

川崎製鉄技報

KAWASAKI STEEL GIHO

Vol.10 (1978) No.2.3

千葉西工場の軟弱地盤対策についてー地盤改良と基礎ぐいー

Improvement Work for Weak Ground at Chiba West Site

堤 一高(Kazutaka Tsutsumi) 根井 基雄(Motoo Nei) 城 郁夫(Ikuo Jo)

要旨：

千葉製鉄所西工場の埋立て造成地の超軟弱地盤帯に、第6高炉、第3製鋼工場、第3分塊工場、西発電所等の大型設備の基礎を短期間に建設した。埋立て間もないぶよぶよした地盤を、地中の間隙水をディープウェル等で直接排水する1次地盤改良工法、サンドコンパクションパイルを多量に打込む2次地盤改良工法などにより、それぞれの目的に応じた地盤に改良した。一方、各設備基礎を支持する長尺のくいを軟弱層の厚い地盤に打込むと大きなNFが発生し、また地表面の不均衡荷重により軟弱層が側方へ流動してくいに有害な変形をおこさせる等の軟弱地盤特有の問題が生じた。そこで現地実物大実験に基づいた修正式を用い、基礎ぐいの設計を行った。

Synopsis：

Two stages of land improvement project were carried out to make the weak land suitable within a short period to the respective foundations for blast furnace, steelmaking shop, slabbing mill and others. The first one was the soil stabilization work in which the pore water of the land was drained directly by means of deep wells. The other was the soil improvement work by driving many sand compaction piles. The foundation piles were designed on the basis of a full-size field experimental data which proved to be very effective in solving problems of weak ground such as a large negative friction along a long foundation pile, and a detrimental displacement of the pile due to the horizontal flow of the weak stratum caused by unbalanced loads of upper structures.

(c)JFE Steel Corporation, 2003

本文は次のページから閲覧できます。

千葉西工場の軟弱地盤対策について ——地盤改良と基礎ぐい——

Improvement Work for Weak Ground at Chiba West Site

堤 一 高*

Kazutaka Tsutsumi

根 井 基 雄**

Motoo Nei

城 郁 夫***

Ikuo Jo

Synopsis:

Two stages of land improvement project were carried out to make the weak land suitable within a short period to the respective foundations for blast furnace, steelmaking shop, slabbing mill and others. The first one was the soil stabilization work in which the pore water of the land was drained directly by means of deep wells. The other was the soil improvement work by driving many sand compaction piles.

The foundation piles were designed on the basis of a full-size field experimental data which proved to be very effective in solving problems of weak ground such as a large negative friction along a long foundation pile, and a detrimental displacement of the pile due to the horizontal flow of the weak stratum caused by unbalanced loads of upper structures.

1. はじめに

昭和49年7月、西工場の第6高炉、第3製鋼工場、第3分塊工場、西発電所地区の埋立てがほぼ完了した。この地区は、旧海底以深に軟弱粘性土が堆積し、かつ浚渫埋立てした土砂も良質でないことから、人間も立入ることのできないほどの超軟弱地盤地帯となった。その対策として、約100万m²の広い対象面積に対し半年から1年の短期間で種々の地盤改良を行うとともに、基礎ぐいの実物大実験を行ったうえで各基礎の設計、施工を行った。

以下にその経緯について報告する。

2. 土質概要

西工場の東部を除く埋立て造成地が超軟弱地盤になった理由を以下に述べる。

- (1) 沖合の海面を埋立てたので水深が深く、平均水深6～7m、最大10mに及ぶ。
- (2) 旧海底以深の地盤が軟弱な沖積粘性土層からなる。
- (3) 埋立て土として沖合に延長される水路部の表面砂を使用したので、土地造成には好ましくないシルト分が多くなった。
- (4) 埋立て工事が本工場側の水深の浅い部分から

・ 千葉製鉄所土建部部长
... エンジニアリング事業部土木・水道技術部主査(掛長待遇)
[昭和53年7月25日原稿受付]

.. エンジニアリング事業部パイプライン・海洋技術部
主査(課長待遇)

開始されたため、第6高炉、第3製鋼工場、西酸素工場、西発電所等の沖合地区は、埋立て土砂の水による自然分級作用によりシルト分がさらに集中した。

(5) 埋立て後、短期間に各設備を建設せねばならなかったため、まだ水位が高く、かつ不安定な地盤であった。

埋立て後調査した当地区の代表的土質柱状図および間隙水圧分布図をFig. 1に示す。AP-5mから-30mまでがN値ゼロのきわめて軟弱な粘土質シルト層と細砂層で構成されている。一方、GL-40m以深はN値50以上の洪積細砂層（成田層）で、くい基礎の支持層となる地盤である。またこの地盤はいわゆる未圧密地盤で、埋立て土により海底地盤内の間隙水圧が上昇し、AP+4.5mを基準とした静水圧ラインから5～6t/m²の過剰間隙水圧が発生している。

3. 地盤改良

3.1 目的と手法

地盤改良の目的は

- (1) 建設用の施工機械が入れる地盤にする
- (2) 基礎工事における掘削を容易にする
- (3) 地盤の残留沈下を小さくする
- (4) 地盤の側方流動を防止する

(5) 地震に強い地盤にするなどである。

地盤改良には、一般に間隙水を排出する圧力手段として載荷盛土工法を採用するが多いが、今回は、間隙水を直接排出する方法に主眼をおいた。その理由は以下のとおりである。

- (1) 埋立て直後であり極端に水分が多い。このため地盤全体がぶよぶよした状態であった。
- (2) 地盤が極端に軟弱なため、そのまま盛土することは不可能であった。
- (3) 広域な地盤改良であるため、盛土に必要な土量も膨大で入手が困難であった。また改良後に発生する残盛土の処分が困難であると予想された。

土中の水を直接排水する方法は、① 溝掘り排水法、② ウェルポイント法、③ ディープウェル揚水法である。本工事に先立って、これらの排水手段の組合せおよびドレーンパイルの組合せなどを変えて数種類の試験的な工事を行った結果、溝掘りの表面排水、ウェルポイントの上層部排水といえども、施工面積が十分に広ければ地盤全体の地下水を低下させてその分だけ地中の土粒間の有効応力を増加させるので、深層部の地盤改良に寄与できること、また、この効果を高めるためにはドレーンパイルの打設¹⁾ さらには深層部からのディープウェルによる直接揚水が有効であることが判明した。それゆえ、西工場の今回の建設予定

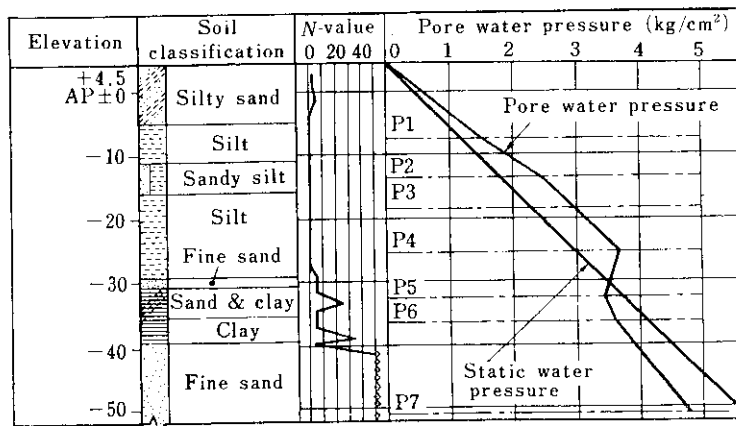


Fig. 1 Soil profile, N-value and pore water pressure distribution of reclamation land

