第3回 (平成16年) 技術報告会 北海道土木技術会 土質基礎研究委員会

土質基礎の仮設に関する技術報告会

報告集

平成17年1月

主催 北海道土木技術会 土質基礎研究委員会

目 次

a. セッション1 a-1 地盤凍結工法における 設計・施工及び新技術 小椋 浩 ((株)精研) 野木 明 (同上) 伊豆田 久雄(同上) 櫛田 幸弘 (同上) a-2 河川内の既設現道桁下における -----11 鋼管矢板仮締切施工 真田俊治 ((株) クボタ建設) a-3 SCB工法 (控え壁式自立鋼矢板工法)の施工事例 千代 洋一 (ヒロセ (株)) 藤田 範夫 (同上) b. セッション2 b-1 開削工事仮設における 高速低変位深層混合処理工法(SDM工法)の適用例 齋藤 雅洋 (小野田ケミコ(株)) (同上) 松岡 大介 竹田 敏彦 末島 錬寿郎 (同上) b-2 長期耐久性および高強度を -----37 目的とした薬液注入工事 宇梶 伸 (ライト工業(株)) b-3 細粒火山灰土における 生石灰安定処理の有効性 高氏 昇 ((株) 地崎工業) 八木 一善 (同上) 豊田 邦男 (日本道路公団)

c. セッション3

| c-1 | 静か | な覆工 | 板の開発 | ٢ | | | | | – 55 |
|-----|-------------|------|--------|-------|-------|-----|---------------------|---|-----------------|
| 加 | 恒工 結 | 果報告 | | | | | | | |
| E | 日坂 | 幹雄 | ((株) 大 | (林組) | | | | | |
| Ä | 也田 | 良典 | (首都高) | 速道路 | 公団) | | | | |
| € | 亀ヶ谷 | 熱 | (同 | | 上) | | | | |
| F | ョ野 | 雅夫 | (大林・ | 青木・ | 大日本 J | V) | | | |
| Ē | 富井 | 孝喜 | (! | 司 | 上 |) | | | |
| c-2 | 先站 | 端に切断 | 機構を備 | えた | | | - — — - | | 63 |
| 莃 | 新型 隊 | 法式ア | ンカーエ | 法 一 | カップス | アンカ | 一工法- | - | |
| 伏 | 屋 2 | 行雄 | (日特建設 | と (株) |)) | | | | |

地盤凍結工法における設計・施工及び新技術

- 〇 (株) 精研 小椋 浩
 - (株) 精研 野木 明
 - (株) 精研 伊豆田 久雄
 - (株)精研 櫛田 幸弘

§ 1 はじめに

本州の首都圏を始めとする大都市では道路の交通量の増加や、地下埋設物の輻輳が進み地上を使ってのトンネル工事は困難を極める状況である。またトンネル工事はますます大深度及び大口径化が進んでいる。一方、昨今の社会情勢から仮設工法においても環境負荷の少ない工法が求められている。このような状況を背景にシールドトンネルの地中接続工事や、地下河川等の大規模トンネル工事、道路トンネルのランプ部拡幅工事等で凍結工法が注目されている。凍土は優れた強度と完全な遮水性を併せ持ち、トンネル坑内のみの施工も可能であり、且つ地中に化学物質を残さず、電気エネルギーを利用するクリーンな工法である。本稿では、凍結工法の設計法を中心として凍結工法の適用例及び新技術も紹介する。

§2 凍結工法の特徴

凍結工法は他の仮設工法・地盤改良工法に無いさまざまな特徴を有している。これらは、おもに水が凍って氷になるという自然現象を利用しているからに他ならず、化学的、物理的に改良を施す他の仮設工法・ 地盤改良と一線を画するところである。以下に凍結工法の主な特徴を示す。

- ① 優れた強度:地盤が凍結すると強度が飛躍的に増加し、凍土壁は耐力壁として充分な強度を持つ。
- ② 完全な遮水性: 凍土は透水性がほとんど無く、完全な遮水壁となる。
- ③ 密着性:他の構造物と凍土は密着し完全な止水性と大きな結合力(凍着力)を持つ。
- ④ 一様性:異質の地盤を凍結しても土質のいかんにかかわらず連続した一様な壁体となるため、土質による適用限界や改良むらが無い。
- ⑤ 安全性: 凍土の解凍は非常に緩慢であるため、停電、機械の故障等にも充分耐えられる。
- ⑥ 復元性: 凍土は解凍すると、元の地山に戻るため障害物とはならない、また環境負荷も非常に少ない。
- ⑦ 確実性:凍結工法は自然界の熱伝導現象を利用しているため、凍結日数等で確実な計画が立てられる。
- ⑧ 管理施工性:凍結の状況は、地中温度の測定により把握でき、凍土形成範囲や強度を確実に推定できるため安全確実な施工管理が可能。
- ⑨ 無公害性:凍結工法はエネルギーとして電気を、循環液には塩化カルシウム(食品添加物)を、冷媒は密閉された系の中で使用するだけであり、汚染や公害がない。

上記特徴を利用すると、例えば次章のような工事を行う場合、他の地盤改良工事では不可能な防護工事が凍結工法では可能となる。

Hiroshi Ogura, Akira Nogi, Yukihiro Kushida

東京都文京区小石川 1-12-14 Tel: 03-5689-2355 FAX: 03-5689-2361

Hisao Izuta

大阪市中央区瓦屋町 2-11-16 Tel: 06-6768-5031 FAX: 06-6768-1508

§3 凍結工法施工例

3-1 発進防護凍結工

シールド機が立坑から発進する際には、仮壁撤去・エントランスパッキン取付・シールド機挿入等の発進準備作業時の防護が 1ヶ月以上の長期に渡って必要となる。シールド径がφ10mになると断面積は 314m² にもなり、土水圧は深度 40mで 600kN/m² を超える。また砂層を含む場合には開口部で漏水があると地中及び地表面の沈下が起こる事が心配される。本工事では、各種地盤改良が検討された結果、高強度で且つ完全な止水性を持つ凍結工法が採用された。工事は、発進部前面に凍結管の内の一部分のみを限定的に冷却する鉛直限定凍結管をボーリングマシンを用いて所定間隔で必要本数埋設し、これに凍結プラントにおいて冷却(-20℃~-30℃)されたブライン(塩化カルシウム水溶液)を循環させ約 3ヶ月の凍土造成期間で凍土壁を完成させるものであった。

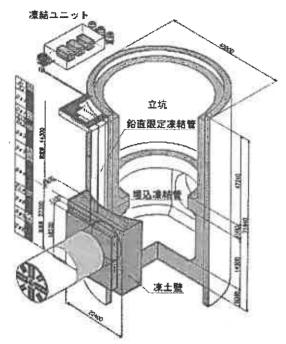


図 3-1 発進防護事例

凍結期間中、凍土の造成状況は地中に適切に配置された測温管により地中温度を監視することによって 随時把握できた。凍土壁は、周辺固定の円盤として構造解析され土水圧に対して完全に対抗し、また立坑 構築と密着(凍着)することにより完全に止水が確保され、安全にシールド発進準備が進められた。

シールド発進準備が整い次第シールド経路上にある凍結管を抜去し、シールド機は安全に発進すること が出来た。シールド機発進完了後、凍結ユニットの運転を停止し凍結工を完了した。

3-2 地中接続防護

本工事では、シールド機が既設のシールドトンネルと地中で接続する際の、シールド機解体、地山掘削、既設トンネルセグメント撤去、接続構築等の作業を防護する必要があった。この工事では、トンネル上部が都心幹線道路のため地上が使えず、またφ13.7mの既設トンネルに土被り 40mでφ7.06mの新設シールドが接続する難工事であった為、凍結工法が採用された。工事は新設トンネルから放射凍結管をボーリングマシンにより埋設したが、埋設作業は

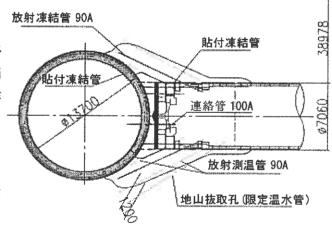


図 3-2 地中接続事例

地下水位以下で行われるため、口切り部にはパッカー、バルブ等を設置し地下水及び土砂の流出を防止した。仮設作業完了後、水平凍結管に冷却したブラインを循環させることにより凍土壁を造成した。この凍土は、先の発進防護凍結工と同様地中温度の監視を行い造成状態が随時把握された。本工事の場合には、凍結期間中に凍結膨張圧の対策を随時行いながら工事を無事完了することが出来た。凍結工法による地中接続防護の場合、必要であれば一切地上を占有せず全て坑内から施工することが可能であり、特に地上に重要構造物が多く、また地下埋設物が輻輳する都市部での地中接続工事の補助工法として有効である。

§ 4 凍土の設計

4-1 凍土設計の流れ

凍土壁の設計にあたっては、工事全体計画に基づき施工目的、 立地環境条件、地盤条件、工期などを総合的に検討して安全か つ経済的な計画をたてる必要がある。

まず、設計条件から凍結形式が決定され、当該計画の個々の 設定条件(ブライン温度、凍土平均温度等)を仮定し必要凍土 厚を試算する。必要凍土厚が決まると、その凍土を造成するの に最適な凍結管の配置を決定する。

凍結管の配置が決まると凍結速度計算、凍結負荷計算等の熱 計算を行い、ブライン温度、凍結日数、冷凍機容量を決定し、 これにより凍土の平均温度が算出される。この凍土平均温度、 ブライン温度、凍結日数等を先に仮定した設定条件と比較判定 し合致すれば良し、もしこの時点で設定条件に合致しなかった 場合には、設定条件を一部変更し再度構造計算、熱計算を行い 適切な凍土設計を探し出す。

適切な凍土が見つかったら、凍上・沈下、凍結膨張圧、地下 水流等の問題点の有無をチェックし、必要であればその対策工 事の検討を行う。施工計画は、上記凍土を効率的に造成するべ く凍結管埋設、ブライン配管、防熱、計装設備、凍結設備等の 仮設計画、施工管理方法の検討・計画を行い作成する。

4-2 凍土の設計諸数値

①凍土の設計基準強度

凍土の設計基準強度は、高志ら 1) 2) によって系統 的に行われた砂凍土及び粘性土凍土の一軸圧縮試験結 果を基に設定することが出来る。ただし、一軸圧縮試 験において、応力~ひずみ曲線でピークが得られない 場合は、ひずみ 10%時の応力σ10を採っている。 凍土 の一軸圧縮強度は、図 42 一軸圧縮強度と温度の関係、 図 4-3 一軸圧縮強さと塩分濃度の関係に示すように 砂・粘土の土質の違い、凍土温度、塩分の有無により 一軸圧縮強度が大きく影響を受ける。これら凍土の強 度特性を踏まえ設計基準強度の設定にあたっては、飽 和土を対象として凍結対象土質を砂質土と粘性土に大 別して、凍土温度・塩分濃度により設計基準強度を設 定することが可能である。また図 4-3 からも明らかな ように特に砂凍土においては微量の塩分含有にて一軸

施工目的、設計条件 地盤条件(土質,塩分,地盤温度等) 土木工事の概要及び工程 施工環境(埋設物,作業条件等)

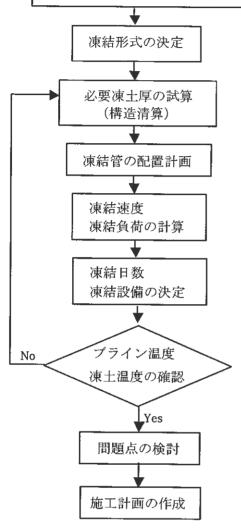


図 4-1 凍土設計フロー

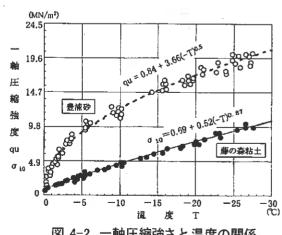


図 4-2 一軸圧縮強さと温度の関係

圧縮強度が著しく低下するため、塩分含有 0.2%以 上の凍土を塩分含有凍土として扱う。

1) 塩分非含有土(塩分濃度 0.2%未満)の設計基準強度

a) 圧縮強度

温度が異なる定歪速度の凍土最大強度 (qu、 σ_{10}) と降 伏強度 σ_{y} の関係(図 4-4)より、各温度ともに一軸圧縮強度(qu、 σ_{10})の 65%が降伏強度とみなせる 3)。

これをもとに、粘土凍土の圧縮設計基準強度は藤の森粘土の室内実験結果を基に σ_{10} の 65%の値とする。

砂質土の強度は、その粒度組成によりバラツキが大きく、また微量の塩分含有によっても大幅に低下するため、豊浦標準砂の凍土強度は用いずに粘土凍土の設計基準強度の 1.5 倍の値を砂質土凍土の圧縮設計基準強度とする。

b) 曲げ強度

図 4-5 に室内試験より得られた塩分非含有粘土凍土の一軸圧縮強度(qu、 σ_{10})及び曲げ試験による曲げ降伏強度(σ_y)と凍土温度との関係を示す。比較のために弊社設計圧縮強度 σ_c =0.65qu(σ_{10})と曲げ設計基準強度 σ_b =0.6 σ_c の曲線を加えた。この図 4-5 を見ると設計曲げ強度は曲げ降伏値(σ_y)の下限包絡線となり、一軸圧縮強度と良好な相関性を有している。この関係は砂凍土の場合でも同様である。

これより塩分非含有凍土の曲げ強度は、設計基準圧 縮強度の60%を設計基準強度とする。

なお同様の作図を行っても塩分含有土の場合には相 関性は成り立たない。

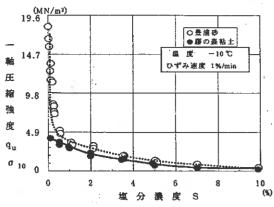


図 4-3 一軸圧縮強さと塩分濃度の関係

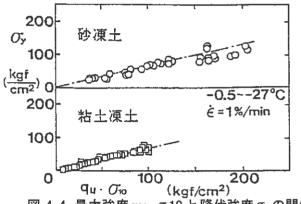


図 4-4 最大強度 qu、 σ 10 と降伏強度 σ_v の関係

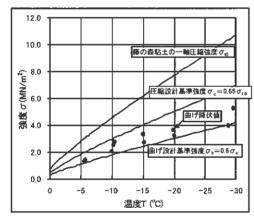


図 4-5 一軸圧縮、曲げ降伏値と凍土温度の関係

c) せん断強度

凍土の三軸圧縮試験結果より、凍土のせん断破壊にもモール・クーロン破壊基準が当てはまることが認められている 4 。ここで一軸圧縮強度 $qu(\sigma_{10})$ とせん断強度 τ の相関性に注目すると、モールの応力円よ

り $\tau = \frac{q_u}{2}\sin 2\alpha = \frac{q_u}{2}\sin(90^\circ + \phi) = (\frac{1}{2}\cos\phi)q_u$ なる関係が成り立つ。文献によると、粘土では塩分濃

度に無関係に $\phi = 0^\circ$ であるから $\tau = 0.5$ qu(σ_{10})、砂では、塩分濃度 S=0%の時 $\phi = 16^\circ$ で $\tau = 0.5$ qu(σ_{10})、S=3.3%の時 $\phi = 36^\circ$ で $\tau = 0.4$ qu(σ_{10})という関係が得られる。

これは、せん断強度 τ と $qu(\sigma_{10})$ の関係ではあるが、圧縮降伏強度である σ_c とせん断降伏強度 σ_τ の間にも同様の関係が成り立つものと考え塩分非含有凍土のせん断強度は、設計基準圧縮強度の 50% を設計基準強度とする。

2) 塩分含有土(塩分濃度 0.2%以上)の設計基準強度

a) 圧縮強度

塩分含有により粘性土と砂質土の凍土強度特性の差は極端に縮まるので、粘性土・砂質土共に一軸圧縮 強度 (σ₁₀, qu) の 65%を設計基準圧縮強度とする。

b) 曲げ強度

塩分含有凍土の場合、圧縮強度と曲げ強度の相関性が崩れるため、それぞれの圧縮強度から曲げ強度を推定することが出来ない。従って曲げ強度については、室内試験結果の曲げ降伏強度 (σ_y) を設計基準強度とする。

c) せん断強度

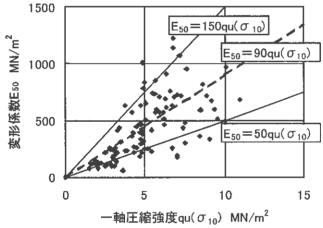
粘性土凍土及び砂質凍土のせん断強 度と圧縮強度は相関性が認められる 4)の で、粘性土については圧縮強度の 50%、 砂質土については圧縮強度の 40%をせ ん断設計基準強度とする。表 4-1 に凍土 温度-10℃のときの設計基準強度を示す。

| | 塩分 0% | | 塩分 1% | | |
|--|-------|-------|-------|-------|--|
| | 砂質凍土 | 粘土凍土 | 砂質凍土 | 粘土凍土 | |
| 圧縮強度 σ _{ικ} (kN/m²) | 4,500 | 3,000 | 2,250 | 2,000 | |
| 曲げ強度 σ μb (kN/m²) | 2,700 | 1,800 | 1,000 | 1,200 | |
| 剪断強度 σ _{uτ} (kN/m ²) | 1,800 | 1,500 | 850 | 1,000 | |

表 4-1 凍土の設計基準強度(凍土温度:-10℃)

②凍土の変形係数

東土の変形係数は、通常最大応力 qu (σ_{10}) の 50%時の変形係数 E_{50} が用いられる。一般に変形係数は、一軸圧縮強度と直線で近似できることが多く一軸圧縮強度から比例定数を用いて類推される事が多い。東土の場合、比例定数の幅は、図 4-6 より $50\sim150$ 程度であり、粘性土ほど小さな値となる。設計数値として変形係数を用いる場合は、試験結果がある場合を除き幅の中心付近の値を採用することとし、東土の変形係数は $E_{50}=90$ qu(σ_{10})とする。設計基準強度から推定する場合は、 $\sigma_{c}=0.65$ qu(σ_{10})であることより塩分非含有土の場合 $E_{50}=140$ σ_{c} と設置している。また、塩分含有土(塩分濃度 0.2%以上)



一軸圧縮強度qu(0₁₀) MN/m 図 4-6 凍土の一軸圧縮強度と変形係数関係

の場合は、塩分濃度が高くなるに従い、変形係数は小さくなる傾向があり $E_{50}=(-30S+140)\sigma_{\rm C}$ と設定している。ここで、 $\sigma_{\rm C}$; 圧縮強度 (MN/m^2) S; 塩分濃度(%)とする。

③ 土の熱的性質

一般的な凍結工法においては、 対象地盤の多くが砂質土及び粘性 土であり、また飽水状態の土で有 る場合が大部分であるため、熱的 性質は凍結対象土の容積含水率 P (m³/m³) がわかれば実用上充分

| 容積含水率 | P(m ³ /m ³) | 0.3 | 0.4 | 0.5 | 0.6 | 0.7 |
|-------------------|------------------------------------|------------|------------|------------|------------|------------|
| 飽和土の密度 | 凍結前 🛭 2 | 2260 | 2080 | 1900 | 1720 | 1540 |
| kg/m³ | 凍結後ρ1 | 2224.48 | 2032.64 | 1840.80 | 1648.96 | 1457.12 |
| 飽和土の比熱 | 凍結前C2 | 1.3544 | 1.5488 | 1.7802 | 20.599 | 2.4051 |
| kJ/kg°C | 凍結後C ₁ | 1.0603 | 1.1243 | 1.2016 | 1.2969 | 1.4173 |
| 飽和土の熱伝導率 | 凍結前λ2 | 2.1747 | 1.8863 | 1.6397 | 1.4249 | 1.2353 |
| W/m°C | 凍結後 λ1 | 3.0590 | 2.9304 | 2.8077 | 2.6904 | 2.5765 |
| 飽和土の温度伝播率 | 凍結前 化 2 | 7.1048E-07 | 5.8551E-07 | 4.8477E-07 | 4.0216E-07 | 3.3353E-07 |
| m ² /S | 凍結後 κ 1 | 1.2969E-06 | 1.2823E-06 | 1.2693E-06 | 1.2580E-06 | 1.2476E-06 |
| 凍結潜熱 | L(kJ/kg) | 44.881 | 65.489 | 90.393 | 121.091 | 159.873 |

表 4-2 一般的な飽和土の熱物性値

に地盤の熱定数を表すことが可能である 5)。

飽水状態の自然土の容積含水率 P は 0.3~0.7 (m³/m³) 程度であり、粘土・シルトが主成分の場合は一般的に容積含水率は高く、砂質土が主成分の場合には容積含水率は低い傾向がある。表 4-2 に一般的な飽和土の熱物性値を示す。

4-3 構造計算

凍結工法の場合、施工目的は大きく分けて止水壁として用いる場合と耐力壁として用いる場合の2種類がある。このうち止水凍土の場合は、基本的には強度を必要としないため少なくとも連続性を保った凍土壁が完成されていれば目的が達せられるが、施工誤差等を考慮し凍土壁が連続したことが確認できる厚みとして、凍結管埋設間隔の75%以上の値を標準的な管列片側の必要厚みとしている。

一方凍土を耐力壁として用いる場合には、必要凍土厚は構造計算を行う事により決定する。凍土の断面力は、まずその構造体モデルの形状と荷重、凍土の設計基準強度を構造力学的な理論計算式に入力し、必要断面を決定する。モデル形状としては、一般によく知られたものを基本とし、梁モデル、円盤モデル、矩形板モデル、リングモデル、アーチモデル等を通常用いる。このときの荷重は、通常土水圧分離型とし、作用土圧は、鉛直土圧は全土圧、水平土圧は静止土圧とする。

安全率は、設計基準強度に対する構造計算上の最大応力度の比とし、施工目的や施工条件等により変化するが、全体的な安全性を検討した上で 2.0~3.0 の範囲で設定する。しかしながら近年では、数多くの施工実績や凍土強度に関するデータの蓄積がなされてきており、特殊な場合(特殊な土質・構造モデルに無理がある・工事の危険性が非常に高い等)以外は、安全率 2.0 として設計している例が多い。

また、多少凍土に変形が生じても凍土が開放状態に無く、若干の変形後支保が確実に出来る等、安全性が他の手段で保障されている場合は、更に安全率を下げて考える場合もある。

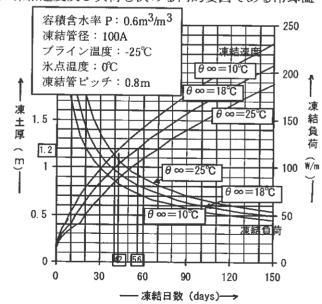
4-4 凍土造成日数及び凍結ユニット容量

凍結速度及び負荷を決める要素は主に、対象土の容積含水率、初期地中温度、塩分の有無、冷却(ブライン)温度、凍結管埋設ピッチ等である。これらのうち、対象土の容積含水率、温度、塩分等は外的要因として与えられる。これに対し通常凍結工法の設計では凍結速度及び負荷を決める内的要因である冷却温

度、凍結管ピッチ等を適切に定め、関連土木工事の 工程との調整をはかりながら最も効率よく凍土を造成できるよう凍土造成日数及びユニット容量を設定する。凍結速度及び負荷は凍結開始より隣接凍結 管の凍土がつながるまでは単管凍結理論 5)を、凍土がつながってからは凍結管列の平均温度を冷却温度と した平板凍結理論 5)6)を用いて算出される。

グラフ 4-1 に初期地中温度 $\theta = 10$ \mathbb{C} 、18 \mathbb{C} 、25 \mathbb{C} とした場合の凍結速度及び負荷長 1m 当りの凍結負荷曲線を示す。凍土造成日数は凍結速度曲線と必要な管列片側造成凍土厚から求まる。

凍結負荷はグラフ 4-1 負荷長 1m 当り負荷に凍結管 冷却負荷長を乗じて計算する。このとき、限定凍結管



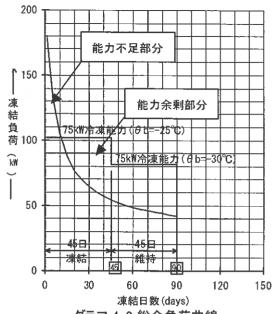
グラフ 4-1 結速度及び凍結負荷曲線

(図 4-7 参照)の限定部のリーク損失負荷は、設計時の値としては凍結部冷却負荷の 25%の値を採用している。凍結ユニット容量は、凍結負荷・配管負荷・壁面負荷にその他雑負荷を加えた総合負荷曲線(グラフ 4-2 参照)より決定される。

