

松浦火力発電所貯炭場地盤改良の設計・施工

DESIGN AND CONSTRUCTION OF FOUNDATION IMPROVEMENT OF COAL STORAGE YARD AT MATSUURA THERMAL POWER PLANT

平川義行*・篠原淑郎**・宮入寛雄***

By Yoshiyuki HIRAKAWA, Yoshio SHINOHARA and Hiroo MIYAIRI

The Matsuura thermal power plant is a joint undertaking between Kyushu Electric Power Company and Electric Power Development Company. The former will install two 700 MW units and the latter will install two 1 000 MW coal fired units, having a combined installed capacity of 3 400 MW which will be the largest coal fired plant in Japan.

This report shows the outline of design and construction of foundation improvement works for the coal storage yard. The sand compaction pile method was adopted to reduce the settlement of coal yard foundation. And the cement stabilization was carried out to improve the surface soil for the stability of stockpile.

Keywords: coal storage yard, sand compaction, cement stabilization

1. まえがき

九州電力(株)と電源開発(株)は、西日本の電力安定供給をはかり、あわせて、エネルギー源の多様化を積極的に進めるため、長崎県松浦市に輸入石炭を燃料とする大規模火力発電所である松浦火力発電所を建設中である。当発電所は、最終的に九州電力が出力70万kW×2基、電源開発が100万kW×2基を設備する計画であり、両社の共同立地方式により1985年に着工し、土木工事はそれぞれの2号機分の一部を除きほぼ完了している。すでに九州電力1号機については1989年6月に営業運転を開始しており、電源開発1号機も1990年7月に運転開始の予定である。

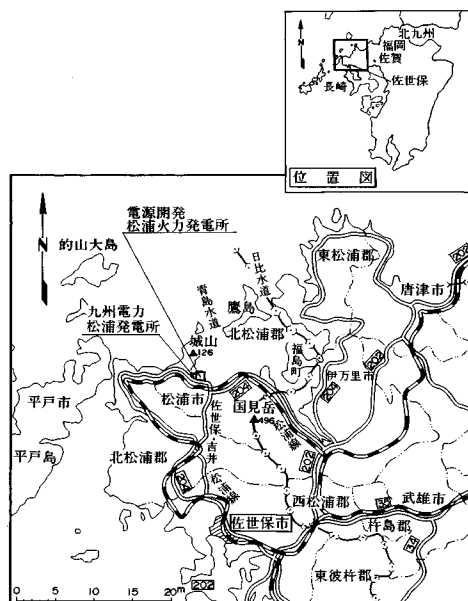
発電所位置を図一に、全体配置計画を図二に示す。

写真一は、電源開発(株)松浦火力発電所の建設状況を示す。

発電所本館、貯炭場、環境対策設備等はそれぞれ両社の専有設備であるが、揚炭栈橋、ユーティリティ岸壁、

灰捨場等、機能を共有できるものは極力両社の共有設備として計画し、建設費を両社の出力比で分担することとして、経済的な全体配置を行った。

主要な土木構造物として、10万DWT級石炭船×2



図一 松浦火力発電所位置図

* 正会員 電源開発(株)松浦火力建設所長
(〒859-45 長崎県松浦市志佐町白浜免)