地約100万 m^2 の地盤改良工事では、溝掘り排水をまず先行させて地盤表面を改良し、次にウェルポイントを施工して地盤上層部の間隙水を抜き、さらにディープウェルを設置して深層部の間隙水を揚水した。

このような1次地盤改良工事の後に、2次地盤改良工事として高炉やガスホルダーなど、高層で

耐震性をとくに重視する構造物の周辺地盤をサンドコンパクションパイルで強化した。またトールードカーなどの重車両の走行する線路下地盤の強度増加および沈下防止のため、線路地盤改良工事として1次地盤改良後の地盤にサンドパイル打設、載荷盛土を行った。²⁾ 各種地盤改良工法の標準設計仕様をFig. 2に示す。

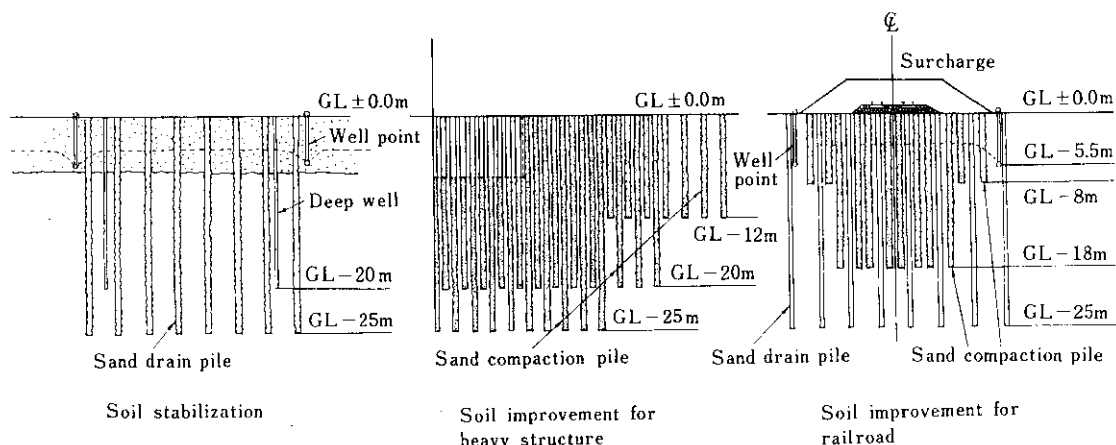


Fig. 2 Standard section for soil stabilization and improvement

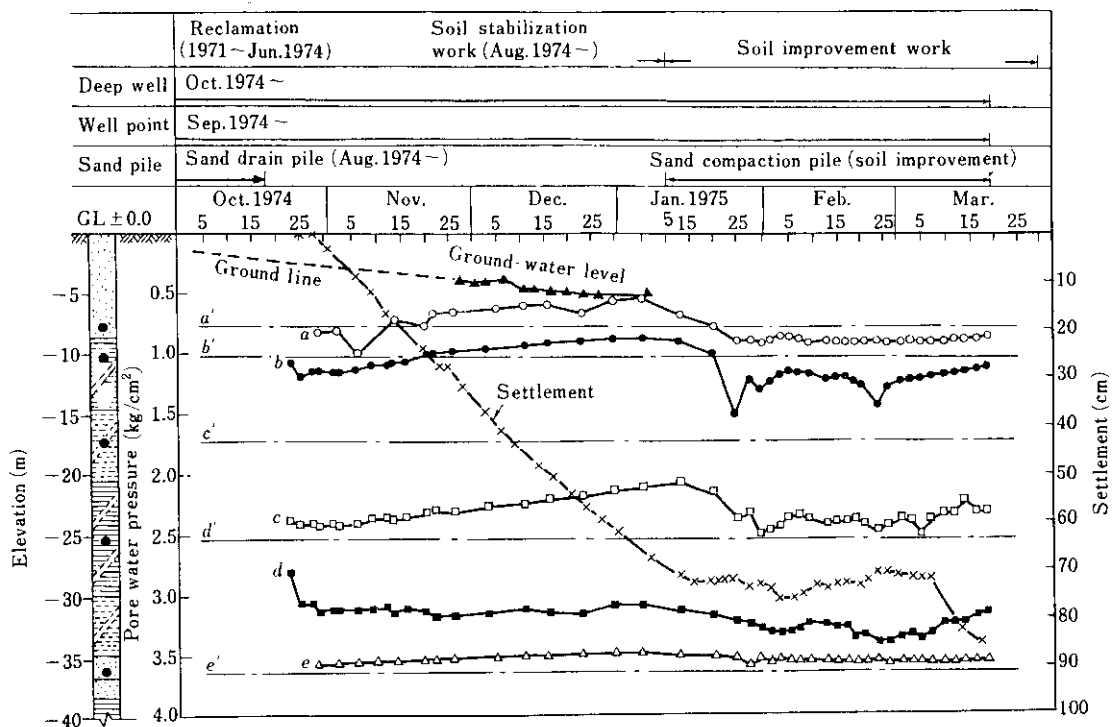


Fig. 3 Change of pore water pressure and settlement with the progress of soil stabilization and improvement

3・2 改良効果

1次地盤改良工事で、ウェルポイントにより100万 m^3 、ディープウェルによって80万 m^3 、合計180万 m^3 の揚水をした。この揚水による沈下、各地層の間隙水圧の変化をFig. 3に示す。また2次地盤改良の測定データもあわせて示す。図中 $a' \sim e'$ 線は間隙水圧計の埋設深さを示し、 $a \sim e$ 線はこれらに対応する間隙水圧の変化を示している。たとえば b 線は最初 b' 線よりも下方にあり、その差だけ地表面を基準とする過剰間隙水圧があったが、揚水、サンドドレーンパイルの効果により確実に地下水位が減少している。 c 線は初期には7 t/m^2 の過剰間隙水圧があったが、その後の間隙水圧の減少は順調である。 d 線では、初期の過剰間隙水圧は c 線とほぼ同程度であったが、その後の水圧の減少は少ない。ディープウェル、サンドドレーンパイルがこの深度に達していないので、その効果が少なかったものと思われる。 e 線は下部の洪積砂層の水位線である。広い範囲における数多いデータもほぼ同じ傾向を示し、わずかに負圧を示している。すぐ上部の沖積層のかなり高い過剰間隙水圧と関連づけて考えると、この沖積層部の長期にわたる圧密沈下は覚悟しておく必要がある。

