

土質・基礎に関するQ&A第2集 及び工事事例集

平成11年5月

北海道土木技術会
土質基礎研究委員会

序

「土質基礎に関するQ&A集」第2集および「土質基礎に関する事例集」をお届けいたします。

「土質基礎に関するQ&A集」第1集は平成5年5月に技術小委員会のメンバーが中心となって発刊いたしましたところ非常に好評で、既に在庫も尽きた状態です。また、発刊以来5年余を経過し、寄せられるQもかなりの数となってきましたので、整理して第2集として発刊いたしました。

また、「土質基礎に関する事例集」は気軽に投稿できる調査・設計・施工の報告集として報文を募集しましたが、応募の数が少なく「Q&A集」と合冊としました。

「Q&A」の「Q」は①既に解決済みであるが、これまで現場の担当者等から問い合わせのあった事項、②実際には問題となっていないが、これを機会に解決方法と整理したい事項、③現場の担当者あるいは若手の技術者からよく質問される事項などを対象として募集し、前回の第1集で回答できなかったものを含めて、67の「Q」が集まりました。「Q」に対する「A」は主に当小委員会のメンバーおよび所属機関の協力を得て作成いたしました。適切な回答を得るために、以下の機関の方々のご協力を賜りました。ご協力頂いた機関名を記して、謝意を表します。

基礎地盤コンサルタンツ(株)北海道支社

(社)コンクリートパイル建設技術協会北海道地区技術委員会

清水建設(株)技術研究所

竹中技術研究所

北海道開発局開発土木研究所

北海道開発コンサルタント(株)

北海道電力(株)総合研究所

北海道士質コンサルタント(株)

「A」は小委員会のメンバーならびに協力いただいた方々が多忙な本務のかたわら、限られた時間でとりまとめたものです。質問の趣旨に沿わないものや適切な回答になっていないものもあると思います。また、土質・基礎工学は経験の蓄積により得られた解も多く、異なる見地からの「A」をお持ちの方がいると思います。ご指摘いただければ適当な機会を見て、それらの「A」の報告をしようと考えております。また、寄せられた「Q」の中には現時点では回答が不可能なものもあり、それらについては「Q」のみを掲載いたしました。

Qの配列は会員の利用し易さを考慮して、試験・調査、設計、施工に大分類し、その中では土質工学会発行の「土質工学用語辞典」の分類項目にしたがって整理しました。

また、本冊子の単位系は本年10月よりのS I単位への全面移行を念頭におき、原則としてS I単位を用いることとし、Q. 1にS I単位の解説をしました。しかし、公式の係数は重力加速度の有効数字をどの程度にするかにより変わってきますので、まだ、確定していないものについては、旧来の重力単位による式を記載しております。

本冊子が現場の土質基礎に関する日常的な技術問題の解決に何らかの手助けになれば幸いです。

「Q&A集」は、今後とも質問を継続的に集め、適当な時期をみて第3集を発行することや、インターネットのホームページなどにより、「Q」に対する「A」を広く会員に皆様より集めることも考えております。本冊子の最後に本委員会への質問の要領を示してありますので、随時質問をお寄せ下さい。

また、「土質基礎に関する事例集」についても、継続して発刊する予定です。大規模な事業や特殊な設計・工事に限らず、小さな工夫が会員の業務に役立つと思われますので、多くの投稿をお待ちしています。

平成11年5月

北海道士木技術会土質基礎研究委員会技術小委員会

委員長 神 谷 光 彦

平成10年度**北海道土木技術会土質基礎研究委員会技術小委員会名簿**

委員長	神谷 光彦	北海道工業大学工学部土木工学科
幹事	日下部祐基	北海道開発局開発土木研究所農業開発部地質研究室
委員	稲 直美	(有)地盤工房
	境 吉秀	清水建設(株)北海道支店
	寺澤 良三	會澤高圧コンクリート(株)
	高野 重久	不動建設(株)北海道支店
	山田 泰造	(株)竹中土木北海道支店

目 次

土質・基礎に関するQ&A第2集

Q. 1 S I 単位一土の湿潤密度と単位体積重量の違い	1
------------------------------	---

試 験・調 査

Q. 2 なぜ、活断層によって地震が起こるのか	3
Q. 3 揚水試験による多層地盤の水理定数の求め方	5
Q. 4 締固めた地盤の透水試験に用いる透水試験機	7
Q. 5 単孔式現場透水試験の使い分けと留意点	8
Q. 6 泥炭の引っ張り強さの試験・調査法	9
Q. 7 基礎岩盤の岩級区分	10
Q. 8 未固結な岩の強度定数の考え方	11
Q. 9 岩石のスレーキングメカニズムと簡易判定法	12
Q. 10 軟岩等の風化の問題で、圧縮強度がどのように変化するか	13
Q. 11 弾性波トモグラフィー的な方法の分解能	14
Q. 12 水平方向変形係数の設計値の決定方法	15
Q. 13 泥炭層の水平方向地盤反力係数	16
Q. 14 設計CBRとK30及びN値との関係	17
Q. 15 河川堤防および樋門(管)における液状化被害調査手法	19

設 計

Q. 16 歩道の地表面載荷重の値	
-------------------	--

	-----	2 1
Q. 1 7 橋台ウィングと擁壁のたて壁の接合方法	-----	2 2
Q. 1 8 層厚が2 m程度の被圧帯水層が支持層となる場合の被圧水対策	-----	2 3
Q. 1 9 地下水位が高い場合の、既設人孔への新設管渠の接続法	-----	2 5
Q. 2 0 E P Sによる裏込めと土圧	-----	2 6
Q. 2 1 強度増加率の求め方	-----	2 7
Q. 2 2 圧密沈下量の検討の時に用いるe oの取り方	-----	2 8
Q. 2 3 圧密沈下量式の種類とその問題点およびそれらの推定精度	-----	2 9
Q. 2 4 盛土の円弧すべり計算における層厚変化の取り扱い	-----	3 0
Q. 2 5 切土法面植生のファイバー吹付けについて	-----	3 1
Q. 2 6 各種すべり安定計算式	-----	3 2
Q. 2 7 液状化対策としての地盤改良範囲	-----	3 3
Q. 2 8 動的応答解析時に地盤ひずみが1 %を越えた場合の物性値の設定方法	-----	3 5
Q. 2 9 道路橋示方書にある液状化する層と支持層	-----	3 7
Q. 3 0 耐震設計上の耐震基盤の考え方	-----	3 9
Q. 3 1 多層地盤における水平方向地盤反力係数と換算載荷幅	-----	4 0
Q. 3 2 岩盤を支持層とする直接基礎の地震時最大地盤反力を設けた理由と安定照査の必要性	-----	4 1
Q. 3 3 直接基礎における根入れ深さの取り方	-----	4 2
Q. 3 4 地表より2 m以上の被圧水がある場合に直接基礎ができない理由	-----	4 3
Q. 3 5 鋼管杭で打ち抜ける、中間層の硬さと厚さ	-----	4 4
Q. 3 6 古い構造物に使用されていた基礎杭の再利用	-----	4 5
Q. 3 7 場所打ち鋼管コンクリート杭の付着強度	-----	4 6

Q. 38	プレボーリング工法の支持力算定方法	47
Q. 39	軟岩上の杭の支持力計算法	48
Q. 40	杭基礎における最大杭間隔の規定と最小間隔の考え方	49
Q. 41	K _v が算出できないような極端に短い杭の取り扱い	50
Q. 42	単列杭基礎の採用条件, 杭頭結合法および設計上の結合条件	51
Q. 43	杭頭結合法のA法とB法の使い分け	52
Q. 44	パイルドラフト基礎とは	53
Q. 45	ウォータージェット工法の適用	54
Q. 46	杭の種類による設計耐用年数	55
Q. 47	山留め設計における礫層の土圧計算	56
Q. 48	山留め設計法の慣用法と弾塑性法の使い分け	57
Q. 49	アスファルト舗装の路床の設計に、沈下が考慮されていない理由	58
Q. 50	細粒分含有率の低い地盤のSCP設計	59
Q. 51	石炭灰の利用方法	60

施 工

Q. 52	PIP杭とは	65
Q. 53	摩擦杭の施工時における支持力の確認	66
Q. 54	中掘杭工法とは	67
Q. 55	杭が高止まりした場合の地中部作用曲げモーメントに対する処置	68
Q. 56	杭の打ち止め管理で、貫入量が基準値を超えている場合の対処法	69
Q. 57	ヤットコを使用した場合の打ち止め管理式	70

Q. 5 8	PHC杭の杭頭部が破損した場合の対処法	7 1
Q. 5 9	長尺杭の打止め管理	7 2
Q. 6 0	鋼管矢板工法における継手部の止水モルタル施工法と漏水対策方法	7 3
Q. 6 1	土質による推進工法の選定とトラブル	7 4
Q. 6 2	地震で生じた河川堤防の応急復旧工法	8 0
Q. 6 3	オーバーコンパクションの回復プロセスと効果的回復法	8 1
Q. 6 4	深層混合処理工法の羽根切り回数	8 2
Q. 6 5	土質による薬液注入工法の選定と効果の確認	8 4

回答なしのQ

Q. 6 6	風化軟岩の粒度試験	8 9
Q. 6 7	プレキャスト擁壁の設計法	8 9

工事事例集

1. 「高盛土部における軽量盛土の設計施工について」 日本道路公団 北海道支社 室蘭工事事務所	9 1
2. ホロナイ川橋(2主桁橋)における上部工の省力化 日本道路公団 北海道支社 室蘭工事事務所	9 3
3. 「フェリーターミナル近接でのミニコンポーザー工法による施工について」 不動建設株式会社 北海道支店	9 5
4. 「コラムアプローチ工法の開発と施工」 株式会社 ダイヤコンサルタント	9 9
5. 「薄型多数アンカー式補強土壁工法の部材耐力とその施工法について」 岡三興業株式会社	1 0 5

土質・基礎に関するQ&A第2集

Q. 1 S I 単位—土の湿潤密度と単位体積重量の違い—

平成4年に計量法が国際的な標準であるS I単位が導入して全面改定され、平成5年11月より施行されております。しかし、段階的に移行するために単位の使用頻度に応じた猶予期間が設けられ、地盤工学の分野でよく用いられる力、圧力や仕事などは平成11年9月末まで旧来の単位が使用できることになり、それ以降はすべての単位がS Iに切り替わります。

そこで、もっとも影響のある密度（単位体積質量）と単位体積重量についてみてみますと、これまで密度と単位体積重量は単位こそ違え、値が同じであることより区別なく用いられてきました。しかし、S I単位では単位も値も異なることになります。

質量と重量の違いをみますと、国語大辞典（小学館）によれば、「質量」は物体が有する固有の量。物体の慣性はこれが大きいほど大きく、その意味で物体に働く力とそれによって生じる加速度との比を慣性質量という。また、これが大きいほどそれに働く重力は大きく、その意味で地上の任意の点で物体に働く重力とそれによって生じる重力加速度との比を重力質量という。相対論によって両者は同一のものであることが証明されている。相対論によれば質量はエネルギーの一形態で、物体の速度が光速に近づくとともに増加すると説明されている。一方、「重量」は物体に働く重力の大きさ。質量と重力加速度の積で、厳密には地球上の場所によって異なるとなっている。

すなわち、質量はスカラー量で物質の持っている固有の値で常に一定であるのに対し、重量は重力方向の力を示すベクトル量で、重力加速度に支配され、無重力場ではゼロとなります。

これまでは質量はg、重量はgfを用いて、fを重力加速度としてきましたので、例えば4℃の水では密度 $1.0\text{g}/\text{cm}^3$ ($1.0\text{t}/\text{m}^3$)、単位体積重量 $1.0\text{gf}/\text{cm}^3$ ($1.0\text{tf}/\text{m}^3$)で、密度、単位体積重量とも値は同じでした。

しかし、S I単位の導入により、今後は重力加速度として $9.81\text{m}/\text{s}^2$ を用いることになります。そのため、水の単位体積重量を例にとりますと、密度は変わりませんが、単位体積重量は、

$$1.0\text{tf}/\text{m}^3 \rightarrow 1.0\text{t}/\text{m}^3 \times 9.81\text{m}/\text{s}^2 = 1000\text{kg}/\text{m}^3 \times 9.81\text{m}/\text{s}^2 = 9810\text{kg} \cdot \text{m}/\text{s}^2 \cdot \text{m}^3 = 9810\text{N}/\text{m}^3 = 9.81\text{kN}/\text{m}^3$$

注) N (ニュートン) = $\text{kg} \cdot \text{m}/\text{s}^2$

となり、これまで用いられた値のほぼ10倍となります。

また、S I単位の導入により地盤工学でよく用いられる圧力・応力の単位も変わり、つぎのようになります。

$$1.0\text{tf}/\text{m}^2 = 9.81\text{kPa}, \quad 1.0\text{kgf}/\text{cm}^2 = 98.1\text{kPa} \quad \{\text{Pa (パスカル)} = \text{N}/\text{m}^2\}$$

これらの数値や単位の変化により、これまで用いられた公式の係数が変わるものも多く出てきますので、移行期には混乱が生ずるかと思われます。さらに、現場では単位の錯誤による災害の懸念も指摘されておりますので、単位系を確かめて使用するよう心掛けて下さい。

参考文献

- 1) 土質工学会編(1981)：土質工学におけるS Iの使い方

試 験 ・ 調 査

Q. 2 活断層が原因で地震が起こるといわれますが、なぜなのかわかりません。すべての活断層は、常に地震を起こしたり、あるいは応力を受け続けているのでしょうか。

この質問に関する回答は、地盤工学会の「土と基礎」に掲載された講座「地震発生のメカニズムと予測」（1997年10月号より）の第2章、第3章および第4章を通読すれば得られると思います。また、日本を代表する研究者の丁寧な説明に勝るような説明はできませんが、ここでは、私なりにこの講座の内容を整理して回答したいと思います。

まず、なぜ地震が起こるのかを考えてみましょう。地震の原因は、プレートテクトニクス理論で説明されます¹⁾。プレートテクトニクス理論では、地球の表面は十数個のプレートで覆われており、各プレートは運動していると考えます。たとえば、日本周辺では、オホーツク海プレート（一説では、北米プレート）、ユーラシアプレート、フィリピン海プレート、太平洋プレートの4つのプレートが存在します。前者の2つのプレートは陸地を載せているプレート（大陸プレート）、後者二つが海洋を載せているプレート（海洋プレート）です。これらは、相対的に運動しており、オホーツク海プレートを基準とすると、フィリピン海プレートは北北西から北西方向に年間4 cmの速度で移動しており、太平洋プレートはおおむね西に年間10 cmの速度で移動しています。また、ユーラシアプレートは、年間数mmから1 cmの速度でほぼ東に移動しています²⁾。

プレート相互の運動により、プレートの境界には大きな応力が働きます。特に、海洋プレートと大陸プレートが接触する場所では、海洋プレートが大陸プレートの下に潜り込むために、大陸プレートもいっしょに引きずり込まれ、その反発により巨大地震が発生します。このような地震をプレート間地震と言います。また、このプレート間の接触の影響は、プレート内部に及んでいると考えられています。

さて、次に地震を考えてみましょう³⁾。地震が起きた場所は震源域と呼ばれますが、震源域では、ある面が壊れ、この面を境にして両側の地塊がずれます。このずれの運動を断層運動と称しています。断層という言葉は、地震が断層運動で起きることが分かる以前から、ほぼ水平に堆積した地層がある面を境に食い違っている様子を表わす言葉として使用されてきました。つまり、古くから地質学者が用いてきた断層という言葉は、地震により地表に生じる全ての地変を表わしていますが、地震学者が言う断層は地震波の発生源の意味しかありません。そこで、現在では地震波の発生源である断層を震源断層、その延長部と考えられる地表のずれを地表地震断層と呼ぶことにしています。

次に、活断層です。活断層の定義は、有名になった「日本の活断層」⁴⁾では、第四紀の初頭である180万年前以降に活動した断層で将来も活動するであろう断層を活断層としています。ところが、研究が進むに連れて第四紀の前半には繰り返し活動をしたが、それ以降の活動しておらず近い将来活動する可能性のない断層の存在が指摘されたことから、およそ12万年前以降繰り返し活動してきた断層を活断層と呼ぶ定義もあります。活断層の調査は、まず空中写真により、活断層に特有なリニアメントを探し出すことから始まります。目で見て判断できるということは、繰り返し地震が起きたために、地震の痕跡である活断層が保存されていることになります。

以上のことから言えることは、活断層は繰り返し地震が起きた場所ですから、今後も地震は活断層で起こるということです。質問の前半の回答としては、「活断層」の定義を、地表の傷痕の地下延長部にある震源断層も含めたものと考えれば、地震は活断層が起こすということになります。

さて、活断層はどのように活動しているのでしょうか。アメリカのカリフォルニアにあるサンアンドレアス断層の一部などでは、断層がゆっくりすべるクリープ現象が見られます。このクリープ現象にしても、ほぼ連続的にずれる場合と、1日ぐらい連続して数mm程度ずれる Creep event とがあります。いずれにしても、ずれの速さがゆっくりなため体感するような地震波は発生しません。このようなクリープ断層は、日

本の陸域では見つかっていませんが、日本付近の海域のプレートの沈み込み帯では、地震を起こさない断層のずれ（サイレントアースクェイク）が起きている証拠があるそうです。また、日本の活断層は、歴史時代に生じた大地震の余震活動とみられるものを別にすれば、有感地震や微少地震を恒常的に発生させているものはない、と言われています。よって、日本の活断層はある程度の規模の地震を繰り返し起こすものと言えます。

質問の後半の回答ですが、前述したように海洋プレートが大陸プレートの下に潜り込んでいますから、その影響で大陸プレート上にある活断層には応力はかかっています。常時の活動に関しましては、その活断層の活動履歴によるということになります。

最後になりますが、活断層はあくまでも目視等で確認されたものです。よって、確認できないもの、例えば地中深くで起きた地震でずれ運動が地表まで届かないものは、活断層とは呼びません。被害を起こすような地震も含めて、多くの地震はずれ運動の痕跡が地表に現れませんから、活断層だけが地震を起こすという考えは適切ではないことに注意してください。

参考文献

- 1) 瀬野徹三：地震発生のメカニズムと予測, 3. 地震とプレートテクトニクス, 土と基礎, 45-12(479), pp.53~58, 1997
- 2) 池田安隆, 島崎邦彦, 山崎春雄：活断層とはなにか, 東京大学出版会, 220 p, 1996
- 3) 島崎邦彦：地震発生のメカニズムと予測, 2. 地震とはなにか, 土と基礎, 45-11(478), pp.55~60, 1997
- 4) 活断層研究会：新編日本の活断層, 東京大学出版会, 1991

Q. 3 多層の地層構成条件のもとで、揚水試験によりそれぞれの層の水理定数を求める一方法はないのでしょうか？できるだけ簡便な方法で、低コストでできる方法があれば教えてください。

1. 背景

我が国の平野部はそのほとんどが海成あるいは河成堆積物により構成されており、粘性土地盤および砂質土地盤が相互に出現する多層の地層構成をなしています。掘削工事における地下水対策を詳細に検討する場合などには、これら各層の透水係数、貯留係数などの水理定数を正確に把握する必要があり、この調査法が昨今の技術課題となっています。

2. 関連の調査方法

地盤の深度方向の透水性の分布を調査する方法としては、以下のような方法があります。

2.1 電気検層

ボーリング孔内にゾンデを降ろし、地盤の比抵抗を測定します。透水性が高い地盤は比抵抗が大きいという特徴を利用して地盤の透水性の鉛直分布を定性的に評価します。

2.2 粒度試験

ボーリング時に採取したサンプルの粒度試験結果からクレーガーの方法などを用いて地盤の透水性を推定します。クレーガーの方法は、多くの試験結果に基づき作成した D_{20} （粒径加積曲線の20%粒径）と透水係数との関係を表す表を用いて透水係数を推定するものです。

2.3 単孔式透水試験

ボーリング時に比較的簡便に低コストで実施できる単孔式透水試験を複数の深度で実施し、透水係数の値を深度ごとに把握します。

しかし、ここに挙げた調査法はいずれも透水係数（透水性）のみを評価する手法であること、またその推定精度も定性的であったり定量的であるにしても精度があまり高くないことなど、これをそのまま設計に利用するには問題があります。

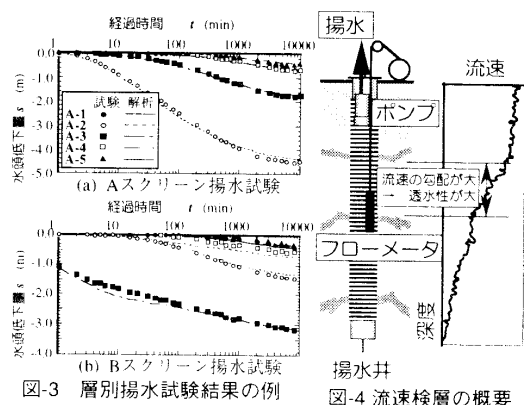
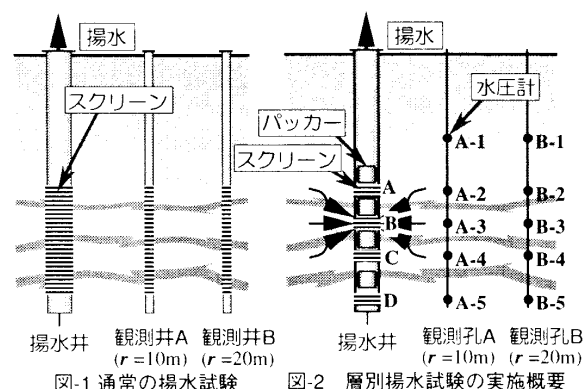
3. 揚水試験

地盤の水理定数を原位置で正確に把握する調査法として揚水試験が挙げられます。揚水井と呼ばれる井戸から揚水したときの揚水量と、周辺に設置した観測井における水位（水頭）低下量を計測、解析する手法です。しかし、通常の揚水試験は単一層を対象としたもの、あるいは多層地盤であってもこれらを貫通する井戸を設置して単一層とみなして実施する（図-1）ことなどから、多層地盤のもとで各層の水理定数を把握することはできません。

3.1 層別揚水試験

この問題を解決するために図-2に示すように複数の帯水層ごとにスクリーンを有し、このそれぞれから独立して揚水可能な構造の揚水井と、各層ごとの水頭変動が計測できる構造の観測孔を設置して、各層ごとの揚水試験を実施する方法があります。

この揚水試験法を層別揚水試験と呼んでいます¹⁾。試験結果として図-3に示すような各層ごとの水頭変動が得られ、この試験結果に逆解析的な手法を適用することにより各層の水理定数が把握できます。試験設備の設置にコストがかかることや、解析にコンピュータを用いなければならないなど、手軽に実施できる試験とはいえませんが、水理定数を正確に評価することができます。



なお、層別揚水試験の計画にあたっては先に挙げた電気検層、粒度試験などの結果を参考にスクリーン深度、水圧計設置深度を決定します。

3.2 流速検層

井戸の上部付近で揚水すると同時に、井戸ケーシング内の鉛直流速分布を測定することにより各層からの湧出量を測定し、各層の透水係数を推定する方法が考えられます(図-4)。流速測定ゾンデとしては羽車式、電磁式のものなどがあります。岩盤などのみずみち探査では有効な手法ですが、未固結地盤では井戸ケーシング外側の流れを評価するための工夫が必要です。

4. おわりに

多層地盤め透水性を評価する方法をいくつか列挙しました。定性的あるいは精度の低い推定値を得るための調査法はいくつか考えられますが、正確なパラメータを得るためには層別揚水試験の実施など綿密な調査が必要でしょう。

参考文献

- 1) 高坂信章、三宅紀治: 三次元的な地下水流を考慮した地下水処理の調査と施工、土と基礎、Vol.43, No.9, pp.30-32.1995.9

Q. 4 締固めた地盤で実施する透水試験の試験器の構造について詳しく教えてください。また、商品化された物があれば教えてください。

締固めた地盤の透水試験については、地盤調査法¹⁾に説明されています。通常、締固めた地盤とは、堤体やダムの上水壁などのように極めて低い透水係数を有する土構造物をいうことが多く、地盤調査法では透水試験の方法として定水位注入法が採用されています。試験の手順などは調査法に詳しいので、試験器の原理について説明します。

定水位注入法は、締固めた地盤に掘削した試験孔に水を満たし、その水位を一定に保つための注入量を測定するものです。つまり、この試験器のポイントは、水位を一定に保つための仕掛けとそのための注入量の測定をどのようにするかとなり、これを簡単に実現するのがマリOTTサイフォンです。

図-1でその原理を説明します。まず、左図の状態試験孔Bの水位が落ち着いている状態を想定します。なお、タンクAに接続されているパイプがaでBの水面に接しています。この状態で、右図のように地盤に水が浸透すればBの水位は下がります。その時、aから瞬間的に空気が流入し、タンクAの水面を押下げる、その結果、試験孔Bの水面を上昇させ左図の状態に復帰することになります。このようにしてBの水位は一定に保たれるわけです。ある一定時間におけるタンクAの水位低下量で流入量がわかるので、地盤の透水係数を算定できます。

ただし、原理的には簡単ですが、実際にはいろいろと工夫が必要と思われます。私の知っている範囲では商品化されたものはありませんが、原理がわかればメーカーに作成してもらうのは可能でしょう。

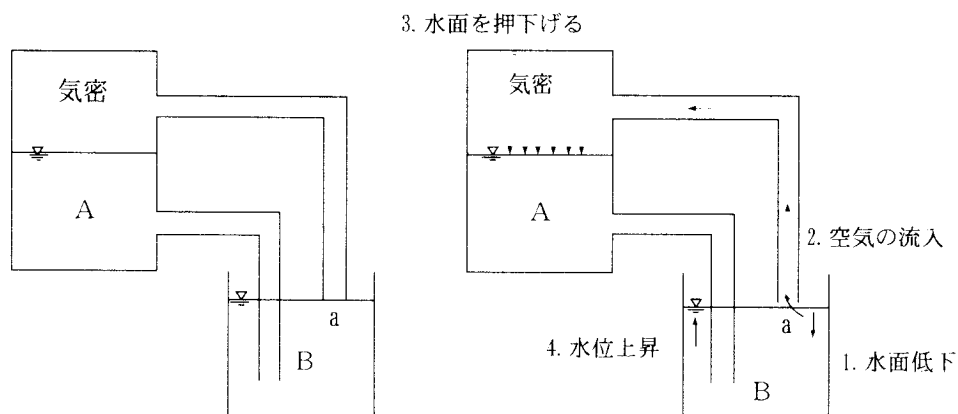


図-1 マリOTTサイフォンの原理

参考文献

- 1) (社)地盤工学会:地盤調査法, pp. 305-311. 1995

Q.5 現場透水試験には変水位法と定水位法がありますが、両者の使い分けはどうすれば良いのでしょうか。また、それぞれの信頼性、実施上の留意点を教えて下さい。

地盤調査法¹⁾によりますと、定水位法と変水位法の使い分けは以下のようになっています。

- 定水位法(定常法):透水係数が 1.0×10^{-2} cm/s程度以上の地盤
- 変水位法(非定常法):透水係数が 1.0×10^{-2} cm/s程度以下の地盤

一般に、単礼式の現場透水試験は精度が悪いと言われていますが、その実施法に問題があるようです。現場透水試験から透水係数を求める式をみると、正確に把握しなければならない量がいくつかあります。例えば、回復法(変水位法)についてみれば、

- ① 測定管の内径
- ② 試験区間の内径
- ③ 試験区間の長さ
- ④ 安定水位
- ⑤ 時間と回復水位の関係

などの情報が必要です。これらのうち、②および③は試験中に変化してはいけないことは明らかですが、注意深い試験をしないと、孔の崩壊などで試験中にこれらが変化することもあります。また、④の安定水位は、ボーリング孔の初期水位とも異なるのが普通ですので、安定水位とみなせる時間まで測定するか、1日程度おいた水位を安定水位とすることが必要です。また、試験前の孔内洗浄が重要なのはいうまでもありません。

参考文献

- 1) (社)地盤工学会:地盤調査法, pp.288~295, 1995

Q. 6 泥炭の引っ張り強さを数値として評価したいのですが、もっとも適当な試験・調査法を教えてください。

泥炭の引っ張り試験・調査法に基準化されたものはありませんが、参考文献に示すような試験例があります。

眞井の方法の供試体寸法は10×10×長さ20cmで、水平方向に引っ張るものです。

図は梅田らの試験機の概要図で、供試体寸法は眞井の試験機と同様ですが、引っ張り面は10×4cmで、上部よりスプリングバランスで引っ張る方式のものです。この試験機は比較的取り扱いやすく、試料のバラツキが大きい泥炭では、多くの試験が必要であるという点で現場試験が容易であるように作製されたものであると説明されています。泥炭の引っ張り強さは次式により求められます。

$$\sigma = \frac{S - G}{A} (\text{kgf/cm}^2)$$

ここに、 σ ：引っ張り強さ仕(kgf/cm²)

A ：切断面積(cm²)

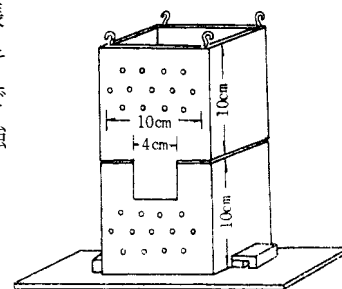
S ：引っ張り力(kgf)

G ：供試体および装置の上部分重量(kgf)

いずれの試験機も供試体の上・下部をクギ付き止め金具で刺し止めて破断面が箱の合わせ目で生ずるよう工夫しています。

この試験機を用いて、眞井は深さ1mの石狩泥炭の引っ張り強さについて、水平方向および鉛直方向の値はそれぞれ平均0.13kgf/cm²、0.03kgf/cm²で4倍の違いがあることを報告しています。

梅田らは例えばサロベツの高位泥炭で含水比1648%で水平方向の引っ張り強さ0.26kgf/cm²、18%で1.03kgf/cm²のように、排水乾燥により泥炭の引っ張り強さが変化することを示し、それが構成植物の特性と関連することを考察しています。



引張り試験器概要図

参考文献

- 1) 眞井耕象(1952)：石狩地域泥炭地盤の安定性について，北海道大学工学部彙報，No.6，pp.68-
- 2) 梅田安治，瀧澤一喜(1977)：排水に伴う泥炭の強さの変化，農業土木学会論文集，No.72，pp.30-34

Q. 7 基礎としての岩盤の等級区分について

現在、ダム工事を施工中ですが、岩盤の等級区分に

1. 基礎掘削工事の単価区分としての土砂/軟岩Ⅰ・Ⅱ/中軟岩/硬岩の区分
2. ボーリング工事単価区分としての土砂/軟岩/硬岩
3. ダム基礎岩盤としての **D/C_L/C_M/C_H** 区分

等があります。

1 2 3 の区分方法は、各々の持つ意味が似ているようで、直接の関係は無いといった扱い方をされていますが、今後も同様の表現を用いて行くのでしょうか。

尚、1. 2 について、現場における明確な判定法が定まっているのであれば、どのような方法か教えて頂きたい。

質問にある等級区分3のダム基礎岩盤としての等級区分とは、岩盤の強度や変形性、透水性などの物性を左右すると考えられる岩盤の不均一性・不連続性などに関する諸要因を現場で観察・計測し、一定の基準にしたがってグルーピング（岩盤区分）し、かつランクづけ（岩盤等級づけ）することです。この等級区分の目的は、ダム計画段階ではダム基礎としての適正評価、実施設計段階ではダム基礎全体の広がりをもつ岩盤の工学的性質の推定、施工段階においてはダム着岩面の岩盤状況からダム基礎の安定性を最終評価するものです。

これに対して質問の等級区分1, 2の目的は、基礎掘削やボーリングの難易度を区分して、それを施工単価（必要人数や作業時間などの施工歩掛）に利用するものです。したがって、それぞれ目的が異なるものですので、同一に扱うことはできません。

なお、等級区分1, 2の判定法としては、1については「北海道開発局 道路・河川工事仕様書」に分類表が、2については「北海道開発局 測量調査設計標準歩掛」（開発局本局で閲覧可）に分類表が掲載されています。

Q. 8 未固結な岩に対して、どのような強度定数を考えればよいでしょうか。

未固結な岩に限りませんが、強度定数の設定は簡単そうで案外難しい問題です。未固結といっても N 値が 50 回以上あるのが普通だと思いますし、岩片はかなりの強度をもっていることも少なくありません。また、岩の場合、亀裂の発達具合が岩盤全体の強度評価に影響を与えます。岩を対象とした場合、強度定数の推定には以下の方法があると思います。

- ① 乱さない試料で三軸圧縮試験を実施し、亀裂の程度でそれを低減する。
- ② ボーリングコアから RQD や亀裂の具合を把握し、一般的な岩盤分類から強度を推定する。
- ③ 平板載荷試験または孔内水平載荷試験から求まる極限支持力や極限圧を利用して強度定数を逆算する。
- ④ 土砂に準じて N 値から推定する

これらのうち、①が正攻法です。また、②の方法も多く利用されますが、状況に応じてかなり割り引いた設定をすることが必要です。③の方法は、本来は地耐力や変形係数を求める原位置試験ですが、以下のように、支持力または強度定数を推定することも可能です。

○ 平板載荷試験

根入りの影響を受けない条件で平板載荷試験（径30cmの円形載荷板）を行って極限支持力 q_u が求まった場合、直接基礎の支持力公式から以下ようになります。

$$q_u = 1.3 c N_c + 0.18 \gamma N_\gamma$$

ここに、 c ：粘着力

γ ：地盤の単位体積重量

N_c, N_γ ：支持力係数でせん断抵抗角 ϕ の関数

ここで、 c および ϕ が未知数なので、上式を満たす c, ϕ の組み合わせは一義的には決まりませんが、岩質などからどちらかを推定するか無視するかすれば強度定数を逆算することができます。一般的には、砂岩などでは ϕ 、泥岩などでは c を重視して決めることが多いようです¹⁾。

○ 孔内水平載荷試験

孔内水平載荷試験の結果より支持力 q を推定する方法が地盤調査法²⁾ に紹介されています。

$$q = q_0 + k (p_t - p_0)$$

ここに、 q_0 ：根入れによる全土被り圧

p_0, p_t ：各々初期圧力、極限圧力

k ：基礎形状などで決まる係数

最後に、④の方法は土砂に準ずるもので、土砂では N 値から c や ϕ を推定することがしばしば行われています。上記①や③が利用できず、 N 値が土砂に準ずる程度の値であれば、この方法に頼らざるを得ないでしょう。ただし、上記②の方法による推定も加味して総合的に決定することが必要です。

参考文献

- 1) (社) 土木学会：軟岩一調査・設計・施工の基本と事例一，1984
- 2) (社) 地盤工学会：地盤調査法，p.255，1995

Q. 9 岩石のスレーキングはなぜ生じるのでしょうか?そのメカニズムを教えてください。また、スレーキングを生じる可能性を簡単に知る方法はありませんか?

スレーキングのメカニズムは、乾燥した粘性土については、土塊を急速に水中に浸すと水分の侵入が間隙中の空気を圧縮して土塊中に引張力が生じることと、土粒子の水分吸収により粒子間隔が広がり粒子間結合力が低下することによるとされています。岩石においても同様の現象が生じていると考えられますが、これだけでスレーキングが生じているようではありません。過去の研究では、泥岩の大気中と真空中でのスレーキング状態を比較した結果、明確な差は認められなかったことが報告¹⁾されています。

岩石におけるスレーキングのメカニズムは、これまでに様々な研究がなされていますが、まだ十分に究明されたものがないのが現状です。過去の研究を紹介すると、スレーキングによる劣化現象を水素結合による化学的溶解現象と考え、自然状態にある泥岩では水に対して難溶性である珪酸ゲル様物質が被膜となって粘土粒子を不活性化しているが、乾燥やすり潰しによりこの被膜が破壊され、活性面が露出することによってすでに吸着されている水分子と自由水の水分子の間に水素結合が生じることによりスレーキングが生じるとされたもの²⁾があります。

また、膨張性粘土鉱物とされるスメクタイトを含む軟岩のスレーキングに関する研究³⁾では、スメクタイトの交換性陽イオン組成の違いにより、スレーキングによる劣化形態が異なることなどが明らかにされています。この研究の中では、スレーキングを起こす岩石の目安として、一軸圧縮強度が $4.9 \sim 9.8 \text{ MN/m}^2$ ($50 \sim 100 \text{ kgf/cm}^2$) 以下でスメクタイトの含有量が多いもの(凝灰岩や泥岩)であることが示されており、これはスレーキングの可能性を簡単に知る方法として利用できると思われます。

参考文献

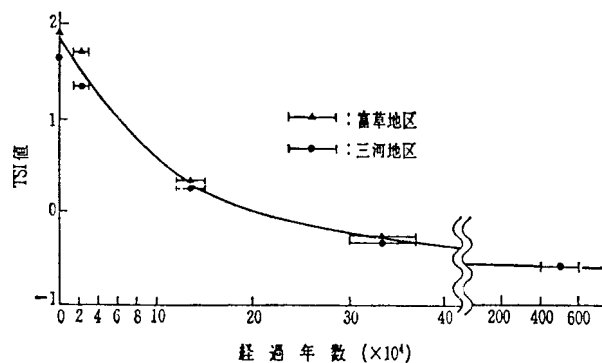
- 1) 仲野良紀：由比地スベリ母岩（泥岩）の軟弱化と物性の変化について（その1）—軟弱化のメカニズムについて—，土と基礎，Vol.12, No.11, pp27～33, 1964.
- 2) 同 上
- 3) 石田良二：スメクタイトを含む軟岩の諸性質および劣化に関する基礎的研究，前田建設技術研究所報，Vol.35-6, 1995.