グラフ 4-2場合、総合負荷曲線に凍結ユニットの容量を示す直線をとり凍結日数 45 日間に負荷曲線に対しユニット能力が不足する部分の面積と、余剰になる部分の面積が見合う様にユニットを選定する。

ここで、東京と札幌で凍結工法を行う場合の差異を例として示す。地中温度は東京の 18℃に対して札幌では恒温層上限地中温度:Te と年平均気温 Ta (札幌8.2℃:理科年表)の関係式 Te=0.83×Ta+3.7よりTe=10℃程度と推定される。

その他土質が粘性土 (P=0.6m³/m³)、冷却温度が-25℃、凍結管サイズ 100A、凍結管ピッチ 0.8m、塩分 0%と標準的な条件で比較すると、凍結管列から片側凍土厚 1.2mの凍土を造成するのに必要な日数は、東京 56 日に対し、札幌 42 日と約 75%となる (グラフ 4-1 参照)。また、凍結負荷においても地中温度の影響は大きく北海道のような地中温度の低いところでは、凍結ユニットの容量は小さくなり、凍結工法の工期・工費ともに有利になる。



グラフ 4-2 総合負荷曲線

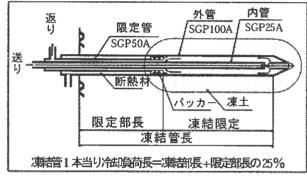


図 4-7 限定凍結管構造図

4-5 凍上・沈下予測と凍結膨張対圧低減対策工

①自然凍上との違い

凍結工法における凍結膨張現象は、寒冷地で多く見られる自然 凍上現象とは大きく違い、体積膨張率は大きくても 4~6%程度で ある。これには以下の理由が考えられる。

- a) 膨張率は拘束応力に反比例する ⁷⁾:図 4-8 参照、自然凍上が 地表面付近の上載荷重のほとんどない状態での現象であるの に対し凍結工法の場合、土被りは 20~30mにもなる。
- b) 凍結速度の平方根に反比例する ⁸⁾: 凍結速度も自然凍上では 通常 0.3~2.5mm/h 程度であるのに対し凍結工法では 0.2~ 50mm/h 程度と速い傾向にある。
- c) 一般的に凍結工法において凍上問題を検討する場合、対象となる土は粘性土である。粘性土は透水性が低く現場凍結では吸水現象が起きにくい為、結果的に体積膨張率は 4~6%程度に収まる。

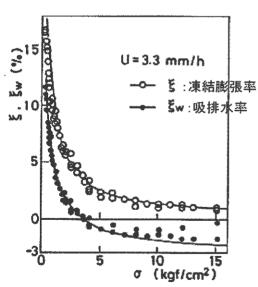


図 4-8 凍結膨張率と有効応力の関係

②凍上・沈下予測と凍結膨張対策

凍結工法においては、この凍土の膨張に起因する地表面の凍上・沈下問題、立坑他近接構造物に対する凍結膨張圧は無視できない問題である。特に凍結工事が大深度化し固結シルト等の超硬質土の凍結工事が増加したため、凍結膨張圧の影響がクローズアップされるようになった。しかし近年では、数多くの施工実績やさまざまな研究開発によって凍結膨張問題は精度の高い予測と現場条件にマッチした効果の大きい対策が可能となった。凍上・沈下予測法としては戸部らの考案した三次元凍上変位計算法 9)11)が一般的に使われる、また凍結膨張圧が凍土周辺構造物に与える影響については慣用法として高志による無限円筒の式 10)11)が用いられているが、これら慣用法で不十分な場合には FEM 等でより詳細な検討を行う場合もある。凍結膨張対策について一例をあげると、シールド発進防護等で現在行われている対策法には主に以下のような方法がある。①地山抜取孔 (1列式) ②千鳥式地山抜取孔 ③膨張圧吸収溝 ④砂緩衝帯。これらの対策工のうち予想される膨張圧、必要な低減量、その他立坑等の条件を総合して対策方法を選ぶ。

| | 概念図 | 適用 | 対策方法 | 対策効果 | 工費 |
|-------------------------|------------------|---|---|------------------------------------|-----|
| ①地山抜取孔 | 凍土 地山抜取孔 凍結管 | 対象土が比較的軟弱な場合や低減すべき膨張圧が小さい場合。 | 凍土前面もしくは 凍結管列間に地 山抜き取り孔を設 置し膨張変位を 吸収。 | 20~30% の低減効 果 ¹²⁾ | 安価 |
| ②千鳥式地山抜取孔 | 凍土 凍結管 凍結管 | 硬質粘土地盤 や、比較的大きな 膨張圧を低減す る必要がある場 合。 | 管列間に千鳥状 に地山抜き取り孔 を設置し膨張変 位を吸収。 | 50%程度 の低減効 果 ¹³⁾ | 中間的 |
| ③膨張圧吸収溝 | 凍土 | 固結シルト等の 超硬質土で非常 に大きな膨張圧 が発生する場合。 大きな対策効果 が求められる場 合。 | 管列間にほぼ連続した溝を作ることにより、膨張変位を効果的に吸収。 | 60~90% の低減効 果 ¹⁴⁾ | 高価 |
| ④砂緩衝帯 | 凍土 凍結管 | 固結シルト等の 超硬質土で非常 に大きな膨張圧 が発生する場合。 大きな対策効果 が求められる場 合。 | 立坑際にほぼ連続した溝を作ることにより、膨緩変位を効果的に吸収。 | 80~90% の低減効 果 ¹⁵⁾ | 高価 |

表 4-3 膨張対策工比較

これらの膨張圧対策は、概念図のごとく凍土内・外に変位を吸収する孔及び溝を設置し凍結膨張変位を吸収及び周辺地盤の変形係数を低減させる事により立坑及び周辺構造物への凍結膨張の影響を最小限に抑えるものである。これら膨張対策工を比較すると、対策効果 12)~15)は、効果の大きい順に④>③>②>①となるが、費用の面では高価な順に④>③>②>①となるため、その選定にあたっては精度の高い膨張圧発生予想を行い、対象地盤の強度及び立坑の許容応力と対策効果を考慮し、最適な膨張圧低減対策工を選定する必要がある。

§5 凍結工法にかかわる新技術の紹介

5-1 TULIP 工法

TULIP 工法とは、一定曲率の曲線鋼管パイプを地 中にボーリングで埋設する技術である。曲線ボーリ ングは、独自の油圧駆動の先端装置(図 5-1 参照) を曲線パイプ(250A)の先端部にセットし推進し、 埋設完了後には、先端装置は回収され再利用される。 埋設された曲線パイプ内には曲線凍結管をセットし 凍結工法により強固なアーチ(リング)状仮設凍土壁 を造成する。非開削工法により地中に大断面空間を 構築するための防護形状にはアーチ及びリング形状 が理想であり、曲線ボーリングの技術はこれを達成 するためには最適な技術である。この工法により、 シールドトンネルの地中接合・拡幅・分岐・合流等 の防護工を任意な位置でかつ地上部を使用しないで、 最小限の改良範囲で施工することが可能である。さ らに最近では、この技術を一歩進めて口径を約 800mm 程度まで拡大し太径曲線パイプルーフとし 土圧をパイプルーフで受け、パイプルーフ間を凍土 で止水することにより更に信頼性を高めた太径曲線 パイプルーフ+止水凍結工法も開発されている 16)。

5-2 FPAS 工法

シールド機が、新素材を利用した仮壁を直接切削 して立坑に到達するシールド直接到達工法は従来の ような仮壁の開口作業が必要ないため近年採用が増 えている。この工法はエントランスルームとパッキ ンを用いて仮壁切削部の止水をおこなうが、高水圧 下で到達する場合には①シールド機進入によるパッ キン破損、②切削屑がパッキンとシールドの間に挟 まれ止水性低下が起こる、③パッキンが高水圧に耐 えられない等の問題点があった。

FPAS 工法は、これらの問題点を解決するために 凍結と充填材及び高水圧対応型パッキンを併用した 技術である。水ガラス系注入材(LW)が一度凍結し て解凍をしたときに材料分離を起こし流動化する特 性(図 5-4 参照)を利用し、シールド進入時に一旦

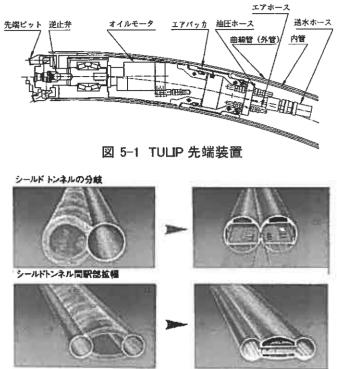


図 5-2 TULIP 工法

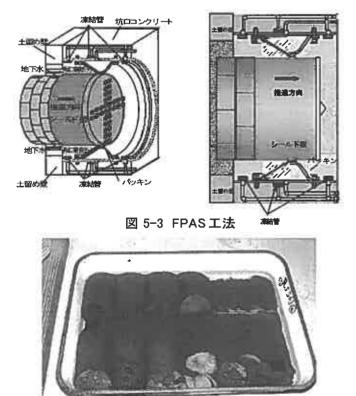


図 5-4 流動化した充填材(LW)

パッキン周辺を凍結させパッキンの損傷防止及び異物の混入を防止した後、LW 凍土を解凍し流動化 させながら坑口コンクリート内に収納していたパッキンを張り出し止水するものである。これにより到達 時の地盤改良範囲を縮小できコスト縮減・工期短縮が可能となる 17)。

§ 6 おわりに

凍結工法は、おもにシールド工事の補助工法として、発進部・到達部・地中接続部・地中拡幅部等さまざまな場面で採用されている。今後もシールドトンネルの大深度・大口径化・接続形状の複雑化に伴って、困難な工事が増加していくものと考えられる。これに対して、われわれは更なる研究開発を怠らずに凍結工法を発展させていく必要がある。また最後に北海道という地は、地中温度が低く凍結工法にとっては本州等と比べて工程・工費ともに有利になるのは明らかであり、本稿が北海道に置ける凍結工法の先駆けとなれば幸いであります。

<参考資料>

- 1) 高志勤、生頼孝博、山本英夫、岡本純:砂凍土の一軸圧縮強さに関する実験的研究、土木学会論文報告集、No.302、1980.
- 2) 高志勤、生頼孝博、山本英夫、岡本純:均質な粘土凍土の一軸圧縮強度に関する実験的研究、土木学会論文報告集、No.315、1981.
- 3) 生頼孝博、伊豆田久雄、山本英夫: 凍土の一軸圧縮試験における最大強度特性と降伏強度特性の相関性、 雪氷学会秋季大会講演予稿集、1986.
- 4) 土質工学会偏:土の凍結-その理論と実際-(土質基礎工学ライブラリー23),土質工学会、1994.
- 5) 高志勤、和田正八郎:土壌凍結工法について[1]、冷凍、第36巻・第408号、1961.
- 6) 戸部暢、秋元攻: 凍土内温度分布計算式とその応用、冷凍,第54巻・第622号、1979.
- 7) 高志勤、益田稔: 拘束圧下のおける土の凍上量と間隙水移動について、雪氷、第33巻・第3号、1971
- 8) 高志勤、益田稔、山本英夫:土の凍結膨張率い及ぼす凍結速度、有効応力の影響に関する研究、雪氷、第36巻・第2号、 1974
- 9) 戸部暢、秋元功:凍上変位計算法(三次元)、第34回土木年次学術講演会Ⅲ-123、1979
- 10) 高志勤: 凍結膨張による未凍結領域内な土圧と変位の計時変化、土木学会論文報告集、第 200 号、1971
- 11) 野木明、上曽山優、伊豆田久雄、加藤哲治:地盤凍結工法における凍上量及び凍結膨張圧計算手法と事例、地盤工学会・土の凍結と室内凍上試験方法に関するシンポジウム、2001
- 12) 江口公道、中村隆良、今石尚、西田与志雄: 穿孔抜き取りで凍結膨張圧を軽減 外郭放水路第2工区、トンネルと地下、Vol.31、No.5、2000
- 13) 小松靖朋、高部剣也、伊豆田久雄:発進防護地盤凍結工事における膨張対策の効果について、 土木学会第 51 回学術講演会、1996.
- 14) 増田隆、森本裕郎、三戸憲二、伊豆田久雄:凍結膨張圧軽減対策溝の効果、トンネルと地下、Vol.30、No.1、1999
- 15) 大久保一文、田中邦和、藤枝憲文、岡本正、伊豆田久雄: 固結シルト層を含む地盤凍結工事での凍結膨張圧軽減、 土木学会第54回年次学術講演会、1999.
- 16) 吉川正、加藤誠、永岡高、粕谷太郎、田辺清、竹内卓:太径曲線パイプルーフ工法による非開削地下空間構築工法 (その1)、土木学会第59回年次学術講演会、2004.
- 17) 竹中計行、蕪木浩一、野木明、林健一郎:高水圧下でのシールド到達技術 (FPAS 工法) の開発、 土木学会第59回年次学術技術講演会、2004.

河川内の既設現道桁下における鋼管矢板仮締切施工

株式会社クボタ建設 真田俊治

1. はじめに

本報告書は、河川内の既設現道桁下における鋼管矢板仮締切施工について述べたものである。本工事は、東京湾岸道路(一般国道 3 5 7 号海側)と並行して走る東関東自動車道の首都圏 2 主要道路の狭隘部(間隔 20 m)の東京湾岸道路の橋脚・橋台を、耐震補強及び拡幅することを目的としている。絶え間なく高速で走る車の安全走行を確保しながら、河川内拡幅部が主要道路の桁下 [H=2.4m]と超低空間工事であった。鋼管矢板による仮締切の打設は、超低空間クリアパイラー工法、撤去は水中切断工法による引抜きが採用された。

2. 工事概要

(1) 工事名 高谷 d ランプ取付橋下部工事

(2) 工 期 自) 平成 10 年 3 月 12 日 至) 平成 11 年 10 月 20 日

(3) 発注者 建設省関東地方建設局

(4) 工事場所 千葉県市川市高谷地先~原木地先間

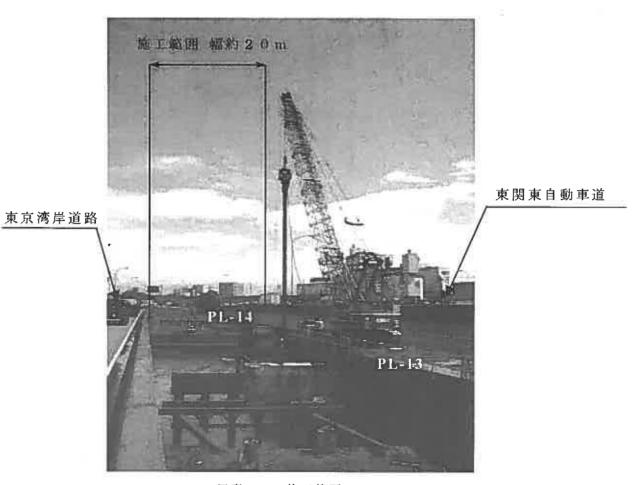


写真-1 施工箇所

Toshiharu Sanada (Kubota Construction Co., Ltd)

連絡先:東京都中央区八丁堀 1-10-7 TEL 03-3555-4900 FAX 03-3555-4949

PL-13 檔腳诟辯切構造図

正直回

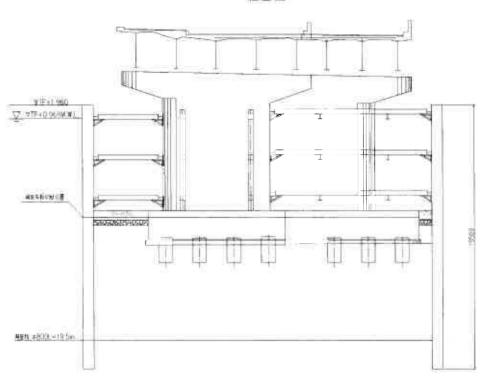


図-1 仮締切構造正面図

平面図

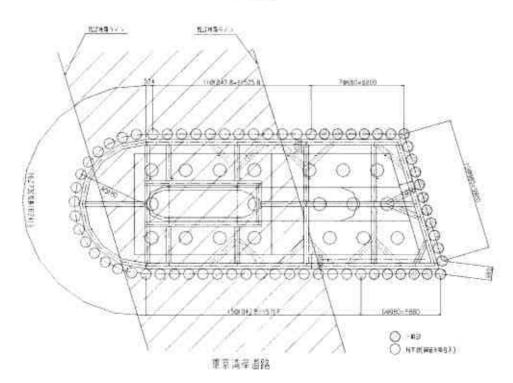


図-2 仮締切構造平面図

| 下部工(拡幅) | | | | | |
|------------|----------|---------|---------------|----|-------|
| 橋脚 (PL-13) | (河川内施工) | | | | |
| | 仮締切 | 低空間圧入施工 | | 式 | 1.0 |
| | | 鋼管矢板打抜 | φ 800L=19.5m | 本 | 66.0 |
| | 基礎 (鋼管杭) | | φ 1000L=26.5m | 本 | 9.0 |
| | 躯体 | コンクリート | | m³ | 354.8 |
| | | 鉄筋 | | t | 33.2 |

表-1 施工数量表

3. 施工上の問題点

本工事の拡幅部は東京湾岸道路桁下の工事であるため、工程および工法で制約の多い工事であった。特に鋼管矢板による仮締切工(河川横断する 2 主要道路の桁下低空間 [H=2.4m] で仮設鋼管矢板 $[\phi 800 \quad L=19.5 \quad 42 \quad 42]$ を打設、引抜する施工)は、低空間での鋼管矢板打抜が全国的にも実績が少ないため、データを入手できず、当社にとって初めての試みであった。以下に本工事における問題点とその解決策について述べる。まず、施主からの要請に基づく工法、設計単価について、その実施工におけるコスト高の要因と問題点としては、

- (1) 打抜機種「超低空間クリアパイラー CLP200 タイプ2」は日本に1台しかない機械であるため、施工業者が施工単価を下げることができず設計単価と大きな差異が生じる。
- (2) 同機は施工頻度が低いため(1回/年)油圧及び電気系統のトラブルが多く修理に 半日を要する。
- (3) 日進量が低い(打込み時 0.6 本/日、引抜き時 0.75 本/日)。従って打込み時に 70 日、引抜き時に 60 日を要する。

が挙げられた。したがって、上記問題点を解決して「工程面、安全面でいかに支障なく満足のいただける工事を実施していくのか」が大きな課題であった。

具体的解決策の検討にあたっては、打設と引抜の両面から他工法も考慮して検討してい くことにした。

4. 桁下空間における鋼管矢板の打設工法検討

4.1 打設工法の比較

| 工法 → | 超低空間クリアパイラー工法 | スペース 21 工法 | TBH工法 |
|------|--|---------------------------------------|--|
| 施工性 | 最低上空空間 2.4m で 1.9m の 鋼管を継ぎ足して施工がで きる | 最低上空空間が 5m 必 要である | 最低上空空間が 5m 必要 である |
| 構造特性 | 連続施工ができる河川内施工ができる | 1本ごとに段取り替 えが必要 河川内では仮設構台 が必要 | 1 本ごとに段取り替え が必要 河川内では仮設構台が 必要 |
| 経済性 | 施工機械が日本に1台しか ないため「スペース21工法」 の3倍 | 3 工法中最も経済性 に優れる | 「スペース 21 工法」の |
| 採否 | 0 | × (施工不能) | ×(施工不能) |

表一2 打設工法比較表

打設工法比較表(表-2)の通り、3工法中2工法は、桁下(2.4m)での施工が不可能のため、現時点の技術レベルでは、超低空間クリアパイラー工法以外に工法はない。打設は超低空間クリアパイラー工法を採用した。

4.2 超低空間クリアパイラー工法

超低空間クリアパイラー工法は、以下の手順(図-3・図-4参照)で施工する。

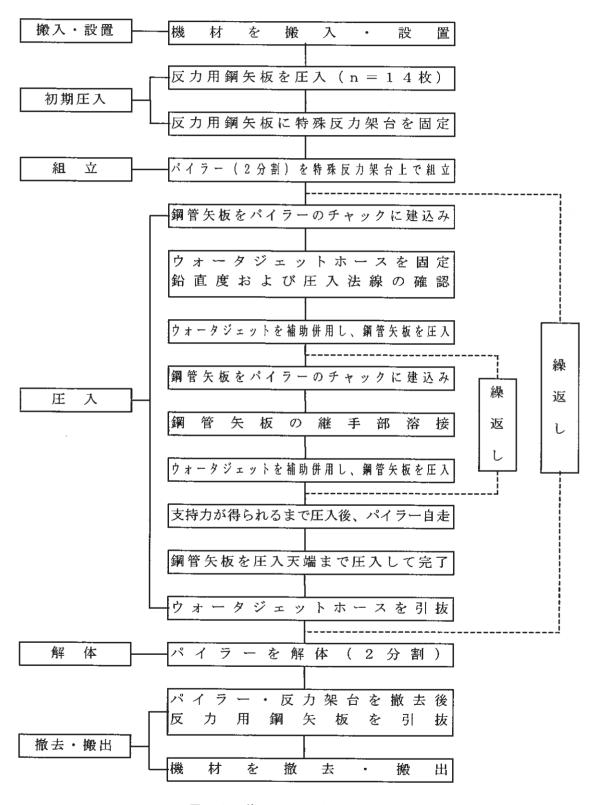
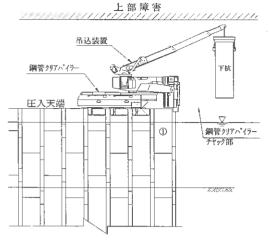


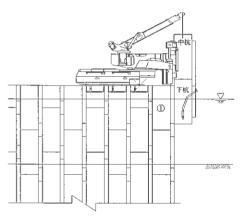
図-3 施工フローチャート

鋼管矢板圧入施工手順図



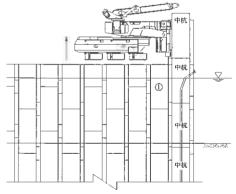
1) 鋼管クリアパイラーの吊込装置にて鋼管矢板吊込、 チャック部分を左右に開き鋼管矢板を建込む

上部障害

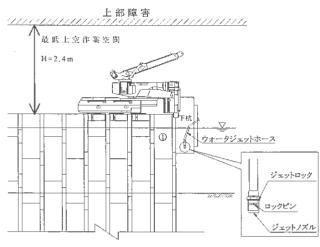


3) 中杭を建込み、下杭と中杭の管体及び継手を溶接

上部障害

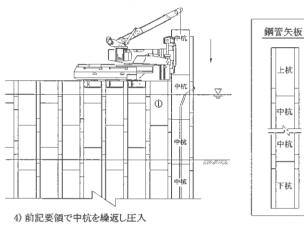


5) 鋼管矢板の支持力を確認し、ウォータジェットポンプ 減圧後、鋼管クリアパイラー自走



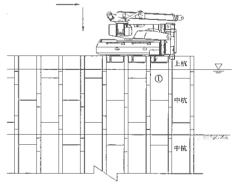
2) ウォータジェットホースを取付け、法線及び鉛直度を確認 下杭を① 鋼管矢板に仮溶接して固定

上部障害



(ウォータジェット補助併用)

上部障害



6) 上杭を建込み、溶接後、圧入天端まで圧入 ウォータジェットホースを引抜き、作業完了 以降、1~6の繰返し

図-4 施工手順図

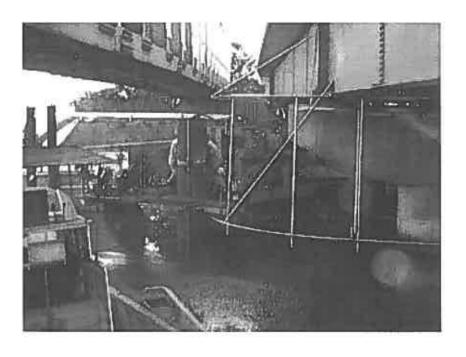


写真-2 超低空間クリアパイラー施工状況写真

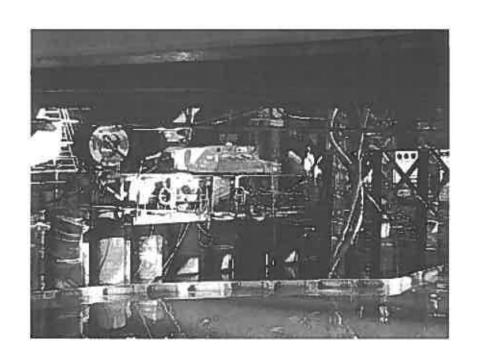


写真-3 超低空間クリアパイラー CLP200

5. 仮設鋼管矢板の撤去工法検討

5.1 撤去工法の比較

仮設鋼管矢板の撤去には、以下の方法(表-3)が考えられる。

| Z N N O Z N Z T C | 14 57 5 5 12 (3 5) 13 5 7 5 7 5 7 5 7 5 7 5 7 5 7 5 7 5 7 5 |
|-------------------|---|
| 方法 | 施工の問題点 |
| 存置 | 航路に当たるため航行中の船舶に障害(船底が鋼管矢板に 接触) |
| 撤去(水中切断) | 切断後の鋼管矢板処理(2.4m 以上の残材処理方法) |
| 撤去(引抜き) | 施工上の問題はないがさらに大きいコストロスが生じる。 施工日数がかかる。 |

