

第11回（平成24年度）技術報告会
北海道土木技術会 土質基礎研究委員会

土質基礎に関する「安全・安心」技術報告会

報 告 集

平成25年1月

**主催 北海道土木技術会
土質基礎研究委員会**

目 次

1. セッションa 「安全・安心1」

a-1 格子状地盤改良技術の最新の応用事例

今井政之 小西一生（(株) 竹中土木）

a-2 エポコラムーTaf工法による残置PC杭破碎と地盤改良の 同時施工攪拌機構と施工事例

西尾経 竹田敏彦 木下和徳 （小野田ケミコ（株）

齋藤邦夫（中央大学） 高倉功樹（エポコラム協会）

a-3 木粉とベントナイトを混合した鋼管矢板継手管充填材の性質と施工

八木一善 石井康則（岩田地崎建設（株）） 門馬恒視（テクノパウダルトン）

玉田健一（アークアジア）

2. セッションb 「安全・安心2」

b-1 チェーンウォール工法の紹介

奥西一裕 幡野光雄 望月康博 北村明洋（昭和機械商事（株））

b-2 安心・安全・施工品質・コスト縮減を可能とする「マルチレベル・搬送工法」

池添修（會澤コンクリート（株））

b-3 拡散レーザー変位計、Area net傾斜計による斜面監視事例

納谷宏 野島順二 溝上雅宏 滝口潤 松門祐二（明治コンサルタント（株））

格子状地盤改良技術の最新の応用事例

(株)竹中土木 技術・生産本部 今井政之※¹⁾
同上 小西一生※²⁾

1. はじめに

東日本大震災以降、土木構造物や建築施設に対する液状化対策のニーズが高まっている。代表的な液状化対策工法の一つとしてあげられる耐液状化格子状地盤改良工法(TOFT工法[®])は、1980年代の開発着手以降、兵庫県南部地震においてその対策効果が実証され、以降 多くの実績を重ねつつ現在に至っている。また、この度発生した東北地方太平洋沖地震においてもその有効性が報告されつつある。本論では、基本的な TOFT 工法[®]の液状化対策効果について解説するとともに、新しい工法ニーズとして展開中の、汚染土壌分野および住宅地など狭小地への応用技術の紹介と適用事例について報告する。

2. 格子状地盤改良工法 (TOFT[®] 工法)

(1) 工法概要

DCM-L 工法(深層混合処理工法)は、地盤にセメントスラリーを注入しながら原位置攪拌することにより改良杭を造成する技術であり、通常、図-1 に示す 2 軸～4 軸の深層混合処理機によって、直径 1.0～1.3m の改良杭を施工していく。なかでも耐液状化格子状地盤改良工法(以下 TOFT 工法[®])は、本技術による改良杭をラップさせながら柱列壁状に構築し、それらを平面的に格子状に配置することで液状化地盤を拘束し、液状化の発生を防止する技術であり、兵庫県南部地震や東北地方太平洋沖地震においてもその耐震に対する優位性が認められた技術のひとつである¹⁾。

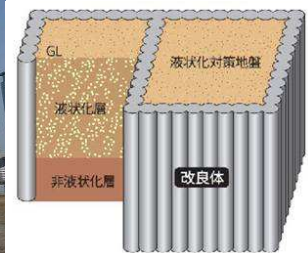


図-1 施工機械全景と液状化対策工のイメージ

耐液状化格子状地盤改良による液状化防止のメカニズムを図-2 に示す。軟弱な砂地盤において地震によるせん断変形が発生すると、過剰間隙水圧の上昇から液状化が発生するが、本工法により地中に強固な格子状改良体を設けると、その剛性により地盤のせん断変形が小さくなり、過剰間隙水圧の上昇を抑えることから液状化が防止できる。改良壁のせん断剛性は通常原地盤より 10 倍程度以上大きいので、改良壁を格子状に配置すれば地震時に改良壁が原地盤より多くの水平力を負担し、拘束効果が確保できる。改良体の設計基準強度は 1～3N/mm² まで対応が可能※³⁾であり、設計の要求に応じて事前の配合試験により必要な固化材の添加量を決定する。

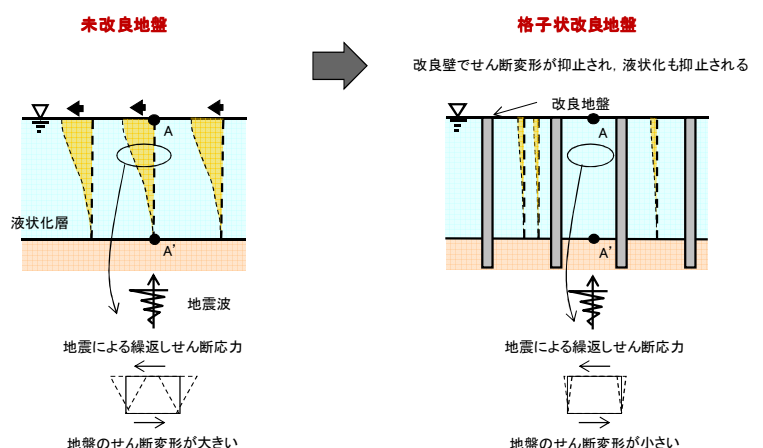


図-2 格子状地盤改良の液状化防止メカニズム

※¹⁾ Masayuki Imai, ※²⁾ Kazuo Konishi (東京都江東区新砂 1-1-1, TEL:03-6810-6215, FAX:03-6660-6304)

(2) 4 軸施工機械による施工実績

近年の TOFT 工法[®]では、施工の効率化を目指し写真-1 に示す 4 軸機による施工が増えつつある。本施工機は、最大改良深度 25m、改良径 1.0m×4 軸の改良杭を 1 サイクルで造成可能とすることを特徴とし、従来の 2 軸機に比べ約 2 倍の施工効率が得られることに加えラップ箇所は 1/2 に減ることから、改良壁に遮水性が求められるような場合には施工品質面でも有利となる。2005 年の 4 軸機の実用化開始以来、現在までで 11 件、24 万 m³を超える施工実績を有するまでになった。



写真-1 4 軸施工機械

(3) 高強度地盤改良技術

改良強度面においては、建築の分野では近年の耐震意識の高まりから、単純な液状化対策にとどまらず、改良体にも建物荷重を分担させる地盤改良直接基礎やパイルド・ラフト基礎を採用する事例が増加しており、その場合の要求性能としては設計基準強度で 3N/mm² 前後、現場強度で 4.7N/mm² 前後(砂地盤)に設定する場合が多い。DCM-L 工法では高強度領域における施工品質も確認されており、この度、技術審査証明を取得したことで(後述)、4 軸機による高強度地盤改良に対する設計・施工技術は、確立している状況にある。

(4) 阪神・淡路大震災および東日本大震災における事例

大地震に対する対策効果を確認できた事例を以下に紹介する。まず兵庫県南部地震を経験し、事後調査を実施した事例¹⁾²⁾である。神戸市中央区のメリケンパークに隣接する埠頭に建てられた本建物は、格子状改良体による液状化対策が施されている。建物の全景を写真-2 に示す。地震により被災した周辺岸壁の状況を写真-3 に、また地震直後に調査のために入った建物ピット内の状況を写真-4 に示す。調査箇所全ての地表面にクラックや噴砂の痕跡は認められず、格子内地盤は健全であったことが確認された。なお、格子状地盤改良の液状化防止効果については、設計時と地震後に検証解析を実施している³⁾⁴⁾。



写真-2 建物全景



写真-3 埠頭南岸岸壁の被害状況

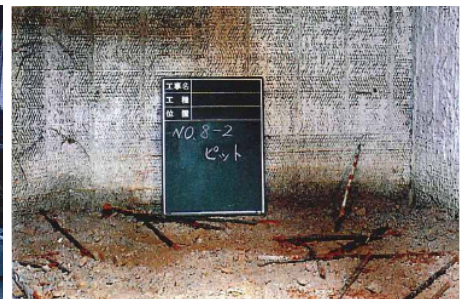


写真-4 ピット内の状況

2011 年 3 月に発生した東北地方太平洋沖地震(M=9.0)では、東北をはじめとして震源から遠く離れた関東地方でも広範囲にわたって液状化が発生した。写真-5 で示すのは、浦安市内の SRC 造地上4階建の立体駐車場である。液状化発生が懸念される深度 14m までの埋土層と沖積砂層に対し、格子状地盤改良を TOFT 兼用パイルド・ラフト基礎として適用した事例⁵⁾である。本建物において地震直後に実施した目視調査では、写真-5 に示すように建物近傍に噴砂等の地盤変状は認められなかった。サイトの近くで観測された本震の地震動は、継続時間 5 分以上で、地表面加速度は 160cm/s² 程度である。別途に計測した土圧計の値は、地震前後で変化が見られないことや現地調査の結果を踏まえると、格子状地盤改良は液状化防止に寄与したと推測される。



写真-5 対象建物の地震直後の状況

3. TOFT 工法[®]を用いた最近の応用技術

3. 1 土壌汚染対策への展開（格子状改良による汚染土壌封じ込め技術）

汚染土壌対策を検討する場合、一般的に汚染物質の拡散が懸念される地盤は主に砂地盤であり、臨海部等の場合、同時に液状化対策の必要性が高い場合も多い。建築物や構造物を当該地盤上に計画する場合、対策工として TOFT 工法[®]が採用されることが多く、先に述べたように、地盤改良体の高強度化を図り耐震性を高める事例も増えつつある。著者らは豊富な施工実績から改良体の強度と透水性の関係に着目し、図-3 に示すよう

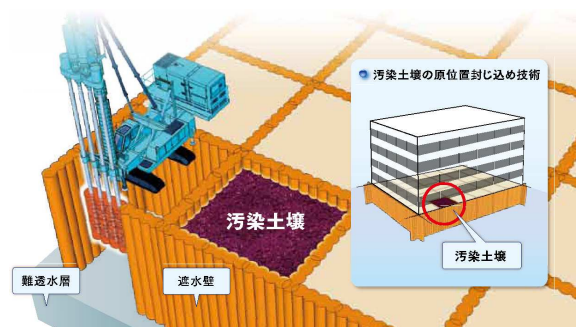


図-3 TOFT 工法[®]による汚染土壌の封じ込めイメージ

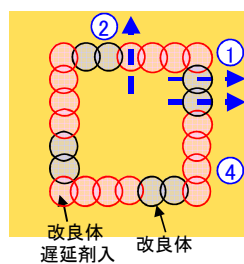
に TOFT 工法[®]による格子状改良体で高い遮水性を維持できれば、合理的な汚染土壌の封じ込め対策が実現するものと期待し、今回の開発に至った。以下にその概要を述べる。

(1) 要求される遮水性能

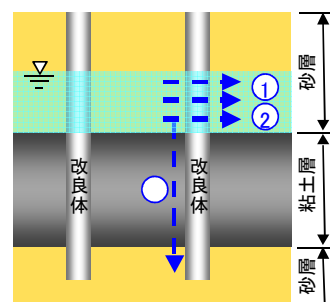
汚染土壌の封じ込めに要求される遮水性能は、「土壌汚染対策法に基づく調査及び措置に関するガイドライン（社団法人土壌環境センター2010）」に「厚さ5m以上であり、かつ、透水係数が毎秒100nm以下の地層と同等以上の遮水性能を有することが望ましい」と謳われており、よって本技術における改良体の目標性能を、厚さ0.5mで $k \leq 1 \times 10^{-8} \text{m/s}$ の遮水性能を有することとした。また、封じ込め技術を確立させるためには、改良体そのものの遮水性能と、それら改良体によって構築された格子状遮水壁の遮水性能を満足する必要がある（図-4）。そこで本技術を成立させる確認項目を以下の4項目とした。

- ①改良地盤本体の遮水性
- ②改良地盤ラップ部の遮水性
- ③改良地盤と底盤粘土(遮水層)の境界部の遮水性
- ④遅延剤を添加したことによる改良地盤への影響

開発では、室内試験および原位置試験によりこれらの項目を確認した。



(平面図)



(断面図)

図-4 封じ込め成立のための確認項目

(2) 室内透水試験²⁾

上記確認項目のうち①④については室内透水試験によって確認した。遮水壁として使用する改良体は、目標透水係数が $k \leq 1 \times 10^{-8} \text{m/s}$ と非常に小さい。したがって通常使用される変水位透水試験では、水頭を十数mと稼がなければならず、実用的ではない。そこで新たに加圧定水位型の透水試験装置を考案した。図-5に試験装置の概念図と全景を示す。試験には原位置から採取した土を用いて作製した室内配合供試体と、実際に4軸施工機で施工した地盤改良土からコアボーリングにより採取した原位置供試体の2種類の供試体を用いた。

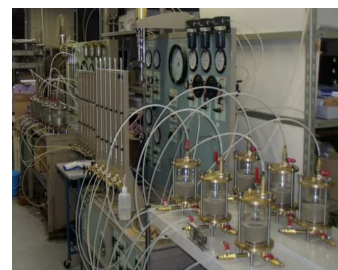
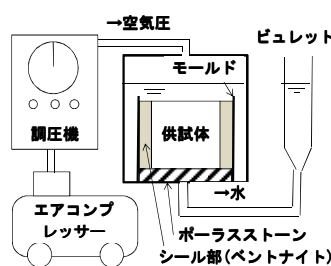


図-5 試験装置の概念図と全景

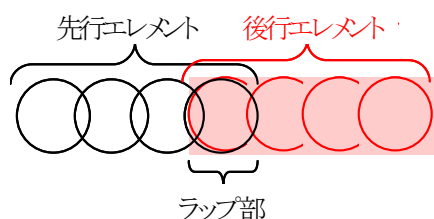


図-6 完全ラップ施工

深層混合処理工法により柱列壁状の地盤改良を行い、遮水壁としての使用を想定する場合には、著者らは図-6に示すように4軸施工機械による完全ラップ施工を推奨している。そのため、実施工においては、先行エレメントと後行エレメントのラップ施工に1日以上時間差が生じた場合、硬化状態の差によりラップ部の遮水性に問題が生じ

る可能性がある。本開発では遅延剤を用いることで解決を図った。

2種の供試体について、遅延剤添加率と透水係数の関係を確認することで、地盤改良土の透水係数や一軸圧縮強度に、遅延剤が悪影響を及ぼす可能性は小さいと考えられ、ラップ部の遮水性能を確保する対策の一つになる事を確認している。また本試験で対象とした地盤改良土の透水係数は $10^{-12} \sim 10^{-9} \text{m/s}$ となり、原地盤の透水係数に比べて十分に小さく、遮水壁に用いることが可能と考えられた。

(3) 現地施工試験³⁾

本技術を成立させるための確認項目②③について、原位置における試験施工で確認した。地盤条件と試験概要を図-7に示す。改良地盤の柱列壁は、4軸施工機械の4エレメントにて構築し、各エレメントの接合部は完全ラップで施工した。根入れ長さは、粘土層を貫通するcase1と粘土層へ3.5m根入するcase2の2種類であり、改良地盤の配合は、高炉セメントB種を砂層で 310 kg/m^3 、粘土層で 350 kg/m^3 の添加とした。また、case2の先行エレメントには、遅延剤を1.5%添加している。透水性の評価は、改良地盤の柱列壁の内側の沖積砂層に井戸を設置して揚水試験により行った。計測項目は、揚水流量、内側・外側の地下水位とし、計測値が定常となるまでを目標として揚水試験を継続した。表-1に試験条件を示す。

現地施工試験より求めた透水係数は $4.37 \times 10^{-10} \text{m/s} \sim 7.56 \times 10^{-9} \text{m/s}$ と小さく、根入れ長さによる透水係数の差異は見られなかった。また現地採取したコアの室内試験結果では、透水係数 $3.36 \times 10^{-12} \text{m/s} \sim 1.40 \times 10^{-10} \text{m/s}$ となり、原位置試験結果より小さい値を示した。材齢や遅延剤使用による透水係数にも顕著な差異は見られず、ラップ部も本体部と同等であった。

以上を総合し、ラップ部や粘土層との境界部を含めた改良地盤の透水係数は、実用上の不透水性($1.0 \times 10^{-8} \text{m/s}$ 以下)とみなせることを確認した。

(4) 技術審査証明の取得

これらの内容をもとに、2011年8月、本技術は財団法人日本建築総合試験所の建築技術性能証明を取得した^{※3)}。内容は、既得のDCM-L工法 建築技術性能証明に

- ①設計基準強度を 3000 kN/m^2 まで設定可能なこと。
- ②透水係数が $1 \times 10^{-8} \text{m/s}$ 以下の遮水性能を有する連続壁が造成可能であること。
- ③4軸機の使用が可能になったこと。

を追加し、設計・施工法を一部改定したものとなっている。中でも、所定の遮水性能を有する改良体の配合設計に関しては、改良体の一軸圧縮強度と透水係数の相関関係から改良体強度の管理手法を透水係数にも応用した手法を定義した。一般に正規分布として取り扱われるばらつきを考慮した一軸圧縮強度の評価法に倣い、透水係数の場合は対数正規分布とすることで強度と同様に評価が可能となることが確認された。以上により、従来の強度設計と同様に、遮水性能についても、ばらつきを考慮した設計が可能となった。

(5) 実施工への展開

本技術を大規模建築物に対して適用した。対象の地盤は液状化の発生が予測される軽度に重金属汚染された砂地盤である。そこに液状化対策であるTOFT工法^④と封じ込め技術を併用した高耐力パイルド・ラフト基礎を構築した。1年後の自主的なモニタリングにおいても、遮水性能は維持出来ており、本技術の信頼性が確認された。

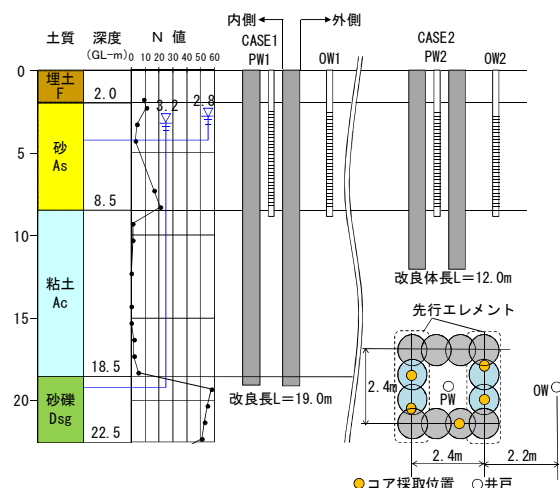


図-7 地盤条件と試験概要図

表-1 試験条件

	根入れ長さ (m)	改良地盤材齢 (月)	自然水位 (GL-m)
case1-1	10.0	1	3.07
case1-2	10.0	12	2.83
case2-1	3.5	1	2.14
case2-2	3.5	12	3.08

3. 2 狭小地に対応した機械攪拌式格子状地盤改良工法（スマートコラム工法）※4)

昨年の東日本大震災では、液状化による戸建て住宅に対する被害が、数多く報告され、現在、専門家による復旧のための対策案の検討が進められている。また、東京湾北部地震や東海、東南海およびその連動型地震の発生も懸念され、既設工場内のプラント設備などに対しても、BCP を意識しながら効果的に液状化を防止する対策が急務とされている。これまで述べてきたように TOFT 工法[®]は液状化抑止性能という点では実績も多く信頼も高いが、その施工機の大きさゆえに、狭小地が多い既設工場内での液状化対策への適用が困難な場合があった(図-9)。そのような状況下で TOFT 工法[®]の施工が可能な小型地盤改良機による格子状地盤改良工法(スマートコラム工法)について紹介する。

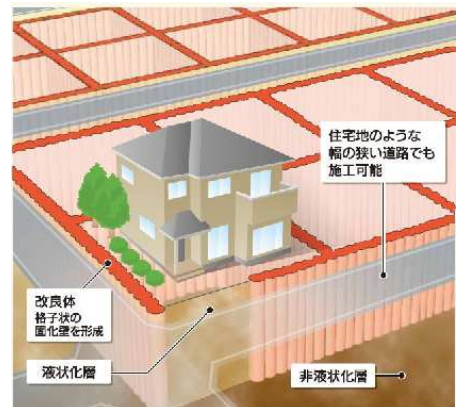


図-8 住宅地への対策イメージ

(1) 使用機械

ベースマシンには 0.45m^3 級バックホウと同クラスの小型汎用地盤改良機を採用しており、用途に応じて単軸および2軸機を使い分ける。本機の特徴として、センターホール型攪拌装置を備えることで、必要改良長から決まる掘削ロッド長より短いリーダーとすることが可能となり、小型のベースマシンの転倒の安全性を確保できている点が挙げられる。写真-6 に単軸および2軸仕様の小型改良機を示す。単軸機は最大改良径 $\phi 1.6\text{m}$ であり、2軸機は最大改良径を $\phi 1.0\text{m} \times 2$ 軸で改良径やラップ幅を変更可能な軸間調整機能を装備する。また、改良深度はどちらも GL-20mまで施工可能な能力を有する。

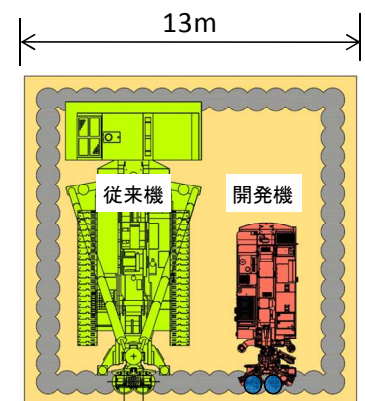


図-9 従来機との大きさの比較



写真-6 小型単軸機および2軸機



写真-7

単軸 TOFT 用特殊掘削翼

ラップ施工により連続壁を造成しようとした場合問題となるのが、壁の一体性であり、ロッドの剛性が高い多軸の大型機の場合、これまで問題となることは少なかった。しかし小型の、特に単軸機の場合、掘削ロッドの剛性や掘削力の弱さから、壁の一体性を左右する鉛直精度を確保することが困難となることが予想された。そこで本工法では、掘削翼および共廻り防止翼の形状を、写真-7 に示すような特殊な形状に改良することで、施工精度を確保し、TOFT 工法[®]の施工に不可欠な改良壁の一体性を確保することを可能としている。

(2) 施工事例

施工は、ある市街地の一角における戸建住宅の建て替え物件で実施した⁸⁾。地盤は、GL-3m~-10m 前後まで、ゆるい砂層が存在し液状化が発生すると判断されたため、スマートコラム工法による格子状地盤改良を施した。改良体の仕様を表-2 に、平面配置図を図-10、地盤柱状図と一軸圧縮試験結果を図-11 に示す。

表-2 改良仕様

項目	仕様
改良径	$\Phi=1000\text{mm}$
改良長	$L=9.0\text{m}$
改良強度	設計基準強度 $F_c=1.5\text{N/mm}^2$
固化材種類	ジオセツ200
固化材添加量	160kg/m^3
水セメント比	W/C=100%
改良本数	127本

