

運輸省港湾技術研究所

港湾技術研究所 報告

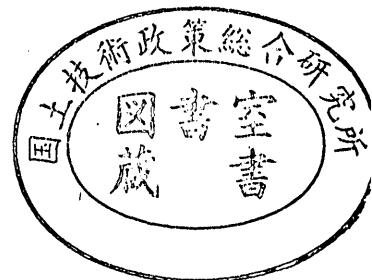
REPORT OF
THE PORT AND HARBOUR RESEARCH
INSTITUTE
MINISTRY OF TRANSPORT

VOL. 15

NO. 3

SEPT. 1976

NAGASE, YOKOSUKA, JAPAN



港湾技術研究所報告 (REPORT OF P. H. R. I.)

第15巻 第3号 (Vol. 15, No. 3), 1976年9月 (Sept. 1976)

目 次 (CONTENTS)

1. 波の連なりの統計的性質について…………… 合田良実………… 3
(On the Statistics of Wave Groups……………Yoshimi GODA)
2. ネガティブフリクションに関する実験と考察(第2報)
——アスファルトコーティング杭の現場実験——
…………… 高橋邦夫・沢口正俊………… 21
(Experimental Study on Negative Skin Friction on Piles (2nd Report)
——Field Experiment of Asphalt Coated Piles——
……………Masatoshi SAWAGUCHI, Kunio TAKAHASHI)
3. 空港舗装用アスファルトコンクリートのレオロジー的考察
…………… 福手 勤・佐藤勝久・渋谷英夫………… 53
(A Rheological Study on Asphalt Concretes for Airport Pavements
……………Tsutomu FUKUTE, Katsuhisa SATO, Hideo SHIBUYA)
4. 繰返し荷重を受ける鉄筋コンクリートばりの疲労強度(第1報)
…………… 堀井修身・上田 茂・柳沢雄博………… 69
(Study on Fatigue of Reinforced Concrete Beams (1st Report)
……………Osami HORII, Shigeru UEDA, Katsuhiko YANAGISAWA)
5. 海底パイプラインに作用する衝撃荷重の実験的研究
…………… 中山茂雄・清宮 理・藤澤孝夫………… 99
(Laboratory Impact Load of Anchors on Submarine Pipelines
……………Shigeo NAKAYAMA, Osamu KIYOMIYA, Takao FUJISAWA)
6. 海洋環境における鋼構造物の腐食の実態と集中腐食対策に関する研究
…………… 善 一章…………147
(Studies on the Situation of Corrosion of Steel Structures in Marine Environments
and Measures against Concentrated Corrosion……………Kazuaki ZEN)

2. ネガティブフリクションに関する実験と考察 (第2報)

—アスファルトコーティング杭の現場実験—

高橋 邦夫*・沢口 正俊**

要 旨

径 50 cm, 長さ 40 m の鋼管杭を試験杭としてネガティブフリクションの現場実験を行った。また、同じ杭にネガティブフリクション低減工法としてのアスファルトコーティングを施したものが、固定式ジブクレーンの基礎杭として同地に用いられた。打設後約1年で地盤沈下量約2 cm に対して、試験杭は沈下量約2 mm 最大軸力 90 t 程となり、アスファルトコーティング杭では沈下量・軸力ともに杭頭荷重によるもののみであった。港湾構造物設計基準の方法、Bjerrum の方法、Zeevaert の方法、及び著者等の方法の4つのネガティブフリクション計算法について、実測値と比較検討を行った。

クレーン稼働時の測定とその考察、また付録として、ネガティブフリクション被害により撤去された旧基礎およびアスファルトコーティングの設計法についても記した。

* 土質部 基礎工研究室

** 土質部 基礎工研究室長

Experimental Study on Negative Skin Friction on Piles (2nd Report)

— Field Experiment of Asphalt Coated Piles —

Kunio TAKAHASHI*

Masatoshi SAWAGUCHI**

Synopsis

Field measurements were performed about the negative skin friction on piles whose diameters were 50 cm and the lengths were about 40 m. One of the four piles was free on the head, and the others were foundation piles of a jib crane, which were asphalt coated piles to decrease the negative skin friction. While the ground subsided 2 cm in 1 year after the pile driving, the free-headed pile subsided 2 mm, the axial force of which became 90 t, though these values of the foundation piles showed only the magnitudes produced by the axial load on the pile head. The ways of estimation by the current design criteria of port and harbour construction, by Bjerrum, by Zeevaert, and by the authors are examined by the comparison with the measured values.

The results of the measurements when the crane was moving are discussed, and the observations of the old foundation which was removed because of damages by the negative skin friction and a design criterion of asphalt coating are reported as appendices.

* Member of the Foundations Laboratory, Soils Division

** Chief of the Foundations Laboratory, Soils Division

目 次

要 旨	21
1. ま え が き	25
2. 実験の概要	25
2.1 実験地盤	25
2.2 実験計画	26
2.3 アスファルトコーティング	26
2.4 諸種の測定	29
3. 実験結果	31
3.1 杭の打込み	31
3.2 諸種の測定結果	31
4. 考 察	33
4.1 沈下量について	33
4.2 ひずみ及び軸力について	36
4.3 設計法との対応	37
5. クレーン稼働時の測定とその考察	40
6. む す び	42
参 考 文 献	43
付録A. 旧基礎について	44
付録B. アスファルトコーティングの設計	48

1. まえがき

現在、杭基礎に対する非常に大きな問題の一つとして、ネガティブフリクションの問題が挙げられる。とくに大都市地域あるいは工場地域等、地下水の汲み上げによる地盤沈下や軟弱層の圧密沈下等が存在するような場所においては、ネガティブフリクションの恐れのないところはないと言っても過言ではあるまい。

このような大問題に対して行われた実験ならびに研究は近年かなり多くなってきているが、当研究室においても過去2度の室内実験（そのうち第1回目の実験は既に発表済み¹⁾）と計算式の提案²⁾を経て、今回、実物の杭基礎により実大実験を行った。第二港湾建設局管内の小名浜港において、固定式ジブクレーンの杭基礎に対し、測定を行ったものである。

今回の杭基礎で注目すべき点は、アスファルトコーティング杭を用いていることである。これは、杭の周囲にアスファルトの滑動層を設け、土から加えられる負の摩擦力をカットしようという方法である。ネガティブフリクションの対策としていくつかの方法が考えられているが、杭に対するアスファルトコーティングは、コスト、施工性等の点で優れており、有望視されている方法である。しかもこの工法は、海外特に西欧においてかなり一般化しており、したがって、この工法に対する設計計算（付録B参照）は、それらの国において一応確立したも

のと考えられるが、日本における採用に当って詳細な実験結果の集積が必要であることは当然である。

今回の実験では、上記のアスファルトコーティング杭とは別に、同じ杭でアスファルトコーティングをしていない杭についても、測定を行った。したがって、実大の杭に働く純粋のネガティブフリクションを計測し、その進行状況、その大きさ、あるいは中立点等について分析を試み、また諸種の計算法との対応を行っている。それとともに、アスファルトコーティングによって軽減されたネガティブフリクションをも計測し、両者を比較することによって、アスファルトコーティング工法の効果の程度を調べた。

現在（昭和51年6月）、測定はまだ続けられているが、ネガティブフリクションの様子がはっきり現われてきたので、中間報告としてまとめることとした。

2. 実験の概要

2.1 実験地盤

実験は、福島県いわき市に所在している、第二港湾建設局小名浜港工事々務所所管の小名浜港4号埠頭第2ケーソンヤードで行った。実験地点を図-2.1に示す。また、ボーリング調査によるこの地点の地盤状況を図-2.2,3に示す。さらに、図-2.1に示された4本の杭の杭打ち記録から、50 cm 貫入させるのに必要な打撃数を取り、図-2.4~7に示す。これらの図から判るとおり、こ

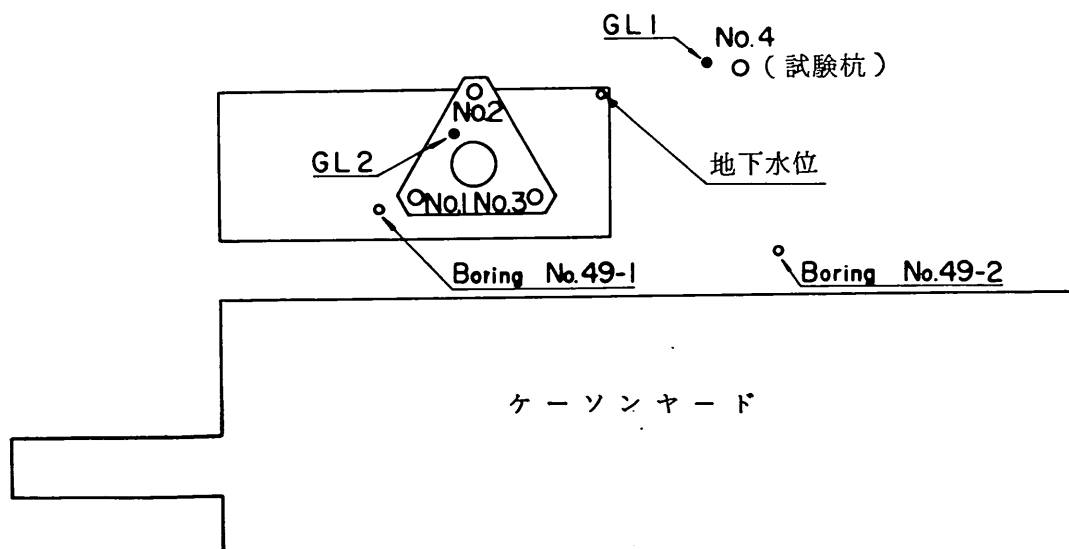


図-2.1 実験地点

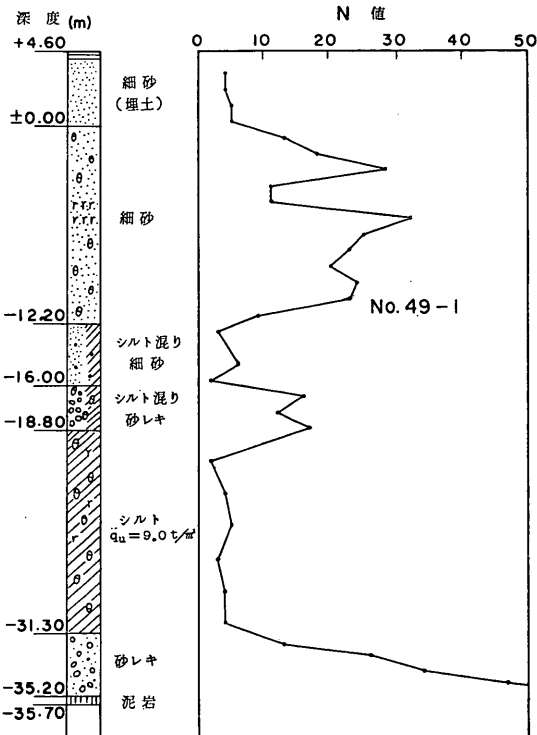


図-2.2 土質柱状図1

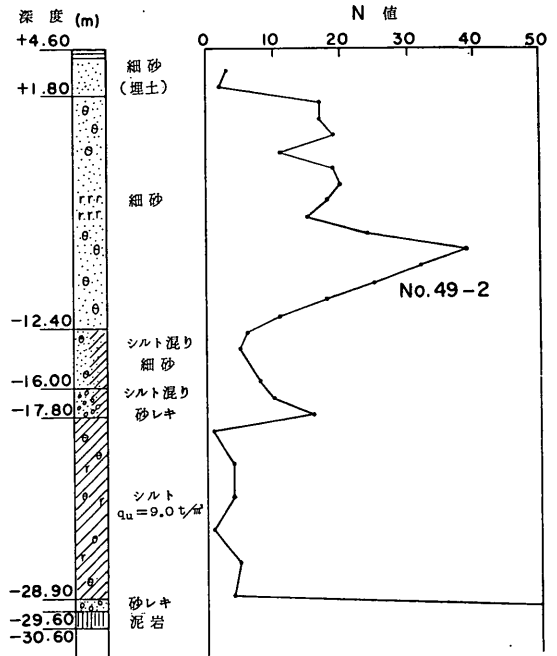


図-2.3 土質柱状図2

の付近では、地表面から約40m程の深さのところに支持地盤として期待できる土層があり、それより上部は、おおむね上半分が砂層、下半分がシルト層という構成になっている。そして、最上層の埋立盛土による荷重増加のために生じた下半分のシルト層の圧密が、地盤沈下の原因と想像される。

2.2 実験計画

小名浜港で第2ケーソンヤード1号ジブクレーンの新設に当り、ネガティブフリクション対策のために、アスファルトコーティングを施した杭を、その基礎杭として用いることになった。これに対して、図-2.1に示されたNo.4の試験杭を、比較のためにアスファルトコーティングせずに打設し、両者を実験対象とした。No.4の試験杭は地中に打設しただけで、作用する荷重は、純粋にネガティブフリクションのみであると考えられる。杭の諸元は表-2.1に示す通りである。

昭和50年2月の末から建設工事にとりかかり、3月中旬に測定を開始した。測定期間は一応2年を目途としており、現在(昭和51年6月)まだ測定は続けられている。

表-2.1 杭の諸元

外径(D)	肉厚(t)	周長(φ)	断面係数(Z)	
508 mm	9.5 mm	1.60 m	1,820 cm ³	
重量(w)	鋼材断面積(A _s)	先端支持面積(A _p)		
117 kg/m	148.8 cm ²	0.20 m ²		
P. No.	種類	長さ	天端高	先端深さ
1	Coated P.	40.89 ^m	+4.514 ^m	-36.38 ^m
2	Coated P.	41.69	+4.515	-37.18
3	Coated P.	40.10	+4.514	-35.59
4	Uncoated P.	36.24	+4.566	-31.67

2.3 アスファルトコーティング

図-2.1に示されたジブクレーンの基礎杭3本に、アスファルトコーティングを行った。その様子を写真-2.1~6に示す。アスファルトは、杭面とアスファルトとの付着をよくするためのプライマーという塗料を塗った上に、塗布する。写真-2.2で塗っているのがそれである。アスファルトは、厚さが8mmとなるように、2層に塗り重ねた。機械化施工で工場生産することにより、迅速かつ高度な仕上がりをもって、アスファルトコーテ

ネガティブフリクションに関する実験と考察 (第2報)