** 正会員 (株)鴻池組(前・松浦火力建設所長)
(〒101 千代田区神田駿河台2-3-11)

*** 正会員 電源開発(株)松浦火力建設所長代理
(〒859-45 長崎県松浦市志佐町白浜免)

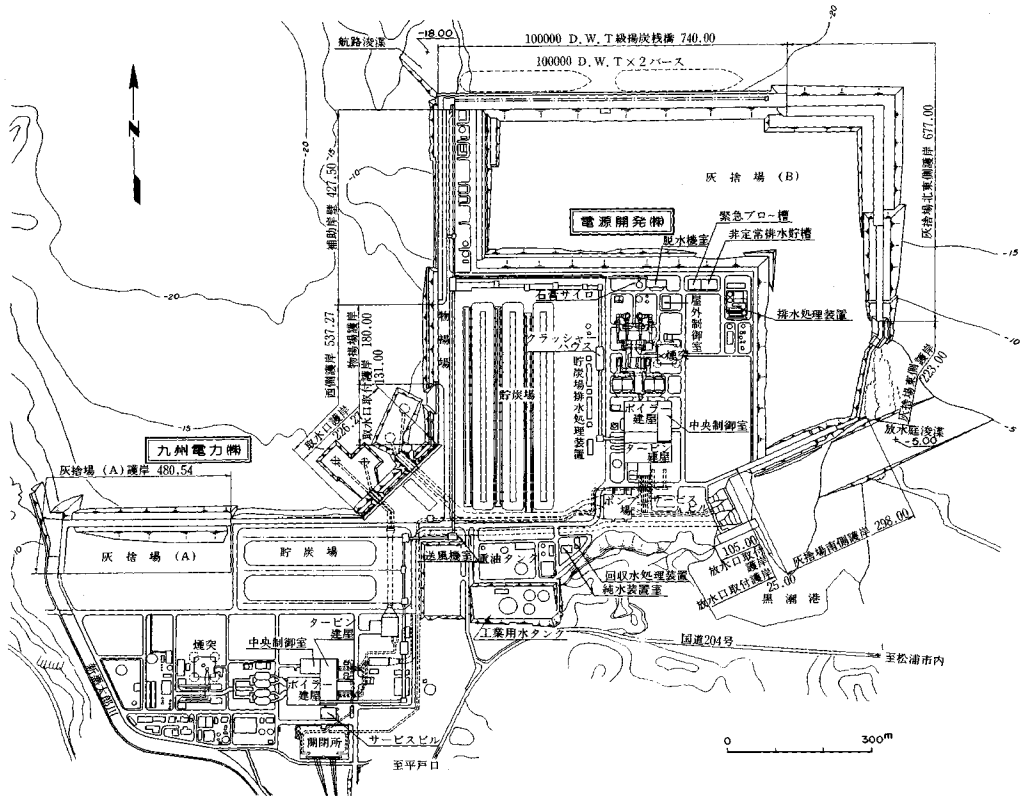


図-2 全体配置図 (1号機運転開始時点)



写真-1 建設中の松浦火力発電所

パースの揚炭棧橋 (延長 740 m), 全周約 3.3 km の灰捨場護岸, 電発専有設備である 100 万 kW × 2 基のための冷却水取放水設備, 面積約 14 万 m² の貯炭場等がある。

当地点の地質は, 岩盤の上に全般的に軟弱な粘性土層および砂質土層が堆積しており, 上層は N 値が 0~3, 一軸圧縮強度が 0.05~0.4 kgf/cm² 程度という非常に軟弱な地層である。したがって, 揚炭棧橋ならびに護岸部では, 締固め砂杭工法により, これら軟弱地盤の改良を行っており, 改良面積は約 227 000 m² に達している。

本報告は, 海域部における大量の砂杭の施工実績と, 各種計測結果^{1), 2)}を踏まえたうえで, 護岸工事に引き続き施工した貯炭場埋立地盤部の地盤改良の設計ならびに施工管理について述べるものである。

2. 貯炭場基礎の設計

貯炭場の計画諸元を表-1 に, 計画平面を図-3 に示す。

当面, 2号機運転開始までの間は, 石炭の山積み列 (以下, 貯炭パイルと称す) を 3列で運用する計画であり, 石炭の受入・払出し用に, スタッカー 1基, リクレーマ 1基, スタックリクレーマ 1基を設置する。

貯炭場面積の約 2/3 は, 護岸工事に引き続き行った 1987 年 2月からの埋立てにより造成した土地である。

埋立ては 1988 年 3月に完了, 工程上の制約もあってその後直ちに貯炭場基礎工事にとりかかることとなり, 大規模な地盤改良が必要となった。

貯炭場部の埋立てに要した土量は, 全体で約 36 万 m³ であり, その内訳は, 海砂 11 万 m³, ぼた 11 万 m³, 現場内掘削土 (以降, 流用土と称する) 11 万 m³, その他 3 万 m³ である。ここで, 「ぼた」とは, 石炭の採掘に伴って地中から掘り出される粗悪な石炭, 頁岩, 砂岩などの

碎屑物の総称であり、ぼた山として集積されたものが、長崎県だけで約150か所、約3700万m³あるとされている³⁾。当地点では、これらの投棄されたぼたを埋立て材として利用することとし、海上約13kmの距離にある伊万里湾奥のぼた山より、貯炭場以外の埋立ても含めて、全体で約37万m³のぼたを運搬、投入した。

また、埋立て材として用いた海砂は、海上約50kmの採取地より搬入したものであり、全体では約35万m³を使用した。

なお、これらの埋立材料の選定ならびに施工順序は、工程上の制約および経済性を考慮して決めたものであり、設計上の考慮は特に行っていない。

(1) 土 質

貯炭パイルおよびスタッカー、リクレーマ等の運炭機械の基礎となる部分は、前述のとおり、平面的にその約2/3の部分が新規埋立地であり、代表的には、図-4の縦断面に示すような地質構成となっている。図中、「埋立土」とあるのは、ぼたと流用土の混ざり合ったものを表わしている。

貯炭場計画地点において工事開始前に行った地質調査ボーリング11本のうちから、代表的な柱状図を図-5に示すが、「礫混り土」とあるのが、埋立土(ぼた、流用土)を表わしており、「砂」は、ボーリングNo.1については在来の砂層を、ボーリングNo.2については埋

立てた海砂を表わしている。これらの調査から得られた各土層の層厚とN値、物理力学特性について、表-2、表-3に示す。

(2) 荷重条件

貯炭パイル部は、石炭の積上げ高さ16mであり、上載荷重として、19.2tf/m²を考え、また、下敷炭の施工時および機械設備の維持補修作業用の車両通行荷重としてT-20荷重を考慮した。一方、石炭の受入・払出し用機械設備の基礎部(道床部と称する)は、スタックリクレーマ(700t/基)の作業時の輪荷重がレールおよびレール下部の碎石基礎を介して、貯炭場地盤表面では4.3tf/m²となる。

(3) 許容沈下量

当貯炭場の設計にあたって、最も基本的な条件として定めなければならなかった点は、沈下をどこまで許容するかという点であり、道床部については、機械の走行安定性を考慮して、表-4に示すような許容値を設定した。