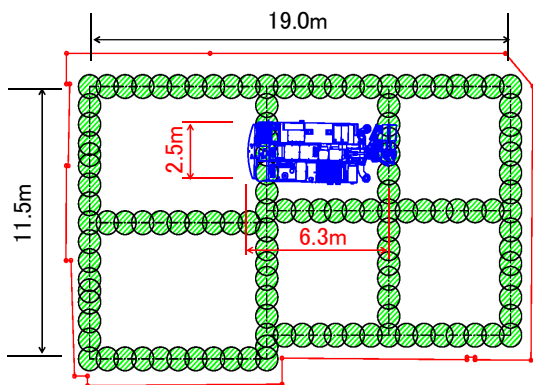


図-10 平面配置図

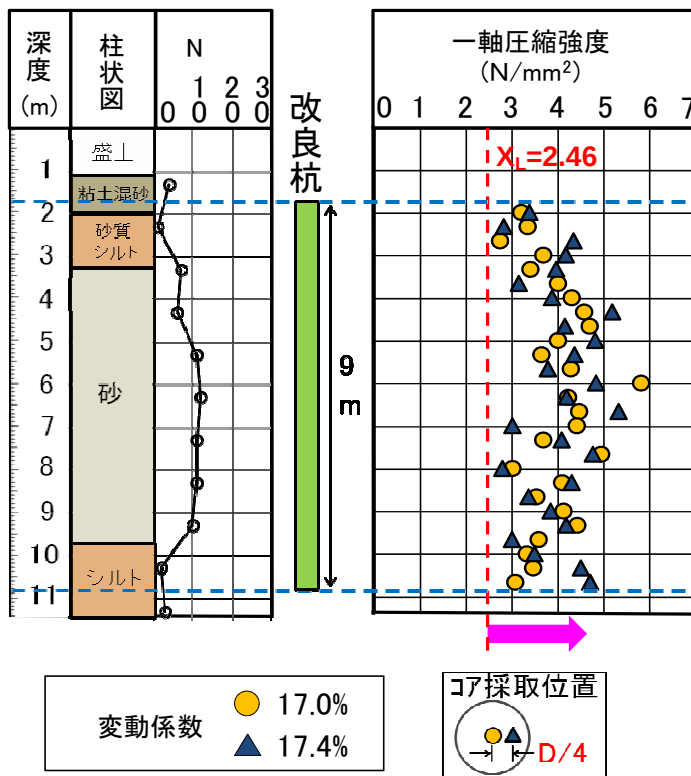


図-11 地盤柱状図および一軸圧縮試験結果

小型単軸機による施工であるため、改良杭の鉛直精度の悪化が懸念されたが、本工法では、前述の特殊掘削翼を装備し、かつ改良杭の打設順序を基本的に千鳥施工にすることで、壁の一体性確保を可能とした。このときの、改良杭の鉛直精度は、通常の TOFT 工法[®]での目標鉛直精度である 1/200 を上回る 1/500 を確認している。また前述の図-14 には現場コアによる一軸圧縮試験結果を示す。目標強度を全てのコアで上回るとともに、強度のばらつきを示す変動係数も 17.4% (大型機では平均 25~30%) と、良好な改良品質が確認された。

一方、2軸機においては、現在試験施工を積み重ね(写真-8)、基本的な改良性能ならびに改良品質は確認済みである。2軸機は単軸機に比べ同時に2本の改良体を造成できることから、経済性の向上や工期の短縮を図ることが可能となる。

これら小型地盤改良機の特筆すべき特徴として、従来の大型機のような大掛かりな機械組み立て用地や、数多くの機材運搬車両は不要であり、施工対象地が既存工場の敷地内や住宅地の奥まった場所などであっても、容易に対応が可能となる点が挙げられる。また、組立解体にかかる費用や日数を低減できるメリットもある。更に施工機自体も機動性に富むことから、その適用範囲の拡大にも期待される。



写真-8 2軸試験施工による改良杭

4. 今後の展望

本論で基本となる TOFT 工法[®]は液状化抑止性能という点では実績も多く信頼が高い工法である。今回その応用技術として、汚染土壌の封じ込めと、狭小地対応という目的を新たに付加した。

汚染土壌の封じ込め技術は、TOFT 工法[®]を建築基礎に利用した場合など、構造設計上、改良体に高い設計基準強度が要求された場合、その改良体のもつ高い遮水性能を利用することにより、非常に合理的な工法として実現可能となった技術である。今後さらに適用範囲を広げる意味において、設計上高強度化を要求されない場合についても、高遮水性能を保つ技術の確立が望まれる。

一方、狭小地対応技術においては、東日本大震災以降、戸建て住宅における液状化被害の復旧対策として、スマートコラム工法を代表とする小型機械攪拌工法を軸にした、格子状地盤改良による液状化対策工法が、国や自治体が主催する各種委員会でも選択工法のひとつとしてあげられており、現在、工法適用に向けた詳細を、設計・施工の両側面から検討中である。加えて、宅地や既設工場敷地内などの狭小地において、機械攪拌による格子状地盤改良工事を想定した場合、先に紹介した施工機械では、まだまだ適用範囲が絞られる可能性が多いのも現状である。今後、更なる機械の小型化が望まれている。

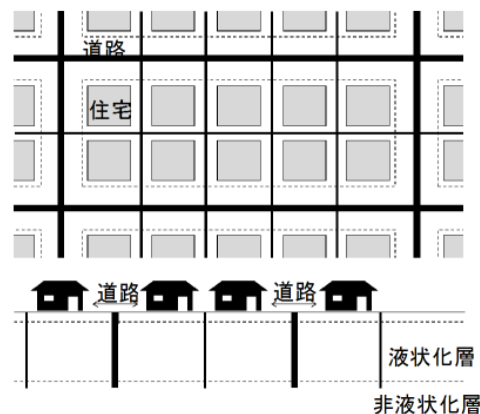


図-12 街区における液状化対策イメージ

5. おわりに

本論文では、液状化対策工法として実績の高い格子状地盤改良工法 (TOFT 工法[®]) の応用技術として、高強度地盤改良体の不透水性能の高さと耐震性の高さに着目し構築した、信頼性がありかつローコストな汚染土壌対策工法を紹介するとともに、東日本大震災における戸建て住宅に対する液状化対策工のニーズの高まりから、これまで対象に出来なかった狭小地での対策工のひとつとして小型機による格子状地盤改良工法であるスマートコラム工法についても紹介した。今後ますますこれらのニーズが増えるものと考え、多様な施工条件や地盤において実績を積み重ねて、更なる開発・改善を図っていく予定である。

最後に、汚染土壌封じ込め技術の共同開発者である株式会社竹中工務店殿、ならびにスマートコラム工法の共同開発者である株式会社エステック殿及び株式会社 YBM 殿に感謝を申し上げる次第です。

※3) 日本建築総合試験所:GBRC 性能証明 第 03-12 号 改 DCM-L 工法-スラリー系機械攪拌式深層混合処理工法-(改定),2011.8

※4) スマートコラム工法:機械攪拌式小型地盤改良機による耐液状化格子状地盤改良工法

【参考文献】

- 1)例えば 鈴木 他:格子状地盤改良による液状化対策を施した建築基礎の調査報告,基礎工,VOL.23,No.10,pp.54-58,1995
- 2)竹中土木・竹中工務店:深層混合処理工法(DCM-L)による格子状地盤改良壁の耐液状化効果(第1報),1995
- 3)河野,木林,福山,鬼丸,畑中:埠頭に建つ高層建築の格子状地盤改良による地震時液状化対策,日本建築学会大会学術講演梗概集,pp.1431-1432,1994
- 4)鈴木,鬼丸,内田:兵庫県南部地震における格子状地盤改良効果の検討,日本建築学会大会学術講演梗概集,pp.629-630,1996
- 5)Uchida,A.,Yamada,T.,Odajima,N.,Yamashita,K.:Piled raft foundation with grid-form ground improvement subjected to the 2011 earthquake,9th International conference on urban earthquake engineering/4th Asia conference on earthquake engineering, Tokyo Institute of Technology, Tokyo,2012
- 6)甲村 他:深層混合処理工法による改良地盤の透水性に関する考察 その1,第46回地盤工学会,2011.
- 7)北川 他:深層混合処理工法による改良地盤の透水性に関する考察 その2,第46回地盤工学会,2011.
- 8)香川,小西,大西:戸建住宅地を対象とした耐液状化格子状地盤改良工法の施工事例,第47回地盤工学研究発表会地盤工学会,pp.1499-1500,2012

エポコラム-Taf 工法による残置 PC 杭破碎と地盤改良工の同時施工攪拌機構および施工事例

小野田ケミコ株式会社 西尾 経^{*1)}, 竹田 敏彦^{*2)}, 木下 和徳^{*3)}
中央大学 理工学部 齋藤 邦夫^{*4)}
エポコラム協会 高倉 功樹^{*5)}

1. はじめに

構造物の建設プロセスでは、先ず構造物を支える地盤について安定性や変形を検討し、安定性や機能が懸念される場合に地盤改良が計画される。地盤改良は、何よりも構造物の安全性を担保し、機能を期待通りに発揮させるための必須の地盤技術である。さらに今日における地盤改良は地盤の安定、変形、液状化対策等に留まらず、地盤環境の保全までその適用範囲を拡大し、社会の安全・安心に寄与している。

地盤改良技術の改善・開発については、それぞれの経験とアイデアに基づいて様々に提案されているが、概して一様な地盤を前提としているように思われる。しかしながら、現実の地盤では N 値の高い中間層が介在したり、コンクリートがらや、転石などの障害物が出現して施工の妨げとなることもしばしばである。また、近年では再開発のため、旧建築物の杭が残置された地盤を改良することを要請される場合も少なくない。

本文では、前述したような条件に対して補助工法を必要とせずに地中障害物を破碎、混合、攪拌する高出力のエポコラム工法の改良メカニズムと PC 杭が硬質シルト層内に残置されている地盤への適用事例について紹介する。

2. エポコラム-Taf 工法の概要

2.1 Taf 工法の攪拌機構と技術改良

エポコラム工法は、従来技術では困難とされるような地盤、すなわち N 値 $>40 \sim 50$ の礫質地盤、硬質地盤、あるいは地盤改良障害物を含む地盤に対して多くの実績を有している¹⁾。

地盤改良工においては、地盤内の一部に N 値の高い中間層が介在していたり、あるいは旧構造物の基礎として打設された杭やコンクリートがら、がれき、ドレーン材等の地中障害物が残置されている場合に遭遇する。通常の従来施工では地盤改良工に先立ち、補助工法により除去が必要とされることが多い。しかしながら、補

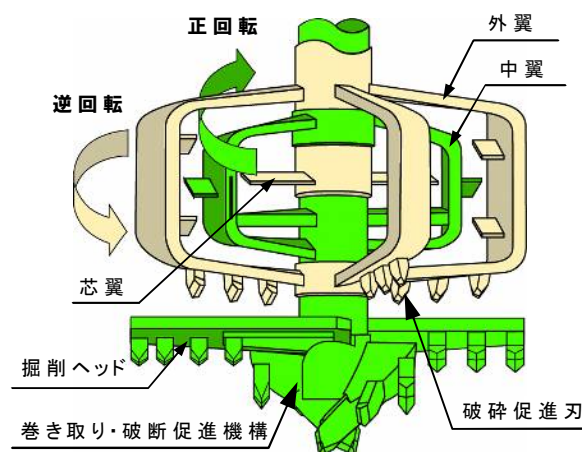


図-1 エポコラム-Taf 工法の攪拌翼外形

*1)Wataru NISHIO	東京都荒川区東日暮里 3-11-17	TEL;03-5615-7044	FAX;03-5615-7022
*2)Toshihiko TAKEDA	東京都荒川区東日暮里 3-11-17	TEL;03-5615-7036	FAX;03-5615-7022
*3)Kazunori KINOSHITA	北海道札幌市中央区北 3 条西 1-1	TEL;011-219-6560	FAX;011-219-7887
*4)Kunio SAITOH	東京都文京区春日 1-13-27	TEL;03-3817-1804	FAX;03-3817-1803
*5)Kouki TAKAKURA	福岡県福岡市博多区東比恵 2-20-25	TEL;092-412-0263	FAX;092-412-4889

助工法を省略して施工工程を単純化することが出来れば、工期・コストを大きく縮減することが可能となる。そこで籠状の複合相対攪拌翼を低速回転させ、高トルクな出力機能を持つエポコラム工法に地中障害物が介在しても一工程の攪拌機構で可能なよう機能の充実を図った。

今回、新たに開発したエポコラム-Taf工法（以下、Taf工法という。）は、同工法の施工現場経験^{2)~7)}に基づき考案された発展型で、図-1に示すように掘削ヘッドと相対攪拌翼の外翼に対して技術改良を加えた。すなわち、掘削ヘッドの中心部に削孔と地中残存物を破碎・破断し、鋼線のような線状物の巻取り機能を担う錐を模した機構を付加した。

また、鋤状であったブレードをバイト状に変更して、切削機能の効率化を図っている。

さらに掘削ヘッド中心部を錐状に突出させた結果、先行する楔効果によってヘッドの芯ずれが抑止され、改良杭の鉛直性向上も期待できる。

一方、外翼下端面部には、同形状の破碎促進刃を装着し、相対回転する掘削ヘッドとの間に入り込んだ粗粒物の破碎を促すよう工夫を施した。

2.2 残置 PC 杭が存在する場合の施工手順

地盤改良を行う上で遭遇する最も典型的な現場条件の一つが、地盤中に旧構造物の PC 杭等の支持杭が残置されている場合である⁸⁾。

図-2に地盤改良に先立ち残置 PC 杭を除去して行う一般的な施工方法を示す。まず、残置杭の伏図を基に打設されている残置杭等の位置確認を行うために、残置杭 1 本ごとに頭出しを行い、ケーシングを杭に沿って挿入して残置杭を排除する。このような事前作業の後、本来の地盤改良工が実施されて仕様に準じた改良杭が地盤内に造成される。

図-3は1本のTaf改良杭範囲に存在する複数の残置 PC 杭を破碎しながら、同時に固化材スラリーと混合攪拌するTaf工法による一工程の施工手順を示す。

すなわち、高トルク性能を有するため、地盤改良に先行して行われる i) 杭位置確認ならびに頭出し工、ii) ケーシング設置工ならびに iii) 杭除去工を省くことができる。工程が大幅に簡素化されるため、工期・コストの縮減に多大に貢献できるは明らかである。

しかも籠状の外翼に加えて中翼、芯翼がそれぞれ相対回転するため、固化材スラリーが高効率に練り込まれ、安定した品質の改良杭が造成される。

残置された杭のような地中残存物は、高トルクで回転する掘削ヘッドならびに外翼ブレードで破碎・破断される。破断片は、固化材スラリー、地盤土と共に籠状の回転翼内で攪拌混合されて、改良杭に取り込まれ、結果的に廃棄物の処分量も抑制できる

また、PC 鋼線のような線材は、効率高く掘削ヘッド中心部の破断・巻取り機構によって絡め取って回収し、リサイクルされる。

①残置杭頭出し②残置杭除去工③攪拌混合施工④改良杭造成完了
による位置確認

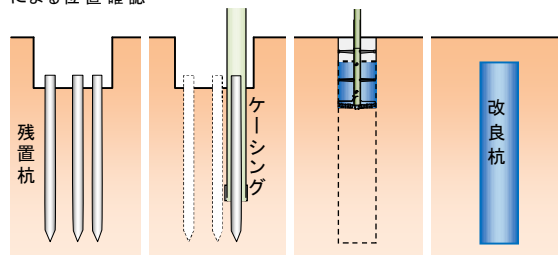


図-2 杭残置地盤における従来工法施工手順

①残置杭 ②杭破碎と複合攪拌施工 ③改良杭造成完了

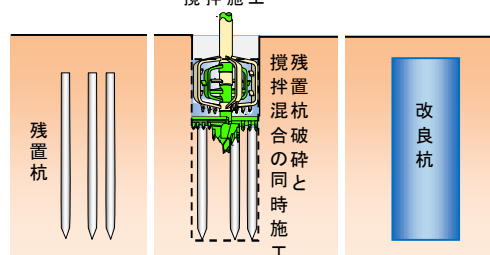


図-3 杭残置地盤におけるTaf工法施工手順

2.3 残置 PC 杭が存在する場合の駆動特性⁹⁾

図-4 は、Taf 工法の残置 PC 杭破碎と地盤改良の一体施工を行った 3 現場での残置 PC 杭と改良杭の位置関係を示す。各現場における残置杭の杭径、杭位置、杭本数等々は様々であり、また改良長や改良径、地質等の施工条件も異なっている。

また図-5 は、計 6 ケースの杭破碎・改良の施工中に計測した駆動モータの電流値 (A) と、各ケースにおいて杭のない条件で施工した場合の駆動モータの電流値 (A_o) との比率 (A/A_o) を深度方向にプロットした結果である。

各現場で杭がない通常施工との電流値比率は、全体の傾向として $0.75 \leq (A/A_o) \leq 1.25$ の範囲で推移している。また、個々のケースで施工深度に対して電流値比率を平均化すると、平均電流値比率は 0.966 倍～1.087 倍、さらに全ケースの平均では約 1.4% 増と小さく、杭破碎による電流値増加がほとんどないことがわかる。ここで、電流値比率が 1 以下となる場合は、PC 杭のない通常施工の電流値が杭破碎を行った施工の電流値よりも高いことを示している。同現場内においては、杭の有無による電流値の差異よりも、現場内の施工位置の違いによる地質条件の差異が改良施工に対して、大きな影響を占めているものと考えられる。

以上より、杭の破碎施工と地盤改良を同時に行った改良施工と杭がない通常施工の平均電流値比率は、ほぼ同等であり杭径・杭本数・杭位置の違いがあっても差異がなく、Taf 工法の高い施工能力が確認できた。

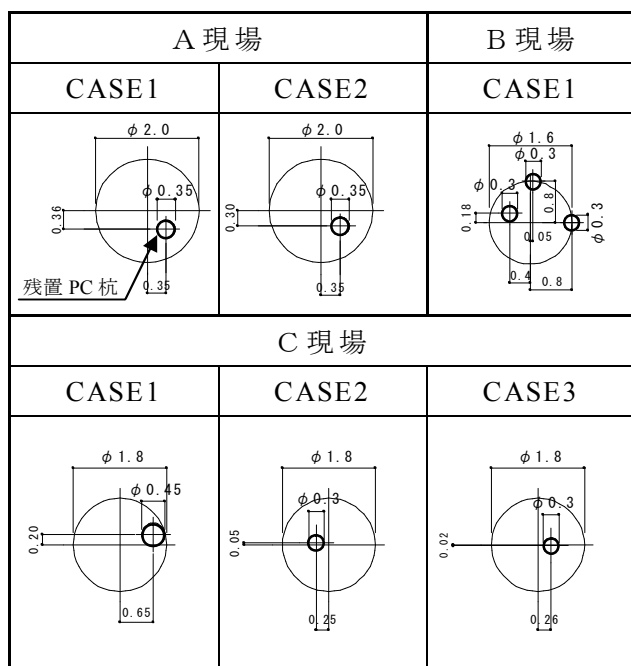


図-4 残置杭と改良体の位置関係

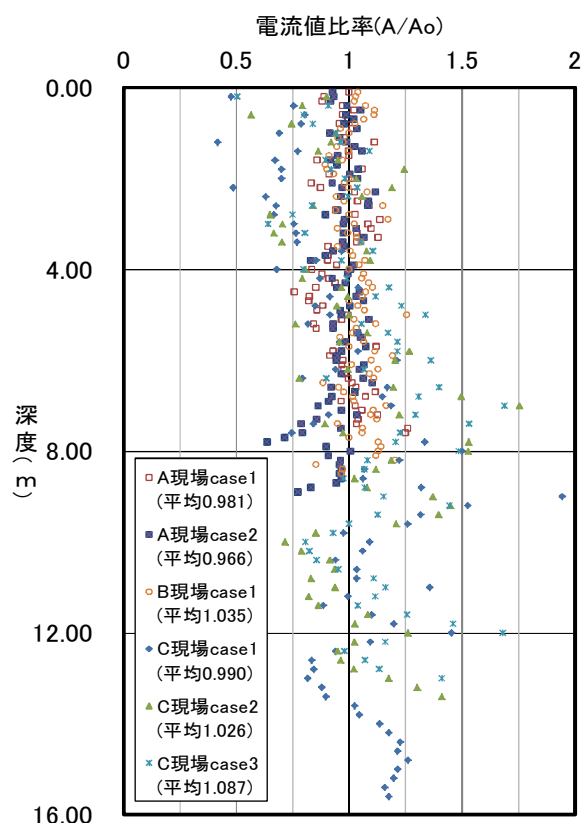


図-5 電流値比率 (A/A_o) グラフ

2.4 改良杭の品質確認

Taf 工法を適用した既往の施工において、残置杭破碎と地盤改良の同時施工を行った施工事例 (9 現場)、既設セメント固化地盤を貫通して地盤改良を行った事例 (2 現場) およびコンクリート塊やがれき等の地中障害物が混在する地盤で施工を行った事例 (5 現場) で収集した改良土の一軸圧縮強さを集計して、改良強度の変動係数を算出した結果を図-6 に示す。

改良土のコア強度と変動係数の関係は、地中障害物が混在する対象土の改良強度に関係なく、変動係数 V_c は $8.2\% \leq V_c \leq 23.7\%$ で、平均値は $(V_c)_m = 18.3\%$ となった。

複合相対攪拌工法の平均変動係数が概ね 25% 程度以下¹⁾ であり、Taf 工法での施工においても同等の安定した改良品質が確保され、良好な攪拌混練を行っていることが検証された。

3. 硬質シルト層および PC 杭が残置された地盤の

改良事例

3.1 工事概要

敷地面積約 6,800m²、建築面積約 3,350m²、鉄筋コンクリート造の地上 7 階建てのマンション新築工事において、支持層の傾斜等から地盤改良工法による直接基礎形式が計画された。

現場は、神奈川県の下末吉台地とそれに沿って流れる河川の沖積谷底との境界に位置する地層構成の複雑な地域である。

地盤改良工は、対象地が複雑な地層構成であることを考慮し、かつ建築物基礎としての確実な支持力確保を目的として、 N 値 50 以上の支持層への着底が要求された。そのため、支持層上位に存在する N 値 20~40 程度の硬質砂質土や硬質シルト層の貫入施工が必要であった。

さらに、対象地は、旧建造物の解体後、基礎として使用されていた PC 杭が残置されており、その PC 杭の除去、もしくは破砕するなどの処理も必要となることから、地盤改良工法の選定にあたっては、施工コストと工期縮減などの技術的課題が挙げられた。

地盤改良工法の選定においては、 N 値 50 以上の支持層への着底や、 N 値 20~40 程度の硬質シルト層の介在と残置 PC 杭の攪拌破砕の同時施工が可能であり、かつ工期内の施工条件等を検討の上、これらの諸条件が可能な Taf 工法が選定された。

3.2 地盤性状と改良仕様

図-7 は、地盤改良対象の施工範囲の地層縦断図である。下末吉台地の沖積谷底地付近に位置し、地層縦断図の右方向位置では沖積層 (A_c , A_s) が厚く堆積し、その下部は固結状の硬質シルト層 (Sac) に連なる。

台地側では相模層群のローム (L_m)・凝灰質粘性土 (L_c) および硬質な砂質土層 (Sas)・シルト層 (Sac) が堆積する。各々の下層には、上総層群 (KH_s , KH_c) が基盤層として構成されている。この上総層は地層縦断図の左側から右側方向にかけて急傾斜しており、地盤改良工の貫入長としても、 $L=6.5m \sim 17.9m$ と非常に高低差が大きく、支持層への確実な着底施工が必要であった。

そのため、地盤改良施工の改良径は、硬質地盤への適用性や PC 杭の処理を考慮し、改良径 $\phi 1.6m$ を採用した。改良仕様は、設計強度は $F_c=1,600kN/m^2$ で、改良長 $L_c=1.9m \sim 15.0m$ 、施工本数は 1169 本である。また、固化材添加量については、軟弱シルト及び砂層 (A_c , A_s , Sas) で $a_w=240kg/m^3$ 、硬質シルト層 (Sac) で $a_w=295kg/m^3$ とした。

