

博士論文

盛土における鉄筋挿入工の補強効果と 周面摩擦抵抗値の評価に関する研究

(Study on Reinforcement Effect of Soil Nailing Method
to Embankment and Evaluation of Shaft Frictional
Resistance Value)

2021年3月

川波 敏博

KAWANAMI Toshihiro

山口大学大学院 創成科学研究科

要 旨

「適切な施工管理のもとで造られた盛土は時間の経過とともに締固め強度が増加し将来的には地山と同等になる」と言われていた時代があった。しかし、造成から 30～40 年が経過した既設盛土や被災盛土で N 値を求めると、粘性土系材料の盛土で $N=0\sim 2$ と極端に低いものや、砂質土系材料による盛土では $N=10$ 未満と締まりの緩いものが多い。また、頻繁に発生している強震度の地震や集中豪雨によって、盛土が被災する可能性が高くなっている。このような現況を踏まえた盛土の予防保全対策や被災盛土の復旧対策として、鉄筋挿入工が採用され始めている。採用に当たっては、切土指針に従って設計・施工を行っているのが現状であるが、切土と盛土では土質状態は大きく異なるため、鉄筋の打設条件や周面摩擦抵抗値の考え方等、課題となる項目は多い。

本研究は、「盛土で鉄筋挿入工の打設効果が得られるのか」、「盛土での周面摩擦抵抗値はどれくらいを見込めるのか」、「切土指針を盛土に利用できるのか」というテーマを設定し、室内での模型実験や盛土地盤での引抜き実験、さらに、実験から得られた成果と実施工との比較評価を行った。これにより、盛土に適用する鉄筋挿入工の規模算出において、切土指針を利用する不安要素の解決に取り組んだものである。

本論文は 6 章で構成される。

第 1 章では、盛土に鉄筋挿入工を適用することの背景や課題について、近年の地震や降雨の現状、予防保全対策として採用されている高速道路盛土の現状、対策工設計を行う上で利用している切土補強土工指針についてまとめた。また、本研究の流れを明確にするために、論文の構成と概要を示した。

第 2 章では、被災した盛土のり面の応急復旧に鉄筋挿入工を適用し、その後、記録的な豪雨を経験したことで補強効果が確認できた事例を示し、切土指針の盛土への適用性を評価・検討した。切土指針に従って算出した鉄筋挿入工は、含水量が多く緩い砂質土からなる盛土においても十分な効果を発揮することがわかり、切土指針を盛土に利用できることや盛土における設計方法の妥当性が確認できた。また、鉄筋 1 本が受け持つ補強範囲として 1.5m は期待できることの有効な情報を得ることができた。

第 3 章では、盛土に適した鉄筋規模（鉄筋長、配置間隔、打設角度）の算出を課題として、室内に盛土条件を反映した模型土槽を作製し、これに水平慣性力や水平地震動を与えることで盛土にすべり崩壊を発生させ、そこに打設した補強材による補強効果の把握を行った。本実験で、補強材の打設角度はのり面に対して垂直が最も補強効果が高いことや、効果を発揮するには打設本数だけではなく、ある一定以上の補強材長さが必要なこと、補強材密度は 0.4 本/m² 以上が必要であることがわかった。また、PIV 画像解析や一面せん断試験においても補強効果が確認できたことを示した。

第 4 章では、切土指針に示された地盤の周面摩擦抵抗値の盛土への利用の評価を課題として、盛土地盤に試験体を作製して引抜き試験や定着体の掘起し観察を行い、各種地盤強

度との比較評価を行った。本実験を通して、 N 値と周面摩擦抵抗値 (τ 値) との関係式を求めることができ、盛土においても鉄筋挿入工の効果が得られることを示した。

第5章では、実施工において実施されている引抜き試験で得られた τ 値と、第4章の引抜き実験から得た N 値と τ 値の関係式とを比較することで、関係式の信頼性と実務での採用可否についての検証を行った。実施工で得られた周面摩擦抵抗値は、実験で得た関係式と同様の傾向を示していることや、切土指針にある推定 τ 値を上回っていることから、鉄筋挿入工の盛土での適用が可能であることを示した。

第6章では、本研究で得られた成果を要約して総括し、盛土で鉄筋挿入工を採用する場合の設計上の注意点や施工上の留意点、及び今後の展望について示した。

本研究では、切土指針を盛土に利用する場合に必要な注意点や、現行基準でのデータが充実していない範囲の知見を得ることができたものと考えている。

鉄筋挿入工はこれまで切土での切土補強土工法として実績が多く、高速道路の切土においても恒久対策や施工時の安定向上等の目的で採用されている。鉄筋挿入工を対策工とした切土のうち、鉄筋挿入工の補強材長より更に深い深度をすべり面とする崩壊事例を除いて、豪雨や地震を誘因として崩壊(抑止力不足や中抜け)した事例は記録に残っていない。つまり、対策規模を検討する段階で、補強材長つまり崩壊推定深度(すべり面深度)を見誤らなければ、鉄筋挿入工は十分な効果を発揮すると言える。

実務の先輩方が「打てば必ず効く」と言われるように、鉄筋挿入工はのり面の補強対策として十分な実績と実務レベルでの信頼感を持っている。このような鉄筋挿入工について、切土の設計・施工指針を、実績が少ない盛土にも利用できるとわかったことが、本研究での成果である。とは言え、切土と盛土とでは、構成する地盤特性やのり面性状、地下水分分布等、異なる部分が多い。また、被災盛土を復旧する上での逆巻き施工との併用や、恒久的な盛土ののり面保護工、仮設上の安全対策工等、鉄筋挿入工の守備範囲は広く、盛土での必要性は大きい。しかし、今後も引き続き切土指針を利用して設計・施工を行っていくというスタンスでは、盛土で一般的に採用される機会が増えていくことは少なく、技術的にも残念でもったいないと言わざるを得ない。

このような状況を踏まえると、盛土に特化した「盛土補強土工としての指針・要領」が必要になるものと考え、作成に当たっては上述した課題を含めたものにしていくべきである。

本研究の成果は、盛土に鉄筋挿入工を適用する場合の有意義な基礎資料として活用し、また活用されることを期待する。

目 次

第 1 章 序論

1.1	本研究の背景と課題	1
1.2	既往の研究	4
1.2.1	鉄筋挿入工の変遷と近年の状況	4
1.2.2	鉄筋挿入工の特徴と切土指針における周面摩擦抵抗値	8
1.3	本研究の目的	14
1.4	本論文の構成	15
	第 1 章の参考文献	

第 2 章 被災盛土復旧で得られた鉄筋挿入工の補強効果

2.1	はじめに	20
2.2	被災盛土に適用した鉄筋挿入工の設計方法と施工実態	20
2.2.1	鉄筋挿入工の適用に至った経緯	20
2.2.2	盛土の土質調査	22
2.2.3	鉄筋挿入工の設計検討	25
2.2.4	鉄筋挿入工の施工	31
2.2.5	舗装面に生じた変状の原因究明	32
2.2.6	排水工の検討	33
2.3	記録的豪雨を受けてわかった鉄筋挿入工の効果	33
2.3.1	豪雨の特徴と新たな崩壊が発生した経緯	33
2.3.2	応急復旧箇所との状況と無対策箇所での被災状況	34
2.3.3	無対策箇所での対策工	36
2.4	まとめ	37
	第 2 章の参考文献	

第 3 章 模型盛土における補強材打設条件の違いによる補強効果の検証

3.1	はじめに	39
3.2	水平慣性力模型による打設効果の検証	39
3.2.1	模型装置及び実験の条件	39
3.2.2	補強材打設条件の違いによる補強効果	43

3.2.3	一面せん断試験を用いた補強材打設効果の検証	51
3.3	振動台模型による打設効果の検証	54
3.3.1	模型装置及び実験の条件	54
3.3.2	補強材打設条件の違いによる補強効果	58
3.3.3	PIV 画像解析における崩壊機構の把握	64
3.4	まとめ	68
	第3章の参考文献	

第4章 盛土地盤における鉄筋挿入工の周面摩擦抵抗値の評価

4.1	はじめに	70
4.2	引抜き実験の概要	71
4.2.1	実験ケース及び盛土地盤の特性	71
4.2.2	補強材の打設方法	72
4.2.3	引抜き試験の方法	73
4.2.4	盛土地盤で行った各種地盤調査	74
4.3	引抜き力と定着体形状の把握	75
4.3.1	引抜き試験結果	75
4.3.2	定着体の掘起し観察	78
4.3.3	定着体の形状把握	80
4.3.4	試験後の定着地盤の状況	82
4.4	地盤強度と周面摩擦抵抗値との比較	83
4.4.1	N 値及び Nd 値の試験結果の整理	83
4.4.2	N 値と周面摩擦抵抗値との関係	85
4.4.3	Nd 値と周面摩擦抵抗値との関係	88
4.5	まとめ	88
	第4章の参考文献	

第5章 実施工データによる実験値(関係式)の検証

5.1	はじめに	91
5.2	実施工における引抜き試験の現状	91
5.2.1	引抜き試験に対する実務での認識	91
5.2.2	引抜き試験の概要及び確認試験との比較	92
5.2.3	引抜き試験用の先端 1m のみの定着方法	93
5.3	実施工で得られた N 値・ τ 値と実験値(関係式)との比較	96

5.3.1	設計時に用いた周面摩擦抵抗値	96
5.3.2	実施工における引抜き試験結果	98
5.3.3	実施工における N 値・ τ 値と実験値（関係式）との比較	103
5.3.4	τ 値と定着深度の関係	104
5.4	まとめ	105
	第 5 章の参考文献	

第 6 章 結論

6.1	本研究のまとめ	107
6.2	今後の課題と展望	110
6.2.1	今後の課題	111
6.2.2	今後の展望	111

本研究の関連論文

謝辞

第1章 序論

1.1 本研究の背景と課題

「雨降って地固まる」と同様の感覚で、「適切な施工管理のもとで造られた盛土は時間の経過とともに締固め強度が増加し安定化する¹⁾」、「通常、盛土は構築後、経年により安定性が向上する²⁾」、「将来的には地山と同等になる」等と言われていた時代があった。しかし、造成から30~40年が経過した既設盛土や被災盛土でN値を求めると、粘性土系材料の盛土でN=0~2と極端に低いものや、砂質土系材料による盛土ではN=10未満と締まりの緩いものが多い³⁾⁴⁾。建設直後のN値が測定されているわけではなく単純に比較はできないが、少なくとも施工時に標準貫入試験で自沈するようなものはないと言え、盛土もコンクリート構造物等と同様に経年によって劣化していることが懸念される。また、頻繁に発生している強震度の地震や年々勢いを増す集中豪雨によって、盛土が被災する確率が高くなっていることも事実である。

地震大国とも言われる我が国で記憶に新しい大被害を出した地震では、熊本地震（2016年 M6.5 震度7）、東日本大震災（2011年 M9.0 震度7）、阪神・淡路大震災（1995年 M7.3 震度6）等が挙げられ、十数年が経った今日でも、復興や被災者の生活支援が思うように進んでいない現状がある。図1-1に示す1991年~2020年7月末時点の約30年間に発生した震度1以上の有感地震を見ると、その総回数及び震度4以上の強地震回数のいずれも増加傾向にある⁵⁾。さらに、東南海トラフを震源とする巨大地震も近年必ず起こると言われている。

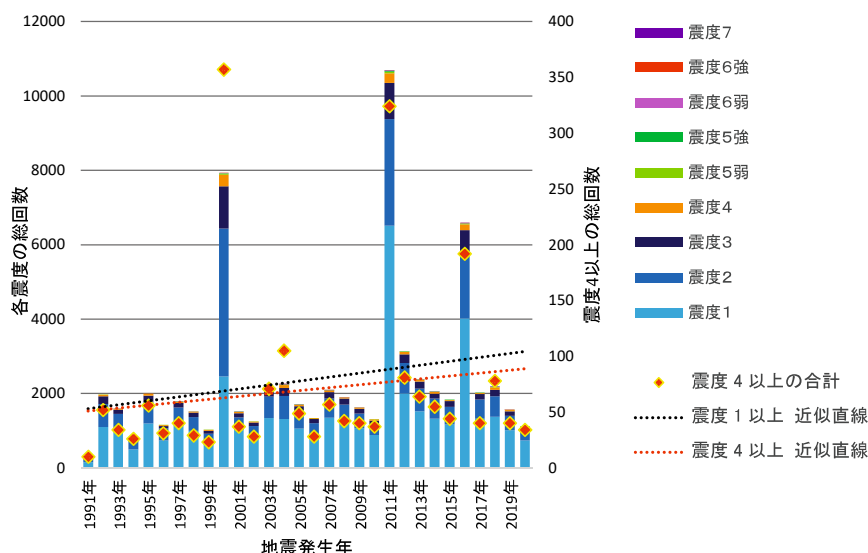


図1-1 1991年~2020年(7月末時点)の地震発生回数⁵⁾

一方、異常気象と言われる近年において被害が大きかった豪雨としては、平成30年7月豪雨、平成29年7月九州北部豪雨、平成27年関東・東北豪雨、平成26年8月豪雨、平成24年7月九州北部豪雨等があるが、この他にも毎年毎月のように日本各地で発生してい

る。図 1-2 に示す 1976 年～2019 年の 43 年間について、1 時間降水量 50mm 以上の短時間強雨の年間発生回数を見ると、こちらも年々増加する傾向にあることがわかる。この中で、約 40 年前の 10 年間（1976～1985 年）平均は約 226 回であったのに対して、直近の 10 年間（2009～2019 年）平均では約 327 回と、約 1.4 倍に増加している⁶⁾。

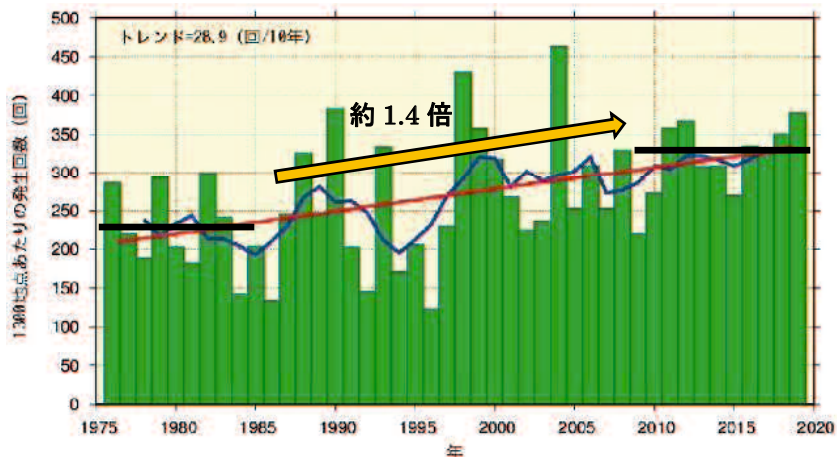


図 1-2 1976～2019 年の 1 時間降水量 50mm 以上の年間発生回数⁶⁾

このような地震や豪雨災害によって、斜面崩壊や地すべり、土石流等の土砂災害や、河川の決壊、浸水によって多くの人命や財産が奪われただけではなく、道路や鉄道といったインフラ機能が寸断され、救出・救援活動・復旧工事に支障をきたした状況を目の当たりにしてきた。

本論文で対象とする高速道路は、災害時の緊急輸送路としての役割も担っている。過去の地震における高速道路盛土被害と応急復旧に要した時間を見ると、路面の段差被害が 100cm 程度であれば 24 時間以内には緊急車両が通行可能であった事例が多く、この程度の災害規模に抑制できるような対策を事前に施し、有事の際のライフラインやインフラ機能を最低限にでも維持していくことが、土木業界に課せられた使命の一つである。

しかし、図 1-3 に示す高速道路の経過年数を見ると、現時点（平成 26 年時点）での供用延長約 9,000km のうち、約 6 割（5,400km）が供用後 30 年以上（令和 2 年時点）を経過しており、経年劣化によるリスクの高まりが懸念されているのが現状である⁷⁾。

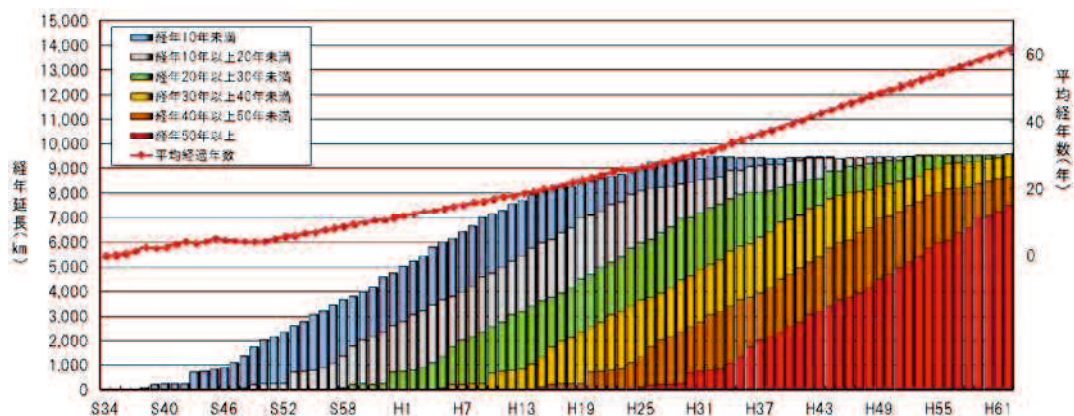


図 1-3 高速道路の経過年数の推移⁷⁾

そこで、平成 27 年（2015 年）から特定更新工事（高速道路リニューアルプロジェクト）として、建設から約 30～50 年が経過し経年劣化した橋梁，トンネル，土構造物（切土・盛土）の耐震・補強工事が開始された。

この中で盛土の強靱化対策に着目すると，異常豪雨に対しては「砕石縦排水工や大型鋼製かご枠工，水抜きポーリング工」等による盛土内浸透水排除工が，巨大地震に対しては「鉄筋挿入工や SDPR 工法」等による盛土補強土工が計画され，予防保全の位置付けで施工されている⁸⁾。

盛土補強土工として採用されている鉄筋挿入工に関しては，これまで切土補強土工法の一つとして安定勾配より急な勾配で切土した場合の補強対策として開発され，その施工実績も多い。しかし，盛土での採用となると掘削時や応急復旧時の土留め対策といった仮設としての意味合いが強く，過去の工事履歴を見ても恒久対策として採用された記録が少ないのが現状である。このような鉄筋挿入工が採用されるようになった理由としては，作業が容易で比較的安価という観点や切土での多くの実績によるところが大きい，これに加えてこれまでの仮設時とはいえその効果・実績が加味されていることも事実である。

今日，盛土で採用する場合の設計・施工に関する考え方は，切土補強土工法を利用しているのが現状である。しかし，強風化～風化部といった地山を主体とする切土に対して，選定した土質を何層もの段階に分けて締固めた盛土では土質条件が大きく異なる。特に採用の対象となる盛土は，粘性土や細粒分の多い砂質土が主体で，N 値は $N < 10$ と低いものが多く，打設時の孔壁崩壊等により定着体が十分に形成できない状況が想定されること等，切土と盛土の特性の違いは大きい。そのため，設計方針や計算手法，配置計画等，設計全般の見直し，さらには盛土独自の設計指針の策定が求められている。このような状況の中で，現在ある切土の指針や要領を盛土に適用するに当たって，盛土の特徴を踏まえた観点から適用の可否を熟考することが重要な課題であると考えている。

以下，本章を概説する。第 2 節では既往の研究として，鉄筋挿入工の歴史や近年の状況及び特徴と切土指針における地盤の周面摩擦抵抗値についてまとめる。第 3 節では本研究の目的について示し，第 4 節に本論文の構成を示す。

1.2 既往の研究

既往の研究の整理に当たっては、二つの視点から研究資料の分類・整理を行った。

一つは鉄筋挿入工の歴史と現在までの経緯に関するもので、ヨーロッパで開発された補強土工という技術がどのような流れで日本に導入され、土構造物である切土・盛土で使用されるようになったのか、また、日本ではどのような研究がされているのかを知るためである。二つ目は、現在、道路盛土の恒久対策にも採用されている鉄筋挿入工について、その特徴や対策規模算出に利用されている切土補強土工法に関する各種指針や要領の要点をまとめたものである。

本既往の研究により、切土補強土工法が多くの地盤や多様な条件においてもその効果を発揮する工法であることが評価できた。一方で、盛土地盤での有効な補強条件やその効果の確認、データの収集、周面摩擦抵抗値の算出等は非常に少ないこともわかってきた。このことから、本研究の成果が、今後、盛土で鉄筋挿入工を採用する場合の重要な指標になるものと考えている。

1.2.1 鉄筋挿入工の変遷と近年の状況

鉄筋挿入工（地山補強土工法）は、1950年代のヨーロッパにおいて、自然地山斜面あるいは切土のり面に引張補強材を配置し安定化させる工法として開発された。日本では、1970年代にトンネルの支保工として、NATM工法（吹付コンクリートとロックボルトの併用）が技術導入されたのを契機に、トンネル坑口等の斜面安定化工法としても採用されるようになり、当時は「開削 NATM」とも呼ばれていたようである。その後、坑口だけではなく切土や斜面の安定化工法としても適用が拡大するにつれて「鉄筋補強土工法」という名称が定着した。さらに、鉄筋補強土工法の範疇ではあるが設計方法や考え方が多少異なる工法も採用されるようになり、新たな用途として、掘削仮土留め工や既設盛土の急勾配化施工、基礎の補強工事等にも拡大するようになった。また、補強材として鉄筋以外のものも使われるようになってきたのを受け、「地山安定化工法」や「地山補強土工法」と名称が改められている⁹⁾。

研究分野に目を向けると、昭和50年（1975年）頃からロックボルトに関する論文発表が始まり、鉄筋挿入工に関する最初の論文としては昭和59～60年（1984～1985年）の東大生産研究所による「鉄筋による砂斜面の補強法に関する室内実験」がある^{10,11)}。その後、龍岡文夫教授をリーダーとして、平成8年（1996年）に「土と基礎 小特集／地山補強土工法の現状と展望」¹²⁾及び平成18年（2006年）に「基礎工 特集／地山補強土工法」¹³⁾が発表され、設計マニュアルや設計要領の骨格が作られた。

現在では、平成23年（2011年）に公益社団法人地盤工学会より「地山補強土工法設計・施工マニュアル」¹⁴⁾が発行され設計・施工の基準となっている。なお、このマニュアルでは、自然斜面や切土だけではなく既設盛土も対象としている旨が記載されているのが特長でもある。

また、設計の観点から見ると、日本での工法導入当時は、補強材を打設した範囲の表層土塊が深部の土塊と連結一体化することで斜面全体が安定すると考えられていた^{10),11)}。これに対して、1985年頃から設計の考え方が議論され、グラウンドアンカーと同様に補強材1本当りの引抜き力を算出し、不安定土塊の安定化に必要な不足抵抗力分の本数を打設する考え方^{12),13)}に統一されて現在に至っている。

このような中で、鉄道分野では「鉄道構造物等設計標準・同解説」¹⁵⁾に則って、盛土への採用が確立され多くの実績を持っている。代表的な工法とも言える RRR 工法は、効率的に補強材の摩擦抵抗力を高めるために、FRP 芯材及び攪拌混合による大径補強材（ラディッシュアンカー工法）と、地盤改良杭やコンクリート壁面等による剛な壁面とを併用して斜面を安定化させるのが特徴であり、壁面と補強材が一体となって盛土を補強していると言える。

これに対して道路分野では、それまでの研究に急勾配掘削時の変位計測による施工管理基準や防食構造等の新しい知見を盛り込んで、2002年に日本道路公団では「切土補強土工法設計・施工要領」が作成された。現在では、「道路土工 切土工・斜面安定工指針」¹⁶⁾や、平成19年（2007年）に東・中・西日本高速道路株式会社より発行された「切土補強土工法設計・施工要領」¹⁷⁾を基に、対策規模の検討や施工が行われている。

表 1-1 に主に道路分野を主体とした鉄筋挿入工の変遷一覧表、表 1-2 にそれらに関連する論文集一覧表を示す。

一方、国外に目を向けると、英国基準 BS8006 (BSI,1995) やヨーロッパ基準 Eurocode7 (CEN,1999), 米国連邦道路管理局基準 FHWA (1996), RDGC (CLOUTRE,1991) 等、多くの国で設計・施工に関する独自の指針が策定され、地山補強土工法が用いられているようである。

海外での最新の研究動向については、例えば、Sharma et al.(2019)¹⁸⁾にまとめられている。その中においても、鉄筋挿入工 (Soil nailing) における重要なパラメーターは、引抜き抵抗であるという指摘がある。この引抜き抵抗は、多くの不確定なパラメーターに依存するとされている。この不確定なパラメーターとしては、上載圧、含水比、ネイルの粗度、土の性質（種類、粒径、ダイレタンシー、飽和度、せん断強度等）が取り上げられている¹⁸⁾。これについて、解析的かつ実験的な検討は多くなされており、実験的な検討については室内試験や現場試験が行われている。現場試験に関しては、切土斜面での実施が大半^{19),20)}で、盛土斜面への適用はほとんどなく、締固め土に対する検討としては室内模型実験で扱われている²¹⁾⁻²³⁾のみである。また、引抜き抵抗を評価する式としてはいくつか提案されている²⁴⁾⁻³⁰⁾が、いずれの式も土のせん断抵抗角を含むものであり、N 値等の原位置試験から得られるパラメーターを直接取り入れた評価式はない。

表 1-1 地山補強土工法の変遷(道路分野)


年代	日本国内での動き	研究分野, 論文, 指針等	
戦後 まもない頃	トンネル坑口や薄い土被り部の掘削補助として「差し鉄筋工」 「縫地工」と呼ばれる工法が経験的に使用		
1950年頃	(ヨーロッパでロックボルト工法, 引張補強材が開発される)		
1952年頃	(イタリアでルートパイル工法が開発される)		
1965年頃	注入式ロックボルトが導入され, 鉄塔基礎として使用 東名高速道路や山陽新幹線の工事に差し筋として使用 福岡市八木山バイパス工事で蛇紋岩地山への鉄筋差し込み対策が実施され効果が認められる	東大生産研究所で実験が開始 日本道路公団が切土のり面への鉄筋挿入実験を実物代で実施	
1970年頃	トンネル支保工として NATM 工法が導入される トンネル坑口や斜面安定化を目的に「開削 NATM」としてロックボルトが採用され始める		
1973年頃	ロックボルトの研究が始められ, 打設範囲は構造体ができると考えられ, 疑似擁壁とも呼ばれた		
1975年頃	NATM が本格的となり, ロックボルトによる斜面安定メカニズムの研究が進められる ルートパイル工法が導入される		
1982年頃	ソイルネイリング工法の研究が本格的に取り組まれる		
1984年	 <p>多種・多様な工法が開発され, 現在に至る</p> <ul style="list-style-type: none"> ・鉄筋挿入工法 ・ロックボルト工法 ・ソイルネイリング工法 ・アースネイリング工法 ・ラディッシュアンカー工法 (太径, 中径) ・ジオファイバー工法 ・ロービングウォール工法 ・PAN WALL 工法 ・EP ルートパイル工法 ・ノンフレーム工法 ・疑似擁壁工法 (SW 工法, TOP 工法) 	東大生産研究所 研究速報 Vol. 36, 37, 39	
1994年		日本道路公団中心に指針作り 「鉄筋地山補強土工法」	
1995年		日本道路公団「切土補強土工法設計・施工要領 (案)」	
1996年		土と基礎 地山補強土特集 Vol. 44	
2002年		日本道路公団「切土補強土工法設計・施工要領」	
2006年		基礎工 地山補強土特集 Vol. 34	
2007年		東日本・中日本・西日本高速道路株式会社「切土補強土工法設計・施工要領」	
2011年		公益社団法人地盤工学会「地山補強土工法設計・施工マニュアル」 地盤工学会誌 補強土特集	
2021年 (現在)			

表 1-2 鉄筋挿入工に関する論文集一覧表

年	著者 / 論文タイトル / 出典
1976	山本稔(ほか) / ロックボルトによる斜面崩壊抑制工について / 第30回土木学会年次学術講演会, 第III部門, pp.344-345
1981	佐藤恭介(ほか) / ボルトによる切土斜面の安定に関する実験 / 第36回土木学会年次学術講演会, 第III部門, pp.624-625
1982	山本稔(ほか) / ボルトによる斜面安定工法(SW工法)について / 第37回土木学会年次学術講演会, 第III部門, pp. 255-256
1983	則武邦具(ほか) / 補強材による斜面安定工法に関する実験 / 第18回土質工学研究発表会, E-6, pp.1263-1264
1983	黒瀬正行(ほか) / 斜面安定のための鉄筋挿入効果 / 土と基礎, Vol.31, No.9, pp.47-53
1983	奥園誠之(ほか) / 鉄筋による斜面補強の模型実験と施工例 / 土と基礎, Vol.31, No.9, pp.55-62
1984	龍岡文夫(ほか) / 鉄筋による砂斜面の補強法に関する室内実験 [I]-無補強斜面の挙動- / 東大生産研究所 研究速報, Vol.36, No.10, pp.12-15
1984	龍岡文夫(ほか) / 鉄筋による砂斜面の補強法に関する室内実験 [II]-補強材の長さの影響- / 東大生産研究所 研究速報, Vol.36, No.11, pp.13-16
1985	龍岡文夫(ほか) / 鉄筋による砂斜面の補強法に関する室内実験 [IV]-補強材引張力と補強効果の関係- / 東大生産研究所 研究速報, Vol.37, No.1, pp.10-13
1985	龍岡文夫(ほか) / 鉄筋による砂斜面の補強法に関する室内実験 [V]-補強材挿入方向と補強効果の関係- / 東大生産研究所 研究速報, Vol.37, No.2, pp.8-10
1985	龍岡文夫(ほか) / 鉄筋による砂斜面の補強法に関する室内実験 [VI]-補強材挿入方向と発生するひずみ分布の関係- / 東大生産研究所 研究速報, Vol.37, No.3, pp.7-10
1985	龍岡文夫(ほか) / 鉄筋による砂斜面の補強法に関する室内実験 [VII]-補強材層数と補強効果の関係- / 東大生産研究所 研究速報, Vol.37, No.9, pp.11-14
1985	龍岡文夫(ほか) / 鉄筋による砂斜面の補強法に関する室内実験 [VIII]-補強材層数と斜面の崩壊形態の関係- / 東大生産研究所 研究速報, Vol.37, No.4, pp.8-10
1985	龍岡文夫(ほか) / 鉄筋による砂斜面の補強法に関する室内実験 [IX]-安定解析法の検討- / 東大生産研究所 研究速報, Vol.37, No.4, pp.11-14
1985	落合英俊(ほか) / 鉄筋による補強斜面の載荷試験-補強鉄筋応力並びに周囲摩擦について- / 第20回土質工学研究発表会, K-11, pp.1349-1352
1985	奥園誠之(ほか) / 鉄筋による補強斜面の載荷試験-打設鉄筋長の補強効果への影響について- / 第20回土質工学研究発表会, K-11, pp.1353-1356
1985	龍岡文夫(ほか) / 鉄筋による補強斜面の補強法に関する室内実験 [X]-模型実験結果の解析- / 東大生産研究所 研究速報, Vol.37, No.9, pp.18-21
1985	龍岡文夫(ほか) / 鉄筋による補強斜面の補強法に関する室内実験 [XI]-鉄筋に発生する引張力- / 東大生産研究所 研究速報, Vol.37, No.9, pp.22-25
1986	奥原正由(ほか) / 鉄筋による補強斜面の載荷試験-粘性土地盤における補強方法の違いによる効果について- / 第21回土質工学研究発表会, K-14, pp.1903-1906
1986	奥園誠之(ほか) / 鉄筋による補強斜面の載荷試験-粘性土地盤における打設鉄筋長の補強効果への影響- / 第21回土質工学研究発表会, K-14, pp.1907-1910
1987	龍岡文夫(ほか) / 鉄筋-繊維材料による地盤-斜面の補強工法 / 東大生産研究所 研究解説, Vol.39, No.1, pp.2-9
1987	北村照喜(ほか) / 鉄筋による斜面補強工の理論と実験 / 土と基礎, Vol.35, No.11, pp.57-62
1987	北村照喜(ほか) / 鉄筋補強工法の斜面安定への適用と設計法に関する考え方について / 土木学会論文集, No.385, IV-7号, pp.79-87
1987	西村和夫(ほか) / 比較的短いロックボルトを用いた切り取り斜面の安定について / 土木学会論文集, No.388, III-8号, pp.217-226
1988	落合英俊(ほか) / 鉄筋による切土斜面の補強土機構-補強鉄筋の挿入角および曲げ剛性と地盤密度の影響- / 九州大学工学集報, Vol.61, No.1, pp.9-16
1988	北村照喜(ほか) / 鉄筋補強工法における情報化施工に関する研究 / 土木学会論文集, Vol.391, IV-8号, pp.151-160
1989	平野孝行(ほか) / 鉄筋挿入による切土斜面の補強, 西松建設技術報告書 / Vol.12, pp.59-71
1990	落合英俊(ほか) / 鉄筋補強工法における鉄筋の機能と評価法 / 九州大学工学集報, Vol.63, No.3, pp.199-204
1991	林重徳 / 技術手帳-鉄筋補強工法 / 土と基礎, Vol.39, No.2, pp.83-85
1991	建設省土木研究所砂防部急傾斜地崩壊研究室 / 鉄筋挿入による斜面補強工法の実験的検討とその設計 / 土木研究所資料, 第2948号, 103pp.
1995	中村浩之(ほか) / 鉄筋補強工法による斜面補強効果の理論的研究 / 砂防学会誌, Vol.48, No.4, pp.3-10
1995	村松正重(ほか) / 地山補強工法における補強機構とのり面保護工の効果 / 土木学会論文集, Vol.517, III-31号, pp.93-104
1996	(公社)地盤工学会 地山補強工法に関する研究委員会 / 地山補強工法に関するシンポジウム 発表論文集 / (公社)地盤工学会, 340pp.
1996	龍岡文夫 / 総説 地山補強工法の現状と展望 / 土と基礎 小特集-地山補強工法の現状と展望 Vol.44, No.10, pp.1-2
1996	山本稔(ほか) / 座談会 地山補強工法の現状と展望 / 土と基礎 小特集-地山補強工法の現状と展望 Vol.44, No.10, pp.3-10
1996	(公社)地盤工学会 地山補強工法に関する研究委員会 調査WG / 地山補強工法の特徴と適用性 / 土と基礎 小特集-地山補強工法の現状と展望 Vol.44, No.10, pp.11-14
1996	(公社)地盤工学会 地山補強工法に関する研究委員会, 原理メカニズムWG / 地山補強工法の原理-メカニズム / 土と基礎 小特集-地山補強工法の現状と展望 Vol.44, No.10, pp.15-18
1996	(公社)地盤工学会 地山補強工法に関する研究委員会 設計WG / 地山補強工法の設計法の現状と展望 / 土と基礎 小特集-地山補強工法の現状と展望 Vol.44, No.10, pp.19-22
1996	(公社)地盤工学会 地山補強工法に関する研究委員会 施工WG / 地山補強工法の施工法の現状と展望 / 土と基礎 小特集-地山補強工法の現状と展望 Vol.44, No.10, pp.23-26
1996	大倉浩二(ほか) / 先端地盤工法を有する補強材の現場適用 / 土と基礎 小特集-地山補強工法の現状と展望 Vol.44, No.10, pp.27-28
1996	米澤豊司(ほか) / 鉄筋補強による仮土留め工の実測値とFEM解析 / 土と基礎 小特集-地山補強工法の現状と展望 Vol.44, No.10, pp.29-30
1996	仙長次(ほか) / 兵庫県南部地震時の切土補強法面の安定性の評価 / 土と基礎 小特集-地山補強工法の現状と展望 Vol.44, No.10, pp.31-32
1996	堀江直樹(ほか) / 法面の安定と植生の導入に配慮した「連続繊維複合補強工法」の応用例 / 土と基礎 小特集-地山補強工法の現状と展望 Vol.44, No.10, pp.33-34
1996	田山聡(ほか) / 地山補強工法の耐久性に関する調査 / 土と基礎 小特集-地山補強工法の現状と展望 Vol.44, No.10, pp.35-36
1997	日本道路公団, (財)高速度道路技術センター / 鉄筋地山補強工法のはじめ / 高速度道路はじめて事典 高千穂プリント株, pp.92-93
1999	太田英将 / 鉄筋補強工法の設計方法について-特に頭部処理工について- / Ohta Geo-Research Technical Report, Vol.12, pp.1-9
1999	太田英将 / 鉄筋補強工法の設計方法について-特に頭部プレート効果について- / Ohta Geo-Research Technical Report, Vol.13, pp.1-4
2000	田山聡(ほか) / 地山補強工法を用いた掘削斜面の変形予測による安定管理 / 土木学会論文集, Vol.46, No.644, pp.113-122
2006	龍岡文夫 / 地山補強工法の原理-メカニズム / 基礎工 特集-地山補強工法, Vol.34, No.5, pp.1-3
2006	龍山勝 / 地山補強工法の現状と課題 / 基礎工 特集-地山補強工法, Vol.34, No.5, pp.4-11
2006	小野寺誠一(ほか) / 国内外の基準類の動向と性能規定 / 基礎工 特集-地山補強工法, Vol.34, No.5, pp.12-17
2006	大内公安 / 海外での地山補強工法施工事例-設計から維持に至る管理体系- / 自然災害への対処 / 基礎工 特集-地山補強工法, Vol.34, No.5, pp.18-21
2006	堤浩志(ほか) / 高速度道路における切土補強工法の適用について / 基礎工 特集-地山補強工法, Vol.34, No.5, pp.22-27
2006	丸山修(ほか) / 鉄道における設計基準とその適用 / 基礎工 特集-地山補強工法, Vol.34, No.5, pp.28-32
2006	橋本隆雄 / 地山補強工法による宅地擁壁の耐震補強対策 / 基礎工 特集-地山補強工法, Vol.34, No.5, pp.33-38
2006	古閑潤一(ほか) / 斜面上の擁壁補強に関する模型振動実験 / 基礎工 特集-地山補強工法, Vol.34, No.5, pp.39-41
2006	鍋島康之(ほか) / 地山補強工法における表層拘束の影響 / 基礎工 特集-地山補強工法, Vol.34, No.5, pp.42-44
2006	森田晃司(ほか) / アースネイル工法の概要と設計-施工 / 基礎工 特集-地山補強工法, Vol.34, No.5, pp.45-47
2006	山崎淳一(ほか) / ソールネイル工法の概要と設計-施工 / 基礎工 特集-地山補強工法, Vol.34, No.5, pp.48-51
2006	大谷義則(ほか) / FRPレールバイ工法の設計-施工-圧縮補強の適用- / 基礎工 特集-地山補強工法, Vol.34, No.5, pp.52-55
2006	矢崎裕雄 / ダウアリング(ラディッシュアンカー)工法の設計と施工 / 基礎工 特集-地山補強工法, Vol.34, No.5, pp.56-58
2006	佐藤恭介 / 擬似擁壁工法(SW工法・TOP工法)の概要とその施工事例 / 基礎工 特集-地山補強工法, Vol.34, No.5, pp.59-64
2006	岩佐直人 / 自然斜面に適用した地山補強工法 / 基礎工 特集-地山補強工法, Vol.34, No.5, pp.65-67
2006	勝又義隆(ほか) / 地山補強工法(ラディッシュアンカー)工法の利益地補強事例 / 基礎工 特集-地山補強工法, Vol.34, No.5, pp.68-70
2006	鈴木清(ほか) / 切土補強工法におけるのり面緑化技術 / 基礎工 特集-地山補強工法, Vol.34, No.5, pp.71-73
2006	三上登(ほか) / 連続繊維複合補強工法の概要と施工例 / 基礎工 特集-地山補強工法, Vol.34, No.5, pp.74-76
2006	高橋徳 / ダクタイル受圧板併用長繊維混入補強工法-一体緑化工法-ロービングウォール工法の施工事例- / 基礎工 特集-地山補強工法, Vol.34, No.5, pp.77-79
2006	高田久夫(ほか) / 東横線複々線化工事における複合補強工法 / 基礎工 特集-地山補強工法, Vol.34, No.5, pp.80-82
2006	三上正憲 / 地山補強工法による鉄道のり面防災強化対策 / 基礎工 特集-地山補強工法, Vol.34, No.5, pp.83-85
2006	吉金正益(ほか) / プレキャスト壁面(PANWALL)地山補強工事例 / 基礎工 特集-地山補強工法, Vol.34, No.5, pp.86-88
2012	藤原優(ほか) / 技術手帳-切土補強工法 / 地盤工学会誌, Vol.60, No.2, pp.61-62
2012	藤原優 / 切土補強法面の長期耐久性に関する検討 / 土木学会論文集, Vol.68, No.4, pp.707-719
2012	稲川雄宣(ほか) / 地山補強工法における法面工の耐震性について / 大林組技術研究所報, No.76, pp.1-7
2013	田山聡 / 切土-斜面対策技術の変遷 / 基礎工, Vol.41, No.10, pp.26-28
2013	土木学会技術推進機構技術評価委員会, 濱田政則 / 地山補強工法(PAN WALL工法)に関する技術評価書 / 土木学会 技術推進機構, 第0014号, pp.1-2

1.2.2 鉄筋挿入工の特徴と切土指針における周面摩擦抵抗値

(1) 鉄筋挿入工の特徴

鉄筋挿入工とは、自然斜面や切土のり面あるいは既設盛土のり面を対象に、地盤内に補強材を挿入し補強土構造体を形成する工法である。補強材にはプレストレスを加えずに、地盤の変形に伴い補強材へ受動的に作用する抵抗力により変形を拘束し、地盤を安定化させるため、グラウンドアンカー工とは異なる補強メカニズムを有している。しかし、補強材規模の算出や設計計算においては、グラウンドアンカー工に類似した計算手法が利用されている。

図 1-4 に、地山補強土工法の基本的な構造を示す¹⁴⁾。本工法は、地盤内に複数の補強材を配置し、補強材と表面材を頭部定着材で連結することにより地盤の安定化を図るものである。補強材は、芯材と定着材からなり、一般的な施工手順は、始めに削孔を行い、孔内に定着材を注入した後に、鉄筋等の比較的短い棒状の引張芯材を挿入して、地盤に密着した構造体となる。

