

場所打ち鉄筋コンクリート壁体の鉛直載荷試験

W. F. 研究グループ

Loading Tests on WALL FOUNDATION

W. F. Research Group

Abstract

Loading tests were carried out on three WALL FOUNDATIONS constructed by the OWS-SOLETACHNE Method, on an earth-drilled pile and on a steel pipe pile. After the loading tests, the soil at one side of each pile was excavated to the pile tip in order to observe the surface of the pile and to investigate the strength of pile concrete.

Plate loading tests were performed on the bottoms of the open cuts and the results were compared with those of loading tests of the piles.

概要

WF試験工事において、KELLY および CIS-58 で施工した壁体3体、およびこれらの壁体と比較検討するために施工したアースドリルぐいおよび鋼管ぐい各1本について鉛直載荷試験を実施した。また、載荷試験終了後、壁体の先端部まで根切りをおこない、施工性の調査をおこなうと共に各壁体頭部から先端部まで連続してコンクリートコアを採取し、コンクリート強度を調査した。一方、支持地盤の変形特性を調査するために壁体先端部と同一深さにおいて平板載荷試験をおこない、壁体の載荷試験結果と比較検討した。

本報はこれらの一連の調査結果についてまとめたものである。

1. 序

WALL FOUNDATION 試験工事の一環として実施した支持力調査のうち、OWS-SOLETANCHE 工法によって施工した場所打ち鉄筋コンクリート壁体、アースドリルぐい、鋼管ぐいの鉛直載荷試験結果および壁体、ぐいの先端地盤で実施した平板載荷試験結果に関して報告する。

今回の載荷試験は WALL FOUNDATION の支持力性能を調査する目的で計画されたが、壁体の載荷試験結果と比較検討をおこなうためにアースドリルぐいおよび鋼管ぐいを各1本加え、さらに支持地盤の変形特性を調査する目的で平板載荷試験を実施した。

したがって得られた資料がぼう大になり、限られた紙数ではまとめきれないので、本報では壁体の載荷試験結果を主として報告し、必要に応じてその他の載荷試験結果を対比させ、比較することにした。

2. 敷地内地盤の概要

本試験工事の実施場所である当社技術研究所は東京都清瀬市下清戸地内に所在しており、図-1¹⁾において所沢台に隣接した武蔵野段丘に属し(図中◎印)、地盤は主として関東ローム層と段丘砂れき層によって構成されている。

今回の試験工事を開始するにあたり、前報(WALL FOUNDATION に関する実験報告)の図-1に示した位置におい

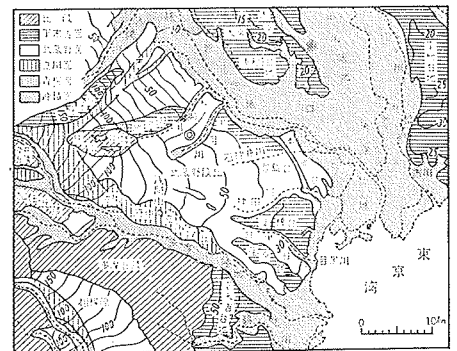


図-1 実験地付近の地形区分¹⁾

てボーリング調査を実施した。地盤調査のためのボーリングは合計3本あるが、その中で載荷試験位置に関連のある Bor. No. 1 および No. 2 に基づいて以下に地盤構成状況を述べる(図-2, 参照)。

層序は地表面から表土, ローム, 粘土, 砂質粘土, 砂れきとなっているが, 直線距離にして僅か12m程度の調査間隔であるにもかかわらず, 層厚等に比較的差が認められている(表-1)。特に層厚に差が著しいのは砂質粘土層である。また, 砂れき層に関しては, Bor. No. 1 においてGL-12.05~13.35mの間に粘土質中砂層が存在し, N値も15~17

| 土質名 | 層厚 (m) | |
|------|----------|----------|
| | Bor.No.1 | Bor.No.2 |
| 表土 | 0.25 | 0.30 |
| ローム | 5.35 | 5.40 |
| 粘土 | 0.50 | 0.15 |
| 砂質粘土 | 0.50 | 2.25 |
| 砂れき | 13.62以上 | 12.08以上 |

