

土木・建築技術者のための
最新 軟弱地盤ハンドブック

編集 株式会社 軟弱地盤ハンドブック編集委員会
発行 株式会社 建設産業調査会

安定処理を路盤に用いていた。中国では約2000年前の秦の始皇帝時代に万里の長城と堤防の建設に石灰が用いられた。わが国では高松塚古墳に石灰の使用が見られるのを初めとし、消石灰に白土（純度の高い粘土）を混ぜた二和土、三和土が用いられてきた。1871年、セメントが生産されると、石灰にかわって、セメントを用いるソイルセメント工法が登場し、道路の路床、路盤の改良に使用されている。しかし、路床、路盤の場合には、その含水比が塑性限界付近の含水比のために、土を一応粉体とみなせる。石灰、セメントも粉体であるから、混合・攪拌も比較的容易で、転圧・締固めにより良好な土質安定処理が可能となる。しかし、軟弱地盤の場合には、土の含水比が液性限界、または、これ以上の高含水比になり、土は攪拌により液体の性状を示す。添加する石灰、セメントが粉体のままでは、均一な混合・攪拌が不可能になる。攪拌のメカニズムからみて、添加する土質改良材は液体（スラリー）であることが条件になる。石灰はスラリーにすると改良効果が激減するので、セメントの水硬性にたよらざるをえない。ところで、軟弱地盤が有機成分を含むと、セメント単味では改良効果がでないことがある。このため、セメントを主安定材とし、これに添加剤（改良効果を促進、遅延、アルカリ刺激するための焼石コウ、消石灰、水さいスラグ、リグニンスルホン酸ソーダなど）を加えた土質安定材をセメント系安定材という。

浅層混合処理は9章9節の深層混合処理に対比した名称である。このため、軟弱地盤の表面をソイルセメントのようにセメントを粉体のまま混合攪拌する表面混合処理については、ここで述べない。

セメント系スラリー工法は、昭和40年代なかばから施工され初め、現在では河川、運河、海底に堆積したヘドロの固化、浚渫、埋立地での土工機械のトラフィカビリティの確保、シート工法などとの併用による覆土工法、水路構造物、護岸基礎、家屋基礎、宅地造成での土構造物として採用されている。

セメント系スラリー工法の改良原理はセメントによる水和生成物が土粒子を接着（セメンテーション）することにある。このほかに、セメントから溶けだしたCa⁺⁺が粘土の表面に吸着しているNa⁺、K⁺など入れ換わるイオン交換作用、水和反応により生じる遊離石灰と粘土粒子との間のポズラン反応が加わる。

9.2.2 適用条件

セメントスラリーを用いた工法には前述のように深層混合処理もある。深層混合処理では、応力の伝播、変形

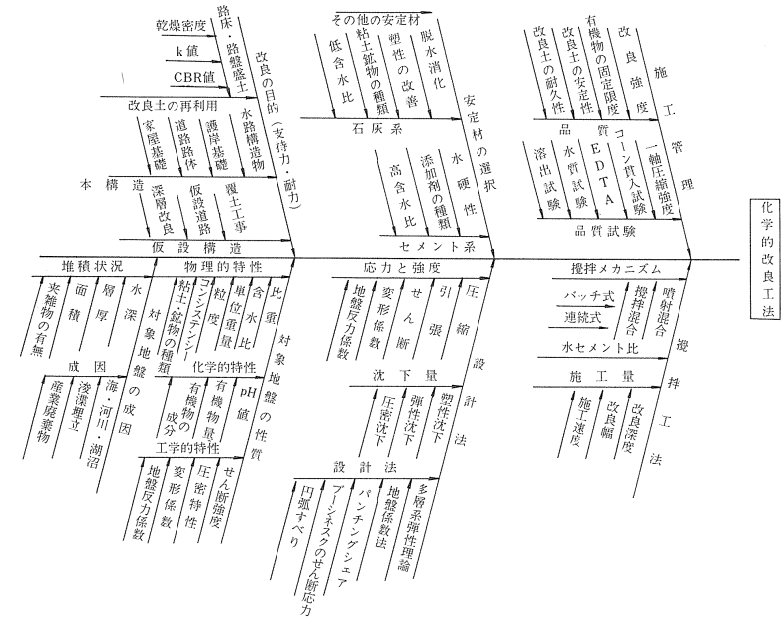
の方向がおもに垂直方向で、改良強度は改良土の圧縮強度とせん断強度とが重要である。改良深度は数十メートルにおよぶが、対象の土は沖積シルト・粘土で含水比は液性限界付近までの含水比である。一方、浅層混合処理は平面的な広がりをもつので応力伝播に水平方向が加わる。改良強度は曲げ引張強度が重要になる。改良深度も数メートルのオーダーであるが、対象の土は浚渫・埋立土、産業廃棄物の処分地、河川や湖沼の表面に堆積する土などで、ときには有機物を多量に含むこともあり、含水比は液性限界を超え、その数倍の高含水比になることもある。したがって、対象の土質は深層混合処理の土質よりも悪いのが通常である。