本工法の特徴を(1)～(5)に示す。なお、グラウンドアンカー工法等の抑止工に比べて簡易であり、狭い占有面積で経済的かつ短期間に施工できる反面、大きな抑止力を必要とする地すべり等に対しては単独での適用が困難となる一面を持っている。

- (1) 補強材、施工機械が軽量・小規模で、施工の省力化が図れる。
- (2) のり面を標準勾配より急勾配とすることで、用地・掘削土量の軽減が図れる。
- (3) 逆巻き施工が可能のため、安全な施工が図れる。
- (4) 動態観測を併用することで、施工時の安全性、経済性の向上が図れる。
- (5) 変状が生じた場合、増打ち等での対応が容易である。

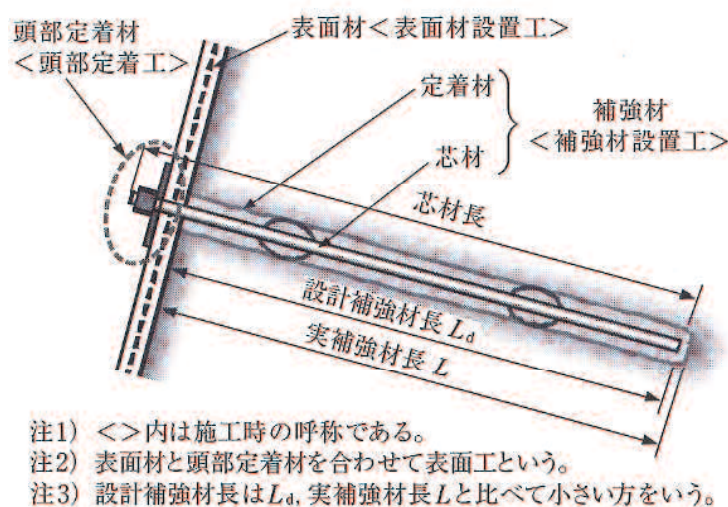


図 1-4 地山補強土工法の基本構造¹⁴⁾

次に、切土要領に示されている鉄筋挿入工の打設条件を、二つの要領を基に抜粋した事項を表 1-3 に示す。これを見ると、配置間隔は過去の実績から 1 本/2m² 程度の千鳥配置、打設角度は明確な記述はなく計算上で効果の高い角度とされている。一方、鉄筋長さは最小 2m、最大 5m 程度となっている。

表 1-3 鉄筋挿入工の打設条件(切土補強土工法の場合)

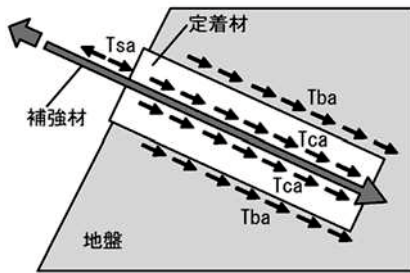
	切土補強土工法設計・施工要領 ¹⁷⁾	地山補強土工法マニュアル ¹⁴⁾
配置 間隔	一般的に 1.0~1.5m 程度とする 1 本/2m ² 程度の千鳥配置が望ましい	実績より 1 本/2m ² 程度が適当 (最大 1.5m) 剛な表面材により 2.0m まで広げても良い
打設 角度	のり面が急な場合は直角方向が良い 緩い場合や粘性土では角度を小さく とる方が良い	安定計算上で最も効果が高い角度 水平面より下向きに 10~30° の範囲
長さ	施工性及び経済性を十分に検討の上 で決定する 一般的に 2.0~5.0m とする 最小長さは 2m 程度とする	地山の土質条件、補強材の配置や設置角度に応じて、 引抜けが生じないように安定計算により設定する 最小補強材長は道路 2m (鉄道 1.5m) 最大長さは 5.0m とする

(2)補強材の抵抗力

鉄筋挿入工における補強材の補強効果は、曲げ補強効果、せん断補強効果、圧縮補強効果及び引張り補強効果が複合的に発揮されるが、このうち主たる効果である引張り補強効果を取り扱う。

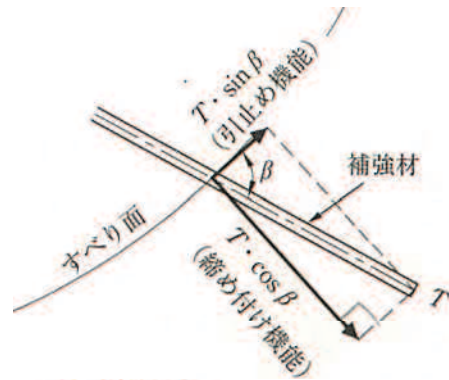
図 1-5 に示すように、補強材の引抜き抵抗力 T_{pa} は、補強材と定着材との許容付着力 T_{ca} と、定着材と周辺地盤との許容摩擦抵抗力 T_{ba} のうち、小さい値 ($T_{pa} = \min(T_{ca}, T_{ba})$) として求められる。さらに、 T_{pa} を移動土塊側の許容引抜き力 (T_{1pa}) と不動土塊側の許容引抜き抵抗力 (T_{2pa}) とした場合、 $T_{pa} = \min(T_{ca}, T_{1pa}, T_{2pa})$ で求められる。ここで、表面材の結合力が十分にあり移動土塊が補強材から抜け出すような破壊が発生しない場合や、鉄道基準¹⁵⁾ のようにコンクリート壁と一体とすることを基本としている場合には、 $T_{pa} = \min(T_{ca}, T_{2pa})$ として求められる。なお、補強材に鉄筋を用いて永久構造物として使用する場合は、腐食代として全周 0.5mm を考慮することとされている。

また、補強材の引抜き抵抗力は図 1-6 に示すように、すべり面に平行方向の引張り抵抗成分 (引き止め効果 = $T_{pa} \cdot \sin \beta$) と、すべり面に直角方向成分 (締め付け効果 = $T_{pa} \cdot \cos \beta$) に分割されて抵抗が発揮される。



＜定着部の降伏形態＞
 Tsa：補強材の許容引張り強さ
 Tca：補強材と定着材との許容付着力
 Tba：定着材と周辺地盤との許容摩擦抵抗値 ($\tau a \cdot A$)
 ここに、 τa ：定着材と周辺地盤との周面摩擦抵抗度
 A：定着材の周面積

図 1-5 定着部の降伏要因概要図¹⁴⁾(加筆修正)



T：補強材力
 β ：すべり面と補強材のなす角度

図 1-6 補強効果模式図¹⁴⁾

(3)設計方針

鉄筋挿入工の設計は、斜面の安定計算によって算出された必要抑止力を満足するために必要な補強材の長さ、本数、間隔を検討する。この補強材 1 本当りの引抜き力を算出するために、地盤と注入材との周面摩擦抵抗値 (τ 値) が重要な要素となっている。

設計フローを図 1-7 に示す。常時やレベル 1 地震動に対して適用する場合には、安定計算はフェレニウス法 (最小安全率法) にて必要抑止力を求め、計画安全率を満足するように補強材本数を決定する。これに対してレベル 2 地震動に適用する場合には、安定計算はニューマーク法により残留変位量を求め、これが 1.0m 未満となるのに必要な抑止力を算出する。

設計段階で用いる τ 値は切土要領にある一般値を用いている。その後、施工前の引抜き試験により対象地盤が持つ τ 値を確認し、設計時に用いた τ 値より低い場合等、必要に応じて補強材規模の再検討を行うこととなっている。

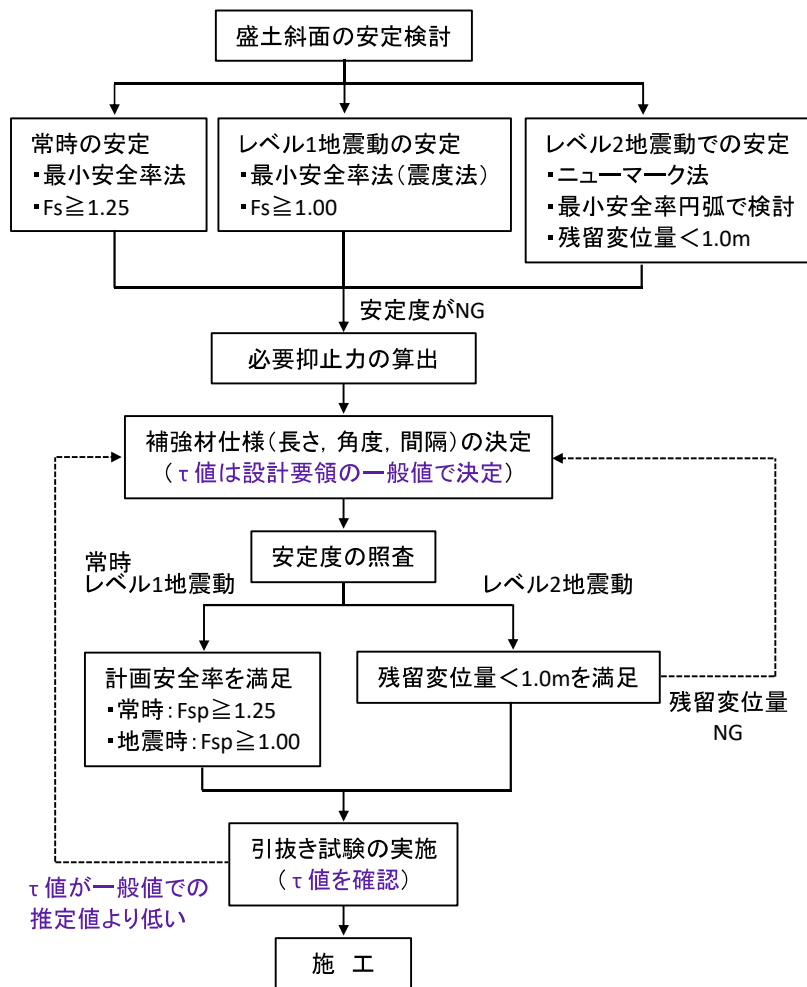


図 1-7 鉄筋挿入工の設計フロー

(4) 切土指針における周面摩擦抵抗値

切土補強土工（鉄筋挿入工）は、挿入した補強材（定着材と鉄筋）と地盤との摩擦力や引抜き力によってのり面を補強する工法である。「道路土工 切土工・斜面安定工指針」¹⁶⁾を基に、「切土補強土工法設計・施工要領」¹⁷⁾や「地山補強土工法・施工マニュアル」¹⁴⁾に従って採用されてきた。記載内容は概ね同様の内容が示されているが、地盤の周面摩擦抵抗推定値のみ一部が異なっている。

「道路土工 切土工・斜面安定工指針」¹⁶⁾や「切土補強土工法設計・施工要領」¹⁷⁾では、「グラウンドアンカー設計・施工基準 同解説」³¹⁾を参考に、グラウンドアンカーの極限周面摩擦抵抗力度の 80%（加圧注入するグラウンドアンカーに対して無加圧注入が多く、さらに定着部も浅い箇所で行われる地山補強土工法の特徴を考慮したもの）とされ、表 1-4 の推定値が示されている。これに対して「地山補強土工法・施工マニュアル」¹⁴⁾では、地山補強材の引抜き試験データの収集結果を考慮して表 1-5 に示す推定値が示され、

これと式 1-1 により算出される値とのいずれか小さい方を用いることとされている。なお、地山深部においては有効上載圧が大きくなるため計算式よりも推定値による方法、表層部においては推定値より計算値による方法で設定することが良いとされている。

$$\tau = \sigma' \cdot \tan \phi + c \quad \dots \dots \text{式 1-1}$$

ここに、 τ : 極限周面摩擦抵抗力度 (kN/m²)

σ' : 有効上載圧 (kN/m²)

c : 土の粘着力 (kN/m²)

ϕ : 土の内摩擦角 (°)

表 1-4 極限周面摩擦抵抗の推定値^{16),17)}

地盤の種類		極限周面摩擦抵抗(N/mm ²)	
岩盤	硬岩	1.20	
	軟岩	0.80	
	風化岩	0.48	
	土丹	0.48	
砂礫	N値	10	0.08
		20	0.14
		30	0.20
		40	0.28
		50	0.36
砂	N値	10	0.08
		20	0.14
		30	0.18
		40	0.23
		50	0.24
粘性土		0.8×c	

c : 粘着力

表 1-5 引抜き試験データに基づく極限周面摩擦抵抗の推定値¹⁴⁾

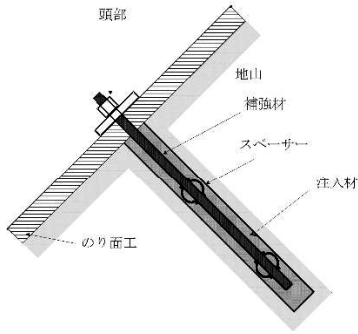
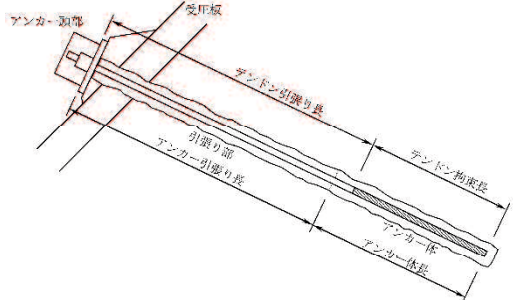
地山の種類		極限周面摩擦抵抗力度 (kN/m ²)	
岩盤	硬岩	1200	
	軟岩	800	
	風化岩	480	
	土丹	480	
砂礫	N値	10	100
		20	130
		30	180
		40	280
		50	450
砂	N値	10	80
		20	100
		30	150
		40	200
		50	300
粘性土		0.8×c	

c : 粘着力 (kN/m²)

(5) グラウンドアンカー工との違い

補強材に緊張力を与えて地盤の変位を拘束するアンカー工に対して、鉄筋挿入工は、補強材と地盤との相互作用によって安定性を高め、地盤が変位することによって効果を発揮する点が大きな違いである。表 1-6 に各項目における両者の違いを示す。

表 1-6 鉄筋挿入工とグラウンドアンカー工との違い一覧表

	鉄筋挿入工 ¹⁷⁾	グラウンドアンカー工 ³¹⁾
特徴	<ul style="list-style-type: none"> ◆補強材と地山の相互作用によって斜面の安定性を高める工法 ◆比較的浅いすべりに用いる 	<ul style="list-style-type: none"> ◆アンカー体を不動地盤に定着させ、その他端を地表面の構造物に固定し、その中間の自由長部にプレストレスを加えて斜面を抑止する工法 ◆中程度のすべりに用いる 
抑止効果	<ul style="list-style-type: none"> ◆地盤の変位によって効果を発揮 ◆移動土塊の引き止め・締め付け効果 	<ul style="list-style-type: none"> ◆地盤を拘束することで変位を抑止 ◆移動土塊の引き止め・締め付け効果
補強材	異形鉄筋	PC 鋼より線, アンカー体+自由長
定着材	無加圧注入, 全面定着	加圧注入, アンカー体のみ定着
抑止方法	緊張力なし	緊張力により移動土塊を固定する
防食機能	恒久対策時は亜鉛メッキ処理(腐食代を考慮して設計)	二重防食(腐食させない)
長さ	一般に 2~5m	定着長: 原則 3m 以上 10m 以下 自由長: 原則 4m 以上
打設間隔	一般的には 2m ² に 1 本程度	最小 1.5m, 最大 5m 程度
指針の周面摩擦抵抗値	グラウンドアンカー工の 80%値が示されている	推定値(下限値)が示されている
盛土に施工する場合のデメリット	◆大きなすべりに対しては対応不可	<ul style="list-style-type: none"> ◆定着層が盛土となる場合, 定着長が長くなる ◆定着層を地山にとればアンカー長が長くなる ◆のり表面の許容地耐力が小さく, 大きな受圧板面積が必要となる ◆1本当りのアンカー力を大きくすると沈下が懸念される
その他	維持管理の必要なし	定期的な緊張力の維持管理が必要

1.3 本研究の目的

本研究では、「盛土で鉄筋挿入工の打設効果が得られるのか」、「盛土での周面摩擦抵抗値はどれくらいを見込めるのか」、「切土指針を盛土に利用できるのか」という3つの課題を設定した。

現況では、盛土への採用事例が少ないことや切土要領の周面摩擦抵抗値をそのまま利用する等、設計する時点での不安要素は大きい。鉄筋挿入工は、前述したように切土においては実績も多く、のり面対策工の一つとして設計工程も確立されている。さらに、施工時の作業性や経済性は他工法に比べて優位な点も多い。このようなメリットを持つ鉄筋挿入工を盛土の強靱化対策として用いることは、道路分野に限らず造成等の宅地開発分野においても有意義なものになると言える。

一方、盛土補強が積極的に行われてきた鉄道分野において実績が多い RRR 工法等と比較すると、対策規模や発現される摩擦力度等の性能・効果の面で異なっており、これらが同等との実績評価はできない。このような現状を踏まえると、鉄筋挿入工の盛土における設計・施工事例の収集や研究成果が必要と考える。

そこで、先に挙げた課題について研究しその成果を得ることで、少なからず目的を達成できるものと考え、「盛土で鉄筋挿入工を安心して採用できる基礎資料を得る」ことを目的として本研究を進め、知見をまとめた。

1.4 本論文の構成

本論文は 6 章で構成される。

第 1 章は盛土で鉄筋挿入工を採用する背景や課題と本研究の目的について、第 2 章では被災盛土復旧で得られた鉄筋挿入工の補強効果について、第 3 章では模型盛土における補強材打設条件の違いによる補強効果の検証について、第 4 章では盛土地盤における鉄筋挿入工の周面摩擦抵抗値の評価について、第 5 章では実施工における N 値と τ 値の関係式の検証について、そして第 6 章で本研究の結論をまとめたものである。

各章の概要は以下の通りである。

第 1 章 序論

我が国において近年頻発している巨大地震や豪雨により多くの人命や社会資本が被災している。このような災害発生時の緊急輸送路としての機能を持ち合わせる高速道路にとって、年々厳しくなりつつある自然条件に対応していくことが求められている。これに反して供用から 30 年以上が経過する路線延長が 5,400km を超える高速道路では、平成 27 年度から特定更新工事との名称でリニューアル工事や耐震工事が進められている。この中で、盛土の強靱化対策の一つとして盛土補強土工（鉄筋挿入工）が採用されている。

鉄筋挿入工はこれまで切土での斜面安定工法として採用されその実績は多いが、盛土での採用事例は少なく、採用する場合においても応急時の仮設工としての意味合いが強かったようで工事記録もあまり残っていない。また、盛土に鉄筋挿入工の対策規模を検討するに当たっては、切土補強土工の設計施工要領をそのまま利用しているのが現状である。盛土と切土では土質状態は大きく異なるため、鉄筋の打設条件や周面摩擦抵抗値の考え方等、課題となる項目は多い。

本章では、既往の研究について取りまとめ、現状の課題を整理する。さらに、本研究の目的と構成について述べる。

第 2 章 被災盛土復旧で得られた鉄筋挿入工の補強効果

本章では、被災した盛土の応急復旧に鉄筋挿入工を適用し、その後、記録的な豪雨を経験したことで補強効果が確認できた事例を示す。「平成 30 年 7 月豪雨」によって、すぐ横隣に新たなり面崩壊が発生したものの、当応急復旧範囲内は新たに被災することはなかった。これは、被災斜面に対して水位計測や安定解析を詳細に行って検討した鉄筋挿入工が、盛土のり面に対して効果を発揮した事例であり、既存の切土設計方法の盛土への適用性を検討するものでもある。

第3章 模型盛土における補強材打設条件の違いによる補強効果の検証

本章では、盛土に適した鉄筋規模（鉄筋長，配置間隔，打設角度）の算出を課題として，室内に盛土条件を反映した模型土槽を作製し，これに水平慣性力や水平地震動を与えることで盛土にすべり崩壊を発生させ，そこに打設した補強材による補強効果の把握を行う。さらに，PIV 画像解析や一面せん断試験を用いた要素的な検討を行い，補強材効果をみかけの土質定数という観点でも検証するものである。

第4章 盛土地盤における鉄筋挿入工の周面摩擦抵抗値の評価

本章では，今日，切土設計要領をそのまま利用して設計・施工を行っている盛土での鉄筋挿入工について，現盛土地盤に切土要領による試験体を作製し，引抜き試験や定着体の掘起し観察，各種地盤強度との比較評価を行う。この結果を通して，切土とは地盤性状が大きく異なる盛土において，切土設計要領を利用できるのかの可否，特に周面摩擦抵抗値について評価したもので，実務への適用も視野に引抜き実験と地盤強度をもとに盛土地盤における N 値と τ 値の関係式を求める。

第5章 実施工データによる実験値(関係式)の検証

本章では，本論の第4章で得られた引抜き実験結果から得られた N 値と τ 値の関係式と，高速道路リニューアルプロジェクトで地震動への対策工として施工されている鉄筋挿入工において実施された引抜き試験で得られた周面摩擦抵抗値（ τ 値）とを比較することで，関係式の信頼性と実務での採用可否についての検証を行うものである。

第6章 結論

本章では，本研究で得られた成果を要約して総括し，盛土で鉄筋挿入工を採用する場合の設計上の注意点や施工上の留意点，及び今後の展望について示す。

本研究では，鉄筋挿入工により補強した高速道路盛土が，平成30年7月豪雨を受けても被災しなかった事例から得られた課題について，模型盛土に補強材を打設し地震時に作用する慣性力を水平荷重として与えた室内実験や，盛土地盤に切土補強土工法に従って打設した補強材の引抜き実験，高速道路盛土で実施工された引抜き試験のデータを通して，鉄筋挿入工の盛土適用への留意事項について検討した。

図 1-8 に本論文の構成を示す。

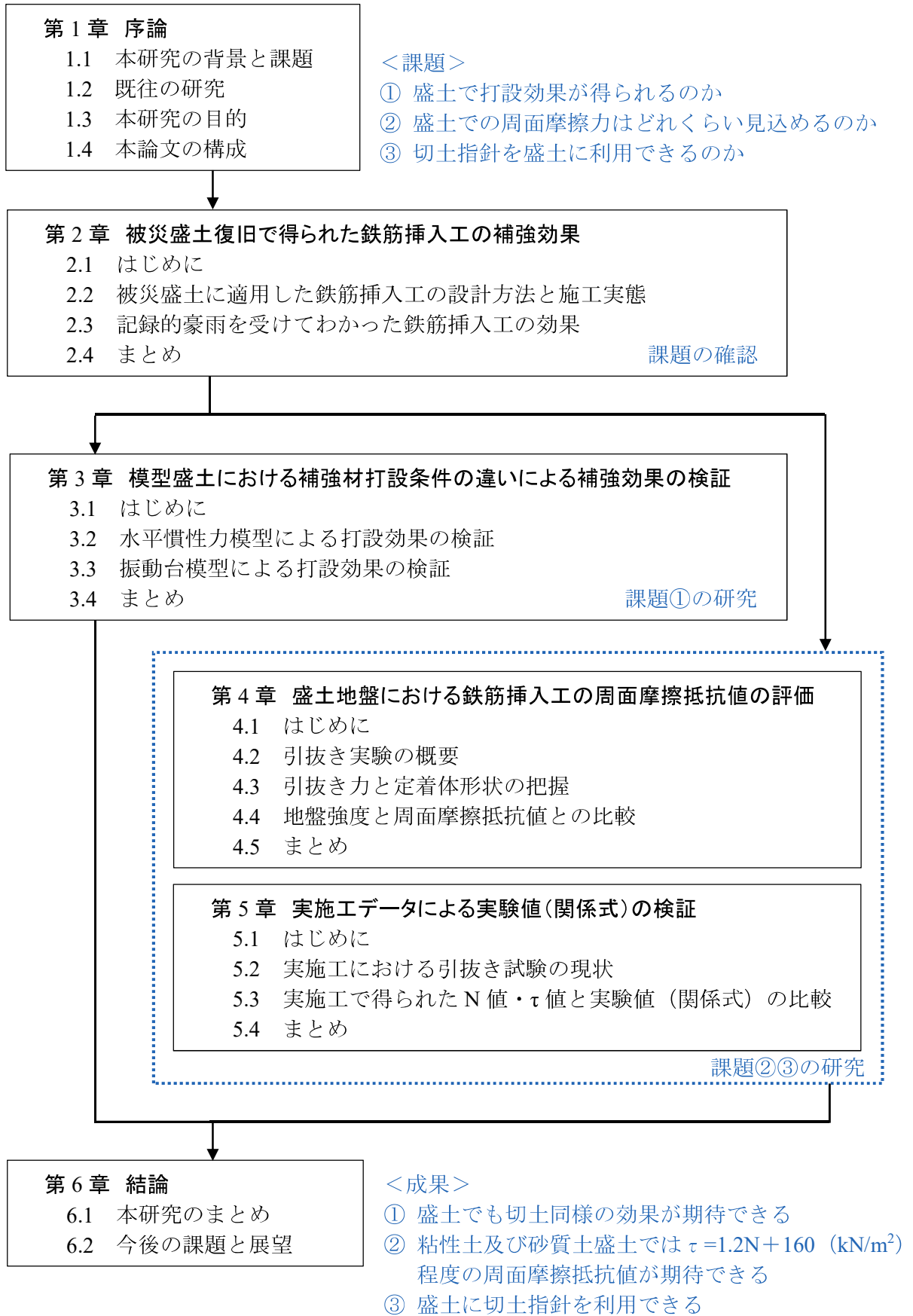


図 1-8 本論文の構成

◆第1章の参考文献

- 1) 桑野二郎, 田山聡: 補強土壁構成材料の長期性能と維持管理—盛土材の長期性能—, 地盤工学会誌, 講座補強土, 2014.
- 2) 一般財団法人土木研究センター: 盛土の性能評価と強化・補強の実務, p123, 2014.
- 3) 二木幹夫: 宅地盛土地盤の土質工学的性質-宅地盛土地盤に関する研究・その1, 日本建築学会構造系論文報告集, No.354, 1985.
- 4) 川波敏博, 西條健吾, 竹本将, 中田幸男: 鉄筋挿入工の盛土のり面への適用事例, 地盤工学ジャーナル, vol.15.No.3.p665-674, 2020.
- 5) 国土交通省気象庁: 震度データベース検索
<https://www.data.jma.go.jp/svd/eqdb/data/shindo/index.php>.
- 6) 国土交通省気象庁: 深度データベース検索 アメダス
- 7) 高速道路資産の長期保全及び更新の在り方に関する技術検討委員会 報告書 平成 26 年 1 月 22 日
- 8) 西日本高速道路株式会社: 既設盛土補強の設計・施工マニュアル (案), 59pp, 2016.
- 9) 田山聡: 基礎工 切土・斜面对策技術の変遷, Vol.41, No.10, pp.2.26-28, 2013.
- 10) 龍岡文夫, 浜田英治ほか: 鉄筋による砂斜面の補強法に関する室内実験, 東大生産研究所, 研究速報 Vol.36, No.10-11, pp.12-16, 1984.
- 11) 龍岡文夫, 浜田英治ほか: 鉄筋による砂斜面の補強法に関する室内実験, 東大生産研究所, 研究速報 Vol.37, No.1-4,9, pp.8-25, 1985.
- 12) 龍岡文夫ほか: 土と基礎 小特集/地山補強土工法の現状と展望, Vol.44, No.10, pp.1-36, 1996.
- 13) 龍岡文夫ほか: 基礎工 特集/地山補強土工法, Vol.34, No.5, pp.1-88, 2006.
- 14) 公益社団法人地盤工学会: 地山補強土工法 設計・施工マニュアル, 171pp, 2011.
- 15) 鉄道総合技術研究所: 平成 25 年改編 鉄道構造物等設計標準・同解説 土構造物, p.251-271, 2007.
- 16) 社団法人日本道路協会: 道路土工 切土工・斜面安定工指針 (平成 21 年度版), p.296-300, 2009.
- 17) 東日本高速道路株式会社 中日本高速道路株式会社 西日本高速道路株式会社: 切土補強土工法設計・施工要領, 99pp, 2007.
- 18) Mahesh Sharma, Manojit Samanta, Shantanu Sarkar : Soil Nailing: An Effective Slope Stabilization Technique, Landslides, Theory, Practice and Modelling, pp.173-199, 2019.
- 19) L. L. Zhang; L. M. Zhang, M.ASCE; and W. H. Tang, Hon.M.ASCE : Uncertainties of Field Pullout Resistance of Soil Nails, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol.135, Issue7, 2009.

- 20) Cheng-Yu Hong, Jian-Hua Yin, Hua-Fu Pei, and Wan-Huan Zhou : Experimental study on the pullout resistance of pressure-grouted soil nails in the field, *Canadian Geotechnical Journal* 3, 2013, <https://doi.org/10.1139/cgj-2012-0103>
- 21) B. Pradhan; L. G. Tham; Z. Q. Yue; S. M. Junaideen : Soil–Nail Pullout Interaction in Loose Fill Materials, *International Journal of Geomechanics*, Vol.6, Issue4, 2006.
- 22) Authors: J.-H. Yin*, L.-J. Su*†,, R. W. M. Cheung‡, Y.-K. Shiu‡, and C. Tang§ : The influence of grouting pressure on the pullout resistance of soil nails in compacted completely decomposed granite fill, *Géotechnique*, Volume59, Issue2, pp.103-113, 2009.
- 23) Xinyu Ye, Shanyong Wang, Qiong Wang, Scott William Sloan & Daichao Sheng : The influence of the degree of saturation on compaction-grouted soil nails in sand, *Acta Geotechnica*, volume14, p.1101-1111, 2019.
- 24) Schlosser F, Guilloux A : Le frottement dens les sols. *Revue Francaise de Gcotechnique* 16, p.65-77, 1981.
- 25) Jewell RA, Pedley MJ : Soil nailing design: the role of bending stiffness, *Ground Eng* 23(2), 1990.
- 26) HA 68/94 : Front-face pull-out in the absence of facing elements or wrap-round reinforcement, *Geotechniques and Drainage*, Section 1 Earthworks, Vol.4, Part 4, 1994.
- 27) Potyondy JG : Skin friction between various soils and construction materials, *Geotechnique* 11(4), p.339-353, 1961.
- 28) Wong HY : Soil nails design manual for slopes (with worked example), *Architectural Services Department*, Hong Kong, 1995.
- 29) Heymann G, Rohde AW, Schwartz Ket al : Soil nail pullout resistance in residual soils. *Proceedings of the international symposium on earth reinforcement practice*, Kyushu, Japan, vol 1, p.487-492, 1992.
- 30) Mecsi J : Some practical and theoretical aspects of grouted soil anchors. In *Ground anchorages and anchored structures*, *Proceedings of the international conference organized by the Institution of Civil Engineers and held in London, UK, on 20-21*, Thomas Telford Publishing, p. I 19-130, 1997.
- 31) 公益社団法人地盤工学会 : グラウンドアンカー設計・施工基準 同解説 (JGS4101-2012), 211pp, 2012.

第2章 被災盛土復旧で得られた鉄筋挿入工の補強効果

2.1 はじめに

前章では、地山補強土工法である鉄筋挿入工に対する研究及び適用条件について概説した。その結果、切土に対する研究や適用事例に比べて、盛土のそれは極めて少ないことを指摘した。

本章では、被災した盛土の応急復旧に鉄筋挿入工を適用し、その後、記録的な豪雨を経験したことで補強効果が確認できた事例を示す。

この事例を受けて、本研究の課題である「盛土での打設効果の有無」「盛土地盤の周面摩擦抵抗力の把握の必要性」「切土指針が盛土に利用できるのかの確認」の重要性を再認識した。課題の詳細としては、補強材の長さや打設角度、間隔、削孔径等について盛土に適した条件把握の必要性や、切土と盛土では土質が異なるにも関わらず切土の設計要領に示された周面摩擦抵抗値を利用することへの懸念事項、鉄筋挿入工を盛土に採用する上での基本事項確認の重要性等である。

本事例の対象となる盛土はその一部が豪雨により崩壊し、鉄筋挿入工による応急復旧が施された状態で、約1年後の2018年7月6日に「平成30年7月豪雨」を受けることとなった。この記録的集中豪雨によって、すぐ横隣に新たなのり面崩壊が発生したものの、当応急復旧範囲内は新たに被災することはなかった。これは、被災斜面に対して水位計測や安定解析を詳細に行って検討した鉄筋挿入工が、盛土のり面に対して効果を発揮した事例であり、既存の切土設計方法の盛土への適用性を検討するものでもある。

以下、本章を概説する。第2節で被災盛土の復旧に適用した鉄筋挿入工の設計方法と施工中に発生した問題点も含めた実態について、第3節で応急復旧したのり面が記録的豪雨を受けても変位しなかったことから得られた鉄筋挿入工の効果について、第4節で本事例から得られた知見について示す。

2.2 被災盛土に適用した鉄筋挿入工の設計方法と施工実態

2.2.1 鉄筋挿入工の適用に至った経緯

2017年10月23日の早朝、前日から降り続いた秋雨前線による降雨によって、中国自動車道の盛土が崩壊し、通行規制を余儀なくされた。そこで、早急な道路規制解除を目的に、応急復旧工として鉄筋挿入工とモルタル吹付工によるのり面保護、及び水抜き工による盛土内浸透水排除対策が実施された。

当地より東北東約10.5kmに位置するアメダス東城地区での観測結果によると、崩壊に至るまでの連続降雨量は図2-1に示すように112mmで、全国的に見ると極端に多くはな

いが、当地区での 10 月の降雨量としては観測史上 2 番目を記録した。このまとまった降雨が止んだ約 5 時間後に盛土のり面が崩壊した。

崩壊規模は幅 30m、長さ 30m、移動層厚 4m、写真 2-1 がその全景で、被災平面を図 2-2 に示す。頭部の滑落は写真 2-2 のように本線路肩沿いに発生し、4m 間隔で設置されたガードレール支柱(φ 139.8mm、根入れ長 1.8m)が地中杭のような働きをしたこともあってか、高さ 2~3m のほぼ垂直な崖形状となっていた。路盤下付近の滑落面にはパイピング孔の点在も確認された。一方のり尻部では写真 2-3 のように、崩壊土砂が河川を閉塞したことで周辺田畑に河川水が越流したため、早急な護岸復旧が必要とされた。

このような被災により、頭部では時間とともに滑落が本線側に波及し走行車線まで崩落することが懸念されたため、緊急の土質調査、安定解析、対策工検討を行った。

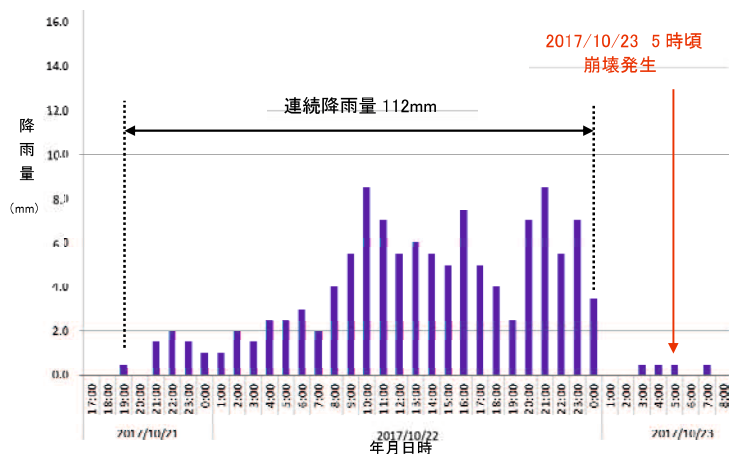


図 2-1 崩壊に至るまでの降雨データ



写真 2-1 被災盛土の全景

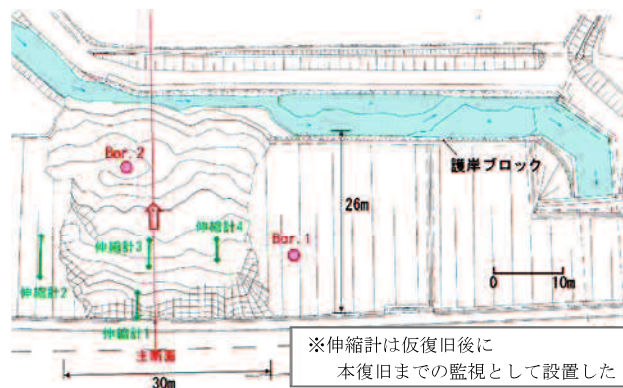


図 2-2 被災盛土の平面図と調査位置



写真 2-2 頭部滑落



写真 2-3 のり尻部の河川への押し出し

2.2.2 盛土の土質調査

(1) 土質調査

盛土層の土質性状や物理特性、盛土内水位を把握する目的で、2本のボーリング調査、標準貫入試験、室内物理試験、及び自記水位計による孔内水位観測を実施した。

各ボーリング調査の位置を図 2-2 に示す。No.1 孔は崩壊範囲から約 5m 離れた健全な盛土のり面とし、No.2 孔は崩壊範囲内の河川護岸の背面とした。この結果、図 2-3 に示す地質断面図が得られた。盛土層は中砂を主体とするが部分的に細粒分を多く含む不均質な状態で、全体に含水量が多い。N 値は、GL-6~7m は比較的多くの礫を混入しており N=21 と他深度より高いが、ここ以外は N=1~8 と軟質である。崩壊土砂の目視観察では礫分の混入が目立ち、細粒分のみで構成された盛土ではないと判断できたため、盛土全体の平均 N 値の算出には N=21 を除外せず、単純平均 N=6.1 とした。No.1 孔のコアを写真 2-4 に、細粒分が多い No.1 孔:GL-2.15~2.45m の標準貫入試料による物理試験結果を表 2-1 に示す。

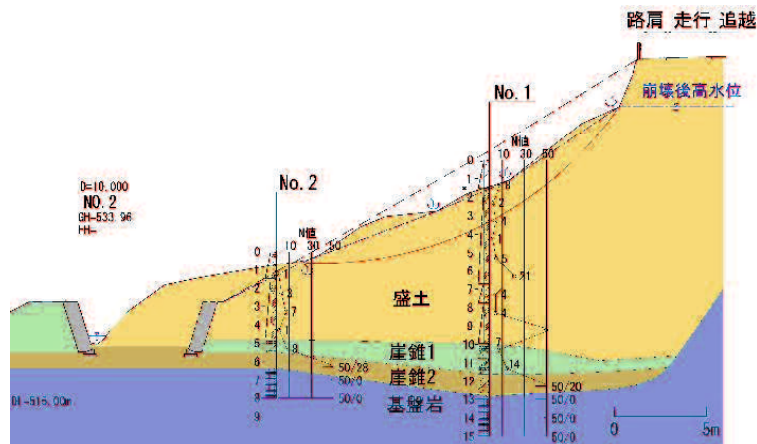


図 2-3 地質断面図(図 2-2 の主断面)

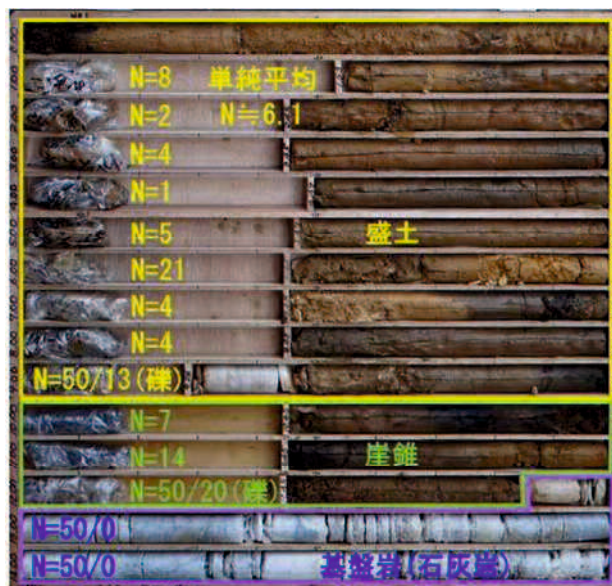


写真 2-4 地層区分と N 値(No.1 孔)

表 2-1 細粒分が多い箇所での土質試験結果

試料 (標準貫入試験ペネ試料)	No.1 孔 GL-2.15~2.45m	
土粒子の密度 ρ_s g/cm ³	2.693	
自然含水比 ω_n %	31.2	
粒 度	礫分(2~75mm)%	15.0
	砂分(0.075~2mm)%	28.6
	シルト分(0.005~0.075mm)%	36.1
	粘土分(0.005mm 未満)%	20.3
塑性指数 IP (液性限界 ω_L %, 塑性限界 ω_P %)	28.1 (54.3, 26.2)	
地盤材料分類 (分類記号)	砂礫質粘土 (CHSG)	

※土質試験では細粒分主体の試料を使ったため粘土と区別されたが、他深度の貫入試験試料の観察から砂分優勢と判断し、極限周面摩擦抵抗値を求める際は砂と区分した。

(2) 盛土内水位

ボーリング No.1 孔に設置した自記水位計（水圧式センサ，精度±1cm）による観測結果を図 2-4 に示す。盛土内水位は 11 月～3 月の少降雨期でも GL-0.5～2.5m の範囲に分布しており，降雨に対する水位変化は非常に敏感で，1 月 8 日に見られるように日雨量 22mm であっても GL-0.48m と盛土内の浅い深度まで急激に上昇する。その後はゆっくりと低下しており水が抜けにくい状況であった。さらに，のり面内やのり尻からの湧水や浸み出しが多く見られることも特徴である。また，図 2-5 に示す盛土建設前の地形コンター図から，被災箇所は集水地形に造成された盛土であり，降雨以外に周辺地形から供給される地下水が豊富であることがわかる。そのため，盛土内水位の速やかな排除も必要な対策工といえる。

