

論文 / 著書情報
Article / Book Information

題目(和文)	羽根付き鋼管による斜面の補強効果に関する研究
Title(English)	
著者(和文)	澤石正道
Author(English)	Masamichi Sawaishi
出典(和文)	学位:博士(工学), 学位授与機関:東京工業大学, 報告番号:甲第10644号, 授与年月日:2017年9月20日, 学位の種別:課程博士, 審査員:高橋 章浩,北詰 昌樹,竹村 次郎,二羽 淳一郎,千々和 伸浩
Citation(English)	Degree:Doctor (Engineering), Conferring organization: Tokyo Institute of Technology, Report number:甲第10644号, Conferred date:2017/9/20, Degree Type:Course doctor, Examiner:,,,,,
学位種別(和文)	博士論文
Type(English)	Doctoral Thesis

羽根付き鋼管による斜面の補強効果に関する研究

澤石 正道

羽根付き鋼管による斜面の補強効果に関する研究

論文要旨

本論文では、降雨や地震に対する盛土斜面の安定性を向上させる方法として、羽根付き鋼管による補強を取り上げる。特に、法尻の主に湿潤による不安定化が原因となる深さ数メートル規模の斜面崩壊を対象として、これを抑制するために必要な、受圧板を併用した鋼管の荷重分担範囲、羽根付き鋼管の引抜き抵抗、受圧板間のアーチ効果と部材抵抗による補強効果を調べるため、実大盛土で実験を行った。それらの実験結果と既往の知見から、受圧板の荷重分担範囲の評価法、斜面へ水平方向に回転貫入した羽根付き鋼管の引抜き抵抗評価法を構築し、一般的な斜面安定設計法に適用可能な本工法で補強した斜面の設計法を提案する。本論文は以下の第1章から第7章で構成される。

第1章「序論」では、本研究の背景と研究目的について述べている。降雨と地震の複合作用によって盛土斜面崩壊が発生した災害（2009年駿河湾地震等）をきっかけに、杭として実用化していた羽根付き鋼管の技術を斜面安定に応用できないかと着想したこと等が本研究の背景であることや、羽根付き鋼管による斜面補強の得失を明らかにするために、盛土の斜面崩壊のメカニズムや一般の斜面安定工の補強効果についてもまとめている。

第2章「羽根付き鋼管による斜面安定工に関する先行研究と課題」では、本工法に関する先行研究の成果をとりまとめ、研究課題を設定している。鋼管に開口を設けた場合の鋼管の水抜き効果について、既往の知見と先行研究による実験と解析についてまとめているほか、先行研究で実施された遠心模型実験等で示されている鋼管の部材抵抗や受圧板による効果、補強材の配置等に関する検討結果から、本工法に期待される補強効果を取りまとめ、それらを実大盛土による実験で確認することを研究課題として設定している。

第3章「受圧板による荷重分担範囲」では、受圧板によって一体挙動する移動土塊の範囲を解明するための実験とその成果について述べている。実験では、高さ3mの試験盛土を構築し、1組の受圧板と鋼管で補強された斜面の除荷実験等を実施して、正方形で一辺が300mm、600mm、800mmの受圧板を用いたケースで荷重分担範囲を調べている。実験結果と既往の知見から、受圧板の荷重分担範囲を四角錐台とみなす評価法を提案している。この荷重分担範囲が重なるように部材を配置することで、移動土塊の部分的な崩壊が抑制されるため、受圧板を離散的に配置しても移動土塊が一体で挙動すると見なせるようになる。

第4章「羽根付き鋼管の引抜き抵抗特性」では、斜面へ水平方向に回転貫入した羽根付き鋼管の引抜き抵抗特性について述べている。5箇所の実盛土において9ケースの羽根付き鋼管の引抜き実験で得ら

れた荷重変位関係から、水平方向に回転貫入した羽根付き鋼管は、羽根外径 176mm 以下、羽根区間長 5m 以下の条件で、1 本あたり 19~110kN の最大引抜き抵抗力を發揮し、引抜き変位量が鋼管径程度の 50~70mm となってもその抵抗力を保持できていることを明らかにしている。杭として鉛直方向に打設した羽根付き鋼管の引抜き抵抗評価式と実験結果の比較を踏まえて、既往の斜面安定工の設計法を参考に、斜面へ水平方向に回転貫入した羽根付き鋼管の引抜き抵抗の評価式を提案している。これにより、不安定化し得る斜面において、受圧板の効果で一体化された移動層全体のすべりに対して、鋼管の引抜き抵抗を付加することによって、斜面全体の安定性を確保することができることを示している。

第 5 章「羽根付き鋼管による斜面補強効果」では、本工法による斜面補強効果を実大実験によって検証している。受圧板間のアーチ効果を確認するために、第 3 章で提案した受圧板の荷重分担範囲が重なる間隔で 2 組の受圧板と鋼管を高さ 2.4m の試験盛土に打設し、その盛土の移動層の法尻を除荷する実験を行っている。その結果、受圧板間で形成されたアーチと鋼管の部材抵抗により、鋼管より上方の移動層の沈下が抑制されることを示している。また、高さ 8m の実盛土において、鋼管で補強した移動層を構築し、その法尻を掘削する除荷実験を行い、法尻の崩壊は鋼管より上方に伝播しないことを示している。更に同じ実盛土で 3 列×3 段の鋼管を施工し、長期的な観測を行うことで、その長期安定性についても確認している。

第 6 章「羽根付き鋼管で補強した斜面の設計法」では、本工法で補強した斜面の設計法について述べている。一般の斜面安定工の設計法と第 5 章までに明らかにした補強メカニズムをふまえて、一般に盛土の設計基準で用いられている設計計算法に適用可能な羽根付き鋼管で補強した斜面の設計法を提案し、試設計も行っている。

第 7 章「結論」では、本研究の成果を取りまとめている。具体的には、羽根付き鋼管の斜面補強メカニズムについて明らかになった点を整理し、実大実験で検証した補強効果を踏まえて、提案する羽根付き鋼管で補強した斜面の設計法を用いて、一般の設計基準に準拠した設計ができることを結論として述べている。

羽根付き鋼管による斜面の補強効果に関する研究

目次

第1章 序論	1
1.1 本研究の背景	1
1.2 自然災害による盛土の変状	8
1.3 既存斜面安定工の補強効果とその得失	15
1.4 本研究の目的	27
第2章 羽根付き鋼管による斜面安定工に関する先行研究と課題	31
2.1 概要	31
2.2 水抜き効果	31
2.3 部材による補強効果	40
2.3.1 遠心模型による鋼管および受圧板の載荷実験	
2.3.2 受圧板付き鋼管の設置角度の影響を調べる模型除荷実験	
2.3.3 遠心模型による補強斜面の振動台実験	
2.3.4 遠心模型による補強斜面の除荷実験	
2.4 本工法で期待される補強効果	48
2.5 本工法の研究課題	51
第3章 受圧板による荷重分担範囲	55
3.1 概要	55
3.2 受圧板の荷重分担範囲に関する既往の研究	55
3.3 荷重分担範囲に関する現場実験	64
3.3.1 除荷実験の内容	
3.3.2 除荷実験の結果と考察	
3.3.3 受圧板による荷重分担範囲の推定	
3.4 荷重分担範囲の評価式の提案	85
3.4.1 評価式の構築	
3.4.2 評価式による計算値と実験結果との比較	
3.5 本章のまとめ	93

第4章	羽根付き鋼管の引抜き抵抗特性	95
4.1	概要	95
4.2	引抜き抵抗に関する既往の研究	95
4.3	引抜き抵抗メカニズムの推定	100
4.4	実盛土による引抜き実験	101
4.4.1	実験内容	
4.4.2	実験結果と考察	
4.5	引抜き抵抗評価式の提案	111
4.5.1	鋼管の回転貫入方向による引抜き抵抗の違い	
4.5.2	引抜き抵抗に影響を与える条件	
4.5.3	引抜き抵抗評価式の提案	
4.6	本章のまとめ	128
第5章	羽根付き鋼管による斜面補強効果	131
5.1	概要	131
5.2	斜面安定に関する実大実験の方法	131
5.3	受圧板間のアーチ効果に関する除荷実験	134
5.3.1	実験概要	
5.3.2	実験結果と考察	
5.3.3	受圧板間のアーチ効果	
5.4	法尻掘削による除荷実験	149
5.4.1	実験概要	
5.4.2	実験結果と考察	
5.4.3	鋼管による斜面補強効果	
5.5	法尻掘削実験の再現解析	167
5.5.1	解析の概要	
5.5.2	解析結果と考察	
5.6	実盛土における長期観測	177
5.6.1	無補強斜面の崩壊	
5.6.2	補強された覆土斜面の構築	
5.6.3	観測状況	
5.7	本章のまとめ	188

第 6 章	羽根付き鋼管で補強した斜面の設計法	191
6. 1	概要	191
6. 2	一般の基準による斜面安定設計法	191
6. 2. 1	各分野の斜面安定に関する基準	
6. 2. 2	鋼製部材を用いた斜面安定工の設計法	
6. 3	羽根付き鋼管による補強斜面の設計法の提案	209
6. 3. 1	補強設計の考え方	
6. 3. 2	本工法の機能	
6. 3. 3	設計フロー	
6. 3. 4	内的安定の検討	
6. 3. 5	鋼管による抵抗力の算定	
6. 3. 6	補強斜面全体の安定性照査	
6. 3. 7	部材耐力の照査	
6. 4	試設計	228
6. 4. 1	設計条件	
6. 4. 2	補強部材の検討	
6. 4. 3	補強斜面の安定性	
6. 4. 4	部材の耐力	
6. 4. 5	検討結果	
6. 5	本章のまとめ	238
第 7 章	結論	241
付録 A	第 3 章の実験における無補強 (TK-N) ケースの条件	251
付録 B	第 3 章の実験における補強ケースの鋼管挙動	261
付録 C	第 3 章の掘削実験方法	265

第1章 序論

1. 1 本研究の背景

2011年東北地方太平洋沖地震や2016年熊本地震といった大地震、毎年発生している台風や梅雨前線に伴う集中豪雨によって、年間400件～800件のがけ崩れ¹⁻¹⁾が発生している。比較的大きな災害は自然斜面や切土が中心であるが、近年は日降水量100mm以上や1時間降水量30mm以上といった大雨の発生頻度が増えてきており¹⁻²⁾、盛土でも大きな斜面崩壊が度々発生している。

写真1.1.1～写真1.1.3および図1.1.1に示す鉄道や道路等の盛土で多数の斜面崩壊が生じた2004年新潟県中越地震¹⁻³⁾や2007年能登半島地震¹⁻⁴⁾¹⁻⁵⁾では、マグニチュード6を超える本震発生前に降雨が続いていた。そのため、浸透水によって斜面の初期有効応力が低下していたことが、被害を大きくした要因として指摘されている。更に、2009年駿河湾地震¹⁻⁶⁾では写真1.1.4と図1.1.2に示すように東名高速道路の盛土が約40mにわたって崩壊し、一時通行止めとなった。お盆の帰省ラッシュの時期に起きた災害であったため、連日復旧状況等が報道され盛土の斜面崩壊に対する関心が高まった。

盛土は、鉄道、道路、空港等の交通荷重を支持するもの、建築物を支持するもの、河川や海岸堤防等の止水をするもの、フィルダムや調整池のように貯水をするもの等、様々なインフラに多用されている。そして、コンクリート構造物等と比べて、一部が損傷しても直ちに全体系の機能が失われることが少ないため、維持管理を容易にできる仕様を規定することで、斜面崩壊が生じた時に損傷した箇所を復旧するという考え方で設計がなされてきた。

その一方、一部の被害が全体機能の喪失につながる可能性がある線状構造物で、緊急輸送ネットワークとなる重要路線や周辺環境の制約で復旧が困難な場所については、設計基準で想定された以上の災害を受けても構造物やシステムが壊滅的な状況に陥らないように危機耐性¹⁻⁷⁾を考慮するということが提唱されている。同じような思想のもと、盛土構造が用いられる海岸堤防でも、想定された以上の津波を受けて、盛土の一部が損傷しても全体の機能は失わないような粘り強い構造¹⁻⁸⁾についての研究が進められている。

新設の盛土については、このような最新の考え方に基づき設計を行えば大

きな問題は生じないと考えられる。ところが、現在供用されている盛土の中には、設計基準が整備される前に構築された既存不適格な盛土が相当数あり、それらの斜面安定対策^{例えば 1-9)}が課題となっている。

自然斜面や切土もしくは、新設の補強土壁による盛土については、従来から様々な斜面安定工が開発、実用化されているが、既設盛土の補強に適用可能な工法としては、張り芝、モルタル吹付け、法枠等の法面工にほぼ限られている。これらの法面工は表層崩壊の抑制には効果があるものの、浸透水による斜面内の抵抗力低下等によって生じる深さ数メートル規模のすべりには効果がない。よって、既設盛土斜面の安定性を向上させるには、大幅な構造変更を必要とするが、河川堤防の改修以外でそのような大規模な対策が取られることはほとんどない。

著者らは、盛土の斜面崩壊が注目されはじめた当時、杭基礎に適用する「らせん形状の羽根を取り付けた鋼管杭」¹⁻¹⁰⁾の実用化に取り組んでいた。羽根付き鋼管杭は、水やセメントを使わずに杭を地中へ直接回転貫入することで所定の支持力が得られる工法であり、小型機械の開発等により狭小地や近接施工に対応できる杭基礎技術となっていた。

そこで、羽根付き鋼管をアンカーのように水平方向に打設して斜面を補強すること、同時に鋼管を水抜きパイプとして利用することを着想し、約7年の歳月をかけて、図 1.1.3 に示す水抜き孔を設けた小径羽根付き鋼管を斜面へ水平方向に回転貫入し、水抜き効果と部材抵抗による補強効果を発揮する工法（以下、本工法と呼ぶ）を開発してきた。そして、狭小な既設盛土斜面での適用性を高めるため、本工法は写真 1.1.5 に示すコンパクトな装置で鋼管を斜面へ回転貫入できるように改良されている。

しかし、本工法を例えば、図 1.1.4 に示すようなイメージで斜面の補強に利用して、無補強の場合に法尻が崩壊するような作用を受けても法肩側の変状を抑制し、盛土上の交通システムの機能を維持するための補強を計画する場合、本工法の補強効果を定量的に評価する方法がまだ存在していないため、補強に必要な鋼管の数量を決めることが困難である。

以上のような背景から、実構造物への適用に向けて、一般的な斜面安定設計法に適用可能な、羽根付き鋼管による補強斜面の設計法を提案することを課題として本研究に取り組むこととした。



写真 1.1.1 2004 新潟県中越地震による鉄道盛土の斜面崩壊の例¹⁻³⁾



写真 1.1.2 2004 新潟県中越地震による道路盛土の斜面崩壊の例¹⁻³⁾



写真 1.1.3 能登有料道路（当時）の盛土斜面崩壊の例¹⁻⁵⁾

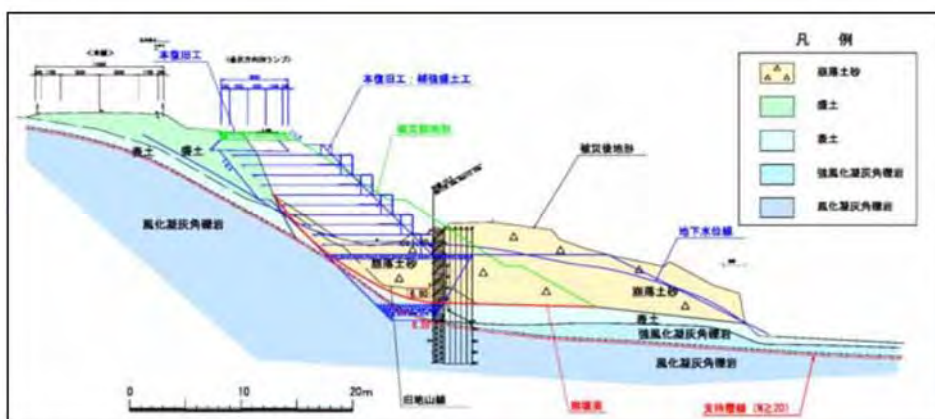


図 1.1.1 斜面崩壊した盛土断面の例¹⁻⁴⁾



写真 1.1.4 東名高速道路の盛土斜面崩壊箇所¹⁻⁶⁾

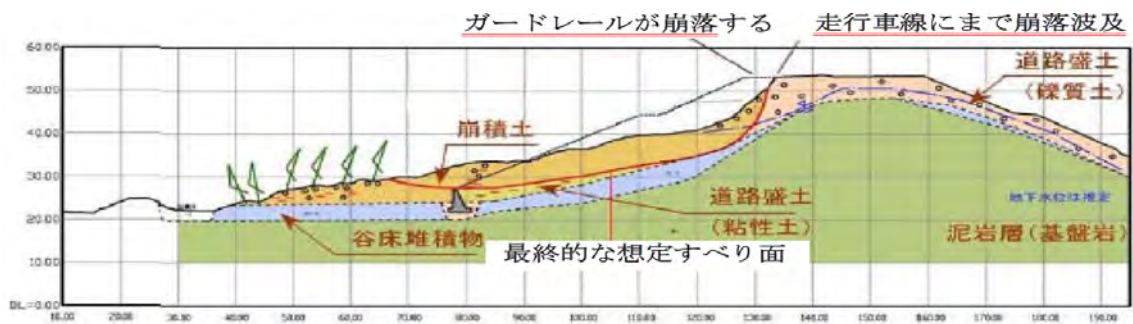


図 1.1.2 斜面崩壊した盛土断面¹⁻⁶⁾



図 1.1.3 羽根付き鋼管



写真 1.1.5 羽根付き鋼管の施工例

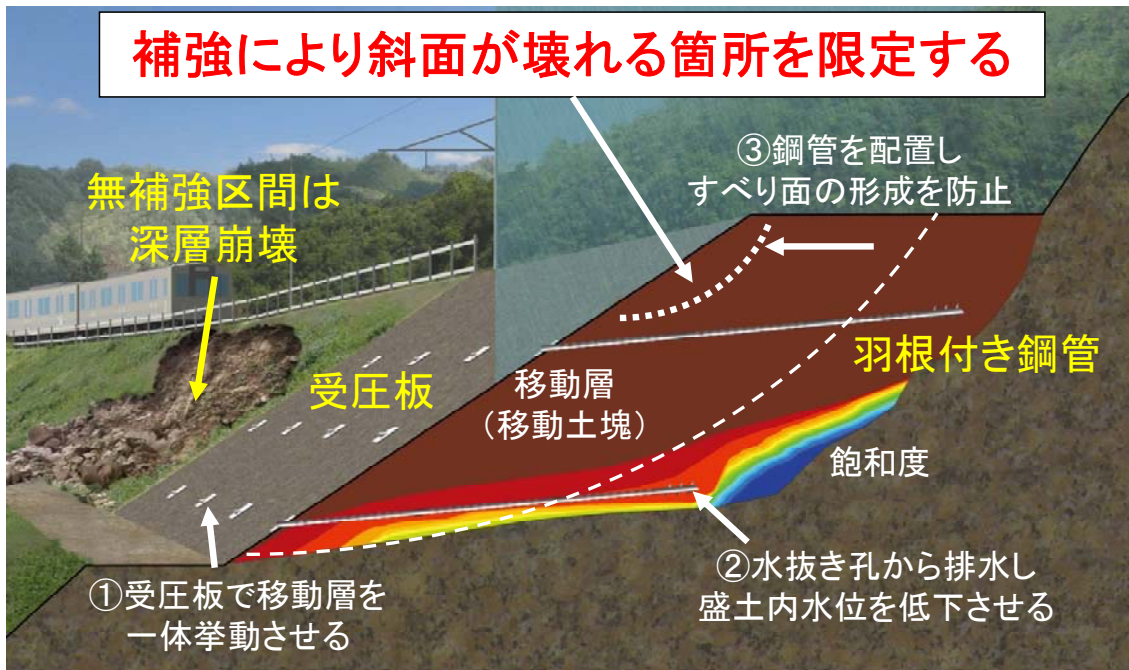


図 1.1.4 羽根付き鋼管で補強した盛土とその補強効果のイメージ

1. 2 自然災害による盛土の変状

自然災害による盛土の変状には、降雨による盛土のサクシジョンの喪失による初期有効応力の低下と、飽和度の上昇による重量増加に伴う表層崩壊が多いが、降雨による被災は深さ 1m 以内の表層崩壊がほとんどで、大規模な崩壊は自然斜面での地すべり以外ではめったに起こらないと考えられていた。

ところが、2004 年新潟県中越地震では、多数の盛土において深さ数メートル規模のすべりが生じた。これらの斜面崩壊は、地震前の降雨により盛土の法尻が湿潤し、斜面が不安定化している時に地震の作用を受けて深いすべりが生じたものと考えられ、この頃を契機に、降雨後の地震や地震後の降雨といった複合作用を受ける斜面安定問題についての研究が各所で進められてきた。

降雨や地震による盛土の崩壊メカニズムに関して、一井¹⁻¹¹⁾と秦ら¹⁻¹²⁾は、図 1.2.1 に示す 1G 場の振動台で模型盛土による降雨後の地震を模擬した実験を行い、実験で得られた図 1.2.2 に示す地震後の含水比分布等を解析で再現することによって、浸透水による地下水面が生じない程度の降雨強度でも耐震性が低下すること、法肩や盛土深部でのサクシジョン等による強度低下が耐震性に影響を与えることを指摘している。

松丸ら¹⁻¹³⁾は、2004 年新潟県中越地震による鉄道盛土の被災原因として、地震前の降雨の影響を分析するため、被災した盛土材料の室内試験を実施し、図 1.2.3 に示すモデル等により浸透流解析を行っている。図 1.2.4 に示すように降雨量が盛土の排水能力を越えて湛水条件を与えた場合に盛土内の飽和度が高まることから、地震直前の降雨によって盛土底部で飽和度が上昇し、地下水面が形成されていたために斜面崩壊が生じたものと結論付けている。

川尻ら¹⁻¹⁴⁾は、地震後の降雨によって生じる斜面崩壊を対象に、図 1.2.5 に示す模型盛土を振動台で加振後に散水し、加振によって生じたクラックから流入する浸透水が盛土の強度低下を生じさせることや図 1.2.6 に示すような法尻の変形がきっかけとなって盛土が崩壊するメカニズムを示している。

杉田と佐々木¹⁻¹⁵⁾は谷埋め盛土の崩壊原因を調べるため動的遠心模型実験を行っている。その結果、盛土の締固め度が低い場合や図 1.2.7 に示すように法尻での浸透水位が高い場合ほど、大規模な崩壊が生じやすいことを示している。

以上の既往の研究等から、盛土の崩壊規模が大きくなる可能性がある斜面崩壊の原因として、法尻のゆるみに着目する。図 1.2.8 に示すように法尻はもともと応力が集中している部分であるため、荷重がそれほど増えなくても法尻がゆるんで強度低下すると、盛土自重を支持しきれずに上側の斜面が徐々に崩れていき、最終的に法肩まで進行する場合もある。また、法尻のゆるみは、集中豪雨や長雨により、傾斜基盤上の片盛土、切り盛り境部、谷埋め盛土等の集水地形で頻繁に生じているものと想定される。

よって、本工法の開発にあたっては、法尻のゆるみによる崩壊を抑制することを対象に羽根付き鋼管による補強効果の有効性を明らかにすることから始めている。

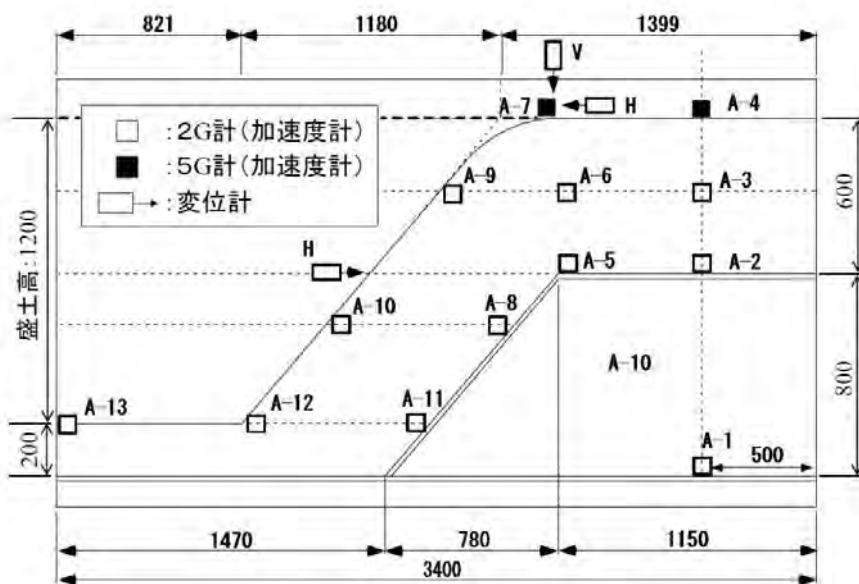


図 1.2.1 盛土断面 1-12)

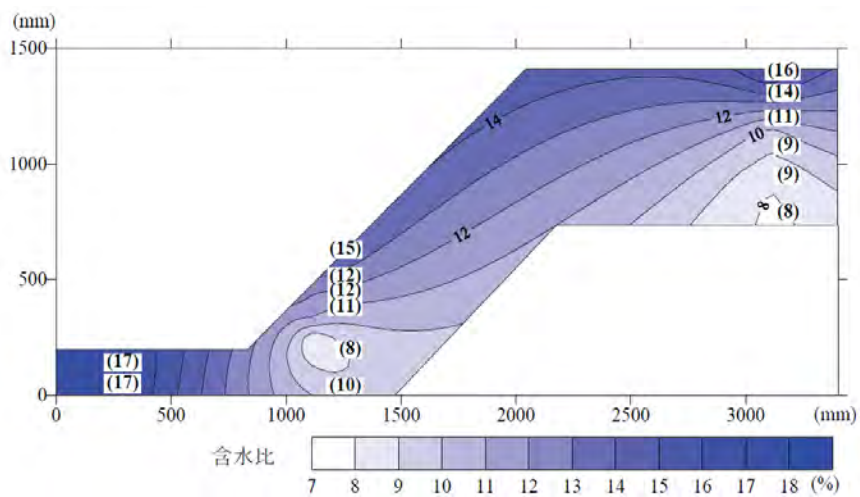


図 1.2.2 地震後の盛土内含水比分布 1-12)

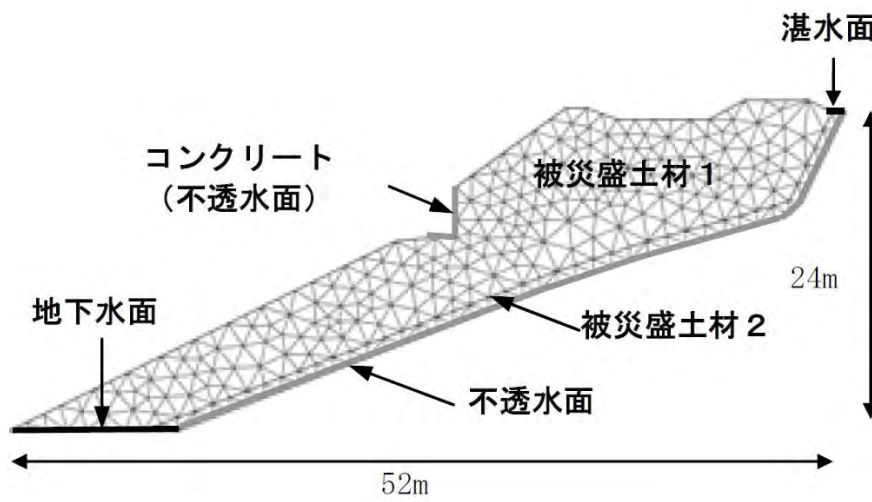
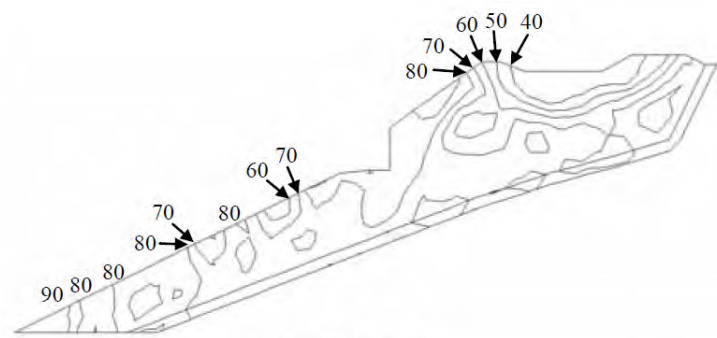


図 1.2.3 浸透流解析モデルの例¹⁻¹³⁾



(a) 湛水条件なし



(b) 湛水条件あり

図 1.2.4 浸透流解析による盛土内飽和度分布の例¹⁻¹³⁾

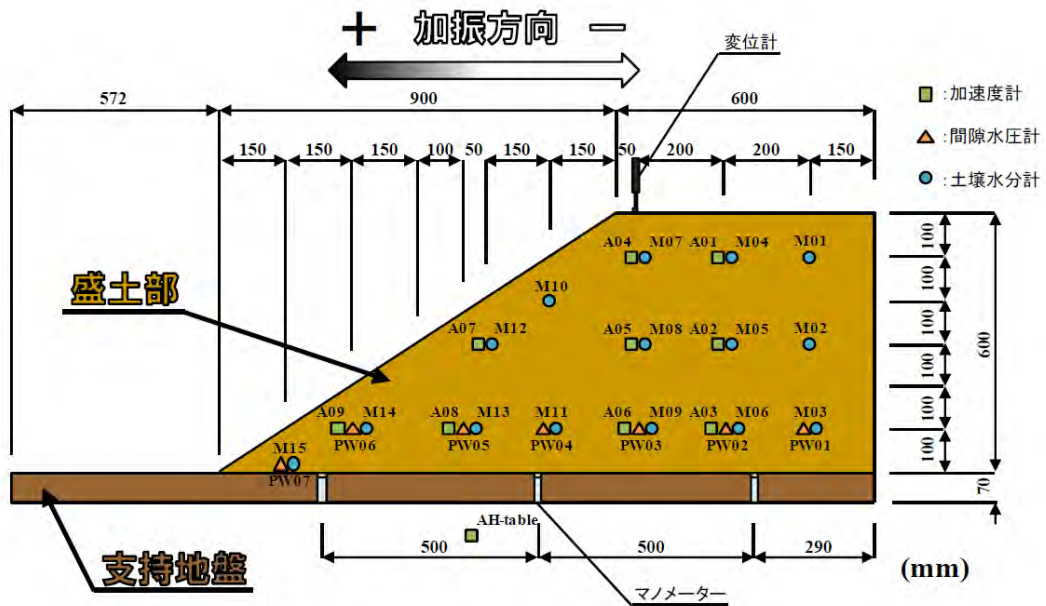


図 1.2.5 模型盛土¹⁻¹⁴⁾

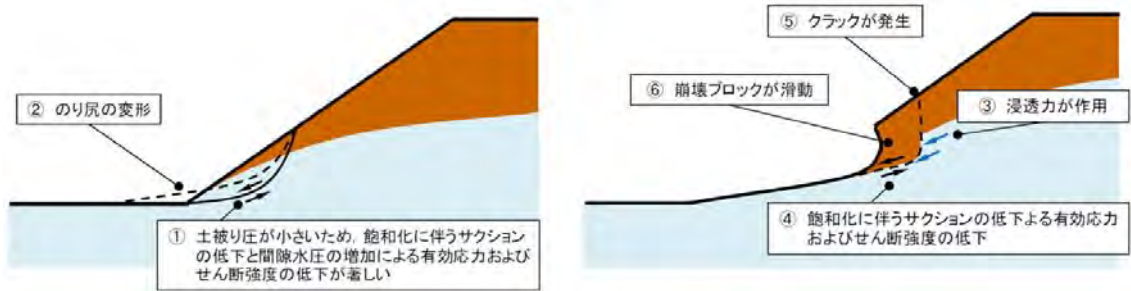
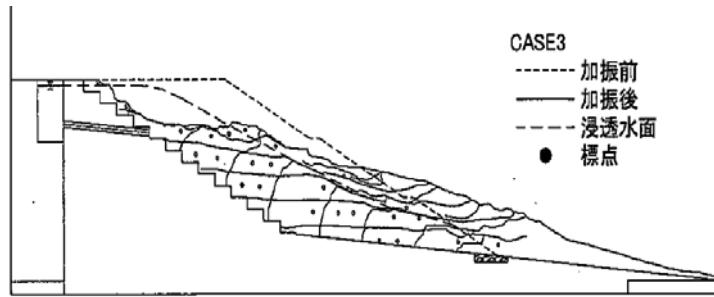
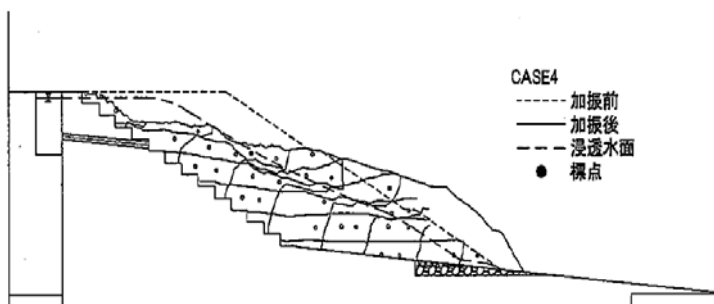


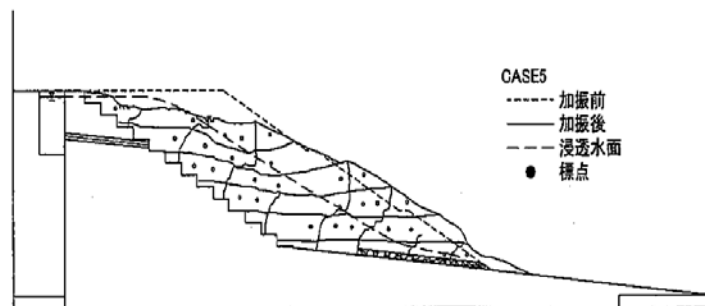
図 1.2.6 法尻の湿潤による盛土の崩壊メカニズム¹⁻¹⁴⁾



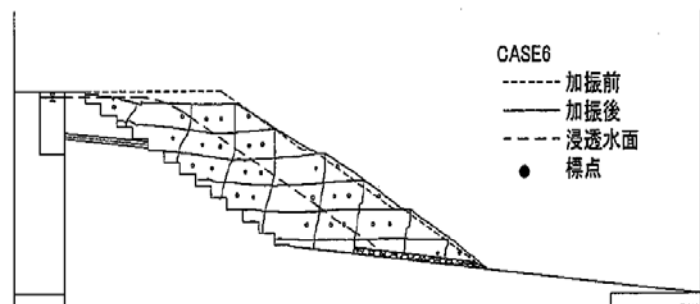
(1) Case 3 $h_w = -1.4$ m



(2) Case 4 $h_w = -1.6$ m



(3) Case 5 $h_w = -3.0$ m



(4) Case 6 $h_w = -3.7$ m

図 1.2.7 動的遠心模型実験における浸透水位と斜面崩壊との関係¹⁻¹⁵⁾

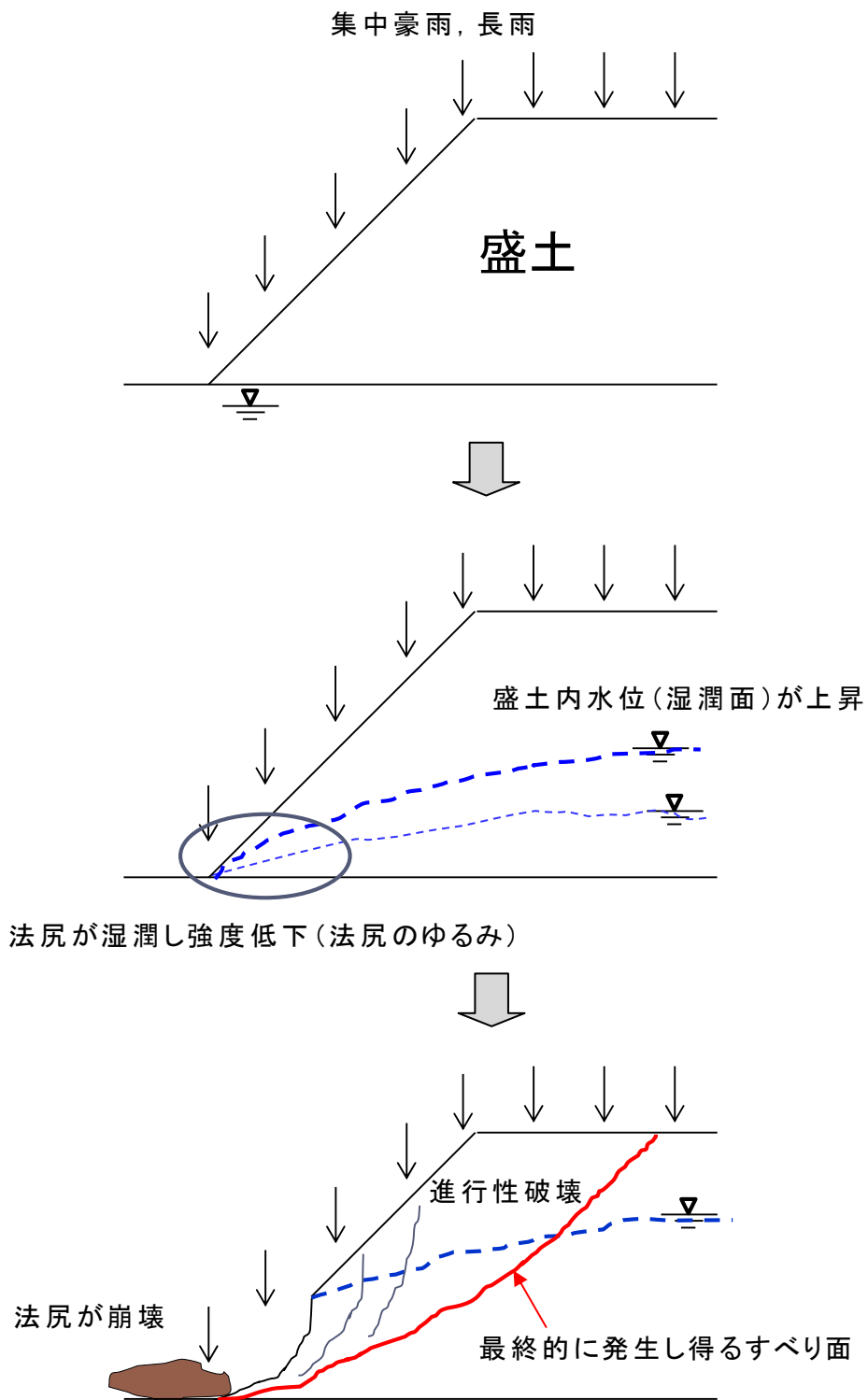


図 1.2.8 法尻のゆるみが原因の盛土崩壊メカニズム

1. 3 既存斜面安定工の補強効果とその得失

既存の斜面安定工は、部材で補強し斜面の抵抗力を向上させる抑止工と水抜きにより斜面自体の初期有効力を高める抑制工に分類される。本工法は、部材抵抗による補強と水抜きの両者をあわせ持つものであるが、本研究は羽根付き鋼管の部材抵抗による補強効果を定量的に把握することを対象としているため、鋼製の補強材を用いた抑止工に関連した既往の研究を参照する。

なお、水抜き効果については、第2章で後述する。

斜面安定の抵抗力を高める鋼製の補強材には、地すべり抑止杭（鋼管）、ロックボルト（鋼棒）、グラウンドアンカー（線材）、テールアルメ（鋼板）等があり、自然斜面、切土、盛土といった斜面の種類やすべり面の深さに応じて、使い分けられている。

一方、羽根付き鋼管を水平方向へ回転貫入する斜面安定工は、既存工法のいずれにも該当しないが、鋼管を用いる点で、地すべり抑止杭の抵抗メカニズムやその発現に必要な杭の離散的な配置方法は参考になる。

足立ら¹⁻¹⁶⁾¹⁻¹⁷⁾は、図 1.3.1 に示す降下床にアルミ棒積層体地盤を設けた模型実験と 2次元の FEM 解析により、地すべり抑止杭のアーチ効果について調べ、図 1.3.2 に示す荷重変位関係から並列杭に比べ千鳥杭の方がアーチを形成しやすいこと、並列杭の杭間隔が杭径の 6 倍を超えるとアーチは形成されないことを示している。

中村ら¹⁻¹⁸⁾は、図 1.3.3 に示す大型せん断土層で地すべり抑止杭の杭間隔がアーチ効果発現に与える影響を調べ、図 1.3.4 に示す杭頭変位と杭間地盤の鉛直面変位との関係から、杭間隔 $8d$ （杭径）が杭間から地盤がすり抜けられない限界であると推定している。

次に、水平方向に部材を配置する補強材に関する研究を調べる。

崔ら¹⁻¹⁹⁾は、NATM 工法に用いる地山補強パイルの挿入角度と地盤沈下抑制効果との関係を調べるため、図 1.3.5 に示す降下床で除荷する装置を備えた土層において地山補強パイルの模型実験を行っている。そして、その実験結果を 3次元弾塑性有限要素解析で再現することによって、パイルを長くして上向きに設置して引張を受けるようにすると補強効果が高まることや図

1.3.6 に示すようなパイルの設置角度と抵抗メカニズムとの関係について示している。

テールアルメで用いる補強材は、盛り立てた土の上に水平に設置される。その補強材と周辺土によって生じる引抜き抵抗^{例えば 1-20)}は、図 1.3.7 のようなリブ付き補強材を用いると、図 1.3.8 に示すようなリブのない補強材に比べて、最大抵抗力発現後の荷重低下が緩やかになることを示している。

鉄筋を補強材とする地山補強土の補強効果に関して、龍岡と浜田¹⁻²¹⁾は無補強および補強斜面の法肩を載荷した際に生じる盛土のひずみ分布を図 1.3.9 に示す模型実験により観察し、土の引張方向の伸びが大きい最小主ひずみの方向に補強材を配置するのが有効であること、図 1.3.10 に示すように補強材を1層で配置した時に比べ2層に配置すると補強材の引張力が有効に発揮されて効率よく斜面を補強できること、補強材のすべり層厚に対する長さ、配置密度、配置角度によって補強効果が影響すること等を示している。

村松ら¹⁻²²⁾は、補強材による引抜き抵抗と法面工（支圧板や法枠）による補強効果が相互に影響することを調べるため、重力場において図 1.3.11 に示す模型を用いた除荷実験を行っている。その実験結果から、図 1.3.12 に示す法面保護工の条件で影響する補強材引張力分布モデルを示したうえで、補強材密度の増加や法面保護工の適用により補強法面は補強領域の一体性が促進され変形性や安定性が向上することを示している。

Pedly¹⁻²³⁾は、図 1.3.13 に示す大型一面せん断試験機等を用いて、補強材によって増加するせん断抵抗について、補強材の形状、設置角度、受圧板の有無等による違いを調べ、図 1.3.14 に示すように受圧板を併用すると補強材の抵抗力は受圧板がない場合に比べ大きくなることや、それらの抵抗力を算定するモデル示している。

グラウンドアンカーの適切な打設位置等について、吉松と中山¹⁻²⁴⁾は、剛体ばねモデルを用いた解析的な検討を行っている。図 1.3.15 に示すようにアンカー打設位置により、想定すべり面以外に生じる土塊局所破壊の形態や破壊に必要な外力の大きさが変化すること、本解析では実際の現象に合わせて、図 1.3.16 に示すような分割スライスに働く推力を算定できるが、簡便法ではスライス間の推力を同等と仮定しているために実際の現象とつり合い計算

結果に差異があることを指摘している。

以上のように、地すべり抑止杭，ロックボルト，補強盛土，地山補強土，グラウンドアンカーの補強効果は，前記のような模型実験による研究，支持力や土圧理論と多数の採用実績による経験に裏付けられ，有効な補強効果を得るための補強材の配置等を規定した基準やマニュアル^{例えば 1-25)1-26)1-27)}が制定されている。

しかし，表 1.3.1 に示すようにいずれの工法についても適用する部材のサイズや形状，補強の対象としている崩壊規模，設計で見込んでいる補強効果が本工法とは異なるため，斜面へ水平方向に回転貫入した時の羽根付き鋼管による引抜き抵抗と鋼管のせん断や曲げによる部材抵抗，離散的に配置した受圧板により移動土塊の抜け出しが抑制されること（内的安定）を評価するには未解明な点が多いと言える。

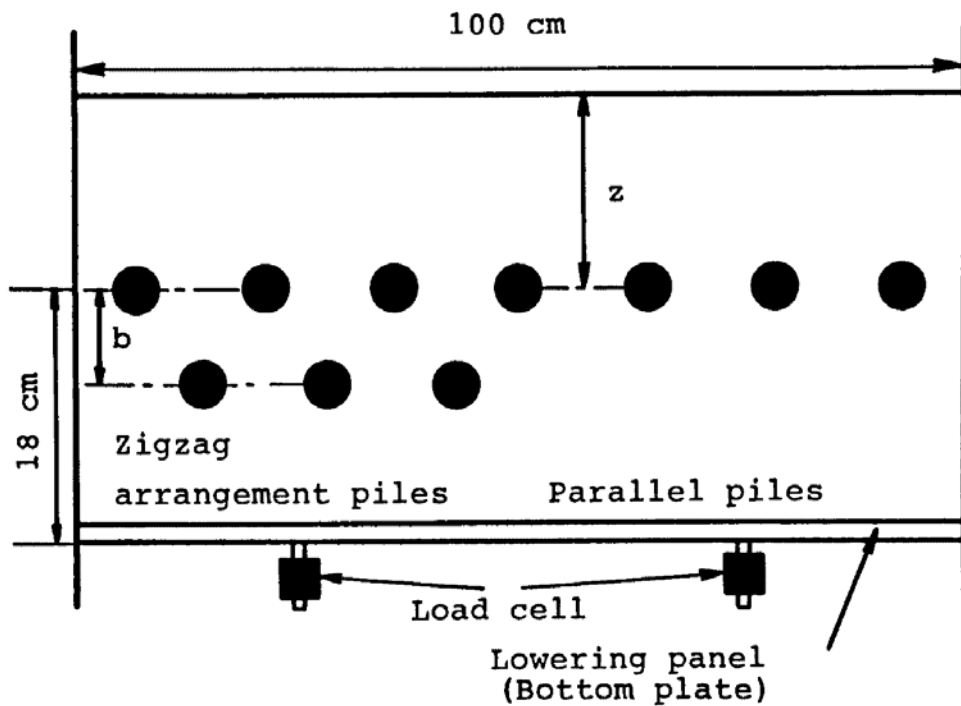


図 1.3.1 実験装置の概要図 ¹⁻¹⁶⁾

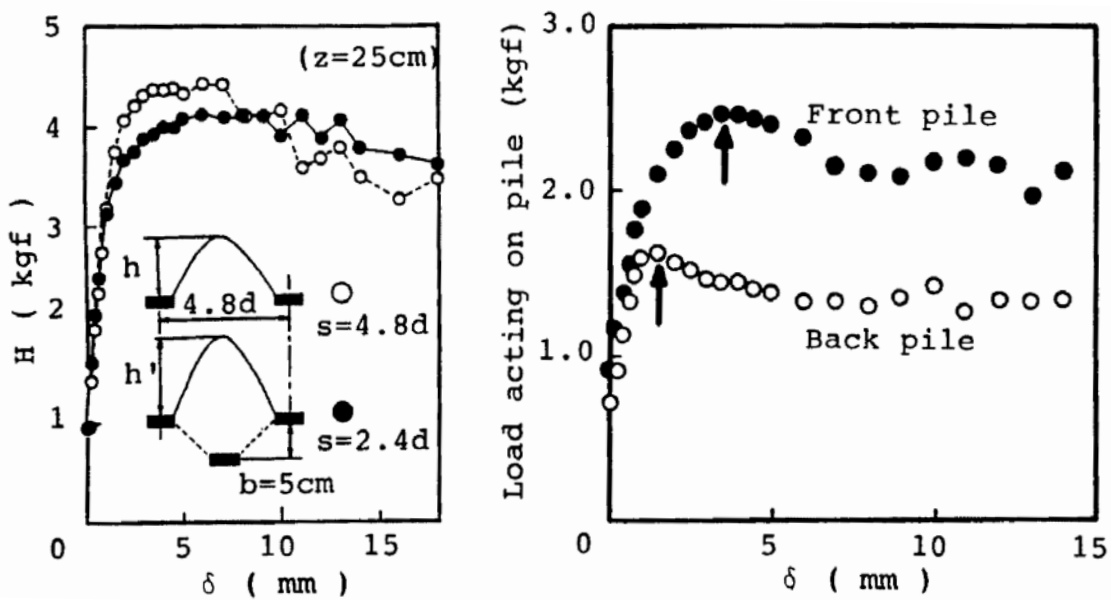


図 1.3.2 並列配置と千鳥配置の荷重変位関係 ¹⁻¹⁶⁾

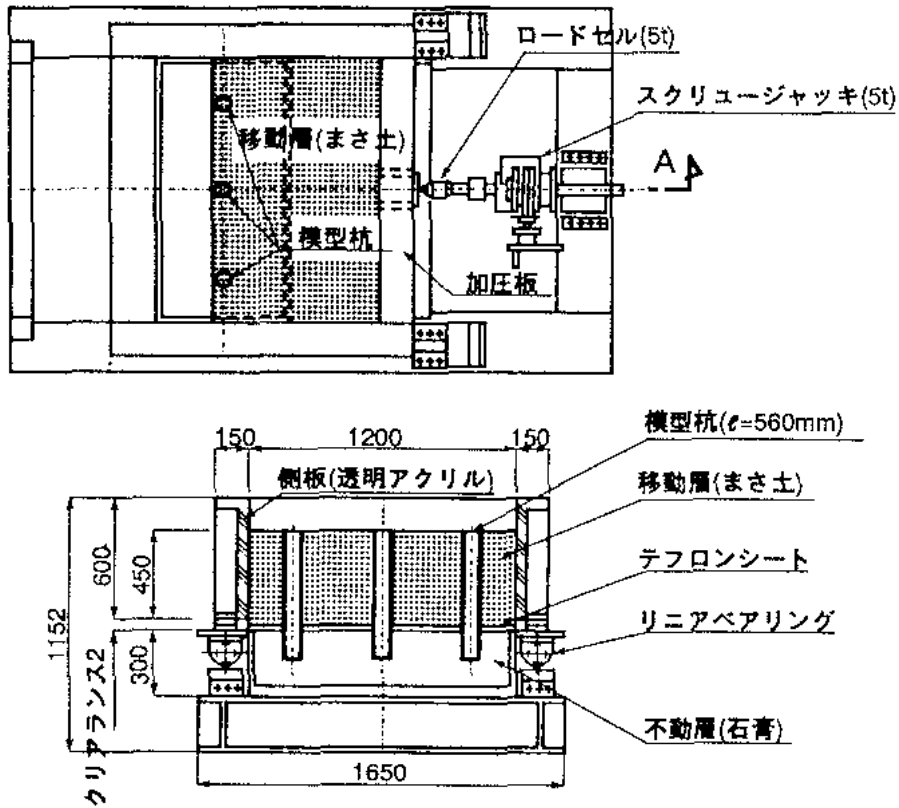


図 1.3.3 大型せん断土層と模型杭 1-18)

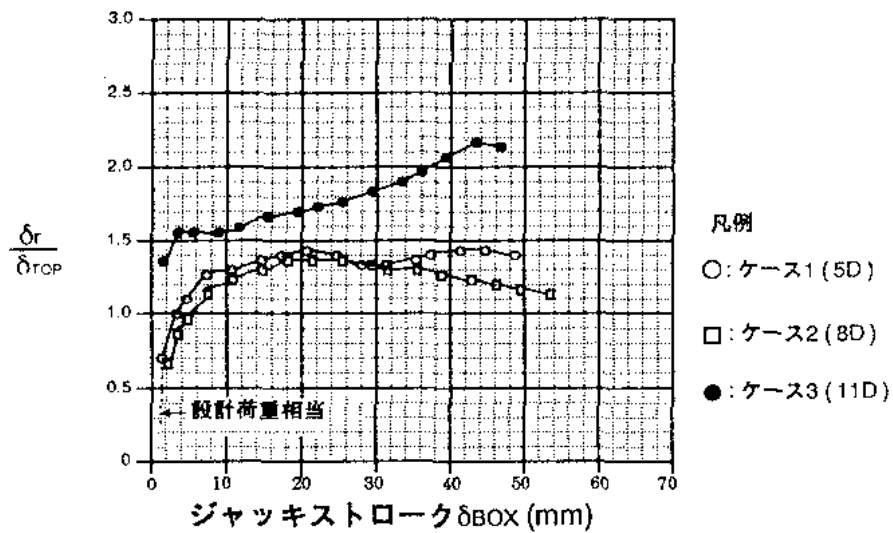


図 1.3.4 杭頭変位と地表面変位との関係 1-18)

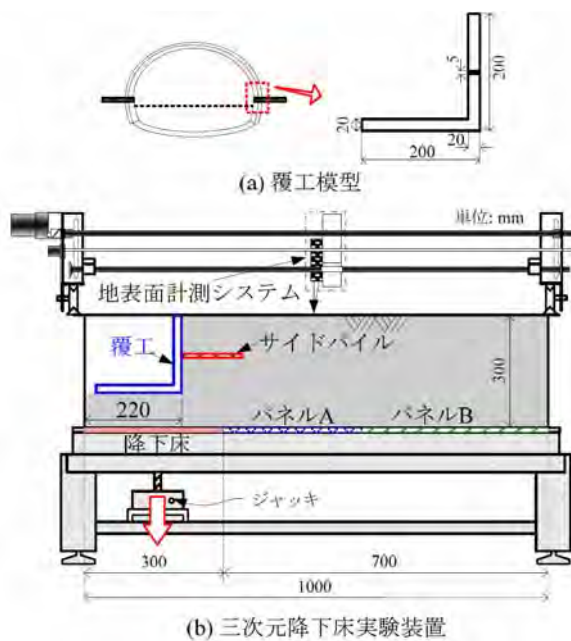


図 1.3.5 実験装置¹⁻¹⁹⁾

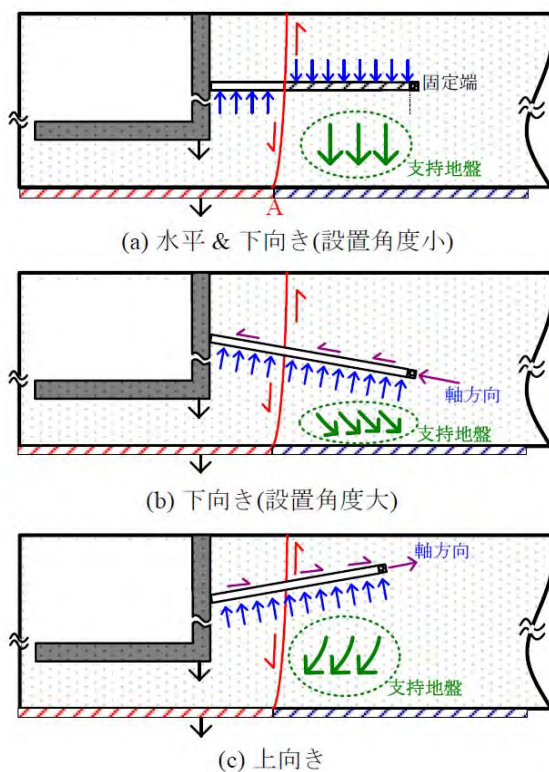


図 1.3.6 地山補強パイルの補強効果¹⁻¹⁹⁾

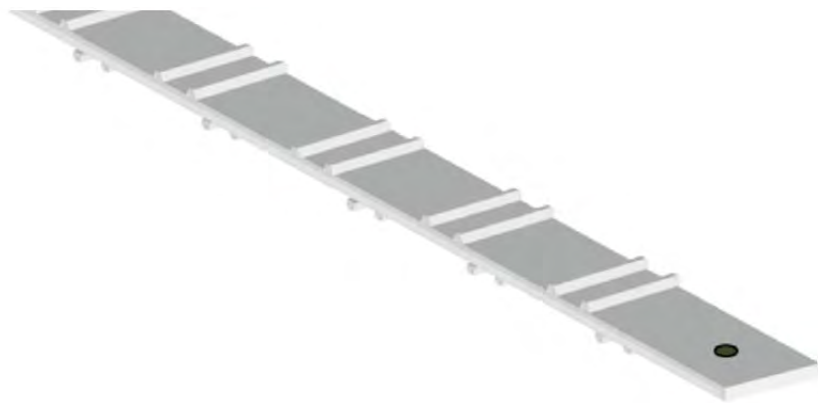


図 1.3.7 テールアルメのリブ付き補強材イメージ¹⁻²⁰⁾

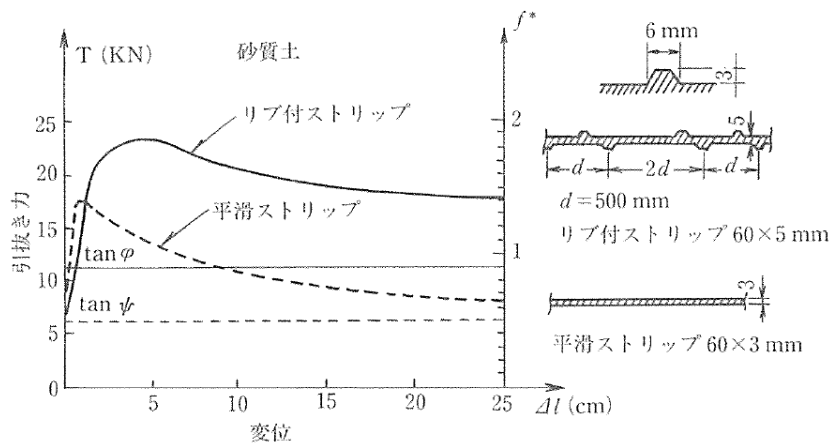


図 1.3.8 テールアルメ補強材の引抜き抵抗特性¹⁻²⁰⁾

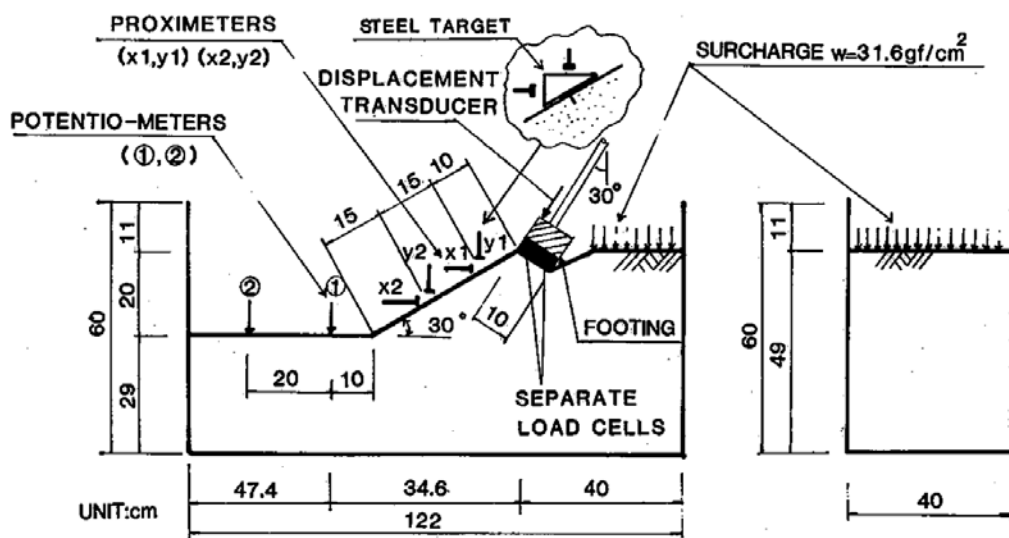


図 1.3.9 斜面載荷実験の装置¹⁻²¹⁾

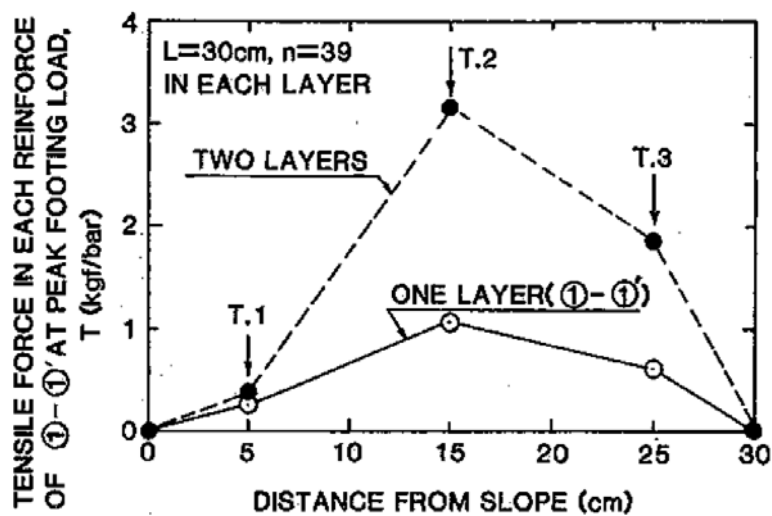


図 1.3.10 補強材 1層配置と 2層配置との補強材引張力の比較¹⁻²¹⁾

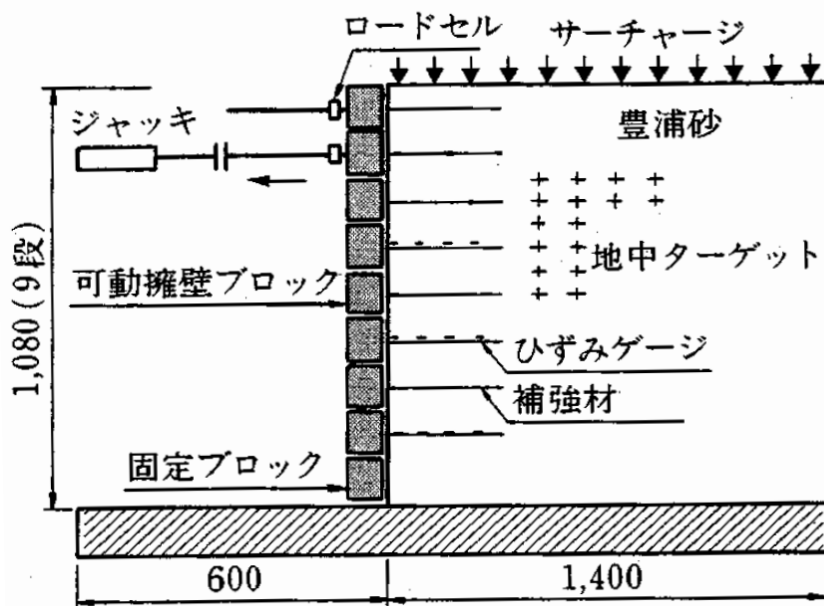


図 1.3.11 除荷実験装置¹⁻²²⁾

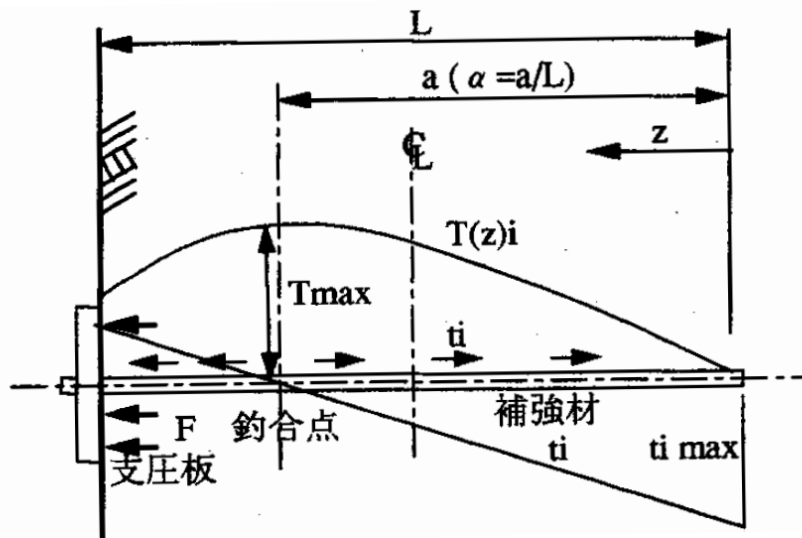


図 1.3.12 法面工の影響を考慮した補強材引張り分布¹⁻²²⁾

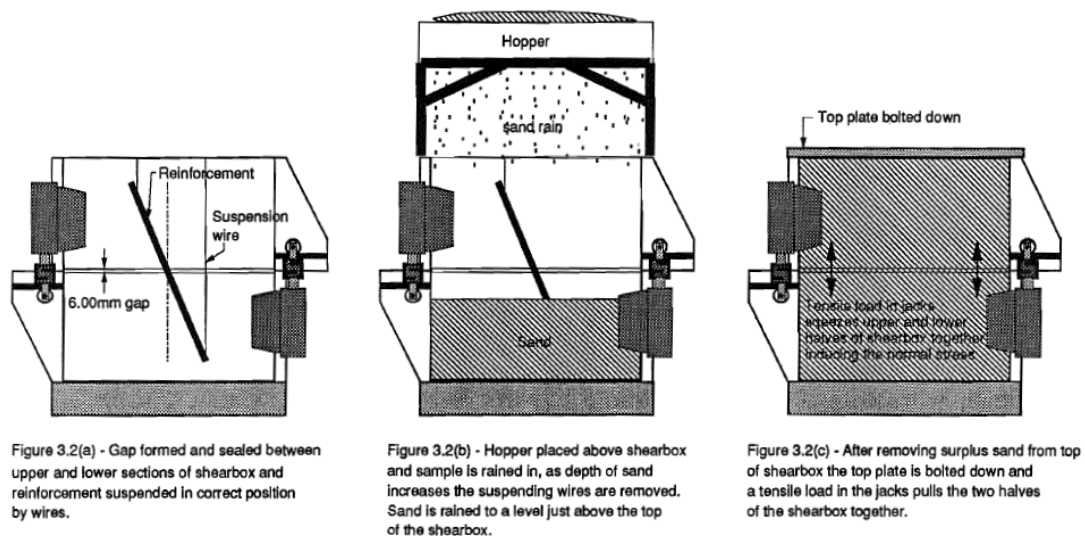


図 1.3.13 大型一面せん断試験装置による実験手順¹⁻²³⁾

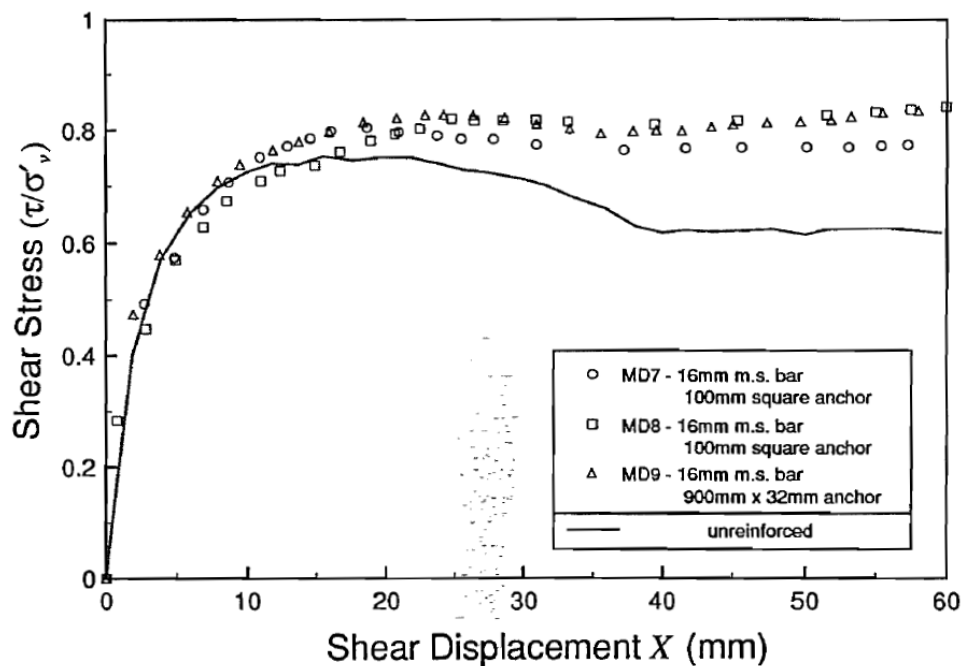


図 1.3.14 受圧板を併用した補強材を配置した時のせん断抵抗¹⁻²³⁾

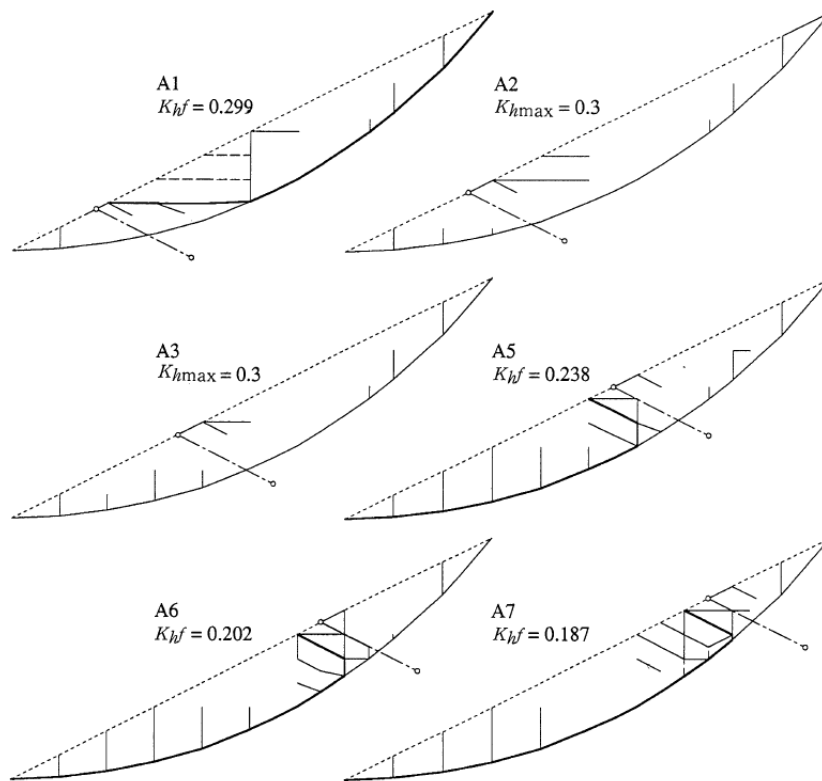


図 1.3.15 補強材の配置による局所破壊の違い¹⁻²⁴⁾

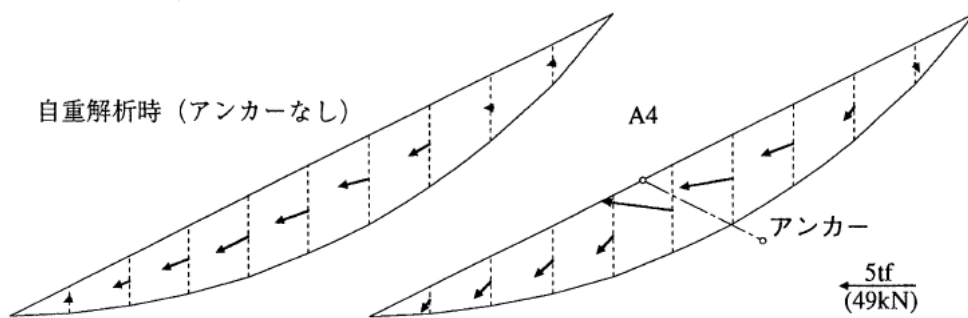
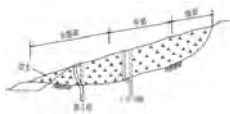
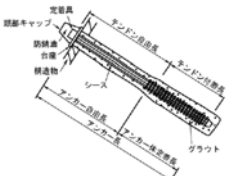

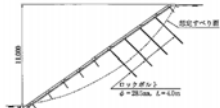


図 1.3.16 分割スライスに作用する推力の分布¹⁻²⁴⁾

表 1.3.1 本工法と既存の斜面安定工との違い

斜面安定工	地すべり抑止杭	グラウンドアンカー	羽根付き鋼管【本工法】	地山補強土
概要図				
使用鋼材	大径鋼管	鋼線	小径鋼管	鉄筋
設計で見込む補強効果	・部材抵抗（せん断，曲げ）	・引抜き抵抗	・引抜き抵抗 ・部材抵抗（せん断，曲げ）	・引抜き抵抗
内的安定を保つ方法	鋼管を離散配置	表面工＋受圧板＋アンカー	受圧板＋鋼管を離散配置	表面工＋支圧板＋鉄筋
対象崩壊規模	大	大～中	中～小	小

1. 4 本研究の目的

本研究では、降雨や地震に対する盛土斜面の安定性を向上させる方法として、羽根付き鋼管による補強を取り上げ、特に、法尻の主に湿潤による不安定化が原因となる深さ数メートル規模の斜面崩壊を対象として、これを抑制するために必要な部材抵抗等による補強効果について、実大盛土での実験を通して検討する。

そして、それらの実験結果と既往の知見から、斜面へ水平方向に回転貫入した羽根付き鋼管による補強効果の評価法を構築し、一般的な斜面安定設計法に適用可能な本工法で補強した斜面の設計法を提案することを本研究の目的とする。

本論文は全7章で構成されており、各章には次に示す内容の考察や提案が記載されている。

第2章では、鋼管による斜面の補強効果を調べる目的で実施された遠心模型実験等による先行研究の成果をとりまとめ、本工法で期待される補強効果を明示している。

第3章では、受圧板によって一体挙動する移動土塊の範囲を解明するための実験と考察について述べ、受圧板の荷重分担範囲の評価法を提案している。

第4章では、斜面へ水平方向に回転貫入した羽根付き鋼管の引抜き抵抗特性を解明するための実験と考察について述べ、引抜き抵抗の評価式を提案している。

第5章では、受圧板間のアーチ効果、周辺土の拘束効果を見込んだ鋼管の部材抵抗、補強斜面の長期的な安定性を確認するために実施した実大盛土での法尻を不安定化させる実験と考察について述べている。

第6章では、第5章までに明らかにした補強メカニズムをふまえて、一般に盛土の設計基準で用いられている設計計算法に適用可能な羽根付き鋼管で補強した斜面の設計法を提案している。

第7章では、本研究による結論と成果を取りまとめている。

参考文献

- 1-1) 国土交通省砂防部ホームページ: 都道府県別土砂災害発生状況 平成 20 年～平成 27 年, <http://www.mlit.go.jp/mizukokudo/sabo/index.html>
- 1-2) 気象庁: 地球温暖化予測情報 第 9 巻, 2017
- 1-3) 気象庁: 災害時地震速報平成 16 年 (2004 年) 新潟県中越地震, 2004.
- 1-4) 土木学会・地盤工学会, 2007 年能登半島地震被害調査報告書, 2007.
- 1-5) 地盤工学会北陸支部: 2007 年能登半島地震 土木学会・地盤工学会 合同調査資料, 2007.
- 1-6) 齋藤, 鳥本: NEXCO 中日本における防災への取り組み, 地盤工学会中部支部, 2009.
- 1-7) 地震工学委員会・耐震基準小委員会・地震安全評価 WG: 社会基盤施設の地震安全の論理構築にむけて, 土木学会第 32 回地震工学研究発表会講演論文集, pp.1-9, 2012.
- 1-8) 林建二郎, 大井邦明, 河野茂樹: 粘り強い構造の海岸堤防に用いられる護岸ブロックの安定性に関する基礎的研究, 土木学会論文集 B2 (海岸工学) Vol.69, No.2, I_946-I_950, 2013.
- 例えば 1-9) 藤原寅士良, 中村宏, 橋内真太郎, 土屋尚登: 首都直下地震に備えた鉄道盛土の耐震補強工事, 地盤工学会誌, 62-7(678), pp.12-15, 2014.
- 1-10) 土木学会, 回転圧入鋼管杭 (NS エコスパイラル) の設計施工法に関する技術評価報告書, 技術推進ライブラリー No.7, 2010.
- 1-11) 一井康二: 降雨による盛土の耐震性低下に関する実験的研究, 土木学会地震工学論文集, Vol.28, No.188, pp.1-8, 2005.
- 1-12) 秦吉弥, 一井康二, 土田孝, 加納誠二: 降雨による盛土の耐震性低下に関する一考察, 土木学会論文集 C Vol.65, No.2, pp.401-411, 2009.
- 1-13) 松丸貴樹, 石塚真記子, 舘山勝, 小島謙一, 渡辺健治, 篠田昌弘: 2004 年新潟県中越地震で被災した鉄道盛土の概要と降雨浸透解析, ジオシンセティックス論文集, 第 21 巻, 2006.
- 1-14) 川尻峻三, 布川修, 伊藤賀章, 西田幹嗣, 松丸貴樹, 川口貴之, 太田直之, 杉山友康: 実験的検討による地震後の降雨による盛土崩壊メカニズムについて, 地盤工学ジャーナル Vol.9, No.2, pp.153-168, 2014.
- 1-15) 杉田秀樹, 佐々木哲也: 道路盛土の耐震対策, 地質と調査 第 4 号, pp.45-49, 2007.