つぎに、Fig. 4 (a)に1次地盤改良前後の地盤強度を示す。平均して1軸圧縮強さ q_0 で0.4 kg/cm^2 程度の強度増加がみられる。改良前には深さ1 m程度の掘削も困難な地盤であったが、改良後は深さ4～5 m程度の掘削が簡単にでき、掘削底面の強度も大型のキャタピラ式くい打機が安全に走向、稼動できる程度に高めることができた。

Fig. 4 (b)に2次地盤改良前後の地盤強度を示す。1次、2次改良により地盤強度が段階的に増加していることがわかる。³⁾ つぎに線路地盤改良後の地盤強度を、トービードカー荷重より計算した剪断力曲線と対比してFig. 5に示す。重車両の走向に耐えうる地盤強度になっている。

3・3 動的解析

2次地盤改良工事の主たる目的は、主要構造物の地震時における被災を減ずることである。ここでは実際に西工場で行った動的解析手法について述べる。

(1) 西工場の地盤中への地震計の設置

いくつかの地震をキャッチすることができたが、Fig. 6に示す二つの地震をモデルとして定めた。すなわちFig. 6 (a)を近距離型、Fig. 6 (b)を遠距離型の地震波と想定した。

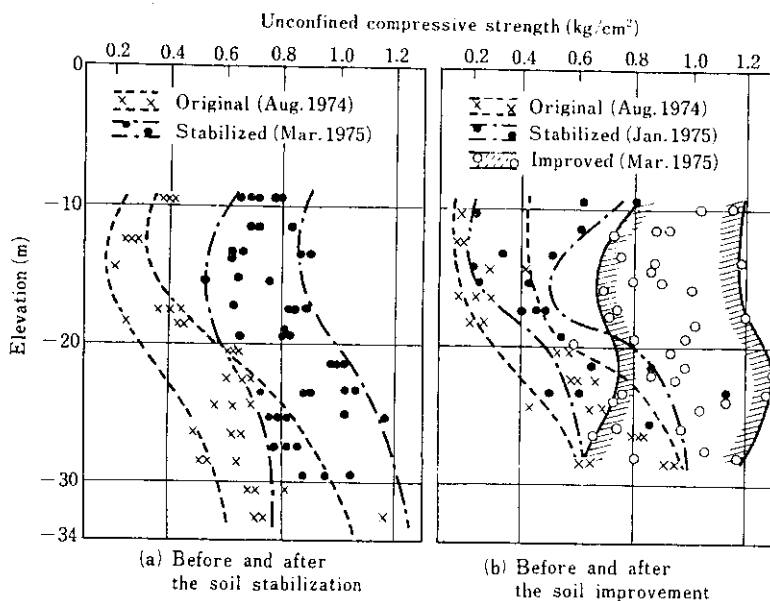


Fig. 4 Comparison of unconfined compressive strength

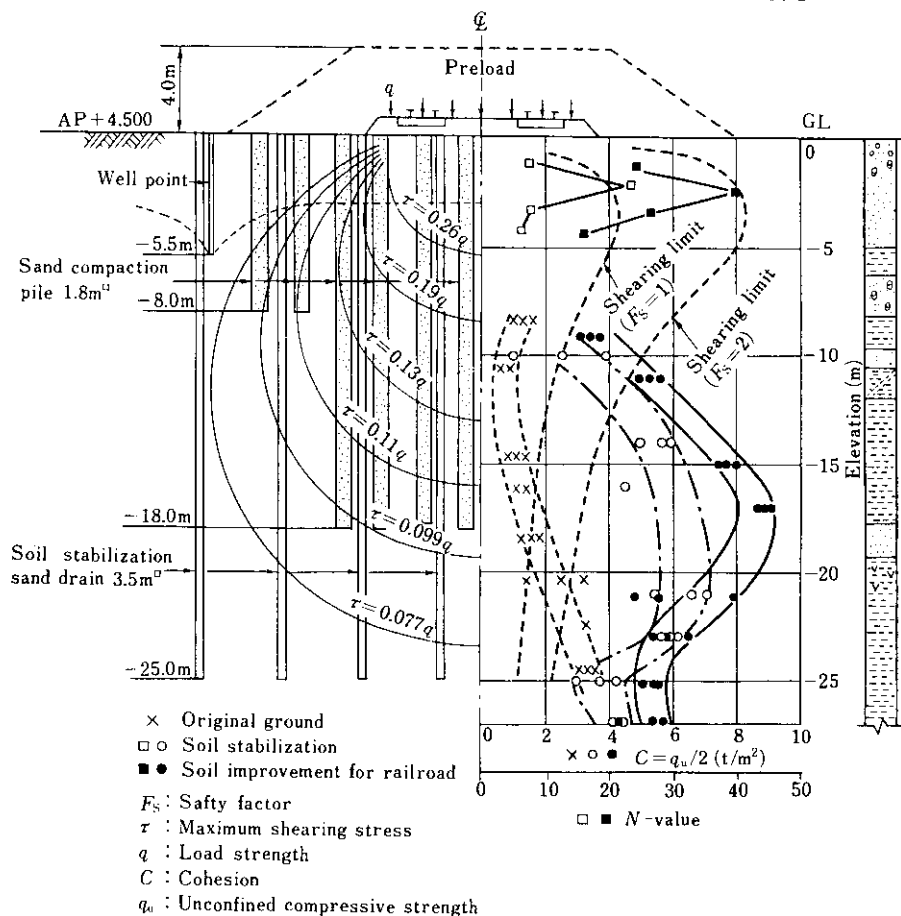


Fig. 5 Soil improvement for railroad

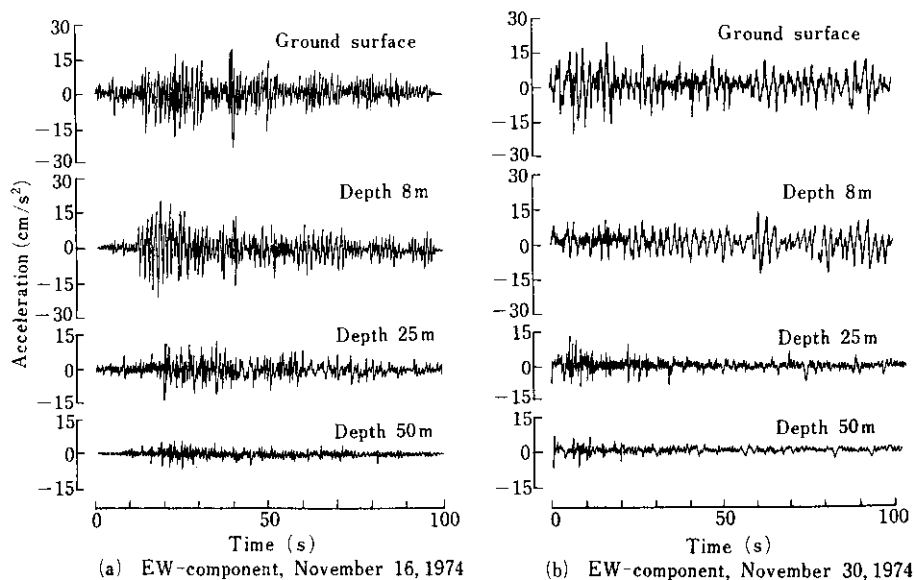


Fig. 6 Acceleration records of earthquakes at Chiba West Plant

(2) PS検層

各層の剪断弾性係数を知るためPS検層を行った。S波速度、剪断弾性係数の原地盤および2次地盤改良後における値をFig. 7に示す。

(3) 繰返し3軸試験

剪断弾性および減衰性が歪のレベルでどのように変化するか調べるため、繰返し3軸試験を行った。その結果をFig. 8に示す。PS検層の歪レベルは 10^{-6} であり、地震の場合は 10^{-3} 前後である。