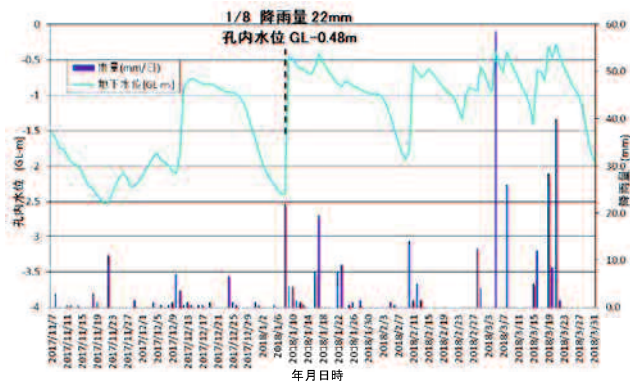


図 2-4 盛土内水位と降水量との関係

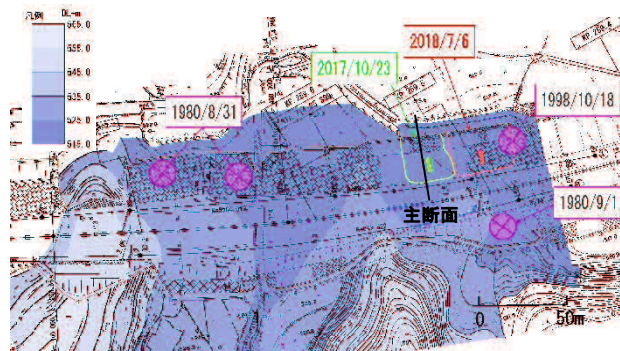


図 2-5 盛土周辺コンター図と被災履歴

(3) すべり面と対策方針

図 2-6 に示すように，崩壊状況と調査結果を踏まえて A すべり，B すべりを，のり尻部での護岸復旧時の仮設安全率を確保する観点で C すべりを想定した。これらのすべりに対して，それぞれ鉄筋挿入工による補強対策を計画した。

A すべり：滑落部崩壊の進行防止を目的に安定勾配（1：1.8）とに囲まれたくさび状の土塊

B すべり：崩壊断面で安定解析を実施して得られた最小安全率円弧

C すべり：護岸復旧時の急勾配掘削断面（安定勾配 1：1.8 に対して 1：1.2）で想定される最小安全率円弧

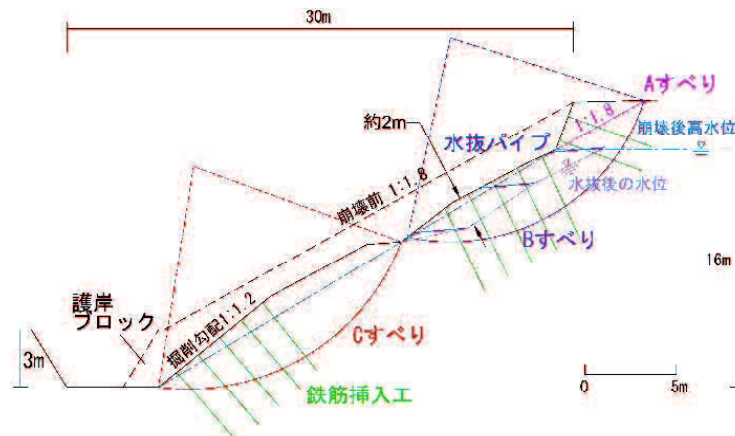


図 2-6 安定解析断面図及び対策工(A~C すべり)

(4) 過去の被災履歴

当盛土及び周辺盛土では、過去にのり面崩壊が発生した履歴が図 2-5 中の桃色で示す位置に記録されていた。崩壊土量が残されているだけで詳細は不明であるが、現地は排水性に優れた砕石盛土（のり尻はフトンカゴ）により復旧されている。このような崩壊履歴からも、この付近の盛土は高い地下水位環境にあり、被災しやすいという性状を持つことが伺えた。

2.2.3 鉄筋挿入工の設計検討

(1) 盛土のり面の安定解析

崩壊した盛土の安定度評価は「設計要領 第一集 土工 保全編」¹⁾に従い実施し、安全率や土質定数の設定には、盛土のすべり崩壊であってもすべり機構は地すべりと同様と考えて、地すべり解析時の考え方を採用した。

安定解析は、スライス分割法による簡便法を用いて行った。計算式を式 2-1 に示す。

$$Fs = \{ \sum (N - U) \cdot \tan \phi + c \cdot \sum l \} / \sum T \quad \text{式 2-1}$$

ここに、

N：分割片の重力による法線力 $W \cdot \cos \theta$ (kN/m)

T：分割片の重力による接線力 $W \cdot \sin \theta$ (kN/m)

U：分割片に働く間隙水圧 $A_w \cdot \gamma_w \cdot \cos \theta$ (kN/m)

l：分割片のすべり面長 (m)

ϕ ：すべり面の内部摩擦角 (°)

- c : すべり面の粘着力 (kN/m²)
- W : 単位奥行き当りの分割片の重量 (kN/m)
- θ : すべり面の傾斜角 (°)
- Aw : 地下水位以下の分割片の面積 (m²)
- γ_w : 水の単位体積重量 (kN/m³)

安定解析に用いた断面は崩壊範囲の中央（図 2-2 に示す主断面）で、図 2-7 の解析断面図に示すように、すべり面は崩壊後の変状から推定した円弧形状とした。また、盛土内水位は崩壊直後に確認できた湧水（写真 2-5）及び未崩壊部分での浸み出し標高を参考に崩壊時の水位をのり肩位置で GL-1.0m と推定した。

崩壊直前の安全率は表 2-2 より崩積土すべりの滑動中と見なして $F_s=0.95$ と仮定し、計画安全率は最終形状で $F_{sp}=1.25$ 、応急復旧・仮設時を $F_{sp}=1.05$ とした。土質定数は、単位体積重量を $\gamma=18\text{kN/m}^3$ と仮定した上で、粘着力 c を表 2-3 のように垂直層厚により決定した。その上で、式 2-1 を用いて崩壊時のすべり面（図 2-7 中の赤い円弧）について逆算法により内部摩擦角 ϕ を算出した。その結果、 $c=4.5\text{kN/m}^2$ 、 $\phi=33.8^\circ$ が得られた。この c、 ϕ を用いた崩壊後の安全率は、崩壊後すべり面について $F_s=1.28$ となった。発生したすべり面での崩壊は安定した状態まで土塊が移動したものと判断した。

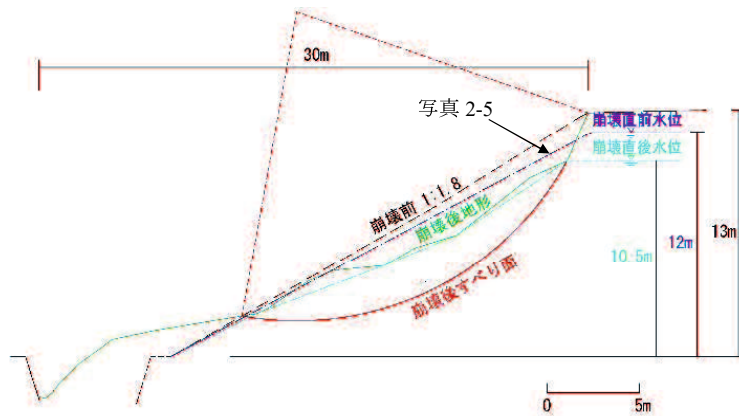


図 2-7 崩壊したすべり面での安定解析断面図



写真 2-5 崩壊直後の湧水状況

表 2-2 地すべり区分に応じた安全率¹⁾

分類	岩盤すべり	風化岩すべり	崩積土すべり	粘質土すべり
運動停止中	1.10	1.05~1.10	1.03~1.05	1.00~1.03
滑動中	0.99	0.95~0.99	0.93~0.95	0.90~0.93

表 2-3 地すべりの垂直層厚と粘着力の関係¹⁾

地すべりの垂直層厚 (m)	粘着力 c (kN/m ²)
5	5
10	10
15	15
20	20
25	25

※垂直層厚とはすべり土塊の最大層厚とする

(2) 鉄筋挿入工の設計検討

応急復旧時に懸念された A~C のすべり線に対して前述のような安定解析を実施し、不足する抑止力を補うための鉄筋挿入工規模を算出した。

規模算出は、「切土補強土工法設計・施工要領」²⁾を参考とし、これによる設計計算の方法を以下に示す。

引張り補強材が盛土の変形や滑動によって受ける引張り力は、次の 3 つであり、図 2-8 に模式図を示す。

- 1) 移動盛土から受ける引抜き抵抗力 (抜け出し抵抗力) T_{1pa}
- 2) 不動盛土から受ける引抜き抵抗力 (引抜き抵抗力) T_{2pa}
- 3) 補強材の許容引張り力 (材料面より決定) T_{sa}

このうちの最も小さいものが補強材の許容補強材力 T_{pa} となる。すなわち、

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

である。

なお、上記の許容補強材力 T_{pa} の算出式は、式 2-3~式 2-8 の通りである。

$$T_{1pa} = (1 / (1 - \mu)) \cdot L_1 \cdot t_a \quad \dots \dots \text{式 2-3}$$

ここに、

μ : のり面工低減係数 (メーカー標準推奨値 1.0)

L_1 : 移動盛土の有効定着長 (m)

$$T_{2pa} = L_2 \cdot t_a \quad \dots \dots \text{式 2-4}$$

$$t_a = \min [t_{pa}, t_{ca}] \quad \dots \dots \text{式 2-5}$$

$$t_{pa} = (\tau_p \cdot \pi \cdot D) / F_{sa} \quad \dots \dots \text{式 2-6}$$

$$t_{ca} = \tau_c \cdot \pi \cdot d \quad \dots \dots \text{式 2-7}$$

ここに、

t_a : 許容付着力 (kN/m)

t_{pa} : 盛土と注入材の許容付着力 (kN/m)

τ_p : 盛土と注入材の周面摩擦抵抗 (kN/m²)

(表 2-4 を基に作成した図 2-9 で示す近似式補間により、砂 N=6.1 で
 $\tau_p=52.8\text{kN/m}^2$ を外挿)

D : 削孔径 (m)

F_{sa} : 周面摩擦抵抗の安全率 (永久構造物 : 2.0)

t_{ca} : 補強材と注入材の許容付着力 (kN/m)

τ_c : 補強材と注入材の許容付着応力度 (kN/m²)

(表 2-5 より $\tau_c=1.6\text{N/mm}^2$)

d : 補強材径 (m)

L_2 : 不動盛土の有効定着長 (m)

$$T_{sa} = \sigma_{sa} \cdot A_s \quad \dots \dots \text{式 2-8}$$

ここに、

σ_{sa} : 補強材の許容引張応力度 (kN/m²)

A_s : 補強材の断面積 (m²)

実際の計算では、 $T_{pa}=T_{2pa}$ となることが多く、 $t_a=t_{pa}$ となる。つまり、表 2-4 の τ_p を用いることとなる。

この τ_p は、鉄筋の引抜き抵抗力を大きく左右する数値となるが、表 2-4 では砂の場合は N 値、粘性土の場合は粘着力 c を参考に算出することとなる。盛土材には周辺での切土やトンネル掘削による発生土が使われていることもあり、各盛土によってその特徴は異なる。そのため、盛土材の土質区分や N 値を的確に把握することが重要である。このため、表 2-4 中の N 値の計算方法についても今後検討の必要があると考えている。

今回の盛土材は、土質試験では細粒分主体の試料を使ったため粘土と分類されたが、他深度の貫入試験試料の観察から砂分優勢と判断し、極限周面摩擦抵抗値を求める際には砂と区分し、平均 N 値 (N=6.1) を用いて便宜的に $\tau_p=52.8\text{kN/m}^2$ と補間して計算した。

次に、内的・外的安定性の検討については、式 2-9 に示す円弧すべり法により、安全率は滑動モーメントと抵抗モーメントによって求めた。

$$F_s = (M_r + \Delta M_r) / M_d \geq [\text{計画安全率 } 1.25] \quad \dots \dots \text{式 2-9}$$

ここに、

M_r : 土塊の抵抗モーメント (kN・m/m)

M_d : 土塊のすべりモーメント (kN・m/m)

ΔM_r : 補強材による抵抗モーメント (kN・m/m)

上記の式 2-2~式 2-9 に従って算出した鉄筋挿入工の規模と、これによる A~C すべりの安全率変化を表 2-6 に示す。

前述したように、ほぼ垂直崖状に残った滑落部での表面土砂の崩落や崩壊範囲内での湧水が続いていたことから、上部（舗装部）への崩壊の波及とさらに深部でのすべり発生を懸念して、崩壊後断面における繰り返し円弧計算（最小安全率法）による安定解析を実施した。土質定数は逆算で求めた値を用い、盛土内水位は湧水地点を参考に設定した。繰り返し円弧計算により算出した最小安全率円弧が図 2-6 に示す B すべりであり、安全率は $F_s=0.89$ であった。この時点で仮設時安全率 $F_{sp}=1.05$ を満足していなかったため、鉄筋挿入工（鉄筋 D19、鉄筋長 5.0m、施工段数 7 段）によって斜面安定度を約 20%、安全率で $F_s=1.06$ まで向上させた。なお、安全管理として図 2-2 に示す位置に伸縮計を設置し、地表面変位と盛土内水位とをリアルタイムで監視しながら本線交通規制を解除して本復旧を待つこととした。

また、のり尻の河川復旧に当たっては、用地上の制約から安定勾配 (1:1.8) より急な 1:1.2 勾配での掘削が必要となったため、この掘削断面に対して繰り返し円弧計算により求めた最小安全率円弧が図 2-6 に示す C すべりであり、これについて安定解析を実施した。土質定数及び盛土内水位は滑落部同様に設定した結果、安全率が $F_s=0.90$ となり、仮設時安全率を満たさず掘削作業は危険と判断された。そこで、鉄筋挿入工（鉄筋 D19、鉄筋長 5.5m、施工段数 5 段）を併用した逆巻き工法を採用し、仮設時安全率 $F_{sp}=1.05$ を確保した結果、掘削面が不安定化することなく安全に施工することができた。

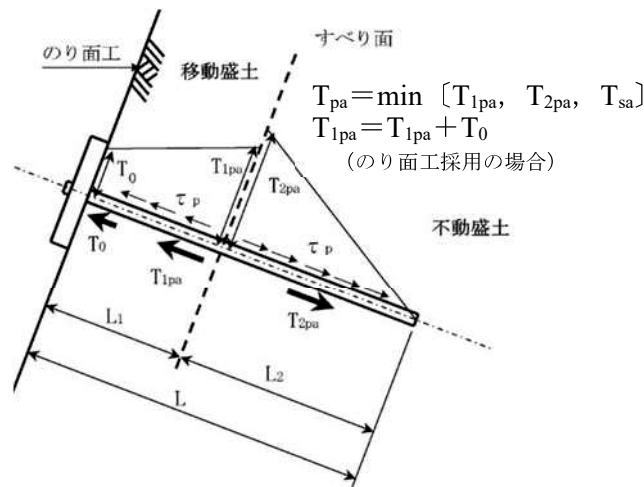


図 2-8 補強材の引張り耐力の模式図(一部加筆)^{2),3)}

表 2-4 極限周面摩擦抵抗の推定値(一部を抜粋)²⁾

地盤の種類		極限周面摩擦抵抗 τ_p (N/mm ²)	
砂礫	N 値	10	0.08
		20	0.14
		30	0.20
		40	0.28
		50	0.36
砂	N 値	10	0.08
		20	0.14
		30	0.18
		40	0.23
		50	0.24
粘性土		$0.8 \times c$ (c: 粘着力)	

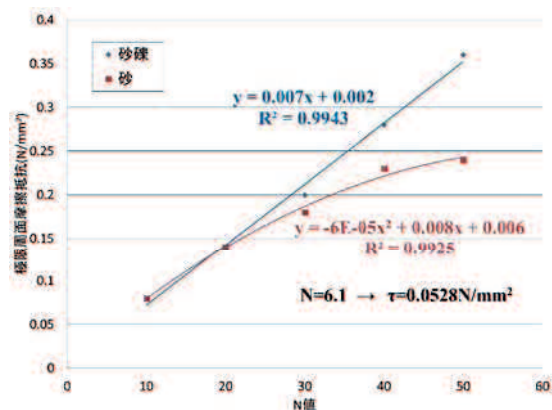


図 2-9 表 2-4 より作成した補間グラフ

表 2-5 異形鉄筋と注入材の許容付着応力 (N/mm²)^{2),3)}

注入材の設計基準強度	24	27	30
許容付着応力	1.6	1.7	1.8

表 2-6 安定解析結果と鉄筋挿入工の規模(A~C すべり)

	無対策時の安全率	鉄筋挿入工対策後の安全率	鉄筋挿入工の配置
A すべり	1.54	2.00	B すべりの上 2 段
B すべり	0.89	1.06	L=5.0m×7 段
C すべり	0.90	1.05	L=5.5m×5 段

(3)地震時における設計検討

地震時の設計検討では、レベル 2 地震動に対する残留変位量をニューマーク法により算出し、このすべり土塊の残留変位量が 1.0m 未満となるように鉄筋挿入工で盛土補強を行う。なお、ニューマーク法に用いるすべり面はその断面における最小安全率円弧とし、残留変位量の目安は 24 時間以内に緊急車両が通行できるような応急復旧が可能な段差である。

地震時における安定検討から鉄筋規模の算出までのフローを図 2-10 に示す。鉄筋挿入工の規模算出は、残留変位量が 1.0m 以上となる最小安全率円弧に対して、鉄筋の長さや間隔、段数を決定し、この鉄筋を包括する（鉄筋の外側を通る）円弧についてニューマーク法にて解析し、残留変位量を求める。この検討を、包括円弧の残留変位量が 1.0m 未満となるまで繰り返し行って、鉄筋規模を決定する。

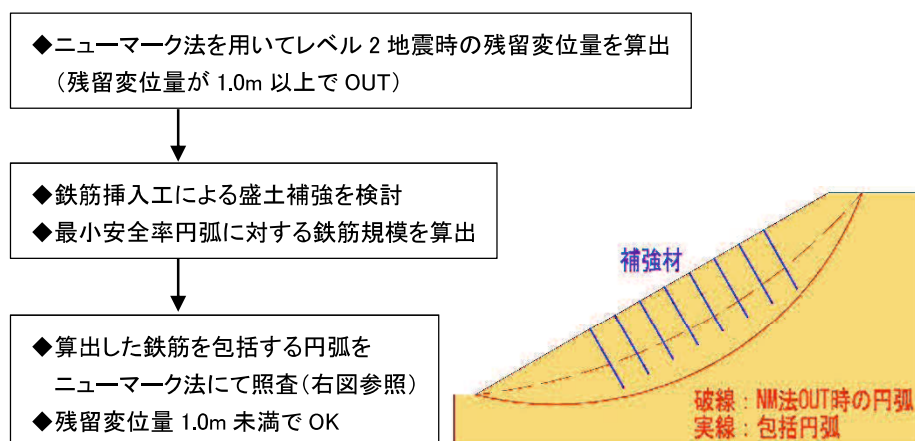


図 2-10 地震時における設計検討フロー

2.2.4 鉄筋挿入工の施工

(1) 盛土上部すべりに対する施工

崩壊範囲内は高い地下水位であったことから非常に軟弱で、歩くだけでも膝まで埋まる状態にあり施工足場の設置が困難であった。そこで、本線上にクレーンを据え、クレーン式ドリルによる自穿孔式ロックボルトを採用した。通常の鉄筋挿入工でのグラウト注入は無加圧であるが、自穿孔タイプを用いたため注入圧を 0.5MPa とした。削孔中には振動により、写真 2-6 のようなクラックがのり面の一部に発生した。また、グラウト注入では孔口からのリークを確認するまでに想定量 (直径 45mm , $L=5.0\text{m}$ で $V=0.007\text{m}^3/\text{本}$) を大きく上回る注入状況が続き、本線舗装面の走行方向にクラック (幅 1cm , 長さ 12m) が発生し、一時的には幅 5cm にまで拡大した。グラウト注入量は鉄筋打設が盛土のり尻に向かうにつれて想定量程度まで減少し、舗装面に生じていたクラックの変位拡大も収束した。

削孔・注入時の現象から本線路床部周辺が空隙も多く非常に緩いことが推測できたが、鉄筋の引抜き力は図 2-11 に示す確認試験により設計値以上が得られていた。注入後には受圧板を設置し、その後、のり表面にモルタル吹付を実施した。

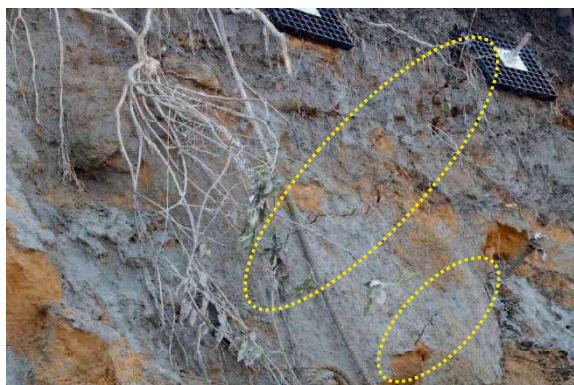


写真 2-6 のり面に発生したクラック(打設振動による)

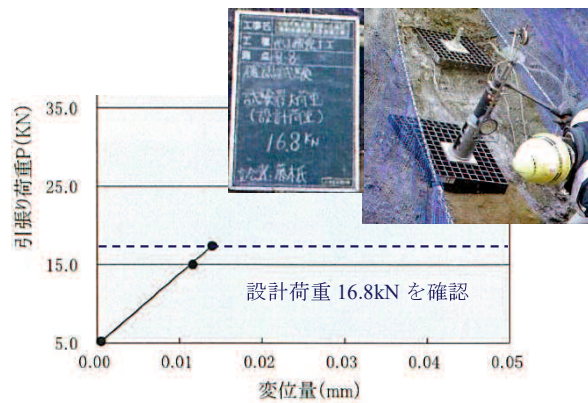


図 2-11 確認試験グラフと試験状況

(2) 盛土下部に対する施工

河川護岸の床掘は逆巻き施工により実施し、鉄筋挿入工の打設方法は、足場を利用したボーリングマシンによる二重管掘削とし、確実な孔壁保護を図った。掘削面の土質は含水量が多く脆弱であったが、変状を起こすことはなく、無事に護岸復旧を終えた。

2.2.5 舗装面に生じた変状の原因究明

舗装路面下の掘削調査を、本線縦断方向幅 2m、横断方向幅 5m、深さ 0.7m（上部路床まで）の範囲で実施した。その結果、写真 2-7 に示すように、補強鉄筋の先端部周辺でグラウト材がシート状（厚さ 3cm）に貫入（割裂注入）していたことが確認された。これらは路面上に発生したクラックとほぼ同位置にあり、これが地盤変状の原因であると判明した。グラウト注入量が想定より大幅に多かったことは、下部路盤が碎石状で空隙が多かったことに加えて、被災時にできたパイピング孔（ミズミチ）に逃げていったことが原因であったともいえる。また、路盤層では硬化していないグラウト材も確認でき、盛土内の含水量が多いことも伺えた。

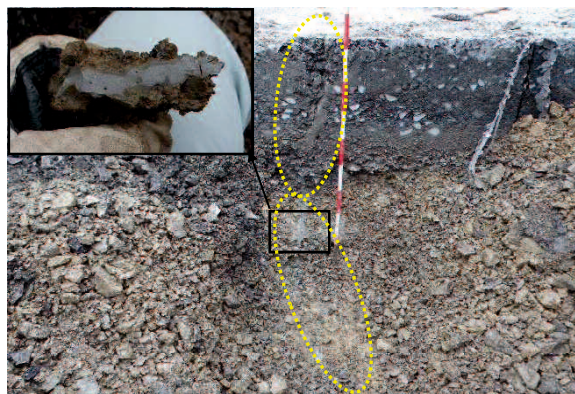


写真 2-7 割裂注入したグラウト材（路盤層で確認）

2.2.6 排水工の検討

地盤中に過剰な間隙水圧が発生する恐れがある場合は、水抜き工を適切に配置しなければならぬ⁴⁾。これは、過去の斜面崩壊例では、直接及び間接的に水が原因となって起こるものが多く、降雨水や地下水が地盤中に貯留して引き起こす斜面崩壊を防止できるためである。当盛土では地下水が高く、崩壊のり面内に湧水や浸み出しが見られた付近では、鉄筋挿入後にも表層土塊のズレ落ちが発生していた。このため、「設計要領 第一集 土工建設編」⁴⁾を参考に水抜きボーリング工の先端部での間隔 5~10m のうちの最低間隔を採用し、鉄筋打設範囲内に打込み式の排水パイプ (L=3m) を 5m ピッチで配置した。この結果、表層の変状は見られなくなった。また、水位低下の効果を見込むことで斜面の安全率は $F_s=1.39$ まで上昇した。なお、この時の水位は図 2-6 に示すように水抜きパイプの先端付近まで低下したものと推定した。ただし、この水位は流入水量が急激に増加するような場合には、一時的にパイプ設置位置より高くなることが予想される。そのため、排水工の効果設計に加味することは難しい。

さらに、表層の崩壊防止を目的に $t=5\text{cm}$ のモルタル吹付工を実施して、これらを応急復旧とした。

2.3 記録的豪雨を受けてわかった鉄筋挿入工の効果

2.3.1 豪雨の特徴と新たな崩壊が発生した経緯

2018年7月6日の「平成30年7月豪雨」と名付けられた線状降水帯による記録的な集中豪雨によって、当地区では2日間の連続降雨量が275mmとなり、アメダスでの当地観測史上最大の降雨を記録した。この豪雨の最中に応急復旧箇所のすぐ横隣で新たなのり面崩壊が発生した。前年度に設置していた自記水位計（水圧式センサ、精度 $\pm 1\text{cm}$ ）の観測データを図 2-12 に示すが、1時間ピッチで記録していた水位データの配信が21時以降は未配信となったことから、20時~21時の間に崩壊が発生したものと推定する。この時点までの連続降雨量は244mmであり、前年度の崩壊時より132mmも多い状況だった。

崩壊までの水位変化を見ると、崩壊27時間前に2時間続いた25mm/hの降雨により一度はGL-0.23mまで急上昇したが、その後14時間はほとんど降雨がなくGL-0.47mまでゆっくりと下降している。しかし再び降り始め、直前の7時間は20mm/h前後が連続する豪雨となったことで、GL-0.18~0.23mと非常に高い水位状態となりこれが6時間程度続いたのちに崩壊に至っている。このことから、かなりの高水位状態が一定時間保たれた後に崩壊したとの見方ができる。

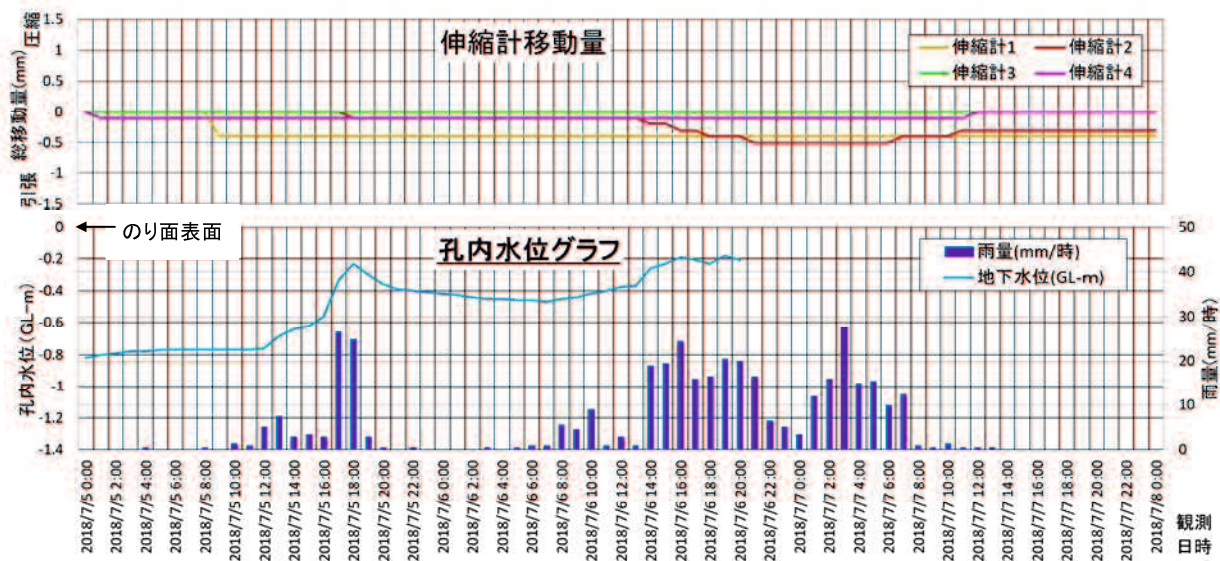


図 2-12 自記水位計及び伸縮計と降水量との関係

2.3.2 応急復旧箇所の状況と無対策箇所での被災状況

(1) 応急復旧箇所(前年度被災箇所)

応急復旧範囲内に本工事までの変位監視として設置していた伸縮計（ワイヤー張力機構、分解能 0.1mm）4 基の変動グラフを図 2-12 に示す。豪雨の前後で 0.5mm 程度のバラツキはあるものの、4 基すべてにおいて明確な累積変位は観測されなかった。また、モルタル吹付表面にもクラック等の発生は見られず、新たな被災はなかったと判断した。

一方、5m ピッチに打設した水抜きパイプだけではなく、モルタル吹付工の水抜き管からも流水が確認されたことから、豪雨時には前回の崩壊時同様にのり表面付近まで盛土内水位が上昇していたと判断でき、水抜きパイプの排水機能を上回る雨量だったと考えられる。このような高水位状態では、前述の B すべりの解析結果で明らかのように、鉄筋挿入工がなければ安全率は $F_s=0.89$ となり、斜面の安定度としては崩壊が発生しかねない危険なバランス状態であったと言える。しかし、鉄筋挿入工を打設していたことで $F_s=1.06$ と約 20%分の補強効果が発揮され、新たなすべりが発生しなかったものとする。

また、前述の C すべりを鉄筋挿入工で補強して復旧した護岸ブロック完成地形において、高水位時における盛土全体の安定解析を試みると、図 2-13 のように最小安全率円弧（臨界円弧）は鉄筋挿入工の外側を通り、その安全率は $F_s=1.09$ となった。このことから、鉄筋挿入工を行うことで鉄筋配置深度を横切るような浅いすべりの発生は抑制され、臨界円弧はより深い位置に移動し、鉄筋を包括するような形状となることがわかった。なお、図 2-7 の崩壊後すべり時の $F_s=1.28$ よりも安全率が低いのは、のり尻周辺に堆積した崩壊土砂を取り除いたことによる地形変化の影響と考えられる。

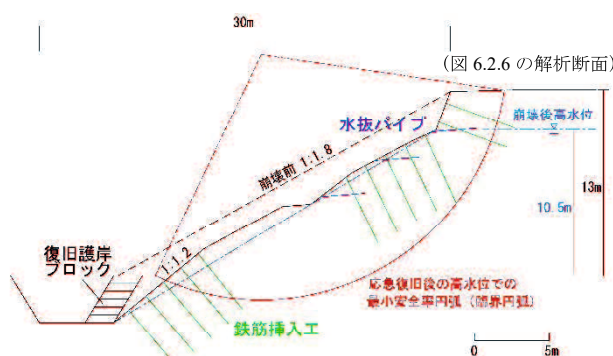


図 2-13 被災時水位での解析結果と解析図

(2) 無対策箇所での被災状況

崩壊規模は幅 45m、長さ 30m、移動層厚 4m で、写真 2-8 がその全景である。頭部滑落は本線路肩沿いに高さ 2～3m のほぼ垂直な崖形状を呈し、のり尻部では並行する河川に崩壊土砂が流れ込んで閉塞し、周辺田畑が浸水した。

図 2-14 に 2017 年と 2018 年との崩壊断面の比較を示すが、被災範囲こそ前回に比べてやや幅が長いものの、ほぼ同規模で同様の被災状況であった。なお、建設当時は同一施工での盛土であり、盛土材料や締固め条件も同一であることから、土質特性は同等であると判断した。

対策箇所との境界は、写真 2-9 及び図 2-15 のように、モルタル背面の土塊はえぐり取られるような形状で崩壊し、表面の吹付モルタルのみがオーバーハングした状態で留まっていた。この崩壊の側方位置は対策鉄筋の端部から見ると約 1.5m 離れたところに当たる。雨水浸透の影響や崩壊面の広がり等様々な要因はあるが、表面保護モルタルの効果だけではなく、鉄筋とモルタルが一体となって抵抗したことによって、拘束された範囲は崩壊しなかったものと推定する。



写真 2-8 被災盛土の全景(左:無対策, 右:応急復旧済)

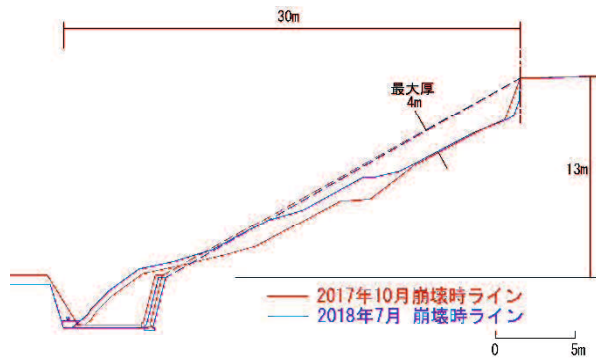


図 2-14 2017 年と 2018 年との崩壊断面の比較



写真 2-9 応急復旧箇所と無対策箇所との境界

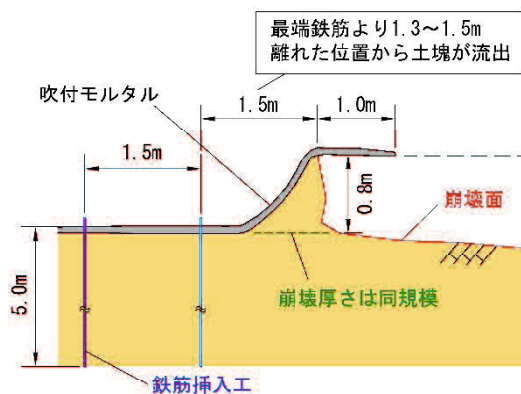


図 2-15 崩壊境界の断面(写真 2-9 中の A-A' 断面)

2.3.3 無対策箇所での対策工

対策工は、前年度対策で鉄筋挿入工が有効であった経験と施工方法の反省から、応急復旧のみを考えるのではなく、盛土全体の原型復旧形状を考慮した場合の鉄筋規模を計画し打設した。これにより応急復旧ができると同時に、全体復旧も速やかに施工可能となった。図 2-16 に安定解析断面と鉄筋挿入工の配置計画をまとめる。

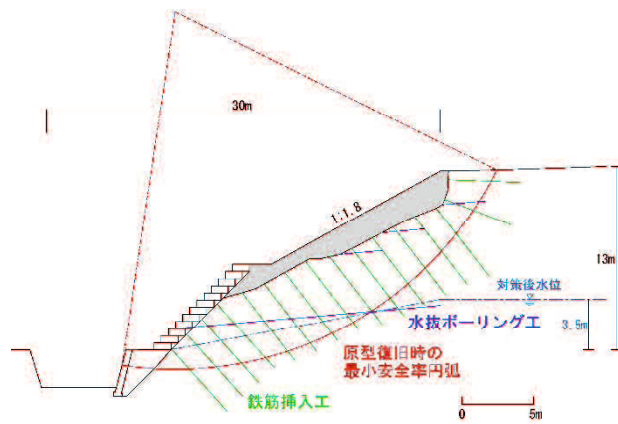


図 2-16 安定解析断面図及び対策工

2.4 まとめ

本章では、2017年10月の秋雨によって崩壊した含水量が多く軟質な細粒土からなる高速道路の盛土に対して、切土指針に準拠して設計した鉄筋挿入工と水抜きボーリング工、モルタル吹付け工による応急復旧を行った。その1年後、本復旧を行う前に「平成30年7月豪雨」を受けることとなり、この応急復旧箇所は無事だったが、すぐ横隣の同一盛土のり面がほぼ同じ規模で崩壊した。この事例では、応急復旧箇所に取り付けていた自記水位計や伸縮計によって、応急復旧範囲の盛土内水位が上昇したものの全く変動しなかったことが確認された。これは、盛土に打設していた鉄筋挿入工が抑制工と相まって効果が確認された事例でもある。

この盛土崩壊に対する鉄筋挿入工の設計や、応急復旧時の施工上の失敗等を通して、これまでにも懸念していた「盛土でも鉄筋挿入工の効果が得られるのか」、「盛土での周面摩擦力はどれくらいが見込めるのか」、「盛土に切土指針を利用できるのか」といった課題の再確認にも繋がった。

以下に、本章で得られた知見をまとめて結びとする。

- 1) 無対策のり面ではすべりが発生したが、鉄筋挿入工を採用していたり面では伸縮計により変位が確認されなかったことから、含水量が多く緩い砂質土からなる盛土においても、鉄筋挿入工はその効果を十分に発揮することがわかった。
- 2) 盛土における許容補強材力を切土の設計要領を参考に算出し、円弧すべり解析における補強材による抵抗モーメントとして与えたところ、盛土安定において目標とする安定解析結果が得られた。これより、切土の設計要領が適用できることが示され、盛土を対象とする設計方法の妥当性がある程度確認できたといえる。ただし、盛土はN値が低く周面摩擦抵抗 τ が小さいため、切土と比較して鉄筋長は長くなる傾向にある。そのため、土質区分やN値及び盛土内水位等の特性を踏まえた上で、適切な安定解析

を実施し鉄筋規模を算出することが重要である。特に、採用する盛土と注入材との周面摩擦抵抗については今後詳細な検討が必要と考える。

- 3) 盛土上部すべりに対する鉄筋挿入工の施工に採用した自穿孔式では、加圧注入時に空隙への流れ込みや弱部への割裂注入が見られた。これより、粘性土や締まりの緩い砂質土からなる盛土に対する施工方法の選定は非常に重要であると言える。
- 4) 崩壊のり面で湧水や浸み出しがあった付近は、鉄筋挿入後にも表層土塊のズレ落ちが見られていたが、排水パイプを設置してからはその変状がなくなった。これより、豪雨による応急復旧には地盤中の過剰な地下水を排除する対策の併用が重要であることを再認識した。その一方で、この排水効果を設計に加味することは非常に難しく、今後の課題でもある。
- 5) 隣接して発生したのり面崩壊が、本施工現場の条件においては、対策鉄筋の端部から約 1.5m 離れたところに位置していた。これは、鉄筋 1 本が受け持つ補強範囲を検討する上で有力な情報になると言える。

なお、この第 2 章で抽出される課題としては、「鉄筋挿入工の配置による補強効果の違い」や「切土要領に示された周面摩擦抵抗値 (τ 値) と盛土地盤が持つ τ 値との比較検証」が挙げられた。そこで、第 3 章で室内での模型実験や第 4 章での現盛土地盤での引抜き試験を通して、これらの課題についての検証を行った。

◆第 2 章の参考文献

- 1) 西日本高速道路株式会社：設計要領 第一集 土工 保全編，208pp，2016.
- 2) 東日本高速道路株式会社 中日本高速道路株式会社 西日本高速道路株式会社：切土補強土工法設計・施工要領，99pp，2007.
- 3) 公益社団法人地盤工学会：地山補強土工法 設計・施工マニュアル，171pp，2011.
- 4) 西日本高速道路株式会社：設計要領 第一集 土工 建設編，755pp，2016.