- 1-16) 足立紀尚, 木村亮, 多田智, 宮本和男: 地すべり抑止杭の抑止機構に関する研究, 京都大学防災研究所年報, 第31号 B-2, pp.161-175, 1988.
- 1-17) 足立紀尚, 木村亮, 多田智: 砂質地山に打設された地すべり抑止杭の数値解析, 京都大学防災研究所年報, 第32号 B-2, pp.169-182, 1989.
- 1-18) 中山武樹, 桑原洋, 江寄順一, 湯田友夫, 清水全生: 斜面崩壊抑止杭に関する実験的研究, 土木学会第48回年次学術講演会講演概要集第Ⅲ部, pp.1264-1265, 1993.
- 1-19) 崔瑛, 岸田潔, 木村亮: 地山補強パイルの挿入角度が地盤沈下抑制効果に及ぼす影響について, 土木学会論文集 C Vol.65, No.4, pp.874-883, 2009.
- 例えば 1-20) テールアルメ工法研究会: 実務者のためのテールアルメ工法の設計と施工, 理工図書, 1991.
- 1-21) 龍岡文夫, 浜田英治: 鉄筋による砂斜面の補強法に関する室内実験〔I〕～〔XI〕, 東大生産研究速報, 36巻10号～37巻9号, 1984. 1985.
- 1-22) 村松正重, 末岡徹, 龍岡文夫: 地山補強土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 No.517/Ⅲ-31, pp.93-104, 1995
- 1-23) M.J.Pedly: The Performance of Soil Reinforcement in Bending and Shear, Wolfson College, University of Oxford, 1990.
- 1-24) 吉松弘行, 中山守人: 離散化モデル解析によるアンカー工抑止効果, 地すべり 第30巻 第1号, pp.36-44, 1993.
- 例えば 1-25) 斜面防災対策技術協会: 新版 地すべり鋼管杭設計要領, 2003.
- 例えば 1-26) FHWA: Soil Nail Walls Reference Manual, Federal Highway Administration, US Department of Transportation, Publication No.FHWA-NHI-14-007, 2015.
- 例えば 1-27) 地盤工学会: 地山補強土工法設計・施工マニュアル, 2011.

第2章 羽根付き鋼管による斜面安定工に関する先行研究と課題

2.1 概要

本章では、羽根付き鋼管による斜面安定工に関する先行研究を参照し、本工法による補強効果を解明するための課題を整理する。

2.2 水抜き効果

本研究では詳細な検討を行わないが、羽根付き鋼管に開口を設けることで斜面内の水抜きを行うことができ、斜面の安定化に有効であることを示すため、本節では、水抜きパイプによる抑制工の既往の研究を調べることにする。

水抜きパイプは樹脂製の有孔管が一般的であり、水抜きボーリングの排水管や擁壁の水抜き管として用いられ、その配置や排水効果は経験的に決められてきた。近年では、集中豪雨災害に対応するため、土木研究所と民間企業8社²⁻¹⁾により、地下水排除ボーリング工の排水性能調査が行われている。ここでは、集水ボーリング工や横ボーリング工の現場調査やアンケートとともに、室内において集水性に関する実験を行い、集水性能の評価を試みている。例えば、図2.2.1に示すように長さ1.0m、高さ0.3m、幅0.25mの土層内に仰角5°で水抜きパイプを配置し、土層内に給水することにより、VP管、鋼管(SGP管)を含む12種類の水抜きパイプの集水性、通水性についての実験を行っている。その実験による図2.2.2に示すような結果等より、集水率と通水率との関係について、全周集水型で開口率の高い保孔管は、集水率が大きい反面、通水率が小さくなり(水が入りやすく、漏れやすい)、全周集水型で開口率の低いものは、集水率は小さいが、通水率は大きくなる(水が入りにくく、漏れにくい)こと、塩ビ管と鉄管の材質の違いによる排水性能の違いはみられないことを示している。

徐ら²⁻²⁾²⁻³⁾は、不透水層上にある片盛土を想定し、図2.2.3に示すような高さ3.8m、幅3.75m、傾斜1:1.8の実大盛土に最大3列×2段の水抜きパイプを配置し、盛土背面から給水することで、配置間隔と排水性能の関係を調べている。図2.2.4に示すように実験結果と浸透流解析結果を比較し、盛土内から排出する総水量は、水抜きパイプの配置間隔を6.25mとした場合に対

し、1.25m とした方が多くなり、実験と解析が近い値を示している一方で、実験による盛土内の湿潤面の高さは、配置間隔が 1.25m の場合と 6.25m の場合であまり差がない結果となり、解析結果と異なった。これは、同じ盛土を使用して複数ケースの実験を行ったため、水みちができたためと考察している。また、水抜きパイプ周辺の排水性低下を考慮することで実験結果を再現できる解析モデルを提案している。

一方、鉄道盛土では後施工できる排水工として、従来から図 2.2.5 に示す有孔鋼管を盛土に打ち込む技術が用いられており、杉崎ら²⁻⁴⁾により、設置から 20 年以上経過した排水パイプの機能性に関する調査がなされている。その調査結果として、鋼管内部に土砂が溜まって通水に支障となるものは少ないが、図 2.2.6 に示すように鋼管周囲に固結した土砂が付着すると透水係数が盛土地盤の 1/5~1/30 に低下することが示されている。

太田ら²⁻⁵⁾は、図 2.2.7 に示すような側面に排水パイプの挿入孔が設けられた高さ 510mm、内径 400mm のアクリル製円筒に直径が 60.5mm で、5×50mm のスリットが 16 箇所空いた、長さ 500mm の鋼管を打設し、鋼製の底板側から給水する浸透実験により、排水パイプの性能を調べている。その結果、排水パイプは水位低下効果の他に間隙水圧低下効果を有していること、排水パイプの打設によってその周辺土の密度が高まることや粒子骨格の堅固化(スキニング層)による透水係数の低下を考慮する必要があることを示している。また、図 2.2.8 に示すような排水パイプの周囲にスキニング層を考慮することで、排水パイプの水位低下効果と間隙水圧低下効果の両者を適切に再現できる解析モデルを提案している。

渡邊ら²⁻⁶⁾は、図 2.2.9 に示すような高さ×幅×長さとも 1m の土槽内に直径 60.5mm、羽根径 160mm で前記排水パイプと同じスリットを設けた羽根付き鋼管を回転貫入し、底板側から給水浸透実験を行い、土の締固め度を 80%、85%、95%に変えて排水性能の変化を調べている。その結果、図 2.2.10 に示すように 3 ケースの鋼管からの排水量は、模型地盤の飽和透水係数とほぼ線形に近似できる関係にあり、排水量の大きさは回転貫入施工による乱れの影響ではなく模型地盤の飽和透水係数に依存していること、開口を有する羽根付き鋼管は排水に伴う飽和度の減少や、間隙水圧の低下効果などを有することを示している。

荒井ら²⁻⁷⁾は、豪雨と地震の複合災害を対象に山岳道路等の地下水位が上昇した片盛土が地震で崩壊するメカニズムを把握することを目的に、盛土内に地下水位を上昇させた状態で、振動台により盛土を加振する遠心模型実験を行っている。図 2.2.11 に示すようにプロトタイプ寸法で、高さ 3.25m、傾斜 1:1.5 の盛土に $\phi 75\text{mm}\times 3.0\sim 3.25\text{m}$ の補強材を 1.25m の間隔で水平方向に 2 列 \times 2 段配置し、 $\phi 150\text{mm}\times 2.25\text{m}$ の排水材を盛土中央に 1 本配置し、盛土背面から給水後に加速度 590gal で 5.0 秒加振した。その結果、無補強斜面では、せん断ひずみは盛土上部に蓄積しやすく、表面ほど大きいこと、図 2.2.12 に示すように法先は上載圧が小さいため、大きな過剰間隙水圧が生じやすいことを示している。そして、斜面の補強にあたって、補強材はせん断ひずみの局所化を抑制するため、加速度の増幅に伴うせん断ひずみの局所的な蓄積が主要因である法先を通るすべりを抑制し、すべり面を奥側に移動させる効果があること、図 2.2.13 に示すように排水材は法先近辺での過剰間隙水圧の上昇を抑制し、過剰間隙水圧の上昇が主要因である基盤層を通る円弧すべり（深層崩壊）を防ぐ効果があること、補強材と排水材を併用すると変位やひずみの発生を大幅に低減できるため盛土法肩の不同沈下を抑制する補強効果が高いことを示している。

以上のような既往の知見から、羽根付き鋼管に開口を設けることで斜面内の水抜きを行うことが可能であり、斜面内の飽和度を減少させることや、間隙水圧を低下させる効果を期待できる。また、水抜き効果と部材による補強効果を併用すると、それぞれを単独で用いた場合よりも斜面の安定性はより高まることが示されている。

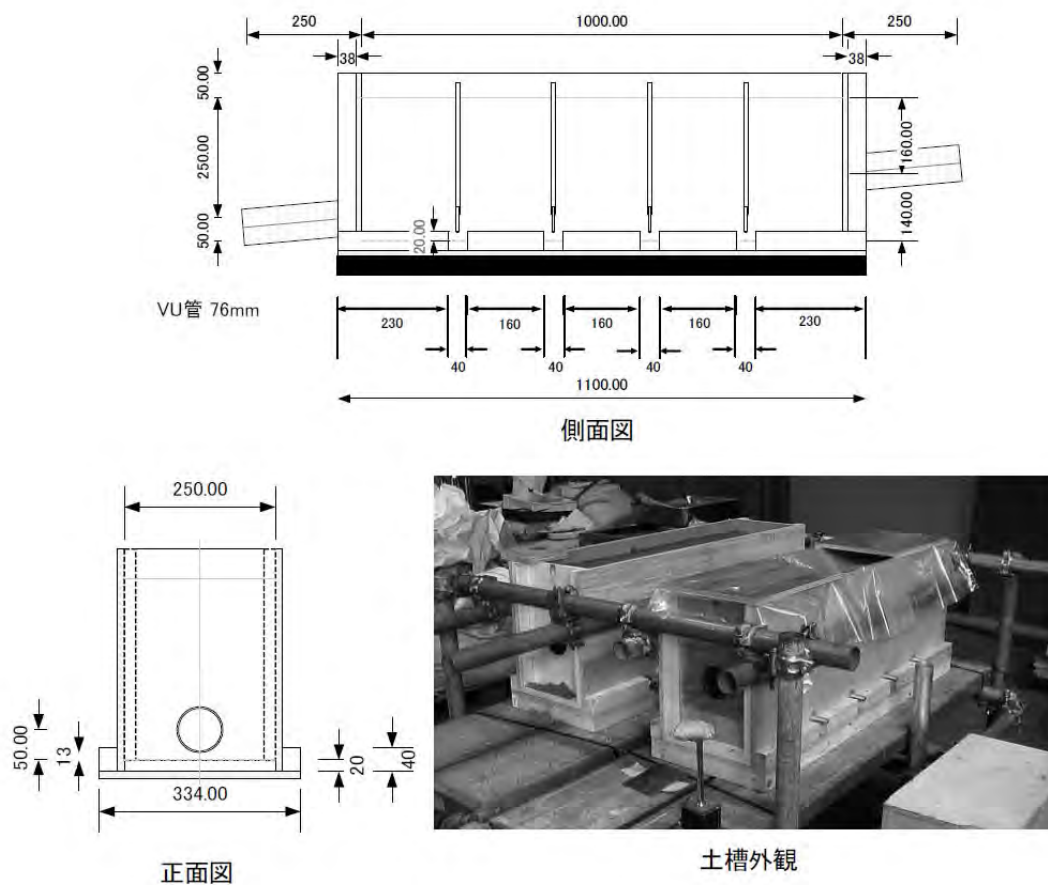


図 2.2.1 土槽寸法と土槽外観²⁻¹⁾

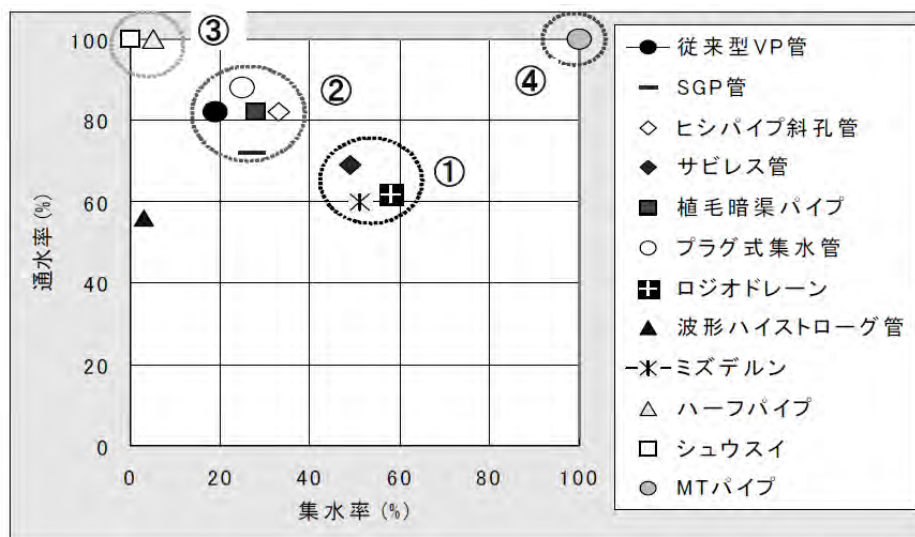


図 2.2.2 水抜きパイプの集水率と通水率との関係²⁻¹⁾

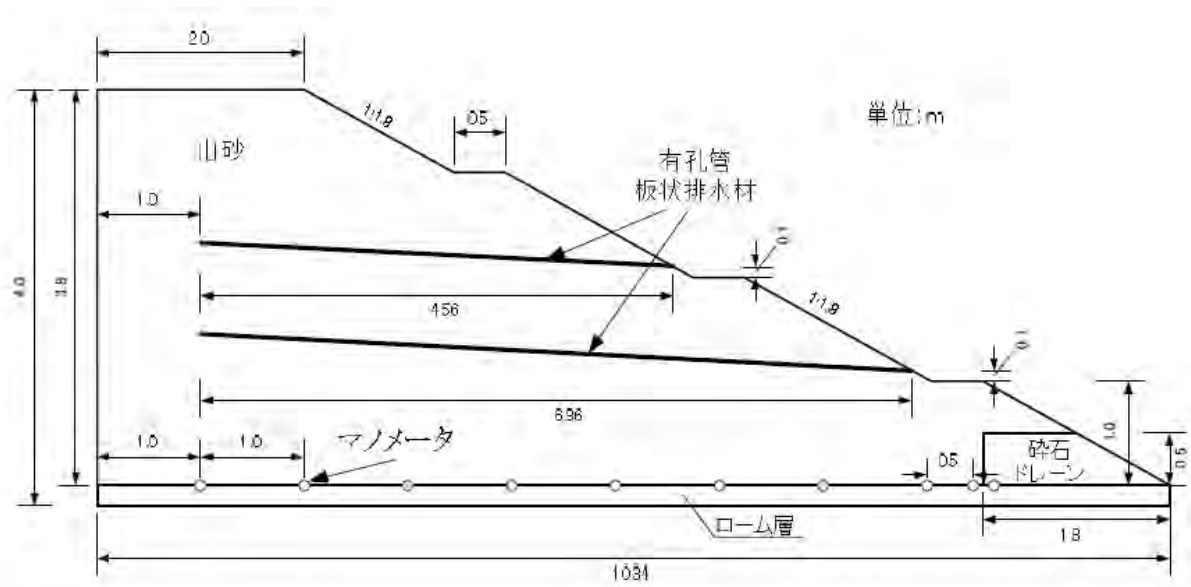
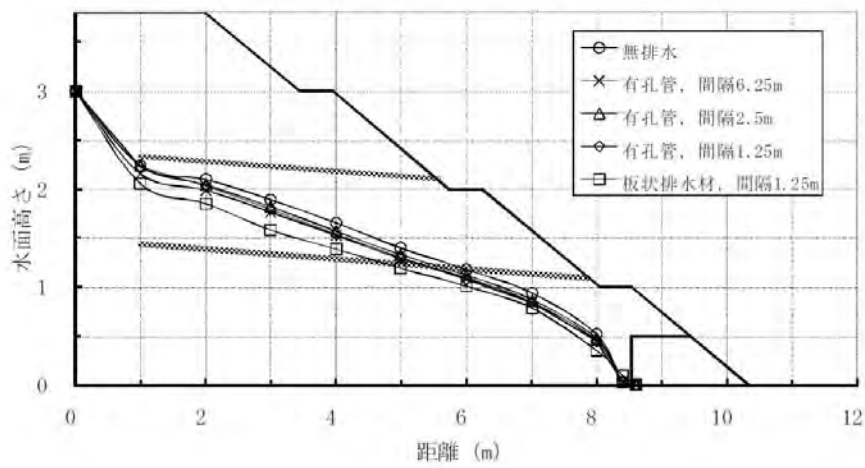
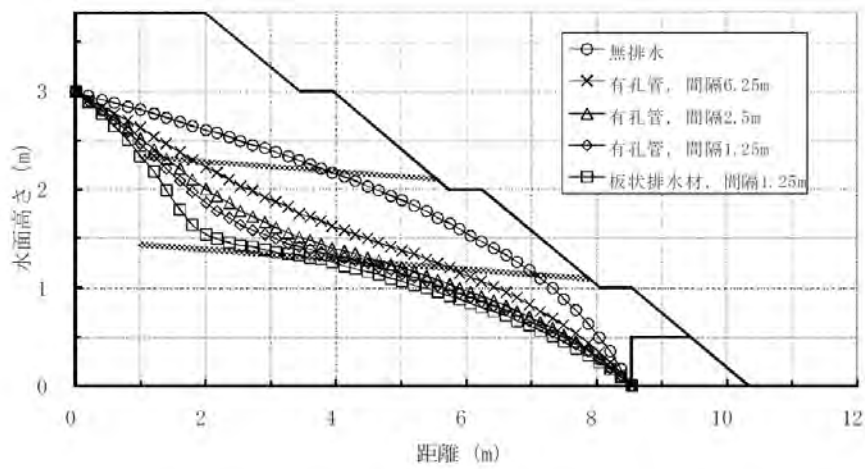


図 2.2.3 実験装置²⁻²⁾



(a)実験結果



(b)解析結果

図 2.2.4 実験と浸透流解析による盛土内湿潤線²⁻²⁾

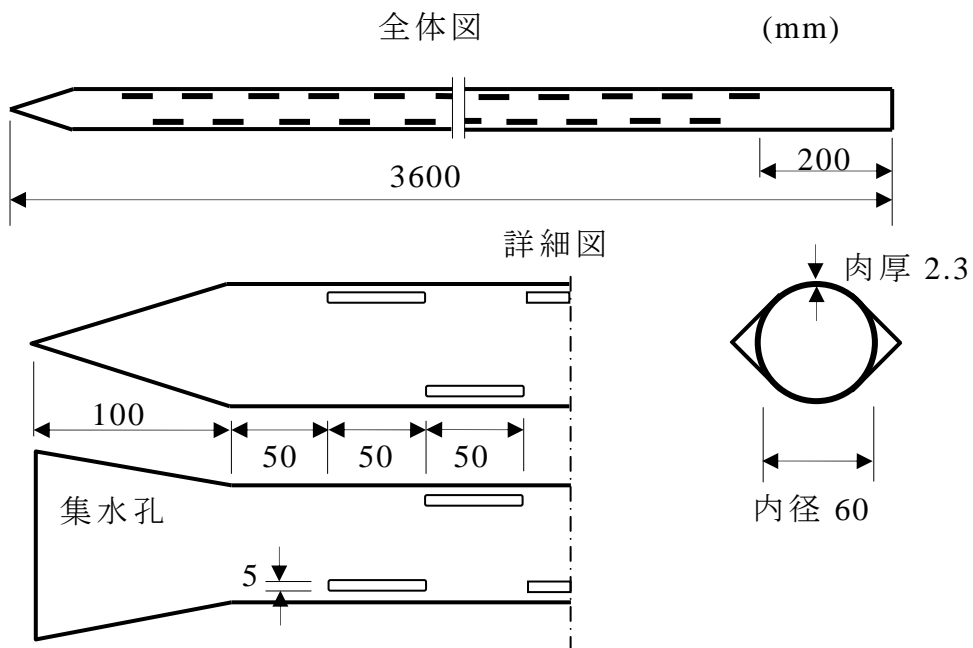


図 2.2.5 水抜きパイプ²⁻⁴⁾の図をトレース

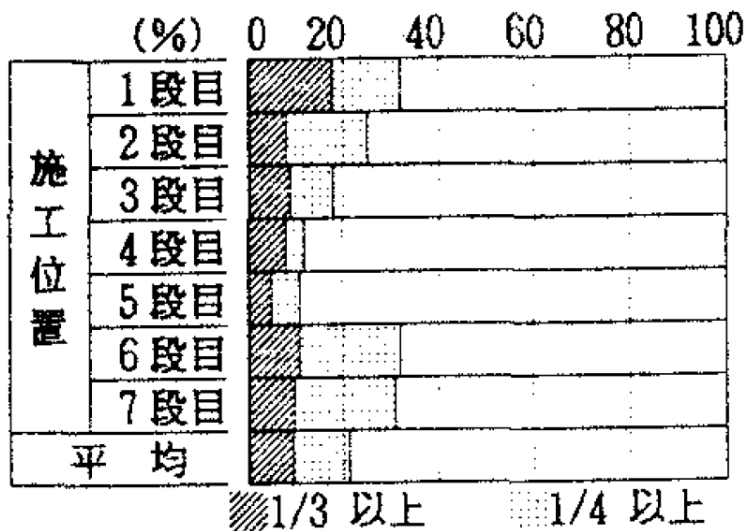


図 2.2.6 パイプ内の土砂体積状況²⁻⁴⁾

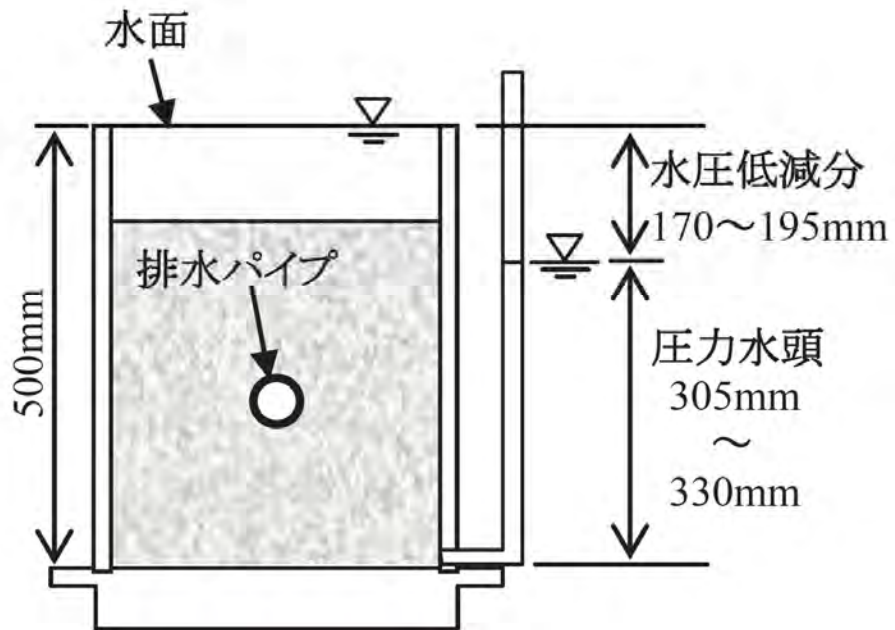


図 2.2.7 実験土槽²⁻⁵⁾

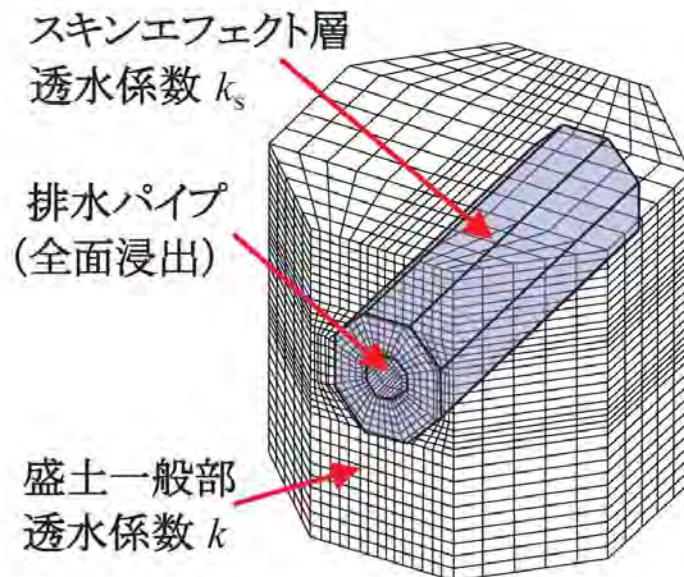


図 2.2.8 排水パイプ解析モデル²⁻⁵⁾

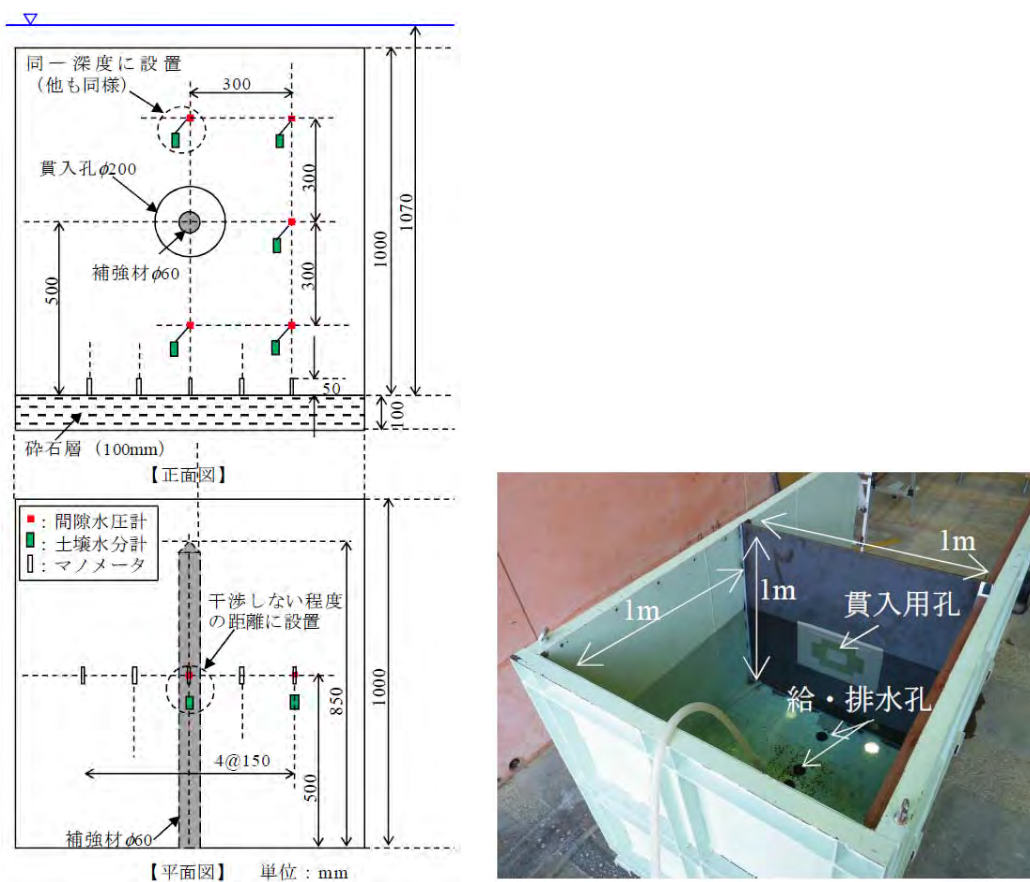


図 2.2.9 実験土槽²⁻⁶⁾

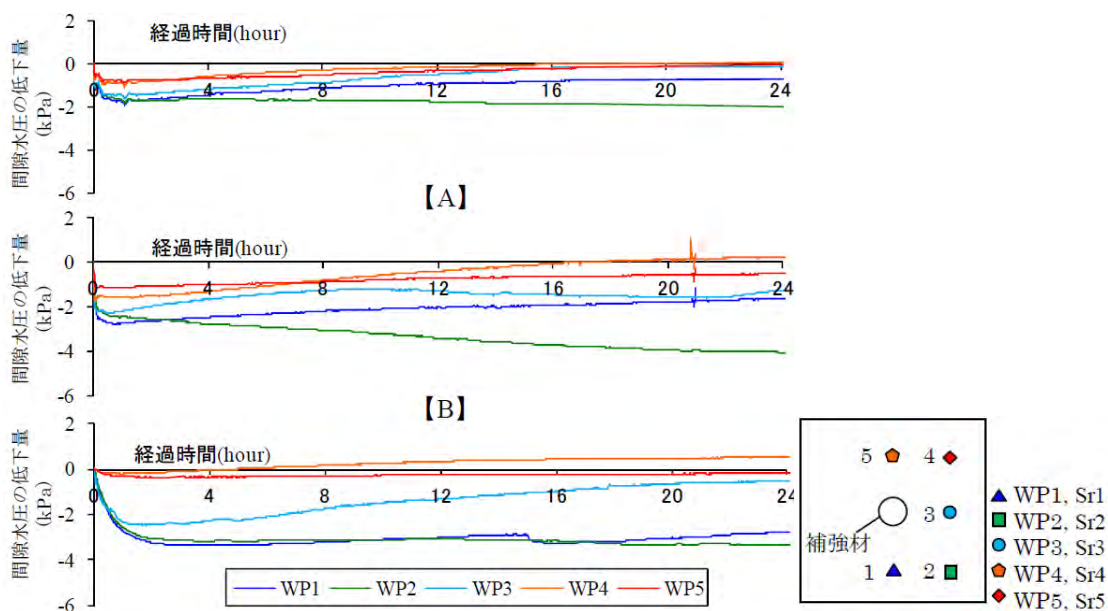


図 2.2.10 水抜き鋼管周辺土の間隙水圧の低下量²⁻⁶⁾

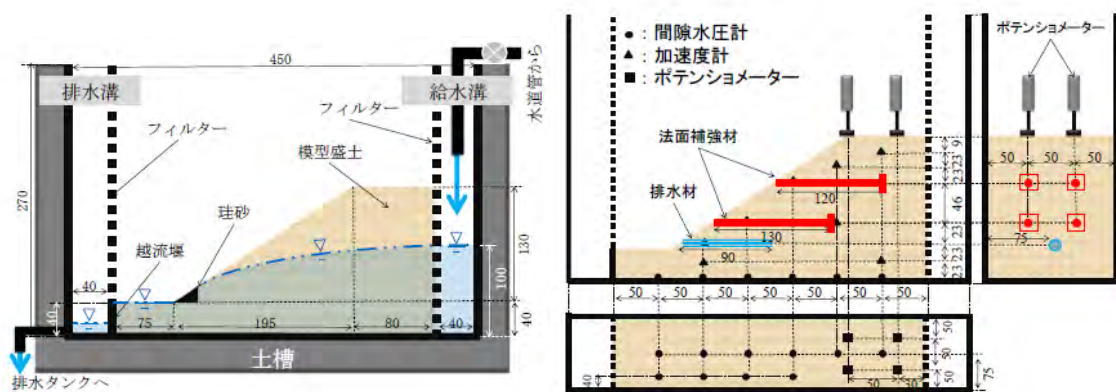


図 2.2.11 実験装置と補強材の配置²⁻⁷⁾

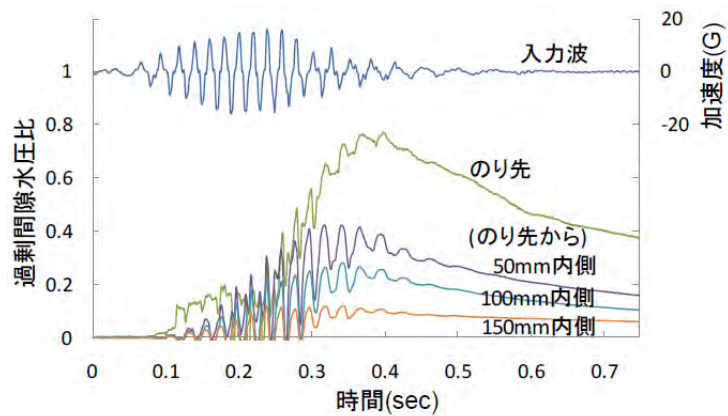
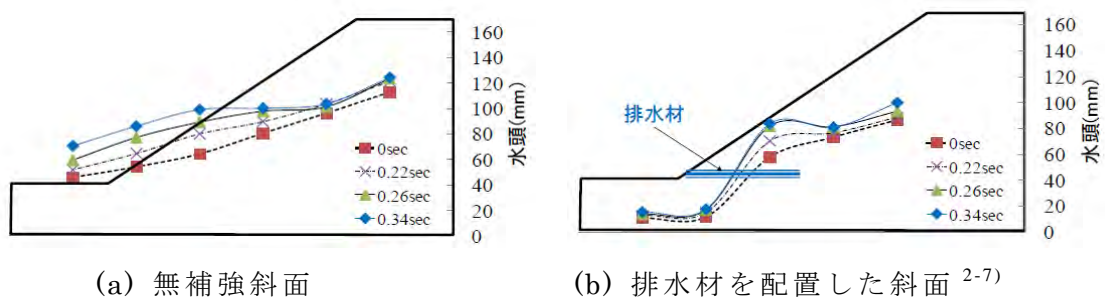


図 2.2.12 深層崩壊した無補強斜面の過剰間隙水圧変化²⁻⁷⁾



(a) 無補強斜面

(b) 排水材を配置した斜面²⁻⁷⁾

図 2.2.13 無補強斜面と排水材を配置した斜面の過剰間隙水圧分布

2. 3 部材による補強効果

2. 3. 1 遠心模型による鋼管および受圧板の載荷実験

森川ら²⁻⁸⁾は、鋼管の施工角度が斜面補強効果に与える影響を調べるため、図 2.3.1 に示すような実験装置により遠心模型載荷実験を行っている。移動層の厚さを 7m と 4.5m の 2 ケースとし、移動層内に鋼管を配置し、移動層の背面から鉄板を介してジャッキで側方に押し出す方法を用いている。移動層は江戸崎砂で、 $D_c=90\%$ の締固め度で構築され、プロトタイプ寸法で $\phi 270 \times 15t$ の鋼管を 1.8m (6.67D) の間隔で 5 本 \times 1 段で配置し、鋼管の角度をすべり面に対して 0° (直)、 -30° (山側)、 30° (谷側) として設置している。

そして、図 2.3.2 に示す実験結果等から、直や山側に比べ谷側に傾斜させた鋼管 (CASE3) は、くさび杭の変形モードとなり、地盤の摩擦抵抗が大きく、補強効果が高いこと、山側に傾斜させた鋼管は、せん断と軸力を直接的に負担すること、鋼管と地盤との間に生じる空隙の大きさは、変形モードによらず、変形量に依存していることを示している。

中道ら²⁻⁹⁾は、受圧板を併用した鋼管の斜面補強効果を調べるため、図 2.3.3 に示すような実験装置により遠心模型載荷実験を行っている。移動層は $E_{50}=12\text{MPa}$ (N 値 4~16 相当) の江戸崎砂を用い、プロトタイプ寸法で層厚 3.75m に構築され、鋼管は直径 135mm、板厚 7.5mm で、1.5m(11D)の間隔で 3 本 \times 1 列、すべり面に対して 30° の角度で配置し、鋼管頭部に縦 \times 横とも 900mm あるいは 1350mm の受圧板を設置し、鉄板を介してジャッキで移動層を側方へ約 100mm (変位量/直径=80%) まで押し出す実験を行っている。

そして、図 2.3.4 に示す実験結果等から、斜面の抵抗力をすべり面の摩擦抵抗 + せん断抵抗 + 引抜き抵抗と考えると、すべり面の摩擦抵抗は一定で、せん断抵抗、引抜き抵抗は最大変位 100mm まで増加することが示された。詳細には、無補強は変位量/直径=4%(5.4mm)でピークに達し、すべり面の摩擦抵抗が一定となったのに対し、補強ケースでは、変位量/直径=20%(27mm)で鋼管が降伏するものの、受圧板がある場合はその後も抵抗力が増加すること、その際にすべり面付近で杭は S 字に大きく曲げ変形し、受圧板は移動層に食い込むこと、降伏後もせん断抵抗は上昇することが示されている。

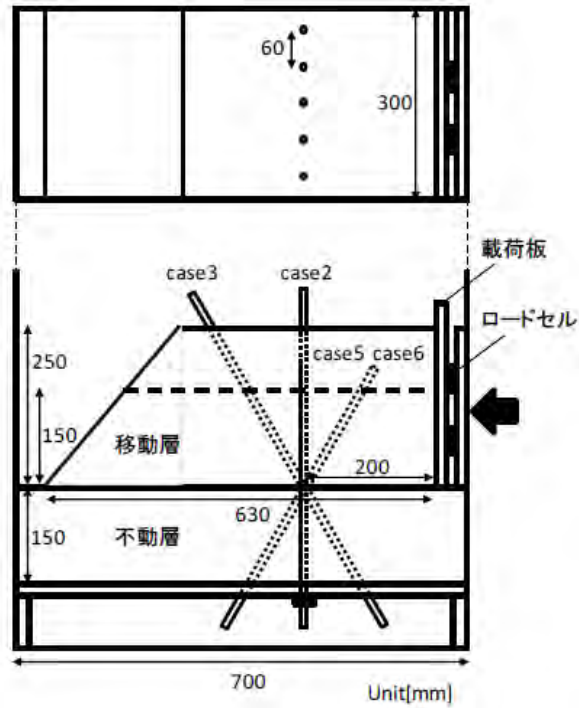


図 2.3.1 鋼管の載荷実験装置²⁻⁸⁾

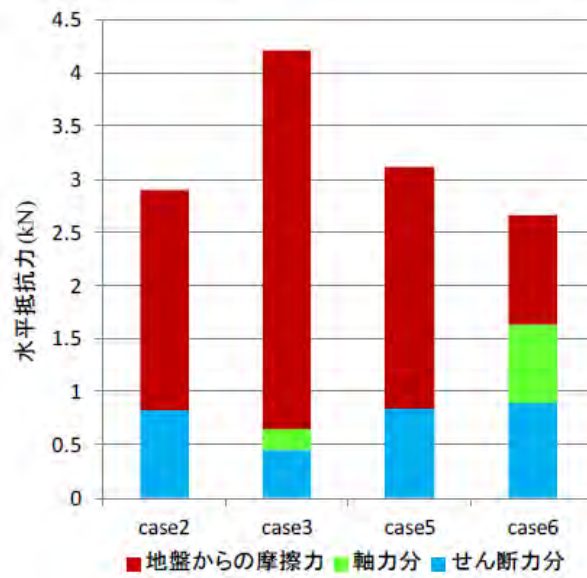


図 2.3.2 水平抵抗の分担率 (大変形時)²⁻⁸⁾

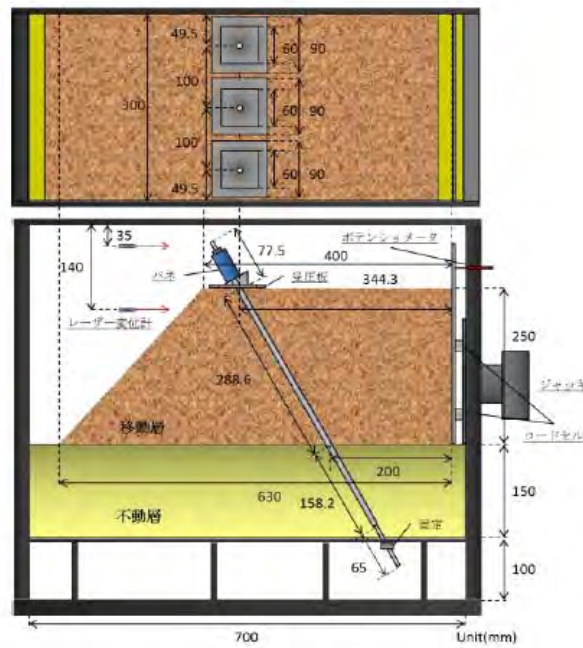


図 2.3.3 受圧板を併用した鋼管の荷重実験装置 2-9)

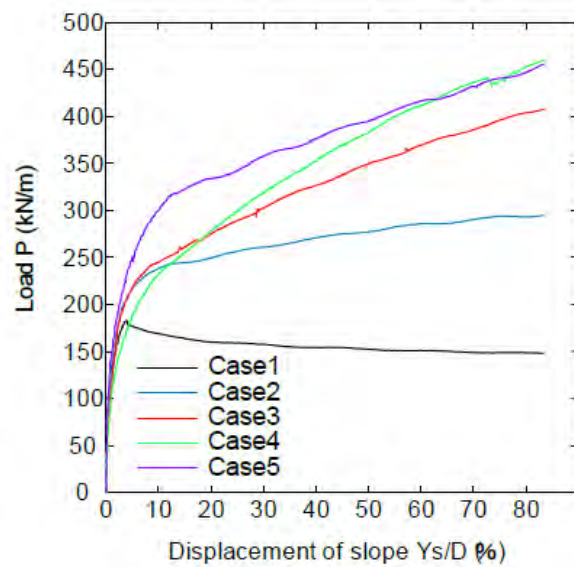


図 2.3.4 荷重荷重と正規化した移動層水平変位との関係 2-9)

2. 3. 2 受圧板付き鋼管の設置角度の影響を調べる模型除荷実験

西尾ら²⁻¹⁰⁾は、受圧板を斜面に対して垂直に配置した場合と斜面に沿って配置した場合の補強効果の違いを調べるため、重力場で模型実験(1/13スケール)を行っている。図2.3.5に示すように盛土は、プロトタイプ寸法で高さ8m、移動層厚1m、傾斜35°で、江戸崎砂を用いて締固め度 $D_c=80\%$ で構築し、すべり面にテフロンシート($\phi=17.9^\circ$, $c=0.0357\text{ kN/m}^2$)を設置している。補強材は $\phi 60.5 \times 4.5\text{t}$ で横間隔1.95m、縦間隔1.69mで上段2本×下段3本配置し、縦×横とも650mmの受圧板を補強材頭部に角度を変えて設置し、土層をクレーンで徐々に傾斜させて斜面を崩壊させている。

その実験により、無補強斜面は22°傾斜させた時点で崩壊したのに対し、補強斜面は40~50°傾斜させた時点で崩壊する結果となったことから、補強斜面は無補強斜面に比べ1.3~1.4倍抵抗力が増えていることや受圧板の角度によって補強材に作用する軸力が変化することを示している。

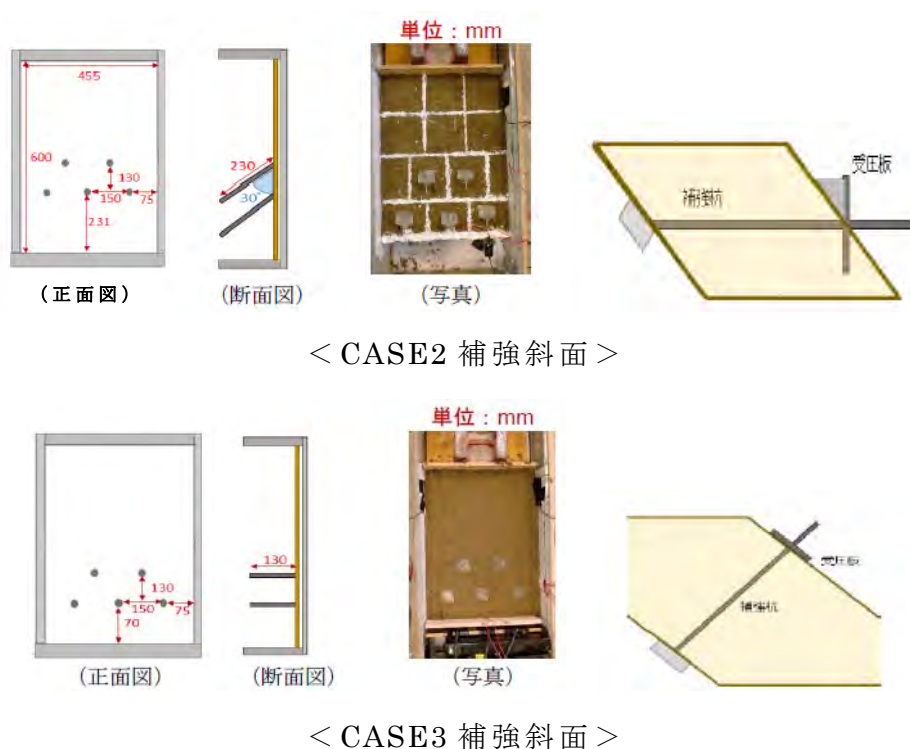


図 2.3.5 実験装置 (補強斜面)²⁻¹⁰⁾

2. 3. 3 遠心模型による補強斜面の振動台実験

持田ら²⁻¹¹⁾²⁻¹²⁾は、地震時における部材の斜面補強メカニズムを明らかにするため、動的遠心模型実験を行っている。図 2.3.6 に示すように盛土は、プロトタイプ寸法で高さ 8m、傾斜 1:1.5 で、江戸崎砂を使用し、締固め度 $D_c=85\%$ で構築され、直径 $\phi 160\text{mm}$ の補強材をすべり面に対して 30° の角度で谷側に向けて配置し、補強材頭部に縦×横とも 1600mm の受圧板を設置している。そして、補強材の本数を 5 本×3 段、上段 5 本×1 段、下段 5 本×1 段と変化させ振動台実験を実施している。その結果、上段に杭を配置することで、無補強に比べ地震時の法肩変位を抑制できること、図 2.3.7 に示すような補強材による下方地盤の抑え効果、受圧板による下方地盤の抑え効果を観察したことを示している。

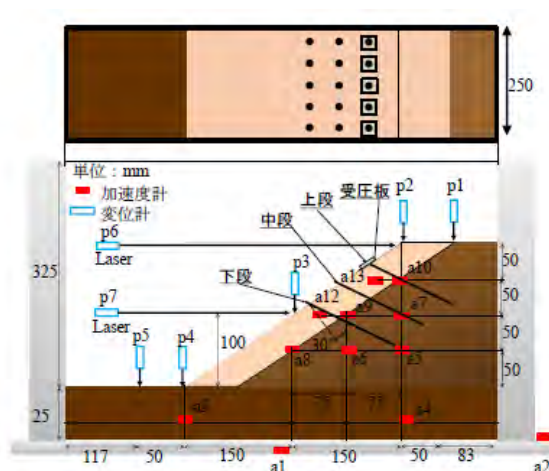


図 2.3.6 実験装置²⁻¹¹⁾

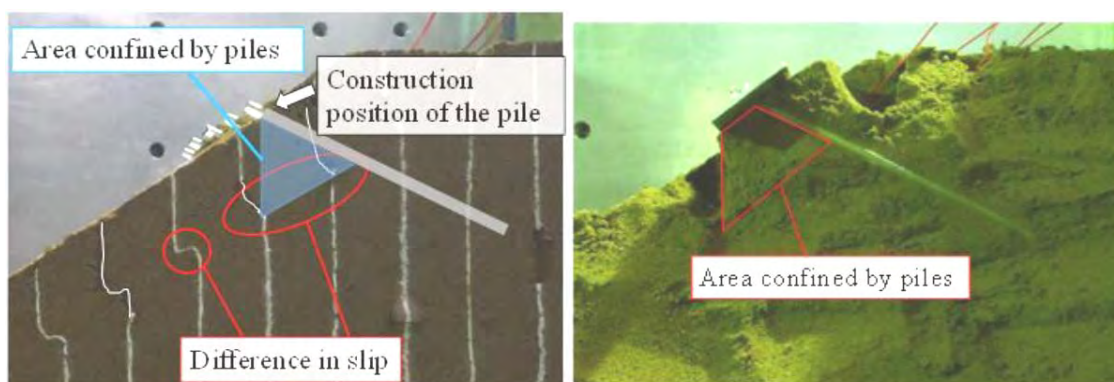


図 2.3.7 杭と受圧板による抑え効果²⁻¹²⁾

2. 3. 4 遠心模型による補強斜面の除荷実験

上村ら²⁻¹³⁾や Sawaishi et al.²⁻¹⁴⁾は、斜面へ水平方向に配置し、受圧板を併用した補強材による補強効果を調べるため、遠心模型による除荷実験を行っている。盛土の模式図を図 2.3.8 に示す。盛土高さはプロトタイプ寸法で 8m、斜面角度は 55°、地盤には江戸崎砂を用い、締固め度 95%の不動層（元の盛土）と 85%とした移動層の 2 層地盤を構築し、補強鋼管を模擬した ϕ 160mm のアクリル棒を水平方向に 2m 間隔で 3 列×3 段の千鳥配置で設置し、更に 2 段目と 3 段目の頭部には矩形の受圧板を配置する。この模型地盤の法尻にアルミ製のブロックを設置し、それを剛土槽内に設置したジャッキと接続し、遠心加速度 40G 時にブロックを引くことで法尻を起点とする移動層の不安定化を人為的に発生させる。この盛土において、補強材の頭部に配置する受圧板のサイズを縦×横の長さが両者とも 400mm (CaseSF)、600mm (CaseMF)、800mm(CaseLF)の 3 種類ケースで除荷実験を行っている。

実験状況を写真 2.3.1 に示す。斜面崩壊時に正面から撮影した CaseSF と CaseLF の様子から、最終的に CaseSF では 3 段目右側の補強材 H, I 間で移動層がすり抜ける一方、CaseLF ではそのような挙動は見られていない（ただし、補強斜面は、補強されていない部分から崩壊する）ことが示されている。

また、図 2.3.9 に示す補強材の実測ひずみから換算した軸力、曲げモーメント、ジャッキ受圧荷重、ブロック移動量との関係から、CaseSF、CaseLF とも軸力は除荷開始時点から作用しており、曲げモーメントは、CaseSF では 20~30mm 程度ブロック移動後に急増しているのに対し、CaseLF では変化が小さいことから、CaseSF では補強材の引抜き抵抗が極限に達して引き抜け、移動層の変位が大きくなったため、補強材に作用する曲げモーメントが増加したものと指摘するとともに、ジャッキ受圧荷重の変化からも、CaseSF に比べ CaseLF の方が補強効果が発揮されていたことを示している。

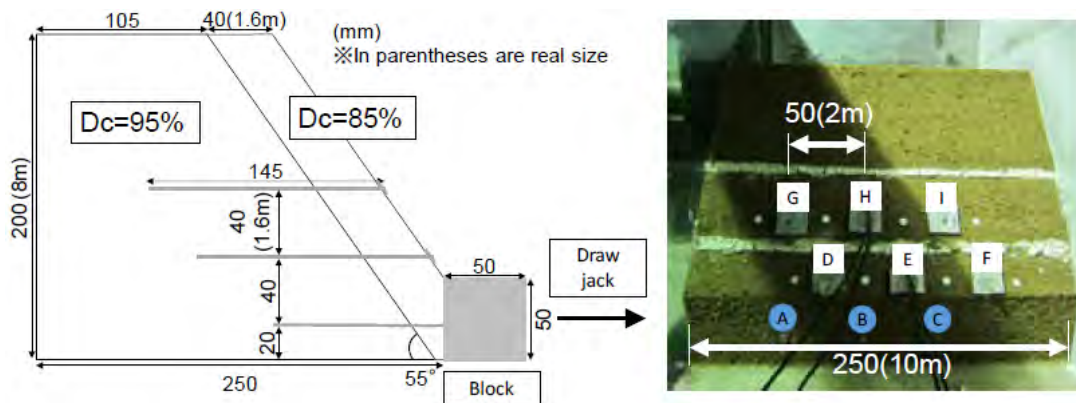


図 2.3.8 実験装置²⁻¹⁴⁾

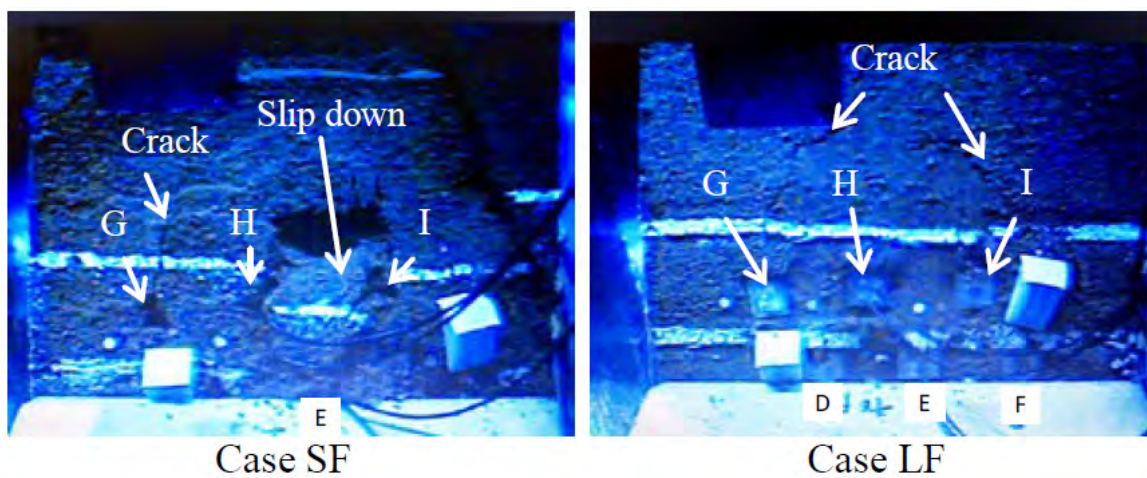


写真 2.3.1 移動層のすり抜けとクラックの発生状況²⁻¹⁴⁾

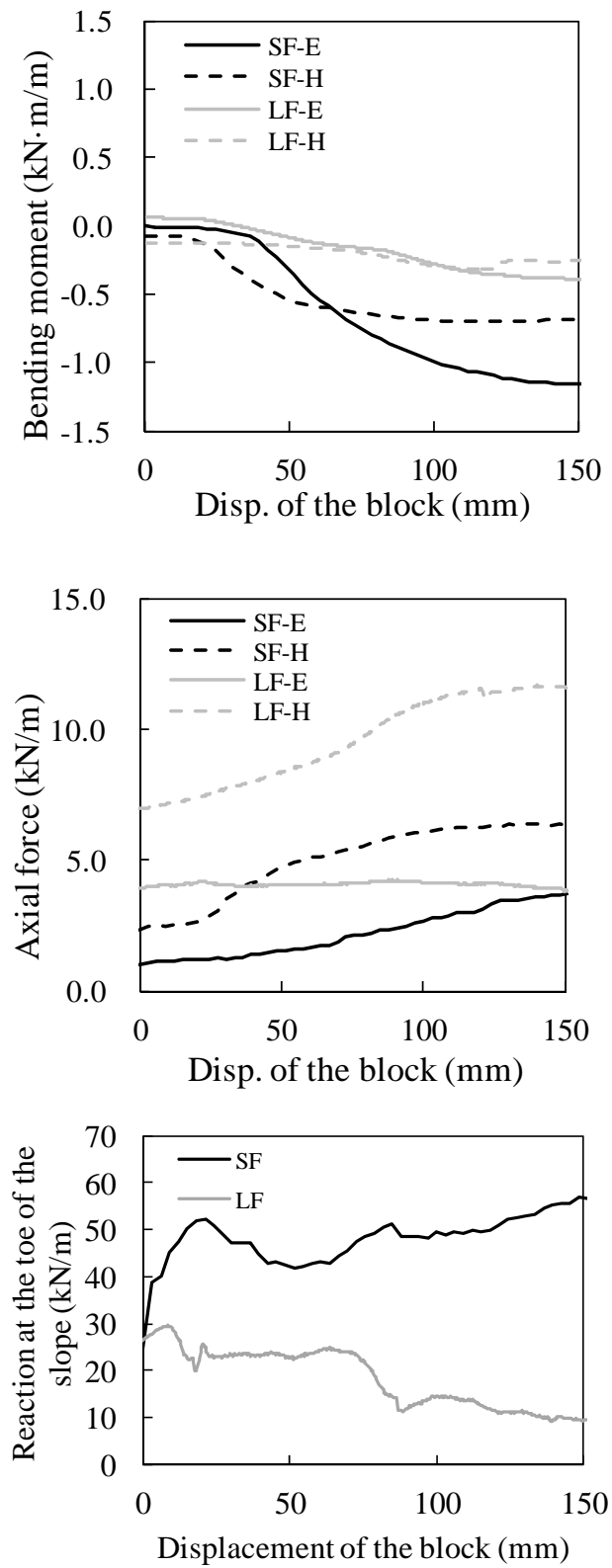


図 2.3.9 軸力，曲げモーメント，ジャッキ受圧荷重，ブロック移動量との関係²⁻¹⁴⁾

2. 4 本工法で期待される補強効果

第1章で参照した既存工法の中で、地すべり抑止杭は鋼管のせん断抵抗を期待して設計されるが、その他の斜面安定工は、補強材の引抜き抵抗を期待して設計されるものが多く、いずれも引抜きかせん断のどちらかのみ補強効果を考慮している。一方、本章の前節までに示した部材による斜面補強効果に関する一連の研究から、水平方向に羽根付き鋼管を打設した場合には、羽根による引抜き抵抗に加え、部材周りの拘束効果を考慮した部材抵抗（せん断あるいは曲げ）も期待できる。

また、グラウンドアンカーや地山補強土では、表面工によって、移動層が一体挙動することを前提に設計されているが、前節で調べた先行研究の成果から、受圧板を適切な間隔で離散的に配置すると移動層のすり抜けが抑制され、一体挙動することが分かっている。

以上のことから、本工法で期待される補強効果を図2.4.1のように仮定する。ひとつ目は、適切な間隔で受圧板を配置することにより、移動土塊の部分的な崩壊が抑制されて一体挙動し、斜面の内的安定が保たれることが期待できる。

ふたつ目は、斜面全体の安定性を高める補強効果として、鋼管の引抜き抵抗と、受圧板と鋼管が下方変位する時に生じる周辺土の拘束効果を見込んだ部材抵抗が期待できる。なお、鋼管にはプレストレスを導入しない前提のため、これらの部材による補強効果は、移動層の変位が生じてから発揮されるものと考えられる。

更に、地山補強土²⁻¹⁵⁾では、引抜き抵抗と部材抵抗（せん断、曲げ）は同時に発揮されているものの引抜き抵抗のみを考慮して設計がなされているが、本工法では、地盤から決まる引抜き抵抗力や部材抵抗力に比べ、材料の引張強さが十分に確保されれば、部材抵抗力（せん断、曲げ）が上限値に達し鋼管が下方へ回転変位していくと、鋼管軸方向への力の伝達に変わり、最大引抜き抵抗力まで鋼管による抵抗力を保持できるものと考えられる。

よって、本工法では、引抜き抵抗と部材抵抗（せん断、曲げ）を合わせた抵抗力の発現が期待できるものと考えられる。

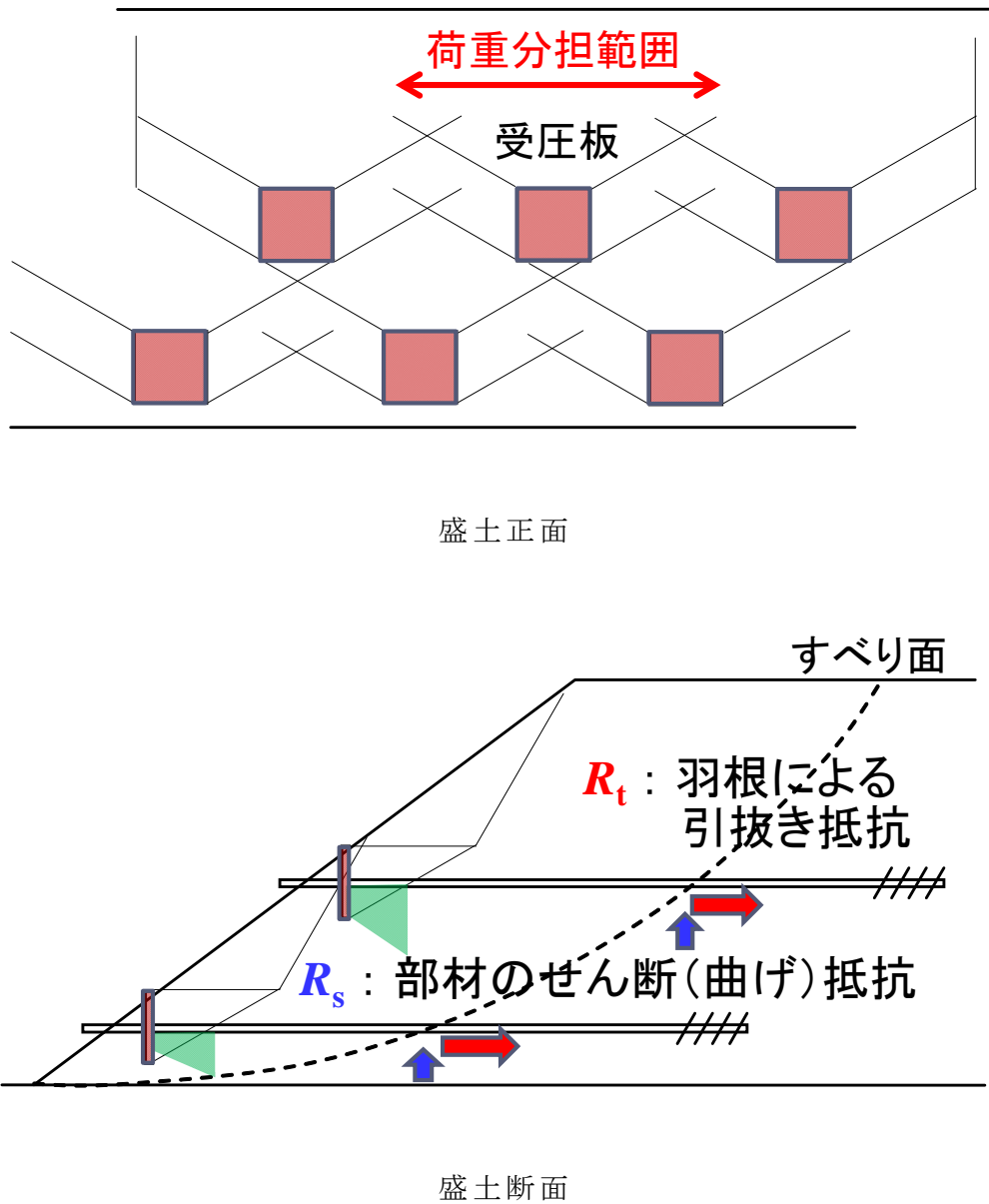


図 2.4.1 本工法で期待される補強効果

そして、斜面全体の安定性を高めることを目的に、例えば一般の斜面安定性照査に用いられているすべり面（円弧や直線）を仮定した極限平衡法に前述の補強効果を見込むことで、本工法により補強した斜面の設計ができるようになるものとする。その一例として、図 2.4.2 のような直線すべり面での極限平衡法に前述の補強効果を見込む場合、式 2.0 のように表現できる。

なお、式 2.0 で分母は起動力、分子は抵抗力を示している。

$$F_s = \frac{[c \cdot L + \{ (W - u \cdot b) \cdot \cos\theta + R_t \cdot \sin\theta \} \cdot \tan\phi + R_t \cdot \cos\theta + R_s \cdot \sin\theta]}{W \cdot \sin\theta} \quad (2.0)$$

ここに、

F_s : 斜面安定の安全率

W : 分割片の移動層土塊の重量 (kN)

R_t : 鋼管の引抜き抵抗力 (kN)

R_s : 鋼管の部材抵抗力 (kN)

L : 分割片の移動層土塊とすべり面の接触長さ (m)

θ : 水平面に対してすべり面のなす角度 (°)

c : すべり面の粘着力 (kN/m²)

ϕ : すべり面のせん断抵抗力角 (°)

u : 間隙水圧 (kN/m²)

b : 分割片の移動土塊の幅 (m)

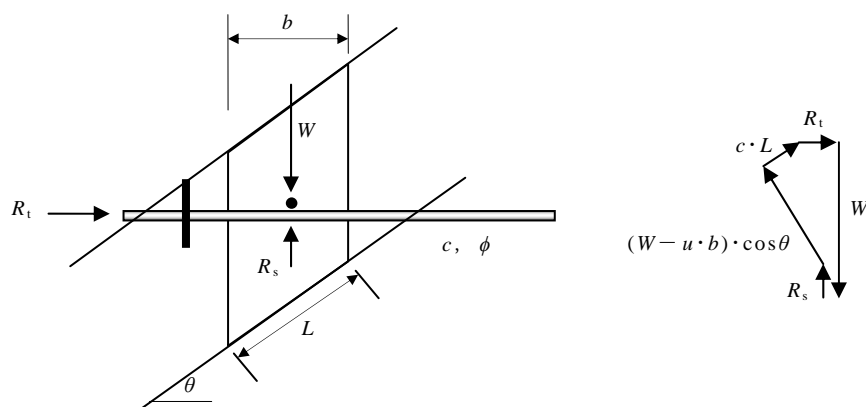


図 2.4.2 直線すべり面を仮定した時の補強効果と力のつり合い

2. 5 本工法の研究課題

本研究の目的は、斜面へ水平方向に回転貫入した羽根付き鋼管による斜面補強効果の評価法と一般的な斜面安定設計法を準用した本工法による補強斜面の設計法を提案することである。

ただし、前節までに示した先行研究等の成果に基づき期待される羽根付き鋼管による斜面補強効果は、まだ実物では確認されていない。

そこで、本研究では、特に法尻の湿潤による不安定化が原因となる深さ数メートル規模の斜面崩壊を想定した実大盛土による実験で、荷重がそれほど増えなくても斜面が壊れる現象を模擬し、以下の課題に取り組んだ。次章より、それぞれの課題とその取り組みについて詳述する。

課題1：受圧板による荷重分担範囲を明らかにし、移動土塊がすり抜けず一体挙動するために必要な受圧板の配置方法を構築すること。

課題2：斜面へ水平方向に回転貫入した羽根付き鋼管の引抜き抵抗に関する挙動を明らかにし、引抜き抵抗評価法を構築すること。

課題3：鋼管や受圧板によって拘束される周辺土の地盤抵抗が付加された鋼管の部材抵抗は、有意な補強効果（鋼管上方の移動土塊の変位を抑制する効果）であることを明らかにすること。

参考文献

- 2-1) 独立行政法人土木研究所，株式会社アクアコントロール，株式会社宇部建設コンサルタント，株式会社東建ジオテック，鉦研工業株式会社，株式会社エスイー，日本基礎技術株式会社，鹿島建設株式会社，フリー工業株式会社：地すべり地における地下水排除ボーリング工の排水性能調査共同研究報告書，共同研究報告書 整理番号第 453 号，pp.185-193，2013.
- 2-2) 徐永強，井谷雅司，宮武裕昭，大下武志：盛土内水平排水工の排水効果に関する実験的評価，土木学会第 63 回年次学術講演会講演概要集第Ⅲ部，pp.703-704，2008.
- 2-3) 徐永強，澤松俊寿，林豪人，藪雅行，小橋秀俊：盛土における水平排水パイプの地下水排除効果，土木学会第 64 回年次学術講演会講演概要集第Ⅲ部，pp.597-598，2009.
- 2-4) 杉崎英司，増田幸宏，岡田勝也，村石尚：新幹線盛土排水パイプの機能分析，土木学会第 44 回年次学術講演会講演概要集第Ⅳ部，pp.588-589，1989.
- 2-5) 太田直之，杉山友康，渡邊諭，高馬太一，西田幹嗣，石川智史：盛土に用いる排水パイプの浸透流解析モデル，鉄道総研報告 Vol.26，No.9，pp.35-40，2012.
- 2-6) 渡邊諭，太田直之，西田幹嗣，中澤公博，和田昌敏，丸山栄，澤石正道：排水機能を有する回転鋼管杭の排水性能に関する一考察，土木学会第 69 回年次学術講演会講演概要集第Ⅲ部，pp.525-526，2014.
- 2-7) 荒井昭浩，森川脩之，竹山智美，日下部治，佐伯英一郎，澤石正道：高地下水面を有する盛土構造物の崩壊機構の把握と鋼管杭を応用した耐震性改善の提案，第 46 回地盤工学研究発表会講演集，Vol.46，pp.1107-1108，2011.
- 2-8) 森川脩之，関栄，和田昌敏，佐伯英一郎，高橋章浩：鋼管杭による斜面補強効果に与える杭の施工角度の影響，第 47 回地盤工学研究発表会講演集，Vol.47，pp.1421-1422，2012.
- 2-9) 中道洋平，関栄，和田昌敏，高橋章浩：鋼管杭による斜面の耐震補強効果に与える受圧板の影響，第 48 回地盤工学研究発表会講演集，Vol.48，pp.2017-2018，2013.
- 2-10) 西尾直哉，澤石正道，関栄，堀越一輝，高橋章浩：補強材設置角度に

- 着目した斜面補強に関する実験的研究，第51回地盤工学研究発表会講演集，Vol.51，pp.1895-1896，2016.
- 2-11) 持田祐輔，関栄，和田昌敏，澤石正道，高橋章浩：鋼管杭による斜面の耐震補強効果に与える杭配列と受圧板の影響，第49回地盤工学研究発表会講演集，Vol.49，pp.1367-1368，2014.
- 2-12) Y. Mochida, A. Takahashi, M. Sawaishi : Study on seismic response of reinforced slope using small diameter steel piles, Proceedings of International Conference on Landslides and Slope Stability, Paper ID: G2, 2015.
- 2-13) 上村健太，澤石正道，関栄，堀越一輝，高橋章浩：小径鋼管による覆土した既設盛土の補強に関する研究，第51回地盤工学研究発表会講演集，Vol.51，pp.1993-1994，2016.
- 2-14) Masamichi Sawaishi, Masatoshi Wada, Akihiro Takahashi, : A consideration on some reinforcing effects of small diameter steel pipes with blades on stabilization of cover soil on embankment slope, Sixth Japan-Korea Geotechnical Engineering Workshop, 2016.
- 2-15) 地盤工学会：地山補強土工法設計・施工マニュアル，2011.