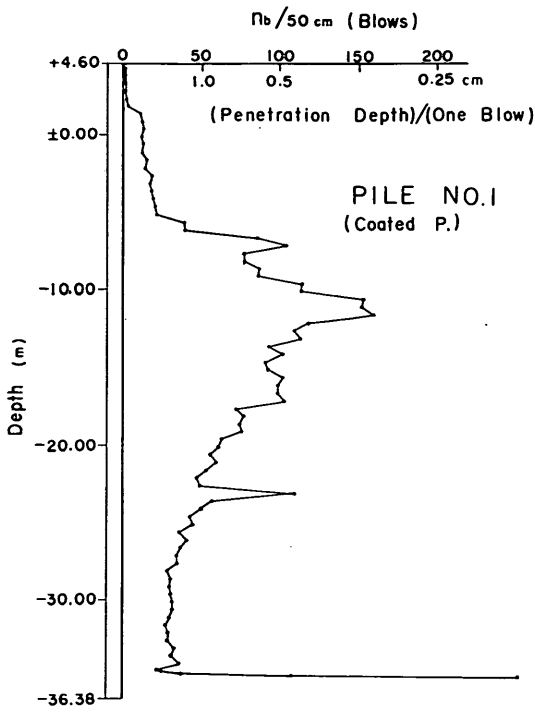


図-2.4 基礎杭 (P. No. 1 AC 杭) の貫入抵抗

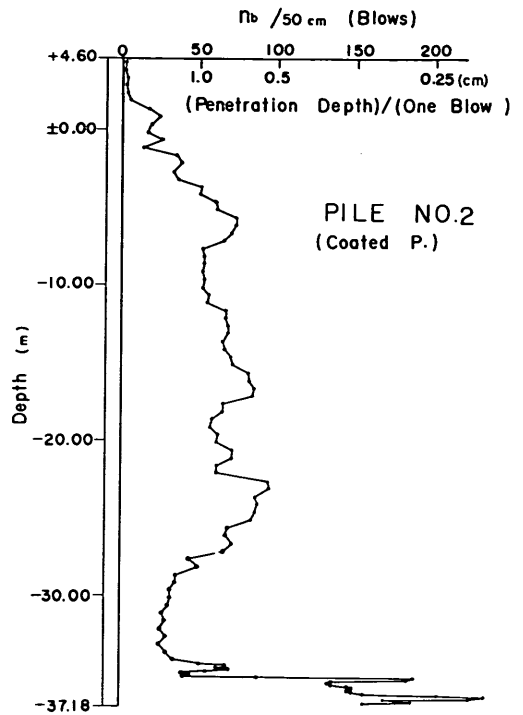


図-2.5 基礎杭 (P. No. 2, AC 杭) の貫入抵抗

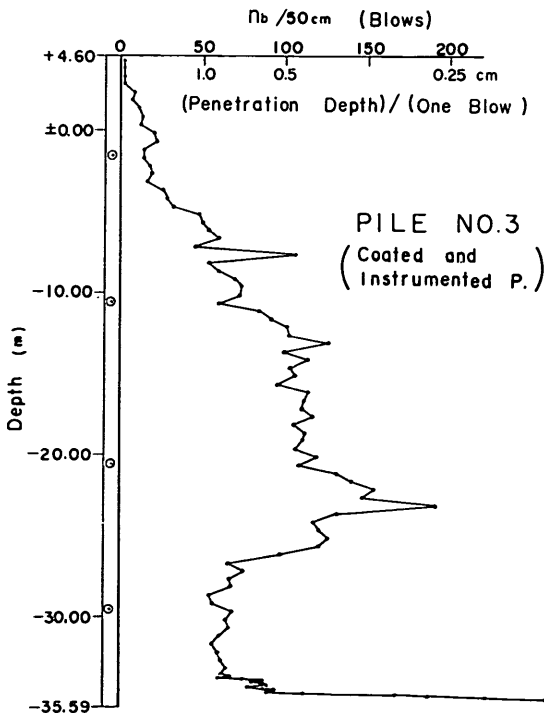


図-2.6 基礎杭 (P. No. 3, AC 杭) の貫入抵抗

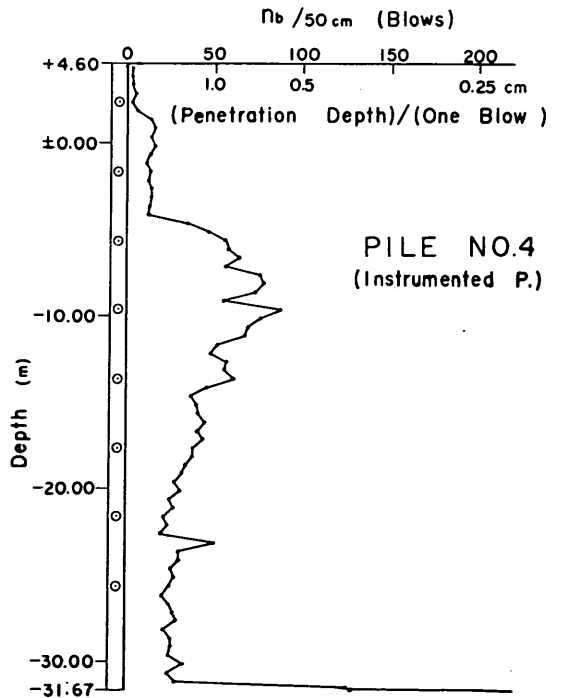


図-2.7 試験杭 (P. No. 4) の貫入抵抗



写真-2.1 プライマー

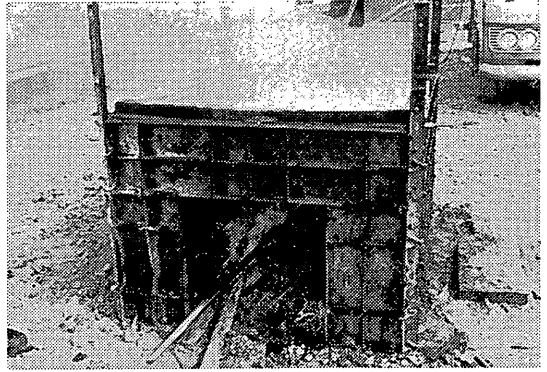


写真-2.4 アスファルト溶融

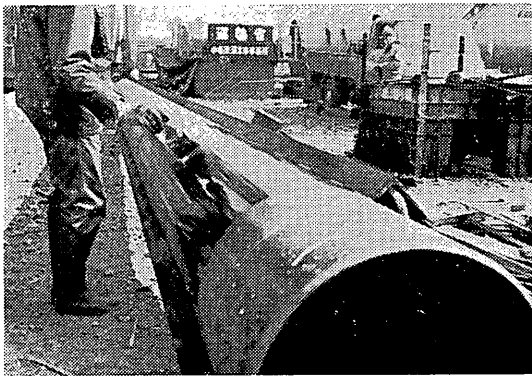


写真-2.2 プライマー塗布



写真-2.5 アスファルト塗布



写真-2.3 アスファルト

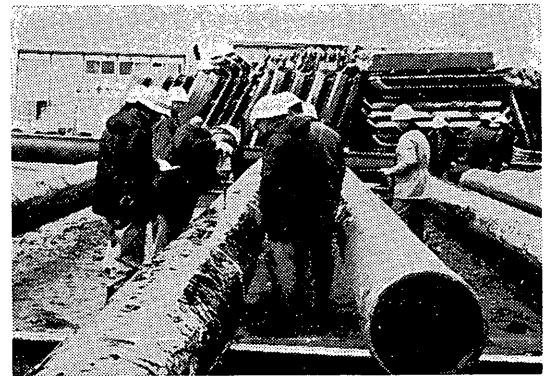


写真-2.6 アスファルト層厚検査

ィングする技術が既に開発されているが、今回は、写真から判る通り、現場において手塗りにより行ったため、非常に時間がかかり、表面も滑らかでない。直径 50 cm、長さ 40 m の鋼管杭 3 本にアスファルトコーティングするために、10 人以上の人間で 5 日程度を必要とした。表

面の凹凸については、厚さ 8 mm に対して、極めて密に厚さの検査を行い、くぼんだ部分に充填したので、大雑把にみて +3 mm から -0.5 mm 平均 9 mm 程度に納った。

2.4 諸種の測定

測定は、地表面及び杭頭の沈下量、杭体の軸方向ひずみ、地下水位、及び気温に対して行った。

地表面及び杭頭の沈下量はレベル測量により測定したが、付近一帯が沈下しているのので、若干の補正を必要と

する可能性もある。沈下量等の測定は、写真-2.7~12に見る通りである。杭頭の沈下量については、鋼管杭の内面に溶接してあるロッドの高さを観測して得ており、もちろん、非測定時には、フタをかぶせて保護がしてある。



写真-2.7 鋼管杭頭沈下測定ロッド

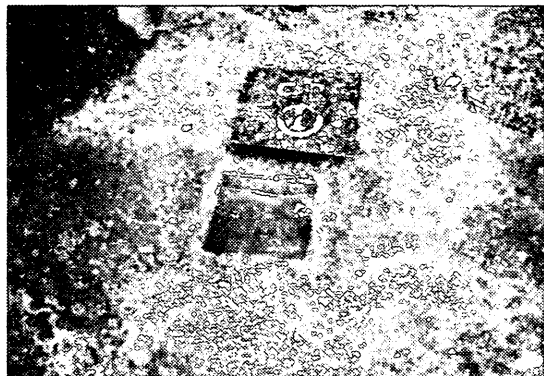


写真-2.10 杭頭沈下測定点 (CP 1)

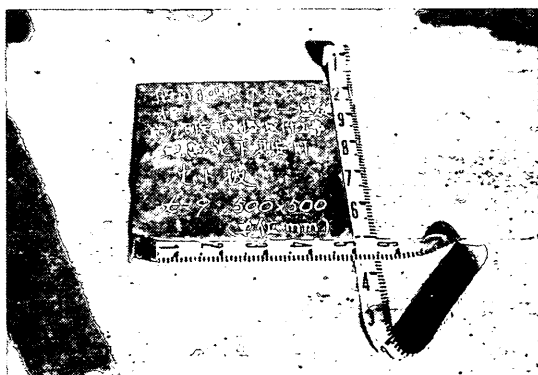


写真-2.8 地盤沈下測定用沈下板

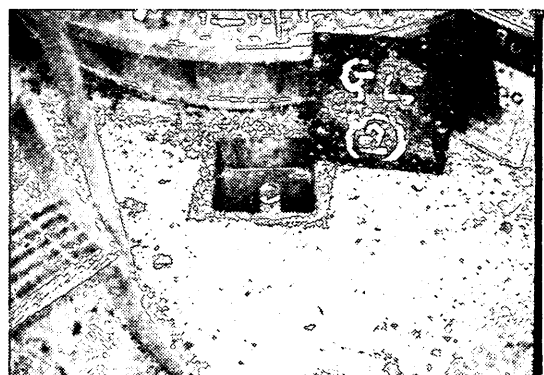


写真-2.11 地盤沈下測定点 (GL 2)



写真-2.9 地盤沈下測定ロッド

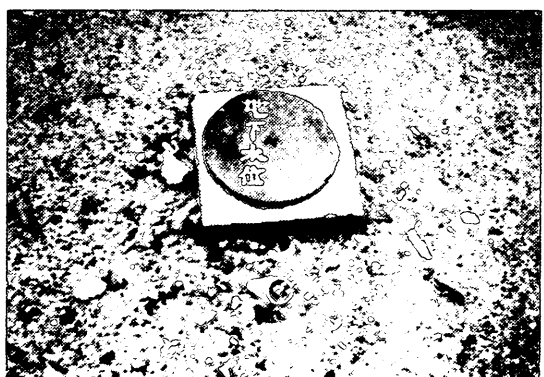


写真-2.12 地下水位測定点

杭の軸ひずみは、フォイルゲージにより測定した。杭面へのゲージ貼付、およびゲージやコードの保護の様子を写真-2.13～20に示す。1箇所の測定に対して、杭の軸方向にアクティブゲージ2枚、杭体から浮かしたダミーゲージ2枚の4ゲージ方式を採用した。これを1つの

ひずみ測定単位とし、杭周の反対側に貼付した2つ1組のひずみ測定単位により、その断面における杭の曲げと純粋な軸力とが、別々に計算できるようになっている。図-2.8に示すように、試験杭(P. No. 4)には8断面16個所の測定点を設け、3本の基礎杭のうちの1本(P. No.