第3章 模型盛土における補強材打設条件の違いによる補強効果の検証

3.1 はじめに

第2章に示した盛土の被災事例により、盛土内浸透水を排除した水抜き効果を併用したとは言え、N値が低く緩い盛土地盤においても鉄筋挿入工（補強材）による対策が効果を発揮することは確認できた。しかし、この補強材の打設条件は切土における鉄筋挿入工指針を参考にしたもので、切土と盛土では地盤条件が大きく異なることを考えると、補強材の長さや打設角度、間隔、対策範囲及び地盤の周面摩擦力等が適していたのかといった課題が挙げられた。そのため、「盛土に適した鉄筋規模（鉄筋長、配置間隔、打設角度）の算出」について、系統立てて検討する必要があると考えられる。

そこで、本章では、模型モデルを用いて補強効果の検証を行った内容を示す。実験室に盛土条件を反映した模型土槽を作製し、これに水平慣性力を与えることで盛土のり面にすべり崩壊を発生させ、そこに打設した補強材による補強効果の検証を行うものである。

以下、本章を概説すると、第2節で水平慣性力モデルを用いて補強材の効果確認を行い、その効果の検証としてPIV画像解析や一面せん断試験を用いた要素的な検討を行い、補強材効果をみかけの土質定数という観点でも検証した結果を示す。第3節では、第2節で実施した模型では地震時の揺れを再現できていないのではという懸念を受けて、振動台装置を用いた補強材効果の確認を行った結果を示し、第4節でこれらの室内模型実験により得られた知見をまとめる。

3.2 水平慣性力モデルによる打設効果の検証

ここでは、傾斜したレール上に設置した模型土槽を、繰り返し滑らせて壁に衝突させることで水平慣性力を与える載荷装置を用いて、補強材の打設効果を確認した¹⁾。

3.2.1 模型装置及び実験の条件

(1) 模型装置

水平慣性力載荷実験装置の概要を図3-1に示す。この装置は震度法による斜面安定解析と同様の応力状態を再現することをイメージした。この模型土槽には車輪があり、傾斜角度 7° のガイドレール上を滑らせて壁に衝突させ急減速することで模型地盤に水平方向の慣性力が作用する仕組みとなっている。なお、模型土槽はガイドレールと同一の傾斜角度を有しているため移動時でも水平を維持することができ、壁への衝突時の衝撃を和らげる

ためにストローク長 5cm のダンパーを設置した。また、ある程度の衝突回数で崩壊事象が発生するように、試行錯誤を重ねてガイドレールの角度や衝突距離等を設定した。

模型土槽の規模は、幅 700mm、高さ 380mm、奥行 150mm で、実際の 1/50 スケールとした。試料には三河硅砂 V6 号 ($\rho_{dmin}=1.3g/cm^3$, $\rho_{dmax}=1.60g/cm^3$, $D50=0.295mm$, $G_s=2.655$) を用い、飽和度 50% に相当する含水比 15.4% に調整した湿潤土で、相対密度 56% となるように突固めて斜面勾配 30° の盛土形状を模した。なお、相対密度は Peck の式 ($\phi d=0.3N+27$ 及び $\phi d=30Dr+18$) に、締まった状態の砂質土における標準的な相対密度である $Dr=40\sim60\%$ 及び一般的な N 値である $N=10\sim30$ を代入して、 $Dr=0.01N+30$ を求め、これに表層崩壊が発生し易いとされる N 値 ≈ 26 から、 $Dr=56\%$ とした。

補強材には $\phi 0.45mm$ のステンレス針金を用い、写真 3-1 に示すように表面に三河硅砂を接着させ、鉄筋挿入工を模して摩擦抵抗を大きくした。これらを千鳥状に配置することで、のり面全体に補強効果が現れるように作製した。

この土槽を斜面が崩壊に至るまで繰り返し衝突させ、その変動過程を加速度計とデジタルカメラ、及び PIV 画像解析を用いて観測した。加速度計は、水平方向の外力を計測する目的で図 3-1 の A-1 (のり先)、A-2 (のり面中央)、A-3 (のり天端) の位置に、鉛直方向の外力計測として A-4 (のり天端) の位置にそれぞれ設置した。また、本実験では衝突 1 回毎にデジタルカメラで土槽の変化を記録し、衝突により発生したすべり面の形状を把握するとともに、PIV 画像解析により砂の動きを確認した。

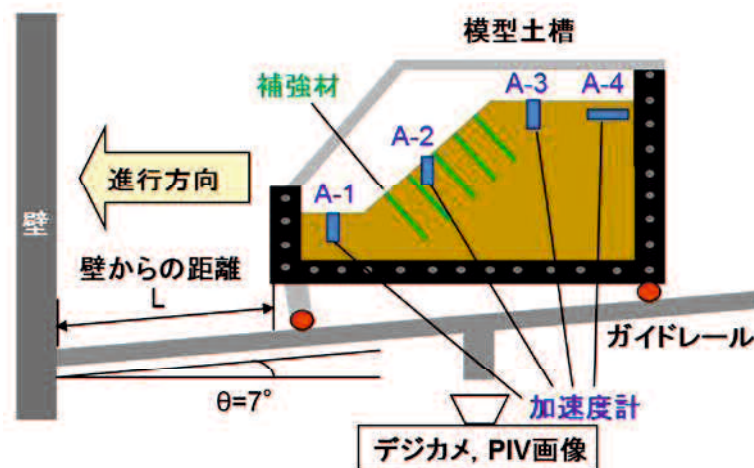


図 3-1 水平慣性力载荷装置の概要図

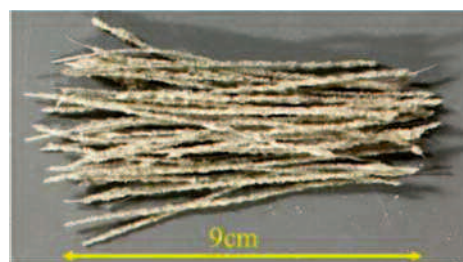


写真 3-1 補強材(ステンレス針金+三河硅砂)

(2) 模型実験の条件

本実験では、模型盛土に様々な条件で補強材を挿入し、補強効果の違いを把握した。補強材打設は、実際の鉄筋挿入工と同様となるように補強材長さや配置を考慮して実験を行った。補強材間隔は、実務での鉄筋挿入工（切土補強土工）で経験的手法として位置付けられている 2m^2 に 1 本の千鳥配置を想定した。ここでいう経験的手法とは、切土のり面における過去の多くの事例から経験的に妥当とされる間隔や長さを設定したもので、崩壊深度 2m 程度であれば設計計算を必要とせず打設可能とされており、実施工では頻繁に用いられている²⁾。なお、当模型は $1/50$ スケールのため、 2m^2 に 1 本の配置は実験上では 2.8cm ピッチとなる。また、相似則 ($\lambda=50$) の関係から模型地盤の応力は $1/50$ 倍、振動数は 18.8 倍、周波数は 0.053 倍となる。

表 3-1 及び図 3-2 に実験条件を示す。なお、Case16~Case18 は、斜面勾配 45° ，飽和度 30% ，壁までの衝突距離 37cm における結果である。

表 3-1 実験条件表

Case名	打設角度	長さ (cm)	本数 (本)	間隔 (cm)	段数 (段)
Case1	補強なし	-	0	-	-
Case2	水平	6	45	2.8	10
Case3	水平下向き 30°	6	45	2.8	10
Case4	のり面垂直	6	45	2.8	10
Case11	補強なし	-	0	-	-
Case12	のり面垂直	6	45	2.8	10
Case13	のり面垂直	9	21	4.2	6
Case14	のり面垂直	9	28	4.2	8
Case15	のり面垂直	6	28	4.2	8
Case16	のり面垂直	6	45	2.8	10
Case17	のり面垂直	8	45	2.8	10
Case18	のり面垂直	12	45	2.8	10

※Case1~Case4：勾配 30° ，壁までの距離 60cm

※Case11~Case15：勾配 30° ，壁までの距離 42cm

※Case16~Case18：勾配 45° ，壁までの距離 37cm

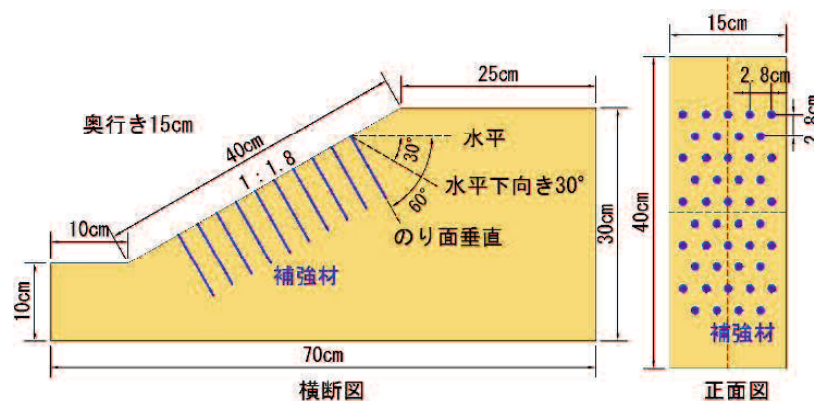


図 3-2 実験条件 (Case1~4, 11~15) の概要図

(3) 加速度計の基本挙動

図 3-3 に、本実験の基本となる補強なしモデル (Case11) の衝突 1 回目における加速度計のデータを示す。水平方向の加速度を測定する加速度計 A-1, A-2, A-3 の加速度は、模型土槽が動き出したことにより 1.6 秒付近でマイナスを示した。この時の加速度は鉛直成分として $9.8\sin 7^\circ = 1.2\text{m/s}^2$ である。次に 2.4 秒付近で壁に衝突するため急激に反応し、2.5 秒付近で最大値 (A-1 : 29.2m/s^2 , A-2 : 25.9m/s^2 , A-3 : 28.8m/s^2) となり、0.1 秒後に元に戻るという挙動を示した。なお、A-2 と A-3 は最大値の直後に細かく波打っており、前後に振動していることも読み取れる。また、鉛直方向の加速度を測定する加速度計 A-4 では、衝突後に上下に振動していることが確認でき、周期は 0.05 秒であった。なお、Case16～Case18 として示す実験での衝突時の最大加速度は加速度計 A-2 で 25.0cm/s^2 を示し、Case11～Case15 のものとほぼ同等であった。また、Case1～Case4 の実験における最大加速度は、壁への衝突時の衝撃を和らげる装置の劣化を受けて交換したため、加速度計 A-2 で見るとやや高めの数値となった。なお、Case1 と Case11 の最大加速度の違いは緩衝装置の交換によるものである。

次に、Case11 における加速度波形の最大値と衝突 25 回目までの関係を示すと図 3-4 となるが、すべり面の発生が目視確認できた衝突 19 回目を崩壊開始とみなすと、崩壊開始の 1 回前から、A-2 の最大加速度が減少する結果となった。これは、すべり面の発生により、移動土塊が模型地盤から離れた状態となったためと考えられる。

以降で示す最大加速度と衝突回数については、のり中央に設置した A-2 加速度計の結果を代表値として用いる。これは、崩壊に至るまでの盛土変動の影響が小さく、崩壊開始後も移動土塊の挙動を捉えていると判断したためである。

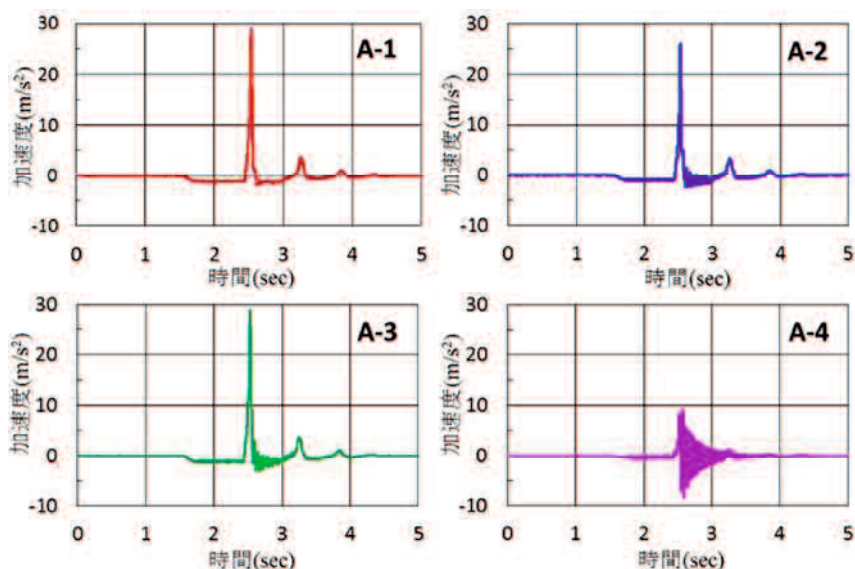


図 3-3 各加速度計の基本挙動(Case11)

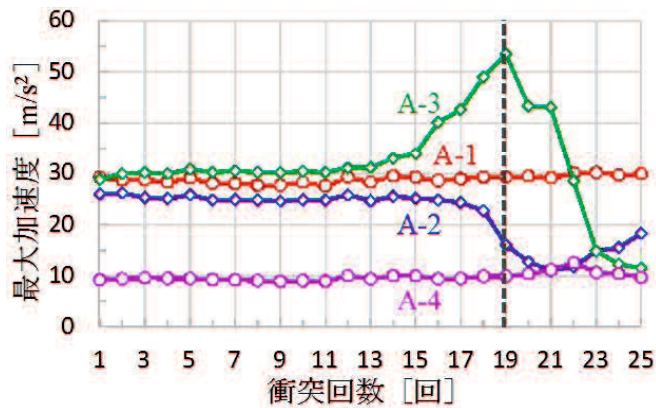


図 3-4 最大加速度と衝突回数の関係 (Case11)

3.2.2 補強材打設条件の違いによる補強効果

3.2.2.1 補強材打設条件の違いによる実験結果

(1)補強材の打設角度

ここでは Case1 から Case4 の実験結果をもとに、打設角度の違いによる影響を考える。Case2 は水平打設、Case3 は水平下向き 30° 打設（グラウンドアンカー工等で最も理想的とされる角度）、Case4 はのり面に垂直打設（一般的な盛土のり面 1 : 1.8 勾配に垂直）とした。

各 Case における最大加速度と衝突回数の関係を図 3-5 に示す。図中に示す点線は各 Case での崩壊開始時の衝突回数である。Case1, Case2 は崩壊発生前の衝突 2 回前から最大加速度が減少していることが分かる。これは、A-2 加速度計の基本的な挙動と類似しており、すべり面の発生により移動土塊が離れた状態になったことで衝突毎に水平方向前面に進む状態となり、密度や剛性が低下し、その結果最大加速度が減少したと考えられる。

Case3 では Case1, Case2 と同様に崩壊前に最大加速度は減少するが、より多くの衝突回数に耐えることができていると見える。一方、Case4 では最大加速度がほぼ一定に保たれ、目視でものり面部でのすべり面の発生は確認されず、代わりに衝突 10 回目で天端部のみの崩壊が発生した（図 3-11）。その後さらに 5 回の衝突を繰り返したがのり面部は崩壊に至らず、補強範囲が一体化したことで衝突に耐えていたと考えられる。

以上のことから、のり面に垂直打設した場合が最も補強効果が高く、次に水平下向き 30° 打設が良いことがわかった。また、水平打設では、補強なしの場合とほとんど変わらない結果となり、水平方向の慣性力に対してはあまり効果が得られないことがわかった。

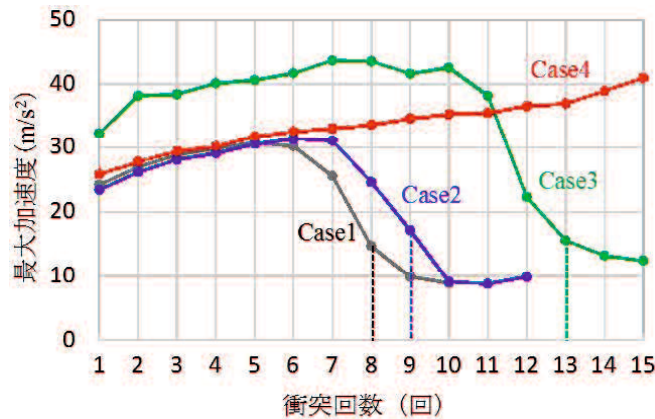


図 3-5 最大加速度と衝突回数(A-2 加速度計)

(2) 補強材の長さ

ここでは Case11 から Case18 の実験結果をもとに、補強材長さの違いによる影響を考える。図 3-6 に補強材長さ(cm)と衝突回数(回)の関係を示す。最も長い 12cm の補強材を打設した Case18 では 40 回の衝突に耐え、次いで 8cm 補強材の Case17、6cm 補強材の Case12 で補強効果が得られた。しかし、これらと同等長さの補強材を打設した Case13~Case16 では Case11 (補強なし) よりも衝突に耐えることができなかった。これらの違いとしては補強材打設本数が考えられ、効果がある Case はいずれも 45 本の補強材が打設されており、単純に補強材を長くするだけでは補強効果に直結せず、打設本数が重要なポイントであると考えられる。

なお、効果が得られなかった各 Case のすべり面形状を写真 3-2 に示す。これらは補強なしである Case11 に比べてすべり面の傾斜が小さく、補強材を越える深度つまり補強材を包括する位置にあり、すべり土塊としては大きくなっている。すべり面角度が緩やかになったということは、安定解析を行った場合では安全率が大きくなる傾向となるため、斜面の安定としては向上しており、ある一定の補強効果が作用していると判断できる。よって、補強材長さは長いほど有効であるという結果となった。そのため、実務での補強材長さは、のり面長や発生するすべり面深度等を考慮して臨機応変に設定していく要素となるといえる。

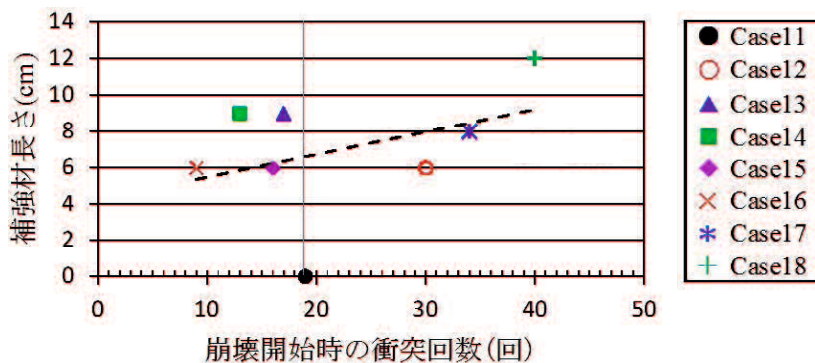


図 3-6 補強材長さ(cm)と衝突回数(回)の関係

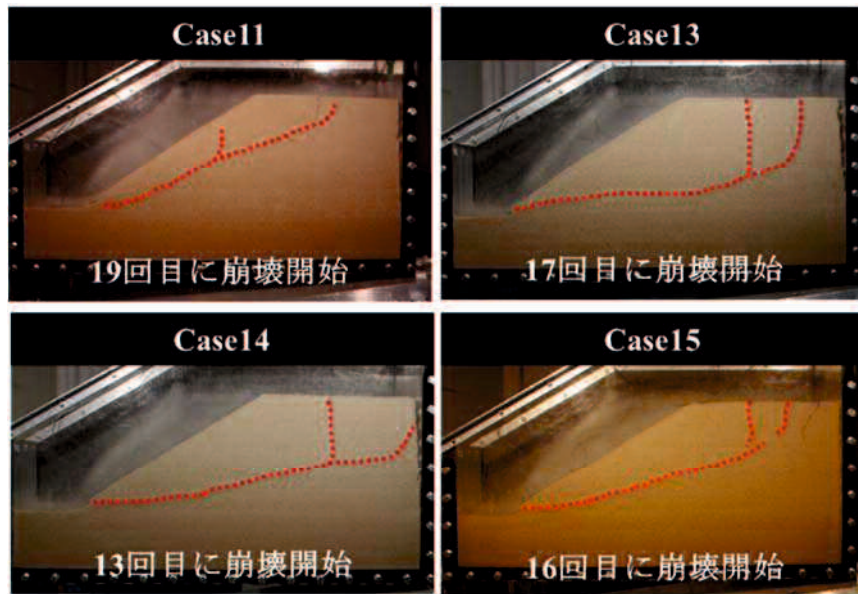


写真 3-2 崩壊発生時のすべり面形状

(3)補強材の打設本数

ここではCase11からCase18の実験結果をもとに、打設本数の違いによる影響を考える。図 3-7 に補強材本数と衝突回数との関係を示す。図中の点線は近似直線であるが、これを見ると補強材が 30 本を越えた時点で Case11（補強なし）の衝突回数を上回り、補強効果が得られると判断できる。一方、Case16 の結果から、効果が見られた Case と同じ 45 本の補強材を打設したとしても長さが短いと効果としては小さいという結果となった。このことから、打設本数だけでなく、ある一定以上の長さが必要であるということがわかった。

次に、補強材密度³⁾を以下のように算出し、崩壊開始時の衝突回数と比較した。補強材密度とは、補強材の本数を打設範囲の面積（実際ののり面積）で除したもので、Case12（6cm、45 本）を例にとると、実際ののり面積は $0.40 \times 50 \times 0.15 \times 50 = 150\text{m}^2$ であり、この中に補強材が 45 本打設されているので、 $45 \div 150 = 0.30$ 本/ m^2 となる。

表 3-2 に補強材密度の算出結果、図 3-8 に補強材密度と衝突回数との関係を示す。図中の点線は近似直線であり、補強材密度と崩壊開始時の衝突回数は比例関係にあるといえる。これより、補強材密度が増加すればより多くの衝突に耐えることができ、補強効果も大きくなるといえる。また、補強材密度が $0.2 \sim 0.3$ 本/ m^2 以上になると補強効果が現れることとなり、補強効果を考える上では、補強材密度が強く影響していることがわかった。

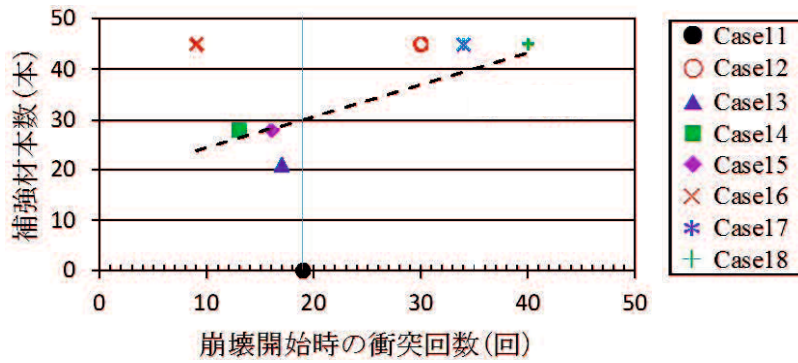


図 3-7 補強材本数と衝突回数の関係

表 3-2 補強材密度一覧表

Case名	崩壊開始時の衝突回数(回)	補強材本数(本)	補強材密度(本/m ²)
Case11	19	0	0.00
Case12	30	45	0.30
Case13	17	21	0.14
Case14	13	28	0.19
Case15	16	28	0.19
Case16	9	45	0.42
Case17	34	45	0.42
Case18	40	45	0.42

※Case11～Case15 : 勾配30°, 壁までの距離42cm
 ※Case16～Case18 : 勾配45°, 壁までの距離37cm

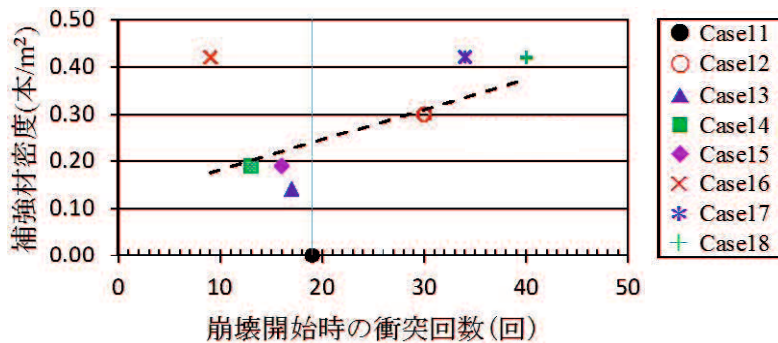


図 3-8 補強材密度と衝突回数の関係

3.2.2.2 PIV 画像解析による補強材打設効果の検証

(1) PIV 画像解析とその手順

本実験では、衝突 1 回毎に模型土槽の様子をデジタルカメラで撮影し、これを PIV 画像解析することで砂の動きを確認した。PIV (Particle Image Velocimetry) 画像解析⁴⁾の原理は、画像を格子により任意の数に分割し、その格子点を中心に検査領域を設ける。この領域内の輝度パターンが、次の画像でどこに移動しているかについて、評価式を用いて移動量として算出する。

図 3-9 に解析手順を示す。初めに衝突毎に撮影したデジタルカメラ画像について幾何補正を行う。幾何補正とは、幾何歪みを持つ画像からその歪みを除去し、歪みのない画像に

変換した上で、この画像を用いて PIV 画像解析を行う。次に、直接相互相関法により速度ベクトルを算出し、この速度ベクトルから変位ベクトル算出法により変位ベクトルを算出する。この工程の中で、局所的な変位量や任意の要素における歪みの計測が可能となり、砂の動きを詳細に観察できる。

図 3-10 に、Case1（補強なし）の各衝突段階について、PIV 画像解析により得られた最大せん断ひずみコンター図を示す。最大ひずみコンター図では、色調が薄い箇所は移動量が少なく健全で、濃い（赤色）ほどひずみ量が大きく崩壊が発生していることになる。衝突回数が増えるにつれて砂の移動が大きくかつ盛土全体に広がっていき、最終的に崩壊まで至る過程がよくわかる。

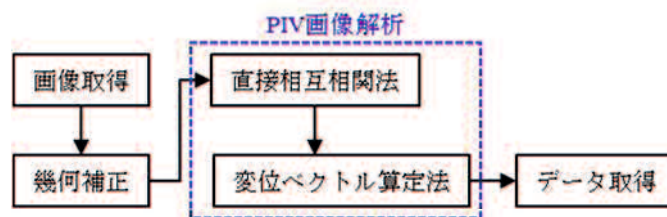


図 3-9 PIV 画像解析の手順

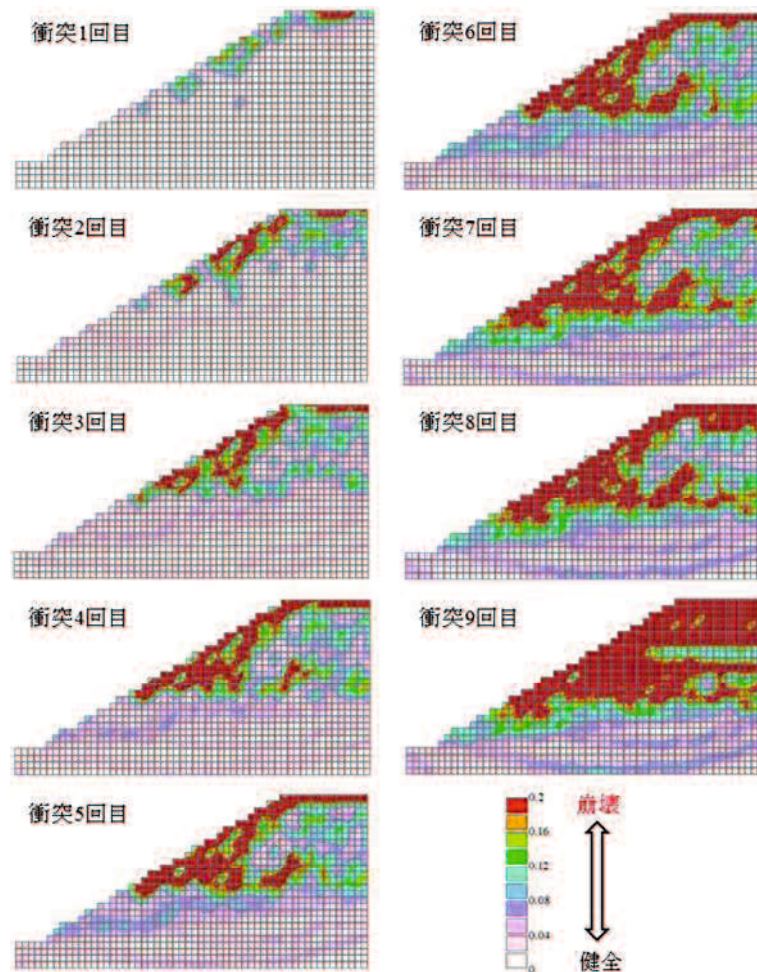


図 3-10 PIV 最大せん断ひずみコンター図(Case1)

(2)PIV 画像解析の結果と考察

ここでは、本文 3.2.2.1 の補強材打設角度の実験に用いた Case1～Case4 の PIV 画像解析結果について、崩壊時の衝突回数と崩壊領域面積を表 3-3 に、崩壊時の元画像と最大せん断ひずみコンター図を図 3-11 に示す。元画像にある赤点線は、崩壊発生時のすべり面形状である。

Case2 では、崩壊までの衝突回数や崩壊領域が Case1 とほとんど変わらず、補強材を水平方向に打設した場合は補強効果が小さいと考えられる。Case3 では、Case1 と比べて崩壊までの衝突回数が多く、発生したすべり面は補強材の先端付近に位置している。このことから、補強なしの場合に発生するすべり面位置では補強材による摩擦抵抗が働き、すべり発生が抑制されて多くの衝突に耐えることができ、その結果補強材の外側を包括するように斜面全体が崩壊に至ったものと考えられる。Case4 では、のり面全体のすべりではなく天端のみが崩壊する結果となり、崩壊領域は格段に狭くなった。この後さらに 5 回の衝突を行ったが、のり面部の崩壊は発生しなかった。これは Case3 同様に補強材による摩擦抵抗が働いたことで、補強領域が一体化し衝突に耐えたと推定できる。

表 3-3 崩壊時の衝突回数と崩壊領域

Case名	崩壊開始時の衝突回数	崩壊領域 (cm ²)
Case1	9	413
Case2	10	406
Case3	13	479
Case4	10	160

(3)PIV 画像解析による補強材打設効果の検証

ここでは、Case11～Case18 の補強材を、補強なしの最大せん断ひずみコンター図に重ね合わせて、補強材の先端到達位置が補強材なしで発生したすべり面を越えた本数を求め表 3-4 に示し、図 3-12 には Case16 の例を示す。また、すべり面を越える補強材の本数と崩壊開始時の衝突回数の関係を図 3-13 に示す。図中の点線は、すべり面を越える補強材の本数が 31 本以下の結果での近似直線である。また、実線はすべり面を越える補強材の本数が 31 本以上の結果から求めた近似直線で、補強材本数 31 本で点線と実線が重なるように修正したものである。これより、すべり面を越える補強材の本数が 31 本以上存在することで補強効果が飛躍的に向上する結果となった。このうち、すべり面を越える補強材を全体本数に占める割合で見ると 89%以上となり、ほぼすべての補強材が補強なしの場合のすべり面を越える必要があることがわかった。このことから、ある程度の補強材密度以上で、かつすべり面全体を補強できる本数があることがあって、さらにはすべり面を越える補強材長さが必要であると考えられる。

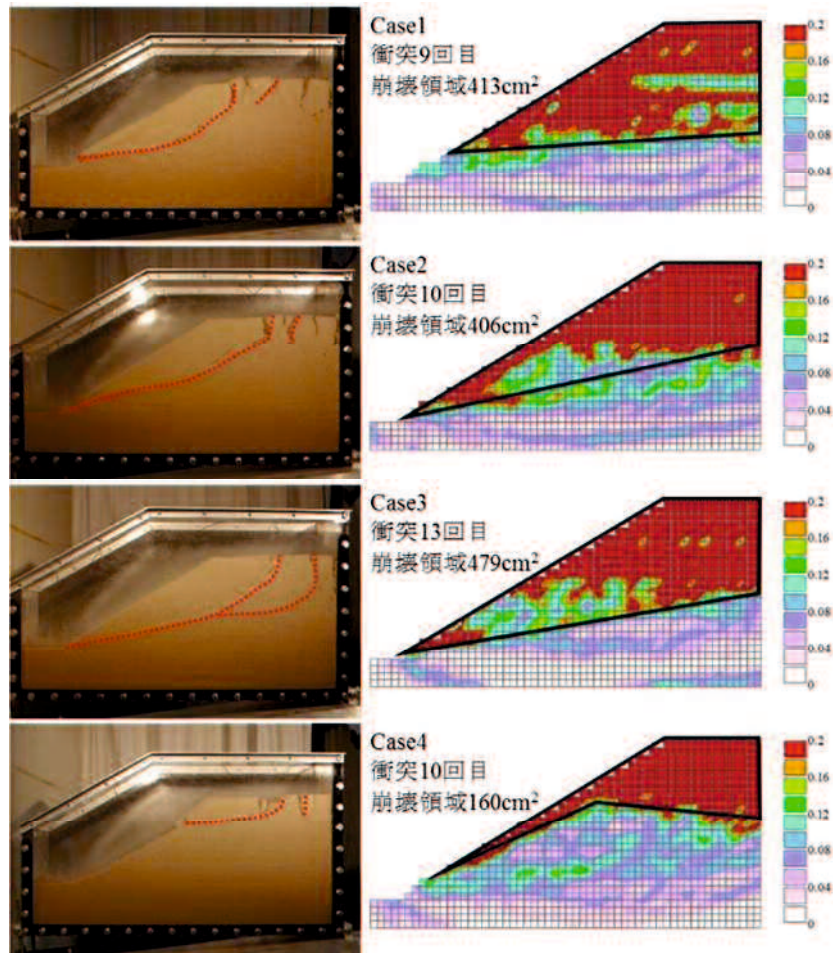


図 3-11 実験結果(左:崩壊時の元画像, 右:崩壊時の最大せん断ひずみコンター図)

表 3-4 補強材なしでのすべり面を越える補強材本数

Case名	崩壊開始時の衝突回数(回)	すべり面を越える補強材の本数(本)	すべり面を越える補強材の割合(%)
Case11	19	0	0
Case12	30	45	100
Case13	17	21	100
Case14	13	28	100
Case15	16	28	100
Case16	9	31	69
Case17	34	40	89
Case18	40	45	100

※Case11~Case15: 勾配30°, 壁までの距離42cm

※Case16~Case18: 勾配45°, 壁までの距離37cm

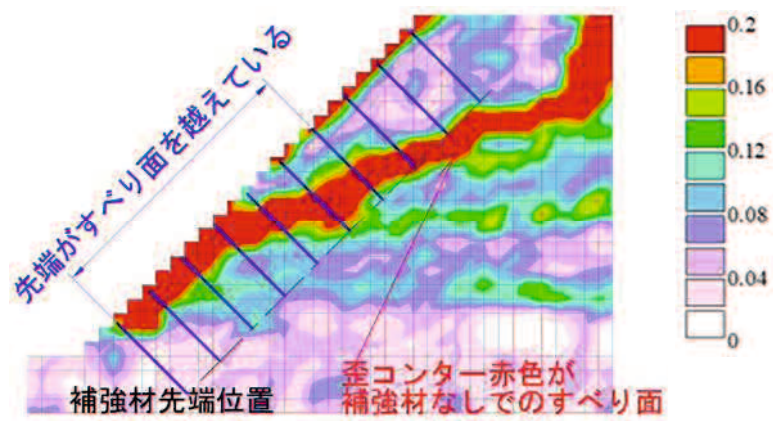


図 3-12 コンター図に補強材を重ねた図 (Case16)

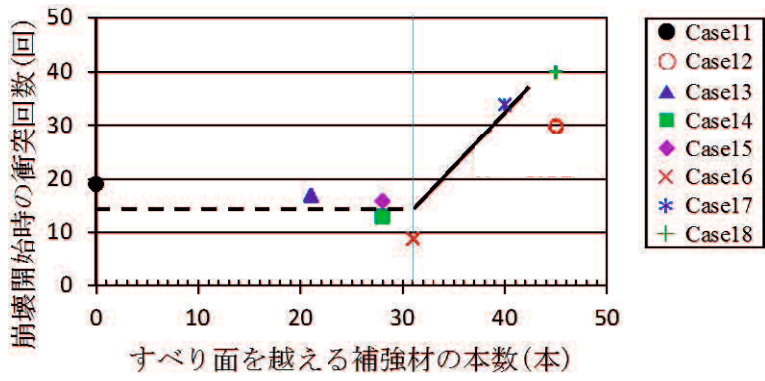


図 3-13 すべり面を越える補強材本数と衝突回数

3.2.3 一面せん断試験を用いた補強材打設効果の検証

3.2.3.1 一面せん断試験の方法と結果

補強材が存在する部分にすべり面が発生した場合を模擬した実験で、補強材の本数や配置による強度定数の変化と補強効果の把握を目的に、一面せん断試験⁵⁾による検証を試みた。

試験箱には模型土槽同様に、三河硅砂 V6 号を用い、飽和度 50%に相当する含水比 15.4%に調整した湿潤土を 6 層に分けて 1 層 200 回の突固めにて供試体（直径 6cm、高さ 2cm）を作成した。補強材には $\phi 0.45\text{mm}$ のステンレス針金を用い、図 3-14 に示す条件で設置し、垂直応力として 25kN/m^2 (GL-1.5m)、 50kN/m^2 (GL-3.0m)、 100kN/m^2 (GL-6.0m) を想定してせん断速度 0.2mm/min 、せん断変位最大 7mm にてせん断を行った。その後、最大せん断応力を最大せん断強さとして、垂直応力との関係から強度定数（粘着力 c_d と内部摩擦角 ϕ_d ）を求めた。表 3-5 に一面せん断試験の結果を示すが、最大せん断強さでは補強材を挿入すると、 c_d が約 $1\sim 3\text{kN/m}^2$ 減少し、逆に ϕ_d が約 $2\sim 3^\circ$ 増加する結果となった。

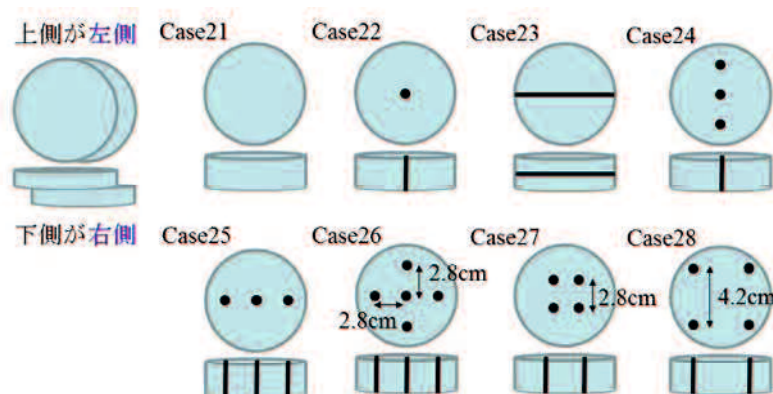


図 3-14 一面せん断試験条件の概要図

表 3-5 一面せん断試験結果

Case名	補強条件 補強材の本数(本)	算出した強度定数		
		粘着力 c_d (kN/m^2)	内部摩擦角 ($^\circ$)	$\tan \phi$
Case21	0	9.2	14.4	0.26
Case22	1	6.0 (-3.2)	17.4 (+3.0)	0.31
Case23	1	6.1 (-3.1)	17.6 (+3.2)	0.32
Case24	3	8.0 (-1.2)	16.9 (+2.5)	0.3
Case25	3	7.6 (-1.6)	15.2 (+0.8)	0.27
Case26	5	9.7 (+0.5)	16.5 (+2.1)	0.3
Case27	4	8.4 (-0.8)	16.9 (+2.5)	0.3
Case28	4	7.6 (-1.6)	16.7 (+2.3)	0.3

※表中()内の値はCase21との差分

3.2.3.2 補強材間隔と補強効果の関係

補強材間隔と補強効果の関係を把握するため、図 3-15 にて Case26 と Case27, Case28 の一面せん断試験結果の比較を行った。垂直応力が 25kN/m², 50kN/m², 100kN/m² のいずれの場合においても、補強材本数が最も多い Case26 が高い値を示した。また、補強材本数が同数の Case27 と Case28 とを比較すると、僅かに Case27 が高い値を示したことから、同一本数の補強材を配置する場合は、間隔を狭くした方が、より高い補強効果を得られることがわかった。この結果は、後述の図 3-17 中の緑矢印 (Case27→Case28) にも示している。

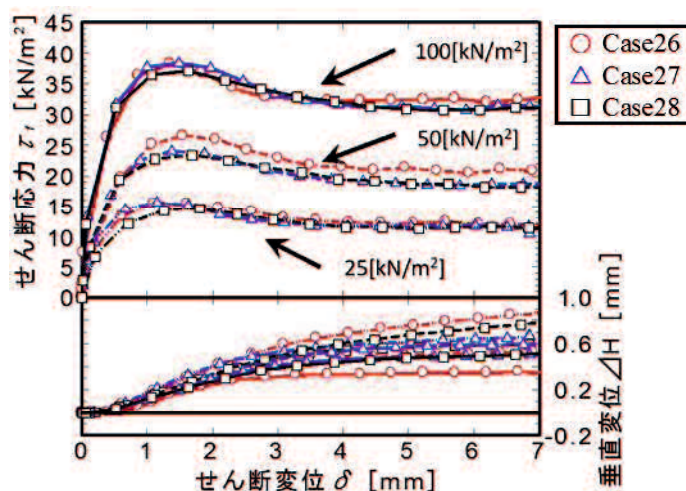


図 3-15 Case26, Case27, Case28 の比較

3.2.3.3 補強材密度による補強効果の検証

表 3-5 に示す結果で、補強材なしと比べて c_d が減少し ϕ_d が増加した。つまり、補強材を打設することで抵抗角の方に効果が現れる結果となった。 c_d の減少は、補強材の挿入により周辺の砂が乱され緩みが生じたことによると考えられる。一方 ϕ_d の増加は、垂直応力の作用により緩みが解消されたことで本来の補強材の拘束力が発揮され、砂と補強材との間に摩擦が生じたことによるものと推察する。図 3-16 に、一面せん断試験における最大せん断強さと垂直応力との関係を示すが、これを見ると各 Case におけるバラツキが小さく、破壊線が直線で近似できることがわかる。また、垂直応力が高い試験の最大せん断強度の方が、Case の違いが明確に現れている。

そこで、 $\tau = c + \sigma \tan \phi$ の関係式を用いて、 c_d を Case21 のものに固定した上で、 ϕ_d を逆算にて算出した。また、挿入した補強材の本数を供試体の断面積で除したものを補強材密度と定義した。例えば、Case22 では補強材の本数が 1 本、供試体の断面積が $3 \times 3 \times \pi = 28.27 \text{ cm}^2$ となるため、補強材密度は $1 \text{ 本} \div 28.27 \text{ cm}^2 = 0.035 \text{ 本/cm}^2$ となり、単位を変換して 0.141 本/m^2 とした。これらの結果を表 3-6 に示す。また、この逆算で求めた ϕ_d と補強材密度の関係を図 3-17 に示す。図中の点線は近似直線である。補強材密度が 0.4 本/m^2 以

上となる場合に補強効果が現れるが、補強材配置によってはその効果が変わることがわかった。

Case22→Case24→Case27→Case26 (図 3-17 中の赤矢印) を見ると、補強材本数が増加することで、土の強度定数も増加することがわかった。一方、Case24→Case25 (図 3-17 中の青矢印) を見ると、補強材本数が同じであってもせん断方向と同一直線状に配置すると強度定数が低下することがわかった。これは、補強材がせん断力に抵抗する時点で、傾いたり歪んだりすることで周辺の地盤が乱され地盤密度が低下するためと考えられ、十分な補強効果が発揮できないものと推定する。また、Case27→Case28 (図 3-17 中の緑矢印) を見ると、補強材本数が同じであっても間隔を広げると強度定数が低下することがわかった。

以上の結果をまとめると、補強なしの Case21 に対して 5 本の補強材を打設した Case26 では、 ϕ_d が約 2 割増加する結果が得られた。このことから、補強材を打設することで土のみかけの強度定数 (主に内部摩擦角) が増加するとし、これを補強効果として評価できるということが検証できた。また、実際の設計では千鳥配置でかつ間隔を広げすぎず、補強材密度が 0.4 本/m² 以上となる鉄筋配置が重要であるといえる。

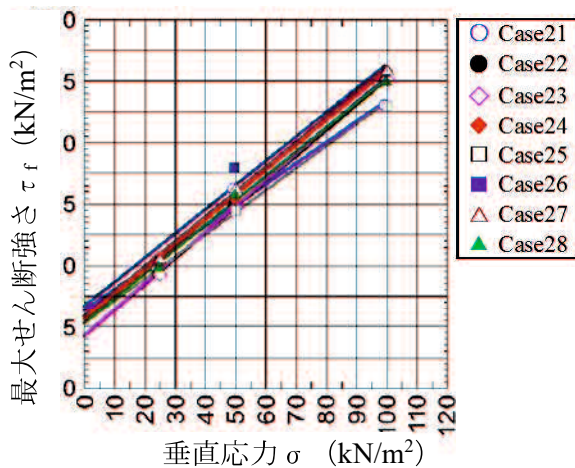


図 3-16 最大せん断強さと垂直応力の関係

表 3-6 逆算の ϕ_d と補強材

Case名	補強条件		逆算で求めた ϕ_d の平均値 (°)
	補強材の本数	補強材密度 (本/m ²)	
Case21	0	0	14.0
Case22	1	0.141	13.4
Case23	1	0.333	13.7
Case24	3	0.424	15.6
Case25	3	0.424	13.0
Case26	5	0.707	16.7
Case27	4	0.566	15.9
Case28	4	0.566	14.6