Q. 10 軟岩等の風化の問題で、圧縮強度がどのように変化するのでしょうか。（空気に触れた時点より）

軟岩等の劣化現象は、いわゆる風化と呼ばれる数年以上かけて起こる現象と、スレーキング・吸水膨張というようなさらに短いタイムスケールで発生する現象があります。一般的には後者は風化に含まれますが、ここではこれらを分けて前者を風化と呼び、後者を劣化と呼んで記述します。

質問の風化による圧縮強度の経時変化を調査した研究は、残念ながら見あたりません。しかし、風化と圧裂引張り試験による引張り強度との関係を調査したもの¹⁾があります。この研究では、時代が異なりしかも新しい地層に覆われることなく堆積直後から現在まで風化を受け続けた礫層から花崗岩礫を採取し、引張り強度を測定しています。そして引張り強度値 St の対数を風化引張り強度指数 TSI ($TSI = \log(St)$)として、経過年数との関係を求めています。その結果は、下図に示すように TSI と風化期間の関係は滑らかな指数曲線で表されています。

劣化と圧縮強度の関係では、スメクタイトを含む軟岩について調査した研究²⁾があります。その結果では、軟岩の劣化による圧縮強度の変化は、スメクタイトの含有量、交換性陽イオン組成（Na型、またはCa型）岩石の粒度や空隙率などが影響することが示されています。しかし、これらの関係を定量的に示すまでには至らず、今後の研究課題となっています。



三河・富草地区花崗岩礫の風化速度曲線

参考文献

- 1) 木宮一邦：三河・富草地区の花崗岩礫の風化速度—花崗岩の風化・第2報—, 地質学雑誌, Vol.81, No.11, pp683-696, 1975.
- 2) 石田良二：スメクタイトを含む軟岩の諸性質および劣化に関する基礎的研究, 前田建設技術研究所報, Vol.35-6, 1995.

Q.11 トンネルなどの地質調査において、地山等級を決める上で一般には弾性波探査が行われています。しかし、凝灰岩と安山岩の互層などのような地質に対しては、精度上限界があると思われます。このような地質に対して、弾性波トモグラフィー的な方法はどの程度の分解能があるのでしょうか。

弾性波探査または弾性波トモグラフィーに限らず、分解能は、地山の速度構造、発破点や受信点の配置、計測機器など非常に多くの要因に左右されます。このため、分解能を一般的に議論することは不可能です。

近年、ジオトモグラフィー的な探査手法が脚光を浴びており、かなり詳細な探査が可能となっています。また、弾性波探査の分野でも高密度弾性波探査なども提案されています。これらの方法は、他の条件が同一であれば、一般的には、受信点の配置や測定間隔が密なほどいわゆる分解能はあがるはずです。しかし、探査結果の解釈は経験によるところが多く、実際の測定結果にはノイズも多く含まれているのが普通なので、理論と実際は異なることが多いと考えられます。

いずれにしても、これらの探査法の分解能を議論するよりも、探査目的に応じた探査計画を綿密に立て、探査結果は、他の調査手法による結果も加味して総合的に解釈することが重要ではないでしょうか。なお、弾性波を用いた地盤調査を行う上での心構えについては文献¹⁾を一読して下さい。

参考文献

- 1) 田治米鏡二:土木技術者のための弾性波による地盤調査法, 槇書店

Q.12 孔内水平載荷試験結果から水平方向変形係数の設計値を決定するにあたり、

- ① 試験値は多数あるがばらつきが大きい場合
- ② $1/\beta$ の範囲に明らかに異なる 2 層以上の層があるが試験データが部分的にしかなく、 N 値との相関値が得られない場合

の取り扱いを教えてください。

水平方向変形係数に限りませんが、データのばらつきはいつもつきものです。ばらつきが大きいというのは、恐らく N 値との相関からみての話だと思いますが、孔内水平載荷試験のように、ボーリング孔内を利用して実施する原位置試験は、ボーリング孔の作り方に大きく影響されることに注意して下さい。一般に、 $E=(3\sim10)N(\text{kgf/cm}^2)$ 程度の相関があるといわれていますが、オペレータによっても異なることがありますし、土質によって異なることもあります。しかし、経験上、よくできた孔で実施された試験結果は、 E/N が比較的大きいのが普通です。これらから、信頼性の低いデータを除外するなどの配慮が必要でしょう。また、これ以外の理由でばらつく場合は、設計値として平均値－標準偏差（または標準偏差/2）を採用すれば良いと思います。

一方、②については、明らかに情報不足です。各層で孔内載荷試験を実施するなどの努力をすべきです。ただし、各層で N 値が得られているのであれば、 $E=7N(\text{kgf/cm}^2)$ 程度を想定して求めても良いと思います。

Q.13 泥炭層の水平方向地盤反力係数 k_H 値について教えてください.

泥炭層の k_H 値も他の土質のそれと定義自体は異なるものではありません. しかし, 泥炭については

- ① N値がゼロの場合が多い.
- ② 一軸圧縮試験を適用できない.

などの理由から, 孔内水平載荷試験から得られた変形係数 E を用いて求めるのが適切であると考えられます.

ただし, 泥炭層の孔内水平載荷試験から正確な変形係数 E を求めるには, ボーリング孔の削孔方法など事前の準備が他の土質に比べて特に大きく影響します. 注意深く実施された孔内水平載荷試験から得られた変形係数 E と自然含水比の関係例を図-1 に示しておきます. 自然含水比と明瞭な相関があるとは言えませんが, 自然含水比が200~600%の範囲で, $E=1000\sim1600\text{kN/m}^2$ ($10\sim16\text{kgf/cm}^2$) の値を示しています.

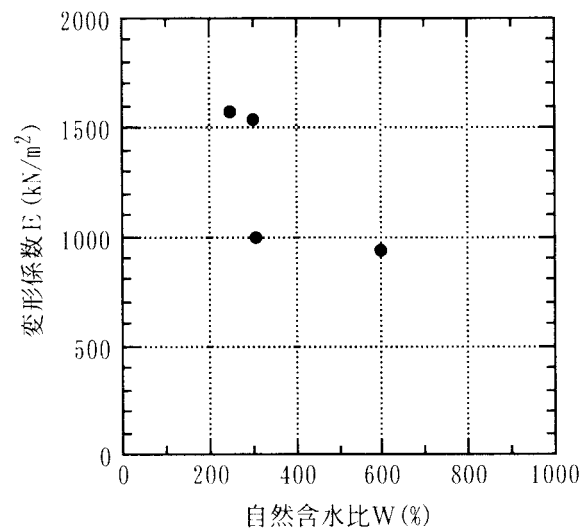


図-1 泥炭の変形係数 E と自然含水比の関係の一例

Q.14 道路の舗装厚・路盤厚を決定するに際して、 K_{30} 、N値より設計CBRを算出する方法

設計CBRは、アスファルト舗装やコンクリート舗装の厚さを決める時に用いる路床上の支持力を示すCBRである。CBRは、道路の延長方向と路床部の深さ方向について求めたいくつかのCBR測定値からある区間を代表するように求めた設計値である。

K_{30} やN値は、CBRと同様に地盤の支持力や強度（硬さ）を示す実測値であるが、試験条件の差異によりCBRとの相関性は必ずしも高いものではなかったが、実測値の集積を行うことによってこれらの関連性は以下の通りに示され、道路舗装の設計に用いられている。

・ K_{30} と設計CBRの関係

平板载荷試験の地盤係数である K_{30} と設計CBRとの関係については、 K_{30} が直径30・75cmの円盤に対してCBR試験は5cmであることから、地盤内に伝達される応力の影響範囲は異なるため、厳密な換算はできないとされている。しかし、現位置にて測定したK値とCBRの実測値との関係から、植下₁により以下の換算式が提案されている。この換算式を用いた場合、舗装設計厚の変動は±1.0cm程度と報告されている。

$$K_{75} = 1 / 4 \text{ CBR} + 1$$

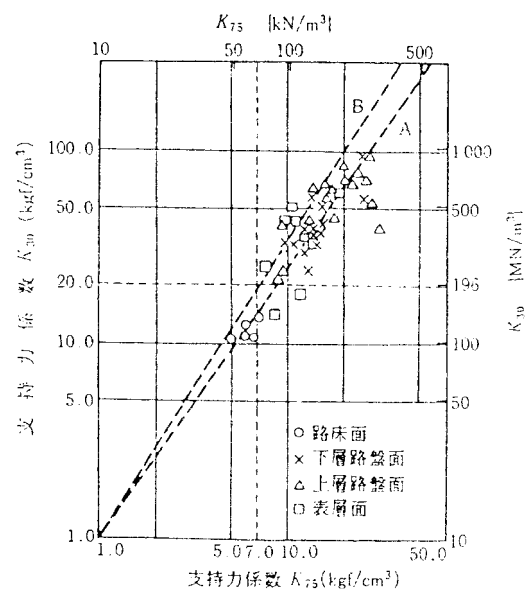
また、载荷板は直径が大きいほど地盤内部の影響が実測値に反映されることから、空港（滑走路）舗装では、 K_{75} が舗装設計に用いられていた。現在、試験の容易さから道路の舗装設計では K_{30} が用いられている。 K_{75} と K_{30} の関係については、地盤が一樣な状態である場合には理論的に求められる換算係数が2.5となる。道路舗装のように多層系の地盤の場合には、換算係数を2.2としている。

$$K_{75} = 1 / 2.2 K_{30}$$

・N値と設計CBRの関係

N値は、標準貫入試験において試験用サンプラを地盤内に30cm打込むのに要する打撃回数を指し、N値から地盤の構成土質、深さ方向の強度変化、支持層の位置、軟弱層の有無、支持力等を推定している。

N値とCBRとの関係については、N値と地盤の変形係数（ E ：kgf/cm²）の換算が示され、また地盤の変形係数とCBRとの換算方法が示されていることから、この2つの関係を用いることにより、N値から設計CBRを推定できると考えられる。



支持力係数 K_{30} と K_{15} の関係

N値と地盤係数Eの関係は、以下の式にて示されている。

$$E_0 = 2.5 N \cdots \cdots (\text{砂質土})$$

E_0 ：地盤の変形係数 (kgf/cm²)

N：標準貫入試験のN値

地盤の変形係数とCBRの関係は、舗装設計ではアスファルト舗装要綱において以下のように示されている。

$$E_0 = 50 \sim 100 \text{ CBR}$$

E_0 ：地盤の変形係数 (kgf/cm²)

CBR：路床上のCBR

また、日本道路公団設計要領では路床厚さの設計に用いる場合として、以下の式が示されている。

地山および上部路体材の場合

$$E_0 = 20 \times \text{設計CBR}$$

E_0 ：地盤の変形係数 (kgf/cm²)

路床材の場合

$$E_0 = 40 \times \text{設計CBR}$$

E_0 ：地盤の変形係数 (kgf/cm²)

参考文献

- 1) 植下：路床土のCBR値とK値の推定方法について 第5回日本道路会議論文集
- 2) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説土構造物 p 173
- 3) 土質工学会：土質工学ハンドブック p 860

Q. 15 河川堤防および樋門(管)における液状化被害調査手法を教えてください。

河川堤防および樋門における液状化被害調査方法として、過去の被災事例等を参考にするのがよいと考えられます。以下に項目を列挙します。具体的には参考文献¹⁾をご覧ください。

○堤防

- ① 堤防の変状
- ② 開削調査(堤体内部)
- ③ 噴砂の観察(堤体土および砂層の粒度試験結果による液状化の可能性の判定)
- ④ 地下水位(被災堤防では非被災堤防に比較してやや高い)
- ⑤ 変状の形態・機構(土層分布(縦断・横断)との検討)

○樋門

- ① 樋門の変状(門柱, 堤柱, 床盤, 函渠, 胸壁・翼壁等の亀裂・折損・開口)
- ② 漏水状況(堤体, 基礎地盤, 複合, 構造物周辺)
- ③ 樋門床盤部の空洞化

参考文献

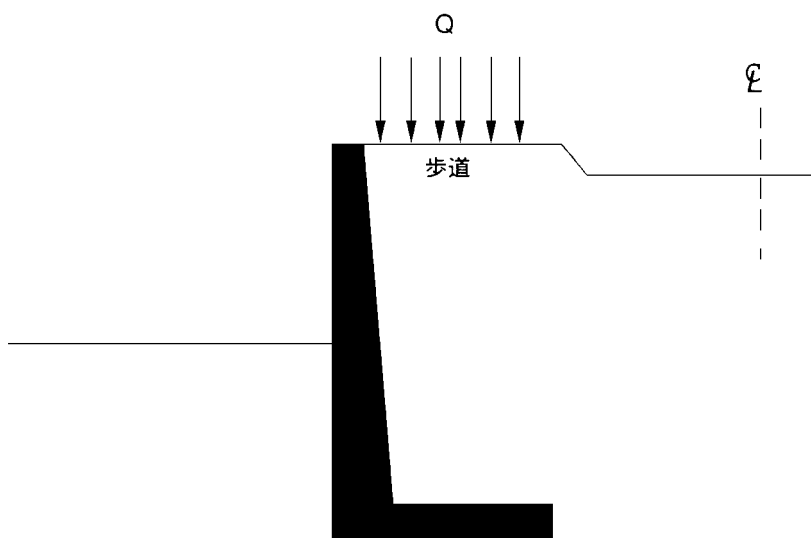
- 1) (社)土木学会：1993年釧路沖地震 震害調査報告, pp. 284～307, 1994

設 計

Q.16 図のような場合、歩道の地表面載荷重の値はいくらとすればよいでしょうか。また、同様な条件で、冬季の歩道部の除雪機による場合は、一般的に載荷重の値をいくらとすればよいでしょうか(不確定要素があるので、 $q=1\text{tf/m}^2$ と考えてはどうでしょうか)

歩道部の活荷重(群集荷重)は、道路橋示方書・同解説¹⁾では $q=350\text{kgf/m}^2$ 、道路土工 擁壁・カルバート・仮設構造物指針²⁾では $q=1.0\text{tf/m}^2$ としています。

歩道に群集荷重以外の荷重が載荷される場合には、その荷重と群集荷重を比較して設計上不利となる値を用いるのが良いと思います。また、一般に、擁壁に作用する土圧合力は、試行くさび法により算定されます。土圧には、地表載荷重の影響が含まれるため、最大土圧を生じるすべり線と擁壁背面の載荷荷重および範囲を考慮して、擁壁に作用する土圧を求めなければなりません。



参考文献

- 1) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説I共通編，p.13，1996
- 2) (社)日本道路協会：道路土工擁壁・カルバート・仮設構造物指針，p.38，1987

Q.17 橋台のウィングと擁壁のたて壁の接合部に、せん断キーもしくはスリップバーを設置する必要があるのでしょうか。また、その理由について教えてください。

橋台と擁壁では土圧の作用方向が異なるため、基礎形式によっては接合部に目違いが生じることがあります。これを抑制するには、構造物相互の変位差に相当する作用力を用いて、せん断キーやスリップバーの設計を行わなければなりません。しかし、変位を抑制するために、せん断キーやスリップバーの規模や取り付け部の構造に無理が生じる場合には、これらを設置しないこともあります。

なお、橋台と擁壁の接合方法を事業主体で標準を定めている場合もあるので、実務においては事業主体と十分協議することが必要だと思います。

Q. 18 層厚が2 m程度の被圧帯水層が支持層となる場合、被圧水対策としてどのような方法があるか教えて下さい。

1. はじめに

地下掘削工事におけるトラブル要因の多くが地下水に関わるものであることは論を待ちません。そして、重大なトラブルの発生が中小規模の現場で多いことも事実です。工事規模の大小によらず地下水は地下工事の最大の敵であると言えます。

ここでは、層厚が2 m程度の被圧帯水層を地下工事の際、どのように取り扱うべきか、という観点から回答します。ここで、注意しなければならないことは、層厚が薄いからといって安易に考えることはできないということと、施工中の対策だけでなく施工後の対策についても配慮が必要であるということです。

2. 施工中の被圧水対策

地下水によるトラブルなく掘削工事を進めるためには、掘削底面付近をドライな状況にするとともに、盤ぶくれ・ボイリングなど地下水圧による掘削底面の破壊現象を防止するような地下水対策が必要です。地下水対策の基本的な考え方としては、地下水の流れを遮断する止水工法（遮水工法）と、地下水を揚水して水位・水頭を低下させる排水工法があります。

2.1 止水工法

本質問のように、帯水層の厚さが比較的薄い場合には止水工法が有効です。止水工法としては帯水層を止水性の土留め壁で遮断する工法（図-1 (a)）、帯水層自体を薬注などにより難透水性の地盤に改良する工法（図-1 (b)）が考えられます。帯水層が浅いときは壁型の止水工法が、掘削面積が狭い場合は改良型の止水工法が工費的に有利になります。止水工法を主体とする地下水対策においても補助的にディープウェルなどの排水設備を設置しておく場合があります。

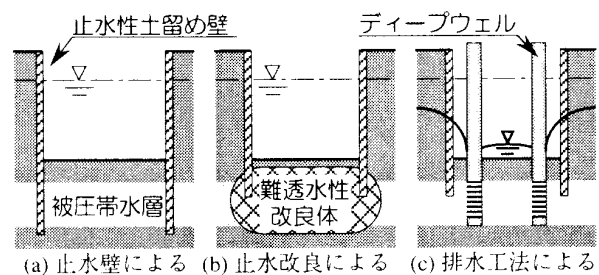


図-1 施工中の被圧水対策

2.2 排水工法

代表的な排水工法としてはディープウェル工法、ウェルポイント工法などが挙げられます（図-1 (c)）。工法の選択基準は帯水層の透水性と帯水層の深さです。帯水層の透水性が高い場合（経験的には透水係数が $5 \times 10^{-3} \text{ cm/sec}$ 以上のとき）にはディープウェルが有利ですし、透水性が低い場合にはウェルポイントのような小径のものを多数設置するほうが有効です。ただし、ウェルポイントは真空圧により排水する工法ですから、真空ポンプ設置位置から最大6～7 m程度の水位低下しか期待できません。

これらの工法を採用する場合、設置時期と利用後の処置（殺し）の方法に注意を要します。工費削減のため、掘削が進行してからディープウェルやウェルポイントを設置すると、被圧帯水層まで削孔した時点で湧水と噴砂が発生することがあります。被圧水頭が施工盤レベルよりも高い場合には当然の結果であり、人為的な計画ミスとなります。また、ディープウェルを利用後、処置する場合も同様です。掘削の進行とともに井戸管を切り下げていくと、運転終了時に井戸からの湧水が止められず、止水処理が不十分なものとなります。井戸管を被圧水頭面以上に立ち上げておいて、静水状態にして止水処理ができるようにしておく必要があります。

3. 施工後の被圧水対策

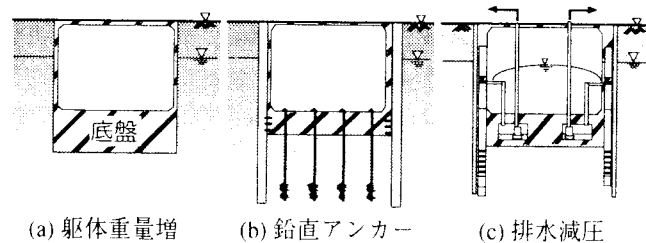
施工後の被圧水対策として考慮すべき点は、構造物内への漏水の問題と構造物自体の浮き上がりの問題です。ここで注意しなければならないことは、水量に関する問題（構造物への漏水量、浮き上がり対策としての排水量など）は地盤の透水性に左右されるが、水圧に関する問題（浮力の大きさなど）は地盤の透水性には関係しないということです。したがって、層厚が2 mであっても、10 cmであっても被圧水頭に見合っただけの水圧がかかることになります。

3.1 漏水対策

被圧水頭以深のレベルに、処置が不十分であるディープウェルや中間杭（棚杭）などの処理穴、コンクリートの打ち継ぎ目、ひび割れなどがあれば、地下水がにじみ出てきます。水量の多寡は地盤の透水性の他、不具合の程度などにも左右されます。湧水処理は永久的に必要なため施工時の防水処理を慎重に行うことが重要となります。

3.2 浮力対策

上屋がない地下構造物など構造物の自重が底版にかかる被圧より小さい場合には浮き上がり対策が必要です。浮力対策としては図－2に示すように、躯体の重量を増す方法、永久アンカーにより鉛直方向に引っ張る方法、排水により被圧水頭を減ずる方法が考えられます。浮力対策の設計にあたっては、将来的な地下水頭の変動や大雨時など非常時の水頭変動も考慮に入れる必要があります。大雨による水圧上昇により構造物が浮き上がった例もあります。



図－2 浮力対策

4. おわりに

以上で示したように、地下構造物の設計、施工においては被圧水対策を種々の側面から検討しなければなりません。そして、これらは層厚の大小に関わらず慎重に検討すべき問題であるということを肝に銘じておく必要があります。

Q. 19 下水道の管渠布設工事において、他工区が先行して設置した人孔に新たに管渠を接続する工事です。この人孔は山砂で埋戻してあること、地下水位がGL-0.7mと高いことから、掘削の際に既設管側の埋戻砂を引っ張ってしまい、復旧を完了している既設舗装の下に空洞が生ずる可能性があります。どのように施工するのがよろしいでしょうか。

埋戻砂の掘削部への引き込みは、地下水の掘削部への流出により引き起こされるものと考えられます。このため施工方法は、管渠の接続深度や周辺への影響を考慮して地下水対策の方法により、下記の2工法に大別されると思われます。

①管渠の接続深度が浅い場合

地下水対策として、地下水位低下工法の採用が考えられます。ウェルポイント工法などにより、地下水位を掘削底面以下まで低下させることで、掘削部への地下水の流出を防ぎます。これにより掘削法面を安定化させ、土砂を掘削部に引き込むこと無く施工が可能となると考えられます。この際、地下水位低下による地表面の沈下や周辺の地下水位利用への影響が大きい場合には、接続深度が浅くても②の工法を選択する必要があります。

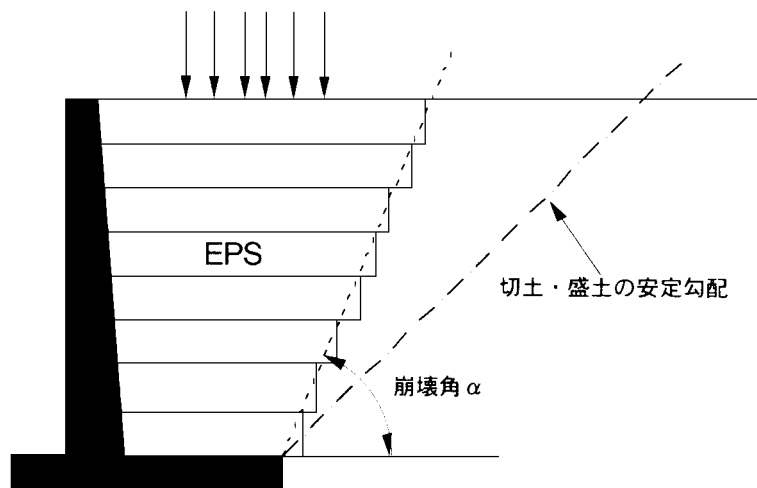
②管渠の接続深度が深い場合

周辺への影響が大きく、地下水位を低下させることは通常不可能と考えます。このため掘削部への地下水の流出を防ぐために、薬液注入工法などの地盤改良を行い遮水性を確保します。これにより、埋戻砂を引き込むこと無く掘削が可能になると考えられます。

なお、質問にはありませんが、上記のように後から対策を行うことは、工費・工期・周辺環境問題から見ても必ずしも良い計画とは言えません。将来接続延長が予定されている管渠端部の人孔埋戻しにおいては、単なる良質土ではなくソイルセメントの使用をお勧めします。ソイルセメントは発生土等にセメントを混合して作りますが、その強度と遮水性により既設管側の埋戻砂を引張るような不具合を防止することができます。

Q.20 EPS工法の設計で、崩壊角を網羅する範囲をEPSで置き換えた場合、土圧は作用しないと考えて良いのでしょうか(この時、載荷重の10%は側圧として作用させる)。

崩壊角を網羅する範囲とは、あくまで主動土圧として働くすべり土塊の範囲であることに注意して下さい。主動土圧とは、壁面背後の土塊すべり面を種々に変化させた場合、崩壊角 $=45^\circ + \phi/2$ (ϕ 材料の場合)で作用する最大の土圧のことです。ですから、主動くさびの部分までEPSで置き換えても、切土・盛土の安定勾配より上の土による土圧は残るので、土圧をゼロと考えることはできません。例えば、 $\phi=30^\circ$ の砂を想定した場合、崩壊角は 60° (約6分勾配)となりますが、こののり面が安定するとは考えにくいでしょう。なお、土圧の算定については文献¹⁾を参考にしてください。



参考文献

- 1)例えば、発泡スチロール土工法開発機構編：EPS工法，理工図書，pp.78～80，1994

Q. 2 1 強度増加率の求め方を教えてください。

強度増加率は c_u/p と称され、圧密非排水試験 (CU test) の圧密圧力と非排水強度 {三軸圧縮試験では $\frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3)$ } の比で表されます。それゆえ、理論的には正規圧密粘土で圧密降伏応力を越える 1 つの圧密圧力で CU test を行うことにより求めることができます。

c_u/p は圧密非排水試験の全応力による内部摩擦角 ϕ_{cu} とは異なりますのでご注意ください。

この両者の関係は $c_u/p = \frac{2 K_0 \sin \phi_{cu}}{1 - \sin \phi_{cu}}$ となります。

また、 ϕ' や間隙圧係数 A などとの関係はつぎのようになり、 $\phi' = 32^\circ$ 、 $A = 1.0$ としますと、一般に

$K_0 = 1 - \sin \phi'$ とされていますので、 $c_u/p = 0.346$ となります。

$$c_u/p = \frac{[K_0 + (1 - K_0)A] \sin \phi'}{1 + (2A - 1) \sin \phi'}$$

さらに、 c_u/p は正規圧密状態の 2 点以上の一軸圧縮試験からも求まります。すなわち、ある深さにおける有効土被り圧を p_1 、 p_2 、一軸圧縮強度を q_{u1} 、 q_{u2} とすると、 $c_u/p = \frac{q_{u1}/2 - q_{u2}/2}{p_1 - p_2}$ となります。しかし、一軸圧縮試験はばらつきが大きいので数点の値を利用して求めることを薦めます。

同様の考えを用いると、コーン貫入試験からも c_u/p を求めることが可能です。

Q. 2 2 圧密沈下検討の時に用いる e_0 の取り方はどうすれば一番良いのか。

圧密沈下量の計算方法のうち初期間隙比 e_0 を用いる式としてつぎの2式があります。

$$S = \frac{e_0 - e}{1 + e_0} H$$

$$S = \frac{C_c}{1 + e_0} H \log \frac{P_0 + \Delta p}{P_0}$$

これらの式において、初期間隙比としてを圧密試験開始時のもの (e_0 とする) を用いるか、 $e \sim \log p$ 曲線の有効土被り圧 p_0 に相当する値 (e_0') を用いるかが問題となります。一般に採取した土を実験室に持ってきたとき応力解放により間隙比が増大しますが、土被り圧の小さい位置から採取した試料の e_0 と e_0' の差は小さくどちらを用いても沈下量に与える影響は少ないですが、土被り圧の大きくなると e_0 と e_0' の差も大きく沈下量に与える影響も大きくなります。

持永によれば e_0 を用いた場合は大きめの沈下量を予測し、 e_0' の場合は逆に小さめとなるが、いずれを取った方がよいかは一概にはいえないと報告しています。

参考文献

1) 持永龍一郎 (1979) : 第7章「圧密試験」, 土質調査試験結果の解釈と適用例—第一回改訂版—, pp.298~303

Q. 2 3 圧密沈下量を検討する場合、 $e \sim \log p$ 曲線をそのまま用いる方法、 C_c を用いる方法、 m_v を用いる方法がありますが、地盤の応力状態、軟弱地盤の土質（粘土か泥炭）および荷重の形状などにより、推定精度は変化するものでしょうか？

圧密沈下量の計算式はつぎの3つの式があります。

$$S = \frac{e_0 - e}{1 + e_0} H \quad (1)$$

$$S = \frac{C_c}{1 + e_0} H \log \frac{p_0 + \Delta p}{p_0} \quad (2)$$

$$S = m_v H \Delta p \quad (3)$$

これらの式は圧密定数の定義からわかるように、いずれも同じもので、理論的にはどの式を用いても同じ結果になるはずですが、各式に含まれる定数や変数の決め方により必ずしも一致した沈下量は得られません。

式(1)は計算が簡単であることもあって多く用いられているようですが、Q 2 2のような e_0 の選択の問題があります。

式(2)は e_0 の選択の問題の他に、泥炭などの含水比の高い土の $e \sim \log p$ 曲線はS字型になり、明瞭な直線部分が得られない場合があります。このような土の C_c は最急勾配より定めることになっていますので、その値を用いますと大きめの沈下量を予測することになります。そのため、 $e \sim \log p$ 曲線を見て、沈下量を求める荷重の範囲で C_c が妥当であるかどうかを検証する必要があります。

また、 p_0 についてみますと、正規圧密地盤の場合 p_0 を有効上載圧とするか、圧密試験より求められる圧密降伏応力 p_v とするかの問題があります。一般に正規圧密地盤であっても二次圧密の程度などにより p_v は有効上載圧より大きな値を示すのが通例です。そのため、 p_0 として p_v を用いた方が小さめの沈下量を予測します。

式(3)についてみますと、 m_v は圧密圧力により大きく変化しますので、 m_v の選択法によっては沈下量に数倍の違いが生ずる場合があります。一般には圧密前後の荷重の平均値 $p_0 + \Delta p / 2$ に対応する m_v を用います。しかし、 $p \sim m_v$ の関係は直線とならないので、層厚が大きい場合などは、いくつかの層に分割して、 $S = \sum m_{vi} H_i \Delta p_i$ より求める必要があります。