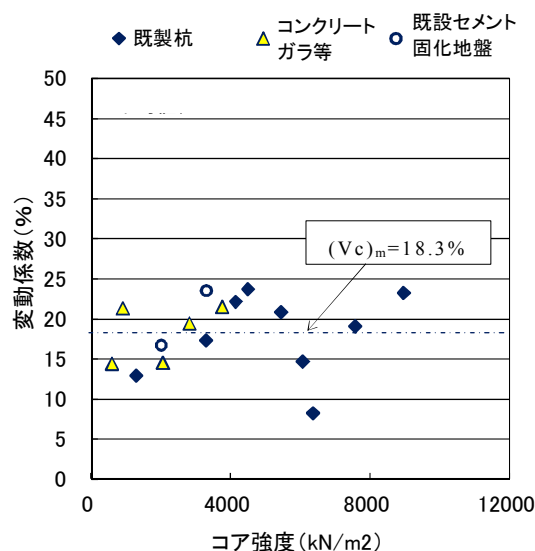


図-6 Taf 工法のコア強度と変動係数

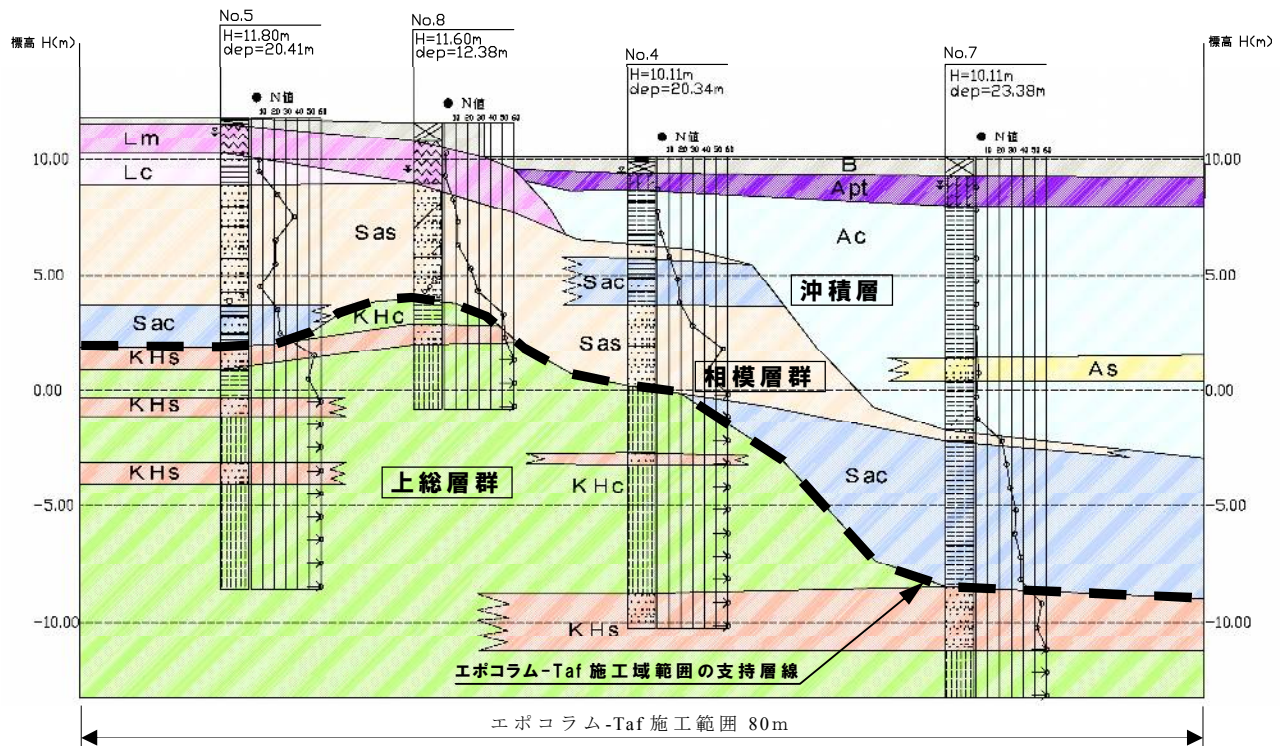


図-7 Taf 施工範囲の地層縦断面図

3.3 硬質シルト層と残置 PC 杭に対する 同時改良施工

図-8 は GL-12m～-18m 付近に N 値 20～40 の硬質シルト層（土丹層 Sac）と、残置された 3 本の PC 杭を破碎しながら攪拌改良した改良杭 No.A-83 の施工時の電流値をグラフ化したものである。残置 PC 杭の直径は $\phi 300$ mm である。

施工中の電流値は、残置 PC 杭の攪拌破碎を行っているにも拘らず、深度 GL-11m 付近までは 250A 以下であり、オーガ負荷は残置杭のない通常施工とほとんど差が見られなかった。しかし、深度 GL-11.0m 付近からの着底深度である GL-18.0m 付近までは、 N 値 20～40 の固結した硬質シルト層の貫入攪拌の抵抗が大きく、350～400A と

徐々に貫入抵抗が漸増し、杭破碎に比べ貫入時に大きな負荷が作用していることがわかる。

なお、改良下端位置となる上総層（KHS）での電流値は、400A を超え、支持層への着底施工が確実に行われていることが確認できる。

N 値 20～40 の固結した硬質シルト層の施工性は、貫入抵抗は上昇するものの、3 本の PC 杭

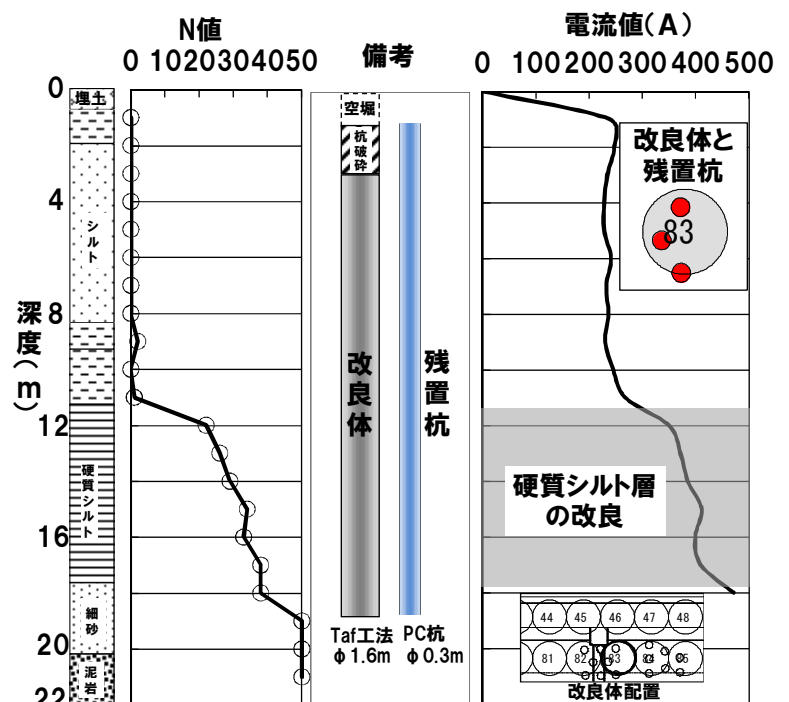


図-8 土質柱状図 (Bor.No.7) と電流値データの対比

を破碎しながらも貫入攪拌施工が可能であった。従来工法では対応できない N 値の高い硬質シルト層や、残置された PC 杭地盤でも補助工法を使用することなく、そのまま本工法による改良施工を行うことができ、工期のさらなる短縮化が図れた。

3.4 残置 PC 杭 4 本に対する同時改良施工

図-9 は、Taf 工法の改良杭計画位置と残置 PC 杭の位置関係の一部で、改良杭造成 1 本の範囲に $\phi 300\text{mm}$ の PC 杭が 4 本残置されている箇所の施工結果である。改良杭中に PC 杭が 4 本残置されている場所や、隣接した改良杭のように残置 PC 杭がないなど、残置された PC 杭の位置は不規則である。

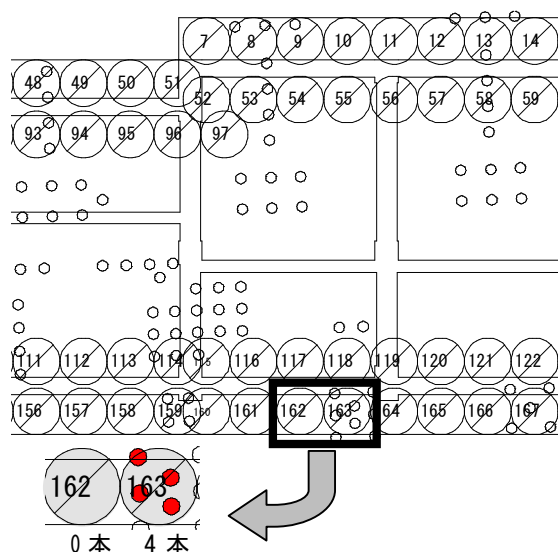


図-9 Taf 改良体と PC 杭の残置位置



写真-1 杭破碎施工後の攪拌翼

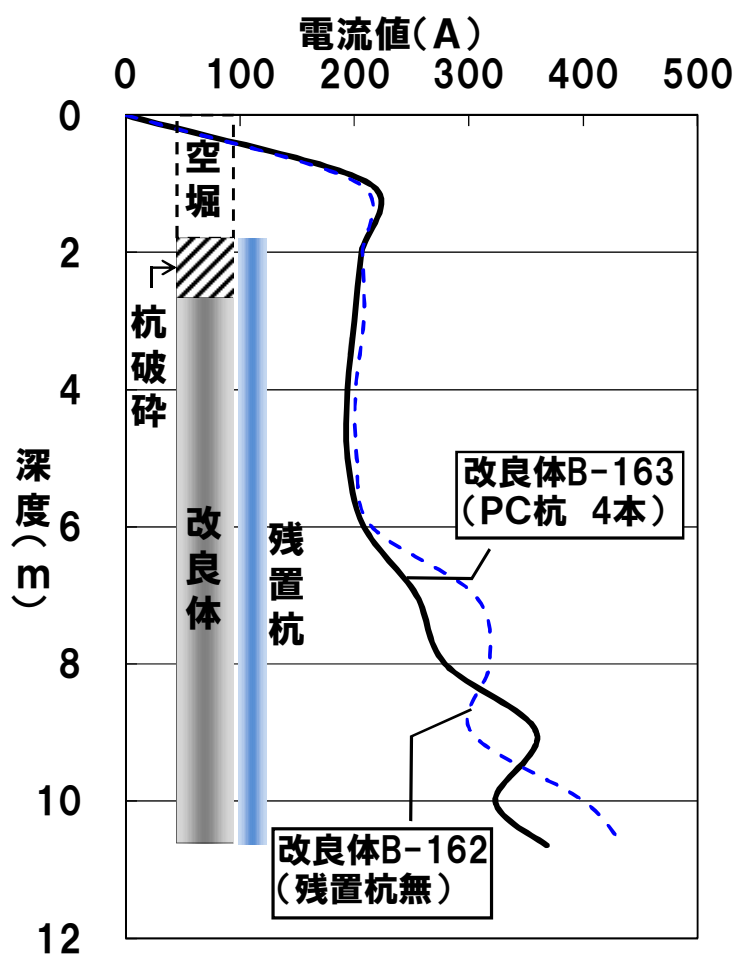


図-10 杭破碎と通常施工の電流値比較

図-10 は Taf 改良施工において、4 本の残置 PC 杭の同時攪拌と、残置 PC 杭のない位置での攪拌施工の電流値を比較したものである。その比較によると、電流値は両者の改良杭とも、貫入直後から概ね 200A 程度であり、深度 GL-6.0m 程度から徐々に電流値の上昇がみられた。

その後、GL-7.0m 付近から着底深度までは若干電流値にばらつきがみられるが、残置 PC 杭のない通常施工の電流値が高い地点もあり、PC 杭の有無による掘削抵抗の差異はみられない。むしろ、改良地盤の土質性状のばらつきによる差異のほうが大きく影響していると判断される。

写真-1 は杭破碎施工後のヘッド部の PC 鋼線の巻き取り状況である。攪拌翼の外翼下端部分と掘削ヘッドに PC 鋼線が巻き付いて回収されている。しかし、PC 鋼線は本来の長さよりかなり短く切断されており、途中多くの箇所で破断しているのが確認できる。

3.5 改良効果

施工後の品質管理として、改良深度方向と杭頭部の平面コア供試体を採取した。表-1 は改良深度方向の上・中・下層の改良強度を示す。改良強度は $q_{uf}=3,245\sim5,786\text{kN/m}^2$ (平均 $4,227\text{kN/m}^2$) であり、何れの供試体も設計基準強度に対する合格判定値 ($XL=2,490\text{kN/m}^2$) を十分に満足する結果が得られた。また、改良強度の全平均変動係数においても $(Vc)_m=16.6\%$ と改良強度のばらつきが小さく、安定した改良品質であることが確認できた。

また、表-2 は杭頭部の平面コアの改良強度を示す。杭頭部平面コア強度も $q_{uf}=3,539\sim4,851\text{kN/m}^2$ (平均 $4,021\text{kN/m}^2$) となり、深度方向の改良強度と同様に目標強度を十分満足している。全体の変動係数は、 $(Vc)_m=8.9\%$ と改良強度のばらつきが小さく、良好な結果が得られた。写真-2 は床付け後の Taf 改良杭 $\phi 1.6\text{m}$ の杭頭状況を示す。改良杭の頭部は良好な固結状況が確認された。PC 杭破碎の同時地盤改良施工においても精度良い施工結果が得られた。

表-1 改良深度方向の改良強度

改良杭 No.	材齢	区分	一軸圧縮強さ (kN/m ²)				標準偏差 (kN/m ²)	変動係数
			1(上)	2(中)	3(下)	平均値		
C-61	28	C棟	5,535	5,786	5,613	5,644	129	2.3%
B-26	28	B棟	3,245	3,589	3,536	3,456	185	5.4%
D-22	28	D棟	3,987	4,198	3,891	4,025	157	3.9%
C-122	28	C棟	3,880	3,998	3,901	3,926	63	1.6%
B-86	28	B棟	4,232	3,899	4,135	4,089	171	4.2%
A-25	28	A棟	3,766	3,637	3,877	3,760	120	3.2%
A-166	28	A棟	4,757	4,448	4,851	4,685	211	4.5%
全平均			4,227				703	16.6%

表-2 杭頭部平面コアの改良強度

改良杭 No.	材齢	区分	一軸圧縮強さ (kN/m ²)				標準偏差 (kN/m ²)	変動係数
			1(上)	2(中)	3(下)	平均値		
C-33	43	C棟	4,232	3,894	3,845	3,990	211	5.3%
C-94	49	C棟	3,548	3,621	3,539	3,569	45	1.3%
D-47	28	D棟	4,211	4,287	3,891	4,130	210	5.1%
C-122	28	C棟	3,880	3,998	3,901	3,926	63	1.6%
B-86	28	B棟	4,232	3,899	4,135	4,089	171	4.2%
A-25	28	A棟	3,766	3,637	3,877	3,760	120	3.2%
A-166	28	A棟	4,757	4,448	4,851	4,685	211	4.5%
全平均			4,021				360	8.9%

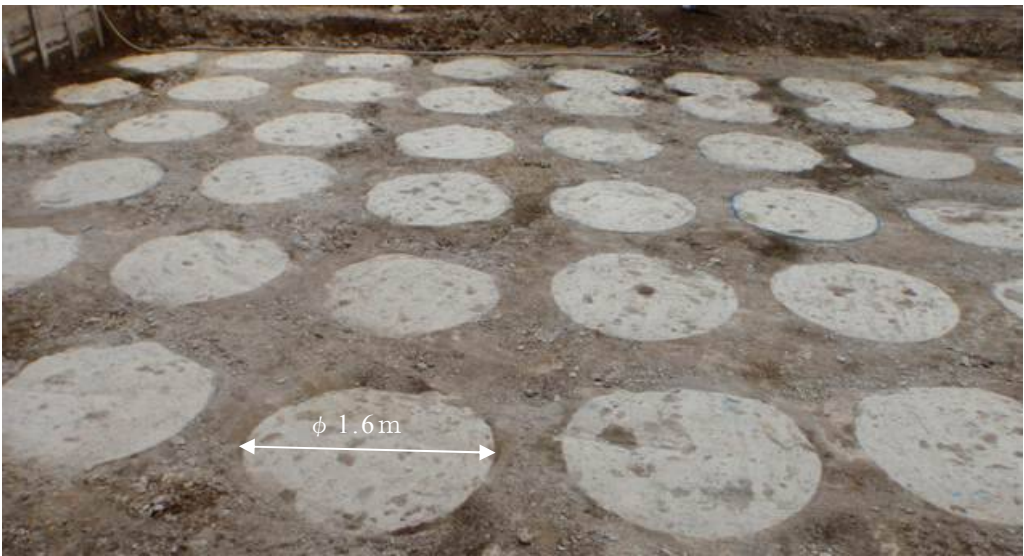


写真-2 床付け時の改良杭体杭頭状況

木粉とベントナイトを混合した鋼管矢板継手管充填材の性質と施工

岩田地崎建設 技術部 八木 一善

岩田地崎建設 土木部 石井 康則

テクノパウダルトン 門馬 恒視

アークアジア 玉田 健一

1. はじめに

鋼管矢板工法では、鋼管打設時に継手管内へ土砂が侵入し、これが鋼管の鉛直性や止水性を損なう原因となる。木粉とベントナイトを混合した継手管充填材「ベントタイト[®]パイルセイバー (NETIS : KT-100026-A)」(以下、パイルセイバーと称する)は、この問題を解決し、実際の施工で有効性が認められているものである。本報告では、この充填材の施工事例と地盤工学的な性質、振動・騒音の低減効果を調べた結果について述べる。

2. 継手管充填材の概要

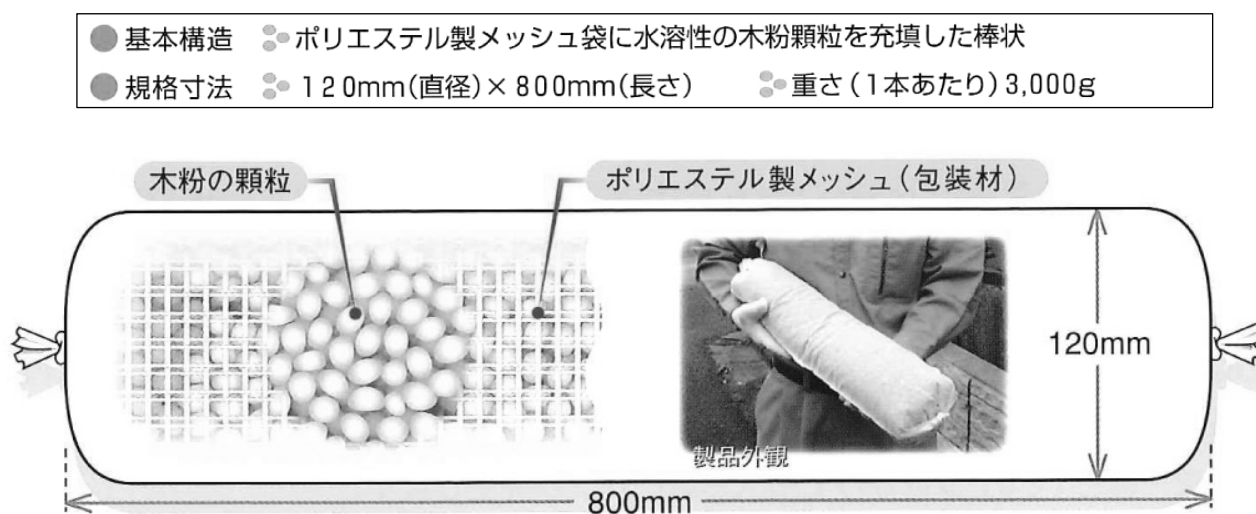


図-1 パイルセイバーの仕様



図-2 パイルセイバーを用いた鋼管の施工手順

Yagi Kazuyoshi & Ishi Yasunori : 〒060-8630 札幌市中央区北2条東17丁目2番地 (TEL:011-221-8831)

Monma Tsunemi : 〒972-8338 福島県いわき市中部工業団地8番地 (TEL : 0246-72-0461)

Tamada Kenichi : 〒272-0021 千葉県市川市八幡4-4-7-306 (TEL : 047-333-2610)

パイルセイバーは、速やかに吸水しやすい $250\mu\text{m}$ 以下の木粉とベントナイトを 70%：30%の割合で混合したペレット状（直径 2～3mm，長軸 3～5mm）である。

表-1 に、パイルセイバーの性質を示す。自然状態の含水比は 5%と低く、この状態を「自然含水状態」と以下では称している。また、ベントナイトの真比重は約 2.5 であるが、木粉を主体とするために土粒子の密度は $1.86\text{g}/\text{cm}^3$ となる。なお、継手管内に袋詰めで設置する際の乾燥密度は $0.31\text{g}/\text{cm}^3$ であり、非常に軽量である。以下では、これを「設置時密度」と称している。

写真-1 は浸水前後のパイルセイバーの状況、写真-2 はパイルセイバーの粒状体の拡大写真である。充填材は浸水後直ちに吸水膨張し、細粒化および軟質化することがわかる。その膨潤量は浸水 24hr で約 40%となり、写真でも体積が大きく増加している。

3. 鋼管矢板打設時の諸問題と継手管充填材の効果

鋼管矢板打込み時に生じやすい問題は、以下のようになる。

- ・鋼管矢板には長さ方向で 1000 分の 1 の曲がりがあり、これが鋼管打ち込み時の継手同士の抵抗（セリ）の一因となる。
- ・鋼管打込みの際、継手管へ土砂が入り、鋼管の打込み精度や止水性が損なわれることがある。
- ・継手管への侵入土砂が礫質土や砂質土であった場合、打込みの過程で締め固まり、貫入抵抗の増加や鋼管の高止まりが生じることがある。

パイルセイバーは、図-3 に示す先行的に打込みされる継手管①②に設置する。この場合、主として次のような効果が得られている。

- ・浸水前のパイルセイバーは粒状固体であり、施工上、非常に有害となる継手管への土砂の侵入を防いでいる。
- ・鋼管の挿入を阻害しない程度に破碎性があり、浸水後は早期に軟質化するため、パイルセイバーを入れたこと自体が鋼管打設の抵抗増とはなっていない。
- ・継手管には、最終的にモルタルを充填するため、管内の洗浄が必要である。木粉が多いパイルセイバーは浸水後に軟質化して軽量であり、洗浄による除去が容易である。
- ・鋼管打設の抵抗を減らす効果があるために、副次的に打込み時の振動・騒音を低減する効果があるようである。

このような効果と付随する効果を模式的に表したのが図-4 である。

表-1 充填材の性質¹⁾

土粒子の密度 ρ_s	$1.864\text{ g}/\text{cm}^3$
含水比 w_n	4.6%～5.1%
膨潤量（容積法） ²⁾	37～40ml
浸水崩壊時間	5 min
乾燥密度 ρ_d （袋詰め時）	$0.31\text{ g}/\text{cm}^3$