表一3 撤去工法比較表

存置することはできないため、撤去方法としては、コスト減と工程短縮を図るため、水中切断が適切であると判断され、水中切断工法について比較検討を行った。

5.2 水中切断工法

| · 4 水下 | 90 的 上 位 | | | | |
|---------------|----------|-------------------|-------------------|-------------------|------------------|
| 工法 | 制約条件 | ディスカッタ 一切断法 A | ディスカッタ - 切断法 B | プラズマアー ク切断法 | ウォータージ ェット切断法 |
| 適用鋼管 径 mm | φ 800 | φ 400~2200 | φ 600~1200 | ф 800~1500 | φ 216~1500 |
| 適用鋼管 板厚 mm | 9 | ~ 37 | ~ 25 | ~30 | ~100 |
| 適用水深 m | 5 | ~ 50 | ~20 | ~30 | ~20 |
| 上空制限 | 2.4 m | 有 (切断深さ +吊りシロ) | 有 (切断深さ +吊りシロ) | 有 (切断深さ +吊りシロ) | 2.2m以上 |
| 継手管切断 | 特殊P-T型 | 不可 | 鋼管径により 適用制限有 | 鋼管径により 適用制限有 | 全鋼管径に対 応 |
| 縦切断 | 有 | 不可 | 不可 | 不可 | 町 |
| 経済性 | | 1 | 3 | 4 | 2 |
| 採否 | | × | × | × | 0 |

表一4 水中切断工法比較表

比較検討(表-4)の結果、ウォータージェット切断法を選択した。また、撤去は、ホイストクレーンを設置し、切断後横引きして吊り上げることにより、航行中の船舶に支障がないことを河川管理者と協議し、発注者に提案、採用された。

5,3 SPC工法

水中切断(SPC工法)は、コンパクトな切断装置を使って、以下の手順で施工する。

- 1. 水中の切断予定位置でジョイント部ともに輪切りにする。
- 2. 鋼管本体を縦2つに切断する。
- 3. 分割された鋼管矢板をあらかじめセットされた搬送装置で横引きする。
- 4. 搬出口からクレーン等で撤去する。

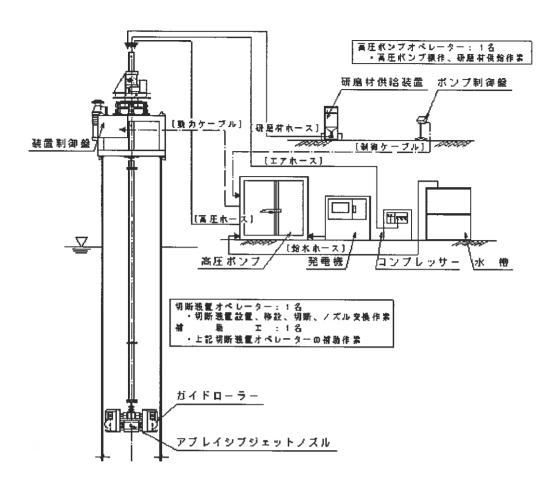


図-5 水中切断 (SPC 工法)



写真一4 水中切断機

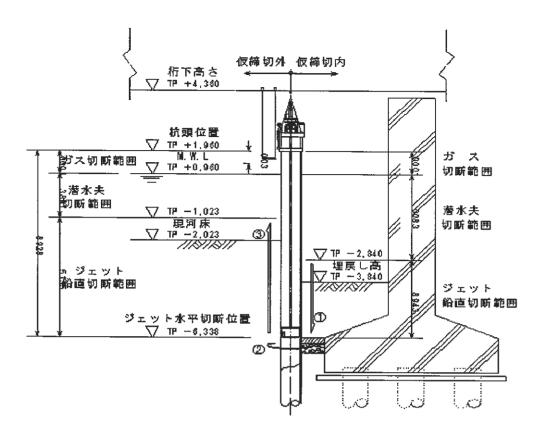
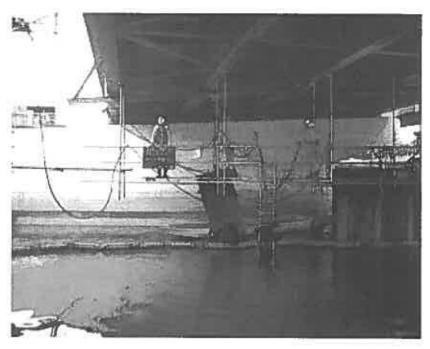


図-6 水中切断施工状況



写真-5 水中切断施工状况



写真一7 鋼管矢板撤去(横引き)状況



写真-8 鋼管矢板撤去完了

6. 効果

本来、元設計の工法はなかなか変更できないものであるが、引抜に関しては水中切断を施主(建設省-現国土交通省)に提案し、採用されたことにより工事原価が縮減したと共に、工期が大幅に短縮された。全国的にも橋脚の拡幅、あるいは耐震補強工事は増加傾向にあるなか、同条件の施工を弊社は2年後にも受注した際、水中切断工法が設計に採用され、低空間工事における一つの指針になったと考える。このような技術提案により、この工事は建設省関東地方建設局長土木工事表彰並びに優秀工事技術者局長表彰も受賞することが出来た。

7. おわりに

今後の都市土木は、工事施工条件・環境がますます厳しい状況にある。交通量への対処、 振動・騒音、環境問題、コストの低減等多くの制約条件下で施工内容が複雑化している。 これらに対応するためには、顧客のニーズを把握し、問題点を明確にした上で高品質、低 コストの成果品を構築していくことが必要であり、常に問題意識を持って、日頃からいろ いろな工法の情報収集を自身に義務づけることが重要であることを認識した。

SCB 工法(控え壁式自立鋼矢板工法)の施工事例

ヒロセ株式会社 千代洋一* ヒロセ株式会社 藤田範夫**

1. はじめに

地下構造物の構築や解体のために行われる土留め工事には、自立式、切梁式、グラウンドアンカー式、タイロッド式など様々な土留め工法が実施されている.しかし、自立式では掘削深さが浅い場合のみ対応可能、切梁式では切梁や中間杭が掘削や躯体構築の障害となる、グラウンドアンカー式やタイロッド式では土留め壁背面にアンカー体や控え杭(控え矢板)を施工するために大きな敷地が必要であるほか、グラウンドアンカー式では平面規模が大きくないとコストメリットが発揮されにくいと言った問題点を抱えている.

本稿は、港湾における土留め工事において、本工法を採用することにより施工を簡素化した事例である.

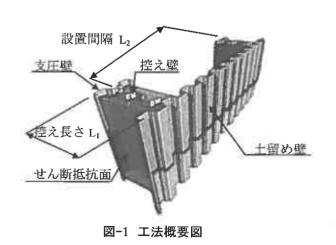
2. SCB 工法の概要

SCB 工法 (Sheet pile counterforted-type bracing method - 控え壁式自立鋼矢板工法) の概要を図-1 に示す. 本工法は土留め壁の背面に控え壁と支圧壁による控え構造を配置することにより, 自立式鋼矢板工法の掘削深さを 6m 程度 (軟弱地盤では 5m 程度) まで対応可能として実施している.

控え構造がもたらす土留め壁の転倒に対する抵抗力は、図-2に示すように土留め壁と支圧壁に挟まれて拘束された地盤のせん断力(粘性土地盤であれば粘着力)によるものとして考える。また、控え構造は設置間隔 L_2 が狭いほど、控え長さ L_1 が長いほど抵抗力が大きくなる。

本工法の安定計算は図-3 に示すように、主働土圧から控え構造による地盤のせん断抵抗力を差し引くものとして考え、土留め壁下端の中心 O 回りのモーメントの釣り合いとして実施する. このように、控え構造の効果は主働土圧を低減するものとして評価される.

現状の設計方法では、遠心載荷実験 ¹⁾により控え構造の設置による根入れ長さの低減効果が非常に大きいことから、根入れ長さの検討においては主働土圧を低減するものとして評価しているが、最大モーメントと



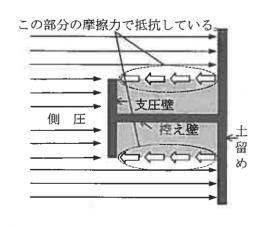
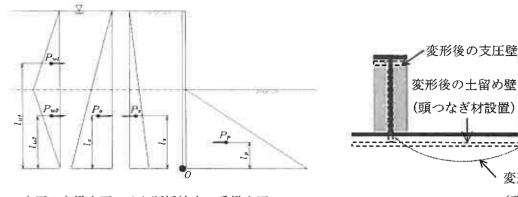


図-2 転倒に対する抵抗力

^{*} Sendai Youichi ヒロセ㈱北海道支店 札幌市中央区北 4 条東 1-2-3 札幌フコク生命ビル Tel 011-232-0589 Fax 011-232-0090

^{**}Fujita Norio ヒロセ㈱工務統括部 東京都江東区東陽 4-1-13 東陽セントラルビル Tel 03-5634-4509 Fax 03-5634-0269



水圧+主働土圧-せん断抵抗力 受働土圧

図-3 安定計算の模式図

図-4 鋼矢板の変位図(平面)

変形後の土留め壁

(頭つなぎ材なし)

最大変位量を計算する際には主働土圧を低減することはせず、地盤のせん断抵抗力を受働土圧に付加することにより仮想地盤面を浅くするものとしている.これは、土留め壁の変位量が躯体構築や背面地盤沈下に大きく影響するため、現時点では安全側に設計しているからである.

図-4 は控え構造間に位置する鋼矢板の変位分布図である. 土留め壁は控え構造から離れるほどその拘束効果が薄れるため, 頭つなぎ材を取り付けて土留め壁頭部を連結することにより, 控え構造による変位量の低減効果を均等化する.

本工法は、控え構造による効果が土留め壁に均等に作用するものとして設計しているため、頭つなぎ材を 取り付けることが前提となる.

3. 工事概要

本工事は稚内港の岸壁を改良するために行われ、その一部として直積消波ブロックを撤去することを目的 としたもので概要を以下に示す.

·工事名称:稚内港岸壁改良外一連工事

・建 設 地:北海道稚内市中央埠頭

・発 注 者:北海道開発局稚内開発建設部

・施 工 者:中田・坂本 JV

・工事規模:締め切り水平延長 52.8m

土留め深さ 5.31m

・エ 期:平成14年6月~平成15年3月

(鋼矢板設置期間 平成 14 年 12 月

~平成 15 年 2 月)

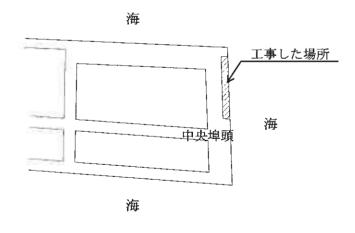


図-5 周囲の状況(平面図)

本現場は図-5 に示すように稚内港の広い範囲で行われている一連の工事の一部であり、埠頭に位置することから作業場はあるももの近隣に民家はなく、騒音・振動対策を必要としない。

4. 地盤概要

本工事において既往の資料から推定した土層構成を次の通りに示す.

地表面から GL-8.20m までは砂質土と粘性土のからなる非常に軟らかい地盤が堆積しており、それ以深は軟岩である。また、孔内水位は GL-2.83m とした。

| 深度 | 土質 | 平均N値 |
|---------------------|------------|------|
| GL± 0.00m~GL- 2.20m | 緩い砂質土 | 5 |
| GL- 2.20m~GL- 4.70m | 非常に軟らかい粘性土 | 1 |
| GL- 4.70m~GL- 8.20m | 非常に緩い砂質土 | 2 |
| GL− 8.20m∼ | 軟 岩 | 50 |

表-1 設計に用いた土層条件

5. 土留め工法の選定

1) 土留め壁

土留め壁は、本工事が港内にて行われることから止水性を考慮して鋼矢板を採用し、打設方法は振動・騒音を特に抑える必要性がないことから、一般的に実施されるバイブロ工法を選定した。また、設計上N値 50と推定した軟岩に鋼矢板を打設できない場合は、ウォータージェットカッターを併用することにした。

2) 従来工法の問題点

護岸工事であることから切梁やアンカー工法を選択する余地はなく、土留め深さから考えてもリース材を使用しての自立工法は無理であることから、従来工法ではタイロッド工法にて計画した。この場合、図-6に示すように鋼矢板背面から 10.4m 離して控え杭を打設し、その間にタイロッドを設置しなければならないため、鋼矢板背面に舗装されているアスファルト舗装の補修範囲が広く必要であった。この場合、本工事の施工時期が冬季であることを考慮すると路盤が凍上しやすく、アスファルト舗装した部分の品質にも問題があり、通常より多くの手間を要する.

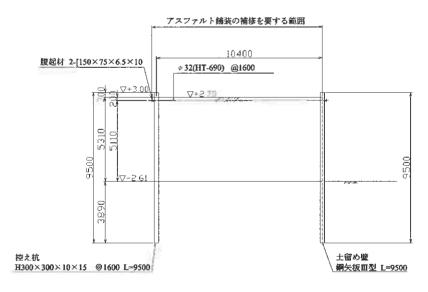


図-6 タイロッド工法の断面仕様

3)SCB 工法の検討

本工事において、タイロッド工法の問題点を解決するために SCB 工法の適否を検討した。

本現場の地盤条件は、海底面から 2.89m 以深に分布する軟岩層において大きな受働土圧とせん断抵抗力を 見込むことができる。また、鋼矢板背面の水位と干潮位にあまり違いがないことから、水位以深の土重に浮 力は考慮するが、水圧は相殺されるものとした。

控え工の配置については、遠心載荷実験の結果や過去に施工した実績から土留め壁の変位量をある程度抑えられるように設置間隔の上限値を 5.6m として検討した結果、図-7 のように決定した。このとき、土留め壁頭部の変位量は $\delta=78mm$ である。

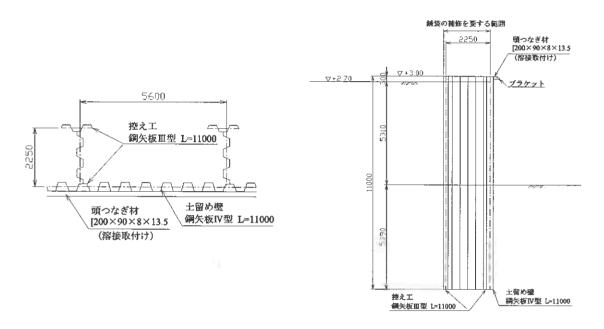


図-7 決定した SCB 工法の構造

検討項目 SCB 工法 タイロット、工法 老 備 土留め工事 0 0 施工速度 道路補修工事 0 Δ タイロット 工法は SCB 工法の約 4.6 倍ある. 地表面より下のタイロッドの取付け前後に, 道路 土留め工事 0 0 施工難易度 の掘削・埋め戻し作業が必要. 道路補修工事 \bigcirc \bigcirc 工事費 0 0 作業安全性 0 0 総合判定 0 \bigcirc

表-2 土留め工法の比較

◎:最適 ○:適している △:劣る

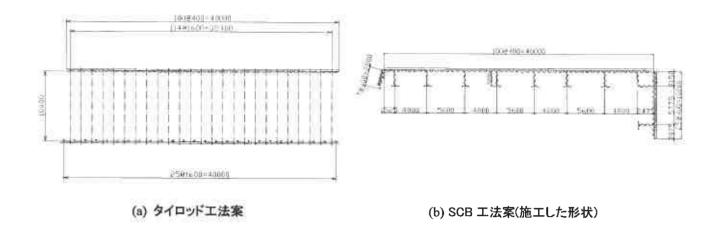


図-8 土留め工平面形状の比較

4) 土留め工法の選定

SCB 工法とタイロッド工法を比較した結果を表-2, 各工法の平面形状を図-8 に示す.

平面形状を比較すると、SCB 工法では土留め壁背面の控え鋼矢板が 2.25m の範囲に位置するが、タイロッド工法では鋼矢板背面から 10.4m 離れた位置に控え杭を打設することから、アスファルト舗装面の掘削および修復範囲は SCB 工法を実施する場合の約 4.6 倍となる. この場合、アスファルト舗装の補修工事期間が 10日程度違うことが見込まれる. また、タイロッドが受注生産であることから手配に時間がかかるため、工期に対する余裕がない.

以上のように施工効率の良さから工期を短縮できること,工事費が同等であることから本工法が採用された.

6. 施工結果

1)施工

鋼矢板は、事前にアスファルト舗装部分を掘削後バイブロハンマにより打設した.このとき控え工(写真-1)は、土留め壁をある程度施工してから打設することを繰り返した.また、頭つなぎ材は写真-2に示すように溝形鋼を用い、山形鋼をブラケットとして溶接したあと鋼矢板に溶接した.

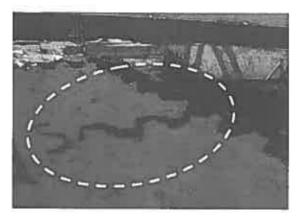
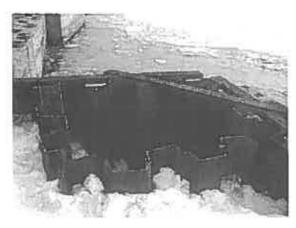


写真-1 控えエ



写真-2 頭つなぎ材を設置した状況



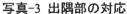




写真-4 消波ブロックを撤去した状況

写真-3 は出隅部分の構成であり、控え工の連結と頭つなぎ材を火打ち梁のようにして剛性を高めた.この場合、控え工の抵抗力は地盤のせん断抵抗力とは異なるが、出隅部分が四角形の剛体として扱えるので、地盤の抵抗力より確実性があるように思われた.このようにした結果、写真-4 に示すように消波ブロック撤去工事を無事完了した.

なお、本現場においては、鋼矢板打設時に初期値を計測しなかったため正確な変位量は分からないが、下 げ振りを用いた目視や周囲の状況などから判断すると、鋼矢板頭部の変位量は設計値($\delta=78$ mm)程度に は収まっていたと推定する.

7. 今後の課題

本工法の設計にあたり、現時点では次のような課題がある.

- ① 地下水位が高い場合, その影響がせん断抵抗力の算出に表れる砂質土地盤と表れない粘性土地盤では, 根入れ長の差が大きくなる傾向がある.
- ② ①の影響で、砂質土地盤は粘性土地盤と比較して応力が大きくなる傾向がある.
- ③ 粘性土地盤の場合、粘着力の評価が大きいと根入れ長が非常に短くなることがあるため、設計者の判断で最小根入れ長を設定する必要がある.
- ④ 控え工設置間隔が狭い場合,応力計算において控え工の効果を十分に反映できていない. 以上①~④より,本工法の設計精度を一層向上させるには,現場の計測結果に基いて控え工が及ぼす効果を再評価することが必要である.

8. おわりに

本工事において, SCB 工法を採用くださった㈱中田組の山田所長, 北海道開発局稚内開発建設部の皆様に 感謝を申し上げるとともに, 今後も施工現場の検証に努め, 課題を解決したいと考えている.

参考文献

1) 衛藤・豊澤・藤田・佐藤・江口:控え壁式自立鋼矢板工法における土留め壁の安定性に関する検討,土 木学会第 57 回年次学術講演会講演概要集,Ⅲ-136,2002.9

開削工事仮設における高速低変位深層混合処理工法(SDM工法)の適用例

小野田ケミコ (株) 齋藤雅洋 1), 松岡大介 2), 竹田敏彦 3), 末島錬寿郎 4)

1. はじめに

軟弱粘性土地盤における開削工事には、土留めの安定および掘削底盤の安定を目的として地盤改良工法(深層混合処理工法)を用いる場合が多い。深層混合処理工法を用いる場合には、改良強度、土留め壁との密着性、施工時の周辺地盤や周辺構造物への影響等の検討が必要となる。深層混合処理工法には、多種多様な工法があり設計段階では改良効果のみが規定されている場合が多く、周辺への影響については明確に規定されていないことが多い。

本報文は、周辺への影響が少なく土留め壁との密着施工が可能な高速低変位深層混合処理工法「SDM 工法」の開削工事仮設への適用例について報告するものである。

2. SDM 工法の概要

SDM 工法は、三点支持式杭打機をベースに二軸式機械攪拌と超高圧噴射攪拌を併用した工法で、従来の深層混合処理工法に比べ大口径の改良体が得られる。また、特殊オーガースクリューにより改良と同時に固化材スラリー混入量に見合う量の排土を行うことで、施工時の地盤変位を抑制でき、大量処理施工と低変位施工を同時に行うことができ、機械攪拌工法では不可能であった山留め壁への密着施工を可能にした深層混合処理工法であり、以下の特徴を有する。

- ①. 経済的で大幅な工期の短縮が可能である。
- ②. 大口径の改良が可能である。
- ③. 施工時の変位を抑制できる。
- ④. 既設構造物等との確実な密着施工が可能である。
- ⑤. 水中施工が可能である。
- ⑥. 空打部の乱れが少ない。
- ⑦. 幅広い土質に適用できる。
- ⑧. 目的に応じた任意の改良強度を設定できる。
- ⑨. 信頼性の高い施工管理システムである。

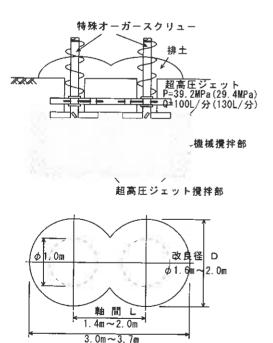


図-1, 改良体の造成および排土機構と改良仕様

1)Masahiro Saito 2)Daisuke Matsuoka 3)Toshihiko Takeda

4)Renjurou Suezima

東京都荒川区東日暮里 3·11·17 技術設計部 TEL:03·5615·7036 FAX:03·5615·7025 東京都荒川区東日暮里 3·11·17 技術設計部 TEL:03·5615·7036 FAX:03·5615·7025

札幌市中央区北 3 条西 1·1 札幌支店 札幌市中央区北 3 条西 1·1 札幌支店 TEL:03-5615-7036 FAX:03-5615-7025
TEL:011-219-6560 FAX:011-219-7887
TEL:011-219-6560 FAX:011-219-7887

(1) SDM工法の施工機械の構成および施工手順

1) 施工機械の編成

図-2にSDM工法における施工機械の構成、表-1に主要機械一覧表を示す。

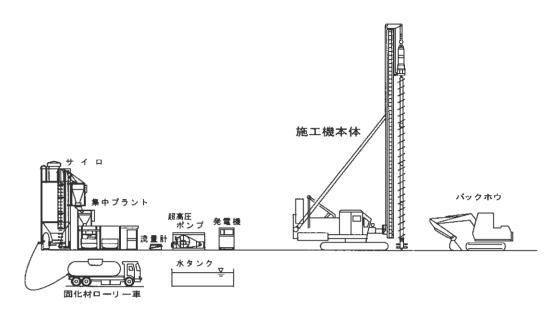


図-2 SDM 施工機械構成

SDM 工法は、高圧ジェット攪拌と機械攪拌を併用して改良体を造成するため両工法に必要な設備を有した特徴がある。また、表-1中の施工管理計は施工に関するデータをプラント部及び SDM 処理機から検出し、施工管理装置に送信し自動的に記録するものである。この管理装置も SDM 工法の大きな特徴である。

| | | 衣一1 土安機械一覧衣 | | | | |
|---------|---------------------|---|-------------|--------------|-----|--|
| 機力 | 或 名 | 仕 様 | 容 量 (kw) | 機械質量 (kg) | 台 数 | |
| | 貫入長 | リーダ長 30m | 113 | 85,100 | | |
| SDM 処理機 | L≦20m | SDM 駆動装置、耐圧最大 39.2Mpa 施工管理計含む | 75×2 | 9,900 | 1式 | |
| SDM 处理機 | 121 -1 E | リーダ長 33m | 147 | 99,600 | | |
| | 貫入長 L>20m | SDM 駆動装置、耐圧最大 39.2Mpa 施工 管理計 含む 75> | | 9,900 | 1式 | |
| SDM 4-7 | カ゛ースクリュー | 特殊オーカ ー スクリュー: φ 216 (スクリュー径 φ 316) × 2 軸 SDM オーカ ー ヘット : φ 1000×2 軸、軸間長 1.4~2.0m 振止め含む | _ | 8,200 | 1式 | |
| | | 処理能力 20m³/h | 15.6 | 4,500 | 1台 | |
| スラリー | プラント | 固化材サイロ (30t、SC 付) | 15.4 | 4,500 | 1台 | |
| ~ / y - | <i>)</i> / / / r | 水タンク 20m³ | - | 2,630 | 1台 | |
| | | 水中ポンプ φ 80 | 4.2 | 60 | 1台 | |
| 超高圧大物 | 卒量ポンプ | P=39.2MPa、Qp=100L/分 P=29.4MPa、Qp=130L/分 | 110 | 3,500 | 2台 | |
| 発動系 | 老電機 | プラント用、75kVA、防音型 | 69 | 1,720 | 1台 | |
| 発動系 | 老電機 | 超高圧ポンプ用、350kVA、防音型、200/400V | 331 | 5,800 | 1台 | |
| 発動系 | 苍電機 | SDM 処理機用、450kVA、防音型 | 385 | 7,800 | 1台 | |
| バック | カホウ | 0.6m ³ 級、排出ガス対策型 | 104 | 19,800 | 1 台 | |