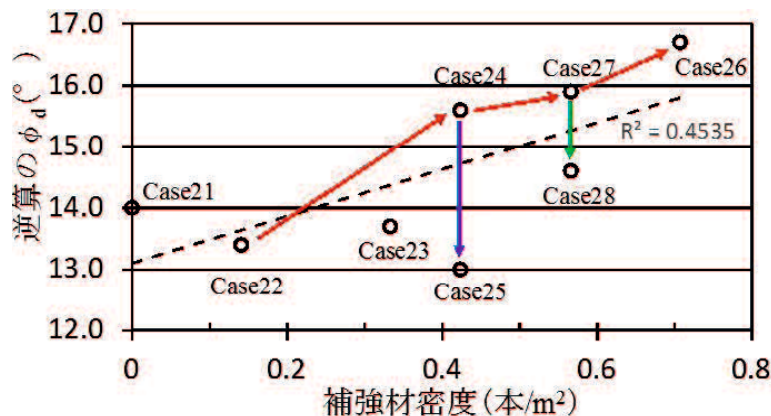


図 3-17 逆算の ϕ_d と補強材密度との関係

3.3 振動台模型による打設効果の検証

ここでは、3.2 項に示した水平慣性力模型では、地震時の揺れを再現できていないとの懸念もあり、新たに振動台実験装置を開発し、これを用いて鉄筋打設角度等の違いによる補強効果の把握に努めた。実験は、補強材の有無や補強材の挿入角度を変化させて加速度計の挙動、崩壊機構等を比較した⁶⁾。

3.3.1 模型装置及び実験の条件

(1) 模型振動台実験装置

振動台実験装置の概要を図 3-18 に示す。この装置は震度法による斜面安定解析と同様の応力状態を再現することをイメージした。この模型では、地震動を想定した正弦波振動を二方向に与え、模型地盤にすべり面を発生させる実験手法である。振動台で一般的に用いられている加速度を制御して加振するのではなく、振幅を制御して加振する。また、スムージング機能を搭載しており、位置指令にフィルタをかけることでサーボモータの回転を滑らかにすることができる。図 3-19 に位置指令加速度フィルタと位置指令移動平均フィルタについて示すが、フィルタ後は滑らかな波形を実現できる。この機能を利用して、100ms で波形の調整を行った。また、可能振動波は、振幅 0~400mm、周波数 0~9.9Hz、振動回数 0~999 回の設定が可能である。

模型振動台装置を写真 3-3 に示す。模型は幅 140cm、高さ 40cm、奥行き 15cm である。模型に向かって左に動くときの加速度は-、右に動くときの加速度は+として示される。実験中の土槽変位を計測する加速度計は、図 3-18 に示す 8 箇所を設置し、0.001s 毎の計測を行った。A-1 と A-7 はのり先から 10cm (実スケールでは 5m) の地盤水平方向、A-2 と A-6 はのり中央での水平方向、A-3 と A-5 はのり肩から 10cm の天端水平方向、A-4 は天端中央での水平方向、A-8 は振動台中央での水平方向の加速度がそれぞれ計測できるように設置した。さらに、崩壊機構を明らかにするために、デジタル一眼レフカメラの動画機能を用いて左右ののり面部を中心的に撮影した。動画は、解像度 1280×720 ピクセル、フレームレート 60p (59.94 コマ/秒) である。

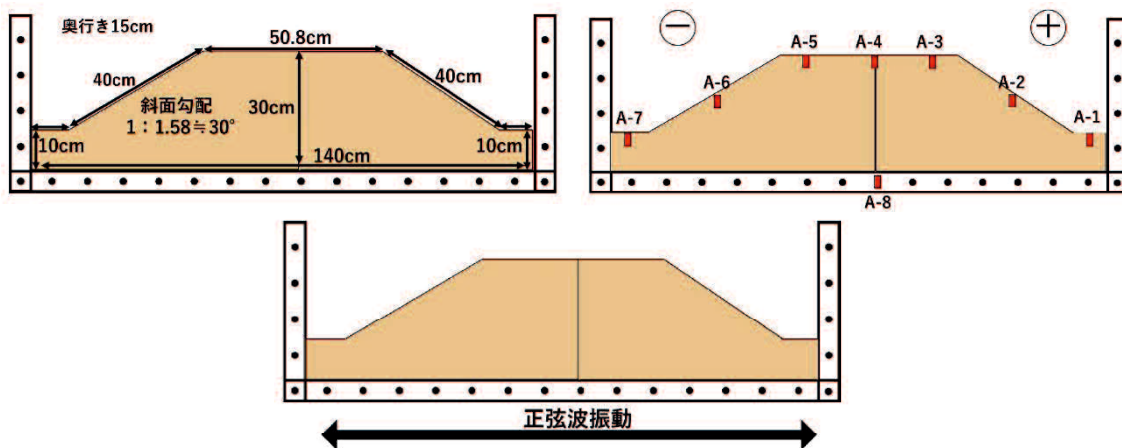


図 3-18 振動台実験装置の概要

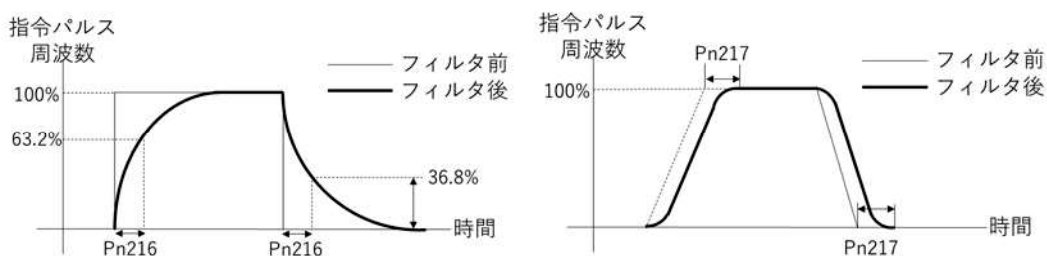


図 3-19 加速度フィルタと平均フィルタの指令位置概念図

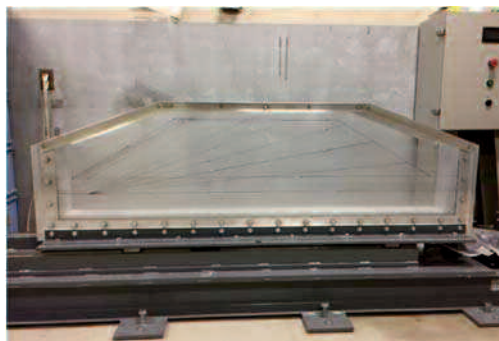


写真 3-3 振動台実験装置の状況

(2) 模型実験の条件

本実験では、模型盛土に挿入する補強材の挿入角度に着目し、その補強効果の違いを把握した。

当模型は 1/50 スケールのため、実際の 3m を想定した補強材長は $3\text{m}/50=300\text{cm}/50=6\text{cm}$ 、実際 2m^2 に 1 本を想定した配置間隔は $2\text{m}^2=\sqrt{2}\times\sqrt{2}=1.414\times 1.414$ 、 $1.414\times 1/50\times 100=2.828\text{cm}$ となる。また、相似則 ($\lambda=50$) の関係から模型地盤の応力は 1/50 倍、振動数は 18.8 倍、周波数は 0.053 倍となる。表 3-7 及び図 3-20 に実験条件を示す。補強材の挿入は、のり面上部から 5 本、4 本、5 本、4 本と計 10 段となるよう千鳥配置とした。

本振動装置は、振幅を変えることで加速度を変化させる装置であるため、周期及び振動回数を固定し、振幅を変化させることで加速度を調整している。表 3-8 に示すように、振動回数に関しては既往の研究^{7),8),9)} で用いられている値を参考とした。初期振幅 20mm, 20 回の振動で盛土が崩壊しない場合は、次の振幅にて再度振動させ、これを崩壊が発生するまで続ける。装置の最大振幅は 400mm である。崩壊の定義は、すべり面が目視できた瞬間とした。振動回数の数え方は、振動 1 回目 (左), 振動 1 回目 (右), 振動 2 回目 (左), 振動 2 回目 (右), … とする。表 3-9 に振幅が 20mm 加振する毎の加速度増加分を示す。また、表 3-10 により、20mm~400mm まで 20mm ずつ加振した時の加速度増加分は 0.79 (m/s²) となった。一般に、振動台実験を行う場合は 100gal ずつ増加させる^{7),8),9)} が、本装置では加速度を振幅で制御するため、予備実験で計測された最大加速度平均増加分 0.79 (m/s²) =79gal を採用した。これは、予備実験の土槽内が空の状態であったため、実際の実験で土が入ると装置全体の質量が大きくなり、装置にかかる加速度は多少上がるのが予測されるため、この 79gal は妥当な振幅であると判断した。

実験は、Case1 で基本データを把握し、次に Case2~Case5 について、実験を行った。

表 3-7 試験条件

Case	相対密度	飽和度	補強材の有無	長さ	挿入角度	配置間隔	削孔径
Case1	40%	50%	無	-	-	-	-
Case2			有 (90 本)	6cm	0° (水平)	千鳥配置 2.8cm	1.8mm
Case3					30°		
Case4					60°		
Case5					90° (鉛直)		

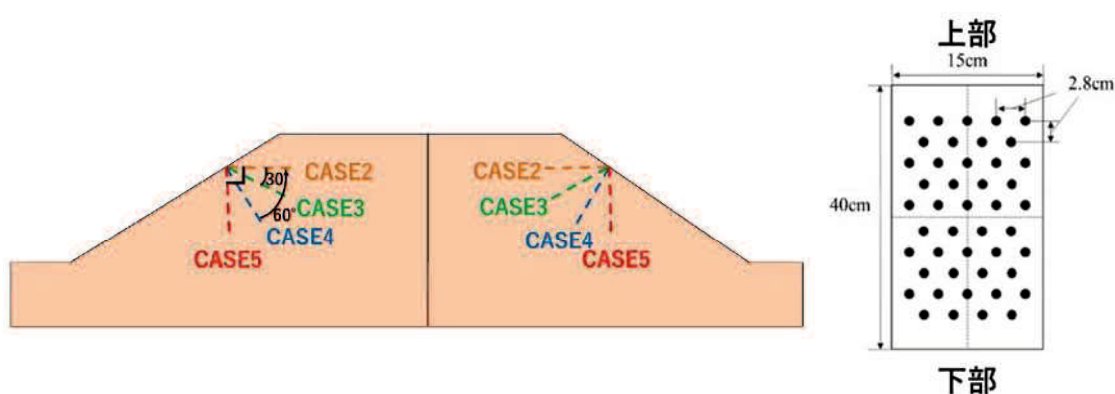


図 3-20 実験条件の概要図

表 3-8 実験に用いた振幅・周波数・振動回数

振幅 (mm)	周波数 (Hz)	振動回数 (回)
20~	3	20

表 3-9 加速度増加一覧表

振幅(mm)	最大加速度(m/s ²)
20	1.18
40	2.06
60	2.75
80	3.63
100	4.61
120	5.39
140	6.37
160	6.96
180	7.94
200	8.92
220	9.71
240	10.40
260	11.08
280	12.06
300	12.85
320	13.24
340	14.02
360	14.91
380	15.49
400	16.18

表 3-10 最大加速度増加一覧表

振幅(mm)	最大加速度増加分(m/s ²)
20-40	0.88
40-60	0.69
60-80	0.88
80-100	0.98
100-120	0.78
120-140	0.98
140-160	0.59
160-180	0.98
180-200	0.98
200-220	0.78
220-240	0.69
240-260	0.69
260-280	0.98
280-300	0.78
300-320	0.39
320-340	0.78
340-360	0.88
360-380	0.59
380-400	0.69
平均増加分	0.79

(3) 加速度計の基本挙動

Case1 における加速度波形を図 3-21 に示す。これらの波形は、図 3-18 に示す位置に設置した加速度計の波形である。A-1～A-7 の加速度計は盛土内に設置しており、崩壊が発生するまでそれぞれ同様の挙動（加速度波形）を示す。これに対して A-8 加速度計は、装置の中央に水平方向の加速度を計測するために設置したもので、盛土が崩壊した後も一定の正弦波を保つことになる。

表 3-11 に Case1 における振幅 240mm 時の最大加速度と最小加速度を示す。図面向かって左側への振動が負（－）の加速度，向かって右側への振動が正（＋）の加速度を示している。表 3-11 を見ると，最大及び最小の加速度にバラツキがなく，1.5m/s² 以内の正弦波である。このことから，再現性のある正弦波を計測できており，盛土が崩壊しない場合はこの正弦波を保ち最大最小の加速度に大きな変化がないと言える。逆にこの正弦波の振幅や加速度の大きさに変化が見られた場合は，盛土内に崩壊やすべり面が発生したことを意味することになる。

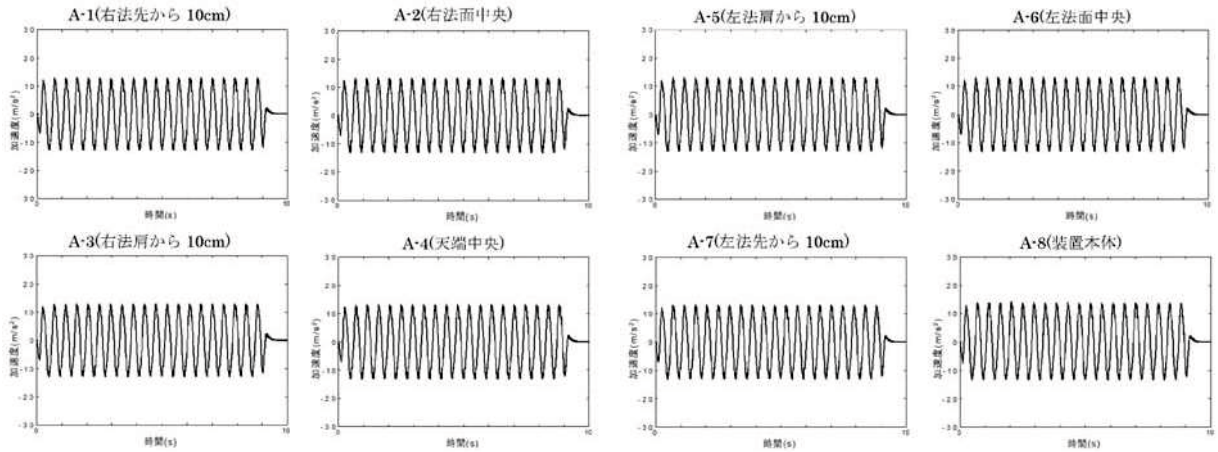


図 3-21 Case1 振幅 240mm 時の加速度波形

表 3-11 Case1 振幅 240mm における加速度の最大・最小値

	A-1	A-2	A-3	A-4	A-5	A-6	A-7	A-8
最大加速度 (m/s ²)	12.9	13.3	12.9	13.2	13.1	13.3	13.1	14.2
最小加速度 (m/s ²)	-12.7	-13.1	-12.7	-13.0	-12.8	-13.1	-12.9	-13.1

3.3.2 補強材打設条件の違いによる補強効果

(1) 振動台実験の結果

振動台実験の結果を表 3-12 に示す。これを見ると、のり尻に設置した加速度計（A-1，A-7）に対して、のり肩に設置した加速度計（A-3，A-4，A-5）の方が先に変状が出ている傾向が得られ、崩壊する場合、のり肩に先行して変状が発生していることがわかる。

表 3-12 各 Case での崩壊時の振動回数

	Case1-a	Case1-b	Case1-c	Case2	Case3	Case4	Case5	
崩壊振幅	280mm	260mm	280mm	280mm	300mm	320mm	300mm	
加速度計	A-1	10	8	8	14	14	3	17
	A-2	8	7	7	12	12	3	15
	A-3	7	8	7	11	13	3	14
	A-4	7	7	7	12	13	3	14
	A-5	8	7	7	12	13	3	14
	A-6	11	7	7	13	14	3	15
	A-7	8	7	8	12	13	3	14

※表内の数字は振幅の回数（各振幅による最大振動回数：20回）

(2) 振幅 240mm 時の加速度波形・・・各 Case 変化なし

振幅 240mm 時の各 Case の加速度波形を、図 3-22 に示す。各 Case の加速度計に変化はなく、A-1～A-8 のすべてで正弦波波形を保っており、崩壊は発生していないことがわかる。なお、振幅 240mm 未満もすべて同様の状態であった。

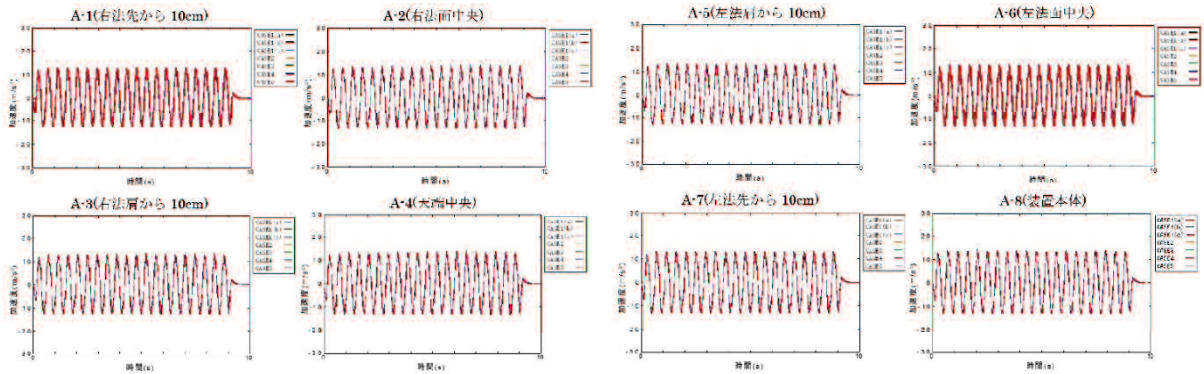


図 3-22 振幅 240mm 時の各 Case の加速度波形

(3) 振幅 260mm 時の加速度波形・・・Case1-b(振動 13 回目)で崩壊

振幅 260mm 時の各 Case の加速度波形を、図 3-23 に示す。Case1-b において、加速度計 A-3、A-4 で振動 7 回目に変動が確認され、次いで A-2 (8 回目)、A-5、A-7 (8 回目)、A-1 (10 回目)、A-6 (11 回目) でそれぞれ変動が見られ、13 回目にて盛土が崩壊した。なお、A-8 は装置自体に設置しているため正弦波波形を保ち変動は見られない。

写真 3-4 に振動 12 回目と 13 回目の盛土状況を示す。左側は－の加速度、右側は＋の加速度の極値の瞬間である。本装置の初動は左側に振れることから、左側の盛土が崩壊した後に右側が崩壊したことがわかる。なお、左側の影響で右側が崩壊した可能性も予想される。

崩壊が目視で確認できたのは振動 13 回目であるが、加速度計の変動は振動 7 回目から確認されていることから、盛土内部では崩壊に向けた挙動が進んでいたと言える。

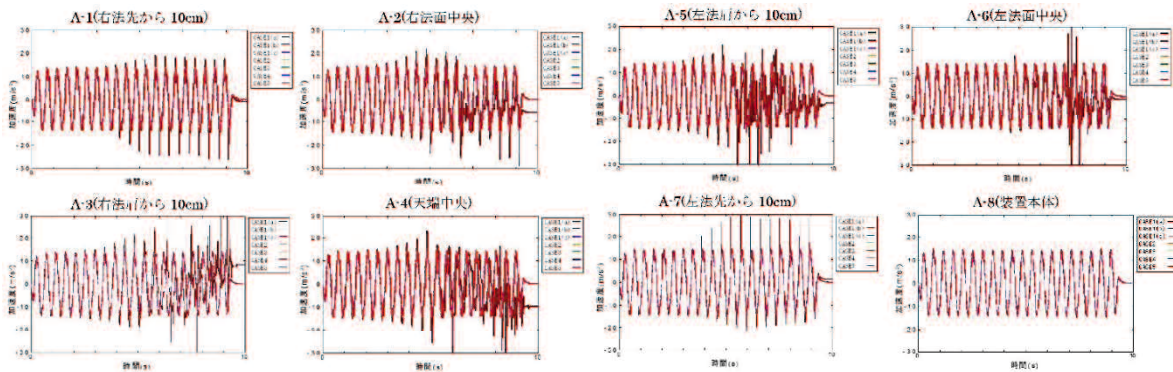


図 3-23 振幅 260mm 時の各 Case の加速度波形

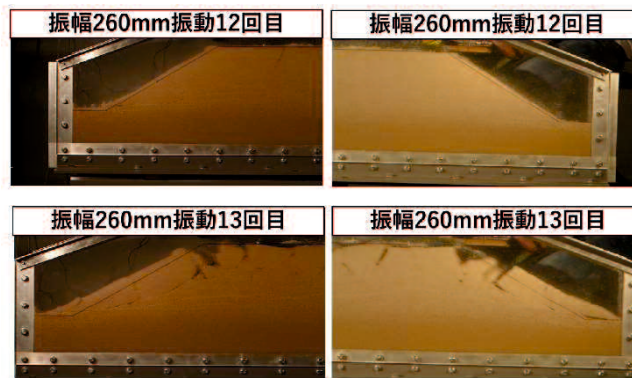


写真 3-4 崩壊 1 回前と崩壊の瞬間(Case1-b)

(4) 振幅 280mm 時の加速度波形・・・Case1-a(振動 10 回目), Case1-c(振動 11 回目), Case2(振動 17 回目)で崩壊

振幅 280mm 時の各 Case の加速度波形を, 図 3-24 に示す。この振幅段階では, Case1-a, Case1-c, Case2 で加速度波形の変動が確認された。

Case1-a では, A-2, A-4, A-5, A-6, A-7 で振動 7 回目に変動が確認され, 次いで A-1, A-3 が 8 回目でそれぞれ変動が見られ, 10 回目にて盛土が崩壊した。

Case1-c では, A-2, A-3, A-4, A-5, A-6 で振動 7 回目に変動が確認され, 次いで A-1, A-7 が 8 回目でそれぞれ変動が見られ, 11 回目にて盛土が崩壊した。

Case2 では, A-3 で振動 11 回目に変動が確認され, 次いで A-2, A-4, A-5, A-7 (12 回目), A-6 (13 回目), A-1 (14 回目) でそれぞれ変動が見られ, 17 回目にて盛土が崩壊した。

写真 3-5 に各 Case の崩壊 1 回前と崩壊時の盛土状況を示す。水平方向に補強材を挿入した Case2 がより多くの振動に耐えることができた。また Case2 の崩壊時のすべり面は補強材の外側に生じていることが確認できた。

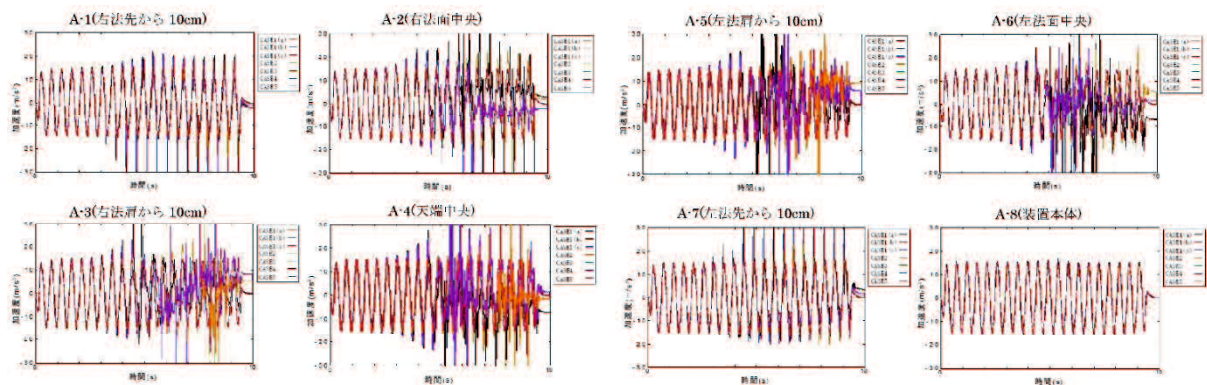


図 3-24 振幅 280mm 時の各 Case の加速度波形



写真 3-5 崩壊 1 回前と崩壊の瞬間 (Case1-a, Case1-c, Case2)

(5) 振幅 300mm 時の加速度波形・・・Case3 (振動 16 回目), Case5 (振動 20 回目) で崩壊

振幅 300mm 時の各 Case の加速度波形を、図 3-25 に示す。この振幅段階では、Case3, Case5 で加速度波形の変動が確認された。

Case3 では、A-2 で振動 12 回目に変動が確認され、次いで A-3, A-4, A-5, A-7 (13 回目), A-1, A-6 (14 回目) でそれぞれ変動が見られ、16 回目にて盛土が崩壊した。

Case5 では、A-3, A-4, A-5, A-7 で振動 14 回目に変動が確認され、次いで A-2, A-6 (15 回目), A-1 (17 回目) でそれぞれ変動が見られ、20 回目にて盛土が崩壊した。

写真 3-6 に各 Case の崩壊 1 回前と崩壊時の盛土状況を示す。補強材の効果もあって、これまで崩壊した Case1 や Case2 に比べて崩壊規模が小さいことがわかる。

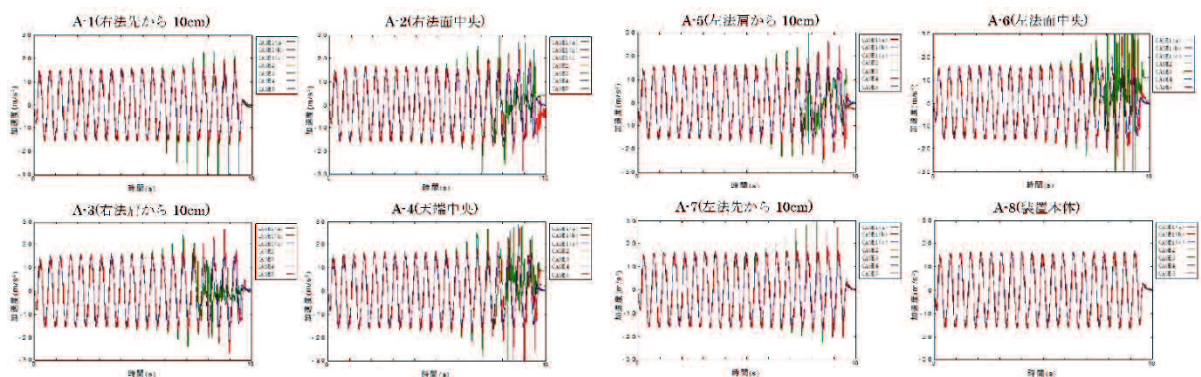


図 3-25 振幅 300mm 時の各 Case の加速度波形

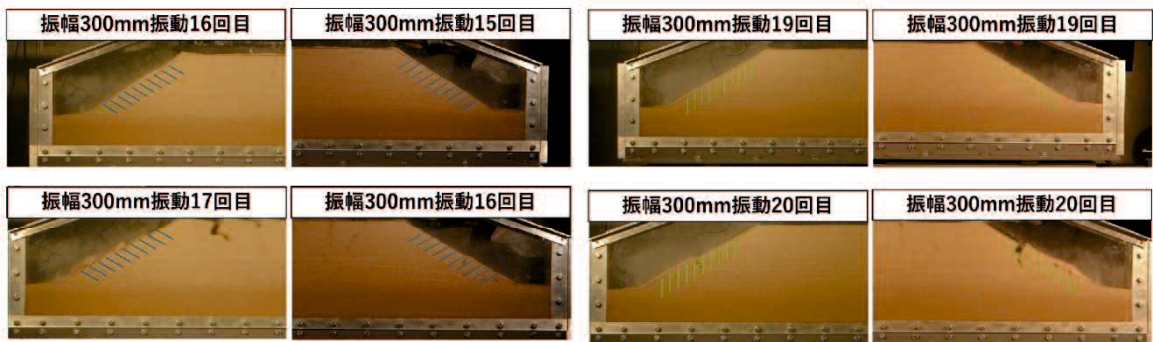


写真 3-6 崩壊 1 回前と崩壊の瞬間 (Case3, Case5)

(6) 振幅 320mm 時の加速度波形・・・Case4 (振動 6 回目) で崩壊

振幅 320mm 時の各 Case の加速度波形を、図 3-26 に示す。この振幅段階では、Case4 で加速度波形の変動が確認された。

Case4 では、すべて (A-1~A-8) の加速度計で振動 3 回目から変動が確認され、6 回目にて盛土が崩壊した。ここで、装置自体に設置した A-8 においても振動 3 回目から変動が生じ正弦波波形を保持できていない。このことから、本来装置が出力するはずの加速度よりも大幅に大きい加速度が生じ誤作動を起こしている可能性が高く、土を入れる前の軽い状態での装置試運転では最大振幅 400mm の振動を確認していたが、土を入れたことによる荷重もあり、振幅 320mm が当装置の限界能力であると考えられる。

なお、振幅 300mm 以下の場合と同様に、崩壊が発生した振動に対して加速度計ではその 3~5 回前から変動を捕らえている。

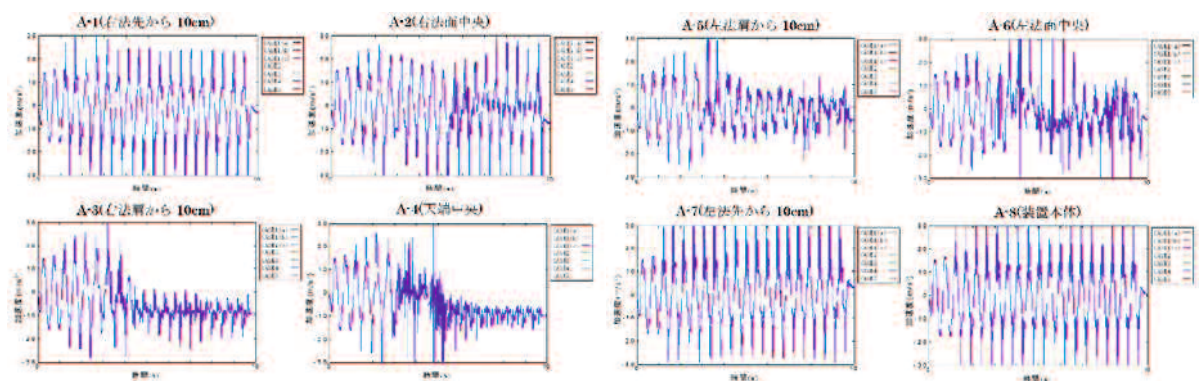


図 3-26 振幅 320mm 時の各 Case の加速度波形

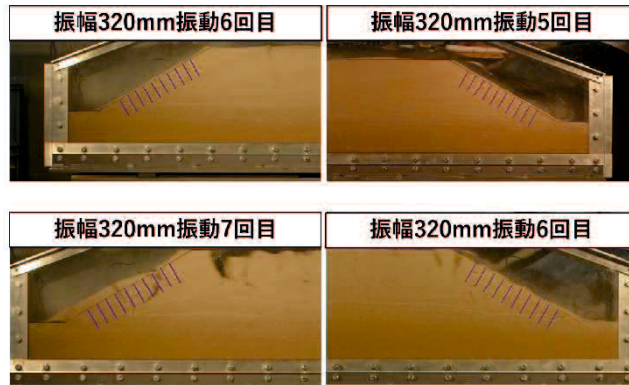


写真 3-7 崩壊 1 回前と崩壊の瞬間(Case4)

図 3-27 に、各ケースの表 3-13 に示す振幅段階での加速度計 A-4 における変状開始から崩壊までの加速度計の挙動を示す。これを見ると、変状開始までは同じ加速度波形(挙動)が続き、変状が開始すると挙動が徐々に乱れていき崩壊に達することがわかった。

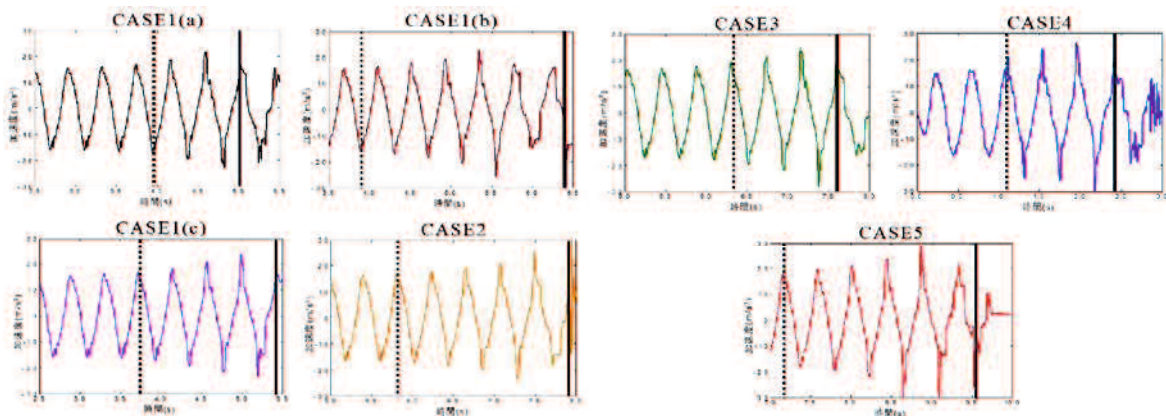


図 3-27 各 Case の A-4 加速度計における挙動(点線:変状開始, 実線:崩壊発生)

表 3-13 振動段階での加速度計(A-4)の挙動

	CASE1(a)	CASE1(b)	CASE1(c)	CASE2	CASE3	CASE4	CASE5	
振幅	280	260	280	280	300	320	300	(mm)
A-1	10	8	8	14	14	3	17	
A-2	8	7	7	12	12	3	15	
A-3	7	8	7	11	13	3	14	
A-4	7	7	7	12	13	3	14	
A-5	8	7	7	12	13	3	14	
A-6	11	7	7	13	14	3	15	
A-7	8	7	8	12	13	3	14	(回)

また、図 3-28 に各 Case における振幅と最大加速度の関係を示す。これを見ると、最大加速度は振幅 240mm までは一定の増加量を保っているが、崩壊が発生した時点から最大加速度が大きく乱れていくことがわかる。これより、Case1-a では振幅 280mm、Case1-b では振幅 260mm、Case1-c では振幅 280mm、Case2 では振幅 280mm、Case3 では振幅 300mm、Case4 では振幅 320mm、Case5 では振幅 300mm でそれぞれ崩壊が発生したことがわかる。

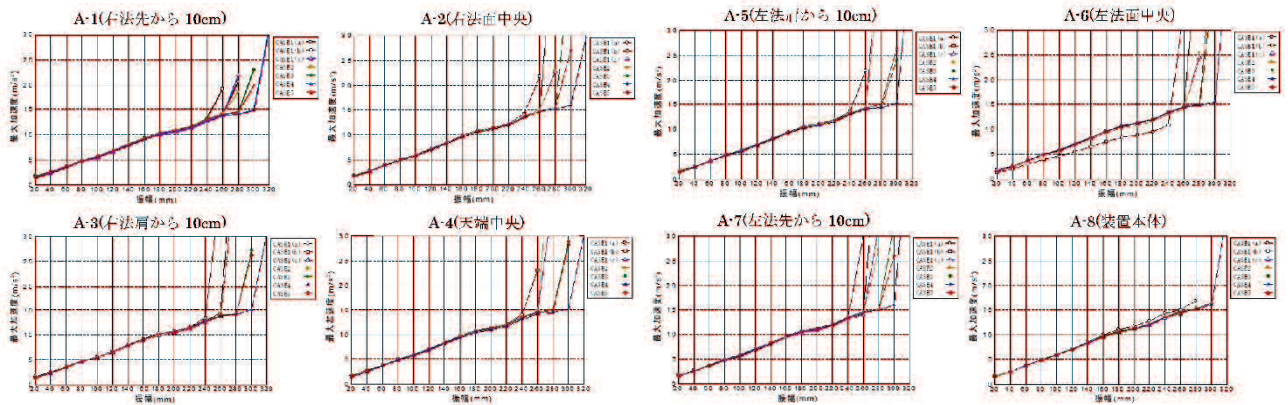


図 3-28 各振幅における最大加速度

また、補強材挿入角度別の崩壊タイミングを図 3-29 に示す。これを見ると Case2 は Case1-a,b,c と同様のタイミングで崩壊に至ったと言え、補強効果がほとんどなかったと言える。Case3、Case4、Case5 は Case1（無補強）に対してより強い振幅に耐えることができ、補強効果があったものとする。中でも、Case4 が最も効果が高いと言える。

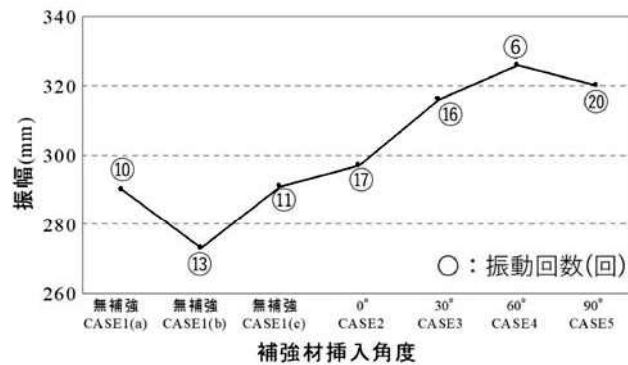


図 3-29 補強材挿入角度別の崩壊タイミング

3.3.3 PIV 画像解析における崩壊機構の把握

目視では確認できない盛土内部の土の動きを把握するため、PIV による画像解析を行った。PIV による画像解析のメカニズムの詳細は参考論文¹⁾に準じている。本解析での、検査領域は 40×40、閾値は 0.5 と定めた。本装置では、装置の関係上振動 1 回目は指定振幅

位置に達さないため振動 2 回目の写真を基準にして PIV 解析を行った。また PIV 解析の都合上、すべり面が目視できた瞬間では土の動きが大きすぎて解析ができない場合がある。そこですべり面が目視できる瞬間の直前すなわち崩壊の振動回数の 1 回前までの写真を用いて PIV 解析を用いた。本解析の領域を図 3-30 に示す。

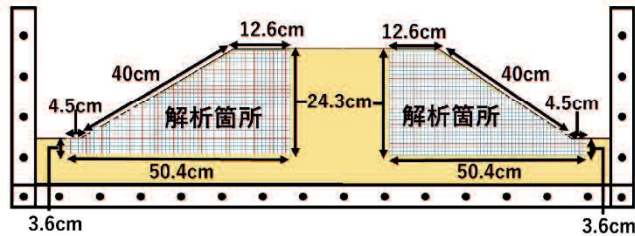


図 3-30 PIV 画像解析の解析範囲模式図

図 3-31 に Case1(a), Case(b), Case(c), Case2 の崩壊振動 1 回前の最大せん断ひずみコンター図を示す。無補強の CASE1(a), CASE1(b), CASE1(c)の崩壊機構は、最大せん断ひずみ 0.2 以上の箇所が広範囲に分布していることが分かる。また、水平配置にした Case2 でも無補強時同様に 0.2 以上が広範囲に分布している。

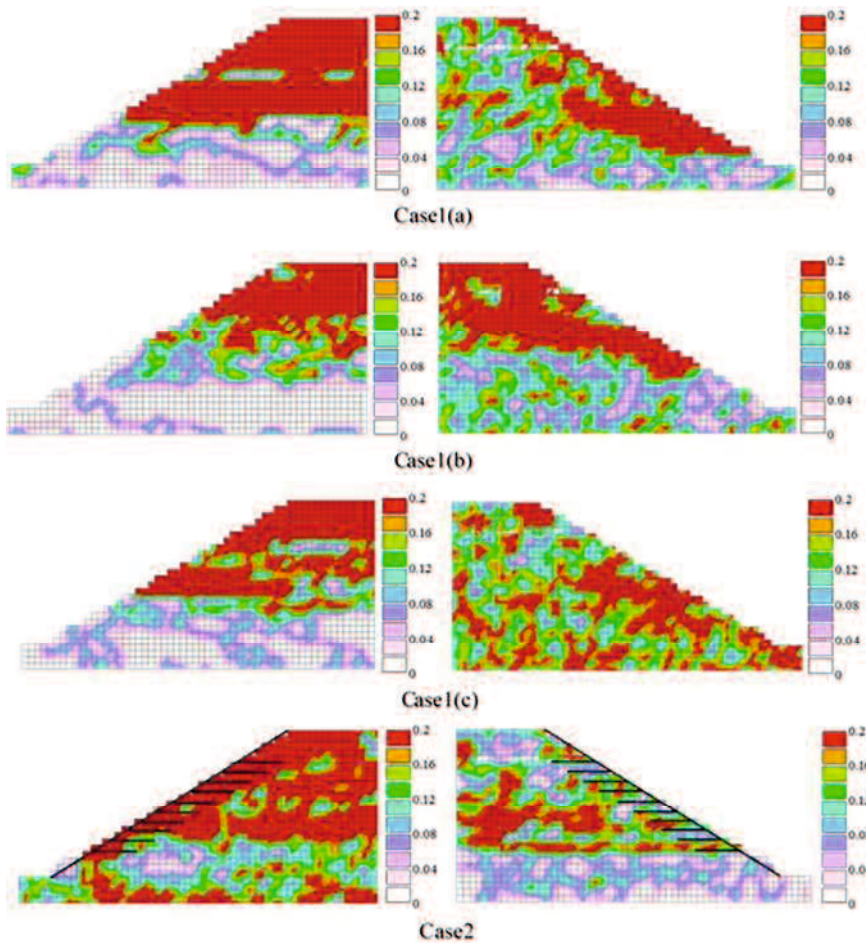


図 3-31 崩壊振動 1 回前の最大せん断ひずみコンター図(Case1, Case2)