(4) 1質点系による応答計算

(3)で求めた剪断弾性と減衰性が適切かどうかを知るために、基盤層に実測波動を入力し、上層地盤各層の波動を求め、1質点系での応答計算を行った。この計算上の応答値と実測された応答値を比較してFig. 9に示す⁴⁾

(5) 地盤改良範囲を求める計算

入力地震波に対する地上構造物の挙動、地盤の挙動を予測するPenzien型モデルでは、無限周辺

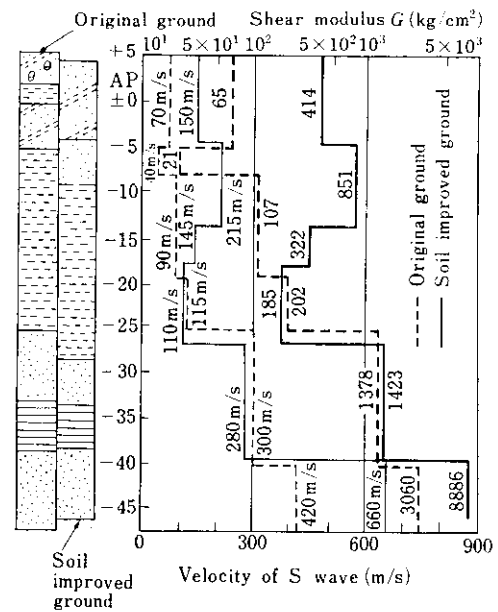


Fig. 7 PS elastic wave test results

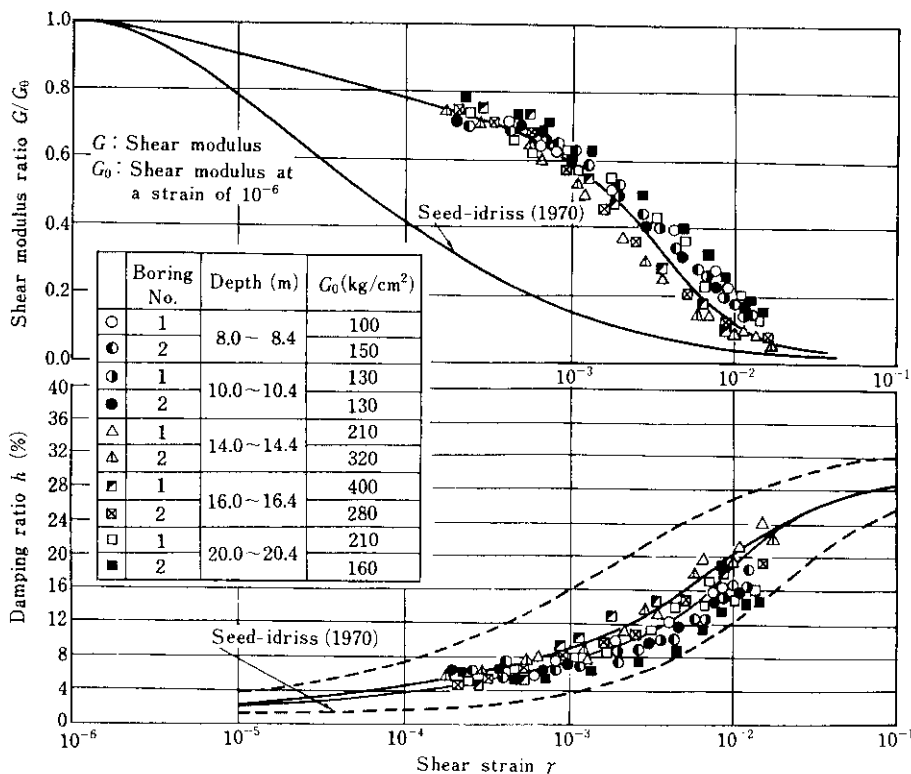


Fig. 8 Shear moduli and damping ratios for silts

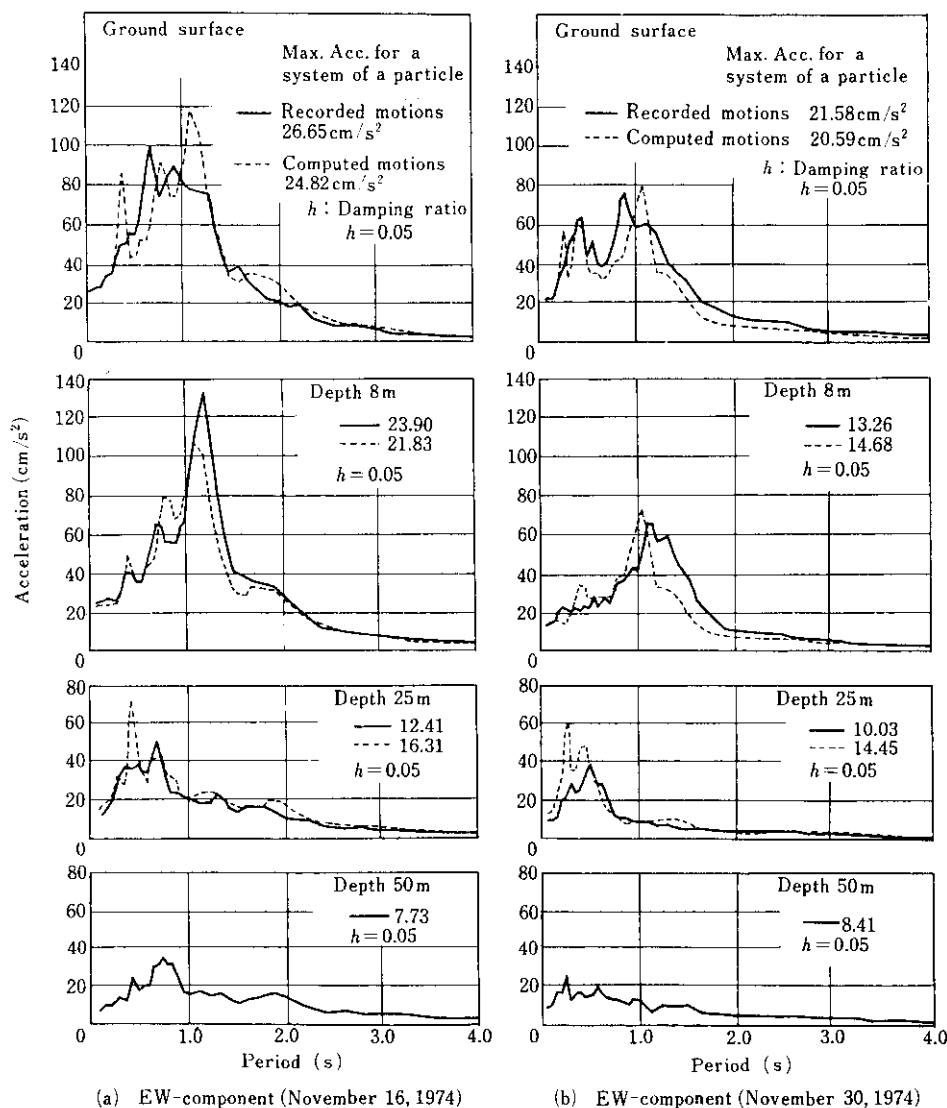


Fig. 9 Comparison of computed and observed spectra

地盤を仮定している。そこでFig.10に示すようにPenzien型モデルにBゾーン(地盤改良ゾーン)を追加したモデルを作成し、地盤改良範囲の増減が上部構造に及ぼす影響を調べた。Fig.11に200m級煙突を例にして、その計算値を示す。この図では千葉近距離型、千葉遠距離型、TAFT-EWの地震別に、構造物の各質点⑤、①および基礎部の最大変化の地盤改良による低減量が示されている。

4. 基礎ぐい

3.で述べたように、地盤はほぼ目的どおりに改良されたが、高炉基礎をはじめとして製鋼工場、分塊工場、発電所等の各基礎は、約50mの長尺ぐいを支持層に打込み、本体を支えるくい基礎構造とした。しかしこれらの地盤は支持層が深く、途中の層が軟弱であることから、

- (1) ぐいに負の摩擦力すなわち NF (Negative Friction) が発生するのではないか、
- (2) くい先端地盤の支持力は十分であるか、
- (3) 荷重のアンバランスにより地盤の側方流動が

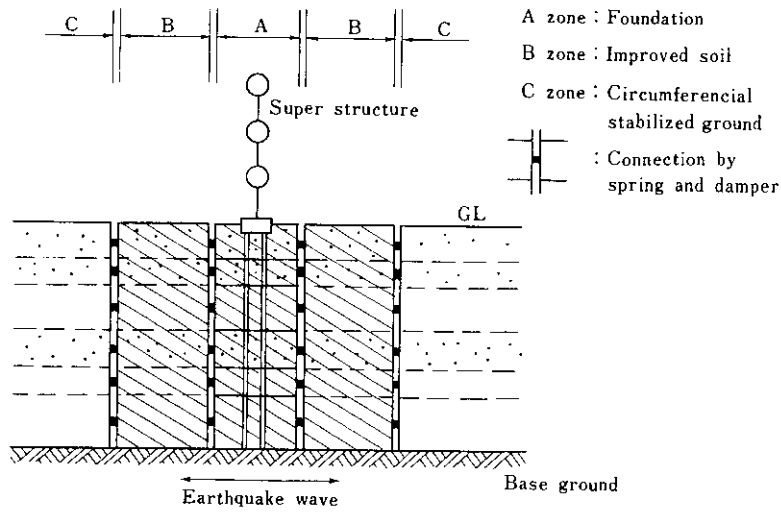


Fig. 10 A new model to calculate the movement of ground and structure in consideration of soil improvement area

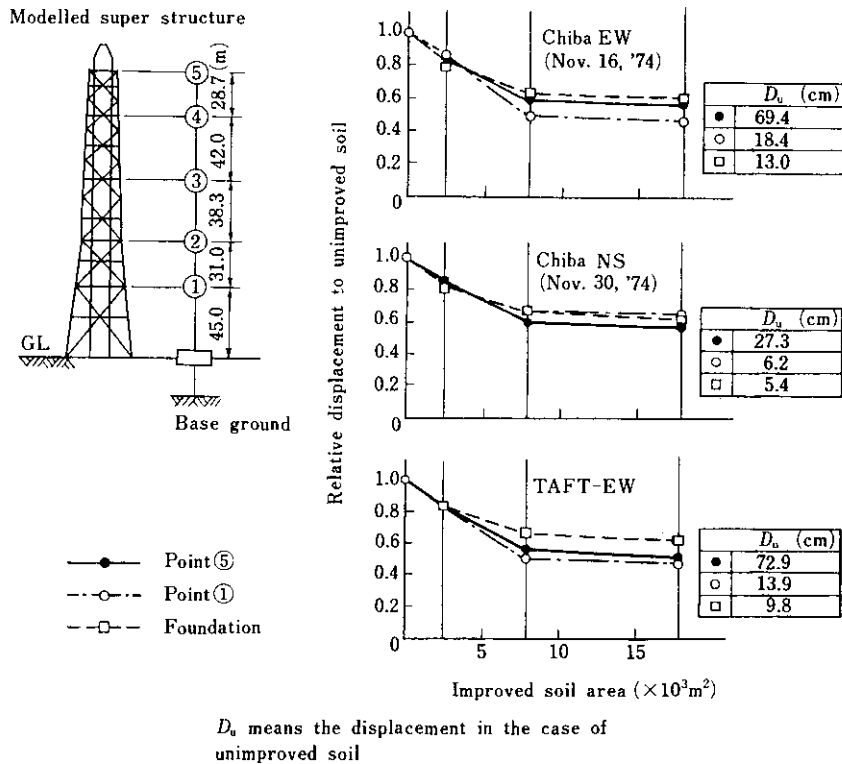