また、貯炭パイル部については、沈下を生ずることによる直接的な影響は、①地表面付近の利用不可能部分の石炭が増えるという点であるが、さらに、②パイル部が大きく沈下することにより、貯炭場内に配置している盲排水管、排水側溝、排水暗渠の勾配がとれない等の障害を引き起こす可能性があること、また、③過大な沈下によって引き起こされる地盤の側方変位により、道床部の水平変位量がレール真直度の許容値を越えるおそれがあること、が挙げられる。ここでは、③を第一の条件として考えることとし、Oteoの提案した側方変位に関するパラメーターRとH/B(H:軟弱層の厚さ、B:載荷盛土幅)の関係⁴⁾より、最大側方変位量 ρ_{hmax} が、H/B

表-1 計画諸元

貯炭場面積	138.000 m ²
貯炭パイル	
パイル数	4パイル(3パイル)
1パイル当り	幅 47m(底辺) 高さ 16m 長さ 450m
貯炭容量	480.000 ton (360.000 ton)

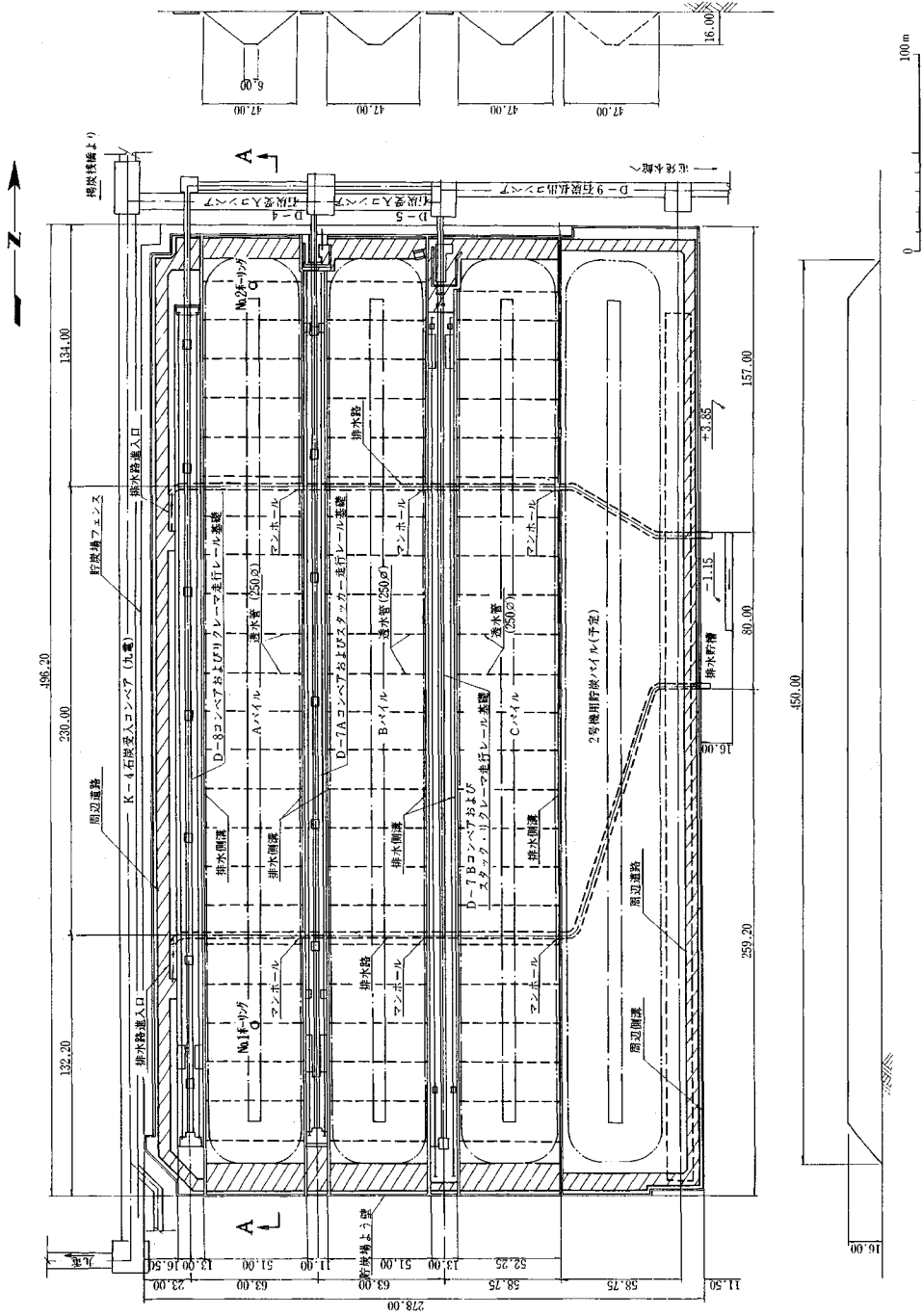
注()内は1号機運転開始時点

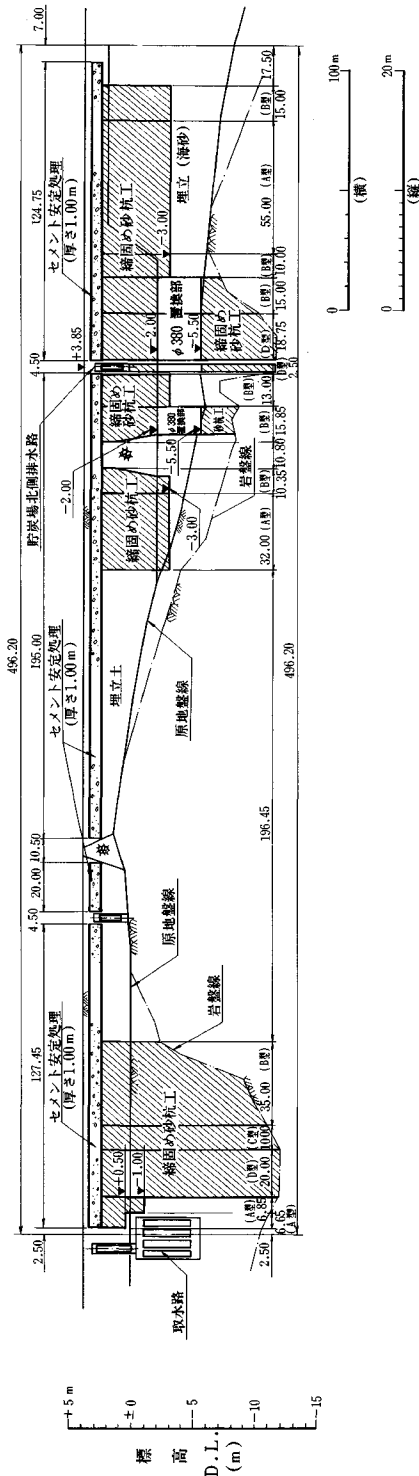
表-2 地層概要

地 層	層厚(m)	N 値	
埋立土	流用土	5.3 ~ 7.8	3~6
	ぼた	3.4 ~ 8.2	2~13
	海砂	1.0 ~ 6.4	3~16
堆積土	砂質土	0.7 ~ 6.7	3~10
	粘性土	1.3 ~ 4.0	4~6
岩盤	砂岩 ~頁岩	—	20~50

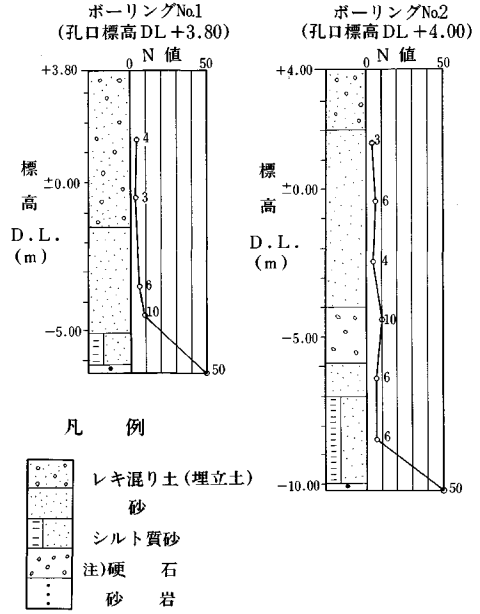
表-3 原地盤の物理力学特性

試 験 項 目	流用土	ぼた	堆積土	
粒 度	礫分(%)	1.2~3.3	1.0~3.1	0
	砂分(%)	3.3~4.6	3.0~5.4	1.2~5.1
	シルト分(%)	1.6~2.5	1.5~2.7	3.7~6.8
配 合	粘土分(%)	1.7~2.3	1.8~2.3	1.2~2.0
	日本統一土質分類	SC, SF, GF	SC, SF, GC, C	SF, M
分 類	土 質 名	粘土質砂・砂質土・礫質土	粘土質砂・砂質土・粘土質礫・粘性土	砂質土・シルト