図 3-32 に Case3, Case4, Case5 の崩壊振動 1 回前の最大せん断ひずみコンター図を示す。コンター図内の黒線は補強材の位置を示している。Case3 では、無補強や水平配置に比較すると、最大せん断ひずみ 0.2 以上の範囲がやや狭い(概ね上部のみ)となっている。これに対して Case4, Case5 の場合は、最大せん断ひずみ 0.2 以上の範囲が部分的に点在している。

また、Case1(a), Case1(b), Case1(c), Case2, Case3 はすべり面が目視できる 1 回前の振動で既に供試体内部は大きくひずんでおり、目視はできないが供試体は危険な状態であったことが分かる。これに対して Case4, Case5 は、すべり面が目視できる 1 回前の振動でも比較的ひずみは小さかったことから、補強材が入っていることでのり面に対して安定性、変形性が向上し供試体を比較的安定した状態に保てたことが伺える。

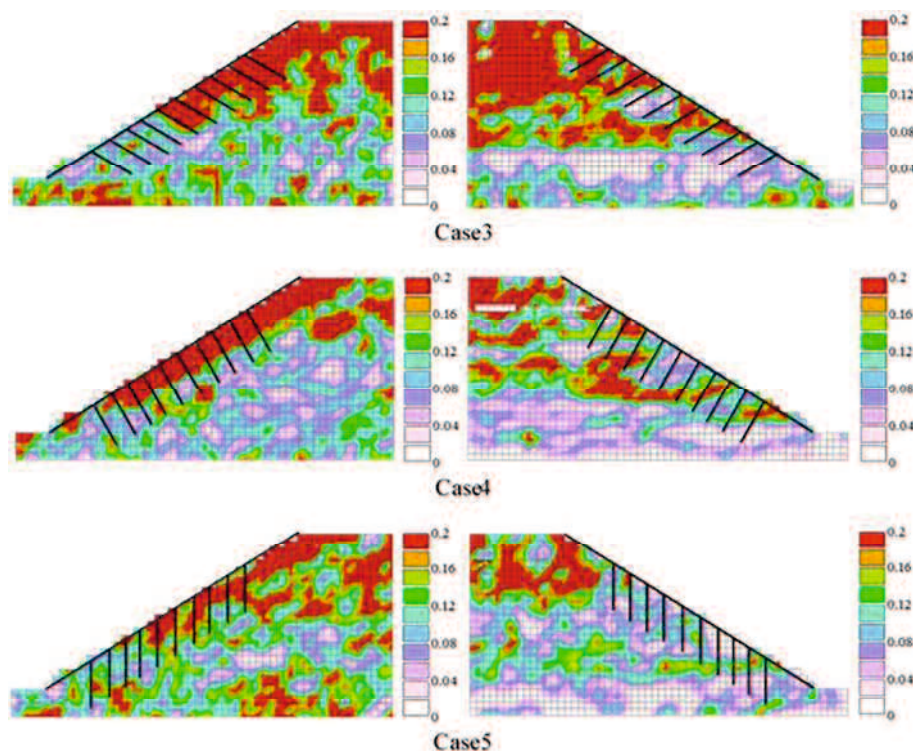


図 3-32 崩壊振動 1 回前の最大せん断ひずみコンター図(Case3, Case4, Case5)

上記の最大せん断ひずみの部分を定量的に評価するため、図 3-31, 図 3-32 から各崩壊面積を算出し、その結果を図 3-33 に示す。本研究では、解析箇所の最大せん断ひずみ 0.2 以上の箇所は崩壊箇所と判断し、その崩壊箇所の和を崩壊面積としている。

図 3-33 を見ると、Case1(a), Case1(b), Case1(c)と Case2 は崩壊面積に大きな差がないことから、Case2 の補強材挿入角度での補強効果はなかったことが考えられる。また Case3 は無補強の Case1(a), Case1(b), Case1(c)に比べるとやや崩壊面積は小さくなっていることがわかる。さらに、Case4, Case5 になると極端に崩壊面積は減少していることが分かる。こ

これらの崩壊面積について、解析箇所全体に対する割合を図 3-34 に示す。

図 3-34 を見ると、無補強の Case1(a), Case1(b), Case1(c) と Case2 は 30% 弱、0.2 以上のひずみを生じていることがわかる。しかし、Case3, Case4, Case5 すなわち補強材挿入角度を 30° , 60° , 90° と変化させるほど全体に対する崩壊面積の割合は小さくなっていることがわかる。

特に Case4 の補強材挿入角度 60° と Case5 の補強材挿入角度 90° は、図 3-33 での崩壊面積と同様に、全体に対する崩壊面積の割合が極端に減少して、無補強の実験の割合の約 1/2 となっている。よって、図 3-33 と図 3-34 に示した崩壊面積という観点でも、補強材を有効的な挿入角度にすることでのり面に対して安定性、変形性が向上し、比較的安定した状態を保てたとと言える。

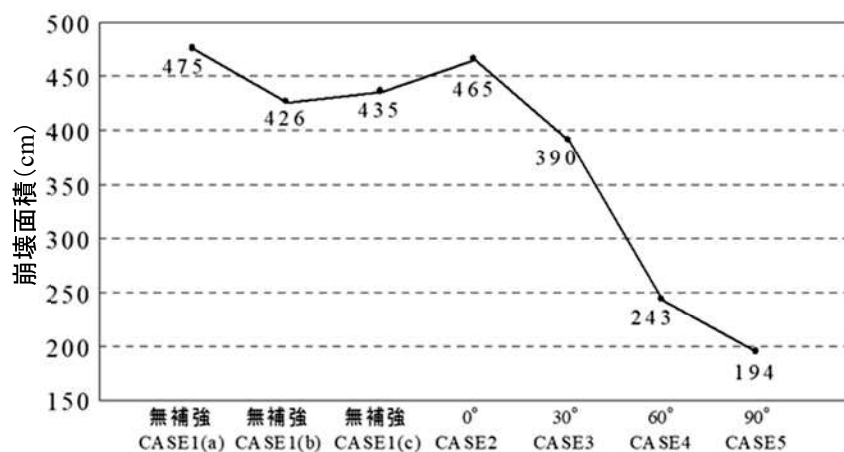


図 3-33 崩壊発生時の Case 毎の崩壊面積

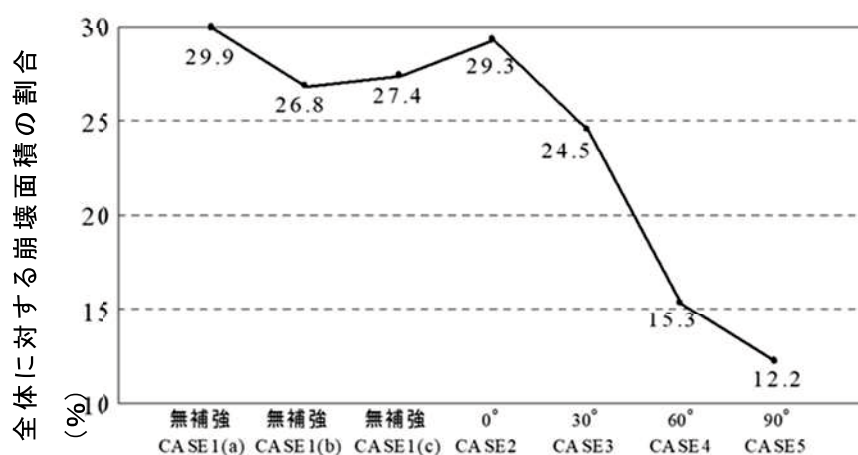


図 3-34 崩壊発生時の Case 毎の崩壊面積

3.4 まとめ

本章では、第2章で得られた課題の一つである「盛土で鉄筋挿入工の打設効果が得られるのか」の答えを求めるために、水平慣性力装置や振動台装置を用いた室内実験を行った。砂質土から構成される盛土をモデル槽にて再現し、この盛土のり面に補強材を打設した状態で水平方向の慣性力を与えてのり面を崩壊させ、その時の挙動を加速度計やPIV画像解析を用いて把握した。打設した補強材の長さや角度、間隔等の配置条件を変更して実験を繰り返した結果、崩壊に対する打設効果が高い補強材の配置を見つけることができ、補強材を打設することによって発生するすべり面の違いに関する知見も得ることができた。また、補強材配置条件の異なる供試体による一面せん断試験によって、補強材密度の違いによる打設効果の検証を行い、配置条件の効果に関する同様の成果を得ることができた。

以下に、本章で得られた知見をまとめて結びとする。

- 1) 補強材の打設角度は、のり面に対して垂直が最も補強効果が高く、次に下向き 30° であり、水平打設は水平慣性力に対しては補強効果が小さくなった。
- 2) 補強材の長さは、長いほど盛土全体で慣性力に耐えることとなり補強効果としては有効であった。しかし、単純に長いだけでは補強効果に直結せず、打設本数や打設間隔とのバランスが重要である。
- 3) 補強材の本数は、すべり面全体をカバーできる本数が必要であるが、打設本数だけではなく、ある一定以上の補強材長さと相まって効果が現れた。
- 4) 補強材密度の観点では、補強するのり面に対して $0.2\sim 0.3$ 本/ m^2 以上の密度で打設した場合に補強効果が現れた。
- 5) 補強材がすべり面を越える長さとなる場合に補強効果が現れた。
- 6) 一面せん断試験による検証では、補強材密度が 0.4 本/ m^2 以上の場合に補強効果が現れた。また、補強材の配置はせん断方向に対して連続的な配置を避け、千鳥配置とする方が良い。
- 7) ある程度の長さ(すべり面を越える長さ)を持つ補強材が、ある程度の補強材密度 (0.4 本/ m^2 以上) で、ある程度の範囲(すべり面全体)をカバーできる本数が打設されてはじめて、打設角度や長さ等の補強材の特徴が活かされ補強効果が現れた。

◆第3章の参考文献

- 1) 小林敬尚, 水平慣性力を受ける模型盛土の補強材敷設条件の違いによる補強効果, 山口大学大学院理工学研究科 修士論文, 2017.3.
- 2) 東日本高速道路(株)・中日本高速道路(株)・西日本高速道路(株): 切土補強土工法設計・施工要領, 99pp., 2007.
- 3) 北村照喜, 奥園誠之, 山田憲夫, 佐野信夫: 鉄筋による斜面補強工の理論と実際, 地盤工学会誌, pp.57-62, 1987.
- 4) 西田京助, 國生剛治, 石澤友浩, 原忠: 新潟県中越地震における斜面災害の要因分析, 土木学会地盤工学論文集, pp.1117-1122, 2007.8.
- 5) 地盤工学会: 土質試験基本と手引き (第二回改訂版), pp.120-134, 2010.
- 6) 喜種将, 模型盛土振動台実験における補強材挿入角度による補強効果, 山口大学大学院創成科学研究科 修士論文, 2019.3.
- 7) 米良有玄: 砂・礫盛土に敷設した改良型ジオセルとジオグリッドによる補強土擁壁の振動台模型実験, ジオシンセティックス論文集, 2015.
- 8) 森野達也, ジオテキスタイルで補強したパイプスラブ式盛土の振動台実験, ジオシンセティックス論文集, 2010.
- 9) 黒田哲也, 盛土をジオセル補強した一体橋梁の地震時安定性, ジオシンセティックス論文集, 2010.

第4章 盛土地盤における鉄筋挿入工の周面摩擦抵抗値の評価

4.1 はじめに

第2章の被災盛土対応から得られた課題である「盛土地盤と定着材との周面摩擦抵抗値」や「切土指針を盛土に利用できるのか」について、本章では、現盛土地盤において実施した鉄筋挿入工の引抜き実験で得られた結果をもとに検証した内容を示す。

造成から30～40年が経過した既設盛土や被災盛土でN値を求めると、粘性土系材料の盛土で $N=0\sim 2$ と極端に低いものや、砂質土系材料による盛土では $N=10$ 未満と締まりの緩いものが多い^{1),2)}。このような盛土に対する鉄筋挿入工の設計において、今日、切土補強土工法の考え方がそのまま利用されている。しかし、強風化～風化部を主体とする切土に対して、選定した土質を何層もの段階に分けて締固めた盛土では土質条件が大きく異なることや、採用の対象となる盛土は粘性土や細粒分の多い砂質土が主体で、打設時の孔壁崩壊等により定着体が十分に形成できない状況が想定される等の課題もあり、引抜き力（周面摩擦抵抗値）等、切土同様の効果を期待できるのかといった未確認の項目も多い。そのため、切土で実施されている設計・施工手順を使って盛土に試験体を作製し、引抜き試験や定着体の掘起し観察、各種地盤強度との比較評価、及び実施工での引抜き試験データとの比較を通して、切土設計要領の盛土への適用性の可否、特に周面摩擦抵抗値について評価する必要がある。

以下、本章を概説する。第2節で実施した引抜き試験の概要を示し、第3節で引抜き試験の結果として引抜き力と形成した定着体形状を示す。この結果を受けて、第4節で試験地盤強度（N値やNd値）と引抜き力から得られた周面摩擦抵抗力との比較評価を行い、さらに切土指針に示された周面摩擦抵抗の推定値と比較して盛土への切土指針利用についての評価を行う。最後に、第5節で本実験得られた知見について示す。

4.2 引抜き試験の概要

本実験では、盛土地盤での打設状況や引抜き力、補強効果の把握、適用性等についての基礎資料を得ることを目的とした。図 4-1 に示すように、事前に試験地盤の特性を把握した上で、鉄筋を打設し、十分な養生期間を経た後に引抜き試験を実施した。さらに試験後はすべての試験体を掘起し、目視観察と三次元レーザー計測による正確な形状把握を行った。なお、通常の鉄筋挿入工はのり面での施工であるが、当実験では試験体の掘起し等の作業性を考慮して、盛土天端面にて実施した。

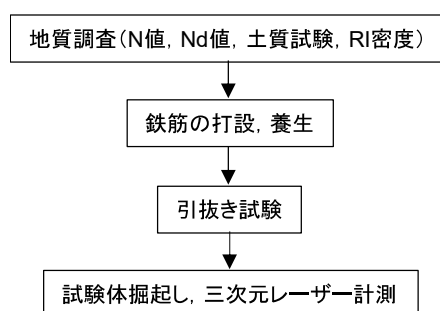


図 4-1 本実験の流れ

4.2.1 実験ケース及び盛土地盤の特性

引抜き実験を行った試験体のケース設定について表 4-1 に示す。試験ヤードとした盛土地盤は、写真 4-1 に示す盛土造成後 45 年が経過した粘性土盛土 (A 地盤) と、写真 4-2 に示す約 30 年が経過した砂質土盛土 (B 地盤) である。各地盤での室内土質試験結果は表 4-2 の通りで、A が砂質粘土 (CLS) ～礫混り砂質シルト (MHS-G)、B が細粒分質礫質砂 (SFG) であった。なお、土質分類については土質試験結果を参考に A (粘土地盤)、B (砂質地盤) と区分したが、引抜き試験後の掘起し調査によって定着体周辺に礫、玉石が多く確認された箇所もあったため、A を A1 (砂質粘土)、A2 (礫混り砂質粘土)、B を B1 (礫質砂)、B2 (玉石混り礫質砂) と細区分した。また、削孔径は呼び径 $\phi 90\text{mm}$ と $\phi 115\text{mm}$ の 2 種類で実施したが、実際には削孔ビットの外径で削孔されるためビット外形である $\phi 101\text{mm}$ と $\phi 125\text{mm}$ も示す。



写真 4-1 粘性土地盤の状況



写真 4-2 砂質地盤の状況

表 4-1 実験ケース一覧表

	地盤区分	土質	定着長 (m)	呼び径	
				削孔径 ϕ (mm)	ビット径外 ϕ (mm)
Case1	A1	砂質粘土	1.0	90	101
Case2	A1	砂質粘土	1.0	90	101
Case3	A1	砂質粘土	1.0	115	125
Case4	A1	砂質粘土	1.0	115	125
Case5	A1	砂質粘土	1.0	115	125
Case6	A2	礫混り砂質粘土	0.5	90	101
Case7	A2	礫混り砂質粘土	1.0	90	101
Case8	A2	礫混り砂質粘土	1.0	90	101
Case9	B1	礫質砂	1.0	90	101
Case10	B1	礫質砂	1.0	90	101
Case11	B1	礫質砂	1.0	90	101
Case12	B1	礫質砂	1.0	90	101
Case13	B1	礫質砂	1.0	115	125
Case14	B1	礫質砂	1.0	115	125
Case15	B2	玉石混り礫質砂	1.0	115	125
Case16	B2	玉石混り礫質砂	1.0	115	125

表 4-2 室内土質試験(土質分類)一覧表

		Case3	Case8	Case13
湿潤密度 ρ_t (g/cm^3)		1.914	1.950	1.810
乾燥密度 ρ_d (g/cm^3)		1.535	1.558	1.590
土粒子の密度 ρ_s (g/cm^3)		2.727	2.737	2.610
自然含水比 W_n (%)		29.1	27.9	12.8
粒度	礫分 (%)	9.2	2.3	19.5
	砂分 (%)	27.2	30.5	60.2
	シルト分 (%)	40.7	46.5	7.5
	粘土分 (%)	22.9	20.7	12.7
	最大粒径 (mm)	19.0	9.5	10.0
	50%粒径 D_{50} (mm)	0.03	0.04	0.69
	20%粒径 D_{20} (mm)	0.00236	0.00261	0.04103
コンソ ンテー 特性	液性限界 W_L (%)	52.5	41.9	NP
	塑性限界 W_p (%)	34.8	30.5	NP
	塑性指数 I_p	17.7	11.4	-
分類	地盤材料の分類名	礫混り砂質シルト (高液性限界)	砂質粘土 (低液性限界)	細粒分質礫質砂
	分類記号	(MHS-G)	(CLS)	(SFG)
試験地盤名称		A		B

4.2.2 補強材の打設方法

試験体は、図 4-2 に示す概要図のように、補強材として異形鉄筋 D22mm、鉄筋長 3.0m を用い、削孔長 2.0m のうち先端 1.0m を定着させた。定着長の作製には写真 4-3 のように布パッカーを使用し、補強材が孔内の中心に位置するように定着区間の中央にスペーサー 1 個を配置した。

削孔は、切土補強土工法やマイクロパイリング工法で最も一般的に用いられている先行削孔方式とし、写真 4-4 に示すロータリーパーカッションドリルを用いて地盤内を乱さないよう無水エア削孔により慎重に実施した。打設角度は、盛土のり面 (1 : 1.8 勾配) に直交した場合を想定して水平下向き 60° とした。削孔後は、写真 4-5 のように削孔によるスライムの残留や孔壁崩壊がないことを確認した上で直ちに注入ホースを孔先端付近まで

挿入し、孔先端から孔口に向かって充填されるように無加圧で口元まで定着材（セメントミルク）を注入した。

その後、補強材一式を挿入して、定着長 1.0m を作製するために写真 4-3 の布パッカーを水圧で膨張させた状態でパッカー以浅のセメントミルクを水と入れ換えて、所定の定着長 1.0m（パッカーより深部）を確保し地盤と定着させた。

なお、セメントミルクは水セメント比 W/C=50%とし、早強セメント 25kg（1 袋）に対して水 12L、混和材 0.25L で現場配合した。定着材強度は現場で作製した供試体を用いて、JIS A 1108「コンクリートの圧縮強度試験方法」³⁾を基に実施し、 61.8N/mm^2 （ \geq 設計値 24N/mm^2 ）を得た。

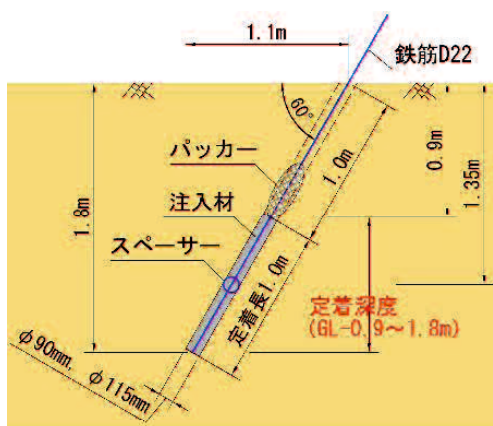


図 4-2 試験体の概要図

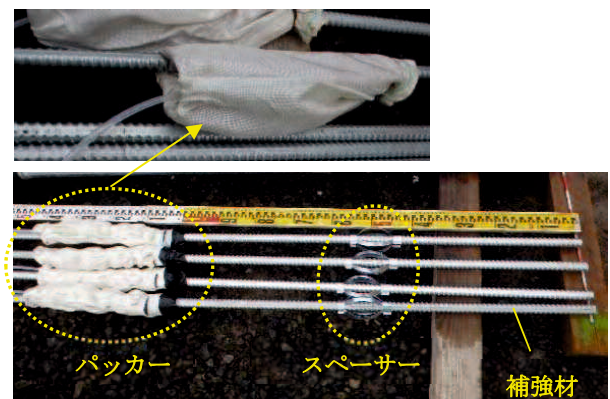


写真 4-3 補強材一式



写真 4-4 削孔状況



写真 4-5 孔内状況 (Case4)

4.2.3 引抜き試験の方法

補強材の設置後 2 週間以上の養生期間を設けた上で、写真 4-6 に示すように引抜き試験を実施した。

引抜き試験は、「土工施工管理要領 p.3-18～3-24」⁴⁾に従って実施した。要領の主な手順を①～⑤に示す。なお、粘土地盤では変位の増加量を考慮して増加荷重刻みを一部で 5.0kN に変更した。

- ①補強材の定着長は 1.0m とする。
- ②最大試験荷重は，補強材（鉄筋 D22）の降伏強度×90%（133kN×90%=119.7kN）以下とする。
- ③単サイクル試験とする。
- ④載荷方法は，原点載荷：5.0kN，増加荷重の刻み：10.0kN，荷重保持時間：5min，載荷速度 10.0kN/min とする。
- ⑤試験終了後は荷重を 0.0kN とした時の変位量も測定する。

試験中は，載荷荷重，試験時間，変位量を計測し，「荷重-変位量曲線」を作成して降伏荷重を求めた。

また，引抜き試験時の反力装置には，最大試験荷重載荷時においても反力装置及び地盤に有害な変形が生じない構造とし，2枚重ねにした MK フレーム受圧板をボルト固定し，これに角度調整治具を取り付けたものを使用した。さらに，試験中の反力装置の水平変位（ズレ）を防止するため，敷鉄板やバックホウによる固定を行った。



写真 4-6 引抜き試験状況

4.2.4 盛土地盤で行った各種地盤調査

試験地盤では補強材を打設する前に，標準貫入試験による 0.5m ピッチの N 値や，簡易動的コーン貫入試験による Nd 値の取得，及び RI 密度測定を行い，地盤強度を確認した。また，試験体の掘起し後の地盤では土質試験を行い地盤特性の把握に努めた。なお，掘起した試験体は表面を洗浄後，三次元レーザーによる形状計測を行った。

4.3 引抜き力と定着体形状の把握

4.3.1 引抜き試験結果

前述の条件に従って実施した引抜き試験の結果を表 4-3 及び図 4-3 に示す。なお、Case1, Case3, Case5 では油圧ジャッキの不良により必要な荷重が載荷されていなかったため降伏荷重は得られていない。

荷重-変位量曲線を図 4-3 に示すが、載荷荷重 (kN) と変位量 (mm) の関係をプロットするとともに、鉄筋のみの理論伸び量を併記した。ここで、降伏荷重の定義としては「荷重は一定時間 (5 分間以上) 保持できたが変位が急速に進んだ場合はその時点の荷重」もしくは「荷重が保持できなかった場合には一つ前段階の荷重」とした。また、載荷終了後に荷重を 0.0kN まで戻した場合の変位量については、数 mm 程度であったため、鉄筋自体の伸び量が元に戻っただけで地盤がリバウンドしたものではないと判断した。

図 4-4 に、削孔径と降伏荷重との関係を示す。これを見ると、当砂質地盤のように N 値はマトリクス部で N=11 程度と緩くかつ礫・玉石が混入する場合は孔壁崩壊も相まって削孔径の違いによる引抜き力への影響が大きい、N 値が N=10 程度と硬い粘土地盤では孔壁が自立することもあり引抜き力への影響は小さい傾向にあるといえる。

試験体の降伏要因としては図 4-5 に示すように、補強材と定着材との付着力が不足して引抜ける付着切れ (Tca) と、定着材と周辺地盤との摩擦抵抗力が不足して引抜ける摩擦切れ (Tba) とがある。本試験では、後述の図 4-6 に示す 3D レーザー計測結果でもわかるように、掘り起こした時点で定着材と補強材が完全に分離していた Case9, Case13, Case14, Case16 を付着切れ、定着材と補強材が一体化していた Case2, Case4, Case6, Case7, Case8, Case10, Case11, Case12, Case15 を摩擦切れと判断した。通常付着切れとは補強材と定着材との許容付着力 (当実験では D22 の鉄筋を用いたため公称径 70mm×定着長 1,000mm×許容付着力 $1.6\text{N/mm}^2=112\text{kN}$ となる) が降伏することを指し、計画通りに定着体が形成できればどれも同一の荷重で降伏することとなる。しかし当実験では孔壁崩壊や補強材の偏心等により正常な定着体が形成できなかったため、それぞれ異なる荷重で降伏したものと考える。よって、ここでは引抜き試験の載荷により補強材と定着材とが分離したものすべてを付着切れとしてまとめた。付着切れにより降伏した Case16 の定着体の破断状況を写真 4-7 に示すが、地盤内の玉石に定着体の一部が固着したことでこの一点に集中荷重が働きこの部分で付着切れが生じたものと判断している。破断面の一部は 1cm 程度の厚さにスライスされたように細分化しており、鉄筋との境界面では定着材にできた異型凹凸模様の摺れた状況が明瞭に確認できた。一方、摩擦切れにより降伏する場合には定着体そのまま地盤から引抜ける状態となるが、今回は後述の写真 4-10, 写真 4-11, 写真 4-12 に示すような定着体と地盤との境界にできた擦過痕や隙間を見ることができた。

表 4-3 引抜き試験結果一覧表

	地盤区分	定着長 (m)	降伏荷重			呼び径
			試験値 (kN)	1.0m当り (kN)	降伏形態	削孔径 ϕ (mm)
Case1	A1	1.0	なし	-	-	90
Case2	A1	1.0	65.0	65.0	摩擦切れ	90
Case3	A1	1.0	なし	-	-	115
Case4	A1	1.0	53.8	53.8	摩擦切れ	115
Case5	A1	1.0	なし	-	-	115
Case6	A2	0.5	30.0	60.0	摩擦切れ	90
Case7	A2	1.0	65.0	65.0	摩擦切れ	90
Case8	A2	1.0	68.3	68.3	摩擦切れ	90
Case9	B1	1.0	65.0	65.0	付着切れ	90
Case10	B1	1.0	84.4	84.4	摩擦切れ	90
Case11	B1	1.0	65.0	65.0	摩擦切れ	90
Case12	B1	1.0	65.0	65.0	摩擦切れ	90
Case13	B1	1.0	85.0	85.0	付着切れ	115
Case14	B1	1.0	75.0	75.0	付着切れ	115
Case15	B2	1.0	115.0	115.0	摩擦切れ	115
Case16	B2	1.0	85.0	85.0	付着切れ	115

※地盤区分 A1：砂質粘土， A2：礫混り砂質粘土
B1：礫質砂， B2：玉石混り礫質砂

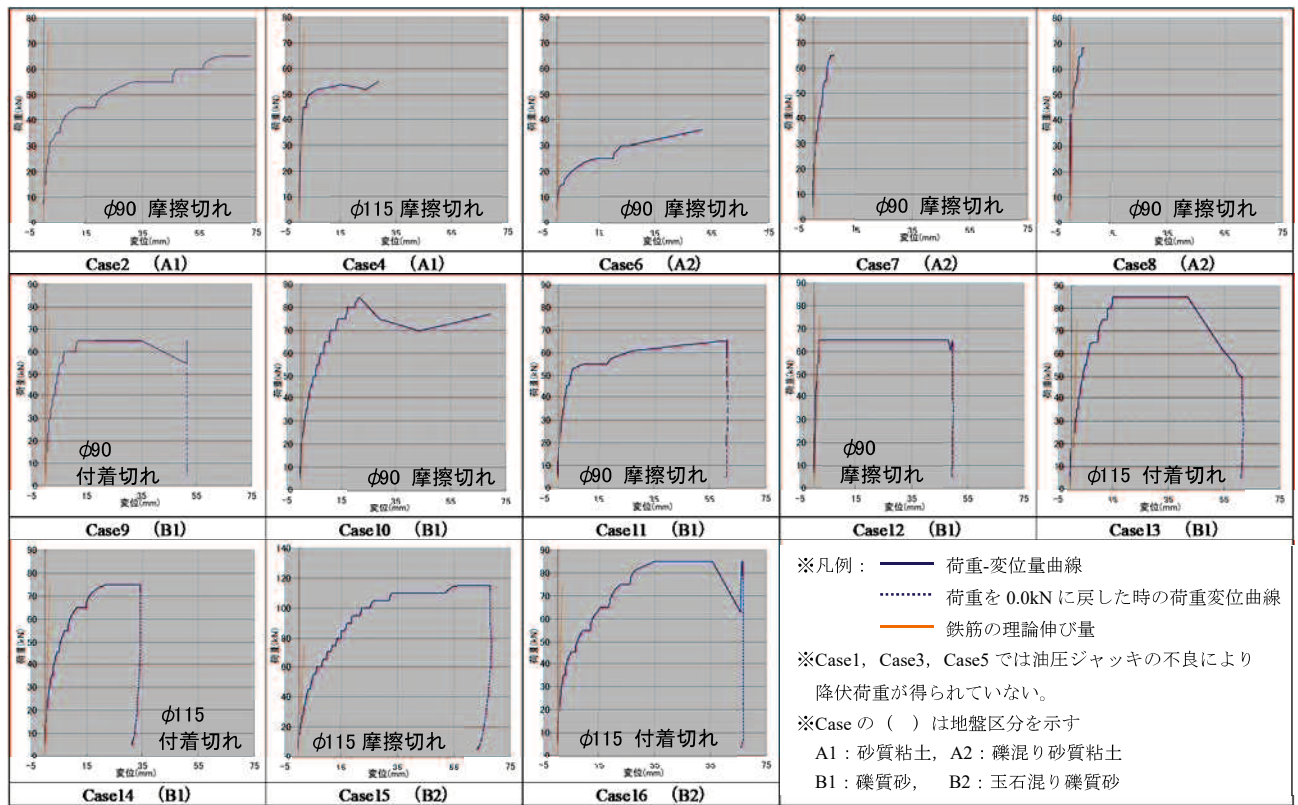
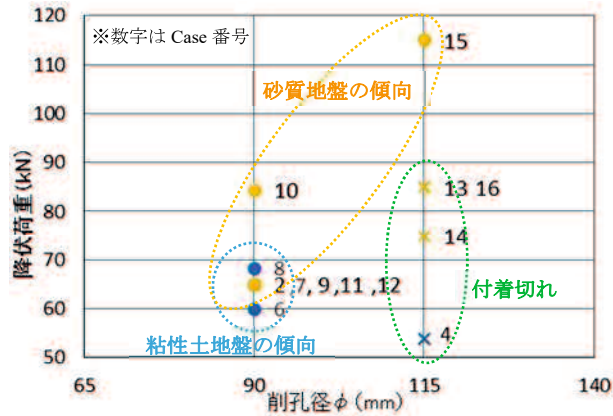
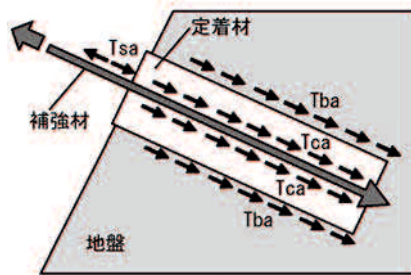


図 4-3 引抜き試験結果グラフ(荷重-変位量曲線)



凡例 ○：摩擦切れ， ×：付着切れ
 青色記号：粘土地盤（砂質粘土，礫混り砂質粘土）
 黄色記号：砂質地盤（礫質砂，玉石混り礫質砂）

図 4-4 削孔径と降伏荷重の比較図



< 定着部の降伏形態 >

- Tsa：補強材の許容引張り強さ
- Tca：補強材と定着材との許容付着力
- Tba：定着材と周辺地盤との許容摩擦抵抗力 ($\tau a \cdot A$)
- ここに、 τa ：定着材と周辺地盤との周面摩擦抵抗度
- A：定着材の周面積

図 4-5 定着部の降伏要因概要図⁵⁾ (加筆修正)



写真 4-7 付着切れ断面状況 (Case16)

4.3.2 定着体の掘起し観察

引抜き試験を終えた定着体は、形成された形状や試験による破壊状況、及び周辺地盤の状況を確認しながら慎重に掘り起こした。その後、高圧洗浄機で水洗いし、定着体形状の目視観察と三次元レーザーを用いたスキャン計測を実施した。これらの結果を図 4-6 に示す。

粘性土地盤では、掘削直後も孔壁が安定して自立していることもあり、定着体は比較的定型の円柱状を呈しており、写真 4-8 に示すように定着体表面にはらせん状の掘削ビット形状が鮮明に刻まれていた。また、礫の混入率が多い箇所では、写真 4-9 のように定着体表面に小礫が取り込まれた状態で固化しており、高圧水やブラシで擦っても剥がれ落ちることはなく、円柱形状もこの分だけ拡大していた。

これに対して砂質地盤では、定着体が削孔径（ビット外径）よりもかなり大きな形状を呈し、図 4-6 の Case9, Case13, Case14, Case15, Case16 のように凹凸が激しく歪な形状をしていた。これは、不安定な孔壁の崩壊により拡張部と孔閉塞に伴う定着体の断面欠損部が混在していたためと推定される。また、礫分が多い箇所における小礫の定着体表面への付着については、粘土地盤と同様であった。

両地盤に共通して、呼び径 $\phi 115\text{mm}$ で掘削した場合や礫・玉石を含む地盤では、所定の定着体形状（削孔ビット外径寸法の円柱状）を呈していない不健全な定着体が多く見られた。図 4-6 に示す Case13 や Case14 のように定着体の先端まで定着材が充填できずに鉄筋が露出している試験体は、図 4-7-(a) のように削孔後の補強材挿入やグラウト材充填の過程で孔壁が崩壊したことが想定される。また、図 4-6 に示す Case4 や Case5, Case9, Case16 のように、補強材が定着体の中央に位置していない試験体は、図 4-7-(b) のように拡張されたことでスペーサーが全く機能せずに補強材位置が偏芯したと考えられ、これが原因となって付着切れが多く発生したものと推定する。特に Case9 や Case13 では補強材が定着体の側面に沿うような形となり試験後の掘起しでは補強材と定着材が容易に分離することとなった。

以上のことから、孔壁が崩れやすい地盤では、定着材を注入する前に孔壁崩壊の有無を十分に確認することや、今回は現行の要領^{5),6),7)}に従って掘削時の先端余掘りを 10cm としたが更に多めの余掘りをとる等の配慮が必要といえる。また、削孔径が大きい場合は、スペーサー規格の変更等、偏芯を生じないような工夫が必要である。スペーサーの規格は、切土補強土用に作られているため $\phi 65\text{mm}$ に適合したものとなっている。削孔中の孔壁自立が困難な傾向にある盛土地盤では二重管施工による $\phi 90\text{mm}$ 以上の削孔が必要となり、そもそもの問題としてスペーサー径が小さい。今後は、盛土用として $\phi 90\text{mm}$ や $\phi 115\text{mm}$ に合ったスペーサーの作製が必要になると考える。

なお、ここに記述した不健全な定着体から得られた諸数値は、以降に記す形状把握や周面摩擦抵抗値との比較を行う上では除外とした。



※Caseの()は地盤区分を示す A1: 砂質粘土, A2: 礫混り砂質粘土, B1: 礫質砂, B2: 玉石混り礫質砂
 図 4-6 定着体の形状(上段: 水洗後写真, 下段: 3D レーザーによる画像)



写真 4-8 掘削直後の孔壁と定着体表面の状況(Case1)



写真 4-9 礫が付着した定着体の状況(左: Case7, Case8)

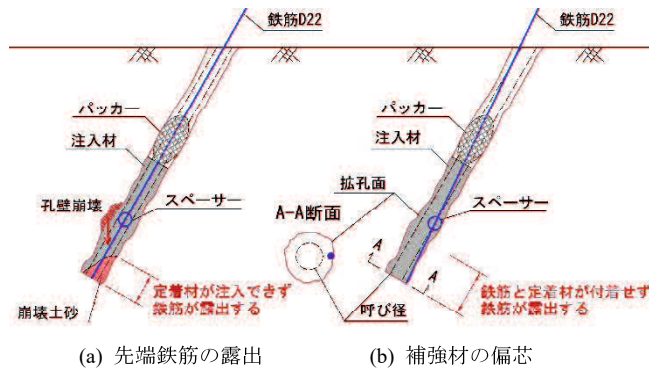


図 4-7 不健全な定着体となる場合の想定図

4.3.3 定着体の形状把握

三次元レーザー計測で得られた定着体の表面積及び体積を表 4-4 に示す。計測精度は、距離精度：1mm，角度精度：水平・垂直 19 秒，分解能は 6mm/10m で，対象物離隔距離約 3.0m で計測を実施したため 2mm メッシュでの点群データを持っている。

ここで、削孔ビットと周辺地盤及び定着体との関係を図 4-8 に示す。呼び径で決められたビットで削孔すると、実際の削孔径はビット外径となる。しかし、削孔時のビットの回転や振動等によって周辺地盤には緩み域が生じ、この状態で孔内に定着材を充填すると、硬化する際に緩み域の土質を多少取り込んだ形で定着体が形成されるため、定着体径は実削孔径よりもさらに拡径された状態になるものと想定できる。緩み域については土質により異なるが、自立しやすい粘性土地盤では範囲が狭く、砂地盤の方が広くなる傾向が当実験で得られている。この緩み域を含めた定着体は、呼び径（設計値）よりも多少拡径されて周面摩擦面積も増加するため、補強材が持つ引抜き力としては安全側に働くものと考えられる。ただし、前項で記述した不健全な定着体となるような突発的な孔壁崩壊や想定以上の拡径は、健全な定着体が形成できない要因となるため、削孔時の確実な孔壁保護は重要と言える。

表 4-4 の右列は、実削孔径（ビット径）での周面積と実測値（三次元レーザー計測での表面積）とを比較している。これは、削孔径に対する定着体の直径を意味し、砂質粘土では 1.03～1.14 倍（単純平均 1.08 倍）、礫混り砂質粘土では 1.27～1.43 倍（単純平均 1.33 倍）となった。また、礫質砂では 1.08～1.23（単純平均 1.15 倍）、玉石混り礫質砂では 1.39 となり、粘性土と砂質土のいずれの地盤でも拡径された。特に礫や玉石が混入している箇所での拡径が顕著であった。

また、同一条件で打設し、定着体形状が類似する試験体について、図 4-9 に示すように先端から 10cm ピッチで分割した体積を算出した。算出値を表 4-5 にまとめ、図 4-10 に定着体形状を 10cm 毎の大きさとしてプロットした。Case6, Case7, Case8 を見ると、10cm 毎の体積では部分的な凹凸はあるものの全体としては概ね円柱状を呈しており得られた引

抜き力にそれほど大きな差はないが、その中でも Case8 が定着体の体積と引抜き力ともに最も大きい。

一方、Case10, Case11, Case12 を見ると、概ね一様な円柱形状である Case11, Case12 に比べて、先端形状が極端に膨れた Case10 が約 1.3 倍の引抜き荷重を持っている。これらのことから、定着体の凹凸形状が引抜き力に大きく影響することがわかった。特に、先端が球根状となる場合には、支圧型グラウンドアンカーと同様に支圧効果のような力が存在して補強効果が高くなると考える。

表 4-4 三次元レーザーによる定着体形状計測結果

	地盤区分	呼び径		実削孔径(ビット径)		三次元レーザー実測値		実測値/実削孔径
		削孔径 ϕ (mm)	周面積 (m^2/m)	削孔径 ϕ (mm)	周面積 (m^2/m)	表面積 (m^2/m)	体積 (m^3)	
Case1	A1	90	0.283	101	0.317	0.327	0.008	1.03
Case2	A1	90	0.283	101	0.317	0.361	0.009	1.14
Case3	A1	115	0.361	125	0.393	0.422	0.012	1.07
Case4	A1	115	0.361	125	0.393	0.439	0.012	1.12
Case5	A1	115	0.361	125	0.393	0.385	0.011	0.98
Case6	A2	90	0.283	101	0.317	0.404	0.010	1.27
Case7	A2	90	0.283	101	0.317	0.412	0.010	1.30
Case8	A2	90	0.283	101	0.317	0.454	0.011	1.43
Case9	B1	90	0.283	101	0.317	0.392	0.008	1.24
Case10	B1	90	0.283	101	0.317	0.389	0.010	1.23
Case11	B1	90	0.283	101	0.317	0.357	0.009	1.13
Case12	B1	90	0.283	101	0.317	0.341	0.008	1.08
Case13	B1	115	0.361	125	0.393	0.509	0.017	1.30
Case14	B1	115	0.361	125	0.393	0.511	0.017	1.30
Case15	B2	115	0.361	125	0.393	0.546	0.017	1.39
Case16	B2	115	0.361	125	0.393	0.598	0.014	1.52