セメントスラリー工法による浅層混合処理の調査・設計、施工管理に関する要因をまとめたのが図9.2.1である。この図について、まず調査に関する要因から説明しよう。

調査は大別して施工範囲を決めるための軟弱地盤の深さ方向の分布および平面的な堆積状況を知る調査と、設計に必要な軟弱地盤の物理的、工学的性質を知る調査とに分けることができる。前者の調査についてはセメント系スラリーと土との混合攪拌の際に支障となる夾雑物の

有無と分布の調査が加わる。埋立中に、軟弱地盤に放置された、沈木、ワイヤー類、木柵などの夾雑物は、混合攪拌作業の際に、攪拌シャフトの貫入、引抜き、攪拌翼の回転の支障となり、これらの破損、モーターの過熱などのトラブルから、施工能率を大幅に低下させる原因になる。後者の調査についてはサンプリングした試料で土粒子比重、含水比、湿潤単位重量、粒度、コンシステンシーなどの物理試験とせん断強度、圧密特性などを知る工学試験、および水質、粘土鉱物、有機物量と有機成分、有害物質などを試験する。セメントの水和反応はアルカリ雰囲気環境で進行するから、pHが低いと改良強度があがらない。土中の粘土分は水和作用で生じる消石灰の吸着、ポズラン反応のために必要であるが、アロフェンなどの粘土鉱物を含むと改良強度が発現しない場合がある。有機物量は少ないがよい。しかし、有機成分によっては少量であっても悪い影響がある。とくに腐植酸のなかのフミン酸はセメントの硬化を阻害する。また硫酸塩は化学的に改良された土の構造を破壊し耐久性、安定性を低下させる。したがって、設計、施工にあたっては上記の綿密な調査を行なうべきである。

図9.2.1 浅層混合処理（セメント系スラリー工法）の関連要因



9.2 浅層混合処理（化学的）工法

9.2.1 工法の目的・原理

化学的土質安定処理の歴史はきわめて古い。古代エジプトでは焼石コウと砂とを混ぜた気硬性材（空気中の炭酸ガスと反応して固まるが水に溶ける。乾燥しているエジプトではこれでよい）を用いてピラミッドの建造を行なった。ギリシャ時代には石灰岩を低温で焼いた消石灰を城壁の目詰めに使い、ローマンロードでは石灰による

9.2.3 配合試験と改良土の性質

セメント系スラリーによる改良土の工学的性質、とくに改良強度は、①土の物理化学的性質、②セメント系安定材の成分、混合比、③攪拌条件と攪拌時間、④攪拌後の養生条件と材令などで変化する。このため配合試験の標準化が要請され、1980年10月、土質工学会により、安定処理土の試験方法に関するシンポジウムが開かれ、試験法の標準化(案)の検討がなされた³⁾。このなかで、用語の統一もはかれている。安定材の材、添加剤の剤がその例である。試験条件は混合時間10分、圧縮試験用の供試体は直径50mm、高さ100mm、養生は湿度95%以上、養生温度は20±3℃である。浅層混合処理の場合には、曲げ引張強度が必要になるので、曲げ試験用の供試体を作製する。筆者の研究室では、4×4×16cmの中央に1cmのノッチをもつ供試体に両端から内側の1cmの位置を支点とし、中央の位置に載荷し、ノッチ部で強制的に破壊させている。

つぎに、設計に必要な改良土の工学的性質について述べよう。

(1) 単位重量 γ_c

浅層混合処理の場合、安定材は対象土の湿潤重量 γ_w の5~15%である。この安定材をスラリーにする割合は安定材：水=1：(1.5~2.0)なので、スラリーの重量は1.29~1.37 tf/m^3 になる。このため改良土の湿潤重量 γ_c は増加しないという利点がある。

(2) コンシステンシー

塑性限界が上昇し、塑性指数は小さくなり、砂質土化し、掘削後の土工作業が容易になる。

(3) 一軸圧縮強度 q_u

安定材の量を増やすことで改良強度を調節することができるが、浅層混合処理の場合には一般に $q_u=1.0\sim6.0$ kgf/cm^2 程度で、深層混合処理に比較すると1オーダー低い改良強度である。 q_u は養生日数の常用対数に比例して発現する。