さらに、圧密試験には長時間を要するため試験個数の少ない結果から圧密沈下量を推定する場合が多いので、公表されている含水比やコンシステンシー限界などとの相関性を検討し、試験結果の妥当性を検討する必要もあります。

つぎに、地盤の応力状態、軟弱地盤の土質および荷重の形状などにより、推定精度は変化するものでしょうか？については、変化することは考えられますが、沈下量の推定に取り入れるのは難しいと思います。

すなわち、上に示した3つの式はいずれも一次元圧密理論から導き出されたものであり、荷重により生じた地盤内応力の弾性論を基礎にしたものです。実際の地盤は不均一性であり、せん断変形や地盤の弾塑性的な挙動などが考慮されていないため、これらの式で推定精度を上げることは困難だと思います。持永はこれらの式により推定された沈下量は実測値のおおむね $\pm 20\%$ の精度と報告しています。そのため、実測結果より双曲線法などを用いて最終沈下量を予測し、結果を修正していくことが妥当と思われます。

参考文献

- 1) 持永龍一郎(1979)：第7章「圧密試験」、土質調査試験結果の解釈と適用例－第一回改訂版－，pp.294-303

Q.24 円弧すべりによる盛土の安定計算で、地盤の圧密沈下に伴う強度増加を考慮する場合、圧密沈下による層厚変化は考慮しなくて良いのでしょうか。

盛土をゆっくり施工する工法（緩速載荷工法）は、地盤の沈下に伴う強度増加を期待する工法なので、強度増加には必ず沈下が伴うことになります。このため、沈下と強度増加の両者を考慮するのが正しいと思います。ただし、軟弱地盤上における盛土の安定計算を実施する場合、その結果の精度は、以下のような多くの要因に左右されます。

- ① 軟弱層の強度
- ② 強度増加率
- ③ 盛土による沈下量
- ④ 強度増加の発現するまでの時間
- ⑤ すべり面における強度増加の計算方法

これらのうち、④の強度増加の発現に要する時間は、沈下の時間経過よりも遅れるのが普通なので、沈下の圧密度をもって強度増加の圧密度とするのは危険です。このため、沈下と強度増加の両者を考慮する場合には、強度増加の圧密度を割り引いて設定するか、十分な強度増加が期待できる裏付けのある場合に限るのが良いと思います。安全側の観点からだと思いますが、強度増加だけを考慮した計算が多く見受けられますが、沈下だけを考慮する方法の方が適当な場合もあるかと思います。

何れにせよ、沈下と強度増加の両者を考慮するのは、ぎりぎりの設計をしていることになるので、上記①～⑤の精度を考慮して、各々のケースにおける適切な方法を選択すれば良いと思います。

Q. 25 切土法面の植生(ファイバー吹付)に関して、以下の事柄について教えてください。

①吹付後のエロージョン対策にはどのようなものがあるか？

②N値50以上の火山灰質土へのファイバー吹付は可能か？

植生工には、大別して機械施工によるものと人力施工によるものがあります。このうち、機械施工による植生工は植生基材吹付工と呼ばれ、従来から種子散布工、客土吹付工、厚層基材吹付工に分類されていますが、最近では実施されている客土吹付工と厚層基材吹付工との区別が困難となっており、薄層吹付工（種子散布工）と厚層吹付工とに分類するものもあります。表－1に植生基材吹付工の工種と主な特徴を示します。

表－1. 植生基材吹付工の工種と主な特徴

項目	種子散布工	客土種子吹付工	厚層基材吹付工
施工概要	ポンプを用いて、木質繊維を主体とする植生基材を散布する	ポンプや圧縮空気を用いて、土壌を主体とする植生基材を吹付ける	ポンプや圧縮空気を用いて、有機質基材や土砂を主体とする基材を吹付ける
吹付厚さ	～1cm	1～3cm	3～10cm
使用材料	種子、肥料、ファイバー、侵食防止材、水など	種子、肥料、ファイバー、侵食防止材、土壌、水など	種子、肥料、ファイバー、侵食防止材、水など
土壌硬度	25mm未満	30mm未満	35mm以上にも可
適用地盤	盛土、緩傾斜地	盛土、土砂切土	岩盤、堅硬土

①；質問者のいうファイバー吹付がどの工法を意味しているのかよく分かりませんが、表－1に示したように、切土法面に対しては、主に厚層基材吹付工が適用されます。厚層吹付工では、吹付材料に、侵食防止材としてセメントや合成樹脂を用いており、また植物性繊維や化学繊維を混入しているため、優れた耐侵食性・土壌保全力を有していると言われ、実績も多くあるようです。従って、吹付後のエロージョンに対しては特に対策を行う必要はないと思われます。ただし、この場合も、切土法面の性状や施工場所の環境条件等を考慮して、必要に応じ、適切な緑化基礎工（金網張りなど）を施工しておく必要があります。

②；厚層基材吹付工は、もともと岩盤やモルタル吹付法面など緑化が極めて困難な箇所を対象として開発された工法でありますから、質問にあるようなN値50以上の火山灰質土にも充分適用可能であると考えられます。この場合、基盤の風化のしやすさや目標とする植生に応じて、吹付厚さが設定されます。

Q. 26 各種すべり安定計算式について教えてください。

斜面の安定解析はすべり面の形状をどのように仮定するかから始まります。一般にはすべり面は円弧と仮定する場合があります。しかし、地盤内に弱層があり、その面に沿うすべりが想定されるときは複合すべり面を考慮する必要があります。さらに、想定されるすべり面は安全率の最も小さい面（臨界面）ですので、種々のすべり面を仮定して計算し、最小となる安全率を求めねばなりません。斜面の安定解析をすべり面の形状で分類するとつぎのようになります。

1. 半無限斜面

地表面の傾斜が一定で、地表面に平行なすべり面が非常に長く続くと考えられる場合に用いられます。

2. 円形すべり面法

手計算でできる方法である簡便法（フェレニウス法、スウェーデン法）やBishop法がよく用いられます。簡便法は分割スライス間の不静定力を無視したもので、Bishop法に比べ小さな安全率が得られます。

斜面、天端面の勾配が一定で土質が均一な場合には、Talorの提唱した摩擦円法があり、この方法で間隙水圧のない場合は図表化されておりTaylor安定図表として知られています。

さらに、電算機の利用により精度よく解析を行えるものとして、Morgenstern-Price法やSpencer法などがあります。

3. 複合すべり面

任意の形状のすべり面を対象としてBishop法と同様の考えで解くJanbu法があります。これはすべり面の形状がわかっている場合に逆解析により土の強度定数を求めるときに利用できます。また、Morgenstern-Price法は任意のすべり面に拡張して利用することも可能です。

また、二つの円からなるすべり面、二円と直線からなるすべり面についての計算法も提案されています。

さらに、ウェッジ法や修正スウェーデン法のように、二つ以上の直線からなるすべり面についての解析法も提唱されています。

参考文献

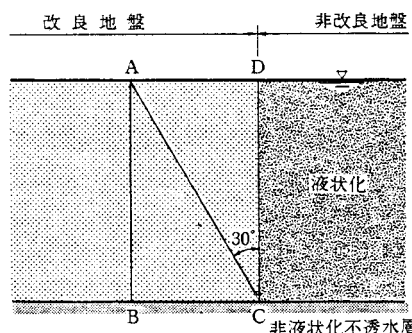
- 1) 土質工学会編(1982):土質工学ハンドブック(1982年版), pp.223-263

Q. 27 液状化防止対策として地盤改良を行う場合、鉛直方向の改良範囲は液状化層厚と判断できるのですが、水平方向の改良範囲の考え方をお教え下さい。

液状化防止対策としての地盤改良工法としては、締固め工法、固結工法などがあります。これらの液状化対策工法の水平方向の改良範囲について以下に示します。

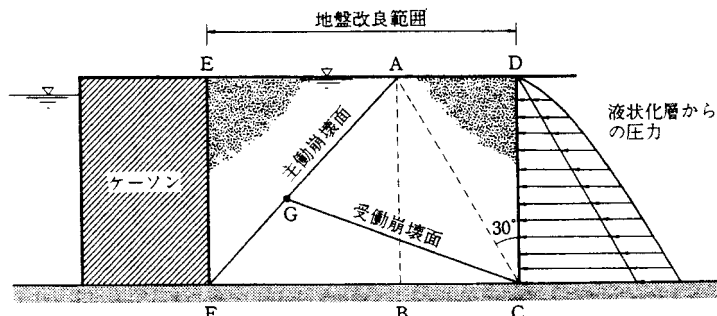
(1) 締固め工法

締固めによる改良地盤の境界には、これに隣接する非改良地盤の液状化に伴って、過剰間隙水圧が加えられるので、改良地盤にも過剰間隙水圧が伝播します。図－1における三角形ACDの部分は、液状化したものとして取り扱うことが妥当であると判断されており、四角形ABCDの範囲について安定性を考慮しなければなりません。¹⁾



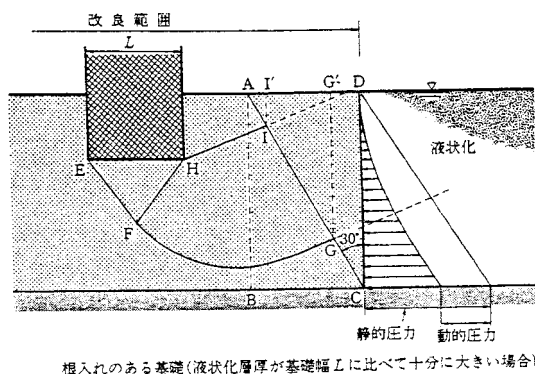
図－1 改良地盤が軟化する範囲¹⁾

図－2に示すような構造物背後EFにおいて主働土圧に耐え得るように設計すべき構造物の場合には、主働崩壊部分に液状化の影響が及ばないように改良範囲を設計する必要があります。そのため、主働崩壊部分の四角形EFBAと改良地盤が軟化する範囲の四角形ABCDを加えた四角形EFCBの範囲を地盤改良する必要があります。¹⁾



図－2 液状化した砂層から加わる圧力に対する安定性の確認の概念図¹⁾

また、液状化した砂層のせん断強さの喪失を考慮して、図－3に示すような基礎の場合については、実線EFGおよびHIに示した部分のせん断強さのみによって十分な支持力が得られるように改良範囲を定めなければなりません。なお、杭基礎など、その他の基礎についても同様の考え方が適用できるものと考えられます。¹⁾



図－3 基礎の改良範囲の検討法の概念図¹⁾

その他に、石油タンクを対象とした危険物の規制に関する規則²⁾では、図-4に示すように改良範囲Lを改良深度の2/3（ただし、 $5\text{m} < L < 10\text{m}$ ）としています。

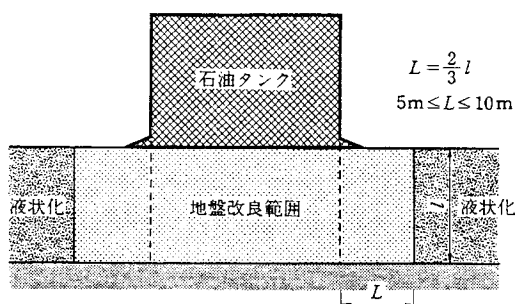


図-4 タンク基礎の改良範囲の設計²⁾

(2) 固結工法

また、構造物下部の液状化対策として地盤改良を行う場合、改良が必要な範囲は構造物直下のみとなります。しかし、偏土圧がかかる場合、滑動や転倒などの安定解析を行うことにより地盤改良範囲を決定しなければなりません。

- 1) 沿岸開発技術センター：埋立地の液状化対策ハンドブック、1997
- 2) 消防庁：危険物の規制に関する規則、1978
- 3) 日本建築学会：建築基礎構造設計指針、1988

Q. 28 動的応答解析（等価線形）時に地盤のひずみが1%を越えた場合の物性の設定方法

SHAKE による動的応答解析を行う場合の地盤物性値のひずみ依存特性については、各基準に考え方や数値が示されています。兵庫県南部地震以後、入力地震波の最大加速度が改訂されたことにより、実際に液状化の検討などで動的解析を行うと、地盤ひずみが1%以上になるケースが見受けられます。ところが、各基準のひずみ依存特性は、1%程度までしか示されていません。

また、砂質地盤の下方に軟弱粘性土層がある場合には、軟弱粘性土層のせん断波速度が著しく小さくなり、上方の砂質地盤に地震動がほとんど伝わらないおかしな結果となります。

これらのケースでは、どのような考え方をすればよいのでしょうか。また、1%以上のひずみ領域でのひずみ依存特性や、せん断波速度の下限値の設定法などがありましたら教えてください。

1. せん断ひずみが 10^{-2} 以上でのせん断剛性、減衰比の設定について

SHAKE に代表される等価線形モデルによる地震応答解析は、線形解析を繰り返すことで、地盤の非線形性を比較的容易に表現できるため、実務において広く使われている方法です。しかし、あくまで線形解析であり、解析中は同一の地盤物性を用いています。そのため、レベル2地震動のような大地震においては、地震動中のせん断ひずみの変動が極めて大きい（著しい非線形性）ため、実際の挙動と解析結果に差異が生じます。具体的には、主要動部などにおいて、解析はせん断ひずみを過小評価（せん断剛性は過大評価）してしまい、振幅の過大評価といった現象が見られます。

つまり、せん断ひずみが 10^{-2} を超えるような大地震の解析に、等価線形解析を適用することがそもそも問題なのです。とはいえ、これでは質問の答えになっていませんので、以上の問題を理解して頂いた上で、いくつかの方法を紹介します。

三輪ら¹⁾は、液状化する土層に対してはせん断剛性を微小ひずみ時の1/100、それ以外は通常の等価線形解析による収束剛性を用いて線形解析を行う方法を提案しています。

風間ら²⁾や社本³⁾は、せん断ひずみ 10^{-2} 以下のレベルに対して、ひずみが大きくなることによって生じる剛性低下に加え過剰間隙水圧が発生することにより生じる剛性低下を考慮した動的変形特性の設定法を提案しています。詳細は文献1)2)3)を参考にして下さい。

繰り返しになりますが、「等価線形解析を大地震の解析に用いることには問題がある」ということを十分に理解された上で、研究途上の方法としていくつかの設定方法があると理解して下さい。したがって、適用にあたっては、十分な吟味が必要です。

2. 砂質地盤の下に軟弱粘土層がある場合に上部の波動が伝播しない問題について

質問の文面からは地盤条件がわからないため、おかしな現象かどうかは一概に判断できません。ここでは、おかしな現象でない場合とおかしな現象である場合に分けて理由を示します。

(1) 解析で見られた現象が妥当な場合

硬質地盤に軟弱地盤が挟まれているような場合、粘性土層とその上下の地盤とのインピーダンス比が大きくなり、波動が軟弱地盤内にこもってしまい上部地盤へ地震動が伝わらないことがあります。

兵庫県南部地震の際に震度7の海側の地域で被害が少なかった理由として、この地域の地盤が埋立地盤あるいは比較的厚い軟弱地盤であったために、地震時に地盤の塑性化が進み地震エネルギーを吸収したためであるとした報告があります⁴⁾。

(2) 解析で見られた現象が妥当ではない場合

粘性土層の上の砂質土層が飽和しており、液状化する可能性が高い場合は、質問のような解析結果が妥当ではないこともあります。このような場合、通常の等価線形解析では液状化による剛性低下は考慮できませんので、解析では砂質土層の剛性低下の割合を過小評価していることになります。

したがって、実際の地盤では粘性土層の剛性低下と同程度に砂質土層の剛性も低下しているため（インピーダンス比も大きくならない）、上方に波動が伝播しているにもかかわらず、解析では砂質土層の剛性低下を抑えていることが粘性土層の剛性低下を助長させ、波動が上方に伝播しないといった結果を生みだしていると考えられます。このような結果は、軟弱層のせん断剛性を低めに見積もり過ぎた場合に起きしますので、入力定数の設定の際、注意が必要となります。

参考文献

- 1) 三輪，池田，原田，高津，大岡：兵庫県南部地震により被災した埋立地盤に建つ鋼管杭基礎構造物の被害の検討，第10回日本地震工学シンポジウム，pp.1757-1762，1998
- 2) 風間，柳澤，中村：地震時に地盤中で費やされた累積損失エネルギーによる強震動評価，土構造物の耐震設計に用いるレベル2地震動を考えるシンポジウム発表論文集，pp.47-54，1998.12
- 3) 社本：サイクリックモビリティを考慮できる等価有効応力解析法，日本建築学会大会講演概要集，1998
- 4) たとえば，足立：阪神・淡路大震災に学ぶ地盤工学の課題，土と基礎，Vol.44,No.2,pp.3-6,1996

Q. 29 道示IVp232に記載されている、液状化する層と支持層について

1. 支持層の直下に液状化層がある場合は、問題となるか。
2. 杭基礎の場合も液状化層は支持層にならないか。
3. 液状化判定は、震度法、地震時水平保有耐力法のどのレベルで判定した結果とするか。
(橋台と橋脚で支持層を統一するため)
4. 液状化を判定するための土質試験を行う際に、あきらかに検討を必要としない理由を持つ地層を判断できないか。実務上、沖積層と洪積層の区分が曖昧な場合が多い。

1. について

液状化は、「飽和砂質土層が、地震力により過剰間隙水圧が上昇して有効応力が減少し、せん断強度を急激に失い、土の構造に破壊が生じる現象」と定義されています。そのため、液状化が生じると地盤が流動化を起こし、基礎のように鉛直支持力・水平抵抗を期待する構造物はその抵抗を失い大きく変位・沈下することになります。

平成7年発生した兵庫県南部地震の被災事例では、支持層が液状化を起こした場合はもちろん、支持層の下部に位置する液状化層であっても基礎荷重による押さえ効果が発揮されずに、フーチングに大きな作用力を及ぼし橋脚基礎に残留変位を生じさせた事例が数多くありました。そのため、基礎に影響を与える流動化の発生要件については解明されていない詳細部分もありますが、液状化対策としては地形・地質の全体系を考慮する必要があると考えられます。

2. について

上述した同様の理由で、液状化に関する検討を行うことが常識となった現在では、液状化が懸念される層に支持層を求めることはありえません。液状化が発生すれば、地盤の相対密度が低下しせん断強度が失われることになりますから、杭基礎の所要の先端支持力・周面摩擦力が確保できませんので、支持層としての機能を発揮されないことになります。

3. について

平成8年改訂された道路橋示方書V耐震設計編では、耐震設計として従来の震度法に加え、地震時の影響の大きい橋脚・基礎・支承などでは地震時保有水平耐力照査を義務付けており、さらに挙動が複雑な橋梁では、動的解析を行いその結果を設計に反映するのがよいとしています。ただし、橋台については橋脚のように地上に突き出した構造物と比較して地盤との相対変位が小さく減衰も大きいので、地震時に作用する慣性力が相対的に小さいという理由から水平保有耐力照査の対象から外しています。

地盤の液状化検討についても、基礎に与える影響を実際により近い状態で考慮する必要があることから、耐震設計上の判定については、基礎構造物の設計同様に現行では地震時水平保有耐力法レベルにより判定することとしています。そして判定の結果、液状化が生じるとされた地盤については、耐震設計上土質定数を低減させるものとしています。

4. について

地震時の液状化現象が生じるのは、ほとんどの場合沖積砂質土層とされてきましたが、最近までの研究あるいは近年の地震においては沖積砂質土層以外の地盤においても液状化が発生が確認されています。また、地震時に地盤の不安定化が起こる過程での構造物への影響は、地盤剛性の軟化や強度の低下、地盤の過渡的な応答と構造物との共振など、種々の状況により変化します。

そのため、土質試験の実施前からの液状化および流動化の有無の確定的な判定は難しく、液状化の可能性のある地盤については、道示の基準に沿った的確な液状化判定を実施する必要があります。ただし、液状化のメカニズムからは、相対密度が比較的高く間隙水の少ない地盤については液状化に対する大きな心配はないものと考えられます。

Q. 30 道路橋示方書・同解説によれば、耐震設計上の基盤面とは、「粘性土層の場合は N 値が25以上、砂質土の場合は、 N 値が50以上の地層の上面、もしくはせん断弾性波速度が300m/s程度以上の地盤の上面をいう」と説明されています。この場合、基盤面と思われる層中に N 値の低い個所が見受けられる場合でも、その層を基盤面と見なして良いものなのでしょうか。

道路橋示方書・同解説¹⁾によれば、「基盤面としては対象地点に共通する広がりを持ち、耐震設計上振動するとみなす地盤の下に存在する十分堅固な地盤の上面を想定している。そこで、それ以下の地層がせん断波速度300m/s程度（粘性土層では N 値25、砂質土では N 値50）以上の値を有している剛性の高い地層の上面を基盤面と規定した」と説明されています。

一方、地震基盤の考え方について、次の2とおりの立場があります。

- ① 深い地盤構造まで考慮しないと真の地盤の地震応答を求めることはできないので、すくなくとも岩盤を地震基盤とすべきである。
- ② 地震基盤の深度は、対象とする構造物の固有周期との関連で決定すればよい。つまり、短周期の構造物を対象とするのであれば、比較的浅い深度に地震基盤を設定して良い。

①は理学的な色彩の強い考え方で、工学的には基盤の設定が不可能な場合もあります。このため、工学的地震基盤と称して②の考え方が提案されています。

道路橋示方書・同解説の立場が、①または②のどちらかは明確ではありません。しかし、道路橋示方書・同解説に則って設計できる橋梁の固有周期の範囲を想定して、上記のような基盤の規定で十分と考えていると思われます。もちろん、特殊な橋梁で、固有周期が長い場合などは、上記の基盤の設定では不十分なこともあります。

基盤面の設定にあたっては、 N 値が若干50を下回る部分があることを気にするよりも、その層が、「対象地点に共通する広がりを持ち、耐震設計上振動するとみなす地盤の下に存在する十分堅固な地盤」なのかどうかを判断材料とすべきです。つまり、調査地点のボーリング調査結果だけで判断するのではなく、周辺を含めたグローバルな見地から堅固な地盤であると判断できれば、部分的に N 値50を下回る部分があっても、地震応答には影響しないと考えることができます。また、一般的に言えば、岩盤が比較的浅い深度で現れる山地・丘陵地を除けば、上記のような層が出現するのはかなり深い深度になるはずで、単に、静的な支持力が確保できる層を基盤面としないように注意すべきです。

参考文献

- 1) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V耐震設計編，p.47，1996

Q. 3 1 多層地盤における水平方向地盤反力係数 k_H と換算載荷幅 B_H について教えてください。

一般的に、地盤反力係数は基礎の変位や地盤反力を得るために必要な設計上の基本的な定数です。地盤反力係数は、地盤の変形係数や載荷面の大きさなどに依存する定数で、単層地盤に対する推定方法の一例として道路橋示方書・同解説¹⁾には次式が示されています(水平方向地盤反力係数の場合)。

$$k_H = k_{H0} (B_H/30)^{-3/4}$$

ここで、 k_{H0} は、直径30cmの剛体円板による平板載荷試験の値に相当する水平方向地盤反力係数で、各種土質試験・調査によって求めた変形係数から推定することができます。また、 B_H は、実際の基礎を想定した場合における、荷重作用方向に直交する基礎の換算載荷幅で、基礎の種類によって求め方は異なります。道路橋示方書・同解説²⁾には種々の基礎形式に対する換算基礎幅の求め方が示されています。つまり、 k_H は k_{H0} に載荷幅の影響を考慮したものとなっており、 B_H が大きいほど k_H は小さくなります。

一方、杭基礎や鋼管矢板基礎など、地盤抵抗を線形弾性として取り扱う場合、 B_H は $\sqrt{D/\beta}$ (D : 基礎の載荷幅、 β : 基礎の特性値) で表され、 β は k_H の関数となります。ここで、 B_H を算定する際の k_H は常時の値とし、設計地盤面から $1/\beta$ までの深さの平均的な値として求めます。また、地盤を多層として評価し各層の k_H を算出する場合も、各層の B_H は上記により求めたそれを用いて良いとされています。

表－1 多層地盤における k_H と B_H

地盤のモデル化	k_H	B_H
単 層	対象範囲で平均化	k_H に依存する場合は対象範囲で平均化した k_H を用いて求める
多 層	各層について求める	

参考文献

1) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説 IV下部構造編，pp.238～241，1996

2) 同上，p.240

Q. 3 2 岩盤を支持層とする直接基礎において、地震時の最大地盤反力度を設けた理由と支持力公式による照査が必要か否か教えてほしい。

従来までは、岩盤の許容鉛直支持力度として、荷重の傾斜角が規定の範囲内にあり、構造物の重要度が高くない場合のみに対し参考値を示していました。その後の多数の載荷試験結果や研究成果¹⁾により、常時および地震時の岩盤の最大地盤反力度の上限値を平成2年度道路橋示方書IV下部構造編から設定しています。

これは、岩盤の極限支持力が亀裂・割れ目などの影響を強く受け、地盤定数も不確定要素が大きいことから、支持力推定式のみで岩盤評価をおこなうのが困難な場合もあるため、設計の実績を考慮し母岩の一軸圧縮強度を基準にして最大地盤反力度を設定上限値程度に抑えるのがよいとしたものです。

ただし、これはあくまでも目安となる基準上限値であって、実際の基礎の地盤極限支持力を示しているわけではありませんので、支持力照査は、直接基礎の形式規模による形状補正・根入れ効果・荷重の偏心傾斜を考慮した、テルツァーギの支持力理論に基づく直接基礎の地盤極限支持力式で実施することが必要になります。

参考資料

- 1) 岩盤上の直接基礎の鉛直支持力推定法に関する研究，土木研究所資料第2512号，1987.11

Q.33 直接基礎の根入れ深さ D_f の取り方を教えてください。

直接基礎の支持力は、一般的に以下の支持力公式¹⁾で求められます。

$$q_a = \frac{1}{3} (\alpha c N_c + \beta \gamma_1 B N_\gamma + \gamma_2 D_f N_q)$$

ここに、

q_a ：地盤の許容支持力度

γ_1, γ_2 ：基礎底面より下部および上部の地盤の有効単位体積重量

D_f ：基礎の有効根入れ深さ

α, β ：基礎の形状係数

N_c, N_q, N_γ ：支持力係数(ϕ の関数)

B ：基礎幅

ここで、右辺第3項が、支持力に対する根入れ深さ D_f の寄与を示しています。つまり、根入れより上の土の押え効果を表しています。一般に、支持地盤が ϕ 材料(砂や砂質土)の場合、第3項の支持力に占める割合は相対的に大きくなります。

根入れ深さの考え方の一例として図-1²⁾を示しておきます。注意すべき点は、根入れ深さ D_f が必ずしも単に地表面から基礎底面までの深さなのではなく、地盤の破壊に抵抗する押えとして、将来にわたって有効に働く土の厚さとして考えなければならないということです。

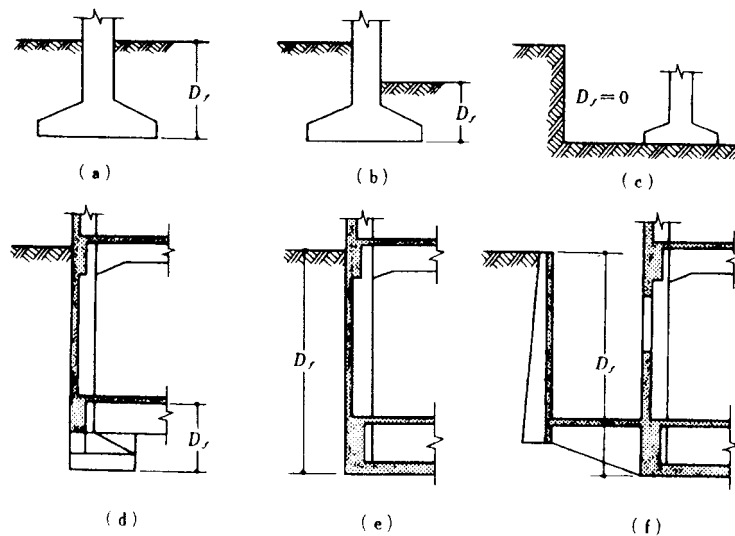


図-1 D_f の取り方の例²⁾

参考文献

1) (社)日本建築学会:建築基礎構造設計指針, pp.119~120, 1988

2)同上, p.128

Q. 34 道示に示されている基礎形式選定表によると、「地表より2 m以上の被圧水」があると直接基礎が適用できないとされている。この理由を教えてください。

直接基礎では、地盤の地下水・湧水に対しては、その程度にもよりますが、排水や止水処理を行えば開削施工は概ね可能であり、設計上も施工が適格であれば問題となることは少ないとされております。

ただし、被圧水の場合は、その被圧水頭によっては砂質土地盤のボーリング現象あるいは粘性土地盤であればヒービングにより、支持基盤がせん断破壊を起こすことが懸念され、直接基礎の不同沈下さらには倒壊の原因にも成り兼ねません。そのため、道示では設計・施工上の基礎の安定性を考慮し、2 m以上の被圧水が存在する場合は、直接基礎の適用を不可としています。

Q. 35 鋼管杭打設において、硬い中間層などが存在する場合、どの程度の中間層まで打貫くことが可能でしょうか。

地層を杭の支持層と見なすか中間層と見なすかの判定は、硬さと地層の厚さ（対象となる地層の下位にその地層より極端に支持性能が劣る地層が出現しないことを含む）で行われています。通常、標準貫入試験のN値50程度以上の砂層や砂礫層、粘性土なら土丹（固結シルト）相当の地層が支持層として設計されることが多いようです。また、支持層の層厚については、杭径や杭の設置方法などによって異なりますが、5m程度以上の厚さが必要なことが多いようです。

支持層相当の硬い中間層がある場合に、鋼管杭で打貫くことが出来るか否かを判定する際には、N値に加え粒度分布を検討する必要があります。砂層ではN値が50程度でも、いくつかの工夫で打貫きが可能ですが、砂礫層や玉石層では打込み工法そのものの採用の可否を検討する必要もでてきます。礫径が10cm程度を超えるような地層では打込みはかなり難しく、その地層を地中障害と同等の扱いをしたり、ボーリング工法の併用や場所打ち杭工法への工法変更が望ましいと考えられます。

粒径の小さな硬い中間層を打貫く際の対処方法には、適性ハンマより1回り大きなサイズのハンマの使用、フリクションカッターの使用などがあります。この場合、杭体の破損（提灯座屈、円形断面の座屈、杭先端部のめくれ上がり、継ぎ手部の破損など）を防止するための杭体補強についても検討する必要があります。また、フリクションカッター採用時には打止め管理が通常の場合より難しくなります。杭施工の早い段階で施工試験を行い、ハンマやフリクションカッターの決定、杭体補強方法および打止め管理方法の確認などを行うことをお勧めします。

Q. 36 古い構造物に使用されていた基礎杭を、新しい構造物の基礎としてそのまま使用できるか。
(新しい構造物の使用条件等が変更され、荷重分担が大きくなるような場合には、打ち増しや打ち直しが
必要か)

次の項目について確認できれば、基本的には再利用は可能です。

- ①改築時の設計外力に対し、既製杭が十分抵抗できること。
- ②杭材が、現在の法律・基準・指針等に適合すること。
- ③杭体に有害なひび割れ等の損傷が発生していないこと。
- ④既製杭の許容支持力が確認されていること。

但し、新設する杭と併用しない方が望ましいと考えられます。併用する場合は、それぞれの
支持力特性・沈下等を考慮し必要な検討を行わなければならないと思います。

Q. 37 場所打ち鋼管コンクリート杭の付着強度について教えてください。

鋼管（円形・角形）とコンクリートの許容付着応力度の値はコンクリート強度 F_c に関係なく以下のよう
に与えられております。¹⁾

		(kg/cm ²)	
		長 期	短 期
鋼管の内側	円形	1.5	長期の1.5倍
	角形	2.0	

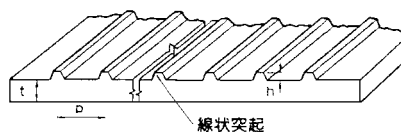
鋼管コンクリート構造が曲げを受けた場合に、複合材の合成効果を発揮するためには、鋼管とコンクリートが一体として挙動する必要があります。

最近の場所打ち鋼管コンクリート杭では下図に示すように、鋼管内側に線状の突起を設けることにより、高い許容付着応力度の値が(財)日本建築センターの評定・評価を受けておりますので、各メーカーにお問い合わせ下さい。

参考文献

- 1) 日本建築学会：鋼管コンクリート構造計算基準・同解説、1981

突起高さ(h):2.5mm以上
ピッチ(P):40mm以下
突起方向角度(θ):40°以下



Q. 38 プレボーリング工法について、杭周面摩擦力と杭先端支持力の算出方法について教えてください。また、充填材を挿入するための孔壁と杭との間隙量は、5cmでよいのか。

まず、建築分野での地盤の長期支持力算定式を以下に示します。^{1),2),3)} (建設省告示111号または建設大臣認定による)

セメントミルク工法・拡大根固め工法

$$\text{杭先端支持力：} R_p = 1/3 \cdot (\alpha \cdot \bar{N} \cdot A_p)$$

ここで、 α ：工法による係数

20 (セメントミルク工法・建設省告示111号)

25 (拡大根固め工法・建築基準法第38条 建設大臣認定工法)

