に把握するためには、アンカー全数の $1/4$ 程度以上のアンカーに対してリフトオフを行う必要性を推奨している。

したがって、アンカーの損傷が顕在化してきた場合は、面的な残存引張り力の把握と合

わせて、アンカー全数が 100 本程度ののり面であれば、25%程度を抽出してリフトオフを実施することが健全性評価の精度向上のために必要と考える。

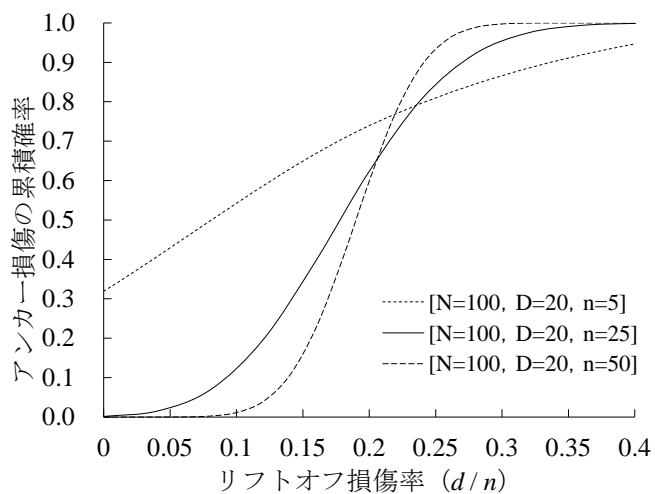


図-2.9 リフトオフ損傷率と全体損傷率との関係

2.4 アンカーの劣化度モデル

2.4.1 劣化度モデルの検討

代表的なアンカーの劣化度モデルの推定手法として、健全度判定の経年的な推計を多段階または二値として評価する方法が挙げられる。多段階評価の代表的モデルとしてマルコフ過程モデルがある。マルコフ過程モデルは、現在の状態と過去の状態変化の間にある依存関係を単純化し、過去の履歴に独立で将来の確率法則は現在の状態にのみ依存する確率過程モデルであり²⁴⁾、遷移確率を一定としているため劣化速度を過小評価している可能性があることが指摘されている²⁵⁾。

一方、二値評価に関するモデルには、基準となる時刻からある現象（故障）が起こるまでの時間を対象に生存時間解析として基本量をモデル化したパラメトリックモデルやノンパラメトリックモデルがある²⁶⁾。生存関数（信頼度関数）を時間の関数と考え、あらかじめ特定の確率分布を想定し生存関数（信頼度関数）の分布形状をパラメトリックに推定しようとするのがパラメトリックモデルであり、分布形状を規定しないのがノンパラメトリックモデルである。

本研究では、アンカーの損傷予測の推計だけでなくのり面の健全性（安定性）の検討を行うにあたり、アンカーの劣化度を損傷／健全の二値で評価する必要がある。よって、生存時間データに対する順応性が高いモデルである2母数ワイブル分布²⁷⁾を用いて、累積ハザード法²⁸⁾により信頼度関数を推定するパラメトリックモデルについて検討を行った。

2.4.2 損傷の定義

本研究に用いたデータは、多段階の健全度判定データであるため、これらを損傷の閾値として設定する必要がある。ここでは、閾値未満の判定データを打ち切りデータ、閾値以上の判定データを損傷データとして取り扱った。例えば、ランク“II”を閾値とした場合、ランク“I”を打ち切りデータ、ランク“II～V”を損傷データとして用いた。

また、信頼性解析においては、故障(損傷)までに要した時間データが重要となる。今回の健全度調査においては、それぞれのランクに達したと考えられる真の経過年数を明確に定めることは不可能である。そこで、損傷までの経過年数を、全47箇所(頭部調査とリフトオフは全46箇所)のそれぞれの旧タイプアンカーが施工されたのり面を含む高速道路の区間が供用開始された時点から、健全度調査が実施された時点までとした。したがって、これらのデータは、データごとに打ち切り時間が異なるランダム打ち切りデータとして取り扱った。

2.4.3 信頼度関数とハザード関数

T が連続確率変数であるとき、故障（損傷）が発生する時間 t を超えてアイテムが生存する確率は、生存関数または信頼度関数 $S(t)$ として次式(2.4)で定義される。

$$S(t) = P_r(T > t) \quad (2.4)$$

信頼度関数 $S(t)$ は累積故障（損傷）分布関数 $F(t)$ の補集合であって、故障（損傷）確率密度関数 $f(t)$ の積分量として次式(2.5)で表される。

$$S(t) = 1 - F(t) = 1 - \int_0^t f(x) dx = \int_t^{\infty} f(x) dx \quad (2.5)$$

したがって、故障（損傷）確率密度関数 $f(t)$ と信頼度関数 $S(t)$ は次式(2.6)の関係にある。

$$f(t) = -\frac{dS(t)}{dt} \quad (2.6)$$

また、時間 t を超えてアイテムが生存したアイテムが次の瞬間に故障（損傷）する確率は、ハザード関数 $h(t)$ と定義され、次式(2.7)で表される。

$$h(t) = \lim_{\Delta t \rightarrow 0} \frac{P_r(t \leq T < t + \Delta t | T \geq t)}{\Delta t} \quad (2.7)$$

式(2.7)は、式(2.8)のように変換され、式(2.6)を用いて式(2.9)が得られる。

$$h(t) = \lim_{\Delta t \rightarrow 0} \frac{S(t) - S(t + \Delta t)}{S(t) \cdot \Delta t} = \frac{1}{S(t)} \lim_{\Delta t \rightarrow 0} \frac{(F(t + \Delta t) - F(t))}{\Delta t} = \frac{f(t)}{S(t)} \quad (2.8)$$

$$h(t) = \frac{f(t)}{S(t)} = -\frac{1}{S(t)} \cdot \frac{dS(t)}{dt} = -\frac{d}{dt} \log S(t) \quad (2.9)$$

また、ハザード関数 $h(t)$ を累積したものを累積ハザード関数 $H(t)$ といい、次式(2.10)で定義される。

$$H(t) = \int_0^t h(u) du \quad (2.10)$$

よって、連続的な生存時間を表す連続確率変数の場合、信頼度関数は式(2.11)を得る.

$$S(t) = \exp\left[-\int_0^t h(u) du\right] = \exp^{-H(t)} \quad (2.11)$$

さらに、平均故障（損傷）寿命は信頼度関数 $S(t)$ を用いて式(2.12)で定義される.

$$\mu = \int_0^{\infty} t \cdot f(t) dt = \int_0^{\infty} S(t) dt \quad (2.12)$$

したがって、本研究では、累積故障（損傷）分布関数 $F(t)$ をアンカーの不信頼度関数としてアンカーの経年的な損傷率推計を行っている.

2.4.4 ワイブル分布モデルの検討

ワイブル分布は、1939年にW.Weibullが金属材料の疲労寿命の研究において、「脆性材料の破壊は、材料中に分布する互いに独立な欠陥の存在が原因となって起こる」として考察し、提案した分布として知られている。今日では、故障曲線へ柔軟に適用できる性質をもつことから、物質の時間に対する故障や破壊などの劣化現象や寿命を統計的に記述するため広く利用されている。

ワイブル分布の信頼度関数 $F(t)$ は次式(2.13)で表わされ²⁹⁾、そのパラメータを求めることでアンカーの損傷時間の分布を推定できる。また、この場合の平均損傷寿命(MTTF)は次式(2.14)で推定される。


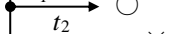
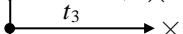
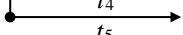

$$F(t) = 1 - \exp\left\{-\left(\frac{t}{\eta}\right)^m\right\} \quad (2.13)$$

$$MTTF = \eta \cdot \Gamma\left(\frac{1}{m} + 1\right) \quad (2.14)$$

ここで、 t : 時間, m : 形状パラメータ, η : 尺度パラメータ, $\Gamma(\)$: ガンマ関数である。

m および η の推定は、用いたデータが不完全データ(ランダム打ち切りデータ)であることから、累積ハザード法を適用した。累積ハザード法による m および η の推定例を表-2.5 に示す。ここでは、得られたデータを損傷データと健全データとに区別せずに経過年数が小さい順に並び替え、損傷データのみについてハザードの推定値 $h(t_i)$ を求め、その和から累積ハザード推定値 $H(t_i)$ を算出した。そして時間 (t_i) と累積ハザード推定値 $H(t_i)$ を対数座標にプロット(ワイブルプロット)し、回帰直線の傾きおよび切片をそれぞれ m および η として推定した。なお、ハザード推定値の算定にあたっては、経過年数ごとの損傷を1個のハザード推定値として取扱った。

表-2.5 累積ハザードの算出例 (1)

データ解析図 ○; 健全 ×; 損傷	故障までの時間 (t_i)	t_i から $t_i + \Delta t$ までの故障数 (x_i)	t_i の直前における未故障数 (k_i)	ハザードの推定値 $h(t_i) = x_i / k_i$	累積ハザードの推定値 $H(t_i)$
	t_1	x_1	k_1	x_1 / k_1	$h(t_1)$
	t_2	0	k_2	—	$H(t_1)$
	t_3	x_3	k_3	x_3 / k_3	$h(t_3) + H(t_2)$
	t_4	x_4	k_4	x_4 / k_4	$h(t_4) + H(t_3)$
	t_5	0	k_5	—	$H(t_4)$

2.4.5 累積ハザード法による劣化分析

(1) ランク別のワイブルプロット

リフトオフによる判定をもとに、ランク“V”、“III”および“II”をそれぞれ閾値としたワイブルプロットとその回帰直線を図-2.10に示した。この場合、ランク“V”の相関係数は0.84、ランク“III”の相関係数は0.85、ランク“II”の相関係数は0.90となり、回帰直線への適合がよいことから、これらのデータがワイブル分布に適合していることが示された。

ワイブル分布の不信頼度関数をもとに各パラメータおよび平均損傷寿命を推定すると、ランク“V”の場合は($m=6.55, \eta=42.46, MTTF=39.6$ 年)、ランク“III”の場合は($m=6.33, \eta=37.76, MTTF=35.1$ 年)、ランク“II”の場合は($m=6.14, \eta=28.93, MTTF=26.9$ 年)となった。このことは、形状パラメータ(m)が $m>1$ であることからデータが摩耗故障型に該当し、時間の経過とともに故障(損傷)が発生する確率が高くなることを示している。また、ランクが高くなるにしたがいプロットが時間軸の大きい側へ移動していることが示され、ランクが高いほどその進行には時間を要するといった損傷の発現と経過年数との関係が定量的に把握できることが明らかとなった。

(2) 調査別のワイブルプロット

各調査でそれぞれ閾値を設定した場合のワイブルプロットとその回帰直線を図-2.11に示した。それぞれの相関係数は、頭部調査のランク“IV”の場合に0.87、外観調査のランク“IV”の場合に0.90となっている。

これらについても同様に、ワイブル分布の不信頼度関数をもとに各パラメータおよび平均損傷寿命を推定すると、リフトオフのランク“V”の場合に($m=6.55, \eta=42.46, MTTF=39.6$ 年)であったのに対し、頭部調査のランク“IV”の場合に($m=4.65, \eta=44.30, MTTF=40.5$ 年)となり、それぞれ得られプロットは類似傾向を示した。

しかしながら、外観調査で同程度のランク“IV”を閾値とした場合は($m=4.08, \eta=89.88, MTTF=81.6$ 年)となり、時間軸が大きい側へ乖離したプロットとなった。

このように、外観調査でアンカーの健全度やのり面の安定性を定量的に評価するためには、他の調査結果をもとに補完する必要性があらためて示された。

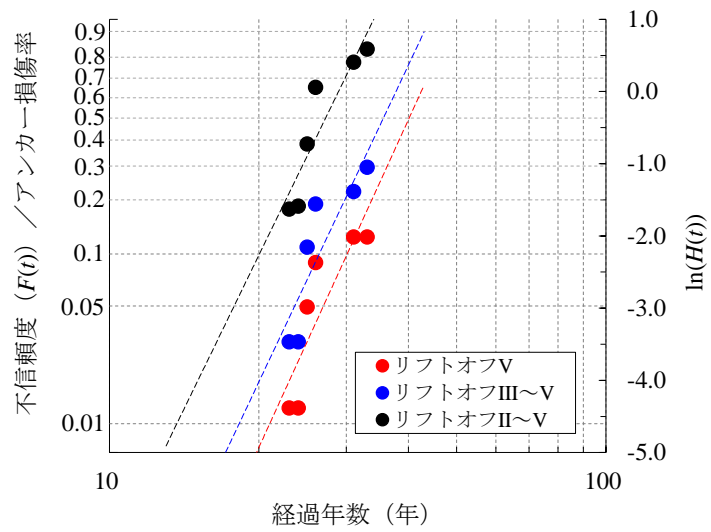


図-2.10 リフトオフにおけるワイブルプロット

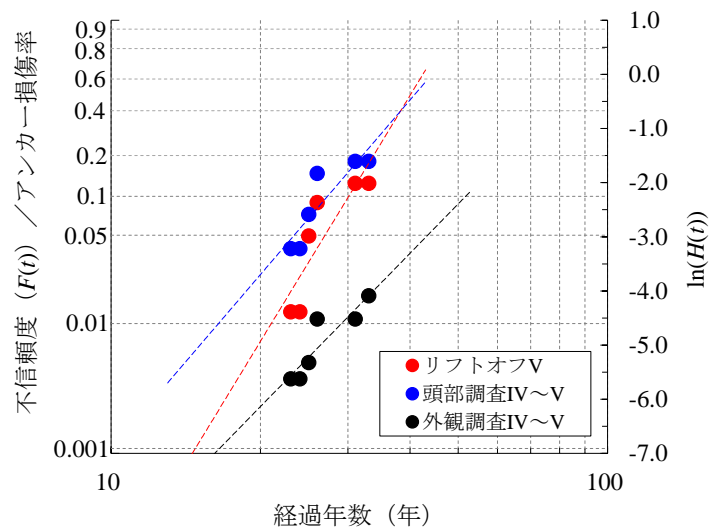


図-2.11 調査別のワイブルプロット

2.4.6 アンカーの損傷率推計

アンカーの損傷率推計にあたっては、残存緊張力の程度や荷重－変位特性から、地中部におけるアンカーの損傷・劣化を精度よく捉えることが可能なリフトオフと、簡易な外観調査に着目した。

図-2.12 は、リフトオフおよび外観調査のランク“V”を故障(損傷)と定義して、表-2.6 および表-2.7 に示した累積ハザード推定値をもとに、アンカーの損傷率推計を行ったものである。この場合、リフトオフでは($m=6.55, \eta=42.46, MTTF=39.6$)、外観調査では($m=5.06, \eta=85.23, MTTF=78.3$)がそれぞれ得られた。

図-2.13 は外観調査でのランク“V”をもとに 20 年以上が経過した旧タイプアンカーの潜在的な損傷率を考慮し、アンカーの損傷率推計を行ったものである。図-2.12 ではリフトオフと外観調査結果に基づく損傷率推計に大きな乖離がみられたが、外観調査を潜在的な損傷率 ($R=5.9\%$) で補正することにより、図-2.12 に示すようにリフトオフの損傷率推計に近似できた。このように、外観調査における損傷判定の信頼性推定による補正を行うことにより、外観調査による損傷率推計の精度の向上を図ることができた。具体的な補正方法については表-2.8 に示すように、その時点の対象となる調査数に式(2.1)で得られた潜在的な損傷率を乗じて累積ハザード推定値を算出した。

なお、 $R=5.9\%$ で補正した場合に($m=6.64, \eta=41.60, MTTF=38.8$)、 $R=3.3\%$ で補正した場合に($m=6.58, \eta=45.29, MTTF=42.2$)、 $R=8.5\%$ で補正した場合に($m=6.67, \eta=39.43, MTTF=36.8$)がそれぞれ得られた。

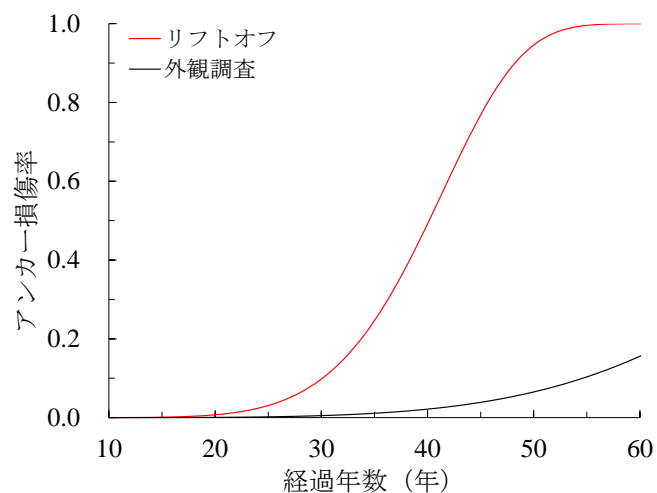


図-2.12 旧タイプアンカーの損傷率推計

表-2.6 リフトオフにおける累積ハザード推定値の算出

経過年数 (年)	調査数 (本)	V の数 (本)	直前の未損傷数 (本)	累積ハザード推定値 ($H(t_i)$)
23	74	4	320	0.013
24	10	0	246	0.013
25	120	9	236	0.051
26	91	5	116	0.094
31	15	1	25	0.134
33	10	0	10	0.134
計	320	19	—	—

表-2.7 外観調査における累積ハザード推定値の算出

経過年数 (年)	調査数 (本)	V の数 (本)	直前の未損傷数 (本)	累積ハザード推定値 ($H(t_i)$)
23	1,187	6	5,238	0.0012
24	109	0	4,051	0.0012
25	1,795	2	3,942	0.0017
26	1,866	10	2,147	0.0063
31	110	0	281	0.0063
33	171	0	171	0.0063
計	5,238	18	—	—

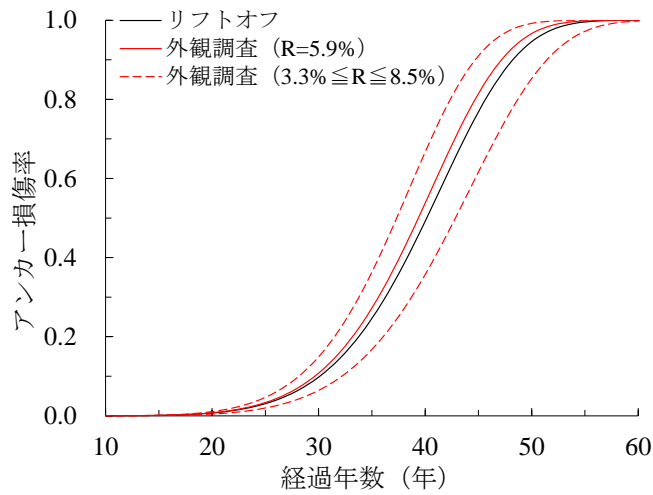


図-2.13 旧タイプアンカーの損傷率推計（外観調査補正）

表-2.8 外観調査における累積ハザード推定値の算出（ $R=5.9\%$ の場合）

経過年数 (年)	調査数 (本)	V の数 (本)	直前の未損傷数 (本)	潜在的な損傷数 (本)	補正後の損傷数 (本)	累積ハザード [*] 推定値 ($H(t_i)$)
23	1,187	6	5,238	70	76	0.015
24	109	0	4,051	6	6	0.016
25	1,795	2	3,942	107	109	0.044
26	1,866	10	2,147	111	121	0.100
31	110	0	281	7	7	0.123
33	171	0	171	10	10	0.183
計	5,238	18	—	311	329	—

2.4.7 カプラン・マイヤー推定値による推計

前節までに、ワイブル分布を用いた累積ハザード法によるアンカーの経年的な損傷率推計の検討を行ってきた。ここでは、代表的なノンパラメトリックモデルであるカプラン・マイヤー推定値³⁰⁾による劣化分析を行い、アンカーの損傷率推計を行う。

カプラン・マイヤー推定値は E.L.Kaplan と P.Meier により提唱されたもので、確率分布を規定しないノンパラメトリックな方法での信頼度関数の最尤推定量となっており、データ数が増えると真の値に漸近する優れた性質を有している。

カプラン・マイヤー推定値は次式(2.15)で定義され、推定値 $S(t)$ は故障（損傷）発生を観測時間でジャンプする階段関数であり、故障（損傷）数のみならずその観測時間までに観測された打ち切りデータにも依存する。

$$S(t) = \prod_{j(t_j \leq t)} \left(1 - \frac{d_j}{n_j} \right) \quad (2.15)$$

ここに、 d_j ：時間 t_j における故障（損傷）数、 n_j ：時間 t_j における対象数である。

表-2.9 に、リフトオフによるランク“V”を用いたカプラン・マイヤー推定値の算出結果を示した。また、図-2.14 には、カプラン・マイヤーの推定値（K-M 推定値）から算出した不信頼度（損傷率）とその 95%信頼性区間、ならびに図-2.12 に示したワイブル分布を用いた累積ハザード法による損傷率の推計結果をあわせて示した。ワイブル分布を用いた累積ハザード法（ワイブル解析）により推計された損傷率は、カプラン・マイヤーの推定値から算出した不信頼度の 95%信頼性区間に位置し、両者による損傷率の推計結果の整合性ならびに妥当性が高いことが示された。

表-2.9 リフトオフにおける Kaplan-Meier 推定値の算出

経過年数 (t_j ; 年)	対象数 (n_j ; 年)	V の数 (d_j ; 年)	打ち切り数 (m_j ; 年)	Kaplan-Meier 推定値 (S_j)	不信頼度 ($1-S_j$)
23	320	4	70	0.987	0.013
24	246	0	10	0.987	0.013
25	236	9	111	0.950	0.050
26	110	5	86	0.909	0.091
31	25	1	14	0.872	0.128
33	10	0	10	0.872	0.128
計	320	19	301	—	—

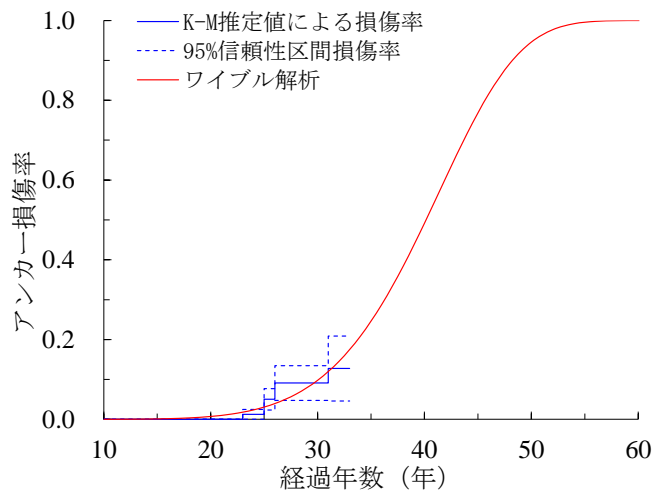


図-2.14 Kaplan-Meier 推定値による損傷率推計

2.5 アンカー劣化度モデルの活用とのり面健全性評価モデルの提案

2.5.1 アンカー補強の実態

アンカーでのり面の安定化策を実施した場合、仮にいくつかのアンカーが損傷しても直ちにのり面の崩壊に至る可能性は低い。しかしながら、建設時点の機能が低下していることは明白であり、いつ・どの段階で増打ち等の補強対策に踏み切るかを見極めることは、合理的なのり面の維持・管理を実施するうえで肝要である。

そこで、過去に新タイプアンカーを用いて増打ち等の補強対策を実施した、あるいは補強対策に向けた検討を行った全 6 箇所ののり面の実態を調査した。図-2.15 に、当時の調査結果をもとにした、6 箇所ののり面におけるアンカー損傷率の実態を示した。損傷率とは、各のり面におけるリフトオフによるランク“V”の比率である。また、リフトオフは各のり面のアンカー全数の 5～30%程度をそれぞれ抽出して実施したものである。図-2.15 に示すように、損傷率にバラツキはあるものの、リフトオフによるアンカーの損傷率が 5～23%に達した時点で補強対策に着手している実態が把握でき、17%程度のアンカーが機能しなくなるまでに何らかの対策が必要であったという既往の研究結果¹⁹⁾と、傾向が類似していることが示された。

なお、リフトオフによるアンカーの損傷率が 4～5%と低いのは、外観調査や頭部調査の結果等を総合的に勘案して補強対策の検討を行っている。

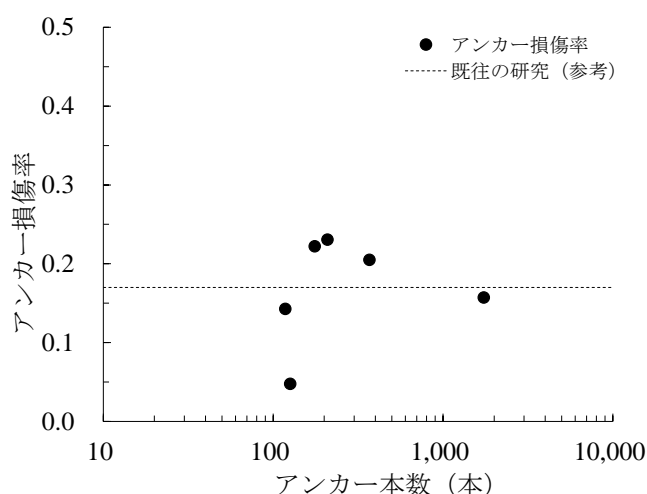


図-2.15 補強対策時の旧タイプアンカー損傷率の実態

2.5.2 アンカー補強と推計損傷率の関係

図-2.16 に、図-2.13 で示したアンカー損傷率の推計結果とあわせて、旧タイプアンカーのリフトオフを実施した全 46 箇所へのり面における経過年数と損傷率との関係(図-2.16 中の○；未対策のり面)と、図-2.15 で示した全 6 箇所へのり面における経過年数と損傷率との関係(図-2.16 中の●；補強対策のり面)を示した。6 箇所の補強対策のり面は、46 箇所の未対策のり面におけるリフトオフによる健全度判定をもとに推計した損傷率に比べ、時間軸が小さくかつ損傷率が大きい側へプロットされ、損傷の進行が速いことが示された。また、未対策のり面のうち、点線で囲まれた範囲にプロットされたのり面は、今後早期に補強対策の実施に至る可能性が高いことを示唆している。

このことから、一般的な推計損傷率ベースにのり面ごとの損傷率をプロットすると、損傷の進行度が明らかとなり、あわせて損傷率の閾値を適切に設定することで、のり面の健全性(安定性)の良否や補強等対策の必要性の適否の評価が可能となることが示された。

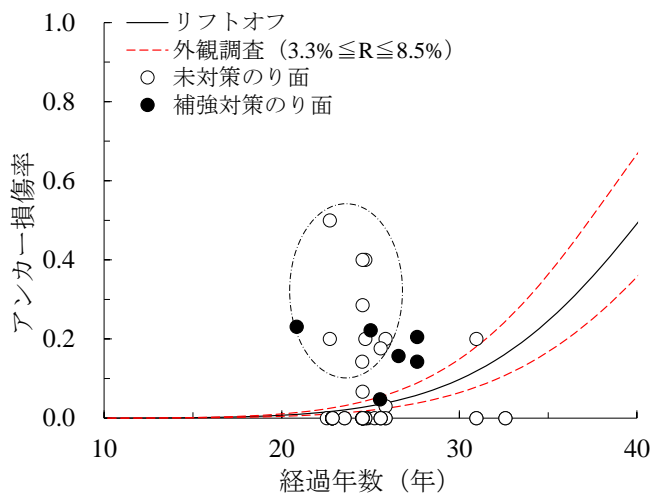


図-2.16 アンカーの推計損傷率と損傷率の実態

2.5.3 アンカー劣化度モデルの検証

(1) 対象としたのり面³¹⁾

写真-2.4 に示すような建設段階で旧タイプアンカーにより安定対策が実施されたのり面(以下、「検討のり面」という)を対象に、経年的な点検データを用いて、ワイブル分布を用いた累積ハザード法による損傷率の推計を行い、劣化特性の把握と新タイプアンカーの増打ちによる補強対策時期等の検証を試みた。

検討のり面は、昭和 62 年(1987 年)に供用が開始され、最大 5 段(最大切土高 35m 程度)、約 2,000 本の旧タイプアンカーが施工されている(写真-2.4 参照)。のり面の安定化策は現場打ちのり枠とアンカーを主体とし、一部に鉄筋補強工や抑止杭が実施されている。アンカーは、すべり面と設置位置(ブロックや段数)でアンカー長等が異なり、 $L=10\sim 50\text{m}$ のものが幅広く施工されている(図-2.17 参照)。

このように、のり面の安定化策としては技術的難易度が高い部類に属している。補強対策は、建設段階で想定したすべり面に対して、機能を失った旧タイプアンカーが分担していた同程度の抑止力分を負担させるため、現場打ちのり枠内に独立受圧板を用いて新タイプアンカーを増打ちしている。これらは、供用開始後概ね 21~26 年で実施したものである。

(2) アンカーの損傷状況

検討のり面は、平成 10 年(1998 年)頃からアンカー頭部に諸変状が発生し、徐々にそれが顕在化してきていた。また、地下水位の上昇等によって一部のアンカーの緊張力(荷重)が漸増傾向に推移してきた。アンカー頭部の損傷は、設計アンカー力以上の荷重増加によって生じたアンカーの引き込まれや抜け(定着長部の付着切れやアンカーの破断)などが要因と考えられる。

(3) 累積ハザード法による劣化分析

ワイブル分布を用いた累積ハザード法の適用にあたって、用いたデータは不完全データ(定時打ち切りデータ)である。ここでは、定時打ち切りデータとして、頭部の外観目視等により明らかにアンカー機能を失っているもの、およびアンカーの変状が著しくアンカー機能を失っている可能性が高いものを損傷と定義し、それ以外を健全データとしてそれぞれワイブル解析に適用した。なお、用いたデータは旧タイプアンカーを対象としたものであり、増打ちした新タイプアンカーはデータに含まれていない。

また、個々の故障(損傷)までに要した真の時間データを明確に定めることは不可能であることから、検討のり面における損傷までの経過年数は、検討のり面を含む高速道路の区間が供用開始された時点から各損傷が明らかとなった時点までとした。

劣化分析にあたっては、得られた損傷データのみを損傷までの時間が小さい順に並び替

え、ハザードの推定値 $h(t_i)$ を求め、その和から累積ハザード推定値 $H(t_i)$ を算出し、式(2.13)に示すワイブル分布のパラメータ m および η の推定を行った(表-2.9 参照)。なお、ハザード推定値の算定にあたっては、経過年数ごとの損傷を1個のハザード推定値として取扱った。

(4) アンカーの損傷率推計

図-2.18 にアンカーの損傷率推計を行うにあたり、頭部の外観目視等による潜在的な損傷率を $R=5.9\%$ と仮定して補正した場合と、補正しない場合の結果を示した。また、図-2.13 で示した他の全46箇所でのり面におけるリフトオフによる損傷率の推計結果もあわせて対比した。潜在的な損傷率による補正にあたっては、経過年数が20年を超過した時点の対象となる調査数に、所定の潜在的な損傷率を乗じて累積ハザード推定値を算出した(表-2.10 参照)。

その結果、検討のり面においては、 $R=5.9\%$ で補正した場合に ($m=5.38, \eta=35.10, MTTF=32.4$ 年)、補正しない場合に ($m=4.61, \eta=40.95, MTTF=37.4$ 年) をそれぞれ得た。また、補正しない場合においても他の全46箇所でのり面に比べ損傷の進行が速いことが示された。

(5) 補強対策との関連性

検討のり面は、供用開始後概ね21~26年が経過した頃にアンカーの増打ちによる補強対策工事を実施してきた。その間、検討のり面のアンカーの不信頼度(損傷率)は、 $F(t)=0.06\sim 0.18$ ($R=5.9\%$ で補正した場合)と $F(t)=0.05\sim 0.12$ (補正しない場合)であった。

検討のり面の当初設計は、対策前の現況安全率 ($F_s=0.95$) に対し、対策後の計画安全率 ($F_{sp}=1.20$) を目標としている。よって、許容できるアンカーの損傷率の目安は25%とも想定できる。

図-2.18 に示すように、頭部の外観目視等による潜在的な損傷率 $R=5.9\%$ で補正した場合、供用開始後概ね28年で不信頼度が $F(t)=0.25$ を超過する予測となった。また、潜在的な損傷率で補正しない場合においても、このままのペースで損傷が進めば、供用開始後概ね31年経過する頃には不信頼度が $F(t)=0.25$ を超過する予測となり、過去の補強対策工事の実施時期は適当であったことが裏付けられた。

このように、故障率の閾値を設定することでアンカーの損傷率推計による経年的な損傷状況の把握が可能となる。



写真-2.4 検討のり面の全景

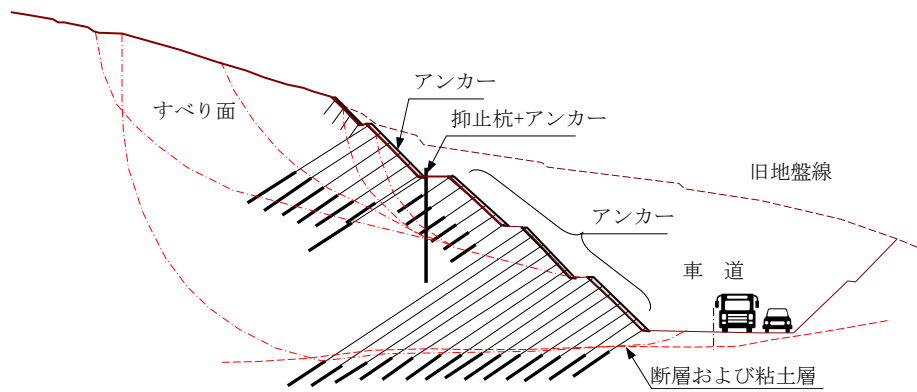


図-2.17 検討のり面の概略横断面図

表-2.9 累積ハザードの算出例 (2)

データ解析図 ○; 健全 ×; 損傷	故障までの時間 (t_i)	t_i から $t_i+\Delta t$ までの故障数 (x_i)	t_i の直前における未故障数 (k_i)	ハザードの推定値 $h(t_i) = x_i / k_i$	累積ハザードの推定値 $H(t_i)$
	t_1	x_1	k_1	x_1 / k_1	$h(t_1)$
	t_2	x_2	k_2	x_2 / k_2	$h(t_2) + H(t_1)$
	t_3	x_3	k_3	x_3 / k_3	$h(t_3) + H(t_2)$
	t_4	x_4	k_4	x_4 / k_4	$h(t_4) + H(t_3)$
	t_5	0	k_5	—	—

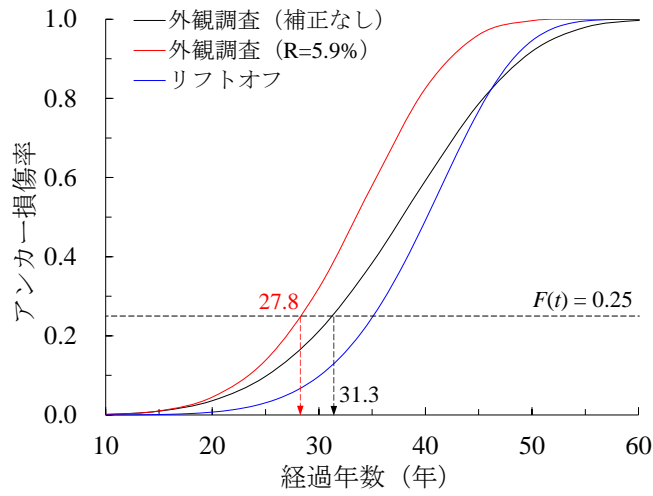


図-2.18 検討のり面のアンカー損傷率の推計

表-2.10 外観調査における累積ハザード推定値の算出(R=5.9%の場合)

経過年数 (年)	V の数 (本)	直前の未損傷数 (本)	潜在的な損傷数 (本)	補正後の損傷数 (本)	累積ハザード推定値 ($H(t_i)$)
11	5	2,097	—	5	0.0024
13	3	2,092	—	3	0.0038
14	9	2,089	—	9	0.0081
15	4	2,080	—	4	0.0101
16	4	2,076	—	4	0.0120
17	20	2,072	—	20	0.0216
18	7	2,052	—	7	0.0250
23	72	2,045	120	192	0.1189
計	124	—	120	244	—

2.5.4 のり面健全性評価モデルの提案

旧タイプアンカーを対象とした健全度評価判定例やあらたなりフトオフ判定フローの提案、健全度調査の信頼性推定、およびワイブル分布を用いた累積ハザード法による劣化分析の検討や検証結果を踏まえ、**図-2.19**に示す旧タイプアンカーのり面の健全性評価モデルの作成を行った。図中の曲線は、**図-2.13**に示した外観調査の潜在的な損傷率の上限値と下限値を考慮したものである。また、図中の(A)、(B)、(C)、(D)および(S)はそれぞれ以下のように区分した。

- (A) : アンカー損傷率が著しく大きい、または損傷の進行が著しく速いため、補強対策を講じる必要性がかなり高いと思われるもの(損傷率が20%以上のもの)。
- (B) : アンカーの損傷率が大きい、または損傷の進行が速いため、場合によっては補強対策の必要性があると思われるもの(損傷率が10%以上20%未満のもの)。
- (C) : アンカーの経年変化に伴う損傷の進行や顕在化に注視する必要があると思われるもの(損傷率が10%未満で、実線で囲まれたところに位置するもの)。
- (D) : 引き続き定期的な点検・調査を行う必要があるもの(損傷率は10%未満で実線よりも経過年数が大きい区域に位置するもの)。
- (S) : 一般的なアンカーと比べ損傷の進行が著しく速い場合があるため、補強対策の可否を視野に追加調査を講じる必要性があると思われるもの(実線の左側に位置するもの)。

これにより、(A)、(B)、(C)、(D)および(S)の評価区分やその経年変化に着目することで、補強対策や追加調査の実施の要否が提案できる。

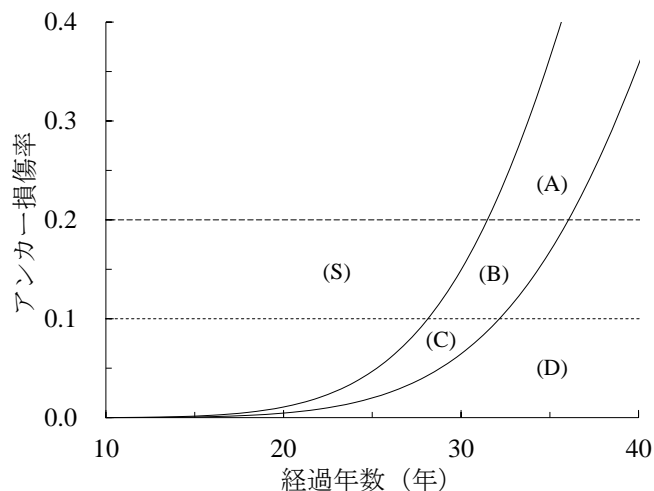


図-2.19 アンカー損傷率からみたのり面健全性評価モデル

2.6 数量化Ⅱ類による補強対象のり面の判別

2.6.1 数量化Ⅱ類の概要

多変量解析のうち、質的な説明変数の各要因によって質的な目的変数（外的基準）を予測または判別する方法が数量化Ⅱ類³²⁾である。数量化Ⅱ類は、群データで与えられる目的変数と質的データで与えられる説明変数（アイテム）との関係をモデル式で表わし、そのモデル式において各個体が各々の説明変数のどの選択肢（カテゴリ）に反応したかを知ったとき、その情報に基づいてどの群に属するかを予測または判別できる。この場合、数量化Ⅱ類で用いる式は一般に次式(2.16)のように表わされる³³⁾。また、数量化Ⅱ類では、相関比（ η^2 ）を次式(2.17)のように定義し、相関比が最大となるようなカテゴリスコア（ a_{jk} ）を算定するものである。

$$\hat{y}_i^{(g)} = \sum_{j=1}^Q \sum_{k=1}^{c_j} a_{jk} \cdot x_{ijk}^{(g)} \quad (2.16)$$

$$x_{ijk}^{(g)} = \begin{cases} 1 & (g \text{ 群の } i \text{ 番目個体が説明変数 } j \text{ のカテゴリ } k \text{ に反応するとき}) \\ 0 & (\text{その他のとき}) \end{cases}$$

$$\eta^2 = \frac{\sum_{g=1}^G n_g \cdot (\bar{\hat{y}}^{(g)} - \bar{\hat{y}})^2}{\sum_{i=1}^{n_g} (\hat{y}_i^{(g)} - \bar{\hat{y}})^2} \quad (2.17)$$

ここで、 y_i ：群数が G 個のとき g 群の i 番目個体のサンプルスコア、 a_{jk} ： j 番目説明変数の k 番目カテゴリのカテゴリスコア、 Q ：説明変数の個数、 c_j ： j 番目説明変数のカテゴリ数、 $x_{ijk}^{(g)}$ ：カテゴリ反応値、 η^2 ：相関比、 n_g ： g 群の個体数、 $\bar{\hat{y}}$ ：サンプルスコアの全体平均、 $\bar{\hat{y}}^{(g)}$ ： g 群のサンプルスコアの平均である。

2.6.2 アイテムとカテゴリの検討

(1) 外的基準の設定

補強対策を必要とするのり面の判別を目的とした場合、外的基準（目的変数）は本来、崩壊の実態にもとづき区分されるべきと考える。しかしながら、点検等によりのり面に変状が確認されれば直ちにアンカーの増打ち等の補強対策が実施され、崩壊を未然に防いでいるのが実態であり、外的基準を崩壊の実態により区分することは現実的ではない。

したがって、本研究ではアンカーの増打ち等の補強対策を既に実施したのり面（全6箇所）を「補強対策のり面」、リフトオフの異常を有するアンカーが20%未満にとどまっているのり面（全34箇所）を「未対策のり面」と設定し、外的基準を2つの群に区分して更新対象のり面の判別を行った。

(2) アイテムとカテゴリの分類

数量化Ⅱ類による補強対象のり面の判別を検討するにあたり、対象とするのり面やそれに付随するアンカーに関連するアイテムとそのカテゴリを設定する必要がある。本研究では、健全度調査結果を踏まえ、アンカーの種別などの設計（構造）的要件、のり面の周辺環境などの環境（地盤）的要件、および健全度調査結果などの保全（点検・調査）的要件に分類して整理した。表-2.11に、要件ごとに選択したアイテムおよびカテゴリを示す。

(a) 設計的要件

設計的要件については、「アンカー種別」と「設計アンカー力」の2つの項目をアイテムとして設定した。アンカー種別についてはクサビやナットの定着構造および鋼材タイプにより、「PC鋼棒」と「PC鋼より線」をカテゴリとして細分化した。設計アンカーは、それが不明な場合は、テンドン極限引張力の60%あるいはテンドン降伏引張力の75%を設計アンカー力と仮定し、「～300kN/本」、「300～500kN/本」および「500～800kN/本」の3つにカテゴリを細分化した。

(b) 環境的要件

環境的要件については、道路防災点検による安定度判定に用いられる安定度調査表³⁴⁾に準じて収集・整理された資料³⁵⁾をもとに、「地形区分」、「土質・地質区分」、「地盤構造」、「強雨区域」、「災害履歴」および「危険区域」の6つの項目をアイテムとして設定した。

「地形区分」については、高速道路が通過する位置の地形を傾斜に準じて区分し、それぞれの地形が有する崩壊発生の要因を評価するもので、「丘陵地・台地」と「山地」をカテゴリとして細分化した。

「土質・地質区分」については、のり面の土質・地質が有する崩壊の発生要因を評価するもので、侵食や風化に対して「火山岩類、中生代の砂岩等塊状を呈する岩盤」、「崩積土、まさ土、しらす」、「中～古生代の堆積岩類」、「新第三紀以降の泥岩・凝灰岩・風

化岩類」および「第三紀の泥質岩・凝灰岩」をカテゴリとして細分化した。

「地盤特性」については、「流れ盤構造」，「不透水性基盤上の土砂」および「多亀裂，スレーキング性」をカテゴリとして細分化した。

「強雨区域」については，のり面の安定性に影響を及ぼす降雨に着目し，過去の通行規制基準の超過頻度をもとに「該当無」と「該当有」にカテゴリを設定した。

「災害履歴」については，のり面が位置する区間内における災害履歴の有・無に着目し，「該当無」と「該当有」にカテゴリを設定した。

「土砂災害危険箇所」については，のり面が位置する区間内における土砂災害危険箇所の有・無に着目し，「該当無」と「該当有」にカテゴリを設定した。

(c) 保全的要件

保全的要件については，「地下水・湧水」，「リフトオフ」および「外観調査」の3つの項目をアイテムとして設定した。

「地下水・湧水」については，のり面の安定性や鋼材の腐食に及ぼす影響に着目し，「該当無」と「該当有」にカテゴリを設定した。

また，近接目視・打音やリフトオフによる点検・調査結果を含めて評価する必要があると考え，「リフトオフ」と「外観調査」については，「ランク“V”無」と「ランク“V”有」にカテゴリを分類した。

表-2.11 アイテムとカテゴリの分類

	アイテム		カテゴリ	
設計的要件	A	PC鋼材	a	PC 鋼棒
			b	PC 鋼より線
	B	設計アンカー力	a	～300kN/本
b			300～500kN/本	
c			500～800kN/本	
環境的要件	C	地形区分	a	丘陵地・台地
			b	山地
	D	土質・地質区分	a	火山岩類，中生代の砂岩等塊状を呈する岩盤
			b	崩積土，まさ土，しらす
			c	中～古生代の堆積岩類
			d	新第三紀以降の泥岩・凝灰岩・風化岩類
			e	第三紀の泥質岩・凝灰岩
	E	地盤特性	a	下記構造に該当なし
			b	流れ盤構造
			c	不透水性基盤上の土砂
			d	多亀裂，スレーキング性の地質
	F	強雨区域	a	該当無
			b	該当有
	G	災害履歴	a	該当無
			b	該当有
H	土砂災害危険箇所	a	該当無	
		b	該当有	
保全的要件	I	地下水・湧水	a	該当無
			b	該当有
	J	リフトオフ	a	ランク“V” 無
			b	ランク“V” 有（1本以上）
	K	外観調査	a	ランク“V” 無
			b	ランク“V” 有（1本以上）

2.6.3 数量化Ⅱ類による判別精度の検討

(1) アイテム分析

数量化Ⅱ類を用いる前に、どのような説明変数を用いるかを検討することがよいモデル式を導くために重要である。ここでは、目的変数と相関の高い説明変数を選択するためにクラメール連関係数を算出し、その検定を行った。表-2.12に実測度数、クラメール連関係数、および χ^2 値に対する p 値の算出結果を示す。

一般的にクラメール連関係数(r)は、 $0 \leq r \leq 1$ の範囲をとり、 $r < 0.10$ であれば目的変数と説明変数の間に相関がないとされている。今回選択したアイテムは、「地形区分」と「地下水・湧水」を除き $r \geq 0.10$ を満足しており、特に「強雨区域」、「リフトオフ」、および「外観調査」と高い相関があることが示された。また、これらについては目的変数との独立性の検定についても p 値 ≤ 0.05 となり、それぞれ両者に相関があることが示された。

(2) カテゴリスコアの算出

表-2.13は、「強雨区域」、「リフトオフ調査」、および「外観調査」を説明変数として、カテゴリスコアを算出した結果である。各アイテムに属するカテゴリスコアが大きいほど「補強対策のり面」に影響を与える要因となっている。また、各アイテムに属するカテゴリスコアの最大値と最小値の差で与えられるレンジは、その値が大きいアイテムほど目的変数への寄与度が高いことを示しており、補強対策を必要とするのり面の判別への寄与度が高い説明変数は「リフトオフ」である。