Fig. 11 Influence of improved soil area on the displacement of foundation and super structure calculated for some earthquakes

くいに及ぼす影響はどうか、
などの検討のため、一連の実物大実験を行った。
ここでは各種試験内容を報告し、実際の基礎ぐ
いの設計の考え方を述べる。

4・1 試験工事

今回の試験工事としては、

- (1) NFの測定
 - (a) 単ぐいにおけるくい径別のNF測定
 - (b) 群ぐいのNF測定
 - (c) 特殊アスファルトを塗布した SL (Slip

Layer) ぐいのNF測定

- (2) 2重管内管ぐいの鉛直載荷試験によるくい先端地盤支持力の測定

(a) 中口径鋼管ぐいの先端支持力測定

(b) 大口径鋼管ぐいの先端支持力測定

- (3) 地盤の側方流動がくいに及ぼす影響の測定
などを行った。

単ぐいのNF測定の試験内容を **Table 1** に、各
試験ぐいの地中軸力分布測定値を **Fig. 12** に示す。

NF値はほぼくい径に比例し、閉端ぐいは開端ぐ
いよりNF値が大きい。**Fig. 13**に各ぐいの最大軸

Table 1 Negative friction test condition by the use of single pile

Pile number	Pile dia.	Pile end	Block	Soil improvement		Gage
				Sand drain	Surcharge	
A-1	φ 711.2	Open	A	—	4 m	Strain gage: φ711.2.....20 points/pile φ508.....0
C-1	"	"	C	1.5□×25m	"	
C-0	"	Closed	"	"	"	Expansion and contraction gage: φ711.2.....2/pile φ508.....6/pile
C _S -1	φ 508	Open	"	"	"	
C-2	φ 711.2	"	C'	"	} Re-sur-charge 4 m	Per-layer settlement gage: 6 points/block Settlement plate: 3~10 points/block
C _S -2	φ 508	"	"	"		
X-1	φ 711.2	"	X	Original ground		Electronic piezometer: 4~7 points/block
X _S -1	φ 508	"	"			