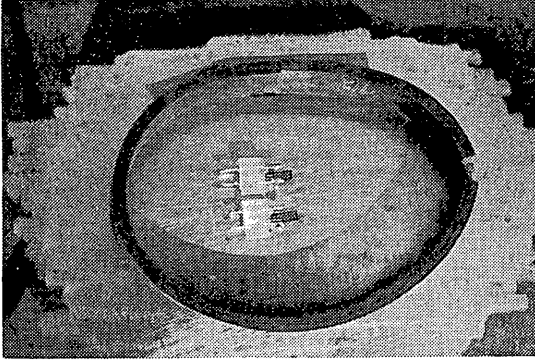


写真-2.13 アクティブゲージ

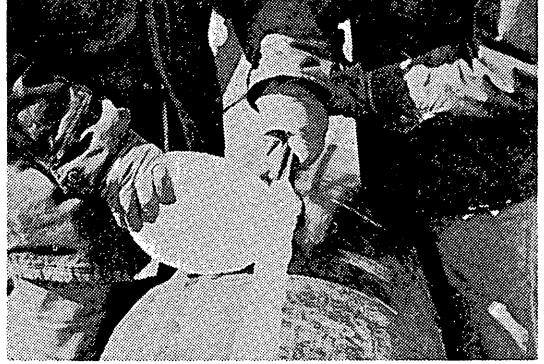


写真-2.16 石綿によるコード保護

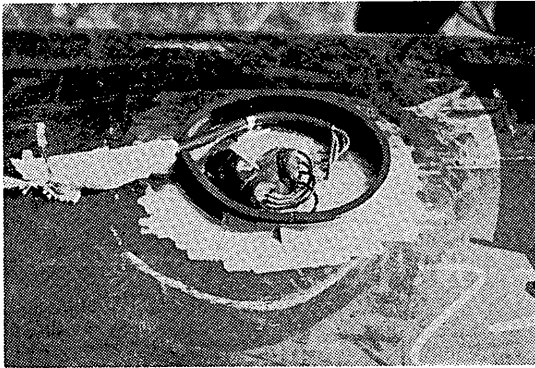


写真-2.14 結線完了

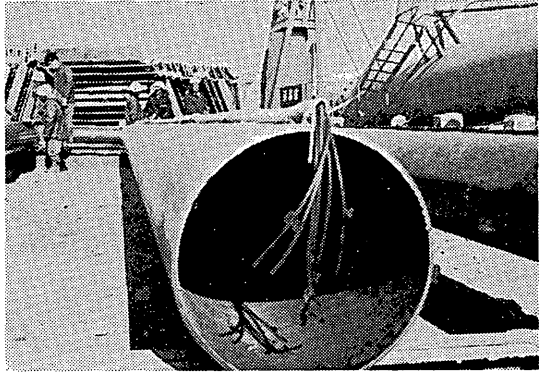


写真-2.17 コード保護仕上り

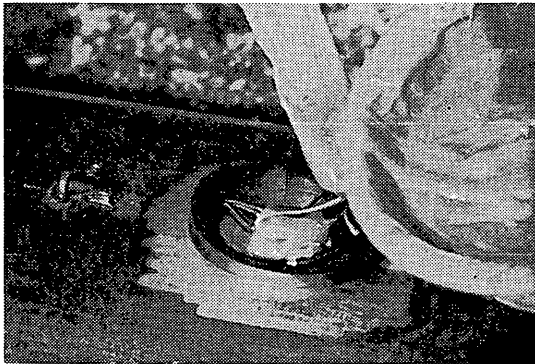


写真-2.15 コーティング剤流し込み

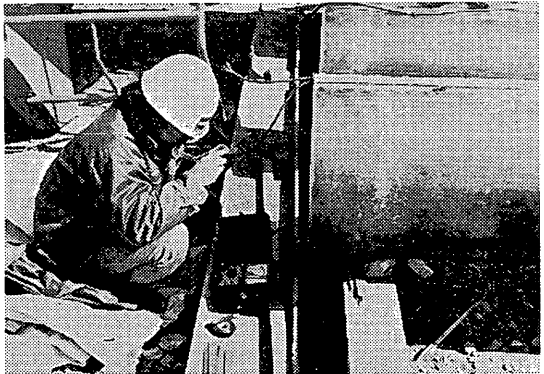


写真-2.18 ゲージチェック

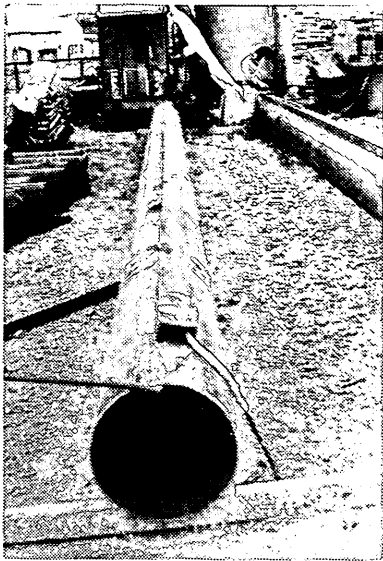


写真-2.19 プロテクター

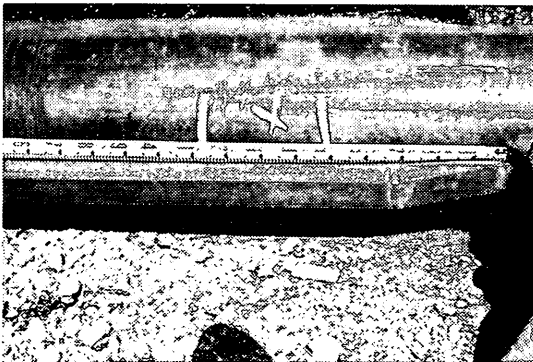


写真-2.20 プロテクター先端部

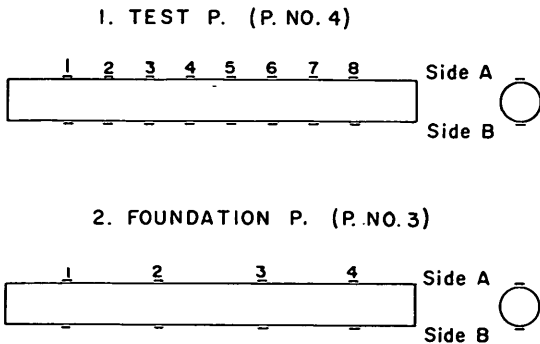


図-2.8 ゲージ貼付位置

3) には4断面8個所の測定点を設けた。なお、試験杭の杭頭はフリーの状態になっている。

表-3.1 杭の貫入抵抗

深さ		P. No. 1	P. No. 2	P. No. 3	P. No. 4
10 m	累加打撃回数	224	504	316	267
	抵抗増大率	0.84	1.89	1.18	1.
20	累加打撃回数	2,228	1,753	1,958	1,479
	抵抗増大率	1.51	1.19	1.32	1.
30	累加打撃回数	3,626	3,248	4,443	2,133
	抵抗増大率	1.70	1.52	2.08	1.
35	累加打撃回数	3,963	3,749	5,185	2,391
	抵抗増大率	1.66	1.57	2.17	1.
40	累加打撃回数	4,469	4,108	6,085	—
	抵抗増大率	—	—	—	—

その他に、地下水位と気温の測定も合せ行った。

3. 実験結果

3.1 杭の打込み

アスファルトコーティング杭とそうでない杭とでは、前者の方が大きな打込み抵抗を示した。表-3.1に示されている通り、深さ10~20mまでは1.2~1.5倍程度、30~35mでは1.5~2.0倍まで抵抗が増大している。表-3.1は、アスファルトコーティングしていない Pile No. 4を基準にして、アスファルトコーティング杭 (P. No. 1~3) がどの程度の打込み抵抗の増大を示したかを計算したものである。このことは、他にも既に報告されており³⁾、一般的な傾向のようである。すなわち、杭打ちのような動的な荷重に対して、アスファルトは弾性的な性質を示すことが知られており (付録B参照)、このため、アスファルト層によって管径・肉厚ともに増大したとみなされる杭は、打込み抵抗が増すものと考えられる。また、表面が鋼管そのままの場合より滑らかでないことも、原因の1つになっているかも知れない。

3.2 諸種の測定結果

地表面沈下量およびすべての杭の杭頭沈下量を図-3.1に示す。

杭体の軸方向ひずみ、さらにそれから計算される軸方向応力度および軸力の経時変化を、図-3.2と図-3.3に示す。また試験杭については、これらの値の深さ方向分布を図-3.4に示す。基礎杭については、図-3.2から判る通り、ほとんど同じ値を示しているので、深さ方向分布図を掲げることはしなかった。なおひずみゲージは、杭打設時及びそれ以後にかなり沢山のゲージが測定不能とな

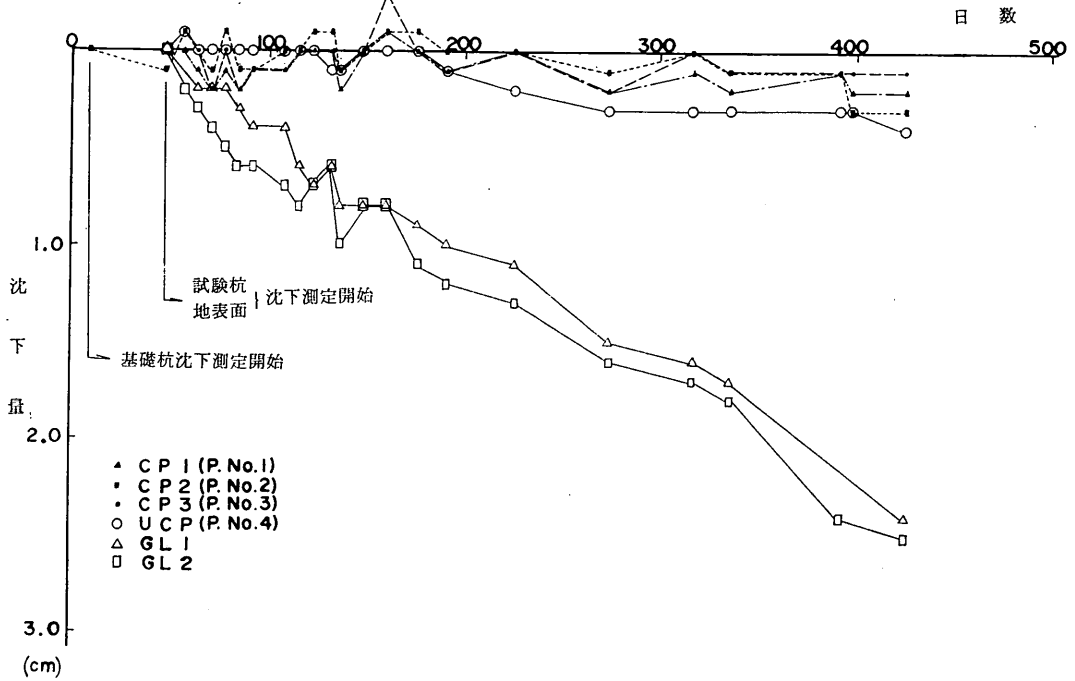


図-3.1 地表面および杭頭の沈下量

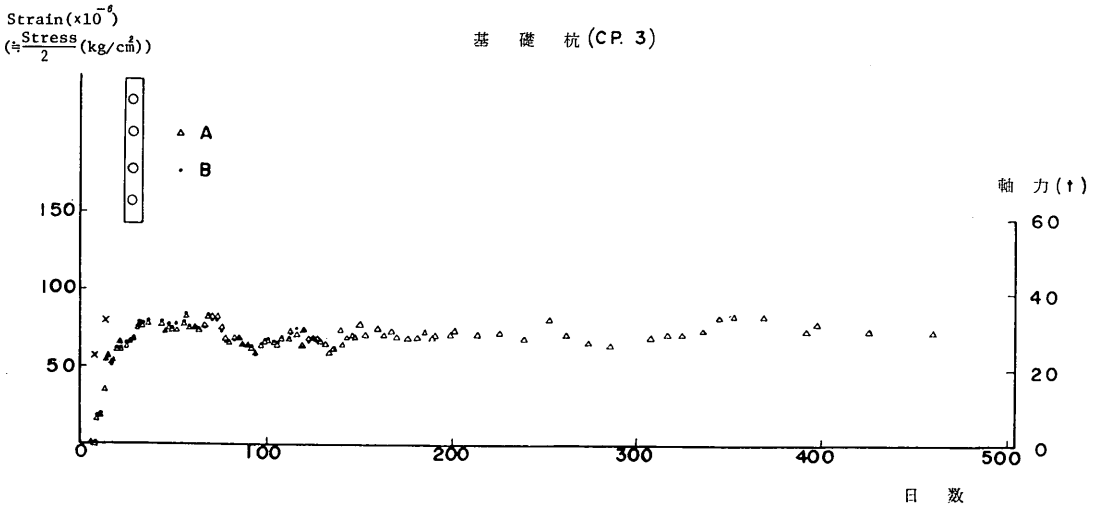


図-3.2 応力度の経時変化 (P. No. 3)

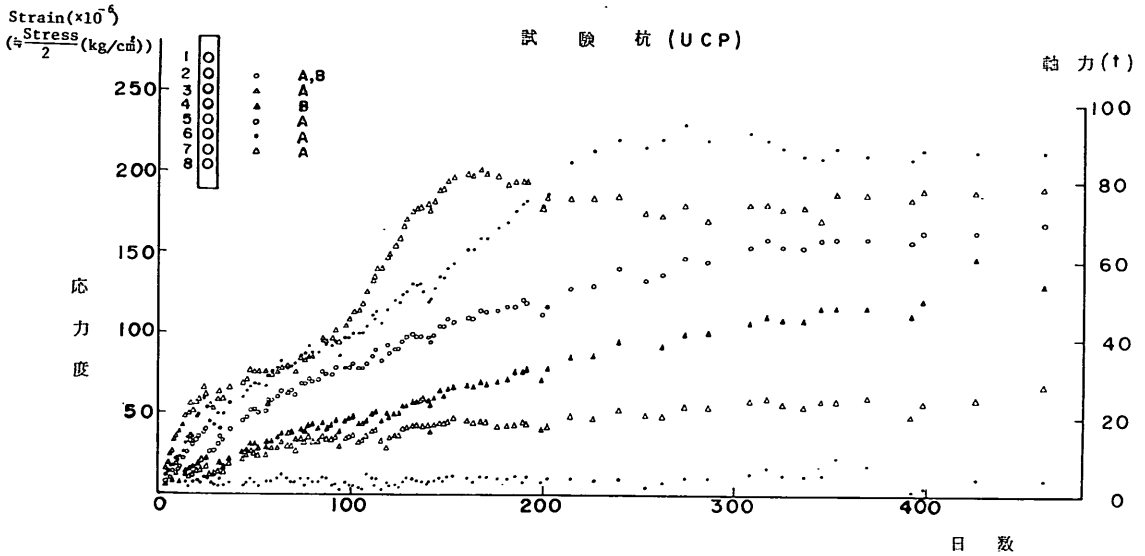


図-3.3 応力度の経時変化 (P. No. 4)

っており、120日以後安定した測定が行えるのは、基礎杭(P. No. 3)が8点のうち1点、試験杭(P. No. 4)では16点のうち10点である。測定可能な点は、図-3.2と図-3.3の杭の図に示してある。A、Bとあるのは、杭1本に対して片側のゲージ群をAと呼び、反対側をBと呼んだものである(図-2.8参照)。多くの点が測定不能となった原因は、ハンマーによる杭の打設であり、それ以後に測定不能となったものも、原因はやはり打設にあると思われる。曲げ応力をとり出すために1断面2点の測定とした訳であり、測定値が片側だけしか得られなければ、当然、曲げと純粋な軸力とを分離することはできない。しかし、のちにも述べるように、得られた結果から類推して、曲げはほとんどないように思われる。

地下水位の経時変化を、図-3.5に示す。

外気と測定室内の気温の変化を、図-3.6に示す。

4. 考 察

4.1 沈下量について

地表面沈下量は、1年で約2cm程度となっており、それ程大きなものではない。基礎コンクリート等の荷重は、後に述べるように、ほぼ完全に基礎杭によって支えられていると考えられるので、この沈下量は、この付近

一帯の埋立てによる地盤沈下が原因と想像される。

試験杭(P. No. 4)と3本の基礎杭(P. No. 1~3)の杭頭沈下量を比較すると、200日を過ぎた頃から、わずかではあるが明らかな差が見られる。すなわち、アスファルトコーティングを施した3本の基礎杭が1~2mm沈下しているのに対して、試験杭は3~4mmの沈下を示している。沈下量の測定はレベル測量によっているので、杭頭沈下量の値は相当ラフな精度のものであることが予想されるが、この傾向は確かなものと思われる。

また、ひずみの経時変化を示す図-3.2及び図-3.3と考え合わせると、基礎杭のひずみが30日程度で一定値に達しているのに対して、試験杭では200日程度はひずみが増大し続けているという違いに相応して、沈下量も基礎杭が40~100日頃には既に1mmの沈下を示しているのに対して、試験杭の方の沈下量はその頃ほぼ0で、200日近くから徐々に沈下を示し始めている。