これらの結果は、「強雨区域」は言い換えれば降雨災害の誘因となる要件に合致していると考えることができ、「リフトオフ」と「外観調査」はアンカーの損傷を把握するために有効な手段であると考えられる。また、「外観調査」のレンジは「リフトオフ」のレンジに対して52%となることから、補強対策の必要性を予測するにあたり「外観調査」は「リフトオフ」に対して半分程度の寄与度を有していると考えられる。

なお、これらの説明変数と目的変数における相関比(η^2)は、 $\eta^2 = 0.58$ となり、算出されたカテゴリスコアを用いた各サンプルスコアの予測式は適用できる精度と判断できる。

(3) 判別グラフの作成と判別的中率の算出

図-2.20は、算出された各群のサンプルスコアをもとにサンプルスコアのヒストグラムを重ね描きした判別グラフである。ヒストグラムが左右に分かれる判別グラフとなっていることから、予測式は2群の判別に適していることがうかがえる。また、2群のどちらかに属するか推定する基準値となる判別的中点を算出すると1.04となる。さらに、それをもとに表-2.14に示す補強対象のり面の判別クロス集計表により、推定群と実際に測定された実績群が一致している度数の全度数の割合で求められる判別的中率を算出すると、全40サンプルのうち36サンプルが一致し判別的中率は90.0%となり、予測式は高い精度を有している。

ことが確認できた。

表-2.12 数量化Ⅱ類に用いる説明変数の一覧

アイテム	カテゴリ	実測度数（個）		合計 （個）	クラメール 連関係数	χ^2 値に対 するp値
		未対策 のり面	補強対策 のり面			
A	a	11	1	12	0.122	0.440
	b	23	5	28		
B	a	16	2	18	0.121	0.445
	b	11	2	13		
	c	7	2	9		
C	a	17	3	20	0.000	1.000
	b	17	3	20		
D	a	1	0	1	0.305	0.444
	b	19	5	24		
	c	0	0	0		
	d	2	1	3		
	e	12	0	12		
E	a	1	0	1	0.140	0.853
	b	1	0	1		
	c	2	0	2		
	d	30	6	36		
F	a	30	2	32	0.490	0.002
	b	4	4	8		
G	a	27	4	31	0.109	0.491
	b	7	2	9		
H	a	12	0	12	0.275	0.082
	b	22	6	28		
I	a	15	2	17	0.078	0.622
	b	19	4	23		
J	a	30	0	30	0.728	0.001未満
	b	4	6	10		
K	a	31	2	33	0.544	0.001未満
	b	3	4	7		

※表中におけるアイテムおよびカテゴリの記号は、表-2.11による

表-2.13 カテゴリスコアの算出結果

アイテム	カテゴリ	カテゴリスコア	レンジ
強雨区域	該当無	-0.0732	0.3659
	該当有	0.2927	
リフトオフ	ランク“V”無	-0.4035	1.6139
	ランク“V”有（1本以上）	1.2104	
外観調査	ランク“V”無	-0.1471	0.8407
	ランク“V”有（1本以上）	0.6936	

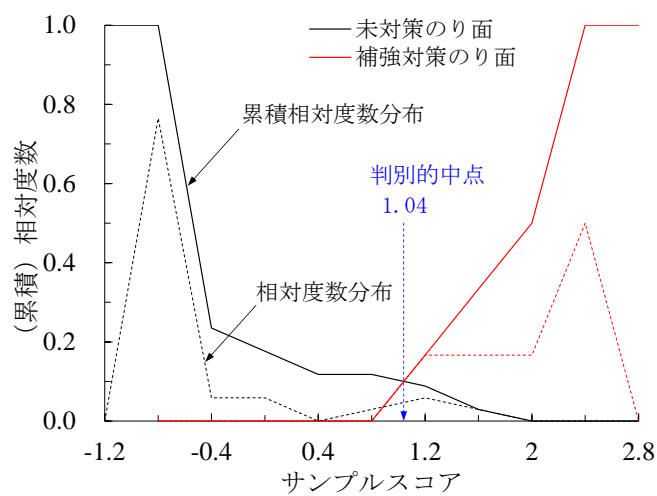


図-2.20 判別グラフと判別的 midpoint の算出

表-2.14 補強対象のり面の判別クロス集計表

		推定群		
		未対策のり面	補強対策のり面	計
実績群	未対策のり面	31	3	34
	補強対策のり面	1	5	6
	計	32	8	40

2.6.4 補強対象のり面の予測判別

2.5.2 アンカー補強と推計損傷率の関係において検討したのり面（全46箇所）を対象にサンプルスコアを算出し、補強対象のり面の予測判別により、補強対策が必要と予測されたのり面における経過年数とアンカー損傷率との関係を図-2.21に示す(図-2.21中の●; 未対策のり面のうち、補強対象と予測判別されたのり面)。図-2.16で示したように、点線で囲まれた範囲にプロットされたのり面は、今後早期に補強対策の実施に至る可能性が高いことを示唆しているが、補強対象のり面の予測判別によりそのことが裏付けられる結果となった。

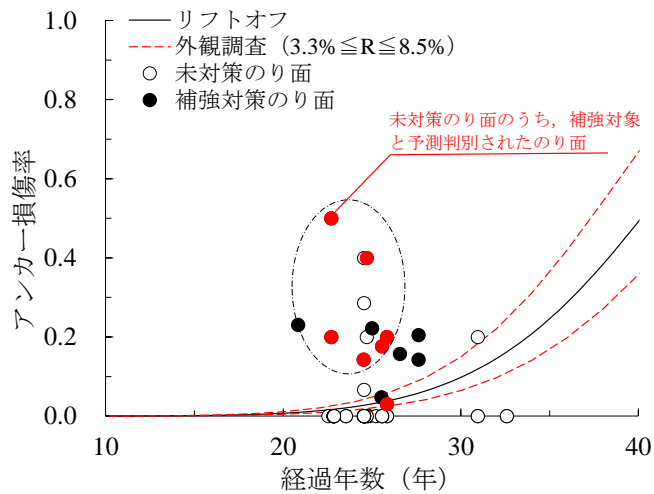


図-2.21 補強対象のり面の予測判別結果

2.7 まとめ

本章では、アンカーのり面の実態、アンカーの変状形態とその要因を整理し、アンカー管理における課題の抽出を行った。つぎに、旧タイプアンカーのり面の健全度調査結果をもとに損傷判定の信頼性推定を行い、ワイブル分布を用いた累積ハザード法による劣化度モデルを検討した。それらを踏まえ、旧タイプアンカーの経年的な損傷率推計や旧タイプアンカーのり面の健全性評価モデルを提案した。あわせて数量化Ⅱ類によりアンカーの増打ち等の補強対策を必要とするのり面を予測判別し、提案したのり面健全性評価モデルの検証を行った。

本章で得られた主な結論を以下に示す。

- (1) 外観調査は、頭部調査やリフトオフと比較して損傷の発現が認識し難く、地中部の潜在的な損傷や劣化を精度よく把握するには、複数の調査をあわせて実施する必要がある。
- (2) 外観調査における損傷判定の信頼性推定を行うことで、リフトオフとの精度の差異を補完できる可能性がある。例えば、20年以上が経過した旧タイプアンカーでは、信頼度95%で潜在的な損傷率を3.3%～8.5%有している。
- (3) のり面毎の損傷率を精度よく算定するためには、100本程度のアンカーを有するのり面では、25%程度を抽出してリフトオフを実施することで、精度向上が図られる。
- (4) アンカーの健全度評価判定例やあらたなリフトオフの判定フローを設定することにより、旧タイプアンカーの経年的な損傷や劣化過程の段階的把握が予測可能である。
- (5) リフトオフによるランダム打ち切りデータや定時打ち切りデータである不完全データを用いて、累積ハザード法による劣化分析により、旧タイプアンカーの経年的な損傷率の推計が可能である。
- (6) リフトオフや外観調査のデータをもとに推計したアンカー損傷率と、調査等で得られるのり面毎の実際の損傷率を対比することにより、のり面毎の相対的な健全性(安定性)の把握が可能である。
- (7) 本研究では、損傷と定義するランクやその比率の閾値を適切に設定し、経年的なのり面健全性(安定性)や補強対策の実施の要否を評価できるモデル(図-2.19)を提案した。
- (8) 数量化Ⅱ類により補強対象となるのり面の予測判別を行った結果、のり面健全性評価モデルで示した補強対策の要否評価と合致することが確認できた。
- (9) 旧タイプアンカーのり面の健全性や補強対策の要否を評価するにあたり、外観調査とリフトオフを対比したときに、外観調査はリフトオフの半分程度の寄与度を有している。

参考文献

- 1) 地盤工学会：グラウンドアンカー設計・施工基準，同解説(JGS4101-2012), p.19,2012.
- 2) 浜崎智洋，笠間清伸，前田良刀，田口浩史：グラウンドアンカーの劣化度モデルと維持・更新に関する検討，土木学会論文集 C（地圏工学），Vol.71, No.3, pp.191-203, 2015.
- 3) Hamasaki, T., Kasama, K., and Yoshito, M.: Deterioration model of ground anchor for slope stability assessment, *Proceedings of the 15th Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, Fukuoka, Japan, Vol.2, No.72, pp.2461-2464, 2015.
- 4) 内田勉：地すべり対策としてのアンカー技術の道程と課題，日本地すべり学会誌，Vol.51, No.5, pp.187-194, 2014.
- 5) 日本道路公団：日本道路公団技術情報－高速道路技術の変遷と今後の展望－，最終号，pp.24-25, 2005.
- 6) 地盤工学会：グラウンドアンカー設計・施工基準，同解説 (JGS4101-2000)，pp.26-28,2000.
- 7) 大窪克己，竹本将，天野浄行：高速道路のグラウンドアンカーについて，第 27 回日本道会議論文集，2007.
- 8) 日本道路公団：土工施工管理要領一切土工編一，pp.27-35, 2003.
- 9) 山田浩：グラウンドアンカー工法技術の進歩とその歴史（その 2）－耐久性と維持管理－，斜面防災技術，Vol.35, No.3, pp.13-20，斜面防災対策技術協会，2009.
- 10) 日本道路協会：道路土工 切土工・斜面安定工指針（平成 21 年度版），p.294, 2009
- 11) 地盤工学会：グラウンドアンカー設計・施工基準，同解説 (JGS4101-2012)，pp.203-207, 2012.
- 12) 日本アンカー協会：グラウンドアンカー施工のための手引書，p.111,2003.
- 13) 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，p.74,2008.
- 14) 殿垣内正人，竹本将，藤原優，野崎晃，矢野法孝：グラウンドアンカーの維持管理における課題解決に向けた取組み，基礎工，Vol.41, No.10, pp.57-60, 2013.
- 15) 佐藤亜樹男，松山裕幸，緒方健治：グラウンドアンカーの腐食による機能低下の実態，第 25 回日本道会議論文集，2003.
- 16) 大窪克己，竹本将：高速道路斜面の維持管理について－特にグラウンドアンカーについて－，地盤と調査 2008 年 1 月号，pp.13-18, 2008.
- 17) Fédération Internationale de la Précontrainte: Recommendations, *The Design and Construction of Prestressed Concrete Ground Anchorages*, 1996.
- 18) 内山敏典：統計解析の基礎，晃洋書房，pp.82-84, 2015
- 19) 西日本高速道路（株）：設計要領第 1 集土工編，pp.3-28, 2013.
- 20) 羽根田汎美，緒方晴樹：地すべり対策の実態と復旧安全率について，日本道路公団試験所報告（昭和 55 年度），pp.34-40, 1981.
- 21) 田久勉，田山聡，藤原優，小山倫史：点検結果を用いたグラウンドアンカーの劣化予測，

- 土木学会第 68 回年次学術講演会概要集, No.III-137, pp.273-274, 2013.
- 22) 村上雅人：なるほど確率論，海鳴社，pp.122-126, 2003.
 - 23) 藤原優，酒井俊典：グラウンドアンカーの残存引張り力分布特性に着目したアンカー法面の維持管理，土木学会論文集 C（地圏工学），Vol.68, No.2, pp.260-273, 2012.
 - 24) 小林潔司，織田澤利守：確率統計学 A to Z，朝倉書店，pp.97-109, 2012.
 - 25) 大津宏康，Suksawat TAWEEPHONG，木許翔，上出定幸：目視点検結果およびリフトオフ試験結果に基づくグラウンドアンカー工の劣化予測，土木学会論文集 F4（建設マネジメント），Vol.68, No.4, pp.79-88, 2012.
 - 26) John P. Klein, Melvin L. Moeschberger: *Survival Analysis – Second Edition*, Springer Science, 2003.
（打波守 訳：生存時間解析，丸善出版，2012.）
 - 27) 大村上雅人：なるほど統計学，海鳴社，pp.264-274, 2002.
 - 28) 鈴木和幸，益田昭彦，右田勉，横山慎二：信頼性データ解析，日科技連，pp.129-132, 2009.
 - 29) 鈴木和幸，益田昭彦，右田勉，横山慎二：信頼性データ解析，日科技連，pp.69-73, 2009.
 - 30) John P. Klein, Melvin L. Moeschberger: *Survival Analysis – Second Edition*, Springer Science, 2003.
（打波守 訳：生存時間解析，丸善出版，p.96, 2012.）
 - 31) 中村大樹，浜崎智洋，笠間清伸，田口浩史：グラウンドアンカーを有する切土のり面の劣化度モデルに関する検討（その 2），地盤工学会第 49 回地盤工学研究発表会講演集，2014.
 - 32) 内山敏典：統計解析の基礎，晃洋書房，pp.249-250, 2015.
 - 33) 菅民郎，藤越康祝：質的データの判別分析数量化 2 類，現代数学社，pp.137-138, 2011.
 - 34) 日本道路協会：道路土工 切土工・斜面安定工指針（平成 21 年度版），pp.474-477, 2009.
 - 35) 西日本高速道路（株）九州支社：九州支社管内包括情報マップ検討業務報告書，2011.

第3章

打音診断技術を活用したあらたな緊張力評価

3.1 はじめに

第2章では、その主たる部分が地中に存在しているアンカーについて、アンカーの現状と課題を整理し、アンカーの健全度調査データをもとに旧タイプアンカーの劣化度モデルと旧タイプアンカー補強のり面の健全性評価モデルの提案を行った。

前述したように、アンカーの点検・調査にあたっては、アンカー頭部や支圧された構造物の劣化状況の把握や周辺地盤の動きの観察とあわせて、長期間経過した状況下での残存緊張力（以下、「緊張力」という）の計測が実施されている。緊張力を計測するためのリフトオフ試験（以下、「リフトオフ」という）は油圧ジャッキを用いて実施され、現地条件によっては起重機や作業用足場などの設備を必要とするなど、労力的、経済的にも多大な負担を要するため、代替となる簡易な緊張力計測手法の開発が必要とされり、これまでも磁歪法や超音波法を用いた非破壊調査による緊張力計測手法の研究が実施されてきた^{2),3)}。

本章では、高度な点検・調査方法の開発に向けて、原子力発電所施設などのアンカーボルトを対象とした非破壊検査などで実用化されている **Acoustic Emission**（以下、「AE」という）センサを用いた打音診断技術^{4),5)}に着目し、それを活用した緊張力評価技術（以下、「本技術」という）の開発に向けた検討を行った。AEセンサを用いた打音診断技術の特長は、アンカーボルトの軸力低下に伴う拘束条件の変化により曲げ振動特性が変化することからアンカーボルトの軸力不足を診断することにある。

本研究では、アンカー頭部（以下、「頭部」という）の定着機構がナットによるネジ式定着である多重PC鋼より線タイプのアンカー⁶⁾を対象に、模型実験、実大実験およびFEM解析により、適用性の検討を行うとともに理論的評価・検証を行った。さらに、アンカーの現地診断により緊張力状態の推定を試み、その結果について考察した。

3.2 AEセンサを用いた打音診断技術

3.2.1 AEセンサによる振動波形の計測

写真-3.1に本技術による計測状況を示し、図-3.1に本技術の計測・診断概要を示す。本技術はAEセンサ、計測ボックス、タブレットPCなどにより構成される。打音診断にあたっては、AEセンサを頭部端から1cm程度の位置に押し当て、AEセンサを押し当てた面の反対側の面にハンマで強制振動を加える。AEセンサの表面の圧電素子が、頭部が振動することにより、電気信号波形（振動波形）を取得する（図-3.2(1)参照）。つぎに、図-3.2(2)に示すようにAEセンサで取得された振動波形を高速フーリエ変換処理し、周波数分布を得る。この周波数分布には計測対象物の振動特性の情報が含まれており、その振動特性は頭部の物理的・構造的特性に依存するものと考えられる。

3.2.2 周波数解析による評価ピーク周波数の算出

高速フーリエ変換処理により得られた周波数分布のうち、曲げ振動の1次の固有振動数に着目し、振動特性を評価する指標となる評価ピーク周波数と定義する（図-3.2(2)参照）。

頭部を片持ち梁構造とみなしたとき、片持ち梁の曲げ振動の理論解⁷⁾は式(3.1)として算定され、固有振動数（評価ピーク周波数）はアンカーの物理的・構造的特性に依存することとなる。

$$f = \frac{1}{2\pi} \cdot \frac{\lambda^2}{L^2} \cdot \sqrt{\frac{EI}{\rho A}} \quad (3.1)$$

ここに、 f ：固有振動数、 λ ：1.875、 L ：振動長さ、 E ：縦弾性係数、 I ：断面定数、 ρ ：密度、 A ：断面積である。

また、梁が軸力（引張）を受けるとき、式(3.2)に示すように固有振動数は軸力を受けないときの固有振動数より高くなることが推定できる⁸⁾。

$$f' = f \sqrt{1 + \frac{T}{n^2 P_C}} \quad (3.2)$$

ここに、 f' ：軸力（引張）を受けるときの固有振動数、 f ：軸力を受けないときの固有振動数、 T ：軸力、 P_C ：オイラーの限界荷重、 n ：振動モードである。

式(3.1)と式(3.2)から示唆されるように、緊張力を導入しナットにより定着された頭部においても、固有振動数（評価ピーク周波数）は頭部の物理的・構造的特性に依存するだけ

でなく、緊張力の引張作用による引張応力の発生や、ナットやナットを支持するアンカープレート（以下、「プレート」という）に対する拘束力の増加に伴い、固有振動数（評価ピーク数は数）は増加するものと考えられる。

したがって本技術の適用にあたっては、緊張力の導入に伴う頭部の曲げ振動特性の変化に着目し、室内実験や現地診断を通じて得られたデータをもとに、評価ピーク周波数の変化から緊張力の状態（増減）を評価することを試みた。

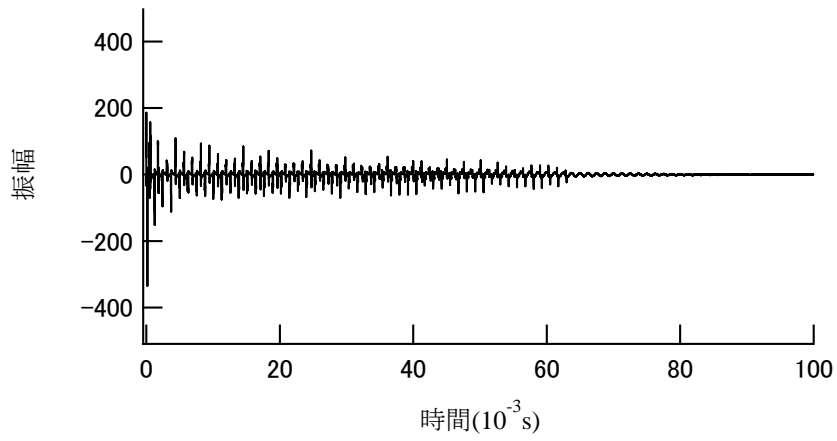
また、アンカーは背面地盤の状態、受圧板やプレートなどを含めた頭部の定着構造、および定着部における緊張力の伝達方式が複雑である。ただし、定着機構や緊張力伝達機構が同一条件下においては、緊張力の変化に伴う曲げ振動特性の変化を捉え易いものと推察できることから、本研究は頭部の曲げ振動特性に最も影響を及ぼすことが想定される緊張力と頭部形状を中心に検討を行った。



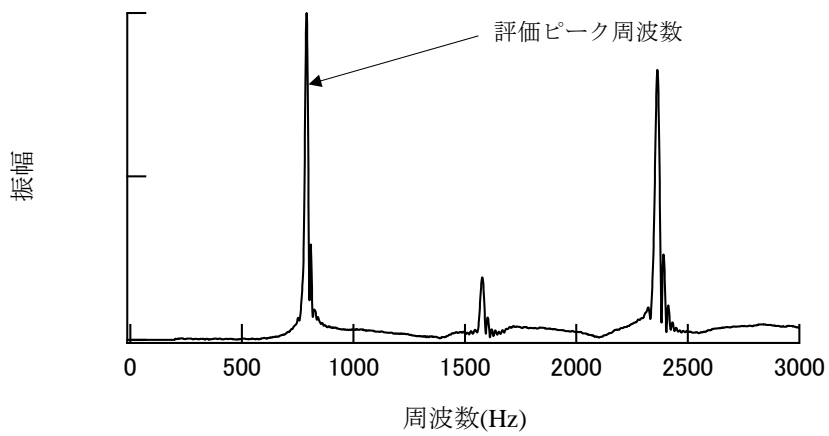
写真-3.1 AEセンサを用いた計測状況



図-3.1 AEセンサを用いた計測・診断概要



(1) 振動波形の例



(2) 周波数分布の例

図-3.2 AEセンサにより取得した波形と周波数解析の一例

3.3 室内実験による適用性の検討

3.3.1 室内実験の概要

既往の研究⁹⁾にみられるように、軸力の影響を受けた部材の振動特性は部材の物理的・構造的特性だけでなく、ゆるみや緊張などの拘束条件によって変化することが調査・検討されてきた。本研究では模型実験と実大実験を行い、本技術の緊張力評価への適用性について検討を行った。

まず、アンカーを模擬した寸切ボルトと中空コンクリートブロックを用いた供試体による模型実験を実施した。模型実験にあたっては、油圧ジャッキにより寸切りボルトに段階的に緊張力を付与し、AE センサにより振動特性を取得した。得られた実験結果をもとに、緊張力および寸切ボルトの長さなどの形状と、評価ピーク周波数との関係性について整理・検討を行った。

つぎに、引張り試験機により所定の緊張力を導入した多重 PC 鋼より線タイプのアンカーを用いた実大実験を実施した。実大実験にあたっては、緊張力段階ごとに AE センサにより振動特性を取得した。模型実験の結果を参考に、緊張力および頭部形状、評価ピーク周波数との関係性に着目し、本技術の適用性の検討を行った。

3.3.2 模型実験による検討

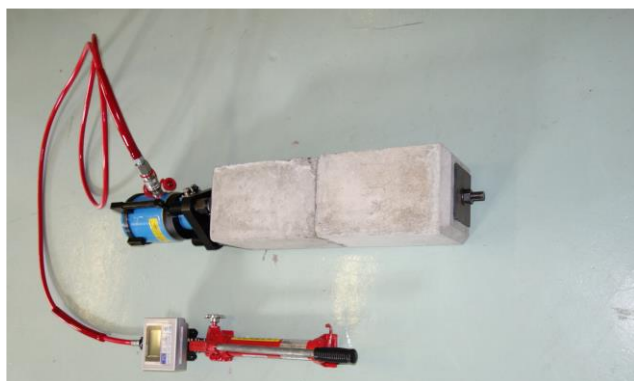
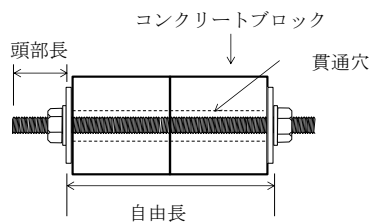
(1) 実験条件

模型実験の実験条件を表-3.1に示す。寸切ボルトの規格はM16とし、貫通孔を通じてコンクリートブロックの両端をナットで固定した(写真-3.2参照)。実験条件Aは、振動長さとなるナット底部から寸切ボルト頭部端までの長さ(以下、「頭部長」という)とナット底部から他方のナット底部までの長さ(以下、「自由長」という)を一定とし、緊張力(T)を変化させたケースである。実験条件Bは、緊張力および自由長(L_2)を一定とし、頭部長(L_1)を変化させたケースであり、実験条件Cは、緊張力(T)および頭部長(L_1)を一定とし、コンクリートブロックの個数を変えて自由長(L_2)を変化させたケースである。なお、模型実験のため自由長(L_2)は1m以下を上限とした。

表-3.1 模型実験の条件

実験条件	頭部長 (L_1 ; mm)	自由長 (L_2 ; mm)	緊張力 (T ; kN)
A	38	761	5-35 (7段階)
B	38 / 63 / 88 / 113	284	19
C	38	284 / 544 / 804	19

供試体系



(1) 模型全景



(2) 打音状況

写真-3.2 模型実験の状況

(2) 緊張力と評価ピーク周波数

図-3.3に、実験条件Aにおける緊張力と評価ピーク周波数との関係を取りまとめた結果を示す。頭部長および自由長が一定の条件下 ($L_1=38\text{mm}$, $L_2=761\text{mm}$) においては、緊張力の増加に伴い評価ピーク周波数が高周波側にシフトし、単調増加する傾向が認められた。例えば、緊張力 $T=5\text{kN}$ の評価ピーク周波数と緊張力 $T=35\text{kN}$ の評価ピーク周波数の差異は、 139Hz (評価ピーク周波数比 (r) で16%の上昇) であった。数百kNの高緊張力状態のアンカーにおいては、評価ピーク周波数はさらに増加することが推測される。

なお、評価ピーク周波数比とは、式(3.2)をもとに最小緊張力時における評価ピーク周波数に対し、緊張力の増減に伴う評価ピーク周波数の変化率として、式(3.3)において算出した。

$$r = \frac{f_T^2}{f_0^2} - 1 \quad (3.3)$$

ここに、 r : 評価ピーク周波数比、 f_0 : 最小緊張力時の評価ピーク周波数 (Hz)、 f_T : 緊張力 T の時の評価ピーク周波数 (Hz) である。

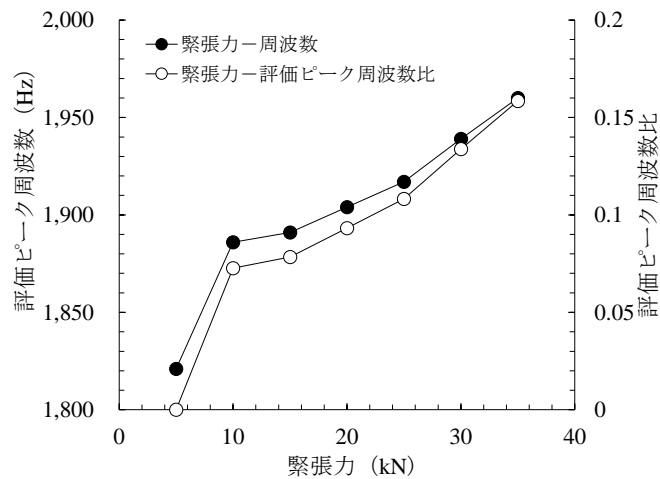


図-3.3 評価ピーク周波数と緊張力との関係 (実験条件 A)

(3) 頭部長・自由長と評価ピーク周波数

図-3.4 に、実験条件 B における頭部長と評価ピーク周波数との関係、および実験条件 C における自由長と評価ピーク周波数との関係を、あわせてとりまとめた結果を示す。

実験条件 B の自由長および緊張力が一定の条件下 ($L_2 = 284\text{mm}$, $T = 19\text{kN}$) においては、頭部長 (L_1) の増加に伴い、評価ピーク周波数は低周波側にシフトする傾向が認められた。例えば、頭部長 $L_1 = 38\text{mm}$ の評価ピーク周波数と頭部長 $L_1 = 113\text{mm}$ の評価ピーク周波数の差異は、 $1,172\text{ Hz}$ (64%の低下) であった。

このことから、固有振動数は式(3.1)で示したように、振動長さの増大に伴い固有振動数が減少することが確認されるとともに、打音診断で得られる評価ピーク周波数は、頭部長 (L_1) に依存する影響が大きいことが示された。

実験条件 C の頭部長および緊張力が一定の条件下 ($L_1 = 38\text{mm}$, $T = 19\text{kN}$) においては、自由長 (L_2) の増加に伴い、評価ピーク周波数は若干低周波側へシフトする傾向が認められた。例えば、自由長 $L_2 = 284\text{mm}$ の評価ピーク周波数と自由長 $L_2 = 804\text{mm}$ の評価ピーク周波数の差異は、 190 Hz (10%の低下) であった。しかし、自由長 (L_2) の変化による評価ピーク周波数の変動は、頭部長 (L_1) の変化による評価ピーク周波数の変動と比べて極めて小さく、評価ピーク周波数は自由長 (L_2) の変化に依存する程度が小さいことが示された。

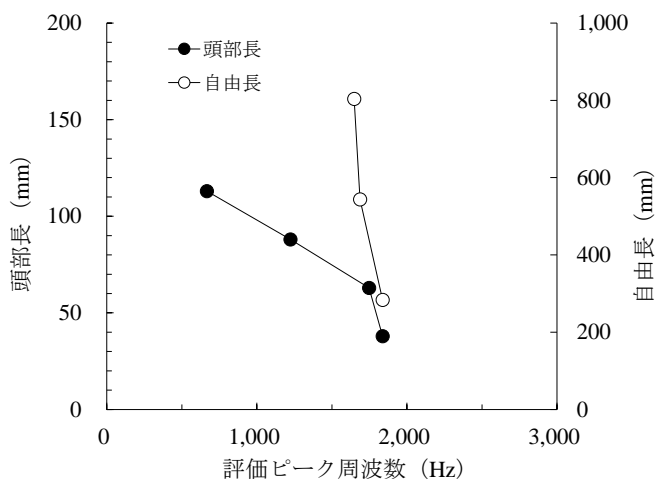


図-3.4 評価ピーク周波数と頭部長・自由長との関係 (実験条件 B および C)

3.3.3 実大実験による検討

(1) 実験条件

写真-3.3 に示す引張り試験機による実大実験の実験条件を表-3.2 に示す。供試体は2種類の多重PC鋼より線タイプのアンカーを用い、頭部長（ナット底部から頭部端までの長さ）および緊張力を変化させ、それぞれの条件で打音診断を行った。頭部の打音計測はそれぞれ2回測定し、評価ピーク周波数の算定にあたっては平均値を採用した。

緊張力は、各供試体の降伏点荷重 (T_{ys}) および引張荷重 (T_{us}) を参考に、アンカーの許容緊張力 ($T_a = 0.6 \cdot T_{us}$) に相当する荷重を含め6段階で設定し、最大緊張力は $0.9 \cdot T_{ys}$ とした。また、頭部長については、各供試体で3ケース設定した。



(1) 実大実験全景

(2) 頭部セット状況

写真-3.3 実大実験の状況

表-3.2 実大実験の条件

供試体	頭部長 (L_l ; mm)	頭部径 (D ; mm)	緊張力 (T ; kN)	摘要
No.I	100 ~ 280	42	$0.2 \cdot T_a \sim 0.9 \cdot T_{ys}$	T_{ys} ; 330kN, T_{us} ; 387kN
No.II	100 ~ 300	55.4		T_{ys} ; 608kN, T_{us} ; 714kN

T_a : アンカーの許容緊張力 ($T_a = 0.6 \cdot T_{us}$)

T_{ys} : アンカーの降伏点荷重

T_{us} : アンカーの引張荷重

(2) 緊張力と評価ピーク周波数

図-3.5 に、頭部長 $L_l = 100\text{mm}$ における各供試体の緊張力と評価ピーク周波数との関係を取りまとめた結果を示す。No.1 供試体においては、緊張力 $T = 46\text{kN}$ の評価ピーク周波数と緊張力 $T = 297\text{kN}$ の評価ピーク周波数の差異は、 766Hz （評価ピーク周波数比で 85% の上昇）であった。また、No.2 供試体においては、緊張力 $T = 85\text{kN}$ の評価ピーク周波数と緊張力 $T = 547\text{kN}$ の評価ピーク周波数の差異は、 $1,025\text{Hz}$ （評価ピーク周波数比で 123% の上昇）であった。このように、いずれの供試体においても、模型実験と同様、緊張力の増加に伴い評価ピーク周波数が単調増加することが確認できた。ただし、いずれの供試体とも、緊張力が増加するにしたがい評価ピーク周波数の増加は鈍化する傾向を示し、緊張力が高緊張力領域 ($T \geq T_a$) になると、評価ピーク周波数は収束傾向を示した。この傾向は、式(3.2)に示したように軸力（引張）を受けるときに固有振動数は単調増加するが、軸力（引張）が大きくなるとその増加割合が鈍化することとも符合する。

図-3.6 は、供試体ごとの各緊張力状態における評価ピーク周波数を、頭部長との関係で取りまとめたものである。前述したようにいずれの供試体においても、頭部長が一定の条件下では緊張力の増加に伴い評価ピーク周波数は増加することが示されているが、さらにいずれの緊張力状態においても、評価ピーク周波数は頭部長が短くなるほど高くなる傾向を示した。この傾向は、模型実験と同様、式(3.1)に示したように固有振動数が振動長さ (L) の 2 乗に反比例することを考慮すると、評価ピーク周波数が頭部長 (L_l) の減少に対して指数関数的に増加することとも符合する。

また、緊張力 $T = T_a$ を超過するといずれの頭部長においても評価ピーク周波数の増加は収束状態となるように、評価ピーク周波数の変化は、緊張力の増減より頭部長の変化の影響が大きいことがうかがえるが、低緊張力状態では緊張力の増減に伴う評価ピーク周波数の差異が明確になることが確認できる。

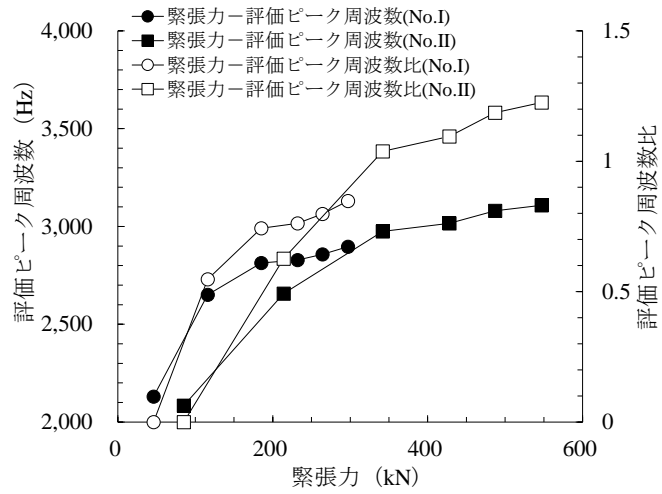
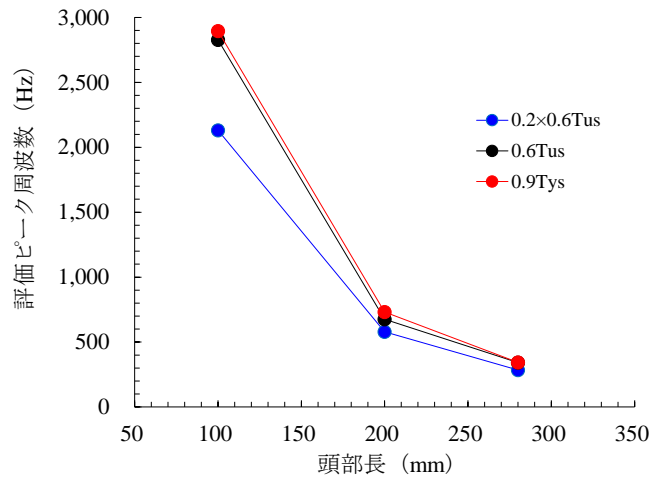
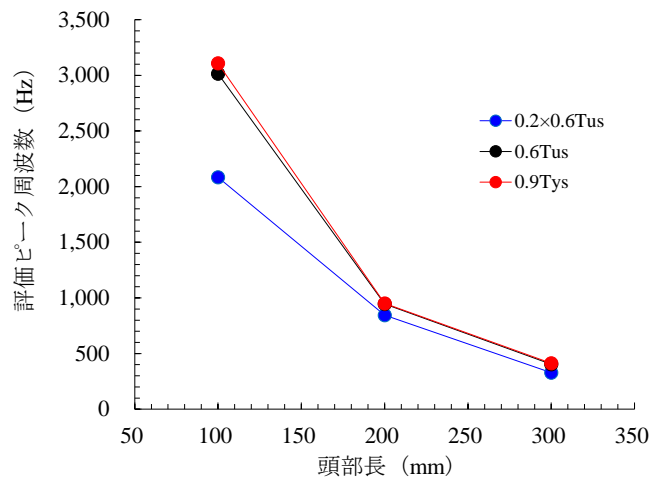


図-3.5 緊張力と評価ピーク周波数との関係



(1) 供試体 No. I の場合



(2) 供試体 No. II の場合

図-3.6 各緊張力状態における評価ピーク周波数

3.4 FEM解析による評価

3.4.1 FEM解析の概要と解析条件

(1) FEM解析の概要

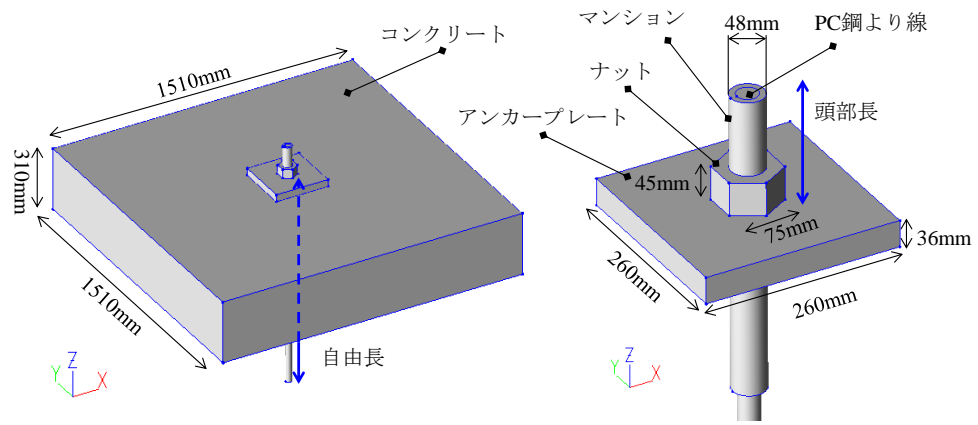
本技術の適用性を解析的に評価するために、FEM解析を実施した。解析コードは、ADVENTURECluster^{10), 11)}を用い、緊張力の影響を考慮した時刻歴応答解析を実施した。

解析のモデル化にあたっては、本来、アンカーの背面地盤の状況やそれらがアンカーに及ぼす影響を考慮したモデルを検討する必要があるが、本研究においては同一条件下の解析を行うことにより、緊張力や頭部形状の相違による振動特性の変化を評価することは可能であると考え、単純化した解析モデルを採用した。

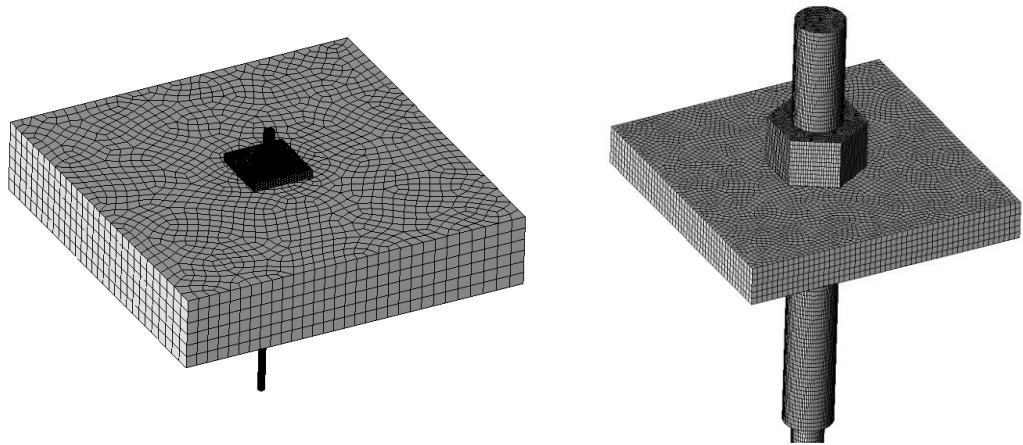
(2) 解析モデルと解析条件

解析モデルの概要を図-3.7に示し、解析に用いた物性値、解析条件および解析ケースをそれぞれ表-3.3、表-3.4および表-3.5に示す。解析モデルは1次の六面体ソリッド要素とし、PC鋼より線、マンション、ナット、プレートおよびコンクリートで構成されたモデルを作成した。また、それぞれの接触条件は結合接触またはすべり接触とし、境界条件はそれぞれ完全変位固定とした。荷重条件としては、頭部端から1cmの位置に荷重（打撃力；100N，打撃時間； 7.5×10^{-5} 秒）を付与した。また、曲げ振動の評価点は打撃力を付与した反対側の面とした。

ただし、接触条件や境界条件の設定にあたっては、軸力を受ける部材について未解明な部分もあると同時に、背面地盤の影響、頭部定着機構および荷重伝達機構が複雑であるため、今後の検討課題としている。



(1) モデル寸法図



(2) モデルメッシュ図

図-3.7 解析モデルの概要

表-3.3 FEM解析に用いた物性値

	ヤング率 (Mpa)	ポアソン比	密度 (kg/m ³)	摘要
コンクリート	24	0.2	2,400	
アンカープレート	206	0.3	7,900	
マンション, ナット	205	0.3	7,840	
PC鋼より線	195	0.3	6,070	

表-3.4 FEM解析に用いた解析条件

条 件	部 位	内 容
接触条件	PC 鋼より線とマンション	結合接触
	マンションとナット	
	ナットとアンカープレート	
	アンカープレートとコンクリート	
境界条件	コンクリート底面	完全変位固定
	PC 鋼より線下端	
荷重条件	マンション側面	100N-7.5×10 ⁻⁵ 秒

表-3.5 解析ケースと解析結果

解析条件	頭部長 (L_1 ; mm)	自由長 (L_2 ; mm)	緊張力 (T ; kN)	評価ピーク周波数 (f ; Hz)	
解析ケース I	145	1,055	428	2,016	
解析ケース II		5,000		2,107	
解析ケース III		10,000		2,109	
解析ケース IV		95		1,055	4,010
解析ケース V		195			1,088
解析ケース VI		245			672
解析ケース VII	145	50	2,048		
解析ケース VIII		100	2,057		
解析ケース IX		214	2,077		
解析ケース X		547	2,117		

3.4.2 FEM解析の結果と考察

表-3.5および図-3.8に、FEM解析による評価ピーク周波数の算出結果を示した。以下に、解析結果に関する考察を述べる。

(1) 緊張力による周波数分布

頭部長 $L_1 = 145 \text{ mm}$ ，自由長 $L_2 = 1,055 \text{ mm}$ とした一定条件下（解析ケース I，VII～X）において，緊張力を $T = 50 \text{ kN} \sim 547 \text{ kN}$ に変化させた周波数分布の解析結果を，緊張力と評価ピーク周波数との関係でとりまとめた結果を図-3.9に示す。この結果，模型実験や実大実験と比較してその程度は小さいものの，緊張力の増加に伴い評価ピーク周波数は高周波側にシフトし，単調増加する結果が得られた。例えば，緊張力 $T = 50 \text{ kN}$ の評価ピーク周波数と緊張力 $T = 547 \text{ kN}$ の評価ピーク周波数の差異は， 69 Hz （評価ピーク周波数比で7%の上昇）であった。高緊張力下における頭部拘束状態に対する接触条件や境界条件の設定等に課題はあるものの，緊張力の増減により評価ピーク周波数が変化することが示された。

(2) 頭部長の変化に伴う周波数分布

自由長 $L_2 = 1,055 \text{ mm}$ ，緊張力 $T = 428 \text{ kN}$ とした一定条件下（解析ケース I，IV～VI）において，頭部長を $L_1 = 95 \text{ mm} \sim 245 \text{ mm}$ に変化させた周波数分布の解析結果を図-3.10に示す。この結果，頭部長（ L_1 ）が増大することに伴い，評価ピーク周波数は低周波数側にシフトする結果が得られた。例えば，頭部長 $L_1 = 95 \text{ mm}$ の評価ピーク周波数と頭部長 $L_1 = 245 \text{ mm}$ の評価ピーク周波数の差異は， $3,338 \text{ Hz}$ （83%の低下）であった。この結果は，模型実験や実大実験と同様，頭部長が評価ピーク周波数に与える影響が大きいことを示すものである。

(3) 自由長の影響評価

頭部長 $L_1 = 145 \text{ mm}$ ，緊張力 $T = 428 \text{ kN}$ とした一定条件下（解析ケース I～III）において，自由長 $L_2 = 1,055 \text{ mm} \sim 10,000 \text{ mm}$ に変化させた周波数分布の解析結果を図-3.10にあわせて示す。この結果，自由長（ L_2 ）が約10倍に変化しているのに対し，評価ピーク周波数は 3 Hz （0.1%）の変化にとどまり，模型実験で得られた結果と同様，自由長が頭部の振動特性に与える影響は限定的である結果が得られた。