第3章 受圧板による荷重分担範囲

3.1 概要

本章では、移動土塊がすり抜けず一体挙動するために必要な受圧板の配置方法を提案するため、受圧板を併用した鋼管を斜面に配置した時の移動土塊を支持する荷重分担範囲を解明する。

検討にあたって、まず、グラウンドアンカーに用いられている受圧板や補強土壁に用いられている支圧板等の荷重分担範囲に関する既往の研究を調べる。次に、実大の試験盛土において、1組の受圧板を併用した鋼管による補強斜面の除荷実験を実施し、荷重分担範囲と受圧板サイズ、斜面の幾何形状、移動層の地盤強度等との関係を把握する。そして、それらの結果と既往の知見をもとに、受圧板の荷重分担範囲の評価法を提案する。

3.2 受圧板の荷重分担範囲に関する既往の研究

受圧板の支持範囲に関する既往の研究として、Yoshimatu and Shimizu³⁻¹⁾は、グラウンドアンカー受圧板の影響範囲を調べている。図 3.2.1 に示す実験装置を用いて、受圧板の設置条件を変えた引抜き実験を行い、図 3.2.2 に示すクラックの分布等を観察した結果に基づき、図 3.2.3 に示すように受圧板が影響を与える土塊範囲の評価法について受働抵抗角（受働土圧）を基準に提案している。

林ら³⁻²⁾は、土槽に配置した支圧板付き補強材を鉛直に引き抜く実験により、図 3.2.4 に示す引抜き抵抗分布を示したうえで、図 3.2.5 に示す実験装置を用いて鉄筋補強土の支圧板付き補強材の載荷実験を行った結果、補強材を引張材として機能させるためには支圧板が不可欠であると指摘している。

武藤ら³⁻³⁾は、図 3.2.6 に示す小型引抜き試験装置により、アンカー式補強土壁の支圧板単体の引抜き実験を行い、図 3.2.7 に示す最大引抜き力 P_{\max} で正規化した引抜き力 P と支圧板の幅 B で正規化した引抜き変位 δ との関係において、支圧板サイズによらず $\delta/B=2\sim 3\%$ の小さな変位量で $P/P_{\max}=1/3$ の引抜き力が発揮されることを示している。

また、離散的に部材を配置する斜面安定工のアーチ効果について、Ito and Matsui³⁻⁴⁾は、図 3.2.8 に示す地すべり抑止杭に水平荷重として作用する土圧分布を仮定し、塑性変形と塑性流れに基づく水平荷重の評価法を提案し、図 3.2.9 に示すように実際の地すべり地で確認した実測値と提案法および他で用いられている方法による算定値を比較し、その適用性を示している。

足立ら³⁻⁵⁾、多田ら³⁻⁶⁾は、斜面の引張り領域に打設された地すべり抑止杭の挙動について、降下床を用いたアルミ棒積層体による除荷実験により調べ、杭間地盤の標点計測と杭の実測ひずみから、図 3.2.10 に示すように並列で配置した地すべり抑止杭のアーチは、直角二等辺三角形を頂点とする形状になる場合と、正三角形を頂点とする形状になる場合があり、これらのモードは移動層厚から決まる拘束圧の大きさで変化することを指摘し、この並列配置のアーチの組み合わせにより、図 3.2.11 に示すように千鳥配置した地すべり抑止杭で形成されるアーチの形状が推定できることを示している。

大野ら³⁻⁷⁾は、図 3.2.12 に示す実験土層を用いて地すべり抑止杭の除荷実験を行い、杭の配置方法によって、各杭の荷重分担が異なることや、図 3.2.13 に示すように実測クラック分布と受働抵抗領域を比較し、中央部に配置した前列杭の荷重分担率が後列杭に比べ大きいこと、受圧抵抗領域が重なる範囲については、前列杭が受けた荷重を後列杭が幾らか負担していること等を指摘している。

Kourkoulis et al.³⁻⁸⁾は、地すべり抑止杭について図 3.2.14 に示す 3D モデルによる解析を行い、図 3.2.15 に示すように杭の間隔、移動層の層厚等によって、杭に作用する土圧分布が異なることを示している。

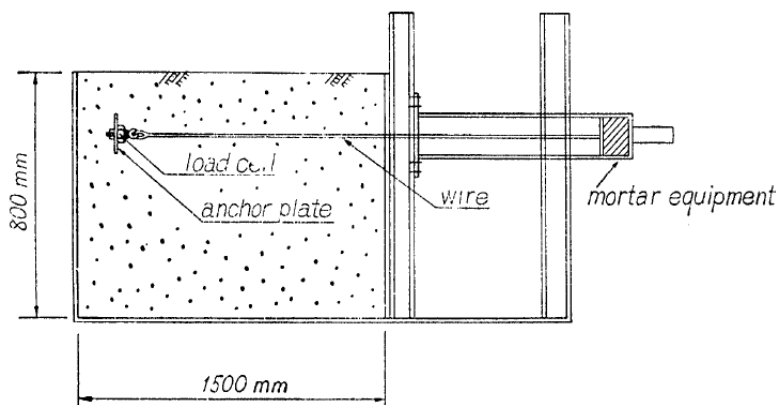


図 3.2.1 実験装置³⁻¹⁾

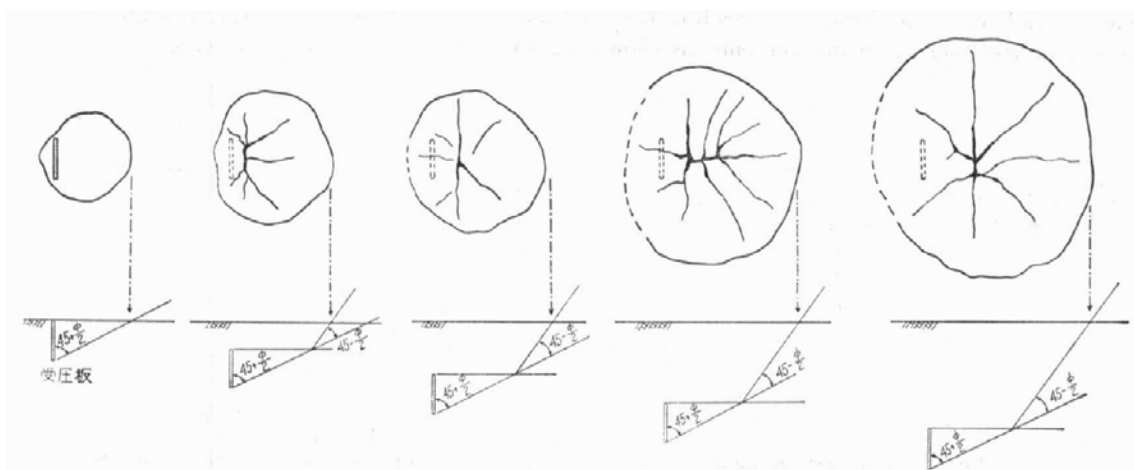


図 3.2.2 地表面で観察されたクラック分布³⁻¹⁾

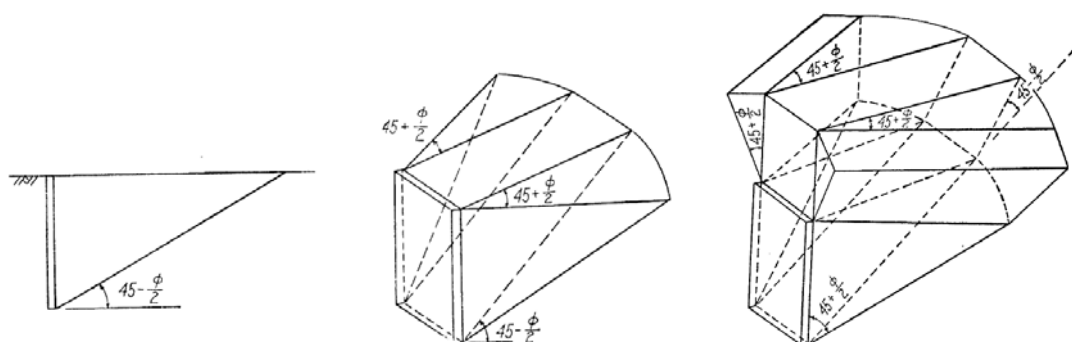


図 3.2.3 グラウンドアンカー受圧板による荷重分担範囲³⁻¹⁾

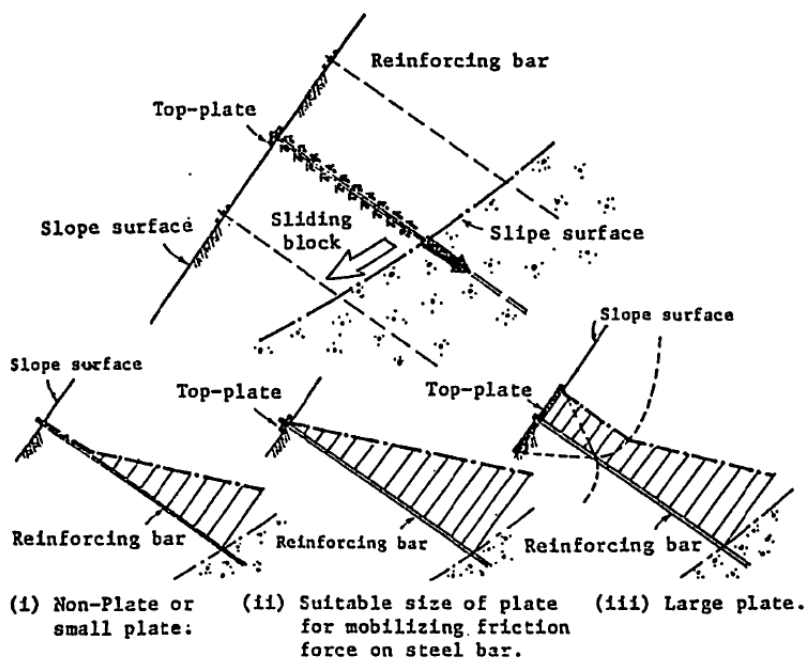


図 3.2.4 支圧板付き鉄筋の引抜き抵抗分布³⁻²⁾

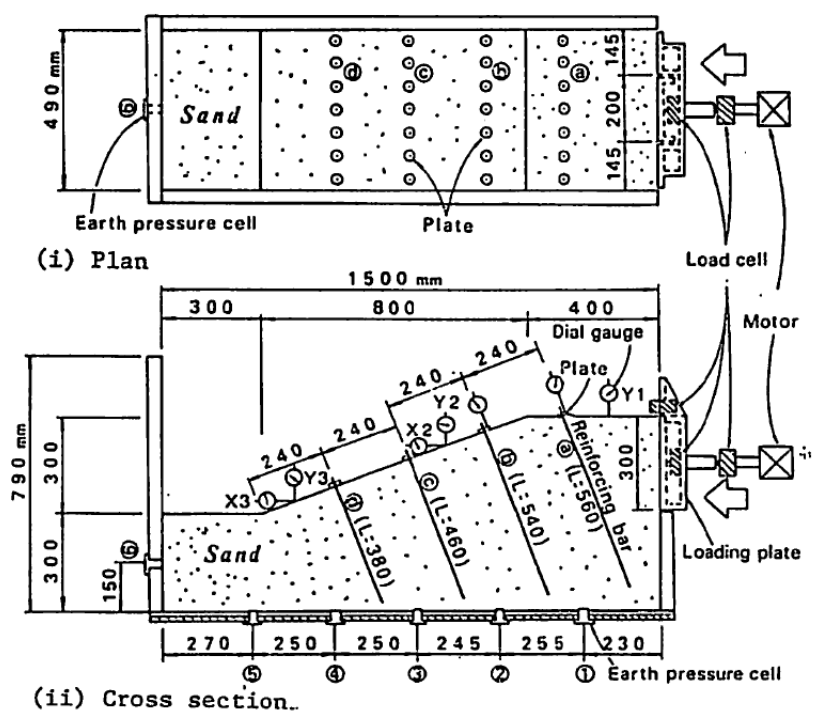


図 3.2.5 載荷実験装置³⁻²⁾

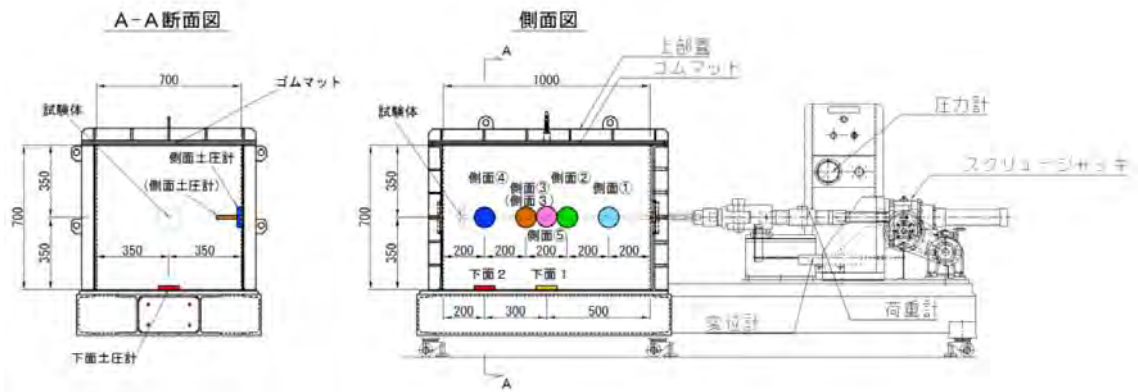


図 3.2.6 小型引抜き試験装置³⁻³⁾

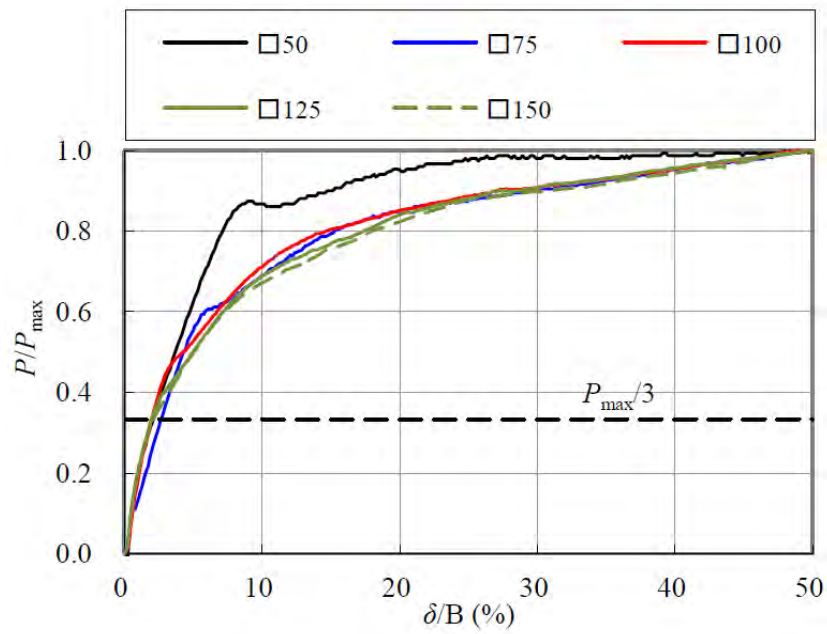


図 3.2.7 正規化した引抜き荷重と変位との関係³⁻³⁾

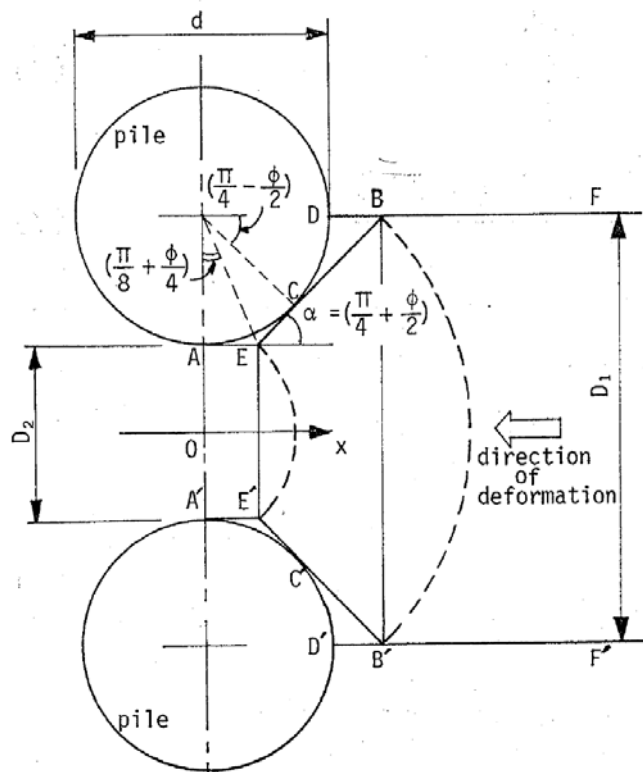


図 3.2.8 地すべり抑止杭に作用する土圧モデル³⁻⁴⁾

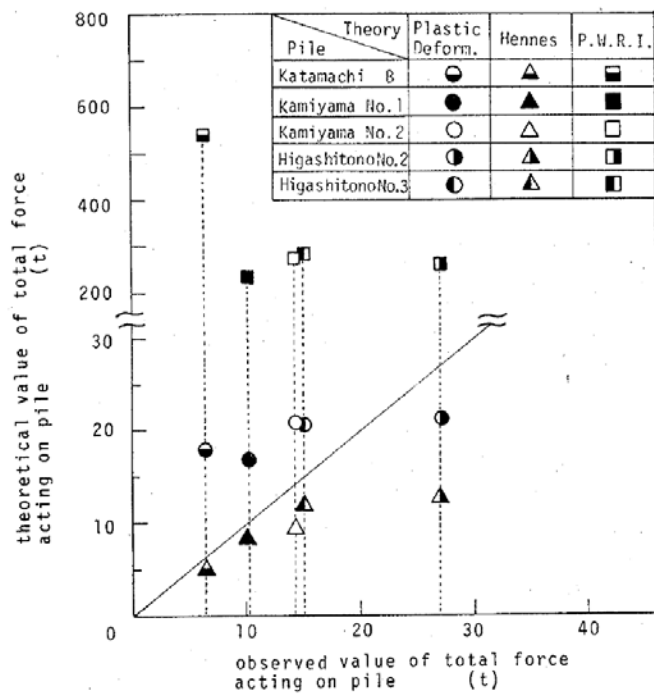


図 3.2.9 実測値と算定値との比較³⁻⁴⁾

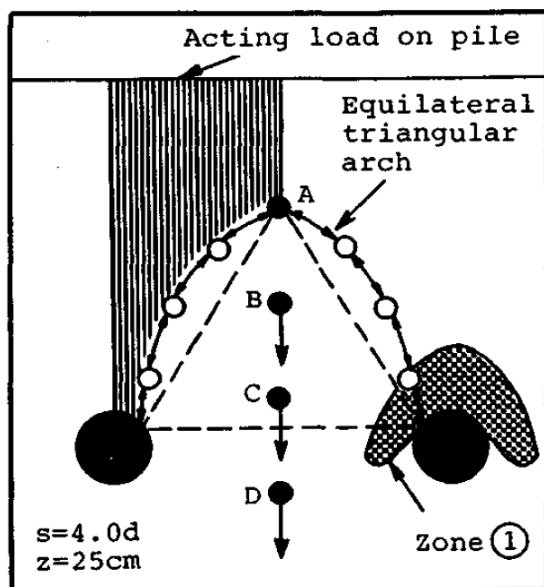


図 3.2.10 並列配置した地すべり抑止杭のアーチ形成メカニズム³⁻⁵⁾

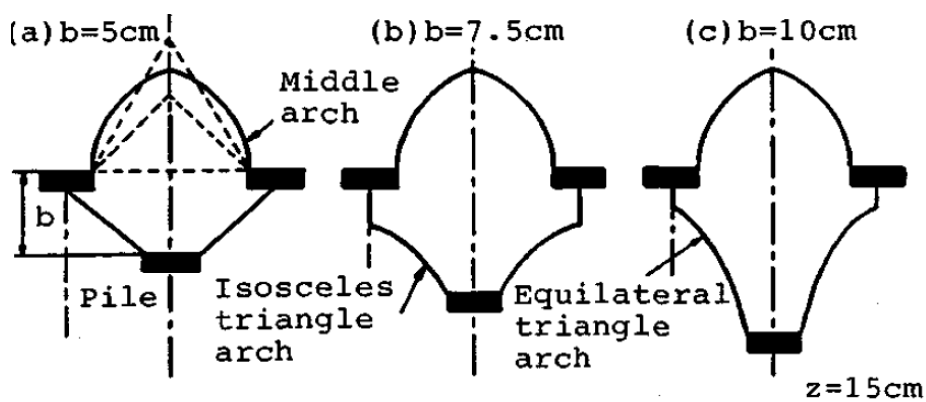


図 3.2.11 千鳥配置した地すべり抑止杭のアーチ効果³⁻⁵⁾

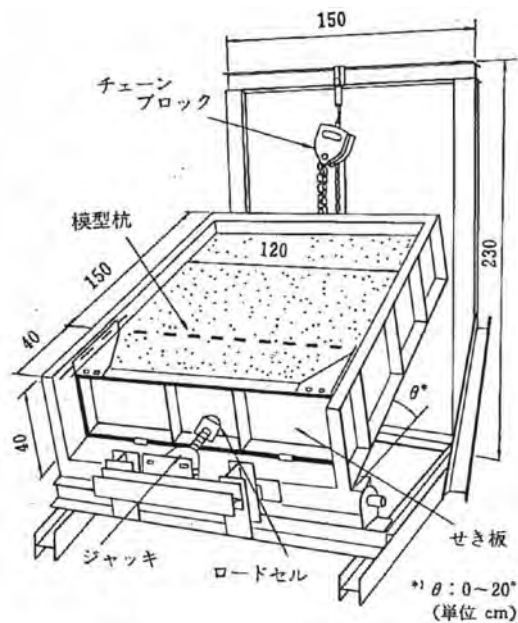


図 3.2.12 実験土層³⁻⁷⁾

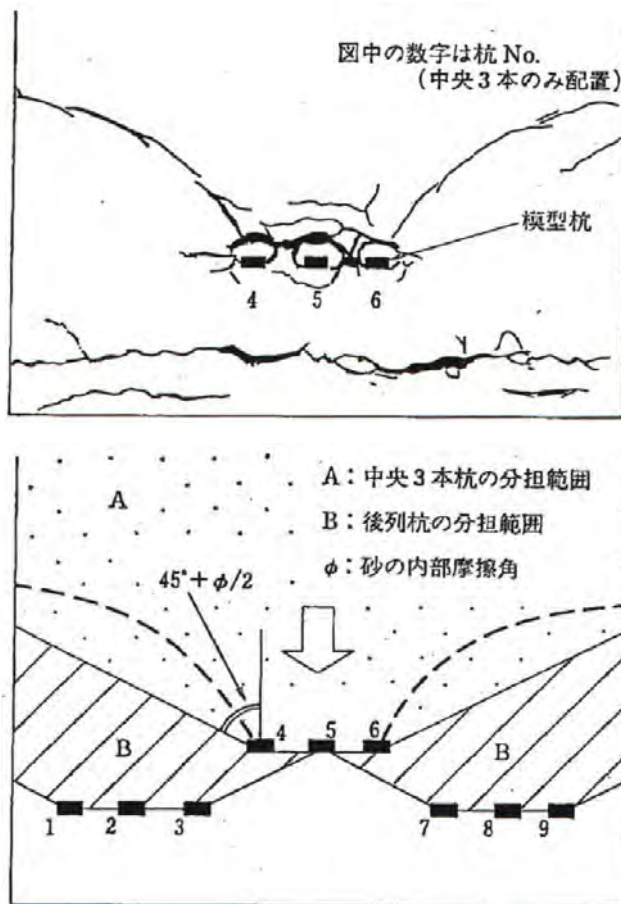


図 3.2.13 杭周りの実測クラック分布と受働抵抗範囲との比較³⁻⁷⁾

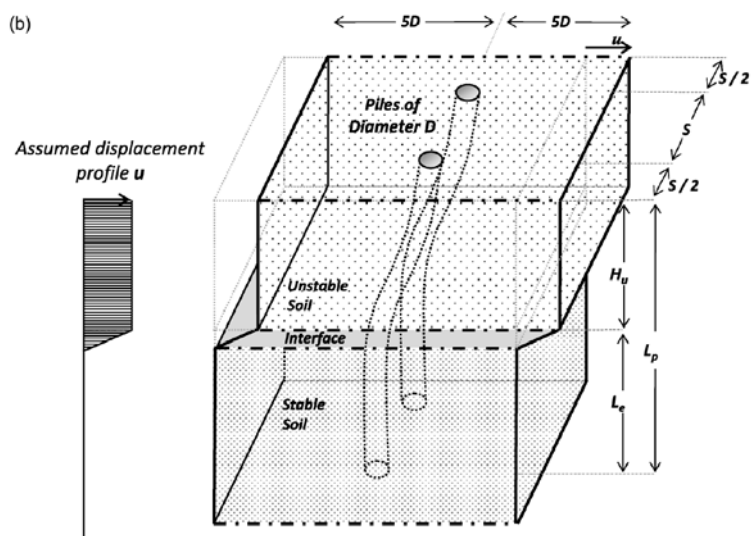


図 3.2.14 地すべり抑止杭の概略抵抗メカニズム³⁻⁸⁾

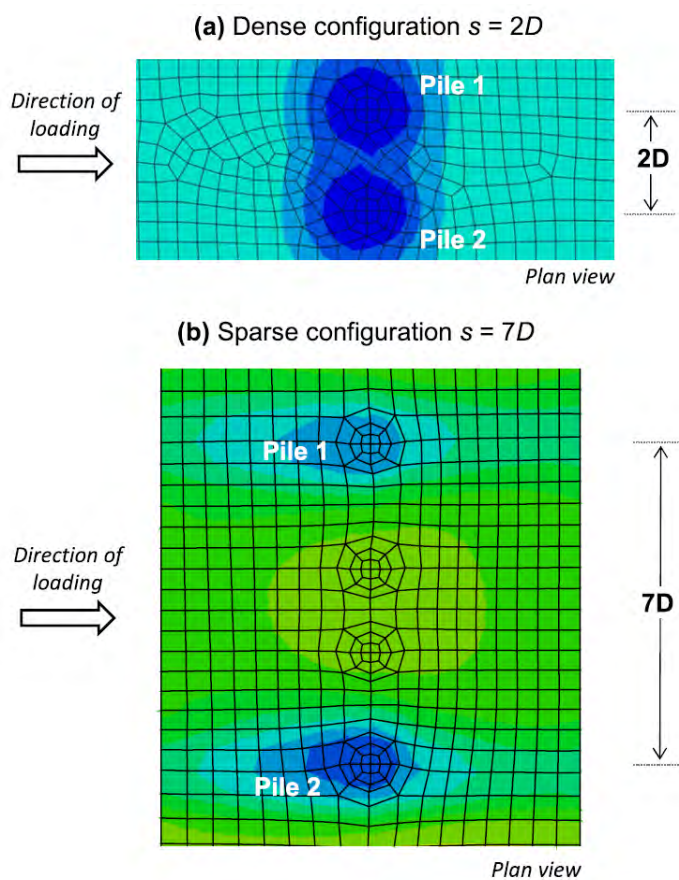


図 3.2.15 杭間隔 2D と 7D の時の解析結果³⁻⁸⁾

3. 3 荷重分担範囲に関する現場実験

法尻の湿潤による不安定化が原因で生じる斜面崩壊を実大盛土による除荷実験で模擬し、受圧板が移動土塊を支持する荷重分担範囲を明らかにする。

まず、大野ら³⁻⁷⁾が用いた油圧ジャッキでせき板を降下させる方法を参考に、油圧ジャッキ上に鉄板を載せ、鉄板上で移動層を盛土する装置を実大盛土に構築し、除荷時における受圧板サイズによる補強効果の違いを法肩変位や発生するクラックの分布で調べた。次に、除荷実験では荷重を直接計測することができないため、3つの方法（詳細は後述）により、受圧板が支持する移動土塊重量を推定した。

3. 3. 1 除荷実験の内容

受圧板サイズによる補強効果の違いを法肩変位や発生するクラックの分布によって調べるため、法尻の湿潤による斜面崩壊を模擬した除荷実験を行った。図 3.3.1 に試験盛土の概要図を、写真 3.3.1 に全景を示す。

試験盛土の構築にあたって、まず、不動層（粘性土）を設計高さ 3m、傾斜角度 55° に成形して、盛土中間高さから水平方向に鋼管を打設した。次に、すべり面を明確にするため、不動層の斜面表面に土木シート（クロス養生用）を2枚重ねて敷設し、土木シート上に移動層（砂質土）を幅 3m、傾斜角度 40° で構築した。

移動層を除荷する装置を図 3.3.2 に示す。法尻に 50ton 油圧ジャッキを3台配置し、油圧ジャッキの最大降下量を約 100mm としてジャッキアップした上に幅 3m の鉄板を載せ、その鉄板上に移動層を設けた。表 3.3.1 に示すように不動層は換算 N 値 2.5 の礫混じり粘性土で、移動層は人力で砂を積上げ、湿潤密度約 1.7g/cm³、含水比約 9% で構築した。用いた土の物性を表 3.3.1 に示す。

実験ケースと各盛土の条件を表 3.3.2 に示す。無補強（TK-N）以外に用いる鋼管のサイズは、いずれも鋼管径φ 60.5mm、長さ 3m、羽根径 160mm、羽根区間長 0.64m とし、GL+1.5m の高さから不動層へ水平に 1.7m 回転貫入し、移動層の構築と同時に鋼管頭部に鋼管と直交するように受圧板を配置した。受圧板の高さ×幅のサイズは、300×300mm(TK-300)、600×600mm(TK-600)、

800×800mm (TK-800) の3種類で、それぞれ幅3mの移動層の中央に1枚配置した状態で除荷実験を行った。

表3.3.3に除荷実験時の計測項目を、図3.3.3に計測計画断面図を示す。法肩、鉄板、鋼管に変位計を、受圧板に傾斜計とロードセルを、油圧ジャッキにロードセルを設置した。また、移動層の表面に300mm間隔で標点を配置し、その移動量を測量した。

ジャッキダウンは10mm毎に手前側、奥西側、奥東側の順に行った。鉄板全体が10mm降下したことを確認してから、標点を測量し、測量が終わったら再度ジャッキダウンという手順を繰り返し、それぞれの実験ケースで移動層を90mm～100mm降下させた。なお、移動層構築から除荷までの養生期間は4～11日間とし、全ケースとも晴天時に除荷を行った。

3. 3. 2 除荷実験の結果と考察

(1) 実験経過

各ケースの除荷実験終了時の移動層の状態を写真3.3.2～写真3.3.5に示す。

写真3.3.2に示すTK-N(無補強)では、鉄板を10mm降下させた最初の除荷ステップ(以下、除荷ステップ10mmといい、数字は鉄板降下量を示すこととする)で、法肩や移動層の側面に生じたクラックから、土木シートによるすべり面で移動層が全体的に下方に変位したことを確認した。よって、移動層の底面摩擦(土木シート)は、除荷ステップ10mmで最大摩擦に達したものと考えられる。除荷ステップ20mm以降、移動層中央部の水平クラック、鉄板端部からの鉛直クラックが徐々に伸展した。この水平クラック、鉄板端部からの鉛直クラックは、鉄板直上の移動層と鉄板外側の移動層に変位差が生じ、側面摩擦が徐々に発揮されることによって生じたものと考えられる。そして、除荷ステップ60mmで鉄板端部からの鉛直クラックが法肩近くまで伸展し、油圧ジャッキ反力が定常状態となったことから、側面摩擦は最大値に達した^{*1}ものと考えられる。その後、最終除荷ステップ90mmまで、全体的なクラック分布に変化はなく、クラックの幅が徐々に大きくなった。

写真3.3.3に示すTK-300では、鉄板を10mm降下させた最初の除荷ステップで、法肩や移動層の側面に生じたクラックから、土木シートによるすべり面で移動層が全体的に下方に変位したことを確認した。次に、除荷ステッ

プ 30mm で移動層中間部の水平方向にクラックが生じた。その後、除荷ステップ 40mm で、受圧板上端から斜め上方にクラックが生じ始め、最終除荷ステップ 100mm まで徐々にそれらのクラックが伸展した。

写真 3.3.4 に示す TK-600 では、TK-300 と同様に除荷ステップ 10mm で移動層が全体的に変位し、除荷ステップ 20mm で、移動層中間部および受圧板上端から水平方向にクラックが生じた。その後、除荷ステップ 40mm で、受圧板上端から斜め上方にクラックが生じ始め、その後のステップで TK-300 に比べ多数のクラックが受圧板から生じ、最終除荷ステップ 100mm では、法肩まで伸展したクラックがあった。

写真 3.3.5 に示す TK-800 では、他ケースと同様に除荷ステップ 10mm で移動層が全体的に変位し、移動層中間部に水平方向のクラックが生じた。その後、除荷ステップ 40mm で、受圧板上端からクラックが生じ、最終ステップまで水平方向のクラック幅が徐々に広がっていったが、TK-300 や TK-600 のような受圧板から放射状に伸展するクラックはほとんど生じなかった。

(2) 補強効果

補強効果を表す法肩変位と除荷ステップとの関係を図 3.3.4 に示す。ここでは、法肩変位を移動層鉛直ひずみ ε_v (鉄板変位 δ_b と法肩変位 δ_t の差を各ケースの移動層高さ h で除した値) として各ケースの値を示している。全てのケースで除荷ステップ 10mm から、引張の移動層鉛直ひずみが生じているため、前記のように最初のステップからクラックが生じたものと考えられる。

引張の移動層鉛直ひずみが、補強ケースでは除荷ステップとともに大きくなっているのに対し、TK-N (無補強) では除荷ステップ 40mm を境に引張から圧縮に転じている。これは、鉄板を降下させると、3m 幅の鉄板上に載っている移動層と鉄板より外側の移動層との間で摩擦抵抗 (以下、移動層側面の摩擦抵抗と呼ぶ) が生じ、TK-N では、その摩擦抵抗が除荷ステップ 40mm で限界値に達したことを示すものと考えられる。

補強ケースの中では、TK-600 と TK-800 は勾配が直線的に伸びているのに対し、TK-300 は除荷ステップ 90mm から勾配が緩やかになっていることから、補強による抵抗力の増加が限界値に近付いていることを示しているものと考えられる。

また、凡例に示した δ_{tmax} は法肩変位の最大値で、TK-N (無補強) の 100mm

に対し、補強ケースでは55～68mmであり、受圧板併用の鋼管で補強した斜面の法肩変位は、無補強に比べ抑制されることを確認した。

(3) 鋼管の挙動

受圧板を併用した鋼管の挙動を考察するため、受圧板荷重と除荷ステップとの関係を図3.3.5に示す。TK-800の受圧板荷重は最大約12kNでまだ増加傾向を示しており、TK-600は最大約9kN、TK-300は最大約3kNで、受圧板荷重が定常状態となっている。

また、鋼管鉛直変位と除荷ステップとの関係を図3.3.6に、鋼管鉛直変位と鋼管水平変位との関係を図3.3.7に示す。除荷ステップに伴い鋼管鉛直変位が大きくなっているのに対し、鋼管水平変位はほとんど生じていない。よって、本実験においては、鋼管の引抜き抵抗よりもせん断抵抗が支配的^{※2}であったものと考えられる。これは、不動層の勾配が約53°で比較的急勾配であること、受圧板にはプレロードを作用させていないことから、引抜き抵抗に比べ、せん断抵抗が発揮されやすい状態であったためと推定する。

(4) 各ケースの抵抗力

補強効果による抵抗力の各ケースでの違いを考察するため、図3.3.8に移動層荷重（ジャッキ反力）と法肩変位との関係を、図3.3.9に移動層荷重の変化率（ジャッキ反力の初期値と各除荷ステップにおける反力の差分を初期値で規準化した値）と法肩変位との関係を示す。

本実験では、油圧ジャッキ反力が移動層荷重をすべり面の摩擦と部材抵抗で支持しきれなかった分の値となるため、すべり面摩擦が一定と仮定すると、ジャッキ反力から得られる移動層荷重の初期値からの変化量は、除荷時に鋼管等により発揮されている抵抗力の増分であり、この値が大きいほど補強効果が大きいといえる。本実験結果では、TK-N（無補強）の移動層荷重の変化量に比べ補強ケースの値が大きいので、全補強ケースにおいて、受圧板を併用した鋼管による抵抗力が発揮されているといえる。

また、TK-Nで除荷ステップとともに移動層荷重の変化量が大きくなっているのは、移動層側面の摩擦抵抗の影響^{※1}であるが、法肩変位60mm以降で定常状態になっている。補強ケースにおいては最終除荷ステップで法肩変位が60mm前後となっているため、TK-Nの除荷ステップ60mmと補強ケー

スの最終除荷ステップでの移動層背面と側面の摩擦抵抗が、補強されたケースでも同等に発揮されたものと仮定すれば、補強ケースから無補強の移動層荷重の変化率を引いた値が各補強ケースの補強効果による正規化抵抗力であると考えられる。この値を比較すると、TK-300とTK-800が約0.1でほぼ同等に対し、TK-600は約0.3で3倍大きな抵抗力を発揮している。

補強ケースにおける抵抗の違いは、図3.3.10に示す移動層荷重の変化率と受圧板の傾斜角度との関係にも表れており、TK-300とTK-800は移動層荷重の変化率に比例して受圧板の傾斜が大きくなっているのに対し、TK-600は傾斜が1°程度以内に留まっている。TK-600よりも大きな受圧板荷重が作用していたにもかかわらず、TK-800の補強効果が小さかったのは、本実験が鋼管直下の地盤を強制変位させているためと考えられる。

すなわち、本実験では、受圧板や不動層に定着している鋼管は鋼管下方の移動層からの反力を得られにくい状態であり、特にTK-800では受圧板下方の受働抵抗が得られず、鋼管を中心として受圧板が回転し、傾斜角度が徐々に大きくなったものと考えられる。

一方、TK-600では受圧板がほとんど傾斜しなかったため、受圧板や鋼管下方の地盤抵抗が他の補強ケースに比べて大きく得られたものと推定でき、それが抵抗力の発現にも寄与したものと考えられる。

※1：無補強（TK-N）のすべり面摩擦については、付録Aを参照のこと。

※2：鋼管水平変位の減少やマイナスの値については、付録Bを参照のこと。

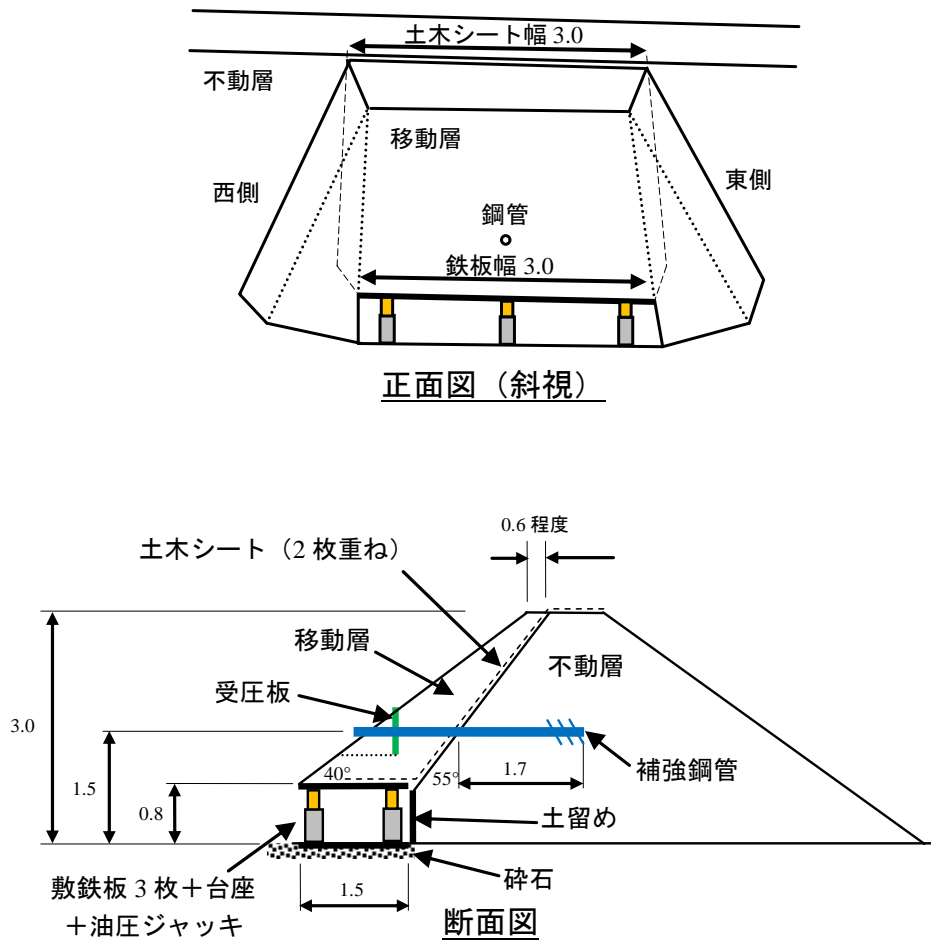


図 3.3.1 試験盛土の概要図 (単位 : m)



写真 3.3.1 試験盛土全景 (TK-600)

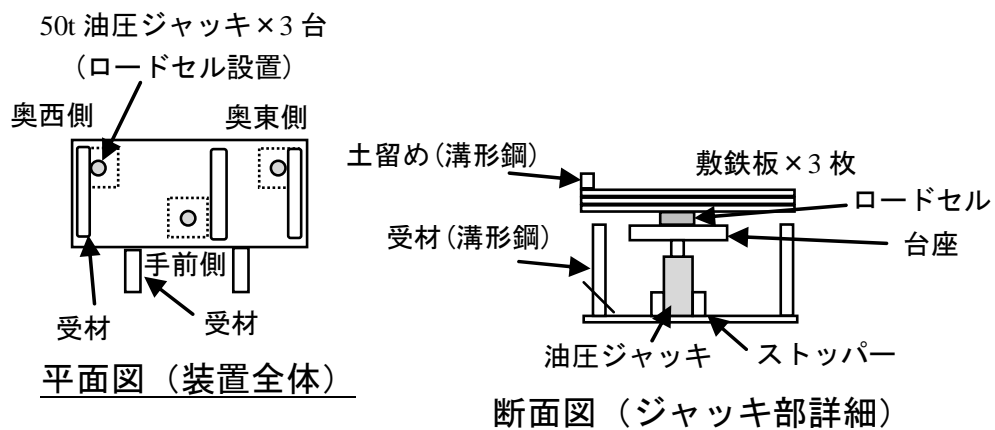


図 3.3.2 除荷装置の概要図

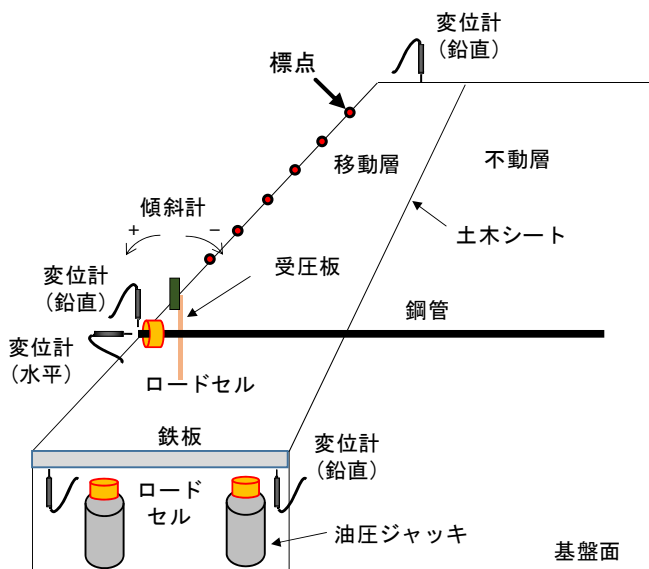


図 3.3.3 計測計画断面図

表 3.3.1 盛土地盤（除荷実験）

盛土箇所／種別	試験項目		試験結果
不動層／ 礫まじり粘性土	土粒子密度	ρ_s (g/cm ³)	2.65
	SWS 試験※	換算 N 値	2.5
	湿潤密度	湿潤密度 ρ_t (g/cm ³)	1.86
		乾燥密度 ρ_d (g/cm ³)	1.41
		自然含水比 w_n (%)	31.2
	三軸圧縮 (UU)	粘着力 c_u (kN/m ²)	52.9
内部摩擦角 ϕ_u (°)		16.5	
移動層／砂質土	土粒子密度	ρ_s (g/cm ³)	2.68
	粒度	最大粒径 (mm)	4.75
		均等係数 U_c	2.68
		50%粒径 D_{50} (mm)	0.35
	現場密度	湿潤密度 ρ_t (g/cm ³)	1.73
		乾燥密度 ρ_d (g/cm ³)	1.59
		含水比 w (%)	8.8
	三軸圧縮 (CD)	粘着力 c_d (kN/m ²)	19.6
内部摩擦角 ϕ_d (°)		35.5	

※SWS 試験：スウェーデン式サウンディング試験

表 3.3.2 実験ケース（除荷実験）

ケース名	受圧板サイズ	高さ 移動層傾斜 不動層傾斜	鉄板 降下	法 況掘削	片 持 載 荷	鋼 管 引 抜	備考
TK-N (無補強)	なし	3.23m 41.6° 53.1°	○	—	—	—	鋼管なし
TK-300	300× 300mm	3.27m 40.7° 52.7°	○	○	○	—	TK-600 実験後，鋼管を撤去せず移動層構築
TK-600	600× 600mm	3.21m 40.9° 52.7°	○	—	—	—	
TK-800	800× 800mm	3.26m 41.8° 53.1°	○	—	○	○	TK-N 実験後の不動層に移動層を構築

表 3.3.3 計測項目（除荷実験）

計測箇所	計測方法	箇所数	備考
油圧ジャッキ	ロードセル	3点	移動層構築直後で初期値を計測
鉄板（油圧ジャッキ上側）	変位計	鉛直4点	
鋼管	変位計	鉛直1点 水平1点	水平変位は手前方向
受圧板	ロードセル	1点	
	傾斜計	1点	
移動層法肩	変位計	鉛直3点	
移動層表面	定点観測カメラ	2箇所	法肩，正面
	VTR	1箇所	正面
	測量	18～24点	標点の左側，右側，中央の縦3列



写真 3.3.2 TK-N (無補強) 除荷実験後



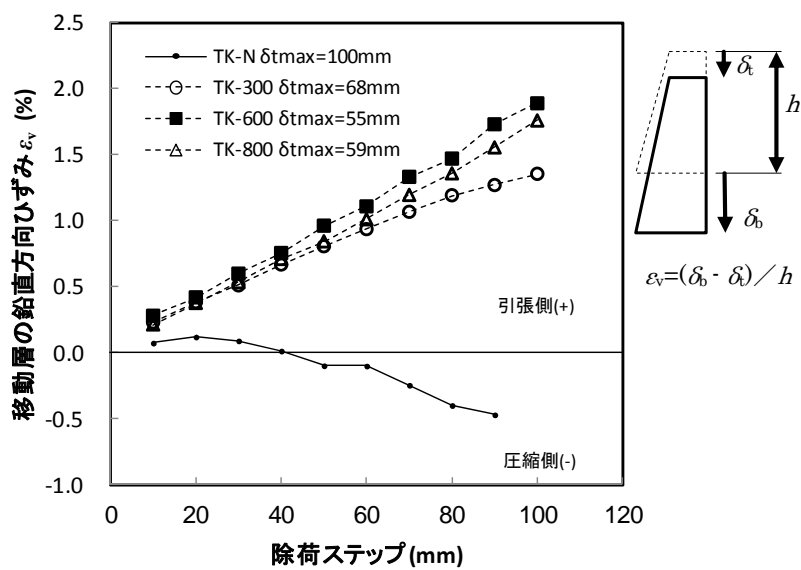
写真 3.3.3 TK-300 除荷実験後



写真 3.3.4 TK-600 除荷実験後



写真 3.3.5 TK-800 除荷実験後



※凡例の δ_{tmax} は法肩最大変位置量

図 3.3.4 移動層ひずみと除荷ステップとの関係

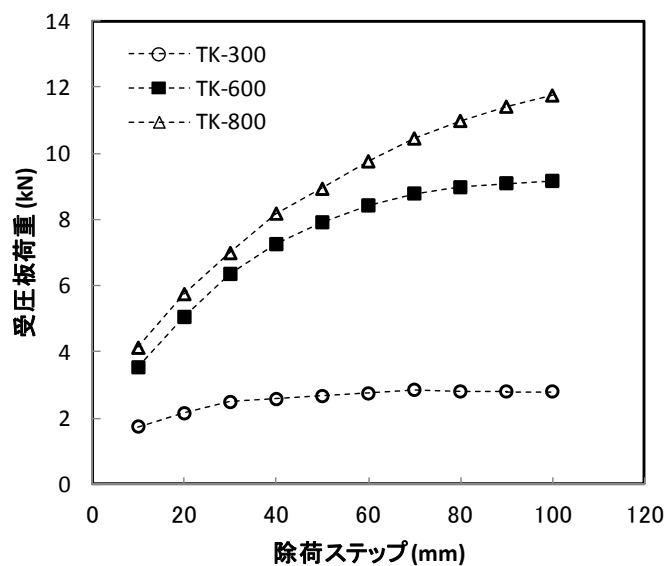


図 3.3.5 受圧板荷重と除荷ステップとの関係

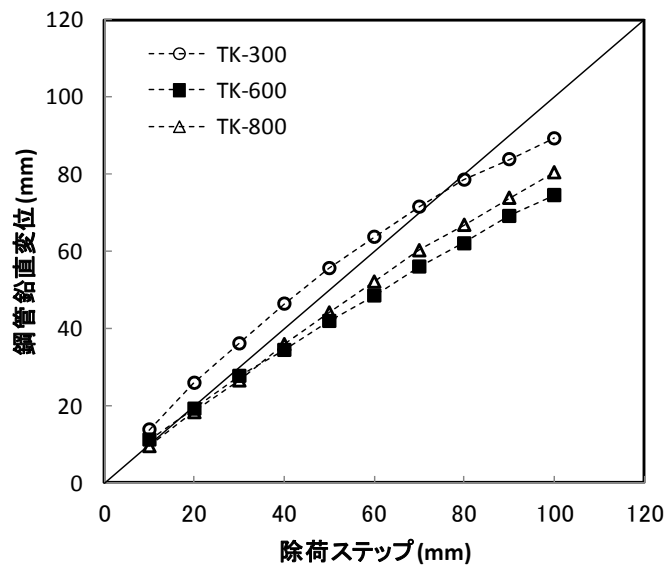


図 3.3.6 鋼管鉛直変位と除荷ステップとの関係

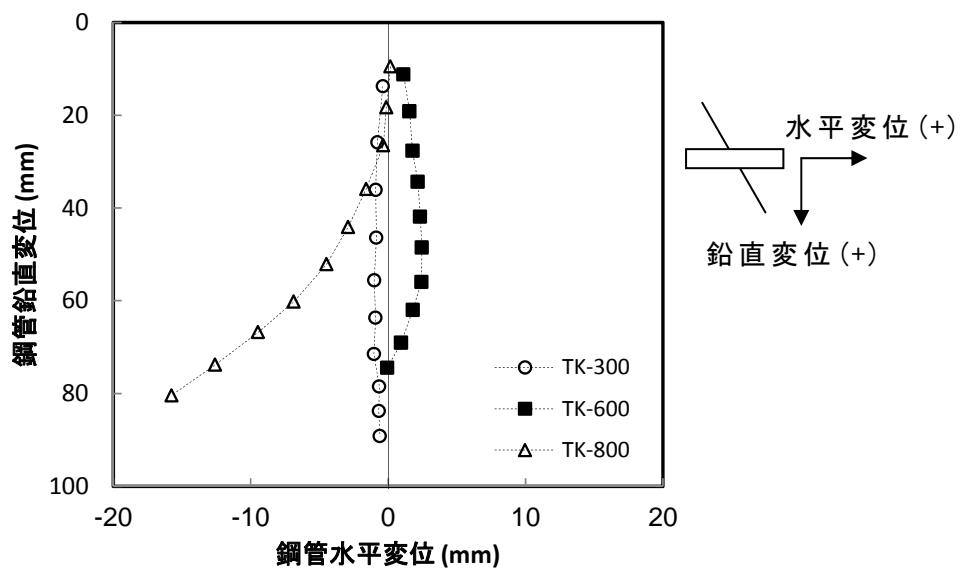


図 3.3.7 鋼管鉛直変位と鋼管水平変位との関係

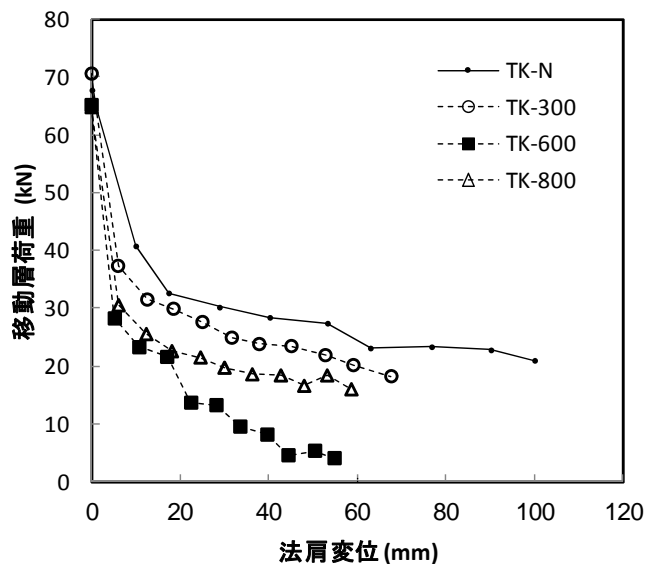


図 3.3.8 移動層荷重と法肩変位との関係

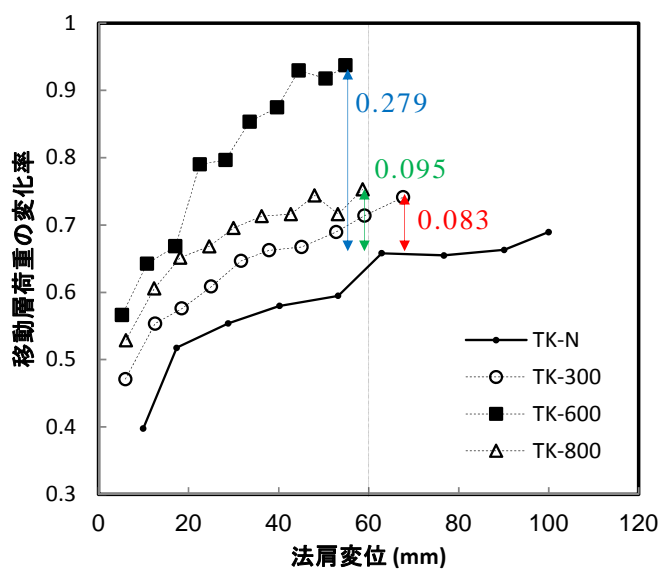


図 3.3.9 移動層荷重の変化率と法肩変位との関係

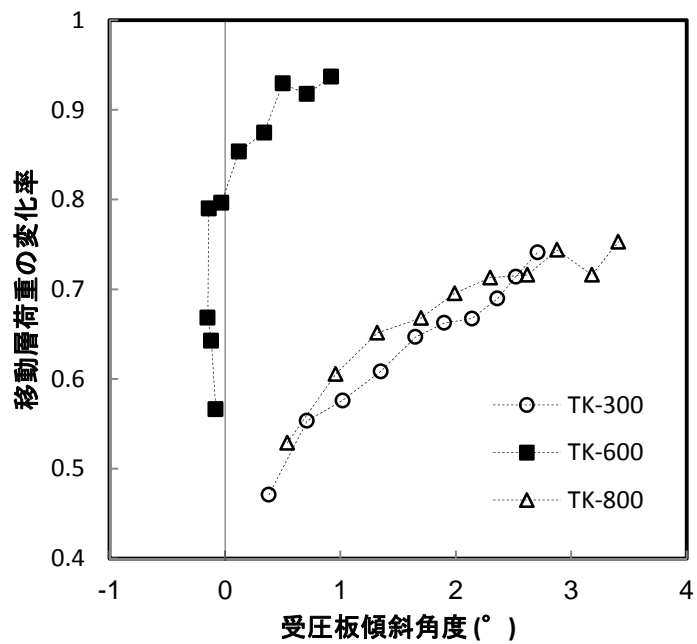


図 3.3.10 移動層荷重の変化率と受圧板傾斜角度との関係

3. 3. 3 受圧板による荷重分担範囲の推定

前節の除荷実験では、載荷実験と異なり、荷重を直接計測することができないため、次の手順で荷重分担範囲に関する検討を行った。

まず、除荷実験における TK-300 のケースで、(1) 油圧ジャッキ反力差、(2) 鋼管の鉛直変位、(3) 受圧板が支持する移動土塊の観察という3つの方法によって、受圧板が支持する移動土塊の重量を推定し、妥当と考えられる値を求めた。次に、その結果と受圧板の荷重分担範囲に関する既往の知見から、荷重分担範囲の評価法を構築し、TK-600 と TK-800 の条件で、この評価法の妥当性を確認した。

(1) 油圧ジャッキ反力差

除荷実験において、移動層を降下させた時の油圧ジャッキに作用する反力差（無補強斜面の反力から補強斜面の反力を引いた値）から、受圧板が支持する移動土塊の重量を推定する。

本実験では、無補強斜面において、油圧ジャッキ反力（無補強）とは、すべり面の摩擦抵抗が移動層荷重を支持しきれなかった分の力であり、補強斜面において、油圧ジャッキ反力（補強）とは、すべり面の摩擦抵抗と部材抵抗が移動層荷重を支持しきれなかった分の力である。よって、部材抵抗は油圧ジャッキ反力（無補強）と油圧ジャッキ反力（補強）の差に等しいため、油圧ジャッキ反力によって、受圧板が支持する移動土塊重量（補強効果）を推定できる。

無補強斜面と補強斜面の油圧ジャッキ反力（移動層荷重の変化率）の比較にあたっては、図 3.3.8 において無補強の移動層荷重がほぼ一定値になった（移動層の側面摩擦抵抗が最大値に達したと仮定できる）法肩変位が 60mm 前後の除荷ステップに着目して検討する。また、無補強斜面と補強斜面では、移動層の寸法が若干異なるため、初期の移動層荷重で正規化した移動層荷重の変化率により比較する。図 3.3.9 において TK-N（無補強）と TK-300 の移動層荷重の変化率の差は 0.083 であるため、これに TK-300 の初期値 70.6kN を掛けた値が補強効果による部材抵抗と考えられ、その値は約 6kN となる。

(2) 鋼管の鉛直変位

不動層に定着された鋼管に軸直角方向荷重を作用させる実験（以下、片持ち載荷実験と呼ぶ）を行って荷重変位関係を求め、その荷重変位関係と除荷実験時に生じた鋼管の鉛直変位から、鋼管に作用した等価な移動土塊重量を推定する。

前述した除荷実験における荷重のつり合いから、部材抵抗（補強効果）は移動土塊自重からすべり面摩擦抵抗と油圧ジャッキ反力を控除したものとなる。よって、部材抵抗を發揮した結果として、除荷実験で計測された鋼管の変位には、すべり面摩擦抵抗の影響が含まれているため、このつり合い関係から求まる部材抵抗（補強効果）は、(1)油圧ジャッキ反力差から推定した部材抵抗（補強効果）と等価である。

片持ち載荷実験の模式図を図 3.3.11 に示す。不動層（礫混じり粘性土）に片持ち梁の状態而定着されている鋼管の突出長さ 1.2m の位置に 30kg の重りを 1 個ずつ吊り下げ、最大 120kg（4 個）まで載荷し、載荷位置の鋼管鉛直変位を変位計で測定した。なお、片持ち載荷実験は、TK-300 と TK-800 の 2 ケースで実施した。

図 3.3.12 に荷重変位関係を示す。TK-800 に比べ TK-300 の勾配が若干小さいが、これは TK-300 が TK-600 の除荷実験後に鋼管を撤去せず、同じ鋼管を用いて実験を行ったものであるため、TK-600 の実験による影響を受けているものと考えられる。ただし、両ケースとも載荷後に除荷すると鉛直変位がゼロに戻ったため、鋼管とその周辺土は弾性挙動と見なせるものとする。

よって、TK-300 の鋼管が最大鉛直変位 89mm を生じた時は、図 3.3.13 の荷重変位関係を外挿すると 2.2～2.6kN の荷重（集中荷重）が作用していたものと推定され、鋼管が支持する移動土塊による荷重分布を等分布と仮定すると 6～8kN、三角形分布とすると 9～12kN で集中荷重と等価になる。以上の結果から、受圧板が支持する移動土塊の重量は 6～12kN と推定できる。

(3) 受圧板が支持する移動土塊の観察

除荷実験後に、受圧板周りの移動土塊を掘削し、受圧板が支持する移動土塊（背面土）を際立たせて体積を直接推定する。この体積に現場密度試験から得られた単位体積重量を掛けることによって、受圧板が支持する移動土塊重量（補強効果）を推定する。

除荷時に保持された受圧板による背面土（移動土塊）の範囲を写真 3.3.6, 写真 3.3.7 に示す。これは TK-300 の除荷実験後に法尻をスコップで徐々に掘削^{※3}して、受圧板に支持されていない前方、側方の移動土塊を除去して、自立した範囲を際立たせた結果である。

そして、図 3.3.13 に受圧板により直接支持された背面土の寸法を計測した結果に基づき推定した荷重分担範囲を示す。斜面表面での実測から、正面から見て受圧板の上端側で幅 1.7m、下端側で幅 2.4m の背面土が支持され、断面方向から見て、受圧板の上端側で斜面表面長さ 1.2m までの背面土が支持されている。ここで、下端側の受圧板から斜面奥行き方向の支持範囲を、受圧板の下端から受働崩壊角で立ち上がる範囲と仮定し、その線と受圧板上端の水平線との交点 P、この交点から斜面表面で移動層の支持が確認された頂点 Q、受圧板の点 I、点 J で囲まれる範囲から体積を 0.65m^3 と求め、それに現場密度試験から得られた単位体積重量 $17\text{kN}/\text{m}^3$ を掛けることで、受圧板が支持する移動土塊の重量は約 11kN と推定できる。

以上の 3 つの方法で推定した受圧板が支持する移動土塊の重量を表 3.3.4 に示す。ここで、(1) 油圧ジャッキ反力差による推定値 6kN から逆算される移動土塊の体積は 0.35m^3 となるが、(3) で観察した移動土塊の体積に対して過小である。また、(2) 鋼管の鉛直変位で仮定した鋼管に作用する移動土塊による荷重分布は、傾斜のある移動土塊断面の形状から等分布よりも三角形分布に近く、受圧板が支持する移動土塊重量は約 12kN に近いと考えられる。

よって、(3) 受圧板が支持する移動土塊の観察によって、移動土塊の体積を直接測定した結果から推定した 11kN は妥当な値であるものと考えられる。

※3：法尻をスコップで掘削した手順等については、付録 C を参照のこと。

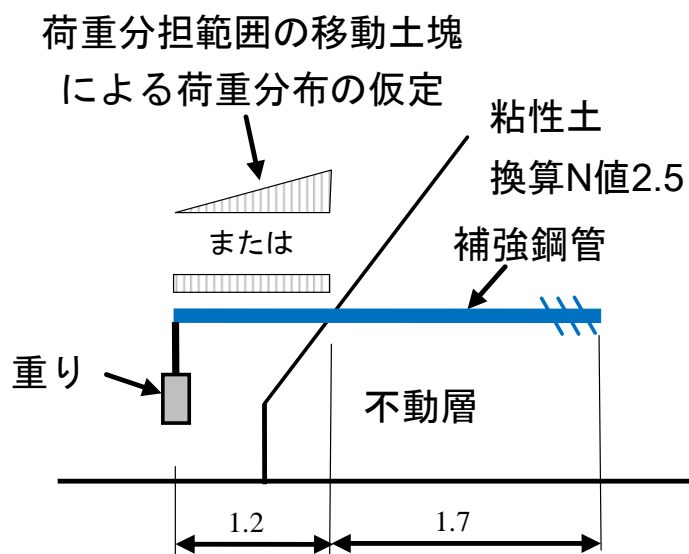


図 3.3.11 片持ち載荷実験の断面模式図 (単位 : m)

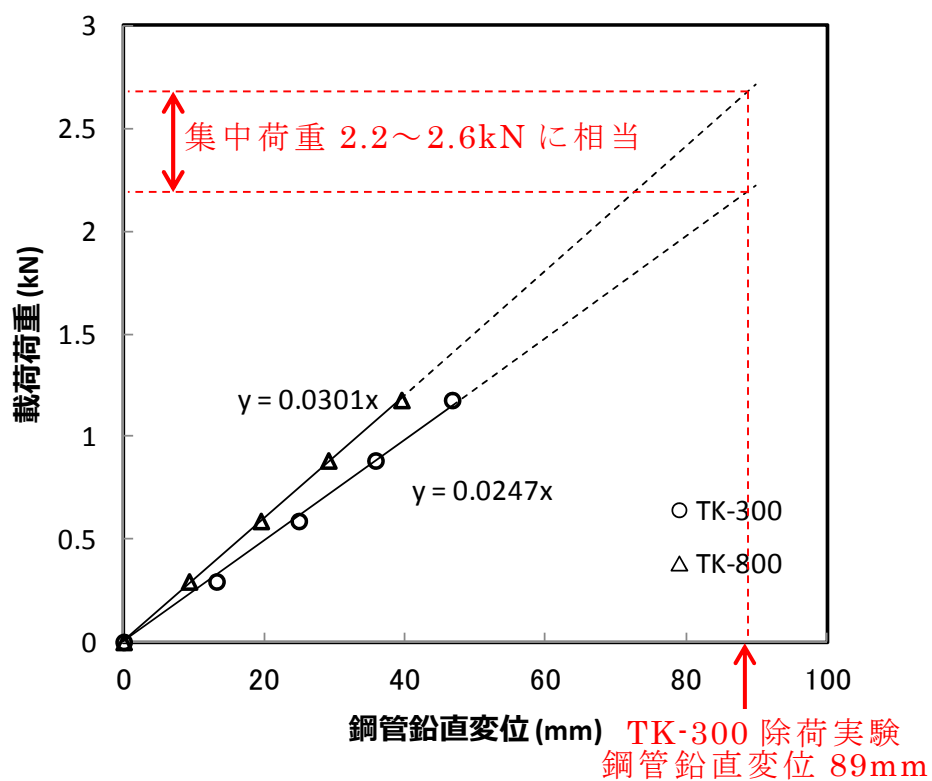


図 3.3.12 片持ち載荷荷重と鋼管鉛直変位との関係



写真 3.3.6 受圧板が支持する移動層側面 (TK-300)