写真-1 (左) 浸水前 (右) 浸水 5 分後



写真-2 パイルセイバーの粒状体

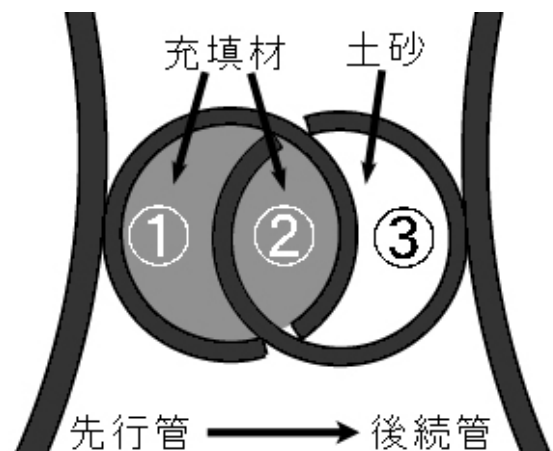


図-3 パイルセイバーの設置条件

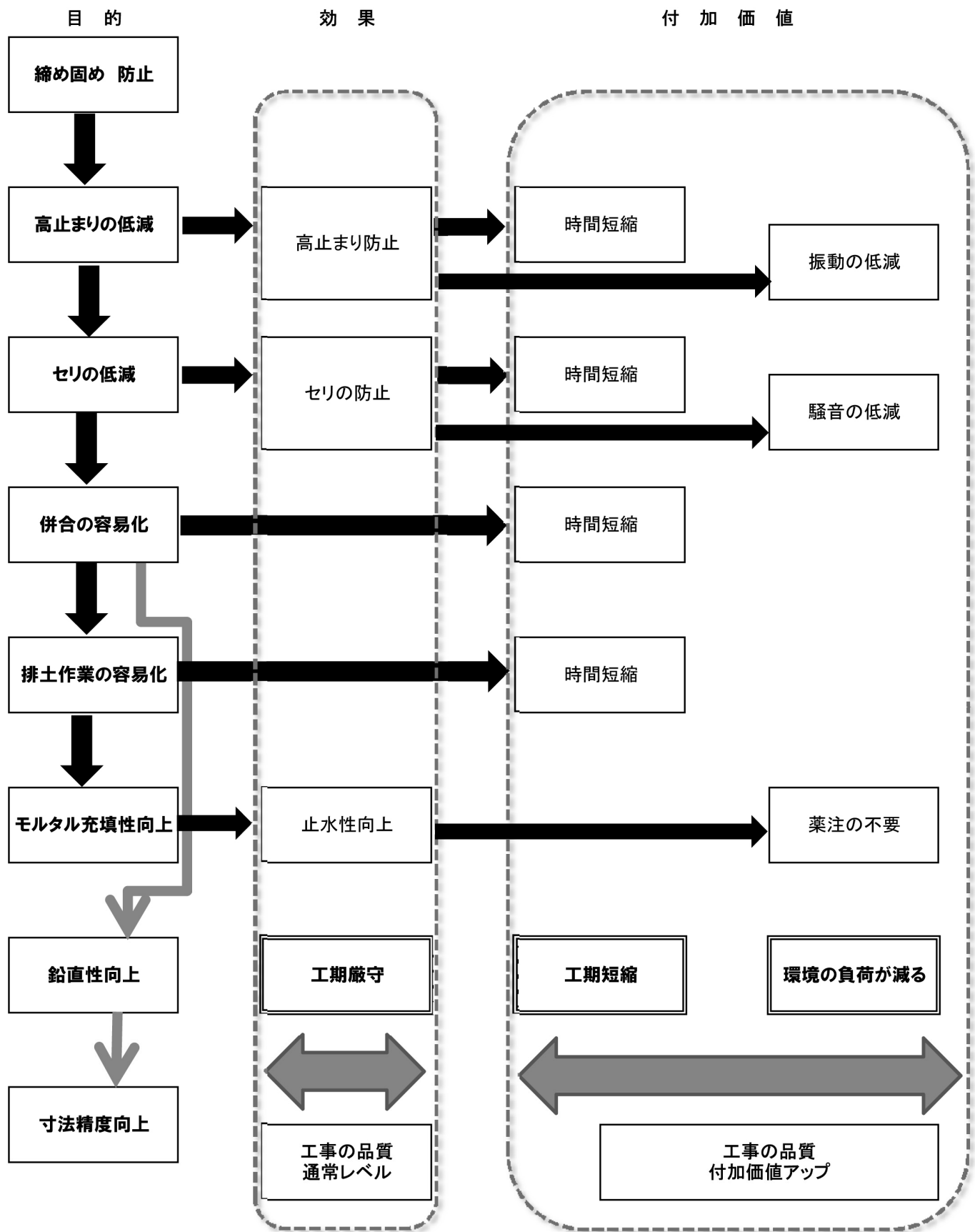


図-4 パイルセイバーの目的と効果・付加価値の関係

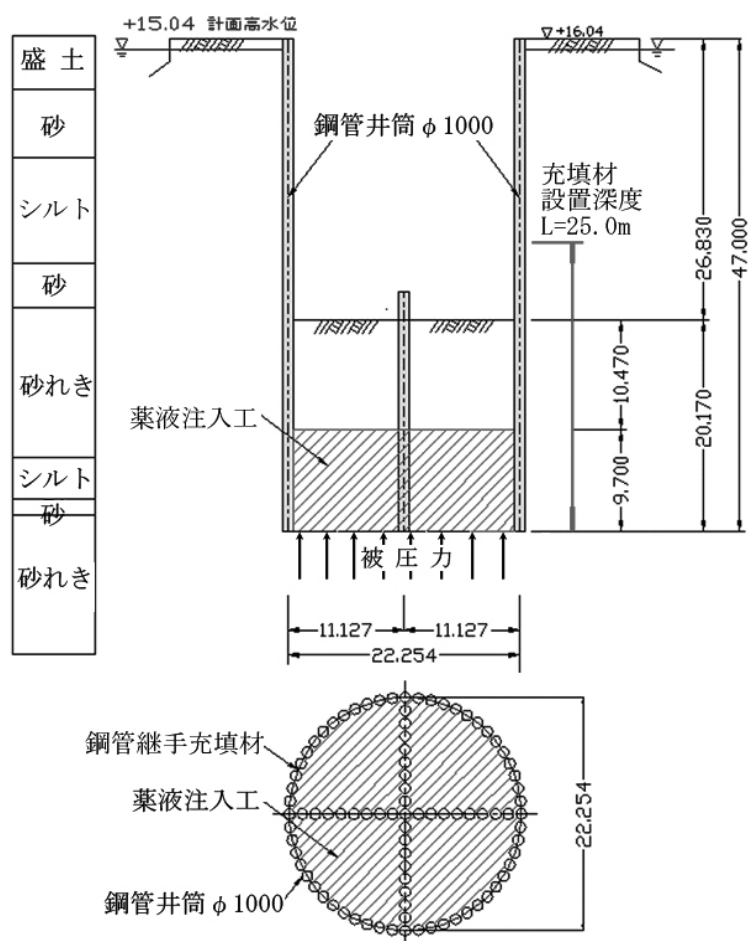


図-5 鋼管矢板基礎工 断面図（美浦大橋）³⁾

4. 施工事例³⁾

図-5 に鋼管矢板基礎工の断面図を示す。鋼管の根入れ部分に N 値 50 以上の砂礫が堆積し、近隣の施工結果で鋼管の鉛直性や継手の止水性に問題が生じやすいことが判っていた。被圧地下水も作用していることから、鋼管先端側に薬液注入による改良を施している。改良部分の上も継手の止水性を確実にする必要があり、著しい漏水は底版の盤ぶくれを引き起こし、鉄筋の溶接を困難にする。このことから、鋼管打設の精度向上、継手のスリットからの砂礫の侵入防止、継手の止水性確保を目的として、鋼管先端から 25m の高さまでパイルセイバーを設置している（写真-3）。

鋼管設置は中掘り工法（TAIP 工法）で行っている。先行設置した鋼管にパイルセイバーを入れたことで鋼管の打設速度は安定し、47m の鋼管（3 本継ぎ）を 1 本／日のペースで設置している（写真-4）。

鋼管設置後は、継手管内を掘削、洗浄してモルタルに置き換えている。ボーリングマシンで図-3 の①～③室を削孔し、ウォータージェットによって排土と洗浄を行った。浸水後のパイルセイバーは低強度であることから、この作業が容易となり、3.4hr／箇所の施工速度によって外周杭の継手 56 箇所の洗浄とモルタル置換を完了した。

写真-5 は鋼管井筒の掘削完了後の状況である。掘削底面（深さ 25m）までの継手箇所の漏水は、ごく少量しか生じておらず、良好な状態で完成した。後工程の鉄筋スタッド溶接（6000 本）は、ドライな条件下にて短期間で終了した。

このように、パイルセイバーの現地施工によって有効性を検証した結果、施工が難しい砂礫地盤でも鋼管の施工精度と継手の止水性、モルタル置換の確実性に貢献することが明らかとなった。



写真-3 充填材の設置



写真-4 鋼管の中掘り・圧入状況



写真-5 鋼管矢板 掘削完了状況

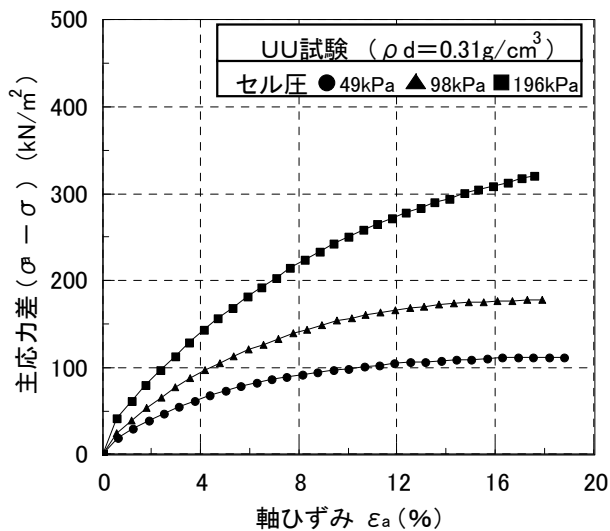


図-6 UU 試験による応力～ひずみ(自然含水状態)

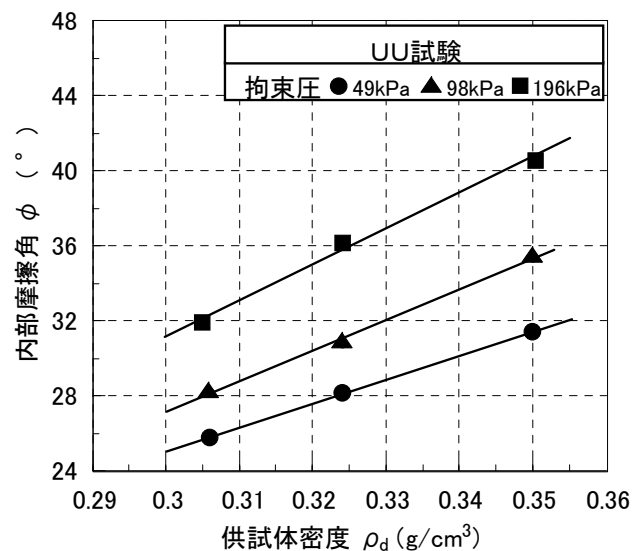


図-7 内部摩擦角と密度の関係(UU 試験)

5. パイルセイバーの室内試験結果¹⁾

パイルセイバーの有効性を確認するために実施した室内試験の方法は、基本的に JIS および JGS に準じている。供試体は自然含水状態の試料を用いて空中落下法で作製した。浸水のない状態のパイルセイバーのせん断強さは、セル圧 49kPa, 98kPa, 196kPa の非圧密非排水三軸圧縮試験(UU 試験)で調べた。供試体は φ 10cm, H=22cm である。

図-6は自然含水状態の充填材に関する UU 試験結果である。設置時密度の例であり、ペレット状のパイルセイバーはやや脆く、応力が作用すると破砕が生じやすい。このため圧縮性が強く、図でも主応力の増加に伴って軸ひずみが急増するという傾向を示している。

図-7 は、UU 試験による供試体密度と内部摩擦角 φ の関係である。細粒化前のパイルセイバーは粘着力成分をほとんど有していないと考えられるため、見掛けの粘着力をゼロとみなして軸ひずみ 15%時の主応力によって φ を求めた。φ と供試体密度には直線的な比例関係があり、例えばセル圧 49kPa での φ は 32° ～ 41° である。このことから、浸水前のパイルセイバーはある程度のせん断強さを有し、これが継手管への土砂の侵入を防ぐ理由と考えられる。

図-8 は、浸水 24hr の条件でパイルセイバーを膨張および細粒化させた後に一軸圧縮試験を行った結果である。設置時密度の供試体をモールドに入れたまま浸水し、水深 0.2m, 5m, 10m の水压に相当する鉛直荷重を与えた所定の浸水期間(余圧密)の後に試験を実施している。余圧密時の荷重(水深)が大きくなるほど供試体は密実となり、一軸圧縮強さは増加する。しかし、水深 10m でも一軸圧縮強さは 7.3kN/m² という非常に低い値である。

施工では、鋼管打込み後直ちに継手管内の掘削を行うわけではないため、余圧密を 30 日間行った場合の一軸圧縮強さを調べたのが図-9 である。余圧密 24hr の結果と比較すると、水深 5m と 10m の場合で浸水期間が長く

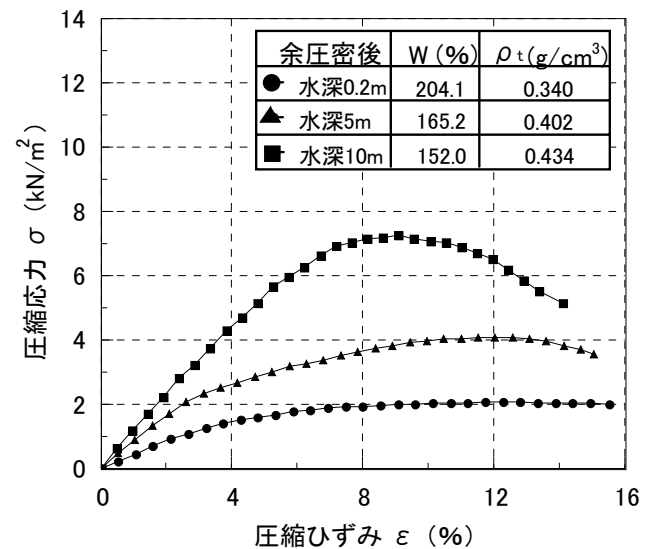


図-8 一軸圧縮試験結果(浸水後 24hr)

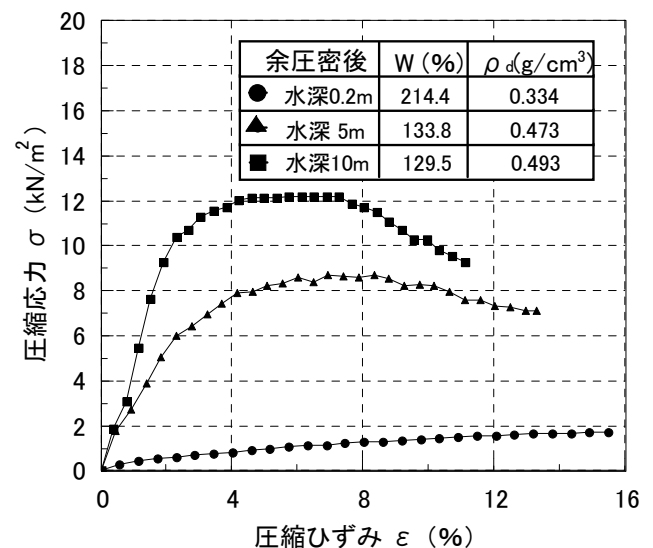


図-9 一軸圧縮試験結果(浸水後 30 日)

なることによる密度と強度の増加が生じている。ただし、その強度の増加はわずかであり、これが施工時に継手管内の掘削が容易になる理由と思われる。一方、水深 0.2m の場合は浸水時間が長くなっても密度や強度にほとんど変化はなく、長期間の低圧条件下で生じた吸水膨張により、含水比は約 10%増加している。

次に、浸水後に細粒化したパイルセイバーの透水性を調べるため、透水円筒 $\phi=10\text{cm}$ 、 $H=12\text{cm}$ の変水位透水試験も行った。図-10 は浸水後のパイルセイバーの透水係数 k である。変水位透水試験 (JIS A 1218) に用いた供試体は、空中落下法によって袋詰め時の密度で再構成している。供試体を作成後、水深 0.2m、5.0m、10m に相当する鉛直荷重を与えた条件下で 1 日間あるいは 30 日間の浸水養生 (余圧密) を行い、6 日間の飽和を行った後に試験に供している。透水係数は、水深や浸水養生期間が増加するほど低い値になる傾向を示す。また、どの条件でも $k \leq 1.7 \times 10^{-9} \text{m/s}$ となり、浸水後に細粒化した充填材は難透水性を示す遮水材料になることがわかる。このような結果は、細かい木粉の間隙がベントナイトで充填されているためと考えられるが、パイルセイバーをそのまま残して鋼管矢板の継手用止水材として利用できる可能性を示すものである。

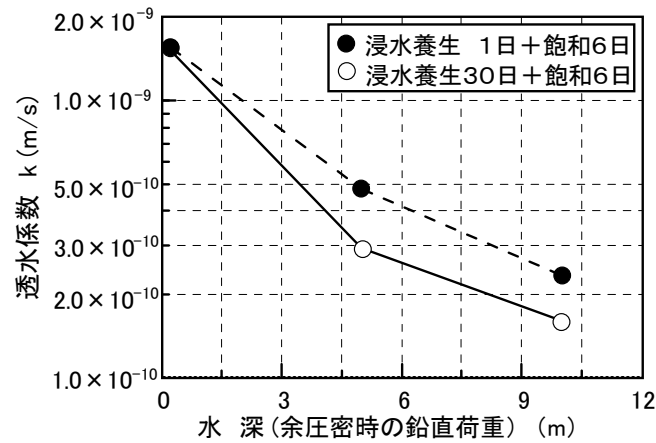


図-10 充填材の透水係数

表-2 鋼管設置深度の土質と N 値

深 度(m)	土 質	N 値
0～5.5	礫混じり砂	19～25
5.5～9.6	砂 礫	32～38
9.6～11.4	細砂・シルト	68～75
11.4～20.0	固結シルト	56～115

6. パイルセイバーの騒音・振動の低減効果

パイルセイバー設置による騒音・振動への低減効果を調べるために、鋼管矢板打設箇所から 50m と 100m 地点に騒音計 (RION NL-22) と振動計 (RION VM-53) を設置し、パイルセイバーを充填した場合と非充填の場合との比較を行った。表-2 は鋼管設置深度の土質であり、深度約 10m までは礫が混じり、10m 以深は N 値 50 以上の硬質シルト層である。

表-3 は、パイルセイバーの有無による鋼管貫入量とリバウンド量である。パイルセイバーを充填した場合、打撃 1 回当りの貫入量が明確に増加している。

表-4 は騒音と振動レベルの測定結果である。油圧ハンマーのラムの落下によって生じる騒音・振動は、100m 地点ではパイルセイバーの影響が現れていないように見える。これは、100m 離れると他の影響要因が生じるためである。しかし、50m では騒音・振動ともに減少する傾向を示している。一回の打撃による貫入量が増えることは打撃回数の減少に繋がることから、パイルセイバーは環境負荷への低減になるようである。

表-3 貫入量とリバウンド量の比較

パイルセイバー	あり		なし	
	1	2	3	4
杭 No.				
打撃回数	202	232	295	388
貫入量(mm/回)	14.9	12.9	10.2	10.3
リバウンド量(mm)	6.5	7.0	4.4	4.0

表-4 騒音レベルと振動レベルの比較

距 離	50m		100m	
	有	無	有	無
パイルセイバー				
騒音レベル (dB(A))	71.2	73.4	70.3	68.7
振動レベル	54.0	56.9	52.0	51.8

7. まとめ

鋼管矢板を安心・安全に施工するための材料として、新材料であるパイルセイバーの効果と施工事例、その性質について述べた。本稿の作成にあたり、ご協力頂いた諸氏に厚く御礼申し上げます。

参考文献

1) 八木一善・石井康則・門馬恒視・玉田健一：ベントナイトを含む鋼管矢板の継手充填材に関する強度と透水特性，第 45 回地盤工学研究発表会，2010。
2) 日本ベントナイト工業会：標準試験方法 ベントナイト（粒状）の膨潤試験方法（JBAS-104-77）
3) 石井康則・八木一善・玉田健一・門馬恒視：ベントナイトを含む継手管充填材を用いた鋼管矢板基礎工の施工，土木学会第 65 回年次学術講演会，2011。

チェーンウォール工法の紹介

昭和機械商事(株) 補強土グループ 奥西 一裕
 幡野 光雄
 望月 康博
 北村 明洋

1. はじめに

わが国の公共工事においては、限られた財源のなかで経済性を追求した工法の開発が盛んであり、擁壁についてもコンクリート擁壁に代わり補強土壁工法が積極的に施工されている。現在の建設業を取巻く環境においては、コスト削減工法でありしかもパフォーマンスの高い新工法に、よりニーズが高まっていくのは自然の流れである。

補強土壁工法で代表的なテールアルメ工法はフランスの H. Vidal によって 1963 年に開発され今日の発展につながった。ただし、補強材を土の中に入れ盛土をすることは古代から人類の知恵として用いられて来た。著者らは、チェーンを引張り抵抗の優れた補強材として盛土の安定を図る補強土壁（チェーンウォール工法）を開発した。本稿では、その開発過程で得た土とチェーンの摩擦特性を紹介する。これらの室内試験結果をふまえて工法全体の施工性を確認しチェーン補強材の有効性を実証するため、フィールドにおいて高さ 3.0m の実物大補強土壁を構築した。当該地において原位置引抜き試験を実施し、原位置におけるチェーンの摩擦特性に関する知見を得たので報告する。

2. チェーンを補強材とする補強土壁の開発

2-1.補強土壁の構造

補強土壁工法は、盛土内に引張り補強材を水平に配置して壁面材に定着させることによって盛土の安定性を高め、鉛直あるいは鉛直に近い勾配の法面を構築する工法である。

図-1 に本工法の構造図を示す。壁面材は、鋼管を構造部材とする枠体（パイプフレーム）であり、人力施工可能な質量 32kg ながら高さ 1m×幅 2m と大型化を図っている。パイプフレームの上下継手は、壁面曲げ剛性を保持した状態でボルト等緊結具を用いず簡単に連結できるように差込み式とした¹⁾。また壁面には、緑化のための植生マットおよび溶接金網（ワイヤーネット）を内側に取付ける。チェーンと壁面の連結は、U 型に加工した鋼帯（フレックスジョイント）を鋼管に取付けることによりスライド可能な構造にした。フレックスジョイントが盛土施工時の転圧および完成後の圧密による変形に追従するので、連結部に無理な力が集中せず連結部の破断や壁面の座屈等の不具合が生じない。チェーン末端は支圧板の一部を切込み、チェーンリンクを通した後、切込み穴にアンカーピンを打設して地盤に固定するなど、チェーンの形状を利用した簡潔な係止方法を採用している。

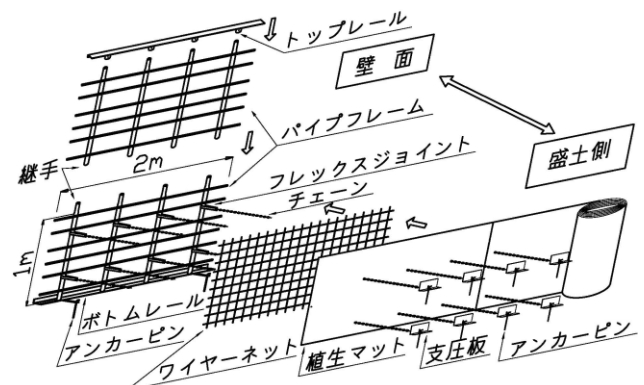


図-1 チェーンウォール工法構造図

2-2.チェーンの摩擦抵抗

チェーンの歴史は古く紀元前ローマ帝国の時代から地中海周辺の多くの港で使われていた。湾口にチェーンを張り外敵の侵入を防いだという²⁾。英語の chain は、ラテン語の catena に由来する。また懸垂線は英語で catenary、語源をたどれば chain と同じラテン語の catena である。チェーン本来の用途は吊るすことを目的にしているものと思われる。吊るす、物体を繋ぐことに始まったチェーンの用途は、時代を経て船舶に使われ、コンベア等で利用されるようになった。筆者らは、