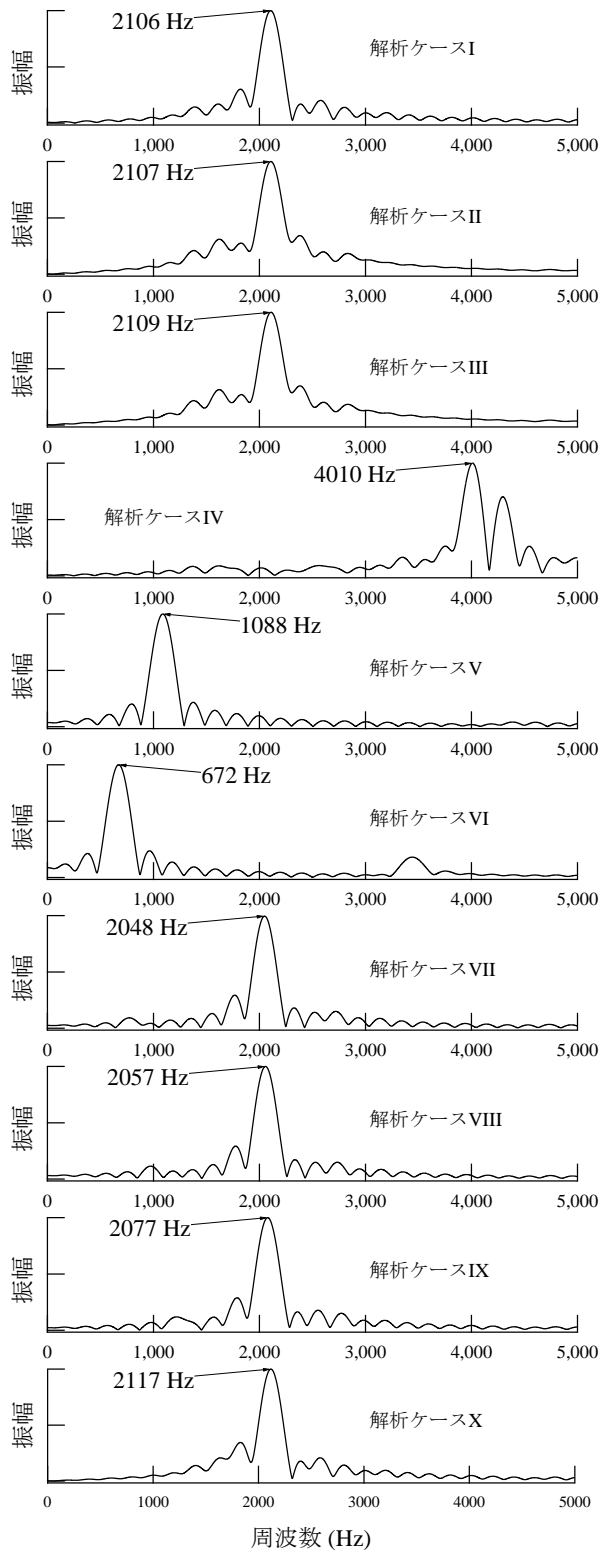


図-3.8 FEM 解析による周波数分布の算出結果

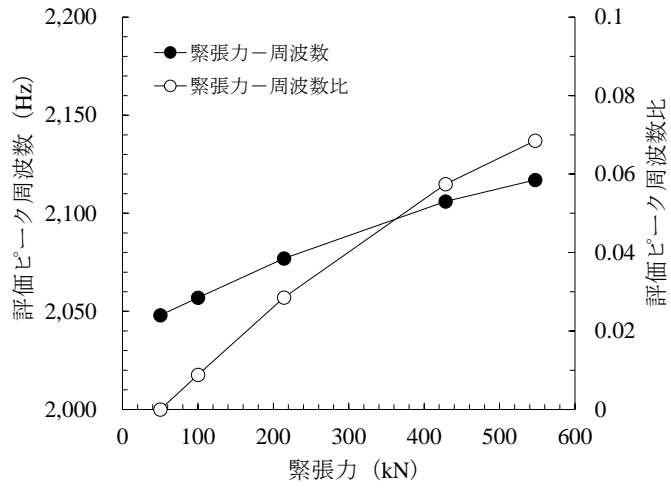


図-3.9 緊張力と評価ピーク周波数との関係（頭部長および自由長が一定）

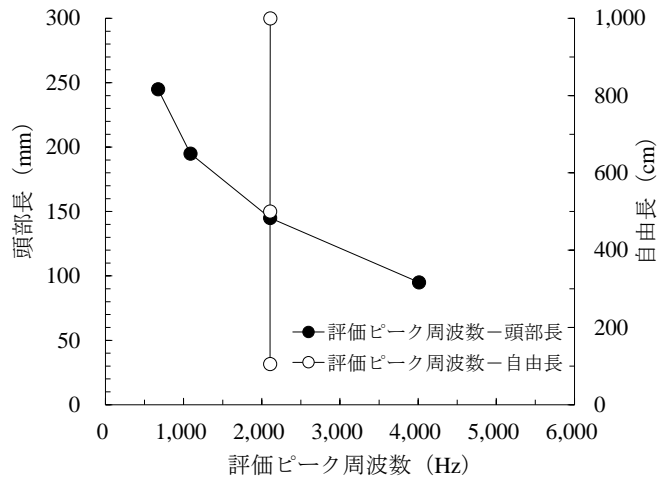


図-3.10 評価ピーク周波数と頭部長・自由長との関係

3.5 アンカー緊張力の現地診断

3.5.1 現地診断の概要

現地診断の対象としたアンカーは、定着機構がナットによるネジ定着である多重より PC 鋼より線タイプで、新設アンカーと既設アンカーにおいて、種々の荷重状態における振動特性について打音診断を行った（写真-3.3 参照）。

表-3.6 に打音診断を行ったアンカーの緒元を示す。新設アンカーは Type I および Type II の 84 本を対象とし、既設アンカーは Type I の 4 本を対象とした。また、Type I および Type II は、それぞれ表-3.2 に示す供試体 No.1 および供試体 No.2 とアンカーのケーブル構成が同一である。

新設アンカーについては、アンカー頭部の緊張・定着作業が完了した後に打音計測を行い、既設アンカーについては打音計測後にリフトオフを行い、緊張力を把握した。その結果、新設アンカーの緊張力は許容緊張力に対して 96～99%、既設アンカーの緊張力は許容緊張力に対して 78～89%であった。

また、新設アンカーでは、アンカーの破断などにより頭部の拘束力が著しく減少している状態を模擬し、緊張力が導入されていないケースについてもあわせて打音診断を行った。



写真-3.3 のり面における現地診断状況例

表-3.6 現地診断アンカーの緒元

計測箇所	アンカー種類	アンカー区分	計測本数(本)	頭部径(D; mm)	頭部長(L _l ; mm)	緊張力(T; kN)	許容緊張力(T _a ; kN)	引張荷重(T _{us} ; kN)
A	Type I	新設	16	40	116~145	228	232	387
B	Type II		11		169~236	422		
C			52	178~244	411			
D			5	193~212	423			
E	Type I	既設	4	40	123~164	180~207	232	387

3.5.2 現地診断の結果

(1) 緊張力と周波数分布

図-3.11 に、計測箇所 D の新設アンカーのうち、緊張力を導入したアンカー（以下、「緊張力有アンカー」という）と、緊張力が導入されていない段階のアンカー（以下、「緊張力無アンカー」という）における周波数分布の一例を示す。周波数分布の形状は緊張力の有・無により大きく異なり、緊張力無のアンカーの場合は評価ピーク周波数の特定が困難な周波数分布の形状となった。このように、緊張力が著しく減少している状態のアンカーを検出可能であることが示された。

またこのことは、緊張力の相違により評価ピーク周波数が変化していることを裏付ける結果となった。

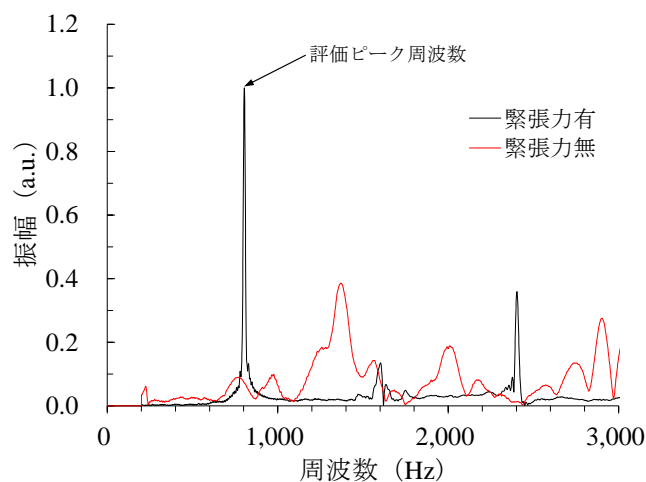


図-3.11 緊張力の有・無による周波数分布の相違

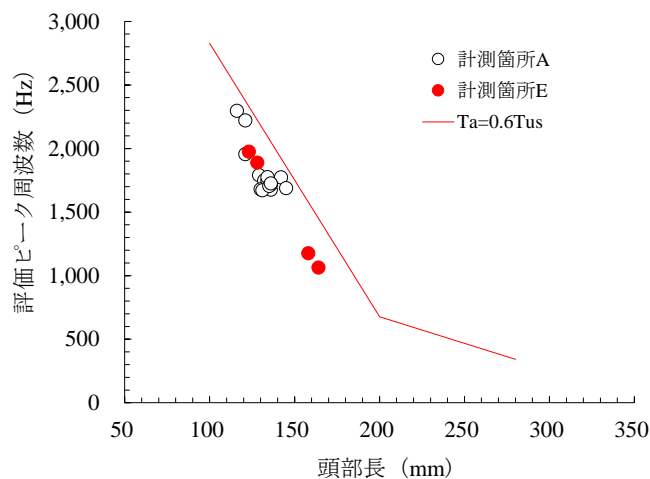
(2) 頭部長と評価ピーク周波数

図-3.12 は、現地診断結果を頭部長と評価ピーク周波数との関係でとりまとめたものである（図中の凡例に示す番号は表-3.6 の計測箇所に対応する）。また、図中の $T_a=0.6 \cdot T_{us}$ の実線は、図-3.6 に示す実大実験で得られた許容緊張力 ($T_a=0.6 \cdot T_{us}$) のときの評価ピーク周波数と頭部長との基準線である。

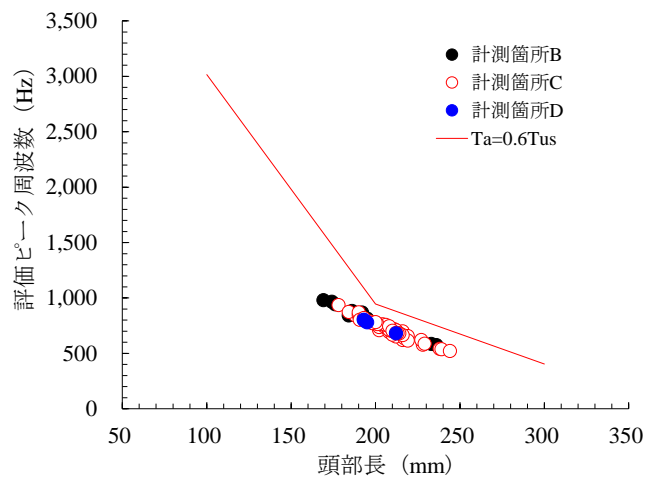
計測箇所 A～D における新設アンカーの評価ピーク周波数は、緊張力が一定の場合、頭部長が長くなるにしたがい低周波側にシフトする結果が得られた。また、表-3.6 に示したように緊張力は許容緊張力以下となっているため、図-3.12 においても許容緊張力以下にプロットされていることが確認できる。

計測箇所 E の既設アンカーについても、同様に緊張力は許容緊張力以下であるため、図-3.12 においても許容緊張力以下にプロットされていることが確認できる。

このように、アンカー種類ごとに荷重状態に応じた頭部長－評価ピーク周波数の基準線を事前に取得しておくことにより、緊張力状態を把握できることが示唆された。



(1) Type I の場合



(2) Type II の場合

図-3.12 頭部長と評価ピーク周波数との関係

3.5.3 評価ピーク周波数による緊張力の推定

本章では、緊張力が導入されたアンカー頭部の振動特性に着目し、その振動特性を評価する指標となる評価ピーク周波数と緊張力との関係について、室内実験およびFEM解析を行い、その有用性について検討を行ってきた。

ここでは、いくつか想定される方法¹²⁾のうち、式(3.4)に示すような現地診断で取得した評価ピーク周波数と、実大実験により取得した評価ピーク周波数により構成した回帰分析モデルを用いて緊張力を推定することを試みた。ただし、実大実験と現地診断とでは、アンカー頭部の背面状況に相違があり、それらの条件が与える影響は今後の課題であると考えられる。

$$T = \alpha \cdot (f' / f_{Ta})^2 + \beta \quad (3.4)$$

ここに、 T ：緊張力 (kN)， f' ：現地診断での評価ピーク周波数 (kHz)， f_{Ta} ：図-3.12における $T_a = 0.6 \cdot T_{us}$ の基準線から得られる評価ピーク周波数 (kHz)， $\alpha \cdot \beta$ ：係数である。なお、縦弾性係数、密度などの物性値の影響については、係数に包含しているものと考えた。

表-3.7 は、Type I および Type II における回帰分析の分散分析および回帰係数の算出結果を示したものである。Type I および Type II は、それぞれ危険率 10% および危険率 5% で有意となる結果が得られた。

図-3.13 は、式(3.4)および表-3.7 により得られた回帰係数を用いて算出した推定緊張力を緊張力と対比したものである。Type I は緊張力に対して推定した緊張力が大きくなっているアンカーもみられるが、全 88 本のアンカーのうち 97% のアンカーについては、 $\pm 10\%$ の精度で緊張力が推定されており、検討を行った計測箇所 A～E においては回帰分析モデルの適用性が高いことが示された。

表-3.7 分散分析と偏回帰係数

アンカー 種類	分散分析				回帰係数	
	F 値	P 値	F(0.90)	F(0.95)	α	β
Type I	3.952	0.062	3.007	4.414	74.1	168.6
Type II	10.972	0.015	2.783	3.986	-28.4	430.1

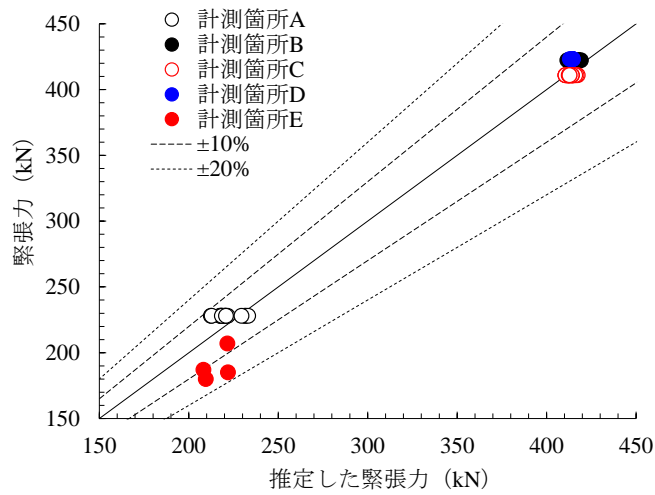


図-3.13 推定した緊張力との対比

3.6 まとめ

本章では、高度な点検・調査方法の開発に向けて、打音診断技術を活用したあらたなアンカー緊張力の評価方法を提案し、アンカー頭部の定着機構がナットによるネジ式定着である多重PC鋼より線タイプのアンカーを対象に、模型実験、実大実験およびFEM解析により適用性の検討を行うとともに理論的評価・検証を行った。さらに、アンカーの現地診断により緊張力状態の推定を試み、その結果についてとりまとめた。

本章で得られた主な結論を以下に示す。

- (1) 模型実験において、緊張力の増加に伴い評価ピーク周波数が高周波側にシフトし、単調増加する傾向が認められた。また、評価ピーク周波数は、頭部長に依存する影響が大きく、自由長に依存する程度が小さいことが示された。
- (2) 実大実験においても、評価ピーク周波数は緊張力の増加に伴い高くなることが確認できた。また、高緊張領域下において評価ピーク周波数は収束傾向となるものの、低緊張状態では緊張力の増減に伴う評価ピーク周波数の差異が明確になることが確認できた。
- (3) FEM解析においても、室内実験と同様、緊張力の増減に伴い評価ピーク周波数も変化することが検証された。また、評価ピーク周波数は頭部長に依存する影響の程度は大きく、自由長が頭部の振動特性に与える影響は少ないことも検証された。
- (4) 緊張力の有・無により周波数分布の形状は大きく異なり、緊張力無のアンカーは評価ピーク周波数の特定が困難な周波数分布の形状となるため、緊張力が著しく減少している状態のアンカーを検出可能であることが示された。
- (5) 現地診断で取得した評価ピーク周波数を、実大実験により取得した評価ピーク周波数により補正する回帰分析モデルは、緊張力の推定において一定の精度を得ることができた。

参考文献

- 1) 殿垣内正人, 竹本将, 藤原優, 野崎晃, 矢野法孝: グラウンドアンカーの維持管理における課題解決に向けた取り組み, 基礎工 Vol.41, No.10, pp.57-60, 総合土木研究所, 2013.
- 2) 明石達雄, 内田純二, 小島秀範: Mリングを用いたグラウンドアンカー緊張力の長期計測の検証, 第64回土木学会年次学術講演会講演概要集, pp.109-110, 2010.
- 3) 岩本勲哉, 塩谷智基, 大津宏康, 前田良刀, 浜崎智洋: グラウンドアンカー緊張力の超音波による非破壊評価に関する研究, 地盤の環境・計測技術に関するシンポジウム2012論文集, pp.7-12, 2012.
- 4) 熊野秀樹, 加古晃弘, 礪部仁博: ケミカルアンカの検査技術開発, 第13回日本保全学会学術講演会要旨集, pp.267-268, 2016.
- 5) 匂坂充行, 松永嵩, 小川良太, 鶴飼康史, 礪部仁博: AEセンサを用いたメカニカルアンカの非破壊検査技術の開発, 第12回日本保全学会学術講演会要旨集, pp.365-366, 2015.
- 6) 地盤工学会: グラウンドアンカー設計・施工基準, 同解説 (JGS4101-2012), pp.46-47, 2012.
- 7) 末岡淳男, 金光陽一, 近藤孝広: 機械振動学, 朝倉書店, pp.122-127, 2000.
- 8) 鈴木浩平: ポイントを学ぶ振動工学, pp.57-62, 丸善, 1993.
- 9) 村上琢哉, 盛川仁: 時間一周波数解析を用いたボルトの緩み検出方法に関する一考察, 土木学会応用力学論文集, Vol.9, pp.1111-1120, 2006.
- 10) ADVENTURECluster: <http://www.alde.co.jp/service/advc/index.html>, 2018.3.
- 11) ADVENTUREプロジェクト: <http://adventure.sys.t.u-tokyo.ac.jp/>, 2018.3.
- 12) 浜崎智洋, 松永嵩, 小川良太, 礪部仁博, 佐山政幸, 佐山勝一: AEセンサを用いた打音検査によるグラウンドアンカーの緊張力評価 その2, 第15回日本保全学会学術講演会要旨集, pp.131-134, 2018.

第4章

排水機能を有する羽根付き有孔鋼管による地盤補強工法

4.1 はじめに

高速道路のネットワーク機能が将来にわたり持続的かつ安定的に発揮し続けるために、様々なリスクや課題と向き合い、インフラ管理の高度化や効率化に向けた取組みを行うにあたり、定期的な点検・調査結果を踏まえ、補修・補強が必要な土構造物の抽出や補修・補強の優先順位の策定、効率的・効果的な対策工法の構築ならびに高度な点検・調査方法の開発が強く望まれている。

第2章では、その主たる部分が地中に存在しているアンカーを対象に、不完全な防食構造を有する旧タイプアンカーのり面の健全度調査結果を踏まえた補強対象のり面の抽出や優先順位の策定を行うために、アンカーの劣化分析による経年的な損傷率の推計を行い、旧タイプアンカーのり面の健全性評価モデルを提案した。

第3章では、高度な点検・調査方法の開発にあたり、打音診断技術を活用したあらたなアンカー緊張力の評価方法を提案し、室内実験および FEM 解析により適用性を検討するとともに、アンカーの現地診断による緊張力状態の推定を試みた。

第4章から第6章においては、短時間異常降雨の増加等の外的環境の変化による災害発生リスクの増加や、経年的に風化・劣化する地盤材料の適用による潜在的な変状リスクの増加が懸念されるなかで、大規模地震と異常降雨による複合災害に効果的に対処するために、排水機能を有するスパイラル羽根付き有孔鋼管による地盤補強工法（以下、「SDPR (Spiral bladed Drain Pipe Reinforcement method)」という）をあらたに提案した。

本章では、SDPR の開発および実用化に向け、SDPR の特長を整理し、水抜き孔の形状や施工方法がスパイラル羽根付き有孔鋼管（以下、「鋼管」という）に及ぼす影響を検討し、引抜き抵抗試験により SDPR の設計に必要な鋼管と地盤との付着性能をあきらかにするとともに、盛土内に一定期間放置した SDPR の引抜き性状や耐食性についてとりまとめた^{1), 2), 3)}。

4.2 SDPRの概要

4.2.1 SDPRの特長

降雨によるのり面崩壊の主な要因は、断続的な雨水の浸透に起因した地下水位と飽和度の上昇による盛土（地盤）の強度低下である⁴⁾。つまり、繰り返しの降雨による盛土の飽和化と地下水位の上昇に伴い、のり面を形成する盛土（地盤）のサクシヨンの消失に伴う強度低下や、間隙水圧の上昇に伴う浸透破壊の発生などが具体的な要因である。また、降雨時だけでなく、降雨後に一定時間を経て地震などを誘因としてののり面崩壊に至るケースもある。したがって、このような大規模地震と異常降雨による複合災害に効果的に対処するには、それぞれを対象にした対策だけではなく、両者を総合的に考慮した対策が必要となってくる⁵⁾。

これまでの模型実験や解析等の既往の研究^{6), 7), 8)}において、地盤内に設置された排水パイプ（ボーリング）が地下水位低下や間隙水圧低減による排水効果を発揮し、のり面の安定性向上に有効に寄与していることが評価されている。

そこで、排水パイプの材料として鋼管を用い、排水対策による地下水位や間隙水圧の抑制、サクシヨンの早期回復、補強対策による盛土（地盤）の強度増加を同時に得ることを期待したSDPRの開発および実用化に向けた研究を行ってきた^{9), 10)}。

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

SDPRの概要を図-4.1に、施工状況を写真-4.1に示す。

SDPRに用いられる鋼管は、既に構造物基礎等の支持杭として使用されている回転杭¹¹⁾を応用したものであり、既往の模型実験等による研究^{12), 13)}により、のり面補強効果に関する成果が得られている。また、SDPRが設置された盛土は間隙水圧や地下水位が低減され、盛土の安定性向上が図られることが解析的に評価されている^{14), 15)}。

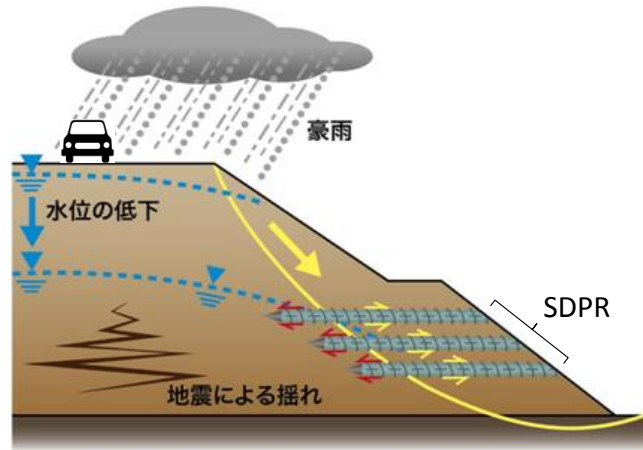


図-4.1 SDPRの概要



(1) 遠景



(2) 近景

写真-4.1 SDPRの施工状況

4.2.2 形状および仕様

図-4.2 に鋼管の概要図，および表-4.1 にその形状（寸法）を示す．鋼管は，JIS G 3444¹⁶⁾に規定される STK400（一般構造用炭素鋼鋼管，外径=48.6 mm，板厚=3.5 mm）を使用し，羽根は，JIS G 3101¹⁷⁾に規定される SS400（一般構造用圧延鋼材，板厚=4.5～2.2 mm）を使用した．

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

また，補強対策に用いた鋼管には，水抜き孔として 6×50mm の長孔（スリット形）を開口率 10%となるように鋼管周面の全長にわたり配置するとともに，JIS H 8641¹⁸⁾に規定される 2種 45（HDZ 45）の熔融亜鉛めっき（以下，「亜鉛めっき」という）を防錆処理として施した．

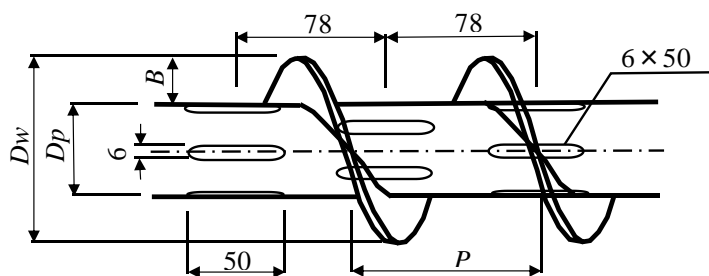


図-4.2 鋼管の概要図（単位：mm）

表-4.1 鋼管の形状（寸法）

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

4.2.3 設計の流れ

SDPR を適用したのり面の安定検討にあたっては、切土補強土工法設計・施工要領¹⁹⁾を準用し、図-4.3 に示す手順において実施することとした。具体的には、異常降雨時および地震時においてそれぞれの必要抑止力を算定し、SDPR が負担する引張力をもとに所定の安全率を満足するよう SDPR の配置長さおよび配置密度を計算する。ここで、SDPR が負担する引張力は、SDPR と地盤との周面摩擦抵抗、SDPR の引張強度（鋼管継手部の引張強度も含む）および羽根と鋼管の溶接強度等の最小値により決定される。したがって、必要な引張力の算定にあたっては、SDPR と地盤との付着性能に係る周面摩擦抵抗を把握することが肝要となる。

4.2.4 施工方法

SDPR の施工にあたっては、鉄筋挿入工やロックボルト工などに用いられるエアモータ・チェーン方式のボーリングマシン（最大トルク 1,230N・m）をベースマシンとして用いた。これに SDPR を回転させるための治具を装着し、必要に応じて強制振動を与えながら押し込み方式により SDPR の圧入を行うこととした。その結果、これまでに $L = 17\text{m}$ の施工実績を得ることができた。

したがって、SDPR はこれらの施工に耐えうる強度を有する必要がある。

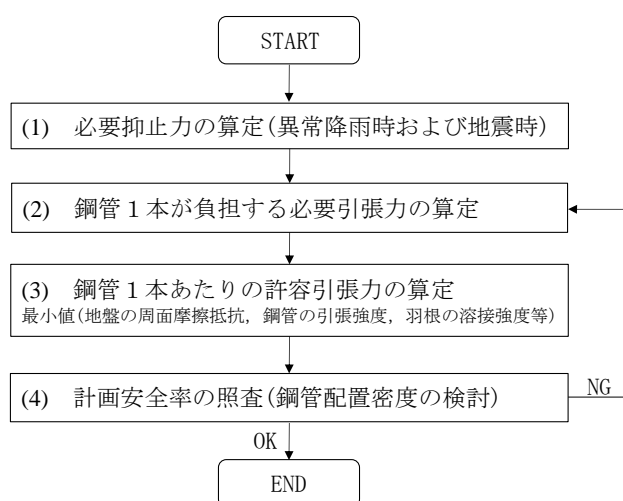


図-4.3 設計フロー(要旨)

4.3 SDPRの強度検討

4.3.1 検討概要

前述したようにSDPRに用いられる鋼管は、構造物基礎等の支持杭として使用されている回転杭¹¹⁾を応用したものであるが、排水機能を付加させるために鋼管の周面に水抜き孔を設けている。また、その施工にあたっては、エアモータ・チェーン方式のボーリングマシン（最大トルク 1,230N・m）による回転させ振じ込み方式により鋼管を地盤へ圧入するため、SDPRにはその施工条件に耐えうる強度特性が要求される。

本研究では、ねじり抵抗試験により回転トルクに対するSDPRの強度特性の把握を行った。

4.3.2 ねじり抵抗試験による検討

SDPRのねじり耐力を把握することを目的にねじり抵抗試験を実施した。ねじり抵抗試験は、SDPRの後端を固定し、回転杭模型試験機（最大回転トルク 6,500N・m）を用いてSDPRの先端に強制的に回転トルクを載荷するものである（写真-4.2参照）。ねじり抵抗試験の実施にあたっては載荷速度 600 N・m/min で連続載荷を行い、降伏点に達した時点で5分間荷重を保持し、一部の試験体については破壊まで載荷を行った。計測は回転トルク (M_t) とねじれ率 (ω) について行い、ねじれ率は試験体長に対する回転角の比率として、次式(4.1)により算出した。

$$\omega = \phi / l \quad (4.1)$$

ここに、 ω ：ねじれ率、 ϕ ：回転角、 l ：試験体長である。

ねじり抵抗試験に供した試験体の種別および仕様を表-4.2に示す。試験体は水抜き孔（6×50mmの長孔）を有する鋼管（羽根外径=72 mm，鋼管外径=48.6 mm，板厚=3.5 mm）で羽根無（以下、「羽根無鋼管」という）と羽根有（以下、「羽根有鋼管」という）の2種類とし、羽根有鋼管については試験体長が1mおよび2mの2ケースとした。また、載荷方向についても右回転および左回転の両ケースについて比較を行った。



写真-4.2 ねじり抵抗試験状況（その1）

表-4.2 ねじり抵抗試験の試験体種別と仕様

試験体種別	試験体概要		試験体長 (m)	載荷方向	摘要
	水抜き孔	羽根			
No.1-X	有	無	1.04	右回転	$D_w = 72\text{mm}$ $D_p = 48.6\text{mm}$
No.1-Y				左回転	
No.2-X		有	2.08	右回転	
No.2-Y				左回転	
No.3-X	右回転				

4.3.3 ねじり抵抗試験の結果と考察

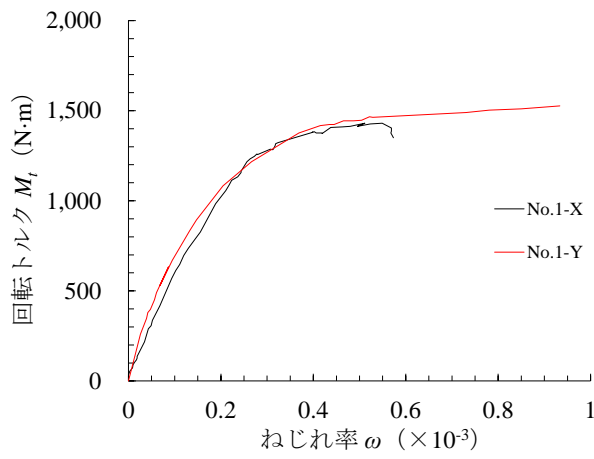
図-4.4 にねじり抵抗試験により得られた回転トルク－ねじれ率曲線を示す。

図-4.4(1)は羽根無鋼管の回転トルク－ねじれ率曲線を示しているが、回転トルクの載荷方向を変えても両者の剛性および降伏耐力は変わらず、また回転トルクが降伏耐力に達しても直ちに回転トルクが低下することはなかった（写真-4.3 参照）。

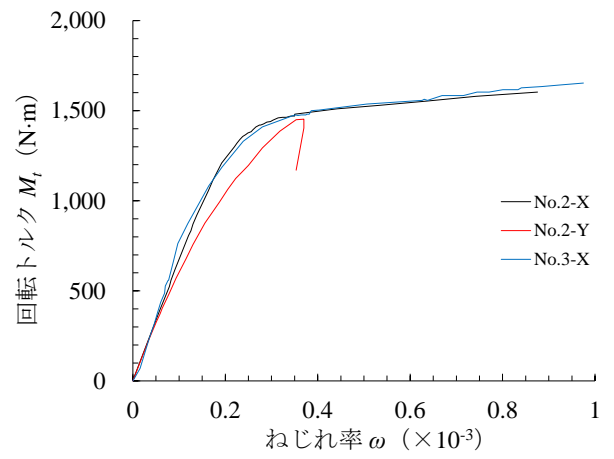
図-4.4(2)は羽根有鋼管の回転トルク－ねじれ率曲線を示している。羽根無鋼管と同様、載荷方向の相違による降伏耐力の変化は確認されず、回転トルクが降伏耐力に達しても直ちに回転トルクが低下することはなかった。また、試験体長の相違による降伏耐力の変化は確認できなかった。このことから、SDPR の長さにかかわらず、ねじり応力は一様に生じていることがうかがえる。

図-4.4(1)と図-4.4(2)を対比すると、羽根無鋼管では回転トルクが 700 N・m 程度からねじり率に変化がみられるのに対し、羽根有鋼管では回転トルクが 1,300 N・m 程度まで弾性挙動を保持しており、降伏耐力も卓越しており剛性が高いことがうかがえる。

以上のことから、エアモータ・チェーン方式のボーリングマシン（最大トルク 1,230N・m）による施工にあたって、SDPR は施工に必要な強度特性を有していることが示された。また、ねじり抵抗試験時のような両端固定状態での回転トルクの作用は、SDPR の施工状態と比べかなり過酷であることも想定できるため、SDPR は施工時に必要な強度特性を有していると考えられる。



(1) 羽根無鋼管の場合



(2) 羽根有鋼管の場合

図-4.4 ねじり抵抗試験結果



写真-4.3 ねじり抵抗試験状況 (その2)

4.4 地盤との付着性能に関する検討

4.4.1 引抜き抵抗試験の概要

鋼管の施工方法や鋼管の形状が地盤との付着性能に及ぼす影響ならびに周面摩擦抵抗を把握することを目的に、引抜き抵抗試験を実施した。引抜き抵抗試験は、ロックボルト引抜き試験方法（JGS 3731-2012²⁰⁾）に準じ、鋼管に特殊加工した治具を取付けテンションバーと接続させ、それを介して油圧ジャッキにて载荷を行った（写真-4.4 および図-4.5 参照）。

鋼管の試験体長さは5～6mを標準とし、礫等の介在により鋼管の圧入が困難となった場合は、圧入できた長さに応じて引抜き抵抗値を評価した。また、補強対策後一定期間が経過した鋼管については、設置長さに応じて引抜き抵抗試験を実施した。

4.4.2 試験箇所の盛土物性

引抜き抵抗試験は、スレーキング作用や高含水比状況下において盛土材料が脆弱化していると考えられる6箇所の盛土において実施した。

各試験箇所の盛土材料に関する物性等諸元を表-4.3に示す。ここで代表N値とは、標準貫入試験によるN値²¹⁾および簡易動的コーン貫入試験による N_d ²²⁾をもとに算出した、引抜き試験体周辺の平均的なN値である。

試験箇所A（九州自動車道えびの地区）は火山麓扇状地および扇状地堆積物の分布域に構築された2段の片盛土であり、周辺の山麓には低位段丘堆積物や加久藤層群が分布している。盛土材は、局部的に $\phi 5\sim 50\text{mm}$ 程度の軽石礫を含む火砕流堆積物のしらすを主体とし、粘性土混じり礫質砂～礫混じり砂質火山灰質粘性土に分類され、自然含水比 $\omega_n = 4.4\sim 38.5\%$ 、細粒分含有率 $F_c = 7.9\sim 63.2\%$ 、塑性指数 $I_p = 10.7$ 、代表N値=4であった。なお、湧水は確認されないが小段付近には湿潤の痕跡が残っていた。

試験箇所B（東九州自動車道清武地区）は低位段丘堆積物の分布域に構築された3段の盛土であり、周辺には中位段丘堆積物、諸県層群の礫、砂、粘土および宮崎層群の砂岩泥岩の互層が分布している。盛土材は砂質シルトに分類され、自然含水比 $\omega_n = 21.9\%$ 、細粒分含有率 $F_c = 80.5\%$ 、塑性指数 $I_p = 17.1$ 、代表N値=5であった。また、のり表層は常に湿潤状態にあり、強風化により粘土化していた。

試験箇所C（南九州自動車道市来地区）は入戸および妻屋火砕流の分布域に構築された盛土であり、周辺には火砕流堆積物のしらすが多く分布している。盛土材は粘性土質礫質砂～粘性土混じり礫質砂に分類され、自然含水比 $\omega_n = 15.5\sim 18.1\%$ 、細粒分含有率 $F_c = 14.7\sim 20.4\%$ 、塑性指数 $I_p = 9.5\sim 10.5$ 、代表N値=8であった。また、のり面表層において一部湧水が確認された。

試験箇所 D（宮崎自動車道高原地区）は始良火砕流の分布域に構築された 2 段の片盛土であり，周辺には火砕流堆積物のしらすが多く分布している．盛土材は礫混じり火山灰質砂～火山灰質砂に分類され，自然含水比 $\omega_n = 61.6 \sim 80.9 \%$ ，細粒分含有率 $F_c = 41.2 \%$ ，塑性指数 $I_p = 45.4 \sim 57.3$ ，代表 N 値=3 であった．また，小段やのり尻付近では湧水が確認され，常時湿潤状態であった．

試験箇所 E（長崎自動車道鳥栖地区）は花崗岩類を基盤とした未固結堆積物上に構築された 2 段の盛土である．盛土材は礫混じり粘性土質砂～粘土質礫質砂に分類され，自然含水比 $\omega_n = 23.2 \%$ ，細粒分含有率 $F_c = 40.3 \%$ ，塑性指数 $I_p = 16.5$ ，代表 N 値=5 であった．また，小段には湿潤の痕跡が確認されるとともに，のり尻付近は湿潤状態にあった．

試験箇所 F（大分自動車道杷木えびの地区）は中位段丘堆積物の分布域に構築された盛土であり，周辺には泥質片岩を基盤とした山体が広がっている．盛土材は粘性土質礫質砂に分類され，自然含水比 $\omega_n = 20.5 \%$ ，細粒分含有率 $F_c = 29.6 \%$ ，代表 N 値=6 であった．のり面表層には $\phi 5 \sim 50\text{mm}$ 程度の片岩礫が点在していた．



写真-4.4 引抜き抵抗試験状況

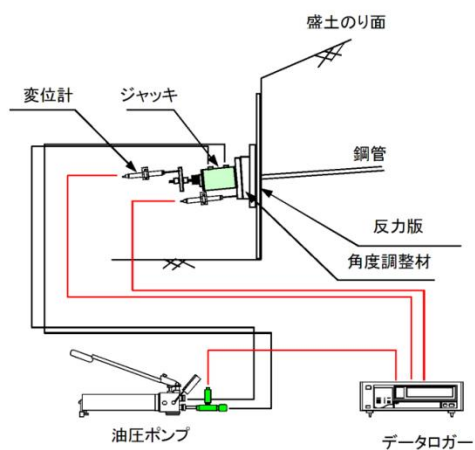


図-4.5 引抜き抵抗試験の概要

表-4.3 引抜き抵抗試験箇所の物性等諸元一覧

試験箇所	盛土材料の工学的分類	自然含水比 ω_n (%)	細粒分含有率 F_c (%)	塑性指数 I_p	代表 N 値	摘要
A	火山灰質粘性土 (V)	38.5	63.2	10.7	4	九州自動車道 えびの地区
B	粘性土 (Cs)	21.9	80.5	17.1	5	東九州自動車道 清武地区
C	砂質土 (S)	18.1	20.4	10.5	8	南九州自動車道 市来地区
D	砂質土 (S)	81.0	41.2	57.3	3	宮崎自動車道 高原地区
E	砂質土 (S)	23.2	40.3	16.5	5	長崎自動車道 鳥栖地区
F	砂質土 (S)	20.5	29.6	NP	6	大分自動車道 杷木地区

4.4.3 引抜き抵抗試験結果

図-4.6 に引抜き抵抗試験により得られた荷重－変位曲線を示す（図中の凡例に示す番号は、表-4.4 中の番号等に対応する）。最大荷重である引抜き抵抗荷重時の引抜き変位量は試験体長さの 0.2～1.0% 程度であり、降伏荷重時の引抜き変位量は同様に 0.1～0.9% 程度であった。ここで降伏荷重の算出にあたっては、既往の研究²³⁾を参考に、地盤の弾性領域と塑性領域の境界としての降伏力を決定する方法として荷重－変位曲線の最大変曲点における荷重を採用した。

表-4.4 に引抜き抵抗試験結果のとりまとめとして、試験体長さおよび鋼管種類の諸元に基づく極限周面摩擦抵抗 (τ_u) および降伏周面摩擦抵抗 (τ_y) の算出結果を示す。極限周面摩擦抵抗 (τ_u) および降伏周面摩擦抵抗 (τ_y) の算出は、式(4.2)および式(4.3)に示すとおりである。

$$\tau_u = P_u / (L \cdot D_w \cdot \pi) \quad (4.2)$$

$$\tau_y = P_y / (L \cdot D_w \cdot \pi) \quad (4.3)$$

ここに、 τ_u ：極限周面摩擦抵抗、 P_u ：引抜き抵抗荷重 ($=P_{max}$)、 L ：試験体長さ、 D_w ：鋼管外径、 τ_y ：降伏周面摩擦抵抗、 P_y ：降伏荷重である。

極限周面摩擦抵抗 (τ_u) は、代表 N 値=3 の場合（試験箇所 D）において $\tau_u = 45\text{kN/m}^2$ 、代表 N 値=8 の場合（試験箇所 C）において $\tau_u = 97\text{kN/m}^2$ が得られた。また、試験箇所 A および B において、羽根径が幅広タイプである Type II は、標準タイプである Type I と比較して極限周面摩擦抵抗 (τ_u) が 14～31% 程度高くなる傾向が得られ、羽根径の形状が極限周面摩擦抵抗 (τ_u) の増加に大きく寄与していることが示された。

一方、降伏周面摩擦抵抗 (τ_y) は極限周面摩擦抵抗 (τ_u) の 51～96% 程度を示し、代表 N 値=3 の場合（試験箇所 D）において $\tau_y = 30\text{kN/m}^2$ 、代表 N 値=8 の場合（試験箇所 C）において $\tau_y = 65\text{kN/m}^2$ が得られた。また、羽根径が幅広タイプである Type II は、標準タイプである Type I と比較して降伏周面摩擦抵抗 (τ_y) が 33～59% 程度高くなる傾向を示し、極限周面摩擦抵抗 (τ_u) と同様、羽根径の増加が降伏周面摩擦抵抗 (τ_y) の増加に大きく寄与していることが示された。

図-4.7 には、表-4.4 における極限周面摩擦抵抗 (τ_u) と降伏周面摩擦抵抗 (τ_y) とをプロットした結果を示した。この結果、両者は強い相関関係（相関係数 $r = 0.75$ ）にあり、 $\tau_y = 0.5 \cdot \tau_u + 15$ で算出できることが示された。また、極限周面摩擦抵抗 (τ_u) により推定されるすべての降伏周面摩擦抵抗 (τ_y) を包含する下限線は、 $\tau_y = 0.5 \cdot \tau_u$ となる。

図-4.8 に表-4.4 の No.1～13 における代表 N 値と極限周面摩擦抵抗 (τ_u) との関係プロットした（図中の凡例に示す記号は、表-4.4 中の試験箇所および鋼管種類に対応する）。

この結果、代表 N 値と極限周面摩擦抵抗 (τ_u) とはかなり強い相関関係 (相関係数 $r=0.89$) にあり、代表 N 値を用いて $\tau_u = 9 \cdot N + 16$ で推定できる結果が得られた (図-4.8 中の実線)。また、切土補強土工法に用いられる粘性土の極限周面摩擦抵抗の推定値²⁴⁾ (図-4.8 中の破線) と比較を行った。この場合 $\tau' = 0.8 \cdot c$ (ここに、 c : 粘着力) で推定され、粘着力 (c) は各種提案されている推定式のなかで $c = 10 \cdot N$ ²⁵⁾ を引用した。その結果、SDPR で得られた極限周面摩擦抵抗 (τ_u) は、切土補強土工法において想定されている場合と同等以上の付着性能を期待できることが示された。

図-4.9 に表-4.4 の No.1~13 における代表 N 値と降伏周面摩擦抵抗 (τ_y) との関係プロットした (図中の凡例に示す記号は、表-4.4 中の試験箇所および鋼管種類に対応する)。この結果、代表 N 値と降伏周面摩擦抵抗 (τ_y) とは強い相関関係 (相関係数 $r=0.77$) にあり、代表 N 値を用いて $\tau_y = 6.5 \cdot N + 14$ で推定できる結果が得られた (図-4.9 中の実線)。

さらに、試験箇所 D および試験箇所 E については、式(4.4)を用いて盛土材料の圧密非排水三軸圧縮試験結果から得られた地盤定数を用いて地盤のせん断強度の推定を行った。せん断強度の推定にあたっては、引抜き抵抗試験時は鋼管の周面に水抜き孔があり作用する水圧がゼロとなるため、全応力と有効応力が等しいと考え、地盤定数は全応力を用いた。

$$\tau = c + \gamma_t \cdot H \cdot \tan \phi \quad (4.4)$$

ここに、 τ : せん断抵抗力、 c : 粘着力 (全応力)、 γ_t : 単位体積重量、 H : 鋼管の平均有効土被り厚、 ϕ : せん断抵抗角 (全応力) である。なお、平均有効土被り厚 (H) は、のり面側での土被りとのり面勾配を考慮した盛土内における鋼管先端での土被りとの平均値を用いた。

表-4.5 は、推定せん断強度と引抜き抵抗試験結果から得られた周面摩擦抵抗をとりまとめたものである (表-4.5 中に示す No.は、表-4.4 中の No.に対応する)。試験箇所 D および試験箇所 E における推定せん断強度 (τ) は、それぞれ $\tau = 22 \sim 38 \text{ kN/m}^2$ および $\tau = 28 \sim 64 \text{ kN/m}^2$ となった。試験箇所 E においては、盛土材料の物性のバラツキが大きいため推定せん断強度 (τ) もバラツキが大きくなったが、いずれの試験箇所においても極限周面摩擦抵抗 (τ_u) よりも低い値を示し、降伏周面摩擦抵抗 (τ_y) に近似した結果が得られた。このことは、引抜き抵抗試験の妥当性を示した結果になっているものと推察でき、引抜き抵抗試験により鋼管と地盤との付着性能の把握が可能であることが示された。

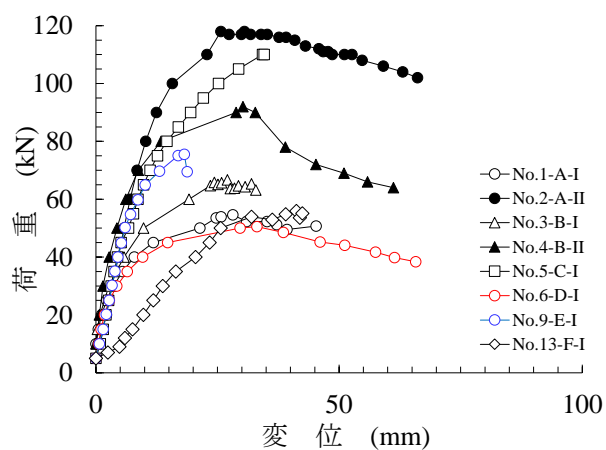


図-4.6 引抜き抵抗試験における荷重－変位曲線

表-4.4 引抜き抵抗試験結果のとりまとめ

No.	試験箇所	鋼管種類 Type	試験体長さ (L; m)	引抜き抵抗荷重 (P_{max} ; kN)	降伏荷重 (P_y ; kN)	極限周面摩擦抵抗 (τ_u ; kN/m ²)	降伏周面摩擦抵抗 (τ_y ; kN/m ²)
1	A	I	5	54	39	48	35
2		II	4	118	102	63	55
3	B	I	5	66	50	58	44
4		II	3	92	82	66	59
5	C	I	5	110	73	97	65
6	D	I	5	51	37	45	33
7				51	38	45	34
8				50	34	44	30
9	E	I	6	75	57	55	42
10				73	48	54	35
11				81	67	60	49
12				90	80	66	59
13	F	I	4	55	53	61	59
14*	D	I	8	87	70	48	38
15*				100	70	55	39
16*				97	79	53	44
17*	E	I	5	104	58	92	51
18*				96	75	84	66
19*				105	54	92	48