写真 3.3.7 受圧板が支持する移動層正面 (TK-300)

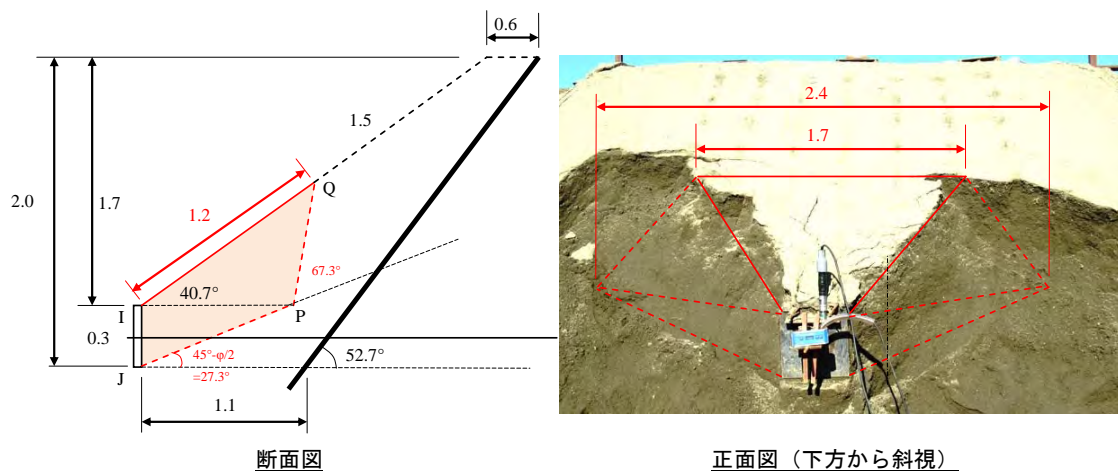


図 3.3.13 受圧板の荷重分担範囲の模式図（単位：m）

表 3.3.4 受圧板が支持する移動土塊重量の推定値

推定方法	移動土塊重量の推定値 (kN)	誤差の要因等
(1) 油圧ジャッキ反力差	6	各ケースの移動土塊サイズ，すべり面摩擦の差異
(2) 鋼管の鉛直変位	6～12	仮定した鋼管に作用する移動土塊からの荷重分布
(3) 受圧板が支持する移動土塊の観察	11	受働抵抗角で仮定した受圧板下端側から斜面奥行き方向への支持範囲

3.4 荷重分担範囲の評価式の提案

3.4.1 評価式の構築

受圧板の荷重分担範囲の検討にあたり、前節による受圧板が支持している移動土塊範囲の観察結果と、Yoshimatu and Shimizu³⁻¹⁾が模型による受圧板の引抜き実験結果から示した受圧板の影響範囲を比較する。

図 3.4.1 に両者の荷重分担範囲を重ね合せた結果を示すと、前者の荷重分担範囲は、後者の影響範囲に比べ受圧板上端側で小さくなっている。この違いは、後者の影響範囲は地表面が平坦な状態で実験した結果から求めたものであるのに対し、本実験では受圧板背面土が斜面であることに加えて、受圧板より上方の表面は補強されていないため、除荷に伴って緩みやすいことによるものと考えられる。

これに関連して、図 3.4.2 に示す受圧板上方の移動層表面の測量結果において、受圧板よりも移動層表面が手前側に変位していたことから、除荷に伴い移動層が手前側にはらみだしていたことが示唆される。

これらの考察より、本工法の受圧板による荷重分担範囲の評価にあたっては、除荷時における受圧板の背面土において、受圧板の下端側では背面土を抑えつける方向に土塊が変位しようとするため、背面土が受働状態になること、受圧板の上端側では背面土の緩みを考慮することが必要である。

以上の結果、本工法の受圧板の荷重分担範囲を図 3.4.3 のように仮定する。ここで、断面方向については、受圧板の下端から斜面奥行き方向に水平面から $\pi/4-\phi/2$ の仰角で立ち上がり、受圧板上端位置までを受圧板の背面土の支持範囲とし、受圧板上端位置から上方の水平面から $\pi/4+\phi/2$ （主動崩壊角）で立ち上がる斜面表面までの領域を荷重分担範囲と仮定する。平面方向については、受圧板下端では受圧板直交面から $\pi/4+\phi/2$ の角度で、受圧板上方では $\pi/4$ の角度（ $\phi=0$ とした場合）で側方に広がる領域を荷重分担範囲と仮定する。

ただし、平面方向の広がりを狭めることが受圧板のピッチを決める上で安全側であることと、この領域の体積を求めるための簡便のため、平面方向については、受圧板下端と上端側の広がる領域を平均化し、上下端とも $\pi/4+\phi/4$ の角度で広がる範囲を荷重分担範囲とするものとする。これを図 3.4.4 のように仮定する場合、四角錐台の体積を求める公式を用いて、受圧板の荷重分担範囲を以下の式 3.1 で表すことができる。

$$W_p = V_p \cdot \gamma_t \quad (3.1)$$

$$V_p = V_f + V_b$$

$$V_f = h/6 \cdot (A_{\max} \cdot b + a \cdot B_{\max} + 2(a \cdot b + A_{\max} \cdot B_{\max}))$$

$$V_b = B_{\max} \cdot C_{\max} / 2 \cdot A_{\max} / 3$$

$$h = D / \tan\beta_f \quad \text{※ただし、} h \text{ は不動層までの距離を上限とする。}$$

$$a = b = D$$

$$A_{\max} = D + 2 \cdot h \cdot \tan\psi = D \cdot (1 + 2 \cdot \tan\psi / \tan\beta_f)$$

$$B_{\max} = h \cdot \tan\theta = D \cdot \tan\theta / \tan\beta_f$$

$$C_{\max} = h \cdot \tan\theta / (\tan\beta_b - \tan\theta) = D \cdot \tan\theta / \{\tan\beta_f \cdot (\tan\beta_b - \tan\theta)\}$$

$$\psi = \pi/4 + \phi/4$$

$$\beta_f = \pi/4 - \phi/2$$

$$\beta_b = \pi/4 + \phi/2$$

ここに、

W_p : 受圧板に作用する移動層重量 (kN)

V_p : 受圧板が支持する移動層の体積 (m^3)

γ_t : 移動層の湿潤単位体積重量 (kN/m^3)

D : 受圧板 (正方形の場合) の幅と高さ (m)

θ : 移動層の傾斜角度 (rad)

ϕ : 移動層の内部摩擦角 (rad)

3. 4. 2 評価式による計算値と実験結果との比較

本節では、前節で TK-300 の実験結果に基づき提案した式 3.1 による計算値と、除荷実験において補強効果が最も有効に発揮された TK-600 と TK-300 と同等であった TK-800 の実験結果から推定した受圧板に支持される移動土塊重量を比較する。

表 3.4.1 に TK-600 と TK-800 の式 3.1 から求まる移動土塊重量の計算値と実験結果から、(1) 油圧ジャッキの反力差 (2) 移動層全体の力のつり合いの 2 つの方法で推定した値を示す。ここで、(1)の方法は前節で用いたものと同様であり、(2)の方法は、実験で得られた実測値（ジャッキ反力、受圧板荷重）、盛土の出来形寸法と現場密度試験から求まる移動層の自重、法肩変位 60mm の除荷ステップでの TK-N のつり合い計算から得られる移動層側面の摩擦抵抗を条件に、極限平衡法により部材抵抗を算定するものである。

TK-600 の実験から求めた値において、(1)で推定した値は、図 3.3.9 から求まる TK-600 と TK-N（無補強）との移動層荷重の変化率の差 0.279 に初期値 65kN を掛けて得られたものであり、(2)で推定した値は、図 3.4.5 に示す力のつり合い図から得られた部材抵抗である。

同様に TK-800 の実験から求めた値において、(1)で推定した値は、図 3.3.9 から求まる TK-800 と TK-N（無補強）との移動層荷重の変化率の差 0.095 に初期値 65kN を掛けて得られたものであり、(2)で推定した値は、図 3.4.5 に示す力のつり合い図から得られた部材抵抗である。

以上の結果、補強効果が有効に発揮された TK-600 において、式 3.1 から求まる土塊重量は、実験結果から推定した補強効果による抵抗力よりも 2 割程度小さい安全側の値となっている。また、TK-600 の荷重分担範囲と考えられる除荷実験で受圧板まわりに発生したクラックの分布は、写真 3.4.1 に示すように受圧板から法肩まで達していたのに対し、式 3.1 から求まる荷重分担範囲は法肩には達しないことから、TK-600 の条件においては安全側の評価となっている。

一方、TK-800 において、式 3.1 から求まる荷重分担範囲の土塊重量は、試験装置の関係で移動層の寸法が制約（受圧板から不動層までの距離が他ケースよりも短い）されたため TK-600 とほぼ同等であるのに対し、図 3.4.6

に示す油圧ジャッキ反力差, 移動層全体の力のつり合いから求まるせん断抵抗の値は非常に小さい。

これは, 除荷実験で考察したとおり, 特に TK-800 は他のケースに比べ, 鋼管下方の地盤反力が得られにくい状態であったと推察されるため, せん断抵抗が卓越する状態(部材抵抗(補強効果)は, 移動土塊自重からすべり面摩擦抵抗力と油圧ジャッキ反力を控除した値と等価)という状態ではなく, 引抜き抵抗が卓越する力のつり合い状態であったものと考えられる。

そのため, TK-600 に比べ TK-800 では受圧板の上部が斜面手前側に回転変位し, TK-600 よりも大きな軸力(引抜き抵抗力) 12kN が受圧板に作用していたものと考えられる。

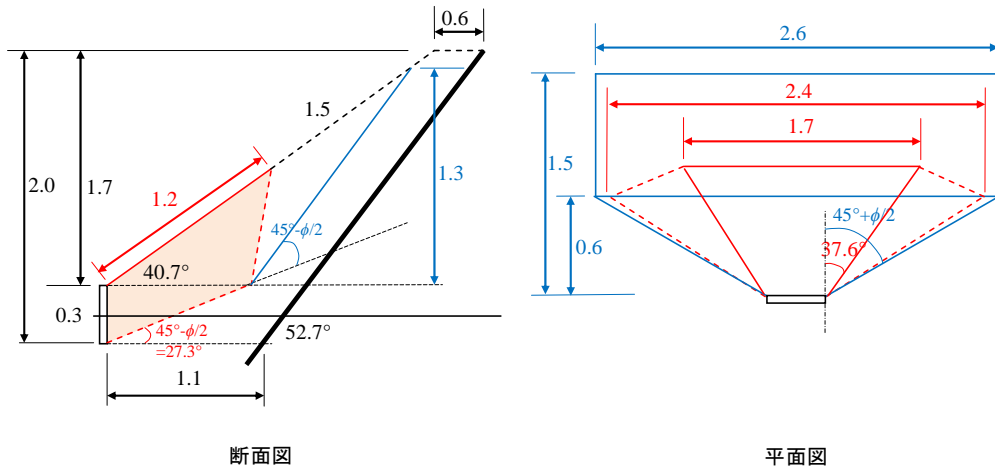


図 3.4.1 本実験による荷重分担範囲と Yoshimatu and Shimizu との比較

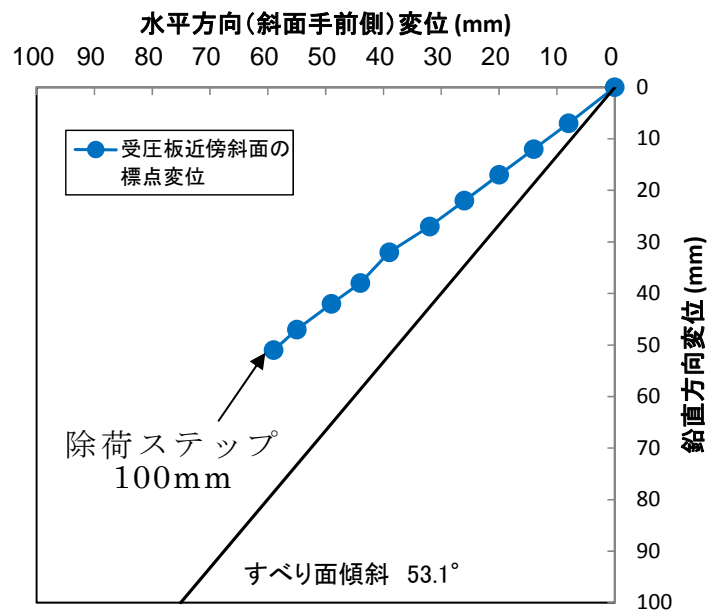


図 3.4.2 TK-800 除荷実験時の斜面表面に設置した標点の測量結果
(受圧板直上の斜面表面に設置した標点)

表 3.4.1 評価式による算定値と実験から推定する受圧板が支持する移動土塊重量との比較（単位：kN）

推定方法	TK-600	TK-800	備考
(1)油圧ジャッキ反力差	18	6	TK-N（無補強）との差分より算定
(2)移動層全体の力のつり合い	せん断 17 (引抜き 9)	せん断 0 (引抜き 12)	括弧内の引抜き抵抗は実測値
評価式による算定値	14	12	TK-600 に比べ TK-800 の方が移動層の層厚が薄い（受圧板と土木シートまでの距離が短い）

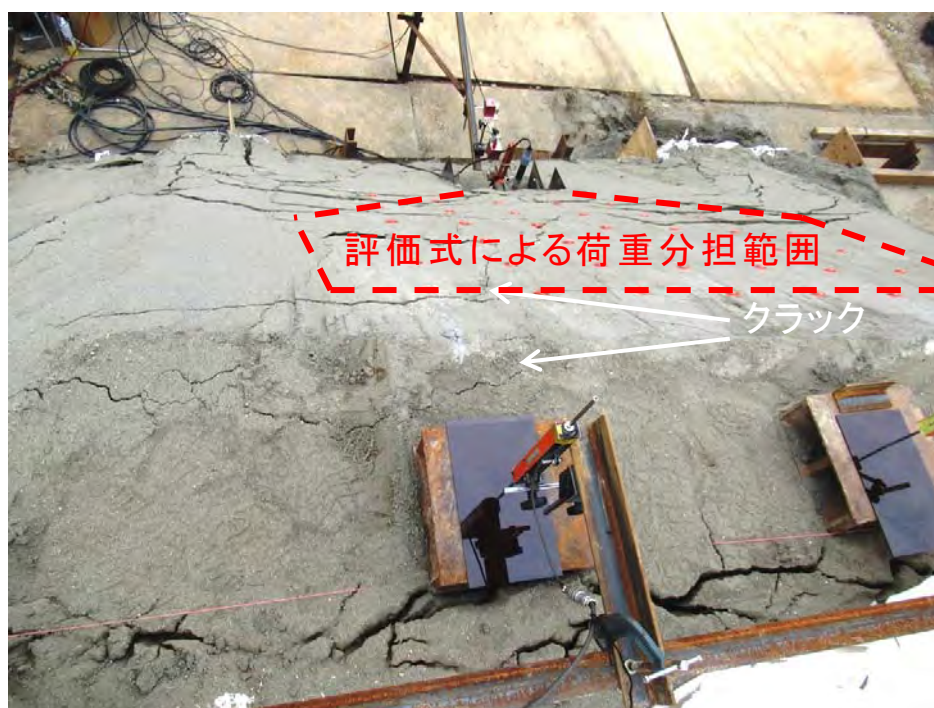
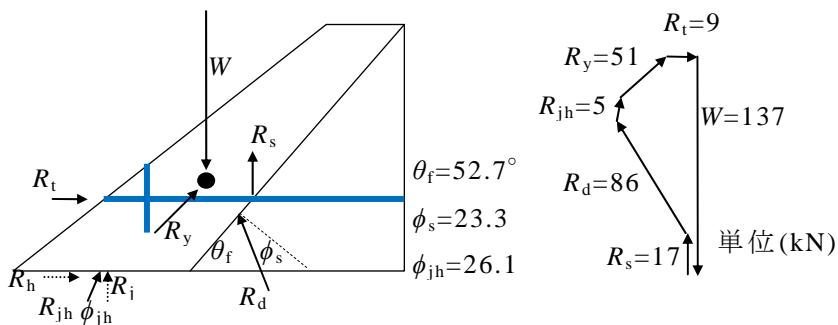
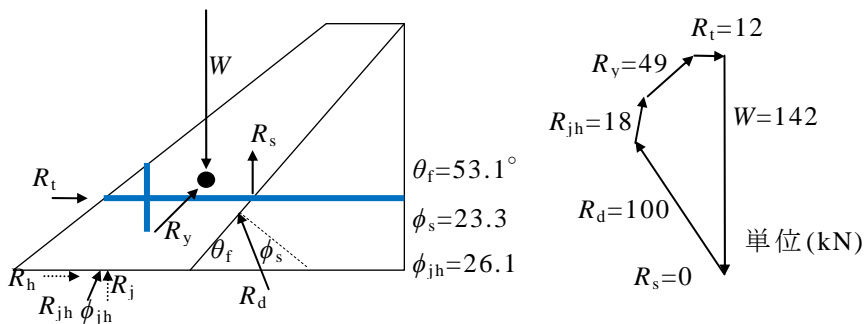


写真 3.4.1 法肩から見た TK-600 の受圧板上方のクラック分布



- | | |
|------------------------|------------------------------|
| W : 移動層荷重 | R_t : 鋼管の引抜き抵抗 |
| R_d : 不動層抗力 | R_s : 鋼管のせん断抵抗 |
| R_y : 移動層側面の摩擦抵抗 | R_j : ジャッキ反力 |
| θ_f : 不動層の傾斜角度 | R_h : 鉄板水平反力 |
| ϕ_s : すべり面のせん断抵抗角 | R_{jh} : ジャッキ反力と鉄板水平反力との合力 |
| | ϕ_{jh} : 鉄板面のせん断抵抗角 |

図 3.4.5 TK-600 の力のつり合い



- | | |
|------------------------|------------------------------|
| W : 移動層荷重 | R_t : 鋼管の引抜き抵抗 |
| R_d : 不動層抗力 | R_s : 鋼管のせん断抵抗 |
| R_y : 移動層側面の摩擦抵抗 | R_j : ジャッキ反力 |
| θ_f : 不動層の傾斜角度 | R_h : 鉄板水平反力 |
| ϕ_s : すべり面のせん断抵抗角 | R_{jh} : ジャッキ反力と鉄板水平反力との合力 |
| | ϕ_{jh} : 鉄板面のせん断抵抗角 |

図 3.4.6 TK-800 の力のつり合い

3. 5 本章のまとめ

本章では、受圧板を併用した羽根付き鋼管の荷重分担範囲を解明するため、既存工法の受圧板に関する先行研究を調べ、実大の試験盛土において、1組の受圧板と鋼管による補強斜面の除荷実験を実施した。そして、受圧板サイズを変えた各ケースと補強効果との関係を確認したうえで、実験結果に基づき受圧板による荷重分担範囲の評価法を提案した。これらの検討から得られた知見を以下に示す。

- (1) 1組の受圧板と鋼管で補強した斜面は、無補強斜面に比べ、移動層が除荷された時の法肩変位が小さくなることを確認した。
- (2) 除荷実験で得られた油圧ジャッキ反力差、鋼管の鉛直変位、受圧板が支持する移動土塊の観察により受圧板が支持する移動土塊重量を推定し、受圧板の配置間隔を決めるための荷重分担範囲の評価法を提案した。
- (3) 受圧板サイズが大きいほど荷重分担範囲が広がり、補強効果も大きくなるものと考えられるが、受圧板を大きくしても鋼管下方の地盤反力が得られない場合は鋼管の部材抵抗による補強効果が有効に得られない。よって、受圧板を併用した鋼管の部材配置にあたっては、鋼管下方の地盤反力が得られるような条件の位置に部材を配置すべきであることが分かった。

なお、複数の受圧板を配置する場合、離散的に配置された地すべり抑止杭等と同様に1箇所あたりの分担荷重が受圧板単体での分担荷重に比べ小さくなる群効果が生じるものと考えられる。ただし、群効果による1箇所あたりの分担領域は小さくなっているのではなく、隣り合う部材と重なり合っているものと考えられ、条件によってはアーチ効果により領域が広がる可能性もある。よって、本章の受圧板による荷重分担範囲に関する検討は、移動層を一体挙動させるために必要な受圧板の配置（最大間隔）を決める目的で行ったものであるため、群効果の影響を見込まない方が安全側になっているものと考えられる。

参考文献

- 3-1) Hiroyuki Yoshimatu and Kiyofumi Shimizu : Experimental Study on Pullout Resistance Force of Earth Anchor, J. Japan Landslide Society, Vol.18, No.1, 7-14, 1981.
- 3-2) 林重徳, 落合英俊, 田山聡, 坂井晃 : 鉄筋による斜面の補強土機構における頭部プレートの効果, 土木学会論文集 第 367 号 / VI-3, pp.62-70, 1986.
- 3-3) 武藤裕久, 神谷隆, 長沼明彦, 小高猛司, 崔瑛, 中野正樹, 野田利弘 : 摩擦抵抗と支圧抵抗を併用した補強材の小型引抜き試験, 地盤工学ジャーナル, Vol.11, No.3, pp.201-214, 2015.
- 3-4) Tomio Ito, Tamotsu Matsui : Method to Estimate Lateral Force Acting on Stabilizing Piles, SOILS AND FOUNDATIONS Vol.15, No.4, 1975.
- 3-5) 足立紀尚, 木村亮, 多田智 : 室内模型実験による地すべり抑止杭の抑止機構に関する考察, 土木学会論文集, 第 400 号 / III-10, pp.243-252, 1988.
- 3-6) 多田智, 足立紀尚, 木村亮 : 地すべり抑止杭の水平抵抗に関する基礎的研究, 土木学会第 42 回年次学術講演会, III-353, pp.730-731, 1987.
- 3-7) 大野睦雄, 加藤俊昭, 笠博義 : 地すべり抑止杭の配置効果に関する実験的研究, 間組研究年報, pp.41-49, 1984.
- 3-8) R. Kourkoulis, F. Gelagotl, I. Anastasopoulos and G. Gazatas : Slope Stabilizing Piles and Pile-Groups: Parametric Study and Design Insights, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 663-677, 2011.

第4章 羽根付き鋼管の引抜き抵抗特性

4.1 概要

本章では、水抜きパイプとして用いることを前提に、斜面へ水平方向に回転貫入した羽根付き鋼管の引抜き抵抗特性を解明する。

まず、一般に斜面安定工で用いられている補強材の引抜き抵抗特性や羽根付き鋼管杭（鉛直に打設）の引抜き抵抗特性に関する既往の研究を調べる。次に、複数現場の実盛土において鋼管の引抜き実験を行い、斜面へ水平方向に回転貫入した鋼管の引抜き抵抗力と地盤強度、羽根径、羽根区間長等の関係を把握する。それらの結果を踏まえ、既往の補強材等の引抜き抵抗評価法を参考に、水平方向に打設した鋼管の引抜き抵抗評価法を提案する。

4.2 引抜き抵抗に関する既往の研究

斜面安定工に用いる補強材の引抜き抵抗の評価法は、土質工学会・補強土工法⁴⁻¹⁾や鉄道構造物等設計標準・同解説 土構造物⁴⁻²⁾等に示されている。例えば、補強盛土で使用されるテールアルメの補強材⁴⁻³⁾は図4.2.1に示すように水平方向に配置され、その地盤から決まる引抜き抵抗力は有効上載圧を考慮した盛土地盤のせん断強さで評価されている。

主に切土で適用される棒状補強材の引抜き抵抗力⁴⁻⁴⁾は、図4.2.2に示すように移動層と不動層の両者で、有効上載圧を考慮した土のせん断強さに補強材外周面積を乗じて得られる値に打設角度や拘束圧の影響を補正して計算されている。

グラウンドアンカーにはアンカー形式の違いにより、図4.2.3に示すように摩擦型、支圧型⁴⁻⁵⁾⁴⁻⁶⁾があり、それぞれの方法を用いている各工法において引抜き抵抗評価法が示されている。

一方、本研究対象である小径羽根付き鋼管は、これを鉛直方向に打設した杭⁴⁻⁷⁾としてや擁壁を含む構造物転倒防止のアンカー⁴⁻⁸⁾として用いる場合の引抜き抵抗評価法については提案されているが、水平方向に斜面安定工の補強材として打設された場合については余り検討されていない。写真

4.2.1 に示すように杭としての引抜き抵抗力は、複数の羽根間に地盤が密着し、羽根径を直径とする杭体として挙動することで、周辺土のせん断強さが周面抵抗力として発揮される。また、実地盤における載荷試験結果から、羽根径を直径とする円筒表面積（以下、羽根円筒表面積と呼ぶ）に作用する土のせん断強さを N 値で推定する支持力評価式⁴⁻⁹⁾が表 4.2.1 のように示されている。

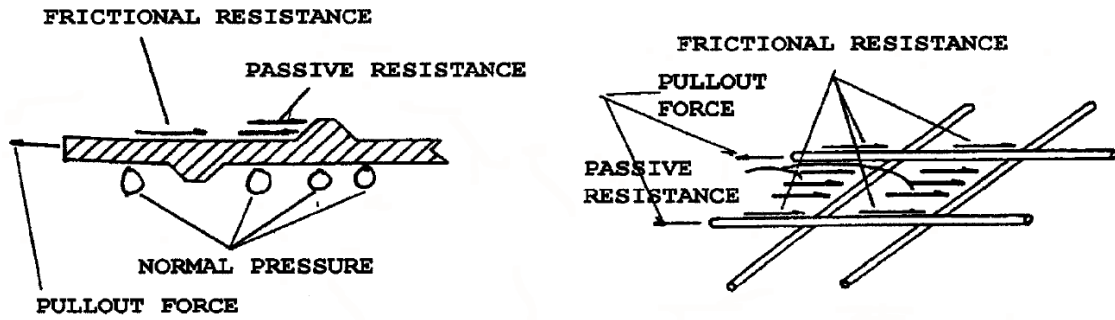


図 4.2.1 補強盛土補強材の引抜き抵抗メカニズム⁴⁻³⁾

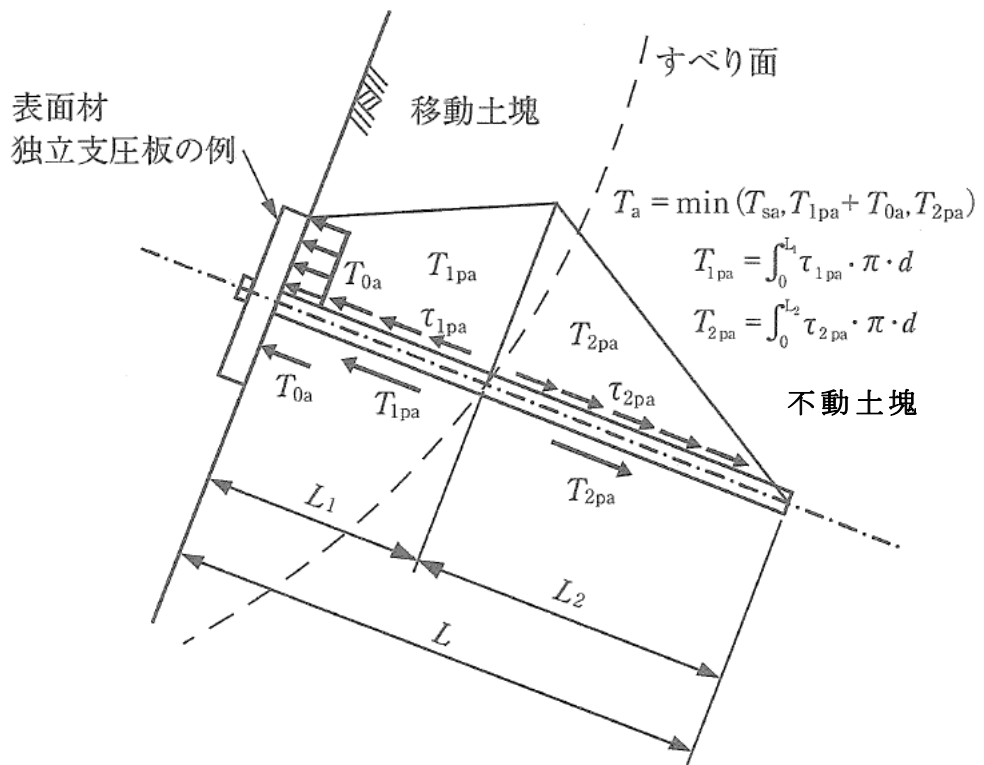


図 4.2.2 地山補強土工法の引抜き抵抗メカニズム⁴⁻⁴⁾

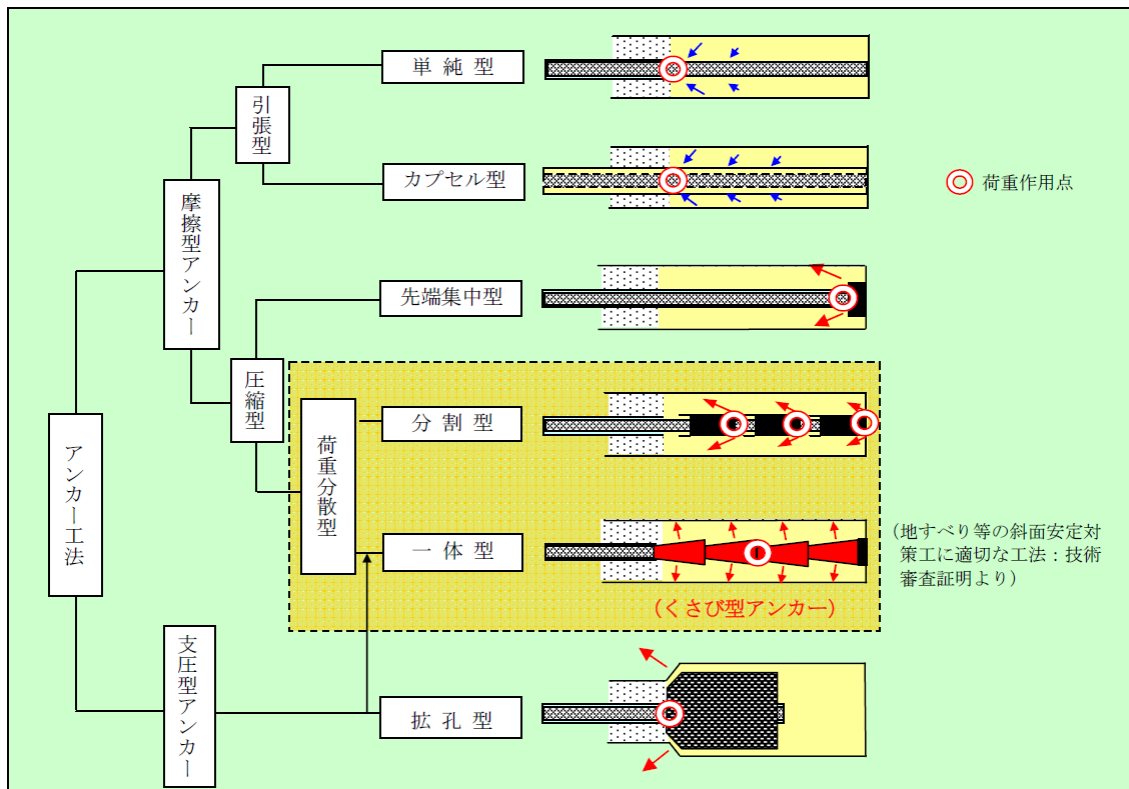


図 4.2.3 グラウンドアンカーのアンカー形式⁴⁻⁶⁾



写真 4.2.1 地中から引き抜いた羽根付き鋼管杭⁴⁻⁷⁾

表 4.2.1 羽根付き鋼管杭の周面抵抗評価式⁴⁻⁹⁾

<p>単杭の最大周面抵抗力 R_f</p>	$R_f = \{ \sum (f_{ci} \cdot L_{ci}) + \sum (f_{si} \cdot L_{si}) \} \cdot \pi \cdot D_w$ <p>粘性土 : $f_{ci} = c_i$ 砂質土 : $f_{si} = 5N_i + 20$ c_i : 粘着力 N_i : N値 L_{ci} : 粘性土層厚 L_{si} : 砂質土層厚 D_w : 羽根径</p>
<p>適用範囲</p>	<p>粘性土およびN値4以上の砂質土 羽根径は杭径の1.2~3.3倍</p>

4.3 引抜き抵抗メカニズムの推定

前節で調べた既往の知見から，水平方向に打設した羽根付き鋼管の引抜き抵抗メカニズムを図 4.3.1 のように推定する。羽根付き鋼管には，鋼管全長にわたって羽根を付けた部材（以下，全長羽根付き鋼管と呼ぶ）と鋼管の先端側にのみ羽根を付けた部材（以下，先端区間羽根付き鋼管と呼ぶ）がある。前者は羽根部の周面抵抗のみが発揮されると考えられるが，後者はそれに加え最も手前側の羽根部による支圧抵抗や無羽根区間の鋼管の周面抵抗が発揮されるものと考えられる。これらの抵抗力には，羽根円筒表面積，周辺土のせん断強さに加え，土被り厚さ，施工による拘束圧，打設角度等が影響するものと推察する。

以上のように，水平方向に打設された鋼管の引抜き抵抗特性は，水平方向に回転貫入した影響や羽根部と斜面との位置関係による影響によって，杭としての引抜き抵抗特性とは異なるものと考えられることから，この仮説を検証するため，実盛土で複数の引抜き実験を実施した。

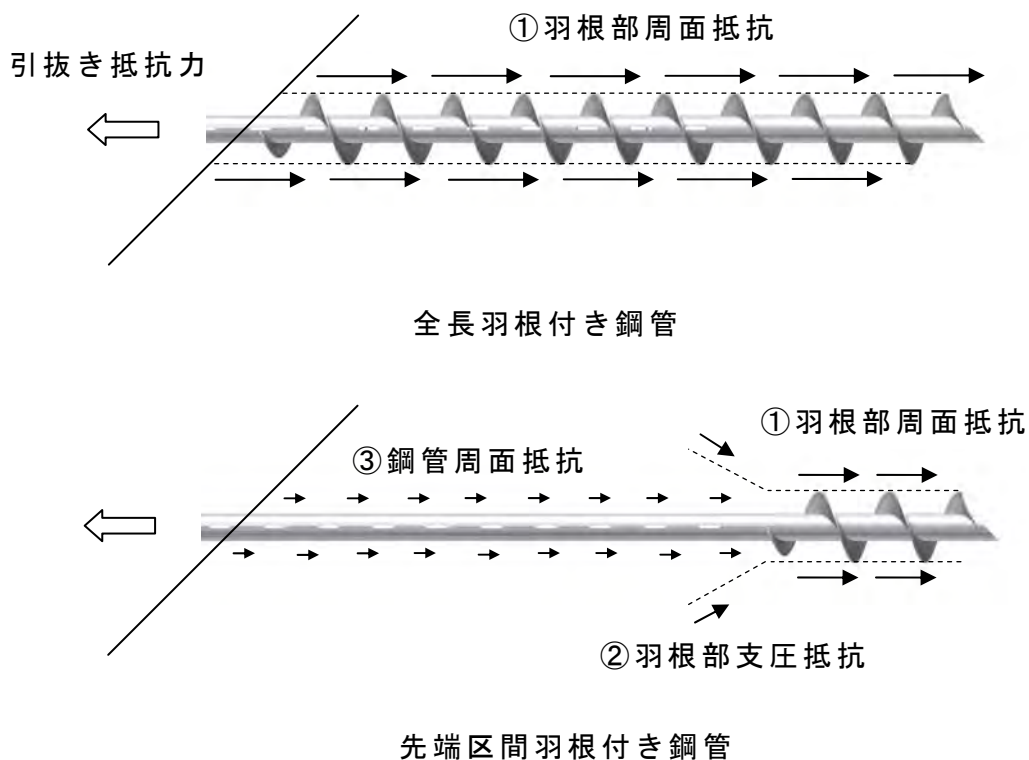


図 4.3.1 引抜き抵抗メカニズムの仮定

4. 4 実盛土による引抜き実験

4. 4. 1 実験内容

羽根付き鋼管の引抜き抵抗特性を調べるため、実盛土における引抜き実験を5現場で12ケース（評価対象は9ケース）実施した。各ケースの条件を表4.4.1に示す。実験に用いた鋼管は外径48.6mm～76.3mmで、羽根幅は全て50mmとし、羽根径を148mm～176mmとした。鋼管長は2～5mで、全長羽根付き鋼管と先端区間羽根付き鋼管がある。

各現場の斜面勾配と鋼管の打設位置は、図4.4.1に示すとおりで、鋼管の打設角度は仰角0～5°を基本としている。ただし、現場KSでは、杭との違いを比較するため、鉛直方向に打設したものを1ケース実施した。また、各現場において、それぞれの鋼管は1m以上（羽根径の5倍以上）の離隔をとり、引抜き抵抗に影響が出ないようにした。

引抜き実験状況の例を写真4.4.1～写真4.4.3に示す。現場KS、現場EB、現場KMNでは、センターホールジャッキを用いて斜面地盤を反力にして載荷することにより、鋼管に取り付けた棒鋼を直接引き抜くことで荷重を作用させた。現場KMWでは、バックホウを反力にしてチェーンブロックで鋼管に荷重を作用させた。現場TKでは、バックホウを反力にして油圧ジャッキで鋼管に荷重を作用させた。なお、現場KSでは除荷を伴う段階載荷（荷重保持時間30分）、現場EBでは除荷をしない段階載荷（荷重保持時間5分）、現場KMNでは荷重保持時間を2分に短くした連続的な載荷、現場KMW、現場TKでは荷重保持をしない連続的な載荷により実験を行った。

表 4.4.1 各実験ケースと実験条件

現場・実験ケース	試験体の仕様	最大荷重	地盤条件	土質	備考
現場 KS (2012年9月～10月)					
KS176-LW4	STKM13A φ76.3×10t×4.0m 仰角 0 deg. $D_w=176\text{ mm}$ $L_w=3784\text{ mm}$	35kN	スウェーデン式サウンディング試験 換算N値 7.1 (1.5)	粘土混じり細砂	
KS176-LW4D30	STKM13A φ76.3×10t×4.0m 俯角 30 deg. $D_w=176\text{ mm}$ $L_w=3784\text{ mm}$	131kN	盛土と地山に跨がる 換算N値 3.1～50	上部:粘土混じり細砂 下部:細砂	地盤条件が不確定のため評価対象外とする
KS176-LW2D90	STK400 φ76.3×4.2t×2.2m 鉛直に打設 $D_w=176\text{ mm}$ $L_w=2112\text{ mm}$	50kN	スウェーデン式サウンディング試験 換算N値 3.1	上部:粘土混じり細砂 下部:細砂	
現場 EB (2013年4月～5月)					
EB148-LW5	STK400 φ48.6×3.5t×6.0m 仰角 0 deg. $D_w=148\text{ mm}$ $L_w=5000\text{ mm}$	110kN	簡易コーン貫入試験 換算N値 4.1	礫混じり火山灰砂	
EB148-LW2	STK400 φ48.6×3.5t×6.0m 仰角 0 deg. $D_w=148\text{ mm}$ $L_w=1800\text{ mm}$	100kN	簡易コーン貫入試験 換算N値 4.1	礫混じり火山灰砂	
現場 KMN (2014年9月～10月)					
KMN176-LW2	STK400 φ76.3×4.2t×5.8m 仰角 5 deg. $D_w=176\text{ mm}$ $L_w=2112\text{ mm}$	20kN	N値 9	礫混じり細砂	鋼管周辺土が乱れたため評価対象外とする
KMN176-LW1	STK400 φ76.3×4.2t×5.8m 仰角 5 deg. $D_w=176\text{ mm}$ $L_w=1056\text{ mm}$	50kN	N値 9	礫混じり細砂	
KMN176-LW0.5	STK400 φ76.3×4.2t×5.8m 仰角 5 deg. $D_w=176\text{ mm}$ $L_w=528\text{ mm}$	19kN	N値 9	礫混じり細砂	
現場 KMW (2016年3月～6月)					
KMW160-LW0.6A	STKM13A φ60.5×6t×3m 仰角 0 deg. $D_w=160\text{ mm}$ $L_w=640\text{ mm}$	76kN	N値 27～50	礫混じり中砂	ジャッキ最大荷重に達し実験終了
KMW160-LW0.6B	STKM13A φ60.5×6t×3m 仰角 0 deg. $D_w=160\text{ mm}$ $L_w=640\text{ mm}$	82kN	N値 27～50	礫混じり中砂	ジャッキ最大荷重に達し実験終了
KMW160-LW0.6C	STKM13A φ60.5×6t×3m 仰角 0 deg. $D_w=160\text{ mm}$ $L_w=640\text{ mm}$	80kN	N値 27～50	礫混じり中砂	鋼管周辺土が乱れたため評価対象外とする
現場 TK (2016年11月)					
TK160-LW0.6	STKM13A φ60.5×6t×3m 仰角 0 deg. $D_w=160\text{ mm}$ $L_w=640\text{ mm}$	20kN	スウェーデン式サウンディング試験 換算N値 2.5	礫混じりシルト	最大変位76mm

鋼管寸法：規格，鋼管外径×板厚×長さ D_w ：羽根径 L_w ：羽根区間長



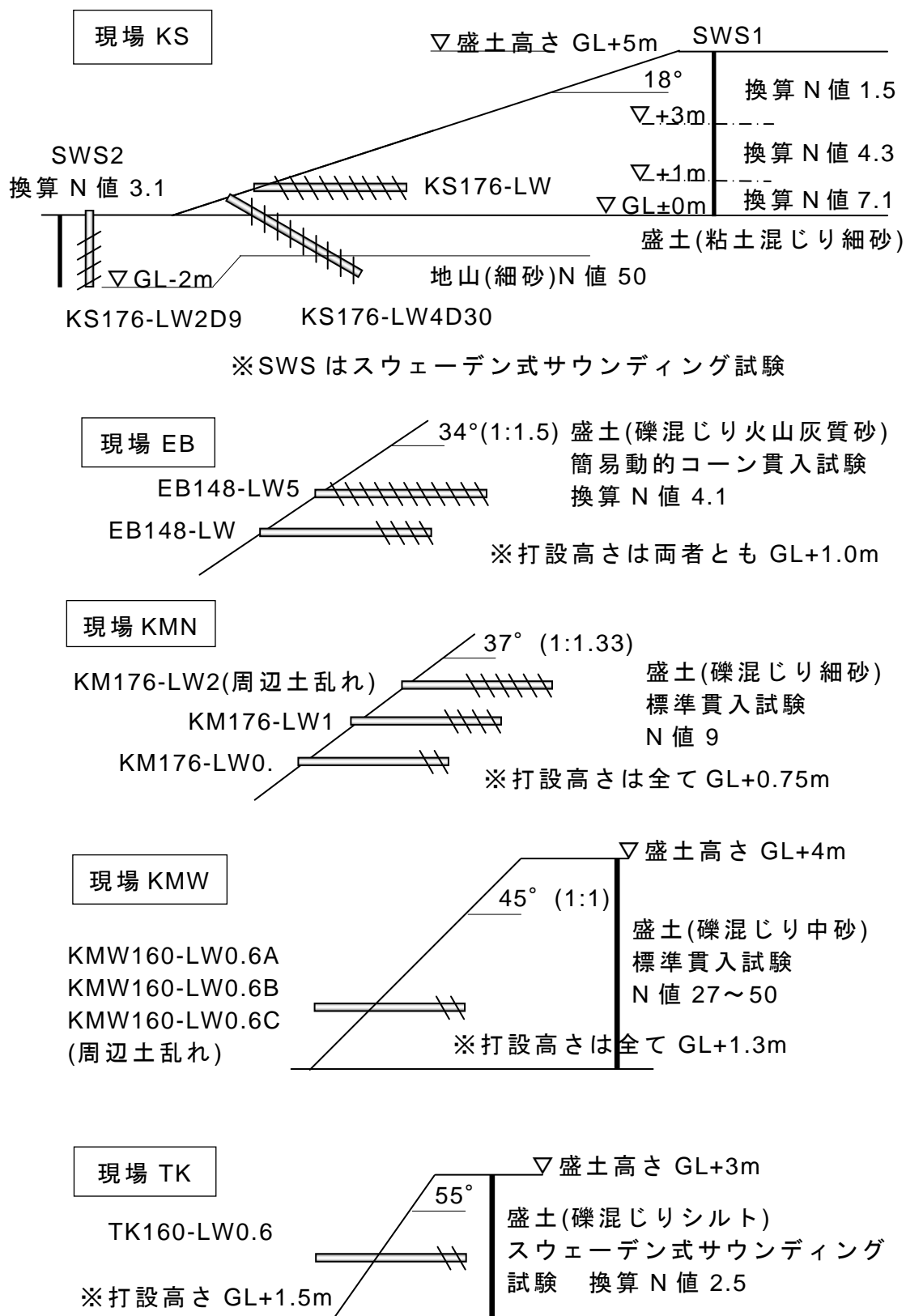


図 4.4.1 各現場の斜面勾配と補強鋼管の打設位置

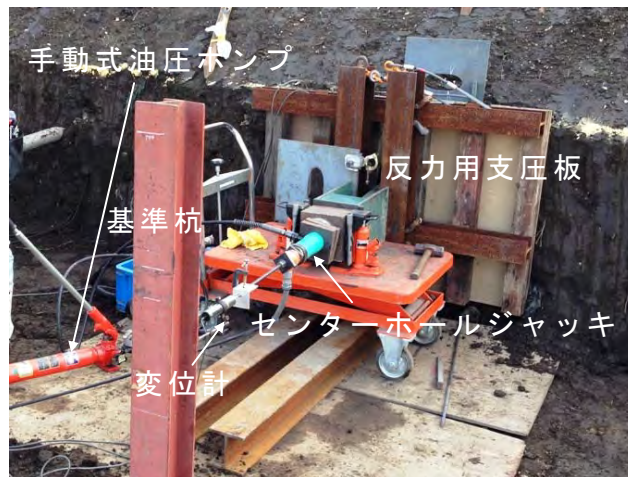


写真 4.4.1 引抜き実験状況（現場 KMN）



写真 4.4.2 引抜き実験状況（現場 KMW）



写真 4.4.3 引抜き実験状況（現場 TK）

4. 4. 2 実験結果と考察

図 4.4.2～図 4.4.6 に 5 現場における各ケースの引抜き荷重－変位関係を示す。なお、赤線は羽根径の 10%の変位を表す。

現場 KS の結果である図 4.4.2 において KS176-LW4 の羽根円筒表面積は KS176-LW2D90 の 2 倍あるにもかかわらず、前者の最大荷重は後者の 0.7 倍であった。KS176-LW2D90 は地表面から GL-2m まで平均換算 N 値 3 の盛土に打設しているため、KS176-LW4 はそれより強度の小さな土に打設されていると考えられるが、打設した盛土頂部で実施したスウェーデン式サウンディング試験からは平均換算 N 値 7.1 の位置に打設されている。前記調査結果は貫入深さ 6.43m、換算 N 値は 1～10 で、深さ 2m まで平均換算 N 値 1.5、深さ 2～4m で平均換算 N 値 4.3、それ以深基盤層までは換算 N 値 5～12 (平均 7.1) である。KS176-LW4 は傾斜角度 18°の緩斜面に水平に打設され、羽根区間の平均土被り厚さは 0.65m であるため、換算 N 値は前記調査における深さ 2m までのサウンディング結果 (換算 N 値 1.5) 程度である可能性がある。KS176-LW4D30 は初期の挙動が KS176-LW4 に近いが、変位 2.5mm から勾配が大きくなり、最大荷重は 131kN に達した。本ケースは、羽根区間の一部が N 値 50 の層に貫入しているため、他のケースに比べ大きな引抜き抵抗力が得られたものと考えられる。

現場 EB の結果である図 4.4.3 において、羽根区間長 5m の EB148-LW5 に対し、2m の EB148-LW2 は、羽根円筒表面積が前者の 0.4 倍であるにもかかわらず最大荷重が 0.9 倍作用している。これは、後者に羽根円筒表面積でのせん断抵抗に加え、最も手前側の羽根による支圧抵抗が発揮されていることによると考えられる。

現場 KMN の結果である図 4.4.4 において、羽根区間長 2m の KMN176-LW2 に対し、0.5m の KMN176-LW0.5 は、羽根円筒表面積が前者の 0.25 倍であるが、最大荷重はほぼ同等である。これは前者が施工時に鋼管の周辺土が乱れて打設されたことが要因であるため、適正な施工を行うことが引抜き抵抗力の発現に重要であることを示している。また、最大荷重に達した時点で反力装置が緩み载荷を終了せざるを得なかった KMN176-LW0.5 を除き、その他のケースは 25mm を越える変位量まで最大荷重レベルの抵抗力を保持している。

現場 KMW の結果である図 4.4.5 において、施工時に鋼管の周辺土が大きく乱れて打設された KMW160-LW0.6C は、引抜き荷重 80kN でピークに達し、200mm 変位した後、抵抗力を失って引き抜けたが、他のケースは約 80kN のジャッキ最大荷重を繰り返し作用させても引き抜けなかった。これは、本現場の盛土は礫混じりのため、羽根が礫にかみ込むことによって、大きな支圧抵抗が発揮されたものと考えられる。一方、KMW160-LW0.6C は、鋼管周辺土の乱れの影響で、初期勾配は他のケースに比べかなり小さかったものの、最大荷重は 80kN に達し、その後、写真 4.4.4 に示すように鋼管から 1m の影響範囲でコーン破壊して引き抜けたため、KMW160-LW0.6C は、ほぼ支圧抵抗のみで引抜き抵抗を発揮していたものと考えられる。

現場 TK の結果である図 4.4.6 において、TK160-LW0.6 は 10mm 程度の変位で降伏しているものの、75mm まで変位しても荷重低下していない。

図 4.4.7 に全現場の引抜き荷重－変位関係を示す。いずれのケースも 5～10mm 程度で降伏しており、一般的な杭の摩擦抵抗と同様の挙動を示している。しかし、降伏後も荷重は低下せず、2 次勾配のある荷重変位関係を示している。これは最前面の羽根による支圧抵抗の発現が関係しているものと推察する。

以上の結果、10mm 程度の変位までに降伏レベルの引抜き抵抗力を発揮し、50～70mm といった鋼管径程度の引抜き変位に達しても引抜き抵抗は最大荷重レベルで保持されることが分かった。

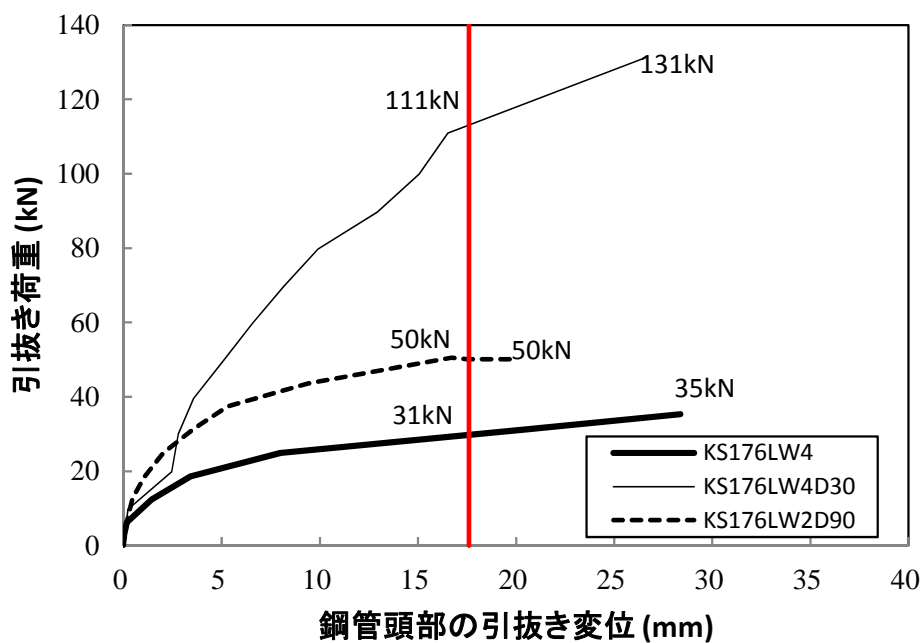


図 4.4.2 現場 KS における引抜き荷重－変位関係

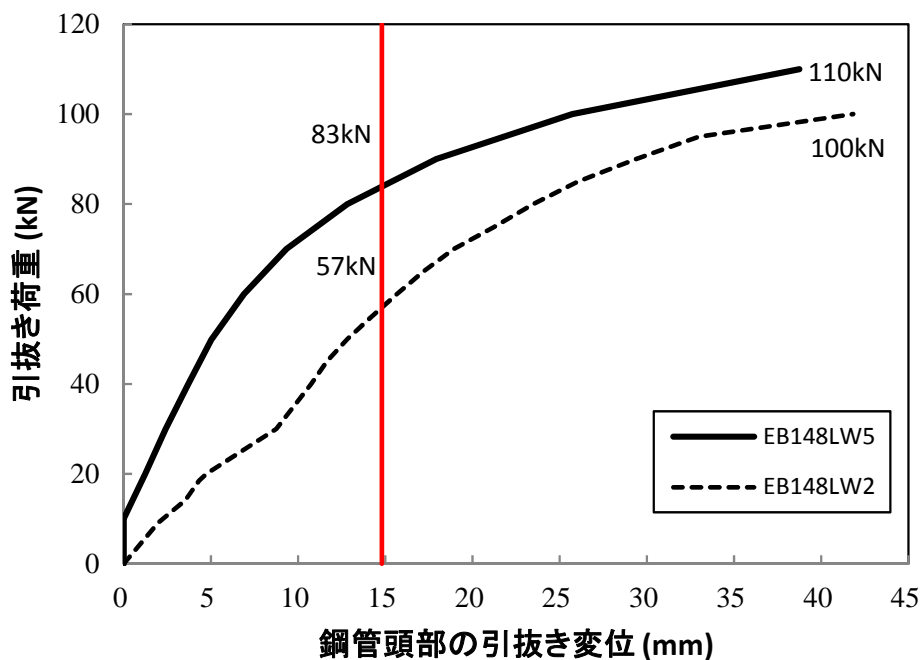


図 4.4.3 現場 EB における引抜き荷重－変位関係

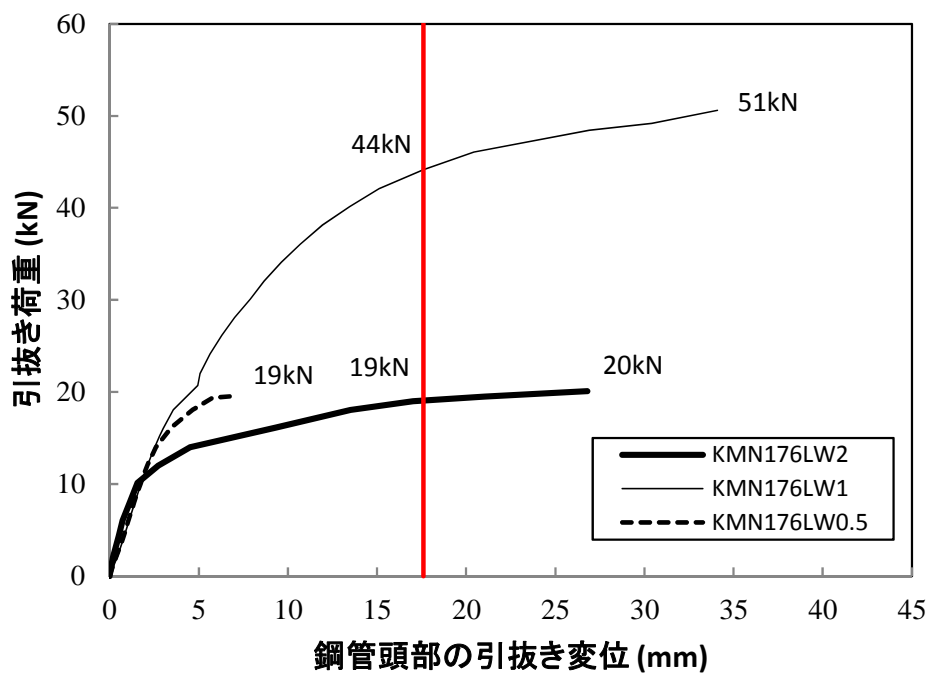


図 4.4.4 現場 KMN における引抜き荷重－変位関係

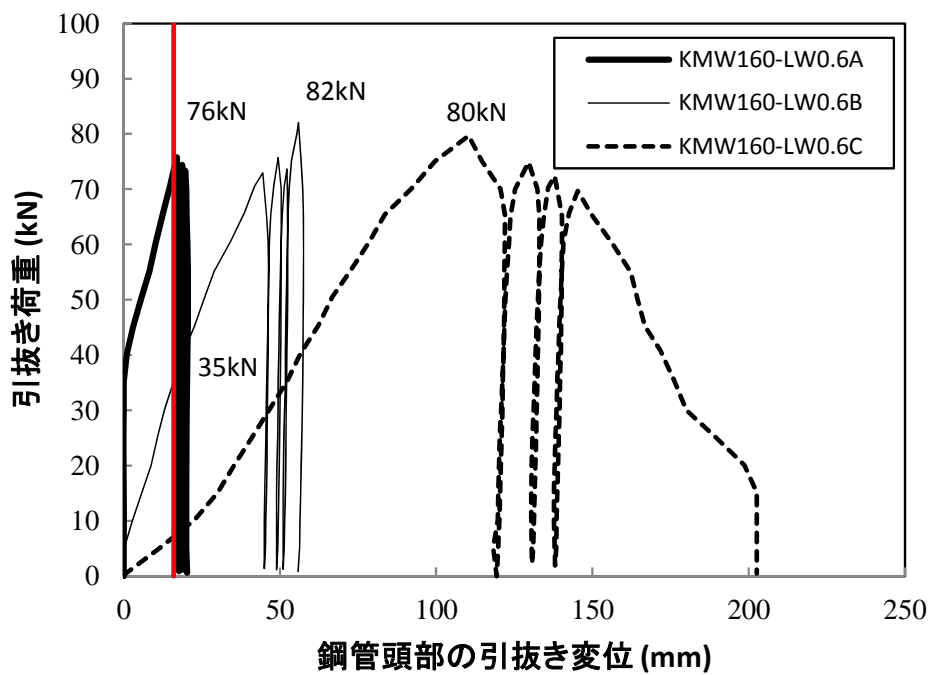


図 4.4.5 現場 KMW における引抜き荷重－変位関係

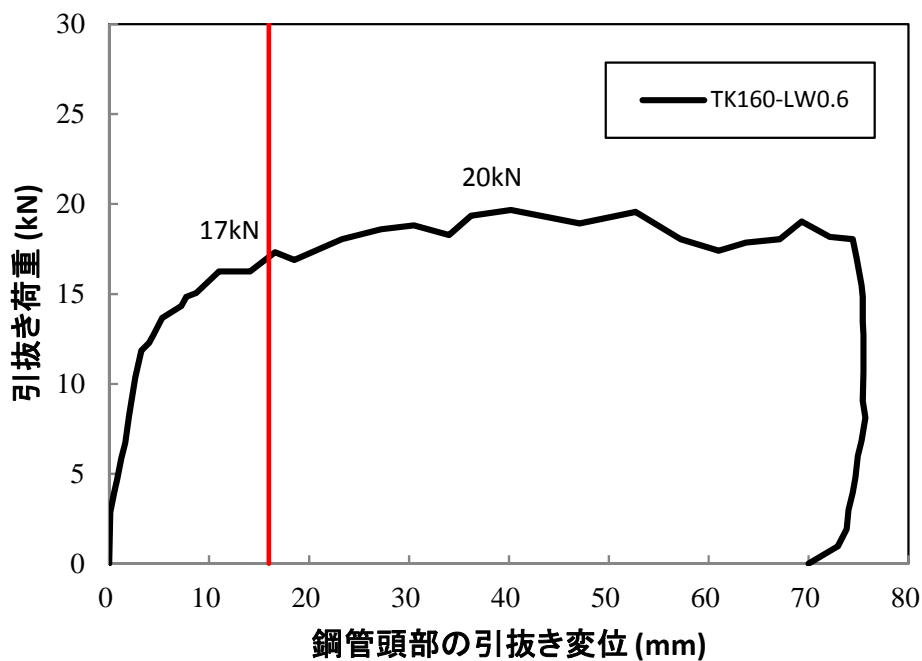


図 4.4.6 現場 TK における引抜き荷重－変位関係

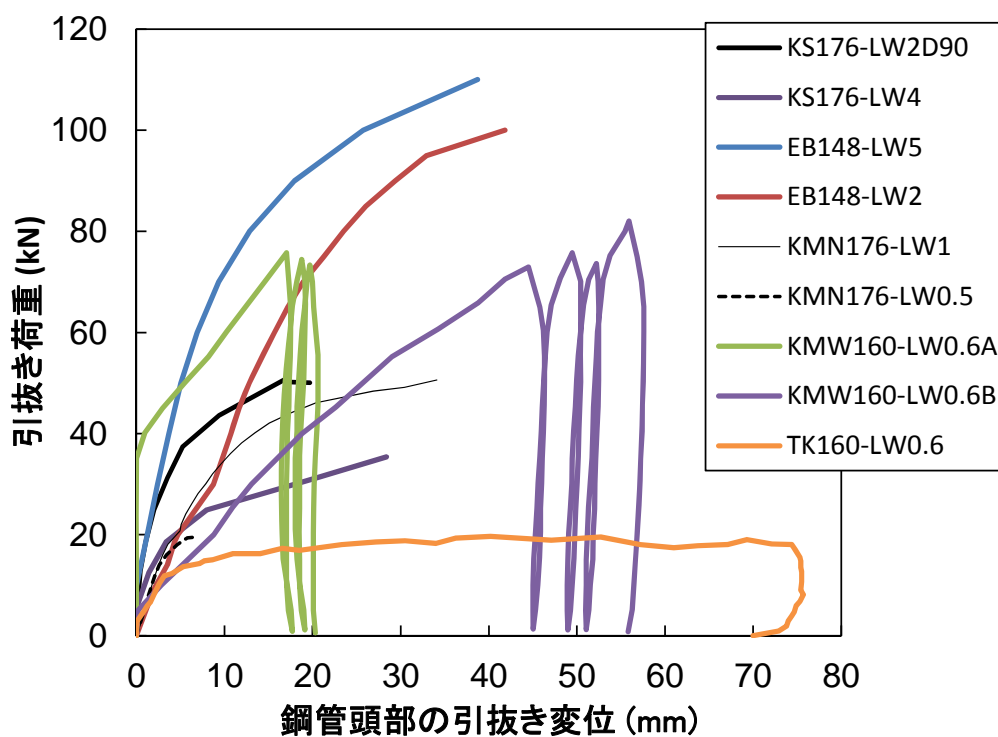


図 4.4.7 全現場の引抜き荷重－変位関係

(KS176-LWD30, KMN176-LW2, KMW160-LW0.6C を除く)



写真 4.4.4 KMW160-LW0.6C におけるコーン破壊の影響範囲

4. 5 引抜き抵抗評価式の提案

4. 5. 1 鋼管の回転貫入方向による引抜き抵抗の違い

水平方向に回転貫入された羽根付き鋼管の引抜き実験各ケースの最大荷重、杭の設計で用いている羽根径の10%変位時における荷重（以下、杭の基準荷重と呼ぶ）、両者の荷重を羽根円筒表面積で除した応力度を表4.5.1に示す。ここで、実測した杭の基準荷重と表4.2.1に示す羽根付き杭の引抜き抵抗力評価式から求まる計算値を比較し、鉛直打設された杭との違いについて考察する。

表4.5.2と図4.5.1に砂質土地盤での実測から求めた杭の基準荷重と杭の評価式による計算値（粘性土地盤のTK160-LW0.6、地盤条件が不明なKS176-LW4D30、施工時に周辺土が乱れたKMN176-LW2、KMW160-LW0.6Cは本検討から除く）を示す。各ケースの計算での周面抵抗力度には、砂質土の評価式 $5 \cdot N + 20$ を用いた。全体的に計算値よりも実測値が同等かやや上回りよく推定できているケースが多いこと、図4.5.2に示す杭の実測値と評価式 $5 \cdot N + 20$ との関係^{4,9)}において、評価式は実測値の下限を推定していることから、鉛直打設と水平打設された羽根付き鋼管の引抜き抵抗力に有意な差はないものと考えられる。よって、水平打設された羽根付き鋼管も鉛直と同様に、引抜き抵抗力は羽根径と羽根区間長から決まる羽根円筒表面積と、周辺土のせん断強さによって決まるものと考えられる。

一方で、前記図4.5.2において、評価式をそのまま適用すると抵抗力を過大評価しているケースもある。特にKS176-LW4は、換算N値7.1で評価すると過大であり、土被りが浅い位置で計測された換算N値1.5の方が妥当である。杭の場合は、ボーリング調査位置と杭施工位置が多少離れていても、土被り厚さは通常ほぼ同じであるが、斜面に水平打設する場合は、地盤調査位置と鋼管打設位置が離れていると土被り厚さが異なるケースが多いものと考えられる。

よって、水平打設された羽根付き鋼管の引抜き抵抗の計算にN値による評価式を適用する場合には、地盤調査位置と鋼管打設位置との土被り厚さの違いを考慮し、設計で用いるN値を適宜補正する必要があるものと考えられる。

4. 5. 2 引抜き抵抗に影響を与える条件

(1) 引抜き抵抗と土被り厚との関係

引抜き抵抗力に影響を与える条件は、鋼管サイズと周辺土の地盤強度であるが、羽根円筒表面積のような鋼管サイズによる影響は、前節の検討から杭と同等と考えられるので、ここでは、周辺土の地盤強度による影響について検討する。

前節では周辺土のせん断強さと N 値との関係式を用いて検討したが、一般に盛土ではボーリング調査があまり実施されないため N 値は不明であることが多い。また、鉄道構造物等設計標準・同解説 土構造物⁴⁻²⁾に記載されている地山補強土工法の引抜き抵抗評価式における補強材周辺土のせん断強さは、クーロンの破壊基準に基づいた式を用いているため、以降の羽根付き鋼管の引抜き抵抗に関する検討はクーロンの破壊基準 $\tau=c+\sigma_v \cdot \tan\phi$ に基づき行うこととする。

せん断強さを決める定数に関して、盛土の地盤は基準に適合するように締め固められているため、自然地盤に比べ、個々の盛土の単位体積重量や内部摩擦角の違いは小さい。一方、粘着力は盛土の状態（飽和度等）によって大きく変わるため設定が難しく、経験値が用いられる場合が多いと考えられる。よって、不確定要素の大きい粘着力を除き、内部摩擦角や単位体積重量をほぼ一定と見なした場合に有効上載圧 σ_v を決定する有効土被り厚による影響について検討する。

図 4.5.3 に実測した羽根付き鋼管の最大荷重を羽根円筒表面積で除した応力度と羽根区間の平均土被り厚さとの関係を示す。これより、応力度は羽根区間の平均土被り厚さに比例しており、土被り厚さが引抜き抵抗力に影響を与える主要因となっていることが分かる。

(2) 引抜き抵抗と周辺土のせん断強さとの関係

前節図 4.3.1 において、全長羽根付き鋼管の場合、引抜き抵抗は羽根部周面抵抗と等価と見なせるが、先端区間羽根付き鋼管の場合には、羽根部周面抵抗の他に、最前方羽根における羽根部支圧抵抗、無羽根区間の鋼管周面抵抗も期待できる。そこで、後者の引抜き抵抗が最大限発現すると仮定し P.Habib が提案したグラウンドアンカーの極限引抜き抵抗力の評価式⁴⁻¹⁰⁾を準用して式 4.0 のように表現し、実測値と本式による計算値を比較する。

なお、杭の支持力評価式は最大周面抵抗と先端支持力の和で構成されているが、実測では各地層における最大周面抵抗は同時には発現しない。ただし、支持力評価式による算定値は、基準変位における実測荷重（支持力）の下限値相当となるように各係数が設定されている。よって、本研究でも同様の考え方により、引抜き抵抗力を考察することとした。

$$R_t = R_{wf} + R_{wb} + R_{sp} \quad (4.0)$$

$$R_{wf} = (\pi \cdot D_w \cdot L_w') \cdot (c + \sigma_v \cdot \tan \phi)$$

$$R_{wb} = A_{wo} \cdot K_{wp}$$

$$R_{sp} = (\pi \cdot D_{sp} \cdot L_{sp}) \cdot (c_{sp} + \sigma_{vsp} \cdot \tan \phi_{sp})$$

ここに、

R_t : 基準引抜き抵抗 (kN)

R_{wf} : 羽根部周面抵抗 (kN)

R_{wb} : 羽根部支圧抵抗 (kN)

R_{sp} : 鋼管周面抵抗 (kN)

D_w : 羽根径 (m)

L_w' : 有効羽根区間長 (m) で、羽根区間長 L_w - 羽根径 D_w とする。

c : 鋼管周辺土の粘着力 (kN/m^2)

ϕ : 鋼管周辺土の内部摩擦角 (rad)

σ_v : 羽根区間における周辺土の有効上載圧 (kN/m^2) で、

$$\sigma_v = \gamma \cdot h_{wf} \text{ とする。}$$

γ : 鋼管周辺土の単位体積重量 (kN/m^3)

h_{wf} : 羽根区間長の有効土被り厚 (m)

A_{wo} : 先頭羽根の有効支圧抵抗面積 (m^2)で、

$$A_{wo}=\pi/4\cdot(D_w^2-D_{sp}^2)\text{とする。}$$

K_{wp} : 先頭羽根の有効抵抗土圧(kN/m^2)で下式による。

$$K_{wp}=1/2\cdot\gamma\cdot h_{wb}^2\cdot\tan^2(\pi/2+\phi/2)+2c\cdot h_{wb}\cdot\tan(\pi/2+\phi/2)$$

D_{sp} : 鋼管外径 (m)

L_{sp} : 有効無羽根区間長 (m)

c_{sp} : 鋼管表面の付着力 (kN/m^2)

ϕ_{sp} : 鋼管表面のせん断抵抗角 (rad)