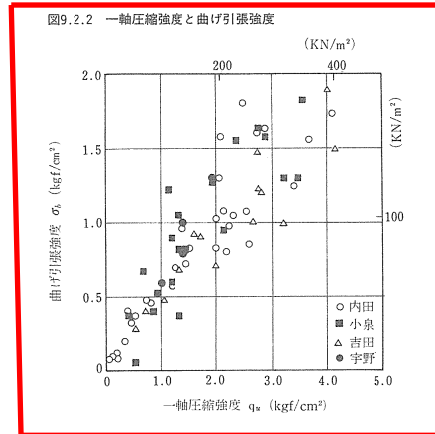
(4) 変形係数 E_{50}

改良土の応力~ヒズミ曲線の特徴的なことは q_u を生じるときの破壊ひずみが0.4~1.0%で未改良土の破壊ひずみ3~5%に比較して小さい。安定材の割合で $E_{50}=50\sim5\times 10^4$ kgf/cm^2 に変化し、 $q_u<70$ kgf/cm^2 で $E_{50}=189$ q_u 、 $q_u<5$ kgf/cm^2 で $E_{50}=136q_u$ 、 $q_u<1.0$ kgf/cm^2 で $E_{50}=125q_u$ と q_u が小さくなるにつれて係数が小さくなる³⁾。

(5) 曲げ引張強度 σ_b

せん断強度よりも曲げ引張強度が改良断面を左右する。試験法の相異で σ_b は若干相異なるが q_u と σ_b との関係を図9.2.2に示す。試験法、土質、含水比、安定材の量

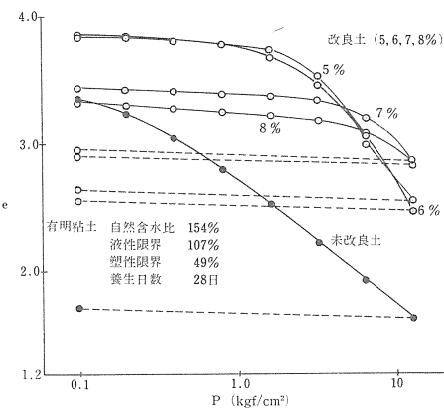
で $\sigma_b=(0.33\sim0.75)q_u$ とばらつくので、曲げ引張試験を行なって、曲げ引張強度を決定することが望ましい。



(6) 圧密特性

未改良土、改良土の $e\sim\log p$ 曲線を図9.2.3に示す。未改良土は圧密荷重 p の増加につれて e が急激に減少(沈下)を生じ、明確な圧密降伏応力 p_y は見られない。改良土では明確な p_y を生じる。安定材の量を増やすと p_y は大きくなる。 $q_u<p_y$ の範囲では e はほとんど変化しない。したがって、通常の荷重範囲では改良土自体の圧密は問題にしないでよい利点がある。 $p_y=(1.2\sim1.3)q_u$ とみてよい。

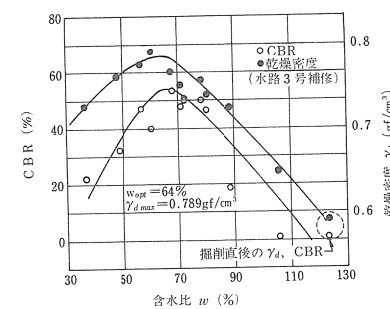
図9.2.3 e~log p 曲線



(7) 掘削土の締固め

コンシステンシーが改良されるので、掘削、運搬などの土工作業が容易になる。また、盛土材として掘削土の流用も可能である。図9.2.4は掘削直後と、掘削後に数日間放置したときの改良土の CBR 試験と締固め試験の結果である。掘削直後ではセメント水和生成物中の含水ゲルが締固めエネルギーにより自由水化するので、 γ_d 、CBR が低い。しかし、数日の天日乾燥で CBR=40~60% が得られ、盛土材としての流用が可能である³⁾。

図9.2.4 含水比と CBR



9.2.4 設計法

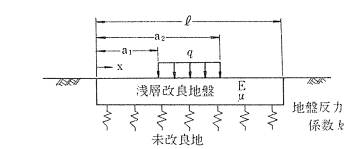
軟弱地盤を浅層混合処理すると、図9.2.5のように、上部の浅層改良地盤と下部の未改良地盤の二層系地盤となる。ここで、設計上検討する項目は、改良地盤の沈下、改良地盤に発生する曲げ引張応力、せん断応力、パンチングシア、未改良地盤への地盤反力などである。これらの工学的挙動は改良断面の形状、変形係数、ポアソン比、未改良地盤の粘着力、変形係数、地盤反力係数 k などに依存する。

二層系地盤の設計法には、地盤係数法、多層弾性体の層構造法、有限要素法がある。このなかで、有限要素法は未改良地盤の変形係数、境界条件の設定に問題を残しているため、比較的計算が容易で、軟弱地盤の特性をより反映している地盤係数法が実用的である。