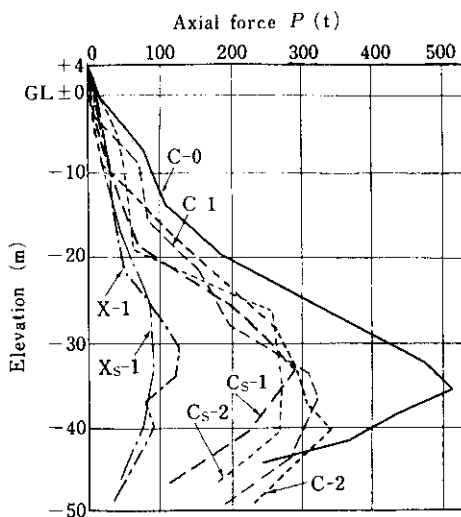


Fig. 12 Distribution of axial force along each pile

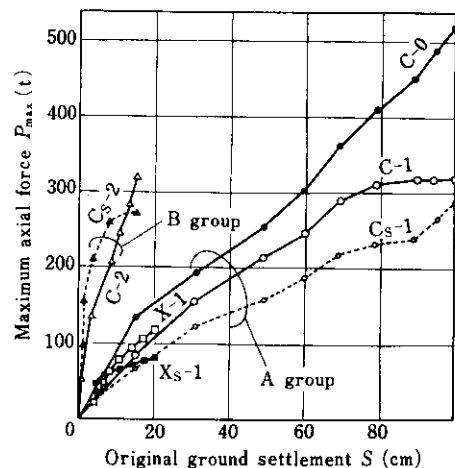


Fig. 13 Relation between maximum axial force on piles and original ground settlement

力と地盤の沈下量との関係を示す。すでに地盤改良をほどこし、地盤沈下をある程度進行させ、その後の地盤沈下量が小さい場所に打設したくい (C-2, C_S-2) の NF は、まだ地盤改良中で地盤沈下量の大きな場所におけるくい (C-1, C_S-1) の NF とほぼ同等の値を示している。自然地盤に打設されたくい (X-1, X_S-1) の NF による最大軸力と地盤沈下量との関係は、改良中の地盤に打設されたくい (C-1, C_S-1) の最大軸力と地盤沈下量との関係に類似している。これらのことは、ある程度地盤改良しても、多少なりとも沈下のあるかぎり NF は生じることと、自然地盤に打設されたくいにも将来大きな NF がかかることを示している。

つぎに群ぐいの NF 測定試験のくい配置を Fig. 14 に、測定結果を Table 2 に示す。くい間隔の小さいほど、また中心に近いほど NF が小さくなっている。SL ぐいの地中軸力の測定値を Fig. 15 に示し、⁵⁾ 中口径ぐい鉛直載荷試験の仕様と結果を Table 3 に、荷重-沈下曲線を Fig. 16 に示す。支持層への根入れ長さにもよるが、ぐいの極限支持力は $\phi 711$ の場合 700~800 t である。大口径ぐい鉛直載荷試験の仕様と結果を Table 4 に、荷重-沈下曲線を Fig. 17 に示す。

Fig. 18 に側方流動試験の平面配置図を、Fig. 19 に盛土成形後 50 日経過時の地盤沈下量と側方流動量を示す。沈下量のほとんどが地盤の側方流動によることがわかる。Fig. 20 に地盤およびぐいの水平変位の実測値と計算値を示す。ぐいの水平変位

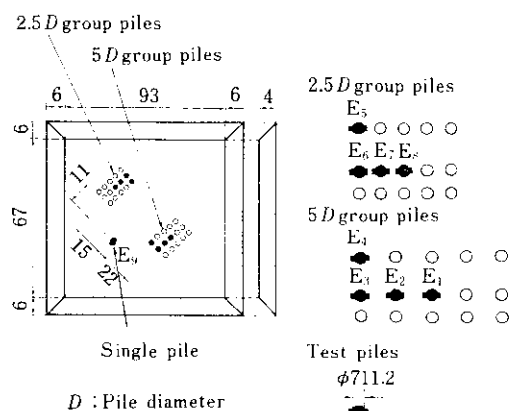


Fig. 14 Location of group piles for negative friction measuring test

Table 2 Maximum axial force on group piles

Pitch	Name	Position	Max. axial force (t)	Stress (kg/cm ²)
2.5 D	E ₅	Corner	225	864
	E ₆	Side	190	729
	E ₇	Middle part	148	568
	E ₈	Center	130	499
5.0 D	E ₄	Corner	325	1 247
	E ₃	Side	190	729
	E ₂	Middle part	200	769
	E ₁	Center	235	900
Single pile	E ₉	—	340	1 305

D: Pile diameter

Table 3 Specifications and results of vertical load test for middle diameter pipes

Pile No.	Pile type	Dia. × thickness	Pile length (m)	Tip figure of pipe	Ultimate load	Yield load
B	Double pipe	$\phi 711.2 \times 11 \text{ mm}$	44.0	Doubling ◎	850	500
C	"	"	43.7	" ◎	860	560
F	"	"	45.0	" ◎	750	500
G	"	"	34.0	" ◎	570	380
D	"	$\phi 914.4 \times 12.7 \text{ mm}$	43.8	" ◎	1 200 ~ 1 300*	800
E	"	$\phi 711.2 \times 11 \text{ mm}$	45.0	" ◎	900*	> 600
11	Single pipe	"	50.0	" ◎	770	500
13	"	"	54.0	" ◎	850	540

* Calculated

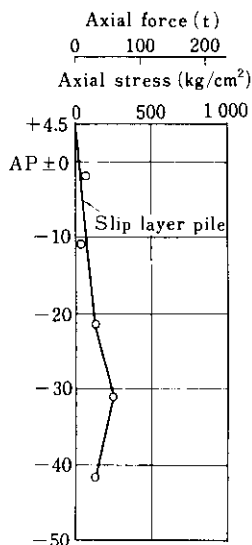


Fig. 15 Distribution of axial force and stress along a slip layer pile

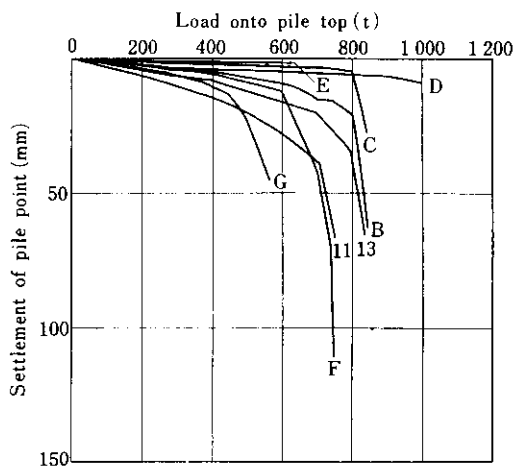


Fig. 16 Experimental load-settlement relation for middle diameter piles in Table 3