σ_{vsp} : 無羽根区間における周辺土の有効上載圧(kN/m^2)で、

$$\sigma_{vsp}=\gamma\cdot h_{sp}\text{とする。}$$

h_{sp} : 無羽根区間長の有効土被り厚 (m)

ここで、本実験データからは、直接的に羽根部支圧抵抗や鋼管周面抵抗は求められないため、次の方法で推定した。

- ・羽根部支圧抵抗は、有効抵抗土圧と先頭羽根のドーナツ形状となる有効支圧抵抗面積との積⁴⁻⁹⁾と仮定し、有効抵抗土圧はランキンの受働土圧式から求めた。なお、引抜きに対する有効抵抗土圧に関しては、Meyerhofの理論に基づく回転杭の評価式⁴⁻¹¹⁾やTerzaghiの支持力公式に基づく多数アンカー式補強土壁工法のアンカープレートの評価式⁴⁻¹²⁾等があるが、前者は長い杭の引抜き抵抗であり、後者は鉛直の壁面があり補強材全体が同等の上載圧を受けている時の引抜き抵抗であるため、本実験のように上載圧が斜面の影響を受ける場合には適当な推定方法ではないと判断し、本検討には用いなかった。
- ・鋼管周面抵抗は、残留抵抗値を想定し、鋼管表面のせん断抵抗角を 10° 、鋼管と周辺土との付着力を粘着力の $1/2$ と仮定し、無羽根区間のうち表面から $0.5m$ までは施工時の乱れ等を考慮して抵抗を無視すると仮定して求めた。

また、周辺土の地盤定数の設定にあたって、砂質土地盤の内部摩擦角は鉄道構造物等設計標準・同解説 基礎構造物の式である $\phi=1.85\cdot\{N/(\sigma_v/100+0.7)\}0.6+20$ で求め、粘性土地盤の粘着力は $c=5N$ と仮定してN

値から推定し、単位体積重量は一般の盛土を仮定し $\gamma=17\text{kN/m}^3$ とした。

以上の仮定から計算した結果（鉛直打設の KS176-LW2D90，鋼管変位量の少ない KMN176-LW0.5，載荷荷重が不足し最大荷重に達していない KMW160-LW0.6A，KMW160-LW0.6B を除く）を表 4.5.3 に式 4.0 による計算値，表 4.5.4 に実測値と計算値との比較を示す。この結果より，全データの実測値／計算値は 2.9～4.6 であり，全長羽根付き鋼管の実測値／計算値の平均は 3.0 で，先端区間羽根付き鋼管の平均は 4.3 となっており，実測値に比べ計算値がかなり小さい。

この計算値が過小な原因として次のことが考えられる。まず，全長羽根付き鋼管よりも先端区間羽根付き鋼管の実測値／計算値の割合が大きくなっているのは，先端区間羽根付き鋼管の羽根部支圧抵抗力を過小に計算していることが考えられる。仮に先端区間羽根付き鋼管の支圧抵抗力を羽根付き鋼管杭⁴⁻⁹⁾の先端支持力相当として，粘性土 $4.5q_u$ （一軸圧縮強さを $q_u=12.5 \cdot N$ で推定），砂質土 $100N$ （ N は N 値）という支持力評価式により計算した結果を表 4.5.5 に示す。この結果では，実測値／計算値の平均は 2.8 となり，全長羽根付き鋼管に値が近づく。よって，先端区間羽根付き鋼管の鋼管周面摩擦力が妥当な推定であれば，先端区間羽根付き鋼管，全長羽根付き鋼管とも羽根部周面抵抗力の実測値／計算値に 3 倍程度の差があるものと考えられる。

次に，全長羽根付き鋼管，先端羽根付き鋼管とも羽根部周面抵抗力で実測値との違いがあるのは，クーロンの破壊基準による土のせん断力を計算するために用いた内部摩擦角や粘着力が過小であるためと考えられる。仮に，実際の内部摩擦角が 40° であったと仮定すると，計算では 30° 程度の値を用いているため，約 1.5 倍計算値が大きくなる。それでも実測値は計算値に比べ 2 倍程度大きいのは，粘着力か内部摩擦角のどちらか一方しか考慮していないことや，回転貫入される鋼管は排土杭であるため，押し出した土の反力で生じる拘束圧による影響によるものと推定する。

(3) 羽根部周面抵抗への拘束圧の影響

図 4.5.4 に埋設管に作用する土圧分布⁴⁻¹³⁾を参考に羽根部周面抵抗が発揮される断面方向の応力分布を仮定した模式図を示す。羽根付き鋼管は土中

へ回転貫入される時、鋼管体積分の土を側方へ押し、その影響は、先端1枚羽根の回転杭の加圧タンクを用いた模型実験⁴⁻¹⁴⁾⁴⁻¹⁵⁾で、回転貫入時や引抜き載荷時において、羽根近傍の拘束圧が受働土圧相当に高まることが確認されている。

例えば、鋼管径60mmで羽根径160mmの羽根付き鋼管の場合、土の圧縮を無視し、鋼管を外径とする円の断面積分の土が羽根の外側へ均等に押し出されるものと仮定すると、羽根の外側の土は5mm変位する。この変位量は鋼管周辺土に反力を生じさせるのに有意であると考え、排土された土による反力を Δp と呼ぶ。この反力 Δp と埋設管の設計で仮定されている土圧が同時に作用していると仮定すると、羽根円筒表面積における有効応力での周面抵抗力は式4.2のように表現できる。

$$R_{wf}' = A_{Lw} \times [\{ (\sigma_v' + \Delta p) + (\sigma_h' + \Delta p) \} / 2 \times \tan \phi' + c'] \quad (4.2)$$

$$\begin{aligned} R_{wf}' / A_{Lw} &= \{ (\sigma_v' + K_0 \cdot \sigma_v') / 2 + \Delta p \} \times \tan \phi' + c' \\ &= [\{ \sigma_v - u + K_0 \cdot (\sigma_v - u) \} / 2 + \Delta p] \times \tan \phi' + c' \\ &= [\{ (\sigma_v + K_0 \cdot \sigma_v) / 2 - (u + K_0 \cdot u) / 2 \} + \Delta p] \times \tan \phi' + c' \end{aligned}$$

ここに、

R_{wf}' : 有効羽根部周面抵抗力 (kN)

A_{Lw} : 羽根円筒表面積 (m²)で、 $A_{Lw} = \pi \cdot D_w \cdot L_w'$

σ_v : 鉛直土圧 (kN/m²)

σ_v' : 有効鉛直土圧 (kN/m²)

σ_h' : 有効側土圧 (kN/m²)

Δp : 排土された土によって生じる反力 (kN/m²)

c' : 粘着力 (kN/m²)

ϕ' : 内部摩擦角 (rad)

u : 間隙水圧 (kN/m²)

K_0 : 静止土圧係数

ここで、式4.2において、 $K_0=0.5$ と仮定すると、式4.3が得られる。

$$R_{wf}' / A_{Lw} = \{ 3/4 \times (\sigma_v - u) + \Delta p \} \times \tan \phi' + c' \quad (4.3)$$

式 4.3 において、盛土の場合には、鉛直土圧 σ_v と内部摩擦角 ϕ' はばらつきの影響が小さく、間隙水圧 u は設計時の変数となり、この値を変化させて斜面安定性を検討する。一方、粘着力 c' は飽和度によって大きく変化し、式 4.3 において粘着力のばらつきが計算値に与える影響も大きい。また、排土された土によって生じる反力 Δp も式 4.3 の計算値に与える影響は大きいが未知数である。

実務設計では、土を砂か粘土のいずれかに区分して、土質定数を設定することが多いことと、粘性土については短期（全応力で表される排水条件下で）の安定性が重要となってくることから、式 4.3 を砂質土と粘性土に分けて、式 4.4 のように示す。

$$\text{砂質土： } R_{wf}'/A_{Lw} = \{3/4 \times (\sigma_v - u) + \Delta p\} \times \tan\phi' \quad (4.4)$$

$$\text{粘性土： } R_{wf}'/A_{Lw} = c_u$$

そして、粘性土については、粘着力 c_u を現地調査結果等からどのように設定するかという問題が大きいので、砂質土についてのみ考察することとする。砂質土について、 Δp は周辺土の拘束圧に依存する値 ($k \cdot \sigma_v'$) と考え (k は定数)、式 4.4 において、 $\{3/4 \times (\sigma_v - u) + \Delta p\} = (3/4 + k) \times \sigma_v'$ として、括弧内を補正係数 f' に置き換えると、式 4.5 のように表現できる。

$$\text{砂質土： } R_{wf}'/A_{Lw} = f' \cdot \sigma_v' \cdot \tan\phi' \quad (4.5)$$

ここで、式 4.0 を移項し、 $c=0$ とすると、補正係数 f' を式 4.6 のように表すことができる。

$$R_t = R_{wf} + R_{wb} + R_{sp}$$

$$R_{wf} = R_t - R_{wb} - R_{sp}$$

$$f' \cdot \sigma_v' \cdot \tan\phi' \cdot A_{Lw} = R_t - R_{wb} - R_{sp}$$

$$f' = (R_t - R_{wb} - R_{sp}) / (\sigma_v' \cdot \tan\phi' \cdot A_{Lw}) \quad (4.6)$$

TK160-LW0.6 以外は、砂質土として扱い $c=0$ としているため、表 4.5.4、表 4.5.5 の最右列に示す（最大荷重－支圧抵抗－鋼管周面摩擦）／羽根部周面抵抗の値が補正係数 f' を示しており、砂質土 4 データの平均は 3.3、標準偏差は 0.9 である。これは、鉛直打設した羽根付き鋼管⁴⁻⁷⁾の羽根部周面抵抗力の実測値を $(\sigma_v' \cdot \tan\phi' \cdot A_{Lw})$ で除した値が、押込み杭（15 データ）で平均 2.4、標準偏差 0.7、引抜き杭（3 データ）で平均 2.5、標準偏差 1.1 であることに比べ、平均はやや大きめであるが、概ね近い値が得られているものと考えられる。

表 4.5.1 最大荷重と杭の基準荷重を羽根円筒表面積で除した応力度

試験ケース	最大荷重 (kN)	最大変位 (mm)	杭の基準荷重 ^{※1} (kN)	羽根円筒表面積 ^{※2} $\pi \cdot D_w \cdot L_w$ (m ²)	最大荷重 応力度 (kN/m ²)	杭の基準荷重 応力度 (kN/m ²)	杭の基準荷重 /最大荷重	備考
KS176-LW2D90	50	20	50	1.069	46.8	46.8	1.00	鉛直打設
KS176-LW4	35	28	31	1.993	17.6	15.6	0.89	全長羽根付
EB148-LW5	110	39	83	2.163	50.9	38.4	0.75	全長羽根付
EB148-LW2	100	42	57	0.768	130.2	74.2	0.57	
KMN176-LW1	50	34	44	0.489	102.3	90.0	0.88	
KMN176-LW0.5	19	7	19	0.196	97.1	97.1	1.00	
KMW160-LW0.6A	76	21	73	0.241	314.1	304.0	0.97	
KMW160-LW0.6B	82	58	35	0.241	340.0	145.6	0.43	
TK160-LW0.6	20	76	17	0.241	81.5	70.7	0.87	

※1：杭の基準荷重：羽根径の10%変位時の荷重

※2：周面抵抗に有効な羽根区間長は、全体の羽根区間長から羽根径を引いた値とする

表 4.5.2 実測から求めた杭の基準荷重と杭の評価式による計算値

試験ケース	杭の基準荷重		羽根径 D_w (m)	羽根区間長 L_w (m)	羽根円筒表面積 $\pi \cdot D_w \cdot L_w$ (m ²)	地盤条件 N値	計算値		実測/計算
	抵抗力 (kN)	応力度 (kN/m ²)					応力度 (kN/m ²)	抵抗力 (kN)	
KS176-LW2D90	50	46.7	0.176	1.934	1.069	3.1	35.5	38.0	1.32
KS176-LW4	31	15.5	0.176	3.604	1.993	7.1	55.5	110.6	0.28
KS176-LW4(N値変更)	31	15.5	0.176	3.604	1.993	1.5	27.5	54.8	0.57
EB148-LW5	83	38.4	0.148	4.652	2.163	4.1	40.5	87.6	0.95
EB148-LW2	57	74.2	0.148	1.652	0.768	4.1	40.5	31.1	1.83
KMN176-LW1	44	90.4	0.176	0.884	0.489	9.0	65.0	31.8	1.38
KMN176-LW0.5	19	97.6	0.176	0.354	0.196	9.0	65.0	12.7	1.49
KMW160-LW0.6A	73	304.0	0.160	0.48	0.241	27.0	155.0	37.4	1.96
KMW160-LW0.6B	35	145.6	0.160	0.48	0.241	27.0	155.0	37.4	0.94
TK160-LW0.6 ^{※3}	17	70.7	0.160	0.48	0.241	2.5	20.0	4.8	3.53

※3：計算値の算出には粘性土の評価式8Nを用いた

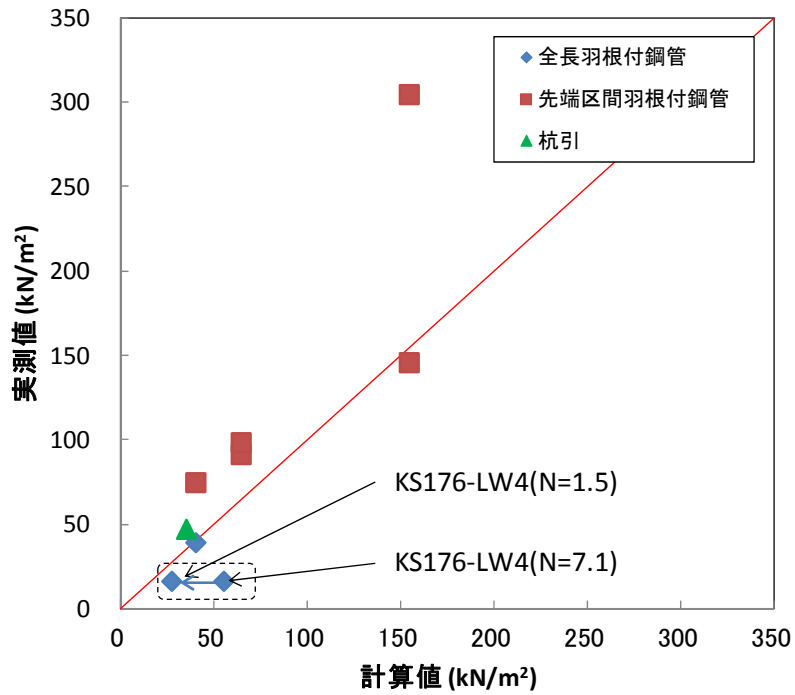


図 4.5.1 水平打設した鋼管の実測値（砂質土）と杭の評価式（砂質土）による計算値の関係

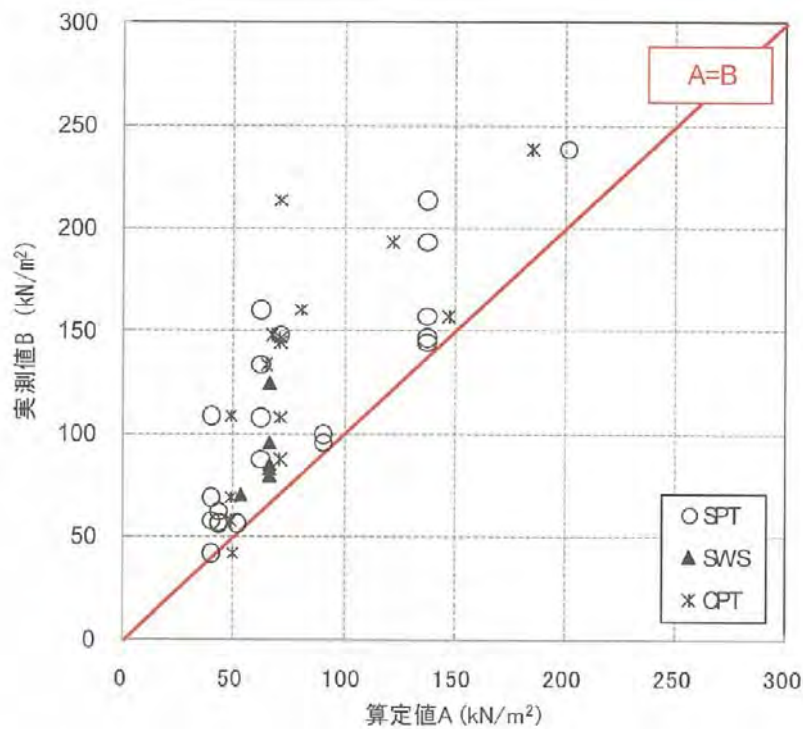


図 4.5.2 鉛直打設した杭の実測値と算定値との関係⁴⁻⁹⁾

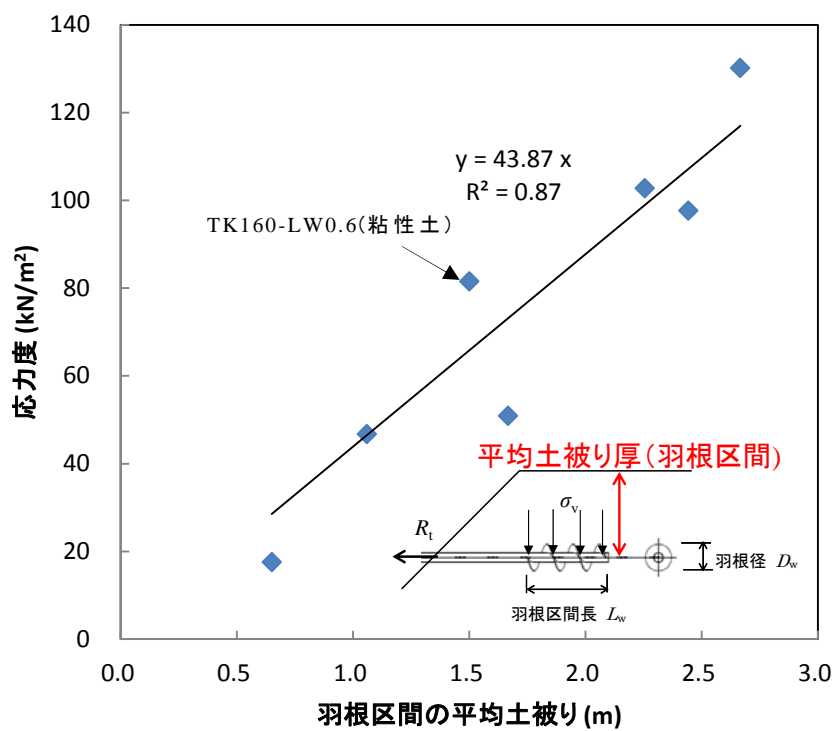


図 4.5.3 羽根区間の平均土被りと応力度の関係

表 4.5.3 引抜き抵抗力の推定に式 4.0 を仮定した場合の計算値

試験ケース	単位体積重量 γ (kN/m ³)	N 値 (換算N値)	粘着力 c (kN/m ²)	内部摩擦角 ϕ (°)	先頭羽根面積 A_{wo} (m ²)	先端羽根受働土圧 P_{sp} (kN/m ²)	支圧抵抗 R_{wb}	鋼管表面積 $\pi \cdot D_o \cdot L_{sp}$ (m ²)	鋼管周面摩擦 R_{sp}	羽根円筒表面積 $\pi \cdot D_w \cdot L_w$ (m ²)	羽根部平均土被り (m)	羽根部周面抵抗 R_{wf}	引抜き抵抗力 計算値(kN)
KS176-LW4	17.0	1.5	0.0	28.7	0.020	0.0	0.0	0.000	0.0	1.993	0.65	12.0	12.0
EB148-LW5	17.0	4.1	0.0	30.4	0.015	0.0	0.0	0.000	0.0	2.163	1.67	35.9	35.9
EB148-LW2	17.0	4.1	0.0	30.0	0.015	20.0	0.3	0.412	1.2	0.768	2.67	20.1	21.6
KM176-LW1	17.0	9.0	0.0	32.6	0.020	19.4	0.4	0.345	1.0	0.489	2.26	12.0	13.3
TK160-LW0.6	17.0	2.5	12.5	0.0	0.017	18.8	0.3	0.106	0.9	0.241	1.50	3.0	4.2

表 4.5.4 実測値と式 4.0 による計算値との比較

試験ケース	実測値 最大荷重 (kN)	計算値				実測値 /計算値	(実測値-支圧抵抗 -鋼管周面摩擦) /羽根部周面抵抗
		支圧抵抗 R_{wb}	鋼管周面摩擦 R_{sp}	羽根部周面抵抗 R_{wf}	引抜き抵抗力 計算値(kN)		
KS176-LW4	35	0.0 (0.00)	0.0 (0.00)	12.0 (1.00)	12.0 (1.00)	2.9	2.9
EB148-LW5	110	0.0 (0.00)	0.0 (0.00)	35.9 (1.00)	35.9 (1.00)	3.1	3.1
EB148-LW2	100	0.3 (0.01)	1.2 (0.06)	20.1 (0.93)	21.6 (1.00)	4.6	4.9
KM176-LW1	50	0.4 (0.03)	1.0 (0.07)	12.0 (0.90)	13.3 (1.00)	3.7	4.1
TK160-LW0.6	20	0.3 (0.08)	0.9 (0.21)	3.0 (0.71)	4.2 (1.00)	4.6	6.1

表 4.5.5 式 4.0 で先端区間羽根付き鋼管の支圧抵抗の仮定を変えた場合

試験ケース	実測値 最大荷重 (kN)	計算値				実測値 /計算値	(実測値-支圧抵抗 -鋼管周面摩擦) /羽根部周面抵抗
		支圧抵抗 R_{wb}	鋼管周面摩擦 R_{sp}	羽根部周面抵抗 R_{wf}	引抜き抵抗力 計算値(kN)		
EB148-LW2	100	6.3 (0.23)	1.2 (0.04)	20.1 (0.73)	27.6 (1.00)	3.6	4.6
KM176-LW1	50	17.8 (0.58)	1.0 (0.03)	12.0 (0.39)	30.7 (1.00)	1.6	2.6
TK160-LW0.6	20	2.5 (0.39)	0.9 (0.14)	3.0 (0.47)	6.4 (1.00)	3.1	5.4

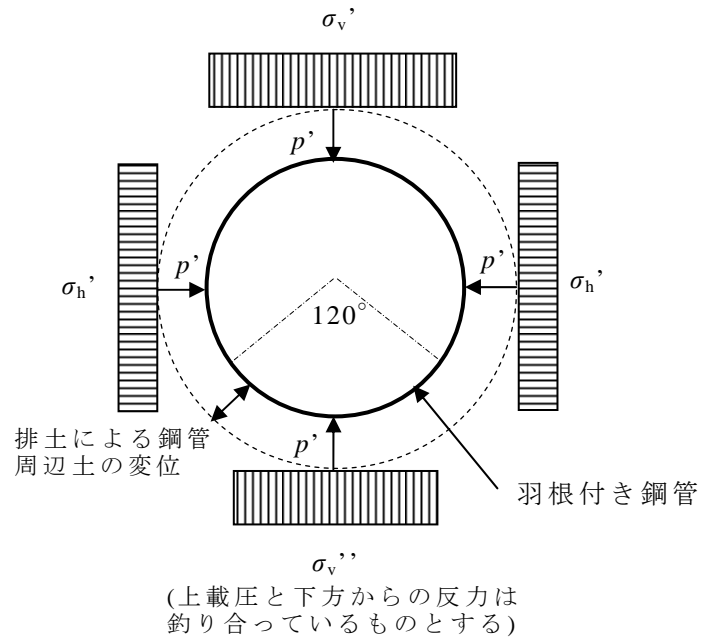


図 4.5.4 仮定する羽根部周辺土の応力分布

4. 5. 3 引抜き抵抗評価式の提案

前節では、羽根部支圧抵抗や鋼管周面抵抗を推定して引抜き抵抗を検討したが、現実験データからは、それらが合計された引抜き抵抗力の値しか分からないため、本節では、以下のことを考慮し、実務設計で用いるための評価式を提案する。

- ・ 本工法は盛土斜面の深さ数メートル程度のすべりを対象とするため、鋼管長さ3～10m程度で用いられるものと想定する。
- ・ 鋼管の施工時に地表面から1m程度までは周辺土が乱れやすく、1m程度以降は安定して回転貫入されるため、鋼管周面摩擦の発現は施工に依存すると考えられるため、現状は無視する。
- ・ 盛土地盤は一般にN値15以下であるため、周面抵抗力の発現に要する変位量に比べ、支圧抵抗力の発現に要する変位量は大きいと考えられるため、最大周面抵抗力よりも引抜き抵抗力が低下しないことに支圧抵抗力は寄与するが、現状、定量的な引抜き抵抗力には見込まないこととする。
- ・ 本工法はまだ実績がないため、適用にあたっては現地調査や引抜き実験を行った上で用いられるものと考えられる。ただし、概略検討段階では調査結果等がないため、基準の標準値や一般の経験値によって土質定数を設定し、引抜き抵抗力を推定することが考えられる。盛土の標準値を用いる場合、単位体積重量や内部摩擦角の値がばらついても引抜き抵抗力に与える影響は1～2割程度であるのに対し、粘着力はそれに比べ影響が大きいと考えられることから、明らかに粘性土の盛土ある場合を除き、粘着力を無視して引抜き抵抗力を推定する。

上記をふまえ、鋼管の引抜き抵抗力には形式上、羽根部周面抵抗のみを考慮する形とし、前節で検討した式4.0～式4.6を踏まえ式4.7を提案する。

$$R_t = A_{wL} \cdot \tau_g \quad (4.7)$$

ここに、

R_t : 鋼管の基準引抜き抵抗力 (kN)

A_{wL} : 羽根円筒表面積 (m²)で、 $A_{Lw} = \pi \cdot D_w \cdot L_w'$ とする。

D_w : 羽根径 (m)

L_w' : 有効羽根区間長 (m)で、 $L_w - D_w$ とする。

L_w : 羽根区間長 (m)

τ_g : 現地での引抜き実験で得られた最大引抜き抵抗力を羽根円筒表面積で除して求めた鋼管周辺土のせん断強さ、あるいは、現地調査等から設定した粘着力と内部摩擦角から求まる鋼管周辺土のせん断強さで、後者の場合は、以下のとおりとする。

$$\tau_g = c + f_t \cdot \sigma_v' \cdot \tan \phi \quad (4.8)$$

c : 粘着力 (kN/m²)

ϕ : 内部摩擦角 (rad)

σ_v' : 有効上載圧 (kN/m²)で、 $\sigma_v' = \sigma_v - u$ とする。

u : 間隙水圧 (kN/m²)

σ_v : 羽根区間の平均上載圧 (kN/m²)で、 $\sigma_v = \gamma \cdot h_{wf}$ とする。

γ : 鋼管周辺土の単位体積重量 (kN/m³)

h_{wf} : 羽根区間長の有効土被り厚 (m)

f_t : 補正係数で、現状、粘着力を考慮する場合 $f_t = 1.0$ とする。

なお、概略検討において、砂質土地盤の土質定数として $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$, $c = 0$, $\phi = 35^\circ$ を仮定するか、これよりも小さな値を仮定する場合、 $f_t = 2.0$ とし、鋼管周辺土のせん断強さを推定してもよいものとする。

前節において、実測値 (4 データ) から求めた補正係数 f は平均 3.3、標準偏差 0.9 であったが、N 値から換算して求めた内部摩擦角 (平均 30.5°) は実際の値よりも小さめに推定されており、補正係数 f は大きめに計算されているものと考えられる。そこで、鉄道構造物等設計標準・同解説 土構造物の安定性照査に用いる盛土の設計用値を参照すると、砂質土地盤で最

も不安定化しやすい土質 3 (飽和度 100%) で、 $\gamma=18\text{kN/m}^3$ 、 $c=0$ 、 $\phi=35^\circ$ と設定されている。この土質 3 の設計用値を用いて、砂質土地盤の実測値 (4 データ) から前節の検討で推定した羽根部支圧抵抗と鋼管周面摩擦を控除した引抜き抵抗力により補正係数 f_t を計算した結果を表 4.5.6 に示す。この結果より、補正係数 f_t は平均 2.6、標準偏差 0.7 であり、KS176-LW2D90 (鉛直打設) と KMN176-LW0.5 (引抜き量が小さい) も加えて引抜き抵抗力の実測値と計算値を比較すると表 4.5.7、図 4.5.5 に示すとおり、下限値相当の値を評価している。

次に、砂質土 4 データの実測値を計算値で正規化した最大引抜き抵抗力と鋼管変位との関係を図 4.5.6 に示す。これより、基準引抜き抵抗力の発現には、25mm 程度変位することが条件であること、全長羽根付き鋼管に比べ先端区間羽根付き鋼管は、かなり安全側の評価になっていることが分かる。これは、先端区間羽根付き鋼管の最も前面側の羽根による支圧抵抗分を考慮していないためである。

表 4.5.6 鉄道標準の標準値を用いて求めた補正係数

試験ケース	最大荷重 実測値 (kN)	支圧抵抗 R_{wb}	鋼管周面摩擦 R_{sp}	実測値-支圧 -鋼管周面(kN)	単位体積重量 γ (kN/m ³)	内部摩擦角 ϕ (°)	羽根円筒表面積 A_{Lw} (m ²)	羽根部平均土被り h_{wf} (m)	羽根部周面抵抗 R_{wf}	補正係数 f_t
KS176-LW4	35	0.0	0.0	35	18.0	35.0	1.993	0.65	16.3	2.1
EB148-LW5	110	0.0	0.0	110	18.0	35.0	2.163	1.67	45.4	2.4
EB148-LW2	100	6.3	1.3	92	18.0	35.0	0.768	2.67	25.8	3.6
KM176-LW1	50	17.8	1.0	31	18.0	35.0	0.489	2.26	13.9	2.2

表 4.5.7 実測値と鉄道標準の標準値を用いた計算値との比較

試験ケース	羽根円筒表面積 A_{Lw} (m ²)	最大荷重 実測値 (kN)	最大荷重 応力度 (kN/m ²)	平均土被り厚 (m)	単位体積重量 γ (kN/m ³)	粘着力 c (kN/m ²)	内部摩擦角 ϕ (°)	補正係数 f_t	せん断強さ (kN/m ²)	引抜き抵抗力 計算値 (kN)	実測値 /計算値	備考
KS176-LW4	1.995	35	17.5	0.65	18	0	35.0	2.0	16.4	33	1.07	全長羽根付
EB148-LW5	2.163	110	50.9	1.67	18	0	35.0	2.0	42.0	91	1.21	全長羽根付
EB148-LW2	0.768	100	130.2	2.67	18	0	35.0	2.0	67.2	52	1.94	
KMN176-LW1	0.487	50	102.8	2.26	18	0	35.0	2.0	56.9	28	1.81	
KMN176-LW0.5	0.195	19	97.6	2.44	18	0	35.0	2.0	61.6	12	1.58	引抜き量小
KS176-LW2D90	1.069	50	46.8	1.06	18	0	35.0	2.0	26.7	29	1.75	鉛直打設

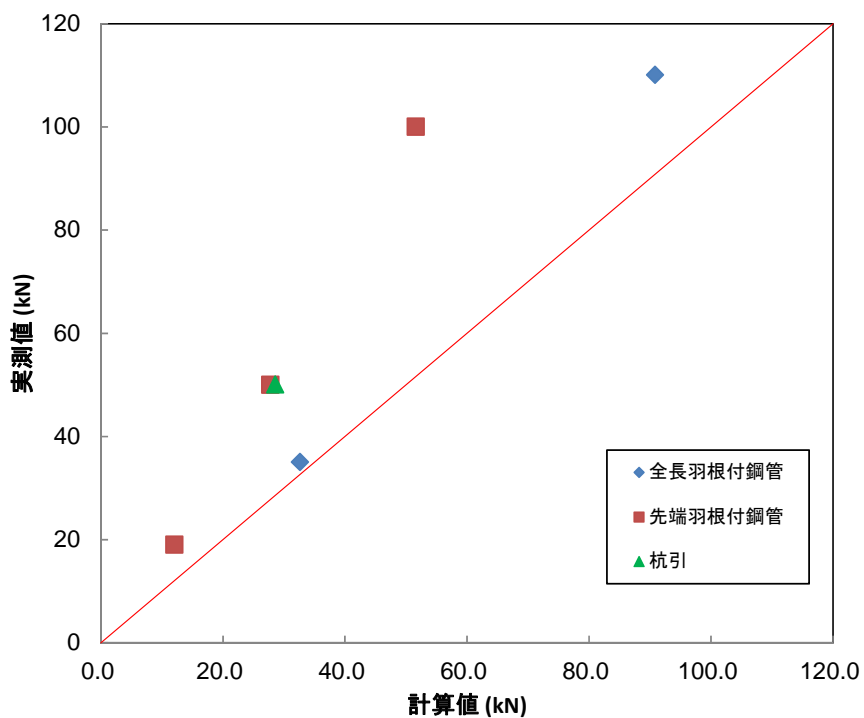


図 4.5.5 実測値と鉄道標準の標準値を用いた計算値との比較

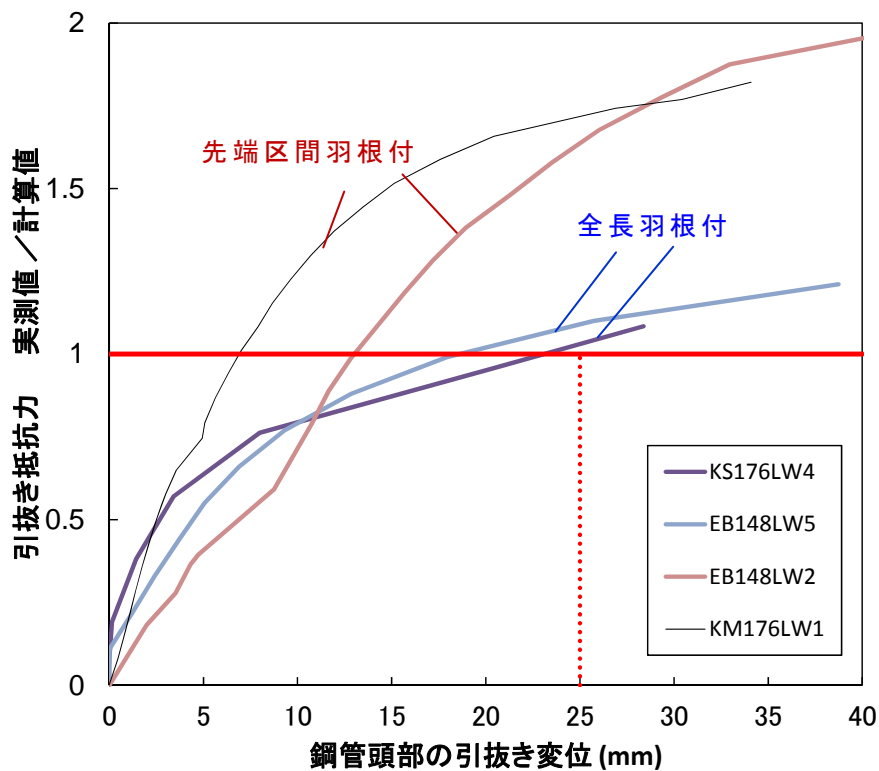


図 4.5.6 正規化した引抜き抵抗力と鋼管変位との関係

4. 6 本章のまとめ

本章では、斜面へ水平方向に回転貫入した鋼管の引抜き抵抗特性を明らかにすることを目的に実盛土における引抜き実験を実施した。そして、鉛直方向に杭として打設した羽根付き鋼管の評価法や一般の斜面安定工で用いられている補強材の引抜き抵抗の評価法を参考に、水平打設された鋼管の基準引抜き抵抗力の評価式を提案した。

以下に本章で得られた知見を示す。

- (1) 盛土へ水平方向に回転貫入した羽根付き鋼管は、羽根径 148～176mm、羽根区間長 0.5～5m、羽根区間の平均土被り厚 0.7～2.7m という条件で、1本あたり 19～110kN の最大引抜き抵抗力を発揮し、引抜き変位量が鋼管径程度の 50～70mm となってもその抵抗力が保持されることが分かった。
- (2) 表 4.2.1 に示す杭の引抜き抵抗評価式による計算値は、杭と同様に水平打設された羽根付き鋼管の引抜き抵抗力の下限値相当の値を評価することから、鉛直打設と水平打設された羽根付き鋼管の引抜き抵抗に有意な差はないものと考えられる。
- (3) 水平打設された羽根付き鋼管の最大引抜き抵抗力は土被り厚さに依存することを明らかにし、仮定した引抜き抵抗メカニズムに基づき羽根部周面抵抗、羽根部支圧抵抗、鋼管周面抵抗からなる式を設定し、有効土被り厚によって決まる鋼管周辺土のせん断強さとの関係を考察した。
- (4) 現地での引抜き実験や地盤調査がなされることを基本として、最大引抜き抵抗力の評価式を示すとともに、概略設計で標準的な地盤条件を用いた場合に下限値相当の最大引抜き抵抗力を推定する方法も提案した。

参考文献

- 4-1) 土質工学会：補強土工法，土質基礎工学ライブラリー29，1986.
- 4-2) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説 土構造物，2007.
- 4-3) National Highway Institute Office of Bridge Technology, : Mechanically stabilized earth walls and reinforced soil slopes design & construction guidelines, Publication No.FHWA-NHI-00-043, 2001.
- 4-4) 地盤工学会：地山補強土工法 設計・施工マニュアル，2011.
- 4-5) 中川一幸，梅田誠一，中潤植，田中紀朝：支圧型アンカーについて，地すべり 第23巻 第4号，pp-29-35，1987.
- 4-6) 砂防・地すべり技術センター：くさび型アンカー工法設計施工指針（改定第3版）建設技術審査証明事業（砂防技術），2007
- 4-7) 土木学会：回転圧入鋼管杭(NS エコスパイラル)の設計施工法に関する技術評価報告書，技術推進ライブラリーNo.7，2010.
- 4-8) The Federal Emergency Management Agency, : Protecting manufactured homes from floods and other hazards, FEMA P-85, Second Edition, 2009.
- 4-9) 土木学会：回転圧入鋼管杭(NS エコスパイラル)の設計施工法に関する技術評価報告書，技術推進ライブラリーNo.13，2013.
- 4-10) 地盤工学会：グラウンドアンカー設計・施工基準，同解説，2012.
- 4-11) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説（I 共通編・IV 下部構造編），2012.
- 4-12) 土木研究センター：多数アンカー式補強土壁工法 設計・施工マニュアル 第4版，2014.
- 4-13) 土木学会：パイプライン，新体系土木工学 96，1991.
- 4-14) 平田，永田：模型試験による回転圧入鋼管杭の引抜き抵抗の研究（その2：可視化および土圧測定試験），日本建築学会大会学術講演梗概集（北海道），pp.551-552，2004.
- 4-15) Ashraf Ghaly and Adel Hanna : Stresses and strains around helical screw anchors in sand, SOIL AND FOUNDATIONS Vol.32, No.4, pp.27-42, 1992.

第5章 羽根付き鋼管による斜面補強効果

5.1 概要

本章では、4章までに検討を行った羽根付き鋼管による斜面補強効果が実盛土で有効に発揮されることを実大の斜面除荷実験により確認する。

実験にあたっては、まず、斜面安定に関する実大実験の方法について既存の方法を調べる。次に、実大の試験盛土に3章で示した受圧板の荷重分担範囲が重なる間隔で、2組の受圧板を併用した鋼管を水平方向に回転貫入し、鋼管下方を除荷する実験を行って、鋼管上方の移動土塊の変位を計測し、受圧板間のアーチ効果と鋼管による部材抵抗（せん断、曲げ）を確認する。

更に、別の実盛土において、法尻を掘削する除荷実験を行い、受圧板がない場合の鋼管の部材抵抗を確認したうえで、高さ8m、幅11m、勾配1:33の斜面に9本の受圧板を併用した鋼管を打設して、補強斜面の安定性を長期的に確認する。

5.2 斜面安定に関する実大実験の方法

降雨や地震による斜面崩壊を実大規模で模擬する実験として、防災科学技術研究所では、GL+16mの高さから1時間あたり15～300mmの雨量を発生させることのできる大型降雨実験施設により、地すべり時の災害^{例えば 5-1)}を模擬した実験を行っている。また、同研究所のE-Defenceでは、大型振動台装置を用いて地震時における斜面の挙動を確認する実験^{例えば 5-2)}も行われている。

鉄道総合技術研究所では、1時間あたり7～300mmの雨量を発生させることができ、高さ5mの土層枠を有する大型降雨実験施設により、降雨に対する鉄道斜面の安定性を対象にした実験^{例えば 5-3)}等を行っている。

土木研究所では、1時間あたり10～100mmの雨量を発生させることができ、高さ5mの土層枠を有する大型降雨実験土槽により、河川堤防の浸透に関する実験^{例えば 5-4)}等を行っている。

降雨実験以外で斜面の法尻の不安定化を模擬する除荷実験の方法として、

伊藤・豊澤⁵⁻⁵⁾は、図 5.2.1 と写真 5.2.1 に示す実大斜面の下部をバックホウで掘削する除荷実験を実施し、掘削幅や側面境界条件を一致させることで、別途実施した遠心模型実験と崩壊挙動を整合させることができることを示している。

これらの実験方法と小型模型による除荷実験方法⁵⁻⁶⁾⁵⁻⁷⁾を参考に、羽根付き鋼管で補強された斜面に対して、法尻の湿潤による不安定化を模擬した実大盛土による除荷実験を行う方法として、バックホウによる掘削、降下板の利用、油圧ジャッキの利用という3種類の除荷方法を検討した。

構築可能な移動層の寸法、移動層荷重の測定可否等の条件から、第3章で実施した受圧板の荷重分担範囲に関する実験では油圧ジャッキ（移動層寸法小、移動層荷重測定可）を利用し、本章の羽根付き鋼管の補強効果を確認する除荷実験については、降下板の利用と法尻掘削による方法（移動層寸法中、移動層荷重測定不可）を採用した。

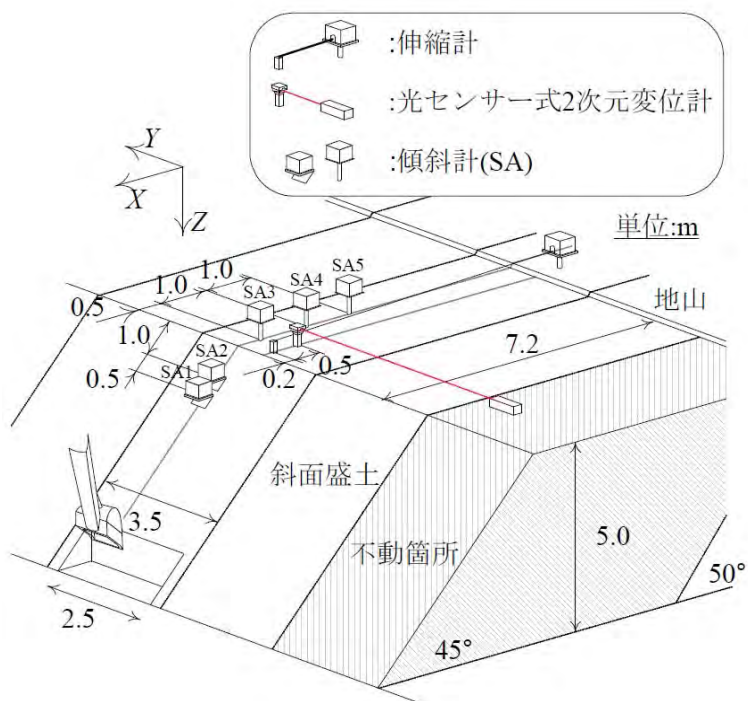


図 5.2.1 掘削による斜面除荷実験の条件⁵⁻⁵⁾



写真 5.2.1 掘削による斜面の実験状況⁵⁻⁵⁾

5. 3 受圧板間のアーチ効果に関する除荷実験

5. 3. 1 実験概要

隣り合う受圧板間に生じるアーチ効果によって支持される鋼管上方の移動土塊の安定性を確認するため、実大の試験盛土へ2組の受圧板を併用した鋼管を並列に打設し、法尻を除荷する実験を行った。

試験盛土の概要図を図 5.3.1 に、全景を写真 5.3.1 に示す。本盛土において、受圧板を併用した鋼管の配置は、3章式 3.1 から求まる荷重分担範囲（1本当たり幅 2.8m）が重なるように設定した。

盛土の構築にあたって、まず不動層（礫混じり砂）の高さ 2.4m までを傾斜角度 45° に成形した。次に、基盤から 1.3~1.4m の高さに 2.5m の間隔をあけて、仰角約 3.5° で2本の鋼管を不動層へ 1.8m 回転貫入し、不動層の斜面に土木シートを1枚設置してすべり面を設けてから、移動層（砂質土）を正面から見て幅 3.1~5.1m、側方から見て幅 0.7~0.9m、傾斜角度 43° で構築した。

また、移動層の法尻を除荷するため、図 5.3.2 に示すように、基盤面に設置した鉄板上に単管7本を結束した束を並べて配置し、その単管束上に鉄板を載せ、その鉄板にバックホウと人力で砂を積上げ移動層を構築した。表 5.3.1 に示すように不動層の地盤は、N 値 27~50 の礫混じり砂で、移動層は湿潤密度 1.9g/cm³、含水比約 17%の砂である。

鋼管のサイズは、2本とも鋼管径φ 60.5mm、長さ 3m、羽根径 160mm、羽根区間長 0.64m で、その鋼管頭部に、高さ×幅のサイズが 600×600mm の受圧板を移動層の構築時に設置した。受圧板の配置角度は、一方が水平に対して 90°（鋼管にほぼ直行）で、もう一方が水平に対して 43°（斜面に沿った角度）とした。

除荷実験時の計測項目を表 5.3.2 に、計測計画断面図を図 5.3.3 に示す。法尻、鉄板に変位計を、鋼管に変位計とひずみゲージを、受圧板に傾斜計を設置した。また、法尻から 500mm 下方の移動層斜面に標点を配置した。除荷実験では、まず単管の結束を外して、3段積みの単管を移動層の自重で崩すことにより鉄板の法先側を 34mm 降下（イベント A）させた。次に、移動層を支持している鉄板をバックホウのバケットで叩き振動を与え単管

を動かすことで鉄板の法先側を 99mm まで降下（イベント B）させた。更に受圧板間の法尻をバックホウでオーバーハングに掘削（イベント C）し、加えて鉄板をバックホウのバケットで鉄板を叩き除荷を行った。

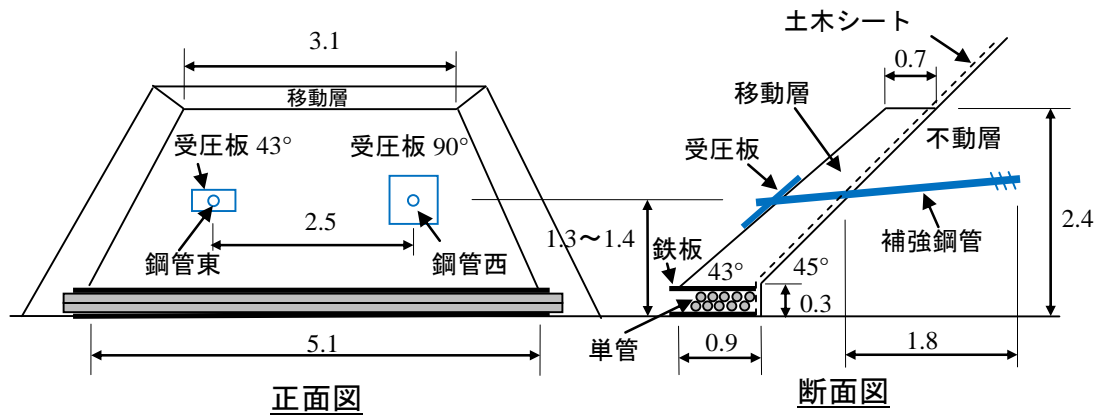
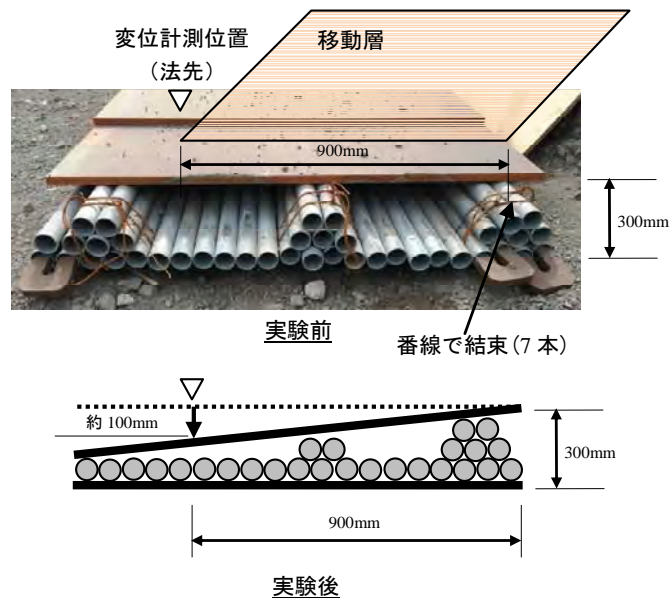


図 5.3.1 試験盛土概要図 (単位 : m)



写真 5.3.1 試験盛土全景



番線を切断すると単管(コロ)がずれて鉄板が下方に変位

図 5.3.2 法尻の除荷装置

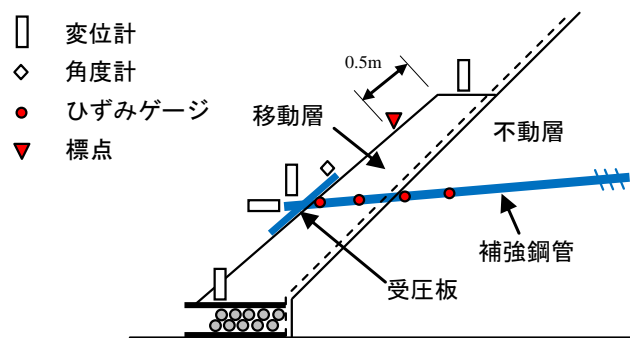


図 5.3.3 計測計画断面図

表 5.3.1 盛土地盤

盛土箇所／種別	試験項目		試験結果
不動層／礫(鉦滓)混じり砂	土粒子密度	ρ_s (g/cm ³)	3.36
		粒度	最大粒径 (mm)
	標準貫入試験	均等係数 U_c	8.74
		50%粒径 D_{50} (mm)	3.37
		盛土天端～天端-3m N 値	27～50
		天端-3m～-4.45m N 値	6～9
移動層／砂質土	土粒子密度	ρ_s (g/cm ³)	2.79
		粒度	最大粒径 (mm)
	現場密度	均等係数 U_c	4.96
		50%粒径 D_{50} (mm)	0.418
		湿潤密度 ρ_t (g/cm ³)	1.90
		乾燥密度 ρ_d (g/cm ³)	1.63
		含水比 w (%)	16.7

表 5.3.2 計測項目

計測箇所	計測方法	箇所数	備考	
鉄板 鋼管	変位計	鉛直 2 点	2 本の鋼管頭部に配置 水平変位は手前方向	
	変位計	鉛直 2 点 水平 2 点		
受圧板 移動層法肩 移動層表面	ひずみ	16 点		2 本の鋼管部分の上下
	角度計	2 点		2 枚の受圧板頭部に配置
	変位計 VTR	鉛直 4 点 2 箇所	斜め正面から 2 方向 法肩から 500mm 下がりに標点を設置	

5. 3. 2 実験結果と考察

(1) クラック発生状況と補強効果

イベント A, B, C における移動層斜面のクラック発生状況を図 5.3.4 に、各イベントと実験終了時における斜面の状態を写真 5.3.2～写真 5.3.5 に示す。写真 5.3.2 に示すイベント A で 2 本の鋼管を水平につなぐクラックが発生し、写真 5.3.3 に示すイベント B では、イベント A で生じたクラックの幅が大きく広がると共に、そのクラックより上側に 2 本の鋼管と法肩中央から 700mm（斜面長さ）下の頂点をつなぐアーチ状のクラックが発生した。写真 5.3.4 に示すイベント C では更に 2 本の鋼管と法肩中央から約 400mm（斜面長さ）下の頂点をつなぎ、正面から見て受圧板の水平面から約 30° 斜め上方に立ち上がるアーチ状のクラックが新たに発生した。

一方、移動層の法肩はイベント A～C の間、変位が生じておらず、イベント C で法肩と不動層の境界付近に一部クラックが生じただけであり、受圧板併用の鋼管により斜面が十分に補強されたことを確認した。

鋼管についても、引抜きによる軸方向変位は生じておらず、鉛直方向の変位も最大 3mm と小さかった。鋼管の鉛直変位が小さいため、角度を変えて配置した 2 枚の受圧板についても挙動の違いは見られなかったが、イベント C の最終段階で 90° の角度で配置した受圧板に比べて、43° で配置した方の回転変位が大きくなった。

(2) 鋼管の分担荷重と部材抵抗

2 本の鋼管のうち変位とひずみが若干大きかった鋼管東について、イベント C におけるひずみから換算した曲げモーメント、せん断力、荷重分布を図 5.3.5 に示す。せん断力分布は曲げモーメントの 1 階微分、荷重分布は 2 階微分により求め、1 度微分する毎にスプライン補間⁵⁻⁸⁾を行って得られた分布である。この荷重分布のうち、鋼管頭部側で負の値をとる領域について積分したものを鋼管が受けた荷重と考えると 1.6kN となる。

一方、3 章式 3.1 で算定した荷重分担範囲から求まる移動層の土塊重量は 1 本当たり 22kN であり、計測ひずみから換算した値の約 14 倍となる。これは、法尻を除荷した際に、2 本の鋼管を水平につなぐクラックが生じるものの、鋼管より下方の移動層が鋼管の下方へのたわみを抑えるため、

鋼管に生じる曲げモーメントが小さく、鋼管より上方の移動層の変位も抑制されたことによるものと推察する。

本実験において、写真 5.3.6 に示すように除荷実験最終時点における移動層を側方から見ると、クラックは生じているものの鋼管から斜め下方向に移動土塊が留まっている。よって、この移動土塊が自立し鋼管を支持するため、鋼管に小さなひずみしか生じず、荷重分担範囲の移動層が支持されたものと考えられる。

(3) 移動層の安定に必要な補強効果

図 5.3.6 に鋼管のひずみから換算した軸力とせん断力を元に、移動層の安定について極限平衡法で検討した結果を示す。鋼管に生じた 1 本当たりの軸力が 4kN で、せん断力が 0.5kN の場合、荷重分担範囲の移動層の土塊重量を 22kN とすると、安全率 1 で斜面が釣り合うためには、鋼管が下方から 7kN の地盤反力で支持される必要がある。逆に、鋼管が下方から地盤反力を得られない場合は、鋼管の軸力が 7kN 発揮される必要があるが、鋼管の最大引抜き抵抗力（4章の KMW160-LW0.6A,B）は 76～82kN なので、仮に鋼管が下方からの地盤反力を得られないとしても、荷重分担範囲の移動層は支持される可能性が高い。

(4) 鋼管を支持する移動層の地盤反力の推定

弾性床土上の梁モデルで鋼管東の部材抵抗を試算する。計算条件については図 5.3.7 に示すように、荷重分担範囲の評価式による 22kN を三角形分布として作用させ、N 値 27 として不動層の地盤ばねを設定した。なお、地盤ばねの値は、鉄道構造物等設計標準・同解説 基礎構造物・抗土圧構造物 (2000)の方法により、変形係数を $E_0=2500 \cdot N$ (N は N 値) として求めた。

この条件で鋼管頭部の鉛直変位が実測鉛直変位 3mm と合うための移動層の地盤ばねは、N 値 2.1 相当の地盤ばねと求まり、その時の鋼管の変位分布を図 5.3.8 に、鋼管の曲げモーメント分布を実測ひずみから換算した曲げモーメント分布と合わせて図 5.3.9 に示す。

実測値に比べ計算値の曲げモーメントは 3 倍程度大きいですが、本モデルで移動層の地盤反力がないものとするすると移動土塊の重量が 1kN 弱で鋼管頭部の鉛直変位が 3mm となること、本モデルの移動層による地盤反力の合計は

13kNであり, 図 5.3.6 で求めた 7kN から大きくは外れていないことから, 本実験では移動層の地盤反力が鋼管を支持していたものと考えられる。

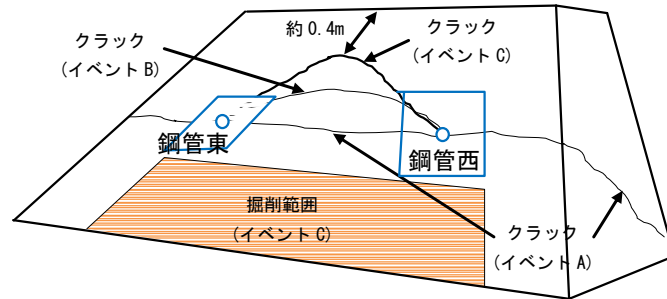


図 5.3.4 クラック発生状況



写真 5.3.2 イベント A の正面から見た状況



写真 5.3.3 イベント B の正面から見た状況



写真 5.3.4 イベント C の正面から見た状況



写真 5.3.5 除荷実験最終時点（イベント C）



写真 5.3.6 実験終了時における移動層の側方

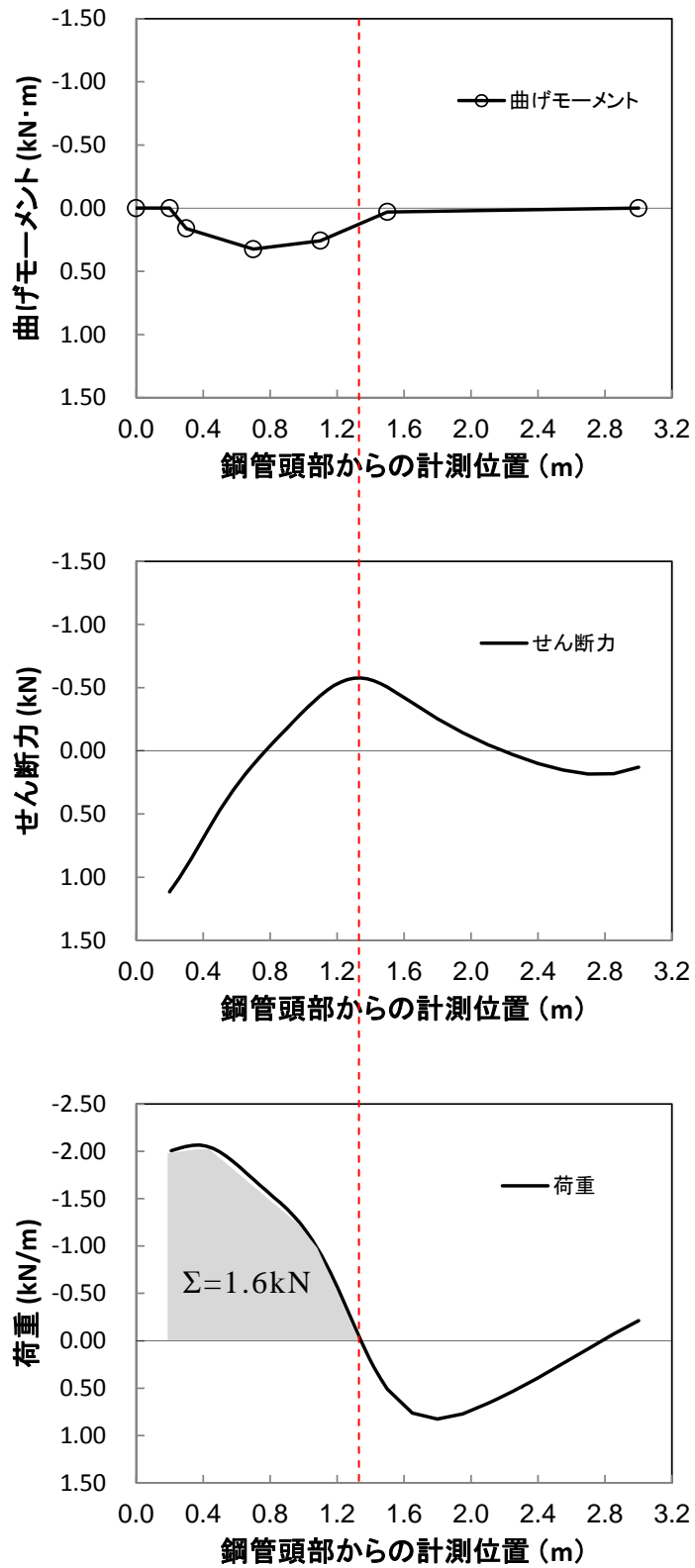


図 5.3.5 鋼管の曲げモーメント，せん断力，荷重分布（鋼管東）

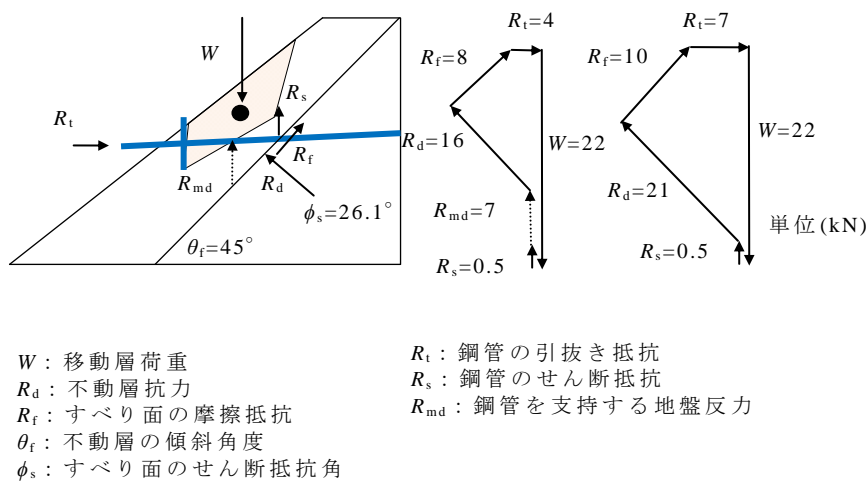


図 5.3.6 除荷実験において移動層が安定している時の補強効果

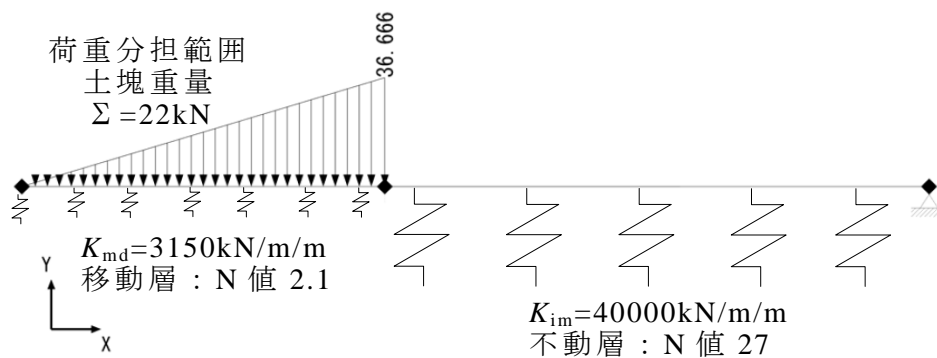


図 5.3.7 弾性床上の梁モデルによる部材抵抗の検討

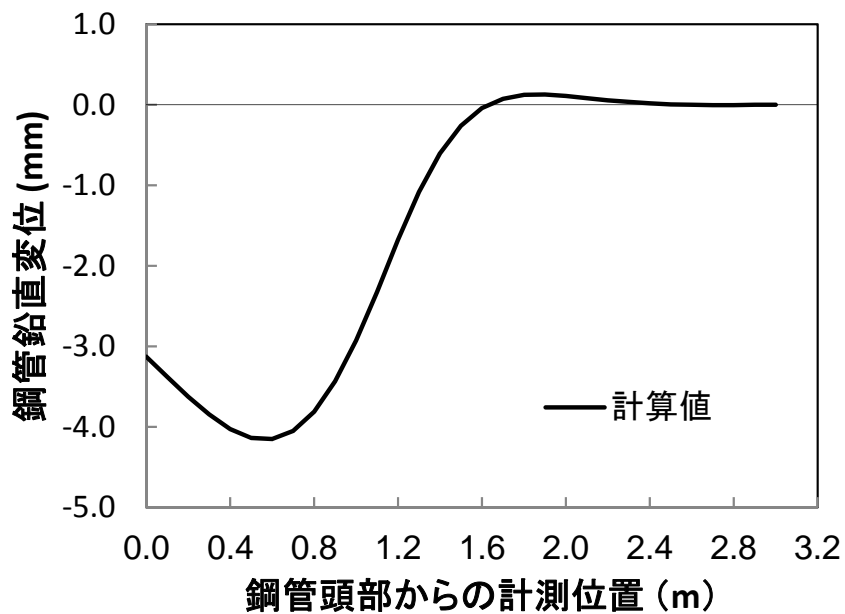


図 5.3.8 鋼管の鉛直変位分布

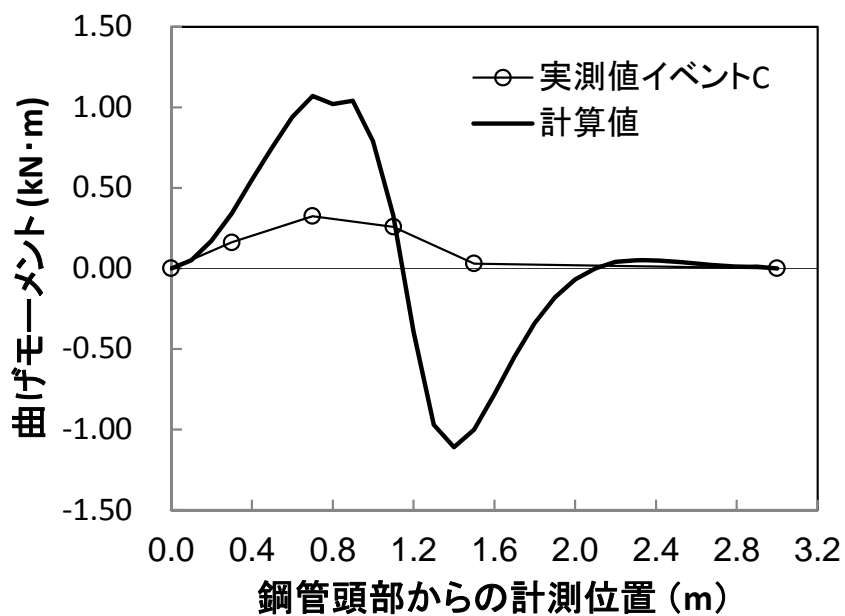


図 5.3.9 鋼管の曲げモーメント分布

5. 3. 3 受圧板間のアーチ効果

2組の受圧板を併用した鋼管で補強した斜面の除荷実験とその考察により、受圧板間のアーチ効果等について以下のことを確認した。

- (1) 本実験条件において、鋼管径 60.5mm の鋼管と一辺が 600mm の受圧板を評価式による荷重分担範囲が重なるように 2.5m の間隔で斜面に設置することで、法尻が除荷された場合でも鋼管上方の移動層が支持され、法肩変位を抑制することができる。
- (2) 受圧板間をオーバーハング掘削した際に、2本の鋼管から互いに正面から見て水平面から約 30° 方向上方にクラックが広がり、アーチが形成されることを確認した。3章式 3.1 から求まるアーチが広がる角度は約 35° であるため、本実験において、評価式は安全側の荷重分担範囲を推定しているといえる。
- (3) 移動層全体のつり合い計算と弾性床上の梁モデルにより鋼管部材抵抗を検討した結果、本実験では、除荷した際に鋼管周りに地盤が留まって鋼管を支持することにより鋼管のたわみが抑えられ、荷重分担範囲の移動層を支持するために十分な部材抵抗が発揮されたものと考えられる。

5. 4 法尻掘削による除荷実験

5. 4. 1 実験概要

実盛土において、法尻の不安定化を模擬するため、伊藤・豊澤⁵⁻⁵⁾による実験を参考に、法尻掘削による斜面の除荷実験を行った。

実験方法は、図 5.4.1 に示すように実盛土に移動層を覆土し、斜面に無補強区間と補強区間を設け、それぞれの法尻を徐々に掘削し、各掘削段階における移動層の変位量等を測定することとした。そして、それらの結果から分かる両区間の斜面挙動の違いから、鋼管による補強効果を確認した。また、前節の実験では、鋼管の頭部に受圧板を取り付けたが、本実験では遠心模型実験⁵⁻⁹⁾⁵⁻¹⁰⁾と同様に、受圧板を設置しない条件で、鋼管の補強効果を確認することとした。

除荷時に鋼管が負担する移動層の上載圧を把握するため、図 5.4.2 に示すひずみゲージを取り付けた2本の鋼管(鋼管径 76.3mm, 羽根外径 176mm, 長さ 5.8m)を受圧板の無い状態で設置した。ひずみゲージは、移動層変位の影響が大きいと予想される継手より手前側の4断面上下位置で鋼管軸方向に取り付けた。ひずみゲージ付き鋼管の施工位置を図 5.4.3 に、その鋼管と後述する移動層の変位を測定するために設置した測量杭を斜面垂直方向から見た配置を図 5.4.4 に示す。

鋼管の設置高さは GL+1.5m で、横方向は無補強区間と区分する仕切り板から水平方向に 1m 間隔をあけた位置(東側補強鋼管)とそこから更に 2m 間隔をあけた位置(西側補強鋼管)に配置し、仰角 5° で打設し、斜面表面から 0.24m 部材を突出させて打ち止めた。なお、実験で掘削する範囲に4章の引抜き実験を実施した KMN176-LW2 の試験体が入っており、本実験の前に盛土から撤去した。

次に、測量杭を前記図 5.4.4 で示したように、2本の鋼管と同じ高さである GL+1.5m に9本、それより上方の GL+2.1m に9本打設し、図 5.4.5 に示すように、上下段測量杭の中間(GL+1.8m)に基準梁を設けて、18組の変位計を設置した。写真 5.4.1 に斜面側方から見た測量杭と変位計の設置状況を示す。これらの測量杭は、斜面掘削実験中に移動層の動きを変位計で連続的に計測するため配置したものであるが、移動層の変位に伴い変位計