$\bar{N}$ ：杭先端より上方4D、下方1D間の平均N値

A_p ：杭先端の閉塞断面積 (m²)

$$\text{杭周面摩擦力：} R_f = 1/3 \cdot (1/5 \cdot N_s \cdot L_s + 1/2 \cdot q_u \cdot L_c) \phi \quad (\text{杭周固定液を使用する工法})$$

$$R_f = 1/3 \cdot 1.5 \cdot L \cdot \phi \quad (\text{杭周固定液を使用しない工法})$$

ここで、 N_s ：杭周面の砂質地盤の平均N値 $N_s \leq 25$

L_s ：砂質地盤中の杭の長さ (m)

q_u ：杭周面の粘性土地盤の一軸圧縮強度 (t/m²)

$$q_u = 1.25 N_c \leq 10$$

N_c ：杭周面の粘性地盤の平均N値

L_c ：粘性土地盤中の杭の長さ (m)

ϕ ：杭の周長 (m)

また、孔壁と杭との間隙量は、工法によって決まっており下記の通りです。

セメントミルク工法：掘削径＝杭径 + 10cm

拡大根固め工法：掘削径＝杭径 + 0～10cm (工法によって違いがあります。)

尚、道路橋示方書・同解説では、プレボーリング工法はその採用にあたって、支持力機構について載荷試験等により検討するのがよいとなっております。⁴⁾

参考文献

- 1) 建築基準法に基づく主要な建設省告示、昭和46年建設省告示111号
- 2) 建築基準法第2章第38条、昭和25年法律第201号
- 3) コンクリートパイル建設技術協会：既製コンクリート杭 建築編、平成4年7月
- 4) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 IV下部構造編、平成8年12月

Q. 39 軟岩上の杭の支持力計算法を教えてください。

現在、杭の支持力計算法は N 値によるものが主流です。しかし、砂質地盤（礫質地盤）または硬質粘土地盤を支持層とするケースを念頭においているので、軟岩を支持層とする場合も同様に考えて良いかどうかについては疑問が残るところです。

軟岩を支持層とする杭の支持力を推定する確立された方法は見当たりませんが、以下の方法が考えられます。

- ① 载荷試験による方法
- ② 軟岩について提案されている推定式を用いる方法
- ③ N 値を用いる現行の設計法に準ずる方法
- ④ 一軸圧縮強度 q_u を利用する粘性土に対する設計法に準ずる方法

これらのうち、①が最も確実なことは議論を要しませんが、実際的には困難なことが多いので、打込み鋼管杭については、参考文献¹⁾で提案されている軟岩・土丹に対する推定式を用いるのが適当でしょう。ただし、支持岩盤の一軸圧縮強度を試験で求めておく必要があります。

一方、上記③または④の方法に頼らざるを得ない場合が実際には多いかもしれません。通常、杭の支持力は杭先端部の支持力だけで決まるわけではないので、支持層となる軟岩の N 値または一軸圧縮強度を土砂に準じて適切に設定すれば、少なくとも安全側の推定にはなると思います。

参考文献

- 1) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説 IV下部構造編，p.565，1996

Q. 40 杭配置について、最大杭間隔の規定と、フーチングを梁として解析する必要がある最小の間隔はどう考えたらよいでしょうか。

杭の最大間隔についての規定はありません。基礎としての構造上は間隔が広い方が群杭効果が減少し、単杭としての機能を発揮しやすくなるため好ましいと言えます。また、間隔が広がることに対しては施工上も制約はなく、むしろ施工性は良好となります。

杭間隔を大きくした場合、フーチングを剛体として扱える厚さを確保しようとする、フーチング厚が著しく厚くなることにより、基礎の大規模化につながるため不経済な設計となることがあります。このような場合、フーチング厚を抑えてフーチングの曲げ変形を考慮した解析（フレーム計算など）による設計が合理的と思います。従って、フーチングを剛体として扱える厚さが確保出来ているか否かがフーチングの設計法決定のポイントとなり、単に杭間隔だけでは判断できません。

参考文献

- 1) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説 IV下部構造編，pp.207～210，1996

Q. 4 1 杭長について、 βL は1以上確保できるが、 K_v が算出できないような極端に短い杭の取り扱いはどうにすればよいでしょうか。

一般に、杭の軸方向バネ定数 K_v は、既往の鉛直載荷試験に基づく推定式により算出することが多いのですが、 $L/D < 10$ の場合には、土質試験結果から K_v を算出するか、原位置における鉛直載荷試験による荷重 P ～沈下量 S 曲線から K_v を求めることになります。ただし、鉛直載荷試験より算出するのがより望ましいと思います。

1. 土質試験結果から K_v を算出する方法

K_v は杭頭で単位量の軸方向の変位を生じさせる杭軸方向力として定義され、次式で推定することができます。

$$K_v = a \frac{A_p E_p}{L}$$

ここに、 A_p ：杭の純断面積(cm^2)

E_p ：杭体のヤング係数(kgf/cm^2)

L ：杭長(cm)

a ：係数

道路橋示方書・同解説¹⁾では、杭と周辺地盤のすべり係数 C_s と杭先端地盤の鉛直方向地盤反力係数 k_v から係数 a を算出する方法を示しています。 k_v の算出法は、道路橋示方書・同解説²⁾7.6.2に示されています。また、 C_s の算出法は、杭基礎設計便覧³⁾(日本道路協会)の3-2-3項に参考として紹介されているので参照して下さい。ただし、 k_v 、 C_s の評価については、今後の研究に期待するところが多いというのが実状です。

2. 原位置における鉛直載荷試験による荷重 P ～沈下量 S 曲線から K_v を算出する方法

P ～ S 曲線関係から、支持力の降伏時における割線勾配を実測 K_v として算出する方法です。 P ～ S 曲線関係は両対数グラフで表示すると降伏点を見分けやすいでしょう。

参考文献

- 1) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説 IV下部構造編，p.347，1996
- 2) 同上，p.239
- 3) (社)日本道路協会：杭基礎設計便覧，pp.154～160，1992

Q. 4 2 単列杭の基礎は、河川以外の橋台・擁壁など、構造物の違いや杭の種類によって採用の可否条件があるのでしょうか。また、採用できる場合、杭頭結合法と設計上の結合条件を教えてください。

一般に、単列杭の場合は、水平荷重により発生する水平変位や杭体に発生する曲げモーメントが組杭に比較して大きいため、安定性から採用の可否が決定されます。地震の影響を考慮しない擁壁で組杭の場合には、杭頭結合条件をヒンジ結合として設計することもあります。単列杭の場合には杭頭結合部を剛結とし、不安定構造物とならないように設計しなければなりません。

Q. 4 3 杭頭結合法のA法とB法の使い分けについて教えてほしい。

杭頭の結合条件としては、構造物の重要度により、一般に剛結合とヒンジ結合が考えられます。

橋梁では、水平変位によって設計が支配されるのが有利であること、不静定次数が大きい耐震上の安定性が高いとみなし得ることなどにより、杭とフーチングの結合法は剛結構造とすることを原則としており、場所打ち杭以外の既製杭の結合方法はA法を標準としています。また、橋梁以外の擁壁・覆道・カルバートなどの構造物基礎については、杭頭結合はヒンジ結合を原則としており、結合方法はB法を基本としています。

ただし、全国的なすう勢として、B法であっても所要の結合力の確保が可能であるとし、基礎形式に関係なく結合法はB法に統一されてきています。今後は、結合部をより合理的なものとするため、結合法の採用は構造物の安全性・経済性を十分に考慮して決定する必要があるといえます。

Q. 44 パイルドラフト基礎とはどのような基礎でしょうか。

パイルドラフト基礎はその名のとおり、摩擦杭(パイル)とべた基礎(ラフト)を併用した基礎工法です。図-1に示しますように、べた基礎に代表される直接基礎が基礎下の地盤反力のみで、また、杭基礎が杭の支持力のみで建物を支えるのに対し、パイルドラフト基礎は、べた基礎下の地盤反力と摩擦杭の支持力の両方に期待して建物を支持する工法です。従来から採用を戒められている異種基礎と異なるのは、異種基礎が建物の平面的な位置毎に異なる基礎形式(例えば支持杭基礎と直接基礎)で支持するため、基礎形式が異なる箇所で大きな不同沈下を生じ、障害が生じる可能性が高いのに対し、パイルドラフト基礎は、平面的な位置に関係なく、摩擦杭とべた基礎との両方で建物が支持されるので、建物の沈下剛性が場所により大きく異なるということがありません。

一般には、良好な支持層が出現する深度が深い場所において、支持力的にはべた基礎のみで建物を支持することが可能であっても、沈下が過大なものとなる場合に、不同沈下を許容値内に納める目的で用いられることが多いようです。杭の目的は沈下量を小さく抑えることです。杭のみで支持する場合に比べ、小径で短い杭とすることができ、杭の本数も減らすことが可能となります。日本では中低層の建物への適用例が多いようですが、ドイツなどでは200mを越える超高層建物の基礎としても採用されています¹⁾。

パイルドラフトの基礎の採用にあたっては、沈下量の予測が重要となります。べた基礎の沈下が杭の周面摩擦の発揮に与える影響や杭の周面摩擦が床付け面の地盤を沈下させる影響、また、杭が他の杭の沈下に影響を与える群杭効果などをすべて考慮しなければならないため、沈下の評価は、通常の基礎に比べずっと複雑なものとなります。具体的な手法については、文献²⁾などをご参照ください。

パイルドラフト基礎は、べた基礎と摩擦杭基礎の中間的なものであると同時に、両者の特性をうまく利用して建物を支持するため、経済的な設計ができる可能性があります。

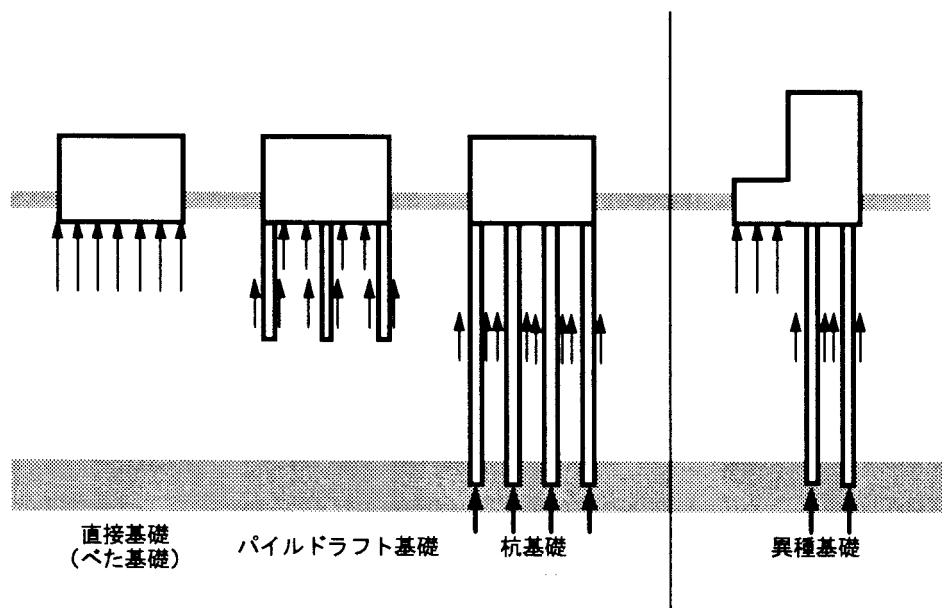


図-1 基礎形式の比較

参考文献

1) E. Frank et al.: Measurements and Numrical Modeling of High-Rise Building Foundation on Frankfurt Clay, Geot. SPec. Pub. 40, ASCE, 2: 1325-1336, 1994

2) 例えばK. Yamashita et al.: "Settlement behavior of the raft foundation with friction piles, Takenaka Technical Research Report, No.46 1991

Q. 45 ウォータージェット工法の適用値圍について、N値および土質との関係、軟岩に適用する場合の目安などについて示して欲しい。

ウォータージェット工法で実用化されているものとしては以下のような工法があります^{1)、2)}。

(a) 地盤改良工法

水やセメントミルクの噴流により地盤を破碎し、そこに柱状もしくは壁状の固結体を築造する工法。

(b) 水力掘削工法

ウォータージェットとリバースサーキュレーション掘削機のビットの併用により場所打ち杭や柱列壁の築造や山留め壁の親杭の設置などに利用する工法。

(C) 既製杭や鋼管矢板の打込みや引抜き工法

既製杭や鋼管矢板およびシートパイルに高压水を導くパイプもしくはホースを沿わせ、杭や矢板の先端からウォータージェットを噴射しながらバイブロハンマーなどの杭打機で、杭やシートパイルを打込む工法。

それぞれについて、適用する地盤の目安について述べると以下のようです。

(a) ; 礫層を除く地盤に適用可能です。

(b) ; 地盤はもとより一軸圧縮強度が $120\sim 130\text{kgf/cm}^2$ 程度の軟岩の掘削にも適用可能です。

(C) ; 通常地盤ではバイブロハンマーのみが使用されます。しかし、バイブロハンマー単独では打込めない硬質地盤への施工、特にN値が50を超える地盤や礫質土・軟岩層(泥岩など)等へ適用する場合にはウォータージェットが併用されます。

例えば、JV工法³⁾(ウォータージェット併用バイブロハンマー工法)の場合、バイブロハンマー単独工との使い分けにおける地盤条件の目安として、最大N値が砂質土で50、粘性土で40以内ではバイブロハンマー単独工を前提とし、それを超える場合はJV工法の使用を考慮するとされています。

なお、詳細については、以下の参考文献などを参照してください。

参考文献

1) 八尋輝夫編著：最新ウォータージェット方法、鹿島出版会、1996

2) 資源・素材学会編：ウォータージェット掘削・応用百科、丸善株式会社、1996

3) “水と振動”研究グループ編：JV工法積算マニュアル、バイブロハンマーとウォータージェットカットによる鋼矢板打工及びH鋼杭打工、トーマン建機株式会社、1997

Q. 46 構造物の基礎杭には、耐用年数が設定されているのか。 設定されているならば、杭の種類による設計耐用年数を教えてください。

基礎杭の耐用年数は特別設定されているのではなく、また種類による設計耐用年数も設定されていませんが、鉄筋、PC鋼材、鋼管の腐食等から耐用年数を想定しますと次の事がいえます。

①コンクリート既製杭（PHC,PRC等）、場所打ち杭の場合

コンクリート杭の場合、中性化による鉄筋の腐食が問題になると考えられます。

中性化速度の一般的な提案式によって計算した場合、期間100年で3mm程度であり、コンクリート杭で地中にある場合は中性化深さを無視してもよいと考えられます。

JASS5(1997)では、鉄筋コンクリート構造物及び部材に対する要求性能として、「構造物の総合的耐久性」が示され構造物の計画供用期間が一般(30年)、標準(60年)、長期(100年)の3ランクに設定され、ランクに対してコンクリートの耐久設計基準強度が、長期の場合、 30N/mm^2 となっています。¹⁾ 既製コンクリート杭の場合、設計基準強度は 80N/mm^2 以上であり耐用年数は構造物を上回ると考えるのがよいでしょう。

②鋼管杭(SC杭含む)

鋼管杭の場合、鋼管の腐食の度合いで耐用年数が決まると考えますと、²⁾

a) 土木試験所による調査では、腐食速度は 0.012mm/yr （片面）で腐食代1mmを見込むと耐用年数は約80年程度となります。

b) 土質工学会による調査では、腐食速度は 0.01mm/yr （片面）で腐食代1mmを見込むと耐用年数は100年程度となります。

但しコンクリート杭の場合、酸性土壌による中性化の影響、鋼管杭の場合、海洋環境等による腐食の影響が考慮される場合は別途検討が必要と思われます。

参考文献

- 1) 日本建築学会：建築工事標準仕様書・同解説（JASS5鉄筋コンクリート工事）、1997
- 2) 鋼管杭協会：鋼管杭とその設計と施工、平成2年4月

Q. 47 山留め計算時に土圧を計算する場合、礫層は砂質土に分類されますが、そのときの土圧計算では本当に砂質土の式に当てはまるのでしょうか。教えてください。

道路土工擁壁・カルバート・仮設構造物工指針によると、断面計算に使用される計算式は、砂質地盤土圧と粘性地盤土圧の2つに分けられます。この式は、切ばり反力実測値から間接的に決められたTerzaghi & Peckの側圧分布を我が国での実測結果に合わせて部分的に変更したものです。この式を確認するために、建築基礎構造設計基準・同解説では、数種類の土質について実際の側圧を測定しています。その結果、土の透水係数が側圧に影響を及ぼすことが確認されました。このことは、透水係数が近い値である砂質土と礫質土とでは、側圧の状態もほぼ同じと推測されるので、計算時には礫質地盤と砂質地盤を同一に扱えると考えられます。

Q. 48 山留め計算に於いて大きく分かれて（道路協会他）、小規模掘削工事（深度10m以下）を慣用法、大規模掘削工事（深度10m以上）を弾塑性法としているケースが多く見られるが、実際に計算を行ってみると、例えば掘削深度が9.5mの場合と10.5mの場合とで両者の差は1.0mであるのに対し、前者は慣用法、後者は弾塑性法にて計算していることから計算結果（応力・変位）が大きく違ってきます。また、これらは支保工の計算に於いても大きく変わり、腹起こしなどの部材が変わってきます。

個人的には掘削が浅い場合（10m以下）でも、地質が軟弱な粘性土層などの場合には弾塑性法を用いたほうが良いと思われこともあります。掘削深さではなく、現場状況、土質などから計算方法を決定したい時の目安と、よく問題にされる許容変位量の値（弾塑性法計算時）を教えてください。

慣用計算法で用いる土圧は、実測土圧データを収集し土圧分布形状を統計的に求めたいいわゆる見かけの土圧ですが、深い場合の実測値は考慮されていません。首都高速道路公団制定の「仮設構造物設計基準」によると、慣用計算を使用する条件として掘削深度が10m未満となっています。しかし、この計算方法は簡便であるために、自ずと限界があります。例えば、掘削深さが10m未満であっても軟弱地盤においては地盤の挙動を把握できない場合があります。同基準ではこの場合、弾塑性法により計算することとしています。（ここでいう軟弱地盤とは、土留め壁の全長にわたって平均粘着力が 20kN/m^2 (2tf/m^2) 程度以下の地盤）また、山留め壁の変形を求める場合も（掘削深さが10m未満であっても）弾塑性法を用いることになっています。

慣用計算法と弾塑性法を同一条件下で試算すると、通常の土質では慣用計算法が安全側に計算されるのに対して、軟弱粘性土地盤では弾塑性法が安全側の計算結果になってしまいます。このことから境界深さは砂質土地盤、粘性土地盤（普通もしくは良質）ともに10mとして問題ありませんが、軟弱粘性土地盤では浅い場合であっても、横幅が10m程度になると弾塑性法を用いた方が安全です。

許容変位量については、特に規定されたものはありません。現場条件から許容できる変位量、あるいは山留め材の許容応力を超える変位量を、各現場毎に設定して設計されているようです。

Q. 49 軟弱地盤上に建設される道路の設計に際して、「アスファルト舗装要綱」では路床の強さのみに基づいて舗装を設計しており、道路建設によって生じる圧密沈下に代表される過大な沈下については、何も考慮されていないのは何故でしょうか？

一般に建築・土木構造物の基礎設計に際して、長期許容支持力は基礎地盤の破壊に対する安定と、変位（沈下）に対する安定の両面から検討して決定されます。質問では、これら構造物の基礎設計手法に比べて舗装設計が片手落ちとの疑問を持たれているのだと思います。

まず「アスファルト舗装要綱」は、舗装構造の設計と舗装構造を支える路床の設計に関する技術基準であり、道路設計全体に関する技術基準では無い点にご注意下さい。言い換えれば、設計荷重に見合う上部構造の設計と、上部構造を載せる路床の強度の関係について述べられた基準書とすることができます。したがって支持地盤を含む全体の安定については、別途検討する必要があります。

ただし、CBR値自体は一定の貫入量（2.5mmまたは5.0mm）を基準とした支持力比ですから、路床の変形については予め考慮されているということになります。

北海道には、軟弱な泥炭地が広く分布しています。泥炭の設計CBRは1%未満となることが多く、軟弱路床対策として路床土を置換する場合には、ほぼ1mの置換厚が必要となるため、置換土の荷重増加により圧密沈下量が増加します。この場合は、沈下低減（抑止）を目的とした軟弱地盤対策が必要となります。軟弱地盤対策については、「泥炭性軟弱地盤対策工指針」（社団法人北海道開発技術センター刊）など適切な技術基準を参考にして決定する必要があります。

Q.50 液状化対策としてSCPを設計する方法として、方法A、方法B、方法Cがありますが、細粒分が0%に近い砂地盤に対して各方法にて設計を行うと、C法による結果がずいぶん小さな改良率となります。各計算法による結果が大きく異なる場合には、どのように判断すれば良いのでしょうか。また、細粒分が0%に近い砂地盤に対する設計はどのようにすれば良いのでしょうか？

方法Aは施工実績に基づく簡易図表設計法であり、その施工例は細粒分含有率(以下Fc)20%以下の地盤に対するものです。また、方法B、方法Cについても施工実績に基づいて設計法が提案されています。従来の設計法であった方法A、Bは細粒分の少ない地盤を対象としているため、細粒分の多い地盤を方法A、Bで設計した場合、細粒分の影響で設計N値と比べて改良後実測N値の方が小さくなる傾向がある。そのため、方法Cは細粒分を考慮した設計法として提案¹⁾されています。

各設計法によりSCPの設計を行う場合、地盤のFcの違いにより計算結果に以下に示すような違いが見られます。

- ・Fcが5～15%の地盤に対して各設計法を用いた場合、ほぼ同等の改良率となる。
- ・Fcが15%以上の地盤では、細粒分による増加N値の低減を見る方法Cによる改良率が大きくなる。
- ・Fcが5%未満の地盤に対して各設計法を用いた場合方法Cによる改良率が極端に小さくなる。

以上のように、Fc<5%の地盤については計算結果が大きく異なります。これは各設計法は施工実績をもとにそれぞれ提案されていますが、Fcが5%を下回る実績はほとんど含まれていないためです。

SCPの各設計法は、Fcが5%以上の地盤を対象とした設計法であり、Fcが0%に近い地盤に対しての設計には適していません。

Fcが5%未満の地盤に対してSCPを設計する場合には、方法CによりFc=5%として安全側に必要な改良率を算定し、試験工事によって確認することが望ましいと思われます。

最近では細粒分を考慮した方法Cが最も多く用いられており、この方法によって設計することが望ましいと思われます。また、新しい設計法として砂杭打設後の地盤の体積変化を考えたRc設計法²⁾というものがあります。

参考文献

- 1)水野他：細粒分を含む砂質地盤におけるサンドコンパクションパイル工法の設計法
土と基礎、Vo135、No.5、1987
- 2)山本他：砂杭による砂質地盤の締固め効果の推定方法、32回地盤工学研究発表会、1997

Q. 5 1 石炭灰の利用方法について教えてください。

1. 石炭灰とは

石炭灰は石炭火力発電所で微粉碎した石炭を燃焼させた後の副産物で、「廃棄物の処理及び清掃に関する法律」では他の焼却残渣と同様に管理型に指定されている産業廃棄物です。ただし、電気事業から副産する石炭灰は「再生資源の利用の促進に関する法律（リサイクル法）」で、再生資源として有効利用を促進しなければならない指定副産物に定められています。年間発生量は平成3年度で、全産業から580万トン（電気事業410万トン）で、21世紀初頭には1000万トンを越えるとされている。

石炭灰は燃焼ガスから高性能の電気集塵機で採取されるフライアッシュ、燃焼ガスが空気予熱機・節炭機などを通過する際に落下採取されたシンダアッシュ（両者をフライアッシュと総称することもある）、ボイラ内で燃焼によって生じた石炭灰の粒子が相互に凝集してボイラ底部の水槽に落下堆積したものを粉碎機で粉碎、粒度調整したクリンカアッシュ（ボトムアッシュ）に分けられます。広義のフライアッシュとクリンカアッシュの発生割合は概ね9：1程度です。その他に、加圧流動床発電で発生するP F B C灰があります。

2. 石炭灰の性状

石炭灰は国内炭、国外炭、燃焼方式などにより性質が異なりますが、概略の性状を表－1に示します。

フライアッシュの主成分はシリカとアルミナで、球形微粒状を呈し、シルト分が大部分を占め、ポゾラン活性があり、自硬性を有しています。クリンカアッシュは、外見上は砂と類似しています。P F B C灰はフライアッシュよりも自硬性を有しています。

3. 石炭灰の地盤材料としての利用

電気事業より発生した石炭灰の処理は、平成5年度でセメント原料の約40%を含めて56%が有効利用され、24%が海面埋立、20%は陸上埋立で処理されていますが、近年有効利用の割合は増加しつつあります。

表－1 石炭灰の性状

	化学的性質	物理的性質	比 重	粒 度	その他の特徴
フライアッシュ	主成分がシリカ・アルミナであり、セメントの水和で生成する水酸化カルシウムとポゾラン反応を起こすなど長期的に密実な構造が形成されます。	フライアッシュは微粒粒子で球形をしているためフライアッシュを混合したコンクリートやモルタルは流動性が增大します。	一般にフライアッシュの真比重は2.3程度で、一般の土砂と比較して軽量です。	シルト、粘土分が主体の単一粒度 砂分：6～15% シルト分：74～84% 粘土分：10～11% 均等係数：4.2～3.9 曲率係数：1.6～1.4 最大粒径2mm	コンクリート混和材として用いた場合次のような特徴が現れます。 ・流動性の向上 ・水和発熱の低減 ・アルカリ骨材反応の抑制 ・長期強度の向上 ・水密性の向上 ・化学抵抗性の向上 ・耐熱性の向上
クリンカアッシュ	クリンカアッシュは赤熱状態でボイラ底部の水層に落下した石炭灰を破砕器で粉碎、粒度調整したもので、赤熱状態から急冷水洗されているため化学的に安定したものです。	クリンカアッシュの粒子は細礫と粗砂を中心とした締固め性能の高い砂と同じ粒度分布をしています。また、透水係数は 10^{-2} ～ 10^{-3} と清浄な砂、砂礫と同程度の透水性を有しています。	一般にクリンカアッシュの真比重は2.3程度で、一般の土と比較して軽量です。	礫分：23～43% 砂分：47～58% シルト分：9～16% 粘土分1～3% 均等係数：26.9～32.7 曲率係数：1.2～1.3 最大粒径：37.5mm	孔隙構造となっているので、締固めに対して支持力を示すC B R値が安定しており、排水性、通気性が良く、保水性や保肥性に優れているので道路の下層路盤材やグラウンド等の中間層に利用されています。
P F B C灰	加圧流動床方式の発電プラントから発生する石炭灰は石炭と石灰を混合燃焼するため、主成分のCaOや、SO ₃ がフライアッシュより多く、自硬性を持っています。	フライアッシュのような球形ではなく、3～10μmの不定形で硬化反応し易い形状をしています。	セメントと同程度の比重です。	砂分：18～24% シルト分：68～73% 粘土分：4～11% 均等係数：1.9～4.8 曲率係数：0.8～3.0 最大粒径：0.85mm	CaOの含有率(33～35%)が高く、高い圧縮強度が得られています。土の突き固めによる28日材令の一軸圧縮強度は54～106kgf/cm ² を示します。

石炭灰の利用技術は表－2に示しますように、

- ・盛土材、埋立材、路盤・路床材、高含水土砂の改良材、軟弱地盤改良材等の土工材への利用技術
- ・セメント・コンクリート用原料あるいは製品化技術
- ・肥料、土壌改良材、漁礁等の利用技術等のように大別できます。

地盤工学的な面の有効利用をみると、

①盛土・土地造成材

石炭灰の締固め特性は灰の種類で異なりますが、一般的に W_{opt} が低いため施工性に優れ、 ρ_{dmax} が小さいことより軽量盛土材として利用できます。また、石炭灰の特徴である「流動性」と「分離抵抗性」を利用して、土砂＋石炭灰＋セメントを混合して海中に投入することで築堤を造成するなど、海中盛土材として利用することができます。

締固めた石炭灰とP F C B灰の一軸圧縮強度を図－1、図－2に示します。

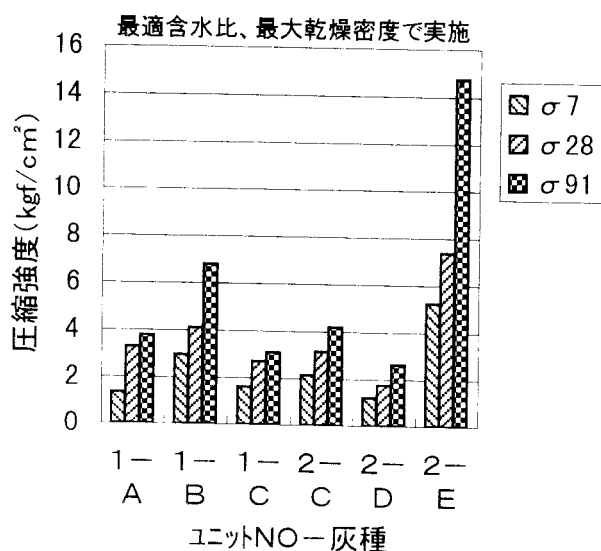
石炭灰はアルカリ性であるため、CaO含有量が5%以上は自硬性を有し、一度の水に接していないフライアッシュに少量の水を加えて転圧すると数百kPaの圧縮強度を発現することや十分締め固めるとN値10～50が期待できるとの報告もあります。しかし、転圧せずに盛り立てた低い密度の石炭灰地盤では強度発現がほとんど期待できず斜面崩壊などの事故を起こした例も報告されていますので、十分な締固めが必要です。

②路床・路盤材

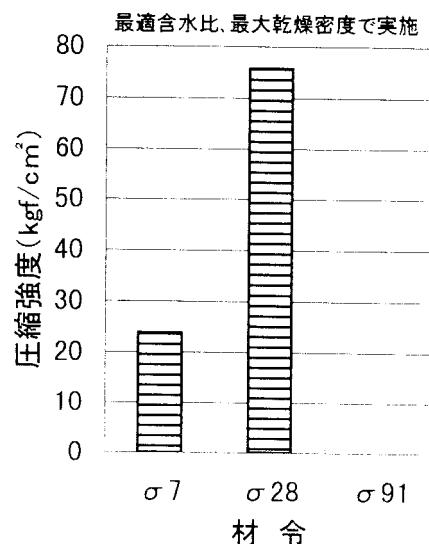
図－3にセメント安定処理した石炭灰の一軸圧縮強度を示します。このように、フライアッシュにセメントを混合して締固め・転圧することによりセメント安定処理路盤の品質規格を満足し、路盤として利用した例があります。

表－2 利用技術の分類

土木・建築分野	・道路材 アスファルトフィラー材 下層路盤材 凍上抑制層材 ・盛土、埋立材その他建設材等 陸上埋立て材 埋め戻し材 海中盛土材 地盤改良材 ・建築材、人工骨材 レンガ、セラミック 外壁材 人口軽量骨材
セメント・コンクリート分野	・セメント製造用原料（粘土代替） ・フライアッシュセメント（フライアッシュ30%以下） ・コンクリート混和材 ・高流動コンクリート（研究中）
農業・水産分野	・普通肥料、特殊肥料（けい酸カリ肥料等） ・土壌改良材 ・海洋構造物（漁礁等）
その他分野	・排煙脱硫剤 ・スラリー中詰め材 ・トンネルグラウト材



図－1 石炭灰の一軸圧縮強度



図－2 P F C B灰の一軸圧縮強度

クリンカアッシュは粗粒であるため、下層路盤材や路床材に利用可能であり、CBRの値を表-3に示します。また、クリンカアッシュは高い排水性や有孔材質のため熱伝導率が低いこと等から、十分な凍上抑制効果があり、高速道路や市町村道の凍上抑制層材として活用した例が多くあります。表-4にクリンカアッシュの凍上率、表-5に透水係数を示します。

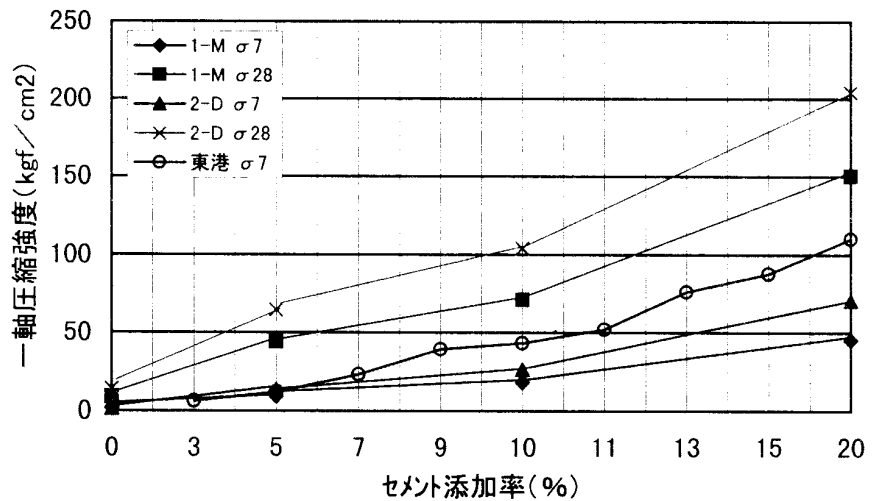


図-3 セメント安定処理石炭灰の一軸圧縮強度

さらに、石炭灰を造粒して碎石代替え材として路盤に利用する研究やサンドコンパクションパイルの中詰め材として利用する案もあるが造粒が高価となるため実用には至っていません。

表-3 クリンカアッシュのCBR値

ユニットNo	1	2				備考
炭 種	A	B	C	D	E	
修正CBR値(%)	56.3	68.5	104.0	39.0	64.0	
最大乾燥密度	1.021	1.620	1.293	1.285	1.414	E法
最適含水比(%)	43.0	16.2	24.4	28.5	24.3	

③充填材

充填材としては擁壁裏込めや橋脚建設用築島材などがあり、築島材ではフライアッシュに4～5%のセメントを添加し、スラリーにして打設した白鳥大橋の基礎が知られています。

スラリーは数時間で硬化し自立するので、側圧が軽減でき矢板の剛性を小さくなるなどの利点がありますが、均一性を確保するにはフライアッシュの種類に応じてセメント量と水分量の調整が必要です。

表-4 クリンカアッシュの凍上率

項 目		クリンカアッシュ		
		砂川	奈井江	苫東
粒 度 分 布 (%)	2mm以上	8.0	14.0	21.0
	2mm～0.074mm	75.0	68.0	60.5
	0.074mm以下	16.0	15.0	18.5
最大乾燥密度(t/m³)		0.937	1.035	0.845
最適含水比(%)		44.1	36.2	56.0
凍 上 率 (%)	1	0.2	0.2	7.7
	2	0.1	0.4	9.7
	3	0.2	0.4	9.3
	平均	0.2	0.3	8.9

表-5 クリンカアッシュの透水係数(変位水位法による測定)

透水係数 (cm/SEC)													
1.0E-09		1.0E-07		1.0E-05		1.0E-03		1.0E-01		1.0E+01		1.0E+02	
透水性		不透水		非常に低い		低 い		中 位		高 い			
土の種類		均質な粘土		微細砂、シルト、 粘土混合砂				清浄な砂、砂礫		清浄な礫			
クリンカアッシュ													

④地盤改良材

フライアッシュにセメントを混合して深層混合処理工法に利用することやフライアッシュの流動性を利用して気泡混合土への利用などが検討されています。

さらに、港湾や河川などの浚渫時に多量に発生する高含水土砂の改良材として石炭灰とセメントを混合して盛土材や埋立て材料等の土木材料として利用することの試験も進められており、その試験事例を表－6に示します。

⑤その他

クリンカアッシュは砂と類似の性状で、透水性が良好なため野球場、グラウンドやゴルフ場造成の中間層として利用することができます。さらに、シールド裏込め注入材として石炭灰を利用した事例もあります。

このように、石炭灰は地盤材料として利用できる範囲は広いですが、一部の溶出試験の報告では外国炭の中に微量のAs、国内炭にCr⁶⁺が検出されている例もあります。そのため、環境基準に適合するものもしくは適合できるように改良されたものを利用することが必要です。

なお、現在石炭灰の高度化利用を促進するために、各種試験調査が実施されています。詳細を知りたい場合は、北海道電力（株）総合研究所 石炭灰研究プロジェクトグループ（Tel 011-385-6721）にお問い合わせください。

表－6 高含水比土砂の改良事例

配合例

浚渫土砂 含水比(%)	石炭灰の 種 類	石炭灰 添加率(%)	セメント 添加率(%)	一軸強度(kgf/cm ²)		備 考
				材令7日	材令28日	
40	1-M	40	3	2.58	5.16	フル転圧
40	2-D	40	3	2.90	2.41	転圧無し

・石炭灰の添加量は、浚渫土砂の湿潤重量に対する割合

・セメント添加量は(浚渫土+石炭灰)の乾燥重量に対する割合

浚渫土の物性

礫分(%) 2～75mm	75μm～ 2mm	シルト分(%) 5～76μm	粘土分(%) 5μm未満	最大粒径 (mm)
7	54	28	11	19

参考文献

- 1) 環境技術協会・日本フライアッシュ協会編(1995)：石炭灰ハンドブック
- 2) 檜垣他(1997)：講座「発生土および廃棄物の地盤工学的処理と有効利用」5．廃棄物の地盤工学的特性，土と基礎，vol.45，No.4，pp.53-58
- 3) 堀内他(1997)：講座「発生土および廃棄物の地盤工学的処理と有効利用」5．産業廃棄物の地盤工学的有効利用(その2)，土と基礎，vol.45，No.6，pp155-60
- 4) 円山他：深層混合処理工法における石炭灰の利用，電力土木，No.204，pp.83-92

施 工

Q. 5 2 PIP杭とはどのような杭なのかについて教えてください.

PIPはPact-in-Place-Pile の略であり、PIP 工法は小口径の場所打ちモルタル杭工法です。PIP 工法による杭の施工は、次の手順で行います。

- 1)軸部が中空のアースオーガーにより、所定の深度までの削孔.
- 2)アースオーガーを引き上げながら、オーガー先端からモルタルを噴射し、孔内にモルタルを充填.
- 3)モルタル充填後、直ちに鉄筋籠あるいは型鋼をモルタル中に挿入し、場所打ちモルタル杭を築造.