	土粒子の比重 G _s	2.634~2.683	2.396~2.466	2.640~2.670
自然状態	含水比 W _n (%)	13.9~26.8	16.8~22.8	32.2~36.8
	湿潤密度 ρ_t (g/cm ³)	1.977~2.162	1.923~2.010	1.856~1.872
	間隙比 e	0.414~0.713	0.405~0.551	0.88~0.95
力 学 試 験	一軸圧縮強さ q _u (kgf/cm ²)	0.110~0.435	0.38~1.96	—
	三軸試験の条件	UU	UU	UU
	圧縮粘着力 C(kgf/cm ²)	0.14	0.12	0.19
	せん断抵抗角 ϕ (度)	15.5	13.9	11.0
圧密試験	圧縮指数 C _c	0.155~0.205	0.170~0.190	0.230~0.260
	圧密係数 C _v (cm/sec)	5.2×10 ⁻³	1.2×10 ⁻²	1.5×10 ⁻²
試験	体積圧縮係数 m _v (cm/kgf)	1.1~9.9×10 ⁻²	1.2~6.5×10 ⁻²	0.5~8.0×10 ⁻²





図—4 貯炭パイル部縦断面 (A-A 断面)



図—5 ボーリング柱状図

表—4 許容値

道床部	沈下量	10 cm
	コンベア〜走行レール間 相対沈下量	5 cm
	縦断勾配	1/300
	走行レール真直度 (水平変位量)	5 cm
貯炭パイル部	沈下量	35 cm

<0.5 の範囲では H に単純比例するとし、また、パイル中央部の沈下量 S も H に比例することから、 ρ_{hmax} と S の関係を求めた。その結果 $\rho_{hmax} = 1/7 \times S$ の関係が得られ、これより、 $\rho_{hmax} = 5 \text{ cm}$ (許容水平変位量) において、 $S = 35 \text{ cm}$ を貯炭パイル部の許容沈下量とした。

(4) 地盤改良の検討

a) 締固め砂杭

以上の条件に基づき、まず、沈下量の検討を行ったところ、軟弱層の比較的厚い部分では、原地盤のままでは許容沈下量を越えてしまうため、沈下量の低減を目的とした地盤改良が必要となった。