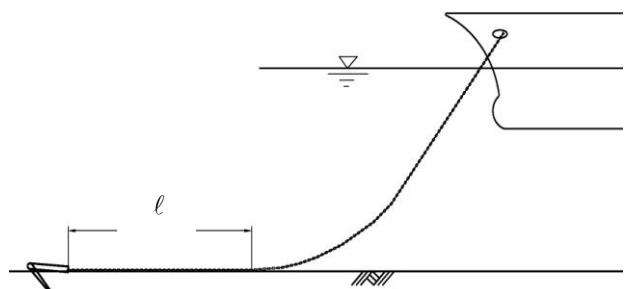


図-2 アンカーとアンカーチェーンのイメージ図

モーメントフリーで、引張力に対して大きな抵抗がある、チェーンという素材を補強土壁に活用することを目的に開発を行った。本工法では鋼製のチェーンを使用した。これは比較的低価格で入手しやすい原材料であり、加工も容易で大量生産が可能なことによる。

土とチェーンの摩擦抵抗を利用する例に、船のアンカーチェーン（錨鎖）がある。船が時間調整のため待機する場合や荒天等で沖に避難するときは、港付近の安全な水域にアンカー（錨）を降ろし錨泊する。図－2に示すように、作用する潮流や風圧等の外力に対してアンカーに繋げたアンカーチェーンを十分な長さで繰出し、船が流されないように安全な錨泊を行う。数万トンの大型船といえどもこの方法を用いる。船を定位置に留めるこのような抵抗力を係駐力といい、アンカーが海底をつかむ力（これを把駐力という）とアンカーチェーンが海底に接触する部分の摩擦力の和で表される³⁾⁴⁾。

すなわち、アンカーおよびアンカーチェーンによる係駐力は次式で与えられる。

$$P = W_a' \cdot \lambda_a + W_c' \cdot \lambda_c \cdot \ell \quad (1)$$

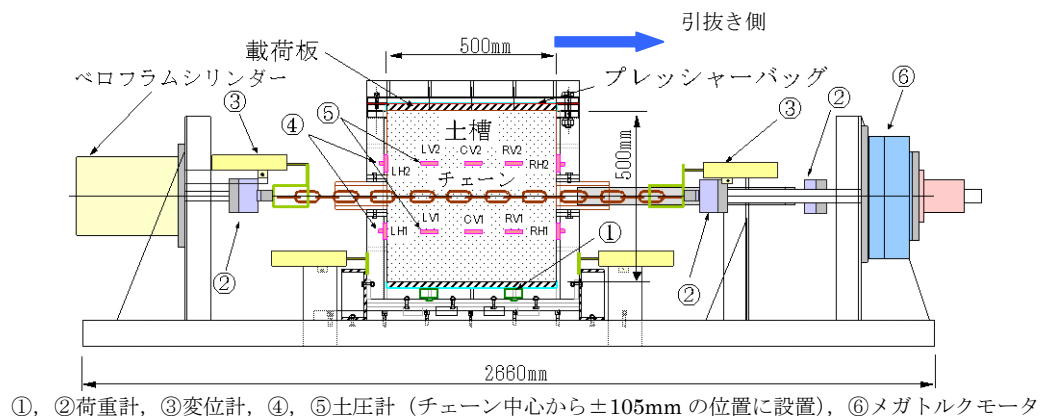
ここで、 W_a' 、 W_c' はアンカー、アンカーチェーンの水中重量である。 λ_a はアンカーの標準把駐係数で3.0～3.5、 λ_c はアンカーチェーンの摩擦抵抗係数で砂の場合は0.75、泥の場合1.0とされている。また ℓ はアンカーチェーン係駐部の長さである。この例のように元来チェーンは地盤と相性のよい素材である。チェーンによる大きな摩擦抵抗力を補強土壁に使えないかが開発におけるポイントであった。

また土中にあるチェーンの引抜き力に関して井上ら⁵⁾は、豊浦砂による室内試験結果を基礎データにして、チェーンリンク1個の摩擦抵抗、せん断抵抗、支圧抵抗の和として誘導している。

2-3.開発の経緯

補強材にチェーンを用いた補強土壁の開発経緯を以下に示す。

- (1) 各種補強材の引抜き抵抗の特性を把握するため、土槽による引抜き試験を行った。土槽充填材料に豊浦砂を用い、種々のチェーンおよび突起付き帯鋼、平滑帯鋼、丸鋼に対して引抜き試験を行った。
- (2) 上記チェーンの引抜き試験結果をふまえて、補強土用チェーンのプロトタイプを製作した（呼称：636、線径6mmで内ピッチ36mmを意味する）。このプロトタイプチェーンを用いて、多種類の土槽充填材料による引抜き試験を行った。
- (3) プロトタイプチェーンの効果を确认后、量産型補強土用チェーンCWC-6.3（6.3は、線径6.3mmを表す）を製作し、原位置において実物大試験施工を行った。なお、636チェーンとCWC-6.3チェーンは、ほぼ同じ形状、引張強度であるが開発経緯もあり呼称を変え表示した。



図－3 チェーン引抜き試験機

3. チェーン引抜き試験

3-1. 引抜き試験機

土槽はチェーンの大きさ土試料の最大粒径を考慮して、図-3 に示すような高さ・幅・奥行き各 500mm の立方体 (0.125m³) であり、上部より空気圧によって上蓋に取付けた硬質ゴム製エアバックおよび、アルミ製載荷板を介して上載荷重を載荷できる構造である。土槽内の引抜き側とその対面には 2 ヶ所ずつ上下に土圧計が埋め込まれている。土槽底板には荷重計が設置されており土槽底面への全荷重を計測することができる。また、土中の鉛直土圧を計測するための土圧計をチェーン上下各 3 ヶ所に設置した。図-3 右側のメガトルクモータによってチェーンを一定速度で正確に引張ることが出来る。引抜き試験はチェーンを 1mm/min の定速度で最大引抜き量 50mm まで行う。メガトルクモータ軸には荷重計が直結されており試験中の引抜き力を測定する。ペロフラムシリンダーは、チェーンに一定の引張力を与えることができチェーン設置時の初期弛みを除去する。変位計は両側に設置されており引抜き量を測定する。両側の変位量の差は引張力によるチェーンの伸び量である。

表-1 充填土の物性

材料名	土粒子密度 g/cm ³	最大乾燥密度 g/cm ³	最適含水比 %	相対密度 %	乾燥密度 g/cm ³	c' kN/m ²	φ' °
碎石	2.661	1.696	5.6	95	1.61	26	39.2
豊浦砂	2.650			85	1.58	4	37.9
混合土 5mm	2.656	1.927	8.3	95	1.83	13	41.4
				90	1.73	8	37.9
混合土 1mm	2.653	1.951	11.1	95	1.85	7	37.1
				90	1.76	5	35.9
珪砂	2.634	1.365	10.3	90	1.23	4	33.8
DLclay	2.641	1.498	21.7	90	1.35	1	33.2

3-2. 土槽に充填する材料

表-1 に土槽に充填した土の物性、図-4 に粒度分布を示す。試験時に土槽へ充填する密度を豊浦砂は相対密度 85%とし、DLclay (非塑性細粒土) および珪砂 8 号は最大乾燥密度の 90%、混合土は 50%粒径を 1mm, 5mm とする 2 種類の材料に対し最大乾燥密度の 90, 95%、また碎石は最大乾燥密度の 95%に調整した。

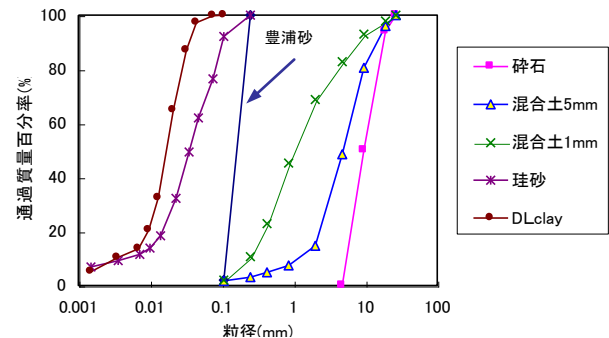


図-4 充填土の粒度分布

3-3. 引抜き試験用部材

試験に用いたチェーンは表-2 に示す 15 種類である。基本的なチェーンの形状は図-5 によって決められる。ここで、呼び名の L, M, S はチェーンの破断応力によるグレードを表す (破断応力 L : $\sigma_b = 290\text{N/mm}^2$, M : $\sigma_b = 400\text{N/mm}^2$, S : $\sigma_b = 630\text{N/mm}^2$)。ただし、呼び名 TB6 - Cross はクロスリンクチェーン (各リンク 90° ねじった形状でありタイヤチェーンに用いる) を表す。また、M6-Bar はチェーンに長さ 40mm、断面が 5 × 5mm の角型棒を引張り軸直角に 1 ヶ所溶接したもの、M6-Knob はチェーンリンクの溶接部を削らずに残したもの、304-624S はステンレスチェーン、M5-Square は線材断面がカマボコ形状のチェーンである。写真-2 は表-2 に示す No.1~14 のチェーンであり、写真-3 は補強土用に試作した No.15 の呼名 636 チェーンである。

またチェーンの摩擦特性を把握するために、チェーンの外径に類似した $\phi 22\text{mm}$ の丸鋼、幅 60mm × 厚さ 4mm の表面が平滑な帯鋼および、同サイズで上下面の各 6 ヶ所に高さ 3mm の突起を付けた帯鋼を使用した。

表-2 引抜き試験用チェーン諸元

No.	呼名	線径D(mm)	内ピッチP(mm)	外径B(mm)	リンク数/50cm
1	M6 - Normal	6	24	21	21
2	M6 - Long	6	37	21	14
3	M6 - Short	6	18	21	28
4	M6 - Wide	6	24	22.8	21
5	M6 - Small	6	24	19.2	21
6	M6 - Bar	6	24	21	21
7	M6 - Knob	6	24	21	21
8	S6 - 24	6	24	21	21
9	L6 - 24	6	24	21	21
10	304 - 624S	6	24	21	21
11	M5 - Square	4 × 5	19	15	26
12	TB6 - Cross	6	25.5	22	20
13	M8 - 38	8	38	31	13
14	L8 - 32	8	32	28	16
15	636	6	36	22.5	14

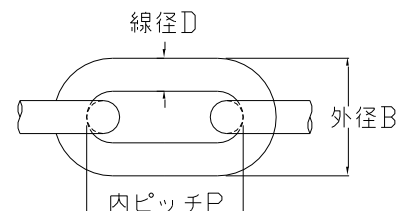


図-5 チェーンの形状仕様

3-4.引抜き抵抗力の評価基準

福田ら⁶⁾は、チェーンの引抜き抵抗力を図-6に示すようなチェーンの外径を中心として抜出す、円筒モデルにより計算する次式を提案した。

$$F_f = \alpha \times \pi B \times L \times \sigma_v \times \tan \phi \quad (2)$$

$$\alpha = \beta(1+K_0)/2 \quad (3)$$

ここに F_f : 引抜き力, B : チェーン外径, L : チェーン長さ, ϕ : 内部摩擦角, K_0 : 側圧係数, σ_v : 鉛直土圧とする。 β はダイレイタンスによる形状拡大効果を想定した因子である。なお、摩擦補正係数 α は式(2)で求まる引抜き試験中の最大値である。

円筒モデルによるチェーンの引抜き抵抗力は、チェーン直上の鉛直応力を基準にして水平方向からの土圧を土圧係数 K_0 によって求める。円筒への拘束力は、鉛直と水平から作用する土圧の平均値と考える。



M6-Normal
M6-Long
M6-Short
M6-Wide
M6-Small
M6-Bar
M6-Knob
S6-24
L6-24
304-624S
M5-Square
TB6-Cross
M8-38
L8-32

写真-2 引抜き試験用チェーン

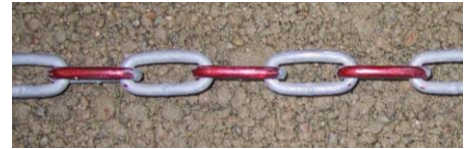


写真-3 補強土用試作チェーン (呼名 636)

3-5.試験の種類

補強材に用いるチェーンの特性を把握するための引抜き試験は、表-2のNo.1~14に示すような多くの異なるチェーンについて同じ試験条件において比較するため、充填材料に土槽内に均質に締固めることが可能で取扱いが容易な豊浦砂を用いて行った。実用に供するチェーンは基本的に工場生産が可能なものではないことから、各チェーンのスケールの違いが小さいことを考えると、土槽内の密度など非常にシビアな試験管理が要求されるためであった。

開発の次の段階として、補強土用のチェーンを試作(呼名 636 チェーン)し豊浦砂に加えて表-1に示す碎石等の充填材料の種類を増やして引抜き試験を行った。

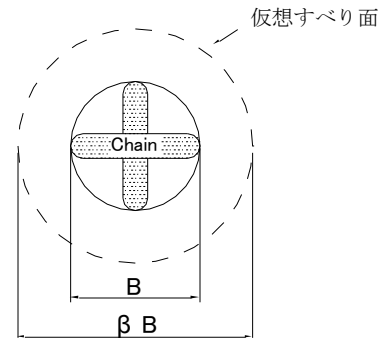


図-6 円筒モデル

3-6.試験結果

引抜き試験結果の例を 636 チェーンについて示す。図-7 は引抜き量と引抜き力の関係であり引抜き力は明確なピークを持つ。引抜き力の最大値は 5.44kN, その時の引抜き量は 7.00mm であった。図-8 は、引抜き量と鉛直土圧の関係である。土圧計はセット時の初期値で補正しており、補正後の初期平均鉛直土圧は $\sigma_v = 36.1\text{kN/m}^2$ である。

よく締まった砂のせん断試験の応力～体積ひずみ関係は、せん断初期ではわずかに体積収縮が起こり、せん断が進むと膨張(dilate)する現象が知られている。チェーン引抜き中の鉛直土圧の変化に注目すると、どの土圧計も引抜き初期段階では圧力が減少し、その後引抜き力がピークになるまでに急激な圧力の増加がみられる。この圧力の増加がチェーンを周囲から拘束する力となるために、大きな引抜き抵抗力が発揮されるものと解釈される。

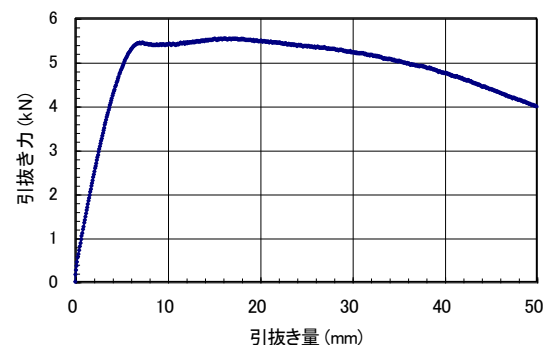


図-7 引抜き量と引抜き力の関係
(636 チェーン, 豊浦砂, $\sigma_v = 30\text{kN/m}^2$)

図-9 に引抜き量と壁面土圧の関係を示す。壁面土圧は、チェーンが引張られる側に土圧が増加するのにに対し、反対側はやや減少している。これは、チェーンが引抜かれる際の力の方向が右側へ向かうことを示しており、土粒子は広い範囲でチェーンに引きずられていることがわかる。その他のチェーンにおいても同様の傾向がみられた。なお図-8, 9 の凡例に示す土圧計の位置は図-3 を参照のこと。

また、式(2)から摩擦補正係数を求める場合、引抜き試験中に変化する引抜き力と、その時の鉛直土圧の平均値から逐次 α を求め、最大値を摩擦補正係数とする。図-10 に図-7～

9 と同じ 636 チェーンについて引抜き量と摩擦補正係数、引抜き力および鉛直土圧平均値の関係を示した。試験結果から摩擦補正係数を求めると式(2)より、

$$\begin{aligned}\alpha &= \frac{F_f}{\pi B \times L \times \sigma_v \times \tan \phi} \\ &= \frac{4.54}{\pi \times (22.5/1000) \times 0.5 \times 53.68 \times \tan 37.9^\circ} \\ &= \frac{4.54}{1.48} = 3.07\end{aligned}$$

ここに、 α の最大値における引抜き力 $F_f = 4.54 \text{ kN}$ 、鉛直土圧 $\sigma_v = 53.68 \text{ kN/m}^2$ 、チェーン外径 $B = 22.5 \text{ mm}$ 、チェーン長さ $L = 0.5 \text{ m}$ 、内部摩擦角 $\phi = 37.9^\circ$ である。

図-11 はチェーンの外径と引抜き力の関係を示したものである。図より外径が大きくなるに従って、引抜き力は増加する傾向にあることがわかる。引抜き力がチェーンの強度や土槽内のリンク数に大きく影響されないことから、引抜き力を左右する最大の因子は、チェーンリンクの外径であることが理解できる。この結果は、円筒理論によって引抜き抵抗を評価することの合理性を示すものである。

これらの結果をふまえて補強土に適したチェーンについて考えると、より大きな引抜き抵抗を得るためにはチェーンリンクの外径を可能な限り大きくすることである。636 チェーンは、外径の大きいものが補強材として有効なこと、リンクピッチの影響は小さいこと等から経済性も考慮して試作したチェーンである。

図-12 は各補強材の引抜き抵抗を基に、式(2)により求まる摩擦補正係数 α について整理したものである（グラフの値は、同じ種類のチェーンについて複数行った試験結果の平均値である）。図-12 から補強材の摩擦補正係数 α には、

チェーン > 突起付き帯鋼 > 丸鋼 > 平滑帯鋼

の関係があり、チェーンが補強材中最も大きな値を示した。摩擦補正係数 α を呼び名 636 チェーンで比較すると、丸鋼に対し 2.2 倍、平滑帯鋼に対し 3.8 倍、突起付き帯鋼に対しても 1.9 倍大き

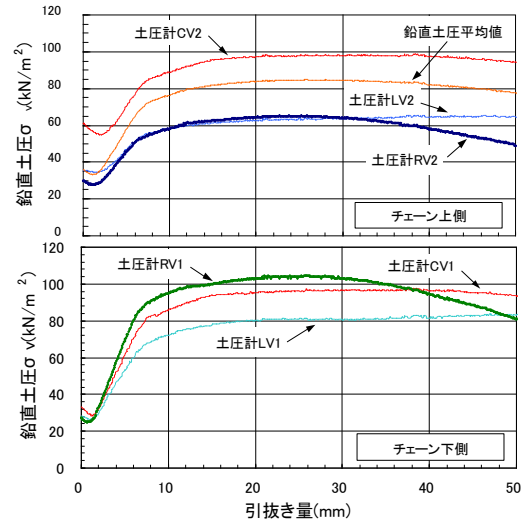


図-8 引抜き量と鉛直土圧の関係
(636 チェーン, 豊浦砂, $\sigma_v = 30 \text{ kN/m}^2$)

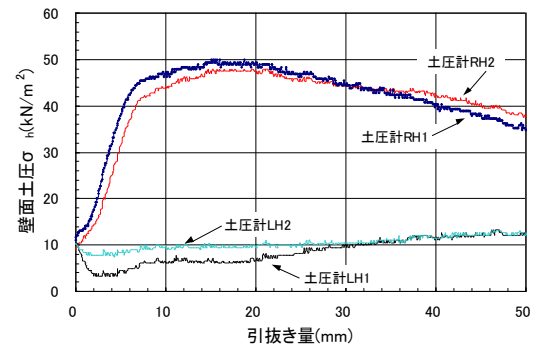


図-9 引抜き量と壁面土圧の関係
(636 チェーン, 豊浦砂, $\sigma_v = 30 \text{ kN/m}^2$)

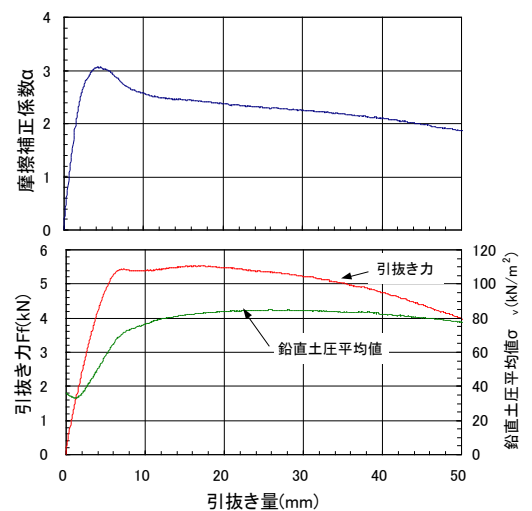


図-10 引抜き量と壁面土圧の関係
(636 チェーン, 豊浦砂, $\sigma_v = 30 \text{ kN/m}^2$)

いことがわかる。

図-13 は摩擦補正係数 α に対する鉛直土圧 σ_v の影響について示したもので、試作した 636 チェーンを用いて充填材の土質、混合土の密度を変えて初期載荷圧 $\sigma_v = 30, 90, 150 \text{ kN/m}^2$ とした引抜き試験を行っている。図-13 より摩擦補正係数 α は一定値ではなく、鉛直土圧 σ_v の増加に対して減少することがわかる。これは、せん断時の低拘束圧下におけるチェーン周辺の土の挙動と、拘束圧が増加した場合のその挙動の違いによるもので、土のダイレイタンス特性に影響を受けた結果と考えられる。なお、試験後に土槽内を掘起して、チェーンを取出す時に観察したがチェーンの状態に変化は見られなかった。写真-4 に DLclay の試験後の写真を示す。

補強土壁の設計においては、補強材の設置深度による拘束圧の違いを考慮した引抜き抵抗力の算定が必要になる。図-13 の関係から、細粒土から粒径の大きい砕石までの引抜き抵抗の概略を把握することが可能となり、十分とはいえないまでも、鉛直土圧の影響を設計計算に反映することができるものと考えられる。

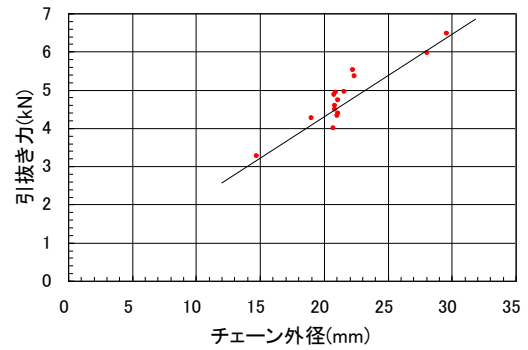


図-11 チェーン外径と引抜き力の関係 (豊浦砂)

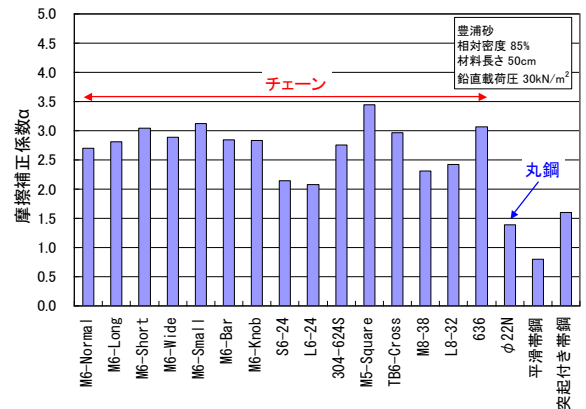


図-12 摩擦補正係数の比較 (豊浦砂)

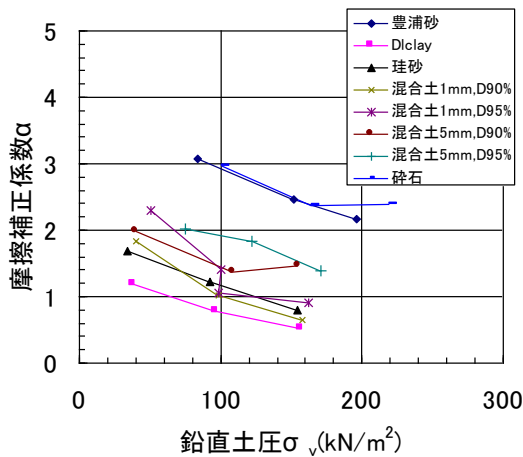


図-13 鉛直土圧と摩擦補正係数 (636 チェーン)



写真-4 試験後の状態 (土槽充填材料: DLclay)