PIP 工法の施工上の特徴は、アースドリル工法、オールケーシング工法、リバーシ工法などの場所打ち杭工法とは異なり、①削孔中に泥水を使用しないこと、②鉄筋籠挿入以前にモルタルが充填されることにあります。PIP 工法は、削孔中に泥水を使用しないことから、廃棄泥水に係わる環境対策は不要という利点があります。その反面、大口径のものや長尺の杭は、削孔壁の安定上あるいはモルタル硬化との関係から、築造が難しいようです。通常、PIP杭は直径が30～70cm程度、杭長が25m程度のものが多いようです。

Q. 53 支持杭の施工における支持力の確認は、貫入量やリバウンド量を計測して確認するが、摩擦杭の施工時における支持力の確認方法を教えてください。

現在のところ、摩擦杭の施工時における支持力の確認方法は、確立されていません。

ご存じのように、道路橋示方書・同解説（IV下部構造編）で示しています打ち止め管理式¹⁾（動的支持力）の第1項は、波動理論に基づいて導かれた動的な先端極限支持力であるため、良好な支持層が存在しない摩擦杭にこの式を適用するのは問題があります。

摩擦杭の支持力を確認するためには、載荷試験を行うのが1番確実ですが、試験に要する日数や費用等の問題があり、なかなか採用しづらい面があります。

そこで、摩擦杭における支持力の管理としては、（基準にありませんが参考値として）総打撃回数や1打当たりの貫入量を測定し、それらの分布等から判断するとよいでしょう。

参考文献

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書示方書・同解説 IV下部構造編、平成8年12月

Q. 54 中掘り杭工法について教えてください。

中掘り杭工法は、既製杭の中空部を利用してアースオーガを挿入し、これを回転させビットで掘削した土砂を杭中空部を通して杭頭部により排出しながら杭を沈設する工法をいいます。

現在は分類として、中掘り打撃工法、中掘り根固め工法、中掘り拡大根固め工法の3分類されており¹⁾、それぞれ次のような特徴があります。

・中掘り打撃工法

この工法は、所定深度に達したらオーガを引き抜き、ドロップハンマーまたは油圧ハンマーで杭先端部を支持層に打ち込み支持力を発現させる工法です。

特徴：量終打撃時に杭の貫入量やリバウンド量を測定することにより動的支持力算定式により支持力を確認することができる。

・中掘り根固め工法

この工法は、所定深度（支持層）まで沈設し、杭先端部にミルクを注入し根固め部を築造して支持力を発現する工法です。

特徴：杭を打撃しないので、低騒音・低振動で施工できる。

・中掘り拡大根固め工法

この工法は、所定深度（支持層）まで沈設し、杭先端部を拡大ビットで根固め液を注入しながら、拡大根固め部を築造して支持力を発現する工法です。また、この工法はメーカー各々、建設大臣の認定を取得した建設大臣認定工法となっています。

特徴：杭を打撃しないので、低騒音・低振動で施工できる。

杭先端部に拡大根固め部を築造するため、大きな支持力が得られる。

中掘り工法における管理項目は、以下のとおりです。

(1) 支持層の確認

設置された杭の先端が、所定の支持層に達していることを確認する。

(2) 根固め部築造管理

杭先端の（拡大）根固め部を確実に築造するため、拡翼を取り付けたビットを用いる場合は機械的拡翼、高圧噴射ノズルを取り付けたビットを用いる場合は高圧ポンプの吐出圧力を確認する。

(3) 根固め液の強度管理

硬化後、所要の圧縮強度を満足していることを確認する。

(4) 杭沈設中の管理

・中間層に転石や径50mm以上の礫がある場合や、高粘性の粘土がある場合には、杭体の破損や施工ができなくなることがある。この場合は、十分な事前調査を行う。

・杭沈設速度が速すぎると、杭体内に土砂がつまり、杭体が破損することがある。

(5) その他の注意事項

- ・高止まり、落ち込み ・先掘り、拡大掘り ・地中障害物
- ・排出土の状況、電流計の動き

参考文献

- 1) コンクリートパイル建設技術協会：既製コンクリート杭、平成8年

Q. 55 杭が高止まりしたために断面変化点が所定の位置より浅くなった場合の対処法を教えてください。

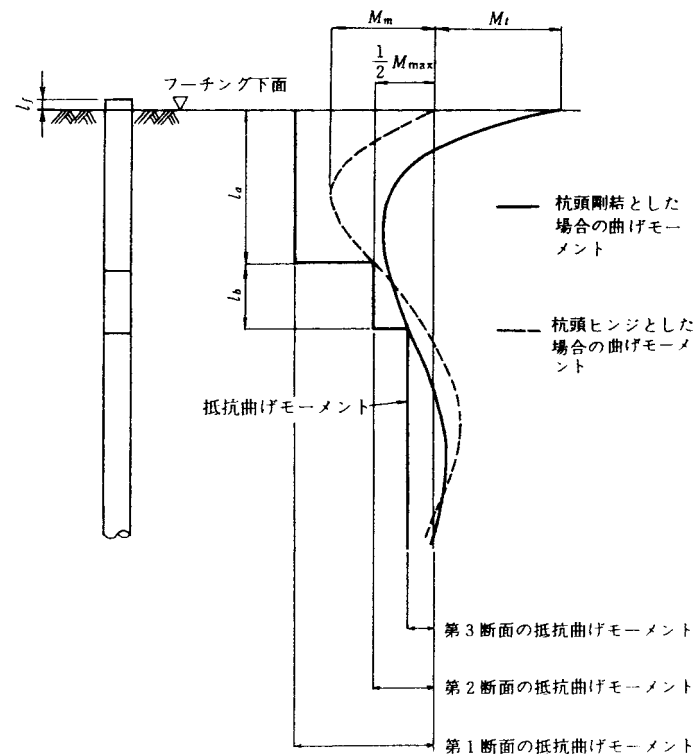
高止まりとなった杭が、設計荷重時に作用する外力に対し安全であるか確認しなければなりません。一般に杭の場合、下図のような地中部の曲げモーメントが考えられます。

上、中、下杭が同一の場合特に問題はありませんが、経済的な設計をする場合、上杭がB種、C種、中、下杭がA種とするのが普通です。この場合、杭が高止まりして断面変化点が所定の位置より浅くなった場合、地中部に作用する曲げモーメントに対し、杭各部が安全であることを確認する必要があります。断面変化点の杭体が許容値を満足しない場合は、増し杭などの補強が必要となります。

よって、このような事態が想定される場合は、試験杭を行って確実に支持層を把握するか又は、上杭の長さを設計より長めにして、中杭、下杭で全体の長さを調整すればよいと考えます。

参考文献

1) 日本道路協会：杭基礎設計便覧、平成4年10月



Q. 5 6 杭の打ち止め管理で、リバウンド量は満足しているが一打あたりの貫入量が基準値を超えている場合の対処法を教えてください。

管理式で算出された値が異常な場合、土木式で Hiley の公式にてチェックすることがあります。

Hiley の公式¹⁾

$$R_u = \frac{e_f W_H H \left[1 - \frac{W_p}{W_H + W_p} (1 - e^2) \right]}{S + K/2}$$

ここに、 R_u ：杭の極限支持力 (tf)

e_f ：ハンマー効率

ディーゼルハンマー 0.7

ドロップハンマー 0.5

W_H ：ハンマーまたはラム重量 (tf)

W_p ：杭の重量 (tf)

H ：ハンマー落下高さ (cm)

ディーゼルハンマーは $2H$ とする。

K ：リバウンド量 (cm)

e ：反発係数

コンクリート杭 0.25

尚、道路橋示方書・同解説IV下部構造編（平成8年12月）15章 15.2.4.(4).iii)によると、「支持力が十分得られると判断される場合や摩擦杭となる場合は、貫入量にこだわらなくてもよい」と記載されています。

参考文献

1) 地盤工学会：現場技術者のための土と基礎シリーズ1

杭基礎の調査・設計から施工まで（第2回改訂版）、平成5年5月

Q. 57 基礎杭を打ち止める場合の判定方法（特にヤットコを使用した場合の動的支持力公式の適用方法）」また動的支持力が不足した場合の対策について教えてください。

ヤットコを使用する場合は、道路橋示方書・同解説IV下部構造編（平成8年12月）15章 15.2.4(P482)の式（解15.2.2）によって補正するとよいと記されていますのでご参照下さい。

（同ページに打ち止めの判断も記載されております。）

この時、 l_2 はあくまでも杭長で、ヤットコの根入れは含めませせん。

l_2 を用いる計算式は杭の局面摩擦力を求める式であり、ヤットコ使用時の根入れ長さ分の周面摩擦力は無視することになります。

動的支持力が不足した場合には、15章15.2.4(P483)のiiiを参考に、継ぎ杭によって処理するか余裕を持った杭長さで再度試験杭を施工し、支持力が発現する長さを本杭の長さに設定しなおします。

Q. 58 PHC杭の杭頭部が破損した場合の対処法を教えてください。

一般に、杭等破損の原因の多くはクッションの摩耗、損傷等による偏心打撃によるもの及び許容打撃応力度（500kgf/cm²）を越え、杭頭部に過大な打撃応力が生じる場合等が主な原因ですが、原因を究明するのが第一です。¹⁾

杭頭破損した杭は、破損したときの位置や支持力の状態にもよりますが、設計支持力を満足している場合や所定の深度まで達している場合等は「杭の鉛直載荷試験基準・同解説」14条 試験杭頭部の処理に掲載してありますように、打撃時に生じた破損箇所を除去すればそのまま使用できますが、除去することにより設計杭頭位置が変わる場合もありますのでフーチングの形状、寸法及び杭頭補強等は設計担当者と打ち合わせして下さい。

また、設計支持力を満足していない場合や、曲げモーメントの違う杭の継ぎ杭で杭頭処理を行うことにより水平力等を満足しない場合は増し杭を行い、その位置や本数については設計担当者と打ち合わせをし、指示をいただき処置を講じて下さい。

参考文献

- 1) 日本規格協会：遠心力コンクリートくいの施工基準（JIS A 7201）、1993

Q. 59 長尺杭に打ち止め管理式を用いると問題が生じるとあるが、長尺杭とはどの程度の杭か教えてください。

長尺杭の考え方は、従来建築基礎において細長比として支持杭の長期許容支持力の低減が定められています。¹⁾

PHC杭の場合、長さ径比による長期許容支持力の低減率は、

$$(L/D - 85\%)$$

ここに、L：杭の長さ (m)

D：杭径 (m)

元来、この規定は杭が偏心傾斜して打ち込まれることを想定して定められたものです。

動的支持力算定式にはリバウンド量を利用するもの、貫入量を利用するものがあります。

一般に、リバウンド量が多いほど、貫入量が少ないほど動的支持力が大きくなりますが、粘性土層に打ち込んで粘着力によって見かけ上リバウンド量が大きくなる場合で、算定式にリバウンド量を用いてる場合は注意が必要といえます。

参考文献

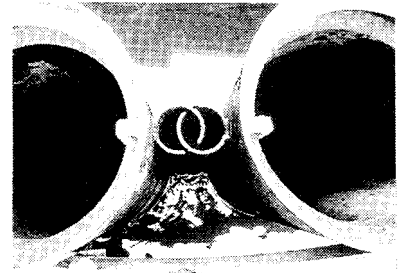
- 1) 日本建築学会：建築基礎構造設計指針、1988

Q. 60 鋼管矢板工法における継ぎ手部の止水モルタルの施工法と、漏水時の対策方法について教えてください。

1) 継ぎ手部の施工法

(1) からみあった継手 (図-1)

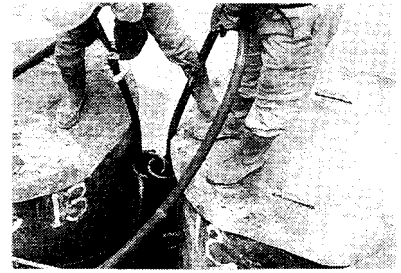
継手間隔を正確に保って打込むことは、井筒全体の剛性を高め、止水性を完全にするうえで特に重要です。パイプ型継手を正規に連結することにより3つの半月状空間が出来ます。



(図-1)

(2) 排土 (図-2)

継手管内の排土は、3空間の断面が小さいためウォータージェットまたはウォータージェットとエアールフトを併用する方法が一般的です。



(図-2)

(3) 本体継手部モルタル注入 (図-3)

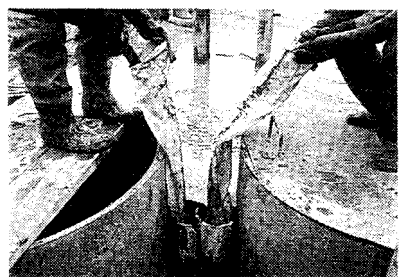
井筒基礎本体の継手部には、継手効率を増大させ、井筒として所要の断面剛性を確保するためにモルタルを注入します。その際、モルタル天端は仮締切部切断位置より上にならないようにします。



(図-3)

(4) 仮締切部継手管内止水材注入 (図-4)

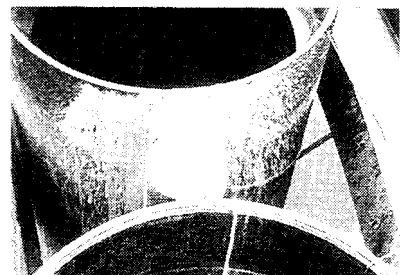
仮締切部の継手管内は、井筒内排水後の作業を安全、確実にするため止水材を充填し完全に漏水を防止する必要があります。止水材は継手管の噛合せスリットからの漏出を防ぎ、仮締切部鋼管矢板の切断撤去を容易にするために袋詰低強度モルタルを用いるのが一般的です。



(図-4)

(5) 止水完了 (図-5)

袋詰低強度モルタルは噛合せ3室の内左右の2室に注入すれば良いのですが、真中の1室にも直接低強度モルタルを注入すれば止水性が更に向上します。



(図-5)

2) 漏水時の対策

(1) ドライアップ部分での漏水対策

井筒内での掘削が終了した後、水中コンクリート打設を行います。コンクリートの硬化後に中間支保工を組み立てながら井筒内水をくみ上げ、ドライアップを行います。ドライアップした部分から漏水した場合には、漏水位置が直接目視出来ることから漏水部分に鉄板をあて周囲を溶接することにより止水を行うことが多いようです。

(2) ドライアップ以深での漏水対策

ドライアップした部分より深い位置からの漏水に対しては、井筒の外部の地山部分に薬液注入等による止水を行うことが一般的です。漏水が起きていると推定される継手部にそって薬液注入用の配管を削孔、挿入し薬液注入を行います。なお、継手部分の施工が不完全であると事前に判断される場合には、ドライアップ以前に行うことも有効です。

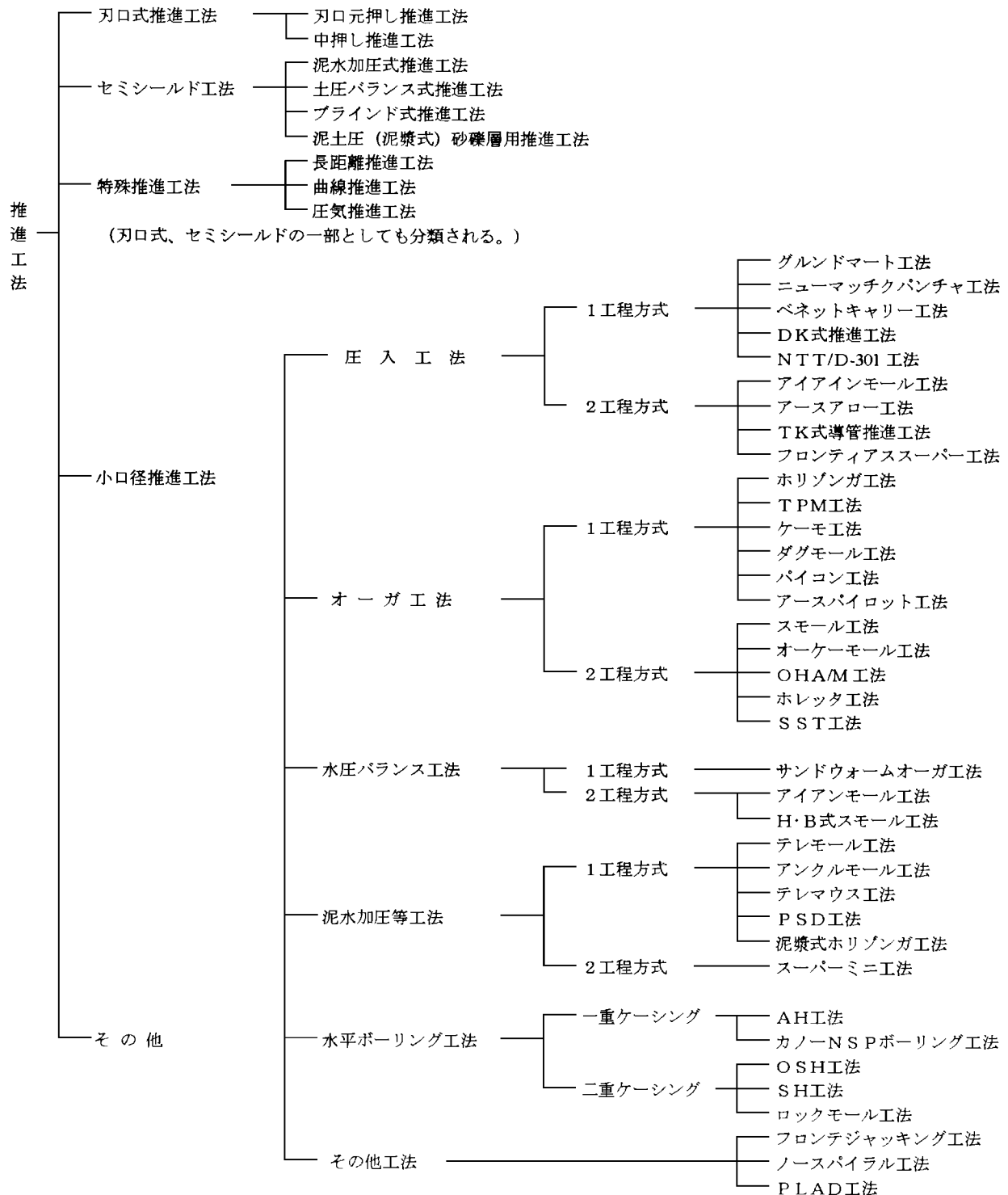
Q. 6 1 土質による推進工法の選定と、推進工事中のトラブルと対策について教えてください。

1. 推進工法の概要

推進工法とは、立坑に推進力の反力受けを設置し、既製管を推進ジャッキで土中に圧入させ、管内から土砂の掘削、搬出を行いながら、順次、管を継ぎ足して管路を埋設していくものである。

現在、推進工法は技術開発の推進と相まって、河川、鉄道などの横断ばかりでなく、市街地における管理設の有効な工法として、より多く採用されるようになってきている。

推進工法は、以下のように分類することができる。



1-3 推進工法の選定

推進工法の選定にあたっては、以下の点を考慮する必要がある。

- ① 施工延長と一区間の推進延長
- ② 土質状態と、地下水の状態
- ③ 立坑土砂搬出、及び管の挿入等に対する用地の関係
- ④ 立坑選定位置の道路交通及び周辺的环境
- ⑤ 埋設物、その他架空線等の関係

このうち特に、土質と地下水の状態は施工の難易さを大きく左右するので、補助工法を含めて十分検討を行い、最適な工法を選定しなければならない。さらに選定した工法は、より安全で、かつ、より経済的なものでなければならない。

各推進工法別の適用土質と補助工法の関係と小口径管推進工法の方式と土質の関係を表-1、2に示す。

表1 工法別適用土質と補助工法の関係

掘進機種 項目			手掘り	ブラインド	半機械掘り	機械掘り	泥水	土圧	小口径			
									圧入	オリガ	水平ボーリング	泥水
地質		N値										
沖積粘性土	腐植土	0	×	△	×	×	△	△	△	×	×	○
	シルト、粘土	0~2	△	○	△	△	○	○	○	×	×	○
	砂質シルト	0~5	△	○	△	△	○	○	○	×	×	○
	砂質シルト	5~10	△	×	△	△	○	○	○	×	×	○
洪積粘性土	ローム	10~20	○	×	○	○	○	○	×	○	○	○
	砂質ローム	15~20	○	×	○	○	○	○	×	○	○	×
	硬質シルト	20以上	○	×	○	○	○	○	×	○	○	○
砂質土	シルト混り砂	10~15	△	×	△	△	○	○	○	○	○	×
	ルーズな砂	15~30	△	×	△	△	○	○	×	×	×	○
	締まった砂	30以上	△	×	△	△	○	○	×	×	○	×
砂礫・玉石	ゆるい砂礫	10~40	△	×	△	△	△	△	×	×	○	×
	固結砂礫	40以上	△	×	△	△	△	△	×	×	×	×
	玉石混り砂礫		△	×	△	×	△	△	×	×	×	×
	玉石層		△	×	△	×	△	△	×	×	×	×
軟岩	土丹、軟岩	50以上	○	×	○	○	×	×	×	×	○	×

- (注) ○ 原則として条件に適合する
 △ 圧気工法、地盤安定処理等の補助工法を必要とする
 × 適合しない

表2 小口径管推進工法の方式と土質の関係

形式	特徴	主な適用土質	説明	方向修正装置の有無
圧入方式	・先導管推進力負荷方式 衝撃式、油圧式 ・掘進方式 圧密式、掘削式 ・布設工程方式 一工程、二工程	・軟弱土、シルト、砂質シルト N=0～5 - 普通土、砂質シルト、粘土 N=5～15	・掘削圧入方式では、N値10～20程度までの適機種がある ・衝撃式では、管径250～300mm以下の場合、砂層のN値25程度まで適用機種がある。 ・高水位崩壊性土質には不適。 ・軟弱砂層にはやや不適。	一般に有り
オーガ式	・掘進方式 オーガーヘッド ずり出し方式 スクリーコンベヤ ・布設工程方式 一工程、二工程	・普通土、硬質土 N=5～40	・一般的には崩壊性の軟弱層及び高水位崩壊性土質には不適。 ・最大れき径は管外径の約10分の1程度である。	一般に有り
ボーリング方式	- 掘進方式 ケーシングロッドの回転 ずり出し方式 注入自然流出 - 布設工程方式 一工程（さや管）	・軟弱土、シルト、砂質シルト N=0～50 ・普通土、硬質土 N=50以上可 ・砂れき、玉石 N=50以上可	・土質に対する適用範囲は広く、特に地下埋設物（シートパイルやコンクリート杭等）も掘削する能力がある。	簡易方式
泥水方式	- 掘進方式 カッタ回転 ずり出し方式 流体パイプ輸送 - 布設工程方式 一工程、二工程	地下水を流動させないで掘削するのが特徴で、地下水位の高い軟弱地盤及び透水性の高い砂質土等の不安定な地盤に適す。 滞水砂質シルト N=0～40 ・れき、砂れき N=50	・土質により機種選定に必要あり。 ・れき破碎専用機がある。	有り （常時監視可）

2. トラブルと対策

推進工事における主なトラブルは、次のとおりである。

- （1） 蛇行
- （2） 推進不能
- （3） 地表面の変動（沈下、隆起）、陥没
- （4） 推進管の破損
- （5） 不測の出水、ガスの噴出

トラブルは一つが発生すると他も殆ど同時に発生する場合が多い。トラブルの原因は大別すると、次のもののあげられる。

- ㊤ 調査、設計に起因するもの
- ㊦ 地層、地下水に起因するもの
- ㊧ 施工管理に起因するもの
- ㊨ 設備等に起因するもの

推進工事のトラブルで最も発生が多い蛇行について説明する。

2-1 蛇行の原因

推進管が蛇行を起こす原因

1) 先導体の特性

セミシールド工法、小口径推進工法においては、初期発生段階において先導体の蛇行特性を知悉し、その後の推進にあたって常に注意する必要がある。

2) 切羽の崩壊

土質、地下水の急変、地下埋設物、近接構造物への接近、先掘り等に伴って地山崩落が起こるので、このような場合は十分検討し、地盤改良、排水方法等の補助工法を行い、慎重に推進しなければならない。

3) 土質の不均衡

推進中に土質が変化した場合には、その土質に対応した掘削方法、例えば互地盤では管は土質の弱い方に変化するので、そのような土質に遭遇したならば、堅い方の地山を先掘りするなどして管の変位を防ぐようにしなければならない。

4) 先掘り

地山が硬質土の場合、止むをえず先掘りをすることがあるが、管の外径断面以上に掘削すると蛇行しやすいので十分注意しなければならない。

5) ジャッキ及び小口径管後部推進駆動装置の据付け位置及び操作の誤り

推進ジャッキや小口径管後部推進駆動装置の据付け位置を誤ると、管の軸方向に偏心荷重が作用し、管が蛇行することがある。管がある程度推進されれば、偏心荷重によって蛇行することはきわめて少ないが、推進開始当初は、特に推進設備操作に十分注意しなければならない。

6) 支圧壁の姿勢

支圧壁の面が推進方向に直角でないと管に偏圧がかかり蛇行するおそれがあるので注意しなければならない。

7) 測量誤差

測量の頻度が多いほど早期に誤差が発見できるので、可能な限り回数を多く実施しなければならない。

8) その他

管、カラーの製作精度によって蛇行を生ずるので、使用にあたっては確認する必要がある。

2-2 蛇行の修正

蛇行はできるかぎり早く修正しなければならない。修正作業が遅すぎたり、地盤条件に対する方法が不適当な場合には、修正が困難なときもある。

(1) 先導体の角度を変える方法

先導体の角度を変える方法が最も手軽で広く用いられている。これは修正する方法に先導体に向け、図-1に示すように先導体に地盤反力として F を作用させるものである。一般に修正の効果が現れるまでに、少なくとも管長の $1/2$ の長さが必要である。刃口取付け角度の変更は、木製くさびの挿入、取りはずしとセミシールドにあっては方向修正用ジャッキによって行う。

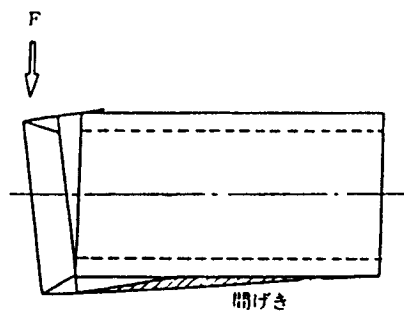


図-1 先導体による修正

(2) 余掘り等による方法

- a. 刃口の片側を少し先掘りすると逆の方向に修正される。図2に示すように刃口に地盤反力 F が働き、方向が修正される。
- b. 切羽を先掘りし、修正する方向に少し余掘りを行うと余掘り方向に管が向く。図3に示すように地盤反力の差 F により方向を修正する。いずれの修正方法も偏圧が管に加わるので、急激な方向修正を行ってはならない。

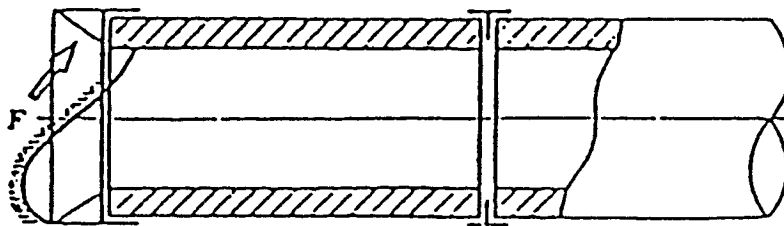


図-2 先掘りによる修正

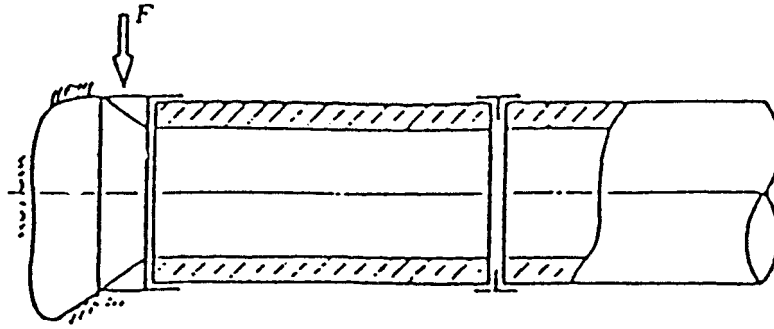


図-3 余掘りによる修正

(3) その他の方法

- a. 掘削を回転により行っているものでは、回転方向を逆にする。
- b. 一時的に引き抜き、再度掘進させる。

いずれのトラブルの場合も、トラブルの徴候を感じたときは、迅速機敏に対処しなければならない。

参考文献

- 1) 鹿島出版会 「推進工法の実際」
- 2) (社)日本下水道協会 「下水道推進工法の指針と解説」
- 3) (社)日本下水道管渠推進技術協会 「推進工法講座」

Q. 6 2 地震で被災した河川堤防の応急復旧工法を教えてください。

河川堤防の応急復旧は、その被災の程度や状況によって工法が異なります。堤体天端やのり面に亀裂が生じた場合には、降雨や浸透水により堤体強度が弱化する恐れがありますので、軽微な亀裂であれば土砂の充填、ビニールシートを張るなど、亀裂が大きく深い場合には切返しを行い盛土します。さらに、この亀裂により出水期に堤体漏水の恐れがある場合には、必要に応じて表のりを難透水性の良質土で覆うか、表のりの中間部（H.W.L位置）に止水矢板を打設します。