*No.14~16; 施工後37ヶ月経過
No.17~19; 施工後13ヶ月経過

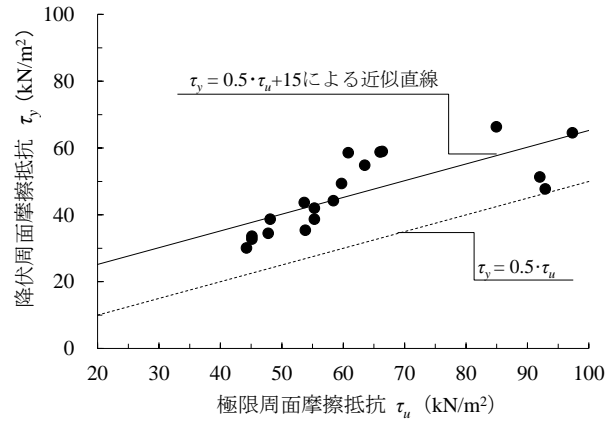


図-4.7 極限周面摩擦抵抗と降伏周面摩擦抵抗との関係

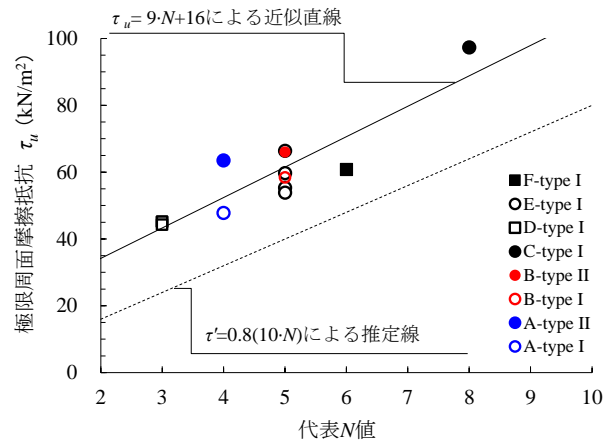


図-4.8 代表N値と極限周面摩擦抵抗との関係

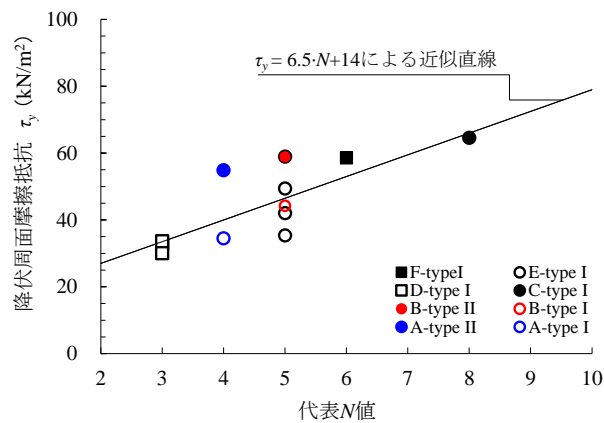


図-4.9 代表N値と降伏周面摩擦抵抗との関係

表-4.5 地盤定数によるせん断抵抗力の推定

試験箇所	単位体積重量 (γ_t ;kN/m ²)	CU 試験		No.	平均有効土被り厚 (H ;m) *	せん断抵抗力 (τ ;kN/m ²)	引抜き抵抗試験	
		粘着力 (c ;kN/m ²)	せん断抵抗角 (ϕ ; °)				極限周面摩擦抵抗 (τ_u ;kN/m ²)	降伏周面摩擦抵抗 (τ_v ;kN/m ²)
D*	13.8~15.1	8~10	25~35	6	1.9	22~28	45	33
				7			45	34
				8			44	30
				14	2.8	28~38	48	38
				15			55	39
				16			53	44
E*	17.9~20.0	14~43	25~29	9	1.7	28~62	55	42
				10			54	35
				11			60	49
				12			66	59
				17	1.9	30~64	92	51
				18			84	66
				19			92	48

*試験箇所Dののり面勾配 ; 1:1.8 (約29°)

試験箇所Eののり面勾配 ; 1:1.8 (約29°)

4.4.4 経年的なSDPRの引抜き性状

表-4.4 の No.14～19 には，SDPR 施工後に一定期間が経過した鋼管に対する引抜き抵抗試験結果もあわせて示している．試験箇所 D においては補強対策後約 37 ヶ月が経過した時点で引抜き抵抗試験を実施し，試験箇所 E においては補強対策後約 13 か月が経過した時点で引抜き抵抗試験を実施した．

図-4.10 および図-4.11 に，それぞれの試験箇所で行った引抜き抵抗試験により得られた荷重－変位曲線を示す（図中の凡例に示す番号は，表-4.4 中の番号等に対応する）．試験箇所 D および試験箇所 E ともに，最大荷重ならびに降伏荷重ともにあきらかな低下は認められなかった．また，最大荷重時および降伏荷重時における引抜き変位量は，それぞれ試験体長さの 0.2～0.4% 程度および 0.1～0.2% 程度であった．これらのことから，地盤と鋼管との付着性能は経年的に保持されていることが示された．

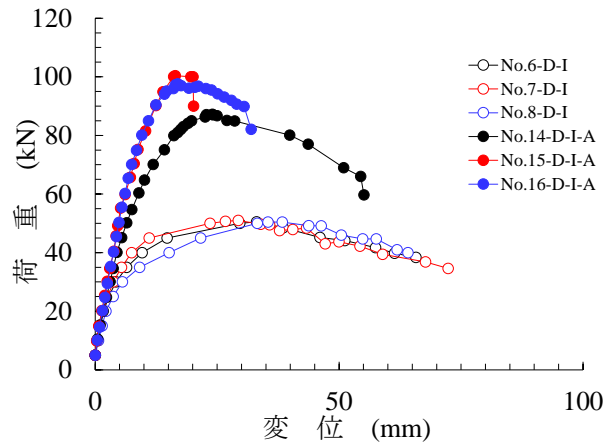


図-4.10 引抜き抵抗試験における荷重－変位曲線（試験箇所D）

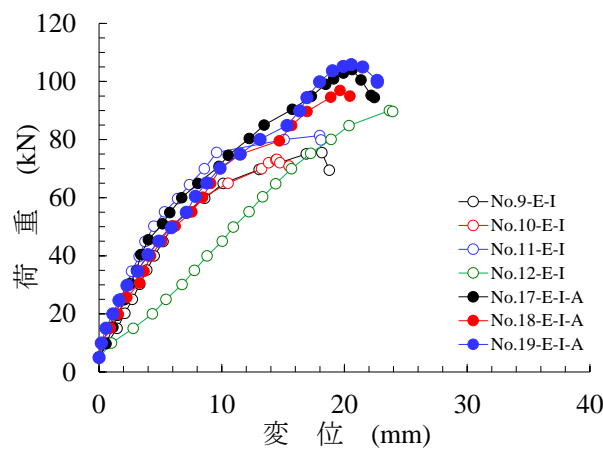


図-4.11 引抜き抵抗試験における荷重－変位曲線（試験箇所E）

4.4.5 SDPRの引抜き性状にもとづく設計定数への反映

前述したように、SDPRにおける地盤と鋼管との付着性能の把握にあたっては、引抜き抵抗試験が有効であり、極限周面摩擦抵抗 (τ_u) および降伏極限摩擦抵抗 (τ_y) とともに代表 N 値により推定可能であることが示された。また、その結果は三軸圧縮試験結果から推定されるせん断抵抗力と整合が得られていることも確認できた。

SDPR の設計に用いる鋼管と地盤との付着力の算定にあたっては、外力の作用条件をもとに SDPR の使用条件下における地盤の挙動を適切に反映させる必要がある。SDPR の使用条件下において想定している外力は降雨および地震である。また、それぞれの外力の作用継続時間は異なっていることから、設計に用いる SDPR と地盤との付着力を一律に適用することは合理的ではないと考えられる。

降雨時（常時）においては外力の作用継続時間が長期となることから、極限周面摩擦抵抗に安全率を考慮し低減した周面摩擦抵抗を採用することが考えられる。一方、地震時においては外力の作用継続時間は短期となることから、降雨時（常時）における周面摩擦抵抗に割増し係数を乗じた周面摩擦抵抗を採用することが考えられる。

本研究における検討結果および切土補強土工法²⁶⁾を参考に、SDPR と地盤との付着力は極限周面摩擦抵抗 (τ_u) に対し、表-4.6 に示す安全率を適用することを提案する。降雨時（常時）の周面摩擦抵抗 (τ_r) は、地盤の弾性領域と塑性領域の境界となる降伏極限摩擦抵抗 (τ_y) を上限値となるよう設定した。また、地震時は地震外力の大きさの程度により使い分けができるようにした。

表-4.6 設計に用いる周面摩擦抵抗の安全率

項目	安全率 (F_s)	摘要
常時 (τ_r)	2.0	τ_u / F_s ($\tau_r < \tau_y$)
地震時 (τ_e)	1.0~1.5	

4.5 SDPRの耐食性

4.5.1 腐食試験の概要

本研究では、表-4.3 に示す試験箇所 D の盛土内に約 37 ヶ月間放置した SDPR を掘り起し（写真-4.5 参照）、鋼管の腐食状況を調査するとともに、SDPR の防錆処理として用いた亜鉛めっき被膜の防錆効果について調査を行い、SDPR の耐食性に関する検討を行った。

腐食試験の項目および内容を表-4.7 に示す。土壌腐食に影響を及ぼす因子としては、土壌の不均一性、組成、比抵抗、通気性、含水量、pH、溶解塩分およびバクテリアの活動などが挙げられる。本研究においては、土壌の腐食性評価法として常用されている米国規格協会；ANSI/AWWAC105/A21.5²⁷⁾を参考に、SDPR が設置された土壌ならびに周辺地下水の分析試験を行い、環境条件の把握を行った。

つぎに腐食状況調査として、亜鉛めっき処理を施した鋼管（以下、「めっき鋼管」という）と防錆処理が施されていない鋼管（以下、「無処理鋼管」という）を掘り起し、外観調査、デジタルノギスによる鋼管肉厚測定、マイクロスコープによる断面マイクロ観察や残存亜鉛めっき膜厚測定を行い、亜鉛めっき処理による防錆処理の有効性について検討を行った。

外観調査は、鋼管を部分的に切断し、鋼管内外面および羽根部の発錆状況、孔食の有無を調査した。鋼管肉厚測定にあたり、無処理鋼管は中性除錆剤およびブラッシングを繰り返して錆の洗浄を行い、めっき鋼管はブラッシングにより付着物の除去を行った。断面マイクロ観察は、供試体を切り出した後、鏡面研磨を行い金属顕微鏡により撮影を行った。



写真-4.5 SDPRの掘り起し状況

表-4.7 腐食試験の項目

分類	項目	試験方法	摘要
土壌分析	土壌抵抗率	土壌箱法（2電極法）	
	pH(H ₂ O)	JGS 0211-2009	測定時水温
	酸化還元電位	白銀電極法	
	硫化物	平成 24 年底質調査法 II.4.6	
	含水率	平成 24 年底質調査法 II.4.1	
水質分析	pH	JIS K 0102 12.1	測定時水温
	電気伝導度	JIS K 0102 13	
	塩化物イオン	JIS K 0102 35.1 準拠	
	硫酸イオン	JIS K 0102 39.1	
腐食調査	外観調査	目視調査	
	肉厚測定	デジタルノギス	
	断面マイクロ観察	マイクロスコープ写真撮影	めっき膜厚測定

4.5.2 土壌・地下水の分析試験結果

表-4.8 に土壌・地下水の分析試験結果を示す。土壌成分は pH = 6.6~7.0 の中性に該当し、非腐食性の土壌に該当する。土壌抵抗率 10,000Ω・cm 以上、酸化還元電位は 100mv 以上の値を示し、硫化物は検出されなかった。土中の鋼材の腐食速度は、土壌の比抵抗により大きな影響を受ける。このため土壌の比抵抗と腐食性の関係については、過去に多くの研究がなされており、今回の試験結果から、土壌の腐食性の程度は小～きわめて小に該当する²⁸⁾。このように土壌については腐食に影響を及ぼす因子が少ないことがうかがえる。

また、地下水は pH = 6.7、電気伝導度 33.0ms/m であり、硫酸イオンおよび塩化物イオンの混入も少なく、腐食を促進させる成分は測定されなかった。

ただし、表-4.3 に示すように自然含水比は 81.0%であり、腐食試験調査時の含水率は 36.6~38.5%であった。土壌腐食については、土中の含水率が鋼材の腐食速度に大きな影響を及ぼし、土壌の空隙に含まれる水分率と空気率の相互効果によりその腐食速度が最大となる。既往の研究²⁹⁾において、シルトでは含水比率が 40%付近のときに腐食速度が最大となることが報告されている。

このことから、土壌および地下水位には腐食を促進させる因子は少ないものの、鋼管の周辺は常時湿潤状態にあり、腐食速度が最大となる含水比状態の厳しい環境下に存置していたものと推察される。

表-4.8 土壌・地下水の分析試験結果

分類	項目	測定値	単位	摘要
土壌分析	土壌抵抗率	12,200~51,700	Ω・cm	
	pH(H ₂ O)	6.6~7.0	—	測定時 27°C
	酸化還元電位	420	mV	
	硫化物	0.005 未満	mg/g	
	含水率	36.6~38.5	%	
水質分析	pH	6.7	—	測定時 19°C
	電気伝導度	33.0	ms/m	
	塩化物イオン	3.3	mg/L	
	硫酸イオン	5.1	mg/L	

4.5.3 鋼管の腐食調査結果

(1) 外観調査

表-4.9 は、中性除錆剤およびブラッシングによる錆の除去を行う前の無処理鋼管の状態を示したものである。土中部にあたる (a), (b) および (c) の一部において黒皮の残存が確認されたものの全体的に鉄錆の発生が確認された。また、地表部（大気中）にあたる (d) および (c) の地表面（のり表面）側の一部においては、黒皮の残存が確認されず全面に褐色錆の発生が確認できた。なお、すべての観察箇所において孔食の発生はみられず、全面腐食の状態であることが確認できた。

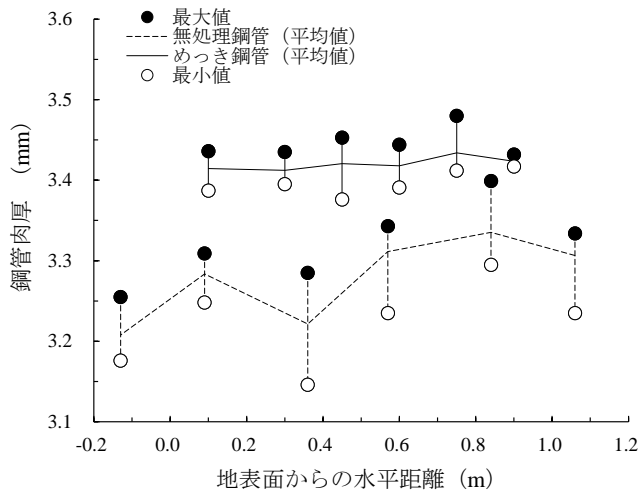
表-4.10 は、付着物の除去を行った鋼管肉厚測定前の鋼管の状態を示したものである。めっき鋼管は全体的に白錆の発生も少なく、土中部から地表部にかけて一様に亜鉛めっき被膜が残存していることが確認できた。

(2) 鋼管肉厚測定

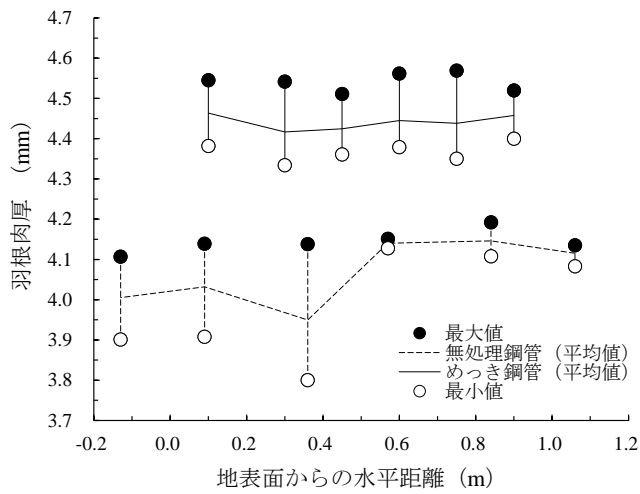
無処理鋼管およびめっき鋼管における鋼管肉厚と羽根肉厚の測定結果を、それぞれ図-4.12 に示す。

無処理鋼管の鋼管肉厚は、地表面(のり表面)からの水平距離が0.5m以浅で3.15~3.31mm、0.5m以深で3.24~3.40mmとなり、地表面からの水平距離が大きい土中部よりも、地表部および地表面に近い土中部の方が鋼管肉厚は小さく、減肉量が大きくなることが確認できた。また、羽根肉厚についても同様に、地表面からの水平距離が0.5m以浅で3.80~4.14mm、0.5m以深で4.08~4.19mmとなり、土中部よりも、地表部および地表面に近い土中部の方が羽根肉厚は小さく、減肉量が大きく、さらに測定値のバラツキも大きくなることが確認できた。このように、無処理鋼管においては腐食が進行している状況下にあることがうかがえる。

一方、めっき鋼管については、鋼管肉厚は3.38~3.48mm、羽根肉厚は4.33~4.51mmとなり、鋼管肉厚および羽根肉厚ともに無処理鋼管にみられたような地表面からの水平距離による有意な差異も確認されず、また測定値のバラツキも小さく、亜鉛めっき被膜による防錆効果が発揮されていることが確認できた。



(1) 鋼管肉厚



(2) 羽根肉厚

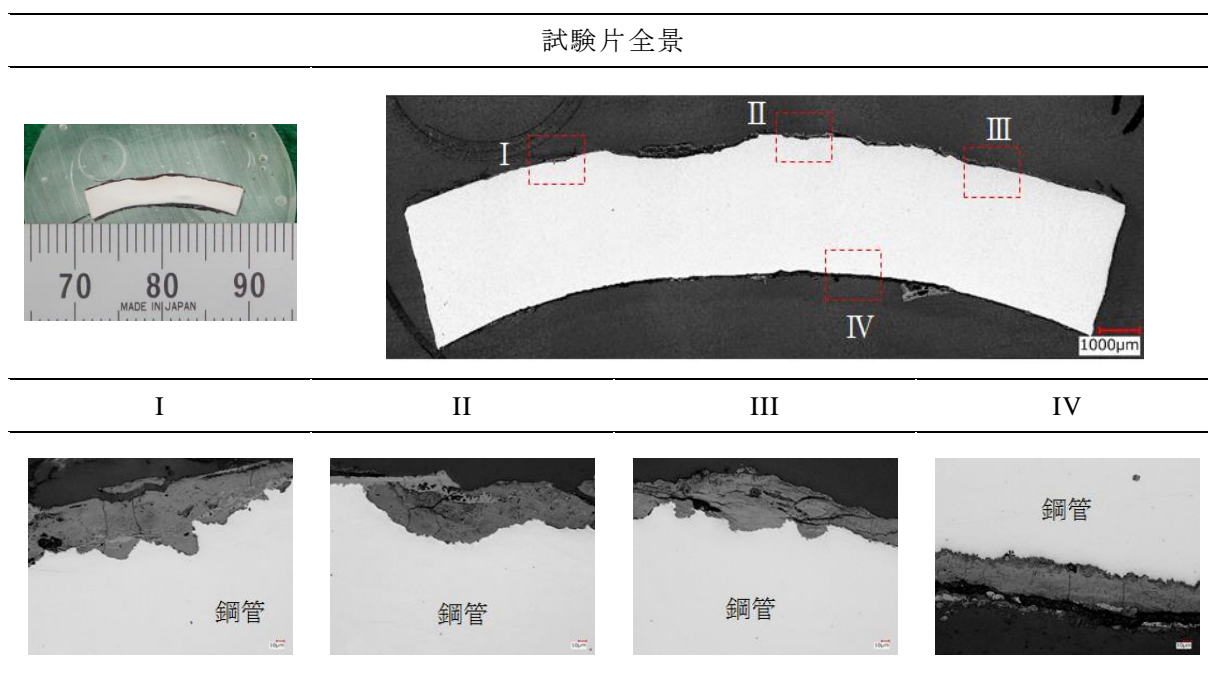
図-4.12 鋼管肉厚と羽根肉厚の測定結果

(3) 断面ミクロ観察

無処理鋼管の断面ミクロ観察結果の一例を表-4.11 に示す。観察断面は無処理鋼管から任意に4断面を抽出した。試験片全景写真に示すI~IIIおよびIVは、それぞれ観察箇所が鋼管外面および鋼管内面となっている。局所的に腐食減肉が大きい箇所が確認されたが、腐食形態としては全面腐食であった。なお、鋼管内面よりも鋼管外面の方が腐食は進んでいる傾向にあった。

一方、めっき鋼管の断面ミクロ観察結果の一例を表-4.12 に示す。観察断面はめっき鋼管から任意に4断面を抽出した。いずれの断面においても亜鉛めっき被膜表層部の腐食が確認され、無処理鋼管と同様、鋼管内面よりも鋼管外面の方が腐食は進んでいる傾向にあった。また、12測点において鋼管外面の残存亜鉛めっき膜厚を測定した結果、図-4.13 に示すようにバラツキが大きいものの、鋼管外面の平均残存亜鉛めっき膜厚は 59.2 μm となった。

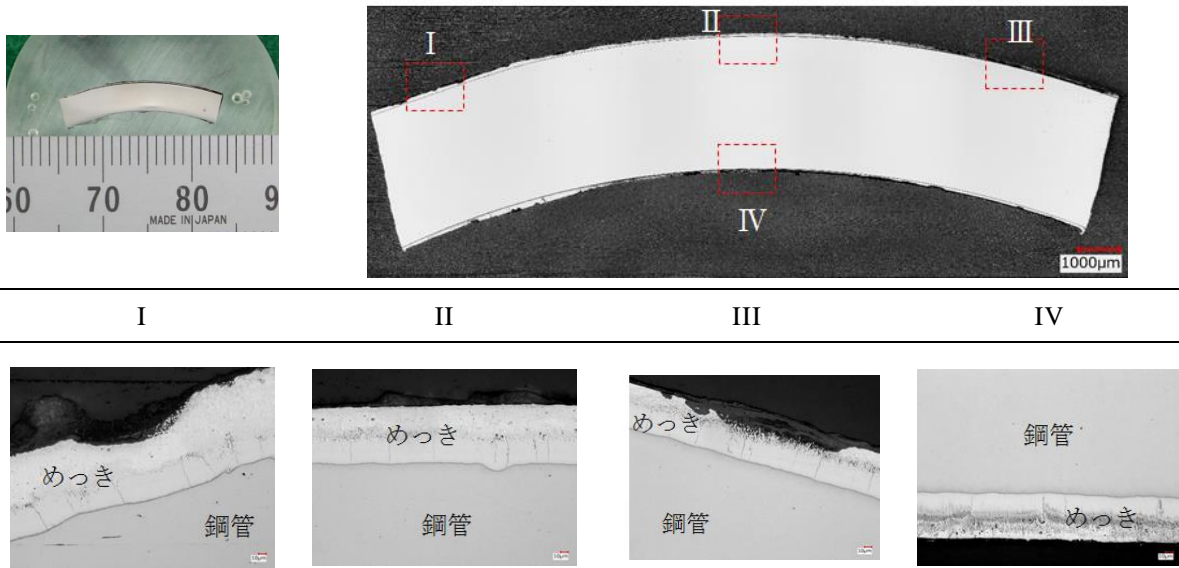
表-4.11 無処理鋼管の断面ミクロ観察結果の一例



※試験片全景に記したローマ数字はミクロ観察位置を表し、下段のローマ数字と対応

表-4.12 めっき鋼管の断面マイクロ観察結果の一例

試験片全景



※試験片全景に記したローマ数字はマイクロ観察位置を表し、下段のローマ数字と対応

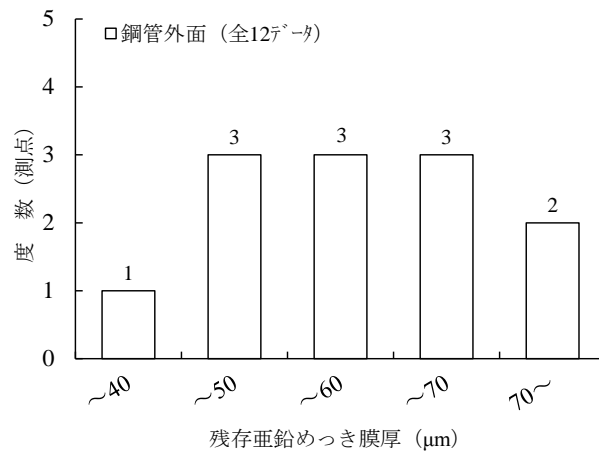


図-4.13 残存亜鉛めっき膜厚の度数分布

4.5.4 防錆処理の評価

めっき鋼管を対象に、亜鉛めっき被膜の腐食速度について検討を行った。本研究で用いた SDPR のめっき仕様は、JIS H 8641 に規定される 2 種 45 (HDZ 45) であり、製作時における亜鉛めっき膜厚は 65.2~66.6 μm であった。本研究において腐食試験を行った試験箇所 D については、残存する平均亜鉛めっき膜厚が 59.2 μm であったことから、放置期間 37 ヶ月を考慮し、亜鉛めっき被膜の年間腐食速度は 1.9~2.4 $\mu\text{m}/\text{年}$ であることが推定できる。

なお、既往の研究³⁰⁾において、亜鉛めっき試験片の土壌中における 5 年間の調査結果をもとにした腐食速度が報告されている。亜鉛めっき被膜の腐食速度は、幅広い土性区分において 16~33 $\text{g}/\text{m}^2/\text{年}$ のバラツキを有しているが、亜鉛めっきの比重を $\rho = 7.2$ としたときに、亜鉛めっき膜厚に換算した腐食速度は約 2~5 $\mu\text{m}/\text{年}$ に相当し、本研究の評価結果とも概ね合致する。

今後、継続した長期のモニタリングにより亜鉛めっき被膜等の腐食速度を把握することが可能となり、耐用年数に応じた亜鉛めっき被膜の耐食性の評価が期待できる。

4.6 まとめ

本章では、SDPR の特長、仕様、設計の流れ、施工方法を取りまとめ、ねじり抵抗試験により SDPR の材料特性の把握を行うとともに、引抜き抵抗試験により SDPR の設計に必要な鋼管と地盤との付着性能をあきらかにした。また、SDPR を盛土内に一定期間放置し、経年的な引抜き性状や耐食性について取りまとめた。

本章で得られた主な結論を以下に記す。

- (1) SDPR は回転トルクが降伏耐力に達しても直ちに回転トルクが低下することではなく、SDPR の長さにかかわらず、ねじり応力は一様に生じていることが確認できた。
- (2) SDPR は施工条件より過酷なねじり抵抗試験において 1,300 N・m 程度まで弾性挙動を保持していることが確認でき、エアモータ・チェーン方式のボーリングマシン（最大トルク 1,230N・m）による施工時に必要な強度特性は有していると考えられる。
- (3) 引抜き抵抗試験により、羽根径が幅広タイプの SDPR は標準タイプの SDPR に対して極限周面摩擦抵抗が 14～31%程度高くなる傾向が得られ、羽根径の形状が極限周面摩擦抵抗の増加に寄与していることが示された。
- (4) 引抜き抵抗試験により降伏周面摩擦抵抗と極限周面摩擦抵抗の両者は強い相関関係にあることが確認されるとともに、両者は代表 N 値ともとはかなり強い相関関係にあることから、代表 N 値により極限周面摩擦抵抗 (τ_u) と降伏周面摩擦抵抗 (τ_y) の両者を次式により推定できることが示された。

$$\tau_u = 9 \cdot N + 16 \quad (4.5)$$

$$\tau_y = 0.5 \cdot \tau_u \quad (4.6)$$

- (5) 施工後に一定期間が経過した SDPR を対象に行った引抜き抵抗試験により、最大荷重および降伏荷重ともにあきらかな低下は認められず、SDPR と地盤との付着性能は経年的に保持されていることが示された。
- (6) SDPR の腐食試験により亜鉛めっき被膜による防錆効果が発揮されていることを確認するとともに、今後、継続した長期のモニタリングにより亜鉛めっき被膜等の腐食速度を把握することにより耐用年数に応じた亜鉛めっき被膜の耐食性の評価が期待できることが示された。

参考文献

- 1) 浜崎智洋, 笠間清伸, 田山聡, 前田良刀, 松方健治, 秋吉亮平: 排水機能を有するスパイラル羽根付き鋼管を用いたのり面補強に関する原位置試験, 土木学会論文集 C (地圏工学), Vol.74, No.1, pp.20-33, 2018.
- 2) Hamasaki, T., Kasama, K., Matsukata, K. and Taguchi, K.: Research for development of Spiral bladed Drain Pipe Reinforcement method, *Proceedings of the 19th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, Seoul, Korea, pp.2143-2146, 2017.
- 3) Hamasaki, T., Kasama, K., Matsukata, K., Yakabe, H. and Ito, H.: Field test for develop of spiral bladed drain pipe reinforcement method, *Proceedings of the 7th China-Japan Geotechnical Symposium*, Sanya, China, pp.78-82, 2018.
- 4) 下間英, 前田賢悟, 本多剛, ORENSE P. Roland, 東畑郁生: 降雨による斜面崩壊の予測に関する模型実験, 第 37 回地盤工学研究発表会講演集, No.1084, pp.2159-2160, 2002.
- 5) 地盤工学会: 地震と豪雨・洪水による地盤災害を防ぐために—地盤工学からの提言—, 2009.
- 6) 若井明彦, 祭飛, 鶴飼恵三: 飽和—不飽和浸透流解析による地下水位の予測と斜面の安定性評価, 地すべり, Vol.36, No.4, pp.8-13, 2000.
- 7) 秋田剛, 常田賢一: 既設道路盛土の安定性向上のための排水パイプの適用性の検証, 近畿地方整備局研究発表会, 防災・安全部門, No.22, 2012.
- 8) 渡邊論, 西田幹嗣, 浅野嘉文, 杉山友康, 西垣誠: 排水パイプが打設された盛土の弾塑性 FEM を用いた安定性評価に関する一考察, 第 48 回地盤工学研究発表会講演集, No.571, pp.1141-1142, 2013.
- 9) 殿垣内正人, 浜崎智洋, 水田富久, 松方健治: 排水機能を有するスパイラル羽根付き鋼管による盛土補強工法, 土と基礎, Vol.63, No.10, pp.40-41, 2015.
- 10) 前田良刀, 浜崎智洋, 藤原優, 水田富久, 中石隆博: 羽根付き有孔鋼管を用いた地盤補強工法, 特許第 6352120 号, 2018.
- 11) 土木学会: 回転圧入鋼管杭 (NS エコスパイラル) の設計施工法に関する技術評価報告書, 技術推進ライブラリーNo.7, 2015.
- 12) 荒井昭浩, 森川脩之, 竹山智英, 日下部治, 佐伯英一郎, 澤石正道: 高地下水面を有する盛土構造物の崩壊機構の把握と鋼管杭を応用した耐震性改善の提案, 第 46 回地盤工学研究発表会講演集, No.551, pp.1107-1108, 2011.
- 13) 澤石正道, 和田昌敏, 菅野浩樹, 上村健太, 高橋章浩: 盛土の斜面安定対策工としての小径羽根付き鋼管の補強効果に関する実大実験, 地盤工学ジャーナル, Vol.11, No.3, pp.215-228, 2016.
- 14) 中村大樹, 笠間清伸, 浜崎智洋, 古川全太郎: 穴あきパイプを挿入した盛土の浸透流解析, 第 7 回土砂災害に関するシンポジウム論文集, pp.217-222, 2014.

- 15) 古川全太郎, 笠間清伸, 浜崎智洋, 中村大樹: 盛土に打設した排水性補強材の降雨・地震時の安全率改善効果, 第8回土砂災害に関するシンポジウム論文集, pp.235-240, 2016.
- 16) 日本工業規格: JIS G 3444 一般構造用炭素鋼鋼管, 2015.
- 17) 日本工業規格: JIS G 3101 一般構造用圧延鋼材, 2015.
- 18) 日本工業規格: JIS H 8641 溶融亜鉛めっき, 2007.
- 19) 西日本高速道路(株): 切土補強土工法設計・施工要領, pp. 24, 2007.
- 20) 地盤工学会: 地盤調査の方法と解説, pp. 935-940, 2013.
- 21) 地盤工学会: 地盤調査の方法と解説, pp. 279-316, 2013.
- 22) 地盤工学会: 地盤調査の方法と解説, pp. 317-324, 2013.
- 23) Yasufuku, N., Murata, H. and Hyodo, M.: Yield characteristics of anisotropically consolidated sand under low and high stress, SOILS AND FOUNDATIONS, Vol.31, No.1, pp.95-109, 1991.3.
- 24) 西日本高速道路(株): 切土補強土工法設計・施工要領, 2007.
- 25) 地盤工学会: 地盤調査の方法と解説, p. 310, 2013.
- 26) 西日本高速道路(株): 切土補強土工法設計・施工要領, pp. 31, 2007
- 27) 角田知己, 秋庭徹郎: 土壌の腐食性を評価するための視点, 防食技術, Vol.36, No.3, pp.168-177, 1987.
- 28) 日本ダクタイル鉄管協会: 埋設管路の腐食原因とその防食について, p.17, 2016.
- 29) 辻野文三, 沖猛雄: 土壌中における鋼の腐食挙動とそのモニタリング, 表面技術, Vol.40, No.5, pp.707-708. 1989.
- 30) 亜鉛めっき鋼構造研究会: 溶融亜鉛めっきの耐食性, pp.13-15, [online] <https://jlzda.gr.jp/mekki/pdf/youyuu.pdf> (参照 2017-9-13) .

第5章

地下水位の動態からみたSDPRの排水効果

5.1 はじめに

第4章では、排水機能を有するスパイラル羽根付き有孔鋼管による地盤補強工法の開発に向けて、水抜き孔を介して盛土内の地下水位や間隙水圧の上昇を抑制すると同時に、スパイラル形状の羽根を介して地盤との引抜き抵抗力の増加を期待したSDPRの特性について、評価・検討を行った。

本章では、SDPRを用いた試験施工を実施し地下水位の動態を観測することにより、SDPRの有・無による地下水位の動態に着目し、SDPRが有する排水効果について検討を行った^{1),2)}。また、SDPRによる耐降雨性の向上を定量的に評価するために、地下水位上昇に要する雨量の目安となる限界実効雨量の提案および算出を行い、その対比を行った。さらに、盛土の安定性評価として安定解析を行い、降雨に対する安全率の経時的変化を検討し、SDPRの有・無を対比することでSDPRの有効性・優位性をあきらかにした。

5.2 SDPRによる補強対策事例（その1）

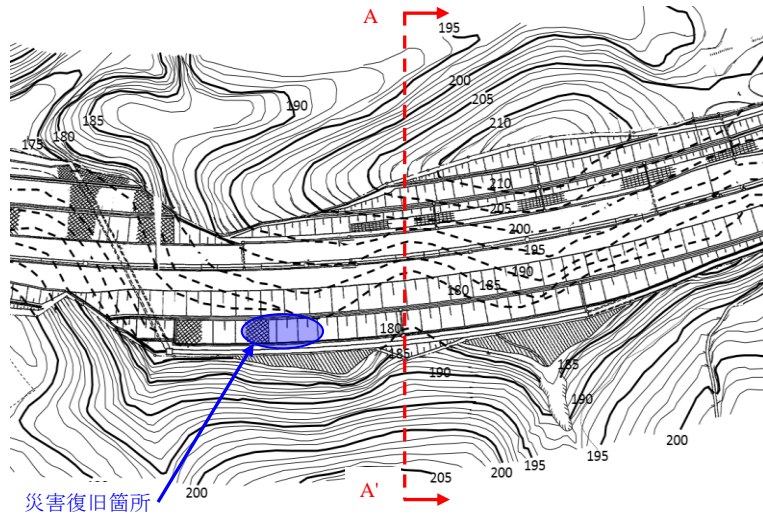
昭和51（1976年）年3月に供用を開始した図-5.1に示す集水地形に位置する片切片盛構造の腹付け盛土（表-4.3の試験箇所Dに該当）において、SDPRによる補強対策を行った。

付近の地盤には、第三紀末以後火山活動の洪積世中頃の霧島火山溶岩や、洪積世末の始良火砕流堆積物であるしらすが広域に分布している。盛土は4.4.2 試験箇所の盛土物性で記述したように、しらす台地の低地に位置しており、部分的に火山灰質粘性土や黒ボク、軟質な軽石を含む礫混じり火山灰質砂を主体とした高さ12m程度の2段盛土（のり面勾配；1：1.8）である。

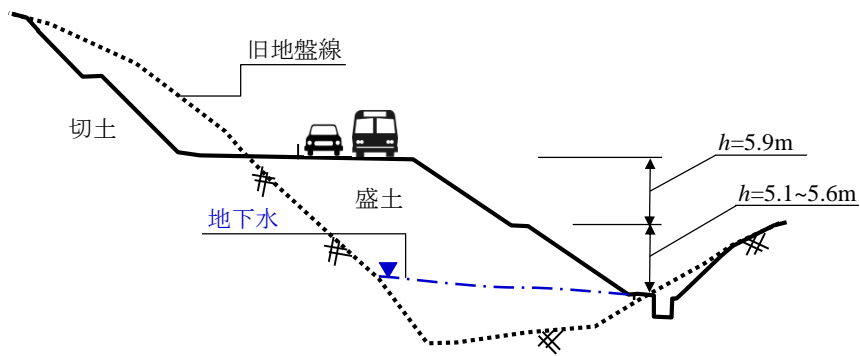
盛土のり尻部は常時湿潤状態にあり、地下水の滲み出しや排水溝の滞水が確認されている。また、近傍の盛土のり面（以下、「のり面」という）では過去に幅30m、深さ2~3mの規模で小段から下方が崩壊し、その後復旧した履歴が確認されている（写真-5.1参照）。

のり面の安定検討にあたっては、この降雨災害事例を参考に、盛土内に異常降雨等による最高水位を想定し、常時ならびに地震時のそれぞれの計画安全率を満足するか否かの検討を行った。次に、SDPRを配置したことによる地下水位の低下（GL-3.5m：下段のSDPR配置高さに相当）を想定し、計画安全率を満足するようSDPRの配置密度の検討を行った。その結果、下方から1段目のり面の上段および下段に、それぞれ $L = 6\text{m}$ のSDPRを配置するこ

とで所定の安全率を満足することとなった。さらに、盛土深部での定着を考慮し、 $L = 11\text{m}$ および $L = 9\text{m}$ のSDPRを3m間隔（のり面配置密度：1本/9 m²）で配置することとした^{3), 4)}（図-5.2および写真-5.2参照）。



(1) 平面図



(2) 横断面図（A-A'断面）

図-5.1 SDPRによる補強対策箇所（その1）



(1) 小段からのり尻を望む

(2) のり尻部（ふとんかごによる復旧）

写真-5.1 近傍での災害履歴（復旧状況）



写真-5.2 SDPRによる補強対策状況（対策後）

※SDPRの排水口に導水管を設置

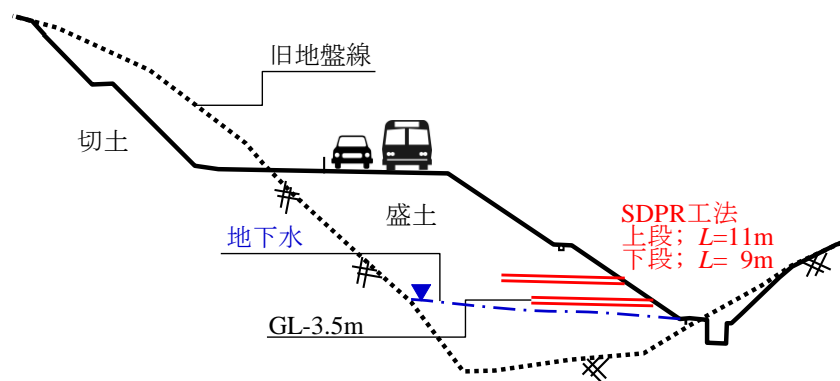


図-5.2 SDPRによる補強対策の概況（その1）

5.3 盛土の土質特性（その1）

図-5.3 に盛土の土質区分と表-5.1 に区分された盛土材料の土質特性を示す。また、表-5.1 には、昭和49年（1974年）頃の盛土施工時に使用する盛土材を対象とした材料試験結果⁵⁾をあわせて示した。

盛土施工から約40年が経過した今回調査と盛土の施工記録を比較すると、細粒分含有率に大きな変化はみられないものの、自然含水比が盛土施工時より高くなっており、湿潤状態にあることがうかがえる。

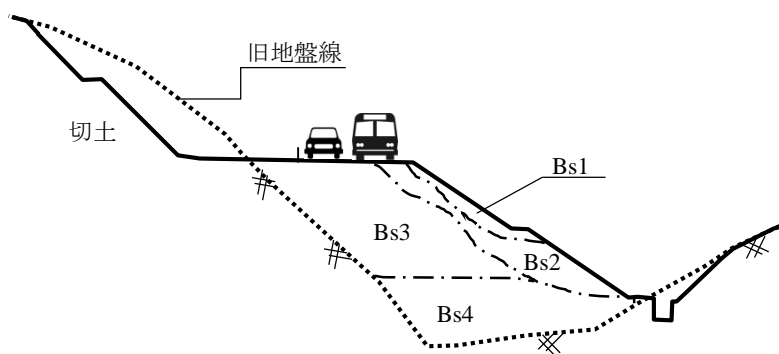


図-5.3 盛土の土質区分概要図（その1）

表-5.1 盛土の物理的土質特性（その1）

	今回調査				施工記録	摘要
	Bs1	Bs2	Bs3	Bs4		
湿潤密度 ρ_t (g/cm ³)	—	1.38~1.51	1.55	1.51~1.55	—	
細粒分含有率 F_c (%)	36.2~45.9	39.5~42.9	27.5~32.2	33.5~41.4	47.2~54.7	
自然含水比 ω_n (%)	49.9~73.4	69.2~92.7	59.0~60.3	58.9~67.5	27.6~38.8	
間隙比 e (-)	—	2.02~2.74	1.75	1.78~1.98	—	
塑性指数 I_p (-)	38.3~52.6	50.4~64.3	39.6~44.8	41.5~50.0	N.P	
透水係数 $k_s \times 10^{-5}$ (m/s)	8.4		5.4	10.0	—	
粘着力 c_{cu} (kN/m ²)	—	7.9~10.0	37.2	20.0~25.7	—	CU 試験
せん断抵抗角 ϕ_{cu} (°)	—	24.5~35.2	17.1	19.9~31.9	—	

5.4 地下水位の観測概要

地下水位の動態を観測するために、表-5.2 および図-5.4 に示すように、No.1～No.3 の地下水位観測孔（以下、「観測孔」という）を設置した。No.1 観測孔および No.2 観測孔はのり面小段付近に位置し、のり面表層およびのり尻付近の地下水位観測を主目的とし、No.3 観測孔は下方から上部のり面中腹に位置し、基礎地盤および盛土深部の地下水位観測を主目的とした。写真-5.3 に地下水位計の設置状況を示す。

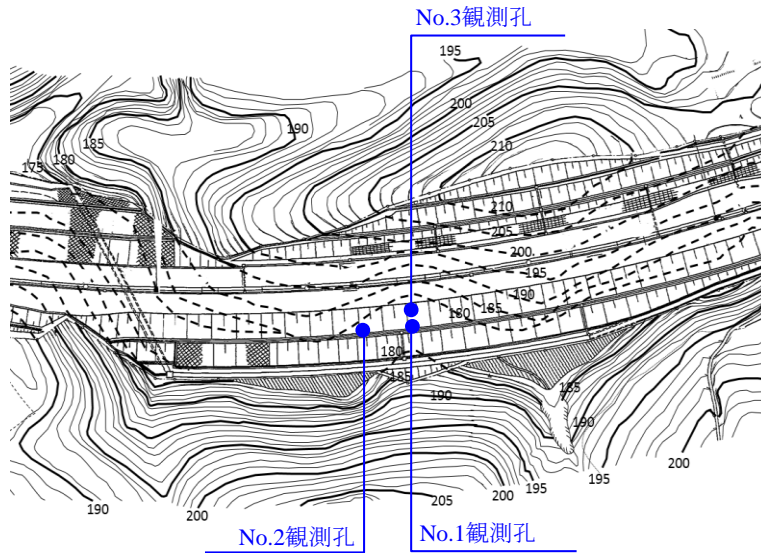
No.1 観測孔は SDPR による補強対策区間（以下、「SDPR 有」という）に位置し、No.2 観測孔は無対策区間（以下、「SDPR 無」という）に位置している。また、No.3 観測孔は補強対策区間と高速道路路面との中間付近に位置している。

雨量の観測にあたっては、近傍の宮崎自動車道高原 IC に設置してある雨量計の観測データを用い、観測期間は、2015 年 4 月 11 日から 2017 年 6 月 14 日までの約 26 ヶ月である。

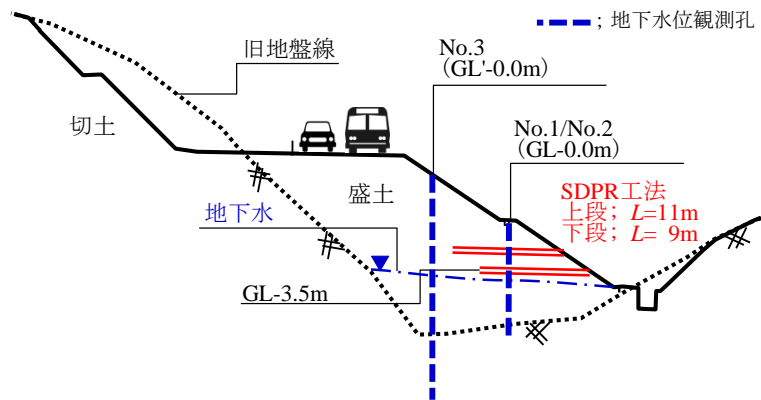
ここでは、主として、SDPR 有の No.1 観測孔と SDPR 無の No.2 観測孔における地下水位の動態について比較・検証を行うことにより、SDPR の排水性能について評価を行った。

表-5.2 観測孔の設置状況

地 点	設置箇所	設置深度 (m)	設置標高 (m)	観測機器	摘 要
No.1	小 段	GL-9.0	DL+187.20	地下水位計	SDPR 有
No.2		GL-8.5	DL+187.13		SDPR 無
No.3	のり肩	GL-19.0	DL+191.16		
—	宮崎自動車道高原 IC			雨量計	



(1) 平面図



(2) 横断面図

図-5.4 観測孔の設置位置概要図



写真-5.3 地下水位計の設置状況 (No.1観測孔)

5.5 雨量および地下水位の観測結果

図-5.5 に、2015 年 4 月 11 日から 2017 年 6 月 14 日までの観測期間における雨量と、No.1 観測孔および No.2 観測孔の地下水位の観測結果を示す。

観測期間中の最大日雨量は 195mm であり、カナンプロットのプロットティングポジション公式⁶⁾により再現期間 3 年の年最大日雨量に相当する。また、2015 年 4 月 11 日から 1 年間の年間降水量は 3,627mm、および 2016 年 4 月 11 日から 1 年間の年間降水量は 3,367mm であった。

地下水位は No.1 観測孔で GL-6.0~-2.4m、No.2 観測孔で GL-6.1~-1.5m の変動があった。No.1 観測孔では、一時的に下段の SDPR 配置高さである GL-3.5m を超過する降雨があったものの、上段の SDPR 配置高さである GL-2.0m を超過することはなく、No.2 観測孔と比較して、地下水位は速やかに低下する傾向を示した。一方、No.2 観測孔では、50mm/日を超える降雨により定常的に GL-3.5m を超過する傾向を示した。また、観測期間中の No.1 観測孔と No.2 観測孔の水位差は最大で 1.1m (2016/6/27) であり、日雨量が 100 mm/日を超える降雨のときは、地下水の上昇は最大で 1.0m (2016/5/10) 抑制された。

なお、2016 年 9 月および 2017 年 1 月前後の少雨期間において、地下水位は No.1 観測孔より No.2 観測孔が低くなっている時期がみられるが、SDPR 配置高さ (GL-3.5m) 以深のり尻 (GL-5.5m) 付近に位置する地下水位であるため、SDPR の排水性能や盛土の安定に影響を及ぼすような変動ではないと考えられる。