表-1 主要機械一覧表

2) 施工手順

SDM工法は、機械攪拌工法と超高圧攪拌工法との併用工法であることから施工方法も両工法と共通している。

図-3にSDM工法の施工手順を示す。地盤変位を抑制することを目的にする場合には、特殊ロッドスクリューを正回転し、固化材混入スラリー量に見合う土量を排出することによって発生変位を抑制できる。また、排土は原土のみで、固化材の混入はほとんど無い。

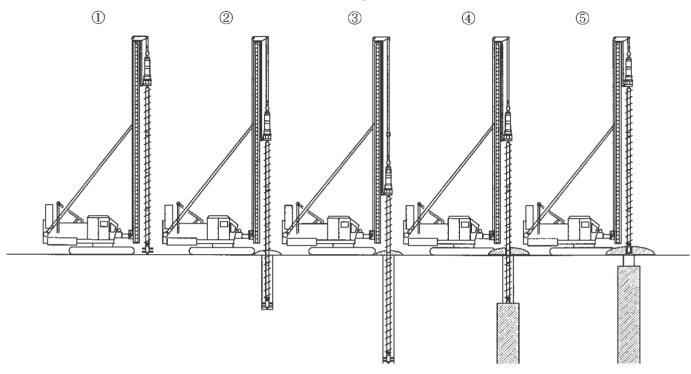


図-3 SDM 工法施工手順図

図-3に示した①~⑤の施工手順を以下に示す。

- ① 移動・芯出し 施工位置にSDM施工機をセットする。
- ② 特殊オーガースクリュー貫入 特殊オーガースクリューを正回転させながら、計 画改良深度下端まで貫入させる。

③~④ 改良体造成

特殊オーガースクリューを正回転(又は,逆回転) させ改良を開始すると同時に排土を行う。この時, 排出土量の制御は,特殊オーガースクリューの回 転を正回転と逆回転の比率を組合わせることで改 良と同時に排土量を制御しながら固化材スラリー 混入量に見合う量の土を排出する。その発生土は 原土のみで固化材の混入はほとんど無い。図ー4 に正・逆回転比率と排土率の関係を示し,表-2 にSDM工法の標準排土率を示す。

⑤ 計画改良天端まで改良後、天端処理し空打部を引抜く。以上の①~⑤までのサイクルにより改良体を造成する。

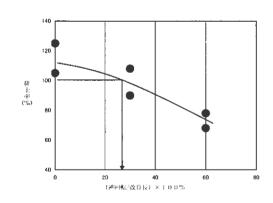


図-4 正・逆回転比率と排土率の関係

表-2 標準排土率

| 土 質 | 排土率の範囲(%) | 標準批率 (%) |
|----------------|-----------|----------|
| 砂質土, 粘性土, 有機質土 | 90~110 | 100 |

注) 排土率 = 排出土量 固化材スラリー混入量

(2) 標準仕様

1) 土質と標準改良面積

改良対象土と改良面積、改良時間の関係を表一3に示す。改良径は、原地盤の状態(粘性土:粘着力, 砂質土:N値)により変化し、改良対象土粘性土では Cumax≤50kN/m², 砂質土では Nmax≤20 である。 この条件以上の硬質地盤においては、試験施工による確認が必要となる。また、改良時間は改良径を確保 するために最低 4(分/m)としている。

| | | | СШ 1Х | | |
|-------------|--|----------|---------------------|----------------|--|
| 土質 | 上版其十名中 | 一軸当たり改良径 | 1 セット当りの改良面積 | 改良時間 t(分/m) | |
| | 土質基本条件 | D (m) | A (m ²) | | |
| 砂質土 | N≦10 | 1.8 | 5.05 | | |
| (細粒分≦40%) | 10 <n≦20< td=""><td>1.6</td><td>4.02</td><td>$\geqq 4$</td></n≦20<> | 1.6 | 4.02 | $\geqq 4$ | |
| 粘性土 | $Cu \leq 30 \text{kN/m}^2$ | 2.0 | 6.07 | | |
| (W=60~120%) | $30 \le Cu \le 40 kN/m^2$ | 1.8 | 5.05 | ≥ 4 | |
| | $40\!<\!\mathrm{Cu}\!\leq\!50\mathrm{kN/m^2}$ | 1.6 | 4.02 | | |
| 有機質土 | W≦500% | 2.0 | 6.07 | 8~12 | |

表-3 改良対象十と改良面積

※ 改良面積は、翼径 o 1.0m、軸間 1.7m を使用した場合

w:自然含水比(%), Cu:粘着力(kN/m²)

2) 改良面積の設定

軸間長と改良面積の関係を表ー4に示す。SDM 工法における改良面積の設定は,一軸当たりの改良径 と軸間長の関係によって得られ、最大で1サイクルにより 6.28m² 改良できる。これは、従来型の機械攪 拌工法に比べ, 4倍程度の処理能力があり, 設計段階では軸間 1.4m~1.6m, 改良径φ1.8m~2.0m を採 用する場合が多い。

| | 24 1 | 1 0 / 1 3/0 | 70000000000000000000000000000000000000 | ZX (IZI / | | |
|-------|-------|-------------|--|-----------|------|--|
| 軸間長 L | 改良径 D | | | | | |
| | 2.0m | 1.9m | 1.8m | 1.7m | 1.6m | |
| 1.4m | 5.69 | 5.23 | 4.78 | 4.34 | 3.92 | |
| 1.5m | 5.83 | 5.35 | 4.89 | 4.43 | 3.98 | |
| 1.6m | 5.94 | 5.47 | 4.98 | 4.50 | 4.02 | |
| 1.7m | 6.07 | 5.55 | 5.05 | 4.54 | | |
| 1.8m | 6.17 | 5.63 | 5.09 | | - | |
| 1.9m | 6.24 | 5.67 | | - | | |
| 2.0m | 6.28 | | - | | | |

表-4 1セット当たりの改良面積 A (m²)

3)標準改良仕様

土質別の標準改良仕様を表-5に示す。吐出圧力・吐出量は、土質、改良径、固化材混入量および経済 性を考慮して決定する。水・固化材比は W/C=1.0 を標準とするが、固化材混入量によっては W/C=1.5 を 用いることも出来る。なお W/C>1.5 に設定すると改良体上部がブリージングする懸念がある。

吐出圧力 吐出量 水・固化材比 P (MPa) Qp (L/分) W/C 39.2 100 1.0(1.5)29.4130

表-5 標準改良仕様

(3) 改良体の特性

1) 土質と現場改良強さの関係

SDM 工法では固化材混入量の増減により、一定の範囲で改良強さをコントロールすることが可能であ り,実際の計画で用いられている設計強度(一軸圧縮強さ)の範囲を表-6に示す。実績値は設計強度の 2~5倍の値を示しているが、設計段階では表-6の設計強度標準値の範囲で採用する。

| TO MINE WEST AND THE STATE OF T | | | | | |
|--|------------------------|----------------------------|--|--|--|
| 対象土質 | 設計強度の標準値 | 実績値の範囲 | | | |
| | $q_{ud}~({ m kN/m^2})$ | $q_{uf}~(\mathrm{kN/m^2})$ | | | |
| 砂質土 | 400~600 | 300~3000 | | | |
| 粘 性 土 | 300~600 | 200~1500 | | | |
| 有機質土 | 100~300 | 100~600 | | | |

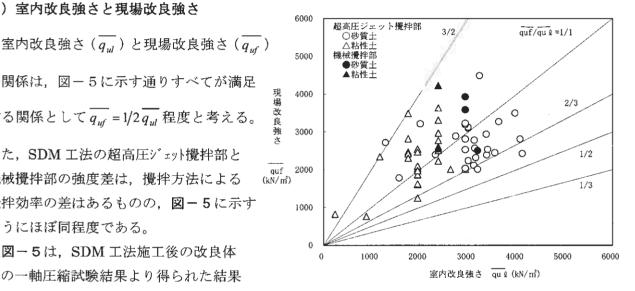
表一6 対象土質と現場改良強さの関係

2) 室内改良強さと現場改良強さ

の関係は、図-5に示す通りすべてが満足 する関係として $\overline{q_{yf}} = 1/2\overline{q_{yf}}$ 程度と考える。

また、SDM 工法の超高圧ジェット攪拌部と 機械攪拌部の強度差は、攪拌方法による 攪拌効率の差はあるものの、図-5に示す ようにほぼ同程度である。

(図-5は、SDM 工法施工後の改良体 の一軸圧縮試験結果より得られた結果 である。)



SDM 工法改良土の室内〜現場強さの関係

3) 設計強度と室内改良強さ

設計強度 (q_{ud}) と室内改良強さ (\overline{q}_{ud})

の関係は、今までの実績よりバラツキを考慮して式-(1)の値を採用する。

$$q_{ud} = \frac{1}{3} \overline{q_{ul}} \qquad \cdots \tag{1}$$

現在,「陸上施工における深層混合処理工法 設計・施工マニュアル 改訂版 H16.3 (財)土木研究セン ター」では、設計基準強度 (q_{uck}) と室内配合試験における改良土の一軸圧縮強さの平均値 ($\overline{q_{ul}}$) は、1/3~1/4 とされている。SDM 工法における実績値をみても、他の深層混合処理工法(機械攪拌工法)と同等 程度の攪拌効率を有している。

3. 地盤変位の計測事例

都市部や市街地などの構造物の密集した場所,あるいは地下構造物が近接した場所での地盤改良工事では,地盤の変位が問題となる。一般的に固化材を地盤に混入する工法では,地盤内への固化材混入に伴う体積増加により地盤の変位が生じる。

ここでは、SDM 確認試験例と開削工事における SDM 工法の適用例(先行地中梁、底盤改良)と、それに伴う SDM 工法施工時地盤変位計測事例を示す。

(1) 確認試験事例

図-6および図-7に示す例は、SDM 工法施工時の地盤変位について従来方式(非排土方式、排土率 25%)と排土方式(排土率 75%)を比較したものである。改良仕様は表-7に示すように貫入長 L=12m、改良長 Lc=10m、改良部(改良芯)と傾斜計の距離は図-6に示すように 2.0m とした。地盤変位は図-7に示すように従来方式に比較して $1/5\sim1/10$ に低減しており、排土率を上げることにより更に変位を小さくすることができると考える。

| See Imila | | | | | | | |
|-----------|------------------------------|-----------|------|------------------|--|--|--|
| 貫入 長 | $L = 12m$, $\Sigma L = 72$ | m | ピッチ | 1.5m×3.0m,千鳥配置 | | | |
| 改良長 | $Lc = 10m$, $\Sigma Lc = 0$ | 60m | 面積比 | As = 96% | | | |
| 施工仕様 | P=39.3MPa,Q=100L/分×2 軸 | | 改良強度 | $qu = 600kN/m^2$ | | | |
| 混入量 | $aw = 110 kg/m^3$ | | 改良径 | D = 1.8m×2 軸 | | | |
| 改良時間 | T=5分/m | | 軸間長 | L = 1.5m | | | |
| 施工本数 | SDM : 3 tyl | 従来方式:3セット | 改良面積 | $A = 4.89 m^2$ | | | |
| 水・固化材比 | W / C = 1.5 | | 固化材 | ジオライト 10 | | | |

表一7 改良仕様

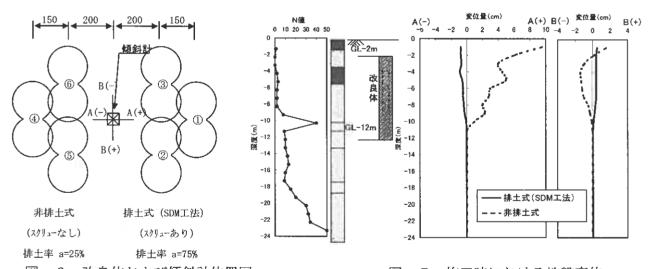


図-6 改良体および傾斜計位置図

図-7 施工時における地盤変位

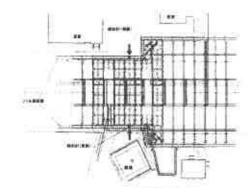
(2) 先行地中梁として適用した例

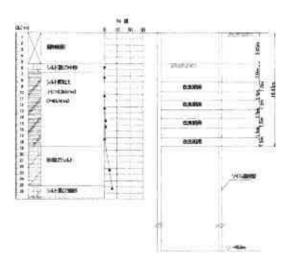
この事例は、掘削時の土留め壁の変形を小さくするために先行地中粱として地盤改良を行った事例である。地盤改良施工部には、民家及び鉄塔が近接しており、地盤改良による地盤変位を最小限にする必要があった。

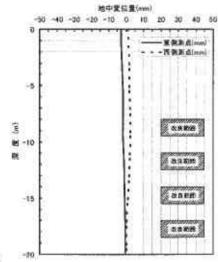
SDM 工法による地盤変位は、先行地中梁として4段階(各改良長 1.5m)で施工したが、図-8に示すとおり地盤改良施工時最大で約8mmと非常に小さく、掘削時の山留め壁変形も先行地中梁が寄与し小さく、民家・鉄塔へ影響を与えることなく施工を完了することができた。

表-8 改良仕様

| 貫入長 | L = 18.45m | 改良格 | D = 1.8m×2 軸 |
|-------|----------------------------------|-------|----------------------------|
| 改良長 | Lc= 6.0m(1.5m×4層) | 改良ピッチ | 1.4m×2.8m |
| 施工本数 | 50 セット | 軸間長 | L = 1.4m |
| 改良土量 | $\Sigma V = 1720.8 \mathrm{m}^3$ | 改良面積 | $A = 4.89m^2$ |
| 施工仕様 | P=39.3MPa, Q=100L/分×2軸 | 改良時間 | t=5分/m |
| 混入量 | $aw = 205 kg/m^3$ | 改良強度 | qu = 1000kN/m ² |
| 水・固肉比 | W / C = 1.0 | 固化材 | 高炉 B 種 |







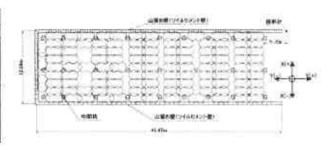
図一8 変位測定結果

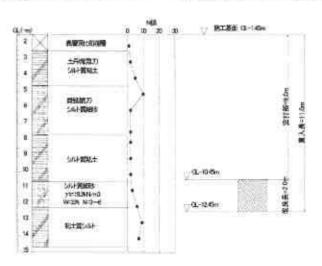
(3) 底盤改良として適用した事例

この事例は、山留めのヒービング防止と山留め壁変形低減のために掘削底盤部を地盤改良した例である。 地盤改良施工時の地盤変位は図-9に示すとおり3mm~5mmと小さく、改良強度も満足し改良目的は達成できた。

表-9 改良仕様

| 黄人長 | L = 11.0 m | 改良怪 | D = 1.8m×2 % |
|-------|--------------------------------|--------------|------------------|
| 改良長 | Lc= 2.0m | 改良t <i>7</i> | 1.5m×2.8m |
| 施工本数 | 114 セット | 軸間長 | L = 1.4m |
| 改良土量 | $\Sigma V = 1089.8 \text{m}^3$ | 改良面積 | $A = 4.78m^2$ |
| 施工仕様 | P=29.4MPa, Q=130L/分×2軸 | 改良時間 | t=5分/m |
| 混入量 | aw = 164.5kg/m ³ | 改良強度 | $qu = 500kN/m^2$ |
| 水·固比批 | W / C = 1.0 | 国化材 | ジオライト 10 |





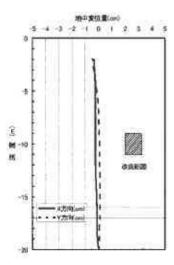


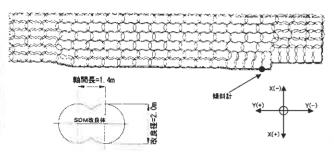
図-9 変位測定結果

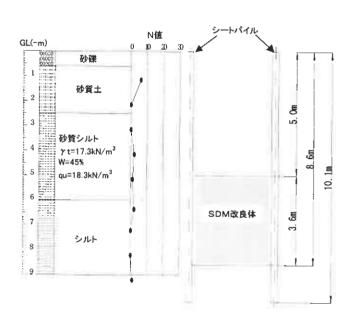
(4) 共同溝底盤改良事例

この事例は、共同溝の底盤改良に適用した事例である。底盤までの掘削長が 5.0m に対して改良長 3.6m と長い改良であるが施工時の地盤変位量は図-10に示すように約 8mm と小さい値を示している。しかし、改良部上方 4m まで同様の値を示している。これは、このように改良幅が狭く施工延長が長い場合、改良による変位が側方ではなく上方へ発現する傾向にある。掘削時においては、山留め壁の変形も小さく地盤支持力も充分に得られた。

表-10 改良仕様

| 貫入長 | L = 8.6m | 改良径 | D = 2.0m×2 軸 |
|-------|--------------------------------|-------|----------------------------|
| 改良長 | Lc= 3.6m | 改良ピッチ | 1.6m×2.8m |
| 施工本数 | 120 セット | 軸間長 | L = 1.4m |
| 改良土量 | $\Sigma V = 2458.1 \text{m}^3$ | 改良面積 | $A = 5.69m^2$ |
| 施工仕様 | P=29.4MPa, Q=130L/分×2軸 | 改良時間 | t=5分/m |
| 混入量 | $aw = 172 kg/m^3$ | 改良強度 | qu = 1000kN/m ² |
| 水·固体批 | W / C = 1.0 | 固化材 | 高炉 B 種 |





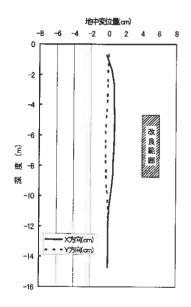


図-10 変位測定結果

4. おわりに

高速低変位深層混合処理工法(SDM 工法)の地盤変位計測事例に示すように、施工時の地盤変位を従来方式と比較して約 $1/5\sim1/10$ 低減することがわかった。また、先行地中梁造成工事、底盤改良工事においても SDM 工法施工による地盤変位は、 $2mm\sim8mm$ と非常に小さかった。また、掘削時の山留め壁変形も小さく周辺地盤や周辺構造物等への悪影響は無かった。

近年開発され NETIS にも登録されている高速低変位深層混合処理工法 (SDM 工法) の変位低減効果は明らかであり、事例のような開削工事においては有効かつ安価な工法として近年適用例が増加してきている。

長期耐久性および高強度を目的とした薬液注入工事

ライト工業株式会社 地下技術部 グラウト部 宇梶 伸

1. はじめに

現在一般に薬液注入工法にて使用されている注入材料のほとんどは水ガラス系溶液型であり、セメントなどの 懸濁粒子を含まない材料である。砂や砂礫の間隙への浸透性に優れており、推進工事や開削工事の止水に有用な 材料である。表-1に各種注入材の比較を示す。

主材となる水ガラスは珪酸ソーダとも呼ばれ、石英(SiO。)を水酸化ナトリウム(NaOH)溶液に溶解 させて作り、その化学式は一般にNagO·nSiOg·mHgOと表される。

水ガラス系溶液型注入材の強度や耐久性においては、主材である水ガラスの性質が大きく影響する。まず強度 についてはシリカ分(Si分)に負うところが大きいが、その値はセメント系固結材料に比べて低く標準砂に浸 透した状態にて0.4~0.6MN/m²程度である。長期耐久性については固結物内に残されたナトリウム分(Na分) が地下水に溶出しやすい性状を有し強度発現の主体であるSi分の溶脱を生じる(自己溶解)とされ、Na分の 溶出が抑制されたシリカゾル系やNa分を脱塩した特殊シリカ系と呼ばれる材料を除くと長期耐久性には欠ける と評価されている。

代表的な懸濁材料であるセメントは岩盤の亀裂充填などには優れた材料であるが、ブレーン値が 3000~4000 c m^2/g 程度(95%粒径: 70μ m程度)と粒子径が大きく、砂や砂礫においてはその基質における間隙径の小ささ からフィルター現象を生じて粒子分は注入孔近傍に留まり加圧脱水された濃度の低いコロイド水だけが広がって しまい、その結果として良好な浸透固結体を得ることができない。

| | 液 | 態 | | 溶 液 型 | | | | 悬 濁 | <u></u> | |
|---|------|--------------------|---------------|------------------------|---------------|--------------|---------------|----------------|---|-----------------|
| | | | 水ガラス系溶液型 | | | h. 1*= = T | 超微粒子 | セメント系 | | |
| | 注入材名 | 無機系一般 | シリカゾル系 | 特殊シリカ系 | 水ガラス系 | | | セメント | ATT AND ALL THE SECOND | |
| | | | 有機系一般 | (無機系) | | 2007年 | 特殊スラグ系 | セメントミルク | ベントナイト | 超微粒子セメント |
| | ± | 成分 | 水ガラス | | 6476 > (4 L | 水ガラス | 特殊スラグ | 普通セメント | セメント | |
| | ± . | DX 75 | 反応剤 | シリカゾル | 特殊シリカ | セメント・スラグ | アルカリ分 | 高炉Bセメント | ベントナイト | 超微粒子セメント |
| | | рН | アルカリ性 | 中性・酸性 | 中性・酸性 | アルカリ性 | アルカリ性 | アルカリ性 | アルカリ性 | アルカリ性 |
| 性 | ŕ | 小化時間 | 数秒~数十分 | 数秒,数十分以上 | 数十分~数時間 | 数秒~数分 | 数十分 | 数時間 | 数時間 | 数時間 |
| | * | 冶 性 | 2~3 cps (緩結) | 2~3 cps (級結) | 2 cps 以下 | ゲル状態 | 5~10 cps | 10~100 aps | 30 cps以上 | 10 cps 以上 |
| 能 | 漫 | 透性 | 細砂以上 | 細砂以上 | 細砂以上 | 巨礫間に若干 | 中砂以上 | 際に若干 | 大空隙・亀裂 | 粗砂以上 |
| | ブリ | リージング | 発生しない | 発生しない | 発生しない | 発生しない | 数%台 | 20~50% | 5~10% | 20~50% |
| 硬 | q u | オモケール | 0. 04 MN/m² | 0.04 MN/m² | 0.01 MN/m² | 3.0~5,0MN/m² | 1.0~5.0 MN/m² | 1.0~10.0 MN/m² | 0.5~1.5 MN/m² | 1.0~10.0 MN/m² |
| 化 | qu | サンドゲル | 0.4~0.8 MN/m² | 0.4~0.8 MN/m² | 0.1~0.3 MN/m² | 浸透しない | 1.0~5.0 MN/m² | 浸透しない | 漫透しない | 1. 0~5. 0 MN/m² |
| 物 | 耐 | 久 性※ | 3年の報告有す | 16 年の 報告 有す | 本設適用可能 | スラグ本設可 | 本設適用可能 | 本設適用可能 | 本設適用可能 | 本設適用可能 |
| ェ | 二重智 | ・ ・ ・・ ・・ | 0 | 0 | 瞬結強度不足 | 単相式のみ | Δ | × | × | × |
| 法 | 二重管 | ダブルパッカー | 0 | 0 | 0 | Δ | 0 | 0 | 0 | 0 |

表一1 注入材料比較表

※耐久性にて水ガラス系溶液型の3年及び16年の報告は、二重管ダブルパッカー施工による浸透改良におけるものである。

UKAJI Noboru

東京都千代田区九段北 4-2-35 TEL: 03-3265-2456

FAX: 03-3288-0896

普通セメントや高炉B種に比べてブレーン値が $8,000\,\mathrm{cm^2/g}$ 程度(95%粒径: $20\,\mu$ m程度)と高い超微粒子セメントにおいても砂や砂礫にて同様の現象を生じるが、土質条件等によっては良好な浸透が得られる場合がある。またセメント系材料ではブリージングが生じることも、水ガラス系溶液型注入材料にはみられない性質のひとつとして挙げられる。