次に杭頭沈下量を、深さ方向のひずみ分布を積分して得られる杭の弾性収縮と合わせて考えてみる。まず試験杭について、杭頭沈下量測定開始後400日間のひずみ増分を積分して、この間の杭の弾性収縮量を求めると、約2mmである。従って、実測値4mmとの差2mmが、杭先端の支持地盤への貫入によって生じた沈下量である

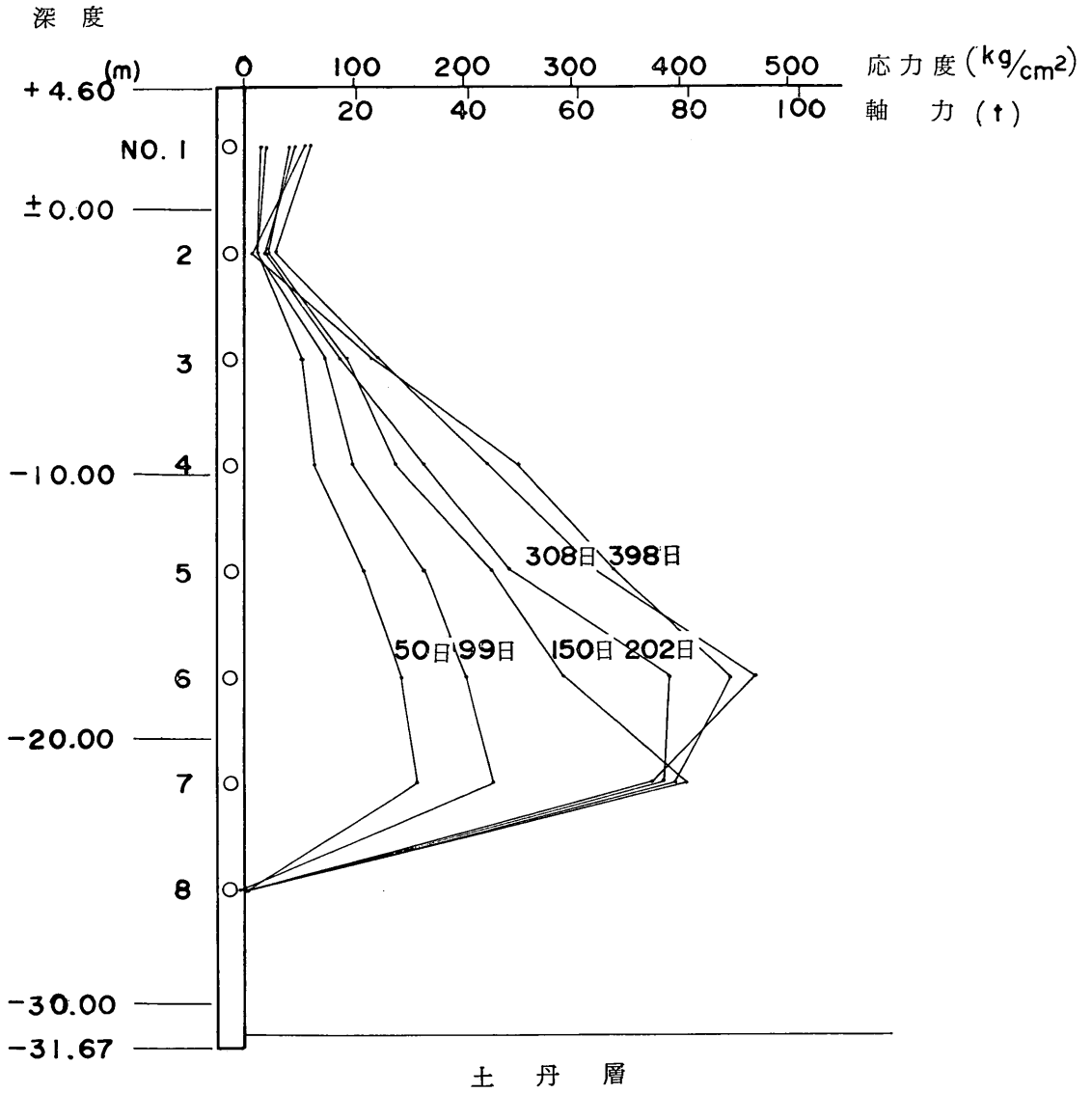


図-3.4 応力度分布 (P. No. 4)

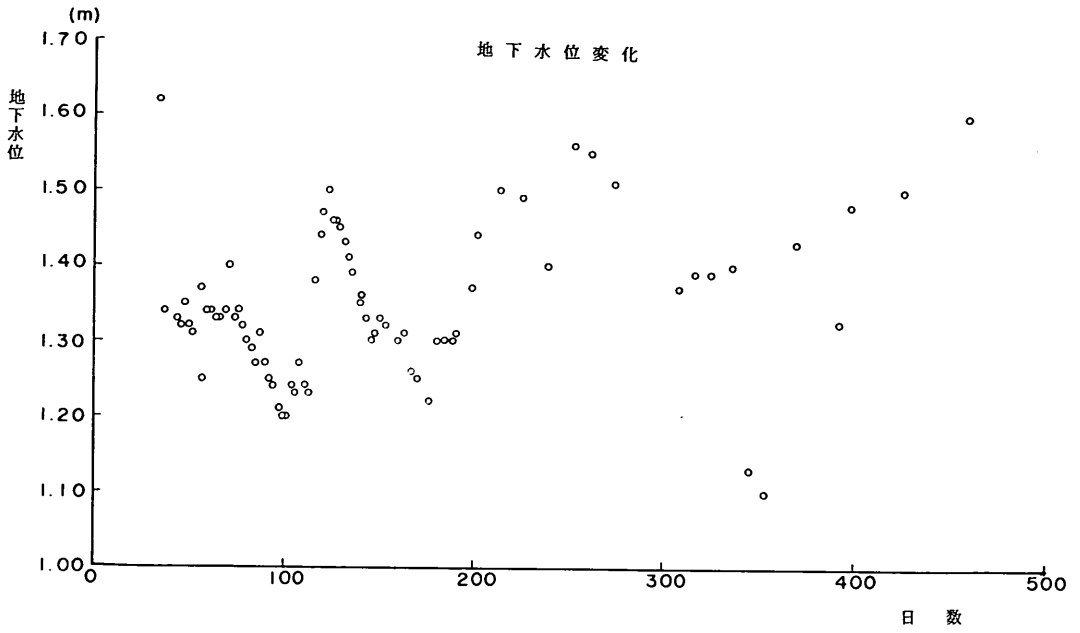


図-3.5 地下水位の経時変化

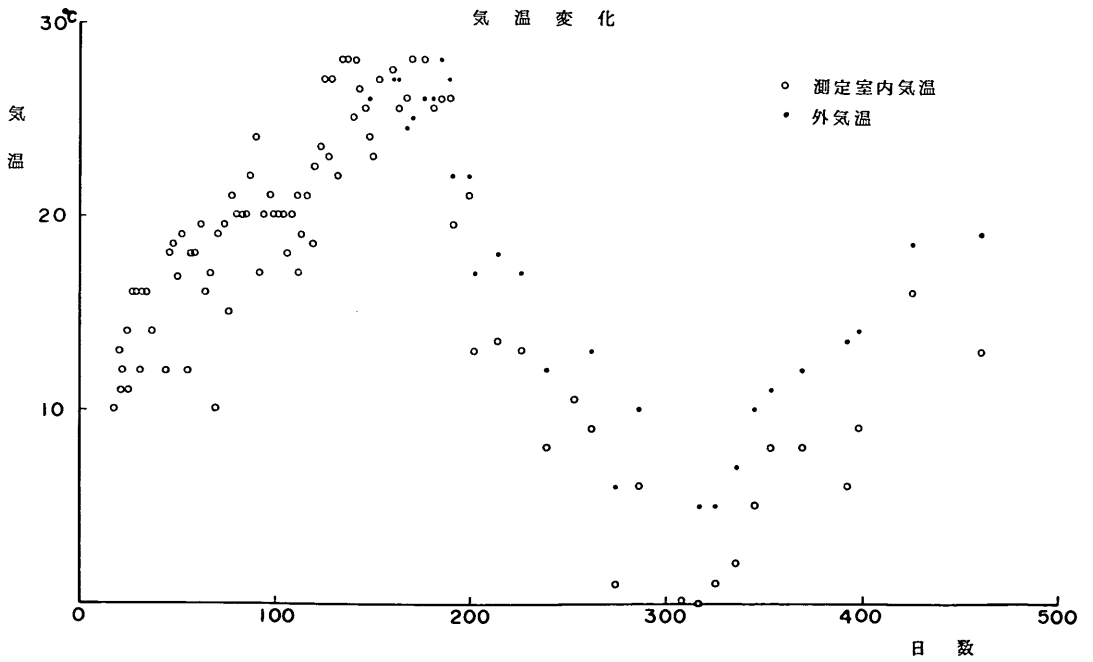


図-3.6 気温の経時変化

と考えられる。一方、アスファルトコーティングを施した基礎杭については、やはり杭頭沈下量測定開始後のひずみ増分を積分した弾性収縮による杭頭沈下量を計算すると、図-3.2に見る通り、杭全長にわたってひずみの値はほぼ同じと考えられるので、これも2mm程度となり、実測値とよく一致している。従って基礎杭の場合には、先端の貫入は起っていないと考えられる。

4.2 ひずみ及び軸力について

アスファルトコーティングを施した基礎杭では、図-3.2に見る通り、8日目までひずみ0を示し、9日目から20~30日目までの間に一定値75 μ 程度に達している。基礎杭に対する主な荷重としては、8日目に基礎コンクリート69tが打設され、14日目にクレーンそのもの約28tがセットされている。これらの荷重を、3本の基礎杭が等分して受け持つとして、図-3.2に(x)印で示してある。時間的な遅れは、コンクリート基礎スラブから地盤に直接支えられた荷重が、コンクリートが凝固し、あるいは地盤が沈下するにつれて、徐々に杭へ移ってゆく現象と考えられ、最終的な荷重と発生したひずみは極めてよい一致を示している。したがってこのことから、荷重はほとんど完全に等分して、各杭に受け持たれていることが判る。

基礎杭については、軸方向ひずみの値は2点しか求められておらず、その位置は図-3.2中に示した通りであり、地表面から15mと25mの深さである。しかも、さらに深さ25mの点も、120日を過ぎた頃から測定不能となってしまった。しかし、この2点に対して測定されたひずみの値は、図-3.2の通り極めて類似しており、しかも、それがA側、B側の反対側の点であることから、曲げ応力は発生しておらず、全長にわたって同じひずみを示しているであろうことが想像される。また前述の通り、測定されたひずみの値は、杭にかかっている荷重により発生することが予想されるひずみ値に極めて近いものであり、これら二つのことから、アスファルトコーティングはほとんど完全に杭周面の摩擦をカットしており、ネガティブフリクションを杭に伝えないと同時に、杭頭に加えられている荷重は、そのままこれを先端地盤まで伝達していると考えられる。

次に試験杭についてであるが、これは荷重であるネガティブフリクションが打設の直後から働いていると考えるべきであることからして、打設後から測定開始までの経過日数、4日分にあたるひずみを、初期のひずみ増加グラフ(図-4.1)から算出し、測定値を補正する。この

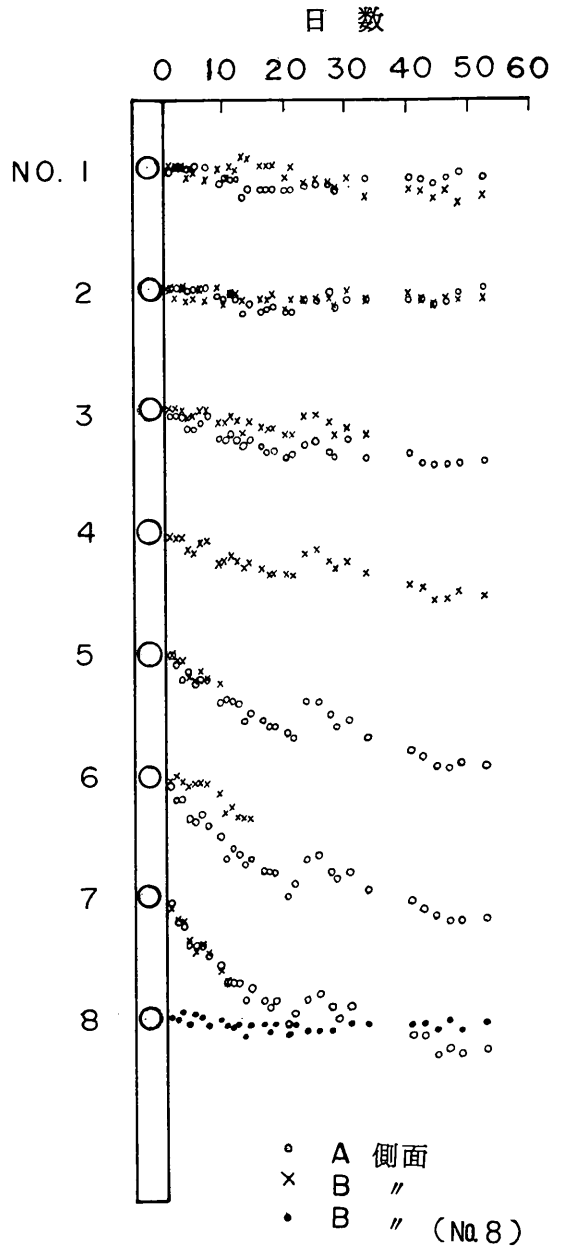


図-4.1 初期のひずみ増加(ゲージ間が100 μ を示す)

補正の値は、従って図-4.1において、最初の4日間のひずみ値にほぼ相当する訳であるが、その値は、No. 1—2 μ (A, Bの平均), No. 2—3 μ (A, Bの平均), No. 3—8 μ (A), No. 4—9 μ (B), No. 5—15 μ (A), No. 6—24 μ (A), No. 7—33 μ (A), No. 8—0 μ (B)

である。つまり、測定開始時に既に、これだけの圧縮ひずみが発生していたものとして、以後の解析を進める。なお、図-3.3、図-3.4はその補正を施したものである。

前記図-4.1は、ひずみ測定開始時より50日程度のひずみ変化を、各点についてプロットしたものであるが、図示の通り、4Aと8Aは最初の時点から測定不能であり、10日から30日位の間、3B、5B、6B、7Bの4点が更に測定不能となっている。このグラフを検討すると、No.2の2測定点は最初からずっと同じような値を示しており、No.5、No.7についても、10日頃までしか測定値は得られていないが、ほとんど同じ値を示しており、曲げは起っていないと推測される。これに対して、No.6が15日位までであるが、かなり両側の測定値はずれており、No.3が少しずれている。No.1も若干ずれており、これはその後もずれているのであるが、この点は地表面下わずかに2m程度の深さであり、杭頭フリーであることからしても、大した曲げが発生するとは考えられず、曲げ以外の問題である可能性が大きい。No.4、No.8については、最初から片側のデータしかないので、全く判らない。