改良工法としては、プレローディング・サンドドレン併用工法、動圧密工法、深層混合処理工法、締固め砂杭工法の4工法を比較検討したが、工期、経済性、施工

の確実性、改良効果等を総合的に判断し、締固め砂杭工法を採用することとした。

原地盤の沈下計算ならびに締固め砂杭の必要改良率の算定にあたっては、表一三に示されるよう、埋立土中の流用土およびぼたが広範囲の粒度分布をもつかなり不均一な材料であること、砂質土と分類される部分であってもかなりの細粒分を含んでいること、また、ぼたは水浸により粘土化していく場合があると報告されている³⁾こと等を考慮して、これらを粘性土として取り扱うこととした。

沈下計算は、埋立土（ぼた、流用土）層および在来の粘性土層については、圧密試験により $e \sim \log p$ 曲線を求め、下に示す式（1）を用いて沈下量を求めた。

$$S_c = \frac{e_0 - e}{1 + e_0} \cdot H \dots\dots\dots (1)$$

$$S_s = 0.04 \frac{P_0}{N} \cdot H \cdot \log_{10} \frac{P_2}{P_0} \dots\dots\dots (2)$$

- ここに、 S_c ：粘性土の圧密沈下量（m）
- S_s ：砂質土の即時沈下量（m）
- e_0 ：初期間隙比
- e ：間隙比
- H ：圧密される層の厚さ（m）
- N ：N 値
- P_0 ：載荷前における初期応力（tf/m²）
- ΔP ：上載荷重（tf/m²）
- P_2 ：載荷後の有効応力（ $P_0 + \Delta P$ ）（tf/m²）

道床部、貯炭パイル部のそれぞれで、上式により、対象となる圧密層の厚さごとに沈下量を計算し、それらを許容沈下量以内に抑えるために必要な沈下低減係数を求めた。この沈下低減係数 β は、締固め砂杭工の場合、次式により表わされている。

$$\beta = \frac{1}{1 + (m-1)a_s} \dots\dots\dots (3)$$

- ここに、 m ：応力分担比
- a_s ：改良率

これより、応力分担比を一定とすれば、所要の沈下低減係数を得るための改良率 a_s を定めることができる。

当地点においては、先に行った護岸工事の締固め砂杭による地盤改良部の計測結果より、改良地盤の沈下量の実測値 S_m と、原地盤の最終圧密沈下量の計算値 S_c を比較して、 $m = 2 \sim 8$ （このとき a_s は 0.5）という結果を得ている²⁾。

貯炭場の締固め砂杭の設計においては、この計測結果と、ならびに既往の実測例より $a_s \leq 0.3$ で m の平均値

が 3.9 であるという報告⁵⁾等を考慮して、 a_s が 0.5 から 0.2 の範囲で $m = 3$ とすることとした。

$m = 3$ とおいて、式（3）により、所要の沈下低減係数に対応する必要改良率を求め、圧密層の厚さに応じた改良率を定め、砂杭の施工範囲を決定した。

改良率は、0.2、0.3、0.4、0.5 の 4 種類とした。

なお、図一四の縦断面図に示すように、中間の海砂層を打ち抜いて、さらにその下部にある在来軟弱層を改良する必要のある部分については、中間層部では $\phi 700$ への拡張、締固めは行わないものとし、ケーシング径 $\phi 380$ の部分を砂で置換した。

図一六に、締固め砂杭による改良範囲を示す。

b) セメント安定処理

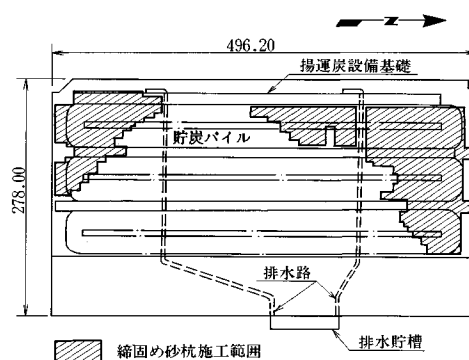
積上げ高さ 16 m の石炭パイルの安定については、円形すべり面法による検討を行い、規準安全率 $F_s \geq 1.3$ とした。この結果、締固め砂杭による地盤改良だけでは所要の安全率が得られないため、基礎地盤の表層部にセメント安定処理による地盤改良を行うこととした。

この表層セメント安定処理の設計強度、改良厚さ、改良範囲の決定にあたっては、円形すべり計算と弾性床上のスラブとしての検討を行った。

図一七にセメント安定処理による固化盤の設計フローを示す。

円形すべり計算はフェレニウス法により行い、検討断面は軟弱層の厚い A 貯炭パイル部とし、最も危険なケースとして、貯炭パイルの長手方向への石炭のり面のすべりを検討した。粘着力 $C = 16 \text{ tf/m}^2$ の場合、厚さ 0.5 m で $F_s = 1.09$ 、厚さ 1.0 m で $F_s = 1.32$ 、厚さ 1.5 m で $F_s = 1.46$ であった。

図一七の中で、円形すべり計算により求めた必要粘着力 $C = 16 \text{ tf/m}^2$ に対し、このときのセメント安定処理による固化盤の必要一軸圧縮強度 q_u は、文献 6)、7) 等を参考に安全側を考慮して、 $C = 1/6 q_u$ の関係を仮定して求めたものである。また、 $k_0 = 2.4 \text{ kgf/cm}^3$ は原地盤