図-5.6 は 2015 年 4 月 11 日から 2017 年 6 月 14 日までの観測期間における地下水位ごとの累積相対度数を、SDPR の有・無により示したものである。盛土のり尻付近となる GL-5.5~-5.0m 以浅について、SDPR 有は SDPR 無より累積相対度数が少なく、地下水位が高くなるにしたがいその乖離は大きくなっている。このように、SDPR の有・無により降雨による地下水位の動態に大きな差異があることが確認できた。

一方、盛土深部の基礎地盤に位置する No.3 観測孔の地下水位は、図-5.7 に示すように少雨期間では No.1 観測孔の地下水位より最大で 7.1m (2017/3/22) 低い標高にあるが、日雨量が 150 mm/日程度の降雨 (2016/7/18) により、その水位は No.1 観測孔の地下水位付近まで上昇する傾向がみられた。

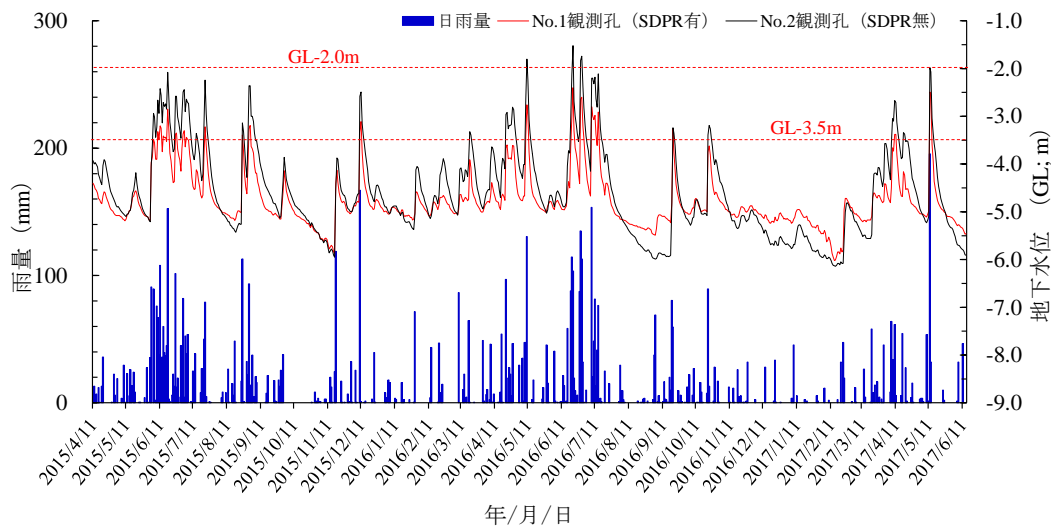


図-5.5 雨量と地下水位の観測結果（その1）

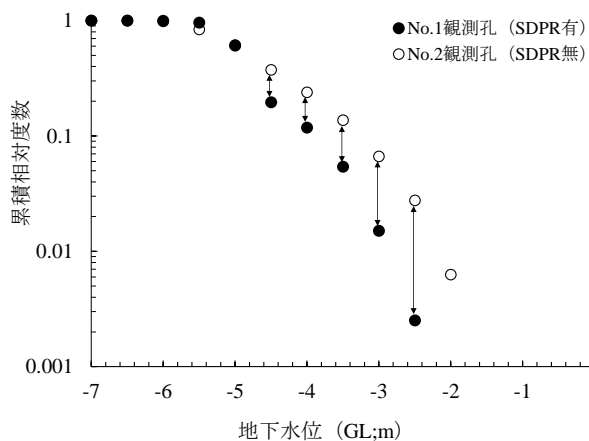


図-5.6 地下水位の累積度数分布（データ数:n=796）

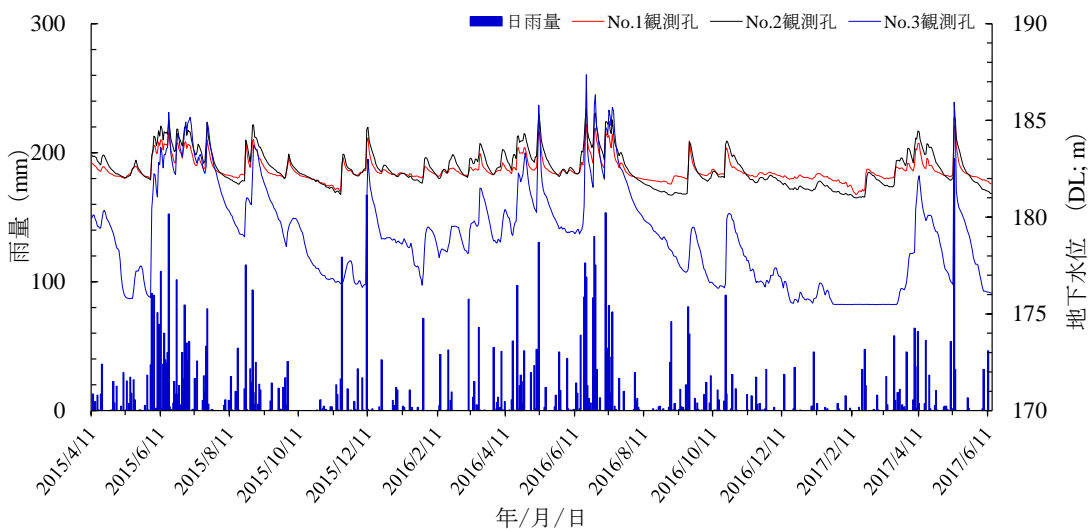


図-5.7 雨量と地下水位の経時変化（その2）

5.6 実効雨量による地下水位の動態評価

排水性能を定量的に検討するために、地下水位の動態とあわせて、先行雨量の影響を考慮した実効雨量に着目した評価を試みた。実効雨量^{7), 8)}とは、それまでに降った雨量が地中にどれ位残存しているかを便宜的に示した値であり、次式 (5.1) で算出される。また、半減期は残存している雨量が降雨量の半分になるまでの時間の長さを表している。

$$R_G = R_0 + \sum R_n \cdot (0.5)^{n/T} \quad (5.1)$$

ここに、 R_G ：実効雨量 (mm)， R_n ： n 日前の雨量 (mm)， T ：半減期 (日)である。

図-5.8 は、2015年4月11日から2017年6月14日までの地下水位（日最高水位）と、日雨量から式 (5.1) により算出した実効雨量との相関係数を、次式 (5.2) を用いて計算した結果である。図-5.8 の横軸は実効雨量を算出するのに用いた半減期の値であり、相関係数が最大となる、つまり地下水位の動態をうまく表現できる半減期が存在することがわかる。

$$r = \frac{\sum_m \left[W_i - \frac{1}{m} \sum_m W_i \right] \cdot \left[R_{Gi} - \frac{1}{m} \sum_m R_{Gi} \right]}{\sqrt{\sum_m \left[W_i - \frac{1}{m} \sum_m W_i \right]^2 \cdot \sum_m \left[R_{Gi} - \frac{1}{m} \sum_m R_{Gi} \right]^2}} \quad (5.2)$$

ここに、 r ：相関係数， W_i ： i 日における地下水位， R_{Gi} ： i 日における実効雨量（半減期 T 日）， m ：観測日数である。

地下水位の動態と最も相関がよい実効雨量の半減期は、No.2 観測孔では半減期 $T = 5$ 日（相関係数 $r = 0.84$ ）だったのに対し、No.1 観測孔では半減期 $T = 4$ 日（相関係数 $r = 0.89$ ）となり、SDPR により雨量が盛土内に残存する時間的指標となる半減期が短縮できることが示された。あわせて、図-5.9 に半減期 $T = 5$ 日の場合の実効雨量の推移を示すと、地下水位の動態と相関が高いことがうかがえる。

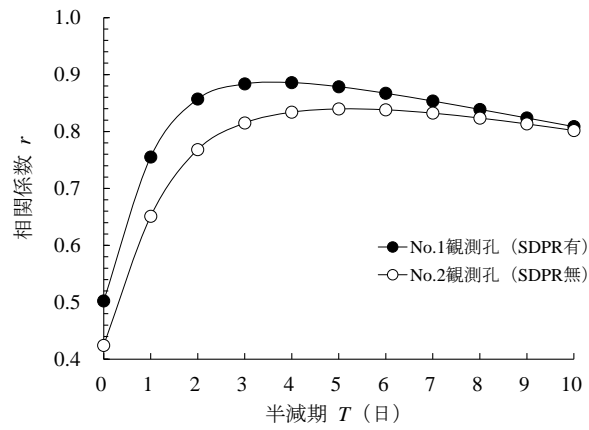


図-5.8 半減期ごとの相関係数

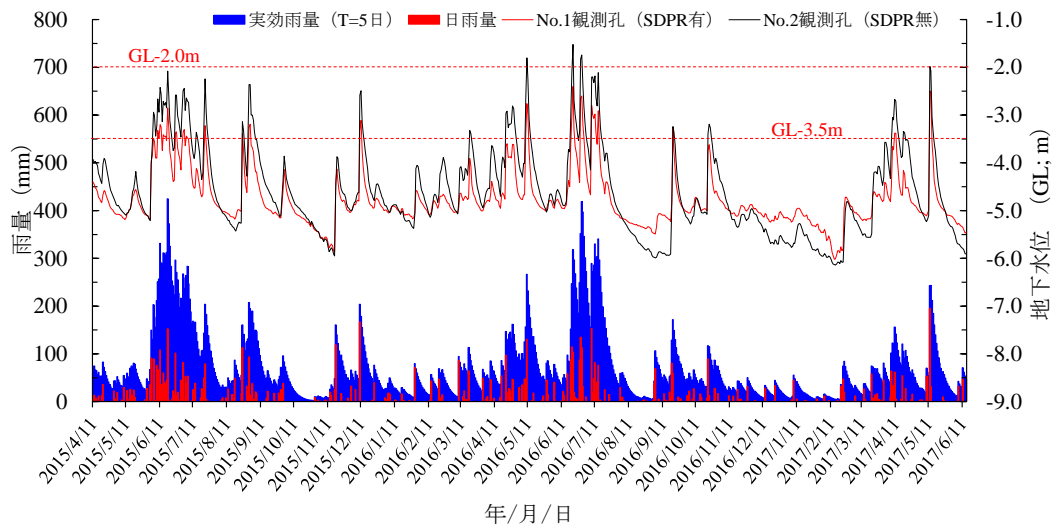


図-5.9 地下水位と実効雨量 (T=5日) の推移

5.7 限界実効雨量による耐降雨性の評価

SDPR の排水性能による耐降雨性の向上を定量的に評価するために、地下水位の上昇に際し、一定の地下水位を超過するのに要する限界実効雨量(R_{Gu})を定義し、以下に述べる方法において算出を行った。ここでは、限界実効雨量(R_{Gu})を SDPR 無の場合の降雨時に、例えば安全率が $F_s=1.05$ となる地下水位 $GL=-3.0m$ を超過する時の実効雨量と定義した。

(1) コルモゴノフスミルノフ検定を用いた方法

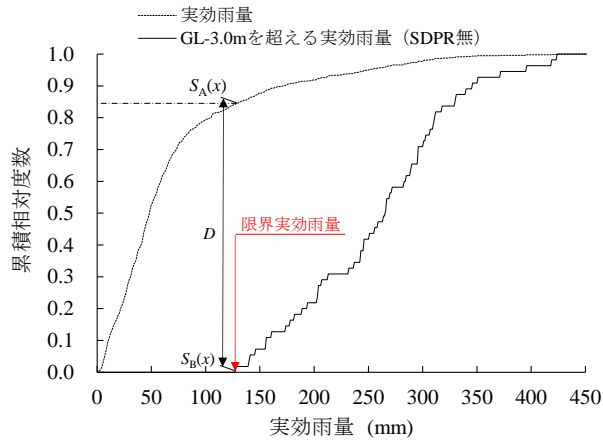
コルモゴノフスミルノフ検定⁹⁾を用いた方法については、以下のような手順で実施した。まず、半減期 $T = 5$ 日の同一条件下において、観測期間中の実効雨量と設定した地下水位を超過するのに要する実効雨量について、それぞれの度数を SDPR の有・無ごと（観測孔ごと）に集計する。次に、**図-5.10** に示すような両者の累積相対度数の差が最大となる実効雨量を、設定した地下水位における限界実効雨量 (R_{Gu}) として採用する。それらについては、次式 (5.3) に示すコルモゴノフスミルノフ検定により、有意水準 5% で検定を行う¹⁰⁾。

$$D = \max |S_A(x) - S_B(x)| \geq 1.36/\sqrt{N} \quad (5.3)$$

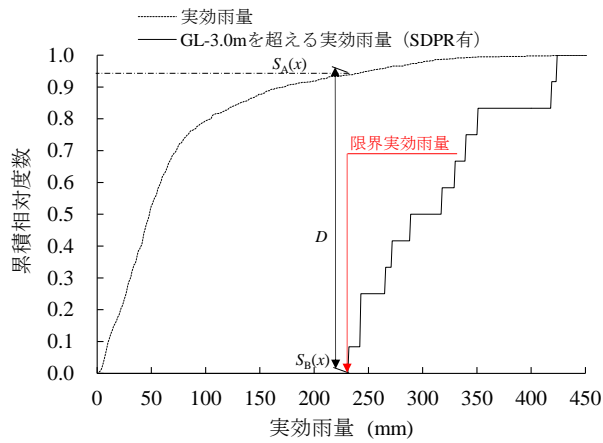
ここに、 D : KS 検定統計量、 S_A : 実効雨量 ($T = 5$ 日) の累積相対度数、 S_B : 設定した地下水位 ($GL-y$) を超過する実効雨量の累積相対度数、 x : 実効雨量 (mm)、 N : 設定した地下水位 ($GL-y$) を超過する実効雨量の度数である。

また、**図-5.10** は地下水位が $GL-3.0m$ を超える場合の限界実効雨量 (R_{Gu}) の算出結果であり、この場合の限界実効雨量 (R_{Gu}) は SDPR 無 (No.2 観測孔) の場合で $R_{Gu} = 127mm$ ($S_A = 0.84$, $S_B = 0.00$, $N = 55$)、SDPR 有 (No.1 観測孔) の場合で $R_{Gu} = 231mm$ ($S_A' = 0.94$, $S_B' = 0.00$, $N = 12$) となり、SDPR により 104mm 増加する結果が得られた。

また、**図-5.11** は、地下水位をいくつか設定し、その場合の限界実効量を算出した結果である。GL-4.8m までは SDPR の有・無による大きな差異はみられないが、GL-4.5m 以上となると地下水位の上昇に要する実効雨量に大きな差異がみられるようになる。



(1) SDPR無 (No.2観測孔) の場合



(2) SDPR有 (No.1観測孔) の場合

図-5.10 実効雨量 (T=5日) の累積相対度数とGL-3.0mを超過する累積相対度数

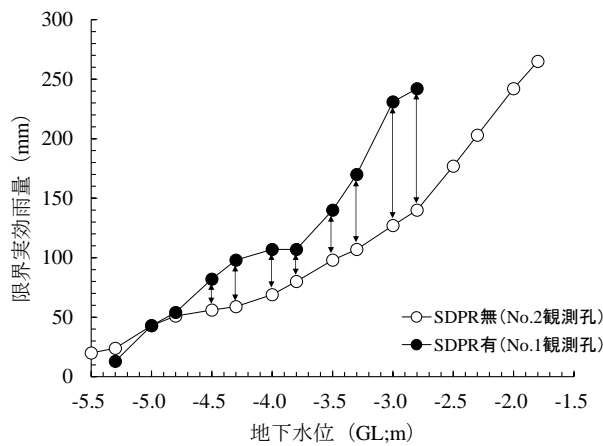


図-5.11 地下水位と限界実効雨量

(2) 線形回帰分析を用いた方法

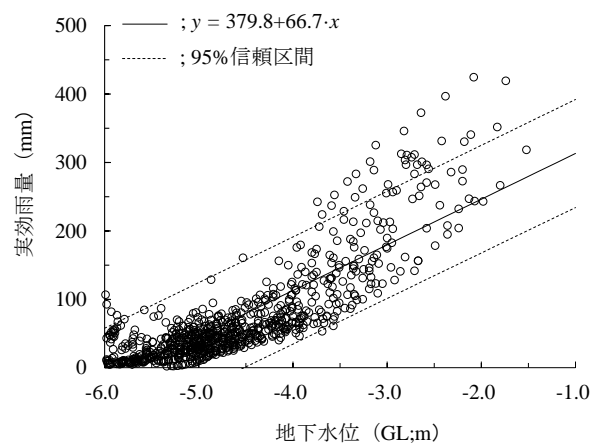
ここでは、単回帰分析¹⁾を用いて限界実効雨量を推定することを試みた。単回帰モデルは、説明変数が1個で目的変数（被説明変数）を説明するモデルであり、説明変数との関係において95%信頼区間予測は式(5.4)において算出される。

$$y = a + b \cdot x \pm t(n-2, \alpha) \sqrt{\left\{ \frac{1}{n} + \frac{(x - \bar{x})^2}{S_{xx}} \right\} V_e} \quad (5.4)$$

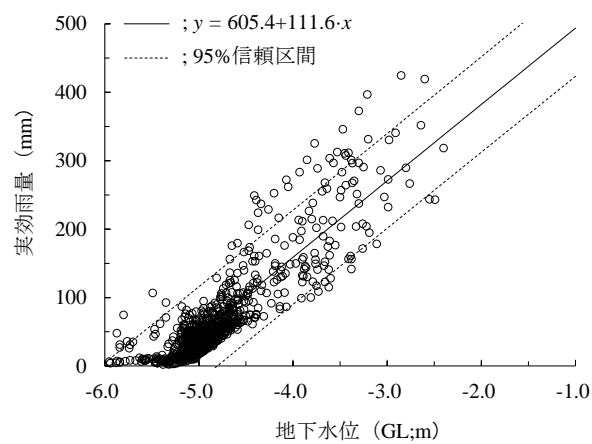
ここに、 y ：目的変数、 x ：説明変数、 a ：定数、 b ：説明変数の回帰係数、 \bar{x} ： x の平均、 n ：データ数、 α ：有意水準、 $t(\cdot, \cdot)$ ： t 分布、 S_{xx} ： x の平方和、 V_e ：残差の分散である。

図-5.12は、地下水位と実効雨量（ $T = 5$ 日）との関係から最小2乗法により求められた回帰係数を用いた線形近似直線と、その95%信頼区間予測を算出した結果である。SDPR無およびSDPR有の相関係数(r)は、それぞれ $r = 0.840$ および $r = 0.879$ となり、地下水位と実効雨量（ $T = 5$ 日）にはかなり強い相関があることがあらためて示された。また、SDPR無において、回帰直線は F 値 = 1897.361 > 3.853（危険率5%の境界値）となり、回帰係数は P 値 < 0.05（危険率5%）となることから、回帰直線は予測に対して有効であることが確認できた。同様にSDPR有においても、回帰直線は F 値 = 2689.735 > 3.853（危険率5%の境界値）となり、回帰係数は P 値 < 0.05（危険率5%）となることから、回帰直線は予測に対して有効であることが確認できた。

つぎに図-5.12において、95%信頼区間予測の上限値から限界実効雨量(R_{Gu})の推定を試みた。その結果、地下水位がGL-4.0m、GL-3.0mおよびGL-2.0mとなる限界実効雨量(R_{Gu})は、SDPR無の場合でそれぞれ $R_{Gu} = 191\text{mm}$ 、 258mm 、および 325mm となり、SDPR有の場合でそれぞれ $R_{Gu} = 228\text{mm}$ 、 340mm 、および 452mm となる。SDPRによりそれぞれ37mm、82mm、および127mm増加する結果が得られた。



(1) SDPR無の場合



(2) SDPR有の場合

図-5.12 地下水位と実効雨量 ($T=5$ 日) の関係 (データ数 ; $n=796$)

(3) ロジスティック回帰分析を用いた方法

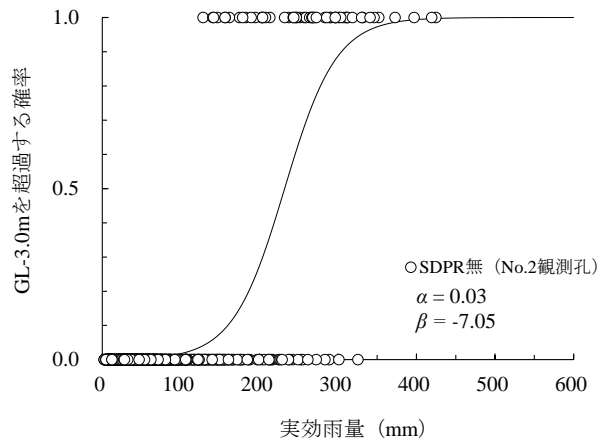
ロジスティック回帰分析¹²⁾を用いて、限界実効雨量を推定することを試みた。ロジスティック回帰モデルは、 i 個の共変量（説明変数）が $x = (x_1, \dots, x_i)$ と与えられたときのある事象の発現確率 $q(x)$ に対して、説明変数との関係が次式(5.5)において表されるモデルである。

$$\log \frac{q(x)}{1-q(x)} = \alpha_i \cdot x_i + \beta \quad (5.5)$$

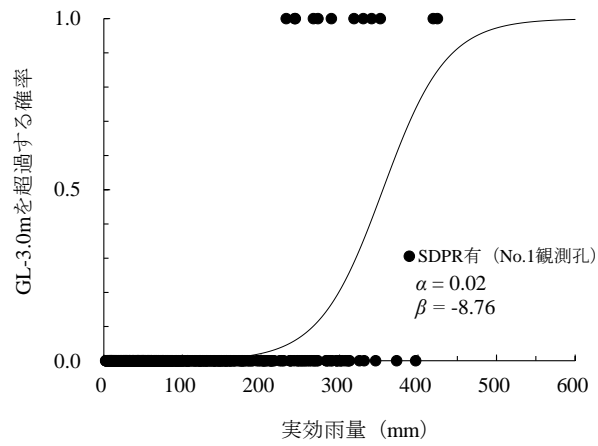
ここに、 $q(x)$ ：事象の発現確率， x_i ：共変量（説明変数）， α_i ：各説明変数の回帰係数， β ：定数である。

図-5.13 は、地下水位が GL-3.0m を超過するか否かの 2 値の目的変数（被説明変数）に対して、実効雨量（ $T = 5$ 日）を説明変数として算出したロジスティック回帰曲線である。SDPR 無および SDPR 有の尤度比寄与率（決定係数(R^2)) は、それぞれ $R^2 = 0.642$ および $R^2 = 0.532$ となり、ロジスティック回帰モデルへの適合度が良い結果が得られた。また、SDPR 無における説明変数のオッズ比の 95%信頼区間は 1.025~1.037 で、ワールド検定の有意確率は $p < 0.01$ であることから、説明変数が判別に有効であることも確認できた。同様に SDPR 有についても、説明変数のオッズ比の 95%信頼区間は 1.016~1.034 で、ワールド検定の有意確率は $p < 0.01$ となることから、説明変数が判別に有効であることも確認できた。

ここで図-5.13 において、SDPR 無および SDPR 有の地下水位が、それぞれ GL-3.0m を超過する予測確率が $q = 0.5$ となる実効雨量を限界実効雨量 (R_{Gu}) として算出した場合、限界実効雨量は SDPR 無で $R_{Gu} = 233\text{mm}$ であるのに対し、SDPR 有は $R_{Gu} = 356\text{mm}$ となり、SDPR により 128mm 増加する結果が得られた。また、地下水位が GL-3.0m を超過する確率を $q = 0.05$ としたときの限界実効雨量 (R_{Gu}) は、SDPR 無および SDPR 有で、それぞれ $R_{Gu} = 136\text{mm}$ 、および $R_{Gu} = 240\text{mm}$ となり、コルモゴノフスミルノフ検定を用いた手法と概ね合致した。



(1) SDPR無の場合 (データ数 ; $n=796$)



(2) SDPR有の場合 (データ数 ; $n=796$)

図-5.13 実効雨量と地下水位 (GL-3.0m) のロジスティック回帰曲線

(4) 限界実効雨量の算出結果のまとめ

前述したように、コルモゴノフースミルノフ検定、線形回帰分析、およびロジスティック回帰分析を用いて、一定の地下水位を超過するのに要する限界実効雨量(R_{Gu})を定義し、SDPRによる耐降雨性の向上に対する定量的評価を試みた。表-5.3には、各解析方法によりGL-3.0mを超過する時の実効雨量($T = 5$ 日)を限界実効雨量として算出し、それらの結果をとりまとめた一覧を示す。

その結果、いずれの算出方法においても、SDPRの有・無による限界実効雨量の差異があきらかとなり、SDPRにより一定水位の上昇に対して実効雨量が増加していることが確認できた。このことから、SDPRにより、先行雨量を含めた耐降雨性の向上を期待できることが定量的に示された。

表-5.3 限界実効雨量の算出結果の一覧

解析方法	SDPR 有 (mm)	SDPR 無 (mm)	SDPR による 増加量 (mm)	摘 要
コルモゴノフ スミルノフ検定	231	127	104	
線形回帰分析	340	258	82	95%信頼区間上限
ロジスティック 回帰分析	356	233	123	超過確率 $q = 0.5$

5.8 経時的な盛土の安定性評価

5.8.1 検討条件

(1) 検討モデルと地盤定数

安定性検討に用いた安定解析モデルとその地盤定数を図-5.14 および表-5.4 に示す。土質調査結果により、基礎地盤や路盤を含め地盤種別を大きく9種類に分類し、それぞれの地盤定数を設定した。

土層区分 Bs1, Bs2, Bs3, および Bs4 の地盤定数については、圧密非排水三軸圧縮試験 (\overline{CU} 試験) 結果をもとに設定し、のり面表層部の Bs1 および Bs2 については、地下水の影響を考慮し地下水位より上層と下層において粘着力 (c) の強度区分を行った。したがって、地下水位以下に位置するときの Bs1 および Bs2 の粘着力は、のり表層部が低拘束圧状態下にあることやサクシヨンの消失に伴う見かけの粘着力の低下を考慮し、 $c=0.0 \text{ kN/m}^2$ とした。

また、基礎地盤や路盤の地盤定数については、標準貫入試験結果やボーリングコアの状況を勘案し設定した。

(2) 検討手法

盛土の安定解析にあたっては、修正フェレニウス法を用いた円弧すべり極限釣り合い法^{13), 14)}により、スライス分割片に対して力の釣り合いを考え、式(5.6)および式(5.7)においてそれぞれ安全率を算出することとした。

$$F_s = \frac{\sum(W' \cdot \cos \theta \cdot \tan \phi) + \sum(c \cdot l) + P_r}{\sum W \cdot \sin \theta} \quad (5.6)$$

$$F'_s = \frac{\sum\left\{(W' \cdot \cos \theta - k_h \cdot W \cdot \sin \theta) \tan \phi\right\} + \sum(c \cdot l) + P_r}{\sum\left(W \cdot \sin \theta + \frac{h}{r} \cdot k_h \cdot W\right)} \quad (5.7)$$

ここに、 F_s ：常時の安全率、 W ：スライス片の全重量、 W' ：スライス片の有効重力、 θ ：各スライス片で切られたすべり面の midpoint とすべり円の中心を結ぶ直線と鉛直線のなす角、 ϕ ：すべり線のせん断抵抗角、 c ：すべり面の粘着力、 l ：スライス片のすべり面長、 P_r ：SDPR による抑止力である。また、 F'_s ：地震時の安全率、 k_h ：設計水平震度、 h ：スライス片の重心とすべり円の中心との鉛直距離、 r ：すべり円の半径である。

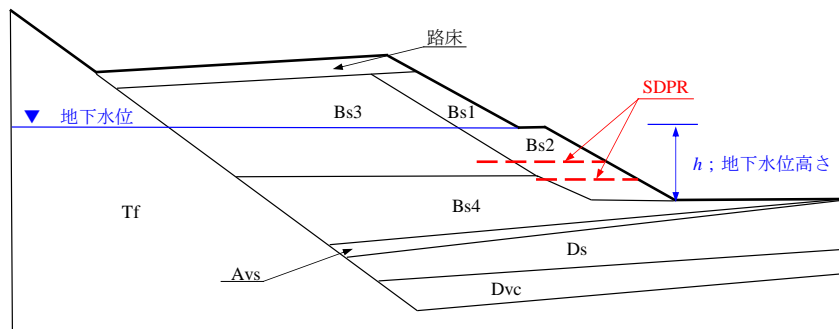


図-5.14 安定解析モデルの概要

表-5.4 検討に用いた地盤定数

土層区分	単位体積重量 (kN/m ³)	粘着力 (kN/m ²)	せん断抵抗角 (°)	SDPR との 周面摩擦抵抗 (kN/m ²)	摘要
Bs1,Bs2	14.5	5	35	45	盛土 (不飽和状態)
Bs1',Bs2'	14.5	0	35	45	Bs1 および Bs2 で地下水位以下にある時 (飽和状態)
Bs3	15.5	35	15	45	盛土
Bs4	15.5	23	24	45	盛土
Avs	14.5	35	0	—	礫混じり火山灰質土 (旧表土)
Ds	19.0	0	35	—	礫混じり質砂
Dvc	17.0	15	20	—	礫混じり火山灰質粘土
Tf	20.0	50	45	—	強風化凝灰岩
路床	20.0	0	40	—	

5.8.2 検討結果

図-5.15 に、SDPR 有の安定解析結果の一例を示す。図-5.16 には、安定解析結果をもとにとりまとめた地下水位高さ (h) と相対安全率 ($F_{s1}(h) / F_{s0}$ または $F_{s2}(h) / F_{s0}$) との関係を示す。相対安全率とは、SDPR 無の地下水位高さ (h) が $h = 0m$ (地下水位をのり尻部に設定) のときの安全率 (F_{s0}) に対する、SDPR 無および SDPR 有における任意の地下水位高さのときの安全率 ($F_{s1}(h)$ または $F_{s2}(h)$) の比である。地下水位高さ と相対安全率の関係式は、地下水位高さ (h) を $0.5m$ 間隔で設定し、前述した式(5.6)および式(5.7)を用いて盛土の安全率の算定を行い、それらの曲線近似において算出した。

図-5.17 は、図-5.16 を用いて図-5.5 に示した地下水位の経時変化 (2015 年 4 月 11 日から 2016 年 4 月 11 日まで) に対して相対安全率を算出し、それをそれぞれ時点ごとの SDPR 無の相対安全率 ($F_{s1}(h) / F_{s0}$) に対する SDPR 有 (排水のみ) および SDPR 有 (排水+補強) の相対安全率 ($F_{s2}(h) / F_{s0}$) について、その経時変化を示したものである。つまり、図-5.17 は、SDPR 有 (排水のみ) および SDPR 有 (排水+補強) の相対安全率比 ($F_{s2}(h) / F_{s1}(h)$) を、常時と地震時において示していることとなる。ここで、SDPR 有 (排水のみ) は SDPR による地下水位の上昇抑制効果のみを考慮したもので、SDPR 有 (排水+補強) はさらに SDPR による補強効果もあわせたものとなっている。

この結果、常時において SDPR 有 (排水+補強) は相対安全率比が $F_{s2} / F_{s1} = 1.07 \sim 1.61$ となり、SDPR 有 (排水のみ) では相対安全率比が最大で $F_{s2} / F_{s1} = 1.27$ (2015/7/22) となった。特に、降雨時ほど相対安全率比の増加が大きく、SDPR が盛土の安定性に大きく寄与していることがうかがえる。ただし、SDPR 有 (排水のみ) は地下水位高さが $h = 1.0m$ 程度の一部において、SDPR 無より地下水位が高い時点があり、相対安全率比が $F_{s2} / F_{s1} = 0.93$ (2015/8/20) と低くなっているところがある。

一方地震時においては、常時と同様、SDPR 無より地下水位が高い時点がみられるが、SDPR 有 (排水+補強) は相対安全率比が $F_{s2} / F_{s1} = 1.09 \sim 1.88$ 、SDPR 有 (排水のみ) では相対安全率比が最大で $F_{s2} / F_{s1} = 1.30$ (2015/7/22) ととなり、常時に比べて SDPR による排水および補強効果が大きく寄与していることがうかがえる。その傾向は、常時と同様、降雨時に特に顕著となっている。

以上のことから、SDPR によるのり面補強技術は異常降雨と地震が複合、または連続して発生するような場合において、特に有効であることを示す。

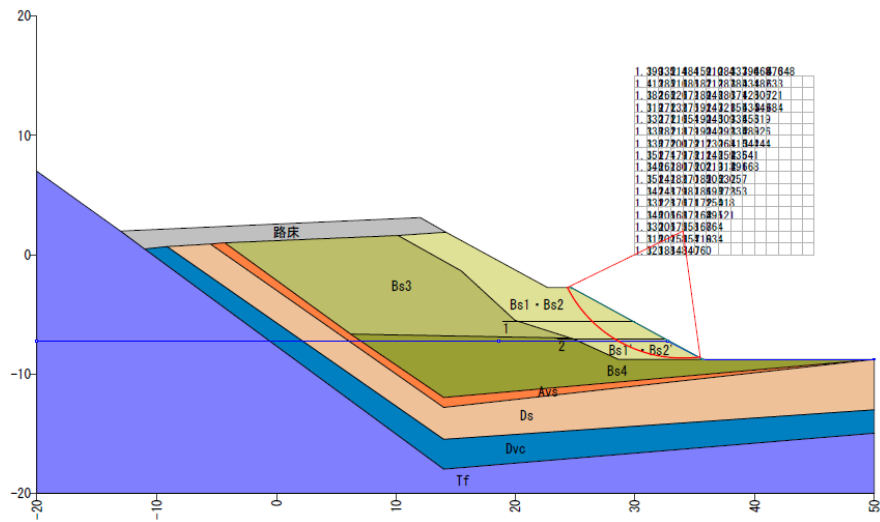
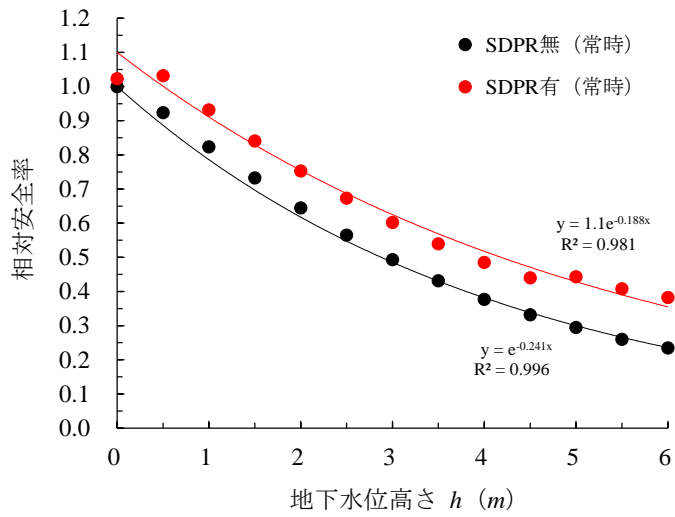
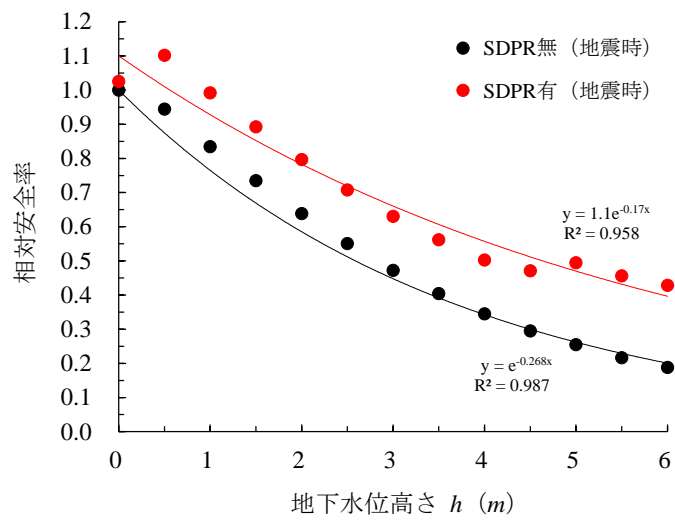


図-5.15 安定解析結果の一例

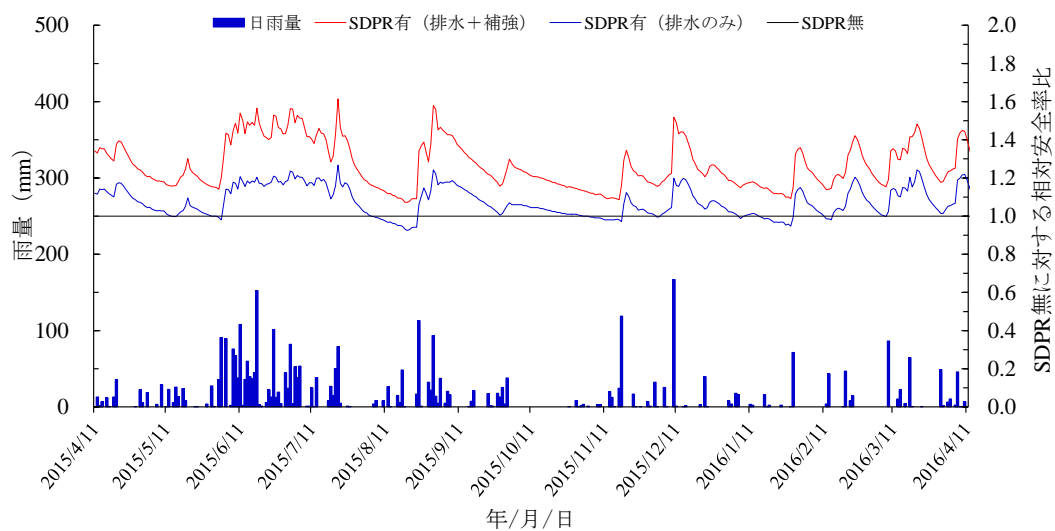


(1) 常時

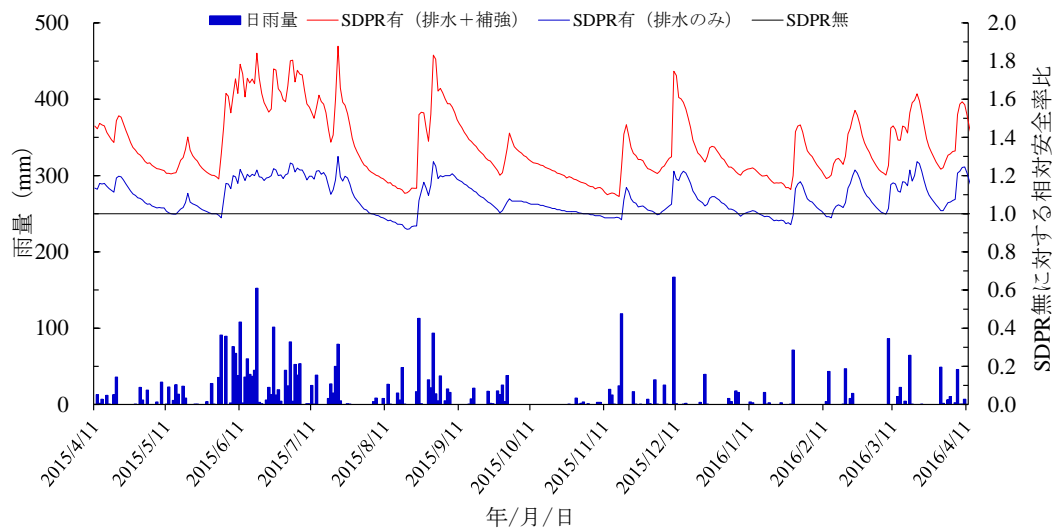


(2) 地震時

図-5.16 地下水位高さと相対安全率との関係



(1) 常時



(2) 地震時

図-5.17 SDPR無に対する相対安全率比の経時変化

5.9 まとめ

本章では、集水地形に位置する片切片盛構造の腹付け盛土における SDPR の試験施工を通じて、地下水位の動態に着目し SDPR の排水効果について検討を行った。また、SDPR による耐降雨性の向上を定量的に評価するために限界実効雨量を算出するとともに、安定解析により降雨に対する盛土安全率の経時変化を検討し、SDPR の有効性・優位性をあきらかにした。

本章で得られた主な結論を以下に記す。

- (1) SDPR 有・無による盛土内の地下水位差は、最大で 1.1m あり、日雨量が 100mm/日を超える降雨では、地下水位の上昇が SDPR により最大で 1.0m 抑制された。
- (2) 観測期間における各地下水位の累積相対度数は、地下水位が高くなるにしたがい SDPR 有と SDPR 無の差異は大きく、SDPR 無では GL-1.5m での地下水位が観測されているのに対し、SDPR 有では GL-2.0m 以深にとどまっていた。
- (3) 先行雨量の影響を考慮した実効雨量と地下水位には、地下水位の動態と合致した半減期が存在し、雨量が盛土内に残存している時間的指標となる半減期は、SDPR により $T=5$ 日から $T=4$ 日に短縮された。
- (4) 地下水位が GL-3.0m を超過する限界実効雨量を、コルモゴノフスミルノフ検定、線形回帰分析およびロジスティック回帰分析により算出した結果、SDPR 有は SDPR 無に対して 82~123mm 増加した。このことは、地下水位が一定以上になる実効雨量が SDPR により増加したことを意味し、盛土の耐降雨性が SDPR により増加したことを意味する。
- (5) 降雨時における経時的な盛土の安定性を、SDPR の地下水位低下効果を考慮した安定解析により評価した結果、SDPR 無に対する SDPR 有の相対安全率比は、特に降雨時に約 60~90%程度高くなり、盛土の安定性に大きく寄与する結果を示した。

参考文献

- 1) 浜崎智洋, 笠間清伸, 田山聡, 前田良刀, 松方健治, 秋吉亮平: 排水機能を有するスパイラル羽根付き鋼管を用いたのり面補強に関する原位置試験, 土木学会論文集 C (地圏工学), Vol.74, No.1, pp.20-33, 2018.
- 2) Hamasaki, T., Kasama, K., Matsukata, K. and Taguchi, K.: Research for development of Spiral bladed Drain Pipe Reinforcement method, *Proceedings of the 19th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, Seoul, Korea, pp.2143-2146, 2017.
- 3) 浜崎智洋, 笠間清伸, 松方健治, 田口浩史, 中村大樹: 排水機能を有するスパイラル羽根付き鋼管による地盤補強工法の開発に関する検討, 斜面災害における予知と対策技術最前線に関するシンポジウム 福岡 2015 論文集, pp.143-146, 2015.
- 4) 松川耕治, 浜崎智洋, 水田富久, 田口浩史, 松方健治, 板清弘: SDPR 工法による高速道路盛土の補強対策事例について, 土木学会第 70 回年次学術講演会講演概要集, III-371, pp.741-742, 2015.
- 5) 日本道路公団: 九州高速道路高原工事土質試験結果報告書, (株) 竹中土木・(株) 坂下組九州高速道路高原工事共同企業体, 1974.
- 6) 気象庁: 確率降水量の推定方法, [online]http://www.data.jma.go.jp/cpdinfo/riskmap/cal_qt.html (参照 2017-3) .
- 7) 地盤工学会: 豪雨時における斜面崩壊のメカニズムおよび危険度予測, p.113, 2006.
- 8) 田中悠暉, 川尻峻三, 橋本聖, 川口貴之, 中村大, 山下聡: 締固め度を変化させた盛土の降雨による崩壊形態と実効雨量, 土木学会論文集 C (地圏工学), Vol.73, No.3, pp.276-281, 2016.
- 9) 土木研究所: 地すべり地下水排除効果判定マニュアル (案) 平成 21 年 3 月, 2009.
- 10) Ang, A. H.-S. and Tang, W. H.: *Probability Concepts in Engineering*, John Wiley & Sons, 2007. (伊藤學, 亀田弘行, 能島暢呂, 阿部雅人 訳: 土木・建築のための確率・統計の基礎, pp.361-364, 丸善, 2007.)
- 11) 内山敏典: 統計解析の基礎, pp.141-147, 晃洋書房, 2015.
- 12) 小西貞則: 多変量解析入門—線形から非線形へ—, pp.79-82, 岩波新書, 2010.
- 13) 日本道路協会: 道路土工 盛土工指針 (平成 22 年度版), pp.109-112, 2010.
- 14) 日本道路協会: 道路土工 盛土工指針 (平成 22 年度版), pp.123-126, 2010.