また図-3.4も、杭に曲げが発生しているかどうかを判断する材料になりうると考えるが、このグラフは、ネガティブフリクションによる軸方向圧縮力の深度方向分布として妥当な、かなり滑らかな形状を示している。しかも、このグラフを構成している8測定断面のうち、No.2、No.5、No.7はほとんど曲げが生じていない点であることも考え合わせると、全体的に見て、これらの測定値に含まれる曲げのための誤差は、あまり大きくないと考えてよい。このことは、前述の沈下量に関する分析によっても、根拠が与えられるものと考えられる。よって、以後、試験杭についても、曲げは無視した上で考察を進める。

図-3.3は、試験杭に発生しているひずみの経時変化を示したものである。ひずみは、各点とも時間とともに徐々に増大し、1年位で一定値になっている。最大ひずみに達するのは250日位である。100日頃から第6断面(-18m)と第7断面(-22m)のひずみが急に増えているが、原因は明らかでない。また、第7断面のひずみは、160日程度で最大値に達し、その後減少し始め、195日以後は、漸増してきた第6断面のひずみが最大ひずみとなっている。この最大ひずみの交代は、すなわち中立点位置の上昇であり、次の図-3.4で見た方が判り易い。

その他、27日目の前後で変化が不連続となっている

ことも、理由は明らかでない。それ以前の増加カーブに従って増えてきたひずみが、全ての点にわたって一時に減少し、それ以後、再び新たな増加カーブによって増大してゆくということであるから、ある程度まで増加してきたネガティブフリクションが、杭周面に杭体と周囲の土とのすべりが生ずることにより、一時に小さくなり、その後、再び荷重として増大を始めるという現象を考えると判り易い。しかし、このように荷重の小さな初期に発生していること、そして、その後その4倍位の大きさの最大荷重に達するまで、及び、達した後にも起っていないこと等から、この説明では納得し難い。

図-3.4は、試験杭に発生している軸方向の圧縮応力度を、深さ方向に示したものである。第8断面は、支持層である土丹層より5m以上も上にあり、応力がほとんど0となっている測定結果には問題があると考えられる。ゲージ抵抗、絶縁抵抗の両者とも正常な値であり、また、長期にわたって安定した測定値が得られていることから判断して、アクティブゲージが、何らかの理由で、杭体から剝離するといった事故が推測される。既に無視することとした曲げによっても、生ずることは可能な事態であるが、曲げが原因であるにすれば、余りにも0に近い値に集中している点が説明し難いと考えられる。

前に述べた通り、150日から202日を経過して308日までの間に、中立点の上昇する様子が見られる。第8断面の値が信頼できないので、かなり大雑把な推測になるが、中立点の位置は、150日以前には第7断面よりも下であり、200日前後に第6と第7断面の間で、300日頃には更に上がって、ほぼ第6断面のあたりと考えられる。すなわち、150日以前の変化については全く判らないが、150日から300日の間に、中立点の位置は、沈下土層厚の7割以上の深さのところから、6割程度の深さまで上昇したことが判る。300日を過ぎてからはほとんど変化がなく、中立点の位置についても、大きな変化は見られない。これは、図-3.3からも判る通りである。

4.3 設計法との対応

図-4.2に、398日目の実測値と、4通りの計算法による計算値とを示した。これらの計算法は、図の中に示した通り、港湾構造物設計基準の方法⁹⁾、Bierrumの方法⁵⁻⁷⁾、Zeevaertの方法^{8,9)}、及び著者等の方法¹⁰⁾である。

このうち、港湾構造物設計基準の方法、Bjerrumの方法、及び著者等の方法については、既に紹介した¹¹⁾ので、ここでは、Zeevaertの方法についてのみ簡単に説明

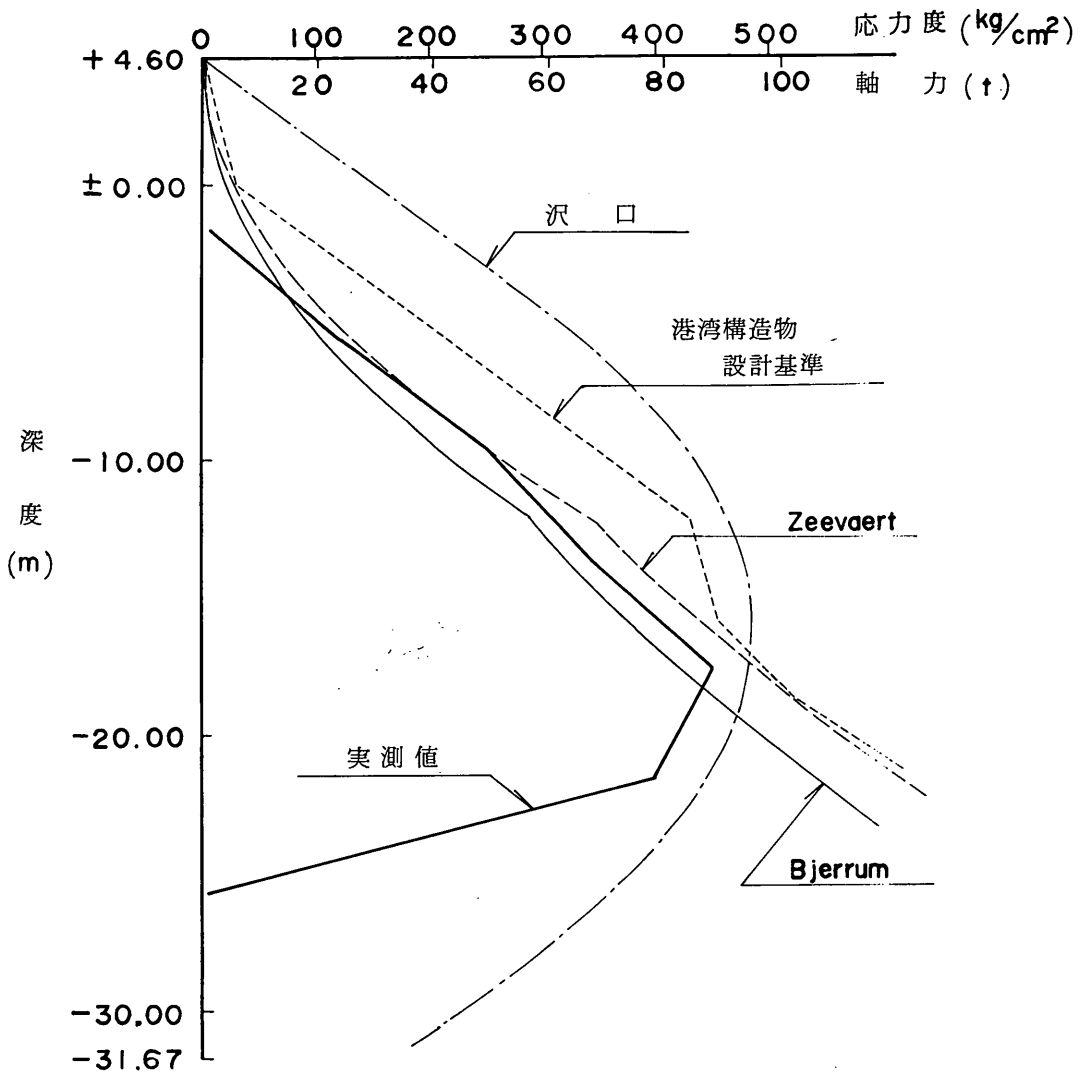


図-4.2 ネガティブフリクションの計算値と実測値

する。Zeevaert は、Bjerrum と同じように、鉛直有効応力の K_ϕ 倍 (K_ϕ は擾乱粘土の内部摩擦角に左右されるが、一般には 1/3 程度) のせん断力が杭に働くものとしているが、作用する鉛直有効応力のとり方が違っている。ネガティブフリクションが働くことによって、鉛直有効応力は、それが働かない場合よりも減少するとし、その減少した値を計算に使っている。また、このネガティブフリクションによる鉛直有効応力の軽減は、半径が杭半径の 12 倍の円内に及ぶとし、この範囲を effective tributary area と呼んでいる。これを式に表わすと、次のようになる。

$$(NF)_d = \frac{\bar{\omega} K_\phi}{1 + \frac{\bar{\omega} K_\phi}{3} \frac{d}{\bar{a}}} \int_0^d \sigma_{oz} dz$$

ここで、 d は杭の先端深さ、 $\bar{\omega}$ は杭の周長、 \bar{a} が effective tributary area、 σ_{oz} はネガティブフリクションが働かない状態での初期鉛直有効応力、そして $(NF)_d$ がネガティブフリクションにより発生する軸力であり、求める値である。ここでは、ネガティブフリクションの分布形を求めるために、上式の d を任意の深さ z に置き換えた式も成り立つものと仮定する。この仮定は、上式が先端抵

抗を含まない力の釣り合い式からでき上がっているの
で、成立するものと考えられる。

以下、4つの方法により計算される値を検討するが、
港湾構造物設計基準以外の3つの方法では、砂を含んだ
地盤が考慮されていない。今回の実験地盤は、図-2.2、
3に見る通り、上部約半分が細砂層である点が問題とな
るが、上記3つの計算式については、それぞれ近似的な
処理をするものとする。

まず、港湾構造物設計基準の方法で計算すると、この
方法が算出する数値は若干大き目であるが、設計々算値
としては満足すべきものである。しかし、これは中立点
の考慮がないために、中立点より深い部分でもネガティ
ブフリクションが働くことになり、その部分では非常に
大きな値となってしまふ。なおこの点については、
Bjerrumの方法及びZeevaertの方法も同じである。設
計法としては、中立点をとり入れることが必要であると
思われる。

次に、Bjerrumの方法の適用に当っては、今回の実験
地盤が上部に厚い細砂層を含むことが問題となる。ここ
では、シルト層に対する $\tau=0.25 p_0$ (p_0 は鉛直有効応力)
を援用する。もちろん、ひずみ速度は十分に小さい
ものとする。また、鉛直有効応力の算定に当っては、間
隙水圧の測定を行っていないので、正確な値は不明であ
るが、前に述べた通り、圧密沈下の速度が遅いこと等か
ら、概略の値としては、静水圧を仮定しても求められる
と考えた。有効単位体積重量は、地表面(+4.60 m)
から-12.20 mまでの砂地盤に対して 1.0 t/m^3 、それ
以深のシルト地盤に対して 0.6 t/m^3 とした。このよ
うな条件で求められる軸力分布が図-4.2の中に示された
ものである。4つの算定式のうちでは最も小さくなって
いるが、実測値とよく合っている。

Bjerrumの方法を更に発展させたと考えられるもの
に「鋼グイ」の方法¹²⁾があるが、この方法では、砂も対
象として取り入れている。砂に対しては、鉛直有効応力
の $K_p \tan \phi$ (K_p は δ が作用したときの K_p 値)が、
周面摩擦力として作用するものとしたものである。今回の地
盤では、 ϕ が 35° 位と推定されるので、 $K_p \tan \phi$ の値
は1.6程度となり、上に計算したBjerrumのシルトに
対する定数0.25の約6倍となり、非常に大きい。従っ
て、このことを裏返していえば、砂層といえどもそれ程
大きいネガティブフリクションを杭に伝えている訳では
なく、Bjerrumの方法に従えば、高塑性から低塑性の粘
土、そしてシルトという順に大きくした係数の延長線上

にある程度、と考えるのが妥当であろう。このことは、
次のZeevaertの方法からも根拠が与えられる。

Zeevaertの方法でも、鉛直有効応力の求め方は、前
のBjerrumの方法と同じである。また、この方法でも対
象は粘土であって砂に対する規定はないが、理論は一般
的であり、砂であるが故に疑問となる点は、定数 K_ϕ を、
1/3とした部分である。しかし、攪乱粘土の内部摩擦角
を砂の内部摩擦角で置き換えるものとする($\phi=35^\circ$)、
 K_ϕ は0.35程度となり、1/3としても誤差はわずかであ
るので、 $K_\phi=1/3$ のまま計算を行った。これにより得ら
れる軸力分布が図-4.2にプロットしてある。実測値よ
りやや大き目の、極めてよい一致を見せている。従っ
て、Bjerrumの方法のところでも述べた通り、砂層から
杭に伝達されるネガティブフリクションはそれ程大きい
ものではなく、粘土やシルトに準ずるものとして考えて
よいことが、Zeevaertの方法においても示されたこと
になる。

著者等の方法では、 C_s 、 f_m 、 k の3つの定数の取り方
によって変化するが、ここでは特に砂層を含むため、
 C_s 、 f_m が問題となる。まず f_m は、砂層については
Meyerhof¹³⁾の $N/5$ を使い、シルト層については C_u
の値に対してTomlinson¹⁴⁾に従って若干の低減を行い、
最後に層厚によって加重平均をして、 4 t/m^2 とした。
 C_s は、藤田¹⁵⁾が示した結果を参考にして、 600 t/m^3 と
した。 k はTerzaghi¹⁶⁾によってstiff clayに対して与
えられた値である 20 kg/cm^3 を用いた。これらの値に
よって、図中の一点鎖線が得られる。定数の取り方が適
切でないために、形状は実測値からずれている。特にこ
の計算では、放物線となっている部分は土と杭の間の付
着力がせん断抵抗として十分に働くに至っていないと
ころであり、実際の現象と違っているようである。しかしな
がら、中立点の位置が少い誤差で求められていること、
更に、軸力の最大値が精度よく求まっていることの2点
は、大きな意味を持つものと考えられる。他の3つの方法
では、中立点の存在を仮定しないために、設計上問題とな
る最大軸力は、杭の先端部分に非常に大きな値として計
算されるからである。

なお、中立点の位置について「鋼グイ¹⁷⁾」では、実大
実験において沈下土層厚の0.73~0.78倍の深さに観測
し、設計上は0.8をとるものとしているが、今回の実験
では0.6の深さのところに発生している。

5. クレーン稼働時の測定とその考察

クレーンを所定の要領で動作させた時の、クレーンポスの傾き、クレーン基礎の沈下、及び基礎杭のひずみの3項目に関して測定を行ったので、そのうちの2例について、結果とそれに関する簡単な考察を以下に述べる。