地盤係数法はウインクラー (E. Winkler 1867) が提案し、チンメルマン (H. Zimmermann 1888) により鉄道のレールの設計に用いられた方法である。浅層混合処理では未改良地盤を地盤反力係数 k のスプリングの集合と考えている。 k は地盤に加わる応力 p とそのときの沈下量 y との比 $k=p/y$ である。

地盤係数法では改良地盤の底面変位は未改良地盤の沈下量に等しく、改良地盤の層厚はその改良延長に比べて

図9.2.5 浅層混合処理による二層系地盤モデル



薄いと考え、(9.2.1) 式が成立する。

$$w^{(4)}(x) + 4d^4 w(x) = q/D \quad \dots\dots\dots (9.2.1)$$

$$\text{ここで、} a = \sqrt[4]{\frac{bk}{4D}} \quad D = \frac{EI}{1-\mu^2}$$

- w : 沈下量 (cm)
- D : 改良地盤のたわみ剛性 (kgf/cm²)
- b : 改良地盤の幅 (cm)
- k : 未改良地盤の地盤反力係数 (kgf/cm²)
- E : 改良地盤の変形係数 (kgf/cm²)
- μ : 改良地盤のポアソン比
- I : 改良地盤の断面二次モーメント (cm⁴)

(9.2.1) 式の一般解は (9.2.2) 式となる。

$$w(x) = A_1 Y_1(x) + A_2 Y_2(x) + A_3 Y_3(x) + A_4 Y_4(x) \quad \dots\dots\dots (9.2.2)$$

ここに、 A_1, A_2, A_3, A_4 は境界条件から決まる任意定数である。

$$Y_1(x) = \cos ax \cdot \cosh ax$$

$$Y_2(x) = \frac{1}{2}(\sin ax \cdot \cosh ax + \cos ax \cdot \sinh ax)$$

$$Y_3(x) = \frac{1}{2} \sin ax \cdot \sinh ax$$

$$Y_4(x) = \frac{1}{4}(\sin ax \cdot \cosh ax - \cos ax \cdot \sinh ax)$$

図9.2.5のように、有限長 l の浅層改良地盤上に、等分布荷重 q が載荷されている場合の解は、つぎのようになる。

$0 \leq x \leq a_1$ 区間で

$$w(x) = w(o) \cdot Y_1(x) + \frac{1}{\alpha} \delta(o) \cdot Y_2(x) \\ \delta(x) = -4\alpha \cdot w(o) \cdot Y_4(x) + \delta(o) \cdot Y_1(x) \\ M(x) = 4\alpha D \{ \alpha \cdot w(o) \cdot Y_3(x) + \delta(o) \cdot Y_4(x) \} \\ Q(x) = 4\alpha^2 D \{ \alpha \cdot w(o) \cdot Y_2(x) + \delta(o) \cdot Y_3(x) \}$$

$a_1 \leq x \leq a_2$ 区間で

$$w(x) = w(o) \cdot Y_1(x) + \frac{1}{\alpha} \cdot \delta(o) \cdot Y_2(x) \\ + \frac{q}{kb} [1 - Y_1(x - a_1)] \\ \delta(x) = -4\alpha \cdot w(o) \cdot Y_4(x) + \delta(o) \cdot Y_1(x) \\ + \frac{4\alpha q}{kb} \cdot Y_4(x - a_1)$$

$$M(x) = 4\alpha D \{ \alpha \cdot w(o) \cdot Y_3(x) + \delta(o) \cdot Y_4(x) \} - \frac{4\alpha^2 q D}{kb} \cdot Y_3(x - a_1)$$

$$Q(x) = 4\alpha^2 D \{ \alpha \cdot w(o) \cdot Y_2(x) + \delta(o) \cdot Y_3(x) \} - \frac{4\alpha^2 q D}{kb} \cdot Y_2(x - a_1)$$

$a_2 \leq x \leq l$ 区間で

$$w(x) = w(o) \cdot Y_1(x) + \frac{1}{\alpha} \cdot \delta(o) \cdot Y_2(x) + \frac{q}{kb} \{ Y_1(x - a_2) - Y_1(x - a_1) \}$$

$$\delta(x) = -4\alpha \cdot w(o) \cdot Y_4(x) + \delta(o) \cdot Y_1(x) - \frac{4\alpha q}{kb} \{ Y_4(x - a_2) - Y_4(x - a_1) \}$$

$$M(x) = 4\alpha D \{ \alpha \cdot w(o) \cdot Y_3(x) + \delta(o) \cdot Y_4(x) \} + \frac{4\alpha^2 q D}{kb} \{ Y_3(x - a_2) - Y_3(x - a_1) \}$$

$$Q(x) = 4\alpha^2 D \{ \alpha \cdot w(o) \cdot Y_2(x) + \delta(o) \cdot Y_3(x) \} + \frac{4\alpha^2 q D}{kb} \{ Y_2(x - a_2) - Y_2(x - a_1) \}$$