第6章

盛土内の水分特性からみたSDPRの補強効果

6.1 はじめに

第5章では、集水地形に位置する片切片盛構造の腹付け盛土において、SDPRによる補強対策を実施し、地下水位の動態をもとにSDPRが有する排水効果について検討を行った。その結果、SDPRにより、雨量が残存している時間的指標を示す半減期の短縮、地下水位の上昇に必要な限界実効雨量の増加および降雨時における相対安全率の上昇を定量的に評価し、SDPRが盛土の安定性および耐降雨性の向上に大きく寄与することをあきらかにした。

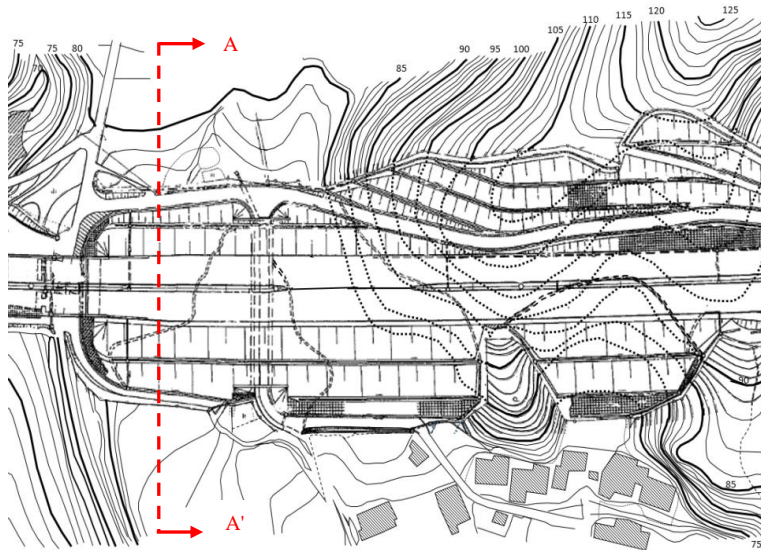
本章では、SDPRによる試験施工を実施し、地下水位の動態とあわせて地盤の強度特性に大きな影響を与えるサクションに着目し、体積含水率、地下水位および実効雨量との関係を検討することにより、SDPRが有する排水効果について検討を行った。また、SDPRによるサクションの増加、減少および回復の過程の予測を試みるとともに、サクションによる見掛けの粘着力を推定し、安定解析により経時的な盛土の安定性評価を行い、SDPRによる補強効果についてとりまとめた。

6.2 SDPRによる補強対策事例（その2）

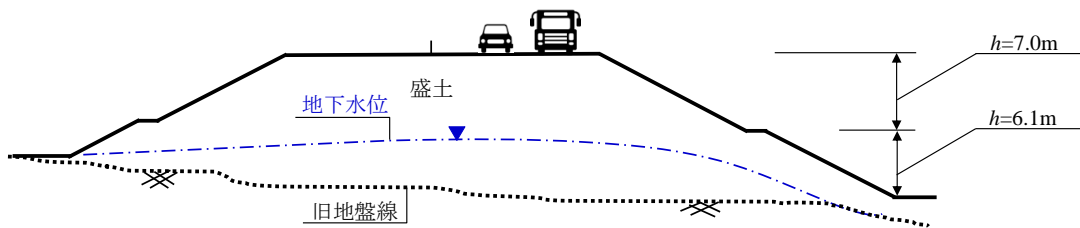
昭和60年（1985年）3月に供用を開始した図-6.1に示すような丘陵地の集水地形に位置する盛土（表-4.3中の試験箇所Eに該当）において、SDPRによる補強対策を行った。

付近の地盤には風化花崗岩が広く分布し、盛土は4.4.2 試験箇所の盛土物性で記述したように、礫混じり粘性土質砂～礫混じり砂質粘土を主体とした高さ13m程度の2段盛土（のり面勾配；1：1.8）である。SDPR補強対策箇所の周囲の小段やのり尻においては、盛土内からの地下水のしみ出しや排水溝の一部滞水が確認されている。

盛土のり面（以下、「のり面」という）の安定検討にあたっては、5.2 SDPRによる補強対策事例（その1）で記述したように、盛土内に異常降雨等による最高水位を設定し、常時ならびに地震時の計画安全率を満足するようSDPRの配置密度の検討を行った。その結果、図-6.2に示すように $L = 6\text{m}$ のSDPRを上～中～下段の3段に3m間隔（のり面配置密度；1本/9 m²）に配置した（写真-6.1参照）。



(1) 平面図



(2) 横断面図 (A-A'断面)

図-6.1 SDPRによる補強対策箇所 (その2)

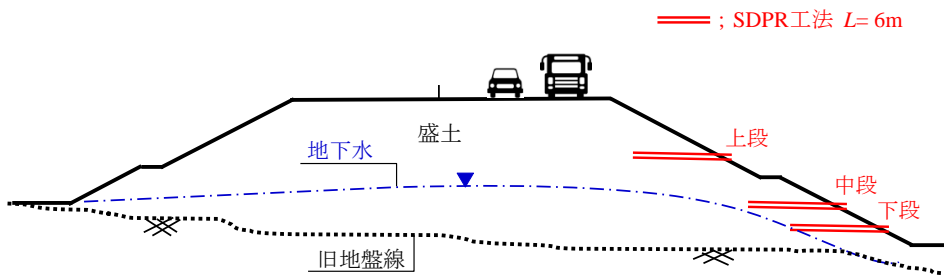


図-6.2 SDPRによる補強対策の概況 (その2)



(1) 補強対策状況



(2) 対策後の盛土状況

写真-6.1 SDPRによる補強対策状況

※のり面の木杭が打設してある箇所がSDPRの排水口

6.3 盛土の土質特性（その2）

図-6.3 に盛土の土質区分と表-6.1 に盛土材料の土質特性を示す。また、表-6.1 には昭和59年（1984年）の盛土施工時における施工管理試験結果²⁾をあわせて示した。

盛土施工から約30年が経過した今回調査と盛土の施工記録を比較すると、細粒分含有率(F_c)に大きな変化が確認され盛土材料のスレーキング化が進行していることがうかがえる。また、盛土内の鉛直方向において、細粒分含有率(F_c)が $F_c \geq 45\%$ となる深度も確認されている。

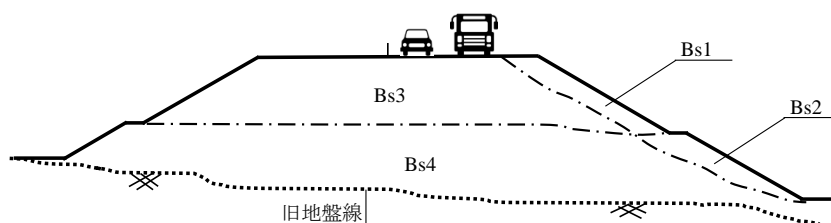


図-6.3 盛土の土質区分概要図（その2）

表-6.1 盛土の物理的土質特性（その2）

	今回調査				施工記録	摘要
	Bs1	Bs2	Bs3	Bs4		
湿潤密度 ρ_t (g/cm ³)	1.79~1.96	1.94~2.01	1.80~2.00	1.89~2.00	—	
細粒分含有率 F_c (%)	37.1~47.2	41.4~44.3	33.5~42.7	30.1~48.3	5.8~22.8	
自然含水比 ω_n (%)	23.2~39.1	23.1~26.9	25.4~32.0	21.1~30.3	24.5~40.5	
間隙比 e (-)	0.71~1.08	0.65~0.75	0.70~0.97	0.66~0.82	—	
塑性指数 I_p (-)	17.7	15.3	13.4	14.1~16.7		
粘着力 c_{cu} (kN/m ²)	14.4~43.4				—	CU試験
せん断抵抗角 ϕ_{cu} (°)	24.6~28.9				—	

※表-6.4 は含めて考慮していない。

6.4 観測・計測概要

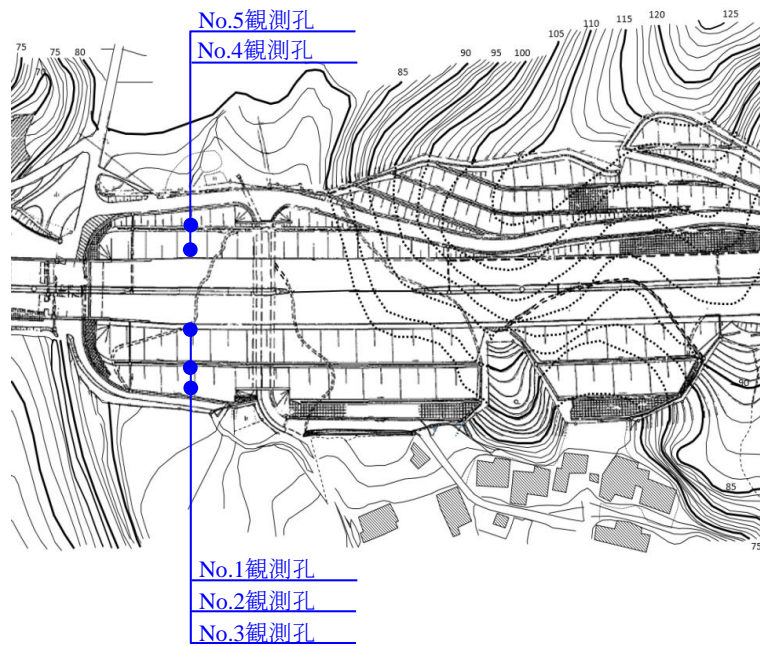
地下水位，サクシオンおよび土壌水分の動態を観測するために，表-6.2 および図-6.4 に示すように，No.1～No.5 の地下水位観測孔（以下「観測孔」という），No.10～No.40 のテンシオメータ，No.10～No.40 の土壌水分計および雨量計を設置した．観測孔は，盛土ののり肩，小段およびのり尻付近にそれぞれ設置し，No.4 および No.5 観測孔は対となるのり面の無対策箇所に設置した．また，テンシオメータおよび土壌水分計は，SDPR と SDPR の間の地表面（のり表面）から 0.5m，1.0m，2.0m および 3.0m の深度にそれぞれ設置した．写真-6.2 に観測・計測機器の設置状況を示す．

全観測期間は，2016 年 6 月 1 日から 2017 年 9 月 28 日までの約 16 ヶ月であり，SDPR の施工期間（2016/9/12～2016/9/16）を挟んで，2016 年 6 月 1 日から 2016 年 9 月 11 日までが SDPR による補強対策前（以下，「SDPR 無」という）の観測期間，2016 年 9 月 17 日から 2017 年 9 月 11 日までが SDPR による補強対策後（以下，「SDPR 有」という）の観測期間となっている．

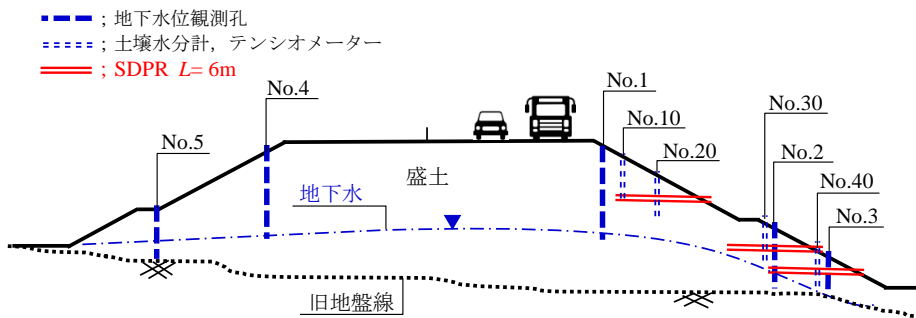
したがって，本研究では主に SDPR 有・無の観測結果を用いて，降雨後の地盤の強度特性の評価に大きな影響を与えるサクシオンと土壌水分に着目して，SDPR による排水効果の検討を試みた．

表-6.2 観測・計測機器の設置概要

地点	設置箇所	設置深度 (m)	設置標高 (m)	観測・計測機器	摘 要
No.1	のり肩	GL-7.5	DL+87.24	地下水位計	SDPR は未施工
No.2	小段	GL-5.0	DL+80.57		
No.3	のり尻	GL-3.35	DL+78.01		
No.4	のり肩	GL-6.8	DL+86.74		
No.5	小段	GL-4.0	DL+81.65		
No.10	のり肩	GL-0.5 GL-1.0 GL-2.0 GL-3.0	DL+85.83	土壌水分計 テンシオメータ	
No.20	のり肩と小段 の中間		DL+83.88		
No.30	小段		DL+80.80		
No.40	のり尻		DL+78.25		
—		小段		雨量計	

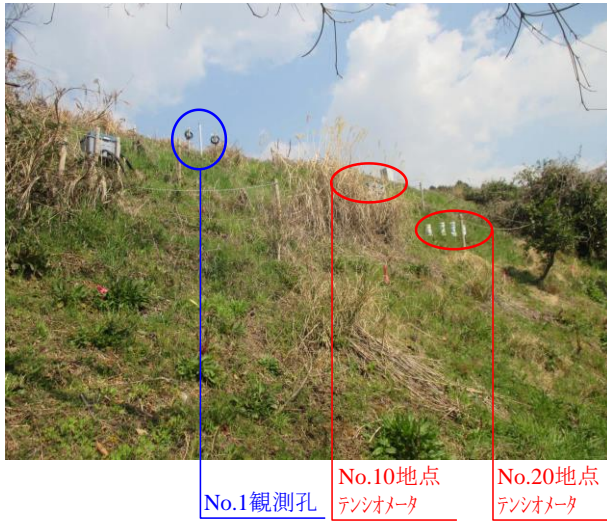


(1) 平面図



(2) 横断面図

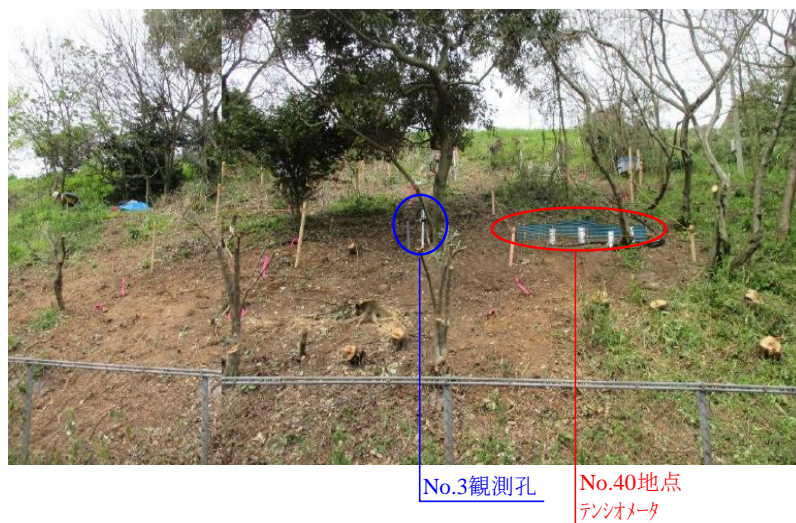
図-6.4 観測・計測機器の設置位置概要図



(1) 盛土上段の設置状況



(2) 盛土小段の設置状況



(3) 盛土下段の設置状況

写真-6.2 観測・計測機器の設置状況

6.5 降雨による盛土内の水分と地下水の動態

6.5.1 降雨による地下水の動態

SDPR が有する排水効果を検討する前に、降雨による盛土内の水分と地下水の経時的特性について考察を行った。なお、それぞれの観測・計測機器の設置箇所の詳細な位置関係は図-6.5 に示すとおりである。

図-6.6 は、SDPR 有の観測期間のうち、一部期間（2017年6月1日から7月23日まで）の雨量と地下水の経時変化（10分間隔）をとりまとめたものである。No.1~No.3 観測孔で観測された地下水位（以下、それぞれ「No.1 地下水位」、「No.2 地下水位」および「No.3 地下水位」という）は、6月1日から6月23日まで低下あるいは一定水位を保っているが、6月24日からの降雨を受け、No.2 地下水位にみられるように地下水位は徐々に上昇する傾向を示す。特に、7月4日以降の連続降雨により No.1 および No.3 地下水位は、急激に上昇している。一方、No.2 地下水位も上昇はしているものの、その勾配は緩やかである。また、7月11日の降雨終了後、No.1 および No.3 地下水位はすみやかに低下している。このように、No.1 および No.3 地下水位は No.2 地下水位に比べて降雨の影響を受けやすく、特にのり尻部の No.3 地下水位は降雨により定常的に上昇していることがうかがえる。

図-6.7 は、各地点のテンシオメータのそれぞれの深度において計測された正圧を水位（標高）に換算してプロットしたものを、地下水位（標高）とあわせて示したものである。なお、各テンシオメータでプロットがない期間は、負圧（サクション）が計測されていることを示している。

図-6.7(1)は、No.10 テンシオメータで計測された正圧をそれぞれの深度ごとにプロットし、No.1 地下水位の観測結果をあわせて示している。No.10-3.0m テンシオメータは、降雨期間中は正圧を示し、7月4日から7月10日にかけて降雨が継続すると No.10-2.0m および No.10-3.0m テンシオメータは No.1 地下水位と同程度の標高を示した。すべての計測深度において正圧が計測されているが、各深度の正圧は降雨後の地下水位の低下にあわせて減少し、地表面（のり表面）に近い地点ほど正圧の消失が早いことがうかがえる。

図-6.7(2)は、No.20 テンシオメータで計測された正圧をそれぞれの深度ごとにプロットし、No.1 地下水位の観測結果をあわせて示している。No.20-2.0m および No.20-3.0m テンシオメータは、観測期間にわたり正圧を示しており、常時湿潤状態にあることがうかがえる。また、降雨により No.20-0.5m および No.20-1.0m テンシオメータも正圧を計測し、降雨が継続すると No.1 地下水位と同程度の標高を示すが、地下水位の低下とともに正圧は消失されている。

図-6.7(3)は、No.30 テンシオメータで計測された正圧をそれぞれの計測深度ごとにプロットし、No.1 および No.2 地下水位の観測結果をあわせて示している。No.30 テンシオメータの各深度は降雨の継続により正圧を示すが、その標高は No.1 地下水位と No.2 地下水位

の中間に位置する．すべての深度において正圧が計測されているが，地下水位の低下とともに正圧は減少している．

図-6.7(4)は，No.40 テンシオメータで計測された正圧をそれぞれの計測深度ごとにプロットし，No.2 および No.3 地下水位の観測結果をあわせて示している．No.40 テンシオメータのすべての計測深度は降雨により正圧を示し降雨後地下水位の低下とともに正圧は減少するが，No.40-3.0m テンシオメータの正圧は，No.3 地下水位と同様な動態を示していることが確認できる．

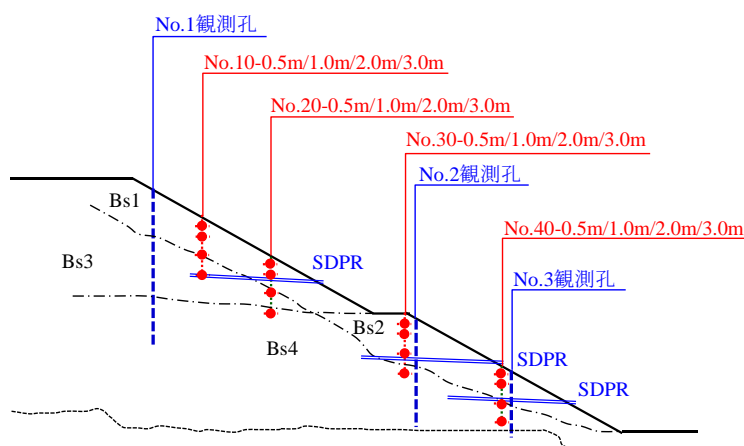


図-6.5 観測・計測機器の設置位置詳細図

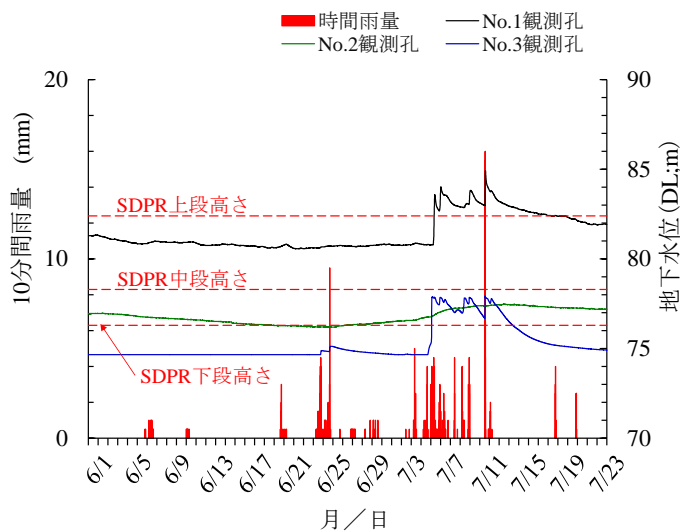
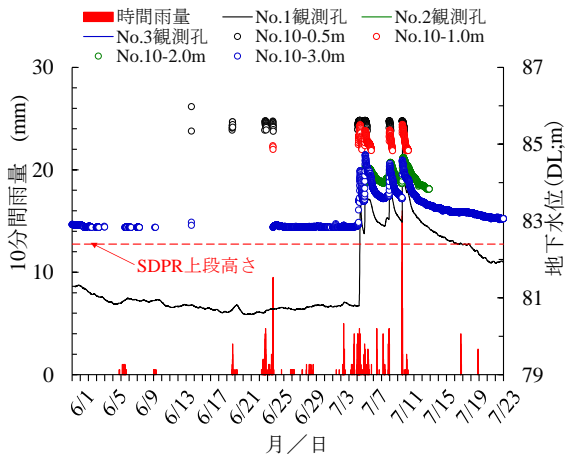
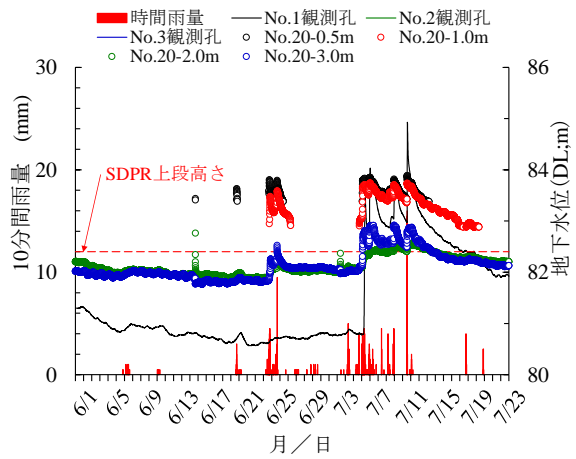


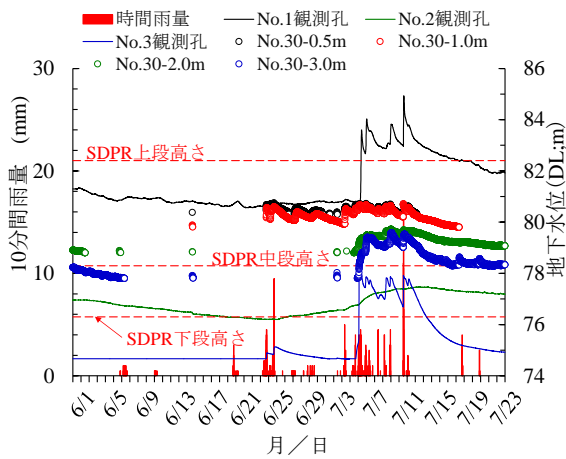
図-6.6 降雨による地下水位の動態



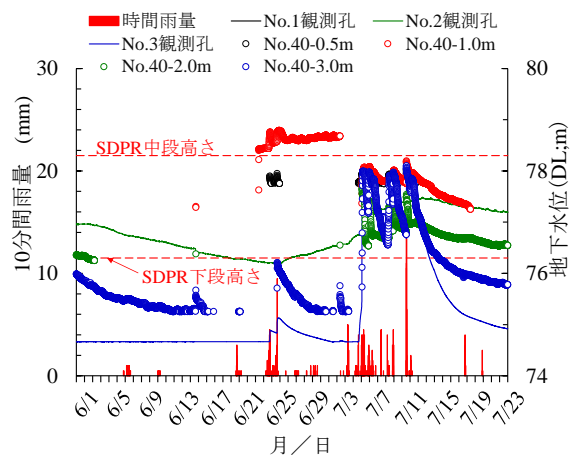
(1) No.10 地点



(2) No.20 地点



(3) No.30 地点



(4) No.40 地点

図-6.7 降雨による地下水位の動態とテンシオメータにおける正圧の発現

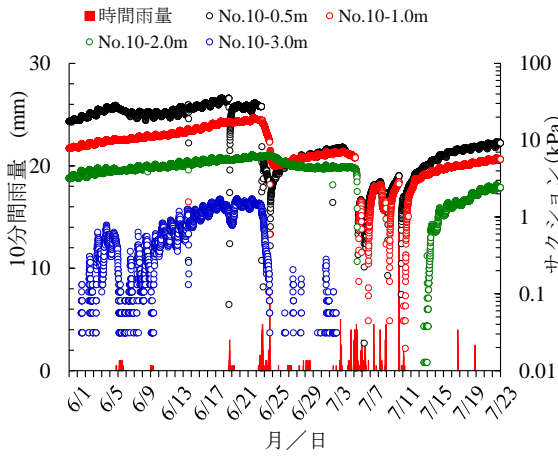
6.5.2 降雨による水分とサクシヨンの動態

図-6.8 は、同様に各地点のテンシオメータで 10 分間隔に観測されたサクシヨンを、それぞれの計測深度ごとにプロットしたものである。計測深度によっては、一部サクシヨンが消失しているところもみられるが、降雨前のサクシヨンはのり表面（地表面）に近いほど大きく、盛土深部ほど小さいことが確認できる。また、降雨開始に伴いのり表面（地表面）に近い計測深度（GL-0.5m）からサクシヨンの低下が始まり、のり表層部から順次、減少もしくは消失していく状況にあることがわかる。降雨終了後のサクシヨンの回復状況に着目すると、のり表面（地表面）に近い地点ほどサクシヨンの回復が早いことが確認でき、断続的な降雨形態の場合にはサクシヨンの動態が激しくなることが確認できる。

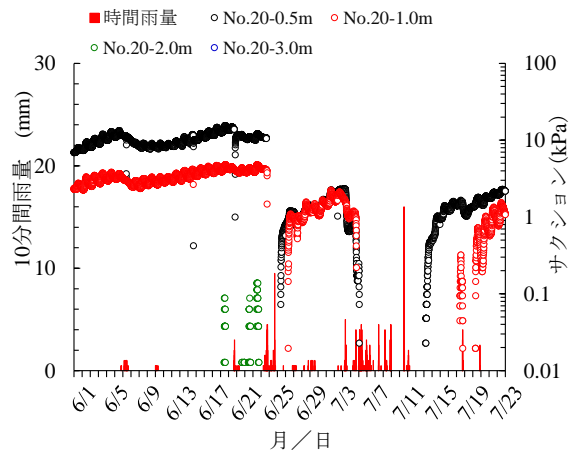
6.5.1 降雨による地下水の動態で示した地下水位の観測結果とあわせて考察すると、降雨開始とともにのり表面（地表面）から盛土深部（GL-0.5m から GL-3.0m）への鉛直下方向の降雨浸透水により、のり表層部が不飽和領域から順次湿潤化し、サクシヨンが消失していく過程がうかがえる。

さらに降雨が継続すると、盛土深部の不飽和領域で鉛直（降下）浸透が進み、湿潤線が不透水層あるいは地下水面に達し、浸透水は地下水帯水層に供給されるため地下水位の上昇へとつながっていることが推定できる。結果として、降雨のピーク時にはすべての計測深度で飽和領域が形成され、テンシオメータの正圧の水位（標高）換算値と地下水位が近似することとなる。

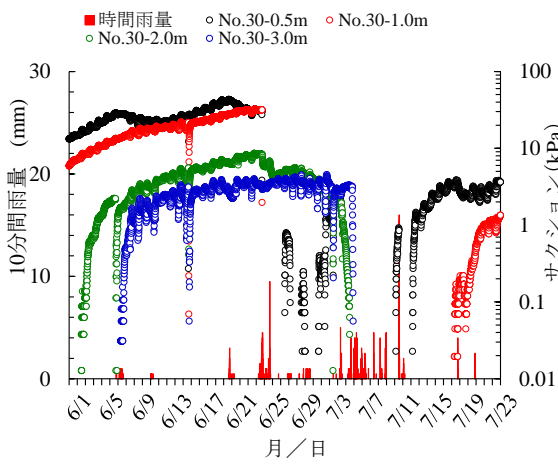
降雨が終了すると、のり表面（地表面）から順次不飽和領域が形成され、消失していたサクシヨンが回復に向かう過程が確認できる。ただし盛土深部においては、のり表面（地表面）と対比してサクシヨンの回復に時間を要す状況が確認できる。



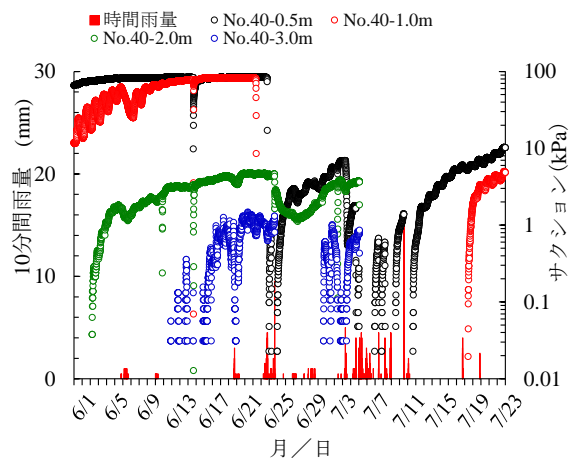
(1) No.10 地点



(2) No.20 地点



(3) No.30 地点



(4) No.40 地点

図-6.8 降雨によるサクシンの動態

6.6 地下水位の動態と半減期

図-6.9 に観測期間中における雨量と地下水位の観測結果を示す。観測期間中の最大日雨量は 257mm であり、カナンプロットのプロットインゴジション公式³⁾により再現期間 (R_i) を算出すると、 $R_i = 23$ 年の年最大日雨量に相当する。また、2016 年 6 月 1 日から 1 年間の年間降水量は 2,671mm であった。

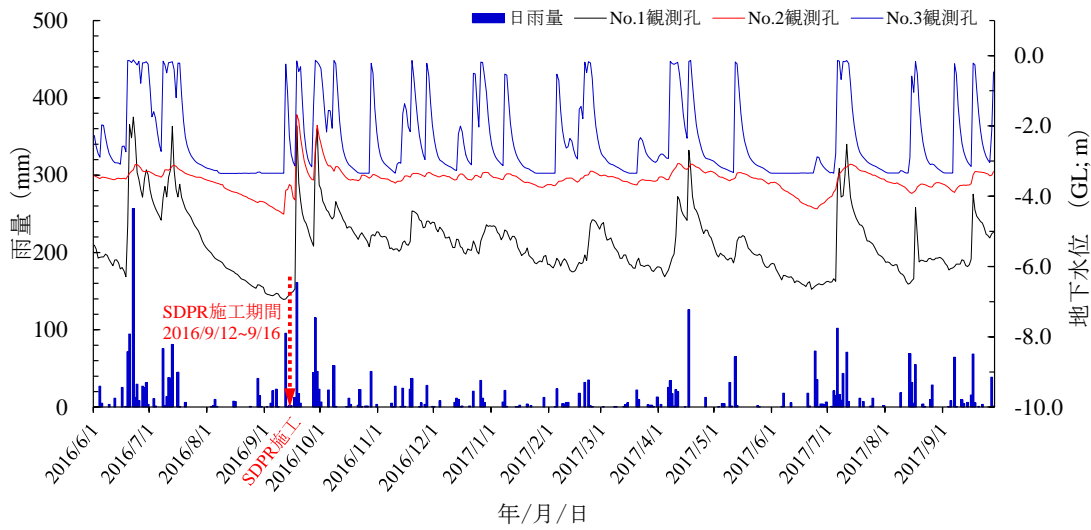
地下水位の動態は、No.1 観測孔で GL-7.0m 以浅、No.2 観測孔で GL-4.6m 以浅で推移しているが、250mm/日を超える降雨 (2016/6/22) に伴い No.1 観測孔で最大で 5.2m の水位上昇が確認された。また、のり尻の No.3 観測孔では、50mm/日を超える降雨において恒常的に GL-0.5m 以浅への水位上昇が確認された。一方、No.4 観測孔および No.5 観測孔においても、それぞれ最大で GL-0.3m および GL-2.5m 以浅への水位上昇が確認された。

図-6.10 は、それぞれの観測孔において、地下水位の動態と最も相関がよい実効雨量^{4), 5)} の半減期を式(5.1)および式(5.2)により算出した結果である。No.3 観測孔では、SDPR 無の半減期 (T) は $T = 6$ 日 (相関係数 $r = 0.89$) だったのに対し、SDPR 有の半減期 (T) は $T = 2$ 日 (相関係数 $r = 0.74$) が得られ、半減期が短縮していることが示された。ただし、No.1 観測孔および No.2 観測孔においては、SDPR による半減期の短縮は確認されたものの、No.3 観測孔ほどの顕著な結果は得られていない。

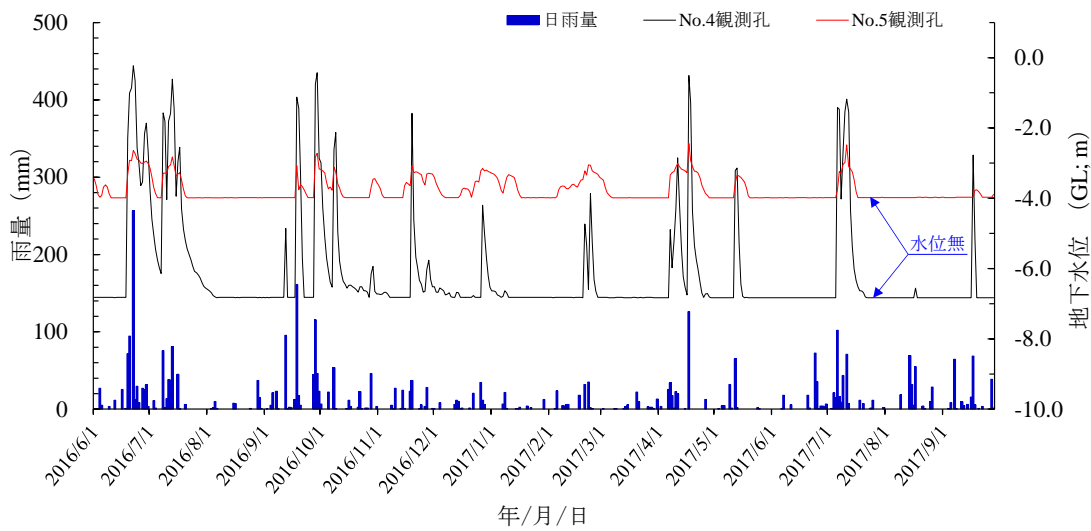
これらの結果から、半減期 (T) が $T = 3$ 日以上であることを想定し、以後の実効雨量については次式(6.1)により $T = 72$ 時間で検討を行うこととした。図-6.11 には算出した実効雨量 ($T = 3$ 日) の推移もあわせて示しているが、地下水位の動態と相関が高いことがうかがえる。

$$R_{G72} = R_0 + \sum R_n \cdot (0.5)^{n/72} \quad (6.1)$$

ここに、 R_{G72} : 72 時間実効雨量 (mm) , R_n : n 時間前の雨量 (mm) である。

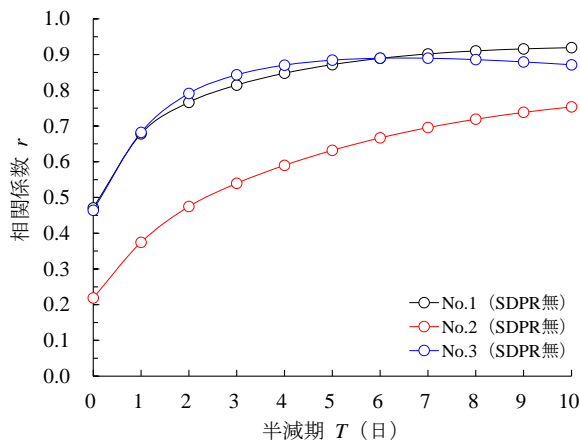


(1) No.1～No.3観測孔

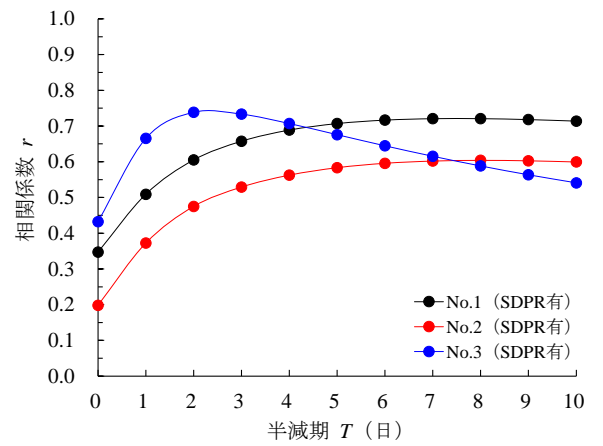


(2) No.4～No.5観測孔

図-6.9 雨量と地下水位の観測結果 (その1)



(1) SDPR無



(2) SDPR有

図-6.10 半減期ごとの相関係数 (その2)

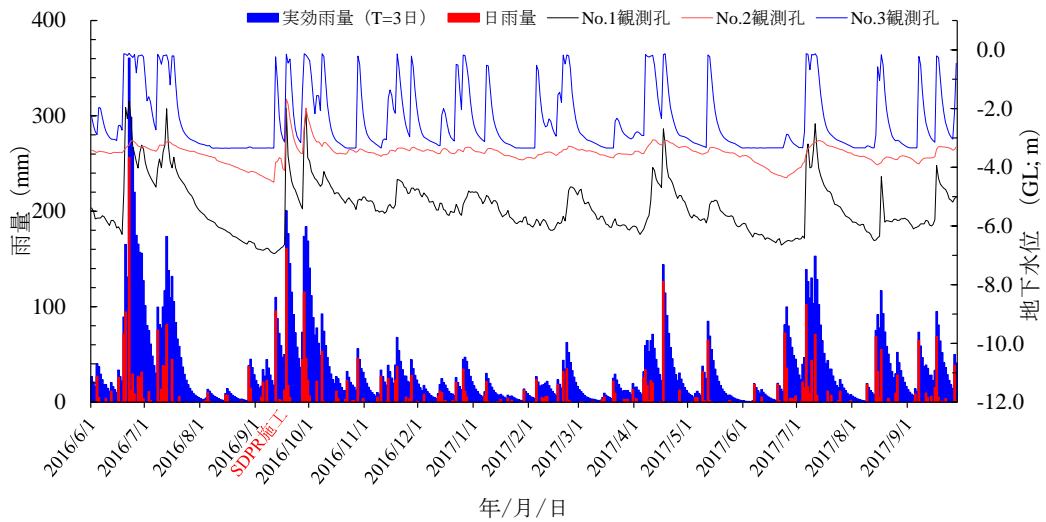


図-6.11 雨量と地下水位の観測結果 (その2)

6.7 実効雨量と地下水位

6.7.1 最大連続雨量を含む期間における動態の比較

図-6.12 は、SDPR による排水効果の検討を具体的に実施するために、図-6.11 に示した SDPR 無および SDPR 有の観測期間から、最大連続雨量を含む期間をそれぞれ抽出し、時間雨量、72 時間実効雨量および地下水位の観測結果を示したものである。ただし、時間雨量については、10 倍した数値で示している。SDPR 無については、2016 年 6 月 20 日から 7 月 4 日までの 15 日間（以下、「期間 A」という）とし、この間の累積雨量は 502 mm（最大連続雨量は 267 mm）であった。一方、SDPR 有については、2016 年 9 月 17 日から 10 月 1 日までの 15 日間（以下、「期間 B」という）とし、この間の累積雨量は 432mm（最大連続雨量は 171 mm）であった。

地下水位の動態をみると、特にのり尻部の No.3 地下水位は、SDPR の有・無にかかわらず降雨に対する動態が激しく、降雨の繰返しにより定常的に高くなる傾向を示している。特に、降雨により他の観測孔より早期に地下水位が上昇する傾向を示している。降雨後は、SDPR 無の No.3 地下水位は GL-2.4m まで低下し、SDPR 有では GL-3.3m まで低下している。また、のり肩部の No.1 地下水位と小段部の No.2 地下水位も降雨により上昇し、降雨後は時間の経過とともにそれぞれ低下する傾向を示す。降雨後の No.1 地下水位および No.2 地下水位は、SDPR 無でそれぞれ GL-4.8m および GL-3.4m まで、SDPR 有でそれぞれ GL-6.7m および GL-4.2m まで低下しており、特に、No.1 地下水位の低下の傾向が顕著となっている。

地下水位の低下と 72 時間実効雨量 (R_{G72}) の減少に着目した場合、SDPR 無では、72 時間実効雨量が 60~80mm 程度 (7/2 : $R_{G72} = 78\text{mm}$, 7/4 : $R_{G72} = 60\text{mm}$) に減少した時に、No.3 地下水位は GL-2.0m 以下となった。一方、SDPR 有では、72 時間実効雨量が 110mm 程度 (9/21 : $R_{G72} = 108\text{mm}$) に減少した時に、No.3 地下水位は GL-2.0m 以下となった。また、No.1 地下水位が GL-4.0m 以下となる時の 72 時間実効雨量は、SDPR 無では 100~160mm 程度 (6/26 : $R_{G72} = 164\text{mm}$, 7/1 : $R_{G72} = 96\text{mm}$) であったのに対し、SDPR 有では 140~170mm 程度 (9/19 : $R_{G72} = 170\text{mm}$, 10/1 : $R_{G72} = 140\text{mm}$) であった。

このように、一定水位の低下に要する 72 時間実効雨量に差異があることは、SDPR により地中に残存している雨量が早期に排出できていることを裏付けるものであり、SDPR により一定水位の低下に対して降雨後からの経過時間が減少していることが示された。

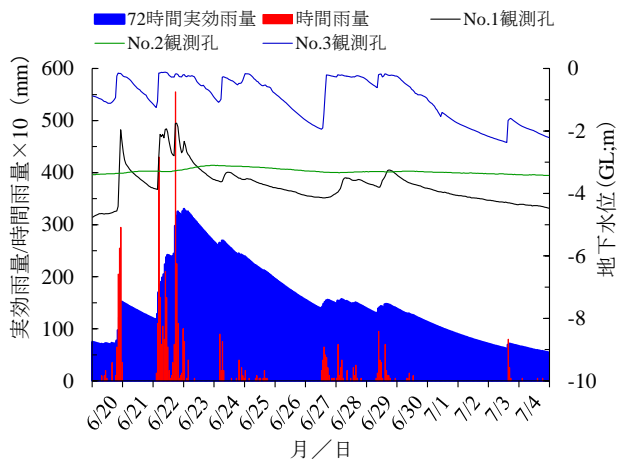
6.7.2 降雨形態が類似する期間における動態の比較

図-6.13 は、SDPR 無および SDPR 有の観測期間から、連続雨量および降雨形態が類似した期間をそれぞれ抽出し、時間雨量、72 時間実効雨量および地下水位の観測結果を示したものである。ただし、時間雨量については、同様に 10 倍した数値で示している。SDPR 無については、2016 年 7 月 6 日から 7 月 15 日までの 10 日間（以下、「期間 X」という）とし、この間の累積雨量は 248 mm（最大連続雨量は 80 mm）であった。一方、SDPR 有については、2017 年 7 月 5 日から 7 月 14 日までの 10 日間（以下、「期間 Y」という）とし、この間の累積雨量は 264mm（最大連続雨量は 68 mm）であった。

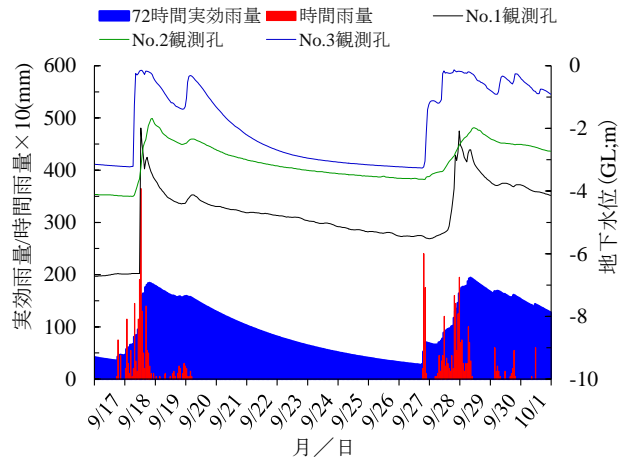
No.3 地下水位は、期間 A および B と同様に、SDPR の有・無にかかわらず、降雨に対する動態が激しく、降雨の繰返しにより定常的に高くなる傾向を示す。降雨後、No.1 地下水位と No.3 地下水位は、SDPR 無でそれぞれ GL-4.7m および GL-2.9m まで低下し、SDPR 有でそれぞれ GL-6.5m および GL-3.3m まで低下している。一方、No.2 地下水位は、No.1 および No.3 地下水位に比べて上昇および低下の程度がなだらかになっている。

地下水位の低下と 72 時間実効雨量 (R_{G72}) の減少に着目した場合、SDPR 無では、72 時間実効雨量が 70~100mm 程度 (7/9 : $R_{G72} = 74\text{mm}$, 7/15 : $R_{G72} = 102\text{mm}$) に減少した時に、No.1 地下水位は GL-4.0m 以下となった。一方、SDPR 有では、72 時間実効雨量が 100~120mm 程度 (7/6 : $R_{G72} = 101\text{mm}$, 7/8 : $R_{G72} = 111\text{mm}$, 7/10 : $R_{G72} = 98\text{mm}$, 7/12 : $R_{G72} = 117\text{mm}$) に減少した時に、No.1 地下水位は GL-4.0m 以下となった。

このように、SDPR の有・無による実効雨量と地下水位の動態は、6.7.1 最大連続雨量を含む期間における動態の比較と同様な傾向を示し、SDPR により一定水位の低下に対して降雨後からの経過時間が減少していることが確認された。

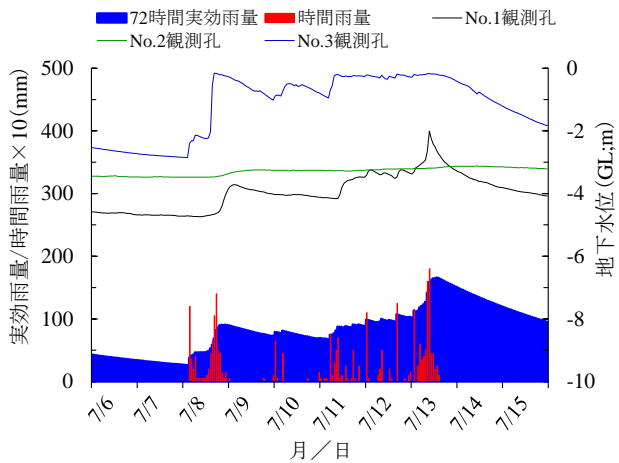


(1) SDPR 無 (期間 A)

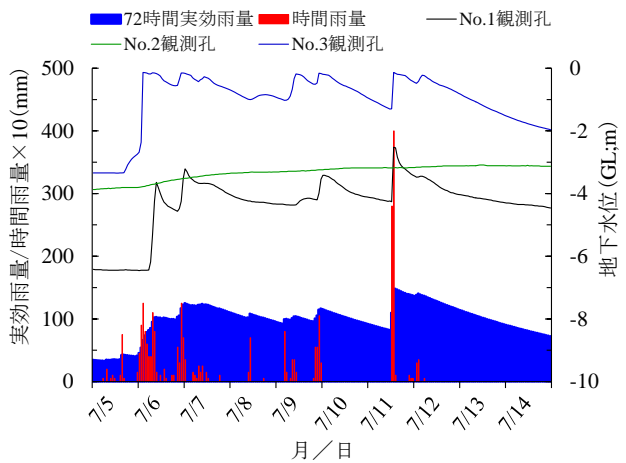


(2) SDPR 有 (期間 B)

図-6.12 雨量と地下水位の観測結果 (その3)



(1) SDPR 無 (期間 X)



(2) SDPR 有 (期間 Y)

図-6.13 雨量と地下水位の観測結果 (その4)

6.8 サクシヨンの動態に関する検討

6.8.1 サクシヨンと体積含水率

図-6.14（凡例の番号等は表-6.2中の番号等に対応）は、期間 A における SDPR 無条件でのサクシヨンと体積含水率の計測結果をとりまとめたものである。ただし、一部の土壌水分計で計測した体積含水率は、データの異常および欠損が確認されたため記載していない。

図-6.14(1)に示す No.10 地点（のり肩部）では、体積含水率はのり表面（地表面）に近い No.10-0.5m で 53.6%～49.5%の範囲で変動しているが、No.10-1.0m では 52.0%～50.8%、No.10-3.0m では 61.2%～62.4%で推移しており、のり表面（地表面）に近い方が土壌水分の排水・吸水の動態が大きいことがわかる。また、図-6.14(2)～(4)に示すように、No.10 地点より下方に位置する No.20～No.40 地点についても No.10 地点ののり表層部にみられるような大きな排水・吸水の動態はみられない。

サクシヨンの動態に着目すると、6月22日の降雨によりサクシヨンは急激に消失するが、その後の体積含水率の低下にあわせて徐々に回復する動態を示す。例えば、No.10-0.5m のサクシヨンは降雨により消失しているが、その後 6.0kPa まで増加している。ただし、No.10-1.0m および No.10-2.0m では、サクシヨンはそれぞれ 4.2kPa および 0.9kPa まで増加したが、No.10-3.0m ではサクシヨンの発生は確認されなかった。また、図-6.14(2)～(4)に示すように、No.10 地点より下方に位置する No.20～No.40 地点については、最もり表面（地表面）に近い計測深度である GL-0.5m においてのみサクシヨンの回復が確認できた。このように、サクシヨンの増加はのり表面（地表面）に近い方が顕著となっていることがわかる。

一方、図-6.15（凡例の番号等は表-6.2中の番号等に対応）は、期間 B における SDPR 有条件のサクシヨンと体積含水率の計測結果をとりまとめたものである。ただし、一部の土壌水分計で計測した体積含水率にデータに欠損がある。SDPR 有でも図-6.15(1)に示すように、のり肩部に位置する No.10 地点の体積含水率はのり表面（地表面）に最も近い No.10-0.5m は 52.0%～43.8%の範囲で変動しているが、No.10-1.0m では 48.8%～42.8%、No.10-2.0m では 56.5%～60.8%、No.10-3.0m では 50.8%～49.4%で推移しており、SDPR 無と同様、のり表面（地表面）に近い方が土壌水分の排水・吸水の動態が大きいことが示された。また、No.10 地点より下方に位置する No.20～No.40 地点についても、図-6.15(2)～(4)に示すように排水・吸水の動態が確認され、SDPR 無との明らかな差違が確認できた。