クレーンの形状・寸法及び動作の様子を図-5.1に示し、測定された3種類の値を表-5.1に示す。クレーン動作の要領は、次の如くである。まず、 x 方向に腕を向けて静止させ測定したものが x 方向の無荷重時の値で、90度旋回して y 方向に腕を向けて測定するという具合に、360度旋回して元に戻るまで、90度毎に5回の無荷重時の測定を行う。続いて、 x 方向に腕を向けたまま5.48 tの荷重を吊って、 x 方向荷重時の測定を行う。無荷重時の場合と同様に、90度旋回して y 方向の荷重時の測定を行い、更に90度旋回して $-x$ 方向の荷重時という具合に、荷重時についても、1回転の測定を90度

毎に行う。以上のような方法で測定された値が、表-5.1に示されたものである。

まずクレーンポスの傾きは、図-5.1(b)に示した上部・下部の測定点(+印)をトランシットで視準し、測定点の移動を、クレーンポスの表面でスケールにより測定した。表-5.1(a)から判る通り、クレーンポスの傾きとしては、無荷重の状態でも腕の向きに1~2 cm、5.48 tの荷重を吊った場合には無荷重状態からの変化として9~10 cmが、上部測定点において計測されている。下部測定点では、無荷重時でほとんど0、荷重時でも腕の向きに1~2 mm程度の変位となっている。なお、下部測定点は基礎コンクリート上面から0.8 m(x 方向)と0.6 m(y 方向)上にあり、上部測定点はそれぞれの下部測定点から16.6 m上ったところにある。この測定値に対して、これだけのモーメントを与えたときのクレーンポスのたわみは、構造計算により10 cm程度となって、よい一致を示している。

クレーン基礎の動きについては、鋼管杭面上の点を1

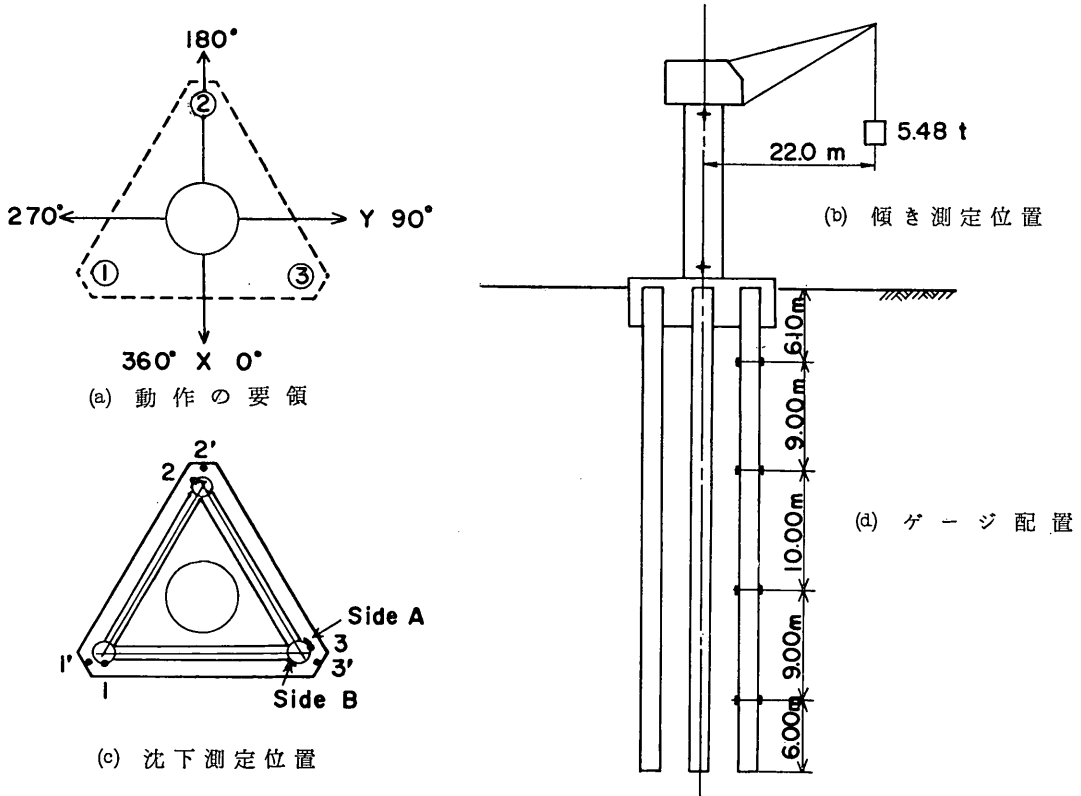


図-5.1 クレーン稼働時の測定

ネガティブフリクションに関する実験と考察 (第2報)

表-5.1 クレーン調査

(a) クレーンポストの傾き

S. 50.12.22

S. 51.4.13

荷重方向	変位方向	測定点	無荷重時			荷重時			移動量
			mm	mm	mm	mm	mm	mm	
0° (x)	x	上下	0.0 0.0	98.0 1.0	98.0 1.0	0.0 0.0	90.0 -1.0	90.0 -1.0	
	y	上下	0.0 0.0	4.0 4.0	4.0 4.0	0.0 0.0	-3.0 1.5	-3.0 1.5	
90° (y)	x	上下	-18.0 -1.0	-31.0 -8.5	-13.0 -7.5	-8.0 0.0	-8.0 -1.0	0.0 -1.0	
	y	上下	25.0 1.5	121.0 9.0	96.0 7.5	-13.0 0.0	107.0 1.0	120.0 1.0	
180° (-x)	x	上下	-31.0 -1.0	-140.0 -10.0	-109.0 -9.0	-21.0 0.0	-118.0 -2.0	-97.0 -2.0	
	y	上下	9.0 3.5	10.0 4.0	1.0 0.5	5.0 0.0	4.0 0.0	-1.0 0.0	
270° (-y)	x	上下	-13.0 0.0	23.0 -2.0	36.0 -2.0	-16.0 -1.0	-4.0 -1.5	12.0 -0.5	
	y	上下	-8.0 1.5	-104.0 0.0	-96.0 -1.5	-8.0 0.0	-100.0 -2.0	-92.0 -2.0	
360° (x)	x	上下	3.0 0.0	97.0 -2.0	94.0 -2.0	0.0 -1.5	96.0 1.0	96.0 2.5	
	y	上下	4.0 1.5	2.0 3.5	-2.0 2.0	0.0 0.0	-5.0 0.0	-5.0 0.0	

表-5.1 クレーン調査

(b) 基礎の沈下

S. 50.12.22

S. 51.4.13

荷重方向	測定点	無荷重時			荷重時			変位
		mm	mm	mm	mm	mm	mm	
0°	1	4.670	4.670	0	4.668	4.668	0	
	1'	4.711	4.711	0	4.709	4.708	-1	
	2	4.691	4.6925	1.5	4.687	4.689	2	
	2'	4.7095	4.711	1.5	4.706	4.707	1	
90°	1	4.670	4.6715	1.5	4.668	4.668	0	
	1'	4.712	4.713	1	4.709	4.709	0	
	2	4.691	4.6875	-3.5	4.687	4.688	1	
	2'	4.710	4.710	0	4.706	4.706	0	
180°	1	4.670	4.671	1	4.668	4.668	0	
	1'	4.7115	4.713	1.5	4.709	4.709	0	
	2	4.691	4.6905	-0.5	4.688	4.687	-1	
	2'	4.710	4.709	-1	4.706	4.705	-1	
360°	1	4.670	4.671	1	4.668	4.668	0	
	1'	4.7115	4.713	1.5	4.709	4.709	0	
	2	4.691	4.6925	1.5	4.688	4.689	1	
	2'	4.710	4.711	1	4.706	4.707	1	
360°	3	4.6975	4.698	0.5	4.695	4.695	0	
	3'	4.715	4.7155	0.5	4.713	4.712	-1	

S. 50.12.22

S. 51.4.13

荷重方向	測定点	無荷重時			荷重時			変位
		mm	mm	mm	mm	mm	mm	
270°	1	4.6705	4.670	-0.5	4.668	4.667	-1	
	1'	4.7105	4.7105	0	4.708	4.708	0	
	2	4.691	4.691	0	4.687	4.688	1	
	2'	4.710	4.7095	-0.5	4.706	4.706	0	
360°	1	4.670	4.670	0	4.668	4.667	-1	
	1'	4.711	4.711	0	4.709	4.708	-1	
	2	4.691	4.6925	1.5	4.688	4.689	1	
	2'	4.710	4.711	1	4.706	4.707	1	
360°	3	4.6975	4.6965	-1	4.694	4.695	1	
	3'	4.715	4.7145	-0.5	4.713	4.713	0	

表-5.1 クレーン調査

(c) 杭の軸ひずみ

S. 50. 12. 22

荷重方向	無荷重時	荷重時	差	軸力	伝達率	減少率
0°	-1,855×10 ⁻⁶	-1,890×10 ⁻⁶	-35×10 ⁻⁶	6.79 ^t	0.357	0.643
90°	-1,860	-1,918	-58	11.25	0.354	0.646
180°	-1,852	-1,829	23	-4.46	0.288	0.712
270°	-1,847	-1,793	54	-10.48	0.372	0.628
360°	-1,850	-1,882	-32	6.21	0.327	0.673

S. 51. 4. 13

荷重方向	無荷重時	荷重時	差	軸力	伝達率	減少率
0°	-1,875×10 ⁻⁶	-1,895×10 ⁻⁶	-20×10 ⁻⁶	3.88 ^t	0.204	0.796
90°	-1,875	-1,909	-34	6.60	0.207	0.793
180°	-1,871	-1,860	11	-2.13	0.138	0.862
270°	-1,870	-1,836	34	-6.60	0.235	0.765
360°	-1,872	-1,885	-13	2.52	0.133	0.867

表-5.2 Pile No. 3 上端に生ずる軸力の理論値

荷重方向	0°	90°	180°	270°
軸力 (t)	19.1	31.8	-15.5	-28.2

～3とし、基礎コンクリート上の点を1'～3'として表-5.1 (b) に示した。ここにも、クレーンの腕の向きによる基礎の非常に微小な上昇・下降がよく現われているが、定量的な計算をする程の精度はないと考える。

表-5.1 (c) に、測定されたひずみを示す。この時点で測定可能として残っているのは既に2Aの1点だけなので、この点の読み取りひずみ、及びそれから計算される軸力が示されている。2Aという点は、図-5.1 (d) にある通り、深さ15.1mの測定点である。比較のために、No. 3の基礎杭上端に生ずる軸力の理論値を計算すると、表-5.2に示す通りであり(表-5.1 (c) 及び表-5.2において軸力の符号は圧縮力を(+)としている)、このうちのどれだけが実際に生じているかという計算をしたのが伝達率であり、1からこの伝達率を引いたものが、最後の欄に示した減少率である。減少率はすなわち、杭が上端から15.1mの深さまでの間で、周面摩擦力によってその軸力を減少させた分である。これによって、杭上端に加えられた軸力に対して、昭和50年12月の測定では約2/3程度、昭和51年4月の測定では約3/4から4/5程度の軸力が、深さ15.1mまでの周面摩擦によ

て受け持たれていることが判る。2Aの点から杭先端までは更に25mの長さがあるので、この場合の杭頭荷重が杭先端まで伝達していることは、まずないと考えられる。

既に報告されている通り¹⁸⁾、また3.1で述べたように、クレーンの動作に要する程度の載荷時間に対して、アスファルトのすべり層は弾性体として挙動するというを示す事実と考えられる。ただし、実際上の問題を生ずるとは考えにくい、クレーンの稼働による載荷が繰返し載荷であることによる影響は、現在つかめていない。

6. むすび

ネガティブフリクションに関する現場実験として、アスファルトコーティング杭とそうでない試験杭について、計測を行った。明らかになったことを整理すると、次の通りである。

1. アスファルトコーティング杭は、そうでない杭と比べて、打込み抵抗が大きかった。
2. クレーンの動作程度の短い載荷時間に対して、アスファルトは弾性的な性質を示した。
3. ネガティブフリクションは1年間程度で一定値に達し、その間、中立点は沈下土層厚の6割位の深さのところまで上昇した。
4. 杭に発生した最大軸力は、試験杭がネガティブフリ

- クシオンによるものと思われる90tであるのに対して、アスファルトコーティング杭では、杭全長にわたって約30tであり、これは杭頭荷重に一致し、ネガティブフリクションは完全にカットされた。
5. 杭打設後の約1年間の地表面沈下量2cmに対して、アスファルトコーティング杭では杭頭荷重による弾性収縮と考えられる杭頭沈下量2mmだけで、ネガティブフリクションによる分はないが、試験杭では杭頭沈下量4mmのうち、ネガティブフリクションによる弾性収縮量として計算される分が約2mmであった。
 6. ネガティブフリクションの計算法のうち、Bjerrumの方法及びZeevaertの方法による計算値の深さ方向分布は、実測値の分布とよい一致を示した。港湾構造物設計基準の方法はわずかに大きい値を算出するが、設計値としては満足すべきものである。
 7. しかし、上記3つの方法は、中立点の考慮がないために、設計上問題となる最大軸力として、杭先端において非常に大きな値を算定する。その点著者等の方法は、中立点の位置、そこでの最大軸力ともに満足できる精度で算定した。
 8. 砂地盤でも、粘土やシルトの地盤と比べて、それ程大きなネガティブフリクションが作用する訳ではなく、シルト地盤に準ずる程度であった。

この実験を行うに当って、多くの方々から親切な御協力をいただいた。加藤前土質部長(現第二港湾建設局次長)、横浜調査設計事務所の赤塚所長、竹田次長を始めとするの方々、小名浜港工事事務所の御代田前所長、井上所長、鈴木次長、そして実際の実験・測定に当たって下さった田上前課長、菅原係長、及びデータや図面の整理をしてくれた基礎工研究の諸君、その他にも全部の方の御名前を尽くすことはできないが、多くの方の御世話になった。アスファルトコーティングに関する資料を提供していただいたのはシェル石油(株)で、同社の下村氏は小名浜まで足を運び、率先してアスファルトを塗ってくれた。御世話になった多くの方々に厚く御礼申し上げます。(1976年6月30日受付)