図一六 締固め砂杭施工範囲平面図

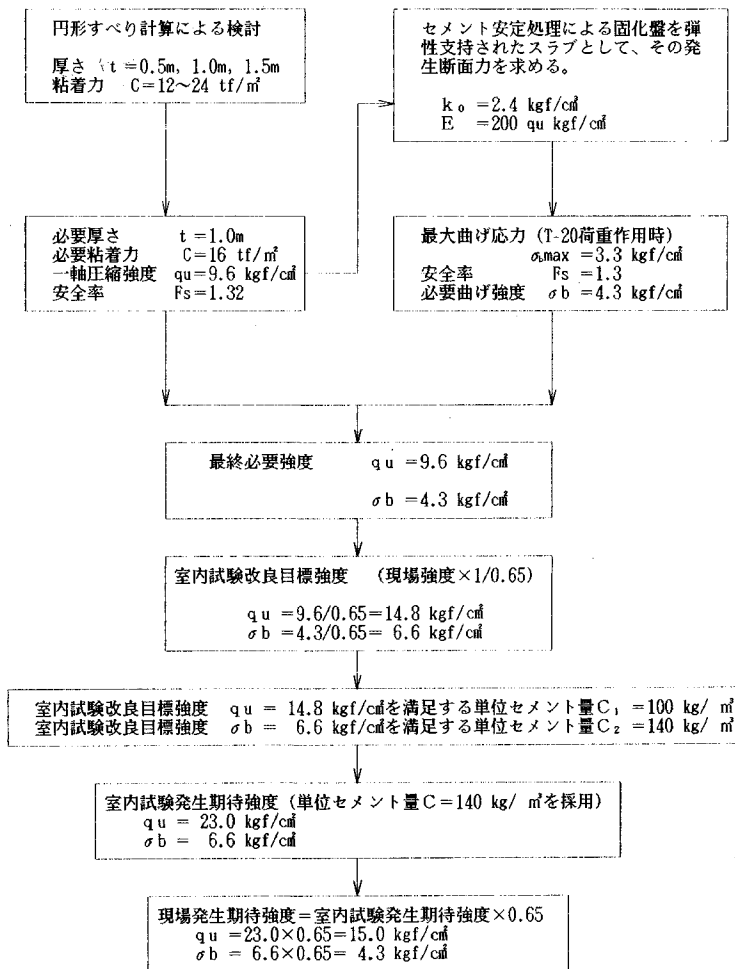


図-7 セメント安定処理による固化盤の設計フロー図

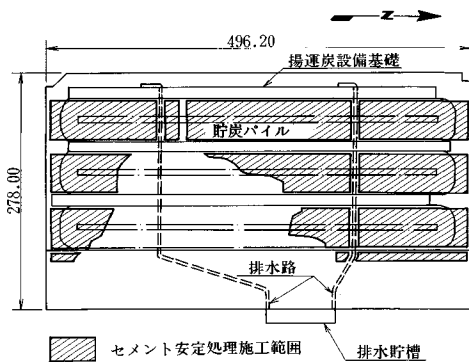


図-8 セメント安定処理施工範囲平面図

の平板荷重試験より求めたものであり、 $E=200 q_u$ は文献 6), 8) を参考に定めたものである。また、現場強度と室内強度の比 0.65 については、文献 9) による。

図-8 に、セメント安定処理の施工範囲を示す。

3. 施工

(1) 締固め砂杭

締固め砂杭による改良面積は、 $28\,400\text{ m}^2$ 、砂杭本数 $21\,900$ 本、砂杭延長は $196\,000\text{ m}$ (このほかに $\phi 380$ の砂置換部として $18\,900\text{ m}$ を施工) であった。

砂杭径は、陸上工事の実績から最も標準的であると考えられる $\phi 700$ とし、砂杭の造成方法は、ケーシングの引上げと貫入を交互に行う「突固め方式」とした。

施工機械は 7 台投入し、厚さ 50 cm のサンドマット $16\,000\text{ m}^3$ の施工も含めて、約 6 か月で完了した。

護岸工事で行ったチェックボーリングでは、すべてのデータで砂杭の深さ 5 m ごとの平均 N 値で 15 以上という結果を得ており、十分安定した品質の砂杭が施工できていると判断されたので、同品質の砂を使用し、同一の突固め方式および日記記録による打設状況の管理を行うことを条件として、貯炭場ではチェックボーリングの本

数を砂杭約 440 本に 1 孔（総数 50 孔）とした。

図-9 に貯炭場での砂杭施工深度と N 値の関係を示す。図中の実線は、護岸工事の実績における全チェックボーリングの結果を平均したものであり、ほぼ同様の傾向を示していることがわかる。

また、盛上りについて、表-5 に示す結果を得た。

(2) セメント安定処理

セメント安定処理による改良面積は 51 300 m² であった。

改良の対象となる表層部には、埋立てたばたと流用土が混合された部分、ならびにそれらに対して締固め砂杭を施工したことにより、砂が混入され盛上った部分（盛上り土と称する）が存在した。後者については、改良率の大きいところほど砂分を多く含むものとなっている。