ただし

$$w(o) = \frac{-q}{kb} \cdot \frac{Y_3(l) \{ Y_3(l - a_2) - Y_3(l - a_1) \}}{\{ Y_3(l) \}^2} - \frac{Y_4(l) \{ Y_2(l - a_2) - Y_2(l - a_1) \}}{-Y_2(l) \cdot Y_4(l)}$$

$$\delta(o) = \frac{-q\alpha}{kb} \cdot \frac{Y_3(l) \{ Y_2(l - a_2) - Y_2(l - a_1) \}}{\{ Y_3(l) \}^2} - \frac{Y_2(l) \{ Y_3(l - a_2) - Y_3(l - a_1) \}}{-Y_2(l) \cdot Y_4(l)}$$

E 、 μ は配合試験から実験的に求めることができる。 k については、未改良地盤の変形係数 E_s から、ヴェシチ (Aleksander B.Vesic 1963) の提案による (9.2.3) 式を利用するとよい。

$$k = \left(0.65 \sqrt{\frac{E_s \cdot b^4}{EI} \cdot \frac{E_s}{1 - \nu_s}} \right) / b \dots\dots\dots (9.2.3)$$

ここで、 ν_s : 未改良地盤のポアソン比
土のせん断強度 τ が 0.1 kg/cm^2 以下になると E_s 、 ν_s の測定が困難になる。このため、吉田⁹⁾はとくに超軟弱地盤の k を、浅層改良地盤上の現位置荷重試験から解析し、図9.2.6にまとめ、これから k とベーンせん断強度 S との関係について (9.2.4) 式を提案している。

$$\log k = \log 5 + 0.88 \log S \dots\dots\dots (9.2.4)$$

設計手順の流れを図9.2.7に示す。一般に改良断面を決定するのは、仮設構造物では改良地盤に至る曲げ引張応力と未改良地盤の支持力とであり、本構造物ではこれに沈下量¹⁰⁾が加わる。

9.2.5 施工法

施工に必要な機械装置は図9.2.8のように①セメント

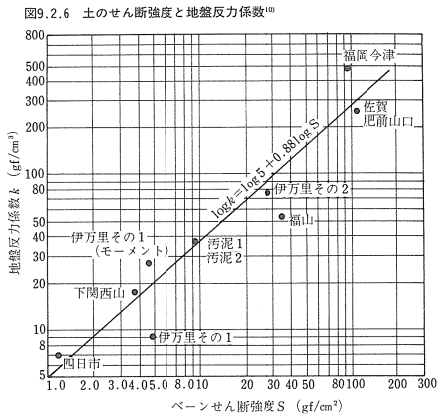
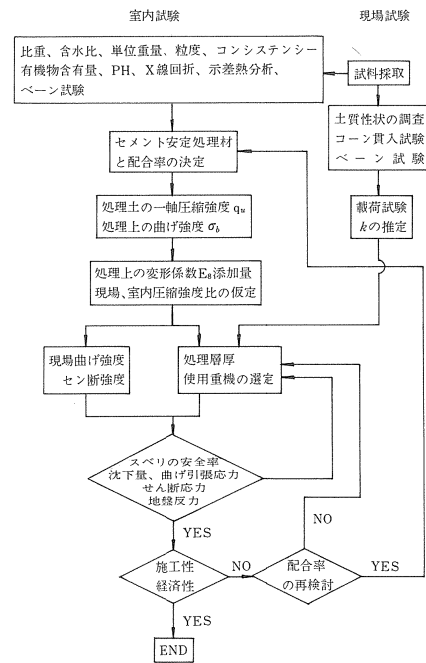
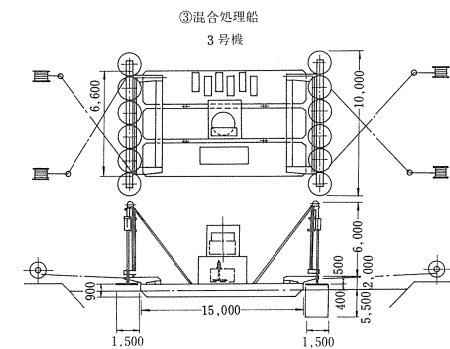
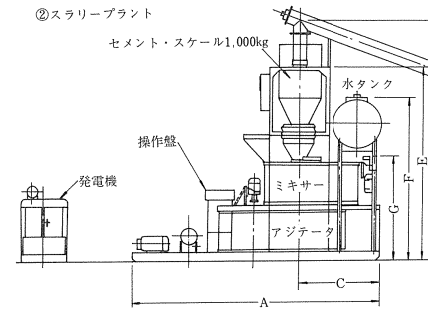
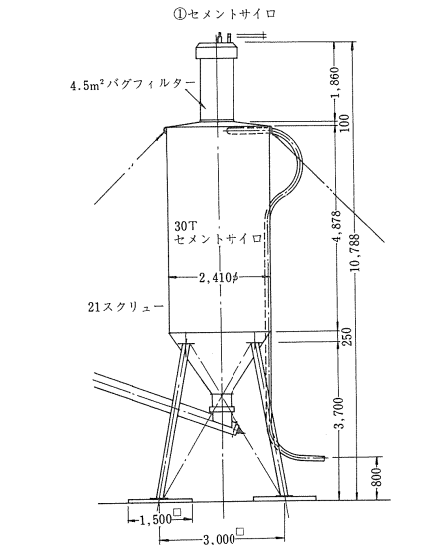