SDPR 有のサクシヨンの動態に着目すると、9月18日の降雨によりサクシヨンは急激に消失するが、その後の体積含水率の低下にあわせて徐々に回復する動態を示す。例えば、No.10-0.5m のサクシヨンは降雨により消失しているが、その後 9.6kPa まで増加している。また、No.10-1.0m および No.10-2.0m では、サクシヨンはそれぞれ 5.2kPa および 2.5kPa まで増加したが、No.10-3.0m では SDPR 無と同様、サクシヨンの回復は確認されなかった。

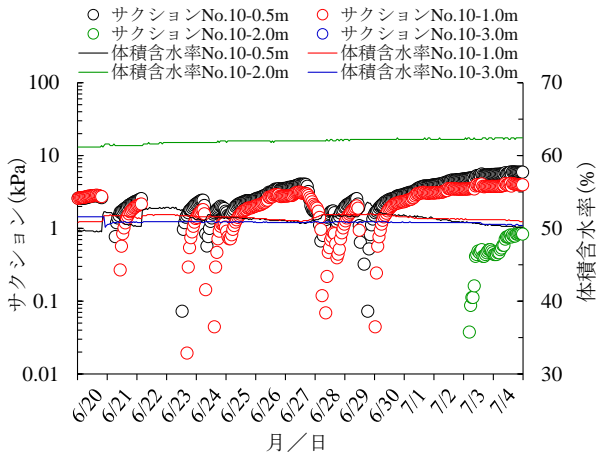
また、**図-6.15(2)~(4)**に示すように、No.10 地点より下方に位置する No.20~No.40 地点については、最も表面（地表面）に近い計測深度である GL-0.5m においてのみだけでなく、GL-1.0m, GL-2.0m および GL-3.0m においてもサクシジョンの回復が確認できた。特に、地下水位の動態が大きい No.40 地点においては、No.40-0.5m, No.40-1.0m, No.40-2.0m および No.40-3.0m で、サクシジョンはそれぞれ 8.9kPa, 4.8kPa, 2.2kPa および 0.3kPa まで回復していることが確認できた。

このように、サクシジョンの増加は表面（地表面）に近い方が顕著となっているが、SDPR 有では、降雨の影響で特に地下水位の変動が著しい尻部においても体積含水率の低下に伴いサクシジョンが回復する効果が確認でき、サクシジョンの回復力が高いことが示された。

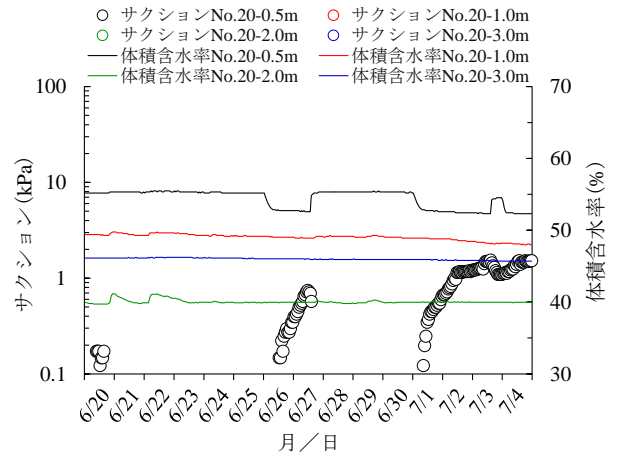
また、**図-6.16** および **図-6.17** は、それぞれ期間 X および期間 Y におけるサクシジョンと体積含水率の結果をとりまとめたものである。ただし、一部の土壌水分計で計測した体積含水率にデータに欠損がある。期間 X および期間 Y においても、期間 A および期間 B と同様に、サクシジョンは降雨により急激に消失し降雨終了後の体積含水率の低下にあわせて回復する動態を示し、表面（地表面）に近い計測深度の土壌水分の排水・吸水の動態が大きいことがわかる。

図-6.16(1)および**(4)**と**図-6.16(1)**および**(4)**において、消失したサクシジョンの回復過程について着目すると、**図-6.17(1)**および**(4)**に示すように SDPR 有のサクシジョンの回復頻度が多い。また、**図-6.17(1)**に示すように、SDPR 有では No.10-2.0m においてもサクシジョンの回復が確認できる。このように、期間 A と期間 B とを対比した場合と同様、SDPR 有ではサクシジョンの回復力が高いことが示された。

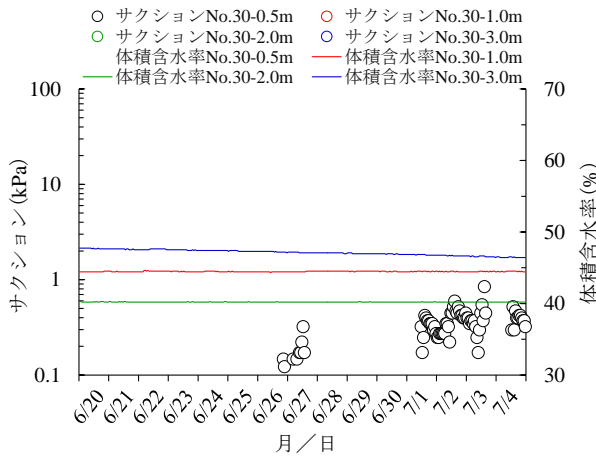
なお、以上の結果を踏まえ、SDPR の有・無による差異がより明確となっている期間 A と期間 B を対象に後述する検討を行うこととする。



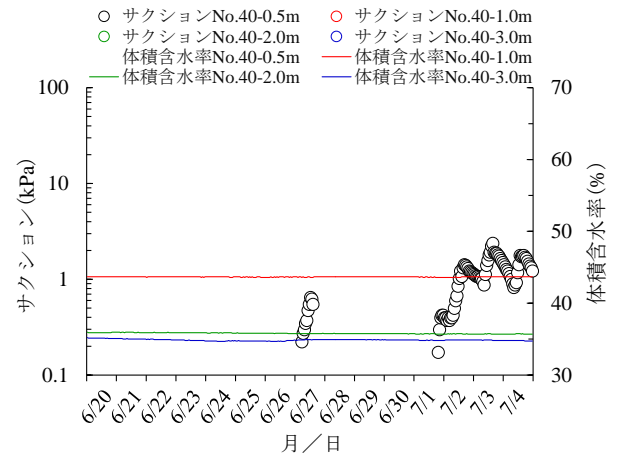
(1) No.10 地点



(2) No.20 地点

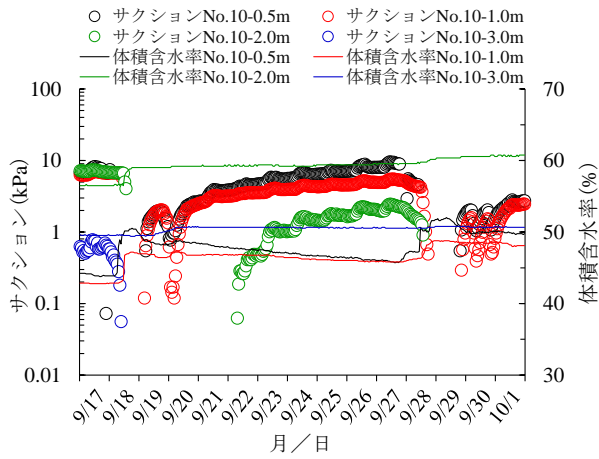


(3) No.30 地点

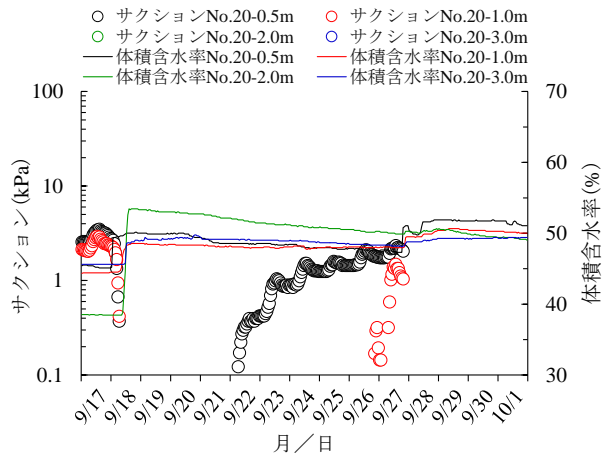


(4) No.40 地点

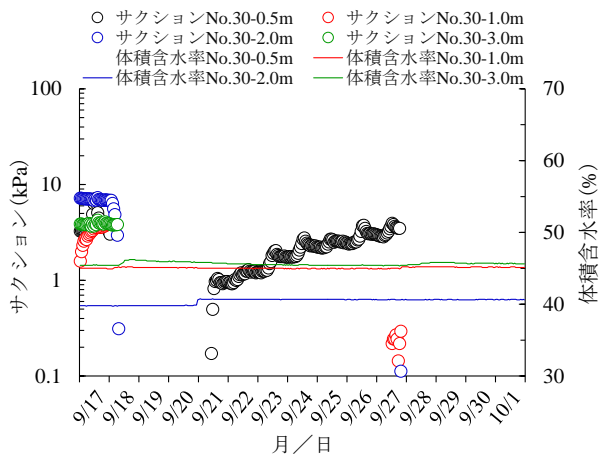
図-6.14 期間Aにおけるサクシヨンと体積含水率の計測結果 (SDPR無)



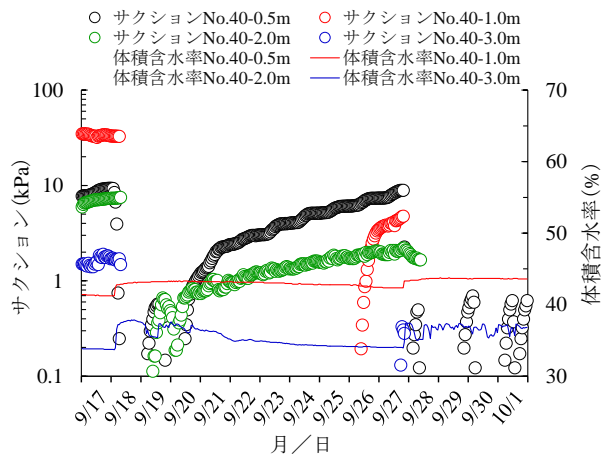
(1) No.10 地点



(2) No.20 地点

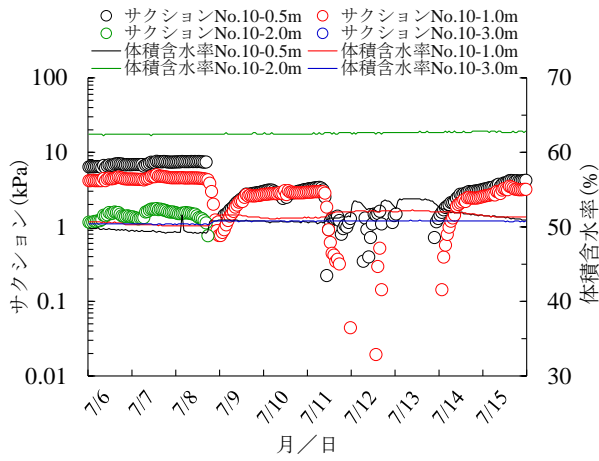


(3) No.30 地点

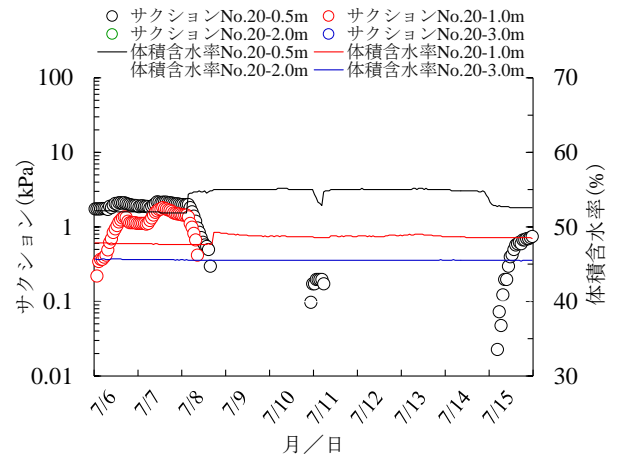


(4) No.40 地点

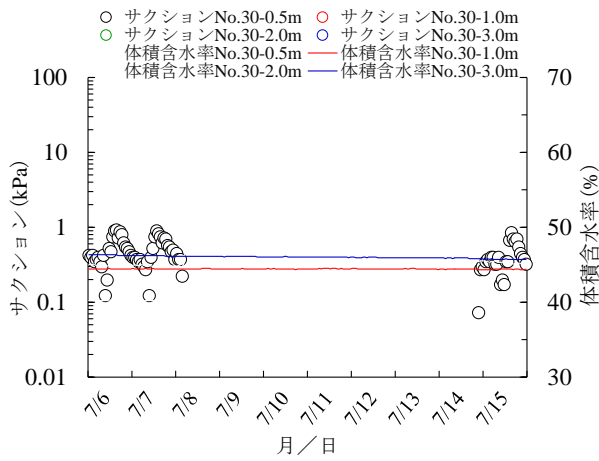
図-6.15 期間Bにおけるサクシヨンと体積含水率の計測結果 (SDPR有)



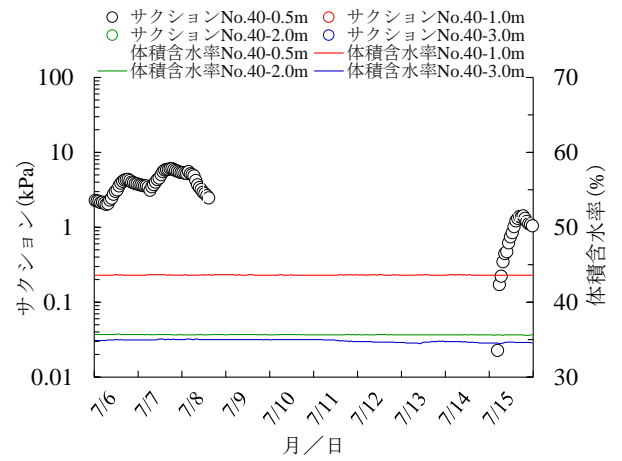
(1) No.10 地点



(2) No.20 地点

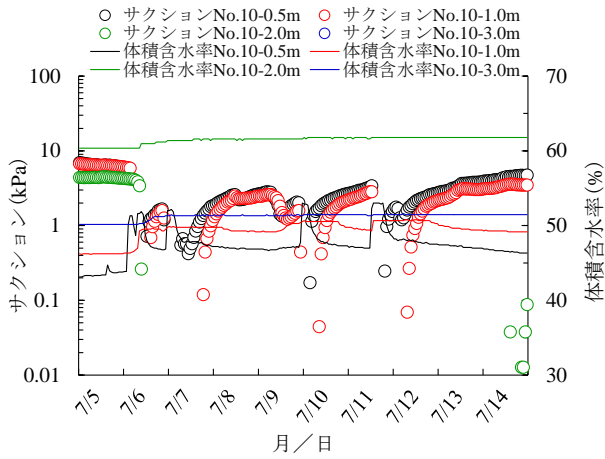


(3) No.30 地点

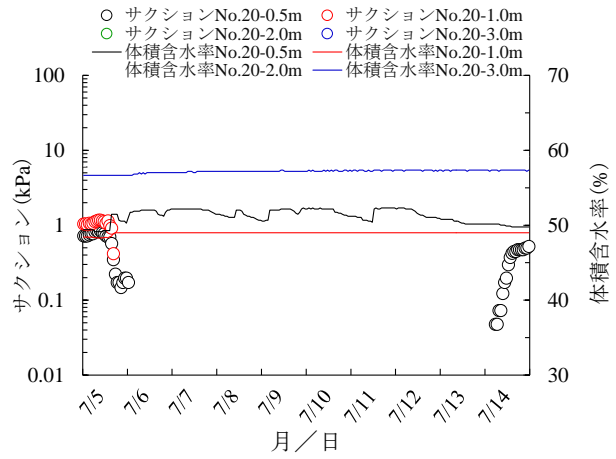


(4) No.40 地点

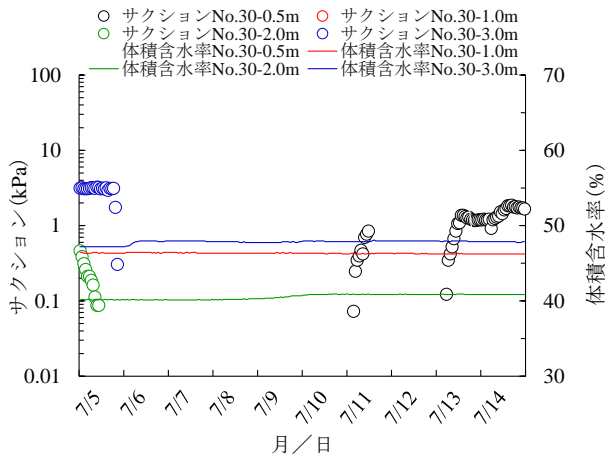
図-6.16 期間Xにおけるサクシヨンと体積含水率の計測結果 (SDPR無)



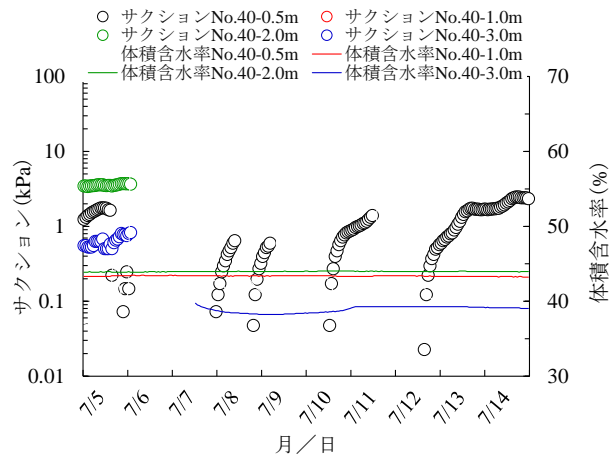
(1) No.10 地点



(2) No.20 地点



(3) No.30 地点



(4) No.40 地点

図-6.17 期間Yにおけるサクシヨンと体積含水率の計測結果 (SDPR有)

6.8.2 サクシオンと地下水位

図-6.18 および図-6.19 は、期間 A および期間 B の中から、降雨に伴う土壌水分の動態が顕著であったのり肩部とのり尻部における地下水位とサクシオンとの関係をプロットしたものである。のり肩部の地下水位は No.1 地下水位であり、サクシオンは No.10 地点で計測されたサクシオンである。同様に、のり尻部は No.3 地下水位と No.40 地点で計測されたサクシオンである。なお、サクシオンについては、降雨により一旦消失したサクシオンが回復・変動する過程をとらえている。

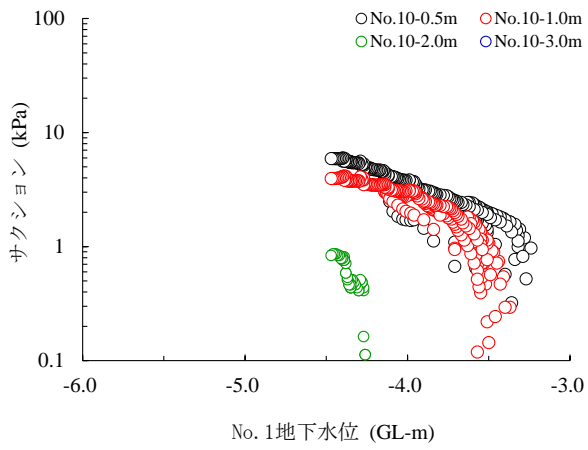
SDPR 無ののり肩部において、6月22日の降雨により消失したサクシオンは、No.10-0.5m および No.10-1.0m において、それぞれ No.1 地下水位が GL-3.2m および GL-3.3m で回復した。また、No.10-2.0m のサクシオンは GL-4.2m で回復したが、No.10-3.0m のサクシオンは No.1 地下水位が GL-4.5m まで低下しても回復は確認されなかった。

SDPR 無ののり尻部においては、No.3 地下水位が GL-1.6m に低下したときに、のり表面（地表面）に近い No.40-0.5m のサクシオンのみが回復した。図-6.18 に示すように、地下水位の低下にともないサクシオンは増加する傾向にあるが、No.3 地下水位が GL-2.4m まで低下しても No.40-1.0m 以深でサクシオンの回復は確認されていない。

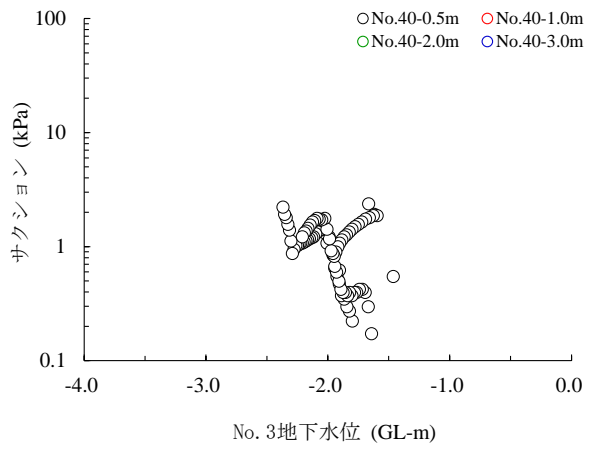
一方、SDPR 有ののり肩部において9月18日の降雨以降に消失したサクシオンは、No.10-0.5m および No.10-1.0m においてそれぞれ No.1 地下水位が GL-3.6m で回復した。また、No.10-2.0m のサクシオンは GL-4.7m で回復したが、No.10-3.0m のサクシオンは No.1 地下水位が GL-5.5m まで低下しても回復は確認されなかった。

SDPR 有ののり尻部においては、9月18日の降雨以降にサクシオンが消失しているが、No.3 地下水位が GL-0.6m に低下したときに、のり面表層に近い No.40-0.5m のサクシオンが回復し、図-6.19 に示すように No.3 地下水位が GL-3.3m に低下するまでに、No.40-1.0m ~3.0m のすべてのサクシオンの回復が確認できた。また、No.3 地下水位が GL-3.0m 以下に低下するとサクシオンが急激に増加する傾向がうかがえる。

このように、SDPR 有は特に地下水位の変動が著しいのり尻部（No.40 地点）において、サクシオンの動態であきらかな差異を示した。

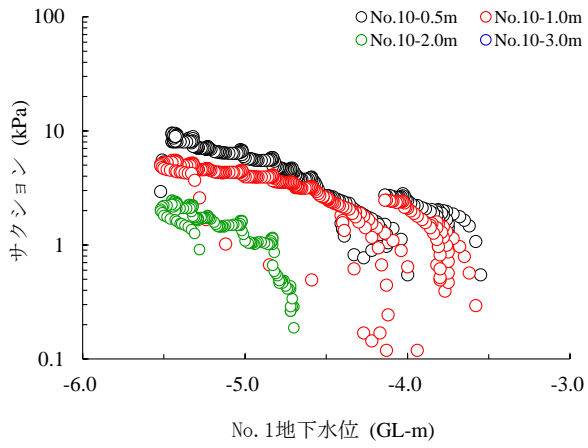


(1) のり肩部 (No.10 地点)

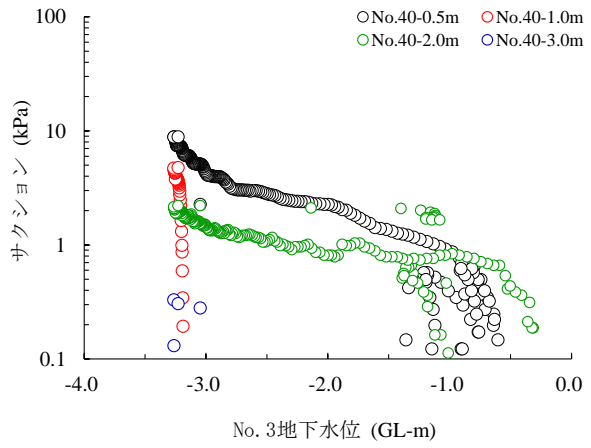


(2) のり尻部 (No.40 地点)

図-6.18 サクシヨンと地下水位の関係 (SDPR無)



(1) のり肩部 (No.10 地点)



(2) のり尻部 (No.40 地点)

図-6.19 サクシヨンと地下水位の関係 (SDPR有)

6.8.3 サクションと実効雨量

図-6.20 および図-6.21 は、のり肩部とのり尻部における 72 時間実効雨量とサクションとの関係をプロットしたものである。対象となるサクションは、のり肩部およびのり尻部において、それぞれ No.10 地点および No.40 地点で計測されたサクションである。なお、検討対象とした期間は、SDPR 無が期間 A、SDPR 有が期間 B であり、6.8.2 サクションと地下水位と同様に、降雨により一旦消失したサクションの回復および変動の過程に着目することとする。

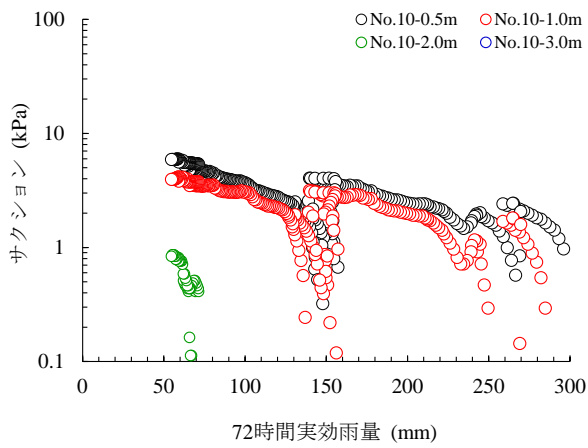
図-6.20 において、SDPR 無ののり肩部に位置する No.10-0.5m および No.10-1.0m では、サクションはそれぞれ 72 時間実効雨量が $R_{G72} = 299\text{mm}$ および $R_{G72} = 288\text{mm}$ で回復し、その後 72 時間実効雨量の減少にともない増加し、 $R_{G72} = 55\text{mm}$ の時に No.10-0.5m で 5.9kPa、No.10-1.0m で 4.0kPa に達した。No.10-2.0m では $R_{G72} = 68\text{mm}$ の時にサクションが回復したが、No.10-3.0m ではサクションの回復は確認されなかった。

また、SDPR 無ののり尻部では、 $R_{G72} = 149\text{mm}$ の時に No.10-0.5m においてのみサクションの回復が確認され、その後サクションは 2.4kPa まで増加している。

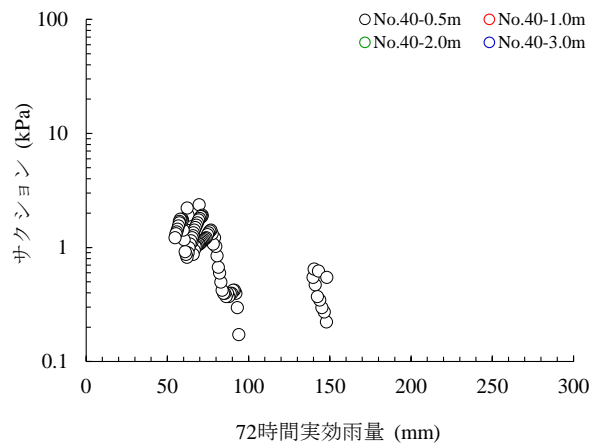
一方、図-6.21 において SDPR 有ののり肩部でサクションが回復する 72 時間実効雨量は、No.10-0.5m、No.10-1.0m および No.10-2.0m でそれぞれ、 $R_{G72} = 175\text{mm}$ 、 $R_{G72} = 173\text{mm}$ および $R_{G72} = 97\text{mm}$ であった。その後 72 時間実効雨量は $R_{G72} = 27\text{mm}$ まで減少し、サクションはそれぞれ 9.6kPa、5.2kPa および 2.5kPa まで増加している。

また、SDPR 有ののり尻部ではすべての深度においてサクションが回復しているが、その時の 72 時間実効雨量は、No.40-0.5m で $R_{G72} = 174\text{mm}$ 、No.40-1.0m で $R_{G72} = 38\text{mm}$ 、No.40-2.0m で $R_{G72} = 165\text{mm}$ 、No.40-3.0m で $R_{G72} = 28\text{mm}$ となっている。

このように、72 時間実効雨量が減少するとサクションが回復し、さらにサクションは増加する結果が得られた。SDPR 有のサクションは、SDPR 無と比較して、のり肩部の表層付近を除いて 72 時間実効雨量が大きい時点で発生しており、特に、のり尻部においてその傾向が顕著になっていることが示された。

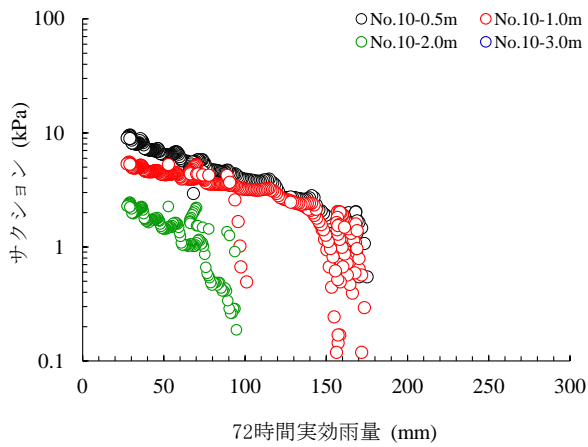


(1) のり肩部 (No.10 地点)

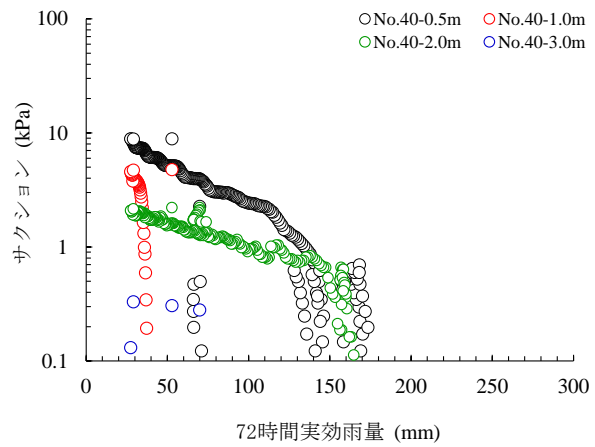


(2) のり尻部 (No.40 地点)

図-6.20 サクシヨンと72時間実効雨量との関係 (SDPR無)



(1) のり肩部 (No.10 地点)



(2) のり尻部 (No.40 地点)

図-6.21 サクシヨンと72時間実効雨量との関係 (SDPR有)

6.8.4 実効雨量によるサクシヨンの推定

前述したように、サクシオンは降雨の開始ならびに継続とともに急激に低下し、消失に至る。また、消失したサクシオンは降雨終了後に回復し、その後土壌水分量の減少とともに増加する傾向が示されている。のり面の安定性を検討するには、先行雨量の影響や降雨特性とあわせて、降雨による地盤内部の土壌水分やサクシオンの動態をあきらかにし、それを精度よく表現できる手法を確立する必要がある。

本研究では、計測結果をもとに SDPR の排水効果によるサクシオンの回復および上昇・減少過程を 72 時間実効雨量により予測することを試みた。図-6.11～図-6.21 に示したように、72 時間実効雨量は地下水位や体積含水率の動態と同様な傾向を示すことから、先行雨量の影響を考慮した 72 時間実効雨量による推定は、降雨時のサクシオンを簡便に評価する手法として期待できる。

図-6.22 および図-6.23 は、2016 年 9 月 17 日から 2017 年 9 月 28 日までの観測期間において、SDPR 有におけるのり表層部のサクシオンと 72 時間実効雨量との関係を、のり肩部 (No.10 地点) およびのり尻部 (No.40 地点) ごとにプロット (9,024 データ) したものである。ただし、No.40-1.0m サクシオンについては、正圧の計測結果が多いため対象外とした。

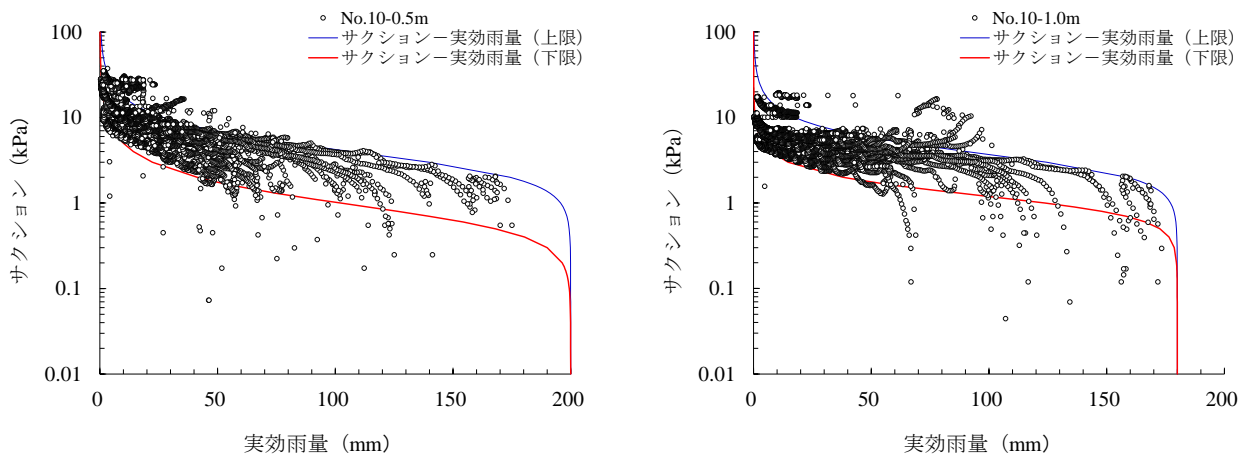
これらをもとにサクシオンと 72 時間実効雨量との関係を包含する近似曲線(推定曲線)の作成を試みた。次式(6.2)に示すように、不飽和・飽和浸透流解析の水分特性曲線を求めるモデル関数として一般的に用いられている van Genuchten モデル⁶⁾を参考に、表-6.3 に示すパラメータを用いて推定曲線へのフィッティングを試みた。

$$\frac{R_{G72} - R_r}{R_s - R_r} = \frac{1}{\left\{1 + (10 \cdot \alpha \cdot s)^n\right\}^m} \quad (6.2)$$

ここに、 R_{G72} : 72 時間実効雨量 (mm) , R_s : 飽和 72 時間実効雨量 (mm) , R_r : 最小 72 時間実効雨量 (mm) , s : サクシオン (kPa) , $\alpha \cdot n \cdot m$: 定数である。

飽和 72 時間実効雨量 (R_s) は、それぞれの計測地点・深度においてサクシオンが回復したときの 72 時間実効雨量とし、最小 72 時間実効雨量 (R_r) は便宜的に $R_r = 0\text{mm}$ とした。

図-6.22 および図-6.23 に示すように、推定曲線は土壌の排水過程におけるサクシオンの増加、ならびに吸水過程におけるサクシオンの減少が包含された状態となっている。図-6.24 および図-6.25 は、これらの推定曲線を用いて算出したサクシオンの推定値と計測値の経時変化を比較したものである。いずれの場合においても、上限値～下限値に近似された結果となり、のり表層部付近においてはサクシオンの動態を推定できる可能性があることが示された。



(1) No.10-0.5m

(2) No.10-1.0m

図-6.22 72 時間実効雨量によるサクシヨンの予測 (No.10 地点)

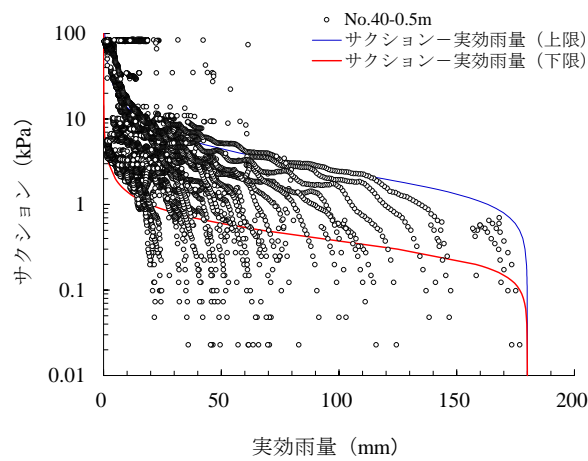
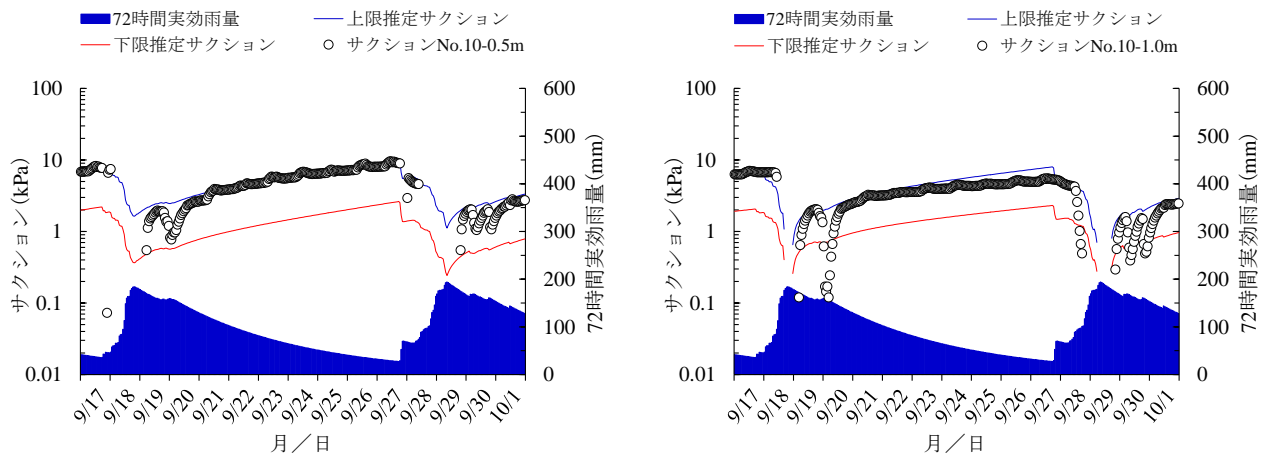


図-6.23 72 時間実効雨量によるサクシヨンの予測 (No.40 地点)

表-6.3 実効雨量モデル関数のパラメータ

地点	No.10				No.40	
	GL-0.5m		GL-1.0m		GL-0.5m	
	上限	下限	上限	下限	上限	下限
R_s	200	200	180	180	180	180
R_r	0	0	0	0	0	0
α	0.03	0.13	0.03	0.09	0.05	0.30
n	2.8	2.6	3.1	3.5	2.5	3.0
m	$1-1/n$					



(1) No.10-0.5m

(2) No.10-1.0m

図-6.24 72 時間実効雨量によるサクシヨンの推定結果 (No.10 地点)

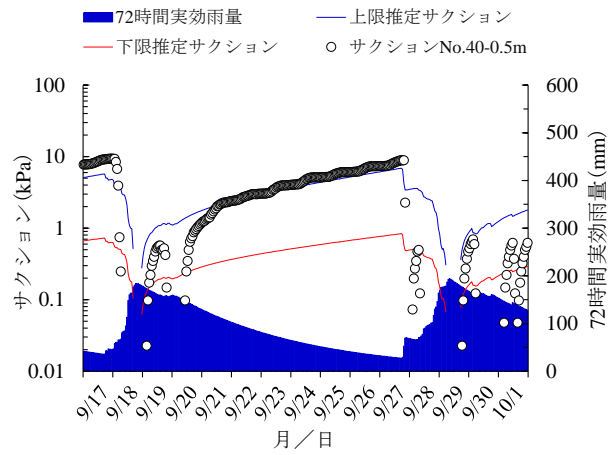


図-6.25 72 時間実効雨量によるサクシヨンの予測 (No.40 地点)

6.9 降雨時における盛土の安定性に関する検討

6.9.1 盛土材の保水性試験と水分特性曲線のモデル化

降雨によるのり面の崩壊現象を予測するためには、降雨時の浸透特性やせん断強度を支配する含水比（飽和度）の影響について把握することが肝要である。そのためには、不飽和から飽和あるいは飽和から不飽和に至る過程における地盤の水分特性の変化を適切に評価する必要がある。この水分特性の変化を求めるのが保水性試験である。

本研究では、降雨時における盛土の安定性を検討するにあたり、飽和度と強度定数の関係をあらかじめシククションによる見掛けの粘着力の推定を行うために、降雨時ののり面の安定性評価に重要な影響を及ぼす盛土材の保水特性を把握することを目的に、連続加圧法による保水性試験^{7), 8)}（以下、「連続加圧方式保水性試験」という）を行った。

水分特性曲線を求めるための室内試験は、必要とされるシククションの測定範囲に応じて使い分けがなされているが⁹⁾、この連続加圧方式保水性試験は、試験の効率化と試験時間の短縮を目的として開発されたものであり、その妥当性や有効性が確認されている。

表-6.4 に、盛土上・下段ののり表層部でブロックサンプリングを行い、保水性試験に供した供試体の物性値を示す。のり表層部の盛土材をサンプリングしたことにより、表-6.1 に示した盛土の主たる土質特性より細粒分が多く、間隙比が大きい供試体となっている。連続加圧方式保水性試験は加圧速度 0.1kPa/min で、最大加圧 100kPa まで連続加圧を行い、間隙空気圧と間隙水圧の計測を行った。

図-6.26 に、保水性試験から得られた盛土材の体積含水率とシククションの計測結果を示す。水分特性曲線を求めるモデルとしては、有効飽和度を用いた Brooks.RH & Corey A.T. モデルや van Genuchten モデルなどが提案されている¹⁰⁾。本研究では、異なる土の水分特性曲線に適合するための自由度が高く、最も広く用いられている水分移動特性モデルである次式(6.3)に示す van Genuchten モデルを用いて盛土材料の水分特性曲線のモデル化を行った。

$$S_e = \frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} = \frac{1}{\left(1 + |10 \cdot \alpha \cdot s|^n\right)^m} \quad (6.3)$$

ここに、 S_e ：有効飽和度， θ ：体積含水率， θ_s ：飽和体積含水率， θ_r ：残留体積含水率， s ：シククション， $\alpha \cdot n \cdot m$ ：定数である。

van Genuchten モデルの水分特性曲線は、S 字型の滑らかな曲線で残留体積含水率（ θ_r ）に漸近する形状を示す。van Genuchten モデルのパラメータ n ($n > 1$) は、水分特性曲線の傾きに影響を与えるパラメータであり、粗粒な土ほど大きく、細粒な土ほど小さくなる、

また、パラメータ α ($0 < \alpha < 1$) は粗粒な土ほど大きくなる¹¹⁾。

図-6.27 に van Genuchten モデルによる水分特性曲線モデルと、表-6.5 には van Genuchten モデルのパラメータを示す。なお、飽和体積含水率 (θ_s) は次式(6.4)に示すように間隙比の飽和度が $S_r = 100\%$ ($= S_{rs}$) になるような値を用いた¹²⁾。

$$\theta_s = n \cdot \frac{S_{rs}}{100} = \frac{e}{1+e} \quad (6.4)$$

ここに、 θ_s : 飽和体積含水率、 S_{rs} : 最大飽和度 (= 100%)、 n : 間隙率、 e : 間隙比である。

表-6.4 連続加圧方式保水性試験に用いた盛土材の物理的土質特性

	盛土上段	盛土下段	摘要
湿潤密度 ρ_t (g/cm ³)	1.47	1.72	
細粒分含有率 F_c (%)	69.3	58.7	
自然含水比 ω_h (%)	34.1	29.2	
間隙比 e (-)	1.49	1.03	
塑性指数 I_p (-)	20.9	22.2	
透水係数 k (m/s) $\times 10^{-6}$	2.2	1.3	土の透水試験(変水位) JIS A 1218
盛土材の分類	砂質粘土	礫混じり 砂質粘土	

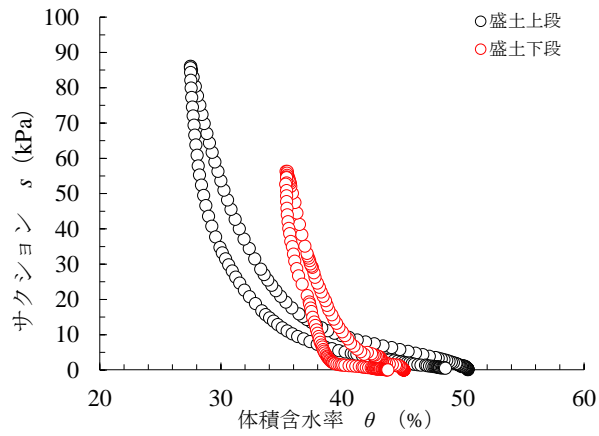


図-6.26 体積含水率とサクシヨンの計測結果

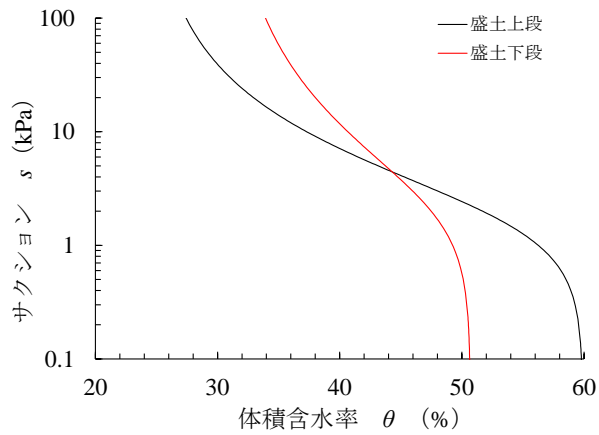


図-6.27 van Genuchtenモデルを用いた水分特性曲線モデル

表-6.5 van Genuchtenモデル関数のパラメータ

地点	盛土上段	盛土下段
θ_s	59.9	50.7
θ_r	24.0	30.0
α	0.05	0.04
n	1.60	1.45
m	$1 - 1/n$	

6.9.2 飽和度と強度定数の関係

本研究では、飽和度の変化が盛土材の力学的特性に及ぼす影響を把握するために、飽和状態の三軸圧縮試験 (\overline{CU} 条件)¹³⁾ならびに排気非排水条件下での不飽和三軸圧縮試験¹⁴⁾を行い、飽和度と強度定数との関係について検討を行った。なお、不飽和三軸圧縮試験において排気・非排水条件を用いた理由は、集中降雨による盛土崩壊および地震時においては盛土内の間隙空気は常に大気圧と等しい排気条件と考え、間隙水はせん断中(崩壊時)に移動することはなく急速に破壊に至るため非排水条件と考えた。

三軸圧縮試験に供した供試体は、 $\phi 115\text{mm}$ のコアチューブを利用して採取した盛土材から、 9.5mm ふるいを通過した試料を用い、モールド内で3層に分けて突き棒による締固めを行い作成した。なお、供試体の作成にあたっては、盛土の乾燥密度を基準に締固めを行った。

表-6.6に三軸圧縮試験結果をとりまとめた。また、図-6.28にせん断前の飽和度と強度定数との関係を取りまとめた。その結果、せん断抵抗角(ϕ および ϕ')は飽和度(S_r)が減少しても 30° 前後のほぼ一定の値を示すのに対し、粘着力(c および c')は飽和度(S_r)の上昇とともに減少していることがわかる。つまり、粘着力は飽和度に支配されていることがわかる。