以上のように、薬液注入工事にて広く用いられる水ガラス系溶液型注入材料は、砂や砂礫への浸透性に優れる 反面、強度と耐久性が低い。一方、ダムの基礎岩盤処理などに不可欠なセメントは強度と耐久性は十分有するが、 砂や砂礫への浸透性が低い点とブリージングの発生が短所としてあげられる。この課題を解決する方法のひとつ として、主材に微粉末のスラグを用いた注入材料の性質並びに施工例を紹介する。

2. 特殊スラグを用いた注入材料

2-1 高炉スラグについて

高炉スラグは製鉄所の高炉作業において発生する副産物であり、この溶融スラグ液を取り出す際、処理法の違いにより徐冷スラグと急冷スラグに分けられる。このうち急冷スラグは、取り出す際に加圧水にて急冷させたものであり、ガラス化した粒状物質である。その化学成分の例を表-2に示す。

 表-2
 急冷スラグの化学成分例
 (%)

 SiO₂
 Al₂O₃
 Fe₂O₃
 CaO
 MgO
 塩基度

 31.0~35.0
 12.0~16.0
 <3.0</td>
 39.0~45.0
 <10</td>
 1.6以上

※塩基度= (CaO+MgO+Al₂O₃) /SiO₂

急冷スラグはアルカリの存在下においてスラグのガラス質を構成している SiO_2 の網目構造が切断され、構造内に存在していたCaO、MgO、 Al_2O_3 などのイオンが溶解し、CaO- SiO_2 - H_2O 系の水和生成物が生成凝結し硬化する(図-1)。アルカリは急冷スラグの表面においてpHe 12 前後まで上昇するよう供給すればよく、スラグの持つこの性質を潜在水硬性と称する。この特性は高炉セメントに活かされている(JIS R 5211にて塩基度 1.4 以上) 1)。

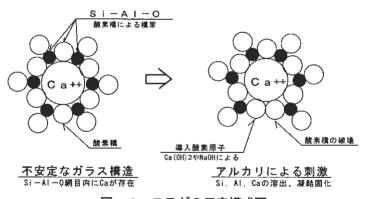


図-1 スラグの反応模式図

工事事例にて用いた注入材はその主材にブレーン値 12,000 c m^2/g 程度 (95%粒径: 8μ m程度) の急冷スラグ高微粉末を用いており、硬化促進剤としてアルカリ分を反応させることにより固結し、硬化物中にはポルトランドセメントの水和結晶と同様の珪酸石灰水和物を生成する。高微粉末の超微粒子を用いることで懸濁型における浸透性を高め、同時にセメントと同等の高強度、並びに耐久性が期待可能な材料である。本文では、以下同材料の名称を特殊スラグ系注入材とし記述する。

2-2 一軸圧縮強度

(1) サンドゲル強度

サンドゲル強度とは砂や砂礫の間隙に注入材料が浸透した固結体の強度である。**図ー2**は特殊スラグ系について数種の配合と材令による試験データおよび標準配合での現場強度確認試験データである。

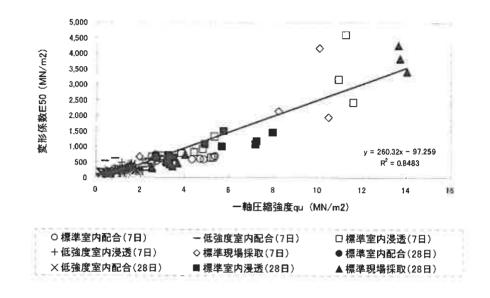


図-2 特殊スラグ系注入材(シラクソル)のサンドゲル強度と変形係数(データ数:124)

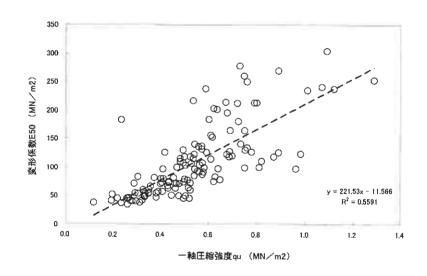


図-3 水ガラス系溶液型(シリカライザー)のサンドゲル強度と変形係数(データ数: 122)

また、**図ー3**は水ガラス系溶液型注入材の例を示したものである。両者を比較すると特殊スラグ系の強度が水ガラス系溶液型に比べ大きいことが読み取れる。

一軸圧縮強度 (qu) と変形係数 (E50) の関係については、両者ともに E50 = 200・qu 程度の関係にあり既往の研究結果 (E50=50~200・qu) ²⁾ と同様の傾向にある。

(2) ホモゲル強度

ホモゲル強度とは注入材料単体での固結物の強度である。**図-4**は特殊スラグ系について室内試験データをとりまとめて作成したもので、先のサンドゲルと同様に一軸圧縮強度(qu)と変形係数(E50)の関係は E50≒200・qu 程度の関係にある。

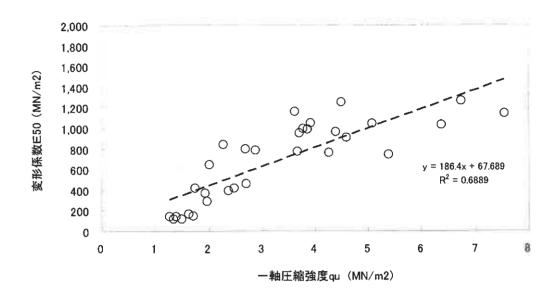


図-4 特殊スラグ系注入材(シラクソル)のホモゲル強度と変形係数(データ数:32)

図-5は比較に供するために示す水ガラス系溶液型注入材のデータであるが、ゼリー状の固結物となり変形係数の値を特定できず貫入計との関係とした。両図より水ガラス系溶液型注入材のホモゲル強度は特殊スラグ系と比べて非常に小さいことが確認できる。

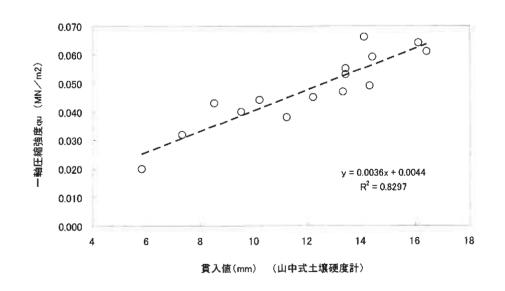
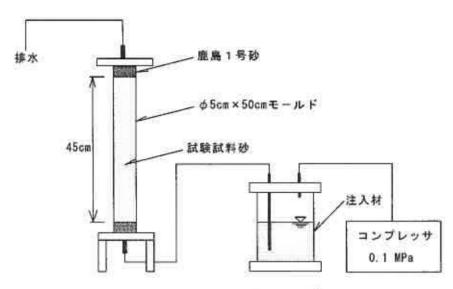


図-5 水ガラス系溶液型(シリカライザー)のホモゲル強度と貫入値(データ数:15)

2-3 三軸圧縮強度

表-3は同一条件の砂を用い、一次元モールド浸透試験方法(図-6)にて作成した供試体について行った一 軸圧縮強度試験と三軸圧縮強度試験の結果である。三軸圧縮強度試験はUU試験(非圧密非排水条件)にて行っ た。



図ー6 一次元モールド浸透試験装置

表-3 一次元モールド漫透供試体による一軸圧縮試験と三軸圧縮試験結果

| | | 一軸圧縮強度試験 | | | 三軸圧縮 | ボアソン | |
|-----|----|----------------|-----------------------------|----------------------------|--------------|----------|------|
| 材令 | 位置 | q u (MN/m²) | E50 (MN/m ²) | ρt (g/cm ³) | c (MN/m²) | φ (度) | 比 |
| 7日 | Ŀ | 2.54 | 452 | 1. 984 | 0. 71 | 35. 6 | 0.20 |
| | 中 | 2, 55 | 644 | 2.000 | | | 0.20 |
| | 下 | 1. 95 | 172 | 2.055 | | | 0.20 |
| | 上 | 2. 97 | 1188 | 1. 932 | 0.64 | 42. 7 | 0.20 |
| 14日 | 中 | 2. 98 | 676 | 2.009 | | | 0.08 |
| | 下 | 3.01 | 1279 | 2.024 | | | 0.20 |
| 28日 | Ŀ | 3. 49 | 623 | 2. 014 | | 39.7 | 0.05 |
| | 中 | 3. 28 | 697 | 2.021 | 0.87 | | 0.04 |
| | F | 3.02 | 454 | 2.042 | | | 0.05 |

※上中下はモールド内の位置関係を意味し、下が最も注入口に近い。

2-4 耐久性

特殊スラグ系固結物の耐久性については、固結物にポルトランドセメントの水和結晶と同様の建酸石灰水和物を生成することをX線回析測定や電子顕微鏡観察により確認できたが、室内配合試料(水中養生)および模擬地盤における注入改良体(土中養生)において、長期養生(8年)について試験を行った。表-4および表-5に示す結果から耐久性が確認できる。

表-4 室内配合固結物の長期水中養生試験結果

| 物性 | 養生日数 (年) | | | | | | |
|--------------|----------------------|-----------------------|-----------------------|----------------------|----------------------|-----------------------|--|
| WIT | (28 日) | 0. 5 | 1 | 3 | 5 | 8 | |
| 密度(g/cm³) | 2. 13 | 2. 13 | 2. 12 | 2. 13 | 2. 14 | 2. 13 | |
| 一軸圧縮(MN/m²) | 4. 41 | 4. 65 | 4. 32 | 4. 53 | 4. 66 | 4. 24 | |
| 透水係数(cm/sec) | 1.0×10 ⁻⁶ | 7. 3×10 ⁻⁷ | 1. 7×10 ⁻⁷ | 4.2×10^{-7} | 2.3×10^{-7} | 3. 9×10 ⁻⁷ | |

表-5 模擬地盤における注入改良体長期土中養生試験結果

| 物性 | 養生日数 (年) | | | | | | |
|--------------|----------------------|----------------------|----------------------|----------------------|----------------------|----------------------|--|
| 120111 | (28 目) | 0.5 | 1 | 3 | 5 | 8 | |
| 密度(g/cm³) | 2.00 | 1. 99 | 1. 96 | 2. 01 | 1. 99 | 2. 00 | |
| 一軸圧縮(MN/m²) | 4. 48 | 5. 76 | 4. 67 | 5. 51 | 5. 13 | 5, 59 | |
| 透水係数(cm/sec) | 5.9×10^{-5} | 3.2×10^{-5} | 1.2×10^{-5} | 2.8×10^{-6} | 2.1×10^{-6} | 1.7×10^{-6} | |

2-5 浸透性

浸透性に影響する因子としては、施工方法、注入材料の性質、対象地盤の性状が挙げられる。溶液型注入材料の性質においてはその粘性が、加えて懸濁型注入材については粒子径が影響する。他方注入対象となる土の性質としてはその粒度のうち特に細粒分含有率(Fc)があげられる。

懸濁型注入材料の浸透性については、土の粒子径(D_{15} 等)と懸濁粒子径(G_{85} 等)の関係をグラウタビリティー比(D_{15}/G_{85})³⁾としてその浸透可能性をもとめる方法もあるが、注入された粒子は多孔質とされる砂や砂礫のフィルター現象に阻まれ、やがては加圧脱水された水分の進行のみが可能となるのであり、上記の関係式では懸濁粒子の注入孔からの浸透距離を判断することができない。

浸透距離の確認を目的として室内一次元定圧浸透試験(直径 5cm – 高さ 45cm, 注入圧力 0.1MPa)を数種の超微粒子系注入材料についてこれまでに行ってきた結果によると、モールド長全体への良好な浸透が得られるのはおおむね細粒分が数%台でグラウタビリティー比は30以上であった。室内一次元定圧浸透試験でのこの傾向は特殊スラグ系についても同様である。

しかし現実の施工現場の条件は室内実験と異なり、少なくとも注入圧力は 0.2 MPa 以上 (室内試験の倍以上) 作用し、注入吐出口付近における初期の浸透面積も室内実験 ($\pi \cdot 2.5^2 cm^2$) に比べて広い (削孔外径の球面積~削孔外径の円筒側面積)。このことから細粒分含有率が 10%台にても良好な浸透は技術的に可能と考えられる。

3. 施工事例

3-1 擁壁基礎地盤補強事例4)

水力発電所流域にて山腹崩壊とこれに伴う土石流が発生し、大量の土砂により 10m以上埋まり、発電所及び放水路が使用不可能となる被害を受けた。鉄道や道路も寸断され、主要機器の運搬手段は空輸に限られた状況にて発電所復旧工法の一つとして注入工法を施工した。

復旧工事で課題とされたのは、放水庭内、放水口および放水トンネル内の土砂を除去するための土留めと、新規築造擁壁の支持力確保であった。施工は先ず河川内に堆積した土砂を除去し、その後に河川水位を下げるのが通常の方法であるが、1.6m³級のバックホーによって除去作業を行っても翌日には河床が流入土砂によりもとの高さ

に戻っており、重機作業にて河川水位を短期間に下げることの出来ない状況にあった。

また、土石流による堆積土砂には直径 1mを超える転石が多数含まれており、鋼矢板による締め切りは不可能 と判断され、他の山留め施工も施工機械の搬入手段と工程面から困難であった。

このような現場条件にて施工可能な復旧工法の候補として当初は高圧噴射攪拌工法が挙げられたが、玉石・転石への施工性と大量に発生する排泥の運搬・処理が問題となり断念され、代わって注入工法にて高強度の改良効果が得られる材料を使用し、放水口部の土砂を排除する土留めとして高さ10mの改良地盤による自立壁と、新設擁壁下部土砂の支持力増強とを計画・施工した。

放水口部の改良範囲(**図**-7)を円弧滑りにて計算した結果、改良後の粘着力 250kN/m²にて安全率 1.5 を満足した。注入材料は土石流堆積物に対して確実な浸透が可能で、計算上の強度が確保されるとともにブリージングが少ない特殊スラグ系注入材(シラクソル)を用い、改良地盤の目標強度は放水口土留めと新設擁壁支持に対して満足するよう一軸圧縮強度 qu=3.0MN/m²とした。

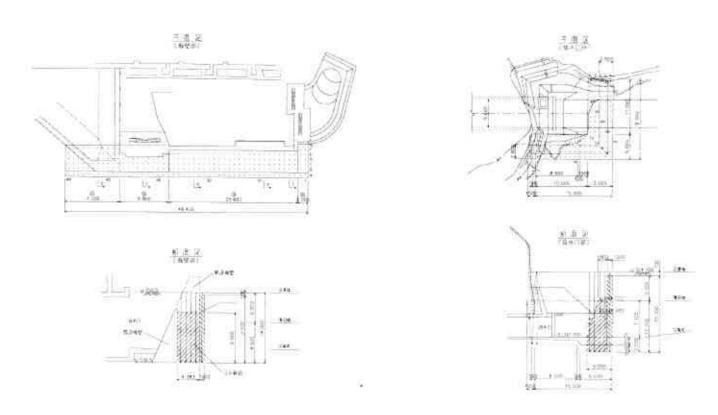


図-7 擁壁基礎地盤補強 (擁壁部·放水口部)

降水の影響により土石流中は伏流水を有し注入効果への影響が大きいと予想され、河川側に対し事前処理として懸濁型瞬結材料(RMG-S4)を用い伏流水対策とした。

削孔機械は空輸重量の関係から比較的軽量なシステム機を使用し、 巨碟や転石で覆われた地表に平坦な施工基面と削孔時の反力確保のために、日鋼材を敷設し施工足場とした。また、放水口部では地盤支持 力増強を目的に注入外管(マンシェットチューブ)内に D38mm 鉄筋を挿 入するため、通常の径(φ40mm)より大きなφ50mm の注入外管とした。 擁壁基礎部についてはφ40mm の鋼製管とした。施工数量は表−6およ び表−7に示すとおりである。

表一6 削孔工数量

| // | 本数 | 制孔延長 |
|-------|-------|-----------|
| 擁 壁 部 | 248 本 | 3,621.0m |
| 放水口部 | 146 本 | 2,217.1 m |
| 合計 | 394 本 | 5,838.1 m |

改良範囲外側の列に懸濁型瞬結材料を注入し、その後にCB(セメントベントナイト)注入、シラクソル注入を行った。注入圧力は5.0~6.0MPaの箇所もみられた。注入機械が30セット昼夜稼働することから、使用原材料を常に仮設へリポートにストックし、好天時に現場内に余分に搬入することで対処した。

改良範囲の強度を確認するために一軸圧縮試験を行った。供試体は現地改良土から採取するのが理想であるが、 玉石や転石の影響で良質なコアの採取が困難なため、現地の小礫や砂を採取し室内にて浸透したものを強度試験 した。

試験結果(表-8)は目標強度の3.0MN/m²を上回っており、掘削状況にても改良箇所が予想以上に硬質なため油 圧ブレーカにての掘削作業となり、室内試験結果同等又はそれ以上の効果が確認された。

| | | 注入材 | 注入量 |
|----|---------|----------|----------------|
| 擁 | 補強部 | СВ | 425. 130 kL |
| 壁 | (相)独前) | シラクソル | 413. 467 kL |
| 部 | 止水部 | RMG - S4 | 177.341 kL |
| 放 | 補強部 | СВ | 140. 514 kL |
| 水 | 作的 为东南) | シラクソル | 194. 601 kL |
| 口口 | 止水部 | RMG-S4 | 140.958 kL |
| | 合 計 | - | 1, 492. 011 kL |

表一8 圧縮試験結果

| 供試体 No, | 圧縮試験強度(MN/m²) |
|---------|---------------|
| 1 | 6.10 |
| 2 | 6.89 |
| 3 | 6.75 |
| 平均 | 6.58 |

3-2 橋脚基礎地盤復旧工事事例5)

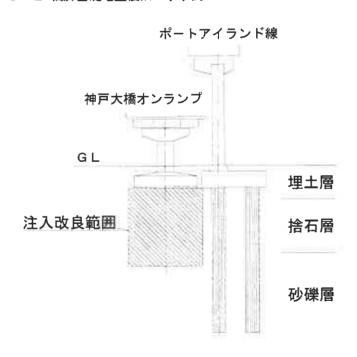


図-8 橋脚基礎と改良範囲

港湾突堤部において震災により被災した新交通システムの復旧に際し、隣接し同じく被災により傾斜した橋梁オンランプ部の下部地盤への防護工事である。図-8において捨石層とあるのは旧捨石護岸で、GL-4~5mの深度にあり層厚は8~10mであった。

新交通システムの基礎は、新たに全旋回掘削機にて場所打ち杭を築造することとされた。これらの基礎の防護として、オンランプ直下の捨石層を中心とした範囲に対し地盤強化を行った。

施工箇所は港湾内の突堤であり、捨石層内は 海水が行き来する施工条件であったため、通常 のセメントを用いた施工では劣化が懸念された。

海水への化学的抵抗性の高い特殊スラグ系注 入材がより優位性が高いと判断し、シラクソル を用い施工を行った。

3-3 ケーソン中詰め砂補強事例

防波堤として供用中の既設ケーソンにおいて、海側に設けられた上部コンクリートの波返し付近に新たに嵩上 げコンクリートが計画された。この増荷重によりケーソン下部港外側での底面反力が増大し、ケーソンの底版に 生じる応力が許容値を超えることがわかった。

水産物供給基地の防波堤港内側は荷揚げ場として供用中であり、かつ二階は駐車場として利用されており、ケーソン補強工としてはこれらの障害とならない必要があった。

当現場では、港外側の1室の中詰め砂に対して特殊スラグ系注入材を用い二重管ダブルパッカー工法にて強度増加を図ることにより対策工とした(図-9)。中詰め砂の粒径加積曲線を図-10に、粒度試験結果を表-9に示す。細粒分含有率が非常に小さく、改良後のコアサンプリング(2カ所)にても良好なコアの採取が行われた。

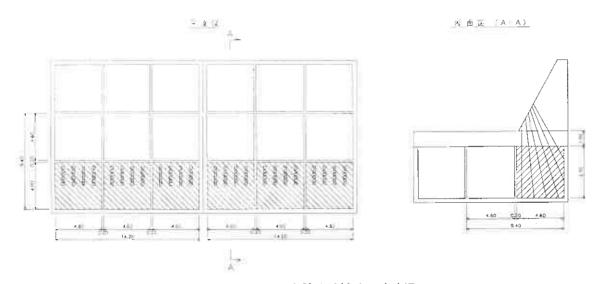


図-9 ケーソン中詰め砂補強(防波堤)

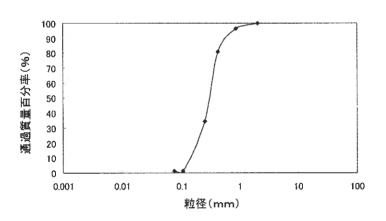


図-10 ケーソン中詰め砂の粒径加積曲線

粒度 (%) 粒径 (mm) ρt Uc' Uс (g/cm^3) 礫 粗砂 細砂 シルト 粘土 最大 D_{60} D_{50} D_{30} D_{10} 2.000 0.330 0.294 0.235 0.150 2. 2 1. 1 2.821 0 19 80 0 1

表-9 ケーソン中詰め砂の粒度試験結果

表-10は採取コアによる一軸圧縮強度試験結果である。5.0MN/m²以上の値が得られており、設計強度を満足して余りある結果が得られた。粒径加積曲線の形状が標準砂に近くかつ細粒分含有率の少なさが良好な浸透改良結果の要因といえる。

 $q u (MN/m^2)$ 位 置 7日 2 8 H 5. 14 上部 5.83 2室 中央部 5.46 6. 13 下 部 5. 53 6. 53 上 部 5.06 5.72 5室 中央部 5.03 5. 43 下 部 5. 25 5. 78

表一10 採取コアによる一軸圧縮試験結果

4. まとめ

今回紹介した特殊スラグ系注入材料は阪神淡路大震災(1995)における橋脚基礎防護工事などをはじめとして 釧路沖地震(1993)や鳥取県西部地震(2000)の震災復旧工事、事例に紹介した基礎地盤強化やケーソン中詰め 砂補強、橋梁基礎杭の支持力増強、ダムの基礎処理、砂防ダムの堤体補強などに高強度と耐久性を目的として広 く施工してきた。

紹介した現場事例や室内試験にては 5.0MN/m^2 を越える結果も多数得られているが同時にばらつきも大きいため、実際の設計計算においてはこの点を考慮して改良後の一軸圧縮強度を 3.0 MN/m^2 (30kgf/cm^2)、粘着力を 300kN/m^2 (30tf/m^2)、変形係数に至っては $E50 = 100 \cdot \text{qu} = 300 \text{ MN/m}^2$ (3000kgf/cm^2) 程度としている。

浸透性は水ガラス系溶液型注入材に比べて劣り、適用可能な地盤の範囲は当然のごとく狭くならざるを得ない。 浸透性の項で記したように懸濁粒子の到達可能な浸透距離への注意が重要である。

しかし、薬液注入工法には既設構造物下への施工が可能な点など他の固結系地盤改良工法にては得られない利点が数多くあり、特殊スラグ系注入材料を用いることにより得られる高強度や耐久性を要する目的への適用可能性はその利点の一つである。

5. 引用文献

- 1) 村田二郎: コンクリート技術 100 講, PP. 14~16, 山海堂, 1993
- 2) 建設省:新地盤改良技術の開発報告書, PP.62~P63, 財団法人土木研究センター, 1981
- 3) 地盤工学会編:薬液注入の調査・設計から施工まで、PP.2~3、社団法人地盤工学会、1985
- 4)総合土木研究所編:基礎工 VOL. 29, No, 5, PP. 30~31,総合土木研究所,2001
- 5)総合土木研究所編:基礎工 VOL. 24, No, 9, PP. 62,総合土木研究所,1996

細粒火山灰土における生石灰安定処理の有効性

㈱地崎工業 土木部 ○高氏 昇㈱地崎工業 土木部技術課 八木 一善日本道路公団 札幌技術事務所 豊田 邦男

1.はじめに

北海道には火山灰質粘性土 (細粒火山灰土)¹⁾が堆積し、軟弱なロームの場合と同様に設計・施工上の問題が生じる。例えば、仮設の場合は運搬路のトラフィカビリティの確保が困難となる。大規模土工では運搬路の延長が長くなるために、降雨後の細粒火山灰土の軟弱化に対して対策を必要とする。

この問題は施工開始後に判明することが多い. それは北海道の細粒火山灰土の自然含水比や塑性指数が比較的に低い値となるため,施工前に不良土と判定されないためである. しかし,自然含水比は降雨によって容易に上昇し,降雨後は何日も土運搬が困難となって工期に悪影響を及ぼす.