はほぼ地盤の水平変位と同じである。Fig.21は、盛土中での地盤の鉛直変位の実測値と、弾性解および弾塑性解による計算値を比較したものである。⁶⁾

4.2 基礎ぐいの設計

製鉄所における基礎は、高炉基礎のように鉛直力で約3万t、転倒モーメントが約27万t・mと荷重条件の非常に厳しい大規模な独立基礎や、分塊工場の圧延基礎のように群ぐいとベタコンクリートからなる機械基礎、ガス配管支柱基礎のように一般的荷重をうける独立基礎、受鉄ピットやスケールピットのような深いピット基礎などがある。第6高炉、3製鋼工場、3分塊工場、西発電所などの基礎ぐいの使用量は鋼管ぐいで約20万tと予想された。前述の試験工事の諸資料をもとに、西工場地盤に適合し、かつ経済性に富んだ基礎ぐいの設計を次のように行った。

ぐいの許容支持力 P_a は、NFを考える場合、建築基礎構造設計標準や港湾構造物設計標準等の基準⁷⁻⁹⁾にそって次の式を満足するようにした。

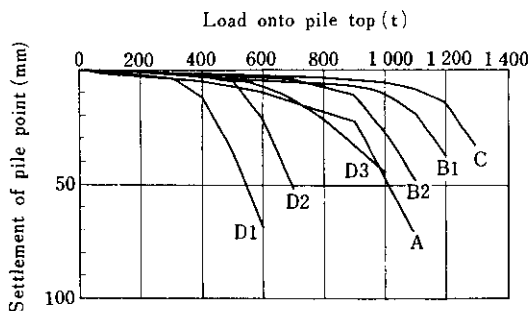


Fig. 17 Experimental load-settlement relation for large diameter piles in Table 4

Table 4 Specifications and results of vertical load test for large diameter piles

Pile No.	Pile type	Dia.×thickness	Pile length (m)	Tip figure of pipe	Ultimate load	Yield load
A	Double pipe	φ1 219.2×16mm	54.0	Single ○	1 100	890
B1	"	"	49.0	river ⊗	1 200	950
B2	"	"	49.24	" ⊗	1 100	750
C	"	"	54.0	Cross ⊕	1 300	970
D1	"	φ1 371.6×16mm	49.0	Single ○	600	340
D2	"	"	52.0	" ○	700	380
D3	"	"	56.0	" ○	1 000	520

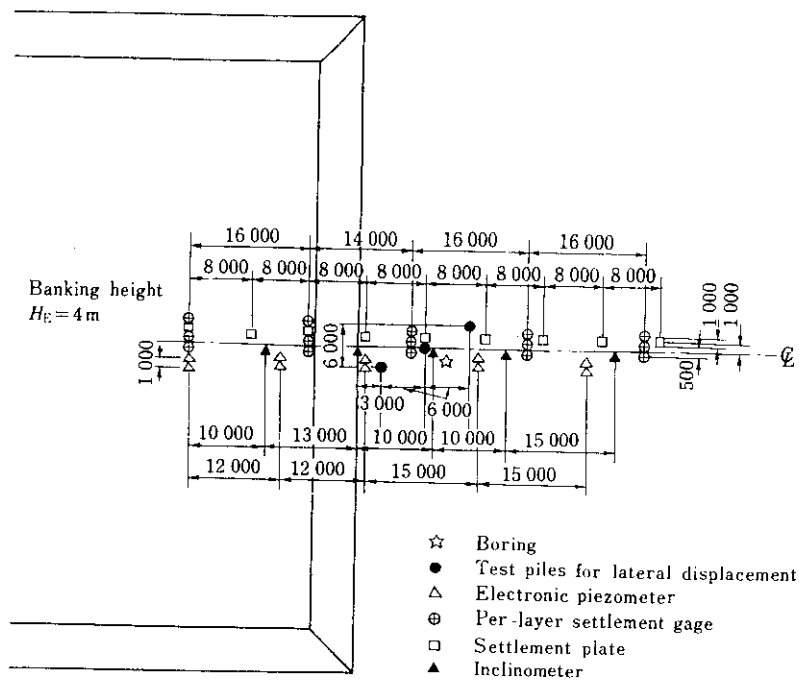


Fig. 18 Plane for lateral displacement test

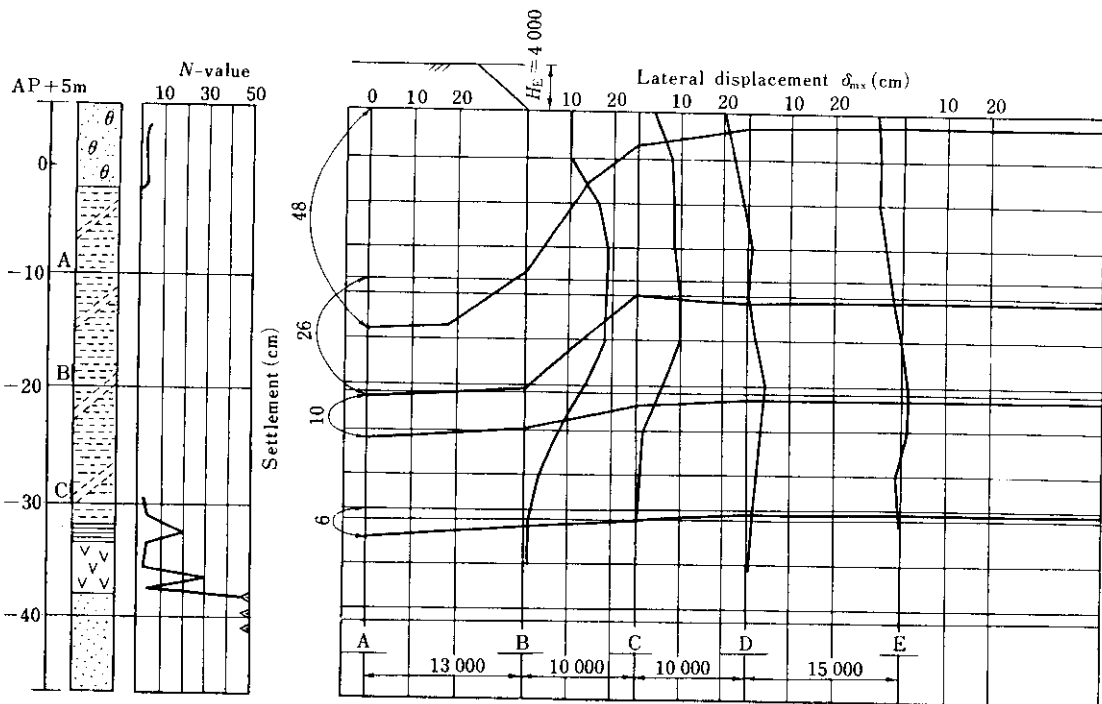


Fig. 19 Settlement and lateral displacement after 50 days from banking

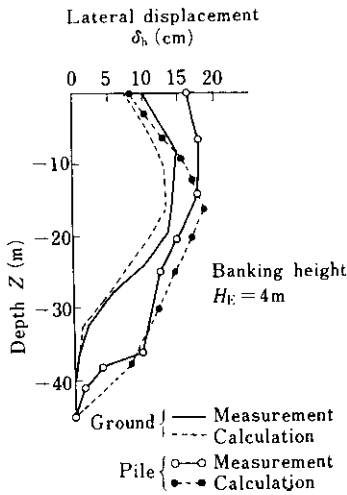


Fig. 20 Comparison of measured and calculated displacement of ground and pile respectively