※実削孔径での表面積は削孔径が一定として求めた値
 ※地盤区分 A1：砂質粘土, A2：礫混り砂質粘土
 B1：礫質砂, B2：玉石混り礫質砂

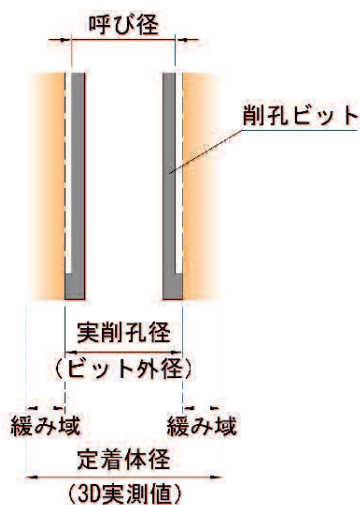


図 4-8 ビット先端付近の拡大図

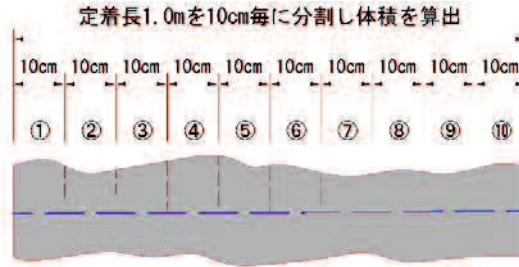


図 4-9 体積算出の模式図

表 4-5 体積算出一覧表

	①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧	⑨	⑩	計
Case6	687	862	1028	1504	1576	1142	1034	976	865	659	10333
Case7	646	845	790	1114	955	1077	1155	1140	1053	947	9722
Case8	517	900	1087	1249	1215	1296	1353	1286	1109	1351	11363
Case10	981	1788	1234	789	778	768	795	767	832	840	9569
Case11	740	964	921	859	1042	869	868	849	840	756	8708
Case12	802	1159	846	764	780	785	789	786	786	854	8351

※ 単位: cm^3

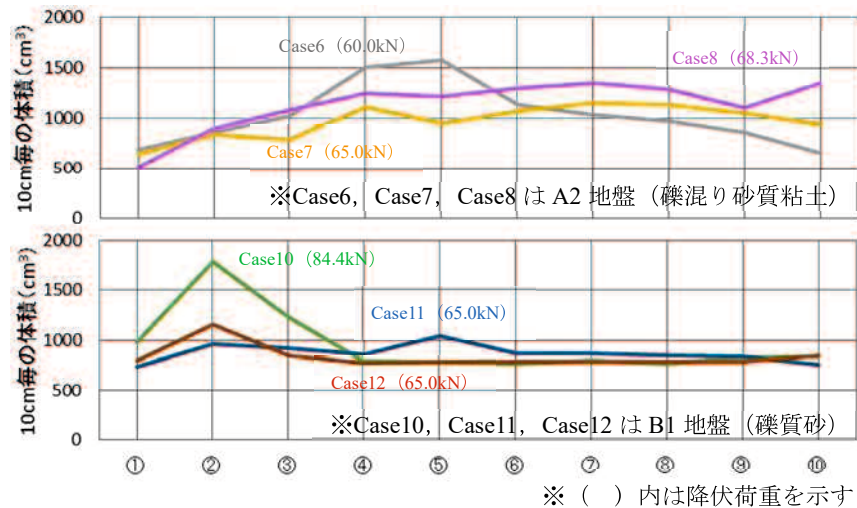


図 4-10 体積比較グラフ

4.3.4 試験後の定着地盤の状況

引抜き試験後の定着体の掘起しの際、周辺の地盤状況を確認した。

粘土地盤では、写真 4-10 のように定着体の先端には引抜き試験によって移動した変位量分の空間が残っており、空間の壁面には擦過痕が見られた。また、定着体側面の地盤との境界部分には写真 4-11 のような亀裂や数 mm の隙間が生じている箇所もあった。さらに、定着体に小礫を取り込んで固化した箇所にも小礫の下側に変位量と同等程度の空隙ができしており、引抜けにより発生したことがわかった。

一方、砂質地盤では写真 4-12 のように、定着体先端部にはわずかな空洞しか確認できなかったが、周辺は非常に緩い状態となっており、空間が自立できなかったものと推定する。また、定着体側面には明確な亀裂等は見られないものの、10mm 程度の範囲は周辺地盤よりも緩んだ状態となっていた。

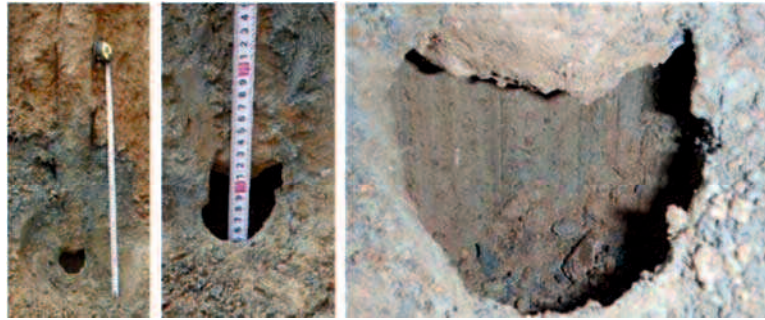


写真 4-10 引抜き後の先端地盤の空洞化(Case2)

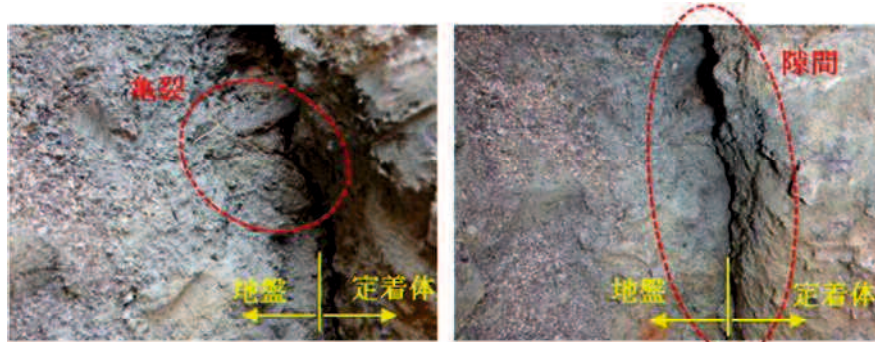


写真 4-11 引抜き後の側面地盤の亀裂・隙間(Case7)



写真 4-12 引抜き後の定着体周辺の地盤状況(Case10)

4.4 地盤強度と周面摩擦抵抗値との比較

4.4.1 N 値及び Nd 値の試験結果の整理

試験体の打設前に地盤特性の把握を目的に、JIS A 1219 : 2001 による標準貫入試験及び JGS 1433-2003 による簡易動的コーン貫入試験を行った⁸⁾。各試験と試験体との位置関係を図 4-11 に示す。また、試験結果を表 4-6、表 4-7 に示し、この中で図 4-2 に示す定着深度 (GL-0.9~1.8m) に相当する試験値を抽出し、代表 N 値及び代表 Nd 値を求めた。代表 N 値の算出方法は、定着深度内の 10cm 毎の貫入に必要な打撃回数が概ね同様の値を示していることから、定着範囲内で実施している GL-1.15~1.45m の N 値を代表値とした。また、代表 Nd 値の算出は、定着深度内 (GL-0.9~1.8m) の試験値の単純平均とした。表 4-8 に各 Case に対応する代表値をまとめる。

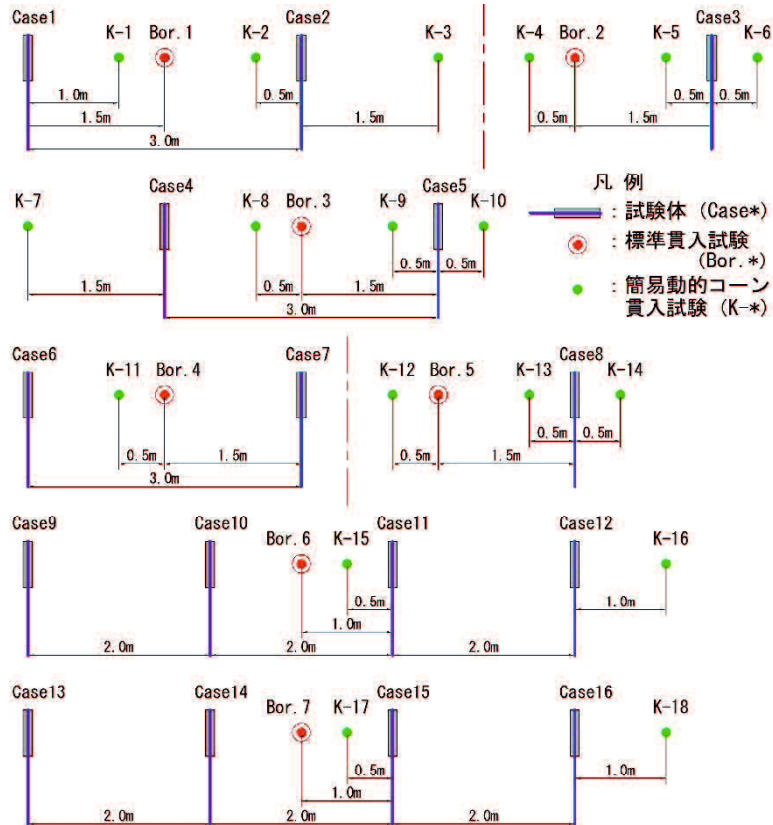


図 4-11 試験体 Case と各試験の位置関係図

表 4-6 標準貫入試験結果(N 値)一覧表

SPT深度(GL-m)	Bor.1	Bor.2	Bor.3	Bor.4	Bor.5	Bor.6	Bor.7
0.65-0.75	2	2	1	2	2	2	2
0.75-0.85	2	7	5	1	4	1	6
0.85-0.95	3	1	2	3	1	4	3
1.15-1.25	3	4	3	4	1	11	3
1.25-1.35	3	9	3	9	2	8	3
1.35-1.45	3	2	3	3	4	1	8
1.65-1.75	3	2	2	3	2	8	4
1.75-1.85	3	9	2	7	1	5	2
1.85-1.95	3	3	2	3	2	8	3
2.15-2.25	2	2	2	2	3	4	1
2.25-2.35	1	5	2	8	3	10	2
2.35-2.45	2	4	5	3	43	22	3

※定着深度 (GL-0.9~1.8m) に相当する試験値に着色

※左列: 10cm 毎の打撃回数

右列: N 値 (30cm 貫入に必要な打撃回数)

表 4-7 簡易動的コーン貫入試験(Nd 値)一覧表

深度(GL-m)	K-1	K-2	K-3	K-4	K-5	K-6	K-7	K-8	K-9	深度(GL-m)	K-10	K-11	K-12	K-13	K-14	K-15	K-16	K-17	K-18
0.8-0.9	6	6	8	4	5	8	11	3	11	0.7-0.8	-	-	-	-	-	10	7	9	-
0.9-1.0	6	6	8	5	6	10	3	2	7	0.8-0.9	20	7	8	9	10	10	12	9	23
1.0-1.1	6	6	6	14	16	20	11	10	13	0.9-1.0	22	14	5	7	15	15	20	20	12
1.1-1.2	7	9	6	16	19	11	8	10	9	1.0-1.1	18	7	17	13	22	12	44	27	23
1.2-1.3	11	11	6	13	13	10	10	7	5	1.1-1.2	12	13	16	6	12	36	46	24	16
1.3-1.4	8	9	6	14	13	14	8	6	12	1.2-1.3	10	10	8	8	8	36	41	34	21
1.4-1.5	6	6	7	13	7	30	6	5	10	1.3-1.4	13	11	10	5	7	33	33	38	24
1.5-1.6	8	12	6	10	7	9	6	4	16	1.4-1.5	18	8	8	9	8	34	25	31	27
1.6-1.7	7	13	10	12	5	5	7	4	9	1.5-1.6	15	7	7	8	8	32	22	18	25
1.7-1.8	19	10	9	11	6	5	5	4	9	1.6-1.7	13	8	8	7	8	25	15	25	18
1.8-1.9	13	9	7	10	7	5	5	4	8	1.7-1.8	11	8	7	10	10	26	16	17	17
2.1-2.2	-	-	-	11	7	8	-	-	-	1.8-1.9	13	9	9	11	8	30	15	14	9
2.2-2.3	-	-	-	10	6	8	-	-	-	単純平均	14.7	9.6	9.6	8.1	10.9	27.7	29.1	26.0	20.3
2.3-2.4	-	-	-	10	7	6	-	-	-	※ 定着深度 (GL-0.9~1.8m) に相当する試験値に着色									
単純平均	8.7	9.1	7.1	12.0	10.2	12.7	7.1	5.8	10.0										

※ 定着深度 (GL-0.9~1.8m) に相当する試験値に着色

表 4-8 各 Case における N 値, Nd 値の代表値

	地盤区分	標準貫入	N値	簡易動的コーン貫入	Nd値
Case1	A1	Bor.1	9	K-1, K-2	8.9
Case2	A1	Bor.1	9	K-2, K-3	8.1
Case3	A1	Bor.2	9	K-4, K-5, K-6	11.6
Case4	A1	Bor.3	8	K-7, K-8	6.4
Case5	A1	Bor.3	8	K-8, K-9, K-10	10.1
Case6	A2	Bor.4	11	K-11	9.5
Case7	A2	Bor.4	11	K-11	9.5
Case8	A2	Bor.5	2	K-12, K-13, K-14	9.5
Case9	B1	Bor.6	32	K-15	27.6
Case10	B1	Bor.6	32	K-15	27.6
Case11	B1	Bor.6	32	K-15	27.6
Case12	B1	Bor.6	32	K-16	29.1
Case13	B1	Bor.7	11	K-17	26.0
Case14	B1	Bor.7	11	K-17	26.0
Case15	B2	Bor.7	11	K-17	26.0
Case16	B2	Bor.7	11	K-18	20.3

※地盤区分 A1：砂質粘土, A2：礫混り砂質粘土
B1：礫質砂, B2：玉石混り礫質砂

4.4.2 N 値と周面摩擦抵抗値との関係

定着深度における標準貫入試験（N 値）及び簡易動的コーン貫入試験（Nd 値）と、引抜き試験結果との比較を行った。各試験の結果を表 4-9 に示す。各径における周面摩擦力は、1.0m 当りの降伏荷重を各表面積（表 4-4）で除して算出している。このように引抜き試験結果から求める周面摩擦力に対して、実務の設計段階では設計・施工要領^{5),6),7)}に「引抜き試験を行って決定することが望ましいが施工前に確認することを条件として表 4-10 に示す推定値を使ってもよい」として示されている推定値を利用しているのがほとんどである。なお、この推定値は定着材と地盤との極限周面摩擦抵抗の下限值として示されたものである。

図 4-12 に、当実験で得られた三次元レーザー実測値での周面摩擦抵抗値と N 値との関係を示し、表 4-10 にある砂地盤での推定値を重ねた。これを見ると、実験値は推定値とほぼ同等かそれ以上が得られていることがわかる。特に、N=30 程度ではほぼ同等であるが、N=10 程度では推定値（下限値）の約 2 倍程度の周面摩擦抵抗値が見込める結果となった。これより今回の実験で得られた N 値と周面摩擦抵抗値 τ との平均値に基づく関係式は、N<30 において、

$$\tau = 1.2 \times N + 160 \quad \dots \dots \text{式 4-1}$$

とすることができる。ただし、N 値が 10 程度と低い場合、ばらつきが大きいことには注意が必要である。

ここで、実務で設計を行う場合の鉄筋規模算出としては「切土補強土工法設計・施工要領」^{5),6),7)}を参考に抜粋すると、式 4-2 で示される。

$$tpa = (\tau p \cdot \pi \cdot D) / Fsa \quad \dots \dots \text{式 4-2}$$

ここに

τ_{pa} : 盛土と注入材の許容付着力 (kN/m)

τ_p : 盛土と注入材の周面摩擦抵抗 (kN/m²)

D : 削孔径 (m)

Fsa : 周面摩擦抵抗の安全率 (永久構造物 : 2.0)

この中で、用いる削孔径 D は呼び径とされている。実際に削孔する場合は使用する削孔ビットの外径以上で掘削されることから、地盤種別や礫等の混入に関わらず周面積は大きくなる傾向にあり、設計値以上の周面摩擦面積が得られることがわかった。

そこで、図 4-13 に呼び径、ビット外径、実測径でそれぞれ算出した周面摩擦抵抗値を比較した。各径での表面積は、呼び径<ビット外径<実測径であるが、周面摩擦抵抗値は呼び径>ビット外径>実測径となる。これら三者の近似直線を求めると、その傾きから N 値に対して同様の傾向を示している。また、切片を見ると実測径に対してビット外径では 1.3 倍、呼び径では 1.5 倍となっており、実際は拡径されて表面積が大きくなるため設計値と比べると引抜き抵抗が大きくなっていることがわかる。

さらに、設計要領⁶⁾の推定値(下限値)と比較すると、実測径では推定値と同等であるものの、いずれの径においても上回る値が得られている。このことから、盛土においても切土要領にある推定値を利用することは可能であると判断できる。

表 4-9 周面摩擦抵抗と N 値及び Nd 値一覧表

	地盤区分	降伏荷重		呼び径	実削孔径(ビット径)	三次元レーザー実測値	N値	Nd値
		1.0m当り(kN)	降伏形態	周面摩擦力(kN/m ²)	周面摩擦力(kN/m ²)	周面摩擦力(kN/m ²)		
Case1	A1	-	-	-	-	-	9	8.7
Case2	A1	65.0	摩擦切れ	229.68	205.05	180.06	9	8.1
Case3	A1	-	-	-	-	-	8	11.4
Case4	A1	53.8	摩擦切れ	149.03	136.9	122.55	8	6.4
Case5	A1	-	-	-	-	-	8	12.3
Case6	A2	60.0	摩擦切れ	212.01	189.27	148.51	11	9.5
Case7	A2	65.0	摩擦切れ	229.68	205.05	157.77	11	9.5
Case8	A2	68.3	摩擦切れ	241.34	215.46	150.44	2	9.5
Case9	B1	65.0	付着切れ	229.68	205.05	165.82	32	27.6
Case10	B1	84.4	摩擦切れ	298.23	266.25	216.97	32	27.6
Case11	B1	65.0	摩擦切れ	229.68	205.05	182.07	32	27.6
Case12	B1	65.0	摩擦切れ	229.68	205.05	190.62	32	29.1
Case13	B1	85.0	付着切れ	235.46	216.28	166.99	11	26
Case14	B1	75.0	付着切れ	207.76	190.84	146.77	11	26
Case15	B2	115.0	摩擦切れ	318.56	292.62	210.62	11	26
Case16	B2	85.0	付着切れ	235.46	216.28	142.14	11	20.3

※地盤区分 A1 : 砂質粘土, A2 : 礫混り砂質粘土
B1 : 礫質砂, B2 : 玉石混り礫質砂

表 4-10 極限周面摩擦抵抗の推定値⁶⁾

地盤の種類		極限周面摩擦抵抗 (kN/m ²)	
岩盤	硬岩	1200	
	軟岩	800	
	風化岩	480	
	土丹	480	
砂礫	N 値	10	80
		20	140
		30	200
		40	280
		50	360
砂	N 値	10	80
		20	140
		30	180
		40	230
		50	240
粘性土		800 × c c:粘着力	

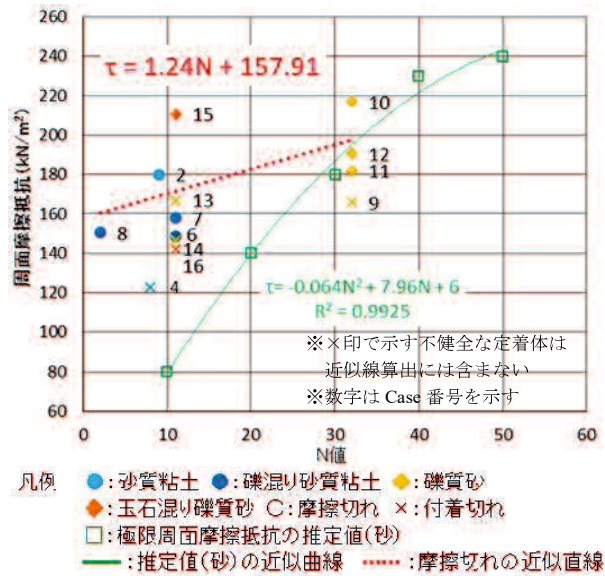


図 4-12 周面摩擦抵抗値と N 値の関係図

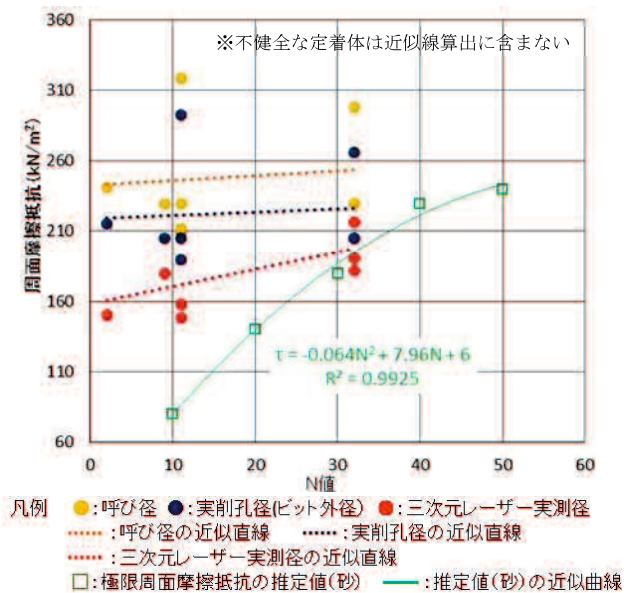


図 4-13 呼び径・削孔径・実測値による周面摩擦抵抗値の違い

4.4.3 Nd 値と周面摩擦抵抗値との関係

簡易動的コーン貫入試験で得られた Nd 値と、三次元レーザー実測値での周面摩擦抵抗値との関係を図 4-14 に示す。粘土地盤では Nd=5~10 に対して $\tau = 140 \sim 180 \text{ kN/m}^2$ ，砂地盤では Nd=25~30 に対して $\tau = 180 \sim 220 \text{ kN/m}^2$ が得られている。この結果より，得られた Nd 値と周面摩擦抵抗値 τ との平均値に基づく関係式は，Nd < 30 において，

$$\tau = 2.1 \times Nd + 140 \quad \dots \dots \text{式 4-3}$$

とすることができる。

なお，概ね N 値と τ 値の関係と同様の結果を示すが，対象地盤の N 値が比較的低いこともあり，試験エネルギーが小さく 10cm ピッチでの結果が得られる Nd 値の方が周面摩擦抵抗値との相関をより良く示していると考えられる。

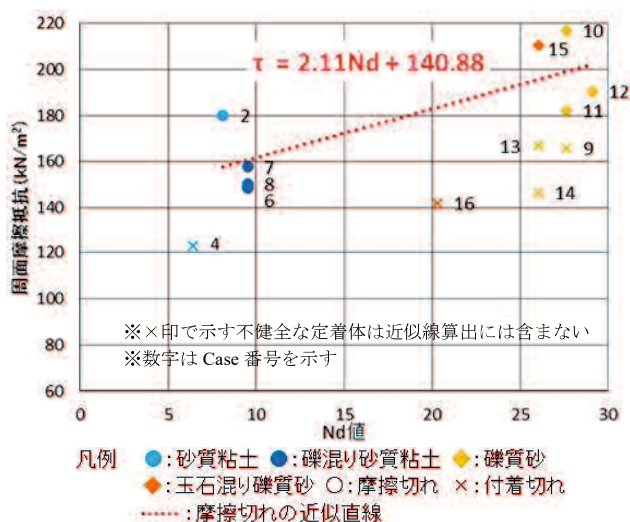


図 4-14 周面摩擦抵抗値と Nd 値の関係図

4.5 まとめ

本章では，第 2 章で得られた課題である「盛土での周面摩擦力はどれくらいが見込めるのか」，「切土指針を盛土に利用できるのか」の答えを求めるために，現盛土地盤に鉄筋を打設して引抜き試験を行い，実際に得られる地盤の周面摩擦抵抗値（ τ 値）を求めた。また，打設した鉄筋を掘起して，定着体と地盤との境界にどのような現象が現れているのか，また地盤中で作製された定着体がどのような形状をしているのかについて，目視観察や三次元レーザー測量を用いて詳細な把握を行った。得られた τ 値は，事前に実施した標準貫入試験から得られた N 値や簡易動的コーン貫入試験から得られた Nd 値との相関をとることで，切土指針にある極限摩擦抵抗の推定値との比較を行った。さらに，今回の実験結果から N 値と τ 値との相関式，Nd 値と τ 値との相関式を得ることができた。一方，補強材

形状を把握したことで、掘削時の拡張度合いが地盤種別によって多少異なることや、施工時の注意点、切土指針を盛土に利用する場合の留意点を見つけることもできた。

以下に、本章で得られた知見をまとめて結びとする。

- 1) 削孔径は、砂質粘土では 1.03～1.14 倍、礫混り砂質粘土では 1.27～1.43 倍と粘性土地盤では平均 1.1 倍（礫混り除く）に拡張された。また、礫質砂では 1.08～1.23 倍、玉石混り礫質砂では 1.39 倍と砂質土地盤では平均 1.2 倍（玉石混り除く）に拡張された。特に礫や玉石が混入する箇所では 1.3～1.4 倍に拡張される傾向にあることがわかった。
- 2) 削孔時の孔壁保護の観点から二重管施工等の大きな削孔径が必要となり、さらに拡張する傾向にあるため、盛土仕様に合ったスパーサー規格の作製が必要である。また、崩落により鉄筋先端に定着材が行き届かない状況も確認されたため、先端余掘りを多めにとる等、確実な定着長の確保が必要である。
- 3) 削孔時のビットの回転や振動等によって、周辺地盤には緩み域が生じ、これを取り込んで定着体が形成されることがわかった。この場合、定着体径が増大することで引抜き力は安全側となるが、突発的な孔壁崩壊や想定以上の拡張は不健全な定着体となるため、確実な孔壁保護が重要である。
- 4) 定着体の凹凸形状が、引抜き力に大きく影響することがわかった。特に先端が拡大された形状では、表面積が同等の円柱形状に対して約 1.3 倍の引抜き力を有していた。
- 5) 周面摩擦抵抗値は、実施工では孔壁が拡張され表面積が大きくなることもあって呼び径>ビット外径>実測径となるため、切土要領や指針に示された周面摩擦抵抗の推定値（下限値）に比べて同等以上の結果が得られた。このことから、盛土においても切土要領にある推定値を利用することが可能であることがわかった。また、事前に引抜き試験を実施し周面摩擦抵抗値を把握することで、特に $N < 30$ においては対策工費の削減につなげることが可能になると言える。
- 6) 本実験結果を用いて地盤特性と周面摩擦抵抗値（ τ 値）との関係を整理すると、 N 値と周面摩擦抵抗値との関係として $N < 30$ において $\tau = 1.2 \times N + 160$ 、 N_d 値との関係として $N_d < 30$ において $\tau = 2.1 \times N_d + 140$ が得られた。
- 7) 地盤強度が低い盛土においては、試験エネルギーが小さく 10cm ピッチでの値が得られる N_d 値の方が、 N 値と比べると周面摩擦抵抗値を推定する上で相関が良いことが推定される。

◆第4章の参考文献

- 1) 二木幹夫：宅地盛土地盤の土質工学的性質-宅地盛土地盤に関する研究・その1，日本建築学会構造系論文報告集，No.354，1985.
- 2) 川波敏博，西條健吾，竹本将，中田幸男：鉄筋挿入工の盛土のり面への適用事例，地盤工学ジャーナル，vol.15.No.3.p665-674，2020.
- 3) 公益社団法人土木学会：コンクリート標準示方書 規準編 JIS 規格集，p565-567，2013.
- 4) 西日本高速道路株式会社：土工施工管理要領，p3-18-3-24，2017.
- 5) 公益社団法人地盤工学会：地山補強土工法 設計・施工マニュアル，171pp，2011.
- 6) 社団法人日本道路協会：道路土工 切土工・斜面安定工指針（平成21年度版），p296-300，2009.6.
- 7) 東日本高速道路株式会社 中日本高速道路株式会社 西日本高速道路株式会社：切土補強土工法設計・施工要領，99pp，2007.
- 8) 社団法人地盤工学会：地盤調査の方法と解説，pp.246-279，2007.

第5章 実施工データによる実験値(関係式)の検証

5.1 はじめに

本章では、第4章で求めた引抜き実験と地盤強度をもとに盛土地盤におけるN値と τ 値の関係式の精度確認として、実施工の引抜き試験により得られた τ 値と比較し、実務の設計検討での採用に向けた検証を行う。

平成27年度から始まった高速道路リニューアルプロジェクトでは、地震動に対する盛土補強対策として鉄筋挿入工が採用されている¹⁾。鉄筋挿入工は、盛土での実績が少ないこともあり、施工に当たっては事前に引抜き試験を行い、地盤の周面摩擦抵抗値(τ 値)を確認することが原則とされている。この引抜き試験で得られた τ 値と第4章での実験値を比較することで、得られた関係式の妥当性について検証を行うものである。

以下に、本章を概説する。第2節で実施工における引抜き試験の現状として、施工者の捉え方や引抜き試験と確認試験の比較、試験体の打設方法や1m定着体作製の方法について示す。第3節では、実施工の引抜き試験で得られた引抜き力から周面摩擦抵抗値を算出し設計値との比較や、第4章で求めたN値と τ 値の関係式の比較を行い、式の妥当性について検証する。最後に、第4節にて本章で得られた知見について示す。

5.2 実施工における引抜き試験の現状

5.2.1 引抜き試験に対する実務での認識

引抜き試験は、補強材である鉄筋の降伏強度の90%まで引抜き载荷を行い、地盤と補強材との極限周面摩擦力を把握することで、設計に用いた τ 値が妥当であるかの判断を行うものである。工事施工後に設計荷重の有無の確認として実施される確認試験とは目的が大きく異なる。引抜き試験で得られたデータは、盛土地盤が持つ周面摩擦抵抗値として蓄積され、以降の設計に反映されるべく貴重なデータとなる。

しかし、実際に引抜き試験を行う施工者の感覚としては「グラウンドアンカー工でもないのに鉄筋挿入工でなぜ引抜き試験をしないといけないのか」、「1本当たりの引抜き力は小さくそれくらいの引抜き力はあるから試験しなくていいだろう」、「引抜き試験ではなく確認試験をすればいいだろう」、「引抜き試験にも足場が必要で、試験後に引抜き力が出ない場合に鉄筋長が変更になるのは困る」、「全数分の鉄筋材料を発注しているので試験後の変更はできない」等という声を多く耳にする。また、引抜き試験の準備時間を少なくするためなのか定着長1mに自由長1mを加えた鉄筋長2mとして地表面付近で試験が行われていることもあった。

これらは、盛土で用いる鉄筋挿入工の印象として、仮設用という意味合いが強く根付いていることからくるものだと考えられる。永久構造物として捉えられにくい要素の一つに、施工が容易なことも挙げられる。この観点を払拭し、鉄筋挿入工がのり面補強工として十分な効果があることや、施工性、経済性も優位な工法であることの意識付けも必要と考える。

5.2.2 引抜き試験の概要及び確認試験との比較

鉄筋挿入工に関する強度試験には、引抜き試験と確認試験を行う必要がある旨が、切土補強土工法設計要領²⁾には示されている。引抜き試験は、地山補強土工法マニュアル³⁾では適合性試験として示されており、設計または施工前に補強材が引き抜ける（降伏点が確認される）まで行い、地盤の周面摩擦力である τ 値を把握し、設計値として反映するために実施する試験である。これに対して確認試験は、地山補強土工法マニュアル³⁾には受入れ試験として示されており、鉄筋挿入工の全数施工が完了した後に、補強材1本当たりの引抜き力が実際に得られているかを、設計引抜き力までの载荷により確認する試験である。この両試験を施工者が理解できていない場合や、理解していても降伏荷重までの载荷が時間と手間を要することから引抜き試験を確認試験で代用しようとする場合があり、適正な引抜き試験結果が得られていないことが現状でもある。表 5-1 に引抜き試験と確認試験の比較を示す。引抜き試験の詳細な方法については、第 4 章 4.2.3 に示した。

ここで、盛土においては、N 値が低いため、切土要領²⁾にある τ 値の推定値を用いると、1本当たりの引抜き力の設計値が小さく、試験の最大荷重は鉄筋降伏応力 $\times 90\%$ (D19:98.0kN $\times 90\%=88.2$ kN) として実施される。しかし、実際には地盤の周面摩擦力が推定値より大きく、試験最大荷重まで载荷しても引抜けることなく試験が終了してしまうことが多い。これを防ぐには、引抜き試験用として補強材（鉄筋）径の大きな材料を用いることが必要となるが、現状は施工に用いる鉄筋と同径材料を引抜き試験にも用いていることから、このような結果となっている。また、施工者からの聞き取りでは「設計は当然間違っていない」「設計通り施工すればいい」「引抜き試験で地盤の周面摩擦力が得られなくても補強材1本当たりの設計値が満足されていれば問題ない」といった感覚があることが、このような結果を招いているものと推定される。

表 5-1 引抜き試験と確認試験との比較表⁴⁾

項目	引抜き試験	確認試験
試験本数	設計上の地質毎に3本を標準	任意抽出で全本数の3% かつ最低試験本数3本以上
定着長	1m程度	全長
自由長部の処理	自由長部周辺の注入材が引抜き抵抗として作用しないようにする	—
最大試験荷重	使用する鋼材降伏強度の90%以下	・設計荷重 ・経験的手法で設計した場合は以下の通り 砂及び砂礫：10.0kN 軟岩：50.0kN，硬岩：70.0kN
荷重サイクル	単サイクル	単サイクル
荷重方法	・原点荷重 5.0kN ・増加荷重の刻み 10.0kN ・各段階での荷重保持時間 5min ・荷重速度 10.0kN/min	・原点荷重 5.0kN ・増加荷重の刻み 10.0kN ・各段階での荷重保持時間 5min ・荷重速度 10.0kN/min
反力装置	最大試験荷重の荷重時においても反力装置及び地盤が有害な変形を生じないもの	最大試験荷重の荷重時においても壊れず、のり面工や地盤に有害な影響を与えないもの
計測項目	荷重荷重，試験時間，補強材変位，反力装置変位	荷重荷重，試験時間，補強材変位，反力装置変位
結果整理	荷重—変位置量曲線としてまとめる	荷重—変位置量曲線としてまとめる

5.2.3 引抜き試験用の先端1mのみの定着方法

鉄筋挿入工の本施工は掘削長すべてに定着材を注入するが、引抜き試験では試験荷重を小さくできるように定着は先端1mで良いとされている。この先端1mの定着方法については施工者に委ねられているが、次の3つの方法が現地で確認できた。

(1) パッカーを使用する方法

最も多かったのが布パッカーを使用する方法で、図5-1のように予め鉄筋に布パッカーを取り付けた状態で孔内に挿入し、泥水でパッカーを膨らませることで先端1mのスペースを取り、その後、先端部からパッカーまでの1m間にセメントミルクを無加圧注入して充填させることで、定着長1mを確保している。これはグラウンドアンカーの定着体を作製する場合に用いられている方法と同様で、実績は十分と言える。

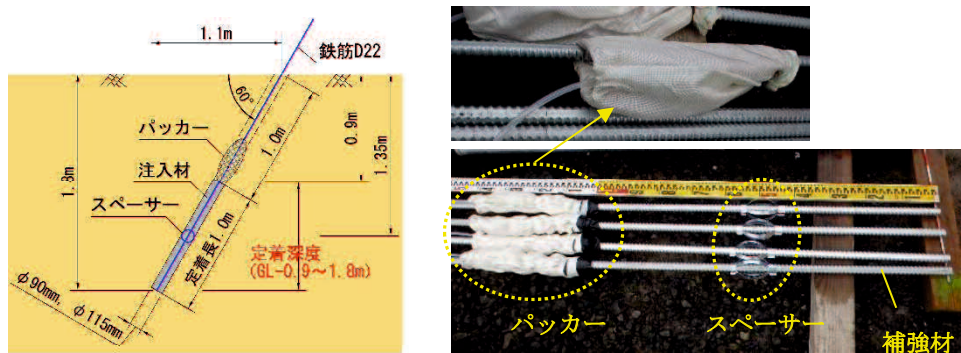


図 5-1 布パッカーを使用する場合の例

(2) 塩ビ管を鞘管代わりに使用する方法

これは、少数の施工者が行っていた方法で、図 5-2 のように鉄筋の先端 1m を確保した状態で塩ビ管を仮固定して孔内に挿入した後、セメントミルクを先端から無加圧で注入する。地盤と塩ビ管の間隙を通過して口元からリークしたことを確認して注入を終え、注入材が固化した数日後に塩ビ管を取り外す方法である。この方法では、塩ビ管の周囲には薄く疎らにセメントが固化するが、引抜き試験に影響を与えることはないというものである。

削孔時に拡径することを考えると、塩ビ管周囲のセメントミルクの厚さは想定以上となるため、試験に影響を与えないとは言い難く、適用には十分な注意が必要である。

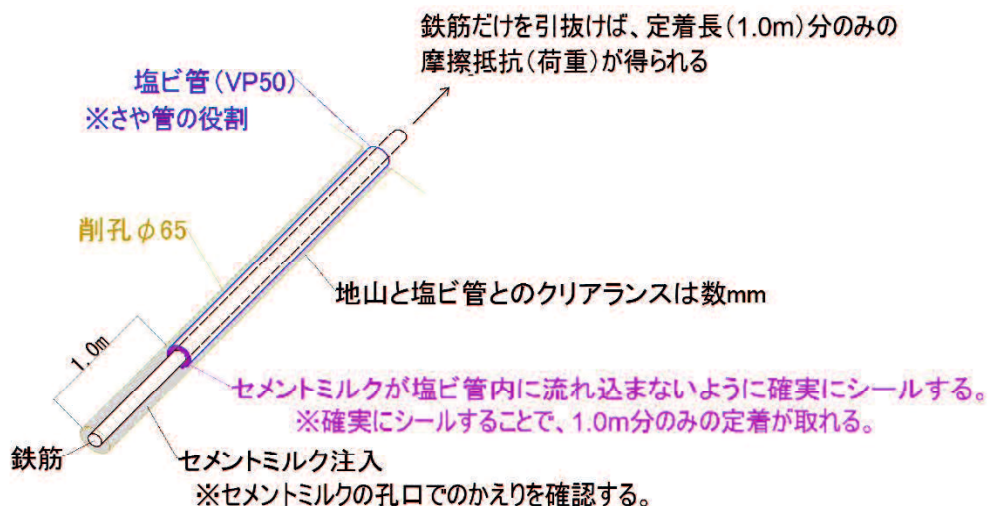


図 5-2 塩ビ管を用いた先端 1m の定着方法

(3) 全体を布パッカー定着とする方法

通常は前述した打設方法を用いるが、盛土が砂礫で構成されていて地盤内に空隙が多く、通常削孔後に定着材を注入した際に、予定量の 30~90 倍の量を注入しても孔口まで定着材がリターンしない、つまり周辺地盤の空隙に定着材が拡散し孔内を充填することができ

ないことがある。この場合、適正な定着体が造成できないことや盛土本体への悪影響、定着材料の増大、施工の長時間化等を考慮して、図 5-3 のようなパッカー法を採用している。これは、補強材全長を布パッカーで覆い、パッカー内に注入材を 0.2MPa で加圧注入して膨らまし、必要な補強材形状を確保する方法である。

この方法では、繊維の網目から周辺地盤へ定着材が漏出した後に加圧注入に移行するため、周辺地盤の空隙や亀裂等への定着材の逸散を防ぐことができる。また、布パッカー自体は摩擦や摩耗に強いポリプロピレン繊維で作られており、強度・耐久性・耐薬品性に優れている。

なお、地盤との境界が布パッカーとなり、通常打設と同様の周面摩擦力の有無が懸念されるが、この方法はグラウンドアンカー工でも採用されており、メーカー試験値では通常の地盤と注入材との摩擦力と同等の強度が得られるとされている⁵⁾。ただし、パッカーのサイズについては拡径を考慮した選定が重要である。



※写真の現場では定着長 1.5m が採用されている

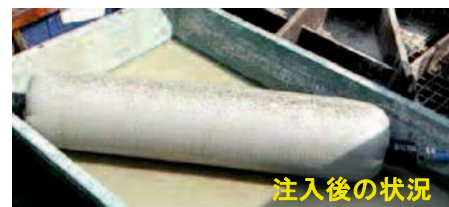
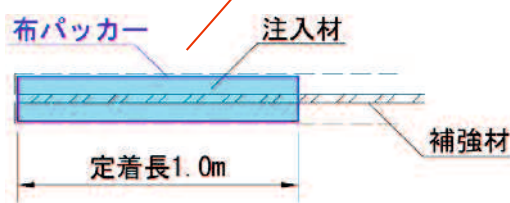


図 5-3 布パッカーの模式図及び写真

5.3 実施工で得られた N 値・τ 値と実験値(関係式)との比較

5.3.1 設計時に用いた周面摩擦抵抗値

設計段階で鉄筋挿入工の規模（長さや本数，間隔等）を検討する際には，表 5-2 に示す切土要領²⁾にある地盤の極限周面摩擦力を参考とする。図 5-4 は，表 5-2 の中で砂礫及び砂地盤における N 値の補間グラフである。どちらのグラフも多項式近似線を採用した算出式である。この近似式に各盛土の代表 N 値を代入して τ 値を算出し，これを用いて鉄筋規模の設計を行った。

なお，各盛土の代表 N 値の算出は，盛土内で得られた N 値のうち礫・玉石の影響によると判断できる極端に大きな値は除外した上で，単純平均により求めた。この理由としては，盛土材の土質や N 値に大きなバラツキがないこと，N 値は盛土のある 1 地点のみで実施した結果で引抜き試験の 1m 定着深度と平面的に一致していないこと等から判断した。

各盛土の地盤種別と平均 N 値及び設計に用いた推定 τ 値を表 5-3 に，深度別の N 値とコアの状況を写真 5-1～写真 5-9 に示す。

表 5-2 地盤の極限周面摩擦抵抗値²⁾

地盤の種類		極限周面摩擦抵抗 τ (N/mm ²)	
砂礫	N 値	10	0.08
		20	0.14
		30	0.20
		40	0.28
		50	0.36
砂	N 値	10	0.08
		20	0.14
		30	0.18
		40	0.23
		50	0.24