天端の一部あるいは全面的な沈下が生じた場合には、天端高を確保するために、亀裂の性状からみて堤体のゆるみが小さいと判断された場合は、亀裂に土砂充填してその上に盛土します。堤体のゆるみが大きいと判断された場合には、亀裂深さ以上に切返しを行って盛土します。堤防の沈下が大規模な場合には、現堤とは別に仮締切りを行うことが必要な場合もあります。

堤体の被害が大規模でそれに伴って基礎地盤のゆるみの恐れがある場合には、地盤漏水防止のために表のり尻に止水矢板を打設します。また、堤体の長期安定に不安がある場合には、土留め矢板あるいは押え盛土により堤体の安定を確保する必要があります。

なお、これらの詳細は「土木構造物の震災復旧技術マニュアル(案)」¹⁾に掲載されていますので参照してください。

参考文献

- 1) 建設省：土木構造物の震災復旧技術マニュアル（案），（財）土木研究センター，pp101 ～ 113，1987.6

Q. 63 一度オーバーコンパクションを起こした盛土材の回復プロセスと、効果的に回復させる方法があれば教えてください。

オーバーコンパクションが生じる原因¹⁾としては、転圧機械によって含水比の高い細粒の粘性土を締固める場合に、転圧機械の直前で盛土の施工表面が盛り上がり、この変形によって生じるせん断応力のために盛土内部に水平なせん断面が発生することや、土粒子の構造が綿毛構造やはちの巣構造のような間隙が多い状態の粘性土(火山灰質粘性土など)では、建設機械などによる繰り返し荷重を受けると、こね返しの影響も受けて土粒子の形成する構造が破壊され、その内部に保有していた非自由水が排出されて、盛土の表面が軟弱になること等が考えられています。

このように複数の原因で生じるオーバーコンパクションの回復プロセスは、一概にいえることではありませんが、土粒子の再配列と自由水の非自由水化が時間と共に進行すると考えられます。また、この回復率は静置時間の初期において著しいといわれています。これまでの研究³⁾では、火山灰質粘性土である関東ロームの強度回復は、14日でほぼ終了することが報告されています。

効果的な回復法としては、オーバーコンパクションの現象をみると分かるように、土の水分量が多いために生じているのですから、曝気乾燥などにより土の水分量を少なくする方法が効果的です。しかし、回復の程度は様々な要因により不明ですので、時間的に余裕が無いときには、固化材による安定処理を施せば、確実な効果が期待できます。また、過去の工事事例³⁾では、オーバーコンパクションを生じさせないための施工管理方法が紹介されています。参考にしてください。

参考文献

- 1) 河上房義, 柳沢英司: 土の締固め、鹿島出版会, pp7~51, 1975.11
- 2) 朱永焜: 関東ロームのアロフェン含有量とその土質工学的特異挙動に及ぼす影響, 土質工学会論文集, Vol.34, No.2, pp141~151, 1994.6
- 3) 小林勤, 田尻雅則: 「赤ぼく, 黒ぼく」による盛土施工・管理方法の一提案、土と基礎, Vol.41, No.8, pp45~48, 1993.8

Q. 6 4 深層混合処理工法（機械攪拌式）の羽根切り回数について教えてください。

改良土の品質は所定の形状の攪拌翼で、どの程度効率よく攪拌するかということが大切です。この攪拌の程度を表すのに「羽根切り回数」を基準として用いています。

羽根切り回数は攪拌翼が固化材を添加した改良対象土中の任意の1m区間を下降および上昇する間の、攪拌翼を構成する各羽根の回転数の総和（地盤混練回数）を示し、次式で表されます。

$$T = \Sigma M \times \{ (N_d / V_d) + (N_u / V_u) \} \cdots \cdots \cdots \text{(貫入時吐出の場合)}$$

ここに、 T : 羽根切り回数（回/m）

N_d : 攪拌翼下降時の羽根切り回数（回/分）

N_u : 攪拌翼上昇時の羽根切り回数（回/分）

ΣM : 攪拌翼の総羽根枚数

V_d : 攪拌翼の下降速度（m/分）

V_u : 攪拌翼の上昇速度（m/分）

改良杭の強度のバラツキや、室内配合試験による強度と現場での強度の一般的な関係を考慮すると以下のことが言えます。

・機械攪拌式（スラリー方式）： $T \geq 350$ 回/m

・"（粉体方式）： $T \geq 400$ 回/m（ただし、泥炭地盤の場合）

$T \geq 270$ 回/m（ただし、粘土地盤において、引き抜き吐出で
固化材配合量が $Wc \geq 120\text{kg/m}^3$ の場合）

a. CDM研究会¹⁾

CDM工法では、羽根切り回数（ T ）の基準として350回/m以上としています。

これは、図-1に示すように羽根切り回数は、強度のバラツキと密接な関係があるからです。改良杭の強度のバラツキ（変動係数： V ）は $V=30 \sim 50\%$ 程度であり、その中間値として $V=40\%$ を採用すると、羽根切り回数は図-1から $T=350$ 回/mとなります。

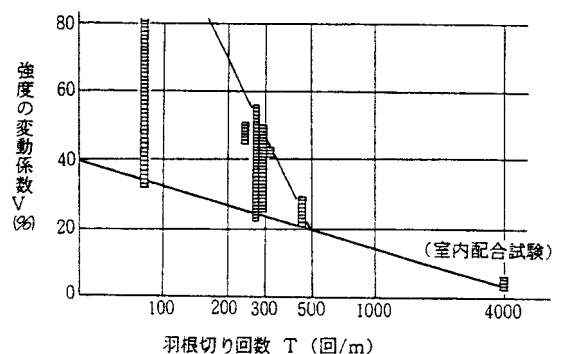


図-1 羽根切り回数と変動係数の関係¹⁾

b. DJM工法研究会²⁾

改良に必要な羽根切り回数は、改良時の標準速度から確保されています。改良時の標準速度と羽根切り回数を表-1に示します。

表-1 改良時の標準速度と羽根切り回数²⁾（二段翼（二枚/段）・引き抜き吐出時）

機	種	攪拌翼回転数	引抜き時の標準速度	羽根切り回数
単軸機	DJM 1070	貫入時 24rpm 引抜き時48rpm	0.7m/分	274回/m
二軸機	DJM 2070(L)	貫入時 24rpm 引抜き時48rpm	0.7m/分	274回/m
	DJM 2090(L)	貫入時 32rpm 引抜き時64rpm	0.9m/分	284回/m

〈注〉・土質によっては、羽根切り回数の現場確認が必要なものもあります。

・羽根切り回数を増やすときは、貫入吐出、標準速度の低減等によって可能になります。

C. 報文^{3),4)}

深層混合処理工法の施工方法には機械攪拌方式(粉体力式、スラリー方式)および高圧噴射攪拌方式があり、各方式について以下に示す提案がなされています。

①現場配合量について泥炭および粘土地盤での最低配合量は強度のバラツキを考慮して次の値とする。

泥炭地盤 200kg/m^3

粘土地盤 100kg/m^3 (ただし、粉体方式を用いて引き抜き吐出で羽根切り回数270回/m程度の場合、 120kg/m^3)

②室内配合試験による強度(q_{ul})と現場での強度(q_{uf})の比は、室内と現場の強度比を安全側にみて次の値をとる。

泥炭および粘土地盤

粉体方式	$q_{uf}/q_{ul}=1/5$	泥炭地盤についての羽根切り回数 400~450回/m、配合量 200kg/m^3 以上の場合には $q_{uf}/q_{ul}=1/2\sim1/4$ が示されているが、種々の地盤条件などを考え、安全側を考慮した設計が望ましいと判断した。
スラリー方式	$q_{uf}/q_{ul}=1/3$	スラリー方式も標準施工(羽根切り回数360回/m)
高圧噴射方式		であれば強度比は $q_{uf}/q_{ul}=1/2$ 程度が示されているが、施工機種や地盤条件などを考え安全側の値とした。

<参考資料>

- 1) CDM研究会、CDM工法 Q&A集、p50、H9.6.
- 2) DJM工法研究会、DJM工法技術マニュアル、p52、H9.
- 3) 林・西川・阿部、深層混合処理工法における攪拌効率について、第36回(平成4年度)北海道開発局技術研究発表会 共-18、pp103~108、H5.2.
- 4) 葛西・阿部・酒向、深層混合処理工法における配合量などの決定方法、第37回(平成5年度)北海道開発局技術研究発表会 共-31、pp175~180、H6.2.

Q. 65 薬液注入工法は、地盤条件等により効果が期待されない場合があると思われますが、薬液注入の効果を確認する方法を教えてください。

1. 薬液注入工法の概要

薬液注入工法とは、地盤中に薬液を注入して、地盤の透水性を減少させたり、地盤の強化を図ったりする地盤改良工法である。注入の方法や薬液の種類は、改良目的や施工性、経済性等を考慮して決定されるが、昭和49年7月に建設省にて定められた「薬液注入工法による建設工事の施工に関する暫定指針」を遵守しなければならない。

2. 薬液注入工法の目的

薬液注入の目的は大別して下記の2つである。

(a) 遮水……あらかじめ地盤の透水性を低下させて、湧水やそれに伴う土砂の崩壊を防止する。

(b) 地盤の強化……地盤の強化を図り、既設の構造物や埋設管への影響を防止したり、地盤のすべりを防ぐ。

3. 薬液注入の注入の種類

注入材が地盤中に注入されたとき、土中に注入材が入っていく状況を大別すると以下のようになる。

a 充填グラウト

地盤内の大きな空げきやポケット等に注入されるものでもあり、玉石混じり、砂れき層、構造物の基礎の栗石層、トンネルの裏込め部分などがこれに当たる。

b 割裂注入(fracturing)または脈状注入

粘性土に注入材が貫入することをいう。地盤内に浸入したグラウトが地盤を局部せん断させることにより効果がでる。注入形状は脈状になるのが普通である。

c 浸透注入(Permeation)

土粒子の配列を変えることなしに、粒子間の間げきを注入材が埋めてゆく。間げきに存在していた自由水(動水)やガスは押し出される。砂質土に対する注入のメカニズムの大部分がこれにあたる。

d 境界注入(Roofing)

相異なる2種類の土層が水平に堆積している場合は、その注入の意図するものが浸透注入、割裂注入のどちらであってもまず層の境界に板状にはいっていくことが明らかにされている。割裂注入の一種。

e 攪拌浸透注入

注入材に中圧または比較的高い圧力(10kgf/cm²以上)を動的に与えることにより地盤を割裂し、次いで地盤と注入材を攪拌させる。その後浸透状態となり注入材は被加圧状態でゲル化する。非常

に短いゲルタイムを有する材料を注入する際により用いられる方法である。

f 強制攪拌注入 (Mixing)

通常の注入に要する圧力より、はるかに高い圧力（一般的に100kgf/cm²以上）により地盤を切削破壊および混合し、土粒子の配列をかえると同時に地下水の一部をも無含して固結させる方法。

4. 注入の分類

薬液注入の分類としては以下に示すように薬液による分類と注入方法による分類とに大別される。

表1 薬液の分類と選定の目安

分 類	選定の目安	
液 態	溶 液 型	浸透注入を目的として砂質系地盤に適用する。注入方式の多くは、この材料を使用している。湧水の防止と地盤の粘着力の増加を図るもので、切羽面の自立を目的とした注入等に利用されている。
	懸 濁 型	粘性土地盤中に割裂注入し、粘着力の増加を図る目的で使用する。その他として空洞や礫層などの大空隙への充填注入に用いる。
反 応 剤	無機系反応剤	多くの薬液がこの分類に属する。設計等に用いる改良効果はこの系統の薬液によって得られた値で示されたものである。 暫定指針による水質管理はpHのみで良い。
	有機系反応剤	無機系に比較して、ゲルの安定性が高く、強度が得られることから、重要な目的に使用する場合には無機系より優位に立つ。 暫定指針による水質管理はpHと過マンガン酸カリウム消費量テストを行う必要がある。
ゲルタイム	瞬 結	拡散防止を図り、かつ、浸透注入を目ざすために開発されたもので、締めり具合のゆるい地盤への注入に適するが、良く締まった地盤では、多少、浸透性に問題が生じる。
	中 結	このゲルタイムを単独で使用的場合には、主として上部などの注入範囲外への散逸も多く、多くの改良効果が望めない。現在では、バイオモードなどの様に瞬結の薬液を注入し、拡散を防止した後、浸透注入を図るために使用する。
	緩 結	ゆっくり時間をかけて浸透させる目的で使用するため、一般的にはダブルパッカ工法で使用するケースが多い。バイオモードなどで、瞬結との組合せで使用することも可能である。

〔注〕 現在、商品名の異なる多数の薬液が使用されているが、この分類のいずれかに属する。

表2 一般に使用されている注入方式の分類

注入方式の分類	適する地盤	理 由
①二重管 ストレーナ (単相式)	地盤全域に適用できるが、特に緩い砂層及び粘性土に適する。	所定の注入範囲外への拡散を防止し、限定された部分に薬液をとどめることを目的とした短いゲルタイムの注入方式である。 軟弱で複雑な沖積地盤では、薬液の拡散を防止しつつ、密実にむらなく注入されることにより、より効果的な注入が可能となる。このため、締まり具合の弱い地盤や土被りの浅い箇所での注入に適するが、よく締まった砂地盤等では、浸透性に限界がある。 混合式は2ショット。
②二重管 ストレーナ (複相式) バイモードなど	地盤全域に適用できる。特に中位～よく締った砂層や比較的粘性土を含む砂層等によく適する。	この方式は短いゲルタイムで薬液の拡散を防止する一方、長いゲルタイムの薬液で地盤のより小さな間隙に浸透させるのを目的としたものである。 比較的良好に締った地盤や粘性土を多く含む砂質地盤では、短いゲルタイムを使用した注入では、効果にむらが生ずるケースもあり、このような場合には、中位～長いゲルタイムと短いゲルタイムとの組み合わせの注入がより効果的な注入ができる。 混合方式は1.5、2 ショット、長いゲルタイムを1.5ショットで行っている。
③ダブルパッカ	砂質系地盤全域に適用	この方式は長いゲルタイムの薬液を小さな注入速度でゆっくり注入することにより、より均質な改良を可能とする。 ①、②の方式に比較して、注入工費が割高で、工期が長くなる問題はあるが、低い圧力で注入可能であることから、重要構造物の直下や埋設物に非常に接近した位置での注入では、最もそれらに対する影響を少なく施工できる。 混合方式では、1ショットが普通。

5. 効果の確認

薬液注入効果の判定方法には、各種の方法があるが、その選択に関しては、以下のことに注意する必要がある。

- ① 注入目的に応じた判定法の採用
- ② 効果判定は原位置調査が最適

表3-1 一般的な確認方法

区分	項目	方法	適用範囲
目視による方法	掘削による確認	掘り出した試験体によって確認する	掘削可能な立坑内等
	色素判別法	あらかじめ注入剤に色素を混入または試薬を散布する	同上
透水性の確認	現場透水試験	現場透水試験により透水係数を求める	止水を目的とする
強度の確認	標準貫入試験	N値を測定して強度を確認する	強度の増加と傾向を把握する
	室内強度試験	サンプリングを行って、一軸、三軸試験を行って強度を確認する	強度の変化や粘着力の数値を求める

上表の他に表3-2に掲げた注入効果確認法で、特殊なケースとして実施した例が文献にある。

表3-2 その他の効果確認方法

区分	項目	方法	適用範囲
透水性の確認	室内透水試験	サンプリングした試料によって室内透水試験を行う	止水を目的とする
強度の確認	プレシオメーター試験	プレシオメーターを用いて横方向地盤反力係数を測定する	
	静的貫入試験	コーン貫入、スウェーデン等の静的な方法で貫入試験を行う	軟弱な層に対する強度の変化
薬液の浸透の確認	電気比抵抗	地中に電流を流し、注入前後の比抵抗の差をもとめる	
	γ線密度計	γ線を利用して注入前後の密度を計測する	
	中性子水分計	注入材にほう素を混入し、中性子の吸収力の差により効果を調べる	
	化学分析	サンプリングしたものを定性分析を行う	
	温度変化	地中に埋設した管の周辺温度を測定する	

(尚、注入量及び注入範囲によってもその効果に差が生じることは、留意しておく必要がある。)

参考文献

- 1) (社)日本薬液注入協会 「薬液注入工・設計資料」 平成10年版
- 2) 柴崎光弘・下田一雄著 「最新、薬液注入工法の設計と施工」 山海堂

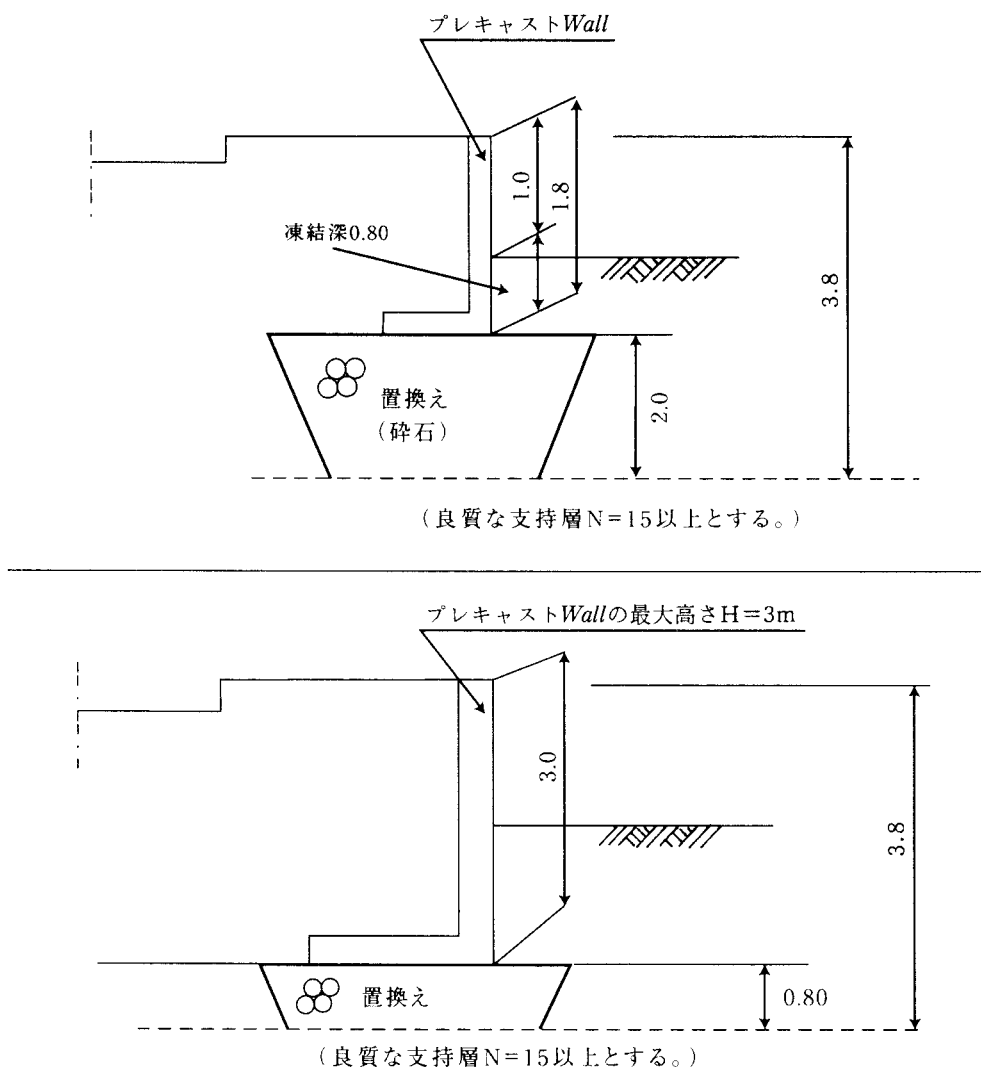
回答無しのQ

p. 66 風化軟岩の粒度試験について、凝灰岩、砂岩系の風化軟岩を盛土材等に使用する場合、粒度を把握する必要がありますが、これらの材料は、軽い衝撃や水洗いで細粒化してしまいます。このような場合、粒度試験をどのように実施したら良いのでしょうか？

(回答なしコメント)

現状では、質問にある盛土材の粒度試験法を基準化したものは無いようです。

p. 67 下図に示すようなプレキャスト擁壁の設計法について教えてほしい。また、場所打ち擁壁ではどのように考えたら良いのか。



＊ プレキャスト擁壁は、最大H=3.0m の製品があり、①と②の経済比較のみで選定しても良いか。

＊ 場所打ち擁壁の場合は、どの様に考えたら良いか。

(回答なしコメント)

経済比較に加えて、現場条件、施工時期、施工日数等多くの外的要因を勘案して決定されるべき問題と思われる、一概に回答することは不可能と考えます。

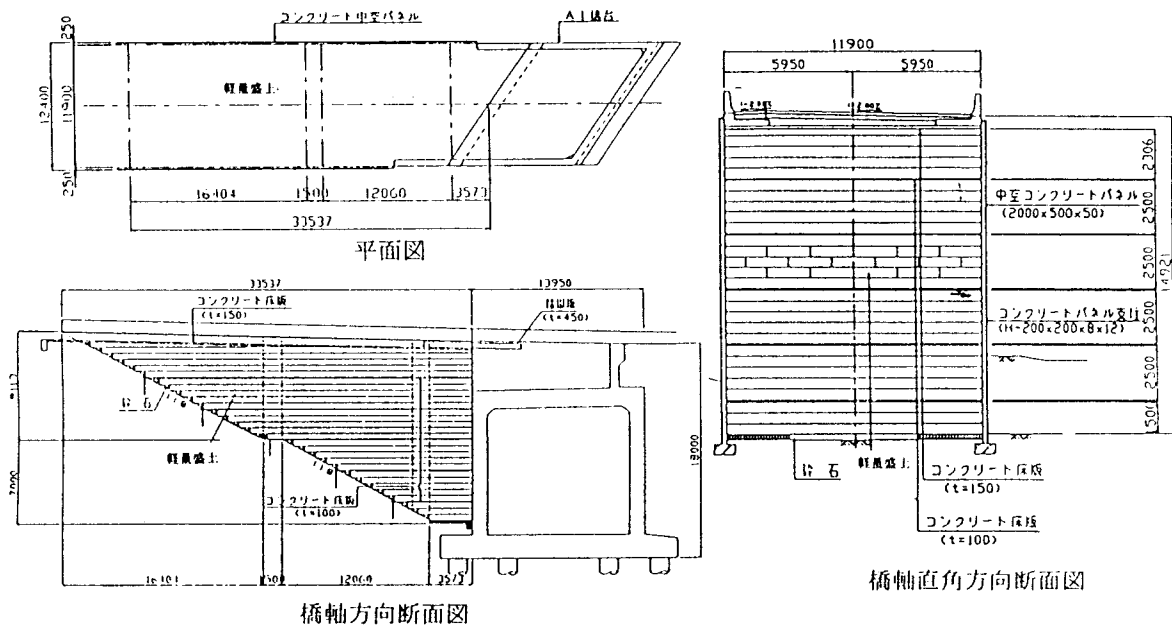
工事事例集

1. まえがき

北海道縦貫自動車道の豊浦 I C から虻田洞爺湖 I C 間に位置する「赤川橋」A1 橋台の背面高盛土部に土圧軽減を目的とした軽量盛土工法が採用されている。

これは橋台基礎地盤部が、強酸性 (pH : 3.0) を示す旧鉱山ズリ堆積土であり、コンクリート構造物 (橋台、基礎工) の腐食が懸念され、合わせて軟弱であるにもかかわらず圧縮性が小さいといった特徴を持つ特殊地盤でもあるため、セメント系改良材やプレロードによる地盤改良工法の効果が期待出来ず、現地状況等から置換工法も不可能と判断されたことから、対策工法として橋台規模、基礎杭の本数を縮小すべく採用したものである。

ここでは、基礎杭の防錆処理 (保護コンクリート : 150mm、鉄筋のかぶり : 250mm) の構造変更も実施している。



2. 軽量盛土工の設計

設計に際しては、本構造は底面幅 (約 12 m) に比べ盛土高 (約 15 m) が高く、上部に質量が集中した重心の高い構造であり、地震時の検討に十分な配慮が必要であると考え、従来の設計方法で杉状を決定した後、静的 FEM 解析で調査を行うとともに、時刻歴応答解析による動的 FEM 解析を行い、地震時の挙動を確認した。

2-1. 形状決定条件

軽量盛土工が緊結金具、H 鋼、ダイバーで一体化されているものとし自立壁構造全体としての滑動、転倒、支持力に対する安定を検討を行うものであり、橋軸方向の設計は、橋台に作用する軽量盛土高が最大となる断面で行った。

荷重条件は、常時、地震時に加え高さが高ことから風荷重も考慮している。

2-2. 静的 FEM 解析

静的 FEM 解析は、橋軸直角方向について平面ひずみモデルで行った。

解析結果を従来の設計法で求めた値と比較すると軽量盛土部材応力、沈下量、支持断面力等いずれも同程度もしくは小さい値となり、本形状での安定性が確認出来た。

2-3. 動的FEM解析

動的FEM解析は、地盤と構造物の連成系解析プログラムで行った。

解析結果は、橋軸方向に関しては、橋台上端での最大応答加速度は **108gal**、下端では **109gal** であり応答倍率は約 **1.0** 倍と小さく、橋台背面への地震時作用側圧が平均 **7.0kN/m²** 以下で、設計値の **9.8kN/m²** より小さくなり、橋台の安定には問題無く、橋軸直角方向に関しても、ロッキング比（鉛直加速度／水平加速度）が **0.08～0.10** と小さく、地震時増加応力を加えた最下段の軽量盛土応力も許容応力度以下であること及び軽量盛土天端での最大応答加速度は **360gal**、基礎地盤との応答倍率が **2.3** 倍、変位も最大 **4.4cm** と小さく、安定性に影響は無いと判断した。

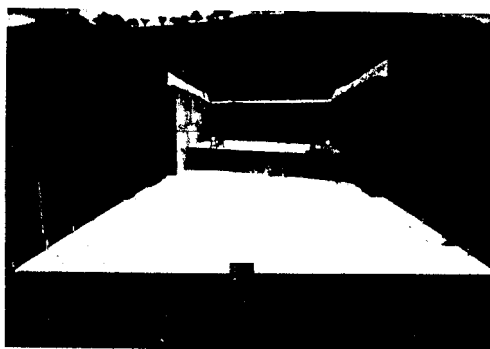
3. 軽量盛土工の施工

軽量盛土工の設置は、割付図を作成した上で基本的に目地が一致しないように積み上げ、緊結金具により固定した。（目地間隔は20mm以内）

軽量盛土は全体で28段の構造（軽量盛土が約 **3,000m³**）となっており、最下段から3段目の軽量盛土を設置した段階で、ブロックの固定等を目的としたコンクリート床版（ $t=10\text{cm}$ ）を施工し、その後は5段毎に設置、施工して最上段の床版については、交通荷重の分散及び軽量盛土の防護のため厚さを $t=15\text{cm}$ とした。

最上段まで軽量盛土の設置が完了した後、軽量盛土工を保護する目的でコンクリートパネル（中空パネル）を、コンクリートパネル支柱（H鋼：H-200）をプレート及びアンカー筋を用いて2mピッチで基礎コンクリートに固定した後、中空パネルを1枚ずつ吊り込み、クリップで支柱と固定した。

支柱の支持については、コンクリート床版内に埋め込んだダイバー（鉄筋D22）で両端の支柱を連結する形で行っている。



特 徴

- 軽量盛土工法とは、大型の発泡スチロールブロックを盛土材料として積み重ねていくもので、材料の超軽量性、耐圧縮性、耐水性及び積み重ねた場合の自立性等の特長を有効に利用する新しい工法です。

4. おわりに

本盛土は、最大高さ **15m** と大規模な形状で重心が高くなっていることから、当初地震時の挙動について危惧されたが、動的解析によって解消されたものである。今後、このような軽量盛土を採用する高盛土施工を検討する際の参考になれば幸いである。

1. まえがき

我が国が高齢化社会を迎えようとしているなか、第二東名名神高速道路など大規模なプロジェクトが動き出そうとしている。橋梁工事は高所作業が前提となっており、JHは労働環境の改善、熟練労働力者不足などを背景に、種々の省力化対策を実施しているところである。

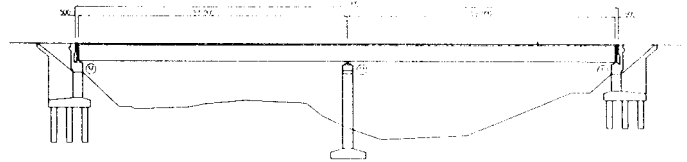
そこで、JHにおける鋼橋の省力化事例として、北海道縦貫自動車道ホロナイ川橋で行っている、鋼少数桁（2主桁）橋の試みについて紹介する。

2. ホロナイ川橋における省力化の概要

ホロナイ川橋は現行の4主桁構造を2主桁に変更するもので、加工工数や塗装面積の少ない鋼桁、健全性を保てるプレストレスコンクリート床版、さらにその合理的な床版施工が可能となるなど、橋梁の建設及び維持管理の省力化が図られている。鋼2主桁橋は海外において、プレストレスコンクリート橋と比して経済的な橋梁形式として建設されているが、交通荷重に対する規制の違いや、一般には連続合成桁として設計を行っているなど、必ずしも我が国にそのままの形で導入できないことがわかっている。本橋の試験施工にあたっては、多主桁から2主桁への構造変更に伴う全体挙動などを立体FEM解析等で確認するとともに、構造のリダンダンシーが減少することから、室内試験・実橋載荷試験を行うことにより、疲労など解析では検証可能な事項について、確認を行った。

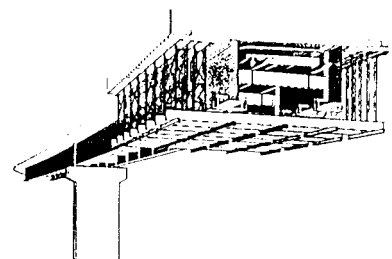
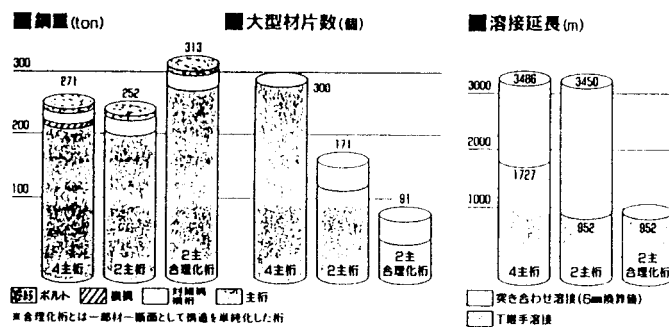
ホロナイ川橋緒元

- ・形 式：鋼2径間連続2主桁
- ・橋 長：**107.0 m**（支間割り＝2@**53.0 m**）
- ・有効幅員：**10.0 m**
- ・荷 重：B種荷重
- ・線 形：R=**100 m**



3. 省力化に向けた課題と対応策

- 鋼橋構造の単純化
 - ・床版支間を6mとした鋼2主桁として設計（現行道示の最大スパン）
 - ・下横溝を廃止（2主桁橋独特の挙動を解明）
 - ・中間横桁はロールH鋼（加工工数低減）
 - ・製作性を考慮した横桁取付構造（主桁ウェブ貫通型引張りボルト接合）
- 鋼桁断面の合理化
 - ・現場継手間1断面（突き合わせ溶接の廃止）
 - ・上下フランジ幅の統一（加工工数削減、フィラープレートによる調整）
 - ・水平補鋼材の廃止（ウェブの厚板化、支間上のみ1段）
 - ・M24高力ボルトによる現場溶接
 - ・仮組立検査の簡略化（コンピューター管理、部材検査）
- 床版施工の合理化
 - ・移動型枠による片押し施工（1サイクル・10m・約5日間）
 - ・横締めは施工性の良いシングルスランド材（SWPR19 1S21.8）
 - ・アフターボンド仕様による現場グラウトの廃止（PEシース+硬化型樹脂）
 - ・床版鉄筋のプレファブ化（1サイクル分の鉄筋を地上でプレファブ化）
 - ・壁高欄鉄筋のプレファブ化（床版からの立ち上げ筋を廃止）
- 床版を考慮した鋼桁
 - ・移動型枠工の受けとして間隔6m程度の横桁を設置
 - ・横桁は中段取付け（プレストレスの影響を回避、支保工空間の確保）
 - ・上フランジ幅の統一（型枠形状の統一）
 - ・R=1000の曲線桁で製作（PC鋼材・鉄筋の統一、型枠形状の統一）
- 将来維持管理費節減・プレストレスコンクリート床版（初期ひび割れを押さえる）
 - ・耐候性無塗装仕様（通常の塗装仕様でも塗装面積は6割程度）
 - ・ゴム支承（水平支承を別途発案）



ホロナイ川における鋼量／大型材片数／溶接換算延長

移動型枠工姿図

4. まとめ

施工及び載荷試験が終了し、現在供用されているが、ホロナイ川橋が成し得た鋼2主桁、鋼少数主桁は、第二東名名神高速道路においても、橋梁の経済性・省力性・耐久性というキーワードを満足する形式として、標準化されるべきものと考えている。

1. まえがき

小樽港勝納地区岸壁（－10m）において、岸壁の液状化対策工としてサンドコンパクションパイル工法（以下、SCP工法と称す）が計画されていた。しかし、本工事では打設域から25～30m程度の位置に既に供用しているフェリーターミナルがあり、振動・騒音の影響が懸念された。そこで、既設構造物などに近接する場所や市街地での適用が可能な、ミニコンポーザー工法（小口径サンドコンパクションパイル工法）による液状化対策を行った。その結果、フェリーターミナルに対する振動・騒音の影響が抑えられ、既設岸壁に対する変位の低減が図られたので、ミニコンポーザー工法の施工例として報告する。