4. 実物大試験施工

4-1. 補強土壁の概要

室内での引抜き試験結果をふまえて工法全体の施工性を確認しチェーン補強材の有効性を実証するため、フィールドにおいて図-14 に示す実物大補強土壁の構築を計画した。盛土材は大府市岸和田産のまさ土を用い、細粒分 18% を含む粘性土質礫質砂である。また施工時と同じ密度 ($\rho_d = 1.88 \text{ g/cm}^3$) で三軸圧縮試験 (CD) を行い $\phi_d = 35.8^\circ$, $c_d = 13.08 \text{ kN/m}^2$ を得た。

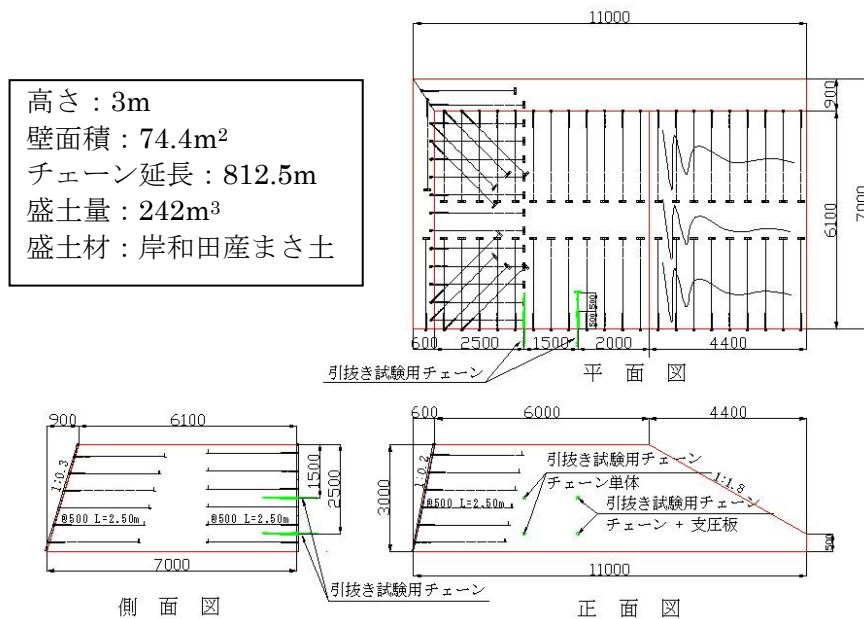


図-14 補強土壁

4-2.施工手順

施工の手順を図-15 に示す。

- (1) 基礎工（敷砂工）
層厚 200mm，幅 500mm として，計画床付け高さまで敷砂を行う。
- (2) ボトムレールおよび最下段パイプフレームの設置
敷砂上にパイプフレーム据付け用仮設部材のボトムレールを設置する。ボトムレールには壁面勾配に合わせた突起がでており，パイプフレームを差込み設置する。
- (3) 支柱の設置
盛土を施工していないことによる，最下段パイプフレームの前倒れを防ぐためにパイプサポート等の支柱を設ける。
- (4) ワイヤーネット・植生マットの取付け
ワイヤーネットおよび植生マットを結束線により取付ける。
- (5) 1 層目盛土材巻出し，転圧
1 段目のフレックスジョイント取付け位置まで 1 層目の盛土材を巻出し転圧する（締固め後の 1 層厚さ約 25cm）。
- (6) 1 段目フレックスジョイント，チェーン，支圧板取付け
フレックスジョイント取付け位置の植生マットにカッター等で切れ目を入れて、フレックスジョイントを差込む。次にチェーンとフレックスジョイントをボルト連結し壁面と垂直方向にチェーンを敷設する。支圧板の十字穴からチェーンリンクを入れて，支圧板の前面へチェーンリンクをスライドさせると外れなくなるので，チェーンと一体になった支圧板を引張りながら弛みを取り，アンカーピンを打込み固定する。
- (7) 2 層目の盛土および 2 段目のパイプフレーム設置
2 層目の盛土材を巻出し転圧する（層厚，下部より約 50cm）。なお壁面近傍（約 50cm）の締固めについては，振動コンパクター等の小型機械を用いることで壁面の変形を抑止する。次に 2 段目のパイプフレームをジョイント部に差込む。パイプフレームは人力である程度まで差込めるが，最後は木製ハンマー等を用いて叩き込む。
- (8) 3 層目の盛土および 2 段目フレックスジョイント，チェーン，支圧板取付け
3 層目の盛土を施工する。次に 2 段目フレックスジョイント，チェーン，支圧板取付けを行う。
以下，壁面工，盛土，補強材の施工を繰り返す。
- (9) トップレール取付け
最上段パイプフレームの鋼管を計画壁高さに応じて，パイプカッターまたはグラインダーにより切

断する。次に壁天端のトップレールを取付ける。トップレール取付け後、最上段の盛土を行い施工完了。

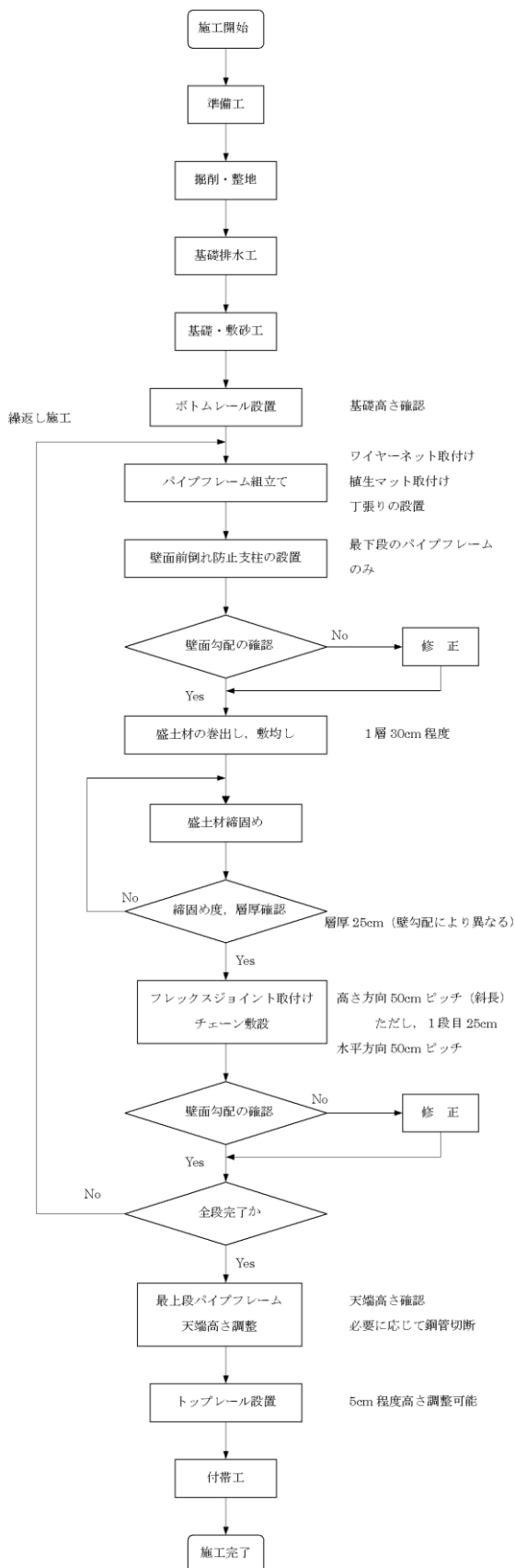


図-15 施工手順

写真-5～10 に施工状況、完成後の外観および緑化後の外観を示す。初めての実施工であったが、作業の手戻りもなく順調に仕上がり、目視観察によって壁面の出来形に問題ないことを確認した。また、壁面とチェーンを連結するフレックスジョイントを完成後に観察にすると、数箇所程度下方ヘスライドした形跡が認められた。現在は壁面緑化状況を定期的に観察している。



写真-5 パイプフレーム設置状況



写真-6 フレックスジョイント取付け状況



写真-7 チェーン敷設状況



写真-8 支圧板取付け状況



写真-9 補強土壁完成後の外観



写真-10 壁面緑化状況

4-3.原位置引抜き試験

原位置におけるチェーンの引抜き特性を把握するため、本設用チェーンと別に引抜き試験用のチェーンおよび支圧板を設置した(図-14 参照)。試験体の設置位置は、正面右側の緩斜面の影響を考慮して、チェーン+支圧板を中央付近に配置し、その左側 1.5m へチェーン単体の試験体を配置した。設置位置等の詳細を表-3 に示す。表-3 に示す量産型の補強土用チェーン CWC-6.3 を新たに開発した(写真-11)。試験体には、壁面の影響を考慮して壁面から 50cm 区間の土とチェーンを縁切りするためにシース管を入れている。表-3 に示す有効長は、土中にチェーンが直接埋設されている部分の長さを表す。

写真-12 に引抜き試験の状況を示す。引抜き試験は反力版を壁面に取付け、油圧ジャッキを用いて変位速度を 1mm/min 一定に制御しながら行い、引抜き量および引抜き荷重を測定した。ただし、チェーン単体の設置深度 1.5m の引抜き試験においては、試験機器の不具合によりデータが採取できなかった。図-16 に試験体の引抜き量と引抜き荷重の関係を示す。なお、原位置引抜き試験ではチェーンを長くすると、引抜き抵抗が大きくなってピーク値を計測する以前にチェーンが破断する恐れがあるので有効長を 0.5m と短くした。チェーンの有効長が短いこと、設置深度が浅いこともあって、支圧板の抵抗力がチェーンの引抜き抵抗に比べ非常に大きくなっている。

表-3 原位置引抜き試験用チェーン設置詳細

	種 別	有効長(m)	深度(m)
チェーン	CWC - 6.3*	0.5	1.5, 2.5
チェーン+ 支圧板	CWC - 6.3 幅 200×高 100mm	0.5	1.5, 2.5

* CWC - 6.3 : 線径 6.3mm, 外径 23.0mm, 内ピッチ 37.8mm
(新たに補強土用チェーンの量産型 CWC - 6.3 を開発した。)



写真-11 CWC - 6.3 チェーン

原位置引抜き試験により得た引抜き特性は、次のような事項である。

(1) チェーンの摩擦特性

図-16 に示す設置深度 2.5m におけるチェーン引抜き時の最大引抜き荷重 (3.36kN) より、摩擦補正係数 α を求めると $\alpha = 2.51$ になった。ただし、摩擦補正係数 α は土被り圧を鉛直土圧 σ_v として式 (2) より求めているため、単純に摩擦補正係数を比較できない。

引抜き量～引抜き荷重曲線は、図-7 に示した室内引抜き試験の豊浦砂の結果と比較して、初期勾配は緩やかであり最大引抜き荷重における引抜き量は 24.6mm であった。

(2) 支圧板の支圧抵抗力

チェーン端末に取付けた支圧板は、受圧面が幅 200×高さ 100mm の小型であるが、壁面積 1m² 当り 4ヶ所と比較的多く設置するため、補強領域全体の安定性を高めることが期待できる。

図-16 の引抜き量と引抜き荷重の関係より、チェーン単体の引抜き試験ではピーク荷重が認められるが、支圧板を取付けた場合にはピークがなく引抜き荷重は漸増することがわかる。これより、仮に壁面へチェーンの引抜き抵抗力以上の過剰な土圧が作用した場合においても、チェーンが破断しない限り、支圧板によってチェーンの抜け出しを防ぐことができるものと考えられる。

引抜き抵抗力を引抜き量～引抜き荷重曲線の急変する点と考えて、図-16 に示すように弾性的挙動を示す部分と塑性的挙動を示す部分の交点として求めた。深度 1.5m の測定点では引抜き抵抗力 $R=17.5\text{kN}$ 、深度 2.5m の測定点では引抜き抵抗力 $R=21.6\text{kN}$ であった。

設計に際しては、支圧板の抵抗力を Terzaghi の支持力公式を用いた次式により計算する。

$$Q_p = A_p \cdot (\beta \cdot c \cdot N_c + q_p \cdot N_q - q_p) \text{ -----(4)}$$

$$Q_a = \frac{Q_p}{F_s} \text{ -----(5)}$$

ここに、 Q_p ：支圧板の極限引抜き抵抗力 (kN)、 A_p ：支圧板の面積 (m²)、 β ：基礎底面の形状係数、 c ：盛土材料の粘着力 (kN/m²)、 q_p ：地盤の拘束圧、 N_c 、 N_q ：支持力係数、 Q_a ：支圧板の許容引抜き抵抗力 (kN)、 F_s ：支圧抵抗力の安全率とする。なお、計算に用いる強度定数 c 、 ϕ は、極限支持力が明瞭でない局所せん断破壊が生じると考えて低減する。

本工法はチェーンの摩擦抵抗力および、チェーンの端末に取付けた支圧板の支圧抵抗力によって引抜き力を得る工法である。図-16 に示す試験結果は、チェーンと支圧板付きチェーンの引抜き力に差がありバランスを欠くようにみえるが、これはチェーンの長さが 0.5m と短いためである。実際の補強土壁に使用する場合は、2.5m 以上の長さでチェーンを敷設する。

支圧板の引抜き抵抗力は、多数アンカー工法と同様に、地盤を剛塑性とみなしたすべり線法によって算定する。多数アンカー工法は、タイバーに一边 30cm の正方形のアンカープレート（本工法の支圧板に比べて受圧面積が 4.5 倍）を取付け、タイバーの摩擦抵抗力は考慮せずアンカープレートの引抜き抵抗力により盛土の安定を図るものである。

支圧板について原位置引抜き試験の実測値と、式(4)の支持力公式を用いた計算値を深度 2.5m の測定点で比較する。支圧板の引抜き抵抗力は、支圧板付きチェーンの引抜き抵抗力からチェーンの引抜き抵抗力を差引き $Q_{pm}=21.6-3.4=18.2\text{kN}$ となる。式(4)より求まる計算値は $Q_p=8.7\text{kN}$ であり、計



写真-12 引抜き試験状況

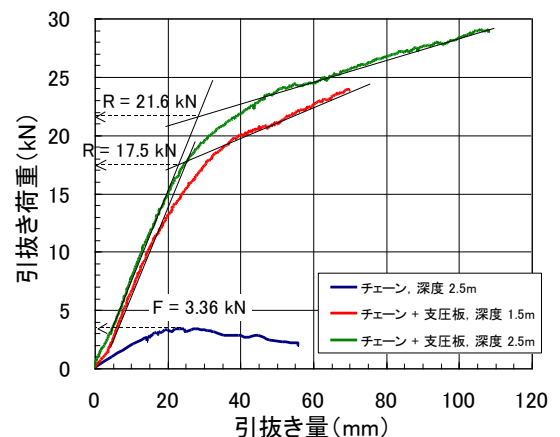


図-16 引抜き量と引抜き荷重の関係

算値に対して実測値は 2.1 倍大きな値になる。式(4)を用いた場合、かなり安全側の設計になることがわかった。今後、支圧板の引抜き試験を詳細に行い、支持力係数や計算に用いる強度定数 c 、 ϕ の考え方等について検討する必要がある。

本稿ではこれまでチェーンの摩擦特性や施工性を検討したが、開発した補強土壁工法には表-4 に示す一般的な特長がある。

これらの特長について以下に説明する。

- (a) チェーンの大きな引抜き抵抗
チェーンが引張り抵抗の優れた補強材であることを室内土槽引抜き試験および原位引抜き試験により実証した。

- (b) 盛土の沈下に耐える構造

地盤内のチェーンが変形しても、チェーンに曲げ応力は生じない。チェーン連結部をスライド構造としたため盛土が沈下しても、その連結部に大きな応力が発生しないことから壁面にダメージを与えない。壁面構造材に鋼管を使ったことから曲げ剛性が比較的大きいうえに無方向性であり、ねじれ剛性もきわめて大きいことなどが挙げられる。

- (c) 施工時の転圧荷重に耐える壁面材

壁面は上下連結構造であり重機の転圧荷重に対しても抵抗性能が高い。曲げ試験を行い継手部の性能を確認した³⁾。

- (d) 軽量

使用部材はすべて人力で運搬、据付け可能である。特にチェーンは一体に袋詰めすることのできるため取扱いが簡単である。また、チェーンは設計長 1 本毎に切断して現場へ納入するため、長尺でも連結する必要がある。

- (e) 壁面のボルトレス継手

壁面フレームの継手部は差込むだけで簡単に組立てができる構造にした。

- (f) コンクリートを必要としない

壁面は軽量鋼製フレームであるためコンクリート基礎を必要としない。

- (g) 高剛性で低価格な壁面材

コンクリート系壁面材に対し低価格な高剛性鋼製壁面材である。

- (h) 建設発生土の利用が可能

補強材にチェーンと支圧板を併用することで比較的細粒分の多い土が盛土材として使用可能になる。地盤の凹凸に対して柔軟に敷設できるチェーンの特性から、硬岩ぎりまで広範囲の盛土材が使える。

- (i) 部材搬入用の仮設道路が不要

軽量で大型部材がないため、特別な仮設道路は不要である。

表-4 チェーンを補強材とする補強土壁工法の特長

(1) 強度の高い構造	(a) チェーンの大きな引抜き抵抗 (b) 盛土の沈下に耐える構造 (c) 施工時の転圧荷重に耐える壁面材
(2) 優れた施工性	(d) 軽量 (e) 壁面のボルトレス継手 (f) コンクリートを必要としない
(3) コストパフォーマンスの良さ	(g) 高剛性で低価格な壁面材 (h) 建設発生土の利用が可能 (i) 部材搬入用の仮設道路が不要

テールアルメ工法が国内の高速道路に始めて使用されてから 35 年が経つ。現在では、多数アンカー工法やジオテキスタイルを用いた工法等、数多くの盛土補強土壁が開発されている。工法選択にあたっては、安全性・工程・品質・施工性・長期耐久性・周辺環境への影響および、経済性について、現場の条件に合った工法を検討する必要がある。経済性に関してはイニシャルコストだけを考慮するのではなく、供用期間中の維持管理費も含めたトータルコストにより、総合的に工法選択の判断をしなければならない。

5. おわりに

チェーンという素材を活かした補強土壁開発を目的に行った引抜き試験および、実物大試験施工により得た知見をまとめ以下に示す。

- (1) 補強土壁に使用する実物大のチェーンを用いて、盛土補強材としての引抜き特性を確認するため、引抜き試験機を製作しチェーンの大きさ・材質・形状を変えて影響を調べた。その結果、引抜き抵抗はチェーン個々のリンク形状や材質よりも、チェーン外径に大きく依存することがわかり、チェーンの引抜き抵抗を算定する円筒理論によって評価できることを確認した。
- (2) 補強土壁用チェーンを試作し、丸鋼、帯鋼、突起付き帯鋼との摩擦補正係数の比較を行った。引抜き試験よりチェーンの摩擦補正係数は、丸鋼に対し 2.2 倍、帯鋼に対し 3.8 倍、突起付き帯鋼に対しても 1.9 倍大きいことがわかった。
- (3) 引抜き抵抗は、補強材と補強材周辺の土との相互作用により大きく異なる。引抜き抵抗は土のダイレイタンスー効果に大きく影響されること、摩擦補正係数は補強材への土の拘束圧の大きさにも依存し、拘束圧の増加に対して減少することがわかった。
- (4) 実物大試験施工では、施工時および竣工後の目視観察により施工性、安全性、品質および出来形に問題のないことを確認した。
- (5) 実物大試験施工現場において、原位置引抜き試験を行いチェーンの引抜き性能を確認した。また、チェーン端末に取付けた支圧板による支圧効果も大きいことがわかった。

チェーンを補強材とする補強土壁の実際の設計においては、チェーンの引抜き抵抗力を精度よく推定することが合理的な設計に向けての重要な点である。土槽引抜き試験では、細粒土から碎石まで広範な材料を使用して試験を行ったものの、現場で使用する盛土材は、その地域の土を用いるのが普通であるから、多種の土質に対して引抜き抵抗を推定しなければならない。このため、引続き現在もまき土やしらすを試験材料にして土槽引抜き試験を行っているところである。

6. 今後の課題

チェーン補強材を用いた補強土壁の開発を通して、次のような技術的課題が明らかになった。

- (1) チェーンの引抜き抵抗力を円筒モデルで評価するが、引抜きせん断中のチェーン周辺における実際の形状を実験的に把握する。
- (2) 補強材を接近して敷設すると、群効果のため単独で発揮する引抜き抵抗より、抵抗値が下がるのではないかと懸念がある。当工法はチェーンリンクの径 23mm (CWC-6.3) に比べて、敷設ピッチが 500mm と 20 倍以上広いと群効果の影響は小さいと考えられるが、さらなる検討が必要である。
- (3) 実物大の試験施工現場において盛土材に用いた岸和田産まき土について、チェーンの室内土槽引抜き試験を行い、原位置と室内試験結果の違いを検討する。
- (4) 補強材チェーンの端末に支圧板(高さ 100mm×h 幅 200mm)を取付けて、引抜き抵抗の増加を図っている。支圧板の抵抗力は、Terzaghi の支持力公式を基に算定するが、その補強土壁への適用性を検討する。
- (5) 補強土壁においては、壁面と盛土地盤の変形量の違いによって、壁面と補強材の連結部に無理な力が集中し壁面の損傷や連結部が破断するなどの事故が発生する可能性がある。本工法では補強材チェーンと壁面との連結金物フレックスジョイントを用いて、盛土施工時の転圧および圧密による変形に追随する構造とした。このフレックスジョイントの効果を実証する。
- (6) 鋼製補強材であるチェーンの腐食対策は、テールアルメ工法のストリップと同様に腐食代 1mm と溶融亜鉛めっきで対処している。しかし、一度土中に敷設したチェーンを完成後取出して腐食の程度を調べることは難しく、鋼材として長期間の耐久性に関して不安視する向きもある。よって、構造物としての信頼性を高めるため、土中に敷設したチェーンの長期耐久性および、健全性のチェック方法を開発する。

これらの技術的課題を克服するため、今後は室内実験および、現場における引抜き試験や補強土壁全体の安全性を確認するため動態観測を行う予定である。

また、林業の地域振興策として、間伐材を壁面の化粧に用いる木材仕様のチェーンウォール工法や、チェーンを用いた簡易な仕様の補強土(円筒金網)等の開発も進行している。



写真-13 木材仕様チェーンウォール工法



写真-14 フォレストウォール工法（円筒金網）

7. 謝 辞

チェーンウォール工法の開発に際して、京都大学の木村亮教授、(財)地域地盤環境研究所ならびに近畿職業能力開発大学校には大変お世話になった。ここに深く感謝する次第である。

参考文献

- 1) 井上澄雄・藤村悦生・望月博康・北村明洋・重吉 勝・木村 亮：チェーンを補強材として用いた補強土壁工法の開発－壁面鋼管材の接合法について－，土木学会第61回年次学術講演会，pp.87～88，2006.
- 2) 例えば日本経済新聞文化欄，衣川良介，「鎖の不思議人の輪つなぐ」，2006.9.5.
- 3) 神戸大学海事科学部 附属練習船深江丸 ふかえ丸シップサイト：＜海と船の豆知識その2＞6.29号，pp.1～2，2006.
- 4) 貴島勝郎：九州大学大学院工学研究院 海洋システム部門，特別寄稿「第4 台風下における内航船の錨泊に関する検討」，p.92，2005.
- 5) 井上 治・小南幸二・福井 崇：補強土工における砂質土のチェーンの引抜き抵抗について，平成9年度土木学会関西支部年次学術講演会，Ⅲ－55－1，－2，1997.
- 6) 福田光治・本郷隆夫・北村明洋・望月博康・井上澄雄・藤村悦生・木村 亮：チェーン引き抜き摩擦力とダイレイタンスー効果，第7回地盤改良シンポジウム，日本材料学会，pp.65～70，2006.