セメント安定処理の施工は、スプレッドにてセメントを散布し、混合はスタビライザー（攪拌幅 2.0 m）にて行い、その走行速度は 2.0 m/分を標準とし、転圧はタイヤローラ（13t）で 8 回、マカダムローラ（10t）で 2~4 回とした。また、転圧効果が十分下部まで行きわたるよう、厚さ 1 m の安定処理盤を 3 層（下層 40 cm、中層 30 cm、上層 30 cm）に分けて施工するものとした。すなわち、設計天端より 60 cm 下がったところまで掘削し、まず下層を仕上げ、30 cm 分の土をまき出して中層、同様にして上層という手順で施工した。

施工管理方針を決定するため、本施工に先立って室内試験および現場試験施工を行い、以下のことが明らかに

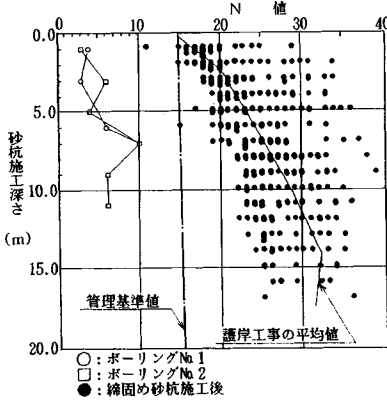


図-9 砂杭施工深さと N 値

表-5 盛上りデータ

改良面積	28,400 m ²	砂杭体積	75,490 m ³
盛上り影響範囲	45,800 m ²	全盛上り土量	37,136 m ³
平均砂杭長	8.9 m/本	改良域内 平均盛上り高	1.07m
平均改良率	33.8 %	全平均盛上り高	0.81m

なった。

① 一軸圧縮強度の材令による強度増加について
材令 28 日と材令 7 日の一軸圧縮強度の比較を図-10 に示す。これより、28 日強度は 7 日強度の 1.5~2.0 倍の範囲にあり、 $q_{u28} \geq 1.5 \times q_{u7}$ の関係が成立する。

② 含水比、乾燥密度と一軸圧縮強度の関係について
室内試験において、図-11 に示すように、ばたおよび盛上り土の含水比をそれぞれ一定として乾燥密度の異なる供試体を作成し、一軸圧縮試験を行った。この結果より、材令 7 日の設計基準強度、すなわち、 q_{u28} (23 kgf/cm²) $\times 1/1.5 = 15$ kgf/cm² を満足する乾燥密度と含水比の組合せの下限の境界線が得られる。一方、図-12

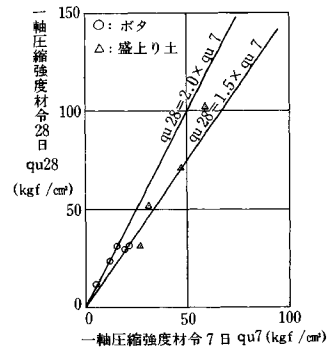
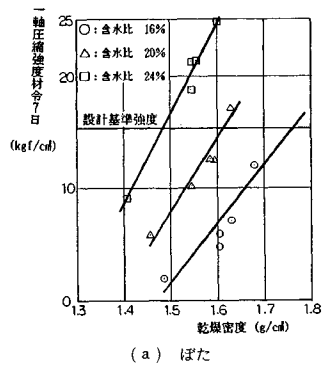
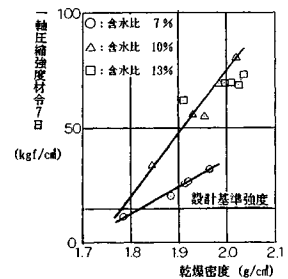


図-10 一軸圧縮強度の材令による強度増加



(a) ばた



(b) 盛上り土

図-11 乾燥密度と圧縮強度の関係

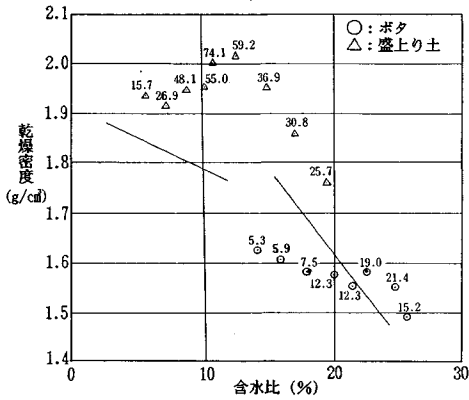


図-12 乾燥密度と含水比の関係

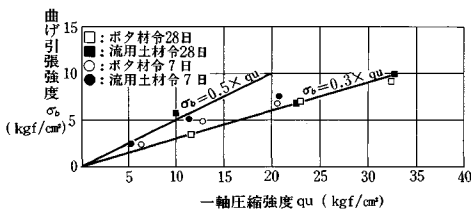


図-13 一軸圧縮強度と曲げ引張強度の関係

は種々の含水比に対して JIS 第 1 法により突き固めた供試体の乾燥密度との関係をプロットしたものであり、図中の数字は q_{ur} (kgf/cm²) を示す。ここで、図中の実線は図-11 より得られる境界線を表わしており、これより、設計基準強度を満足するためには、含水比と乾燥密度がこの線を越えるような施工を行うことが必要であることがわかった。

③ 曲げ引張強度について

一軸圧縮強度と曲げ引張強度の関係を図-13 に示す。これによれば、曲げ引張強度は一軸圧縮強度の 0.3~0.5 倍の範囲にあり、 $\sigma_b \geq 0.3 \times q_u$ の関係が成立するものと考えられる。