図9.2.7 調査、設計のフロー



サイロ：セメント系安定材のストック、②陸上スラリープラント：セメント系安定材と水とを配合混練し、スラリーにするための計量器、ミキサー、スラリーの分離防

図9.2.8 施工機械装置



仕様		配合その他現場によって異なる
改良能力	改良深度	0.5~5.5M
改良幅		10.0M
船体		2.2×10.0×1.2 4隻 2.2×7.0×1.2 1隻 2.2×6.5×1.2 2隻
攪拌混合機		攪拌装置 26kW×4 昇降装置 7.5kW×4
スラリーポンプ		吐出量 100~160ℓ/min
アジテーター		容量 2,000ℓ
発電機		125kVA
総重量		42.4ton
接地圧		0.04kg/cm²
備考		

機種	A	B	C	D	E	F	G	H
S.M.P-1	5,800	3,000	1,900	5,100	4,500	3,900	2,400	2,300
S.M.P-2	6,400	2,500	3,950	5,100	5,050	4,550	2,800	2,500

9.2.6 施工例

浅層混合処理による施工例の一部を、表9.2.1に示す。覆土工法の際の重機の搬入道路とシートロープ工法のアンカー杭碇着（佐賀県伊万里）、浚渫・埋立地の覆土工事（三重県四日市）、埋立地内の道路（東京都羽田沖埋立地）、有害土砂の固化（下関市三井金属）、矢板護岸背後の土圧軽減（北陸農政局）、道路護岸の基礎地盤改良（福岡市）、水路構造物の改良・新設（石炭鉱害事業団）などが、おもな工法別の実施例である。

仮設構造物としての設計施工は各地でなされているので本構造物としての、水路構造物の設計・施工例について紹介する⁸⁾。

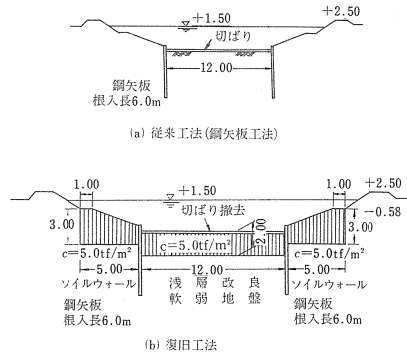
佐賀県杵島郡江北町一帯には約25mの厚さをもつ軟弱な有明粘土が堆積し、旧杵島炭鉱の鉱害沈下と地下水の吸み上げによる地盤沈下とが競合し、現在なお沈下が継続している。昭和54年、石炭鉱害事業団は圃場整備にあわせて、既存のクリークの水路改良を計画した。原地

盤の土質特性は、地表面から6.0mまで $\gamma_s=1.45\text{tf/m}^3$ 、 $w_n=100\sim150\%$ 、 $C=0.75+0.25Z$ ($Z=-6\text{ m}$ から) と軟弱である。

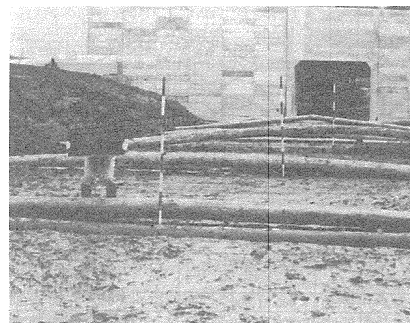
(1) これまでの水路構造物は図9.2.9(a)、写9.2.1のように、両岸に $l=6.0\text{m}$ の鋼矢板を打設し、頭部に切梁りを配置したものである。