2. 工法の概要

従来のSCP工法は、緩い砂地盤に対してパイプロハンマーによる振動あるいは衝撃荷重を加えながら締固め砂杭を造成するものであり、振動による土粒子の再配列と、砂などの圧入効果によって地盤の密度の増大を図ることができる。しかし、施工上の問題点として、既設構造物の近接する場所や市街地などでは、振動・騒音および地盤変位などが挙げられる。

図-1に振動レベルと距離の関係を示すが、これによると、従来のSCP工法では振動規準値75dB（建設作業振動規制規準）を満足する振源（施工機）からの距離は30m～50m程度となっている。また、図-2に騒音レベルと距離の関係を示すが、同様に騒音規準値85dB（騒音規制法）を満足する音源（施工機）からの距離は30m～50m程度となっている。そのため、当工事のようにフェリーターミナルの近接施工となる場合には、その対応工法が望まれていた。

ミニコンポーザー工法は、施工環境対策として地盤変位や振動・騒音の低減が図れ、近接施工が可能な締固め工法であり、その施工機械構成を図-3に示し、その技術的な特徴は以下に示すとおりである。

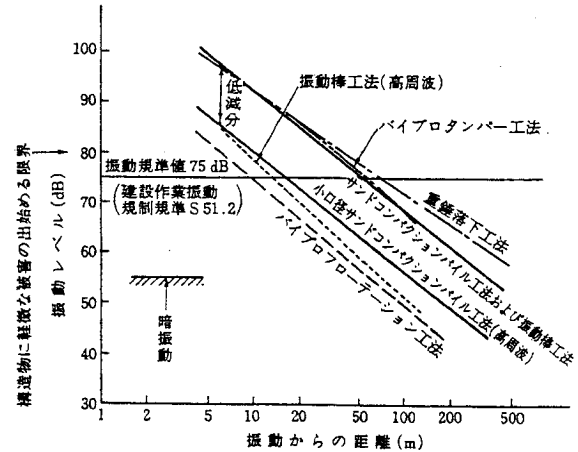


図-1 振動レベルの距離減衰

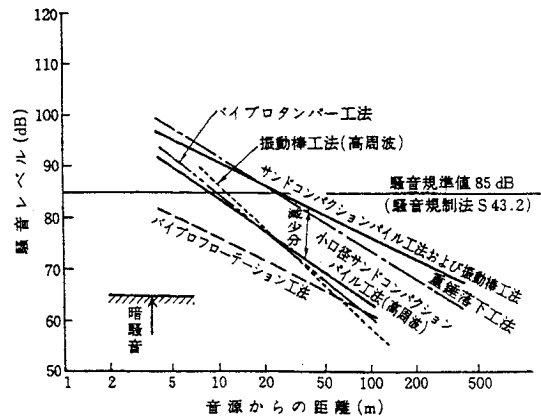


図-2 騒音レベルの距離減衰

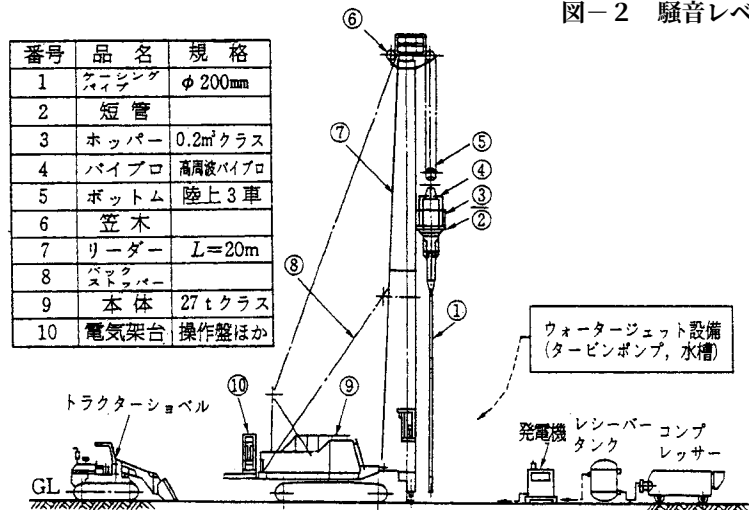


図-3 施工機構成

2.1 施工機械

① 高周波バイブロハンマー

高周波バイブロハンマー(周波数20～25Hz、起振力25～30tf)の使用により、振動、騒音の低減を図る。

② ケーシングパイプの小径化

従来のSCP工法のケーシングパイプはφ400mmを使用していたが、当工事のミニコンポーザーで使用したケーシングパイプはφ300mmであり、砂杭の造成径は従来のSCP工法がφ700mmであるのに対し、当工事のミニコンポーザーではφ500mmである。

ケーシングパイプを小径化することにより、軽量化と貫入抵抗を小さくし、貫入・砂杭の締固め時の振動の低減を図るとともに、砂杭造成時に発生する地盤の側方変位の影響を少なくしている。また、ケーシングパイプの小径化により、貫入能力の小さい高周波バイブロハンマーの使用を可能とする。

2.2 設計・施工方法

① 設計方法

砂杭ピッチなどの改良仕様の決定は、従来の打ち戻し式SCP工法の砂地盤に対する設計方法と同じ細粒分含有率を考慮した設計法で行う。その設計フローを図-4に示す。

② 施工方法

施工方法は図-5に示すように、従来のSCP工法と同じ施工方法(打戻し式)である。

③ 改良対象地盤

陸上工事の改良対象地盤は、N値15以下の砂地盤である。

④ 施工深度

施工可能な深度は、N値15以下の砂地盤で20m程度である。

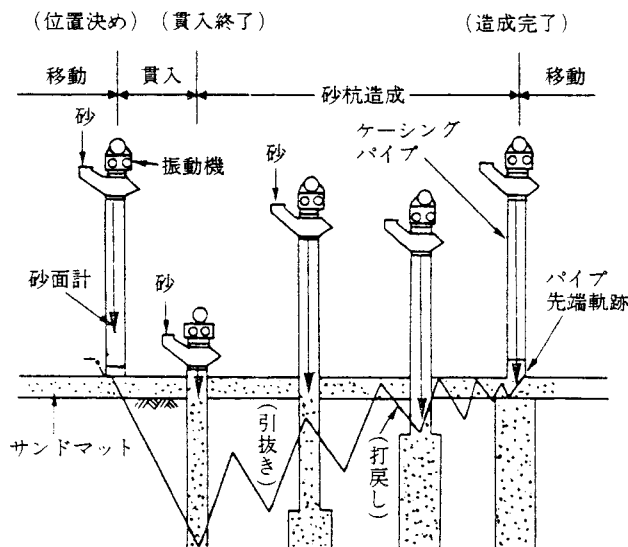
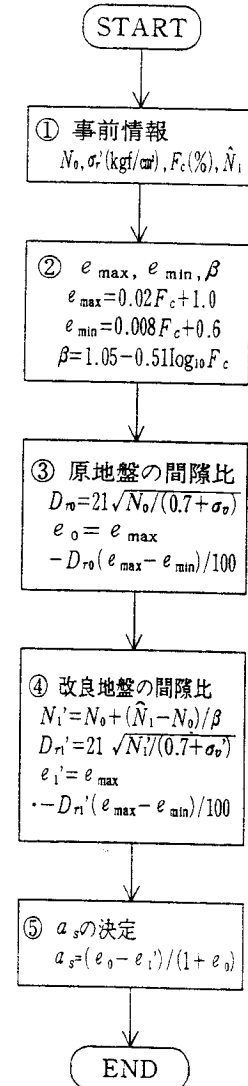


図-5 施工方法



注) 上記フローでは、 $\hat{N}_1$ を設計目標N₁値としている。

図-4 設計フロー

3. 工事概要

3.1 改良仕様

当工事のミニコンポーザーは液状化対策を改良目的として施工されている。地盤はGL-1.5m～GL-8.0mまでが礫混じりシルト、GL-8.0m～GL-19.6mがシルト混じり砂礫であり、このうちGL-10mまでの地盤が液状化の恐れがあり、地盤改良の必要性がある。当工事では、図-6に示すように□1.3mピッチ、改良率 $a_s=11.6\%$ で杭長3.6m～8.0mの施工を行った。

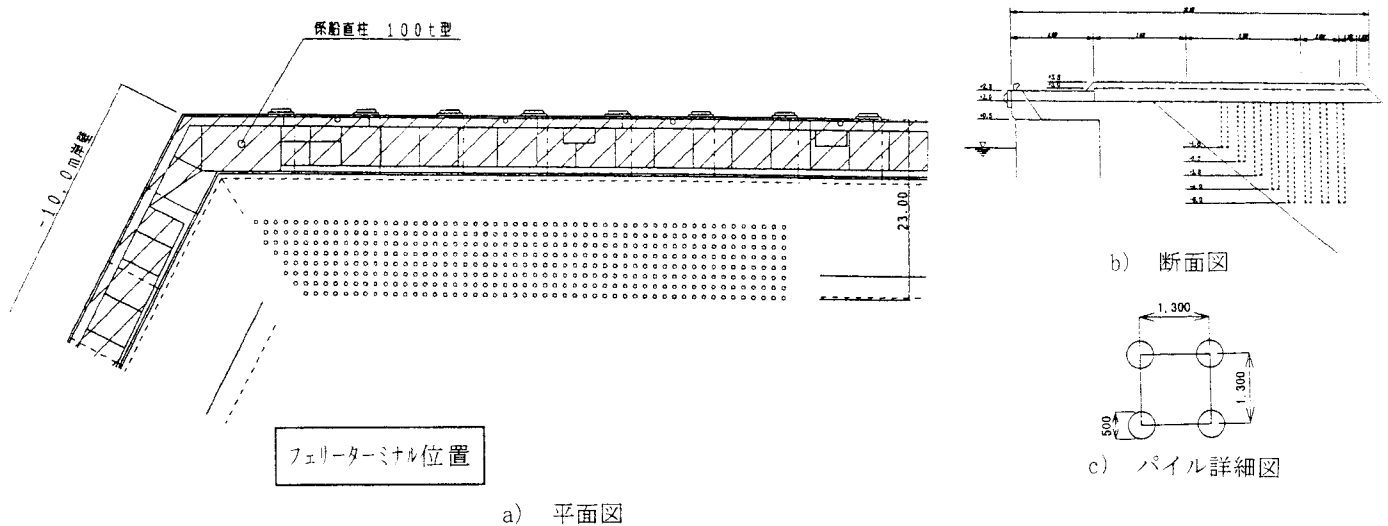


図-6 パイル配置図

3.2 改良効果

ミニコンポーザー改良後のSCP杭間における標準貫入試験結果を図-7に示す。これによると、各深度において改良後のN値は目標N値を満足しており、今回の改良仕様は妥当であったと考えられる。

3.3 施工中の周辺への影響

① 振動影響

ミニコンポーザー施工時の振動測定結果を、図-8の振動レベルの距離減衰に示す。図-8より、当工事では従来のSCP工法と比較して振動源付近（振動源からの距離が約5m）で10dB程度の低減が見られる。この低減効果は、SCP杭の小口径化とパイプロの高周波化が大きな要因である。

また、当工事における振動レベルの距離減衰効果をミニコンポーザーの一般的な距離減衰効果と比較すると、振動源付近では同等の効果があるが、離れるとその効果は小さくなる。この要因としては地盤特性の違いと振動測定箇所周辺がアスファルトであった（地表面付近の地盤が固く振動を伝えやすいため、振動の距離減衰が図りにくい）ためと考えられる。

② 騒音影響

ミニコンポーザー施工時の騒音測定結果を図-9に示す。図-9より、当工事では従来SCP工法と比較して騒音源付近（騒音源からの距離が約5m）で5dB程度の低減が見られる。また、騒音規準値85dB（騒音規準法S43.2）を満足する音源からの距離が15m程度となっている。

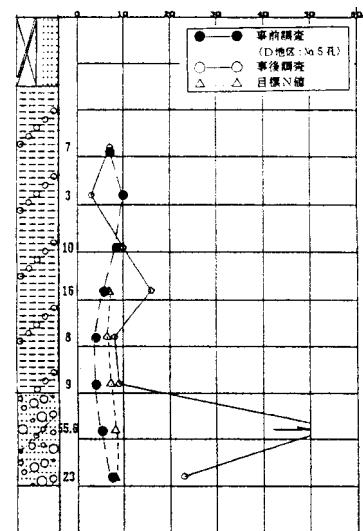


図-7 杭間チェックボーリング結果

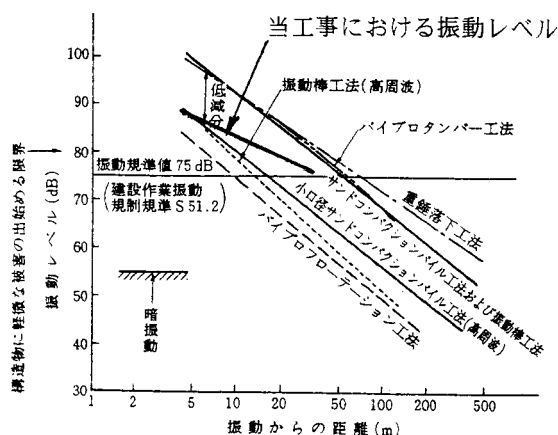


図-8 ミニコンポーザー工法の振動レベル距離減衰

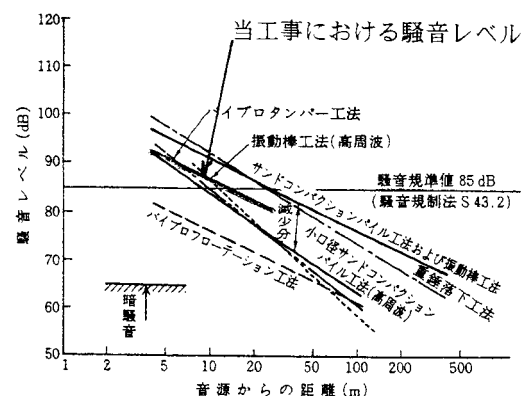


図-9 ミニコンポーザー工法の騒音レベル距離減衰

③ 周辺変位

ミニコンポーザー施工時の周辺地盤の変位を確認するために、水平変位の計測を行った。(鉛直変位は水平変位より小さく、砂質土ではほとんど生じないため計測しない。)表-1にミニコンポーザー施工時の水平変位測定結果を示し、図-10に水平変位量と打設域からの距離との関係を示す。図-10より、今回の測定結果は過去の測定結果(打設域から3.0m以上離れれば水平変位はおおよそ1cm以下となる)と同程度であり、ミニコンポーザー施工時における既設岸壁への影響はほとんどないものと考えられる。また、図-11に変位杭位置図を示す。

図-1 ミニコンポーザー施工時の水平変位測定結果

変位杭番号 (打設域からの距離)	a (3m)	b (5m)	C (10m)
①列打設後の水平変位量	+0.6cm	+0.3cm	0.0cm
②列打設後の水平変位量	+1.0cm	+0.4cm	0.0cm
③列打設後の水平変位量	+1.1cm	+0.4cm	0.0cm
④列打設後の水平変位量	+1.1cm	+0.4cm	0.0cm

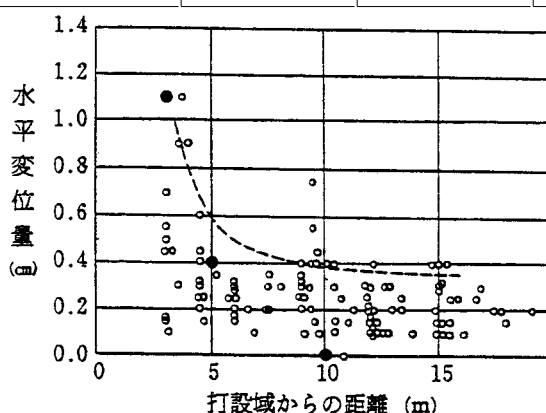


図-10 水平変位量と打設域からの距離

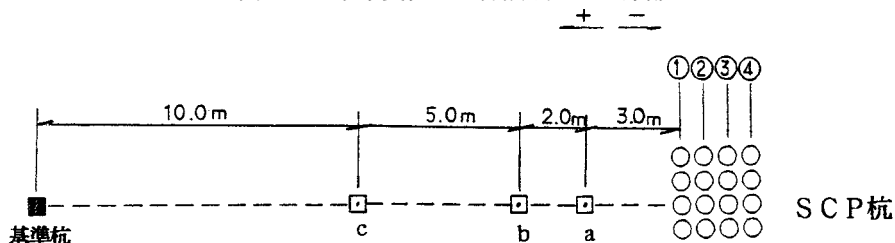


図-11変位杭位置図

4. まとめ

今回の試験施工結果から、ミニコンポーザーについて以下の事項が確認できたと考えている。

- 1) ミニコンポーザーは、従来SCPと改良率が同じであればほぼ同等の改良効果が期待でき、従来SCP工法と同様の設計法が適用できる。
- 2) ミニコンポーザー施工時の振動レベルは、従来のSCP工法に対して振動源付近(振動源からの距離が約5m)で10dB程度の低減が見られる。
- 3) ミニコンポーザー施工時の騒音レベルは、従来のSCP工法に対して騒音源付近(騒音源からの距離が約5m)で5dB程度の低減が見られる。
- 4) ミニコンポーザー施工時の周辺地盤変位は、従来SCPと比較すると大幅に低減されており、打設域から3m以上離れれば水平変位はおおよそ1cm以下となる。したがって、ミニコンポーザーは、振動・騒音の影響が懸念される場合だけでなく、既設構造物に対して変位の影響が懸念される場合(当工事のように既設岸壁への変位の影響が懸念される場合)にも、十分効果的である。

以上のように、ミニコンポーザー工法は従来SCP工法に比べて、振動・騒音の低減に十分効果があり、また、従来SCP工法と同等の改良効果があるという結果が得られた。

ドラムアプローチ工法の開発と施工

株式会社ダイヤコンサルタント

1 まえがき

軟弱地盤上に造られた低盛土道路においては、杭で支持された水路BOXなどの横断構造物は沈下しないために盛土部との接点において段差を生じる。この段差は車両の走行性を著しく阻害するだけでなく、振動、騒音を生じるため、段差の補修を繰り返しているのが現状である。従来の対策工は、踏掛版の設置が主たる工法で多くはオーバーレイなどの補修によっていた。今回開発したコラムアプローチ工法（C・A工法）は、道路横断物と盛土部との接点における段差を抑制するために、段差を生じる横断構造物の横にソイルセメントコラムを階段状に打設し、段差を制御するものである。

2 工法の概要

本工法は、図-1の概観図に示すように、BOX横にソイルセメントコラムを階段状に打設して、粘土層に生じる沈下量が、盛土部からBOXに近づくにつれ、次第に少なくなるよう設計する。ここで許容段差量は、道路維持補修要綱によれば4cmであるが、実際の補修は2～3cmで行われていることを考慮して2cmとした。

この設計で最も重要な点は、予想される最終沈下量、すなわち、盛土荷重による静的沈下量と交通荷重による動的沈下量を正確に予測することである。静的沈下量の予測は、テルツアーギの圧密理論によって十分であるが、交通荷重による沈下量の推定は、三浦・藤川¹⁾により提案されている予測手法を用いた。これによれば、実質の盛土厚さが4m以上になると交通荷重による沈下量は0となることが報告されているから、BOX直近のコラム下には交通荷重は伝わらないとしている。

BOX横のコラムの長さは、コラム下の未改良層の圧密沈下量が、許容される段差に収まるように設計する。したがってコラムは、フローティング型であり、これによりコラムの長さを節約している。アプローチ延長は、沈下が終了した時点でも車両の走行に支障がない勾配として5%以内とした。また、基本的にはパイルスラブ工法であるために繰り返し載荷される交通荷重によりスラブが破壊しないようにスラブ厚さ、スラブ強度、ならびにコラム間隔を決定する。スラブの曲げ強度は、 1.2 kgf/cm^2 、スラブ厚さは、1.0 mとした。コラムの間隔は、スラブの強度と厚さによって決定されるものであるが、計算の結果、1.9 mとした。コラム径 80 cmである。

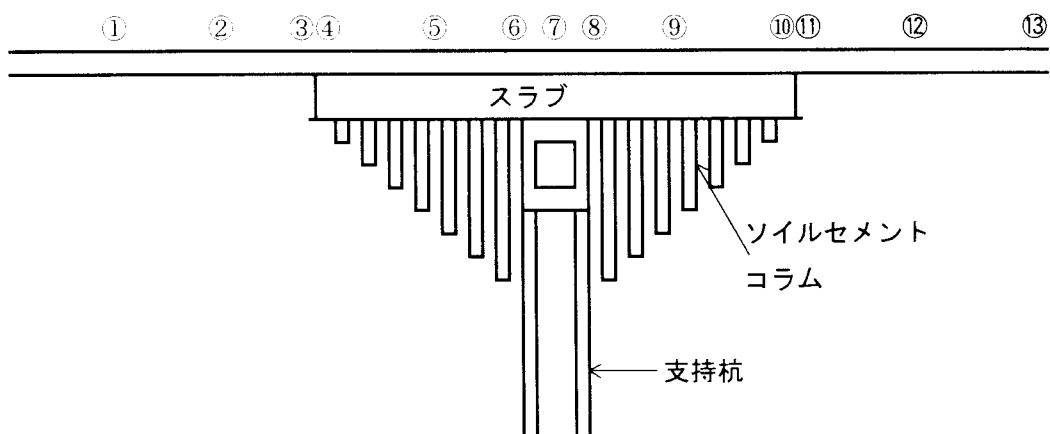


図-1 コラムアプローチ工法の概観図

本工法は、かつて沈下緩和工法と称して、石灰を用いた地盤改良が行われていたものの改良型である。かつての方法は、BOX横のコラムを着底させ、それから1：2の勾配、すなわち粘土層の厚さの2倍の長さになるようにコラムを階段状に短くしていく方法であった。この方法では、アプローチ延長は、40 mにもなり、不経済であり、広く使われるに至っていない。本工法において新しく考慮した点は、①フローティングタイプとし、直工費で1 BOX当たり500 万円程度のコストとすること。②沈下量の計算に交通荷重による沈下量の計算を取り入れたこと③スラブの設計に曲げ強度を取り入れたことである。

3 従来工法の問題点

段差抑制の対策工法としては、従来踏掛版が用いられてきた。しかし、踏掛版は沖下量が大きくなると、写真1に示すように傾斜が大きくなって機能しなくなり、また、写真2のように踏掛版下に空洞が出来ることになる。さらに沈下量が大きくなると、アンカーが切れて踏掛版がはずれてしまうおそれがあり、現実には落下した踏掛版もある。

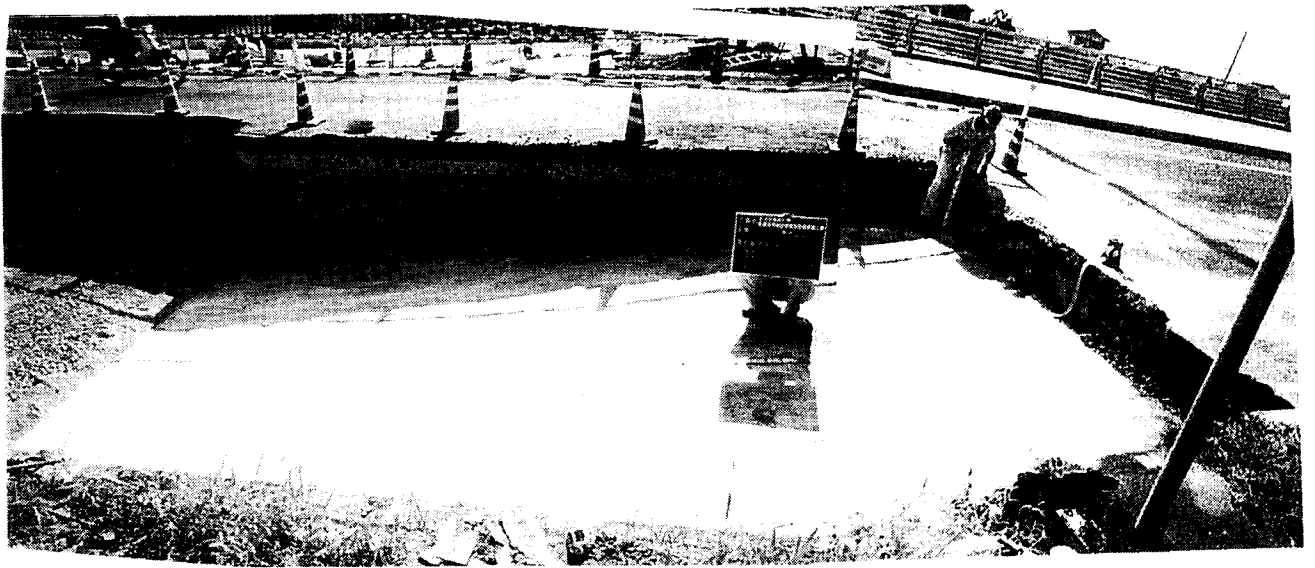


写真1 沈下あため踏掛版の傾斜が大きくなりすぎている

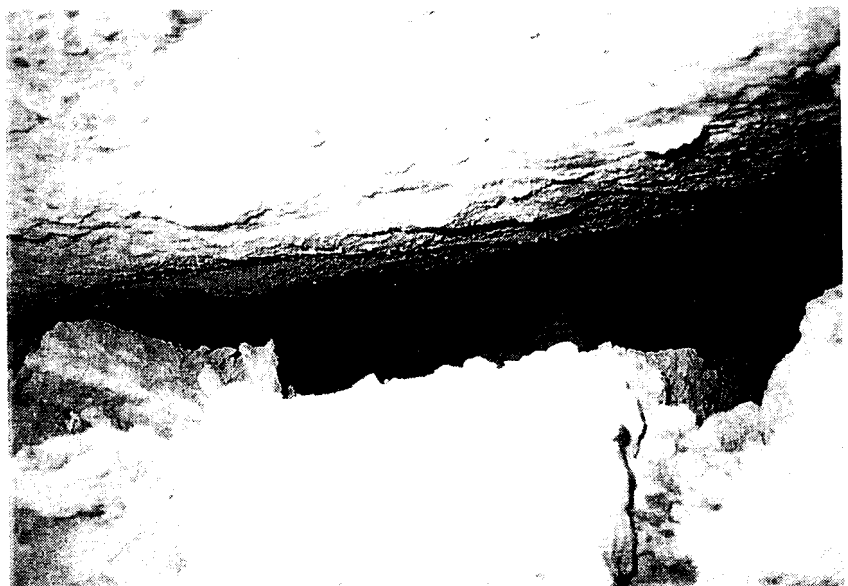


写真2 踏掛版の下に空洞

4 施工順序

施工は既存のBOXや橋台基礎に影響を与えないよう、低圧のスラリー式深層混合処理工法を用いることを基本としている。写真3に施工状況を示す。既存BOXの改良においては、片側通行とする必要から小型機を用いる必要がある。コラムの施工後スラブを施工する。スラブは、セメント系固化材と現地土を乾式混合する浅層改良である。写真4はバケットの中に回転翼を備えた特殊バケットを用いて混合攪拌する状況である。

写真3 片側交通規制を行って
コラムを施工する状況

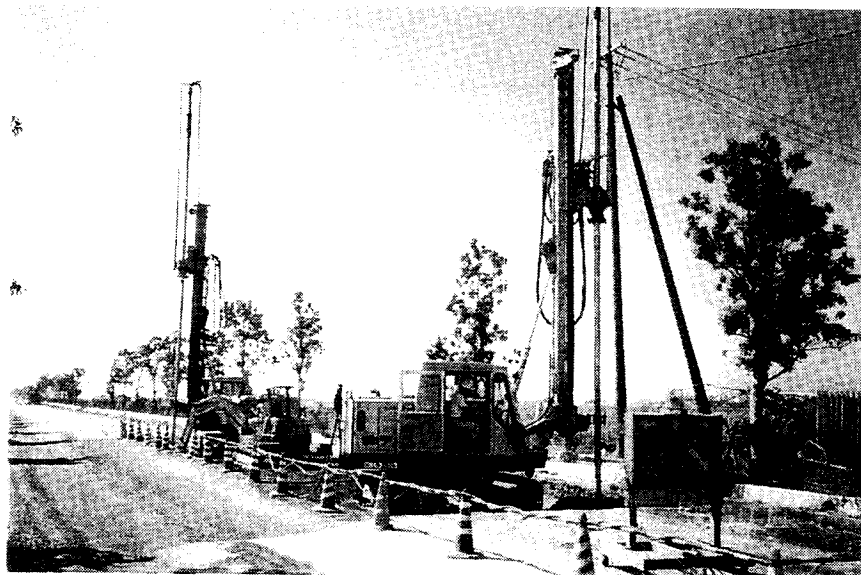
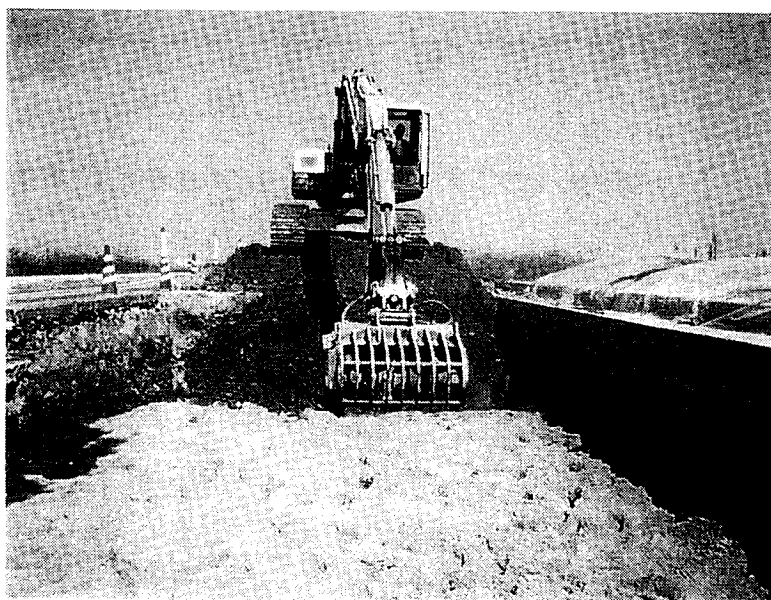


写真4 特殊バケットを用いて
スラブを施工する状況



5 施工後の観測結果

観測地点は、図-1に示した①～⑬であり、水準測量により沈下量を求めた。本報告でいう段差とは、⑦と⑥および⑧の差をいい、沈下とは、①、②、⑫、⑬の経時変化である。アプローチの端部と一般盛土部との接点の段差が生じるおそれがあるので、③と④、⑩と⑪の観測を行った。

佐賀空港連絡道路のC・A非施工箇所と、C・A施工箇所の観測結果を図-2、図-3に示す。非施工の図-2では函渠横の段差が6 cm 発生しており、ついには函渠の上の舗装を削り取って補修しているが、施工箇所の図-3によれば段差は発生しておらず滑らかであることが分かる。図-4は、国道207号の施工箇所の例である。空港道路より観測期間は長いが大きな段差は発生していない。

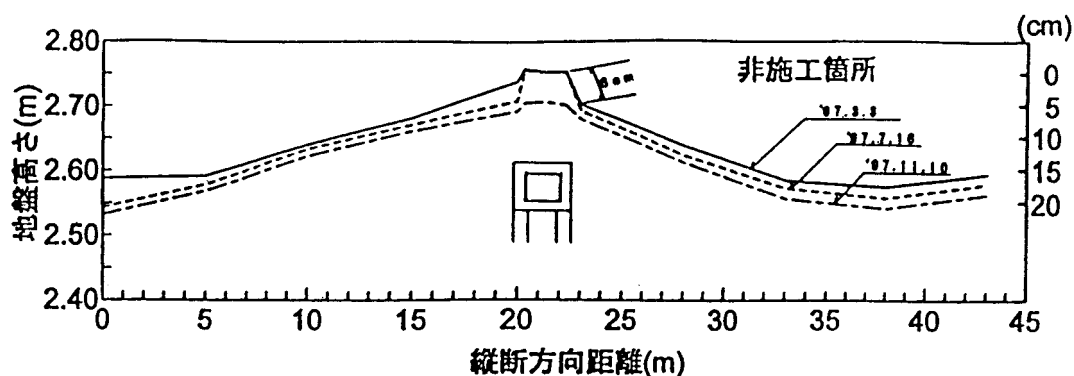


図-2 コラムアプローチ非施工箇所の観測例 (佐賀空港道路No.262+15.8)

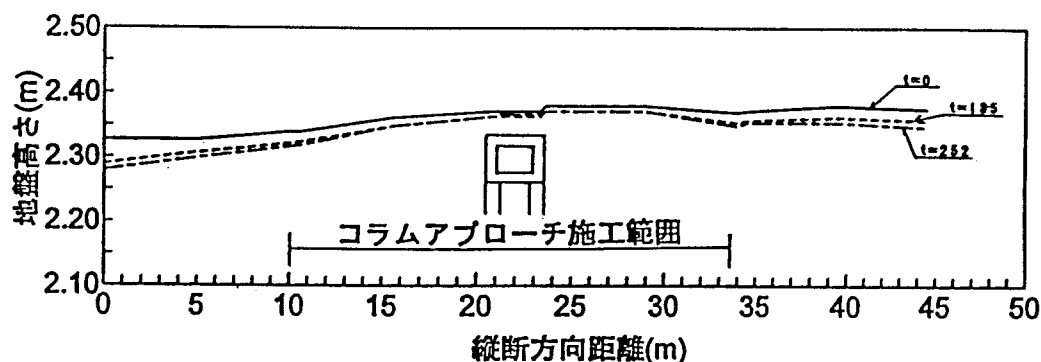


図-3 コラムアプローチ施工箇所の観測例 (佐賀空港道路No.300+8.3)