以上の結果より、現場施工管理を以下に述べる方針で行うこととした。

- ・一軸圧縮強度が現場発生期待強度である 15 kgf/cm² を満足すれば、上記③により、曲げ引張強度も 4.5 kgf/cm² 以上であると判断できる。また、上記①の $q_{u28} \geq 1.5 \times q_{ur}$ の関係より、 $q_{ur} \geq 10$ kgf/cm² であれば良いと判断できる。したがって、セメント安定処理による固化盤の品質管理を行ううえで最も重要である強度管理は、主として材令 7 日の一軸圧縮強度試験により行うものとする。
- ・上記②により、現場含水比が低い場合は、散水を行って含水比を高めるものとし、含水比と乾燥密度の組合せとして、図-12 中の境界線に近づけるようにする。

表-6 品質管理項目

項目	頻度	方法
含水比、乾燥密度	施工日毎	「砂置換法による土の密度試験方法」 JIS A 1214
一軸圧縮強度 (材令 7 日) (材令 28 日)	2000 m ² に 1 回 6000 m ² に 1 回	「アスファルト舗装要綱」セメント安定処理工の一軸圧縮強度試験方法に準じた
曲げ引張強度	5000 m ² に 1 回	「コンクリートの曲げ強度試験方法」 JIS A 1106

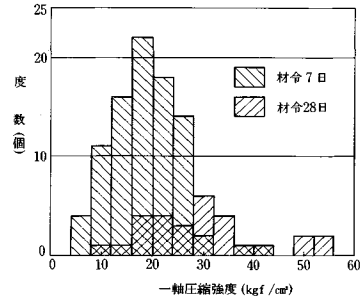


図-14 一軸圧縮強度試験結果

ただし、これについては、現場での改良対象土が平面的にもかなり不均一であり、細かい含水比の数値管理を行うことは、工程ならびに経済性の面で難しいことから、1 日の施工対象範囲に対して、おおよその目安で行ったにすぎない。

品質管理の項目、測定頻度、方法を表-6 に示す。

一軸圧縮強度の管理基準としては、コンクリートに準じた考え方をとり、

- ・試験値は設計基準強度の 80 % を 1/20 以上の確率で下回らないこと、かつ、設計基準強度を 1/4 以上の確率で下回らないこと、とした。

現場での一軸圧縮試験の結果は図-14 に示すとおりであり、平均値は材令 7 日で 18.6 kgf/cm²、材令 28 日で 29.2 kgf/cm² であった。改良の対象となる土質材料が不均一であること、また、日々の含水比が変動すること等が原因と考えられるが、強度のばらつきは大きい。なお、現場で行った一軸圧縮試験の供試体は、セメント混合処理後の材料を採取し、モールド内に JIS 第 1 法によって突き固めたものである。モールドによる q_u とコアカッターにより採取した供試体による q_u との比較を行い、モールド供試体の強度が、十分現場強度を反映していると判断した。

また、施工完了後、気泡ボーリング 12 本(6 か所×2 本)によりサンプリング、三軸圧縮試験および一軸圧縮試験を行ったが、 C_u が 2.5~5.8 kgf/cm² (平均 3.4 kgf/cm²)、 q_u が 11.1~38.8 kgf/cm² (平均 20.5 kgf/cm²)

であった。これらの値もモールドによる q_u と同じく大きなばらつきを示しており、また、 q_u の平均値はモールドによる値よりも小さな値となっているが、これにはサンプリング時の乱れの影響もあると考えられる。

以上の結果を総合すると、ばらつきは大きいものの、全体としては十分な強度を有するセメント安定処理による固化盤が得られていると判断できる。

4. あとがき

松浦火力発電所貯炭場における地盤改良の設計・施工の概要について述べた。現時点では、まだ石炭が搬入されていないが、搬入、載荷後には貯炭パイル部および道床部の変位量を測定し、計算値との比較、確認を行う予定である。

参 考 文 献

- 1) 篠原淑郎・村 良平・沢田 隆：松浦火力発電所新設工事締固め砂杭による地盤改良について（その1）、電力土木、1987年1月。
- 2) 篠原淑郎・沢田 隆・井筒庸雄：松浦火力発電所新設工事締固め砂杭による地盤改良について（その2）、電力土木、1987年5月。
- 3) 山内豊聡：九州・沖縄の特殊土、九州大学出版会、1983年。
- 4) 西 好一・江刺靖行・吉田保夫・島本正雄：大型送電用鉄塔基礎杭に及ぼす地盤変形の影響、電力中央研究所報告 381006, pp.31, 1981年。
- 5) 網千寿夫ほか：軟弱地盤におけるサンドコンパクション工法および深層混合工法の問題点、土木学会誌, Vol.67増刊, 1982年。
- 6) 島光照雄：セメント系材料による安定処理土の強度定数、セメント技術年報, No.34, 1980年。
- 7) 片岡宏治・後藤年芳・万仲 茂：セメント系材料を用いた固化処理土の三軸圧縮性状、セメント技術年報, No.36, 1982年。
- 8) 寺師晶明ほか：深層混合処理工法における杭状改良地盤の支持力および圧密特性、港湾技研報告, 第22巻, 第2号, 1983年6月。
- 9) セメント系固化材による地盤改良マニュアル、セメント協会, pp.52, 1985年。

(1989.11.24・受付)