を固定した基準梁が動く可能性があるため、それが生じた際に変位量を補正できるように各掘削 **STEP** の前後で測量を行った。

以上の装置により、各掘削段階において、移動層の変位、鋼管のひずみを連続的に計測した。

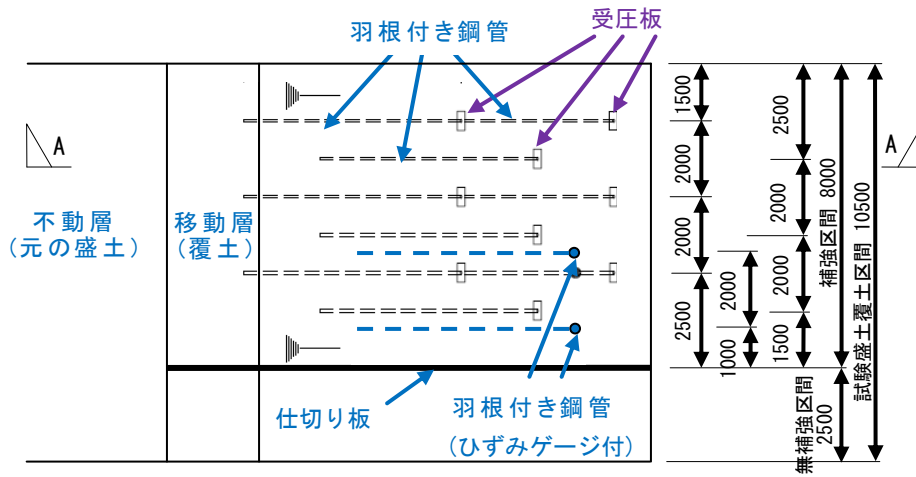


図 5.4.1 試験盛土平面図

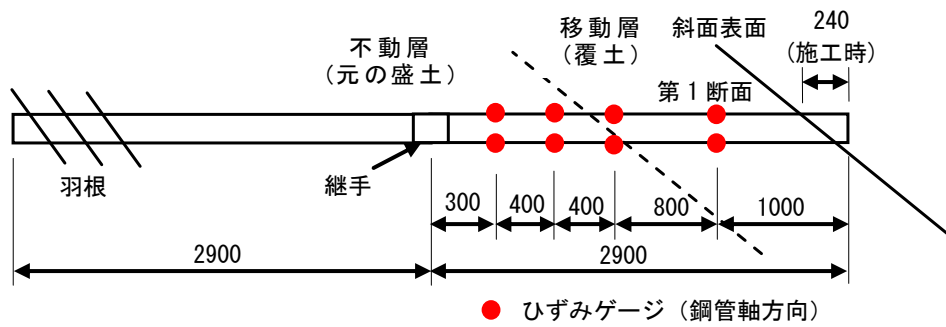


図 5.4.2 鋼管に取り付けたひずみゲージの配置

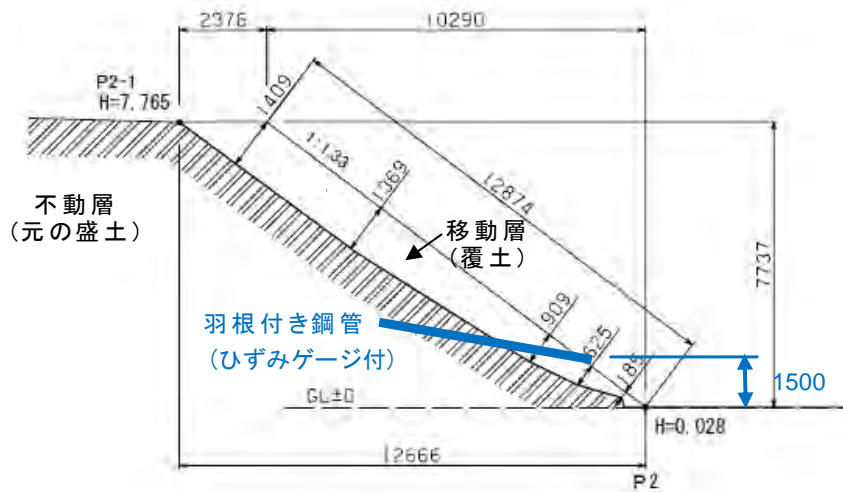


図 5.4.3 鋼管の打設位置 (盛土断面)

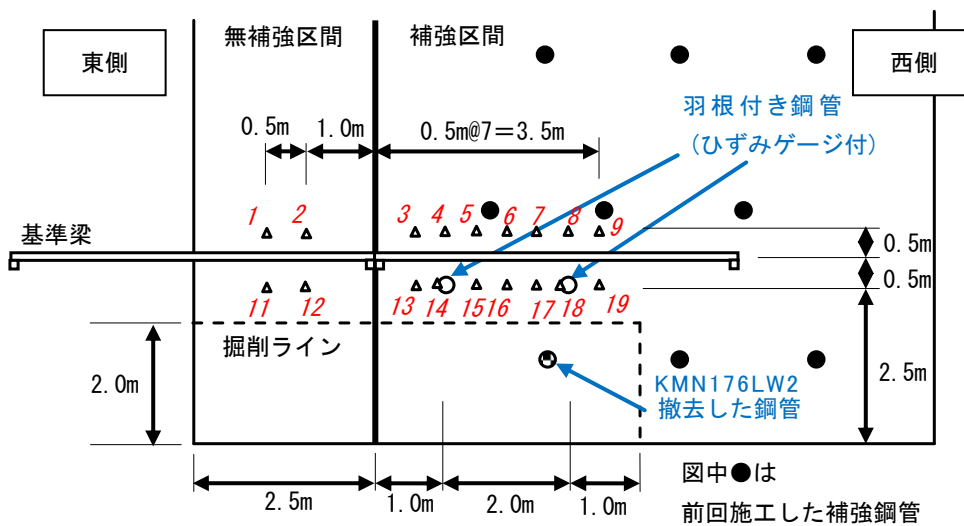


図 5.4.4 鋼管と測量杭の配置 (△印) と番号 (赤色数字)

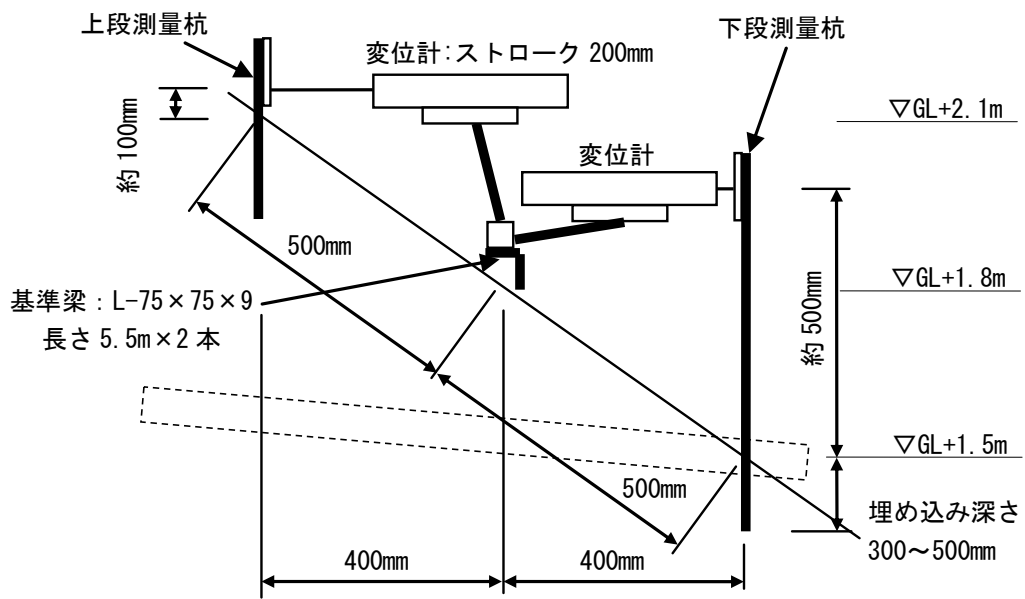


図 5.4.5 変位計による測量杭の水平変位の測定方法



写真 5.4.1 変位計の設置状況(写真左)と測量杭(写真右)

5. 4. 2 実験結果と考察

掘削実験は、2本のひずみゲージを取り付けた鋼管を施工した翌日に行った。鋼管と掘削範囲の位置関係を図 5.4.6 に、掘削実験前の状況を写真 5.4.2 に示す。

掘削ステップを以下に示す。

STEP 1 地表面から 1.2m の高さまで、法尻を垂直掘削

STEP 2 1.2m の高さを変えずに、法尻部分がオーバーハング状態になるように斜面の内部へ向かって掘削

STEP 3 STEP 2 と同じ要領で、更に斜面の内部へ深く法尻部分を掘削

有意な移動層の変位が生じるように GL+1.5m の高さに打設された鋼管の下方をバックホウによって徐々にすかし掘りすることとし、STEP1、STEP2、STEP3 の間に 15～20 分のインターバルを設けて、無補強区間と補強区間の斜面の挙動を比較しながら実験を進めた。

バックホウは平坦な場所で横移動させて、無補強区間と補強区間を連続して掘削し、補強区間と無補強区間の斜面にバケットを初回に挿入する角度は同じ条件とした。なお、試験盛土を構築する際に元の盛土に仕切り板を立ててから、両区間を覆土しているため、それぞれの移動層（覆土）の挙動は干渉しない状態となっている。

計測は STEP 1 の掘削と同時に開始し、175 分間継続した。東側と西側補強鋼管の中間点である測量杭 6、16（以降、イタリックの数字は測量杭の番号を示す）の変位と鋼管のひずみゲージ（第 1 断面）の時系列データを掘削や測量のイベントと移動層の崩壊過程との関係の 1 例として図 5.4.7 に示す。

また、変位計で測定した各イベントにおける最大変位量の推移を下段測量杭について図 5.4.8 に、上段測量杭について図 5.4.9 に示す。測量は、各ステップの間に前記図 5.4.4 に△印で示した測量杭に対して行った。上段の測量結果を図 5.4.10 に示す。無補強区間の東側上段の測量杭 1 で最大 8mm（測量結果）、補強区間の中央上段の測量杭 6 で最大 3mm（測量結果）の水平変位をいずれもオーバーハング掘削 2 を行った後の最終測量時に計測した。

(1) 垂直掘削の状況 (STEP1)

13時34分に垂直掘削と計測を開始し、経過時間【0～35分】(以下【】内は経過時間を示す)の間で、床付けレベル確認のための中断をはさみ、20分かけて掘削した。無補強区間の掘削した壁面(以下、掘削面という)を写真5.4.3に、補強区間の掘削面を写真5.4.4に示す。両区間とも掘削した壁面頭部に水平方向のクラックが入ったものの掘削面は自立しており、測量や各計測においても変化はみられなかった。

(2) オーバーハング掘削1の状況 (STEP2)

続いて、【40分】にオーバーハング掘削1を開始した。無補強区間の崩壊した掘削面を写真5.4.5に、補強区間の自立時点の掘削面を写真5.4.6に、その後崩壊した掘削面を写真5.4.7に示す。【40～46分】の6分間の掘削中に、無補強区間は崩壊したが、補強区間は掘削面が自立していた。その後、【46～62分】の16分間、そのままの状態を保持している間に、補強区間西側の掘削面が崩壊した。

一方、補強区間東側は測量杭部分に水平方向の新たなクラックが入ったものの自立を保っていた。また、前記図5.4.10に示す上段測量杭(GL+2.1mの高さ)の測量結果では、無補強および補強区間とも全体的にSTEP1から1mm程度の変位増であり、同様に前記図5.4.9に示す上段測量杭の変位測定結果も大きな変化がみられないことから、除荷による移動層地盤の影響範囲は掘削面近傍に限定されていたものと考えられる。

次に鋼管に着目し、前記図5.4.7に示す【46～62分】の鋼管のひずみをみると、オーバーハング掘削1の後で東側鋼管よりも、掘削面が崩壊した西側鋼管に若干ひずみが残留している。

(3) オーバーハング掘削2の状況 (STEP3)

最後の掘削ステップとして、【62分】からオーバーハング掘削2を開始し、【62～77分】の間で、掘削深さの確認のための中断をはさみ、9分間掘削した。写真5.4.8に無補強および補強区間の掘削面を示す。両区間とも掘削面の崩壊が進んだが、無補強区間は、掘削とほぼ同時に東側部分の掘削面がより大きく崩壊し、基準梁から上方へ斜距離1.5mの位置に水平方向のクラックが入ったのに対し、補強区間は、掘削とほぼ同時に前記写真

5.4.7 で示したオーバーハング掘削 1 にて、中央に生じたクラックが東側鋼管を通過して仕切り板まで水平に伸展して東側部分の掘削面が崩壊し、東側鋼管、西側鋼管とも斜面表面から 0.4m 程度突出した状態（試験前は 0.24m 突出）で安定した。

(4) 無補強区間と補強区間の差

前記図 5.4.10 に示す上段測量杭の測量結果では、無補強区間の測量杭 1 が最大で 8mm 変位しているのに対し、補強区間の測量杭の最大変位は測量杭 6 で 3mm に留まっており、斜面掘削およびそれに伴った崩壊による除荷が移動層に与える影響は無補強区間よりも補強区間において小さいことを示している。同様に、無補強区間と補強区間の上段測量杭の変位測定結果を比較した前記図 5.4.9 においても、無補強区間の方が変位量は大きく、更に無補強区間の測量杭 1 は、計測時間内で徐々に変位が伸びていた。

(5) 補強区間内の移動層の挙動

補強区間内における東側、中央、西側の移動層の挙動について着目すると、上段測量杭の変位を比較した前記図 5.4.9 の結果より、オーバーハング掘削 2 以降、補強区間東側の測量杭 3 の変位量は、他の測量杭に比べ 1～2mm 程度大きい。また、下段測量杭の変位を比較した前記図 5.4.8 の結果では、東側の測量杭 13 の変位量が中央 16, 17 と同等で他に比べ大きい。

これらの結果は、東側の測量杭 3, 13 の近傍には東側鋼管以外に変位を拘束するものがないのに対し、中央は東側と西側の鋼管の上方には別の鋼管が打設されており、西側は未掘削部があることにより地盤変位が抑制されていることを示していると考えられる。

(6) 鋼管の挙動

鋼管の挙動について着目すると、前記図 5.4.7 で示したオーバーハング掘削 2 以降の補強鋼管上下のひずみゲージの値は、正負が逆で絶対値がほぼ同等であり、引張応力は 0.08kN 以下で 4 章に示す引抜き実験（KMN176-LW1）における荷重－変位関係から鋼管先端はほとんど動いていないと考えられる。

次に、図 5.4.11 に示す西側鋼管の実測ひずみから求めた各イベントにおける最大の曲げモーメント（オーバーハング掘削時に瞬時に発生した変動値を除く）により、鋼管の曲げモーメントの推移に着目する。

これより、曲げモーメントの大きさは最大 $0.04\text{kN}\cdot\text{m}$ 強と小さなレベルであること、鋼管の上側が引張ひずみで、下側が圧縮ひずみであることから、上側に凸型の曲げモーメントが作用し、掘削が進むとともに増加していること、斜面底部の掘削された範囲は鋼管頭部の下方付近までであるため、盛土内部 5.6m の位置にある鋼管先端は下方に動かないと考えられることから、鋼管頭部は下方に変位したものと判断できる。

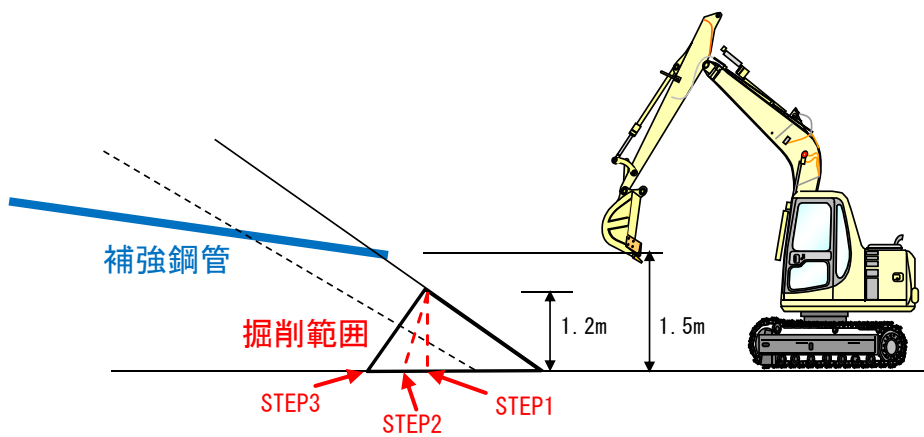


図 5.4.6 鋼管と掘削範囲の位置関係



写真 5.4.2 法尻掘削実験前の状況

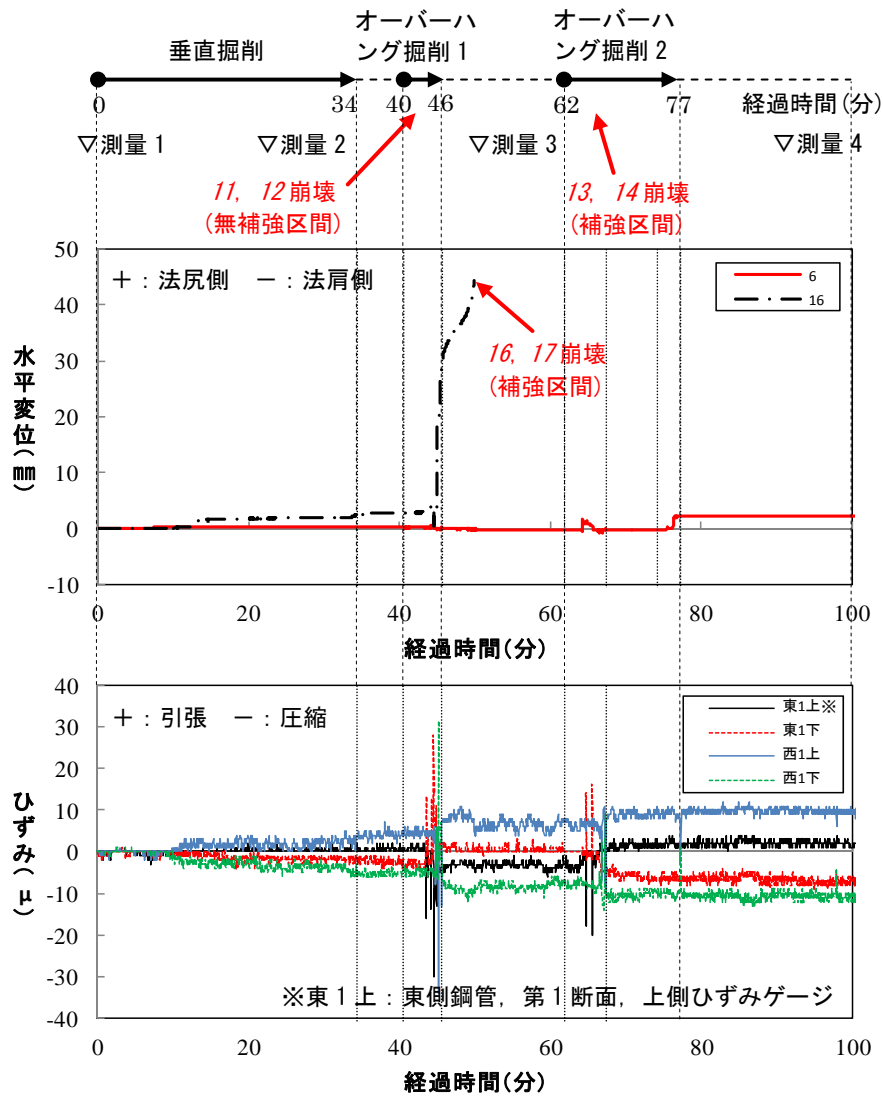


図 5.4.7 各イベントと計測した時系列データの関係

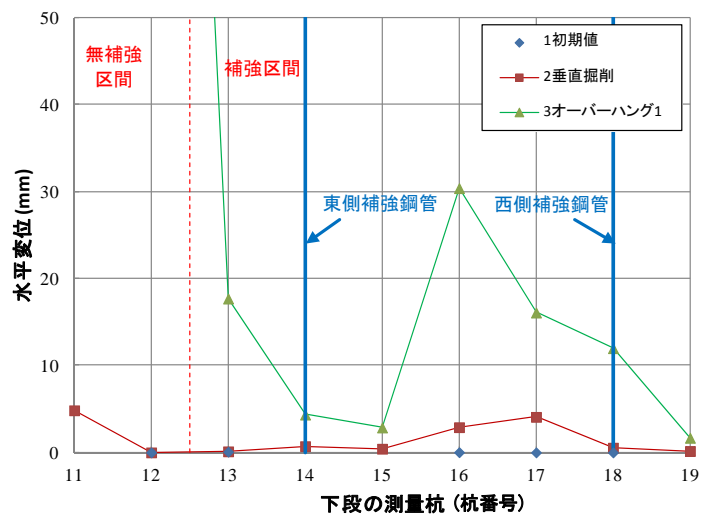


図 5.4.8 変位計による下段測量杭の水平変位の推移

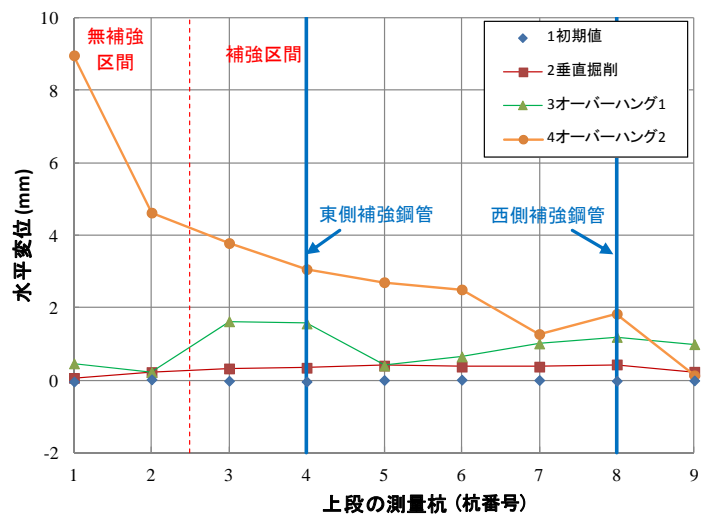


図 5.4.9 変位計による上段測量杭の水平変位の推移

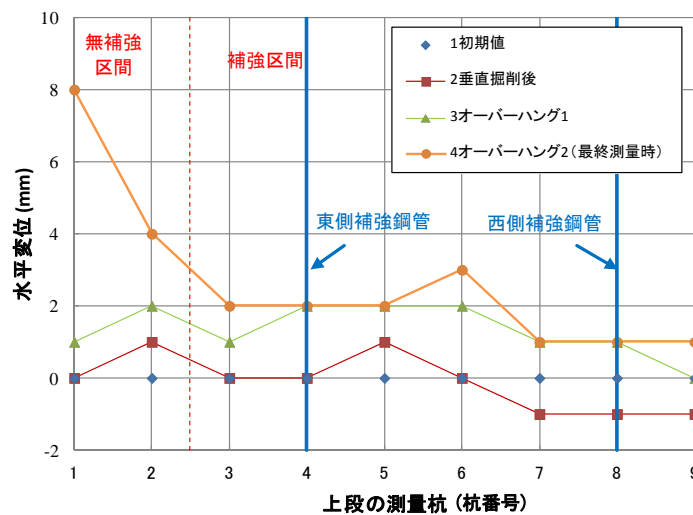


図 5.4.10 測量による上段測量杭の水平変位の推移



写真 5.4.3 無補強区間の垂直掘削面【30分】



写真 5.4.4 補強区間の垂直掘削面【31分】



写真 5.4.5 無補強区間のオーバーハング掘削面が崩壊【46分】



写真 5.4.6 補強区間のオーバーハング掘削面は自立【48分】



写真 5.4.7 補強区間の西側の掘削面が崩壊【51分】



写真 5.4.8 斜面正面から見たオーバーハング掘削面【70分】

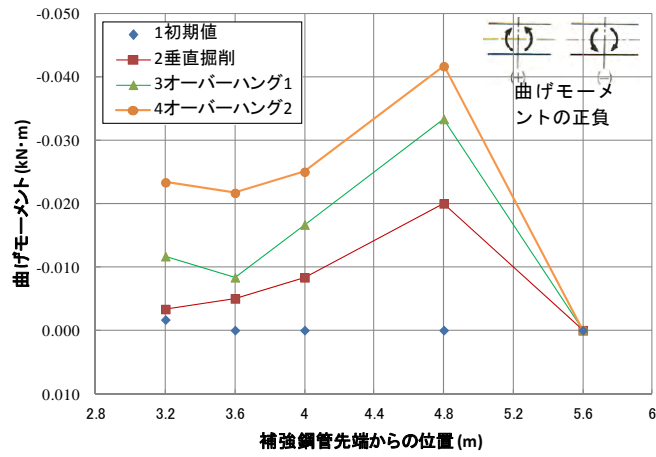


図 5.4.11 ひずみから換算した補強鋼管の曲げモーメント

5. 4. 3 鋼管による斜面補強効果

法尻掘削による斜面除荷実験の結果と考察より，羽根付き鋼管による斜面の補強効果について，以下のことを確認した。

- (1) 無補強斜面に比べ，補強斜面の除荷時における移動層の変位量が小さく抑えられていたことから，鋼管による斜面補強効果が発揮されていたといえる。
- (2) 本実験のように移動層が自立する程度の粘着力をもつ場合は，図 5.4.12 に示すように鋼管がクラックの起点となるものの，鋼管上方への崩壊の進行を抑えていた。よって，受圧板を設置しない鋼管でも，それを配置することによって，鋼管下方地盤の崩壊が上方へと進行していくことを抑える補強効果が発揮される。
- (3) 移動層が自立できる程度の粘着力をもつ場合，外径 $\phi 76.3\text{mm}$ の鋼管を 2m 間隔（配置間隔と鋼管径の比で 26）で配置しても(2)の補強効果が得られる。

なお，鋼管下方地盤が除荷によって消失すると，鋼管上方の移動層による上載荷重の大部分が鋼管に作用すると当初予想していたが，法尻掘削により除荷した後も鋼管の曲げモーメントは小さいオーダーに留まり，予想した結果とはならなかった。次節では，本実験を有限要素解析で再現することにより，この要因について更に調べる。

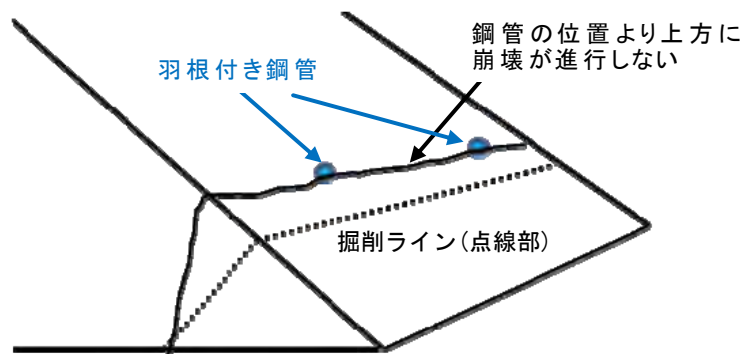


図 5.4.12 鋼管による法尻から上方への崩壊の進行を抑制する効果

5.5 法尻掘削実験の再現解析

5.5.1 解析の概要

前節の法尻掘削実験の結果を再現するため、2次元 FEM 解析を行った。解析モデルを図 5.5.1 に示す。2次元平面ひずみ条件による解析を用いた理由は、前節の実験で鋼管上方の測量杭位置における移動層の実測変位がどの位置でも数ミリオーダーであり、鋼管間で移動層のすり抜けが生じなかったことから、鋼管の離散配置を考慮していない本解析方法でも補強された盛土の挙動を把握できるものと判断した。

鋼管の解析パラメータを表 5.5.1 に示す。単位奥行きあたりの 2次元断面で解析を行うため、鋼管を平板としてモデル化し、鋼管の設置間隔は 2m のため、初期条件では奥行き 1m あたり 0.5 本分の剛性を入力値とした。すなわち、鋼管の有効抵抗幅は鋼管設置間隔と等しいと仮定した。

解析プログラムには DACSAR-M⁵⁻¹¹⁾ を使用し、地盤の構成則は Drucker-Prager モデルとした。地盤の解析パラメータを表 5.5.2 に示す。不動層（元の盛土）の粘着力と内部摩擦角は、一面せん断試験の結果から求めた値、移動層（覆土）の粘着力は一軸圧縮試験、内部摩擦角は簡易支持力測定器による換算値、ポアソン比、静止土圧係数は一般的な値とした。

盛土の境界条件は、盛土の背面と底面を変位固定とし、盛土への移動層による載荷や掘削による除荷を模擬できるように、盛土の幾何形状、解析ステップ、メッシュを設定した。

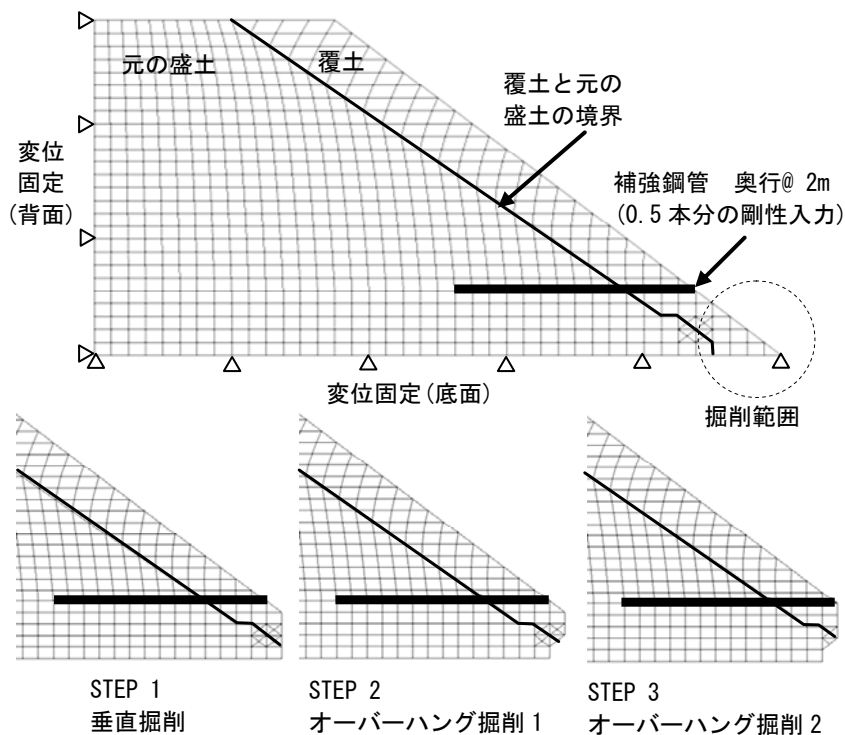


図 5.5.1 解析モデル

表 5.5.1 鋼管の解析パラメータ

項目	単位	補強鋼管
1m当り本数	本/m	0.5
ヤング率 E	kN/m ²	2.05×10^8
断面積 A	m ²	4.89×10^{-4}
断面二次モーメント I	m ⁴	3.36×10^{-7}

表 5.5.2 地盤の解析パラメータ

項目	単位	元の盛土	覆土
ヤング率 E	kN/m ²	1800	1200
ポアソン比 ν		0.333	0.333
粘着力 c	kN/m ²	39.3	17.1
内部摩擦角 ϕ	degree	39.2	27.6
静止土圧係数 K		0.5	0.5

5. 5. 2 解析結果と考察

本解析では、ほとんどの領域が弾性範囲内に収まっていたことから、まず、無補強と補強の両区間の移動層の実測変位が解析の計算値と合うようにパラメトリックスタディを行った。その結果、地盤の変形係数が不動層（元の盛土）で $E_1=1800\text{kN/m}^2$ 、移動層（覆土）で $E_2=1200\text{kN/m}^2$ であると推定した。図 5.5.2 に水平変位の実測値と解析結果を、図 5.5.3～図 5.5.5 に無補強区間と補強区間の解析結果を示す。無補強区間で推定した物性を用いて補強区間の解析を行ったところ、鋼管の曲げモーメントは図 5.5.6 に示すように、実測値に比べ、最大値で約 14 倍、ピーク以外の平均で約 5 倍大きな値となった。

そこで、次に地盤条件を変更して、解析による曲げモーメントの計算値を実測値に近づけることを試みた。まず、地盤のせん断強さに関わる粘着力 c 等の条件を変更してみたが、変位レベルが小さく弾性的な挙動が支配的であるため、計算結果は変わらなかった。次に、地盤の変形係数のみで曲げモーメントのオーダーを合せてみたところ、推定された不動層（元の盛土）の変形係数は $E_1=20000\text{kN/m}^2$ 程度となり、現実的ではない値が得られた。

よって、前記のパラメトリックスタディで推定した地盤の剛性値は妥当と判断し、鋼管の有効抵抗幅を変化させることで、計算値を実測値に近づける試みを行った。計算では、奥行き長さを 1m に固定しているため、有効抵抗幅（有効奥行幅）を変化させる代わりに、鋼管の断面性能を小さくする、すなわち、鋼管の断面積、断面二次モーメント等の断面性能を低減させることにより、有効抵抗幅を変化させたのと等価な計算を行った。

その結果（有効抵抗幅を変化させたときの曲げモーメント分布の計算値と実測値の比較）を前記図 5.5.6 に示す。これより、1/13 に断面性能を低減すると解析結果のオーダーが実測値に合うことがわかる。

これらの結果から、鋼管の有効抵抗幅は、2m の配置間隔に対して、0.15m（1/13）であったと考えられる。これは、鋼管外径（76.3mm）の約 2 倍に相当し、この範囲が鋼管に直接支持されている地盤の範囲であるものと考えられる。

図 5.5.7 に無補強区間と補強区間のオーバーハング掘削 1 における偏差ひずみの比較を示す。元の盛土の境界付近における移動層のひずみは、補強を施した場合、鋼管付近で小さくなっており、鋼管による変形の拘束効果が確認できる。

前記図 5.5.7 の局所的にひずみが低減している要素の応力状態を図 5.5.8 に示す。無対策の場合には、GL+1.2~2.4m の斜面表面に近い要素で水平方向に引張が発生しているのに対し、鋼管を配置すると、鋼管が引張力を負担し、鋼管まわりの要素には引張が生じていない。また、同範囲の要素の奥行き方向の直応力は、鋼管を配置することで増加している。

これらの結果は、下方の地盤が緩んでも、鋼管が上の地盤の水平方向への抜け出しを抑制しているとともに上載荷重も分散していることを表しているものであると考えられる。

また、法尻掘削実験による鋼管周りの地盤の状態を推測した模式図を図 5.5.9 に示す。法尻の抵抗力低下により生じる移動層内の引張力が鋼管に流れることで鋼管まわりの移動層が自立し、自立した移動層と鋼管によって、上方の移動層が支持される。これらの作用により、無補強区間に比べて補強区間の移動層は、自立しやすい状態になっていたものと考えられる。

ただし、最後に示した鋼管の有効抵抗幅の推定結果（杭径の約 2 倍）は、地すべり抑止杭等によってアーチ効果が期待できるといわれる杭間隔よりもはるかに小さい。一方、法尻掘削実験では鋼管径の 26 倍の間隔で補強効果が得られていることから、部材抵抗による補強効果は、平面的な鋼管の配置間隔で荷重を分担するのではなく、前記図 5.5.7 で示したように不安定化により生じる移動層内のひずみが鋼管を配置することで 3 次元的に分散され移動層の水平方向の抜け出しを抑制するものであると推定する。

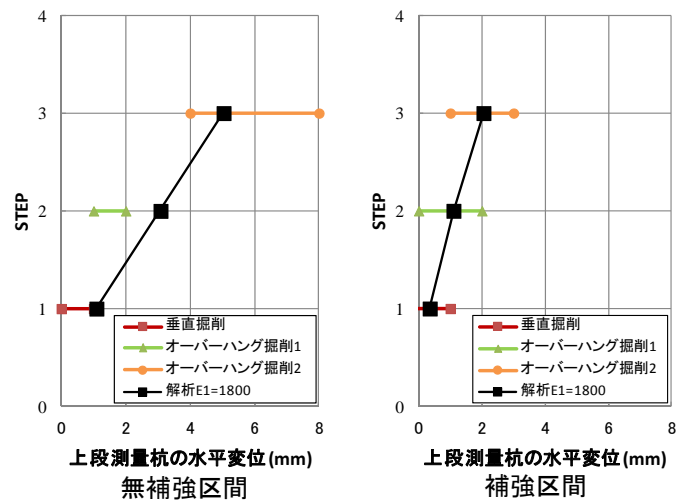
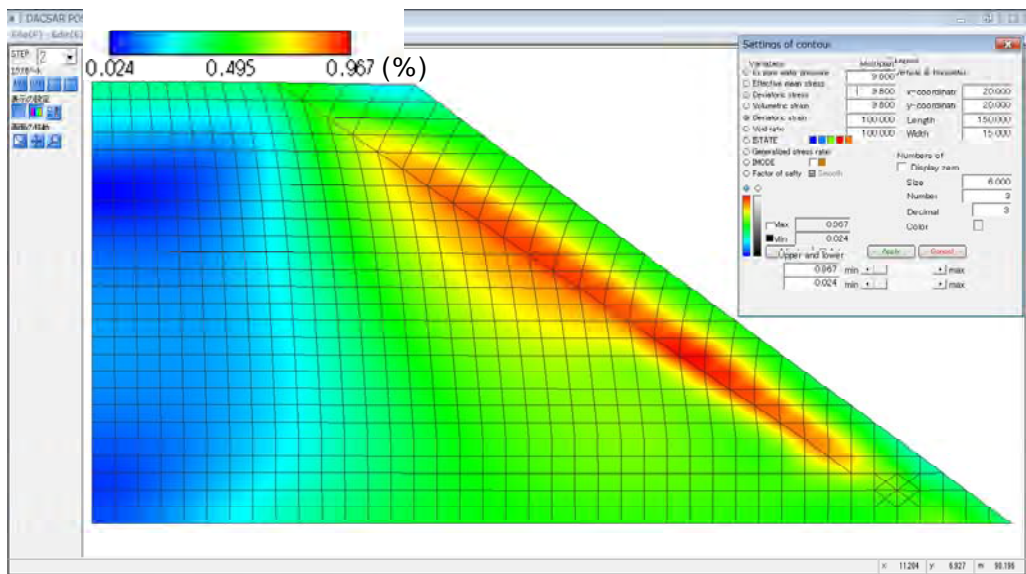
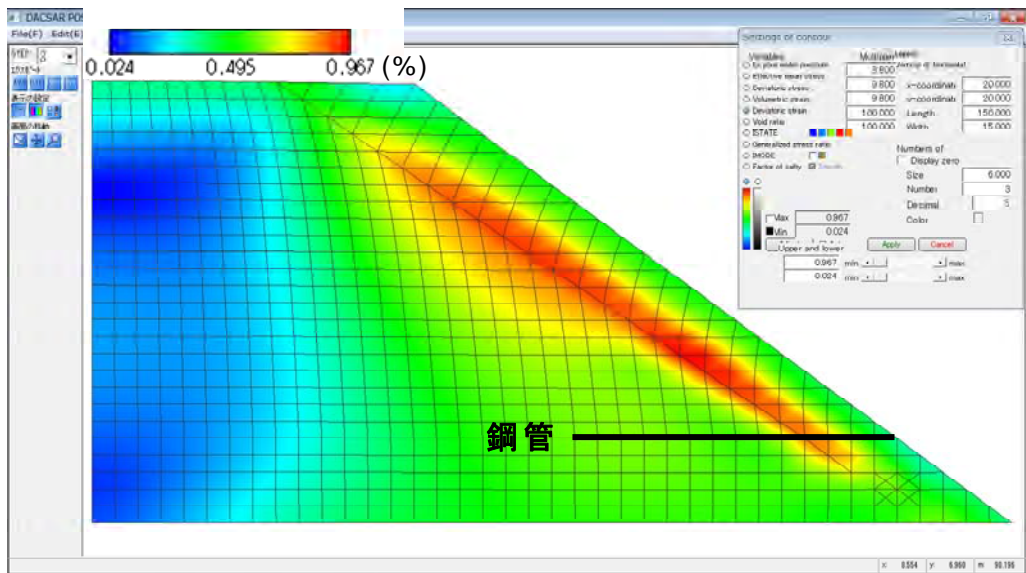


図 5.5.2 上段測量杭 (GL+2.1m) 水平変位の実測値と解析結果

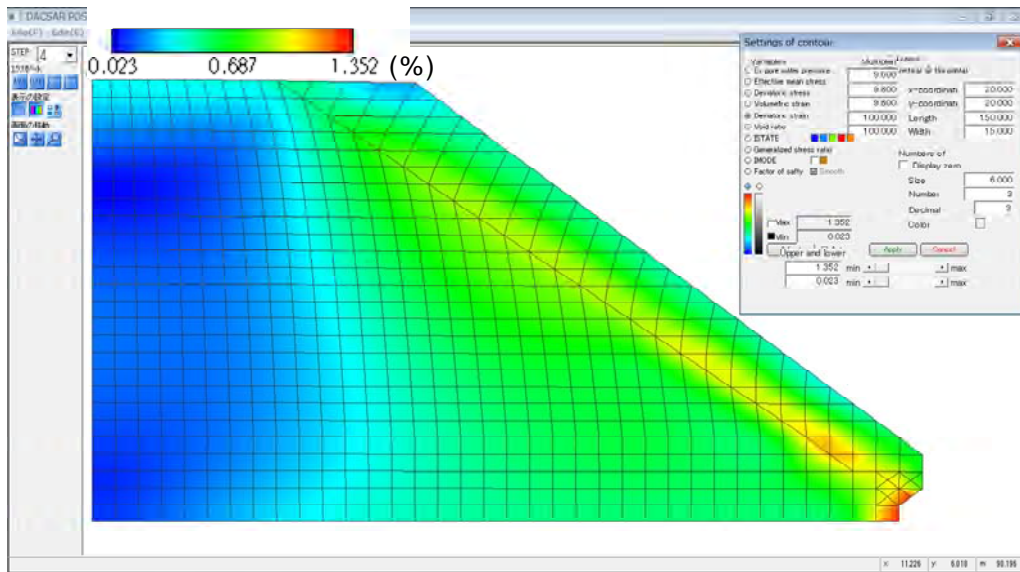


無補強区間

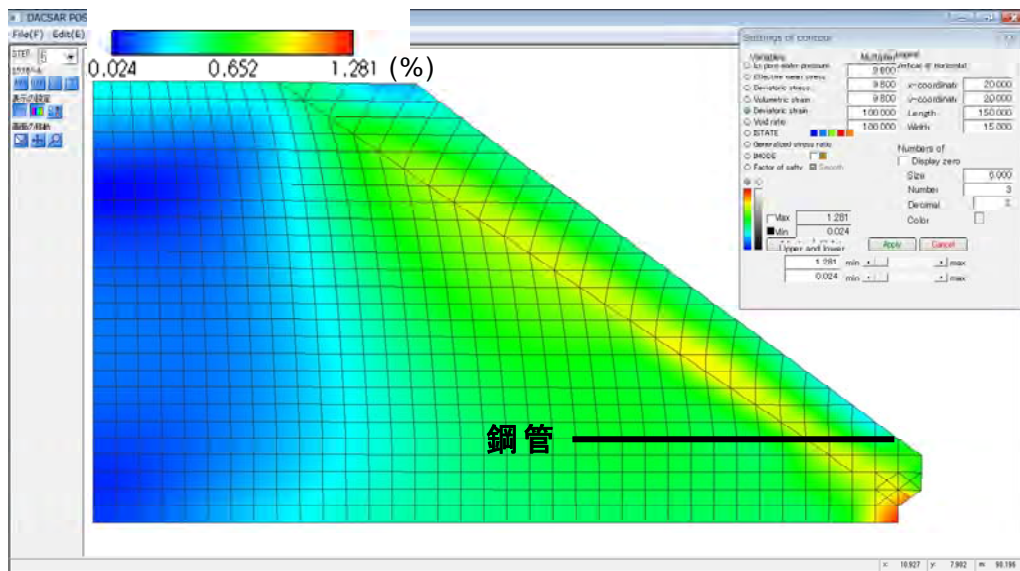


補強区間

図 5.5.3 盛土完成時の偏差ひずみの解析結果例

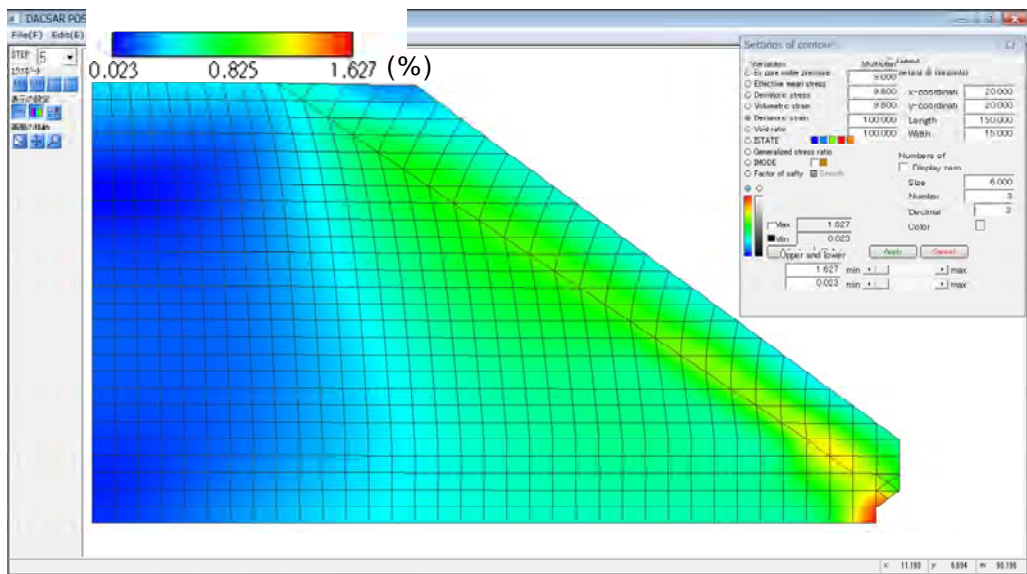


無補強区間

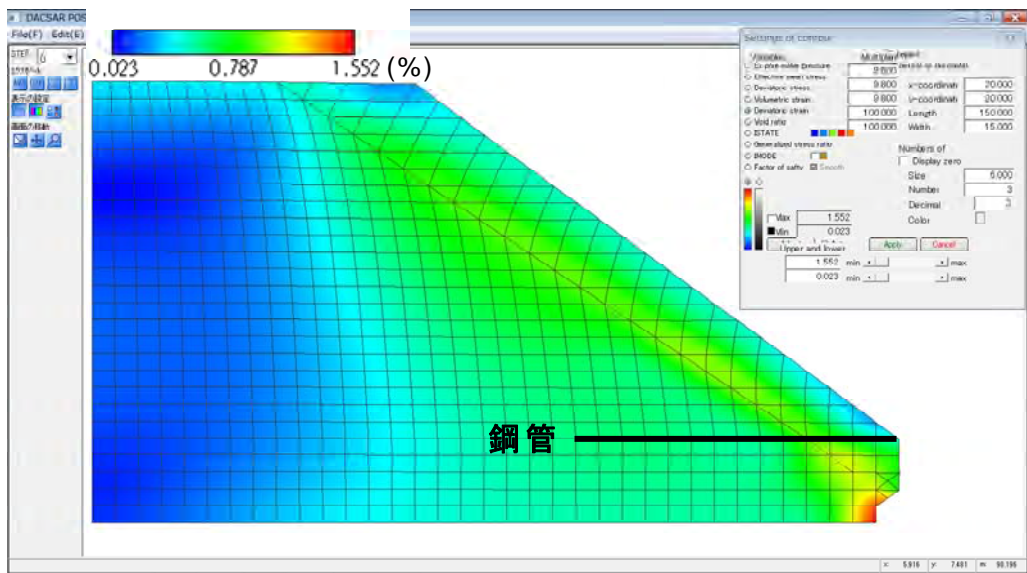


補強区間

図 5.5.4 オーバーハング掘削 1 の偏差ひずみ



無補強区間



補強区間

図 5.5.5 オーバーハング掘削 2 の偏差ひずみ

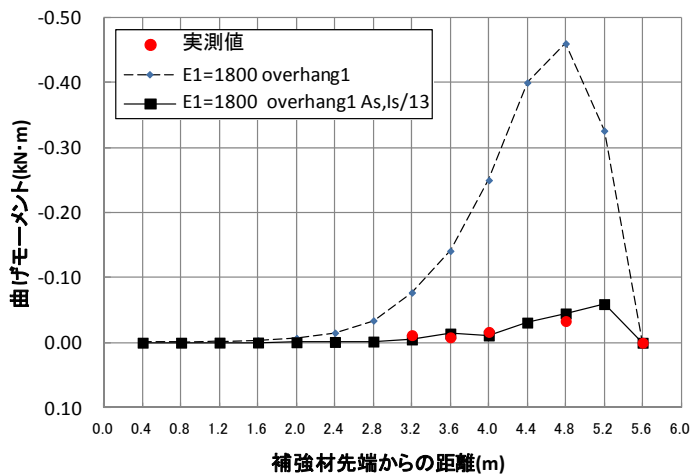


図 5.5.6 鋼管の曲げモーメントの実測と解析結果

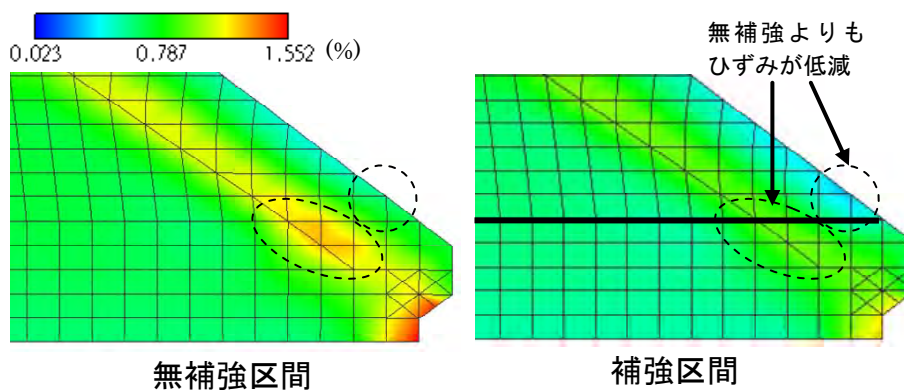


図 5.5.7 オーバーハング掘削 1 における偏差ひずみ

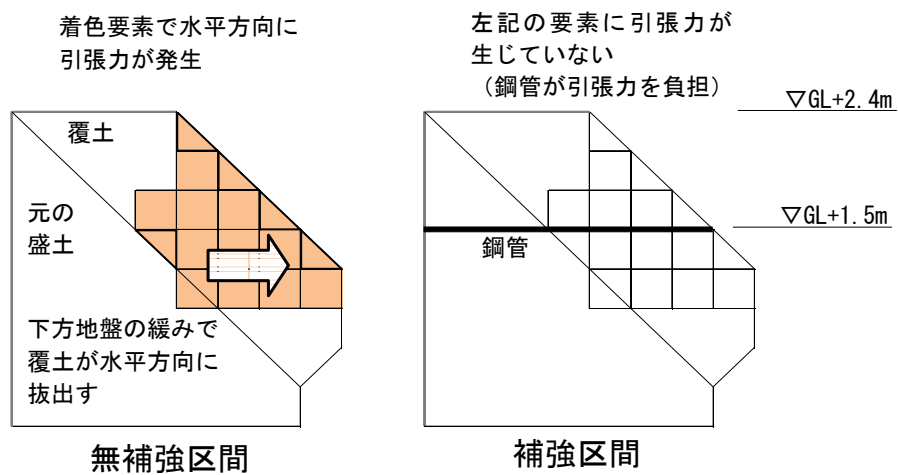


図 5.5.8 掘削面より上の要素の応力状態

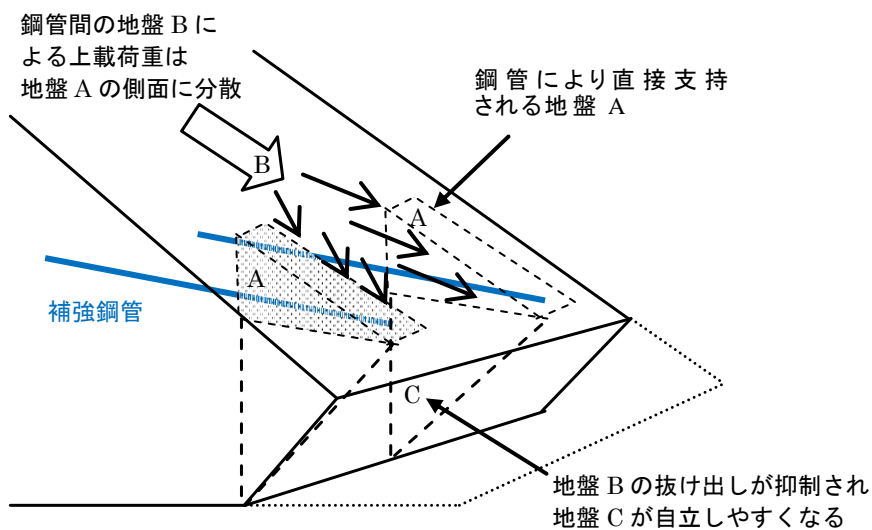


図 5.5.9 法尻掘削試験による鋼管周辺の地盤状態

5.6 実盛土における長期観測

5.6.1 無補強斜面の崩壊

2009年に、千葉県君津市の新日鐵住金・君津製鐵所において、高さ5～8mの盛土を緑地化する取り組みの一環で、0.6～1.0mの客土を元の盛土斜面に1:1.33の勾配で覆土し、柵工で覆土の安定を図った。そして、この試験盛土（鋼管を施工していない無補強斜面）に植樹を行った。

その後、継続して斜面の安定と植樹の生育状況を観測していたところ、2013年9月の台風26号襲来時に試験盛土の斜面が崩壊した。崩壊時の斜面の状態を写真5.6.1に示す。白線で示すように、正面から見て円弧状に斜面が崩壊した様子が分かる。



写真 5.6.1 隣接の無補強斜面が崩壊した痕跡（白線から下側が崩壊）

5. 6. 2 補強された覆土斜面の構築

(1) 補強斜面の概要

法尻掘削実験を行った箇所で、2014年8～9月にかけて、本工法で補強した試験盛土を構築した。試験盛土の完成状態について、斜め方向から見た写真5.6.2と正面から見た写真5.6.3を示す。

試験盛土の幅は10.5mで、その内の8.0mを補強区間として3列×3段の鋼管を2mピッチの千鳥配置で打設し、残りの2.5mを無補強区間として、鋼管を打設しない区間を設けた。なお、無補強区間と補強区間は仕切り板で隔ててお互いの挙動が影響しないようにした。また、覆土の変位を測定するため、斜面12箇所に測量するための基準杭を設置し、斜面中腹の2箇所にパイプひずみ計を設置した。

図5.6.1に示すように盛土高さは約8mで、その斜面に鋼管（鋼管径76.3mm、羽根外径176mm、長さ5.8m）を3段施工し、0.6～1.0mの客土を覆土し勾配を1:1.33に仕上げ、鋼管の頭部に受圧板（高さ400mm×幅400mm）を取り付けた。

試験盛土の地盤は、砂質土主体の元の盛土とシルト分を多く含む覆土の2種類で構成されている。両者に関する地盤の原位置試験結果を表5.6.1に、室内土質試験結果を表5.6.2に、元の盛土の標準貫入試験（ボーリング位置は隣接盛土の斜面中腹）の概略結果を図5.6.2に示す。元の盛土は概ねN値9～15で、D=10～50mmの礫を多量に含んでおり、部分的に粘土やコンクリート片が混じっている。

(2) 鋼管の施工

重機を持ち込むことが困難な条件でも本工法が施工できることをめざし、本現場では人力で取り扱うことができるエア駆動式のトルクレンチ（最大回転トルク8000N・m）を用いて、鋼管を回転貫入により施工した。施工状況を写真5.6.4に示す。盛土地盤は礫を含む砂質土で、最大礫径150mmの障害物が点在していたが、長さ3.9～4.5mを元の盛土地盤に貫入することができた。なお、3列×3段の鋼管は全て元の盛土が露出した状態で施工し、鋼管を打設したのちに覆土を行った。

鋼管の施工精度に関して、水平から5°上方に貫入することを目標に施

工した結果、水平から上方に $0.9\sim 8.1^\circ$ の角度（平均 4.8° ）という出来形で打設できた。鋼管の施工中の挙動を確認するため、当初の施工で打設精度を途中で調整せずに貫入を行ったところ、障害物にあたると上方へ先端が向かう傾向が見られた。本工法は補強とともに水抜きも行うものであり、水平より上向きに勾配が大きくなる方向への移動は許容できるものと考え、その後の鋼管も打設角度については特に強制せずに施工した。

また、当初1本目の施工では鋼管を貫入しようとするときに障害物にあたり、1回転あたりの貫入量が羽根間隔 176mm であるのに対して数ミリメートルとなって、鋼管の周辺土を掘り起こす状態となった。障害物への対応を現場で試行錯誤（押込み力を付加する、正逆回転を繰り返す、打設角度を変える）する中で、羽根外径（ 176mm ）が鋼管外径（ 76.3mm ）よりも約 100mm 大きく、鋼管の羽根区間長が約 2m （羽根 12 巻）あるため、羽根が障害物に当たった状態で回転を続けると、 2m の範囲で地盤を乱してしまふと同時に施工精度も悪くなることが分かった。これを受けて、羽根区間長を $1/2$ の約 1m （羽根 6 巻）に短くすることで、羽根と障害物の接触時に生じる周辺土の乱れを抑制することとした。

以上の経緯から、3列×3段=9本の鋼管のうち、最初に打設した上段3本は羽根区間長を 2m のままで施工したが、中段3本は羽根区間長を 1m に短縮して施工した結果、地盤の乱れを少なく施工することができた。

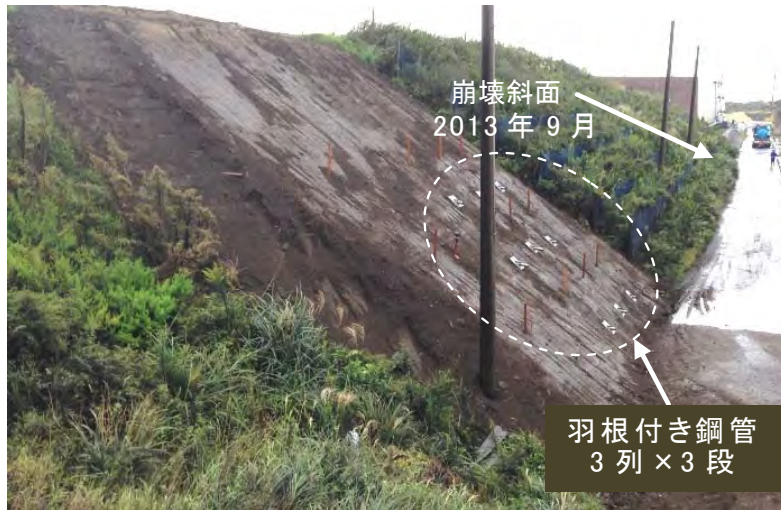


写真 5.6.2 完成時の試験盛土 (2014年9月)

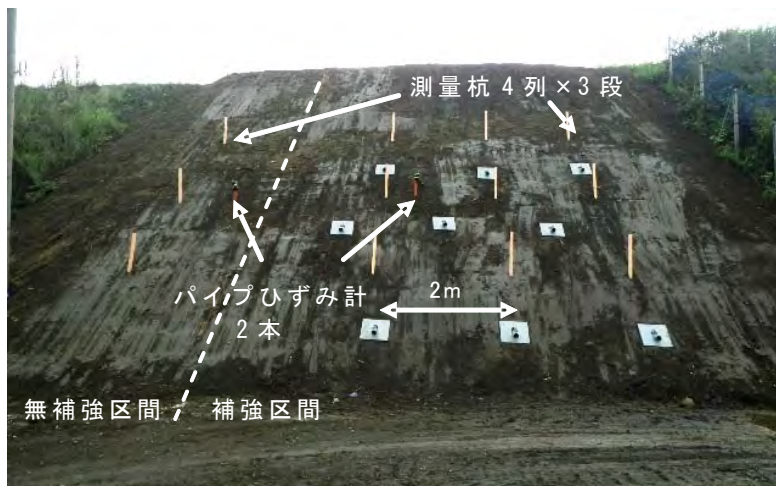


写真 5.6.3 正面から見た完成時の試験盛土

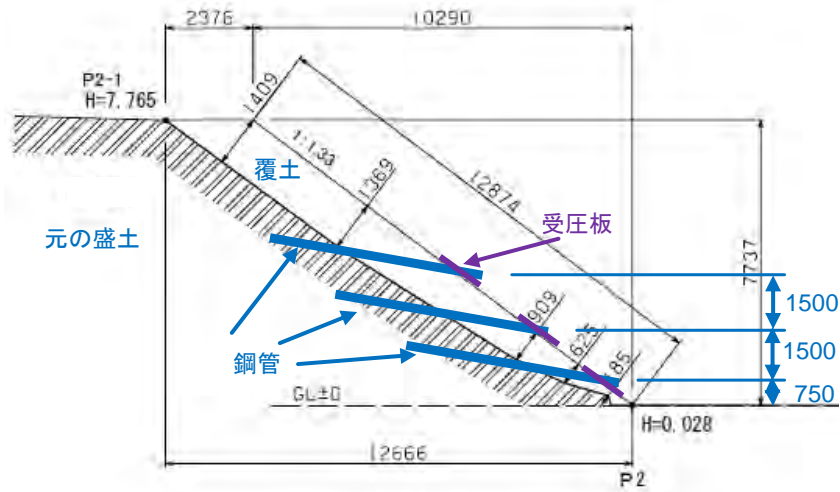


図 5.6.1 盛土断面図

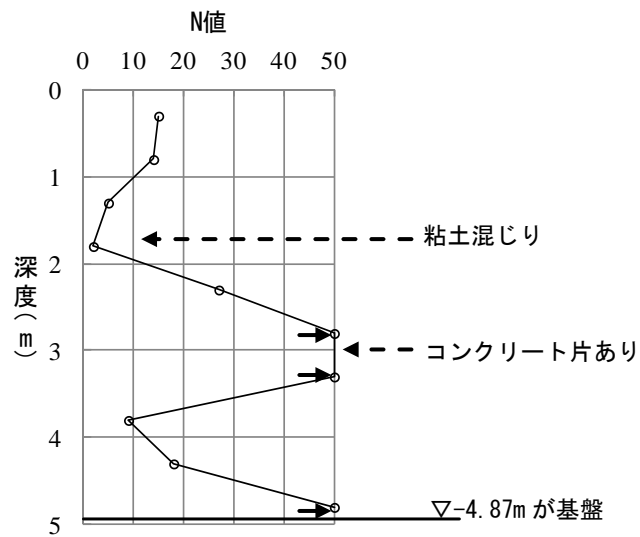


図 5.6.2 元の盛土の標準貫入試験結果
(ボーリング位置は隣接盛土の斜面中腹)

表 5.6.1 原位置試験結果

箇所	調査方法	測定結果
覆土 (客土)	簡易支持力測定器	コーン指数(換算値) $q_c=267\sim 1510 \text{ kN/m}^2$ 内部摩擦角(換算値) $\phi=20\sim 30^\circ$ N値(換算値) 4.4~12.5
	現場密度試験	湿潤密度 $\rho_t=1.48 \text{ g/cm}^3$ $w=25.9\%$ 乾燥密度 $\rho_d=1.18 \text{ g/cm}^3$
元の 盛土	標準貫入試験	砂質土 N値 2~15 (一部, 粘土混じり) $D=10\sim 50\text{mm}$ のレキを多量に含む
	孔内水位	GL-0.05 m (盛土内に水位はない)

表 5.6.2 室内土質試験結果

箇所	試験方法	試験結果
覆土 (客土)	土粒子密度試験 粒度試験	土粒子密度 $\rho_s=2.51 \text{ g/cm}^3$ $D_{50}=0.234\text{mm}$ 細粒分含有率25%
	湿潤密度試験	湿潤密度 $\rho_t=1.57 \text{ g/cm}^3$ $w=38.1\%$
	一軸圧縮試験	一軸圧縮強さ $q_u=34.2 \text{ kN/m}^2$ 粘着力 $c_u=17.1 \text{ kN/m}^2$
元の 盛土	土粒子密度試験 粒度試験	土粒子密度 $\rho_s=2.72 \text{ g/cm}^3$ $D_{50}=0.151\text{mm}$ 細粒分含有率40%
	一面せん断試験	内部摩擦角 $\phi_d=39.2^\circ$ 粘着力 $c_d=39.3 \text{ kN/m}^2$ $w=35.6\%$
	締固め試験	最適含水比 $w_{opt}=31.5\%$ 最大乾燥密度 $\rho_{dmax}=1.40 \text{ g/cm}^3$



写真 5.6.4 鋼管の施工状況

5. 6. 3 観測状況

(1) 降雨に対する安定性

試験盛土を構築した敷地内の雨量計により、連続雨量 50mm 以上の日が、試験盛土の完成から 2015 年 10 月時点まで、下記に示すように 6 度記録されている。

- ①2014 年 10 月 5～6 日（2014 年台風 18 号）の合計雨量 200mm
- ②2014 年 10 月 22～23 日の合計雨量 80mm
- ③2014 年 12 月 20 日の合計雨量 70mm
- ④2015 年 7 月 3 日の合計雨量 100mm
- ⑤2015 年 9 月 8～10 日（2015 年台風 17, 18 号）の合計雨量 200mm
- ⑥2015 年 9 月 17～18 日の合計雨量 120mm

盛土が完成して 1 ヶ月経たないうちに襲来した 2014 年 10 月の台風 18 号による降雨（合計雨量 200mm）により、写真 5.6.5 に示すように試験盛土の締固めができてない妻側の覆土部分と最下段の鋼管間の法先で小規模な崩壊が見られたものの、全体的な変状は見られず安定を保ち、その後の降雨においても盛土は安定を保っている。

また、図 5.6.3 に斜面中腹の 2 箇所に設置したパイプひずみ計の測定記録（盛土完成から 1 ヶ月後まで）を示す。全体的な傾向として、盛土完成（経過日数 0 日）から台風通過翌日（経過日数 27 日）までは、無補強区間、補強区間とも全体的に圧縮ひずみが増加傾向で、27 日以降はひずみが概ね一定に推移している。一方で基準杭の測量では目立った変化がなかったことから、ひずみの測定結果は、主に元の盛土に覆土した客土の圧密が徐々に収束している状態を示し、台風による覆土の安定に対する影響は全体的に見ると小さかったことを示しているものと考えられる。

(2) 長期的な安定性

本工法で補強した試験盛土の現況を写真 5.6.6 に示す。完成から 1 年以上経過すると盛土には植生が生え、3 年以上経過した現在も斜面は安定を保っている。一方、前述した 2013 年の台風 26 号により試験盛土と類似形状の隣接盛土（柵工による表面工のみの対策）が崩壊していること、2014

年の台風 18 号により製鉄所敷地内の別の箇所で、試験盛土と類似の客土で覆土した高さ 9m、傾斜 1:1.8 の盛土（無補強）が崩壊したことから、製鉄所構内の盛土に特に補強をせずに覆土をする場合、豪雨に対する覆土の斜面安定の安全率は 1.0 に近い状態にあるものが点在していたものと考えられる。



写真 5.6.5 完成 1 ヶ月後の台風による試験盛土の小規模な崩壊
(妻側の覆土部分と最下段の鋼管どうしの中の法先)



写真 5.6.6 完成から 1 年経過した試験盛土 (2015 年 10 月)

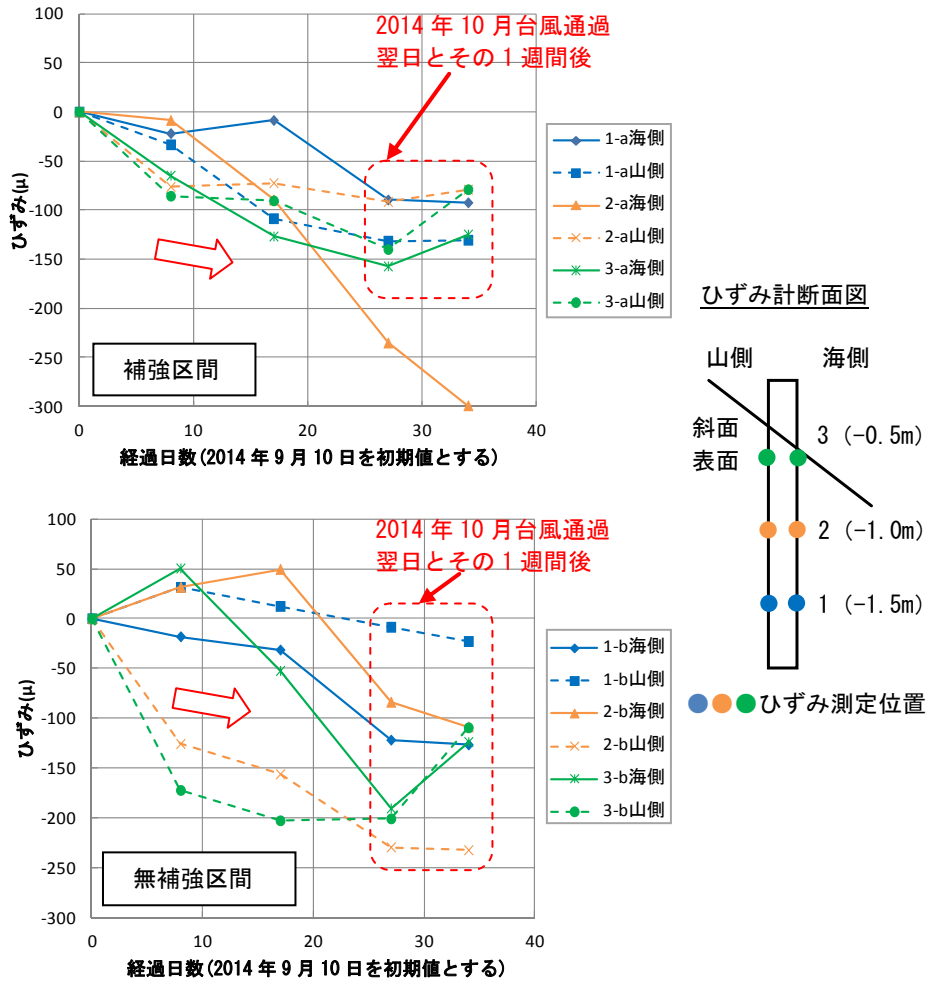


図 5.6.3 パイプひずみ計の計測結果

5. 7 本章のまとめ

本章では、羽根付き鋼管による補強効果を実大実験で確認することを目的に、まず、受圧板間のアーチ効果を確認するため、3章で検討した荷重分担範囲が重なる間隔で、試験盛土へ受圧板を併用した鋼管を2組配置し、除荷実験を実施した。次に、別の実盛土で法尻を掘削する除荷実験、その実験の再現解析、試験施工による長期観測を行った。

これらの実験および解析により、以下の知見を得た。

- (1) 荷重分担範囲が重なる間隔で試験盛土へ受圧板を併用した鋼管を2組並列に配置し、移動層の法尻を除荷した結果、受圧板間で形成されたアーチにより、移動層の法肩変位が抑制され、十分な補強効果が得られることを確認した。
- (2) 受圧板を併用した鋼管による補強斜面は、法尻が不安定化しても鋼管の周辺土が拘束され、不動層の地盤反力に加え、鋼管下方の移動層の地盤反力によっても鋼管が支持されることで生じる鋼管の部材抵抗を確認した。また、鋼管の部材抵抗は、弾性床上の梁モデル等、移動層の地盤反力を考慮できる方法で評価できることを示唆した。
- (3) 受圧板を配置せずに2本の鋼管を水平方向に打設した斜面の法尻を掘削する除荷実験と再現解析を行った結果、移動層に自立する程度の粘着力がある場合には、受圧板を配置しなくても、鋼管を配置することで、不安定化によって生じる移動層内のひずみが3次元的に分散することで、周辺土が自立し、移動層の安定を保つ補強効果が発揮されることを確認した。
- (4) 試験盛土の構築および観測を通じて、本工法は狭い空間でも施工が可能で、既設盛土を補強し斜面安定に寄与するものであると言える。

参 考 文 献

- 例えば 5-1) 防災科学技術研究所:大型降雨実験施設を用いた降雨時の斜面崩壊実験について, <http://www.bosai.go.jp/press/2015>, 2015
- 例えば 5-2) 渡辺健治:動的な変形・破壊挙動を捉える模型実験技術, 地盤工学会誌, 62-9(680), pp-20-23, 2014.
- 例えば 5-3) 岡田勝也, 杉山友康, 太田直之, 布川修, 柴田英明:鉄道盛土の法面被覆が降雨崩壊に及ぼす影響, 土木学会論文集 No.778/Ⅲ-69, pp.111-124, 2004.
- 例えば 5-4) 森啓年, 福原直樹, 服部敦, 桑野玲子, 曾我健一, 齋藤由紀子, 佐々木哲也:粒子法による河川堤防の進行性すべり破壊に関する解析的検討, 地盤工学ジャーナル Vol.9, No.4, pp-687-696, 2014.
- 5-5) 伊藤和也, 豊澤康男:斜面下部の掘削切り取りによる斜面不安定性に関する実物大斜面崩壊実験, 土木学会論文集 C, Vol.65, No.1, pp.254-265, 2009.
- 5-6) 足立紀尚, 木村亮, 多田智:室内模型実験による地すべり抑止杭の抑止機構に関する考察, 土木学会論文集, 第400号/Ⅲ-10, pp.243-252, 1988.
- 5-7) 大野睦雄, 加藤俊昭, 笠博義:地すべり抑止杭の配置効果に関する実験的研究, 間組研究年報, pp.41-49, 1984.
- 5-8) 菊池喜昭:軟弱粘性土地盤着底くし形構造物の横抵抗特性に関する研究, 港湾空港技術研究所資料 No.1039, 2003.
- 5-9) 荒井昭浩, 森川脩之, 竹山智美, 日下部治, 佐伯英一郎, 澤石正道:高地下水面を有する盛土構造物の崩壊機構の把握と鋼管杭を応用した耐震性改善の提案, 第46回地盤工学研究発表会講演集, Vol.46, pp.1107-1108, 2011.
- 5-10) 森川脩之, 関栄, 和田昌敏, 佐伯英一郎, 高橋章浩:鋼管杭による斜面補強効果に与える杭の施工角度の影響, 第47回地盤工学研究発表会講演集, Vol.47, pp.1421-1422, 2012.
- 5-11) A. Iizuka & H. Ohta: A determination procedure of input parameters in elasto-viscoplastic finite element analysis, Soils and Foundations, 27 (3), 71-87, 1987.
- 5-12) 澤石正道, 和田昌敏, 菅野浩樹, 上村健太, 高橋章浩:盛土の斜面

安定対策工としての小径羽根付き鋼管の補強効果に関する実大試験, 地盤工学ジャーナル Vol.11, No.3, 215-228, 2016.