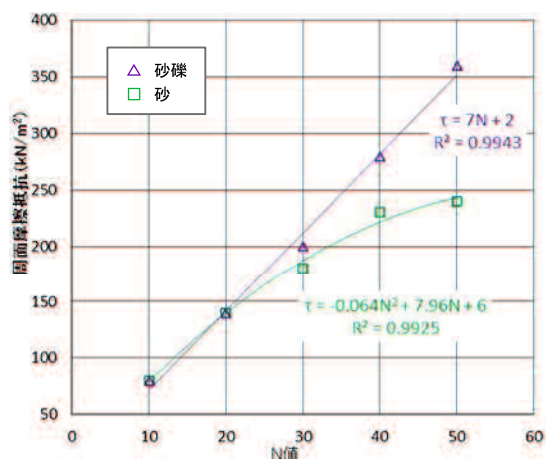


図 5-4 N 値補間グラフ(表 5-2 をグラフ化)

表 5-3 各盛土の地盤種別と平均 N 値

	盛土 A	盛土 B	盛土 C	盛土 D	盛土 E	盛土 F	盛土 G	盛土 H	盛土 I
地盤区分	砂礫	砂礫	砂礫	砂礫	砂	砂	砂	砂	砂
平均 N 値	20.9	28.5	17.3	6.1	14.3	9.8	6.3	6.5	10.1
推定 τ 値 (kN/m ²)	141.4	189.9	120.1	60.3	108.1	78.6	54	55.5	80.7

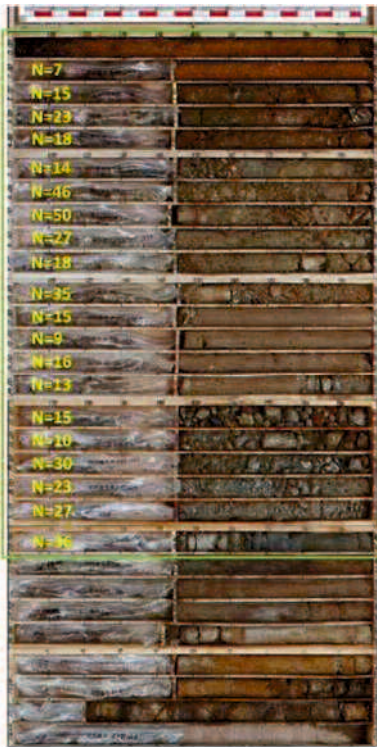


写真 5-1 盛土 A コア

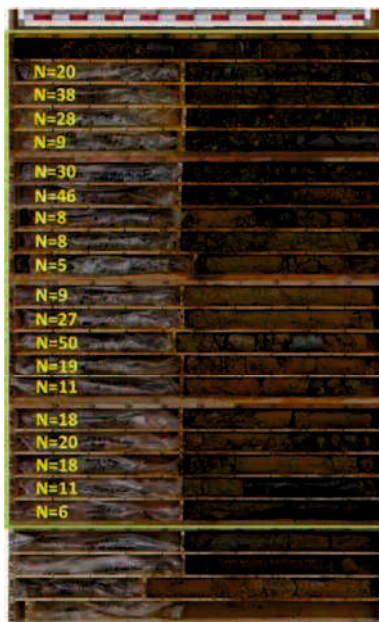


写真 5-2 盛土 B コア



写真 5-3 盛土 C コア



写真 5-4 盛土 D コア



写真 5-5 盛土 E コア



写真 5-6 盛土 F コア



写真 5-7 盛土 G コア



写真 5-8 盛土 H コア



写真 5-9 盛土 I コア

: 盛土層を示す

5.3.2 実施工における引抜き試験結果

ここでは、平成 28 年度～令和 2 年度に盛土補強工事として鉄筋挿入工が行われた 9 箇所の盛土について、実施工前の引抜き試験（全 32 点）の結果をまとめる。各盛土での荷重－変位量曲線を表 5-4 に示す。

実施工における引抜き試験は、前述の表 5-1 に示した土工施工管理要領⁴⁾に従って実施されている。

周面摩擦抵抗値を算出するための引抜き荷重の判断は、鉄筋の理論伸び値を一つの目安として、極端に変位量が増加した（グラフの傾きが緩くなり地盤との摩擦切れが発生した）時点や、次段階の載荷荷重が保持できない時点、また、載荷しても全く変位が変わらない時点（盛土 F 等）の荷重とした。

表 5-4 より得られた結果とその考察について、以下に示す。

- ・引抜き試験を実施した鉄筋長が 3m 未満の場合は、引抜き荷重に対する鉄筋の伸びが理論値に近づかないことがわかった。
- ・鉄筋全長を布パッカーで覆って定着が行われた盛土 A～C での荷重-変位量曲線を見ると、いずれも鉄筋の伸び理論値通りに推移し、ある荷重までくると次の荷重を保持できずに降伏していることがわかる。これは、パッカーを使用することで定着体形状が一樣な円柱形となり、また、定着体表面に周辺の小礫等を取り込むことができないことから、引抜き荷重に対して粘り強さがないと考える。歪な形状や表面の凹凸は、引抜け荷重に対して周辺地盤に引っかかるような摩擦抵抗が強く働き、これらの効果も相まって想定以上の引抜き力が得られ、安全側に寄与するものとする。この事例から、パッカーを用いることで施工時の注入量が決まり一定の施工進捗が予定できるが、でき上がった定着体に関しては、通常施工で想定通りの円柱状に仕上がった場合の定着体と比べると、引抜き力の粘り強さの面でやや不利と推定する。ただし、施工性はよく、理想的な円柱形状の定着体を作製できる上ではメリットが大きい。
- ・盛土 D の試験体②のように、載荷によって一端は降伏したように変位が急激に進んだ後に、鉄筋の伸び理論値と同様の変位を示すものが多い。これらは、引抜けが発生し変位が増加するが定着体の凹凸等の影響で地盤との摩擦が増え、あるいは礫・玉石等に引っかかった状態になったものと推定される。従って、このような場合は、最初に変位が増加した時点の荷重を降伏荷重と判断した。
- ・加圧グラウトが行われた盛土 E については、引抜き試験時の変位量が 3 点いずれも 3～4mm と極端に小さく、鉄筋の伸び理論値までも伸びていないのが疑問である。

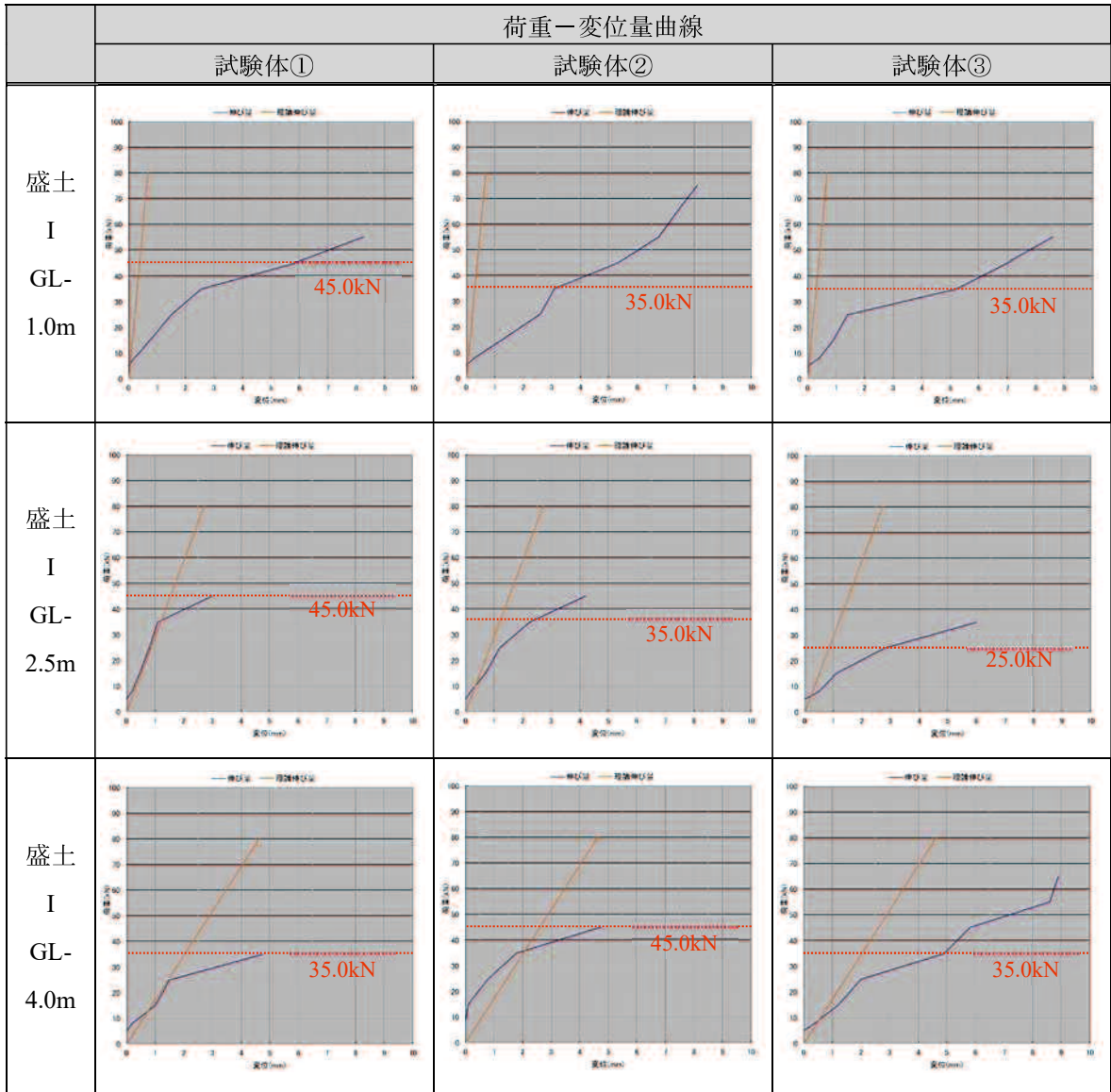
表 5-4-(1) 各盛土での荷重—変位置曲線(1)

	荷重—変位置曲線		
	試験体①	試験体②	試験体③
盛土 A			
盛土 B			
盛土 C			—
盛土 D			

表 5-4-(2) 各盛土での荷重—変位量曲線(2)

	荷重—変位量曲線		
	試験体①	試験体②	試験体③
盛土 E	<p>88.2kN</p>	<p>88.2kN</p>	<p>88.2kN</p>
盛土 F	<p>45.0kN</p>	<p>65.0kN</p>	<p>35.0kN</p>
盛土 G	<p>23.8kN</p>	<p>23.8kN</p>	<p>23.8kN</p>
盛土 H	<p>33.3kN</p>	<p>23.8kN</p>	<p>23.8kN</p>

表 5-4-(3) 各盛土での荷重－変位量曲線(3)



引抜き試験結果で得られた最大荷重は、式 5-1 を用いて周面摩擦抵抗値を算出した。

$$\tau = T_{\max} / (\pi \cdot D \cdot L) \quad \dots \dots \text{式 5-1}$$

ここに、 T_{\max} ：引抜き最大荷重 (kN)

D ：削孔径 (m)

L ：定着長 (m)

※地山補強土工法マニュアル³⁾p160 より抜粋 (一部追記)

算出した周面摩擦抵抗値を表 5-5 及び表 5-6 に示す。

表 5-5 各盛土での引抜き試験結果一覧表

	盛土 A	盛土 B	盛土 C	盛土 D	盛土 E	盛土 F	盛土 G	盛土 H	盛土 I		
地盤区分	砂礫	砂礫	砂礫	砂礫	砂	砂	砂	砂	砂		
平均 N 値	20.9	28.5	17.3	6.1	14.3	9.8	6.3	6.5	10.1		
推定 τ 値	141.4	189.9	120.1	60.3	108.1	78.6	54	55.5	80.7		
定着仕様	バッカ ー	バッカ ー	バッカ ー	グラウ ト	加圧 グラウト	グラウ ト	グラウ ト	グラウ ト	グラウト		
削孔径 (mm)	90	90	90	90	90	90	90	90	65	65	65
定着深度 (GL-m)	3.0~ 4.5	6.0~ 7.5	5.0~ 6.5	3.0~ 4.0	6.5~ 7.5	4.0~ 5.0	1.0~ 2.0	1.0~ 2.0	0.5~ 1.5	2.0~ 3.0	3.5~ 4.5
定着長 (m)	1.5	1.5	1.5	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
定着面積 (mm ²)	0.424	0.424	0.424	0.283	0.283	0.283	0.283	0.283	0.204	0.204	0.204
最大荷重 (kN)	88.2 70.0 76.1	88.2 59.3 69.0	88.2 88.2 88.2	88.2 36.1 70.9	88.2 88.2 88.2	65.0 35.0 48.3	23.8 23.8 23.8	33.3 23.8 27.0	45.0 35.0 38.3	45.0 25.0 35.0	45.0 35.0 38.3
周面摩擦 抵抗値 (kN/m ²)	208.02 165.09 179.40	208.02 139.95 162.64	208.02 208.02 208.02	311.64 127.77 250.37	311.66 311.66 311.66	229.68 123.67 170.79	84.28 84.28 84.28	117.99 84.28 95.51	220.59 171.57 187.91	220.59 122.55 171.57	220.59 171.57 187.91

※ 最大荷重及び周面摩擦力は、上段：最大値、中段：最小値、下段：平均値を示す

※ 定着仕様は 5.2.3 章の方法を参照。なお、盛土 E のみ加圧グラウトの仕様である

表 5-6 各盛土の平均 N 値と周面摩擦力(表 5-5 より抜粋)

盛土名	地盤種別	N 値	τ 値 (kN/m ²)		
			最大値	最小値	平均値
盛土 A	砂礫	20.9	208.02	165.09	179.4
盛土 B	砂礫	28.5	208.02	139.95	162.64
盛土 C	砂礫	17.3	208.02	208.02	208.02
盛土 D	砂礫	6.1	311.64	127.77	250.37
盛土 E	砂	14.3	311.66	311.66	311.66
盛土 F	砂	9.8	229.68	123.67	170.79
盛土 G	砂	6.3	84.28	84.28	84.28
盛土 H	砂	6.5	117.99	84.28	95.51
盛土 I	砂	8	220.59	171.57	187.91
	砂	10	220.59	122.55	171.57
	砂	17	220.59	171.57	187.91

※ 盛土 I については試験深度に応じた N 値あり

5.3.3 実施工における N 値・ τ 値と実験値(関係式)との比較

ここでは、実施工で得られた地盤の周面摩擦抵抗値と、第 4 章の実験で得られた N 値と τ 値の関係式との比較を行い、相互の比較検証を行う。

第 4 章の図 4-12 (摩擦切れのみ) に、実施工で得られた周面摩擦抵抗値と N 値を重ね合わせたものが図 5-5 である。

これより得られた結果と考察について、以下に示す。

- ・実施工に採用される鉄筋が D19 ということで引抜き試験も D19 で行われているが、周面摩擦抵抗が強いので、D19 の降伏荷重×90% (98kN×90%=88.2kN) まで載荷しても摩擦切れが発生せず降伏荷重が得られていないものが多い。このため、今後の引抜き試験では D25 の降伏荷重×90% (174kN×90%=156.6kN) 程度の鉄筋を用いることが必要と判断される。
- ・実施工での引抜き試験結果は近似式で見ると、第 4 章の実験結果で得た近似式とほぼ同様の結果となっており、実験で得られた関係式が実務でも有効に利用できるものと考えられる。
- ・降伏荷重まで達していない結果もあることから、盛土によってはより大きな引抜き力を持っているものと推定できる。
- ・切土指針の推定値は下限値が示されている⁶⁾が、実施工での結果も低い値だけを見ると、同様の傾向が示されている。
- ・N 値が低いほど得られる周面摩擦抵抗値にはバラツキが大きいことがわかった。
- ・この N 値=10 以下のバラツキには、削孔時の拡径が大きく影響していると推定される。つまり、拡径により定着体が拡大し引抜き力が大きくなってはいるものの、周面摩擦抵抗力の算出には削孔径(呼び径)の周面積が用いられており、この周面積の差がバラツキとして現れていると考えられる。
- ・N<30 において、盛土で得られた周面摩擦抵抗値は概ね切土指針の推定値を上回る結果となった。
- ・提案する関係式 $\tau = 1.2N + 160$ を算出するために利用した表面積は、拡径により拡大した定着体の実測値としている。そのため、削孔径(呼び径)で算出したものと比べてかなり小さな τ 値となっている。つまり、削孔径通りの定着体が打設できた時の抵抗値(実際には N 値が低い地層では拡径され抵抗値も大きくなる)となっており、この関係式は実験結果としては最低値を示しているものと考えられる。

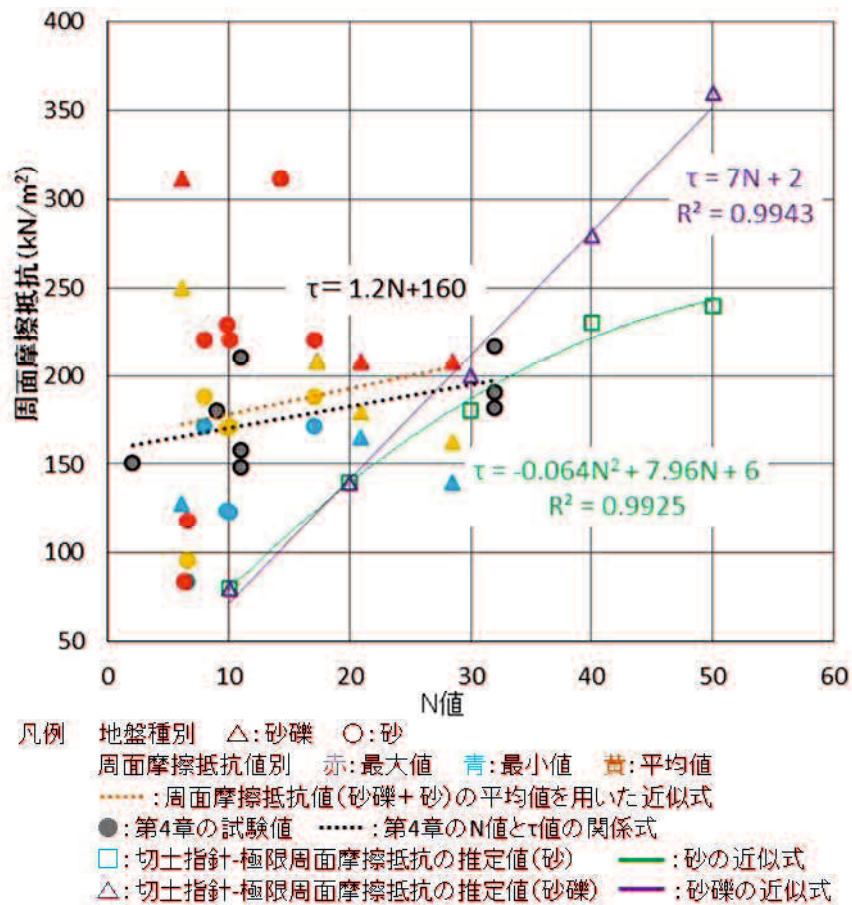


図 5-5 周面摩擦抵抗値とN 値の関係図

5.3.4 τ 値と定着深度の関係

盛土 I のデータを用いて、周面摩擦抵抗値（τ 値）と定着深度との関係について検証を行った結果を図 5-6 に示す。データ数が少ないものの、両者に相関は見られず、削孔して打設する鉄筋挿入工の τ 値には垂直応力が及ぼす影響は少ないと推定する。

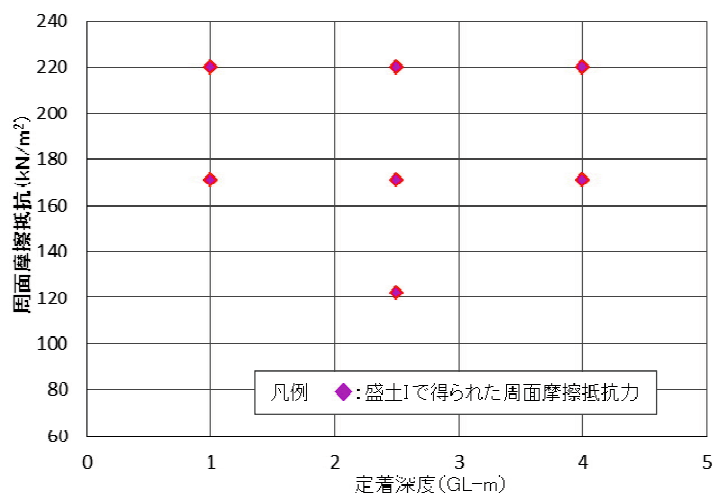


図 5-6 周面摩擦抵抗値と定着深度の関係図

5.4 まとめ

本章では、第4章の現盛土地盤で得られたN値と τ 値（地盤の周面摩擦抵抗値）との相関式は、実施工で工事前に実施された引抜き試験結果と比較し、類似傾向にあることから、実務においても十分に対応可能であることを確認した。これは、盛土で鉄筋挿入工の設計・施工を行う際に、現行の切土指針が利用できることを意味している。ただし、収集できた引抜き試験データは少なく、また土質も砂～砂礫に限られており、更なるデータの収集や検証が必要ともいえる。この章で得られた成果が、鉄筋挿入工施工前に行う引抜き試験の必要性や、盛土での掘削の際には細心の注意が必要であることを認識する材料になれば幸いである。

以下に、本章で得られた知見についてまとめ結びとする。

- 1) 盛土においても、切土で一般的に用いられている先行削孔方式による打設方法が可能である。ただし、孔壁の崩壊が予想されるため、ケーシング削孔型の採用が必要である。
- 2) 盛土によっては、盛土材にトンネルズリや礫質土等の空隙が多く透水性の高い土質が使われていることがある。この場合、定着材が周辺地盤に広がり孔内を充填できないことが多いが、布パッカー法を用いることで必要な定着体を作製できる。また、この方法においても地盤との周面摩擦抵抗値は、通常施工の場合と同様の強度を得られることがわかった。
- 3) 実施工における引抜き試験で得られた周面摩擦抵抗値は、切土指針にあるN値と周面摩擦抵抗値との関係式を上回る値となった。また、これらの値は盛土地盤での引抜き実験の結果と同等の傾向にあることがわかった。
- 4) 盛土においても十分な周面摩擦抵抗値が得られることがわかり、切土指針に示されている周面摩擦抵抗値を盛土に利用できることが示された。
- 5) 引抜き試験を行うに当たり、鉄筋長が概ね3m未満の試験体の場合には、引抜き荷重に対する鉄筋自体の理論的な伸びとはならないことがわかってきた。そのため、試験を行うに当たっては3m以上の鉄筋長は最低でも必要と言える。
- 6) パッカーを用いて作製した定着体の場合、凹凸や小礫の付着がないことから、引抜き力に対して粘り強さがないと推定する。ただし、施工性や理想的な定着体形状を作製するという観点では優位である。
- 7) 周面摩擦抵抗値（ τ 値）と定着深度との相関は見られず、削孔して打設する鉄筋挿入工の τ 値には垂直応力が及ぼす影響は少ないと推定する。

◆第5章の参考文献

- 1) 西日本高速道路株式会社：既設盛土補強の設計・施工マニュアル（案），59pp，2016.
- 2) 東日本高速道路株式会社 中日本高速道路株式会社 西日本高速道路株式会社：切土補強土工法設計・施工要領，99pp，2007.
- 3) 公益社団法人地盤工学会：地山補強土工法 設計・施工マニュアル，171pp，2011.
- 4) 西日本高速道路株式会社：土工施工管理要領，p3-18-3-24，2017.
- 5) http://www.kowa-anchor.co.jp/download/catalog/Packer_for_GroundAnchor.pdf. (2020.12.26)
- 6) 社団法人日本道路協会：道路土工 切土工・斜面安定工指針（平成21年度版），p296-300，2009.6.

第6章 結論

6.1 本研究のまとめ

本研究は、盛土に鉄筋挿入工を採用する際の現時点での課題である「盛土で鉄筋挿入工の打設効果が得られるのか」、「盛土での周面摩擦抵抗力はどれくらいを見込めるのか」、「盛土に切土指針を利用できるのか」を解決し、盛土においても鉄筋挿入工が採用できるような基礎資料を得ることを目的とした。

以下、本研究の成果を章毎に取りまとめる。

「第1章 序論」では、盛土に鉄筋挿入工を適用することの背景や課題について、近年の地震や降雨の現状の整理や、予防保全対策として採用されている高速道路盛土の現状、対策工設計を行う上で利用している切土補強土工指針についてまとめた。また、本研究の流れを明確にするために、論文の構成と概要を示した。

「第2章 被災盛土復旧で得られた鉄筋挿入工の補強効果」では、2017年10月の秋雨によって崩壊した含水量が多く軟質な細粒土からなる高速道路の盛土に対して、切土指針に準拠して設計した鉄筋挿入工と水抜きボーリング工、モルタル吹付け工による応急復旧を行った。その1年後、本復旧を行う前に「平成30年7月豪雨」を受けることとなり、この応急復旧箇所は無事だったが、すぐ横隣の同一盛土のり面がほぼ同じ規模で崩壊した。この事例では、応急復旧箇所に取り付けていた自記水位計や伸縮計によって、応急復旧範囲の盛土内水位が上昇したものの全く変動しなかったことが確認された。これは、盛土のり面に打設していた鉄筋挿入工が抑制工と相まって効果を発揮した事例でもある。

この盛土崩壊に対する鉄筋挿入工の設計や、応急復旧時の施工上の失敗等を通して、本研究の課題を確認することに繋がった。

以下に、本章で得られた成果についてまとめる。

- 1) 含水量が多く緩い砂質土からなる盛土においても、鉄筋挿入工はその効果を十分に発揮することがわかった。
- 2) 切土の設計要領を適用できることが示され、盛土を対象とする設計方法の妥当性がある程度確認できたと言える。ただし、土質区分やN値及び盛土内水位等の特性を踏まえた上で、適切な安定解析を実施し鉄筋規模を算出することが重要である。
- 3) 粘性土や締まりの緩い砂質土からなる盛土においては、施工方法の選定が非常に重要であると言える。
- 4) 豪雨によって被災した盛土の応急復旧には、地盤中の過剰な地下水を排除する対策の併用が重要であることを再認識した。この一方で、この排水効果を設計に加味することは非常に難しく、今後の課題でもある。
- 5) 鉄筋1本が受け持つ補強範囲として、1.5mは期待できることの有力な情報を得るこ

とができた。

「第3章 模型盛土における補強材打設条件の違いによる補強効果の検証」では、第2章で得られた課題の一つである「盛土で打設効果が得られるのか」の答えを求めるために、水平慣性力装置や振動台装置を用いた室内実験を行った。砂質土から構成される盛土をモデル槽にて再現し、この盛土のり面に補強材を打設した状態で水平方向の慣性力を与えてのり面を崩壊させ、その時の挙動を加速度計やPIV画像解析を用いて把握した。打設した補強材の長さや角度、間隔等の配置条件を変更して実験を繰り返した結果、崩壊に対する打設効果が高い補強材の配置を見つけることができ、補強材を打設することによって発生するすべり面の違いに関する知見も得ることができた。また、補強材配置条件の異なる供試体による一面せん断試験によって、補強材密度の違いによる打設効果の検証を行い、配置条件の効果に関する同様の成果を得ることができた。

以下に、本章で得られた成果についてまとめる。

- 1) 補強材の打設角度は、のり面に対して垂直が最も補強効果が高く、次に下向き 30° であり、水平打設は水平慣性力に対しては補強効果が小さくなった。
- 2) 補強材の長さは、長いほど盛土全体で慣性力に耐えることとなり補強効果としては有効であるが、単純に長いだけでは補強効果に直結せず、打設本数や打設間隔とのバランスが重要であることがわかった。特に、補強材がすべり面を越える長さとなる場合に補強効果が現れた。
- 3) 補強材の本数は、すべり面全体をカバーできる本数が必要であるが、打設本数だけではなく、ある一定以上の補強材長さと相まって効果が現れた。
- 4) ある程度の長さ(すべり面を越える長さ)を持つ補強材が、ある程度の補強材密度 (0.4 本/ m^2 以上) で、ある程度の範囲(すべり面全体)をカバーできる本数が打設されてはじめて、打設角度や長さ等の補強材の特徴が活かされ補強効果が現れることがわかった。
- 5) 一面せん断試験による検証で、補強材密度が 0.4 本/ m^2 以上の場合に補強効果が現れた。また、補強材の配置はせん断方向に対して連続的な配置を避け、千鳥配置とする方が良いことがわかった。

「第4章 盛土地盤における鉄筋挿入工の周面摩擦抵抗値の評価」では、第2章で得られた課題である「盛土での周面摩擦力はどれくらいが見込めるのか」、「盛土に切土指針を利用できるのか」の答えを求めるために、現盛土地盤に鉄筋を打設して引抜き試験を行い、実際に得られる地盤の周面摩擦抵抗値 (τ 値) を求めた。また、打設した鉄筋を掘起して、定着体と地盤との境界にどのような現象が現れているのか、また地盤中で作製された定着体がどのような形状をしているのかについて、目視観察や三次元レーザー測量を用いて詳細な把握を行った。得られた τ 値は、事前に実施した標準貫入試験から得られた N 値や簡易動的コーン貫入試験から得られた N_d 値との相関をとることで、切土指針にある極限摩擦抵抗の推定値との比較を行った。さらに、今回の実験結果から N 値と τ 値との相関式、

Nd 値と τ 値との相関式を得ることができた。一方、補強材形状を把握したことで、掘削時の拡張度合いが地盤種別によって多少異なることや、施工時の注意点、切土指針を盛土に利用する場合の留意点を見つけることもできた。

以下に、本章で得られた成果についてまとめる。

- 1) 削孔ではいずれの地盤でも拡張され、特に礫や玉石が混入する箇所では 1.3~1.4 倍に拡張される傾向にあることがわかった。
- 2) 削孔時の孔壁保護の観点から二重管施工等の大きな削孔径が必要となり、さらに拡張する傾向にあるため、盛土仕様に合ったスパーサー規格の作製が必要である。また、崩落により鉄筋先端に定着材が行き届かない状況も確認されたため、先端余掘りを多めにとる等、確実な定着長の確保が必要である。
- 3) 削孔時のビットの回転や振動等によって、周辺地盤には緩み域が生じ、これを取り込んで定着体が形成されることがわかった。この場合、定着体径が増大することで引抜き力は安全側となるが、突発的な孔壁崩壊や想定以上の拡張は不健全な定着体となるため、確実な孔壁保護が重要である。
- 4) 定着体の凹凸形状が、引抜き力に大きく影響することがわかった。特に先端が拡大された形状では、表面積が同等の円柱形状に対して約 1.3 倍の引抜き力を有していた。
- 5) 周面摩擦抵抗値は、実施工では孔壁が拡張され表面積が大きくなることもあって呼び径 > ビット外径 > 実測径となるため、切土要領や指針に示された周面摩擦抵抗の推定値（下限値）に比べて同等以上の結果が得られた。このことから、盛土においても切土要領にある推定値を利用することが可能であることがわかった。また、事前に引抜き試験を実施し周面摩擦抵抗値を把握することで、特に $N < 30$ においては対策工費の削減につなげることが可能になると言える。
- 6) 本実験結果を用いて地盤特性と周面摩擦抵抗値（ τ 値）との関係を整理すると、 N 値と周面摩擦抵抗値との関係として $N < 30$ において $\tau = 1.2 \times N + 160$ 、Nd 値との関係として $Nd < 30$ において $\tau = 2.1 \times Nd + 140$ が得られた。
- 7) 地盤強度が低い盛土においては、試験エネルギーが小さく 10cm ピッチでの値が得られる Nd 値の方が、 N 値と比べると周面摩擦抵抗値を推定する上で相関が良いことが推定された。

「第 5 章 実施工データによる実験値(関係式)の検証」では、第 4 章の現盛土地盤で得られた N 値と τ 値（地盤の周面摩擦抵抗値）との相関式は、実施工で工事前に実施された引抜き試験結果と比較し、類似傾向にあることから、実務においても十分に対応可能であることを確認した。これは、盛土のり面で鉄筋挿入工を設計・施工を行う際に、現行の切土指針が利用できることを意味している。ただし、収集できた引抜き試験データは少なく、また土質も砂～砂礫に限られており、更なるデータの収集や検証が必要ともいえる。この章で得られた成果を通して、鉄筋挿入工施工前に行う引抜き試験の必要性や、盛土での鉄筋打設のための掘削時には細心の注意が必要であることを認識する材料になれば幸いである。

以下に、本章で得られた成果についてまとめる。

- 1) 盛土においても、切土で一般的に用いられている先行削孔方式による打設方法が可能であるが、孔壁の崩壊が大きいためケーシング削孔型の採用が必要である。
- 2) 盛土によっては、盛土材にトンネルズリや礫質土等の空隙が多く透水性の高い土質が使われていることがある。この場合、定着材が周辺地盤に広がり孔内を充填できないことが多いが、布パッカー法を用いることで必要な定着体を作製できる。また、この方法においても地盤との周面摩擦抵抗値は、通常施工の場合と同様の強度を得られることがわかった。
- 3) 実施工における引抜き試験で得られた周面摩擦抵抗値は、切土指針にある N 値と周面摩擦抵抗値との関係式を上回る値となった。また、これらの値は盛土地盤での引抜き実験の結果と同等の傾向にあることがわかった。
- 4) 盛土においても十分な周面摩擦抵抗値が得られることがわかった。
- 5) 引抜き試験を行うに当たり、鉄筋長が概ね 3m 未満の試験体の場合には、引抜き荷重に対する鉄筋自体の理論的な伸びとはならないことがわかってきた。そのため、試験を行うに当たっては 3m 以上の鉄筋長は最低でも必要と言える。
- 6) パッカーを用いて作製した定着体の場合、凹凸や小礫の付着がないことから、引抜き力に対して粘り強さがないと推定される。ただし、施工性や理想的な定着体形状を作製するという観点では優位である。

「第 6 章 結論」では、本研究で得られた成果を要約して総括し、盛土で鉄筋挿入工を採用する場合の設計上の注意点や施工上の留意点、及び今後の展望について示した。

本研究によって、切土指針を盛土に利用する場合に必要な注意点や、現行基準でのデータが充実していない範囲の知見を得ることができたものと考えている。これらの成果は盛土に鉄筋挿入工を適用する場合の有意義な基礎資料として活用し、また活用されることを期待する。

6.2 今後の課題と展望

本研究では、「盛土で鉄筋挿入工の打設効果が得られるのか」、「盛土での周面摩擦抵抗値はどれくらいを見込めるのか」、「盛土に切土指針を利用できるのか」というテーマを設定し、室内での模型実験や盛土地盤での引抜き実験、さらに、実験から得られた成果と実施工との比較評価を行うことで、盛土に適用する鉄筋挿入工規模の算出に切土指針をそのまま利用することへの不安要素の解決に取り組んだ。

この結果を踏まえ、盛土で鉄筋挿入工を採用する場合の設計上の注意点や、施工上の留意点、また、今後のあり方や理想・目標について、以下にまとめる。

6.2.1 今後の課題

- 1) 盛土地盤での周面摩擦抵抗値の収集・評価
- 2) 盛土地盤での掘削方法の見直し
- 3) 盛土地盤に適したスペーサー等の開発
- 4) 掘削時の先端余掘り等の盛土に適した値の決定
- 5) 盛土のり表面が豪雨により一時的に地下水に満たされた場合の効果の確認
- 6) 頭部の連続性としてののり面保護工の必要性の確認
- 7) 施工前に行う引抜き試験の重要性の周知・徹底
- 8) 引抜き試験自体の実施方法の整理（引抜き試験に用いる鉄筋径を大きくする等）

6.2.2 今後の展望

鉄筋挿入工はこれまで切土での切土補強土工法として実績が多く、高速道路の切土においても恒久対策や施工時の安定性向上等の目的で多く採用されている。鉄筋挿入工を対策工とした切土のうち、鉄筋挿入工の補強材長より更に深い深度をすべり面とする崩壊事例を除いて、豪雨や地震を誘因として崩壊（抑止力不足や中抜け）した事例は記録に残っていない。つまり、対策規模を検討する段階で、補強材長つまり崩壊推定深度（すべり面深度）を見誤らなければ、鉄筋挿入工は十分な効果を発揮していることが伺える。

実務の先輩方が「打てば必ず効く」と言われるように、鉄筋挿入工はのり面の補強対策として十分な実績と実務レベルでの信頼感を持っている。このような鉄筋挿入工について、切土の設計・施工指針を実績が少ない盛土にも利用できるとわかったことが、本研究での成果である。

とは言え、切土と盛土とでは、構成する地盤特性やのり面性状、地下水分布等、異なる部分が多い。また、被災盛土を復旧する上での逆巻き施工との併用や、恒久的な盛土のり面の保護工、仮設上の安全対策工等、鉄筋挿入工を使用できる守備範囲は広く、盛土での必要性は大きいと考える。しかし、今後も引き続き切土指針を利用して設計・施工を行っていくというスタンスでは、盛土で一般的に採用される機会が増えていくことは少なく、技術的にも残念でもったいないと言わざるを得ない。

このような状況を踏まえると、盛土に特化した「盛土補強土工としての指針・要領」が必要になるものと考え、作成に当たっては上述した課題を含めたものにしていくべきであると考える。

本研究の関連論文

- (1) 著者氏名：川波敏博・下野宗彦・村上豊和・中田幸男
論文題目：水平慣性力を受ける模型盛土に対する補強材打設効果の検証
学術雑誌名：地盤工学会中国支部 論文報告集 地盤と建設
巻, 号, 頁：Vol.36, No.1, pp.79-87
発行年月：2018年12月発行
＜本文との関連：第3章＞

- (2) 著者氏名：川波敏博・西條健吾・竹本将・中田幸男
論文題目：鉄筋挿入工の盛土のり面への適用事例
学術雑誌名：地盤工学ジャーナル
巻, 号, 頁：Vol.15, No.3, pp.665-674
発行年月：2020年9月発行
＜本文との関連：第2章＞

- (3) 著者氏名：川波敏博・下野宗彦・竹本将・中田幸男
論文題目：盛土地盤における鉄筋挿入工の周面摩擦抵抗値の評価
学術雑誌名：地盤工学ジャーナル
巻, 号, 頁：Vol.16, No.1, pp. -
発行年月：2021年3月掲載決定
＜本文との関連：第4章＞

謝辞

指導教員の主査を快く引き受けていただいた中田幸男教授には、論文作成の指導から博士課程3年間のスケジュール管理、さらには私自身の業務における技術的な相談まで、親身にご指導いただき深く感謝いたします。ありがとうございました。

副査として審査や履修に携わっていただいた進士正人教授、鈴木素之教授、吉本憲正准教授、森啓年准教授には、真摯な評価や助言をいただいたこと、心より感謝いたします。

また、室内実験において盛土模型を何度も何度も作製して貴重なデータを取得された小林敬尚氏、喜種将氏、片岡望沙氏の努力と耐力に感謝いたします。

株式会社高速道路総合技術研究所の竹本将氏には、本研究の転機となった盛土地盤での引抜き実験において、計画・現場実験・とりまとめに至る全過程で助言や励ましをいただき、本当に助けられました。また、試験データや実験ヤードの提供、現場見学等のお願いに、快く迅速に対応していただいた西日本高速道株式会社の関係者の皆様にも大変感謝しております。

現場実験においては、猛暑続きの炎天下の中、汗だくで協力していただいた藤本和明氏（ライト工業株式会社）、内田周作氏（応用地質株式会社）、中島直樹氏（西部技術コンサルタント株式会社）には心から感謝いたします。

本研究の発端は、高速道路リニューアル工事において盛土に鉄筋挿入工が採用されるということで、盛土にも補強効果があるのか模型実験で確認してみようというものでした。その約2年後、博士課程の学位取得にチャレンジしてみないかとの勧めの言葉をいただきました。聞いた直後は「なんとかなるかな。名刺に技術士より上位の資格が付いてカッコいいし。」と軽い気持ちの反面、「入社して3年半ということや、忙しい業務との両立ができるかという不安」で即決はできませんでした。そんな中、「悩んでも仕方ないし、数年後にやってみようと思うんだったら、少しでも若い時の方が楽なんじゃない？何時だって仕事が忙しいのは同じなんだから、思い切って頑張ってみたら！」と背中を押されたことで、入学を決意しました。

博士課程の3年間を振り返ってみると、研究活動や査読論文の経験がなかったこともあって、1年目は自分が何をやっているのか、何をやればいいのかもよくわからず、中田教授に相談もできませんでした。2年目では、業務で対応した被災盛土を題材とした論文や盛土地盤での引抜き実験を通して、本研究に対する興味や査読論文を作る楽しさみたいなものが芽生えました。3年目では、学位論文として仕上げて審査に臨むというプレッシャーはありましたが、比較的楽しくできたと思います。このような感情で充実した時間を過ごせたのも、中田先生のおかげだと改めて感謝しております。予備審査の後に誘っていただ

いた食事では、自分の3年間の気持ちの変化を話したところ、「確かに1年目はやらされてる感があって大丈夫かなと思いましたよ」と先生に言われ、やはり見抜かれていたんだと可笑しく、また、「これからも何でも相談にのりますよ」と言っていただいたことはこの上ない喜びでした。今後も遠慮なく相談させていただきます。

改めまして、入社まもない私に、学位取得のチャンスを与えてくださった石橋彰社長、福田美文常務、岸洋正顧問をはじめとする会社の皆様には、この上ない恩義を感じております。また、学位取得を勧めてくださり数々の後押しをいただいた下野宗彦技師長、審査申請や査読論文提出の期限が迫り焦って業務中に作業をしていた私を温かく見守ってくださった中対克孝部長、実験等で心強い助言をいただいた秦二郎副部長、そして、現場実験や論文作成において忙しいにも関わらず快く協力いただいた調査設計部の皆様には、感謝の気持ちで一杯です。

本研究活動で学んだ「ものの見方・考え方、表現の仕方、言葉の使い方」を、建設技術者として培ってきた経験にプラスして、これからの業務や会社の発展に貢献していく思いです。

最後に、多くの人からのご指導やご協力、そして応援をいただいた上で、ようやくとどいた博士という最高の学位だと痛感しております。今思うとあっという間の3年間でしたが、「がんばって!」という言葉に常に後押しされ、最後の学位論文に取りかかった年には大学受験を控えて好きなことも我慢して勉強する娘の姿にも励まされて、なんとか乗り切ることができた、充実した時間だったと思います。

本当にありがとうございました。