そこで以下では豊田ら²⁾, 高氏ら³⁾の報告に基づき, 道内3箇所の細粒火山灰土に対してトラフィカビリティを確保するために行った生石灰による安定処理の有効性について述べる.

2. 対象土層の概要と火山灰土の物理的性質

①芽室火山灰土

芽室町北明で採取した火山灰土は,約50万年前に噴出した屈足溶結凝灰岩の二次堆積物 渋山層 (Sb) である. Sb は芽室・音更・幕別町に分布し⁴⁾, その最大層厚は100m以上になる.

図一2(a)に、試料採取箇所のボーリング調査結果を示す。Sb の層厚は 30m 以上となるが、砂と亜炭が 1m 以下の層厚で幾重にも挟まれるため、N値は 10~50 と変化が著しい。試料の採取深度は約 13m であり、亜炭を含む暗色の有機質の細粒火山灰土を芽室 1 火山灰土、明色の細粒火山灰土を芽室 2 火山灰土と称した。

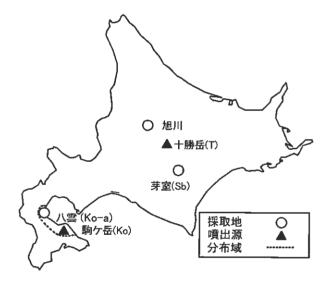


図-1 細粒火山灰土の採取地

②八雲火山灰土

八雲町花浦で採取した細粒火山灰土は、1929年に駒ヶ岳から噴出した Ko-a である。図-2(b)に、代表的な柱状図を示す。この地域の Ko-a は表層に厚さ $3.0\sim6.5$ m で堆積し、N 値は $3\sim8$ で低い値である。なお、試料は 2 箇所の土取場から採取した(八雲 1 および八雲 2 火山灰土)。

③旭川火山灰土

旭川市東鷹栖で採取した旭川火山灰土は,第四紀更新世に噴出した美瑛火砕流堆積物の風化もしくは

Noboru Takauji & Kazuyoshi Yagi: 札幌市中央区南 4 条西 7 丁目,TEL: 011-511-8114,FAX: 011-511-2660 Kunio Toyota: 札幌市厚別区大谷地西 5-12-15,TEL: 011-893-8640,FAX: 011-893-8642

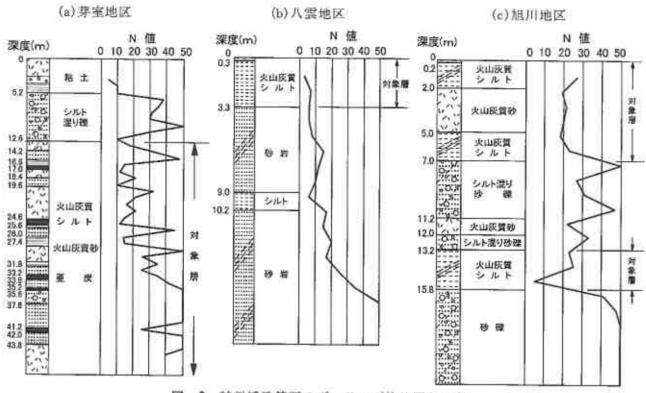


図-2 試料採取箇所のボーリング柱状図とN値

物理的性質 細粒分のコンシステンシー特性 コーン指数 礫 細粒分 ρ_s ω1. OPP 9ef 4ci 試料 分 分 $I_{\mathbf{P}}$ I_L g/cm³ 96 % % 96 kN/m^2 kN/m^2 % % 芽室 1 2.67 44.9 2,2 37.1 60.7 42.6 27.4 15.2 1.15 130 100 芽室 2 2.75 1.21 31.8 1.8 40.3 57.9 29.8 20.4 9.4 70 30 八雲1 2.65 48.9 15.6 28.9 55.5 60.7 35.4 25.3 0.53 860 八雲2 2,77 66.7 0.2 28.6 71.2 91.2 61.4 29.8 0.18 490 旭川 2.67 49.7 0.1 27.7 72:2 39.8 23.8 16.0 1.62 2.7~ 60~ 0.2~ 200~ 関東ローム 50~85 50~150 $30 \sim 70$ 2.9 180 1200

表-1 各火山灰土の物理的性質

ho 、: 土粒子の密度、ho 。; 自然含水比、ho 。 : 液性限界、ho 。 ・ 塑性限界、 I_P : 塑性指数、 I_L : 液性指数 q_{el} : 室内試験で求めたコーン指数、 q_{el} : 現場の試験施工で求めたコーン指数

二次堆積物と推定された. 採取地付近の柱状図を $\mathbf{Z} = \mathbf{Z}(\mathbf{c})$ に示す. その火山灰質のシルトで構成される層の \mathbf{N} 値は概ね $\mathbf{Z} = \mathbf{Z}(\mathbf{c})$ となるが、深度 $\mathbf{Z} = \mathbf{Z}(\mathbf{c})$ は小さな値となっている.

表-1 に、地盤工学会基準 $^{5)}$ によって試験を行った各火山灰土の物理的性質を示す。比較のために関東ロームの値 $^{6),7)}$ も併記した。また q_{cf} は無処理土の現場コーン指数、 q_{cl} は室内コーン指数を表している。多くの火山灰土は、関東ロームに比べて自然含水比 ω_n が低く低塑性である。また、火山灰土のコーン指数は I_L に対応するという関東ロームの場合 $^{8)}$ と同様な傾向が示されている。

3. 各火山灰土のトラフィカビリティの判定

表-2 に、各火山灰土のトラフィカビリティの実際を通常時と降雨後の場合で示した。表に示すように、芽室火山灰土では湿地ブルドーザでも走行が不可能であった。さらに、建設機械のトラフィカビリティは通常時と降雨後で異なっている。

次に表-3 は、日本道路協会による建設機械の 走行に必要なコーン指数の値⁹⁾である. 芽室火 山灰土の場合は、通常時でも湿地ブルドーザや ダンプトラックの走行が不能であるが、日本道 路協会の判定でも同様な結果が得られる. 一方、 八雲火山灰土ではダンプトラックの走行が不可 能という判定となるが、実際は部分的な鉄板の 敷設により走行は可能であった. ただし、降雨 後の数日間は、いずれの火山灰土もダンプトラックの走行が不可能である.

図-3は,諸戸チャート 7 による細粒火山灰土の工学的分類である.

- ・芽室および旭川火山灰土
 - ・・・トラフィカビリティが極めて不良
- · 八雲火山灰土
 - ・・・土工事を良好に行える

各火山灰土の分類結果は、諸戸らが示した北海 道火山灰土の範囲に入っている。また判定の結 果は、表-2と表-3の湿地ブルドーザのトラフ ィカビリティを表していることがわかる。

表-2 各火山灰土のトラフィカビリティの実際

| 環境条件 | : | 通常時 | | 降雨後 | | |
|---------|----|-----|----|-----|----|----|
| 火山灰土 | 芽室 | 八雲 | 旭川 | 芽室 | 八雲 | 旭川 |
| 湿地ブルドーザ | × | 0 | 0 | × | Δ | Δ |
| ダンプトラック | × | Δ | Δ | × | × | × |

○:走行可能 △:敷鉄板で対応可能 ×:走行不能

表-3 トラフィカビリティの判定 (日本道路協会)⁹⁾

| 施工機械 | 芽室 qc=30~130 kN/m² | 八雲 qc=490~860 kN/m² |
|---------------------------|--------------------------|---------------------------|
| 湿地ブルドーザ qc: 0.5MN/m²以上 | × | 0 |
| ダンプトラック qc:1.2MN/m² 以上 | × | × |

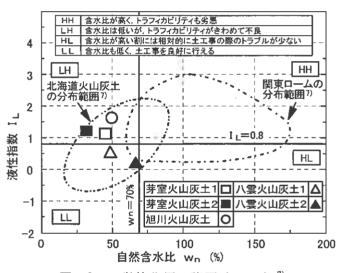


図-3 工学的分類 諸戸チャート⁷⁾

以上から、施工時の細粒火山灰土の含水状態を自然含水比のみで評価することは難しく、現場の含水比とトラフィカビリティは気象条件によって大きく変化すると考えるべきである。また工学的分類で示される「良質な土」は、降雨の有無に関係なくダンプトラックの走行まで可能となるものではないという事実に注意を要する.

4. 室内および原位置試験の方法

①室 内 試 験

表一4 に、実施した室内試験を示す。室内コーン指数試験と CBR 試験は、日本道路公団試験方法 ¹⁰⁾ に準じて、それぞれ施工機械のトラフィカビリティと支持力の確認を目的として行った。また基本的に一軸圧縮試験の試験方法は地盤工学会基準 ⁵⁾に従っているが、養生条件は日本道路公団の方法で行い、安定処理材として生石灰、普通ポルトランドおよび高炉セメントを用いた場合の強度比較を行っている。さらに六価クロム溶出試験は、環境庁告示 46 号に示す試験方法(JIS K 0102)に準じた.

表-4 室内試験の供試体作製の条件

| 室内試験 | 試 料 | TT 11 M/ (/) | ランマーモールド | 突固め | 1層当たり | 養生条件 | | |
|---------------|---------------|----------------------|----------------------------|--------|-------|-------------|--------------|-------|
| 主门(科研) | P4 7-1 | 添加率(%) | 一質量 (kg) | 内径(cm) | 層数 | 突固め回数 | 養生日数 | 養生温度 |
| 室内コーン | 無処理土 | _ | 2.5 | 15 | 3 | 55 | | _ |
| 指数試験) | 安定処理土 | 1,1.5,2,4 | 2.5 | 15 | 3 | 55 | 空中3日 | 20±3℃ |
| 室内 | 無処理土 | _ | 2.5 | 15 | 3 | 92,55,25,10 | 水中4日 | |
| CBR 試験 | 安定処理土 | 1~9 | 2.5 | 15 | 3 | 55 | 空中6日 水中4日 | 20±3℃ |
| 一軸圧縮試験 | 安定処理土 | 2~20 | 2.5 | 10 | 3 | 25 | 空中 28 日 | 20±3℃ |
| 六価クロム溶 出試験 | セメント 安定処理土 | 目標強度 を満足す る添加率 | 目標強度を設定した試験方法に準じる 空中7日 20± | | | 20±3℃ | | |

②原位置試験

現場コーン指数試験は、試験盛土(20m×30m、高さ30cm)を造成して実施した。用いた火山灰土は 芽室1であり、安定材は生石灰を用いている。その試験方法は、日本道路公団試験方法¹⁰⁾に従った。使 用したポータブルコーンペネトロメータは、室内コーン試験の場合と同じである。

試験盛土の造成は、最大起振力 24t クラスの大型振動ローラによる 8 回転圧で行った.この転圧回数は、転圧回数と締固め度の関係において締固め度が一定値に収束し、かつオーバーコンパクションによる強度低下が生じないときの転圧回数である. 試験盛土ではコーン指数を 9 点求め、その平均値を現場コーン指数 qef と定めた. なお、qef は経時的に測定している.

5. 細粒火山灰土の生石灰による安定処理効果

図-4 は、生石灰の添加率を変化させた芽室火山灰土について、室内コーン指数 q_{cl} を調べた結果である。安定処理効果の比較のために、八戸ローム 11 , 12 や高含水比粘性土 11 のデータも図中に示している。また図中の表に示される液性限界 ω_{I} 、塑性指数 I_{P} および液性指数 I_{L} は、無処理の場合の値である。

芽室火山灰土は試験対象とした火山灰土のなかで最も軟弱であったのにも関わらず、八戸ロームや高含水比粘性土よりもはるかに生石灰添加による強度の発現が大きい. わずか 2%の添加率で湿地ブルドーザ、4%でダンプトラックの走行に必要なコーン指数が得られている.

図-5 は、生石灰添加率を変化させた各火山灰土の室内 CBR 試験の結果を比較している。いずれの火山灰土においても、添加率の増加によって CBR 値は著しく増加するが、特に八雲と旭川火山灰土では添加率が 2%を超えると CBR 値の増加が卓越する。また原位置試料の ω_L および I_P の値が大きく、 I_L が小さくなるほど安定処理土の CBR 値は大きくなるという傾向が認められる。

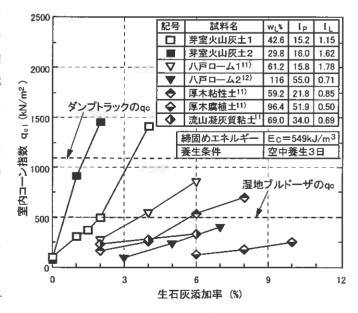


図-4 生石灰の添加率と室内コーン指数との関係

6. 安定処理効果に及ぼす養生日数の影響

安定処理された火山灰土の強度増加に影響を及ぼす要因には、添加率だけではなく養生日数も挙げられる。図-6 に生石灰を混合した芽室火山灰土の室内コーン指数 qcl と養生日数との関係を示す。図中には、図-4 と同様に八戸ロームや高含水比粘性土に関する結果 11)も示している。

養生日数が増加しても各試料の qcl 値の大小関係は大きく変化せず、日数の増加に伴う強度発現は通常の粘性土よりも芽室火山灰土および八戸ロームで著しい、特に芽室火山灰土では、低い生石灰の添加率で最も高い qcl 値が得られている.このことは、少ない生石灰の添加と短い養生日数で細粒火山灰土のトラフィカビリティが確保しやすいことを意味している.

図-7 は、試験施工によって得た現場コーン指数 $q_{cf}(\bigcirc$ 印)と養生日数との関係である. 芽室 1 火山灰土は、生石灰の最小添加率 13 である 2%で混合した. また同じ締固め条件による無処理土の現場コーン指数 $q_{cf}(\bigcirc$ 印), 室内試験による無処理土の $q_{cl}(\blacksquare$ 印)と添加率 2%の $q_{cl}(\square$ 印)も示している.

現場コーン指数 q_{cf} は締固め時に著しく増加し、直ちに湿地ブルドーザの走行が可能となる約 $700kN/m^2$ の値を示した。その後は養生 2 日目まで大きな強度増加は生じていないが、これは安定処理の後に 30mm の降雨が生じたためと考えられる。

養生 2 日目以降の降雨は乏しく,安定処理土の q_{cf} は再び急増した.4 日目には,ダンプトラックの走行が可能となる $1200kN/m^2$ の値が得られた.

また現場コーン指数 q_{cf} の増加は室内で得た q_{cl} よりも大きく、養生 3 日目以降で現場コーン指数 は室内試験結果の約 2 倍の値が得られている. この原因として、室内よりも現場での締固めエネルギーが大きいことが挙げられる.

以上から、軟弱な芽室 1 火山灰土はわずか 2% の生石灰添加により短期間で高い安定処理効果が得られた。また、安定処理効果は室内よりも現場コーン指数で高く現れるため、室内試験で経済的な添加率を予測するためには、現場コーン指数試験結果との対応関係を蓄積する必要がある。

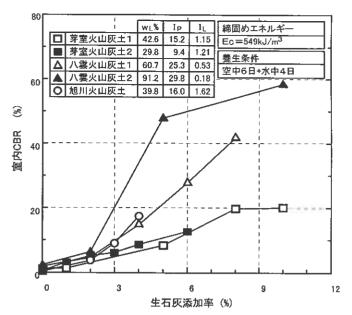


図-5 生石灰の添加率と室内 CBR との関係

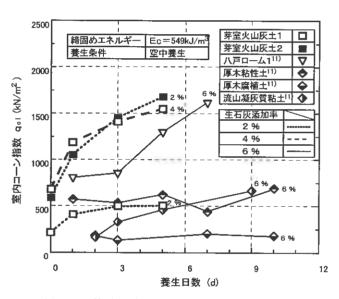


図-6 養生日数と室内コーン指数との関係

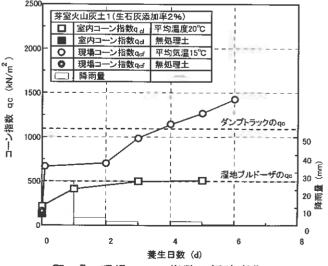


図-7 現場コーン指数の経時変化

7. 安定処理効果に及ぼす物理的性質の影響

前述のように、粘性土の生石灰による安定処理 効果と北海道火山灰土のそれは明らかに異なっ ている。そこで図ー4 の結果に基づき、改良後の 室内コーン指数 q_{cl} と自然含水比 ω 、を比較した。

図-8 で示されるように、芽室火山灰土を除くと室内コーン指数は自然含水比の増加に伴って高くなる傾向が示されている。ただし、その相関における qel値のばらつきは大きい。一方、点線で囲まれた芽室火山灰土の室内コーン指数は、同じ添加率にも関わらず著しく高い値となっている。これは生石灰が土に含まれる水分に反応して急激に発熱し、著しい固化が生じたものである。

この生石灰による細粒火山灰土の著しい初期 強度の発現では、高熱状態での火山ガラスの溶着 が関与している可能性が考えられた.この火山ガ ラスによる溶着は自然状態でも生じる.高熱状態 で流下堆積する火砕流堆積物では、高温と圧密に よって融点を有さない火山ガラスが変形・溶着し、 溶結作用によって固結すること¹⁾が知られている.

室内 CBR に関して、自然含水比との相関を求めたものが図-9 である。図に示されるように、自然含水比が増えるほど 10 日強度である室内 CBR の値は高くなることがわかる。またその増加は、生石灰の添加率が高くなるほど著しい。

次に図-10は、室内 CBR と液性限界との関係を表している。両者には良い相関関係があって、生石灰の添加率ごとに液性限界に対応する室内 CBR 値を求めることができる。すなわち、改良前の細粒火山灰土の液性限界は降雨等の環境の影響を受けず、安定処理後の室内 CBR 値を推定する指標となる。さらに、同様な結果は塑性指数でも得られたことから^{2),3)}、生石灰による安定処理効果は改良前の細粒火山灰土のコンシステンシー特性に支配されていることになる。

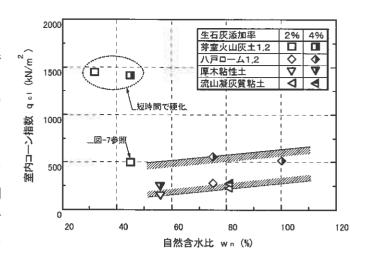


図-8 室内コーン指数と自然含水比の関係

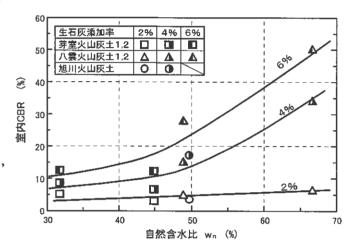


図-9 室内 CBR と自然含水比の関係

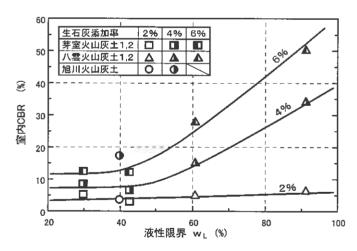


図-10 室内 CBR と液性限界の関係

8. 生石灰とセメントとの安定処理効果の比較

図-11 に、八雲 1 火山灰土における生石灰とセメントとの安定処理効果の比較を示す。安定処理の効果は 28 日強度である一軸圧縮強さで行った。図では、セメント系固化材よりも生石灰を混合した方が一軸圧縮強さは高くなり、生石灰の安定処理効果が最も高いことがわかる。セメント系固化材を用いて

生石灰と同じ改良効果を得るためには,2 倍以上の添加量が必要である.

9. 環境や経済性における生石灰の有効性

セメント系固化材で安定処理を行う際には,土 壌の環境基準を超える濃度での六価クロムの溶 出が懸念されるため,六価クロム溶出試験を実施 することが義務付けられている.

図一12 に,八雲火山灰土についてセメント系固 化材を用いた場合の六価クロム溶出量とセメント添加量との関係を示す.図中には,六価クロム 溶出量の土壌環境基準 (0.05mg/l) も示した.

図に示されるように、普通ポルトランドセメントでは添加量の増加に伴って六価クロム溶出量が著しく増加し、環境管理基準を超えることがわかる.一方、高炉セメント B 種ではセメント添加量が増加しても環境基準値以下の値となる.

以上から、細粒火山灰土に対する安定処理材として普通ポルトランドセメントは使用できないが、高炉セメントB種は使用可能である.ただし、高炉セメントB種でも環境基準値に近い六価クロム溶出量が検出されるため、実際に使用する場合は慎重な管理が必要となる.

また図-11では、高炉セメント B 種による安定 処理効果は低く、生石灰と同等の安定処理効果を 得るためには生石灰の約3倍に相当するセメント

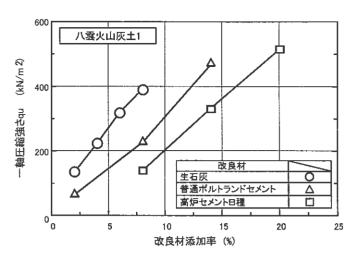


図-11 各種改良材の添加率と一軸圧縮強さの関係

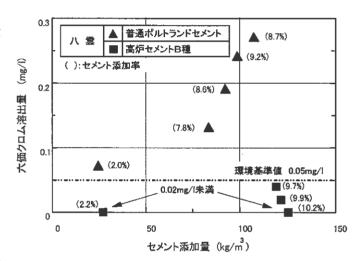


図-12 セメント添加量と六価クロム溶出量の関係

量を必要とすることが示された.ところが生石灰の材料単価は,高炉セメント B 種の 1.2~1.3 倍程度である.したがって,生石灰による細粒火山灰土の安定処理は,セメント系固化材を用いるよりも経済的であり、環境にやさしい工法となる.

10. まとめと課題

細粒火山灰土の生石灰安定処理に関する一連の室内および現場試験の結果から,以下の結論を得た.

- 1) 北海道の細粒火山灰土に関するトラフィカビリティや支持力確保を図る工法として、生石灰安定処理工法は極めて有効である。また経済性や環境面で、セメント系固化材よりも優れている。
- 2) 生石灰を混合した細粒火山灰土での著しい初期強度の発現は、土中に含まれる水分に生石灰が強く 反応して高熱状態となり、含有される火山ガラスが溶着するためである可能性が考えられる.
- 3) 生石灰による改良後の CBR 値は, 改良前の自然含水比やコンシステンシー特性と密接に関係してい

- る. その相関は、対象とした細粒火山灰土では生石灰の添加率ごとに一義的である.
- 4) 生石灰で安定処理された細粒火山灰土の現場コーン指数は、室内コーン指数よりも高い値を示す. したがって、室内コーン指数によるトラフィカビリティの評価は安全側となるが、経済的な添加率 を定めるためには現場コーン試験を実施した方がよい.

細粒火山灰土に対する生石灰安定処理工法は、盛土や切土面の改良でも有効な工法になると考えられる。このため建設廃土となるような九州のロームでも、有効利用という観点から安定処理工法が研究されはじめている。

この本設利用に関わる技術的な課題は、生石灰で安定処理された火山灰土の長期強度、凍結融解等による強度劣化の程度が明らかにされていないことである。北海道は寒冷地であり、改良されていない細粒火山灰土は凍上性材料となることから、安定処理土の長期的な強度の検証は重要な課題である。

参考文献

- 1) 地盤工学会北海道支部: 実務者のための火山灰土、2004
- 2) 豊田邦男・高氏昇・八木一善:北海道に分布する火山灰質粘性土の生石灰による安定処理効果,火山灰 地盤の工学的性質の評価法に関するシンポジウム発表論文集,地盤工学会北海道支部,pp.225-230,2002
- 3) 高氏昇・豊田邦夫・八木一善:生石灰による火山灰質粘性土の安定処理効果,土木学会第 58 回年次学 術講演会概要集,2003
- 4) 松澤逸巳・松井愈・近堂祐弘・瀬川秀良・田中実・小久保公司:地域地質研究報告 5 万分の 1 図幅 帯 広地域の地質,通商産業省工業技術院 地質調査所,1981
- 5) 地盤工学会:土質試験の方法と解説,2000
- 6) 土質工学会:土質基礎工学ライブラリー10 日本の特殊土, 1974
- 7) 諸戸靖史・黛廣志:7.火山灰質粘性土の工学的分類,火山灰質土の性質とその設計施工に関するシンポジウム発表論文集,地盤工学会,pp.56-63,1995
- 8) 高速道路調査会:関東ロームの土工 その土質と設計・施工, 共立出版, 1973
- 9) 日本道路協会:道路土工 施工指針, 1986
- 10) 日本道路公団:日本道路公団試験方法, 1992
- 11) 日本道路公団試験研究所土工試験研究室:試験研究所技術資料第 226 号 土質安定処理工法の設計・施工に関する検討,財団法人高速道路技術センター,1996
- 12) 日本道路公団仙台建設局八戸工事事務所:八戸ロームの施工検討書, 1983
- 13) 日本道路公団:設計要領第1集土工編, 1998

静かな覆工板の開発と施工結果報告

㈱大林組 土木技術本部田坂 幹雄首都高速道路公団池田 良典首都高速道路公団亀ヶ谷 勲大林・青木・大日本 JV日野 雅夫大林・青木・大日本 JV富井 孝喜

1. はじめに

首都高速中央環状新宿線は、東京都目黒区青葉台四丁目から板橋区熊野町まで、主に山手通りに沿ってトンネル構造で築造される延長 11km の自動車専用道路である(図-1 参照). 当工区は、中央環状新宿線のうち、新目白通りと山手通りの交差部の北約 50m(新宿区中落合二丁目、三丁目)から北方向に工事延長約 130m にわたり、開削工法で山手通り直下に中落合換気所を築造する工事である。本工事は一日の交通量が 20,000 台に達する東京都心部の主要幹線での工事であり、また周辺は閑静な住宅街であるので、開削工事の施工に当たっては、振動・騒音を極力押えることが要求される.