第6章 羽根付き鋼管で補強した斜面の設計法

6.1 概要

本章では、一般の基準で用いられている斜面安定工の設計法で、羽根付き鋼管による補強斜面を検討するための設計法を提案し、試設計を行う。

設計法の構築にあたっては、一般の基準や既往の斜面安定工の設計法を調べ、一般の斜面安定設計法に第3章で提案した受圧板による荷重分担範囲の評価法、第4章で提案した羽根付き鋼管の引抜き抵抗評価法、第5章で確認した部材抵抗を考慮できるように組み込む。

6.2 一般の基準による斜面安定設計法

一般の鉄道、道路、宅地等の盛土の設計にあたり、斜面安定を検討する場合には、各分野において定められた基準、例えば、鉄道土構造標準等⁶⁻¹⁾⁶⁻²⁾、道路土工・盛土工指針等⁶⁻³⁾⁶⁻⁴⁾⁶⁻⁵⁾、宅地防災マニュアル等⁶⁻⁶⁾に規定されている斜面安定設計法が用いられている。

また、鋼製部材を用いた斜面安定工には、地すべり抑止杭、グラウンドアンカー、地山補強土、補強土壁等があり、それぞれ設計法が確立されている。

本節では、本工法の設計法を構築するための参考として、一般に用いられている斜面安定工の設計法のポイントについてまとめることとする。

6.2.1 各分野の斜面安定に関する基準

(1) 鉄道分野

鉄道構造物等設計標準・同解説 土構造物⁶⁻¹⁾では、安全かつ経済的に土構造物を構築することを目的とし、安全性、使用性、復旧性に応じて要求性能を定め、設計を行うことと規定している。要求性能で定めた許容できる変形量によって表 6.2.1 に示す性能ランク (I ~ III) が設定されており、性能ランクに応じた性能照査方法 (全体系、各構成部位の設計応答値が設計限界値状態以内であることを照査) を用いる。復旧性の検討にあたって

は、表 6.2.2 に示す性能ランクで定められた変形レベルと損傷レベルの範囲内に作用を受けた時の応答値が収まることを照査する。

斜面安定設計法としては、変動作用に対して、一般に修正フェレニウス法による円弧すべり面を仮定したつり合い計算が用いられ、常時の照査値は 0.71～0.76 以内（逆数 1.3～1.4）、降雨時（作用 I）およびレベル 1 地震時は 0.83～1.00 以内（逆数 1.0～1.2）と規定されている。レベル 2 地震動等の偶発作用に対して復旧性を検討する場合には、ニューマーク法を用い、要求性能に応じて残留沈下量が 5～50cm 以内となるように照査する。

なお、安定性の照査に用いる盛土の標準的な設計用値を表 6.2.3 に、降雨の浸透による影響を考慮するための飽和度コンター図の例を図 6.2.1 に示す。

表 6.2.1 性能ランクと要求性能水準，適用のイメージ⁶⁻¹⁾

	性能ランク I	性能ランク II	性能ランク III
要求性能 の水準	常時においては極めて 小さな変形であり，L2 地震動や極めて稀な豪 雨に対しても過大な変 形が生じない性能を有 する土構造物	常時においては通常の 保守で対応できる程度 の変形は生じるが，L2 地震動や極めて稀な豪 雨に対しても壊滅的な 破壊には至らない性能 を有する土構造物	常時においての変形は 許容するが，L1 地震動 や年に数度程度の降雨 に対して破壊しない程 度の性能を有する土構 造物
適用の例	例えば，省力化軌道を 支持する土構造物	例えば，重要度の高い 線区の有道床軌道を支 持する土構造物	例えば，一般的な線区 の有道床軌道を支持す る土構造物

表 6.2.2 性能ランクと変形レベル，損傷レベルの制限値の目安⁶⁻¹⁾

性能ランク	性能ランク I	性能ランク II	性能ランク III
土構造物の変形レベル	変形レベル 1	変形レベル 2～3	変形レベル 3～4
各構造部位の損傷レベル	損傷レベル 1～2	損傷レベル 2～3	損傷レベル 3～4

変形レベル 1：ほとんど変形は生ぜず，機能は健全で補修しないで使用可能な状態

変形レベル 2：多少変形するが，補修によって機能が短期間に回復できる状態

変形レベル 3：残留変形は大きいですが，部分的な再構築によって機能が回復できる状態

変形レベル 4：残留変形が非常に大きく，場合によっては再構築しなければ機能が回復できない状態

損傷レベル 1：各構成部位が，ほとんど損傷していない状態

損傷レベル 2：各構成部位が場合によっては補修が必要な損傷状態

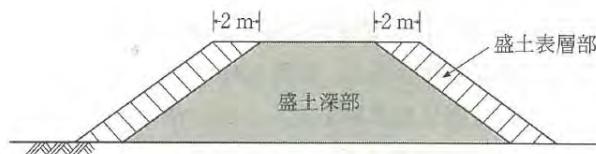
損傷レベル 3：各構成部位の補修が必要な損傷状態

損傷レベル 4：補修が必要で，場合によっては部材の取り替えが必要な損傷状態

表 6.2.3 安定性の照査に用いる盛土の設計用値⁶⁻¹⁾

土質区分	地盤工学会による工学的分類	盛土深部(表層部) ^{*6}								
		常時, 地震時, 降雨 ($S_r < 80\%$)			降雨 ($80\% \leq S_r < 100\%$)			降雨 ($S_r = 100\%$, 水深部)		
		γ_t (kN/m^3)	c (kN/m^2)	ϕ (度)	γ_t (kN/m^3)	c (kN/m^2)	ϕ (度)	γ_t (kN/m^3)	c (kN/m^2)	ϕ (度)
土質1	G, G-S, GS G-F, G-FS, GS-F ^{*1} 硬岩ずり(剥離性弱)	18	6(3)	45(40)	19	3(1.5)	45(40)	20	0(0)	45(40)
土質2	S, S-G, SG ^{*2} S-F, S-FG, SG-F ^{*3} 硬岩ずり(剥離性强), 軟岩ずり, 脆弱岩ずり ^{*4}	17	6(3)	40(35)	18	3(1.5)	40(35)	19	0(0)	40(35)
土質3	GF, GF-S, GFS SF, SF-G, SFG ^{*5}	16	6(3)	35(30)	17	3(1.5)	35(30)	18	0(0)	35(30)
土質4	ML, CL, MH, CH OL, OH, OV, Pt, Mk VL, VH1, VH2	14	20(10)	25(20)	15	10(5)	25(20)	16	10(5)	25(20)

- * 1 G-F, G-FS, GS-Fは細粒分が有機質であれば土質2の ϕ , c を用いる。
- * 2 S, S-G, SGは粒度が良好 ($U_c \geq 10$ または $1 < U_c \leq \sqrt{U_c}$) であれば土質1, それ以外は土質2の ϕ , c を用いる。
- * 3 S-F, S-FG, SG-Fは細粒分がシルト質または粘土質であれば土質1の ϕ , c を用いる。
- * 4 脆弱岩ずりは粘性化・泥土化するもの, 風化が進行しているものは土質4の ϕ , c を用いる。
- * 5 SF, SF-G, SFGは細粒分が有機質であれば土質4の ϕ , c を用いる。
- * 6 表中の()内は解説図2.8.1における盛土表層部の値である。ただし, γ_t については同じ値を用いる。



解説図 2.8.1 盛土表層部と深部の区分け

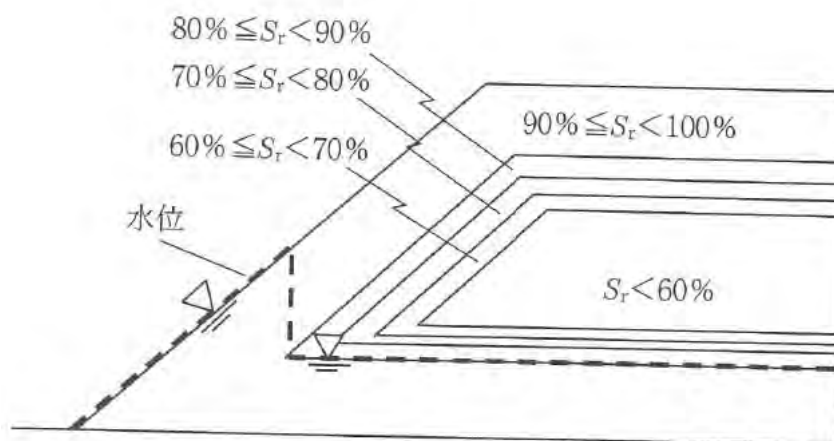


図 6.2.1 飽和度コンター図の例⁶⁻¹⁾

(2) 道路分野

道路土工・盛土工指針⁶⁻³⁾では、使用目的と適合性、構造物の安全性、耐久性、施工品質の確保、維持管理の容易さ、環境との調和、経済性を考慮して、想定する作用に対し要求性能を設定し、それを満足することを照査することと規定している。想定する作用は主に、常時、降雨、地震動（レベル1地震動およびレベル2地震動）で、作用毎に安全性、供用性、復旧性の観点から、表 6.2.4 に示す性能（1～3）、重要度（1～2）といった要求性能を定める。性能の照査にあたっては、表 6.2.5 に示すように要求性能に応じて限界状態を設定し、各作用に対する盛土の状態が限界状態を超えないことを照査することとしている。

盛土の安定性の照査は、表 6.2.6 に示す標準法面勾配等を満足する場合は省略できるが、表 6.2.7 の条件に当てはまる場合（地下水位の高い箇所、長大法面を有する高盛土、傾斜地盤上の盛土、谷間を埋める盛土、片切り片盛り、切り盛り境部等、これまでの経験から変状を起こしやすい条件）に実施される。

常時、降雨、地震動の作用によるすべりに対する安定の照査にあたっては、円弧すべり面を仮定した分割法（修正フェレニウス法）を用い、常時、降雨時の安全率は 1.2 を目安に、地震時の安全率は 1.0 以上として照査してもよいとされている。降雨時の検討においては、間隙水圧の決定が重要であり、浸透流解析、図解法、簡便法により推定することとしており、粘着力の小さい材料では法尻から徐々に崩壊する進行性破壊を抑制するため、安定検討の結果にかかわらず、所定の排水工を設置することとしている。レベル2地震動に対する照査をする場合には、すべり円弧の設定に関して、法面表層付近のすべりは無視し、車道を横切る法肩から 4m 程度以上の円弧を設定するのがよいとしている。なお、震度法で用いる設計水平震度を表 6.2.8 に示す。

また、地震動の作用に対する盛土の安定性を変形で照査する場合は、ニューマーク法（土の強度が軟化し残留強度まで低下することの影響を考慮してよい）、静的自重変形解析法、弾塑性有限要素解析法等、合理的な方法を用いることとし、特に、切り盛り境部、カルバートおよび橋台等の横断構造物取り付け部において、道路の性能に大きな影響与える段差について検討する。

表 6.2.4 盛土の要求性能の例 ⁶⁻³⁾

想定する作用		重要度	
		重要度 1	重要度 2
常時の作用		性能 1	性能 1
降雨の作用		性能 1	性能 1
地震動の作用	レベル 1 地震動	性能 1	性能 2
	レベル 2 地震動	性能 2	性能 3

性能 1 : 想定する作用によって盛土としての健全性を損なわない性能 (通常の維持管理程度の補修で盛土の機能を確保できる) で, 安全性, 供用性, 修復性すべてを満足する。

性能 2 : 想定する作用による損傷が限定的なものにとどまり, 盛土としての機能の回復がすみやかに行い得る性能 (盛土の機能が応急復旧程度の作業によりすみやかに回復できる) で, 安全性および修復性を満足する。

性能 3 : 想定する作用による損傷が土工構造物として致命的とならない性能 (盛土の崩壊等により隣接する施設等に致命的な影響を与えない) で, 安全性を満足する。

重要度 1 : 万一損傷すると交通機能に著しい影響を与える場合, あるいは, 隣接する施設に重大な影響を与える場合。

重要度 2 : 重要度 1 以外の場合。

表 6.2.5 盛土の要求性能に対する限界状態と照査項目 ⁶⁻³⁾をもとに作成

要求性能	限界状態	照査手法
性能 1	盛土の力学特性に大きな変化が生じず, かつ路面から要求される変位にとどまる限界の状態	変形照査 安定照査
性能 2	損傷の修復を容易に行い得る限界の状態	変形照査
性能 3	隣接する施設へ甚大な影響を与えるような過大な変形や損傷が生じない限界の状態	変形照査

表 6.2.6 盛土材料および盛土高に対する標準法面勾配の目安 ⁶⁻³⁾を一部省略

盛土材料	盛土高	勾配
粒度分布の良い砂(S), 礫及び細粒分混じり礫(G)	5m 以下	1:1.5~1:1.8
	5~15m	1:1.8~1:2.0
粒度分布の悪い砂(SG)	10m 以下	1:1.8~1:2.0
岩塊 (ずりを含む)	10m 以下	1:1.5~1:1.8
	10~20m	1:1.8~1:2.0
砂質土(SF), 硬い粘質土, 硬い粘土	5m 以下	1:1.5~1:1.8
	5~10m	1:1.8~1:2.0
火山灰質粘性土(V)	5m 以下	1:1.8~1:2.0

表 6.2.7 盛土の安定性の照査を行う盛土の条件 ⁶⁻³⁾を一部省略

条件		判断基準
盛土自体の条件	盛土高さ・勾配	盛土高・法面勾配が表 6.2.6 に示す標準値を超える場合
	盛土材料	盛土材料が泥土等の表 6.2.6 に該当しない特殊土からなる場合
盛土周辺の地盤条件	基礎地盤	盛土の基礎地盤が軟弱地盤や地すべり地のように不安定な場合
	湧水	降雨や浸透水の作用を受けやすい場合*
	水際の盛土	盛土法面が常時および洪水時等に冠水したり, 法尻付近が侵食されるおそれがある場合

※規定にしたがって排水対策を十分に行い, 表 6.2.7 に示す標準法面勾配の範囲内であれば安定性の検討を省略することができる。

表 6.2.8 設計水平震度の標準値 (k_{h0})⁶⁻³⁾

	地盤種別		
	I種	II種	III種
レベル1地震動	0.08	0.10	0.12
レベル2地震動	0.16	0.20	0.24

$$k_h = c_z \cdot k_{h0}$$

ここに、

k_h : 設計水平震度 (小数点以下2桁に丸める)

k_{h0} : 設計水平震度の標準値で、表 6.2.8 による。ただし、円弧すべり面を仮定した安定計算以外に用いてはならない。

c_z : 地域別補正係数 (0.7~1.0) で、図 6.2.2 による。

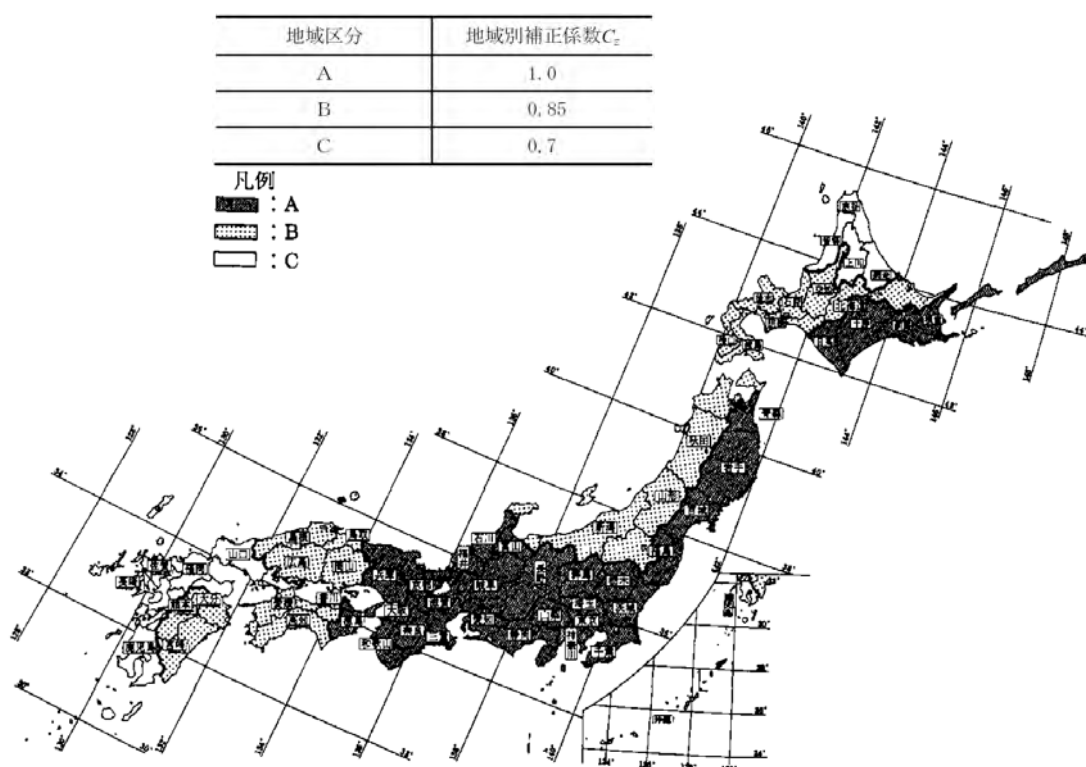


図 6.2.2 地域別補正係数⁶⁻⁶⁾

(3) 建築分野

宅地を建設するための盛土の造成に関する法律として、宅地造成等規制法が制定されている。

また、2004年新潟県中越地震を契機に国土交通省が制定した宅地防災マニュアル⁶⁻⁷⁾等において、供用期間中に1~2度程度発生する確率を持つ一般的な地震（中地震）の地震動に際しては、宅地の機能に重大な支障が生じず、また、発生確率は低い直下型又は海溝型巨大地震に起因するさらに高レベルの地震（大地震）の地震動に際しては、人命及び宅地の存続に重大な影響を与えないことを耐震対策の基本的な目標として設計するよう規定されている。

これらに基づき、第二次改訂版・宅地防災マニュアルの解説、各自治体の宅地造成に関するマニュアル等が制定されている。

宅地防災マニュアルにおいて、盛土法面の勾配は、原則として30度（1:1.8）以下とされ、法面の安定性の検討は、円弧すべり面法の簡便法（スウェーデン式：フェレニウス法と同法）で行うこととし、谷埋め盛土や高さ5m以上の腹付け盛土については盛土全体の安定性を二次元の分割法で検討することとしている。

これらのすべりに対する安全率は、常時で1.5以上、大地震で1.0以上とされ、大地震については、設計水平震度 $k_{h0}=0.25$ に域別補正係数（建築基準法施行令第88条第1項に規定するZの数値（0.7~1.0））を掛けた値による慣性力を考慮した震度法により検討することとしている。

6. 2. 2 鋼製部材を用いた斜面安定工の設計法

(1) グラウンドアンカー

グラウンドアンカーの設計^{例えば 6-8)}は、図 6.2.3 に示す流れで行われる。まず、アンカーの配置を設定して、設計アンカー力を算出し、テンドン、アンカー頭部、アンカー体等の部材の設計を行う。次に、アンカー体を含む地盤全体の崩壊に対する安定の検討について、円弧や複合すべり面を仮定した分割法を用い、所定の安全率が得られるように自由長を決定する。

アンカーの配置にあたっては、アンカー体の最小土被り厚を 5m 以上確保することやアンカー体の設置間隔を 1.5m 以上確保すれば、グループ効果によるアンカーの極限引抜き力の減少を考慮しなくてもよいこと等が規定されている。

部材抵抗の照査に関して、テンドンの耐力は、極限引張り力に対して、常時は 0.6、地震時は 0.8、降伏引張り力に対して、常時は 0.75、地震時は 0.9 を掛けて低減することとしている。

極限引抜き力に関しては、常時は 2.5、地震時は 1.5～2.0 の安全率を設定し、基本調査試験が実施できない場合の極限周面摩擦抵抗として、例えば N 値 10 の砂の場合は、 $\tau = 100 \sim 140 \text{ kN/m}^2$ を見込めるものと設定されている。

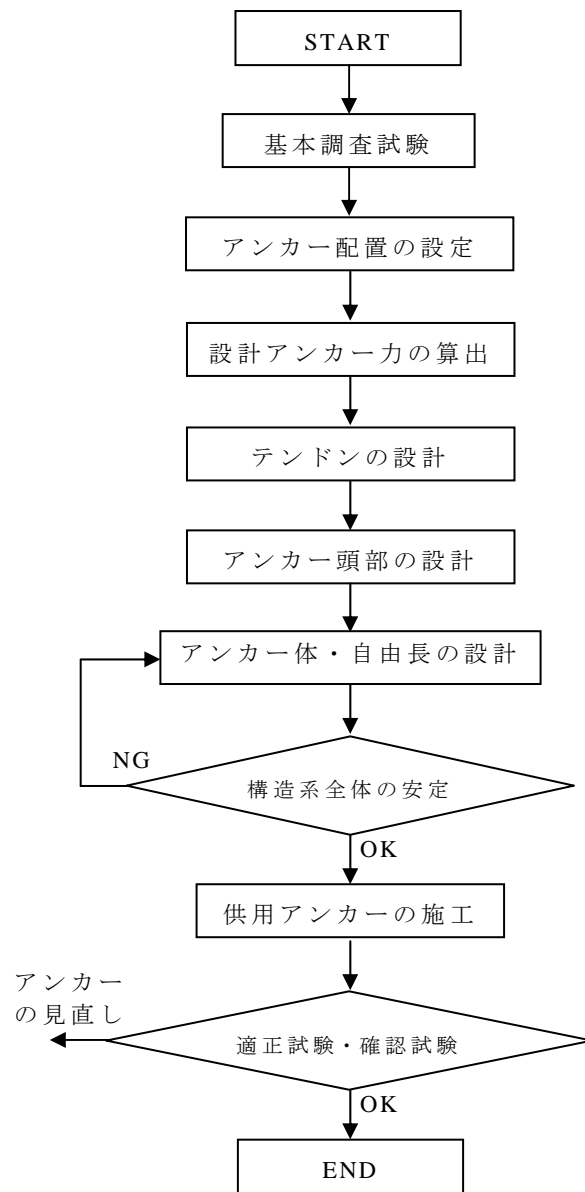


図 6.2.3 グラウンドアンカーの設計フロー例 ⁶⁻⁸⁾を一部修正

(2) 地山補強土

地山補強土の設計^{例えば 6-9)}は、図 6.2.4 に示す流れで行われる。まず、破壊モードを想定し、補強材の種類、破壊モードに効果的な配置、角度、長さを設定する。次に、想定した破壊モードで安定性を検討し、表面材の設計を行う。全体の安定は、一般に円弧すべりで検討する。ただし、長大斜面に対しては直線すべりを用いる場合もある。

地山補強材の補強効果としては、地山の剛性や補強材の変形レベルに応じて、曲げ・せん断・引張り抵抗が複合的に発揮される。しかし、これらの全てを設計計算に定量的に取り入れることは現状困難であり、また、ほとんどの場合、引張り補強効果が卓越することから、設計上は一般に引張り抵抗のみが取り扱われることが多い。

表面材は、移動土塊の抜け出しによる崩壊を抑止する効果を発揮するもので、表面材の耐力が十分な場合は、補強材の抜け出しによる崩壊モードとなり、逆に耐力が不十分な場合は、移動土塊の抜け出しによる崩壊モードとなる。

補強材の配置にあたっては、補強材を移動土塊の最小主ひずみの方向に打設するのが有効で、すべり面の法線に対して $45^\circ - \phi/2$ 、斜面に対して約 $10\sim 30^\circ$ となる。また、相互の補強材が干渉による群効果を考慮しなくてよい最小打設間隔は 1.0m と規定されている。

更に、鉄道基準⁶⁻¹⁾では、補強材の有効径 D と最大打設間隔との関係が示されており、補強材の有効径 $D=50\text{mm}$ で最大打設間隔 $30D$ 、 $D=400\text{mm}$ で $8D$ とされている。また、補強材長さは最小で 1.5m、最大は小径棒状補強材で 5m、中径棒状補強材で 7m、大径棒状補強材で 10m とされている。芯材(鉄筋)の耐久性に関しては、腐食しろ 1.0mm を考慮するとしている。

一方、道路基準⁶⁻⁴⁾⁶⁻⁵⁾では 1 本/ 2m^2 が標準的な配置とされ、最大打設間隔を 1.5m、補強材長さを最小 2m 程度から最大 5m としている。極限周面摩擦抵抗力度の推定値は、例えば N 値 10 の砂で 80kN/m^2 であり、引抜けに対する安全率は、常時 2.0、地震時 1.25 としている。芯材(鉄筋)の耐久性に関しては、腐食しろ 0.5mm を考慮するとしている。

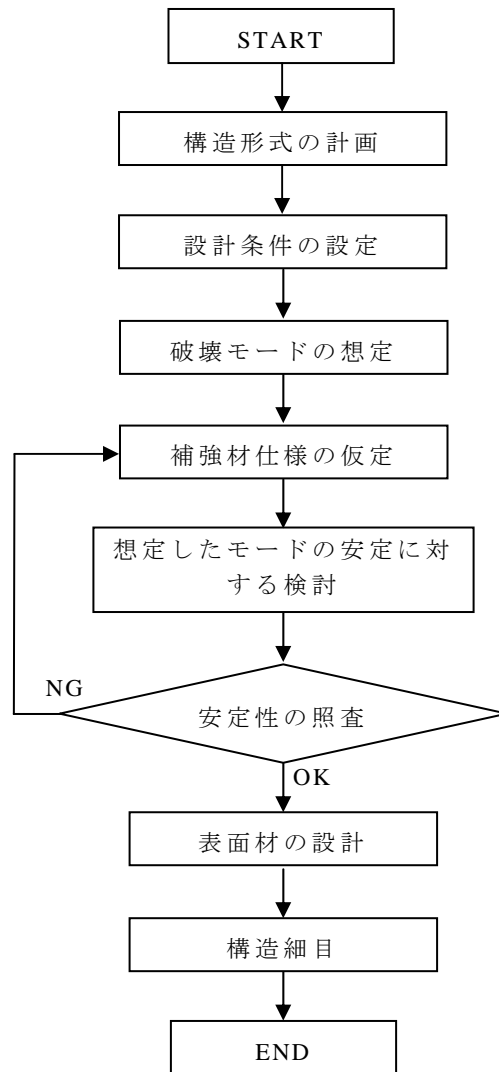


図 6.2.4 地山補強土の設計フロー例 ⁶⁻⁹⁾を一部修正

(3) 地すべり抑止杭

地すべり抑止杭の設計⁶⁻¹⁰⁾は、図 6.2.5 に示す流れで行われる。まず、杭谷側移動層の有効抵抗力、杭設置地点の移動層の変位量、杭山側移動層の受働破壊等の条件から、杭の打設位置を設定する。次に、表 6.2.9 に示すように杭谷側で期待できる有効抵抗力の大きさから、くさび杭、補強杭、せん断杭、抑え杭のいずれかの設計式（破壊モード）を選択し、杭の水平負担力を算定し、杭断面の応力照査、杭山側移動層の受働破壊の検討を行う。そして、仮定した円弧すべり面や直線すべり面の地盤のせん断強さに杭のせん断（曲げ）抵抗を加えた値を抵抗力として、斜面全体の起動力に対する安定性の検討を行い、杭種と配列を決定する。

標準杭間隔は移動層の厚さに応じて、2.0～4.0m 以下や $8D$ （ D は杭径）以下が目安とされている。荷重を均等に分担するために単列配置を原則とするが、杭間隔が 1m 未満となる場合は群効果の影響がでるため千鳥配置にするとしている。不動層への杭の根入れ長は、半無限長と見なせる $\beta L \geq 3$ （ β は杭の特性値、 L は不動層への根入れ長）が確保されることが前提である。

表 6.2.9 地すべり抑止杭の各設計式の特徴⁶⁻¹⁰⁾

	特徴
くさび杭	<p>移動層と不動層が相対的に変位する場合の杭の挙動を解析するもので、杭と移動層が一体となって移動し、すべり面に発生する杭のせん断抵抗力および抵抗曲げモーメントによって地すべりが安定化するというものである。</p> <p>すべり面位置に地すべり推力に等しいせん断力が発生するとして作用外力を与える。</p> <p>慢性的な地すべり移動が繰り返されている場合や地すべりの安定度がきわめて低くなる場合の設計に適する。</p>
補強杭	<p>安定状態にある地すべりをより安定化させる理論で、杭を弾性床上の梁として考える。そのために杭谷側移動層が杭を介して伝わる力を受けても、杭谷側移動層単独の安全率が全体の計画安全率以上になるように設計される。</p> <p>地すべり推力は三角形分布荷重としているが、せん断力検定はせん断杭と同一方法を採用している。</p> <p>杭谷側の移動層が極めて安定しており、地すべり全体の安全率も十分確保されている状態の設計に用いる。</p>
せん断杭	<p>すべり面での杭のせん断抵抗力のみで地すべりを安定化させる理論で、杭のたわみやモーメント分布に関しては全く考慮されない。すべり面位置に地すべり推力に等しいせん断力が発生するとして作用外力を与える。</p>
抑え杭	<p>杭谷側の移動層による支持が期待できない場合の設計式で、すべり面より上を片持ち梁として、不動層はその他の設計式と同様に Y.L.Chang の理論に基づいて解析する。</p> <p>一般に地すべり推力はすべり面深度の $1/3 \sim 1/2$ の深度に集中荷重として与える。</p>

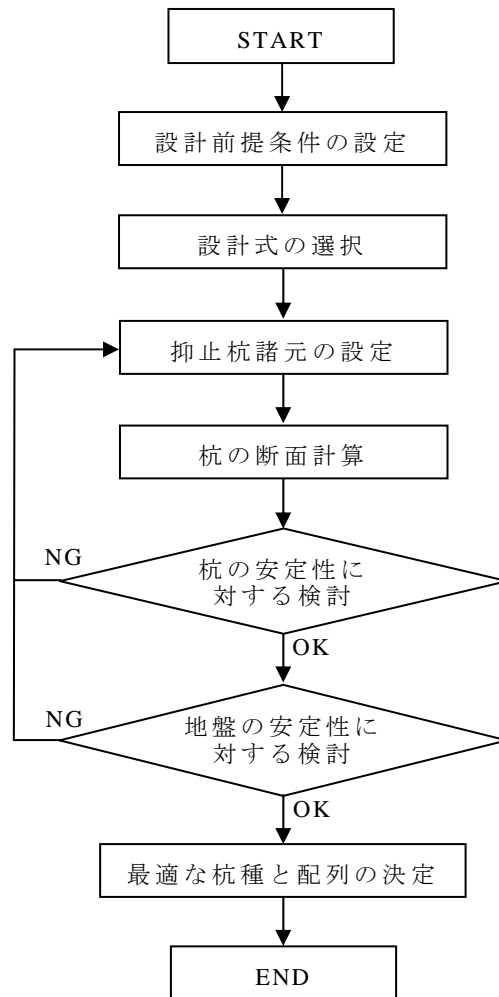


図 6.2.5 地すべり抑止杭の設計フロー例 ⁶⁻¹⁰⁾を一部修正

(4) 補強土壁

ここでは、補強土壁の中で、タイバーとアンカープレートといった鋼材を用いる多数アンカー式補強土壁工法⁶⁻¹¹⁾の設計法を参照する。図 6.2.6 に多数アンカー式補強土壁の設計フローを示す。まず、設計条件を整理し、支持地盤の状態に応じて基礎形式を選定し、補強土壁の形状を仮定する。次に、内的安定検討として、タイバーが破断しないこと、アンカープレートの引抜き及び破断が生じないこと、連結部材が破断しないこと、壁面材が破壊しないことを照査する。次に、外的安定として、タイバーと壁面材で囲まれた範囲を仮想壁体と考え、仮想壁体の滑動、転倒、支持に対する安定性を照査する。最後に全体としての安定性検討として、すべり破壊、支持地盤の沈下や液状化に対する検討を行う。

なお、アンカープレートの引抜きに対する安全率は常時 3.0 以上、地震時 2.0 以上、すべり破壊の安全率は常時 1.2 以上、地震時 1.0 以上とされている。

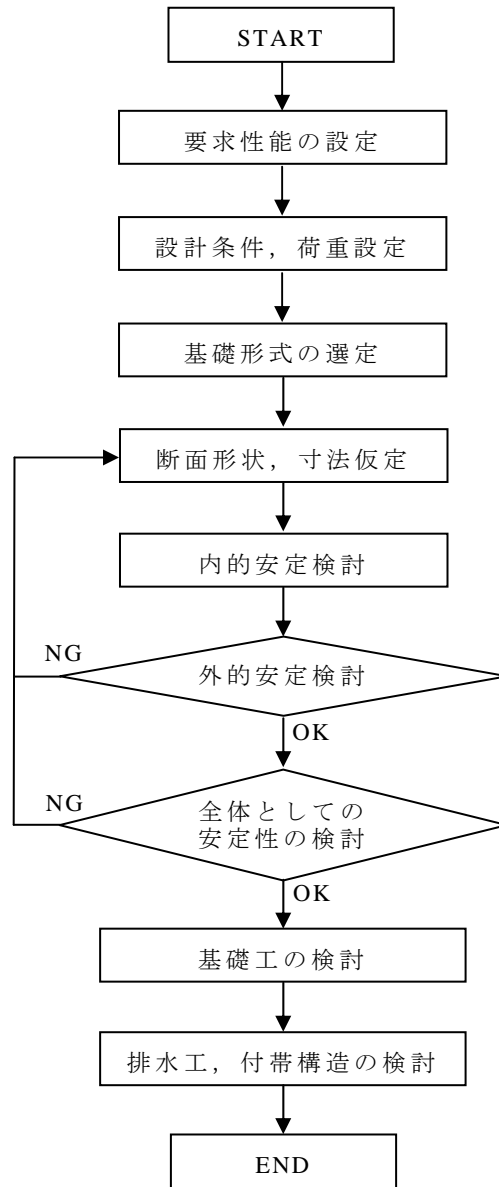


図 6.2.6 多数アンカー式補強土壁の設計フロー例 ⁶⁻¹¹⁾を一部修正

6. 3 羽根付き鋼管による補強斜面の設計法の提案

前節で示したとおり、斜面全体の安定性の検討にあたっては、円弧すべり面（または直線を含む複合すべり面）を仮定した分割法（修正フェレニウス法）を用いた安定性照査が一般に用いられている。また、既存の斜面安定工の設計法では、内的安定を保つための部材配置、外的安定あるいは全体の安定における必要抑止力を満足するための部材抵抗の評価法が定められている。

そこで、本節では、修正フェレニウス法を用いて、本工法で補強した斜面の安定性を照査する設計法を提案する。本工法は、斜面全体の安定において、主に羽根付き鋼管の引抜き抵抗を抑止力として期待するものであるため、グラウンドアンカー^{例えば 6-7)}や地山補強土^{例えば 6-8)}の設計法を主に参照して構築する。

ただし、前章までに示したとおり、受圧板を併用した鋼管が下方変位すると周辺土が拘束され、鋼管下方の地盤反力を期待する部材抵抗も期待できる。これは、地すべり抑止杭⁶⁻⁹⁾のくさび杭や補強杭に類似した補強メカニズムであると考えられることから、それらの移動層の地盤反力を見込んだ設計法を参照して部材抵抗の評価式を提案する。

また、本工法は、地すべり抑止杭のように鋼管を離散的に配置し、独立受圧板を併用することで、法面工を設けなくても移動層斜面が一体で挙動し、内的安定が保たれることを前章までに確認している。そこで、内的安定を保つための部材のピッチを第3章で示した受圧板による荷重分担範囲により決定することとする。

6. 3. 1 補強設計の考え方

本工法による典型的な斜面の補強例を図 6.3.1 に示す。まず，受圧板の荷重分担範囲が重なるように部材を配置して，部材間からの移動土塊のすり抜けを抑制（内部安定）し，移動層斜面が一体で挙動する条件を満足させる。次に，斜面安定の検討において，移動土塊自体の抵抗力に羽根付き鋼管の引抜き抵抗と部材抵抗を付加させて，移動土塊による起動力を上回る抑止力を確保するように部材の仕様や配置を決める。

また，鋼管の水抜き機能で浸透水を排除できることから，地下水位が部材よりも上昇しないこと，間隙水圧の低減を見込んだ移動土塊の初期有効応力が発揮されること等を期待して設計することもできる。

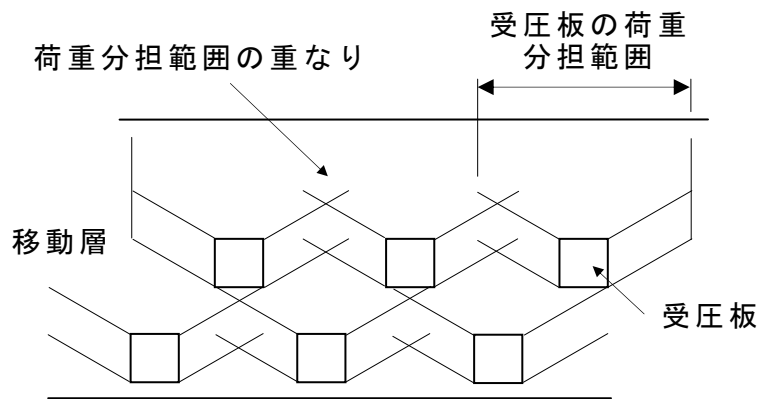
6. 3. 2 本工法の機能

本工法は，旧基準で想定されていなかった集中豪雨（降雨強度）や降雨と地震の複合による偶発作用に対して安定性が不足する既設斜面の要求性能を満足させるために利用されることを想定して開発されたものである。

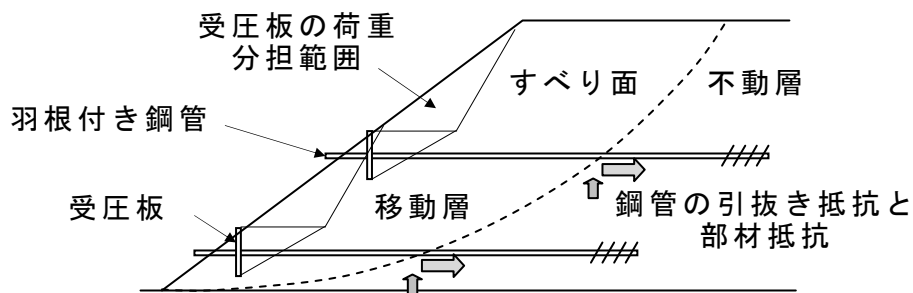
よって，これらの偶発作用によって生じうる斜面崩壊に対しては，部材耐力を最大限発揮して脆性的な破壊を抑制することが本工法に求められる機能であるものと考えられる。

前章までの実験等により，本工法の引抜き抵抗力は，鋼管が 50～70mm 程度引き抜けても最大引抜き抵抗力が低下せずに発揮されることが分かっている。また，部材には延性破壊（降伏後のじん性が期待できる）する軟鋼が用いられる。

よって，本工法の部材の設計にあたっては，最大引抜き抵抗力や引張降伏強度を基準に検討して問題ないと考えられる。



正面図



断面図

< 部材の配置方法例 >

- ・ 正面配置：受圧板の荷重分担範囲が重なるように部材を配置して，部材間からの移動土塊のすり抜けを抑制（内部安定）し，移動層斜面が一体で挙動する条件を満足させる。一般に千鳥配置とする。
- ・ 断面配置：既設斜面（無補強）の安定検討から求まるすべり面を基準に，鋼管の長さを設定する。

図 6.3.1 本工法による典型的な斜面補強例

6. 3. 3 設計フロー

本工法の基本的な設計フローを図 6.3.2 に示す。これは、グラウンドアンカー^{例えば 6-7)}や地山補強土^{例えば 6-8)}の設計法と同様に部材の配置と抵抗力を算定してから、斜面全体の安定性を検討するという流れである。

ただし、両工法は部材の耐力照査を斜面全体の安定性の検討の前に行う手順となっているのに対し、本工法は部材の最大抵抗力が発揮できるように部材耐力を決めることを基本とするため、斜面全体の安定性を満足してから、部材耐力の検討を行うこととした。

次節より、設計フローに章番号を併記した検討項目について詳述する。

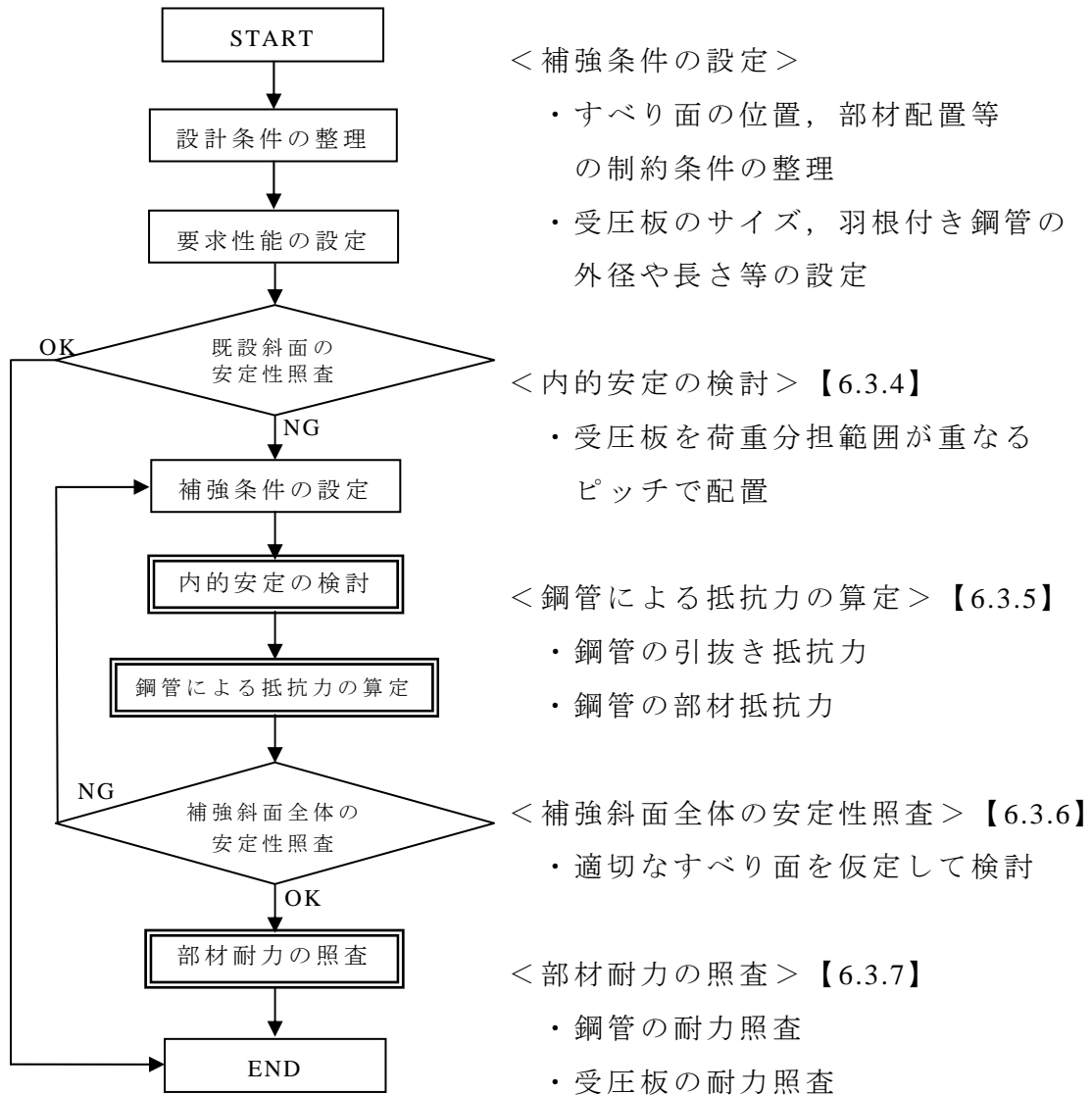


図 6.3.2 設計フローと検討項目（例）

6. 3. 4 内的安定の検討

移動層のすり抜けを防止し内的安定を保つため、受圧板の荷重分担範囲が重なるように受圧板の配置間隔を決める。受圧板の荷重分担範囲は、図6.3.3に示す範囲とし、第3章で提案した式3.1により算定するものとする。

そして、図6.3.4に示すように横方向間隔 P_{pw} が $P_{pw} \leq A_{max}$ 、縦方向間隔 P_{ph} が $P_{ph} \leq D + C_{max} \cdot \tan\beta_b$ となるように受圧板を配置する。

$$W_p = V_p \cdot \gamma_t \quad (3.1)$$

$$V_p = V_f + V_b$$

$$V_f = h/6 \cdot (A_{max} \cdot b + a \cdot B_{max} + 2(a \cdot b + A_{max} \cdot B_{max}))$$

$$V_b = B_{max} \cdot C_{max} / 2 \cdot A_{max} / 3$$

$h = D / \tan\beta_f$ ※ただし、 h は不動層までの距離を上限とする。

$$a = b = D$$

$$A_{max} = D + 2 \cdot h \cdot \tan\psi = D \cdot (1 + 2 \cdot \tan\psi / \tan\beta_f)$$

$$B_{max} = h \cdot \tan\theta = D \cdot \tan\theta / \tan\beta_f$$

$$C_{max} = h \cdot \tan\theta / (\tan\beta_b - \tan\theta) = D \cdot \tan\theta / \{\tan\beta_f \cdot (\tan\beta_b - \tan\theta)\}$$

$$\psi = \pi/4 + \phi/4$$

$$\beta_f = \pi/4 - \phi/2$$

$$\beta_b = \pi/4 + \phi'/2 \quad \text{※}\phi' = \phi \quad \text{ただし、}\phi < \theta \text{ の場合、}\phi' = \theta \text{ とする。}$$

ここに、

W_p : 受圧板に作用する移動層荷重 (kN)

V_p : 受圧板が支持する移動層の体積 (m³)

γ_t : 移動層の湿潤単位体積重量 (kN/m³)

D : 受圧板 (正方形の場合) の幅と高さ (m)

θ : 移動層の傾斜角度 (rad)

ϕ : 移動層の内部摩擦角 (rad)

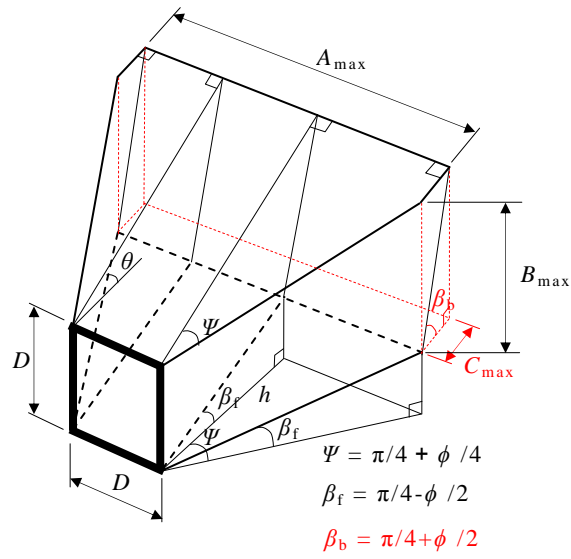


図 6.3.3 受圧板の荷重分担範囲

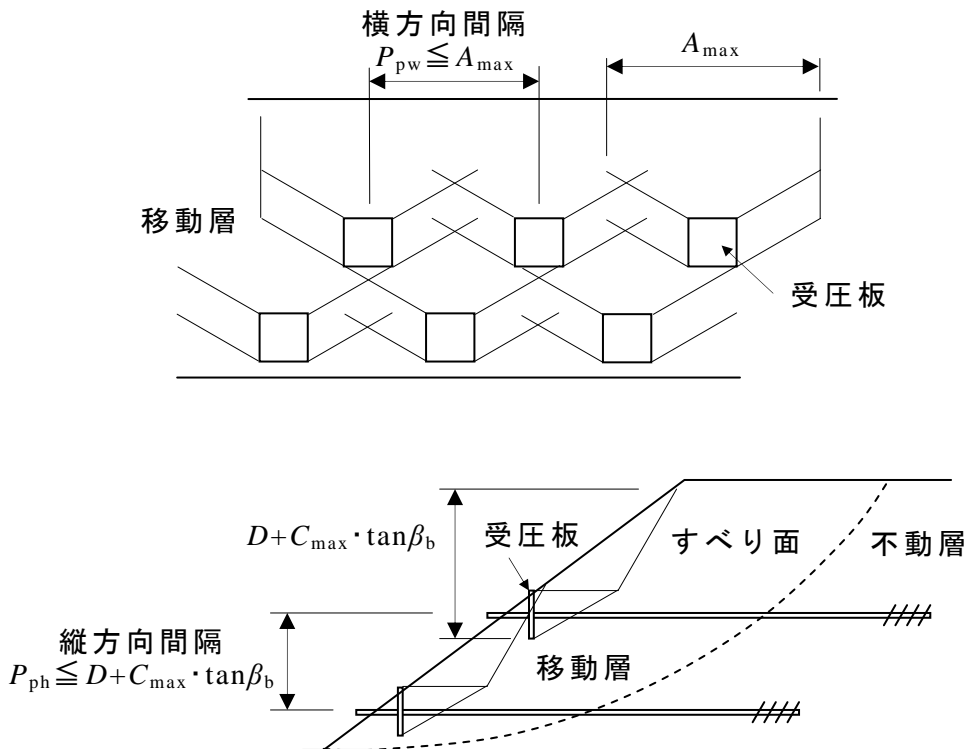


図 6.3.4 受圧板の配置方法

6. 3. 5 鋼管による抵抗力の算定

(1) 鋼管の引抜き抵抗力

羽根付き鋼管の地盤から決まる引抜き抵抗力は、図 6.3.5 に示すように羽根外径を直径とする円筒面（羽根円筒表面積）における地盤のせん断強さにより決まるものとし、現地での引抜き実験で得られた最大引抜き抵抗力に基づき式 4.7 により算定することが望ましい。ただし、現地での引抜き実験の実施が困難な場合には、第4章で提案した式 4.7、式 4.8 により算定するものとする。

なお、式 4.7、式 4.8 の適用にあたっては、次のことに留意する。

盛土の地盤定数の設定（内部摩擦角 ϕ や単位体積重量 γ ）にあたって、詳細検討では、現場試験、サンプリングによる室内試験から求めることを基本とするが、概略検討においては、標準的な盛土の地盤定数として $\gamma=18\text{kN/m}^3$ 、 $c=0$ 、 $\phi=35^\circ$ か、それよりも小さな値を用いることとする。

第4章で検討した結果、図 6.3.6 に示すように鋼管の引抜き抵抗力は 10mm 程度の変位で降伏レベルの力が発揮され 50～70mm 程度変位しても低下しないことが分かっており、盛土の地盤定数を $\gamma=18\text{kN/m}^3$ 、 $c=0$ 、 $\phi=35^\circ$ とした場合、補正係数 f_t を 2.0 とすると、鋼管変位が 25mm 程度以上となった時の引抜き抵抗力を上回ることを確認している。引抜き抵抗力の安全率は、これらを考慮して設定するものとする。

また、水平面と鋼管とのなす角が ± 10 度以内の場合、角度の影響は補正係数に含まれているものとしてよいこととする。

なお、鋼管の引抜き抵抗力に関する群効果について本研究では確認できていないが、杭の場合、羽根径の 3 倍程度が群効果を考慮する目安であることや、地山補強土等における群効果の規定を参考にして、最小限確保すべき鋼管間隔を決める必要があるものと考えられる。

$$R_t = A_{wL} \cdot \tau_g \quad (4.7)$$

ここに、

R_t ：鋼管の基準引抜き抵抗力 (kN)

A_{wL} ：羽根円筒表面積 (m^2)で、 $A_{wL} = \pi \cdot D_w \cdot L_w'$ とする。

D_w : 羽根径 (m)

L_w' : 有効羽根区間長 (m)で, $L_w - D_w$ とする。

L_w : 羽根区間長 (m)

τ_g : 現地での引抜き実験で得られた最大引抜き抵抗力を羽根円筒表面積で除して求めた鋼管周辺土のせん断強さ, あるいは, 現地調査等から設定した粘着力と内部摩擦角から求まる鋼管周辺土のせん断強さで, 後者の場合は, 以下のとおりとする。

$$\tau_g = c + f_t \cdot \sigma_v' \cdot \tan \phi \quad (4.8)$$

c : 粘着力 (kN/m²)

ϕ : 内部摩擦角 (rad)

σ_v' : 有効上載圧 (kN/m²)で, $\sigma_v' = \sigma_v - u$ とする。

u : 間隙水圧 (kN/m²)

σ_v : 羽根区間の平均上載圧 (kN/m²)で, $\sigma_v = \gamma \cdot h_{wf}$ とする。

γ : 鋼管周辺土の単位体積重量 (kN/m³)

h_{wf} : 羽根区間長の有効土被り厚 (m)

f_t : 補正係数で, 現状, 粘着力を考慮する場合 $f_t = 1.0$ とする。

なお, 概略検討において, 砂質土地盤の土質定数として $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$, $c = 0$, $\phi = 35^\circ$ を仮定するか, これよりも小さな値を仮定する場合, $f_t = 2.0$ とし, 鋼管周辺土のせん断強さを推定してもよいものとする。

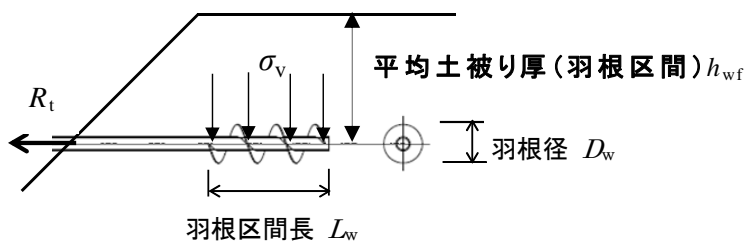


図 6.3.5 羽根付き鋼管の地盤から決まる引抜き抵抗力

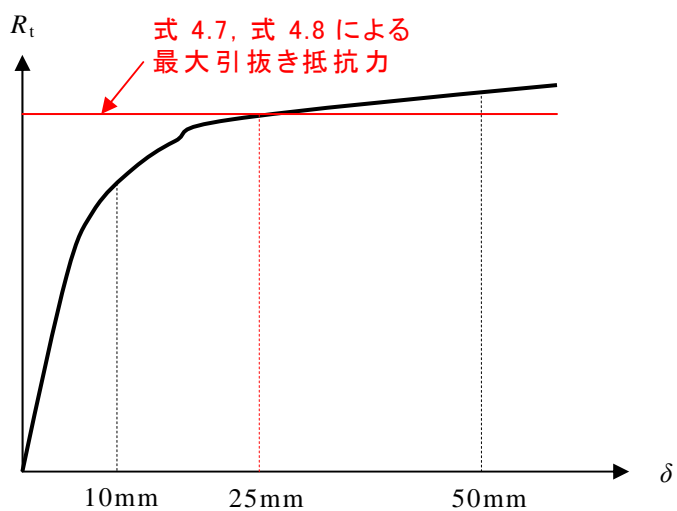


図 6.3.6 鋼管の引抜き抵抗の挙動と設計値との関係

(2) 鋼管の部材抵抗力

鋼管のせん断や曲げに対する部材抵抗力に関しては、地すべり抑止杭⁶⁻⁹⁾の設計法を参考に、想定する移動層の変位量と、鋼管下方地盤による反力の条件に応じて、評価法を選択するものとする。

ただし、本工法が既設盛土の補強に用いられる場合には、不動層と移動層との地盤の強度差がそれほど大きくないため、すべり面付近における移動層側の下方変位と不動層側の鋼管の下方変位の差が大きいものと考えられる。

以上のような場合、図 6.3.7 に示すように鋼管下方の地盤反力を得ながら部材抵抗が発揮されることを実大実験で確認しており、弾性床上の梁を仮定し部材抵抗を評価するものとする。例えば、弾性床上の梁の設計モデルとして、一様に変位することを仮定した移動層の地盤抵抗を評価できる地すべり抑止杭⁶⁻⁹⁾のくさび杭（半無限長を仮定）の設計モデルを準用する場合、式 6.3 により鋼管の部材抵抗を算定する。また、本部材抵抗を考慮する場合は、別途、地盤の受働抵抗が部材抵抗を上回ることを確認することとする。

なお、鋼管は水平から仰角 10° 程度以内（通常、仰角 5° 程度）で配置されるが、地盤定数の設定やすべり面の仮定に比べ、この角度が設計に与える影響は小さいため、水平として扱うこととする。

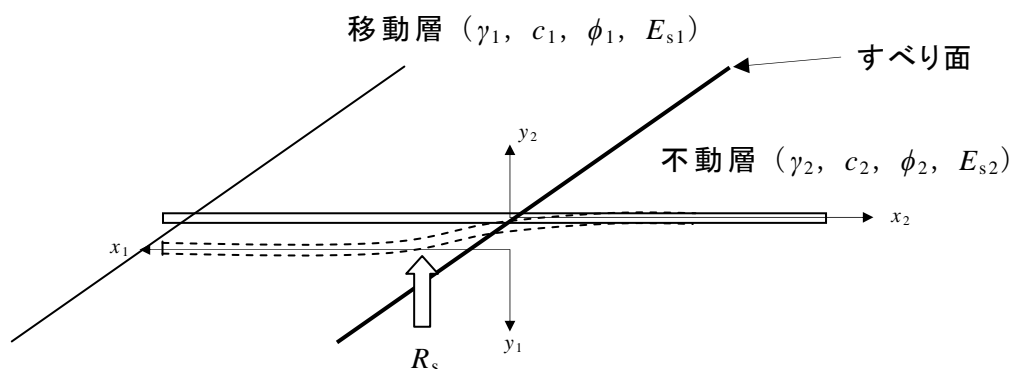


図 6.3.7 くさび杭を準用した設計モデル

$$R_s = \min(S_{s1}, S_{s2}) \quad (6.3)$$

$$S_{s1} = 2 \times M_{\text{pud}} / [e^{-\alpha_1} \times \{ (1/\beta_1 - 1/\beta_2) \cdot \cos(\alpha_1) - (1/\beta_1 + 1/\beta_2) \cdot \sin(\alpha_1) \}]$$

$$\alpha_1 = \tan^{-1}(\beta_2/\beta_1)$$

$$S_{s2} = 2 \times M_{\text{pud}} / [e^{-\alpha_2} \times \{ (1/\beta_1 - 1/\beta_2) \cdot \cos(\alpha_2) + (1/\beta_1 + 1/\beta_2) \cdot \sin(\alpha_2) \}]$$

$$\alpha_2 = \tan^{-1}(\beta_1/\beta_2)$$

$$M_{\text{pud}} = f_{\text{psyk}} \times Z_p / \gamma_b$$

$$\beta_1 = \{ E_{s1} / (4EI) \}^{1/4}$$

$$\beta_2 = \{ E_{s2} / (4EI) \}^{1/4}$$

ここに、

R_s : 鋼管の部材抵抗力 (kN)

S_{s1} : 移動層における鋼管の部材抵抗力 (kN)

S_{s2} : 不動層における鋼管の部材抵抗力 (kN)

M_{pud} : 鋼管の曲げ耐力 (kN・m)

f_{psyk} : 鋼管の設計引張降伏強度 (MPa)

Z_p : 鋼管の断面係数 (m³) 腐食しろを考慮する。

γ_b : 部材係数で、 $\gamma_b = 1.05$ とする。

E_{s1}, E_{s2} : 移動層, 不動層の変形係数 (kN/m²)

6. 3. 6 補強斜面全体の安定性照査

既設斜面の安定性照査に適用した斜面安定設計法に準拠する。補強による抵抗力として、鋼管の引抜き抵抗と部材抵抗を、水抜き効果として地下水位の低下や間隙水圧の消散を考慮し、補強斜面の安定性を検討する。例えば、無限長斜面(直線すべり)を仮定する場合の例を図 6.3.8 と式 6.4 に、円弧すべりを仮定する場合の例を図 6.3.9 と式 6.5 に示す。

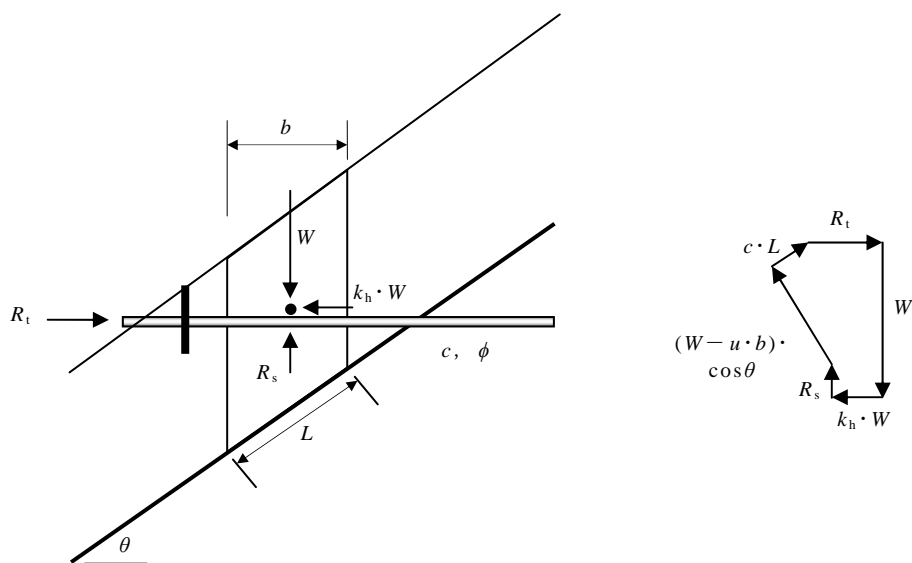


図 6.3.8 無限長斜面（直線すべり）を仮定する場合

$$F_s = [c \cdot L + \{ (W - u \cdot b) \cdot \cos \theta - k_h \cdot \sin \theta + R_t \cdot \sin \theta \} \cdot \tan \phi + R_t \cdot \cos \theta + R_s \cdot \sin \theta] / (W \cdot \sin \theta + k_h \cdot W \cdot \cos \theta) \quad (6.4)$$

ここに、

F_s : 斜面安定の安全率

W : 分割片の移動層土塊の重量 (kN)

R_t : 鋼管の引抜き抵抗力 (kN)

R_s : 鋼管の部材抵抗力 (kN)

L : 分割片の移動層土塊とすべり面の接触長さ (m)

θ : 水平面に対してすべり面のなす角度 (rad)

c : すべり面の粘着力 (kN/m²)

ϕ : すべり面のせん断抵抗力角 (rad)

u : 間隙水圧 (kN/m²)

b : 分割片の移動土塊の幅 (m)

k_h : 地震時の設計震度

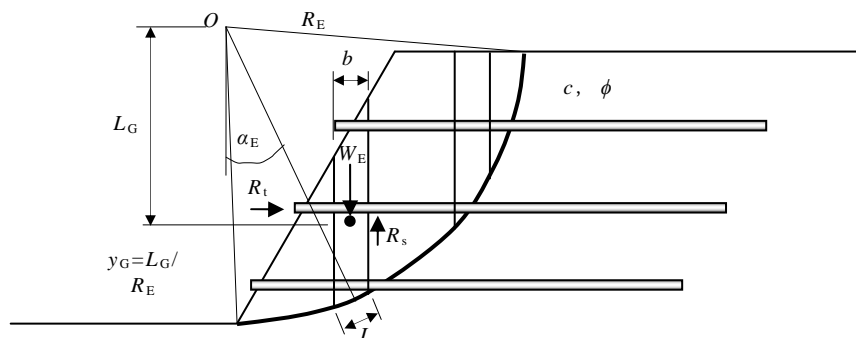


図 6.3.9 円弧すべりを仮定する場合（修正フェレニウス法）

$$F_s = R_E \cdot \Sigma \{ c \cdot L + (W_E' \cdot \cos \alpha_E - k_h \cdot W_E \cdot \sin \alpha_E + R_t \cdot \sin \alpha_E) \cdot \tan \phi + R_t \cdot \cos \alpha_E + R_s \cdot \sin \alpha_E \} / \{ R_E \cdot \Sigma (W_E' \cdot \sin \alpha_E + k_h \cdot W_E \cdot y_G) \} \quad (6.5)$$

$$W_E' = W_E - u \cdot b$$

ここに、

F_s : 斜面安定の安全率

W_E : 分割片の重量 (kN/m)

W_E' : 浮力を考慮した分割片の重量 (kN/m)

R_t : 奥行き 1m 当たりの鋼管の引抜き抵抗力 (kN/m)

R_s : 奥行き 1m 当たりの鋼管の部材抵抗力 (kN/m)

α_E : 各分割片で切られたすべり面の midpoint とすべり円の中心を結ぶ直線が鉛直となす角度 (rad)

c : 土の粘着力 (kN/m²)

ϕ : 土の内部摩擦角 (rad)

L : 分割片で切られたすべり面の弧長 (m)

R_E : 円弧すべりの半径 (m)

y_G : 各分割片の重心とすべり円の中心との鉛直距離とすべり円の半径との比

k_h : 地震時の設計震度

6. 3. 7 部材耐力の照査

鋼管と受圧板は、鋼管が抵抗力を最大限発揮するために必要な耐力を確保するものとする。

(1) 鋼管の引張耐力

鋼管の引張耐力は、地盤から決まる鋼管の引抜き抵抗力以上を確保するものとする。また、鋼管の引張耐力は、板厚が最小の鋼管母材、水抜き穴による開口率が最大の鋼管母材、継手（継手を設けている場合）の引張耐力のいずれか小さい値で決まり、式 6.6 により算定するものとする。

$$\gamma_i \cdot (R_t / T_{\text{pud}}) \leq 1.0 \quad (6.6)$$

$$T_{\text{pud}} = \min(T_{\text{tmin}}, T_{\text{drmax}}, T_{\text{jt}})$$

$$T_{\text{tmin}} = f_{\text{psyk}} \times A_{\text{tmin}} / \gamma_b$$

$$T_{\text{drmax}} = f_{\text{psyk}} \times A_{\text{drmax}} / \gamma_b$$

ここに、

T_{pud} : 鋼管の設計引張耐力 (kN)

T_{tmin} : 板厚が最小の鋼管母材の設計引張耐力 (kN)

T_{drmax} : 開口率が最大の鋼管母材の設計引張耐力 (kN)

T_{jt} : 継手の設計引張耐力 (kN)

f_{psyk} : 鋼管の設計引張降伏強度 (MPa)

A_{tmin} : 板厚が最小の鋼管母材の断面積で、腐食しろを考慮する (m²)

A_{drmax} : 開口率が最大の鋼管母材の断面積で、腐食しろを考慮する (m²)

γ_i : 構造物係数で、 $\gamma_i = 1.0$ とする。

γ_b : 部材係数で、 $\gamma_b = 1.05$ とする。

(2) 鋼管のせん断と引張耐力

鋼管のせん断と引張が同時に作用する場合の耐力の照査にあたっては、式 6.7 を用いることとする。

$$(\gamma_i / 1.1)^2 \times \{ (R_s / V_{pyd})^2 + (R_t / T_{pud})^2 \} = 1.0 \quad (6.7)$$

$$V_{pyd} = A_p \cdot f_{pvk} / \gamma_b$$

$$f_{pvk} = f_{psyk} / \sqrt{3}$$

$$T_{pud} = A_p \cdot f_{psyk} / \gamma_b$$

ここに、

V_{pyd} : 鋼管のせん断耐力 (kN)

T_{pud} : 鋼管の引張耐力 (kN)

f_{psyk} : 鋼管の設計引張降伏強度 (MPa)

f_{pvk} : 鋼管の設計せん断降伏強度 (MPa)

A_p : 鋼管の断面積で、腐食しろを考慮する (m^2)