4. まとめ

本報告では、エポコラム-Taf 工法の攪拌機構ならびに主な改良点を示した。併せて、 N 値 20~40 程度の固結した硬質シルト層における残置 PC 杭の破碎・改良施工や、また改良断面内に直径 $\phi 300\text{mm}$ の PC 杭が 4 本残置されたケースに対して本工法を適用した。その結果、駆動モータの電流値特性からみても、PC 杭の破碎、混合・攪拌に十分な施工能力があることが検証された。

本工法の種々の施工実績より、次の諸点を指摘することができる。

- (1) Taf 工法では、残置 PC 杭やコンクリートガラ・がれき等の地中障害物が残置されている場合においても、高トルクにより破碎・破断させながら、高い改良品質を確保しつつ地盤改良施工が可能である。
- (2) Taf 工法の施工能力は、残置杭の破碎施工と地盤改良の同時施工を行った改良施工と、残置杭がない通常施工との平均電流値比率は、ほぼ同等であり杭径・杭本数・杭位置の違いがあっても差異はなく、PC 杭の掘削抵抗は小さいことが確認できた。
- (3) N 値 20~40 程度の固結した硬質シルト層の貫入攪拌施工においても、掘削抵抗は上昇するが、補助工法を使用することなく PC 杭の破碎と同時に攪拌改良施工が可能であった。
- (4) 4 本の PC 杭が 1 本の Taf 改良杭内に残置された場合においても、PC 杭の攪拌破碎と地盤改良施工を同時に施工することができた。
- (5) 4 本の PC 杭を破碎する破碎抵抗は、PC 杭がない通常施工における掘削攪拌抵抗とほとんど差異はなく、残置杭の有無によって施工性に影響を与えない。

以上より、Taf 工法は既製杭等の地中障害物や固結した硬質シルト層等が介在したとしても、強力なトルクと高い攪拌混練機能を有しているため、標準的な施工方法において安定した改良品質の確保と安全・安心な施工技術であることが検証できた。

【参考文献】

- 1) (財)先端建設技術センター：先端建設技術・技術審査証明報告書「エポコラム工法 (エポコラム-Loto 工法・エポコラム-Taf 工法)」, pp.18-21, 2011.3
- 2) 鈴木孝一・齋藤邦夫・原満生・佐藤篤哉・高倉功樹・古澤政夫・蓮香朋宏：複合相対攪拌翼を用いた深層混合処理工法の改良原理と適用事例, (社)日本材料学会, 第 8 回地盤改良シンポジウム, pp.117-182, 2008.11
- 3) 齋藤邦夫・鈴木孝一・原満生・高倉功樹：低速回転・高トルク型複合相対攪拌翼による深層混合処理工法の施工性能について, (社)日本建設機械化協会, 平成 20 年度建設施工と建設機械シンポジウム, pp.147-150, 2008.10
- 4) 鈴木孝一・立石光一・原満生・高倉功樹：エポコラム-Loto 工法 (大口径深層混合処理工法) の概要と適用事例, 北海道土木技術会, 第 7 回土質基礎に関する「新工法・新技術」技術報告会, pp.1-8, 2009.1
- 5) 齋藤邦夫・鈴木孝一・高倉功樹：地中障害物混在地盤に対する複合相対攪拌工法の適用事例, (社)日本建設機械化協会, 平成 22 年度建設施工と建設機械シンポジウム, pp.1-4, 2010.11
- 6) 齋藤邦夫・鈴木孝一・田中信哉・原満生・高倉功樹：エポコラム-Loto 工法＝残置 PC 杭破碎工と地盤改良工の同時施工＝, 建設機械 No.536, Vol.45, No.10, pp.68-72, 2009.10
- 7) 鈴木孝一・西尾経・田中信哉・齋藤邦夫・原満生・高倉功樹：高トルク型複合相対攪拌工法 (エポコラム工法) による既製杭破碎施工と硬質地盤への適用事例, 北海道土木技術会, 第 9 回土質基礎に関する「エコ技術」技術報告会, pp.25-30, 2011.1
- 8) 鈴木孝一・西尾経・田中信哉・原満生・高倉功樹・齋藤邦夫：エポコラム-Taf(タフ)工法＝残置杭破碎工と地盤改良工の同時施工＝, 建設機械 No.557, Vol.47, No.7, pp.60-66, 2011.7
- 9) 齋藤邦夫・西尾経・竹田敏彦・高倉功樹：複合相対攪拌翼による残置 PC 杭破碎と地盤改良工の同時施工攪拌機構と施工事例, 第 10 回地盤改良シンポジウム, pp.35-38, 2012.10

安心・安全・施工品質・コスト縮減を可能とする『マルチレベル・搬送工法』

(コンクリート二次製品据付工法)

マルチレベル工法協会員

會澤高圧コンクリート(株) 設計部 池添 修

1. はじめに

コンクリート二次製品を据付ける従来工法は、クレーン等重機械を使用して製品を吊り上げ、クレーン等のオペレーターが重機械を操作しながら据付作業を行う。その吊荷作業における落下事故災害やオペレーター及び合図者のミスによる重大災害事故が起きている。又、据付精度も作業関係者の熟練度によるところが多く、微調整を必要とする際には四苦八苦しながら且つ時間も要している。その他で、クレーンが使用出来ないトンネル・橋の下・室内という現場は一般的な考えでは、二次製品ではなく現場打ち構造体となるケースが多い。このような従来の据付工法の欠点を補い更には安全・安心・コスト縮減を可能にする施工法として考案されたのが本工法である。

今回の発表にて『マルチレベル工法・マルチレベル搬送工法』の説明とする。



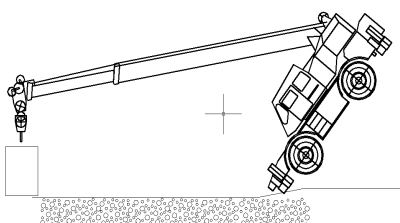
写-1



写-2



写-3



写-1 : 二次製品の据付には製品重量に応じてクレーン性能を選定する。

写-2 : クレーンオペレーターに指示する合図者は、必ず技能教育を受ける。

写-3 : 合図者の指示よりクレーンオペレーターはクレーンを操作する。

絵-1 : クレーンの転倒要因として

- ①吊荷の荷重が重過ぎる。
- ②合図者の誤指示。
- ③クレーン性能より作業半径を超過した場合。
- ④天災(地震・突風等)

2.マルチレベル、マルチレベル搬送工法の概要

コンクリート二次製品の据付は一般的には基礎コンクリートの上面に高さ調整材並びに不陸防止材とし2～3cm程度の敷きモルタル(図-1)を設ける。しかし柔らかい敷きモルタル(写-4)である為、製品の据付時にその材料が圧縮されなかなか製品高さが合わなく(写-5)クレーンの上げ下げ(写-6)によって高さ調整している。その作業に時間を要する為、その改善としマルチレベル工法(図-2)を活用する。

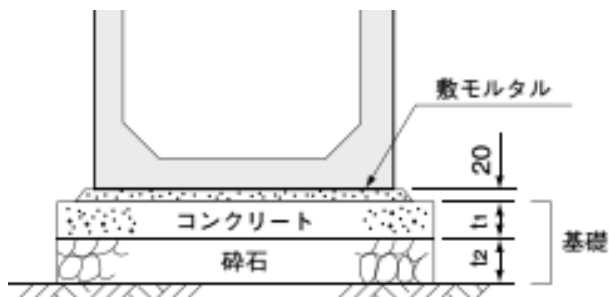


図-1



写-5



写-4



写-6

マルチレベル工法は、マルチレベルボルト(写-7)という治具をコンクリート二次製品に取付けることにより、クレーン(重機械)を使用せず高さ調整・左右の位置調整が熟練度に左右されず誰にでも正確に、且つ迅速に据付ける事が出来る。又、基礎コンクリートとコンクリート二次製品との空隙に従来は、敷きモルタルを充填していたが、本工法ではグラウトモルタルを注入(充填)する。それによって二次製品重量を均等に基礎材に伝達出来、設計の意図する強度を得ることが出来る。またクレーンの使用が不可能な現場では、マルチ搬送機(台車)を使用し、基礎コンクリート上に搬送機をセットしその搬送機上に製品を降ろし、小型重機等で搬送機(台車)ごと基礎コンクリート上を走行させ所定の位置まで搬送する。これをマルチレベル搬送工法という。

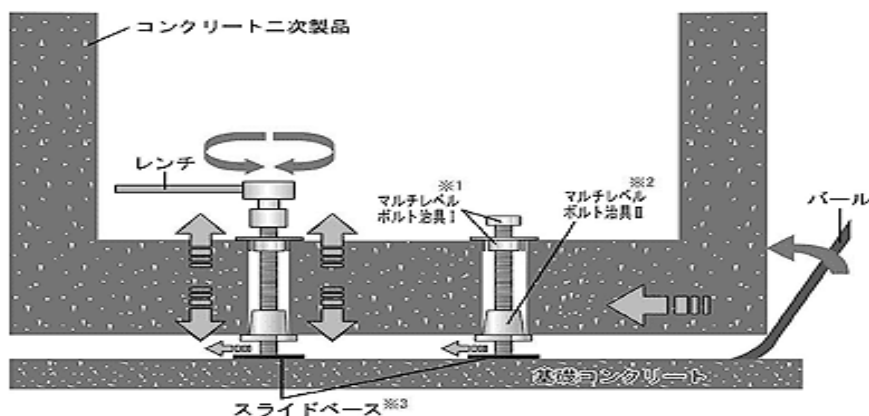
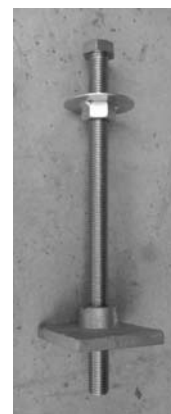


図-2



写-7

3.マルチレベル工法の施工

マルチレベル治具標準図

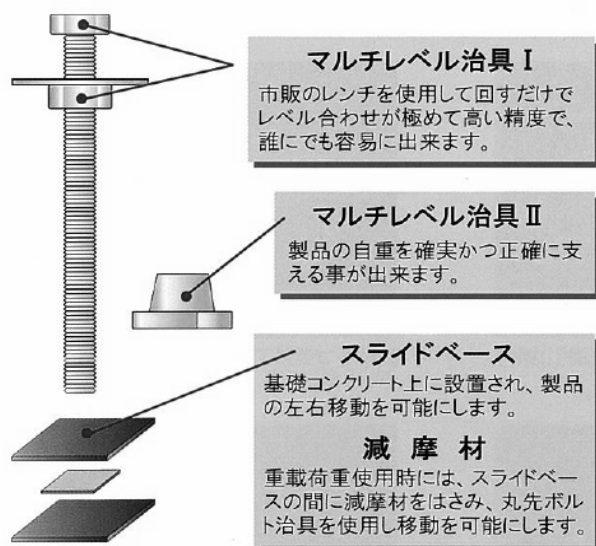


図-3

【標準載荷重使用治具(平先)例】



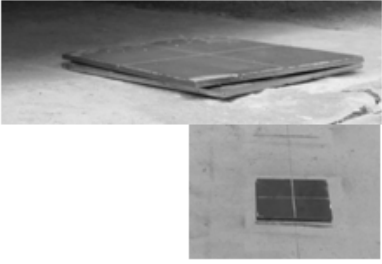
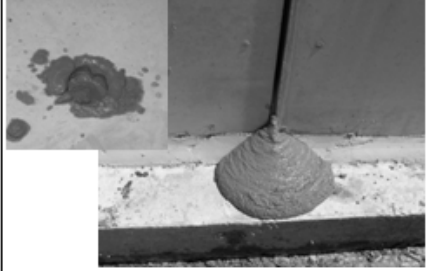
【重載荷重使用治具(丸先)例】



適用範囲 □ ボックスカルバート・各種可とうボックスカルバート・L型擁壁・大型フリーウム
L型水路ブロック・アーチカルバート・ロング側溝・各種プレキャスト床板・セーフティホーム
その他プレキャスト製品 ※その他特殊な製品についてはお問い合わせ下さい。

図-4

施工手順

①スライドベースの設置	②マルチ金具を製品にセット	③クレーンによる設置
		
④マルチ金具による高さ調整	⑤人力による左右調整	⑥製品設置完了
		
⑦グラウトモルタル搬入	⑧グラウトモルタル注入	⑨注入確認・完了
		

4. マルチレベル搬送工法

マルチ搬送機はコンクリート二次製品の重量・幅・長さに対応可能で、その搬送機が基礎コンクリート上を走行する上で走行の精度を高める為、あらかじめ基礎コンクリート内に走行ガイドを埋め込む。この走行ガイドによって直線部と曲線部ともに搬送精度を高めることが出来る。所定の位置まで搬送した後に、ジャーナルジャッキを使用し搬送機を取り除きマルチレベル工法より製品を据付る。

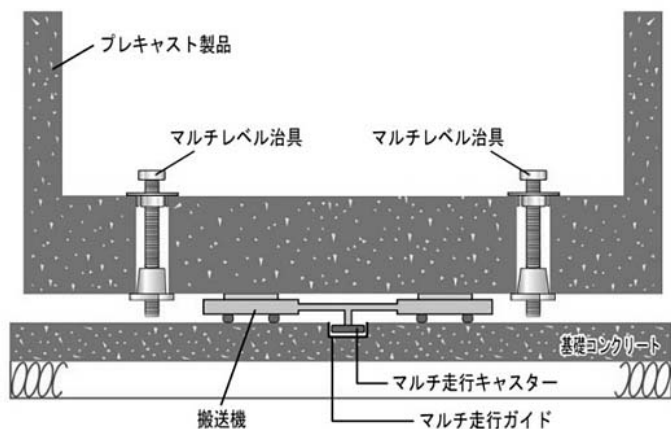


図-5



図-6

施工手順

① 走行ガイド埋め込み	② 搬送機セット	③ 搬送機上に製品セット
④ 小型重機により所定まで搬送	⑤ 製品をジャッキにより持ち上げ	⑥ 搬送機を取り外し

5.安心、安全、施工品質

5-1 施工品質(精度)

施工出来高は、ミリ単位で調整可能である。水平器(写-7)並びに測量器(写-8)で確認しながら管理できる。



写-7



写-8

5-2 施工時の安心、安全

①製品同士の隙間に手・足を挟む事を防止できる。

製品にマルチ金具がセットされている為、基礎コンクリートと製品の間に3cm程度の隙間が出来る。よってクレーンによる製品の据付時に手・足を挟める恐れを防止する事が出来る。

②クレーンの転倒を防止

現場は時間との勝負でもあり、製品は次から次へと運搬車両が現場に到着される。そのような中で製品の据付にクレーンを使用することから、クレーンのオペレーターの腕前がキーである。しかし、現場状況は様々で、クレーン作業が困難な場合や、計画されたクレーンの作業半径に相違する現場も多々ある。このような要因でクレーンが転倒するという大事故に繋がる。そこで、本工法は製品の据付を迅速に出来ることでクレーンオペレーターの焦りが排除される。また、搬送工法にすることで無茶な作業半径を排除することが出来る。これがクレーンの転倒を防止することに繋がる。

③仮設道(迂回路)計画で交通事故のリスク回避

道路を横断する排水工工事では、仮設道として片側交互通行か、迂回路を設ける事が一般的である。そのような現場で、半断面施工では上り線の迂回路と下り線の迂回路と工事工程によって切り替えを行う。しかし搬送工法にする事で、どちらかの迂回路のみで施工することが出来る。よって現場での交通事故のリスク回避として有効な工法と言える。

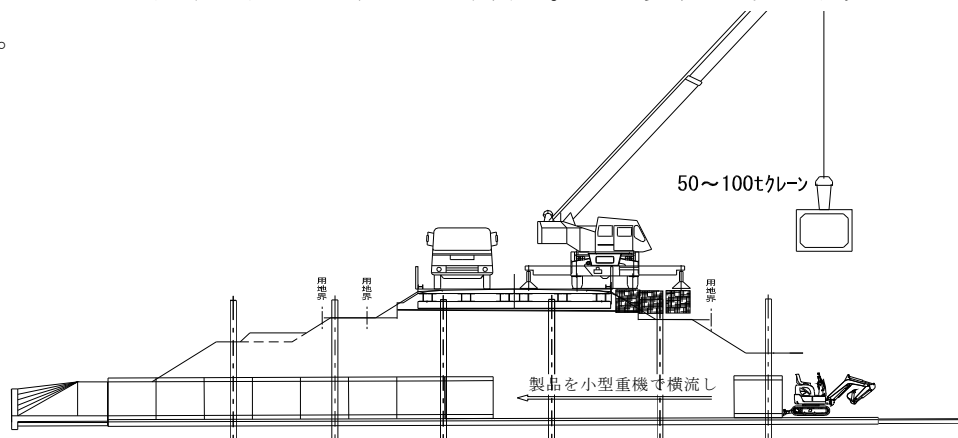


図-7

5-3 地震時による不動沈下防止に繋がる。

大地震が発生した後に、既存の製品がガタガタになっている様子を見たことがないだろうか？これは、均しコンクリートと製品の隙間に設けた敷きモルタルが地下水によって洗堀（流された）され隙間だらけになり、モルタルの柱で支えられていた製品(図-8)が地震の揺れによりその柱が崩壊し製品高がガタガタになる現象である。しかし、本工法で均しコンクリートと製品の隙間にモルタルグラウトの注入(図-9)を行うことで製品をしっかりと面で支えことが出来、地震の揺れに対しても製品がしっかりと安定することで不動沈下防止に繋がる。

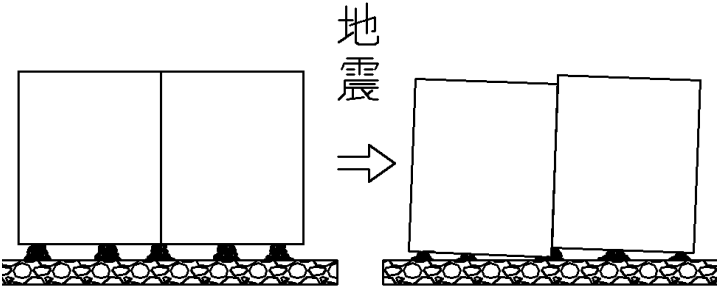


図-8

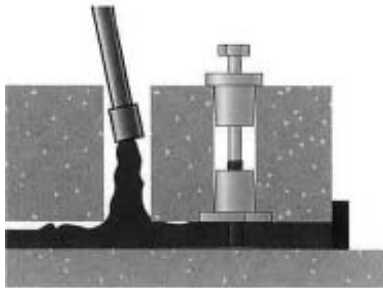


図-9

6.コスト縮減

本工法は前項でも述べてきましたが、設置スピードが従来よりも速い。という実証から一般的な比較表数値として下表(表-1)に示す。この対比よりコスト縮減となる項目として

- ・ 人件費
- ・ 機材等のリース費用
- ・ 誘導員(警備員)
- ・ 工事期間の短縮より工事現場事務所及び土場の借地費用

様々なコスト縮減が考えられ、設計計画時点で仮設道(迂回路)及び仮設の工夫から数百万という単位でコスト縮減も可能と言える。

従来工法との各種比較表

製 品	規格・据付長	日 進 量		据 付 日 数		クレーン等 重機排出CO2 低 減 率
		従来工法	マルチレベル 工 法 (施工実績)	従来工法	マルチレベル 工 法	
ボックス カルバート	1.5m×1.5m×2m 据付長 L=500m	国土交通省歩掛 16.7 ^m	22.0 ^m (24.1%増)	30 ^日	22.7 ^日 (24.4%減)	24.4 [%]
L型擁壁	H2.0m×2.0m 据付長 L=500m	29.4 ^m	50.0 ^m (41.1%増)	17 ^日	10 ^日 (41.2%減)	41.2 [%]
大型 フリーム	2900kg≤3500kg 据付長 L=500m	26.0 ^m	60.0 ^m (56.7%増)	19.2 ^日	8.3 ^日 (56.8%減)	56.8 [%]

表-1

拡散レーザ変位計，Area net 傾斜計による斜面監視事例

明治コンサルタント株式会社 納谷 宏
野島 順二
溝上 雅宏
滝口 潤
松門 祐二

1. はじめに

地すべりの動態観測のうち，地すべり移動体の地表変位を計測する方法として一般的に用いられるのは地表伸縮計観測と移動杭測量である。しかし，地表伸縮計は接点式であるがゆえに移動点と固定点が離れた場合や高低差がある場合，また，計器の設置によって交通や生活などに支障をきたす場所などでは適用が難しいことも少なくない。一方，移動杭測量は，地すべり動態観測ばかりではなく，擁壁や橋梁など構造物の変位計測に用いられるが，手動計測が主流であり，長期間の自動計測には必ずしも向いていない。現在，地すべり動態観測や構造物の変位計測において，様々な条件下でも観測可能な低コストで使いやすい非接点式による自動計測技術が求められている。このような背景のもと，我々は非接点式で，かつ長期間の連続自動計測が可能な計測機器として，拡散レーザ変位計および Area net 傾斜計を開発した。

拡散レーザ変位計（写真-1）は，2 点間の相対変位量を計測するもので，一般的なレーザ距離計と比べてスポット光の直径および光線の広がり角度を大きくしたものである。これまでの実証計測から，室内における安定した環境下では，拡散レーザ変位計の計測値は基線長約 50 m の条件において，強制変位量の ± 0.2 mm の測定誤差であること，また，野外での実証計測から，拡散レーザ変位計は地表伸縮計とほぼ同等の計測精度を持ち，計測範囲も長いこと，一般的なレーザ距離計やトータルステーションよりも障害物がある場合や視界不良状態において高い計測精度と安定性を持つことがわかっている¹⁾。

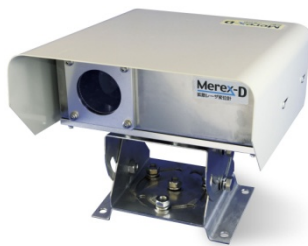


写真-1 拡散レーザ変位計外観と反射板



写真-2 Area net 傾斜計

Area net 傾斜計（写真-2）は，本体に傾斜センサと方位センサ，無線通信機能を一体化することにより，道路法面や危険斜面，構造物がどの方向に何度傾斜したのかを計測するものである。これまでの実証計測から， $\pm 0.5^\circ$ の測定誤差で安定した計測ができることを確認している²⁾。

本発表では，地すべり対策工施工時の安全管理手法として，拡散レーザ変位計および Area net 傾斜計による斜面の変状監視を行った事例について紹介する。

2. 拡散レーザ変位計の概要

投光と受光の位相のずれから距離を計測

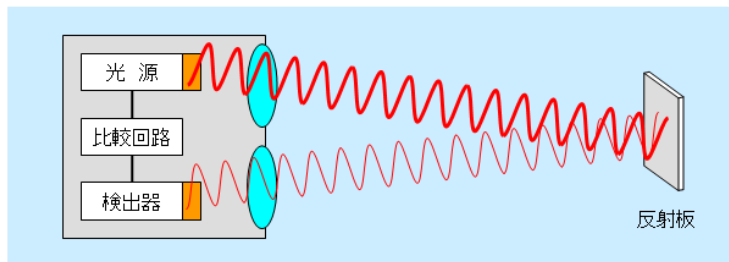


図-1 拡散レーザ変位計の計測原理概念図

レーザ距離計の計測原理は、光源から投光されたレーザ光線を反射板で反射し、レーザ光線の照射波と反射波の位相のずれから基線長（レーザ発振部と反射板の距離）を計測するもの³⁾である（図-1）。

しかし、一般的なレーザ距離計（投光ビームの直径が6mm程度）を野外で利用するには、雨や雪、雑草などが障害物となってレーザ光線が遮光され、計測が不能となる問題や、霧や雨などの外的要因、汚れによる受光光量の減少などで、安定した計測ができなくなる問題がある。これに対して、レーザ光線の出力を高めることで、上記の計測障害要因に対する耐性を強化することが可能である。しかし、レーザ光線の出力を高めると人体、特に眼への影響が懸念されるため、実際の現場で採用することは難しく、それゆえ野外でのレーザ距離計による自動計測は困難であると考えられてきた。