市街地における開削トンネル工事では、道路上に敷設された路面覆工上を通過する交通によって発生する 騒音が問題となることが多い。このような問題に対しては、従来、覆工板同士を溶接する、覆工板と覆工桁 をボルト締結する等により対策を行っている。しかしながら、覆工板の開閉や締結部のメンテナンスに手間 がかかることから効果的な対策には至っていないのが現状である。そこで、本工事では制振鋼板の技術を利 用して、隣接する覆工板をボルトで締結し覆工板を一体化する組立式覆工板《Modular Decking System(以 下、MDS)》を開発し、現場に適用した。路面覆工上に車道を切り回した後、騒音測定を行った結果、一般 のアスファルト舗装道路よりも 2~3dB の騒音低減効果を確認した。

本報文では、組立式覆工板《MDS》の特徴と構造、騒音低減効果確認試験、施工後の問題点と解決策、ならびに騒音測定結果について報告する。



図-1 首都高速中央環状新宿線路線図

TASAKA Mikio 東京都港区港南 2-15-2 品川インターシティ B 棟 TEL:03-5769-1311 FAX:03-5769-1972

IKEDA Yoshifumi 東京都豊島区西池袋 5-13-13 KAMEGAYA Isao 東京都豊島区西池袋 5-13-13

HINO Masao 東京都新宿区中落合 2-7-8 エビル TEL:03-5982-5681 FAX:03-5982-5682 TOMII Takayoshi 東京都新宿区中落合 2-7-8 エビル TEL:03-5982-5681 FAX:03-5982-5682

2. 工事概要

(1) 工事名称: SJ52 工区 (1・2-1) トンネル工事

(2) 発注者 : 首都高速道路公団

(3) 施工場所:東京都新宿区中落合二丁目,三丁目

(4) 工期 : 平成 13 年 3 月 ~ 平成 16 年 2 月

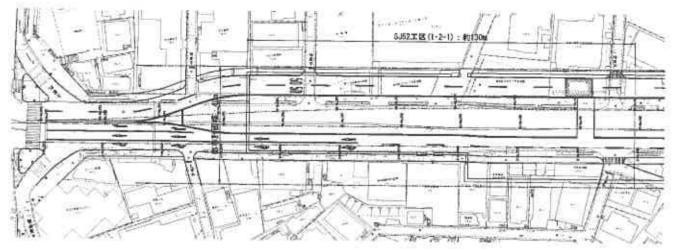
(5) 工事內容:柱列式地中連続壁工 6,429m² (TRD 工: 3,464 m², SMW 工: 2,965 m²)

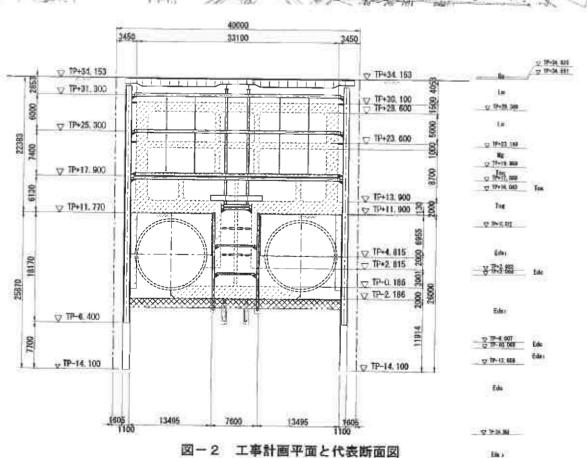
泥土モルタル壁式地中連続壁工 (CRM 工) 6,578 m²

掘削工 35,158 m3 (掘削は GL.-10m までの数量)

路面覆工 4,335 m2 (路面桁支間長:最大 16m), 中間杭工 2,198m (58 本)

工事計画平面および代表断面を図-2に示す。





3. 組立式覆工板《MDS》の開発

(1) 振動・騒音の発生原因と現状での対策

覆工板から発生する振動・騒音は、主に次の原因が挙げられる、

- ① タイヤと路面の接触によるもの
- ② 覆工板のガタツキによるもの
- ③ 覆工板同士が衝突することによるもの

覆工板のガタツキに対しては、覆工板と覆工桁の間に緩衝材を設置したり、施工時に騒音が発生しないよう配慮したりすることにより、振動・騒音を低減できる。しかし、振動・騒音の大きな要素であると考えられる覆工板同士の衝突に対しては、いくつかの対策方法があるが、問題点が多いためあまり適用されていないのが現状である。従来の振動・騒音低減方法と問題点を表-1に示す。

| | | | • |
|-----|----------------------|---|-----------------------|
| 方法 | a) 覆工板同士を溶接 | b) 覆工板と覆工桁をボルト締結 | c) 覆工板側面に緩衝材を設置 |
| 構造 | 溶接 覆工板 覆工板 覆工桁 | ボルト締結 / 覆工板 で覆工板 で で変工板 で で で で で で で で で で で で で で で で で で で | 程面材 覆工板 覆工板 覆工板 |
| 効果 | 覆工板同士を一体化 | 覆工板と桁を一体化 | 覆工板同士の衝突を防止 |
| 問題点 | ・覆工板開閉の度に溶接を切断 | ・覆工板開閉の度にボルトを取 | ・覆工板開閉の度に緩衝材を入 |
| | する必要があり、非常に煩雑 | 外す必要があり,非常に煩雑 | れ替える必要がある. |
| | な作業となる. | な作業となる. | |
| | ・車両通行時の繰り返し荷重に | ・ボルトを完全に外さないうち | |
| | より溶接部が破断する. | に覆工板を吊上げると締結部 | |
| | | を損傷する. | |

表一1 従来の振動・騒音低減法と問題点

(2) 組立式覆工板《MDS》の特徴

組立式覆工板《MDS》は、側面に制振材を塗布した覆工板を 上面からボルトで横方向に締結する構造で、以下のような特長 を有する(図-3参照).

- ① 隣接する覆工板を上面からボルトで締結する方式であるため、覆工板の一体化・解体を簡単に行うことができる.
- ② ボルト接合により覆工板を一体化するため、溶接接合に比べて繰り返し荷重に対する耐久性が極めて高い.
- ③ 繋ぎボルトを外すことなく、一体化された数枚の覆工板を一度に開閉することができるため、覆工板開閉の時間短縮が図れる.
- ④ 側面に制振材を塗布しボルトで締結することで、制振構造となり覆工板の振動・騒音を大きく低減することができる.

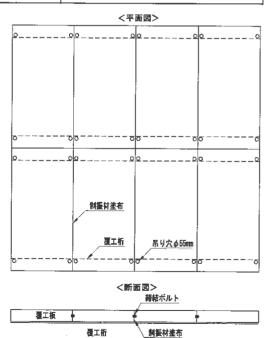


図-3 組立式覆工板《MDS》構造図

(3) 組立式覆工板《MDS》の構造

組立式覆工板《MDS》の構造を以下に示す。

①締結部:覆工板は側面にボルト穴を明け、上面の吊穴を利 用して隣接する覆工板にボルト締結する. 繋ぎボルトは M22 を使用し、緩みにくいタイプのナット(スカートナット)を用 いる (図-4参照).

②制振材:制振材は、覆工板同士の緩衝材としての役割と覆 工板自体を制振鋼板にして騒音を抑制する効果を併せ持つ.

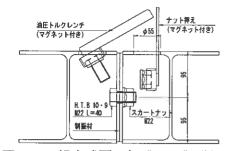


図-4 組立式覆工板《MDS》詳細図

制振材は水溶性アクリル系樹脂に珪砂、セラミック、ゴム等を目的に応じて配合した塗料で、防振・防音 効果をもつ材料である. さらに、塗料が2枚の鋼板に挟まれて拘束されると、制振構造となり覆工板の振動 を吸収し騒音の発生を低減できる.

制振材の制振効果は塗布厚によって変化するが、本工事では後述する覆工板騒音低減効果確認試験で効果 が確認された 0.4mm を最低塗布厚とし、エアーガンによる 2 回吹付け(平均塗膜厚 1.2mm)で施工した.

(4) 組立式覆工板《MDS》の騒音低減効果確認試験

①試験方法:試験は、覆工板を設置した路面上を速度約 20km/h の車両が走行した時の騒音レベルを騒音測定機によ り測定した. 測定時間は、車両の後輪が一番先頭の覆工板に 載ってから 0.5 秒間 (走行距離にして約 2.7m) とした. 実験 状況を写真一1に示す.

②試験結果:試験は、ボルト接合と制振材の効果をそれぞれ

確認するため表-2に示す 4 ケースを各 10 回ずつ行った. 測定した騒音レベル値を周波数解析した結果を図-5に示す. 試験結果をまとめると以下の通りとなる.

a. ボルト接合の効果

ボルト接合有り (CASE2,4) は、ボルト接合無し (CASE1.3) に比べて騒音レベルが小さかったことから、ボルト接合による騒 音低減効果が確認できた.



確認試験の状況 写真一1

表一2 試験ケース

| ケース | 制振材塗布 | ボルト接合 |
|-------|-------|-------|
| CASE1 | 無し | 無し |
| CASE2 | 無し | 有り |
| CASE3 | 有り | 無し |
| CASE4 | 有り | 有り |

b. 制振鋼板の効果

制振材塗布有りボルト接合有 り (CASE4) では、周波数 600~ 20000Hz の高周波数領域で 3~ 9dBの騒音レベル低減効果が確認 できた. 人間の耳で感知できる音 は、20~20000Hz の音であり、騒 音として感知する周波数は 1000 ~4000Hz の周波数領域(駅ホー ムの発車ベル音は 2000~3000Hz 程度) であることから、制振材塗 布有りボルト接合有り (CASE4) の騒音低減効果は高いと考える。

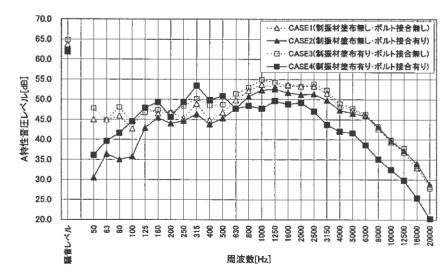


図-5 騒音低減効果確認試験結果

4. 組立式覆工板《MDS》の施工

外回り側の地中連続壁の施工を完了し、平成14年12 月7日に外回り側の2車線を覆工の上に切廻した. 繋ぎ ボルトにはゆるみ止め効果の大きいスカートナットを採 用し、覆工板の繋ぎボルトの締付けは手動のトルクレン チを用いて, トルク 196N·m で行った. 電動またはエア 一のトルクレンチの開発を試みたが、既存の覆工板の吊 穴寸法を変えなかったため、 ø 55mm の吊穴内で所定の トルクで締付けすることができるトルクレンチの開発が 間に合わなかった. しかし、懸念された繋ぎボルトの施 工は、手動の工具で締付けても問題なく施工できた。ま た、通常車道部の覆工板の吊穴は蓋をされることなく開 放されたままになっており、タイヤが通過するたびにパ タパタという音が発生している. これに対し、吊穴周辺 の滑り止め舗装を座繰りし、吊穴にゴムのキャップをは めて騒音発生を抑制した. 写真-2に路面覆工後の道路 状況を示す.



写真-2 路面覆工後の道路状況

5. 施工後の問題点と改善策

(1) 横目地により発生する騒音

覆工板上に車線を切廻したところ、バタツキや吊穴を通過する時の音がなく予想通りの静かな覆工板であった。しかし、覆工板の横目地を車が通過する時にパタパタという音が却って耳障りに感じられた。隣接工区では締結式スターデッキ(表面がレジンモルタル製で覆工板と覆工桁をボルト締結するタイプの覆工板)を使用しているが、横目地を通過する時の音は当工区に比べて非常に小さかった。当工区と隣接工区の覆工板を写真-3に示す。スターデッキと MDS の目地形状の違いは、MDS 覆工板は上面の角が塗装により丸くなっているのに対して、スターデッキは鋼板で角張っているため、目地の大きさが小さいことであった。このことから、横目地の形状が影響を及ぼしていると考え、写真-4に示す横目地にゴム製の間詰め材(T バー)を設置することとした。

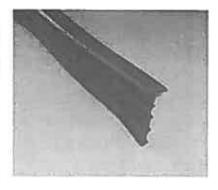
(a) 当工区の覆工板



(b) 隣接工区の覆工板



写真-3 覆工板の目地の違い



写真一4 ゴム製間詰め材

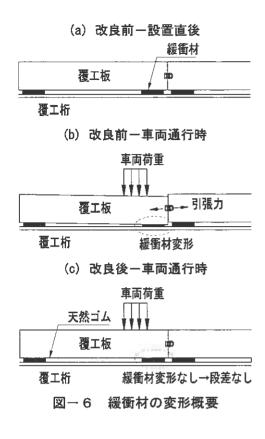
(2) 緩衝材の変形

車道を切り回した数日後,緩まない見込みであったスカートナットが緩み,覆工板にバタツキが見られるようになった. さらに,ボルトが緩むとボルト自身がボルト穴の中でガタツクため,大きな騒音に感じられた.原因を特定するため,覆工内から覆工板の挙動を観察すると,覆工板の上を大型トラックが通過する時に,覆工板が5mm程度沈下するのが確認できた.

これより、大型トラックが通過すると覆工板下面の角についている緩衝材が変形し、覆工板の継目に段差を作りながらトラックが通過するために、騒音が発生することが分かった(図ー6(a).(b)参照)。

さらに、タイヤが載った覆工板が 5mm 沈むと覆工板の繋ぎ ボルトに締付けトルクによる軸力以上の引張力が作用すること になるため、繋ぎボルトが緩むと考えられた.

覆工板メーカーに問い合わせると、「緩衝材は実験により現在の材質と形状が決められている」とのことであった。そこで、 ゴムメーカーに問い合わせ緩衝材に使われているゴムについて 検討を依頼した。その結果、



- ・現状のゴムは不純物の多いスチレンゴムであるため、塑性変形が引き起こされている可能性がある
- ・接触面積が小さいため繰り返し荷重に耐えられる以上の圧縮力が緩衝材に作用しているのではないか という回答を得た.

道路は覆工板上に切廻しており、覆工板を吊り上げて緩衝材を交換することは極めて難しい。そこで、緩衝材の間に天然ゴムのゴム板を隙間なく差し込んだ。その結果、トラック通過時でも、覆工板の沈み込みが大幅に抑制され、騒音の発生を抑えることができた(図ー6(c)参照)。

また,新規に架設する覆工板については,既成の緩衝材に代え,弾性が強い同じ厚さの天然ゴムのゴム板を全桁幅に敷くこととした.

(3) 締結ボルトのゆるみ

覆工板の緩衝材を代え、さらに、回転部の小さいレンチを用いることにより 343N·m で締結できるように 改善したため、繋ぎボルトは緩みにくくなったが、やはり時間と共に緩んでいく傾向にあった。ボルト締結 作業を見直したところ、所定のトルクで締付けただけでは覆工板自体を寄せきれず、覆工板と覆工板の間に

隙間が残っていることが分かった. そこで, 締結時に吊穴を 利用してレバーブロックで覆工板を引き寄せてからトルクレ ンチで締付ける手順に替えた.

その結果、覆工板同士の隙間がなくなったため、制振鋼板としての機能が高まり、騒音が小さくなると共に、繋ぎボルトの緩みもかなり抑えられた.しかし、1ヶ月以上経つと再び多数のボルトが緩むようになった.そこで、新たにボルトのねじ山を締付ける構造のハードロックナット(図-7参照)を用いところ、ボルトの緩み問題は解決した.

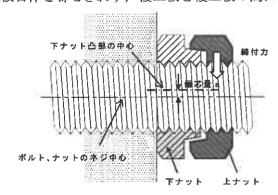


図-7 ハードロックナット模式図

6. 騒音測定結果

(1) 測定・分析方法

平成14年12月7日に覆工板上に切廻してから、6回騒音測定を行った.測定時期を表-3に示す。

現地での測定は、GL+1.5m の高さに設置したマイクロホンで録音した. 測定は、複数の車からなる一群の道路交通が交差点の信号が青で通常の一定走行速度で通過した時間を選択して分析した. さらに、同様の測定を一般アスファルト舗装道路、他工区の覆工板についても行った.

複数の車からなる道路交通群は毎回変動するため、JIS Z 8731 時間率騒音レベルの求め方に基づいて統計処理を行い、累積度数分布曲線から累積度数 50%A 音圧レベルを求めた.ここで、累積度数 50%A 特性音圧レベル 65dB とは、覆工板上を通過する様々な道路交通群の 50%は 65dB 以下であることを意味する.

| 回数 | 日 付 | 使用ナット | 状 況 |
|----|-----------|-----------|---|
| 1 | H15.2.13 | | ・覆工板と桁の間に天然ゴム挿入 ・ボルト締付けなし |
| 2 | H15.3.11 | | ・覆工板横目地部に緩衝材 T バー挿入 ・ボルトをトルク 343N・m で締付け |
| 3 | H15.4.2 | スカートナット | ・ボルト締付け後3週間経過 |
| 4 | H15.5.2 | | ・覆工板をレバーブロックで引き寄せた後にボルト をトルク 343N·m で締付け |
| 5 | H15.5.29 | | ・ボルト締付け後4週間経過 |
| 6 | H15.10.25 | ハードロックナット | ・外回り車線ゴム板とボルト取替え後,1週間経過 |

表-3 測定時期一覧表

(2) 測定結果

第1回~第5回までの測定データを周波数解析した平均値を図-8に示す。覆工板同士が堅固に締付けられていない状況(第1回~第3回)では一般アスファルト舗装道路と同程度の騒音であったが,レバーブロックで引き寄せて343N·m のトルクで締付けると,一般アスファルト道路より2~3dB騒音が小さくなっている(図-8(a)参照)。覆工板同士を隙間なくボルトで締付けることで,『鋼板/制振材/鋼板』の制振構造が実現でき,騒音低下効果が現れたと考えられる。一方,スカートナットを使用した場合,ボルト締付け後4週間が経過した第5回には,ボルト締付け時に比べ1KHz,2KHz以外で音圧レベルが上昇している傾向にあり,ボルトの締付け力の低下に伴い騒音低下効果が悪くなっているのがわかる(図-8(b)参照)。

次に、ハードロックナットを用いた第6回のA特性音圧レベルの周波数特性を図-9に示す、図-9より、以下のことが窺える.

- ① 当工区覆工板は、一般覆工板に比べて $125\sim500$ Hz の周波数域において 50%A 特性音圧レベルが $3\sim7$ dB 小さい.音のパワーが半減する毎に音圧レベルは 3dB 減少するので, $3\sim7$ dB の低減効果は,発生音のパワーが $1/2\sim1/5$ に低減したことになり,車同士の発生音パワーが同じであるとすると,交通量が $1/2\sim1/5$ に減少した効果に相当する.
- ② 当工区覆工板は, 2000~4000Hz の周波数域について他測点と比較して 50%A 特性音圧レベルで 0~4dB 小さい.

(3) 考察

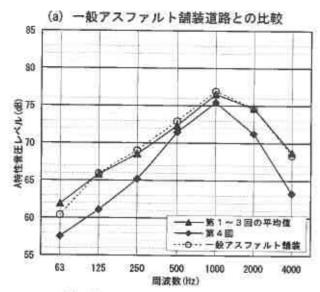
道路交通が覆工板の繋ぎ目上を通過する際に発生する「ゴトゴト」といった音に相当する主周波数帯域は 125~250Hz であり、この周波数帯域において他測点よりも音圧・レベルが低い組立式覆工板≪ MDS≫は、道路交通が覆工板上を通過する際に発生する騒音の低減に有効であると考える。

一方, 125~250Hz の周波数域に比べ 1000Hz 以 上の高周波数域では騒音低波効果が比較的小さい。 これは, 1000Hz 以上の高周波数域が車のエンジン 音やタイヤ音などに起因する車両自体の騒音に相当 する周波数帯域であり、車両が高速走行しているた め、道路交通騒音は車両自体の騒音が卓越している ものと考える。

7. おわりに

一般にコンクリート製の覆工板は静かであるといわれていながら、そのメカニズムについて詳しく調べられることなく、耐久性、産廃処理の観点から、滑り止め付き鋼製覆工板が用いられることが多い、大きな覆工板を作れば騒音・振動は小さくなると考え、しかも既存の覆工板を大きく作り変えることなく、静かな覆工板と作ろうという試みから出発したが、横目地の騒音、緩衝材の変形、そしてボルトの緩みという大きな問題に遭遇し、試行錯誤の繰り返しであった。実際に山手通りの交通を再現し、事前に覆工板の性能検査をすることは、現実としては難しいので、現場での試験施工という形を取らなければならないと思うが、一現場で解決するにはかなりの難題であった。

環境問題が大きく取上げられている昨今では、工 事の既成概念にとらわれず、いろいろな試みを考え てみることが非常に大切である。今後、都市部の工 事では、周りに住む人の立場に立って考えることが ますます重要になると考える。しかも、わずかな出 費で工事環境を大きく変えることができるなら、施 工者側からも積極的に取組んでいかなければならな いと考える。



(b) 第4回~第5回の騒音レベル

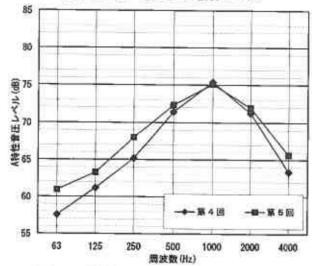


図-8 騒音測定結果:第1回~第5回

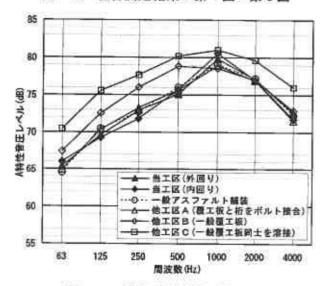


図-9 騒音測定結果:第6回

参考文献:制振材料-その機能と応用- 日本規格協会, 1992

先端に切断機構を備えた新型除去式アンカー工法 カップスアンカー工法

日特建設株式会社 技術本部 法面部

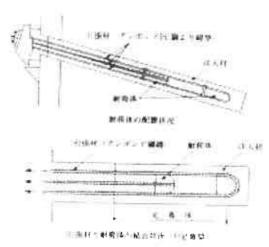
伏屋 行雄

1. 緒言

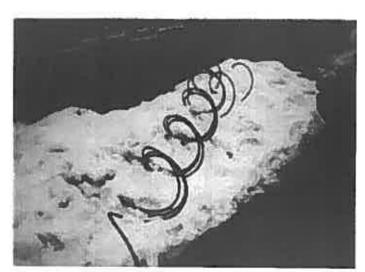
近年都市再開発事業の進展に伴い、山留め工事の施工量は大幅に増加している。特に大都市圏においては構造物の巨大化、大深度化が進み、掘削工事も大規模となる場合が多い。これらの大規模掘削工事においては山留め架構として除去式アンカーが採用されるケースが増加している。除去式アンカー工法は山留め壁内部に支障物のない大空間を確保できるため、後の掘削、床付け工事、および地下躯体工事に大きなメリットをもたらす工法である。除去式アンカー工法は現在多くの工法が開発、実用化され、それぞれ独自の設計手法、管理手法に基づき施工されている。しかし除去の確実性、施工性および安全性等の面で大きな問題を抱えているのも事実である。当社ではこれらの問題を解決し、除去式アンカー工法の地位を向上させるべく、新型除去式アンカーである「カップスアンカー工法」を開発、実用化した(以下新工法とする)。新工法はこれまでに約40件の施工例を積み上げ、優位性を実証してきた。本論文では同工法の特徴、優れた除去性能について報告する。