γ_i : 構造物係数で、 $\gamma_i = 1.0$ とする。

γ_b : 部材係数で、 $\gamma_b = 1.05$ とする。

(3) 受圧板の耐力照査

受圧板には、荷重分担範囲の移動土塊重量を支持すること、鋼管の引抜き抵抗を移動層に伝達することが求められる。通常は後者の性能を満足するための荷重が大きいため、鋼管の引抜き抵抗を移動層に伝達するために、受圧板の中心に鋼管の引抜き抵抗力を作用させた時に、受圧板が降伏しないように耐力を確保することを検討する。

一般的に、受圧板の全面が背面土と接している場合、粘性土では等分布に近く、砂質土では受圧板中央を最大値とする三角形分布に近い地盤反力分布が生じると考えられる。また、「グラウンドアンカー受圧板設計・試験マニュアル⁶⁻¹²⁾」では、グラウンドアンカーによる引抜き抵抗力を受圧板面積で除した値による等分布荷重を仮定し、部材を片持ち梁とした検討モデルを用いている。

一方、本工法で用いる受圧板には、グラウンドアンカーで用いる受圧板に比べ、サイズや剛性が小さな鋼板を使用すること、受圧板と地盤との馴染みについて特別な処理をしないこと等が異なる。

よって、図 6.3.10 に示すように両端部を支点とする単純梁に引抜き抵抗力を集中荷重として作用させるモデルで検討することとし、式 6.8 により算定するものとする（等分布荷重を仮定したモデル⁶⁻¹²⁾ に比べ 2 割程度、発生曲げモーメントが大きくなる）。

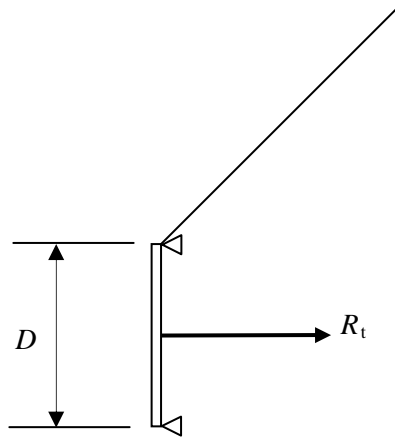


図 6.3.10 鋼管の引抜き抵抗力を伝達する受圧板耐力の検討モデル

$$\gamma_i \cdot (M_{tmax} / M_{jud}) \leq 1.0 \quad (6.8)$$

$$M_{tmax} = R_t \cdot D / 4$$

ここに、

R_t : 鋼管の引抜き抵抗力 (kN) ※式 4.7, 式 4.8 による。

M_{tmax} : 最大曲げモーメント (kN・m)

M_{jud} : 受圧板の曲げ耐力 (kN・m)

D : 受圧板の幅と高さ (m) 幅と高さの寸法が異なる場合はどちらか大きい値とする。

6. 4 試設計

本節では、前節で提案した設計法を用いて、羽根付き鋼管で補強した斜面の試設計を行う。なお、本試設計は鉄道盛土を対象とする。

6. 4. 1 設計条件

(1) 盛土形状等

鉄道盛土、高さ 8m、傾斜 1 : 1.5、上載荷重 10kN/m^2 とする。

(2) 地盤定数

鉄道構造物等設計標準・同解説 土構造物の安定性照査に用いる盛土の設計土質 3 より、以下のように盛土の地盤定数を設定する。

盛土全体 : $\gamma_t = 16 \text{ kN/m}^3$, $c = 6 \text{ kN/m}^2$, $\phi = 35^\circ$

表層 2m : $\gamma_t = 16 \text{ kN/m}^3$, $c = 3 \text{ kN/m}^2$, $\phi = 30^\circ$

(3) 要求性能

性能ランク II、変形レベル 2、損傷レベル 1~2 とする。

(4) 安定性の検討方法

本試設計では、鉄道盛土で規定されている変形照査は行わずに、全ての作用に対して、修正フェレニウス法による震度法を用いることとし、安定照査で以下の目標安全率を満足させる検討を行う。

< 安定性の照査値 (目標安全率) >

常時 : $f_{rs} \leq 0.76$ (逆数 $F_s \geq 1.3$)

降雨時 : $f_{rs} \leq 0.91$ 以内 (逆数 $F_s \geq 1.1$)

レベル 1 地震時 : 設計震度 $k_H = 0.2$, $f_{rs} \leq 1.00$ 以内 (逆数 $F_s \geq 1.0$)

部材は損傷レベル 1 とする

レベル 2 地震時 : 設計震度 $k_H = 0.25$, $f_{rs} \leq 1.00$ 以内 (逆数 $F_s \geq 1.0$)

部材は損傷レベル 2 とする。

(5) 既設斜面の安定性

表 6.4.1 および図 6.4.1 に示すとおり、常時は目標安全率を満足しているが、盛土内水位が GL+4m になる降雨時、レベル 1 地震時、レベル 2 地震時は安全率を満足していない。

表 6.4.1 既設斜面の安定計算結果

設計状態	安全率	抵抗力／起動力	備考
常時	$F_s = 1.33 \geq 1.3$ OK	2741／2057 kN・m 半径 23 m	
降雨時	$F_s = 0.92 < 1.1$ NG	574／627 kN・m 半径 10.8 m	盛土内水位 GL+4m
レベル 1 地震時	$F_s = 0.95 < 1.0$ NG	2512／2657 kN・m 半径 23 m	設計震度 $k_H = 0.2$
レベル 2 地震時	$F_s = 0.88 < 1.0$ NG	2455／2807 kN・m 半径 23 m	設計震度 $k_H = 0.25$

6. 4. 2 補強部材の検討

(1) 補強部材

以下の鋼管と受圧板により斜面を補強する。

羽根付き鋼管：鋼管径 76.3 mm，板厚 4.2 mm，鋼管長 4.0 m

羽根径 176 mm，羽根区間長 1.0 m

材料規格 STK400，規格降伏点 $f_{psyk} = 235 \text{ N/mm}^2$

受圧板：縦×横とも 600 mm，板厚 22 mm

材料規格 SS400，規格降伏点 $f_{jsyk} = 235 \text{ N/mm}^2$

(2) 内的安定の検討

$P_{pw} = 3.0 \text{ m}$ ， $P_{ph} = 1.5 \text{ m}$ と仮定し，表層地盤の条件で検討する。

$$A_{\max} = D \cdot (1 + 2 \tan \psi / \tan \beta_f) = 3.31 \text{ m}$$

$$\psi = \pi/4 + \phi/4 = 0.916 \text{ rad}$$

$$\beta_f = \pi/4 - \phi/2 = 0.524 \text{ rad}$$

$$C_{\max} = D \cdot \tan \theta / \{ \tan \beta_f (\tan \beta_b - \tan \theta) \} = 0.65 \text{ m}$$

$$\theta = 0.588 \text{ rad}$$

$$\beta_b = \pi/4 + \phi/2 = 1.047 \text{ rad}$$

$$\text{横方向間隔 } P_{pw} \leq A_{\max} = 3.31 \quad \text{OK}$$

$$\text{縦方向間隔 } P_{ph} \leq D + C_{\max} \cdot \tan \beta_b = 1.73 \text{ m} \quad \text{OK}$$

以上より，鋼管を横方向間隔 3m，縦方向間隔 1.5m の 3 段配置とする。

鋼管 3 段配置：1 段目 GL+1.5m 2 段目 GL+3.0m 3 段目 GL+4.5m

(3) 鋼管の基準引抜き抵抗力の算定

$$R_t = A_{wL} \cdot \tau_g = (\pi \cdot D_w \cdot L_w) \cdot (c + f_t \cdot \sigma_v \cdot \tan \phi)$$

$$= \{ \pi \times 0.176 \times (1 - 0.176) \} \times \{ 0 + 2.0 \times 16 \times (8 - 1.5) \times \tan 35^\circ \}$$

$$= 66 \text{ kN} \quad (1 \text{ 段目})$$

$$R_t = \{ \pi \times 0.176 \times (1 - 0.176) \} \times \{ 0 + 2.0 \times 16 \times (8 - 3) \times \tan 35^\circ \}$$

$$= 51 \text{ kN} \quad (2 \text{ 段目})$$

$$R_t = \{ \pi \times 0.176 \times (1 - 0.176) \} \times \{ 0 + 2.0 \times 16 \times (8 - 4.5) \times \tan 35^\circ \}$$

$$= 36 \text{ kN} \quad (3 \text{ 段目})$$

(4) 鋼管の部材抵抗力の算定

地盤の変形係数に関し、鉄道構造物等設計標準・同解説 基礎構造物の式を基に、移動層については、くさび杭の考え方によるバネ値低減を考慮した $E_{s1}=2000 \cdot N/1.4 \times 0.5$ により、不動層については $E_{s2}=2000 \cdot N/1.4$ により算定する。ここで、 $N=4$ とすると、鋼管の部材抵抗の特性値は以下の通り。

$$\beta_1 = \{ E_{s1}/(4EI) \}^{1/4} = 1.64 \text{ m}^{-1}$$

$$\beta_2 = \{ E_{s2}/(4EI) \}^{1/4} = 1.95 \text{ m}^{-1}$$

腐食 1mm を考慮した鋼管の曲げ耐力は以下の通り。

$$M_{\text{pud}} = f_{\text{psyk}} \times Z_p / \gamma_b = 2.86 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

発生最大曲げモーメントが鋼管曲げ耐力に達した時の移動層および不動層のせん断抵抗は以下の通り。

$$\begin{aligned} S_{s1} &= 2 \times M_{\text{pud}} / [e^{-\alpha_1} \times \{ (1/\beta_1 - 1/\beta_2) \cdot \cos(\alpha_1) - (1/\beta_1 + 1/\beta_2) \cdot \sin(\alpha_1) \}] \\ &= 17 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S_{s2} &= 2 \times M_{\text{pud}} / [e^{-\alpha_2} \times \{ (1/\beta_1 - 1/\beta_2) \cdot \cos(\alpha_2) + (1/\beta_1 + 1/\beta_2) \cdot \sin(\alpha_2) \}] \\ &= 14 \text{ kN} \end{aligned}$$

以上より、鋼管の部材抵抗力は以下の通り。

$$R_s = \min(S_{s1}, S_{s2}) = 14 \text{ kN}$$

6. 4. 3 補強斜面の安定性

(1) 降雨時

降雨時の対策は、GL+1.5mに水抜き鋼管を打設し、GL+4.0mからGL+1.5mに盛土内水位を低下させることで、常時と同じ安全率 $F_s=1.33$ に改善されるため、検討を省略する。

(2) レベル1地震時

レベル1地震時の1mあたりの必要抑止力は、以下のとおりとなる。

$$(2657-2512)/23 \times 1.0 = 6.3 \text{ kN} \quad \text{鋼管の荷重分担範囲 3m では 19 kN}$$

すべり面の中点と円弧の中心と垂直面がなす角度 α_E を $\alpha_E = 30^\circ$ とすると、引抜き抵抗力および部材抵抗力による補強効果は以下の通り。

$$R_t \cdot \sin \alpha_E \cdot \tan \phi + R_t \cdot \cos \alpha_E + R_s \cdot \sin \alpha_E = (0.35+0.87) \times R_t + 0.5 \times R_s$$

ここで、レベル1地震時における部材抵抗力の安全率を2.0とすると、

$$R_{ta} = R_t/2 \text{ により, } R_{ta} = 18 \sim 33 \text{ kN}$$

$$R_{sa} = R_s/2 \text{ により, } R_{sa} = 7 \text{ kN}$$

よって、

$$(0.35+0.87) \times R_{ta} + 0.5 \times R_{sa} \Rightarrow 1.22 \times (18 \sim 33) + 0.5 \times 7 \Rightarrow 25 \sim 44 \text{ kN}$$

以上より、すべり面の中点と円弧の中心と垂直面がなす角度は仮定したものであるが、鋼管の荷重分担範囲3mの必要抑止力19kNに対して、1段分の部材抵抗による補強効果25~44kNが上回っているため、十分に必要抑止力を満足する。

(3) レベル2地震時

レベル2地震時の1mあたりの必要抑止力は、以下のとおりとなる。

$$(2807-2455)/23 \times 1.0 = 15.3 \text{ kN} \quad \text{鋼管の荷重分担範囲 3m では 46 kN}$$

すべり面の中点と円弧の中心と垂直面がなす角度 α_E を $\alpha_E = 30^\circ$ とすると、引抜き抵抗力および部材抵抗力による補強効果は以下の通り。

$$R_t \cdot \sin \alpha_E \cdot \tan \phi + R_t \cdot \cos \alpha_E + R_s \cdot \sin \alpha_E = (0.35+0.87) \times R_t + 0.5 \times R_s$$

ここで、レベル2地震時における部材抵抗力の安全率を1.0とすると、

$$R_t = 36 \sim 66 \text{ kN, } R_s = 14 \text{ kN}$$

よって、

$$(0.35+0.87) \times R_t + 0.5 \times R_s \Rightarrow 1.22 \times (36 \sim 66) + 0.5 \times 14 \Rightarrow 50 \sim 88 \text{ kN}$$

以上より、すべり面の中点と円弧の中心と垂直面がなす角度は仮定したが、鋼管の荷重分担範囲 3m の必要抑止力 46 kN に対して、1 段分の部材抵抗による補強効果 50～88 kN が上回っているため、必要抑止力を満足する。

ただし、鋼管を配置した断面を横切らない深いすべり面の安定性が $F_s = 1.0$ を下回るため、図 6.4.2 に示すように鋼管を 1 段増やし、すべり面を更に大きな円弧とすることで $F_s = 1.0$ が満足された。

6. 4. 4 部材の耐力

(1) 鋼管の引張耐力

鋼管部材で最も耐力が小さい水抜き孔のある断面で検討する。水抜き孔の開口率を5%とするため、断面積を5%低減し、腐食しを考慮する時、引張耐力の照査結果は以下の通りである。

$$A_{drmax} = \pi \times \{(76.3-2) - (4.2-1)\} \times (4.2-1) \times 0.95 = 679 \text{ mm}^2$$

$$T_{drmax} = f_{psyk} \times A_{drmax} / \gamma_b = 235 \times 679 / 1.05 \times 10^{-3} = 152 \text{ kN}$$

$$\gamma_i \cdot (R_t / T_{pud}) = 1.0 \times (66 / 152) = 0.43 \leq 1.0 \quad \text{OK}$$

(2) 鋼管のせん断と引張耐力

鋼管のせん断と引張が同時作用する場合の照査結果は以下の通りである。検討断面は(1)と同じとする。

$$A_p = A_{drmax} = 679 \text{ mm}^2$$

$$f_{pvyk} = f_{psyk} / \sqrt{3} = 235 / \sqrt{3} = 136 \text{ N/mm}^2$$

$$V_{pyd} = A_p \cdot f_{pvyk} / \gamma_b = 679 \times 136 / 1.05 \times 10^{-3} = 88 \text{ kN}$$

$$R_s = 14 \text{ kN}$$

$$T_{pud} = T_{drmax} = 152 \text{ kN}$$

$$R_t = 66 \text{ kN}$$

$$(\gamma_i / 1.1)^2 \times \{ (R_s / V_{pyd})^2 + (R_t / T_{pud})^2 \} \leq 1.0$$

$$(1.0/1.1)^2 \times \{ (14/88)^2 + (66/152)^2 \} = 0.18 \leq 1.0 \quad \text{OK}$$

(3) 受圧板の耐力

鋼管の基準引抜き抵抗力 66kN に対する受圧板の耐力照査結果は以下の通りである。

$$M_{tmax} = R_t \cdot D/4 = 66 \times 0.6/4 = 9.9 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$Z_{jmax} = 600 \times 22^2 / 6 = 48400 \text{ mm}^3$$

$$M_{jud} = f_{j syk} \times Z_{jmax} / \gamma_b = 235 \times 48400 / 1.05 \times 10^{-6} = 10.8 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\gamma_i \cdot (M_{tmax} / M_{jud}) = 1.0 \times (9.9 / 10.8) = 0.9 \leq 1.0 \quad \text{OK}$$

6. 4. 5 検討結果

表 6.4.2 に示す前節までの検討結果により，下記仕様の受圧板付き鋼管を横 3m ピッチ，縦 1.5m ピッチ×4 段で配置することで，補強斜面の安定性に関して目標安全率を満足させることができる。

<補強部材の仕様>

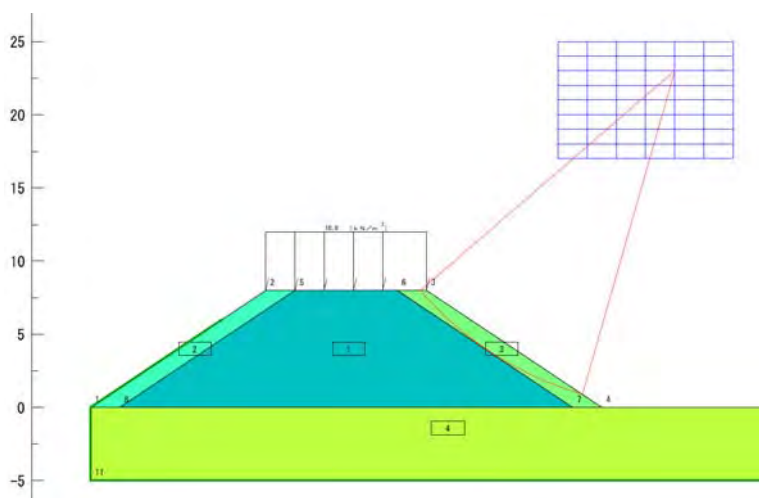
羽根付き鋼管：STK400 ϕ 76.3mm×4.2t×4.0m

羽根径 176mm，羽根区間長 1.0m

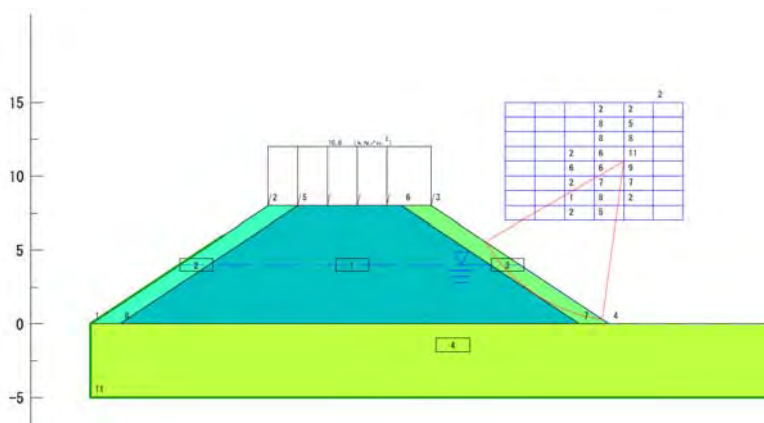
受圧板：SS400 縦×横とも 600mm，板厚 22mm

表 6.4.2 補強斜面の安定計算結果

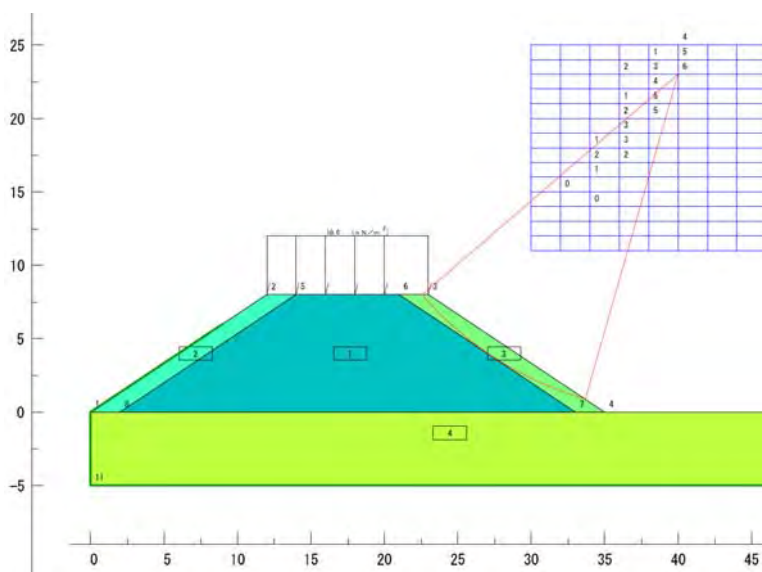
設計状態	安全率	抵抗力／起動力	備考
常時	$F_s = 1.3$ 以上 OK	—	補強斜面での検討省略
降雨時	$F_s = 1.33 \geq 1.3$ OK	2741／2057 kN・m 半径 23 m	水抜き効果で常時安定性と同等
レベル 1 地震時	$F_s = 1.0$ 以上 OK	—	必要抑止力が十分なことを確認
レベル 2 地震時	$F_s = 1.02 \geq 1.0$ OK	6492／6343 kN・m 半径 23m	設計震度 $k_H = 0.25$



(a) 常時のすべり面



(b) 降雨時のすべり面（盛土内水位 GL+4m）



(c) レベル1地震時のすべり面

図 6.4.1 既設斜面の安定性

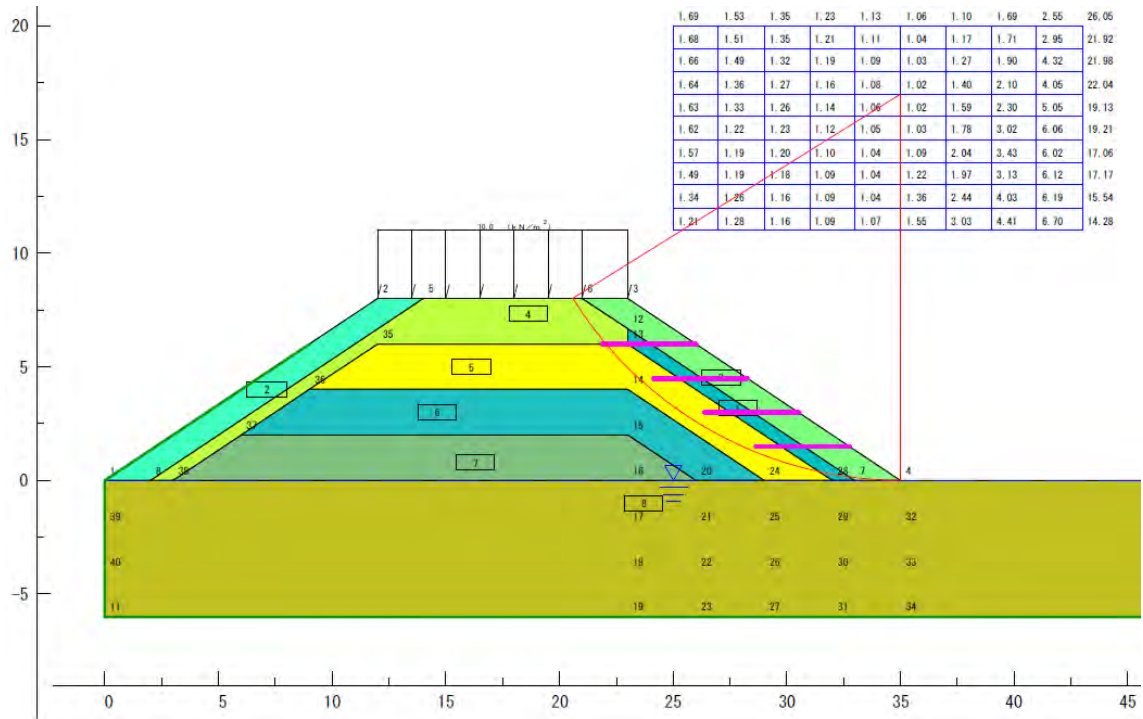


図 6.4.2 補強斜面の安定性（レベル 2 地震時）

6. 5 本章のまとめ

本章では，一般の基準による斜面安定設計法に準じた羽根付き鋼管による補強斜面の設計法として，既存の斜面安定工の設計法を参考に鋼管の部材抵抗評価法や部材耐力の照査法を検討し，第3章で提案した受圧板による荷重分担範囲の評価法，第4章で提案した羽根付き鋼管の引抜き抵抗評価法と合わせて，これらを総合的に考慮できる設計法を提案した。

また，本設計法を用いて試設計を行い，既往の基準に準拠して本設計法が適用できることを確認した。

参考文献

- 6-1) 鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等設計標準・同解説 土構造物，2007.
- 6-2) 鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等維持管理標準・同解説（構造物編）土構造物（盛土・切取），2007.
- 6-3) 日本道路協会：道路土工－盛土指針（平成22年度版），丸善出版，2010.
- 6-4) 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），丸善出版，2009.
- 6-5) 東日本・中日本・西日本高速道路：切土補強土工法設計・施工要領，2007.
- 6-6) 日本道路協会：道路土工要綱（平成21年度版），2009.
- 6-7) 国土交通省 宅地防災ホームページ：宅地防災マニュアル，
<http://www.mlit.go.jp/toshi/web/index.html>
- 6-8) 地盤工学会：グラウンドアンカー設計・施工基準，同解説，2012.
- 6-9) 地盤工学会：地山補強土工法設計・施工マニュアル，2011.
- 6-10) 斜面防災対策技術協会：新版 地すべり鋼管杭設計要領，2003
- 6-11) 土木研究センター：多数アンカー式補強土壁工法 設計・施工マニュアル 第4版，2014.
- 6-12) 土木研究センター：グラウンドアンカー受圧板 設計・試験マニュアル，2004.

第7章 結論

本研究では、降雨や地震に対する盛土斜面の安定性を向上させる方法として、羽根付き鋼管による補強を取り上げ、特に、法尻の湿潤が原因となる深さ数メートル規模の斜面崩壊を対象に検討を行った。

まず、斜面崩壊を抑制するために必要な、受圧板を併用した鋼管の荷重分担範囲、羽根付き鋼管の引抜き抵抗、受圧板間のアーチ効果と部材抵抗による補強効果を実大実験で確認し、次に、それらの実験結果と既往の知見から、受圧板の荷重分担範囲の評価法、斜面へ水平方向に回転貫入した羽根付き鋼管の引抜き抵抗評価法を構築した。そして、それらの補強効果の評価法をとりまとめて、一般的な斜面安定設計法に適用可能な本工法による補強斜面の設計法を提案した。

以下に本研究により得られた結論をまとめる。

第1章では、本研究の背景として、降雨と地震の複合作用によって盛土斜面崩壊が多発した事例として、2004年新潟県中越地震、2007年能登半島地震、2009年駿河湾地震を取り上げ、それらがきっかけとなり、杭として実用化していた羽根付き鋼管の技術を斜面安定に応用することを着想したことについて述べ、以下の既往の研究による知見をとりまとめた。

(1) 降雨と地震の複合作用による斜面崩壊のメカニズム

地震前の降雨や浸透流により、盛土内の地下水位が上昇し、法尻の湿潤による抵抗力の低下により法尻が崩壊する。法尻に支持されていた上方の地盤が支持力を失い崩壊する。この繰り返しにより法肩まで崩壊が進行する。

(2) 既存の斜面安定工の補強効果

鋼材を用いる工法のうち、地すべり抑止杭は鋼管のせん断（曲げ）抵抗、グラウンドアンカーや地山補強土は線材や鉄筋の引抜き抵抗による補強効果を考慮して設計する。また、グラウンドアンカーや地山補強土は法面工によって、移動層の抜け出しがないことが前提となっている。

第2章では、羽根付き鋼管に関する以下のような先行研究を調べ、これらの研究成果から、本工法に期待される補強効果を取りまとめ、実大実験でこれらを確認することを課題とした。

(1) 鋼管に開口を設けた場合の鋼管の水抜き効果

羽根付き鋼管に開口を設けることで斜面内の水抜きを行うことが可能であり、斜面内の飽和度を減少させることや、間隙水圧を低下させる効果を期待できる。また、水抜き効果と部材による補強効果を併用すると、それぞれを単独で用いた場合よりも斜面の安定性はより高まる。

(2) 遠心模型実験等による鋼管の部材抵抗や受圧板による補強効果

直や山側に比べ谷側に傾斜させた鋼管は、くさび杭の変形モードとなり、地盤の摩擦抵抗が大きく、補強効果が高いこと、山側に傾斜させた鋼管は、せん断と軸力を直接的に負担すること、鋼管と地盤との間に生じる空隙の大きさは、変形モードによらず、変形量に依存している。

斜面の抵抗力をすべり面の摩擦抵抗+せん断抵抗+引抜き抵抗と考えると、すべり面の摩擦抵抗は一定で、せん断抵抗、引抜き抵抗は移動層の大変形時（最大変位 100mm）まで増加する。

すべり面の摩擦抵抗は、変位量/鋼管直径=4%(5.4mm)でピークに達して一定となる。鋼管は、変位量/鋼管直径=20%(27mm)で降伏するものの、受圧板がある場合はその後も抵抗力が増加する。その際にすべり面付近で鋼管はS字に大きく曲げ変形し、受圧板は移動層に食い込むが、降伏後もせん断抵抗は上昇する。

(3) 遠心模型実験等による補強材の配置と補強効果

受圧板を併用した鋼管による補強斜面は無補強斜面に比べ抵抗力が増え、受圧板の角度によって鋼管に作用する軸力が変化する。

受圧板を併用した鋼管には、下方地盤の抑え効果があり、斜面の上段に鋼管を配置すると、無補強に比べ地震時の法肩変位を抑制できる。

受圧板を併用した鋼管を適正なサイズにすると移動層の部分的な崩壊が抑えられる。ただし、補強斜面は、補強されていない部分から崩壊する。

第3章では、受圧板によって一体挙動する移動土塊の範囲を明らかにするため、高さ3mの試験盛土を構築し、1組の受圧板と鋼管で補強された斜面の除荷実験等を実施した。矩形で高さ×幅が300mm, 600mm, 800mmの受圧板を用いたケースで荷重分担範囲を調べた結果、以下の結論を得た。

(1) 受圧板を併用した鋼管による補強効果

1組の受圧板と鋼管で補強した斜面は、無補強斜面に比べ、移動層が除荷された時の法肩変位を抑制する効果がある。

(2) 受圧板による荷重分担範囲

除荷実験で得られた油圧ジャッキ反力差、鋼管の鉛直変位、受圧板が支持する移動土塊の観察により、受圧板が支持する移動土塊重量を推定し、受圧板の配置間隔を決めるための荷重分担範囲の評価法を提案した。

受圧板の荷重分担範囲を四角錐台で簡略化した評価式から荷重分担幅と高さが求まり、それらが重なるように部材の配置を決めることで、移動土塊が一体で挙動し、内的安定を保つものと見なすことができる。

(3) 受圧板サイズと補強効果との関係

受圧板サイズが大きいほど荷重分担範囲が広がり、補強効果も大きくなるものと考えられるが、受圧板を大きくしても鋼管下方の地盤反力が得られない場合は鋼管の部材抵抗による補強効果が有効に得られない。

よって、受圧板を併用した鋼管の部材配置にあたっては、鋼管下方の地盤反力が得られるような条件の位置に部材を配置すべきであることが分かった。

第4章では、斜面へ水平方向に回転貫入した羽根付き鋼管の引抜き抵抗特性を定量的に把握するため、5箇所の実盛土において12ケースの引抜き実験を実施した。その内、有効なデータが得られた7(9)ケースの羽根付き鋼管の荷重変位関係から、以下の結論を得た。

(1) 羽根付き鋼管の引抜き抵抗特性

盛土へ水平方向に回転貫入した羽根付き鋼管は、羽根径148～176mm、羽根区間長0.5～5m、羽根区間の平均土被り厚0.7～2.7mという条件で、1本あたり19～110kNの最大引抜き抵抗力を発揮し、引抜き変位量が鋼管径程度の50～70mmとなってもその抵抗力が保持されることが分かった。

(2) 鉛直打設（杭）と水平打設との違い

杭の引抜き抵抗評価式による計算値は、杭と同様に回転貫入で水平打設された羽根付き鋼管の引抜き抵抗力の下限值相当の値を評価することから、鉛直打設と水平打設された羽根付き鋼管の引抜き抵抗に有意な差はないものと考えられる。

(3) 引抜き抵抗と土被り厚との関係

せん断強さを決める定数に関して、個々の盛土の単位体積重量や内部摩擦角の違いは小さいが、粘着力は経験値が用いられる場合が多い。

よって、不確定要素の大きい粘着力を除いた場合、内部摩擦角や単位体積重量をほぼ一定と見なすと、有効上載圧 σ_v を決定する有効土被り厚により、水平打設された羽根付き鋼管の最大引抜き抵抗力は依存する。

(4) 引抜き抵抗評価式

現地での引抜き実験や地盤調査がなされることを基本として、最大引抜き抵抗力の評価式を示すとともに、概略設計で標準的な地盤条件を用いた場合に下限値相当の最大引抜き抵抗力を推定する方法も提案した。

後者の場合、羽根部周面抵抗のみを考慮した形になっているが、補正係数の中に羽根部支圧抵抗や鋼管周面抵抗の影響が含まれている。

第5章では、本工法による斜面補強効果を実大実験で検証するため、まず、受圧板間のアーチ効果を確認する除荷実験（受圧板の荷重分担範囲が重なるピッチで2本の鋼管を高さ2.4mの試験盛土に打設し、その盛土の移動層の法尻を不安定化させる実験）を実施した。次に、受圧板のない鋼管の部材抵抗を確認するため、鋼管のみで補強した移動層の法尻を掘削する除荷実験とその再現解析を実施し、本工法による補強斜面の長期安定性を確認するため試験施工（高さ8mの実盛土に3列×3段の鋼管を施工）を実施した。

これらの実験結果と考察より、以下の結論を得た。

<受圧板間のアーチ効果を確認する除荷実験>

(1) 補強効果

本実験条件において、鋼管径60.5mmの鋼管と、一辺が600mmの受圧板を評価式による荷重分担範囲が重なるように2.5mの間隔で斜面に設置することで、法尻が不安定化した場合でも鋼管上方の移動層が支持され、法肩変位を抑制することができる。

(2) 荷重分担範囲

受圧板間をオーバーハング掘削した際に、2本の鋼管から互いに正面から見て水平面から約 30° 方向上方にクラックが広がり、アーチが形成されることを確認した。3章式3.1から求まるアーチが広がる角度は約 35° であるため、本実験において、評価式は安全側の荷重分担範囲を推定した。

(3) 鋼管の部材抵抗

移動層全体のつり合い計算と弾性床上の梁モデルにより鋼管部材抵抗を検討した結果、本実験では、除荷した際に鋼管周りに地盤が留まって鋼管を支持することにより鋼管のたわみが抑えられ、荷重分担範囲の移動層を支持するために十分な部材抵抗が発揮されたものと考えられる。

<法尻掘削実験と再現解析>

(1) 補強効果

無補強斜面に比べ、補強斜面の除荷時における移動層の変位量が小さく抑えられ、鋼管による斜面補強効果が発揮された。

(2) 鋼管配置による効果

移動層が自立する程度の粘着力をもつ場合は、鋼管がクラックの起点となるものの、鋼管上方への崩壊の進行を抑えていた。よって、受圧板を設置しない鋼管でも、それを配置することによって、鋼管下方地盤の崩壊が上方へと進行していくことを抑える補強効果が発揮される。

外径 ϕ 76.3mmの鋼管を2m間隔（配置間隔と鋼管径の比で26）で配置してもこの補強効果が得られる。

(3) 鋼管まわりの移動層の挙動

法尻が除荷された際に無補強では、移動層の水平方向に引張が発生するような条件でも、鋼管で補強すると、鋼管が引張力を負担し、鋼管まわりの移動層には引張が生じなくなり、抜け出しと直角方向にひずみが分散する。

これにより、地すべり抑止杭等によってアーチ効果が期待できるといわれる杭間隔（杭径の8倍）よりも大きな間隔（鋼管径の26倍）で鋼管を配置した場合、鋼管の部材抵抗による補強効果は、平面的な鋼管の配置間隔で荷重を分担するのではなく、法尻の不安定化により生じる移動層内のひずみが鋼管を配置することで3次元的に分散され移動層の水平方向の抜け出しを抑制するものであると推定する。

<実盛土における長期観測>

(1) 本工法の施工性

実盛土において、人力で取り扱うことができるエアー駆動式のトルクレンチ（最大回転トルク8000N・m）を用いて、鋼管（鋼管径76.3mm，羽根径176mm，貫入長約3m）を回転貫入により斜面へ水平方向に施工することができた。プラント設備が不要で、水やセメントを使わないので、本工法は既設盛土のような狭い空間でも施工が可能である。

(2) 長期的な安定性

盛土が完成して、合計雨量 200mm を超える降雨を数度受けているが、3 年以上経過した現在も本工法による補強斜面は安定を保っている。

第 6 章では、一般の基準による斜面安定設計法に準じた羽根付き鋼管による補強斜面の設計法として、既存の斜面安定工の設計法を参考に鋼管の部材抵抗評価法や部材耐力の照査法を検討し、第 3 章で提案した受圧板による荷重分担範囲の評価法、第 4 章で提案した羽根付き鋼管の引抜き抵抗評価法と合わせて、これらを総合的に考慮できる設計法を提案した。

また、本設計法を用いて試設計を行い、既往の基準に準拠して本設計法が適用できることを確認した。

最後に、本研究の残課題を以下に示す。

第1章に関して、本研究では、盛土の法尻のゆるみが原因となる崩壊に着目して検討を進めたが、それ以外の崩壊を起こし得る作用に対して、補強斜面がどのように挙動するかを把握することは、今後の課題である。

例えば、地震時の揺すりこみ沈下による崩壊や橋台背面の沈下等は、比較的多く報告されている盛土の損傷事例である。

第2章に関して、本工法の水抜き機能について簡単にふれたが、斜面安定工として重要な機能であるため、今後、詳しく研究すべき課題である。

第3章に関して、除荷実験時の荷重を推定するために何を測定すべきか試行錯誤したが、今後、類似の実験を行って、実験データを積み増しする際には、本実験を参考に補強効果を明確に表現できる測定方法を見直す必要がある。また、受圧板の荷重分担範囲が重ならない場合に、移動層がどのように挙動するかを解明することができれば、本工法の適用範囲が更に広がるものと考えられる。

第4章に関して、本研究では、全長羽根付き鋼管と先端区間羽根付き鋼管の引抜き抵抗を羽根円筒表面積と周辺土のせん断強さの積で評価する方法を提案したが、先端区間羽根付き鋼管には、最前方羽根での支圧抵抗や無羽根区間の鋼管周面抵抗の発現が期待できるため、今後実施する引抜き実験では、軸力を分離できるような測定方法を採用し、羽根区間とそれ以外の部分の抵抗の実測値を積み増しする必要がある。

第5章に関して、下方の地盤抵抗を考慮した鋼管の部材抵抗を評価するために、何をどのように測定すべきかについては、まだ試行錯誤中である。そのため、鋼管の部材抵抗について、地すべり抑止杭の弾性床上の梁を仮定した設計法を準用した時の移動層の変形係数の設定方法や本工法独自の評価法を提案するには至っておらず、実験法、評価法ともに今後の課題である。

第6章に関して、本研究では実務設計で用いられている円弧すべり面を仮定した安定解析(主に修正フェレニウス法)を対象に検討を行ったが、今後、

実現象を把握する目的で 3 次元的な挙動を検討するためには、FEM 等による変形解析において、鋼管の補強効果をどのように見込むのかを検討する必要がある。

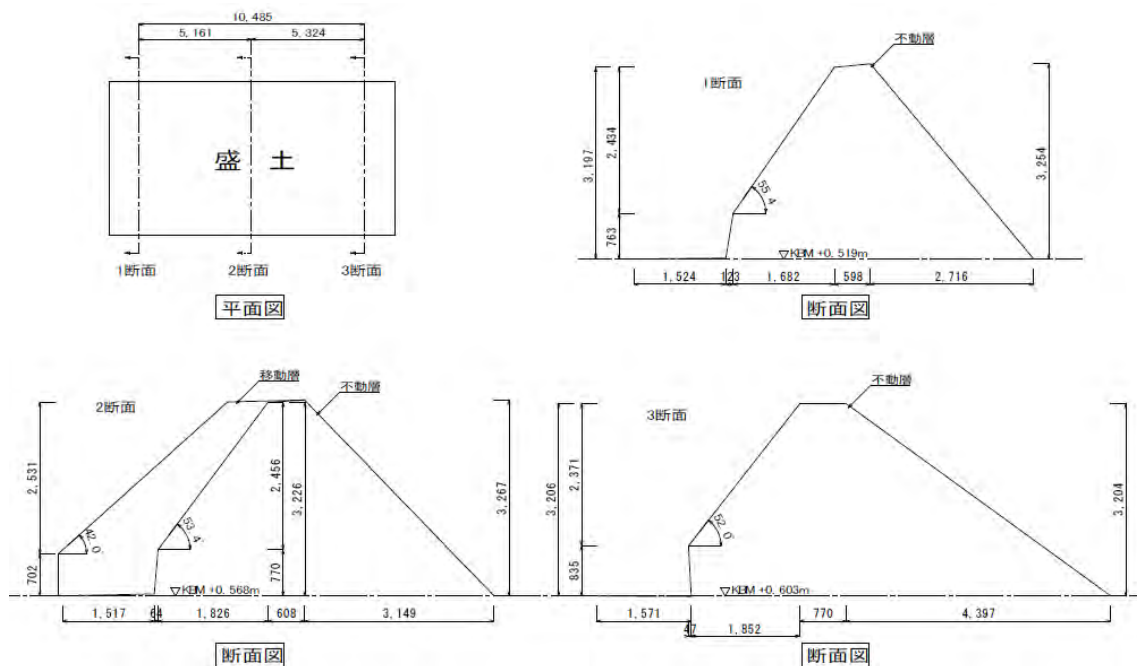
付録 A 第 3 章の実験における無補強 (TK-N) ケースの条件

1. 試験盛土の条件

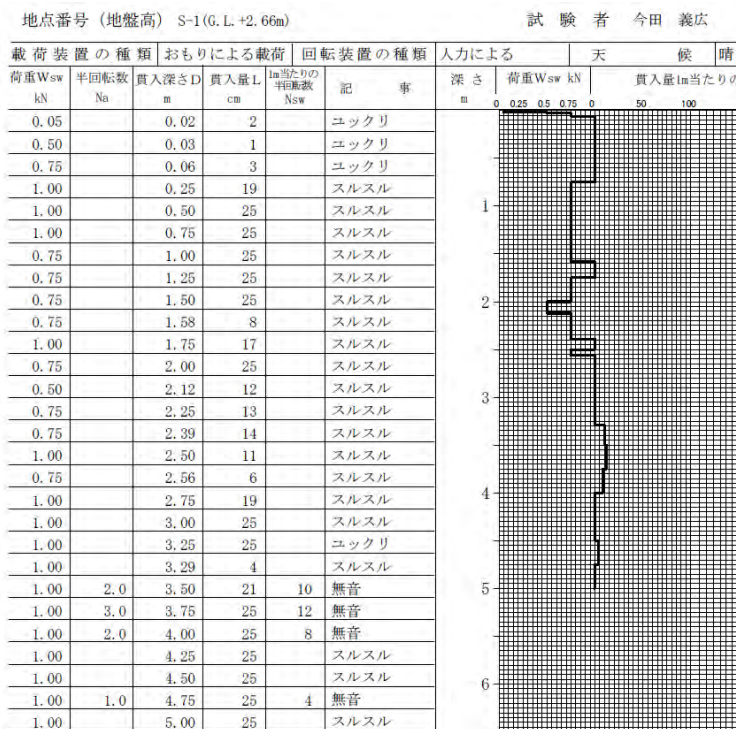
第 3 章の斜面除荷実験にあたり，以下の手順により，付 A 図 1.1 に示す出来形で試験盛土を構築した。盛土天端から地表面まで調査したスウェーデン式サウンディング試験による不動層の試験結果を付 A 図 1.2～付 A 図 1.4 に示す。

< 試験盛土の構築手順 >

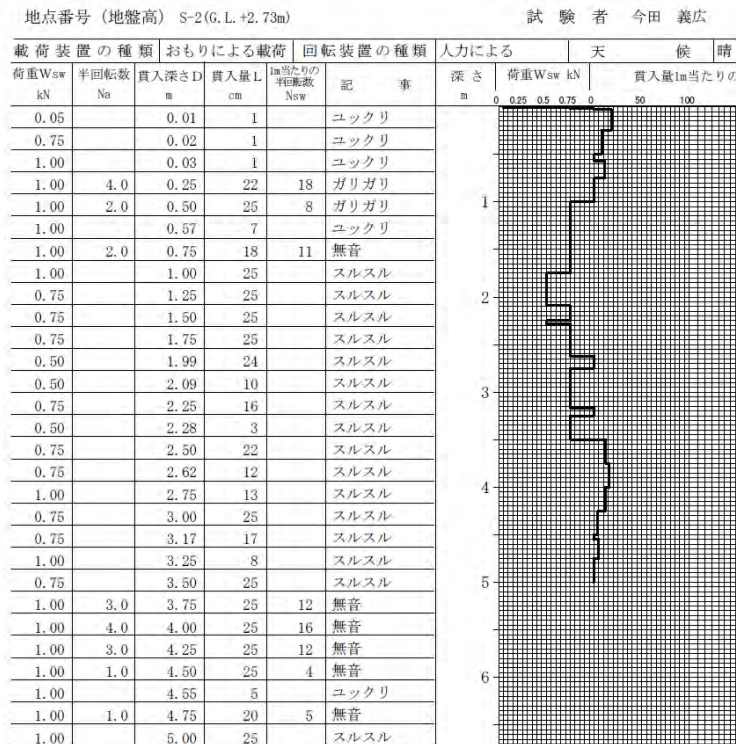
- 1) 不動層となるローム主体の土をバックホウで高さ 3m に盛土し，丁張を設置して，すべり面の土刃を 55° になるように成形する。
- 2) 高さ 0.7m 程度で垂直に切った法尻をコンパネで土留めする。
- 3) 不動層に鋼管を施工する。不動層への貫入長さを 1.7m (斜面から 1.3m 突出)，打設高さを GL+1.5m とする。
- 4) 土木シートを 2 枚重ねで，不動層のすべり面に設置する。
- 5) 基盤面をすき取り，砕石 (厚さ 0.2m 程度) を敷き均してレベルにし，敷鉄板 5×10' を平坦に設置する。(ずれないように砕石へ埋め込む)
- 6) 敷鉄板上に油圧ジャッキを 3 台配置する。(ストッパーで転び止めをする)
- 7) 盛土構築時の仮受け材 (溝形鋼) 等を敷鉄板下と手前に設置する。
- 8) 3 台の油圧ジャッキに台座，ロードセルを配置し，鉄板 5×10' を 3 枚重ねで設置する。鉄板がレベルになるよう 3 台のジャッキストロークを調節し，ロードセルの荷重を計測する。(除荷装置の重量)
- 9) 鉄板の縁を溝形鋼で土留めし，鉄板の上に移動層の砂を 0.2m 程度ずつ載せ人力で締め固める。
- 10) 移動層が鋼管位置に達したら，受圧板を鋼管に設置し，くさびで仮固定する。(TK-N を除く)
- 11) 受圧板まわりと鋼管上部の移動層を 3m の高さまで構築する。移動層設置直後のロードセルの荷重を計測する。
- 12) 受圧板からくさびを撤去し，ロードセルを設置し，初期値を計測する。



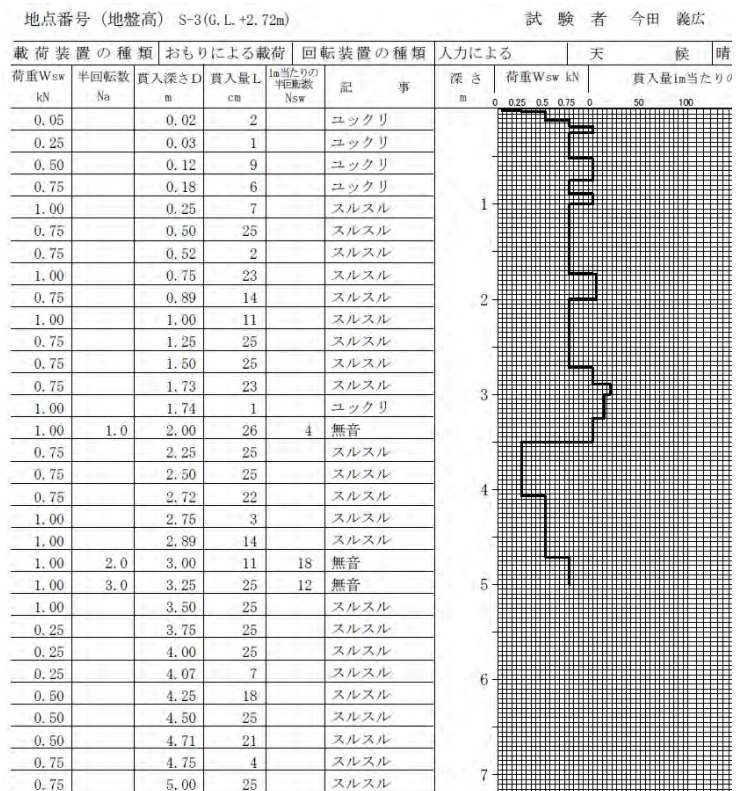
付 A 図 1.1 試験盛土の出来形



付 A 図 1.2 スウェーデン式サウンディング試験 (S-1)



付 A 図 1.3 スウェーデン式サウンディング試験 (S-2)



付 A 図 1.4 スウェーデン式サウンディング試験 (S-3)

2. 無補強 (TK-N) の実験状況と考察

2. 1 除荷ステップとクラック発生状況

付 A 写真 2.1～付 A 写真 2.6 に除荷時における TK-N の移動層の状態を示す。最初の除荷ステップ 10mm で法肩や側面の全般にわたって、すべり面(土木シート)にクラックが生じたことから、移動層全体のすべりが生じた。よって、移動層の底面摩擦(土木シート)は、除荷ステップ 10mm で最大摩擦に達したものと考えられる。

除荷ステップ 20mm 以降、移動層中央部の水平クラック、鉄板端部からの鉛直クラックが徐々に伸展した。この水平クラック、鉄板端部からの鉛直クラックは、鉄板直上の移動層と鉄板外側の移動層に変位差が生じ、側面摩擦が徐々に発揮されることによって生じたものと考えられる。

そして、除荷ステップ 60mm で鉄板端部からの鉛直クラックが法肩近くまで伸展し、油圧ジャッキ反力が定常状態となったことから、側面摩擦は最大値に達したものと考えられる。

その後、最終除荷ステップ 90mm まで、全体的なクラック分布に変化はなく、クラックの幅が徐々に大きくなった。

2. 2 補強斜面ケースの考察に用いる TK-N の仮定

(1) 移動層の側面摩擦

TK-N の移動層に関するつり合い条件は、油圧ジャッキ反力＝移動層重量－移動層摩擦抵抗(底面摩擦＋側面摩擦)という関係であるため、除荷ステップ 10mm ですべり面にクラックが入り移動層全体が変位したことから、移動層底面摩擦は一定と仮定すると、除荷ステップに伴って、油圧ジャッキ反力が徐々に減少したのは、ほぼ、移動層の側面摩擦によるものと考えられる。

よって、除荷ステップ 60mm 以降で油圧ジャッキ反力の変化が小さくなったことから、本実験において移動層の側面摩擦も上限値に達したものと見なせると考えられる。

なお、付 A 図 2.1 に示すように移動層側面摩擦が徐々に変化したと考えられる理由は、次のとおり。

・除荷ステップ初期段階は、鉄板の近傍で変位差を生じる移動層下部に比べ、

- 移動層上部は一様に沈下するので移動層側面摩擦がほとんど生じない。
- ・除荷ステップが進むと、移動層上部にも変位差が生じてクラックが伸展し、移動層側面摩擦が徐々に発揮される。
 - ・最終の除荷ステップ 90mm では、鉄板変位と法肩変位がほぼ同じであるため、移動層側面摩擦は上限値に達し、移動層全体は一様に沈下している。

(2) 移動層は内部でせん断破壊を起こしていない

付 A 図 2.2 に示すように、仮に実験で最も大きな水平クラックを生じていた移動層中央の P-S 面付近で、移動層がせん断破壊を生じていたとすると、最小限に見積もったすべり面の拘束圧は油圧ジャッキ反力から、

$$\sigma_r = R_j / (b \cdot L) = 20 / (1.5 \times 3.0) = 4.4 \text{ kN/m}^2$$

次に、せん断破壊面の角度 θ' は、 σ_r が一定で σ_a のみが増加すると考えると、

$$\theta' = 45^\circ + \phi / 2 = 45 + 35.5 / 2 \doteq 63^\circ$$

この時、せん断破壊する時の σ_a は、

$$\sigma_a = \tan^2 \theta' \cdot \sigma_r + 2c \cdot \tan \theta' = 3.85 \times 4.4 + 2 \times 19.6 \times 1.96 \doteq 94 \text{ kN/m}^2$$

せん断面の垂直方向高さを小さく見積もり、仮に 0.5m とすると

$$R_h = \sigma_a \cdot 0.5 \cdot L = 141 \text{ kN} > W = 140 \text{ kN}$$

となる。

以上より、移動層をせん断破壊させるための水平力は、移動層重量と同じ程度になる必要があるが、このような状態は起こり得ない。よって、移動層は内部でせん断破壊していないものと考えられ、移動層全体を一体とみなしてつり合いを考えられる。

(3) 鉄板の摩擦抵抗（鉄板水平反力）

移動層と不動層の間には 2 枚の土木シート ($\phi_s = 23.3^\circ$) を敷設し、そこがすべり面となっている。移動層底面の摩擦抵抗は、鉄板上に 1 枚の土木シートが敷設された上に載っていることから、鉄製のおもりと土木シートとの摩擦実験結果から得られた、せん断抵抗角 $\phi_s' = 26.1^\circ$ を用いて検討する。

(4) 油圧ジャッキ反力のバランス

初期の除荷ステップと最終の除荷ステップ最終で、前後に設置したジャッキ反力のバランスが異なった。これは、盛土の重心位置が除荷と共に、盛土

手前側に移動したために生じたものと考え。ただし、重心の移動はあったものの、前後の油圧ジャッキ反力のバランスから、移動層による鉛直荷重の作用点は前後に設置したジャッキの範囲内に収まっていること、除荷実験中に鉄板はレベルを保っていて、回転等の動きは生じていないことから、3台の油圧ジャッキ反力を合計した値を用いて、移動層のつり合いを検討して問題ないものと考えられる。



付 A 写真 2.1 除荷ステップ 10mm-移動層を斜め正面から見た状態



付 A 写真 2.2 除荷ステップ 10mm-すべり面に生じたクラック（法肩）



付 A 写真 2.3 除荷ステップ 60mm－移動層を斜め正面から見た状態



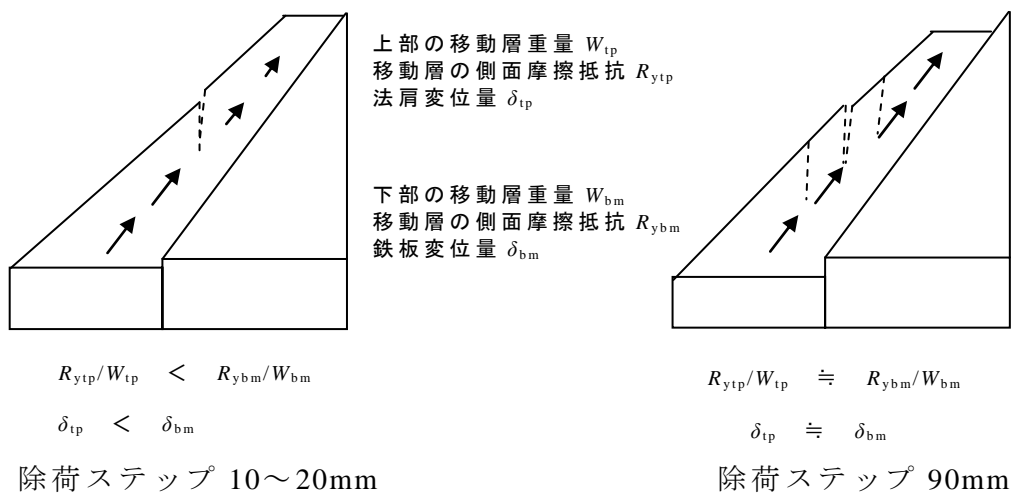
付 A 写真 2.4 除荷ステップ 60mm－移動層中央から法肩のクラック分布



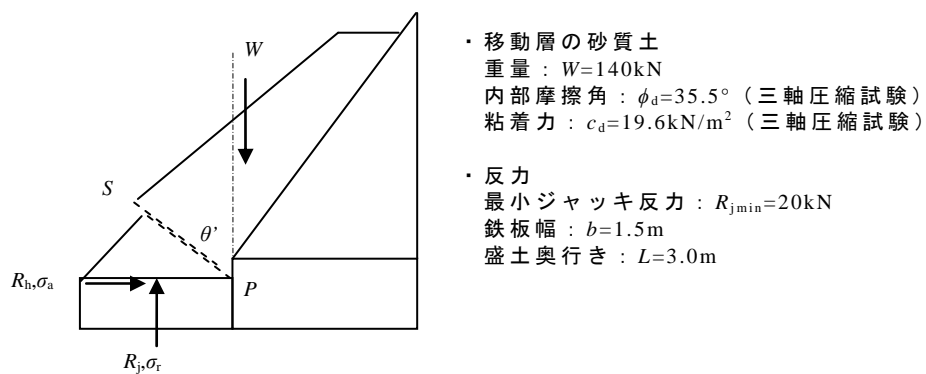
付 A 写真 2.5 最終除荷ステップ 90mm-移動層を正面から見た状態



付 A 写真 2.6 最終除荷ステップ 90mm-移動層を法肩から下方に見た状態



付 A 図 2.1 無補強斜面のクラック形成状況



付 A 図 2.2 無補強斜面のつり合い状態

付録 B 第 3 章の実験における補強ケースの鋼管挙動

1. 最終除荷ステップにおける鋼管挙動

第 3 章の斜面除荷実験の補強ケースにおける最終除荷ステップの鋼管挙動を、付 B 図 1.1～付 B 図 1.3 に示す。いずれのケースも鉄板変位 100mm に対し、法肩の変位は 55～68mm と低減されており、鋼管による補強効果が発揮されたものと考えられ、法肩変位は鋼管鉛直変位とほぼ比例している。

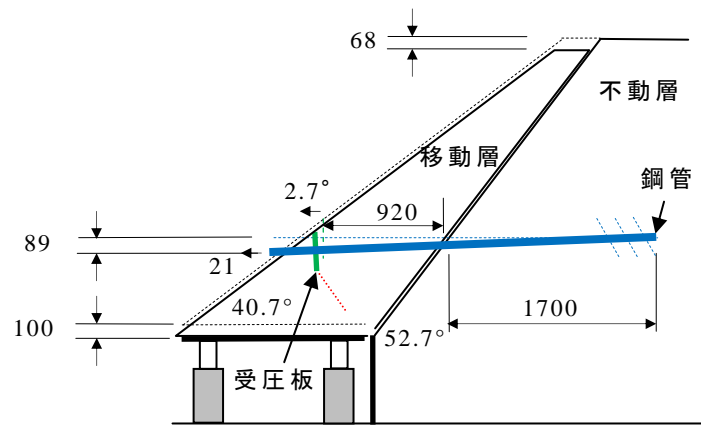
鋼管の鉛直変位と鋼管鉛直変位に伴う巻取り式変位計の距離の変化を補正した水平変位（以下、単に水平変位と呼び、抜け出し方向の変位を正とする）との関係を付 B 図 1.4 に示す。これより、TK-300 は水平変位がほぼ生じず、TK-600 は最大 3mm 程度の引き抜け、TK-800 は水平変位がマイナス方向となっている。ここで、水平変位の減少やマイナスの値は、鋼管が引抜けていないために、鋼管鉛直変位に伴い、巻取り式変位計で測定した水平変位がマイナス方向になったものである。

よって、本実験においては、引抜きに比べせん断・曲げによる鉛直方向の挙動が卓越していたものと考えられる。

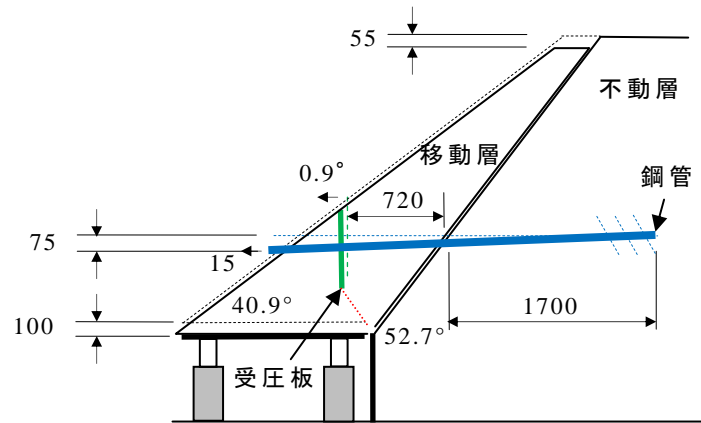
2. 鋼管の引抜き抵抗

補強ケースにおける受圧板荷重と水平変位との関係と、TK-800 引抜き実験における鋼管軸力と水平変位との関係を付 B 図 1.5 に示す。ここで、TK-600 は水平変位が逆転に転じるまでは、TK-800 引抜き実験の結果に対応していることから、受圧板が移動土塊から直接受けている荷重として計測された受圧板荷重は、除荷ステップの初期から途中段階までは、鋼管を押し下げながら引抜く作用となっていた、最終除荷ステップに近づくにしたがって、鋼管を回転させる作用に変わっていったものと考えられる。

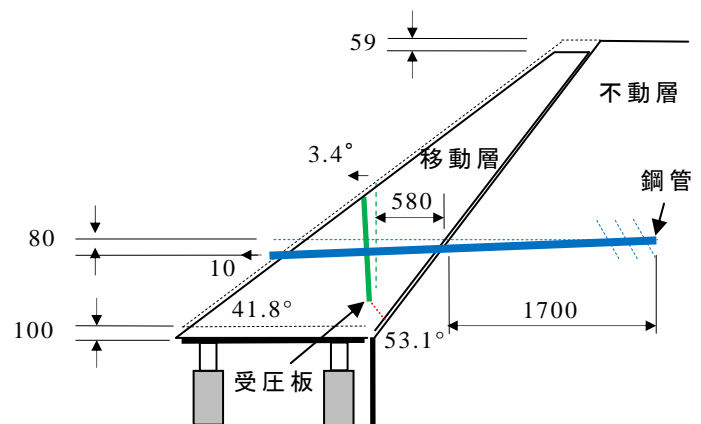
これに対し、TK-300 や TK-800 では TK-600 と異なり、鋼管が引き抜けておらず、受圧板荷重は鋼管を回転させる作用として働いたものと考えられる。



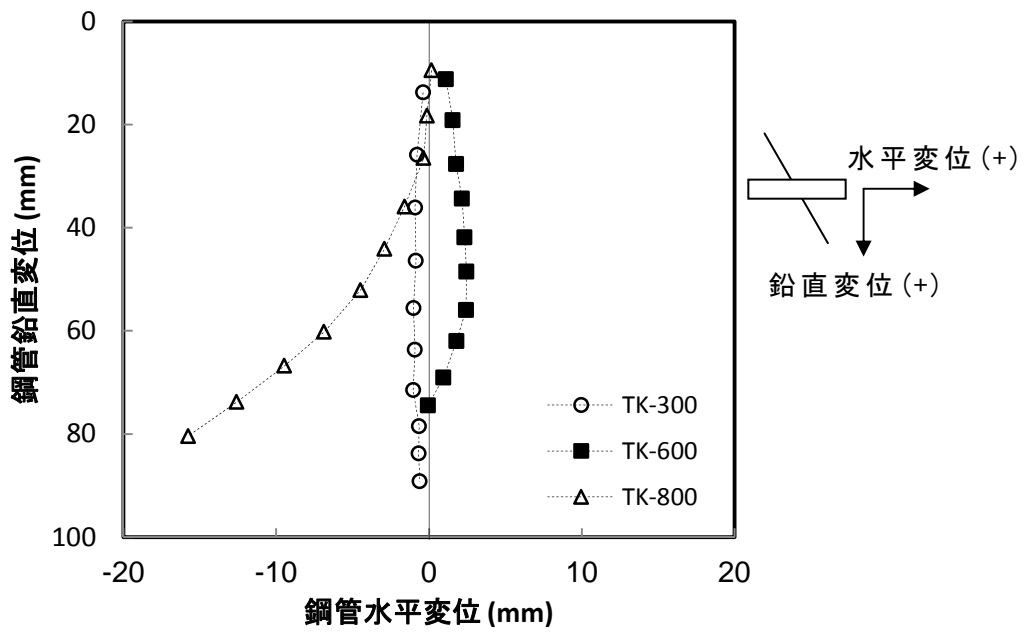
付 B 図 1.1 TK-300 の鋼管挙動 (単位 : mm)



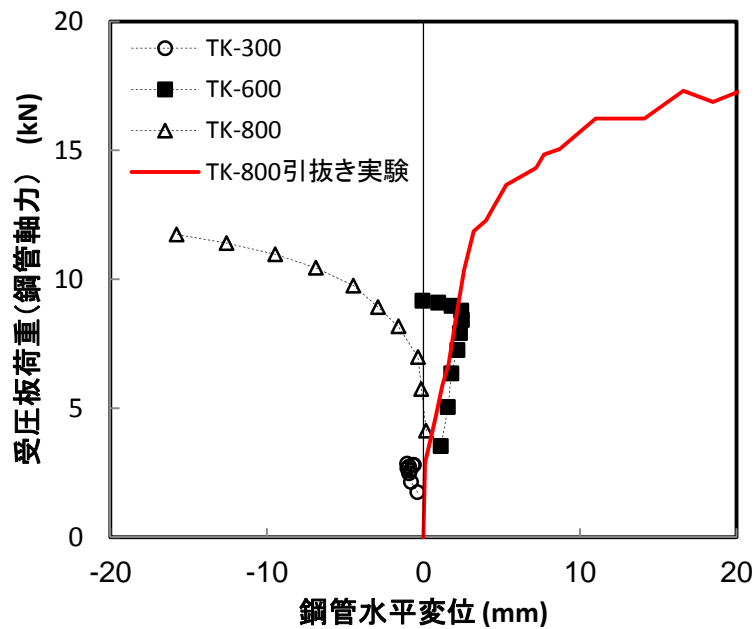
付 B 図 1.2 TK-600 の鋼管挙動 (単位 : mm)



付 B 図 1.3 TK-800 の鋼管挙動 (単位 : mm)



付 B 図 1.4 鋼管の鉛直変位と水平変位の関係



付 B 図 1.5 受圧板荷重（鋼管軸力）と鋼管水平変位との関係

付録 C 第 3 章の掘削実験方法

1. 掘削手順

第 3 章の掘削実験では，以下の手順で掘削を行った。掘削状況を付 C 写真 1.1～付 C 写真 1.8 に示す。

- (1) 受圧板の手前までスコップで移動土塊を鉛直に掘削する。
- (2) 鉄板の両サイドから徐々にスコップで移動土塊を掘削する。移動層の下部にスコップを入れ，移動層が崩壊してくる部分を除去する。
- (3) 除荷実験で生じたクラックから下方の土塊が徐々に崩壊する。
- (4) 受圧板まわりの土塊が残る。
- (5) 受圧板が支持している土塊の範囲を測定。

2. 受圧板が支持している土塊を確認

受圧板が支持している移動土塊を確認した後で，受圧板下部の支持地盤を掘削すると，受圧板に支持されていた移動土塊が崩壊した。付 C 写真 1.9，付 C 写真 1.10 に移動土塊が崩壊した状態を示す。このことから，補強効果を発揮するには，鋼管や受圧板下方の地盤反力が得られることが必要であるものと考えられる。



付 C 写真 1.1 掘削前



付 C 写真 1.2 掘削状況



付 C 写真 1.3 掘削途中段階



付 C 写真 1.4 掘削途中段階



付 C 写真 1.5 掘削途中段階



付 C 写真 1.6 受圧板が支持する移動土塊の範囲を確認（正面）



付 C 写真 1.7 受圧板が支持する移動土塊の範囲を確認（側面）



付 C 写真 1.8 受圧板が支持する移動土塊の範囲を確認（法肩から下方）



付 C 写真 1.9 受圧板の支持地盤を掘削し移動土塊が崩壊（正面）



付 C 写真 1.10 受圧板の支持地盤を掘削し移動土塊が崩壊（側面）

謝辞とおわりに

平成6年に新日本製鉄株式会社・エンジニアリング事業本部（現、新日鉄住金エンジニアリング株式会社）へ入社して以来、連壁や基礎関連の土木設計・工事を担当し、2000年からは主に新しい鋼管杭工法の技術営業に携わってきました。その間、個々の現場における問題を解決するために様々な技術提案やその提案を検証するための試験等を実施する多くの機会を得ましたが、大学との関わりや査読論文を作成する機会はありませんでした。

そのような折、今から4年ほど前に、当社の丸山栄さん、和田昌敏さん（工博）、中澤公博さんらが開発してきた斜面安定工法を技術営業の立場で受け継ぎました。新工法を実工事で使ってもらうには、先ず実績作りが必要と考え、当時の新日鉄住金・設備技術センターの小林茂雄部長（工博）や君津製鐵所設備部の奥谷恭士室長に相談したところ、君津製鐵所設備部の菅野浩樹主査を紹介していただきました。

菅野主査のご尽力により、君津製鐵所構内の盛土斜面において、2014年からの3年間で、施工実験3回、引抜き実験2回、斜面実験2回の実施、2箇所での長期観測用盛土の構築を実施させていただくことで、本工法が発展してきました。

これらの実験は、どうすれば実工事で採用してもらえるかという観点で試行錯誤しながら行っていましたが、2014年の製鐵所での実験に高橋章浩教授（工博）に立ち会っていただき、アドバイスをもらった際に、斜面安定の分野では、これまでの経験や知識がほぼ役に立たないということが分かりました。そこで、厚かましくも斜面安定について、社会人博士課程の中で一から教えてもらおうと高橋先生に相談した所、東工大への入学許可と本研究を実施する機会を与えていただきました。東工大での課程は、私が修士課程だった四半世紀前と全く異なるもので戸惑いも沢山ありましたが、もし、高橋先生に指導していただけていなかったら、本研究を形にすることはできませんでした。

なお、本論文の基となっている模型実験は、高橋研究室で研究されていた多くの方の成果であり、実大盛土での実験に際しては、株式会社フォアサイト・菊地繁年社長、中村栄一課長、関谷正栄課長、他同社関係の多数の方、システム計測株式会社・中西義隆課長、成田雅章様、他社員の方に多大な協力をいただきました。設計法の構築に際しては、株式会社ジェイアール総研

エンジニアリング・西村昭彦顧問（工博），有限会社蓮岡技研・蓮岡澄治社長に様々なご指導をいただきました。

本研究の実施や取りまとめに際しては，新日鉄住金エンジニアリングの関係者や他多数の会社の方々，そして，妻と4人の息子の理解・協力により支えていただきました。皆様にこの場をお借りして感謝申し上げます。

2017年8月 澤石正道