これに対し拡散レーザ変位計は、既存のレーザ距離計の技術を応用し、投光ビームの直径や拡がり角を大きくし、受光光量を最適に制御し、かつ、繰り返し計測を行うことで、上記の計測障害要因への耐性を強化し、レーザ光線の出力を高めることなく、野外における安定した計測を可能にしたものである（図-2、3）。また、設定された基準値を超えた場合、計測間隔を変更し、警報出力が可能である。

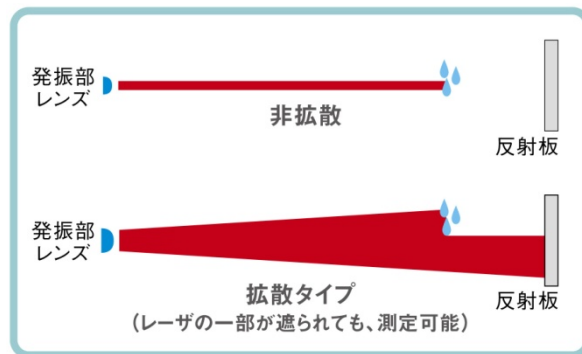


図-2 レーザ光線拡散概念図

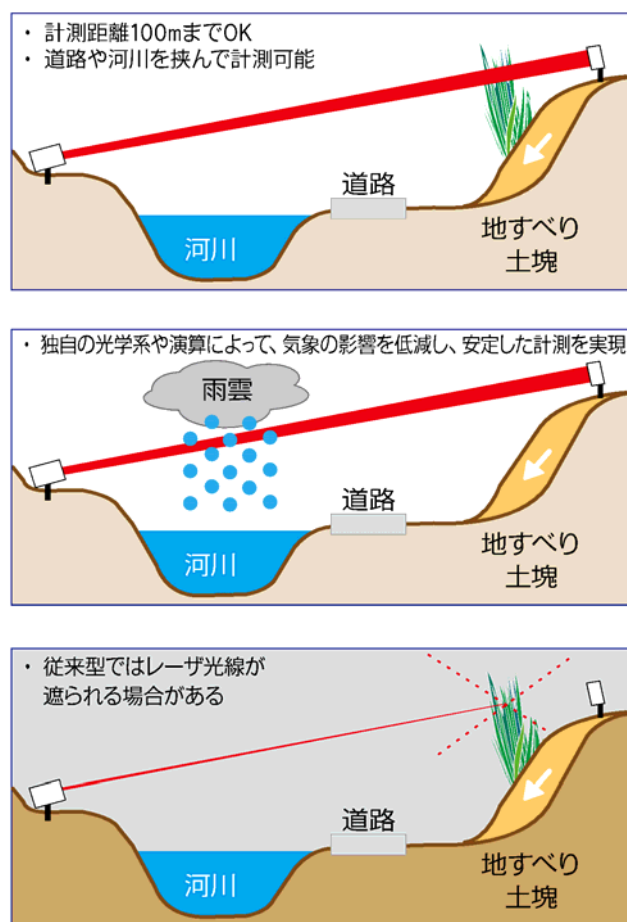


図-3 拡散レーザ変位計設置イメージ

3. 拡散レーザ変位計による斜面監視事例

3.1 斜面変状監視の概要

拡散レーザ変位計による斜面変状の監視を行ったのは、北海道における道路法面の地すべり対策工施工現場である。この施工現場には現道に面する斜面に幅18m、奥行き22m、道路からの高さ23mの規模で活動中の地すべりがあり（図-4）、対策工として、地すべり末端部に応急の押さえ盛土を行い地すべりの安定性を確保した上で、斜面上部から地すべり土塊の除去および切土法面にアンカーの打設を順次行ったものである。

地すべり発生直後から対策工施工前までは、地表伸縮計を斜面に2基設置し、警報器により変状監視を行って

いたが、これらは地すべり対策工施工時に障害となるため、撤去する必要があった。そこで、地表伸縮計に変わる斜面の変状監視手法として容易に設置、撤去ができる拡散レーザ変位計による計測を行ったものである。

拡散レーザ変位計は本体と反射板のみの簡易な機器構成（写真-3）で、計測可能距離も最大 140m である。本事例では、道路を挟んだ歩道横に本体を設置し、反射板は当初は斜面上部の地すべり土塊内に設置し、施工の進捗に従い切土法面小段部に移設した（写真-4）。

設置方法は本体および反射板ともに単管パイプを組み合わせて固定し、電源は、乗用車用 12V バッテリーを使用した。なお、設置に要した時間は、当初の本体+反射板の設置で約 3 時間、反射板の移設は 1 時間以内であった。

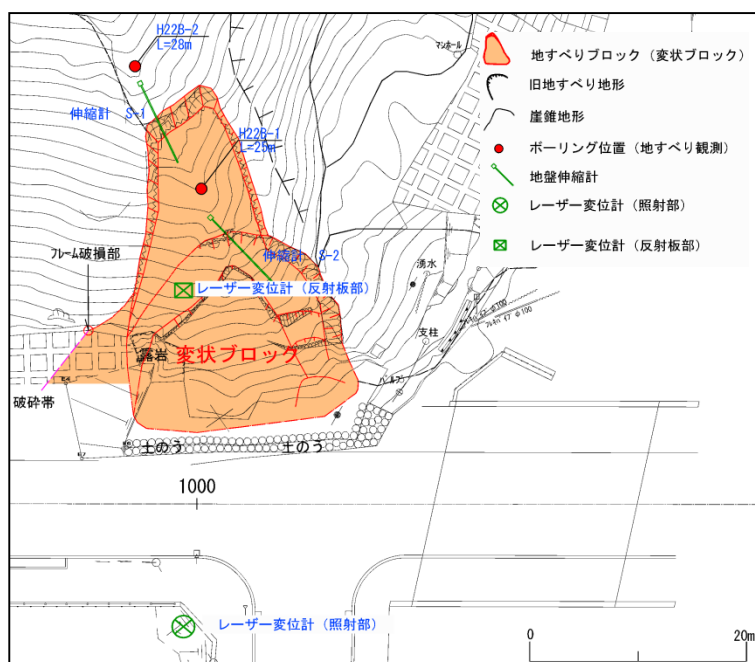


図-4 拡散レーザ変位計設置平面図



写真-3 拡散レーザ変位計計測システム



写真-4 拡散レーザ変位計計測斜面全景
(右下：反射板小段設置状況)

3.2 計測結果

拡散レーザ変位計による斜面変動計測結果を図-5 に示す。

計測の結果、地すべり対策工施工中の 2010 年 11 月～2011 年 1 月の約 2 ヶ月の期間に約-23mm の変動が計測された。これは拡散レーザ変位計本体と反射板が近づく＝斜面が下方へ変動していることを表しており、特に、12 月 3 日～4 日の 2 日間では計 43mm の降雨があったが、それに伴い観測期間で最大の 4.2mm の変動があったことを捉えている。また、変動グラフから、地すべり対策工の施工に伴い、当初の 2 ヶ月は約 10mm/月の変動があったものが、地すべり対策工の施工が進んだ 1 月以降は約 3mm/月と緩やかになっている状況もわかる。

なお、今回の斜面変状監視にあたり、工事中止、通行止めの基準は 4mm/h としたが、施工期間中に基準値を超える変動は観測されなかった。さらに 1 月には写真-4 に示すように 150cm を超える積雪となり、気温は-15℃を下回ったが、欠測もなく計測ができた。

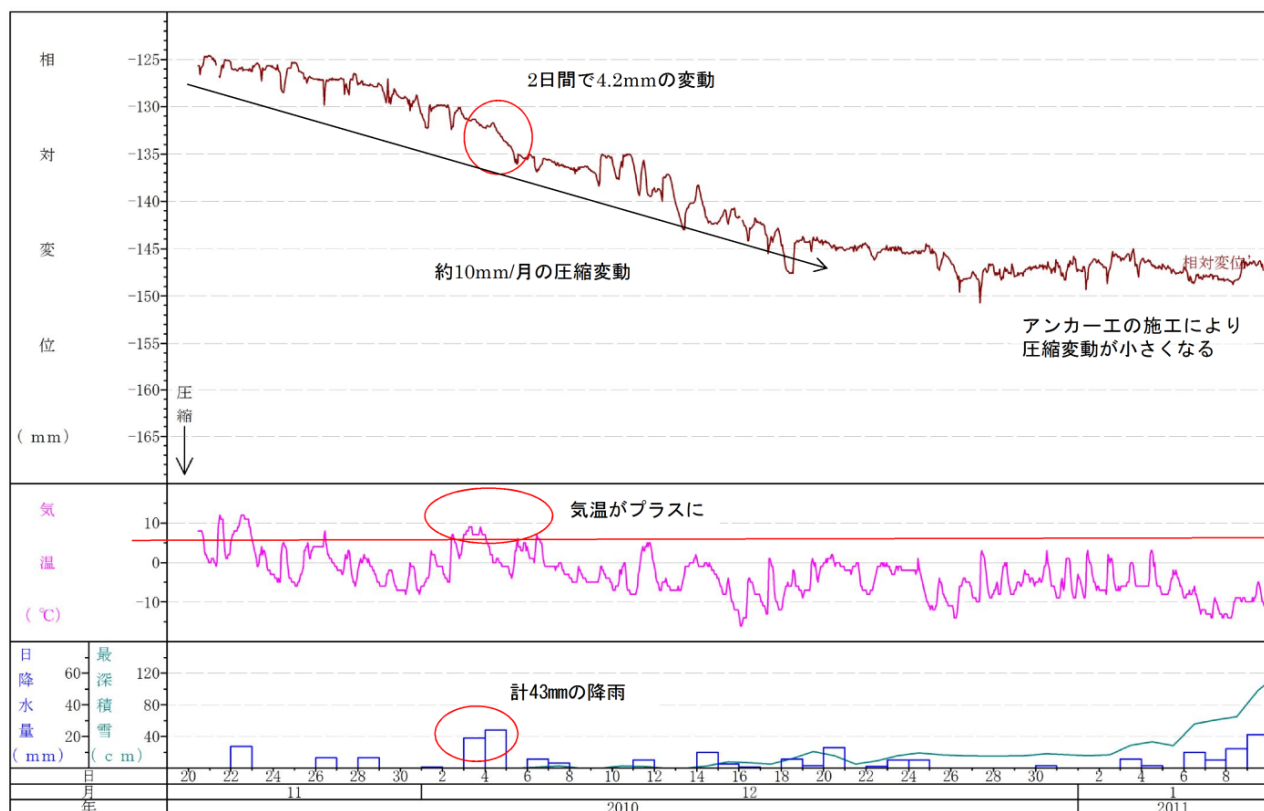


図-5 拡散レーザ変位計による斜面変動計測結果

4. Area net 傾斜計の概要

Area net 傾斜計は、本体内部に傾斜センサと方位センサがあり、どの方向に何度傾斜したのかがデータとして出力されるものである。計測データは、設置初期値からの相対的な傾斜、方角を計測するので、設置時に垂直に立てる必要やある面を北方向にあわせる必要はない。計測データは、特定小電力無線通信で回収可能で、危険な箇所や高所に行くことなく、データの取得確認ができる仕様となっている(図-6)。

構成は親機 1 基に対して、子機が最大 10 基接続可能で、子機は乾電池駆動のため、電源やデータ通信のための配線が不要と高い拡張性を持つ。設置方法は、基本的には単管パイプの上にアタッチメントで固定するものであり、設置、移設、撤去が容易に低コストで可能となっている。

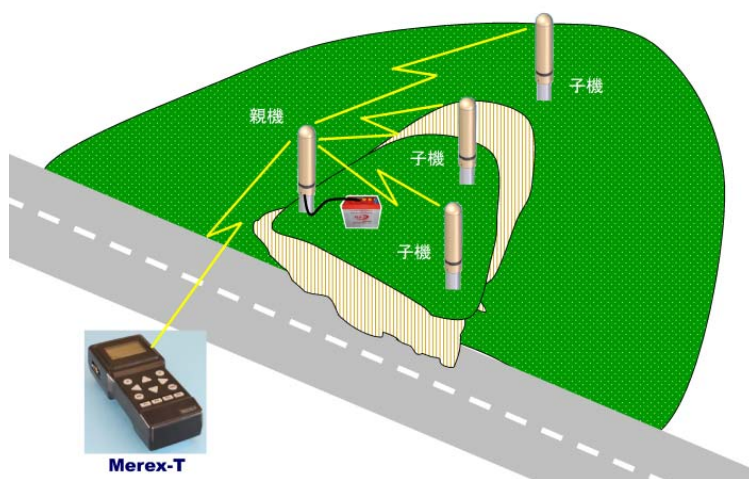


図-6 Area net 傾斜計計測イメージ
(無線通信でデータ回収)

センサの測定角度レンジは ± 30 度、測定誤差は ± 0.5 度、測定分解能は 0.025 度で、計測間隔は1分～24時間に設定可能である。また、拡散レーザ変位計同様に設定された基準値を超えた場合、計測間隔を変更し、警報出力が可能である。

5. Area net 傾斜計による斜面監視事例

5.1 斜面変状監視の概要

Area net 傾斜計による斜面変状の監視を行ったのは、北海道における道路法面である。この法面では道路の拡幅に伴う掘削工事を施工していたが、その一部で地すべりが発生した。地すべりは図-7 に示すように切土面の法肩に沿って明瞭な亀裂が幅約 45m の範囲で確認され、切土面末端部には押し出し現象も確認されたものである。

地すべり発生後の切土法面の観測としては、調査ボーリング孔を利用したパイプ式歪計、孔内傾斜計の他、地表面の変状観測として抜き板や地表伸縮計を設置した。しかし、図-7 に示すように、切土法面上部斜面に分布する地すべりブロックの形状から推定される地すべりの活動方向と切土法面の向きがほぼ直交しているため、今回発生した地すべりがどの方向に活動しているのかを把握することが地すべりの安定解析や対策工を検討する上で重要であった。そこで、今回発生した地すべりの変動方向を把握する目的で、もっとも変状の大きい地すべり頭部（切土法面部）に Area net 傾斜計を設置したものである。

Area net 傾斜計の設置は、単管パイプを地面に打ち込み、その頭部にアタッチメントで固定する方法とした（写真-5）。電源は、親機はソーラー電源、子機は乾電池駆動とし、計測間隔は 1 時間とした。なお、設置に要した時間は、親機+子機の設置で約 1 時間以内であった。



写真-5 Area net 傾斜計設置状況

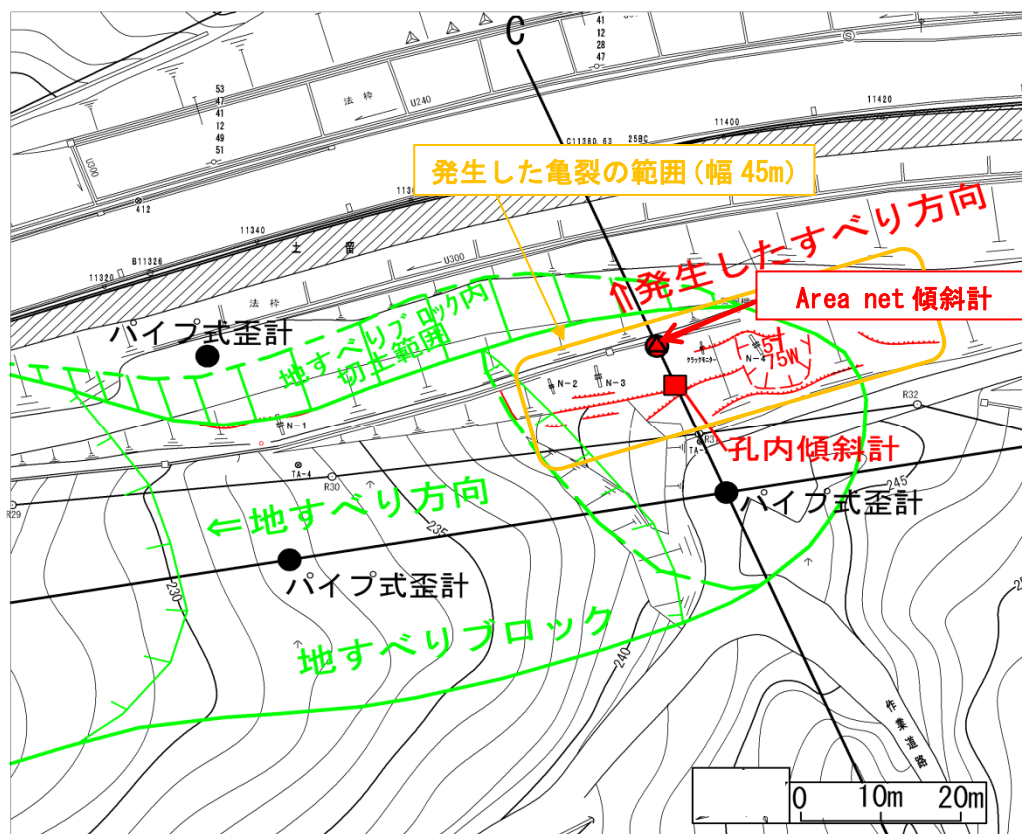


図-7 Area net 傾斜計設置平面図

5. 2 計測結果

Area net 傾斜計による計測結果を、図-8（傾斜方向図）、図-9（傾斜角度変動図）に示す。計測の結果、Area net 傾斜計は山側方向に累積して傾斜変動していることがわかった。

地すべり頭部に設置した Area net 傾斜計が山側に徐々に傾いたということは、切土法面が道路側へ回転するような変動（円弧すべり）をしたものと判断され、この結果から、地すべりは道路横断方向に活動していることがわかった。また、冬期間の氷点下の外気温や、本体が雪に埋没する環境（写真-5）においても安定した計測とデータの通信ができることがわかった。

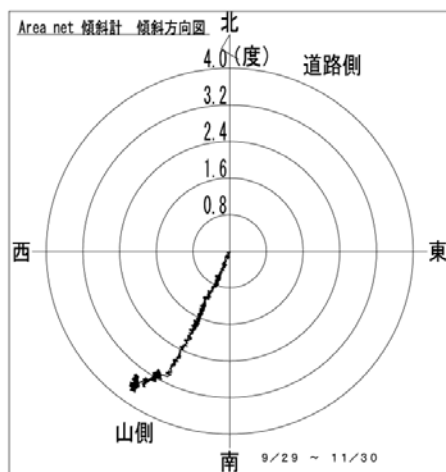


図-8 Area net 傾斜計計測結果傾斜方向図

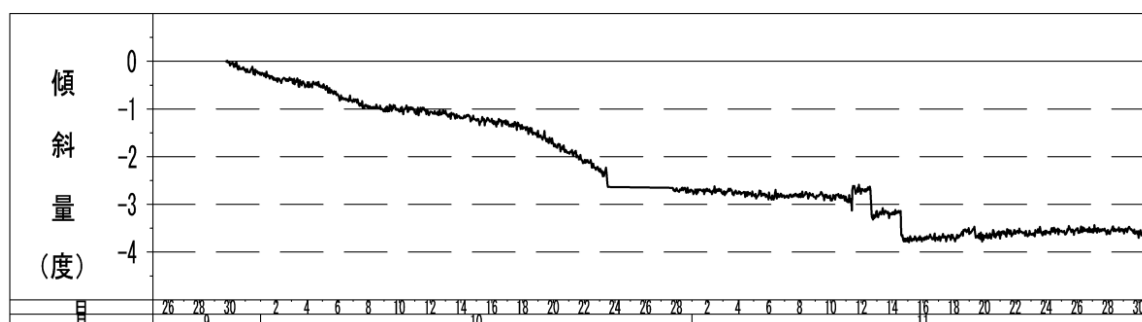


図-9 Area net 傾斜計 傾斜角度変動図

6. まとめ

地すべり対策工施工時の安全管理手法として、拡散レーザ変位計および Area net 傾斜計による斜面の変状監視を行った。その結果、拡散レーザ変位計は斜面の変位量を適切にとらえ、安定した計測ができること、対策工の施工により計測器の移設が必要になった場合において容易に移設、再設置ができることが確認された。また、Area net 傾斜計も斜面の傾斜変動を適切にとらえ、冬期間でも安定した計測とデータ通信ができることを確認した。

「いままで計測や監視をしたかったが、良い方法がなかった」、「そもそも計測や監視をする概念がなかった」ところへ、これら機器を利用した計測、監視を取り入れることは、安全、安心の確保、コスト縮減、工程短縮、環境の保全につながる有効な手段となると考える。

参考文献

- 1) 納谷 宏, 溝上雅宏, 浅利晋一郎, 増成友宏, 清水則一, 前田寛之(2008): 拡散レーザ変位計の開発とその実用性の検証, (社)日本地すべり学会誌, vol.44, No.6, pp.339-348.
- 2) 納谷 宏, 鎌野浩之(2010): 簡易傾斜監視装置の開発, 第49回日本地すべり学会研究発表会講演集, pp.167-168.
- 3) 光応用計測技術調査研究委員会(1987): 光計測のニーズとシーズ, (社)計量管理協会, pp.139-159.

7. おわりに

コンクリート二次製品の据付には様々な遣り方があり、製品重量が 100 kgを超えるものが大半である為、殆どが重機を利用する。2 トンを超える製品は 100%クレーンを利用されている。私もよく現場に行くが、大きめのクレーンを用意すればよいところ、コスト縮減なのか結構ギリギリなクレーンで施工している場面もあり更にはクレーンのアウトリガーが、浮く場面もあった。

施工業者は、施工計画並びに工程より人員配置・施工順番を明確にしていながらも、天候に左右され工程が大きくスライドする現場もある。そのような現場が、施工スピードに執着し作業員の焦りが安全リスクの高い作業を行うことで事故に及ぼす傾向と考える。

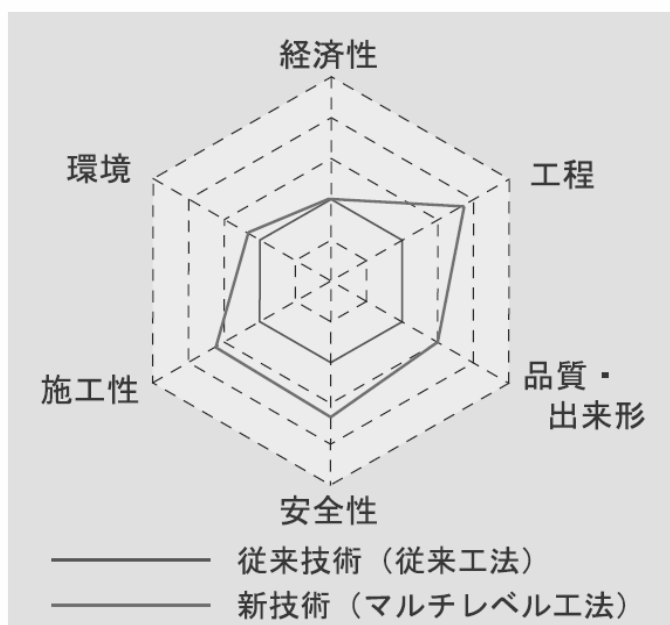
そこで本工法は、作業に熟練をあまり必要とせず、天候に左右されず、誰にでも容易に据付できる工法として役所、設計事務所、施工業者に対し『安全・安心・施工品質・コスト縮減』を可能とする工法提案を行っている。工事現場はすべて危険と向き合っている。些細な作業で事故が発生するリスク回避として本工法が役立って頂けると幸いである。

★ 国土交通省新技術システムの『 NETIS 』 評価

マルチレベル工法 TH-020011-V (設計比較対象技術)

活用効果評価より、技術の優位性が高く、安定性が確認された技術であり、設計業務の比較対象となる工法。

マルチレベル工法の事後評価



従来工法の内側ラインをすべて上回る評価を頂いた工法。