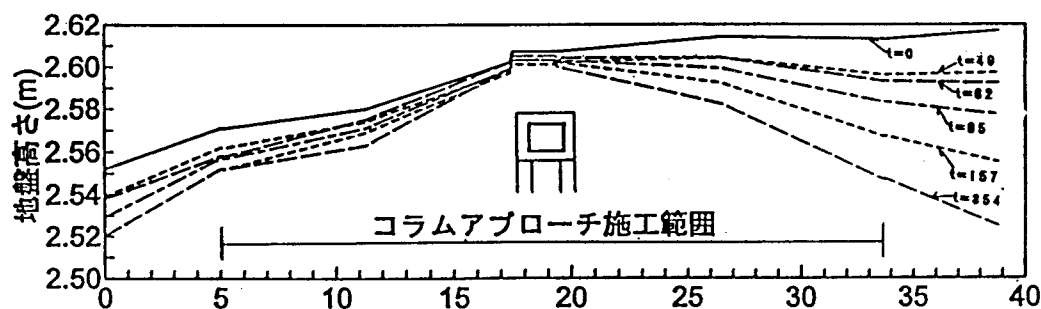


図-4 コラムアプローチ施工箇所の観測例 (鹿島R207号No.108+0)

図2、3、4は、路面の高さをそのまま示したものであるが、函渠の上においても路面は下がっている。これは、路盤・舗装が交通荷重により圧縮されるためであり、段差と沈下の計算に際しては除いて考える必要がある。そこで、函渠の上の圧縮量を除いた段差と沈下の関係を求め、図-5に示した。

C・A非施工箇所は、観測開始時に既に段差が発生していたので、沈下量は函渠より5～20m離れた地点の路面高の変化量を用いた。同様に段差は函渠横の路面高の変化量である。C・A非施工の場合には、図-5中の1:1の実線の近くに分布するはずであるが、衝撃荷重の影響で実線の左側に分布する例もある。C・Aが施工されている地点においては、図-5の右下に分布しており、段差抑制効果は明らかである。

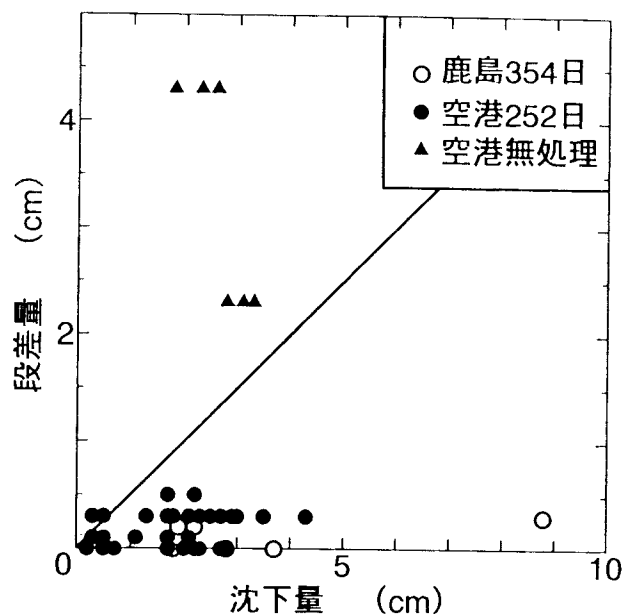


図-5 段差と沈下量

6 今後の課題

今後の課題としては、①アプローチ長さ、②スラブ厚さ、③コラムの強度に対して合理的な設計法を開発する必要がある。①のアプローチ長さば、現在アプローチ勾配として、最も車高の低いセミトレーラーがBOXを跨いでも支障のない勾配として5%を採用している。これは道路構造令の最小曲率半径を用いると、沈下に対する必要なアプローチ長さが40～50mと長くなり、隣接するBOXとアプローチが連続するおそれがあることと、経済的に不利になるためである。このため走行性は多少犠牲にしても経済的である5%とした。しかし静的+動的沈下量が少ない場合でも5%で設計するとアプローチの長さが4～5mとなる。このような短いアプローチは、走行性を悪くすることからアプローチ長さを決定する手法の開発が必要である。現在のところ図-6を用いて設計している。

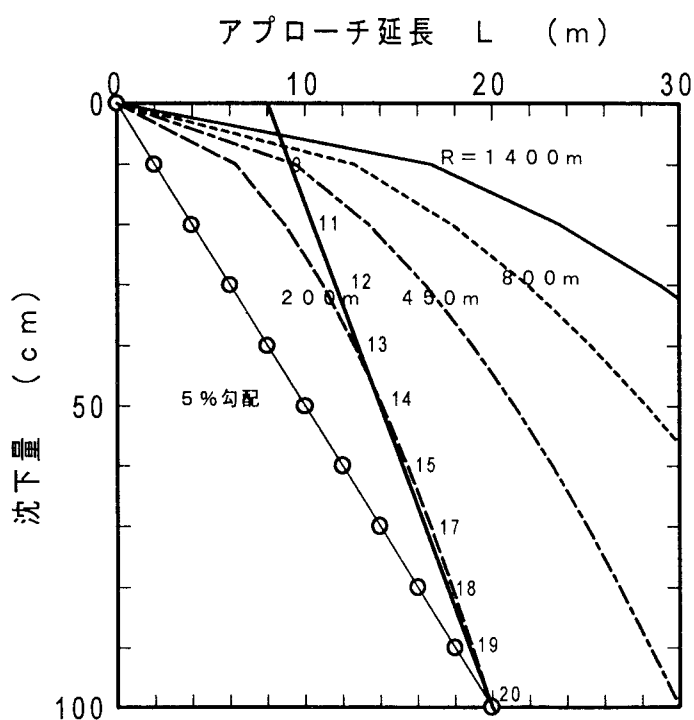


図-6 アプローチ延長の設計図表 (図の太線)

②は、従来、パンチングシアあるいは、版として設計されていたが、コラム間の非改良層の抵抗を考慮した合理的な設計法を開発した。その一部を、図-7に示す。

次に③の、コラムの必要強度については現在、柔構造樋管の設計法に準じて行っているが、より低い強度でも十分に機能するのではないかと指摘があり、検討を進めている。

また、BOX横へ第1列目のコラムを施工する位置の問題がある。段差抑制のためには、極力コラムを近づけたいが、改良によるBOXへの影響を考えると、ある程度の距離をとらなければならないという相反した条件がある。さもないと施工の段階でBOXの移動や破壊が考えられる。実際の施工は0.4mとしたが、BOXへの影響の調査ならびに最適な間隔の決定法の検討が必要である。現在までのところ、コラムの施工により既存の構造物が破壊・変形した例はない。

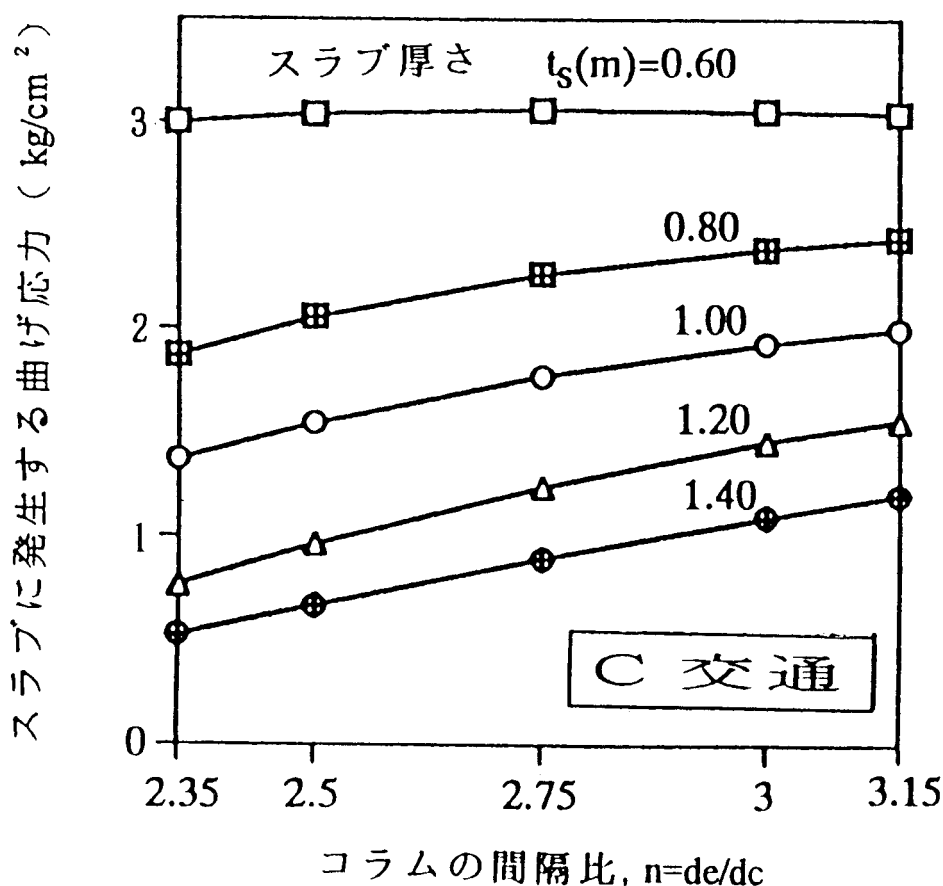


図-7 コラム間隔とスラブに発生する曲げ応力の関係

7 まとめ

段差抑制工法としてのC・A工法の紹介、ならびに本工法を施工した箇所の実態調査結果を示した。本工法は段差発生量を2cm以下とすることを目的としている。観測期間は1年未満であり、今後の観測が必要であるが、現在までのところ目的を達していることが分かった。

参考文献

1) 藤川和之・三浦哲彦・別府五男；低盛土道路の実態調査と交通荷重による圧密沈下の予測，地盤工学会論文報告集 Vol.36, No.4 1996.12

薄型多数アンカー式補強土壁工法の部材耐力とその施工性について

岡三興業株式会社

//

//

//

川原 秀樹

三澤 清志

小浪 岳治

原田 智嘉

1. はじめに

平成 6 年に「多数アンカー式補強土壁工法設計・施工マニュアル」¹⁾ が(財)土木研究センターから発刊されて以来 4 年が経過した。その間、補強土壁工法の社会的認知に伴い施工実績は着実に伸びてきている。その一方、現在公共工事の大幅なコスト縮減が急務とされており、当工法に対しても材料費の縮減が望まれている。

この様な背景をもとに平成 8 年に当工法におけるコスト縮減の方策として、壁面材の薄型化を図った薄型多数アンカー式補強土壁工法の開発を行い^{2), 3), 4)}、種々の実験により部材の強度また施工性について確認してきた。

本報文は、薄型多数アンカー式補強土壁工法開発の概要、部材耐力確認実験結果、施工性確認実験結果、コスト縮減効果について報告するものである。

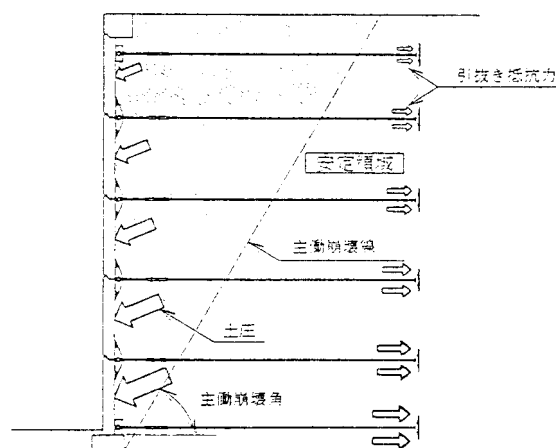
2. 工法原理

多数アンカー式補強土壁工法は、コンクリート製壁面材と盛土内に配置したアンカープレートとをタイバーで緊結して直壁を有する盛土構造物を構築する工法である。

多数アンカー式補強土壁に使用する部材に要求される性能は次のとおりである。

- ・壁面材は、前壁に作用する土圧に対して十分な耐力を有すること。
- ・アンカープレートは、前壁に作用する土圧と釣り合う引き抜き抵抗力を発揮できること。
- ・タイバーは、前壁に作用する土圧をアンカープレートに支障なく伝達できる構造と耐力を有すること。
- ・盛土材料は、多数アンカー式補強土壁を安定した構造物とするに足る品質であること。

土圧 = 引き抜き抵抗力



3. 開発目標

今回開発した薄型コンクリート製壁面材による多数アンカー式補強土壁の構造を従来のものと比較して図-2に示す。

開発した部材はコンクリート製壁面材、およびタイバーと壁面材を接続するコネクタであり、それぞれの開発目標は次のとおりである。

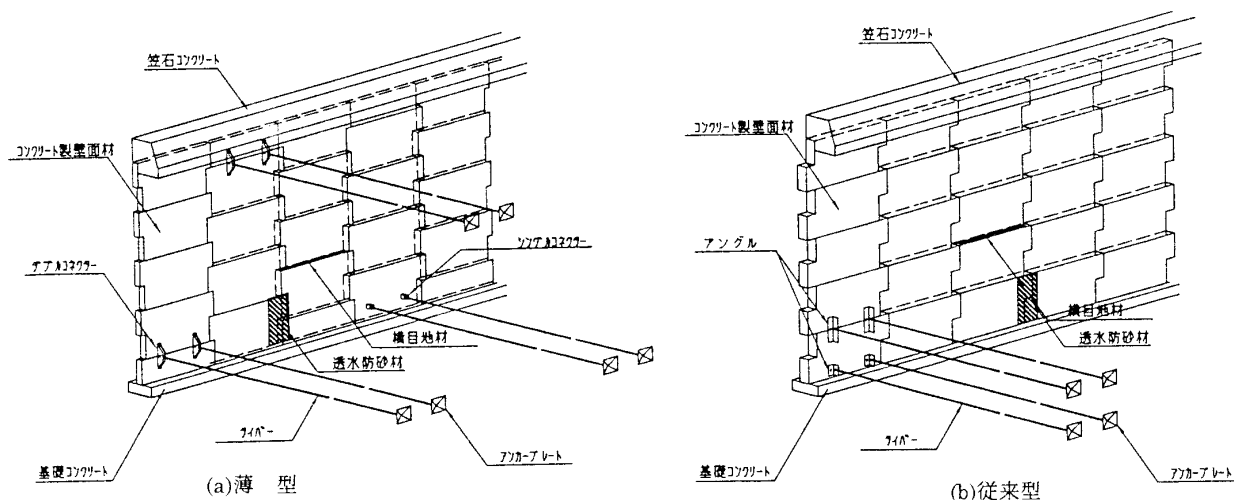
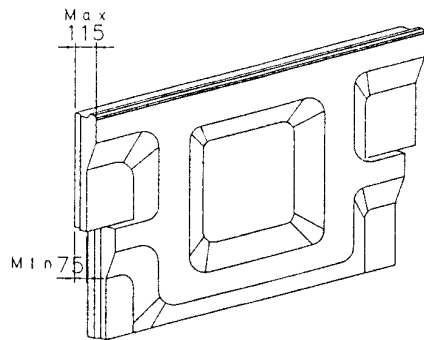


図-2 概要図

(1) 薄型コンクリート製壁面材

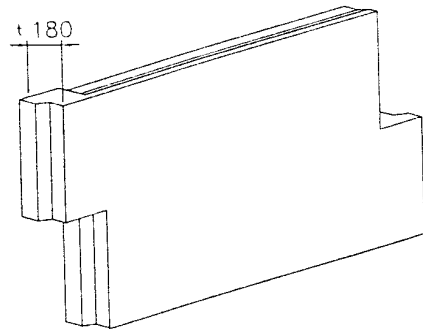
薄型コンクリート製壁面材は、以下の項目を目的として開発を行い、その形状を図-3 に従来のものと同時に示す。

- ・従来型の壁面材と同様、壁背面に壁高14～16m程度に相当する水平土圧 10tf/m^2 が等分布荷重として作用した場合に十分な耐力を有していること。
- ・壁面材に埋設されたインサートが土圧をタイバーに伝達するための耐力を有していること。
- ・従来型壁面材を設置する際に問題となることのあった方向性を無くすること。
- ・薄型化することによりコンクリートボリュームを減らし、材料費削減を図ること。



版 厚：最大 11.5cm、最小 7.5cm
設計法：限界状態設計法

(a) 薄型



版 厚：18.0cm
設計法：許容応力度計法

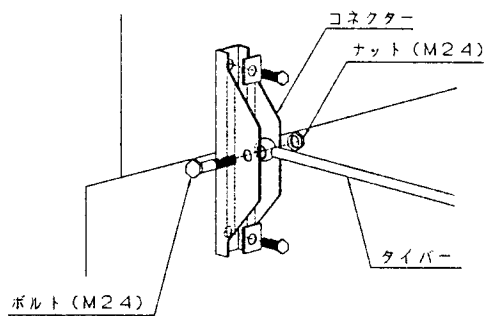
(b) 従来型

図-3 コンクリート製壁面材

(2)コネクター

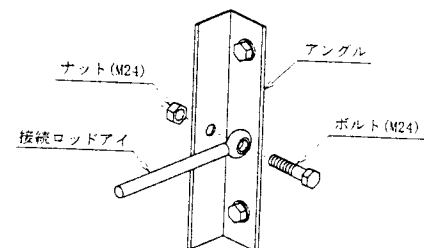
コネクターは、以下に示す項目を目的として開発を行い、図-4に従来のもの(アングル)と同時に示す。

- ・壁面に作用する土圧をタイバーへ伝達すること。
- ・図心をタイバーと同一線上として、偏心荷重を生じさせないこと。



名 称：コネクター
板 厚：4.5mm、6.0mm、9.0mm

(a) 薄型



名 称：アングル
板 厚：10.0mm、12.0mm

(b) 従来型

図-4 コネクター形状図

4.部材耐力確認、施工性確認実験

薄型コンクリート製壁面材、コネクターの耐力確認実験を実施して、それぞれの性能を確認した。また、実物大施工実験を実施して、施工性の確認を行った。

(1) 壁面材耐力確認実験

(i)試験方法

実施工時に壁面材に作用する荷重条件を出来るだけ再現するために、図-5に示す鋼製型枠に盛土材料を模した山砂を1層9cmの4層で詰め、その上に4本のタイバーを取り付けた供試体(コンクリート製壁面材)を設置した。その後、鋼製型枠の下部からセンターホールジャッキを用いて4本のタイバーを均等に引張ることにより、供試体の背面に水平土圧相当する等分布荷重を加えてインサート部を含むコンクリート製壁面材の耐力を確認した。

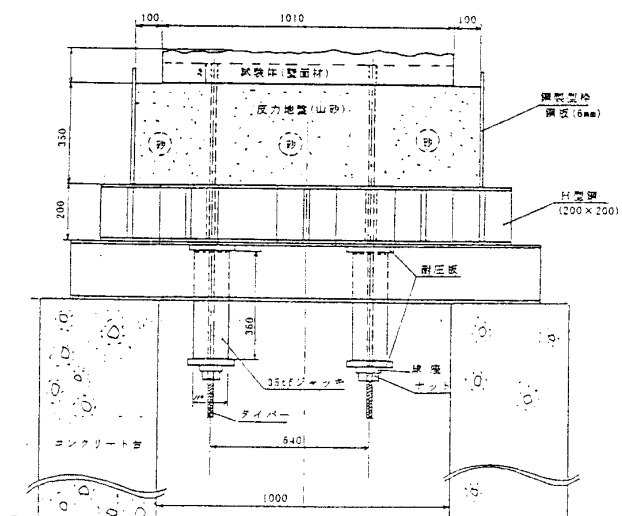


図-5 薄型コンクリート製壁面材耐力確認実験

(ii) 実験結果

水平土圧に相当する等分布荷重 10.0tf/m^2 は、図-6 に示すとおりタイバー1本当たりの引張力が 3.75tf のとき生じる。コンクリート製壁面材の終局的な破壊は、タイバー1本当たりの引張力が 11.5tf 、等分布荷重 30.7tf/m^2 のとき生じた。このことから、コンクリート製壁面材の終局的耐力は、設計で期待する水平土圧の3.0倍以上であることが確認できた。図-7は、破壊時における壁面材のクラック状況を示しており、壁面材はインサート埋設位置を中心とした分割片状に破壊する。この分割片は、土圧に抵抗するアンカープレートと対になるものであり、適切な破壊形態といえる。

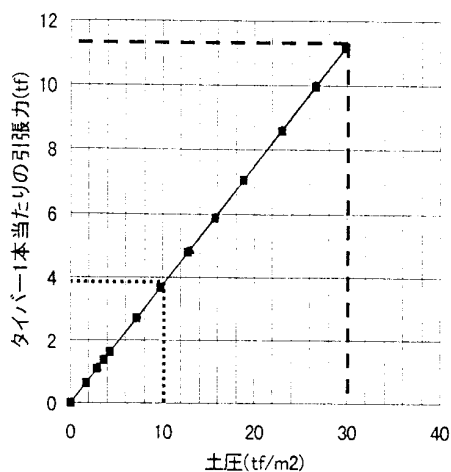


図-6 荷重-土圧対応図

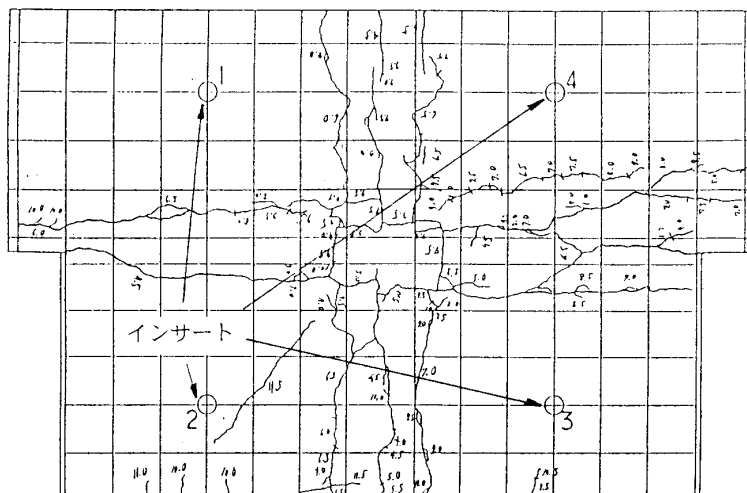


図-7 ひび割れ状況

(2) コネクター耐力確認実験

(i) 実験方法

図-8 に示す装置でコネクターの耐力確認実験を実施した。すなわち、コネクターはコンクリート製壁面材に相当する台座に固定してロッドにより引張力を载荷した。

コネクターを除く部材(台座、ボルト、ロッド)は、コネクターの材質SS400 に対し高強度の材質(モリブデン鋼)を使用しこれらの部材が破壊しない条件で耐力の確認を行った。

(ii) 試験結果

コネクターの破壊荷重は、表-1 に示す結果となった。いずれの実験結果も設計値の2.8倍以上という結果であり、必要な耐力を有していることが確認できた。

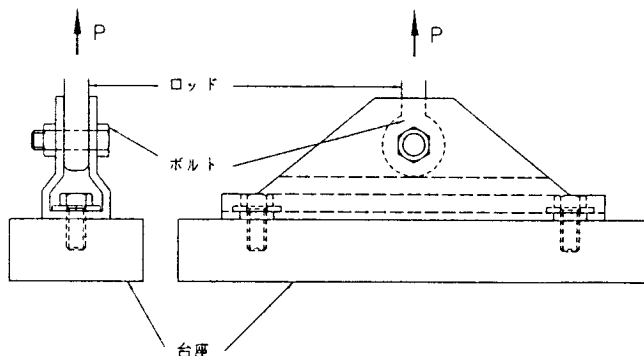


図-8 コネクター耐力確認実験(ダブルコネクター)

表-1 コネクター耐力実験結果

種類※	設計値(tf)	実験値(tf)
4.5S	5.040	14.388
4.5D	4.741	18.571
6.0S	6.720	20.235
6.0D	6.404	25.786
9.0S	10.080	31.837
9.0D	9.848	34.929

※数字は、板厚(mm)を示す。

記号 S は、シングルコネクター

記号 D は、ダブルコネクター

を示す。(図-1 参照)

(3) 実物大施工実験

(i) 試験方法

薄型壁面材を用いた多数アンカー式補強土壁の実物大施工実験は、施工規模は 120m^2 (壁高 4.0m 、延長 30.0m)、作業人員5名により行い、施工性を確認した。

盛土材料は、ローム質土であり、一層の仕上り厚さを 25cm として締め固めた。締め固めた盛土材料の湿潤単位体積重量は 1.4tf/m^3 程度であった。また、壁面平面線形は延長 30m の直線部と $R=30\text{m}$ の曲線部としてそれぞれの区間における施工性を確認した。

(ii) 実験結果

今回の施工実験では、8日間で 120m^2 を構築($15\text{m}^2/\text{日}$)することができ、計測に伴う作業に要した時間等を考

慮すると、作業時間に関しては従来型と変わらないと判断することができる。また、施工性に関しては、壁面材の軽量化により壁面材の設置が容易となり、良好な結果を得ることができた。また、R=30 m区間の施工性も良好であった。

施工3ヶ月後に壁面形状を観測した結果を図-9に示した。壁面は鉛直に対して約10mmと施工直後からほとんど変位は生じていないことが明らかとなった。

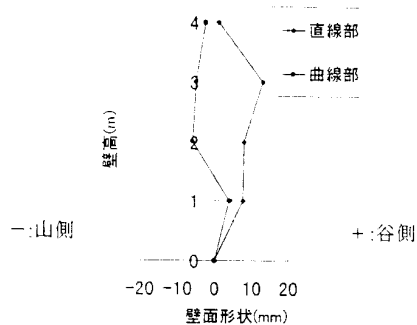
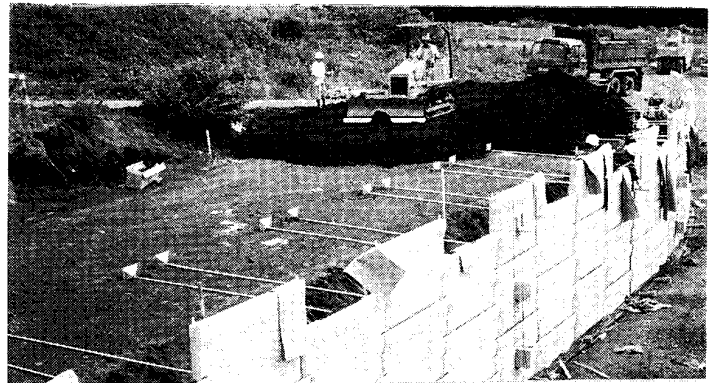


図-9 施工3ヶ月後の壁面変位



写-1 実物大施工実験

5. コスト削減効果

図-10、表-2に示す設計条件において薄型多数アンカー式補強土壁と従来型多数アンカー式補強土壁の比較を行いコスト削減効果を確認した。

試設計によると薄型多数アンカー式補強土壁の材料費は33,000円/m²、対して従来型多数アンカー式補強土壁は41,500円/m²となり、約20%削減できることが明らかとなった。

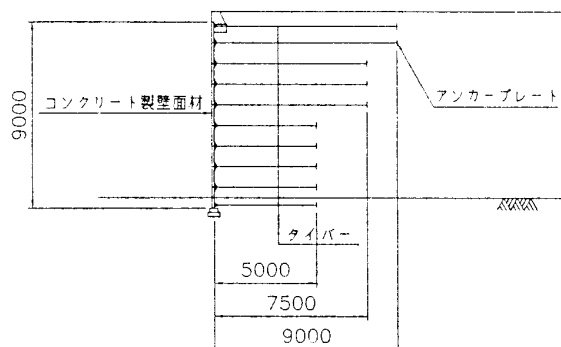


図-10設計断面

表-2 試設計結果

設計条件	壁高	9.0m	
	盛土条件	$\gamma=1.9\text{tf/m}^3$ 、 $\phi=30^\circ$ 、 $C=0.0\text{tf/m}^2$	
	地盤条件	$\gamma=2.0\text{tf/m}^3$ 、 $\phi=40^\circ$ 、 $C=0.0\text{tf/m}^2$	
	設計水平震度	Kh=0.15	
結果		薄型	従来型
	材料費	33,000円/m ²	41,500円/m ²
	材料費比較	80	100

6. おわりに

平成9年6月より薄型多数アンカー式補強土壁は、高速道路工事を中心に導入が開始され、現在着実に実績を伸ばしてきている。北海道においては、現在北海道横断自動車道中央（その2）工事等において施工されている。

今回の薄型多数アンカー式補強土壁工法の開発により、様々な擁壁工法より低コスト化が図られていた補強土工法の更なる合理化を図ることが可能となった。

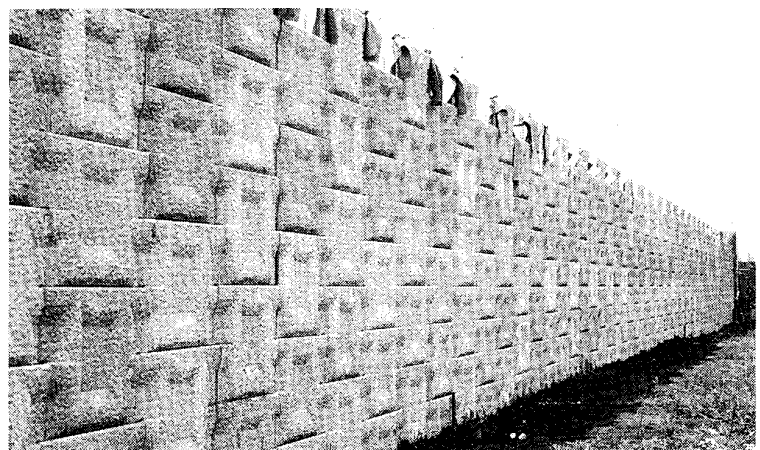


写真-2北海道横断自動車道中央（その2）工事（施工中）

〈参考文献〉

- 1) 財団法人土木研究センター：多数アンカー式補強土壁工法設計・施工マニュアル、1994
- 2) 川井、殿垣内：補強土壁工法における新しい薄型壁面材の提案、第32回地盤工学研究発表会、1997、p2511～2512
- 3) 三澤、川原、川井：多数アンカー式補強土壁工法の壁面材薄型化について、第32回地盤工学研究発表会、1997、p2491～2492
- 4) 川井、殿垣内：補強土壁工法の効率的な選定にみる課題、土木学会第52回年次学術講演会、1997、p530～531

平成11年5月

北海道土木技術会会員各位殿

土質基礎研究委員会 技術小委員会
小委員長 神谷光彦

Q & A集および事例集の募集について

当小委員会では「土質・基礎に関するQ & A集」および「土質基礎に関する事例集」の次号発刊に向けて、質問事項および工事事例集原稿を募集しています。会員諸氏のご協力をよろしくお願い致します。Q & A集については、貴社の技術力の向上に役立つ他に、経験工学と言われる土木工学を学んできた、北海道の若い技術者にとっても有益なものになると考えています。また、事例集においては、Q & A集と同様のことに加えて、最近の公共事業削減による土木産業の競争激化が予想されるなかで、貴社の技術力アピールにも役立つものと考えます。これらの趣旨をご理解のうえ、どしどしお寄せください。

1. 土質基礎に関するQ & A集（第2集）」質問募集要項

- (1) 既に解決済みであるが、これまで現場の担当者等から問い合わせのあった質問事項
(この場合は、解決済みの回答もいっしょにお寄せいただくと幸いです。)
- (2) 実際に問題となっていないが、これを機会に解決方法を整理したい事項
- (3) 現場の担当者、あるいは若い技術者からよく質問される事項
- (4) その他、理由を知りたい、あるいは解決したい事項

その他、質問の内容は、限定しません。また、箇条書き程度の簡単なものでも結構です。質問（複数可）の記入に際しましては、質問記入用紙（別紙）を必要に応じて適宜複写してご使用ください。

なお、質問にあたっては図やポンチ絵等をつけて、質問の意味を解りやすくしていただけると幸いです。

問い合わせ提出先 : 〒062-0392 札幌市豊平区平岸1条3丁目
北道開発局開発土木研究所農業開発部地質研究室
日下部 祐基
Tel:011-841-1111 Fax:011-824-1226 E-mail:kusakabe@ceri.go.jp

質問記入用紙

貴社名

質問者名

ご連絡先 住所：

T e l：

F a x：

質問事項：

2. 「土質基礎に関する事例集」原稿募集要項

事例の内容は、調査設計および施工全般を対象とし、新工法新技術の活用事例、工期の短縮事例、工費の削減事例、難工事調査設計施工の成功（失敗）事例など、月並みな工法でも何か工夫したものであれば全て対象とします。募集範囲は、全国の施工事例を対象とします。

事例集のフォーマットは、以下を基本とします。

事例題目、担当社名、発注機関名 （これらは、都合により省いても結構です）

1. まえがき
経緯など
2. 工法の概要
3. 地盤の概要
土質構成, 土性, 問題点など
4. 施工の概要
施工計画, 計測管理, 工夫した点, 結果, 問題点など
5. あとがき
まとめ, 今後の課題など

原稿記載要領

- (1) 上下左右の余白, 1 行の字数, 1 ページの行数などは、地盤工学会研究発表会原稿執筆要領に準ずる
- (2) 6 ページ以内の偶数ページ
- (3) オフセット印刷とする
- (4) 既発表でもかまわない
- (5) ワープロ仕上とする

問い合わせ提出先 : 札幌市中央区北 5 条西 2 5 丁目 4 番 1 号 525MMビル

有限会社 地盤工房

稲 直美

Tel:011-614-3077 Fax:011-614-3078 E-mail:n-ine@db3.so-net.ne.jp