しかし、水路敷の掘削につれて、切梁りの破損、鋼矢板の変形、水路底のヒービングが発生し、水路構造物としての機能を消失した。このため、図9.2.9(a)の復旧工法として、図9.2.9(b)の浅層混合処理による地盤改良を計画した。改良計画の基本方針は鋼矢板背後に浅層混合処理でソイルウォールを施工し、①矢板頭部付近にスベリの先端がでてるような浅いスベリを防止する。②鋼矢板に加わる主働土圧を軽減する、水路敷を浅層混合処理で施工し、③鋼矢板の根入先端下を通る深いスベリを防止

図9.2.9 従来工法と復旧工法



写9.2.1 従来工法（鋼矢板工法図9.2.9(a)）の破損状況



石炭鉱害事業団幹線1号水路 S.53

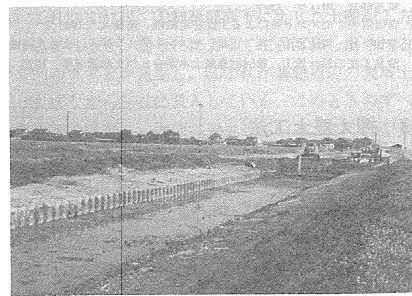
表9.2.1 浅層混合処理の施工例とロス率

工期	発注者	工事者	施工量 ^m	ロス率
48.12 49.06	九州農政局横島干拓事業所	表層地盤改良	6,000	35
49.11 50.03	佐賀県伊万里土木事務所	表層地盤改良	16,000	35
49.07	佐賀県杵島農林事務所	池底地盤改良	1,000	32
50.11 51.02	北陸農政局射水水平野水利事務所	表層地盤改良	4,500	24
52.03 52.04	九州農政局筑後川下水水利事務所	深層地盤改良	13,000	32
52.05 52.06	同	上	14,500	34
51.07 52.03	三重県四日市港湾管理組合	表層地盤改良	12,000	26
52.12 53.03	トヨタ自動車工業株式会社	表層地盤改良	47,250	32
53.02 53.04	石炭鉱害事業団九州支部	幹線水路補修	15,900	26
53.08 53.09	杵島炭鉱鉱害事務所	水路3号補修	3,300	71
53.03 53.06	福岡市土木局	福岡志摩前原線特殊第1種	9,300	63
54.01 54.02	同	同上 1工区	8,000	33
53.11 54.02	石炭鉱害事業団九州支部	幹線1号水路復旧 2工区	11,400	28
53.12 54.01	同	同上 1工区	1,500	29
54.02 54.03	同	同上 4工区	5,800	32
54.02 54.03	同	同上 5工区	5,000	31
54.02 54.03	同	同上 3工区	5,200	32
54.09	同	同上	13,800	29

する。④切梁を撤去するため、浅層改良地盤で切梁りの代用をする。⑤水路を掘削するので重機、ダンプの土工作業が可能な地盤とする、などである。

設計は、浅いスベリの安定計算、ソイルウォールについてはブロックとしての重力式構造物の安定計算と自立高さの検討、浅層改良地盤については、深いスベリの安定計算、受働土圧、切梁りとしての軸力、二層系地盤としての応力計算をもとに改良断面と改良強度を図9.2.9(b)のように決定した。完成状況を写9.2.2に示す。

写9.2.2 復旧工法（図9.2.9(b)）の完成状況



石炭鉱害事業団幹線1号水路 S.53

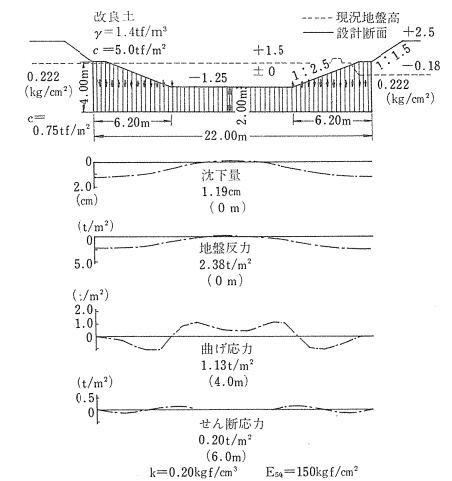
(2) 鋼矢板工法を採用していない旧クリークにおける水路構造物としては、図9.2.10のように水路全断面を浅層混合処理し、その後、水路を所要断面に掘削することにした。この場合、まずスベリの安定から、改良断面、改良強度を決定する。ついで、土構造物としての二層系地盤の曲げ引張応力と改良土の曲げ引張強度とから改良断面、改良強度をチェックする。通常、沈下量、せん断応力、地盤反力は支配的要因にならない。参考のために、断面決定の際の沈下量、地盤反力、曲げ引張応力、せん断応力の分布を図9.2.10に示しておく。