2. 除去式アンカー工法の概要

除去式アンカー工法は摩擦定着型と荷重分散型の2通りに分類される。現在主流となっている工法は、荷重分散型と呼ばれる工法である。荷重分散型アンカーはアンボンド PC 鋼より線を U 字状に折り曲げ加工し、先端に耐荷体と呼ばれる応力伝達拘束具を装着したものである(Fig,1)。この耐荷体を同一孔内に複数個直列配置する事により、アンカー力を地盤に均等に分散伝達する事を可能としている。耐荷体の形状、定着治具の形状等により多くの工法が開発されているが、いずれもテンドン加工、アンカー体設置面での施工性に関しては良好な反面、除去時には以下に示す問題点がみられる。



Fig,1 荷重分散型除去式アンカーの概要



Fig, 2 従来型アンカーによる引き抜き鋼線の変形 (カール状に変形しており、引き抜けの瞬間に激しく跳ね上がる)

Yukio Fuseya NITTOC Construction Co., Ltd. 13-18, Akashi-cho , Chuo-ku, Tokyo, 104-0044, Japan

Tel: 03-3542-9110 Fax: 03-3542-9118 E-mail yukio.fuseya@nittoc.co.jp

- ① 除去時に引き抜き鋼線にカール状変形が発生し、このためアンカー引き抜けの瞬間に引き抜き鋼線が激しく跳ね上がり、作業場所周囲が非常に危険である(Fig, 2)。また、このときアンボンド鋼線に塗布されているグリスが鋼線跳ね上がりの衝撃で飛散し、構造物躯体を汚す。
- ② 引き抜き長がアンカー長の2倍となり、除去作業に時間と労力を要する (Fig,3)。また、鋼線に発生するカール状変形のため、引き抜き抵抗が大きく、長尺アンカーでは引き抜き力が鋼線の極限引張り力である 183 kN/ 本を越え、除去不能に陥る場合がある。
- ③ 引き抜き鋼線に発生するカール状変形のため、廃材処理に多大な労力と時間を要する。また廃材のスクラップ処分も難しい。
- ④ 除去作業の効率が悪いため、除去工程の把握が難しく、除去工が全工程のクリティカルパスとなりやすい。 また 除去効率が悪いため不経済である。

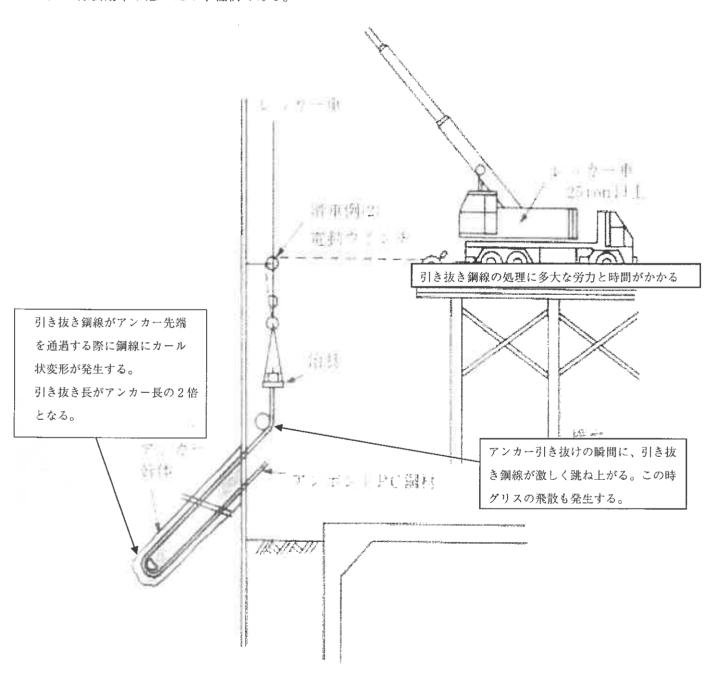


Fig.3 従来工法の除去機構と除去時に発生する問題点

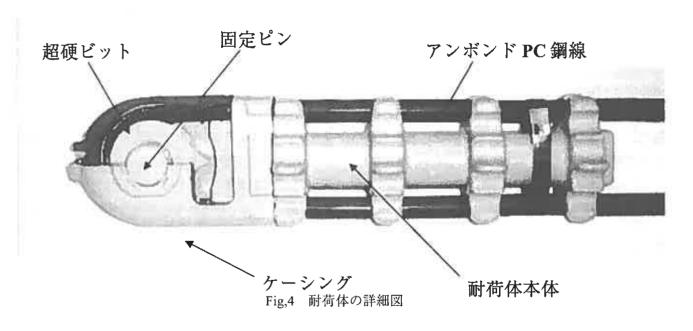
3.カップスアンカー工法の耐荷体の構造

新工法の耐荷体は、先端に超硬ビットを装着しており、このビットを回転させ、鋼線を耐荷体のケーシング内壁に押しつけて切断する。耐荷体の構造は Fig,4 に示す通りであり、耐荷体本体、超硬ビット、ビット固定ピン、および鋼線切断機構を保護するためのケーシングの4つの主要部材で構成されている。材質は、固定ピン以外は鋳物であり、さらに超硬ビット先端には高周波焼き入れを施し、PC 鋼線と同程度の硬度を持たせてある。各部材の詳細は Table,1 に示す通りである。

4.カップスアンカー工法の除去機構

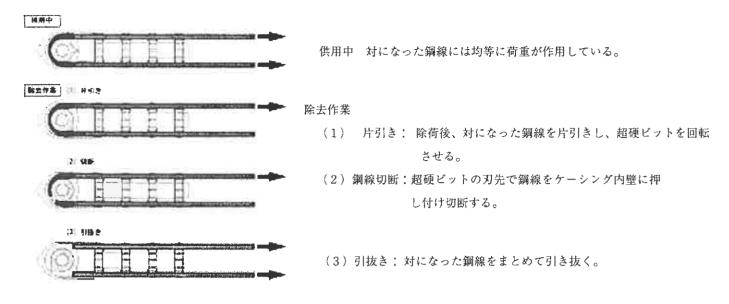
新工法の耐荷体は、先端に超硬ビットを内蔵しており、除去時には対になった鋼線を片引きする事により 超硬ビットを回転させ、鋼線をケーシング内壁に押し付け切断する。アンカー1孔分の全鋼線の切断終了 後、鋼線をまとめて引き抜くという新しい除去機構を採用している。鋼線をアンカー先端で切断するため、 引き抜き鋼線は耐荷体の先端(曲率の大きな地点)を通過しない。このため引き抜き鋼線にカール状変形が 発生せず、直線状として引き抜ける。引き抜き鋼線に変形が発生しないため、引き抜けの瞬間の跳ね上がり、 グリスの飛散も発生しない。したがって引き抜き時の安全性は従来工法に比べ非常に良好であり、安心して 作業が行える。

引き抜き長もアンカー長と同一であり、従来工法の半分である。さらにアンカー1孔分の全鋼線をまとめて引き抜くため、除去工の施工能率は従来工法に比べ飛躍的に改善され、これまでの実績では従来工法の3倍以上の除去能率を示している。廃材処理も引き抜き鋼線が無変形であるため容易であり、スクラップ処理も簡単である。同工法の除去機構の模式図をFig,5に示す。



Table, 1 耐荷の詳細

| 名 称 | 材質 | 備考 |
|-------|--------|-----------|
| 耐荷体本体 | FCD450 | アンカー力の伝達 |
| ケーシング | FCD450 | 切断機構の保護 |
| 超硬ビット | FCD650 | 先端高周波焼入処理 |
| 固定ピン | SS450 | 超硬ビットの固定 |



Fig,5 カップスアンカーの除去機構

5. 鋼線切断荷重

超硬ビットによる切断機能を確認するため、切断荷重の計測を行った。計測にはアンカー長が30m以上、20~30mの2タイプのアンカーを使用し、アンカー長の違いによる切断機能の詳細把握を目指した。 鋼線切断には専用の軽量センターホールジャッキを用い、計測には圧力変換機を使用した。切断方法は次の通りである。

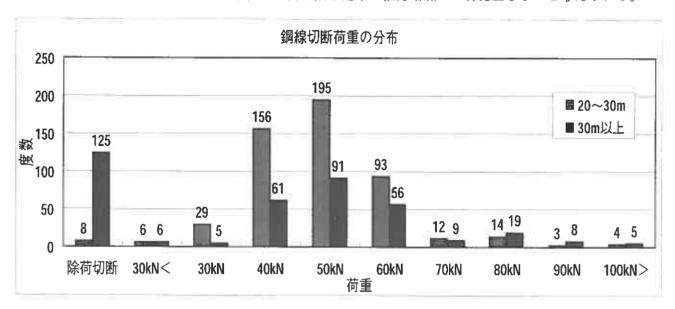
- ① 対になった鋼線の一方の定着くさびを撤去し、アンカー力を解除する。
- ② もう一方の鋼線を片引きし超硬ビットを回転させ、鋼線を切断する。
- ③ 以上の作業をアンカーを構成する全鋼線に対して繰り返し行う。

鋼線切断荷重の分布を Fig, 6 に示す。鋼線切断荷重は両タイプとも $30\sim80\,\mathrm{k}\,\mathrm{N}$ の間で $50\,\mathrm{k}\,\mathrm{N}$ を中央値とする正規分布を呈している。また 90%以上の鋼線が $60\mathrm{k}\mathrm{N}$ 以下で切断されている。今回の計測では、アンカー長の違いによる切断荷重の明瞭な変化は認められなかった。 ϕ 12.7mm の PC 鋼線(SWPR 7 B)の極限引張り力は $183\mathrm{k}\mathrm{N}$ であるが、この値と比べ、両タイプのアンカーとも極めて低荷重で鋼線の切断が行われている。これは超硬ビットによる PC 鋼線の切断が確実に行われていることを意味している。またアンカー力解除時には鋼線に発生している伸びが戻る。この「伸び戻り時」に超硬ビットが回転し、鋼線を切断する「除荷切断」が両タイプとも発生している。「除荷切断」は、特にアンカー長が長い $30\mathrm{m}$ 以上のアンカーで $125\mathrm{m}$ と多発している。アンカー長が長い場合、すなわち鋼線の伸び量が大きい場合、「除荷切断」の発生頻度は増加する傾向にある。今回計測したタイプよりアンカー長が長い場合には、さらに「除荷切断」の発生頻度は増加するものと考えられる。

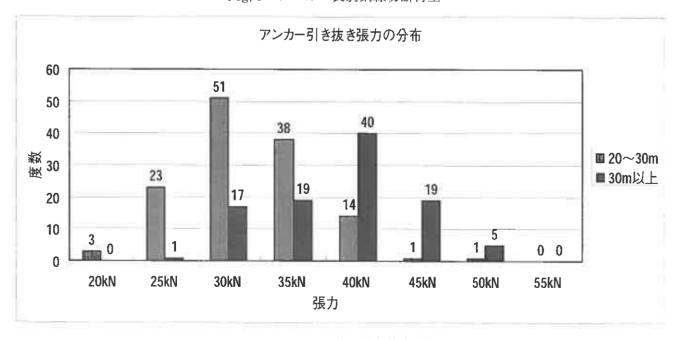
6.引き抜き初期張力

切断荷重の計測と同様に、アンカー長の違いによる引き抜き初期張力の変化を把握するため、アンカー長別引き抜き初期張力の計測を行った。計測するアンカータイプは、切断荷重計測に用いたアンカーと同一とした。計測にはレッカー車に設置されている荷重計を使用した。引き抜き初期張力の比較はFig,7に示す通りである。張力は鋼線の引き抜けが始まる直前で最大値を示し、引き抜け開始直後からすぐに低下する。また新工法では、アンカー1孔の全鋼線をまとめて引き抜くため、テンドン構成する鋼線本数により引き抜き張力に差が出ると思われる。今回はこの差を無視し、比較する。Fig,7に示す通り、両タイプのアンカー

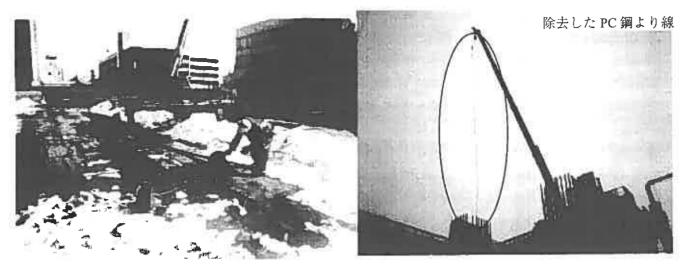
とも 25~45kN/孔(鋼線 8~10 本)でアンカーの引き抜けが始まる。張力はすぐに低下し、アンカー長が30mを超える長尺アンカーでも 55kN を超えるものは認められなかった。アンカー長の差による引き抜き初期張力の差は明瞭に現れている。20~30m級のアンカーでは 30 k N/孔(鋼線 8~10 本)を中央値とした正規分布を示し、30m以上のアンカーでは 40 k N/孔(鋼線 8~10 本)を中央値とする正規分布を示している。従来工法では 1 本の鋼線の引き抜きでも 30kN/鋼線(1 本)を超える張力を必要とし、さらに引き抜き荷重の減衰がほとんど発生せず、逆に引き抜き張力が増加する。さらに長尺アンカーでは引き抜き張力が PC 鋼線の極限引張り力を超え、除去不能となることもある。従来工法に比べ新工法の引き抜き張力は極めて低く、除去不能となることは無い。アンカーの引き抜き張力は、アンボンド PC 鋼線のシース内壁と PC 鋼線との間の摩擦抵抗により発生する。従来工法では引き抜き鋼線にカール状変形が発生するため引き抜き張力は大きくなる。新工法では鋼線は無変形であり、直線状に引き抜ける。(Fig,8 参考)このため引き抜き時の摩擦抵抗は従来工法に比べ非常に小さく、また引き抜き途中の張力増加は一切発生しないと考えられる。



Fig,6 アンカー長別鋼線切断荷重



Fig,7 アンカー長別引き抜き張力



Fig,8 アンカー引き抜き状況 (左) カップスアンカーの引き抜き鋼線(細断作業中) (右) 引き抜き終了時 (直線状を呈する)

Table.2 カップスアンカー工法と従来工法の比較(当社比較)

| アンカー長 (m) | 10.0 | 12.5 | 15.0 | 17.5 | 20.0 | 25.0 | 30.0 | 40.0 |
|-----------|------|------|------|------|------|------|------|------|
| 新工法 | 20 | 20 | 20 | 20 | 20 | 20 | 19 | 19 |
| 従来工法 | 20 | 17 | 15 | 12 | 9 | 5 | 3 | 2 |

アンカータイプ:5-10 単位:孔

7. 除去能率の比較

新工法と従来工法の除去能率を比較すると、Table, 2に示す通りである。従来工法ではアンカー長の増加に伴う除去能率の低下が著しく、アンカー長が20mを越えた場合、除去能率はアンカー長10mの場合の50%以下まで低下する。新工法では除去能率に対するアンカー長の影響はほとんど認められず、アンカー長が30mを越える長尺アンカーの場合でも高い除去能率を維持している。主な原因は以下の通りである。

① 除去機構の違い

新工法の場合、鋼線切断後、一度にアンカー1孔分の鋼線をまとめて除去する。このため除去時間は大幅に短縮される。従来工法では鋼線1本ずつの引き抜き作業となるため、引き抜き回数は鋼線本数と同数となり除去作業に時間がかかる。また新工法の場合は鋼線切断に約5分/孔程度の時間を要するが、引き抜き時間が短いため、除去時間全体では、従来工法を大幅に下回る。

② 引き抜き長の違い

新工法の場合、除去時の鋼線引き抜き長はアンカー長と同一であるが、従来工法ではアンカー長の2倍となる。このため新工法では大幅な除去時間短縮が実現出来る。

③ 引き抜き張力の違い

両工法で引き抜き張力には大きな差がある。従来工法は新工法の 15 倍以上の張力を要するため引き抜き 時間にも大きな差がでる。

④ 引き抜き鋼線の処理

従来工法では引き抜き鋼線がカール状変形を呈しているため、引き抜き後の廃材(引き抜き鋼線)の細断、 廃棄処理に多大な時間と労力を要するが、新工法では引き抜き鋼線が直線状を呈するため廃材処理は非常 に簡単であり、処理時間の大幅な短縮が可能である。

⑤ 除去作業時の仮設の簡便さ

新工法は、除去時に鋼線の跳ね上がり、グリスの飛散が発生しないため、作業エリア区分、既設構造物の 養生が簡単であり、従来工法と比較し、除去工の施工時間短縮が行える。

8. カップスアンカーの支持機構

アンカーの支持機構を評価するために N 値 30 を示す沖積砂礫層において、多サイクル載荷実験を実施した。実験方法は 5 サイクル載荷方式とし、各サイクルでの最大荷重載荷時の変位量測定時間は、変位が一定となった後 10 分間とした。試験アンカーの諸元を Table, 3 に示す。アンカー頭部の荷重-変位量曲線は Fig, 9 に示す通りであり、弾性変位量の挙動は理論管理線とほぼ等しい。設計荷重の 1.2 倍である試験最大荷重(652kN) 載荷時でも、アンカー体に引き抜けの兆候は認められなかった。また塑性変位量は試験最大荷重載荷時でも 4mm 以下と小さく、試験アンカーの支持機構は良好であった。以上の試験結果から、試験アンカーは 3 個の耐荷体がそれぞれ均等にアンカー力を地盤に均等に分散伝達しており、設計アンカー力に対して高い支持機構を保持していると考えられる。

Table,3 試験アンカーの諸元

| アンカータイプ | 定着長部(m) | 自由長 (m) | 初期荷重 (kN) | 試験最大荷(kN) | 設計荷重 (kN) |
|---------|---------|---------|-----------|-----------|-----------|
| 5-6 | 5.50 | 4.50 | 99.7 | 652.0 | 543.0 |

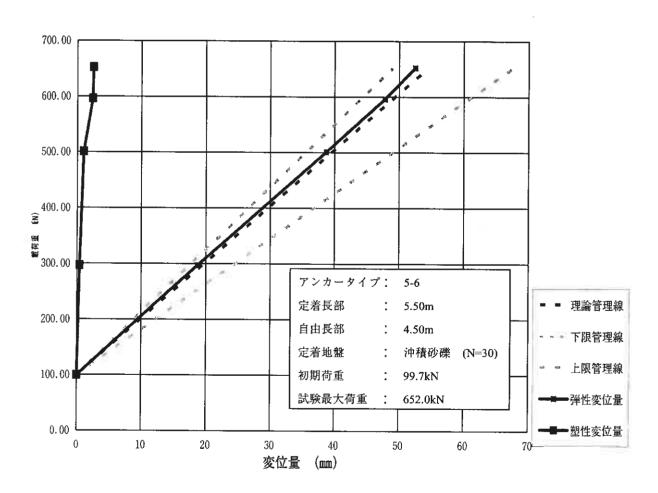


Fig.9 カップスアンカーの多サイクル載荷実験結果

9. 新工法と従来工法の比較

新工法と従来工法の比較を行う。

① アンカー体造成工、緊張定着工

アンカーの支持方式は両工法とも荷重分散型アンカーに属する。新工法はテンドン加工、アンカー体造成工、緊張定着工に関しては、従来工法と全く同様であり、施工性も極めて良好であるといえる。また多サイクル載荷実験では、アンカーの支持機構も良好であり、複数の耐荷体によるアンカー力の地盤への分散伝達も確実に行われていると考えられる。

②除去工

新工法は、アンカー力解除後、対になった鋼線を片引きする事によりアンカー先端の耐荷体に装着されている超硬ビットを回転させ、鋼線をケーシング内壁に押し付けて切断する。アンカー 1 孔分の全鋼線の切断終了後、鋼線をまとめて引き抜くという新しい除去機構を採用している。現場での計測実績では鋼線の切断荷重は $30\sim80$ kN であり、さらに 90% 以上の鋼線は 60kN 以下で切断されている。切断荷重は ϕ 12.7mm の PC 鋼線の極限引張り力である 183kN に比べ非常に低く、超硬ビットによる鋼線の切断が確実に行われていると考えられる。また鋼線切断作業の安全性は高く、アンカー長が長い場合には、アンカー力解除時の鋼線の「伸び戻り」だけで鋼線が切断される「除荷切断」の発生頻度が高い。以上より除去時に引き抜き鋼線はアンカー先端を通過しない。このため引き抜き鋼線に変形は発生せず、直線状を呈し引き抜ける。従来工法に見られる引き抜け瞬間の鋼線の跳ね上がり、グリスの飛散は一切発生しない。以上より除去工の安全性は従来工法に比べ非常に高いと言える。引き抜き初期張力はアンカー 1 孔あたり $20\sim40$ kN であり、引き抜け開始直後、直ちに低下を始める。また引き抜き鋼線が直線状を呈するため、廃材(引き抜き鋼線)の処理も容易であり、スクラップ処理も簡単に行える。

除去の工程について新工法と従来工法の比較をまとめると Table, 4 に示す通りである。

Table,4 新工法と従来工法の比較

| | 新 工 法 | 従 来 工 法 |
|-----------------|--------------------|------------------|
| | 荷重分散方式 | 荷重分散方式 |
| 除去機構 | 鋼線を先端で引き抜いた後、アンカー | 鋼線を1本ずつ引き抜く |
| | 1孔分の鋼線をまとめて引き抜く | |
| 切断荷重 | 30~80kN | - |
| 引き抜き初期張力 | 20~40kN/ 鋼線(8~10本) | 30kN/鋼線(1本)以上 |
| | 引き抜け開始直後に低下する | 徐々に増加する |
| | | (鋼線の破断荷重を越え、除去不能 |
| | | となる場合もある) |
| 安全性 | 良好 | 劣る |
| 除去能率 | 19 孔/日以上 | 3孔/日程度 |
| (アンカータイプ | | |
| 5-10,L=30m の場合) | | |
| 除去率 | 100% | 除去不能もある |
| 引き抜き鋼線の形状 | 無変形 | カール状変形 |
| 廃材処理方法 | 容易 | 難 |
| | スクラップとして再利用 | 産業廃棄物として処分 |
| | | (再利用は難しい) |
| 施工実績 | 40 件 | 多数 |

10.まとめ

以上の通り新工法の施工性は従来工法同様に良好である。アンカーの支持機構も従来工法と同様であり地盤へのアンカー力は確実に分散伝達されている。除去機構は、従来工法の持つ欠点を全て克服する新しい除去機構を採用している。この新しい除去機構には、アンカー長による影響は認められず、逆にアンカー長が増加するに従い、さらにその能力を発揮する。現在まで新工法は従来工法に比べ、3倍以上の除去能率を発揮している。また除去作業の安全性も高く、廃材(引き抜き鋼線)が直線状を呈するため、スクラップ材としての再利用も容易に行え、省資源化に関しても従来工法に比べ、優れた特徴を有している。これら新工法の導入により、いままで除去工の難しさから敬遠されてきた長尺除去式アンカーの導入にも可能性が大きく広がったと言える。今後新工法の需要が増加し、大規模土留め工事の省力化が格段に進歩するものと期待している。

「参考文献」

- 1) 森脇 登美夫:建築地盤アンカー設計・施工指針改訂のポイント 基礎工 2001,07 Vol、29 No,7 PP2~7
- 2) 浜塚 政治 :除去式地盤アンカー工法の現況と同行 基礎工 2001,07 Vol、29 No,7 PP15~18
- 3) 外崎、伏屋、菅、向 : 先端で切断する除去アンカー「カップスアンカー工法」 基礎工 2001,07 Vol、29 No,7 PP65~67
- 4) 向、妹尾、岸野、伏屋 : PC 鋼より線切断機構を備えた荷重分散型除去式アンカーの性能評価試験結果 第 34 回 地盤工学研究発表会、795,1999
- 5) 地盤工学会基準 グラウンドアンカー設計・施工基準同解説 (JGS4101-2000),(社) 地盤工学会, 2000,3,23
- 6) 二見、妹尾、向、近藤 : アンボンド型除去式地盤アンカーの引き抜試験 (その3極限摩擦応力度) 日本建築学会 大会学術講演会,1999,9,20316
- 7) 向、菅、妹尾、増田 : アンボンド型除去式地盤アンカーの引き抜試験 (その 5 PC 鋼より線の基本性能) 日本建築学会大会学術講演会,1999,9,20318