参 考 文 献

- 1) 高橋邦夫, 沢口正俊, 善 功企, 篠原邦彦, 橋本光寿: ネガティブフリクションに関する実験と考察(第1報), 港湾技術研究所報告, 第13巻, 第1号, 1974年3月, pp. 65~86.
- 2) Sawaguchi, M.: Approximate calculation of negative skin friction of a pile, Soils & Foundations, Vol. 11, No. 3, 1971, pp. 31~49.
- 3) 堤一高, 根井基雄: ネガティブフリクションの測定結果について, 土と基礎, Vol. 23, No. 7, 1975年7月, pp. 49~55.
- 4) 日本港湾協会: 港湾構造物設計基準, 1967年4月, pp. 5-2-16~18.
- 5) Johannessen, I. J., Bjerrum, L.: Measurement of the compression of a steel pile to rock due to settlement of the surrounding clay, Proc. 6th Int. Conf. S. M. & F. E., Vol. 2, 1965, pp. 261~264.
- 6) Bjerrum, L., Johannessen, I. J., Eide, O.: Reduction of negative skin friction on steel piles to rock, Proc. 7th Int. conf. S. M. & F. E., Vol. 2, 1969, pp. 27~34.
- 7) Bjerrum, L.: Problems of soil mechanics and construction on soft clays and structurally unstable soils (collapsible, expansive and others), Proc. 8th Int. Conf. S. M. & F. E., General Report (Ses. 4), 1973, pp. 151~152.
- 8) Zeevaert, L.: Reduction of point bearing capacity of piles because of negative friction, Proc. 1st Panamerican Conf. S. M. & F. E., Vol. III, pp. 1145~1152.
- 9) Zeevaert, L.: Foundation engineering for difficult subsoil conditions, Van Nostrand Reinhold Co., pp. 353~363.
- 10) 2)と同じ
- 11) 1)と同じ
- 12) 土質工学会鋼グイ研究委員会報告: 鋼グイ, 第5章ネガティブフリクション, 土質基礎工学ライブラリー-6, 1969年, pp. 257~315.
- 13) Meyerhof, G. G.: Penetration tests and bearing capacity of cohesionless soil, Proc. A. S. C. E., Vol. 82, SM. 1, 1956, pp. 1~10.
- 14) Tomlinson, M. J.: The adhesion of piles driven in clay soils, proc. 4th Int. Conf. S. M. & F. E., Vol. 2, 1957, pp. 61~71.
- 15) 藤田圭一, 下村嘉平衛: 鋼グイの沈下量の推定とその精度について(第3報), 第5回土質工学研究発表会講演集, 1970年6月, pp. 201~204.
- 16) Terzaghi, K.: Evaluation of coefficient of sub-grade reaction, Géotech., Vol. 5, No. 4, Dec. 1955, pp. 297~326.
- 17) 12)と同じ
- 18) 斎藤彰, 石神公一, 亀井敏雄, 福屋智亘: 軟弱地盤における鋼グイの鉛直支持力(ネガティブフリクションを低減したクイの設計), 土と基礎, Vol. 23, No. 7, 1975年7月, pp. 35~42.

付録 A. 旧基礎について

今回実験を行ったクレーン基礎は、以前にあったものが、その傾斜によって使用不能となったために、これを撤去し、新設されたものである。旧基礎は、図-A.1に

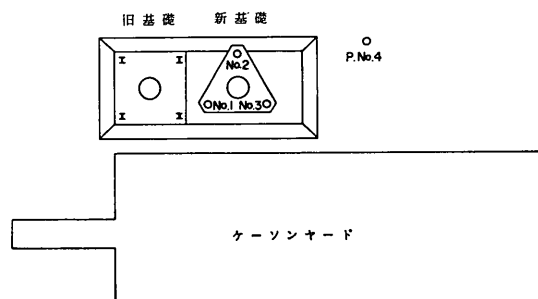


図-A.1 旧基礎位置図

示されている如く、現在の新設基礎のすぐそばに、H杭4本をその基礎杭として設けられていたものである。4本の基礎杭の杭打ち記録から得られる、貫入50cm当りの打撃回数のグラフを図-A.2に示す。

旧基礎は、設置後4年半にして不等沈下と大きな傾き

が発見され、使用不可能となった。この時点で測定された4本の杭の沈下量を、表-A.1に示す。また、基礎コ

表-A.1 杭の沈下量

Pile No.	P. No. 3の天端高を0とした場合		相対沈下量	打止り(40m)までの累加打撃回数
	45.1.10 (打込時)	49.8.30		
1	- 0.002	- 0.003	0.001	1,360
2	- 0.005	- 0.076	0.071	1,618
3	± 0.0	± 0.0	0	950
4	0.002	- 0.081	0.083	1,690

ンクリートの下には、地盤沈下を示す25cm程の空隙が生じていた。地盤の状態とも合せ考えて、ネガティブフリクションによる被害であることが想像され、従来基礎は撤去、そしてネガティブフリクションを考慮した基礎が新設されることとなった。

引き抜かれたH杭の観察からも、基礎の不等沈下の原因はネガティブフリクションであることが裏付けられた。4本のH杭のうち、ほとんど曲がっていないNo.2

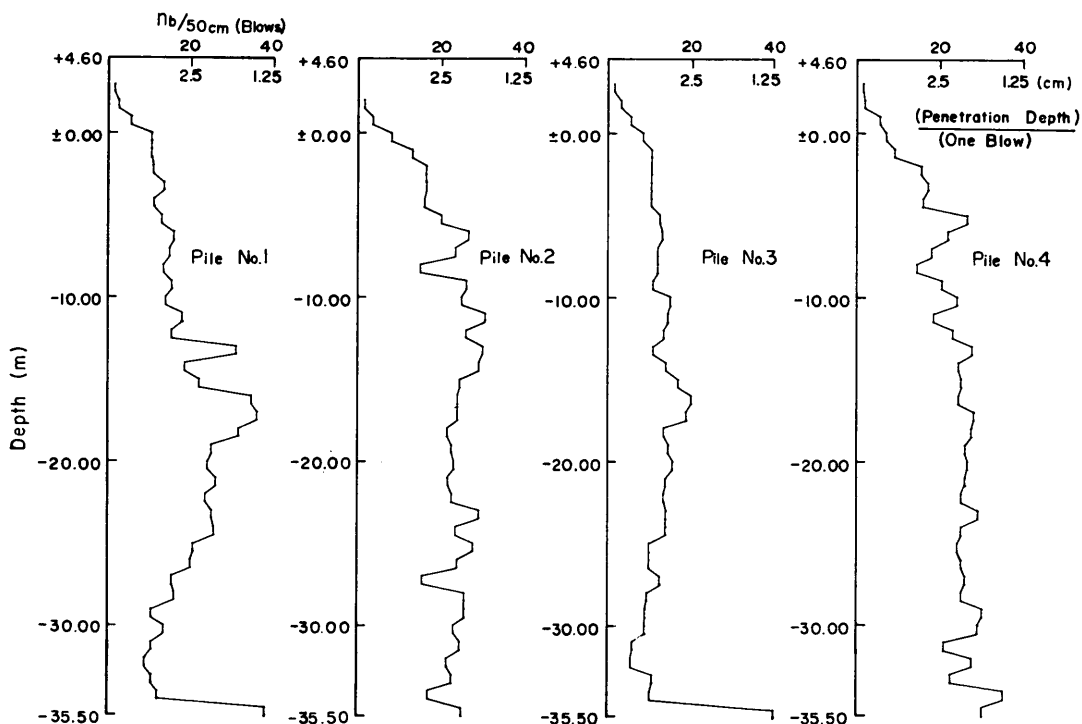


図-A.2 旧基礎杭の貫入抵抗

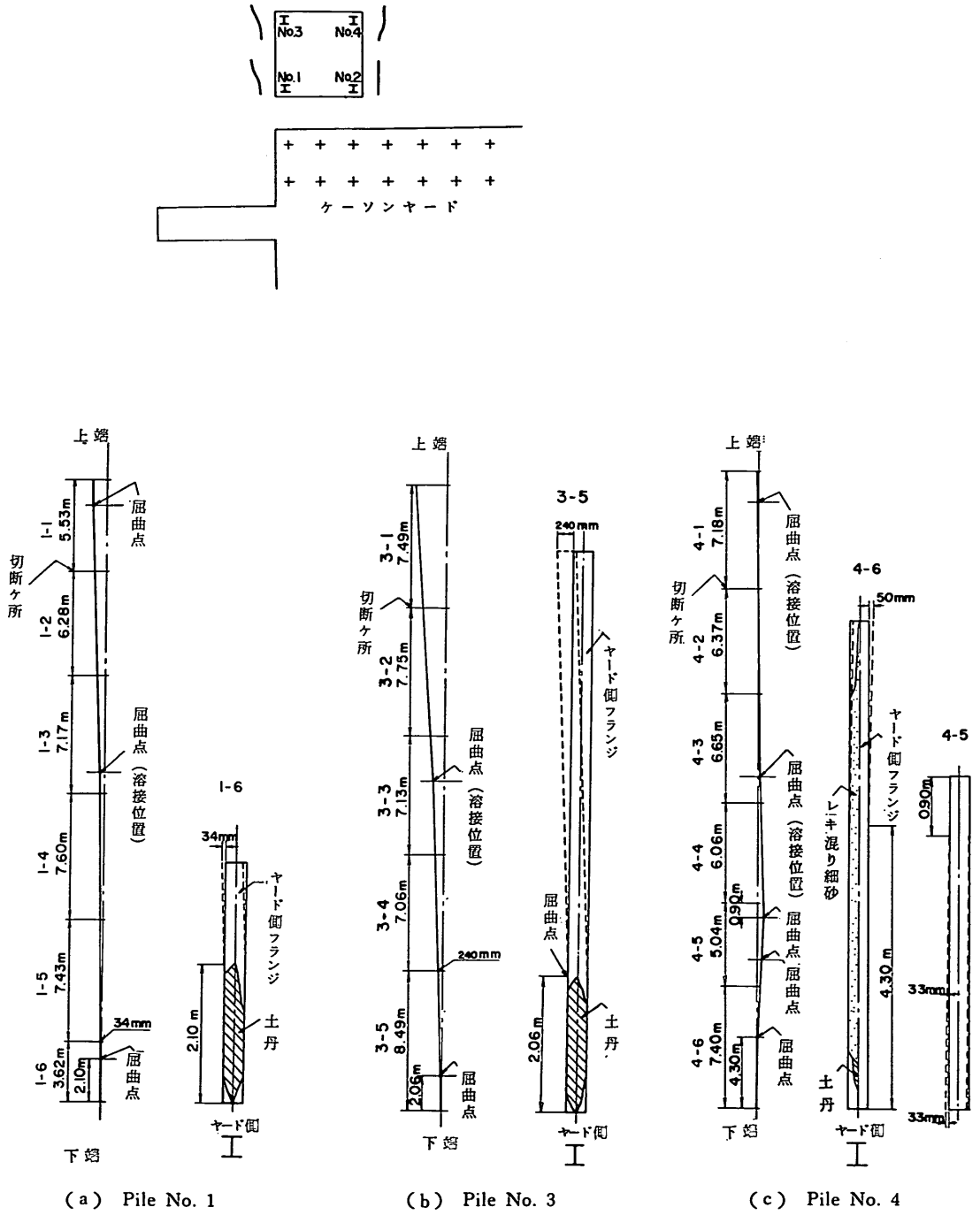
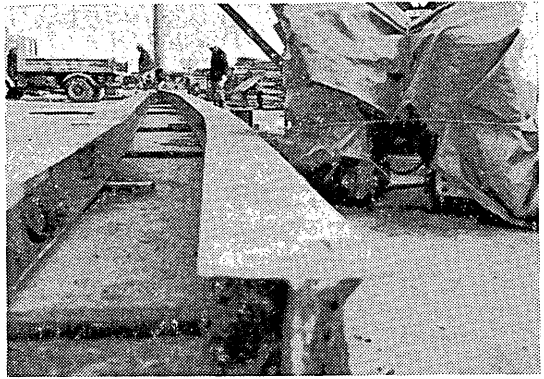


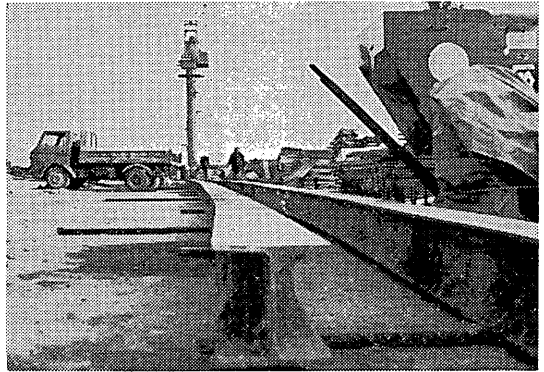
図-A.3 杭の曲がり状態



1



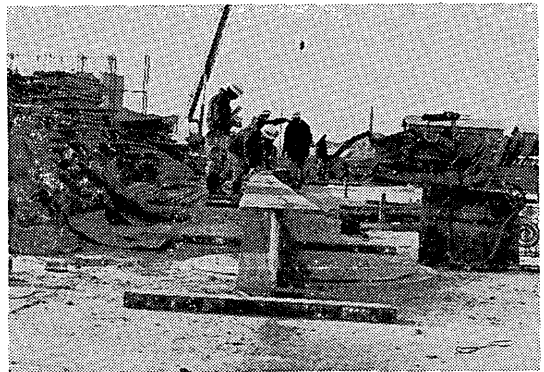
3



4



2



5

写真-A.1 杭の曲がり状態

を除く3本の杭について、曲りの状況を図-A.3及び写真-A.1~5に示す。図に示された曲がりのうち、どこまでが打設時のもので、どこからがネガティブフリクションによるものかは判然としないが、打止まり時の先端抵抗の小さいNo.2及びNo.4（図-A.2より）の沈下量が、表-A.1に示される通り大きいこと、打止まりまでの累加打撃回数大きいNo.2, No.4に比べて、これの小さいNo.1とNo.3（表-A.1より）は、杭の曲りが図-A.3に見る通り大きいこと等は、当然ながら、打設後に杭が曲がったことを類推させるものであり、図に示された曲がりに対するネガティブフリクションの寄与

は少ないものと考えられる。

屈曲点の位置で注目されるのは、先端根入部、溶接部、上端基礎コンクリート被覆部の3箇所が共通している点である。このうち溶接部の屈曲は、溶接段階でいくらかの曲がりが存在しており、打設時にその上下の屈曲の程度が増すという状況は存在したと思われる。先端根入部と上端基礎コンクリート被覆部の曲がり、杭が両端固定のはりとなって、若干の軸直角方向（ここでは水平）の力も含み得るような、大きい軸方向圧縮力を受けたことを物語るものと考えられる。

付録B. アスファルトコーティングの設計

今回の実験に用いたアスファルトコーティングによるネガティブフリクションの低減工法は、オランダのシェル研究所で開発されたもので、ヨーロッパにおいては既にかなり多くの実績を持っており、日本においても近年徐々に使用されてきている。ネガティブフリクションが予想される地盤に杭を打設する際に、杭周面にアスファルトを塗布することにより、その粘弾性的な性質をうまく使ってネガティブフリクションを回避する工法で、アスファルトスリップレイヤー工法と呼ばれている。