表-6.6 試験条件および供試体性状と試験結果

排水条件	飽和度 (%)	せん断条件		せん断前			破壊時		強度定数		
		空気圧 (kPa)	拘束圧 (kPa)	間隙比 e	飽和度 S_r (%)	サクシヨン s (kPa)	圧縮強さ q_{max} (kPa)	軸ひずみ ϵ_a (%)	c (kN/m ²)	ϕ (°)	c' (kN/m ²)
排気非排水	75	86	96	0.70	75	86	283.4	1.5	69.4		
			116	0.69	76	79	296.5	2.3	32.1		
			136	0.69	76	89	383.8	2.9	64.1		
			186	0.69	76	81	472.1	4.8	32.4		
	85	51	61	0.70	85	51	214.0	2.3	49.2		
			81	0.70	85	48	247.6	3.3	33.5		
			101	0.69	86	47	309.3	4.2	57.0		
			151	0.68	87	53	429.9	9.6	30.7		
	95	37	47	0.70	95	37	183.9	4.8	47.6		
			67	0.69	96	31	205.9	7.7	28.9		
			87	0.69	97	29	265.1	10.0	37.3		
			137	0.67	99	35	345.3	15.0	30.9		
非排水	飽和	0	10	0.70	100	0	165.8	15.0	43.4		
			30	0.68	100	0	203.2	15.0	28.9		
			50	0.67	100	0	223.5	15.0	14.0		
			100	0.65	100	0	261.7	15.0	31.9		

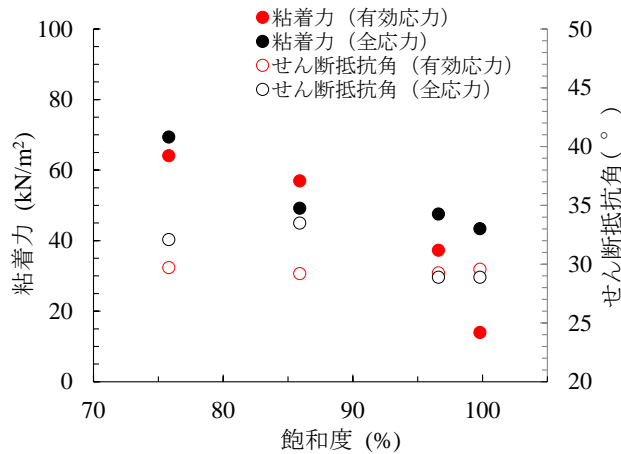


図-6.28 飽和度と強度定数との関係

6.9.3 サクションによる見掛けの粘着力の推定

不飽和土は間隙に空気と水が混在しており、一般的な有効応力式として次式(6.5)に示す Bishop の有効応力式が示されている¹⁵⁾。

$$\sigma' = (\sigma - u_a) + \chi(u_a - u_w) = \sigma_{net} + \chi s \quad (6.5)$$

ここに、 σ ：全応力、 u_a ：間隙空気圧、 u_w ：間隙水圧、 σ_{net} ：基底応力（ $= \sigma - u_a$ ）、 s ：サクション（ $= u_a - u_w$ ）、 χ ：有効応力係数である。

式(6.5)を有効応力に基づく破壊強度式に代入し、三軸圧縮試験より得られた ϕ_{net} を近似的に $\phi' = \phi_{net}$ とすると次式(6.6)が導かれる。

$$\tau = (\sigma - u_a) \tan \phi' + c' + \chi(u_a - u_w) \tan \phi' = \sigma_{net} \tan \phi_{net} + c_{net} \quad (6.6)$$

ここに、 τ ：せん断強度、 c' 、 ϕ' ：飽和土における強度パラメータ、 c_{net} 、 ϕ_{net} ：不飽和土における強度パラメータである。

式(6.6)は、不飽和土の見掛けの粘着力（ c_{net} ）が飽和状態で発揮される見掛けの粘着力（ c' ）とサクション（ s ）による見掛けの粘着力との和として表されることを意味している。 $c_{net}-s$ の予測方法は現時点において確立されていないものの、 $c_{net}-s$ の関係を把握することができれば不飽和土の見掛けの粘着力（ c_{net} ）を得ることができる。

Bishop の有効応力係数（ χ ）については、既往の研究^{16), 17), 18), 19)}においていくつかの提案がなされており、有効応力係数（ χ ）を次式(6.7)で与えると、不飽和土の見掛けの粘着力を得ることができる。

$$\chi = \frac{S_r - S_{r0}}{100 - S_{r0}} \quad (6.7)$$

ここに、 S_r ：飽和度、 S_{r0} ：残留飽和度（ $s=\infty$ のときの飽和度）である。

本研究においては、**図-6.3**に示したのり面表層部の Bs1 および Bs2 を対象に、式(6.6)と式(6.7)を用いて次式(6.8)により現地計測されたサクションをもとに見掛けの粘着力を推定し、盛土の安定性評価に適用することを試みた。

$$c_{net} = c' + \chi(u_a - u_w) \tan \phi' = c' + k \left\{ \frac{S_r - S_{r0}}{100 - S_{r0}} s \cdot \tan \phi' \right\} \quad (6.8)$$

ここに、 k ：補正係数、 S_r および S_{r0} ：図-6.27 の盛土下段モデルにより算出した飽和度と残留飽和度 ($S_{r0} = 59.2\%$) である。

図-6.29 は、表-6.6 をもとにサクシヨン (s) と粘着力 (c') との関係プロットし、式 (6.8)により見掛けの粘着力推定曲線を検討した結果である。本研究においては、補正係数 (k) を $k = 3.5$ (下限値) および $k = 5.5$ (上限値) とすることで、見掛けの粘着力推定曲線の上限值と下限値を設定した。

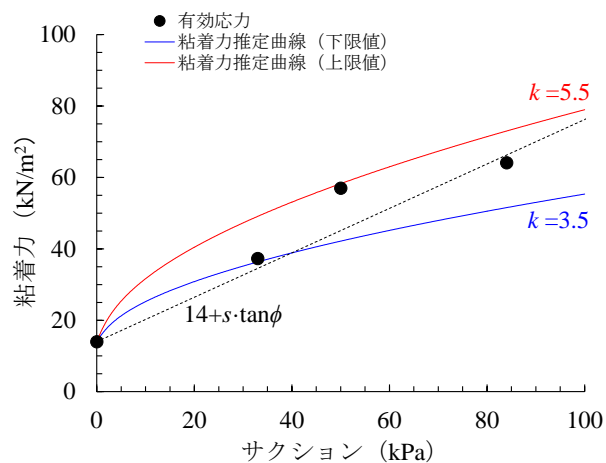


図-6.29 サクシヨンによる見掛けの粘着力の推定

6.9.4 盛土の安定性評価

(1) 検討条件および検討手法

図-6.12 に示す期間 B のうち、地下水位、テンシオメータおよび実効雨量の観測・計測データをもとに安定性評価が危険側ならびに安全側となるような時点（2016/9/17, 2016/9/18, 2016/9/27, 2016/9/29 および 2016/10/1）のモデルを抽出し、サクシヨンの影響を考慮した盛土の経時的な安定性評価を行った。

検討モデルは、図-6.30 に示す SDPR 有の 5 モデル（Case A～Case E）であり、地下水位観測やテンシオメータの計測結果をもとに地下水位線を設定した。盛土は土質調査結果により Bs1, Bs2, Bs3, および Bs4 の 4 種類に分類され、盛土材は飽和状態の三軸圧縮試験（ \overline{CU} 条件）ならびに排気非排水条件下での不飽和三軸圧縮試験をもとに、飽和度と強度定数との関係について整理した。

強度定数の設定にあたっては、表-6.7 に示すようにのり表層部の Bs1 および Bs2 については地下水の影響を考慮し、地下水位より上層と下層において粘着力（ c' ）の強度区分を行った。地下水位以下に位置するときの Bs1 および Bs2 の粘着力は、のり表層部が低拘束圧状態下にあることやサクシヨンの消失に伴う見かけの粘着力の低下を考慮し、 $c' = 0.0\text{kN/m}^2$ とした。また、地下水位より上方に位置するときの Bs1 および Bs2 の粘着力は、6.9.3 サクシヨンによる見掛けの粘着力の推定に基づき図-6.29 中に示す粘着力推定曲線（下限値）より推定した。盛土深部の Bs3 および Bs4 の強度定数については、サクシヨンの計測を行っていないため、サクシヨンによる見掛けの粘着力の補正は行っていない。

さらに、サクシヨンの出現を考慮しないモデルである Case a, Case c および Case e についてもあわせて検討を行った。これらの強度定数は Case A, Case C および Case E をもとに、地下水位より上方に位置するときの Bs1 および Bs2 の粘着力（ c' ）を飽和状態の $c' = 14\text{kN/m}^2$ として設定した。つまり、Case a, Case c および Case e は、それぞれ Case A, Case C および Case E のモデルをもとにして、サクシヨンによる見掛けの粘着力の補正を行っていないモデルとなっている。

盛土の安定解析にあたっては、5.8.1 検討条件 (2) 検討手法に示した修正フェレニウス法を用いた極限釣り合い法により、スライス分割片に対して力の釣り合いを考え、式(5.6) および式(5.7)においてそれぞれ安全率を算出することとした。なお、盛土の単位体積重量（ γ_t ）および SDPR との周面摩擦抵抗（ τ ）は、それぞれ $\gamma_t = 19.9\text{kN/m}^3$ および $\tau = 50\text{kN/m}^2$ とした。

(2) 検討結果

表-6.8 に盛土の安定性評価結果を示す。盛土安定性評価にあたっては、式(5.6)および式(5.7)により算出した安全率をもとに、算出した最低安全率（ F_{s0} ）に対する安全率（ F_s ）の比（以下、「相対安全率（ F_s / F_{s0} ）」という）としてとりまとめを行った。今回の検討に

おいては、Case D (2016/9/29) の安全率が常時および地震時ともに最低安全率となることから、これに対する相対安全率となっている。

図-6.31 には、相対安全率の経時変化をあわせて示した。降雨の開始とともに相対安全率は低下し、72 時間実効雨量が最大となる時点において相対安全率が最も小さくなる (Case D ; 2016/9/29) 。一方、降雨後 72 時間実効雨量が減少すると相対安全率も次第に大きくなり、常時の場合で最大 62% 増加していることが確認できる (Case A ; 2016/9/17) 。

降雨前および降雨後のモデルに該当する Case A, Case C および Case E と、Case a, Case c および Case e とを対比した場合、サクシヨンの回復に伴う見掛けの粘着力の補正を行った Case A, Case C および Case E モデルの常時の相対安全率は 26~62% 増加しているのに対し、サクシヨンの回復を考慮していない Case a, Case c および Case e モデルの常時の相対安全率は 24~57% の増加であった。

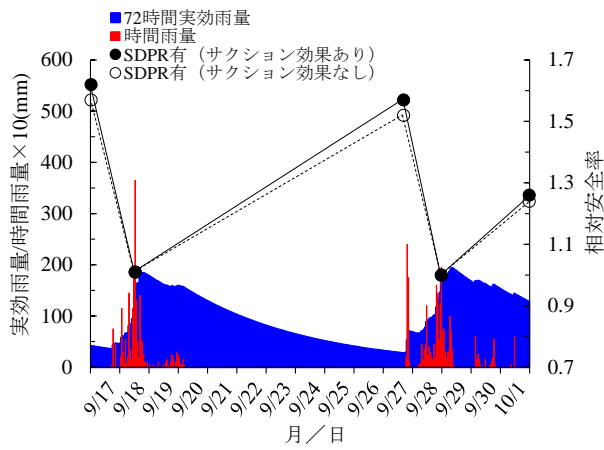
この結果から、SDPR 有のモデルでサクシヨンの回復を考慮し見掛けの粘着力を補正した場合、相対安全率は最大 5% 増加することとなる。また、地震時においても同様な結果となっている。このことは、5.8 経時的な盛土の安定性評価で示した補強効果や排水効果による地下水位低下とあわせて、サクシヨンの回復が盛土の安定性に寄与する結果を示しているものと考えられる。

表-6.7 安定性評価に用いた各土層の強度定数

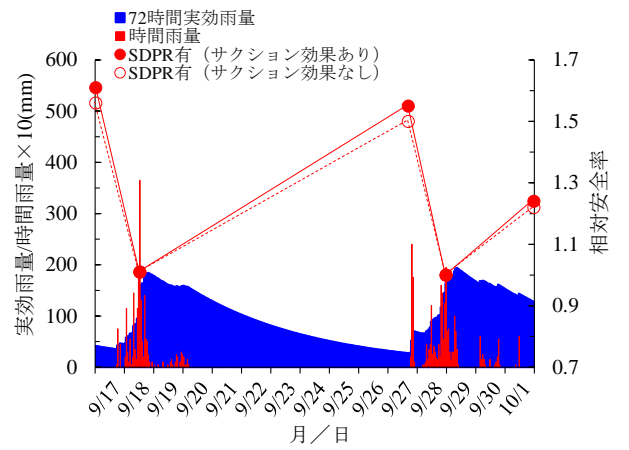
盛土	土層	単位	Case								摘要	
			A	B	C	D	E	a	c	e		
Bs1 および Bs2	①	c' (kN/m ²)	21	14	22	14	18	14	14	14	不飽和状態	
		ϕ' (°)	30	30	30	30	30	30	30	30		
	②	c' (kN/m ²)	17	—	16	—	14	14	14	14		
		ϕ' (°)	30	—	30	—	30	30	30	30		
	③	c' (kN/m ²)	22	—	21	—	—	14	14	—		
		ϕ' (°)	30	—	30	—	—	30	30	—		
	④	c' (kN/m ²)	—	0	—	0	0	—	—	0		飽和状態 (地下水位以下)
		ϕ' (°)	—	30	—	30	30	—	—	30		
Bs3 および Bs4	⑤	c' (kN/m ²)	30								不飽和状態	
		ϕ' (°)	30									
	⑥	c' (kN/m ²)	20								飽和状態 (地下水位以下)	
		ϕ' (°)	30									
	⑦	c' (kN/m ²)	20									
		ϕ' (°)	30									

表-6.8 安定性評価結果と地下水位条件

	相対安全率 F_s/F_{s0}		72 時間 実効雨量 (mm)	地下水位 (DL ; m)			摘要
	常時	地震時		No.1	No.2	No.3	
Case A	1.62	1.61	42	80.5	76.5	74.9	2016/9/17
Case a	1.57	1.56					
Case B	1.01	1.01	148	85.3	77.3	77.9	2016/9/18
Case C	1.57	1.55	28	81.8	77.0	74.8	2016/9/27
Case c	1.52	1.50					
Case D	1.00	1.00	164	85.2	78.0	77.8	2016/9/29
Case E	1.26	1.24	128	83.1	77.8	77.1	2016/10/1
Case e	1.24	1.22					



(1) 常時



(2) 地震時

図-6.31 降雨時における経時的な盛土の安定性評価

6.10 まとめ

本章では、丘陵地の集水地形に位置する盛土における SDPR の試験施工を通じて、地下水位の動態とあわせて地盤の強度特性に大きな影響を与えるサクシオンに着目し、SDPR が有する排水効果について検討を行った。また、SDPR によるサクシオンの増加、減少および回復の過程の予測を試みるとともに、サクシオンによる見掛けの粘着力を推定し、安定解析により経時的な盛土の安定性評価を行い、SDPR による補強効果についてとりまとめた。

本章で得られた主な結論を以下に示す。

- (1) 降雨に伴いのり表層部が不飽和領域から順次湿潤化しサクシオンが消失するとともに、降雨が継続することで盛土深部の不飽和領域で鉛直（降下）浸透が進み、すべての計測深度で飽和領域が形成されることが確認できた。また、降雨が終了するとのみり表面（地表面）から順次不飽和領域が形成され、消失していたサクシオンが回復に向かう過程が確認できた。
- (2) 先行雨量の影響を考慮した実効雨量と地下水位には、地下水位の動態と合致した半減期が存在し、両者には相関性があることが確認できた。また、SDPR により半減期が短縮することが示された。
- (3) 72 時間実効雨量と地下水位の動態において、SDPR により地下水位の低下に対して降雨後からの経過時間が減少していることが示され、地中に残存している雨量が早期に排出されていることが裏付けられた。
- (4) 降雨後のサクシオンの回復に着目すると、サクシオンは体積含水率、地下水位および 72 時間実効雨量の低下に伴い増加する傾向を示し、のみり表面（地表面）に近い方がその傾向は強い。また、地下水位が上昇し地盤強度の減少が著しいのみり尻部においては、SDPR によりサクシオンの回復頻度や回復力が高くなる。
- (5) サクシオンは 72 時間実効雨量の推移と強い相関関係にあり、水分特性曲線のモデル関数により推定可能となり降雨時のサクシオンを簡便に評価できることから、例えば降雨時通行止め解除に伴う点検の効率化など、降雨後の概略的なのみり面の安定性評価に活用できる可能性がある。
- (6) 盛土材の保水性試験や不飽和三軸試験の結果から、Bishop の有効応力式を補正したサクシオンによる見掛けの粘着力推定曲線を得た。
- (7) 粘着力推定曲線（下限値）をもとにサクシオンの影響を考慮した盛土の経時的な安定性評価を検討した結果、サクシオンの回復に伴う見掛けの粘着力の増加に伴う安全率は最大で 5% 増加し、補強効果や排水効果による地下水位低下とあわせて、サクシオンの回復が盛土の安定性に寄与することが示された。

参考文献

- 1) 浜崎智洋, 笠間清伸, 田山聡, 前田良刀, 松方健治, 秋吉亮平: 排水機能を有するスパイラル羽根付き鋼管を用いたのり面補強に関する原位置試験, 土木学会論文集 C (地圏工学), Vol.74, No.1, pp.20-33, 2018.
- 2) 日本道路公団: 九州横断自動車道鳥栖西工事土工施工管理総括報告書, (株) 奥村組・大豊建設 (株) 九州横断自動車道鳥栖西工事共同企業体, 1984.
- 3) 気象庁: 確率降水量の推定方法, [online]http://www.data.jma.go.jp/cpdinfo/riskmap/cal_qt.html (参照 2017-3)
- 4) 地盤工学会: 豪雨時における斜面崩壊のメカニズムおよび危険度予測, p.113, 2006.
- 5) 田中悠暉, 川尻峻三, 橋本聖, 川口貴之, 中村大, 山下聡: 締固め度を変化させた盛土の降雨による崩壊形態と実効雨量, 土木学会論文集 C (地圏工学), Vol.73, No.3, pp.276-281, 2016.
- 6) van Genuchten, M. Th.: A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils, *Soil Science Society of America Journal*, Vol. 44, pp. 892-898, 1980.
- 7) 京野修, 畠山正則, 持田文弘, 阿部廣史: 連続加圧方式による新しい保水性試験方法について (その 7) - 水分特性曲線の密度依存性についての検証 -, 第 52 回地盤工学研究発表会, No.0306, pp.609-610, 2017.
- 8) 畠山正則, 京野修, 笹原克夫, 阿部廣史: 連続加圧方式による新しい保水性試験方法, 第 59 回地盤工学シンポジウム論文集, pp.103-110, 2014.
- 9) 地盤工学会: 不飽和地盤の挙動と評価, p.56, 2004.
- 10) 地盤工学会: 不飽和地盤の挙動と評価, pp.35-42, 2004.
- 11) 坂井勝, 取出伸夫: 水分保持曲線と不飽和透水係数の水分移動特性モデル, 土壌物理学学会, 土壌の物理性, No.111, pp.61-73, 2009.
- 12) 清原雄康, 風間基樹: 不飽和ローム土のせん断挙動と水分特性の喧嘩およびそのモデル化, 土木学会論文集 C (地圏工学), Vol.67, No.3, pp.339-348, 2011.
- 13) 地盤工学会: 地盤材料試験の方法と解説, pp. 575-579, 2009.
- 14) 地盤工学会: 地盤材料試験の方法と解説, pp. 625-630, 2009.
- 15) Bishop, A.W.: The principle of effective stress, Publication 32, Norwegian Geotechnical Institute, Oslo, pp.1-5, 1959.
- 16) Vanapalli, S.K., Fredlund, D.G., Pufahl, M.D. and Clifton, A.W.: Model for Prediction of Shear Strength with Respect to Soil Suction, *Canadian Geotechnical Journal*, Vol.33, No.3, pp.379-392, 1996.
- 17) Öberg, A.L. and Sällfors, G.: Determination of shear strength parameters of unsaturated silts and sand based on the water retention curve, *Geotechnical Testing Journal*, Vol.20, No.1, pp.40-48, 1997.

- 18) Fredlund, D.G., Vanapalli, S.K., Xing, A. and Pufahl, M.D.: Predicting the shear strength function for unsaturated soils using the soil-water characteristic curve, Proceedings of 1st International Conference on Unsaturated Soils, Vo.1, pp.43-46, 1995.
- 19) 軽部大蔵, 加藤正司会, 浜田耕一, 本田道織: 不飽和土の間隙水の状態と土塊の力学的挙動の関係について, 土木学会論文集, No.535, pp.83-92, 1996.

第7章 総括

7.1 本研究の成果

高速道路のネットワーク機能が将来にわたり持続的かつ安定的に発揮し続けるために、様々なリスクや課題と向き合い、インフラ管理の高度化や効率化に向けた取組みをこれまで以上に加速させる必要がある。

そのために、定期的な点検・調査結果を踏まえ、補修・補強が必要な土構造物の抽出や補修・補強の優先順位の策定、効率的・効果的な対策工法の構築ならびに高度な点検・調査方法の開発が強く望まれている。

本研究では、高速道路のり面の合理的な維持・管理を行うために、腐食等により損傷が顕在化してきている不完全な防食構造を有する旧タイプアンカーのり面について、健全度調査データを活用し、確率統計論に基づく点検・調査方法の信頼性評価や旧タイプアンカーの劣化分析による経年的な損傷率の推計を行うとともに、旧タイプアンカーのり面の健全性評価モデルを作成した。本研究にあたっては、生存時間分析や信頼性データ解析で汎用性があるワイブル分布を用いた累積ハザード法による劣化分析により、旧タイプアンカーの損傷率推計や旧タイプアンカーのり面の健全性評価モデルを検討した。また、数量化Ⅱ類により補強対策が必要となる旧タイプアンカーのり面を予測判別し、旧タイプアンカーのり面の健全性評価に影響を及ぼす因子について整理するとともに、提案したのり面健全性評価モデルの検証を行った。

さらに、アンカー補強のり面における高度な点検・調査方法の開発に向けて、打音診断技術を活用したあらたなアンカー緊張力の評価方法を提案し、多重 PC 鋼より線タイプのアンカーを対象に室内実験および FEM 解析により適用性を検討するとともに、アンカーの現地診断により緊張力の推定を試みた。

また、本研究では、局所的な集中降雨や地震に起因した複合災害に対して高速道路盛土を効果的に補強するために、盛土内の地下水位や間隙水圧の抑制、サクシヨンの早期回復、補強対策による盛土（地盤）の強度増加を同時に得ることを期待した地盤補強工法を構築するため、排水機能を有する羽根付き有孔鋼管による地盤補強工法（以下、「SDPR (Spiral bladed Drain Pipe Reinforcement method)」という）をあらたに提案した。本研究にあたっては、原位置試験や実施工を通じ SDPR の設計・施工に必要な材料特性、付着性能、耐食性をあきらかにするとともに、のり面安定の重要な要素である降雨時における地下水位の上昇抑制、降雨後のサクシヨンの回復に着目し、SDPR の排水効果や補強効果に関する検討を実験的に行い、SDPR の有効性・優位性を検証した。

本研究において得られた特に重要な成果は次の 2 点である。

1. 不完全な防食構造である旧タイプアンカーで補強されたのり面の健全度調査結果をもとに、旧タイプアンカーの劣化度モデルを検討し損傷率推計を行い、のり面健全性評価モデルを提案した。
2. 局所的な集中降雨と地震に起因した複合災害に対して高速道路盛土を効果的に補強するために SDPR をあらたに提案し、原位置試験や試験施工結果をもとに、SDPR の排水効果および補強効果を定量的に評価し、SDPR の有効性をあきらかにした。

各章において本研究で得られた成果についてまとめているが、ここに、得られた成果を総括して以下に示す。

第 1 章 序 論

本章では、「高速道路リニューアルに向けたのり面健全性評価モデルの提案とあらたな地盤補強工法の開発に関する工学的研究」に関する研究の背景とその目的を整理し、研究全体の流れと位置付けを示した。また、高速道路における災害実態の整理、降雨災害および地震災害の事例分析を行うとともに、のり面の崩壊と安定対策の原理を概念的にとりまとめた。

降雨災害については、平成 5 年度（1993 年度）から平成 28 年度（2016 年度）までの 24 年間の降雨災害記録をもとに、災害規模、のり面の経過年数、連続雨量および発生頻度に着目し、その傾向や特徴をあきらかにした。地震災害については、近年発生した大規模地震の被災メカニズムについて考察した。それらを踏まえ、のり面健全性評価モデルの提案およびあらたな地盤補強工法の開発に向けた課題をあきらかにし、本研究のフローとその内容をとりまとめた。

第 2 章 アンカーの劣化度モデルとのり面の健全性評価モデル

本章では、アンカー補強のり面の実態、アンカーの変状形態とその要因を整理し、アンカー管理における課題の抽出を行った。つぎに、不完全な防食構造である旧タイプアンカーを対象に損傷判定の信頼性推定を行い、ワイブル分布を用いた累積ハザード法により劣化度モデルを検討した。それらを踏まえ、旧タイプアンカーの損傷率推計や旧タイプアンカーのり面の健全性評価モデルを提案し、補強対策が必要である旧タイプアンカーのり面の抽出やその優先順位を判断する手法を構築した。あわせて、数量化Ⅱ類により補強対象となる旧タイプアンカーのり面を予測判別し、提案したのり面健全性評価モデルの検証を行った。

本章で得られた主な結論を以下に示す。

- (1) 外観調査は、頭部調査やリフトオフと比較して損傷の発現が認識し難く、地中部の潜在的な損傷や劣化を精度よく把握するには、複数の調査をあわせて実施する必要がある。
- (2) 外観調査における損傷判定の信頼性推定を行うことで、リフトオフとの精度の差異を補完できる可能性がある。例えば、20年以上が経過した旧タイプアンカーでは、信頼度 95%で潜在的な損傷率を 3.3%～8.5%有している。
- (3) のり面毎の損傷率を精度よく算定するためには、100 本程度のアンカーを有するのり面では、25%程度を抽出してリフトオフを実施することで、精度向上が図られる。
- (4) アンカーの健全度評価判定例やあらたなリフトオフの判定フローを設定することにより、旧タイプアンカーの経年的な損傷や劣化過程の段階的把握が予測可能である。
- (5) リフトオフによるランダム打ち切りデータや定時打ち切りデータである不完全データを用いて、累積ハザード法による劣化分析により、旧タイプアンカーの経年的な損傷率の推計が可能である。
- (6) リフトオフや外観調査のデータをもとに推計したアンカー損傷率と、調査等で得られるのり面毎の実際の損傷率を対比することにより、のり面毎の相対的な健全性(安定性)の把握が可能である。
- (7) 本研究では、損傷と定義するランクやその比率の閾値を適切に設定し、経年的なのり面健全性(安定性)や補強対策の実施の要否を評価できるモデルを提案した。
- (8) 数量化Ⅱ類により補強対象となるのり面の予測判別を行った結果、のり面健全性評価モデルで示した補強対策の要否評価と合致することが確認できた。
- (9) 旧タイプアンカーのり面の健全性や補強対策の要否を評価するにあたり、外観調査とリフトオフを対比したときに、外観調査はリフトオフの半分程度の寄与度を有している。

第3章 打音診断技術を活用したあらたな緊張力評価

本章では、打音診断技術を活用したあらたなアンカー緊張力の評価方法を提案し、アンカー頭部の定着機構がナットによるネジ式定着である多重 PC 鋼より線タイプのアンカーを対象に、模型実験、実大実験および FEM 解析により適用性の検討を行うとともに理論的評価・検証を行った。さらに、アンカーの現地診断により緊張力状態の推定を試み、その結果についてとりまとめた。

本章で得られた主な結論を以下に示す。

- (1) 模型実験において、緊張力の増加に伴い評価ピーク周波数が高周波側にシフトし、単

調増加する傾向が認められた。また、評価ピーク周波数は、頭部長に依存する影響が大きく、自由長に依存する程度が小さいことが示された。

- (2) 実大実験においても、評価ピーク周波数は緊張力の増加に伴い高くなることが確認できた。また、高緊張領域下において評価ピーク周波数は収束傾向となるものの、低緊張状態では緊張力の増減に伴う評価ピーク周波数の差異が明確になることが確認できた。
- (3) FEM 解析においても、室内実験と同様、緊張力の増減に伴い評価ピーク周波数も変化することが検証された。また、評価ピーク周波数は頭部長に依存する影響の程度は大きく、自由長が頭部の振動特性に与える影響は少ないことも検証された。
- (4) 緊張力の有・無により周波数分布の形状は大きく異なり、緊張力無のアンカーは評価ピーク周波数の特定が困難な周波数分布の形状となるため、緊張力が著しく減少している状態のアンカーを検出可能であることが示された。
- (5) 現地診断で取得した評価ピーク周波数を、実大実験により取得した評価ピーク周波数により補正する回帰分析モデルは、緊張力の推定において一定の精度を得ることができた。

第4章 排水機能を有する羽根付き有孔鋼管による地盤補強工法

本章では、盛土内の地下水位や間隙水圧の抑制、サクシヨンの早期回復、盛土（地盤）の強度増加を同時に得ることを期待した SDPR の開発に向けて、SDPR の特長、仕様、設計の流れ、施工方法をとりとまとめ、ねじり抵抗試験により SDPR の材料特性の把握を行うとともに、引抜き抵抗試験により SDPR の設計に必要な鋼管と地盤との付着性能をあきらかにした。また、SDPR を盛土内に一定期間放置し、経年的な引抜き性状や耐食性についてとりとまとめた。

本章で得られた主な結論を以下に示す。

- (1) SDPR は回転トルクが降伏耐力に達しても直ちに回転トルクが低下することはなく、SDPR の長さにかかわらず、ねじり応力は一様に生じていることが確認できた。
- (2) SDPR は施工条件より過酷なねじり抵抗試験において 1,300 N・m 程度まで弾性挙動を保持していることが確認でき、エアモータ・チェーン方式のボーリングマシン（最大トルク 1,230N・m）による施工時に必要な強度特性は有していると考えられる。
- (3) 引抜き抵抗試験により、羽根径が幅広タイプの SDPR は標準タイプの SDPR に対して極限周面摩擦抵抗が 14～31%程度高くなる傾向が得られ、羽根径の形状が極限周面摩擦抵抗の増加に寄与していることが示された。
- (4) 引抜き抵抗試験により降伏周面摩擦抵抗と極限周面摩擦抵抗の両者は強い相関関係にあることが確認されるとともに、両者は代表 N 値ともとはかなり強い相関関係にあることから、代表 N 値により極限周面摩擦抵抗 (τ_u) と降伏周面摩擦抵抗 (τ_y) の両者を

次式により推定できることが示された。

$$\tau_u = 9 \cdot N + 16$$

$$\tau_y = 0.5 \cdot \tau_u$$

- (5) 施工後に一定期間が経過した SDPR を対象に行った引抜き抵抗試験により，最大荷重および降伏荷重ともにあきらかな低下は認められず，SDPR と地盤との付着性能は経年的に保持されていることが示された。
- (6) SDPR の腐食試験により亜鉛めっき被膜による防錆効果が発揮されていることを確認するとともに，今後，継続した長期のモニタリングにより亜鉛めっき被膜等の腐食速度を把握することにより耐用年数に応じた亜鉛めっき被膜の耐食性の評価が期待できることが示された。

第5章 地下水位の動態からみたSDPRの排水効果

本章では，集水地形に位置する片切片盛構造の腹付け盛土における SDPR の試験施工を通じて，地下水位の動態を観測することにより SDPR の排水効果について検討を行った。また，SDPR による耐降雨性の向上を定量的に評価するために限界実効雨量を算出するとともに，安定解析により降雨に対する盛土安全率の経時変化を検討し，地下水位の低減効果に着目して SDPR の有効性・優位性をあきらかにした。

本章で得られた主な結論を以下に示す。

- (1) SDPR 有・無による盛土内の地下水位差は，最大で 1.1m あり，日雨量が 100mm/日を超える降雨では，地下水位の上昇が SDPR により最大で 1.0m 抑制された。
- (2) 観測期間における各地下水位の累積相対度数は，地下水位が高くなるにしたがい SDPR 有と SDPR 無の差異は大きく，SDPR 無では GL-1.5m での地下水位が観測されているのに対し，SDPR 有では GL-2.0m 以深にとどまっていた。
- (3) 先行雨量の影響を考慮した実効雨量と地下水位には，地下水位の動態と合致した半減期が存在し，雨量が盛土内に残存している時間的指標となる半減期は，SDPR により $T=5$ 日から $T=4$ 日に短縮された。
- (4) 地下水位が GL-3.0m を超過する限界実効雨量を，コルモゴノフスミルノフ検定，線形回帰分析およびロジスティック回帰分析により算出した結果，SDPR 有は SDPR 無に対して 82~123mm 増加した。このことは，地下水位が一定以上になる実効雨量が SDPR により増加したことを意味し，盛土の耐降雨性が SDPR により増加したことを意味する。

- (5) 降雨時における経時的な盛土の安定性を、SDPR の地下水位低下効果を考慮した安定解析により評価した結果、SDPR 無に対する SDPR 有の相対安全率比は、特に降雨時に約 60~90%程度高くなり、盛土の安定性に大きく寄与する結果を示した。

第 6 章 盛土内の水分特性の動態からみた SDPR の補強効果

本章では、丘陵地の集水地形に位置する盛土における SDPR の試験施工を通じて、地下水位の動態とあわせて地盤の強度特性に大きな影響を与えるサクシオンに着目し、SDPR が有する排水効果について検討を行った。また、SDPR によるサクシオンの増加、減少および回復の過程の予測を試みるとともに、サクシオンによる見掛けの粘着力を推定し、安定解析により経時的な盛土の安定性評価を行い、SDPR による補強効果についてとりまとめた。

本章で得られた主な結論を以下に示す。

- (1) 降雨に伴いのり表層部が不飽和領域から順次湿潤化しサクシオンが消失するとともに、降雨が継続することで盛土深部の不飽和領域で鉛直（降下）浸透が進み、すべての計測深度で飽和領域が形成されることが確認できた。また、降雨が終了するとおり表面（地表面）から順次不飽和領域が形成され、消失していたサクシオンが回復に向かう過程が確認できた。
- (2) 先行雨量の影響を考慮した実効雨量と地下水位には、地下水位の動態と合致した半減期が存在し、両者には相関性があることが確認できた。また、SDPR により半減期が短縮することが示された。
- (3) 72 時間実効雨量と地下水位の動態において、SDPR により地下水位の低下に対して降雨後からの経過時間が減少していることが示され、地中に残存している雨量が早期に排出されていることが裏付けられた。
- (4) 降雨後のサクシオンの回復に着目すると、サクシオンは体積含水率、地下水位および 72 時間実効雨量の低下に伴い増加する傾向を示し、おり表面（地表面）に近い方がその傾向は強い。また、地下水位が上昇し地盤強度の減少が著しいおり尻部においては、SDPR によりサクシオンの回復頻度や回復力が高くなる。
- (5) サクシオンは 72 時間実効雨量の推移と強い相関関係にあり、水分特性曲線のモデル関数により推定可能となり降雨時のサクシオンを簡便に評価できることから、例えば降雨時通行止め解除に伴う点検の効率化など、降雨後の概略的なおり面の安定性評価に活用できる可能性がある。
- (6) 盛土材の保水性試験や不飽和三軸試験の結果から、Bishop の有効応力式を補正したサクシオンによる見掛けの粘着力推定曲線を得た。
- (7) 粘着力推定曲線（下限値）をもとにサクシオンの影響を考慮した盛土の経時的な安定

性評価を検討した結果、サクシヨンの回復に伴う見掛けの粘着力の増加に伴う安全率は最大で5%増加し、補強効果や排水効果による地下水位低下とあわせて、サクシヨンの回復が盛土の安定性に寄与することが示された。

7.2 今後の課題と展望

本研究においては、不完全な防食構造である旧タイプアンカーについて、ワイブル分布を用いた累積ハザード法により旧タイプアンカーの経年的な損傷率推計や旧タイプアンカーのり面の健全性評価モデルを提案し、補強対策が必要となる旧タイプアンカーのり面の抽出やその優先順位を判断する手法を構築した。あわせて、数量化Ⅱ類により補強対象となる旧タイプアンカーのり面を予測判別し、提案したのり面健全性評価モデルの検証を行い、その有効性が確認できた。

今後旧タイプアンカーの劣化度モデルや補強対象のり面の予測判別の精度向上にあたり課題や未解明な事項について検討されなければならない。

これらの内容について以下に示す。

- (1) 本研究に用いた健全度調査データは、それぞれのランクに達したとされる真の経過年数は不明確である。また、ランダム打ち切りデータのサンプリング期間（経過年数）が23年～33年の約10年間と乏しいなどの課題がある。定期的・継続的な健全度調査を行い経年的に幅広いデータを収集することにより、点検・調査方法の信頼性推定やアンカーの劣化度モデルの精度はさらに向上すると考える。
- (2) アンカー増打ちなどの補強対策のサンプルモデルを蓄積していくことで、アンカーの損傷とのり面の安定性を精度よく評価できるものと考えられる。例えば、定時打ち切りデータを蓄積することによりのり面健全性評価モデルの精度はさらに向上することが考えられる。また、数量化Ⅱ類による予測判別についても説明変数の充実により精度向上が期待できる。

また、本研究では、打音診断技術を活用したあらたなアンカー緊張力の評価方法を提案し、適用性の検証ならびに理論的評価・検証を行うために模型実験、実大実験およびFEM解析を行い、アンカーの現地診断により緊張力状態の推定を試みた。その結果、緊張力の増減により計測される周波数分布には差異が生じ、周波数特性を評価する指標を得ることにより緊張力状態の推定が可能となることをあきらかにした。

今後アンカー緊張力状態の推定精度の向上にあたり課題や未解明な事項について検討されなければならない。

これらの内容について以下に示す。

- (3) 本研究で室内実験や現地診断の対象としたアンカーは、種類や緊張力条件も限定的であるため、サンプリング数が乏しいなどの課題がある。また、評価ピーク周波数は、低次の固有振動数に着目したものである。打音計測の精度や振動特性の評価となる指標に改善の余地があるものと考えられることから、様々な条件のアンカーにおいて打音計測を実施しデータを蓄積するとともに、高次の固有振動数にも着目した周波数解析を行うなど、本技術の計測精度向上について研究を進める必要がある。

さらに、本研究では、局所的な集中降雨や地震に起因した複合災害に対して高速道路盛土を効果的に補強するために、あらたな地盤補強工法である SDPR を提案し、盛土における SDPR の実施工を通じて、原位置試験、地下水位観測やサクシヨンの計測ならびに数値解析等を実験的に行い、SDPR の排水効果や補強効果による有効性・優位性をあきらかにした。

今後、SDPR による予防保全対策の合理的な設計・施工システムを構築し、広く実用化するにあたり課題や未解明な事項について検討されなければならない。

これらの内容について以下に示す。

- (4) 本研究に用いた SDPR は、1 本あたりの長さは 2m であり、SDPR の必要長さを得るためには継手構造を設ける必要がある。本研究においては、ボルト式継手を採用したが、今後は施工の信頼性、確実性および耐久性の観点からネジ式継手や溶接式継手への改良を検討する必要がある。
- (5) 本研究においては、不飽和三軸圧縮試験などにより盛土の強度特性を把握したが、盛土を構成する地盤材料の物理的性状のバラツキが大きく限られた試験だけで強度特性を精度よく把握することは困難である。今後は高度なサンプリングや室内試験の代替として、原位置せん断摩擦試験 (SBIFT) などを積極的に導入するとともに、不飽和土の強度定数の設定にあたっては、データの蓄積を図る必要がある。
- (6) SDPR による補強効果をさらに向上させるためには、のり面表層に SDPR と結合した受圧板の配置を検討する必要がある。受圧板を配置することにより移動土塊に対する抵抗力を増加させることが可能となり、SDPR の配置密度や配置長さを低減できる可能性がある。ただし配置密度や配置長さを低減する場合は、SDPR による排水効果を損なわないよう浸透流解析等により検証する必要がある。
- (7) SDPR の防錆処理については溶融亜鉛めっき被膜により一定の耐食性能を有していることが確認できたが、今後も継続的な追跡調査を実施することにより腐食速度を把握し、SDPR の設計耐用年数を適切に設定する必要がある。

謝 辞

本論文は、九州大学 笠間清伸准教授のご指導のもと、筆者が NEXCO 西日本に勤務しつつ、平成 27 年（2015 年）10 月から九州大学大学院工学府建設システム工学専攻博士後期課程在学中に行った一連の研究成果をまとめたものです。

筆者は、平成 5 年（1993 年）4 月に日本道路公団に入社しました。平成 12 年（2000 年）7 月から本社技術部道路技術課、平成 17 年（2005 年）7 月から試験研究所道路研究部土工研究室に勤務し、土構造物に関する調査・設計・施工に関する技術基準類の整備や技術開発を担当するとともに、平成 16 年（2004 年）に発生した中越地震をはじめとした各種災害の現地技術支援に広く携わり、数多くの技術検討会にも参画してきました。特に、中越地震においては土構造物がかつてない被害を受け、高速道路の耐震性能に関する知見や見識を得ることができました。また、道路土工指針等の改訂作業に携わり、土構造物の性能設計や維持管理のあり方などについて見識を広めてきました。平成 18 年（2006 年）10 月から NEXCO 西日本九州支社管理事業部保全グループに勤務し、台風をはじめとした異常降雨に伴う災害復旧や対策工の調査・設計・施工に携わりました。特に、東九州自動車道上浦地区において学識経験者による技術検討会を組織し、これまでに前例のない供用した高速道路の路面高さを最大 7m 嵩上げする工法を採用することで供用後 8 年間毎年繰り返されてきた降雨災害に終止符を打つことが出来たのは、筆者の誇りです。

筆者が本研究に至った動機は、これまで対処療法的な対応しか行われてこなかった土構造物に対し、蓄積された点検・調査データ等を十分に活用し、定量的な安定性評価をおこない予防保全対策の推進を図りたいという意識を強く抱くようになったためです。また、研究の過程において地盤工学に関する深い専門知識や探究創造能力の習得を目指し、高い倫理観と豊かな国際性を身に付けたいと考えました。

ここに、「グラウンドアンカー補強のり面の健全性評価モデル」ならびに「排水機能を有する羽根付き有孔鋼管による地盤補強工法」について研究する機会を与えていただき、研究成果として本論文をまとめられたことは筆者の喜びとするところであります。また、この三年間の在学中に社会人として勤務の傍ら本論文をまとめることができたのは、大学関係や会社関係をはじめとした数多くの方々のご指導とご支援の賜物と深く感謝いたしております。

九州大学大学院工学研究院准教授 笠間清伸博士には、著者の大学院在籍中の三年間にわたり、終始懇切丁寧なご指導とご教示を賜りました。ここに深く感謝申し上げます。

九州大学大学院工学研究院教授 安福規之博士ならびに島田英樹博士には、本論文をまとめるにあたり、副査をお引き受けいただき、論文審査の過程で貴重なご指導とご助言を賜りました。本論文が一層充実したものになりましたことに深く感謝申し上げます。

九州大学大学院基幹教育院教授 陳光斉博士、九州大学大学院工学研究院教授 三谷泰

浩博士ならびに同助教 古川全太郎博士には本論文をまとめるにあたり数々の貴重なご指導とご助言をいただいたことに厚くお礼申し上げます。

NEXCO 西日本コンサルタンツ（株）代表取締役社長 前田良刀博士には、著者が九州大学大学院で研究する動機と機会を与えていただきました。本論文をまとめあげることができましたのは、温かいご支援と励ましの賜物であると深く感謝申し上げます。

社会人として勤務の傍ら大学院に学ぶことは、数多くの方々のご理解とご協力があることであります。勤務先の NEXCO 西日本九州支社長 廣畑浩司氏、西日本高速道路メンテナンス九州（株）代表取締役社長 北田正彦氏（前 NEXCO 西日本九州支社長）、NEXCO 西日本本社建設事業本部建設事業部長 松田均氏（元 NEXCO 西日本九州支社建設・改築事業部長）、NEXCO 西日本九州支社副支社長 迫田輝幸氏（前 NEXCO 西日本九州支社建設・改築事業部長）ならびに NEXCO 西日本九州支社建設・改築事業部長 源谷秋義氏はじめ皆様のご理解とご協力を深く感謝申し上げます。特に、NEXCO 西日本九州支社建設・改築事業部技術計画課の皆様方には、業務の傍ら本研究をまとめるにあたりご協力とご配慮をいただきました。ここに深く感謝申し上げます。

NEXCO 西日本本社技術本部長 竹國一也氏、西日本高速道路エンジニアリング関西（株）技師長 殿垣内正人博士（前 NEXCO 西日本本社技術本部上席専門役）、NEXCO 西日本本社技術本部上席専門役 田山聡博士、NEXCO 西日本本社技術本部技術環境部長 福永靖雄氏、ならびに（株）高速道路総合技術研究所 藤原優博士（前 NEXCO 西日本本社技術本部技術環境部技術統括課）には、本論文をまとめるにあたりご指導とご協力をいただいたことに深く感謝いたします。

NEXCO 西日本コンサルタンツ（株）、西日本高速道路エンジニアリング九州（株）ならびに西日本高速道路メンテナンス九州（株）の関係各位には、著者の業務をサポートいただき、本研究への多大なご支援をいただきましたことに心よりお礼申し上げます。

NEXCO 西日本コンサルタンツ（株） 松方健治氏、松川耕治氏、武田栄子氏ならびに矢ヶ部秀美博士には、SDPR に関する室内試験、試験施工、計測ならびに数値解析の実施など本論文をまとめるにあたり多大なご支援とご協力をいただきました。ここに深く感謝申し上げます。

日本地研（株） 田口浩史氏ならびに秋吉亮平氏には、アンカーのり面に関する点検・調査データのとりまとめならびに SDPR に関する試験施工、試験・計測データのとりまとめにあたり様々なご協力を賜りました。ここに深く感謝申し上げます。

西日本高速道路メンテナンス九州（株） 水田富久博士ならびに中石隆博氏、新日鉄住金エンジニアリング（株） 和田昌俊博士、澤石正道博士ならびに中澤公博氏には、SDPR の開発にあたり様々なご教示とご協力をいただきました。心よりお礼申し上げます。

原子燃料工業（株） 磯部仁博博士、松永嵩氏、小川良太氏ならびに（有）マサクリーン 佐山政幸氏には、打音診断技術を活用した緊張力評価に関する室内実験、解析、計測の実施など本論文をまとめるにあたり多大なご支援とご協力をいただきました。ここに深

く感謝申し上げます。

社会人として九州大学大学院に在籍し、この三年間に会った九州大学大学院工学府建設システム工学専攻の卒業生ならびに在校生の諸氏と有意義な学生生活を過ごすことができました。心よりお礼申し上げます。また、中村大樹氏（現 NEXCO 西日本）ならびに伊藤裕孝氏には本研究を進めるにあたり実験や解析を熱心にサポートしていただきました。心よりお礼申し上げます。

以上、本論文をまとめるにあたり、心温まるご支援を賜りました多くの方々に厚くお礼を申し上げます。

最後に、いつもやさしく、明るく励まし続けてくれた妻 和美，息子 捷寿，娘 望伶に感謝するとともに，天国より見守ってくれた亡妻 麻里に感謝の意を表します。

以 上