曲げ引張応力からの改良強度の決定は、図9.2.10の最大曲げ引張応力 $\sigma_b\text{max}=1.13\text{tf/m}^2$ 、安全率1.2とから許容引張強度 $\sigma_a=1.2\sigma_b\text{max}=1.2\times 1.13=1.36\text{tf/m}^2$ 、一軸圧縮強度 q_u と許容引張強度 σ_a は $\sigma_a=0.2q_u$ とおき、 $q_u=1.36/0.2=6.78\text{tf/m}^2$ 、 $C=3.40\text{tf/m}^2$ が改良強度となる。図中の $C=5.0\text{tf/m}^2$ は施工時、完成時のスベリの安定とから決定されたものである。

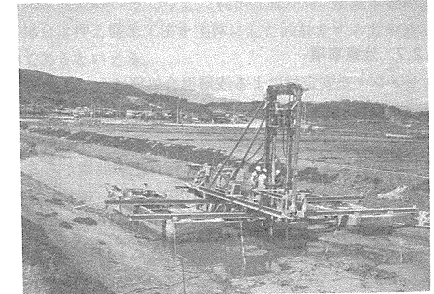
写9.2.3に施工状況、写9.2.4に水路の掘削状況を示す。

なお、参考のため道路護岸基礎の改良断面を図9.2.11に、埋立地内の道路の浅層混合処理施工状況を写9.2.5に示しておく。

図9.2.10 幹線1号水路の沈下量、地盤反力、曲げ応力、せん断力¹⁷⁾



写9.2.3 水路全断面浅層混合処理施工中



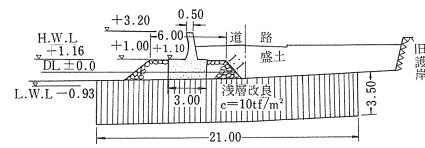
石炭鉱害事業団幹線2号水路 S.53

写9.2.4 水路全断面浅層混合処理掘削中



石炭鉱害事業団幹線2号水路 S.54

図9.2.11 福岡志摩前原線主要地方道路踏破岸



写9.2.5 羽田沖建設残土受入施設道路工事



東京都港湾局 S.56

良好な土砂が確保できなくなった今日、これからの工法として今後多用される工法となろう。

(吉田信夫)

参考文献

- 1) 吉田信夫・宮本康彦・古賀充基：地盤改良の原理、土木施工、Vol.22、No.3 1981
- 2) 吉田信夫：土質工学ハンドブック改訂版 第23章土質安定処理討議資料 1980
- 3) 土質工学会：安定処理土の試験方法に関するシンポジウム 1980
- 4) 吉田信夫：超軟弱地盤の地盤反力係数と改良土の変形係数について 土木学会 第33回年次学術集 1978
- 5) 吉田信夫：軟弱地盤の特性および浅層改良工法の設計、軟弱地盤の改良⑤ 総合土木研究所 1980
- 6) 白木久・沢口達栄：安定処理の機械と施工法 農業土木学会材料施工研究部会 第17号 1979
- 7) 吉田信夫：セメント系による土質安定処理 基礎工 1981.2
- 8) 柴田 稔・青山忠治・林 正雄：セメント系スラリーによる水路地盤改良工法の設計施工 第54回農業土木学会九州支部講演集 1979

9.2.7 注意事項

セメント系安定材による浅層混合処理は、これまでの仮設構造物から発展して、本構造物としての設計・施工が緒についたばかりの工法である。このため、いくつかの問題を残している。その一つに積算上の問題がある。たとえば、セメント系安定材の注入、混合、攪拌の過程で、スラリープラントに搬入されたセメント系安定材が浅層混合処理に百パーセント用いられるわけではない。陸上スラリープラントから混合攪拌の過程でセメント系安定材量のロスを生じる。これまでの18施工例のロス率をまとめたのが表9.2.1である。この内訳はバッチ施工（混合処理船が混合・攪拌時に移動しない）の際のバッチ間の被りのロス、圧送ホースのロス、二次アジテータータンクのロスなどである。これらのロス率は施工条件、施工断面、夾雑物の有無により変動するが一般に25～35%を見込む必要があろう。

セメント系安定材は、セメントが主材料であるから、物理的改良地盤、深層混合処理に比べて劣化を生じやすい環境にある。pHの変化、温度変化などを受けるときの長期強度の発現と安定、耐候性など今後さらに解明すべき課題をもっている。しかし、超軟弱地盤に含まれるヘドロ、産業廃棄物、そのものを材料として、とりこむことができる、改良前後の湿潤重量が変化しない、改良地盤自体の圧密変形がない、という利点をもっているので、