アスファルトのスリップレイヤー（すべり層）を杭打設前に予め施工し、その後衝撃荷重により杭打設を行う場合、アスファルトには次に示す条件が主要なものとして要求される。

1. 被覆された杭を数日貯蔵する期間、スリップレイヤーが過度に流動してはならないこと。
2. 杭打設時の衝撃やせん断力により、アスファルトスリップレイヤーがひきはがされたり、ひび割れを起こしてはならないこと。
3. アスファルトスリップレイヤーを施工した杭は、供用中の地盤沈下が引き起こすネガティブフリクションの影響を、できる限り小さくする機能を持つこと。

アスファルトの粘弾性は温度と荷重時間によって大きく左右されるが、それらの条件に対して、適当な粘度のアスファルトを使用することによって、上記の3条件を満たすことが可能である。シェル研究所が示した解析法は、アスファルトの変形係数であるスチフネス係数（粘性係数と関係づけられる）によって統一的に取り扱うものであって、シェル研究所自身の手によって参考文献^{B.1)}に報告され、日本においても日本鋼管(株)の実験報告^{B.2)}に一部紹介されている。

第1の条件は、時間が長期にわたるため、アスファルトの粘性的性質に関するもので、次式に支配される。

$$S = \frac{h^3}{\Delta h \cdot R} \quad (1)$$

ここで、 S = スチフネス係数 (t/m^2)

h = スリップレイヤーの層厚 (m)

Δh = スリップレイヤーの層厚の減少量 (m)

R = 杭の半径 (外径) (m)

この式によって、ある層厚のときに、ある期間における層厚の減少量を一定値以下に抑えたいというような、第1の条件に対するスチフネス係数を求めることができ

る。そしてスチフネス係数は、(1)式で求まる値よりも大きければよい、すなわち、アスファルトが硬い程よいということが第1の条件に対して言える。また第1の条件について、アスファルトは温度が高い程流れやすくなる。そこで、アスファルトの上を石粉の被膜で更に覆うという方法が、直射日光を避けてアスファルトの温度を上げないために、アスファルトの品質そのものとは別に、しばしば採用される。

第2の条件については、スリップレイヤー工法に用いるアスファルトでは、低温 ($-10^{\circ}C$ 以下) の悪条件下での施工を除いて、一般に問題にならないとされている。一般的な温度条件の下では、アスファルトの種類を選ぶことにより施工できる。特にせん断力によるひきはがれについては、一寸考えるととはがれてしまうように思えるが、杭打設が荷重時間の非常に短いダイナミックな力であることと、そのような短い荷重時間ではアスファルトがほとんど弾性体として挙動すること等を大きな理由として、はがれることなく打設される。ひび割れが生じないためにはアスファルトは軟い程よく、ひきはがれを起こさないためには硬い程よいという矛盾した条件となるが、この両者を満足する範囲のスチフネス係数をもつアスファルトを選ぶことができる。一般には、アスファルト塗布に先立って、プライマーという塗料を、杭体とアスファルトの付着をよくするために塗布する。そして、このプライマー処理は、低温の悪条件下で第2の条件を満足するために特に重要な工程であって、この場合には、一般の場合よりも更に特殊なプライマーが用意されている。

第3の条件が最も重要な点である。荷重時間が極めて長いから、アスファルトは粘性流体としての性質を示す。粘性流体では、粘度 (η) とせん断力 (τ) との間に次式の関係がある。(図-B.1 参照)

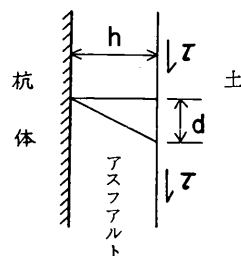


図-B.1 アスファルト層の働き

$$\eta = \tau \times \frac{h}{v}, \quad d = v \cdot t \quad (2)$$

ここで、 η = 粘度 ($t \cdot s/m^2$)

τ = セン断応力 (t/m^2)

v = スリップレイヤー表面における流動率
(m/s)

d = スリップレイヤー表面における流動量 (m)

t = 時間 (s)

これに、載荷時間が長い場合に成立する次式の関係

$$S = \frac{3\eta}{t} \quad (3)$$

を使うと、

$$S = \frac{3h\tau}{d} \quad (4)$$

という関係が得られる。この式を用いて、一定のスリップレイヤーの層厚、表面の流動量、設計セン断応力に対して、スチフネス係数の値が計算される。この条件に対しては、スチフネス係数は(4)式で決まる値よりも小さければよい、すなわち、アスファルトは軟い程よいということになる。

上記の3つの条件から決まるスチフネス係数の範囲の中にはいるアスファルトを選んで用いれば、最初に書いた3つの困難を全てクリアーすることができることとなる。なお上記の計算からは、塗布すべきアスファルトの層厚 (h) も決まってくるが、土中水の影響、アスファ

ルトへの土の侵入等を考慮して、計算された設計厚さに対して、余裕厚さが更に2mm余計にとられる。

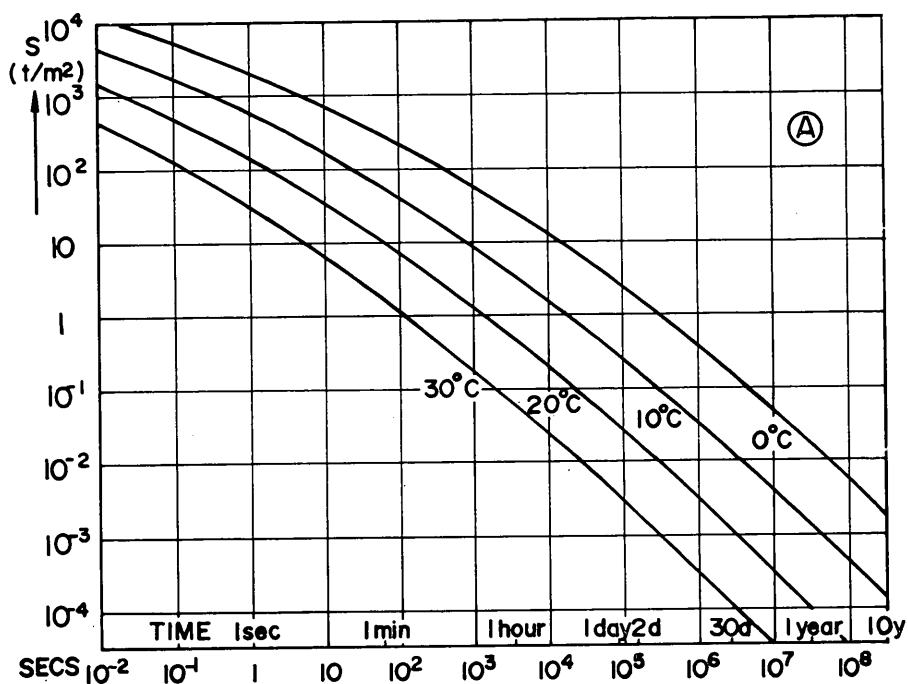
シェル石油(株)では、ヨーロッパにおいて4種類のグレードのアスファルトを製作しており、このうちから上記の条件を満足するものが選ばれている。これら4種類のアスファルトの温度、載荷時間に対するスチフネス係数のグラフを、図-B.2(a)~(d)に示す。また、このうちの2種類を混合することにより、それらの中間的な性質を持ったものも得られる。

参 考 文 献

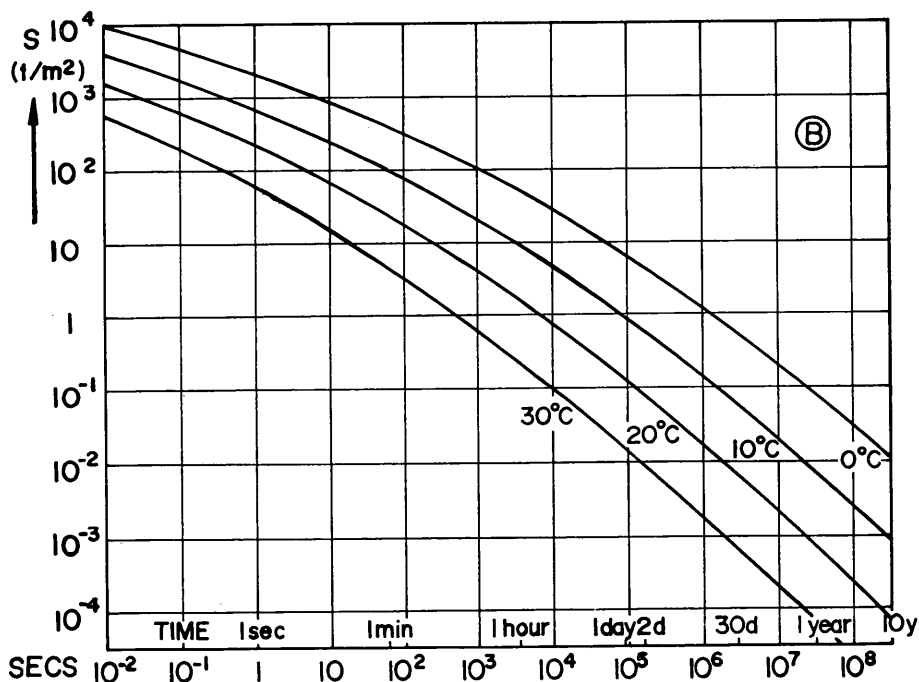
- B.1) Claessen, A. I. M., Horvat, E.: Reducing negative friction with bitumen slip layers, Jour. A. S. C. E. Vol. 100, GT 8, Aug. 1974, pp. 925~944
B.2) 本文17) と同じ

記 号 表

- d : スリップレイヤー表面における流動量 (m)
 h : スリップレイヤーの層厚 (m)
 dh : スリップレイヤーの層厚の減少量 (m)
 R : 杭の半径 (外径) (m)
 S : スチフネス係数 (t/m^2)
 t : 時間 (s)
 v : スリップレイヤー表面における流動率 (m/s)
 τ : セン断応力 (t/m^2)
 η : 粘度 ($t \cdot s/m^2$)



(a) A グレード



(b) B グレード

図-B.2 アスファルトのスティフネス-時間関係図

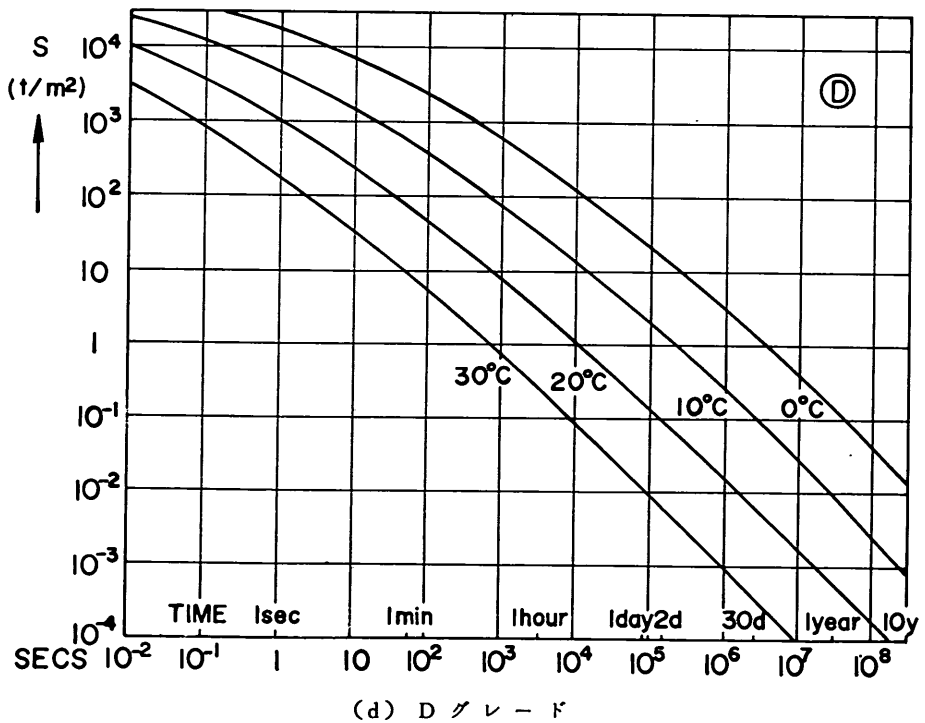
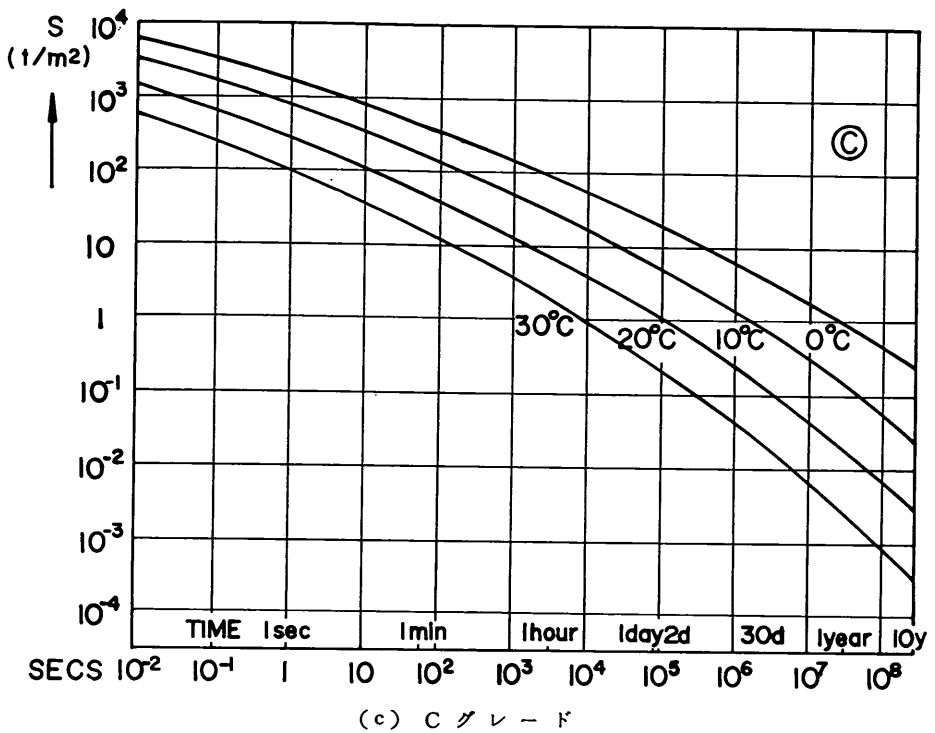


図-B.2 アスファルトのスティフネス-時間関係図