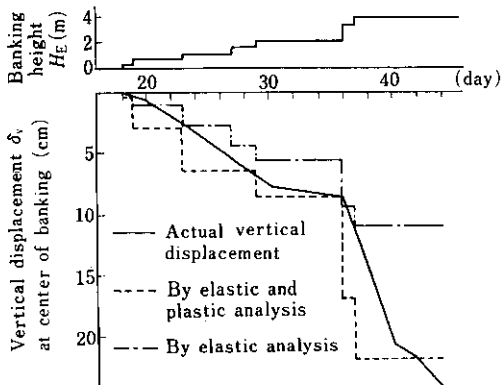


Fig. 21 Actual vertical displacement and calculated value by both elastic-plastic and elastic analysis as banking height changes

$$\left. \begin{aligned} P_a &\leq \frac{R_u}{1.5} - NF \\ P_a &\leq \frac{\sigma_y A}{1.5} - NF \\ P_a &\leq \frac{R_u}{3} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (1)$$

上式中 R_u はくいの極限支持力, σ_y はくい材の降伏強度, A はくいの断面積である。

R_u は, 中立軸からくい先端までの正の摩擦力とくい先端支持力との和と考え, Meyerhof の式を用いた計算値と鉛直載荷試験の実測値を比較検討し, 西工場地盤に適合した修正式として (2) 式を定めた。

$$R_u = 0.85 \left[30 N A_p + \left(3 + \frac{N_s}{5} \right) A_s + \phi \int_{l_n}^{l_a} \alpha \sigma_v dl \right] \dots\dots\dots (2)$$

一方, NF 値は (3) 式により計算できる。

$$NF = \phi \int_0^{l_n} \alpha \sigma_v dl \dots\dots\dots (3)$$

N : d をくい径としてくい先端から下方へ

1 d , 上方へ 4 d の間の平均 N 値

N_s : 支持層の平均 N 値

A_p : くい先端面積

A_s : 支持層への根入れ部分のくい周面積

ϕ : くいの周長

l_a : 地表から支持層までの深さ

l_n : 地表から中立軸までの深さ

σ_v : 地盤内の鉛直方向有効応力

$$\alpha = \frac{\sigma_h}{\sigma_v} \tan \phi'$$

σ_h : 地盤内の水平方向有効応力

$\tan \phi'$: くいと土の摩擦係数

α については Fig. 22 の実測値, すなわち $\phi 711.2$ のくいで $\alpha = 0.22 \sim 0.25$, $\phi 508$ のくいでは $\alpha = 0.32 \sim 0.35$ を使用した。有効応力 σ_v は全土かぶり圧から間隙水圧を差引いて求めたが, 最大 NF 作用時の間隙水圧分布は静水圧分布で代用した。¹⁰⁾

こうして基礎くいの許容支持力を算出する一方, 地盤の側方流動も考慮に入れて基礎くいを選定した。その結果, 基礎くいには主として鋼管くいを使用し, 材質も通常の STK41 ではなく, 高強度の STK50 にした。SL くいは, 実験で NF 除去に効果のあることが判明したので, 配管等のスタンション基礎にはこれを採用した。

5. おわりに

ここで述べた地盤改良工事は, 所期の目的を達成することができ, 現在までのところ地盤に関する大きな問題は生じていない。ただ基盤洪積砂層

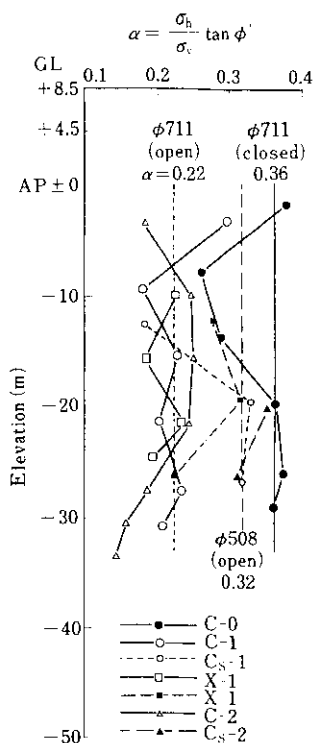


Fig. 22 Change of actual α value with pipe dia.

の水圧が低く、その上層にまだ間隙水圧の高い層が一部残っているため、この部分の長期にわたる圧密沈下は進行するものと思われる。このことは同時に、基礎ぐいに NF が生じることを意味している。NF の生じない、もしくは小さい地盤の場合のぐい設計は、多少の誤差があっても安全率の範囲内におさまるにいたるべきことが多い。しかし、今回の西工場地盤は日本でも有数の NF の大きな地区であるため、種々検討の結果、ぐい材の強度増加、適正許容支持力の決定、SL ぐいの採用等を行って NF に対処し、地盤改良と合わせて西工場の軟弱地盤対策とした。

最後に、西工場軟弱地盤問題に適切な助言をいただいた東京工業大学山口教授、京都大学柴田教授、土岐助教授、東京大学石原教授、名古屋大学松尾教授、ならびに水島製鉄所での貴重な体験による助言をいただいた各位に深謝するとともに、工事関係者諸氏に感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 堤一高, 根井基雄, 城郁夫, 安藤和芳: 土木技術, 31 (1976) 10, 40~45
- 2) 堤一高, 根井基雄, 城郁夫, 杉山勝英: 施工技術, 9 (1976) 10, 87~94
- 3) 根井基雄, 城郁夫, 田中靖雄: 土木学会第30回年次学術講演会概要集 第3部, (1975) 358~359
- 4) 石原研而, 根井基雄, 上田茂, 竹原有二: 第4回日本地震工学シンポジウム講演集, (1975), 423~429
- 5) 堤一高, 根井基雄: 土と基礎, 23 (1975) 7, 49~55
- 6) 根井基雄, 城郁夫, 青砥宏, 坂口昌彦: 第21回土質工学シンポジウム, (1976), 55~58
- 7) 建築基礎構造設計規準・同解説, (1975), [日本建築学会]
- 8) 運輸省港湾局: 港湾構造物設計基準, (1967), [日本港湾協会]
- 9) 道路橋下部構造設計指針・同解説, (1976), [日本道路協会]
- 10) 堤一高, 根井基雄, 城郁夫: 土木施工, 18 (1977) 5, 19~26