表-1 層序および層厚

となっているが, Bor. No. 2においてはそのような層は存在していない。但し, 同層に相当する深さ付近ではN値が低くなっており (N=31~42), その形跡は認められている。この部分を除く砂れき層ではN値が50を超えているが, この砂れき層の特徴として粘土分を含み, レンズ状の粘土をかんでいる部分も認められた(根切り工事中の観察結果による)。また, 5~20mm程度の角れきを多く含み, 直径20cm以上の玉石の存在も認められた。

なお, 地下水位については根切り工事中の状況から推測するとGL-16mより下にあるものと思われる。

3. 載荷試験計画

3.1. 載荷試験ぐいの種類

載荷試験に供されたい(壁体も含む)の種類を表-2に示した。以後の記述は全て同表の記号によるものとする。

また, この他に30cm角平板および45cm角平板を使

| No. | 記号 | 前報図-1中における記号 | 備考 |
|-----|------|--------------|--|
| 1 | Cぐい | ④ | CIS-58型掘削機により施工し, 同機で先端処理(但し, KELLY掘削機で先端掘削)した壁体 |
| 2 | KCぐい | ⑤ | KELLY掘削機により施工し, CIS-58型掘削機で先端処理した壁体 |
| 3 | Kぐい | ⑥ | KELLY掘削機により施工し, 同機で先端処理した壁体 |
| 4 | Eぐい | ⑭ | アースドリル機により施工した場所打ちコンクリートぐい |
| 5 | Sぐい | ⑮ | K-32により打込んだ鋼管ぐい |

表-2 載荷試験ぐいの種類

用した平板載荷試験を各1回実施した。前者の記号をP-30, 後者をP-45とする。

なお, 今回の載荷試験に掘削機を組合せて施工した3体の壁体を供したのは, 現在当社の主力掘削機としてCIS-58型掘削機(パーカッションとリバーサーキューレションの組合せ方式)およびKELLY掘削機(油圧式グラブ方式)があり, リバーサーキューレション方式によるスライム処理については一般の認識が得られているが, グラブ方式に対してはスライム処理効果について疑問を持たれている傾向もあるためこの試験においてそれぞれの効果を確かめようという意図によるものであった。

3.2. 載荷試験ぐいの仕様

計画時における各ぐいの仕様を表-3に示した。同表に記載されていない鋼材の断面寸法については図-2を参照されたい。

| 項目 | C, KC, Kぐい | Eぐい | Sぐい |
|------|--|--------------------------------------|---|
| 断面寸法 | 厚×巾 60cm×180cm 根入深さ 15m 有効断面積 1.003㎡ | 直径 60cm 根入深さ 15m 有効断面積 0.2826㎡ | 直径×肉厚 60.96cm×1.27cm 根入深さ 15m 閉鎖断面積 0.2917㎡ |
| ひずみ計 | 板田電機製差動トランス型鉄筋計 (S D25) 5断面×4本 | 全左 (S D25) 5断面×3本 | 共和電業製ワイヤーストレンゲージ (KR-10-A1-11) 7断面×3枚 |

表-3 載荷試験ぐいの仕様

図-2は載荷試験ぐいの配置, 仕様, および地盤構成状況等を一括して示したものである。

また, Sぐいを除く各ぐいのコンクリートの調合は次のごとくであった。

| | | | |
|--------------------------|------------------------|--------|------------------------|
| 設計強度 | 210 kg/cm ² | 調合目標強度 | 255 kg/cm ² |
| 目標スランプ | 21cm | | |
| 調合比 (Wt/m ³) | | | |
| W/C | 53.5% | S/A | 45.7% |
| セメント | 344kg | 水 | 184kg |
| 川砂 | 813kg | 砂利 | 979kg |
| 使用セメント | 秩父普通ポルトランドセメント | | |

3.3. 載荷試験方法

載荷試験には原則として土質工学会で制定された「クイの鉛直載荷試験基準-1971」に準じた緩速多サイクル載荷法を適用した。

以下ぐいの載荷試験方法について記す(平板載荷試験方法もぐいの試験方法を準用した)。

3.3.1. 測定事項および測定方法 ぐい載荷試験時における測定事項および測定方法は次のごとくであった。

- (1) 載荷重 油圧ポンプのブルドン管圧力計を使用。
- (2) 時間 腕時計およびストップウォッチ等を使用。

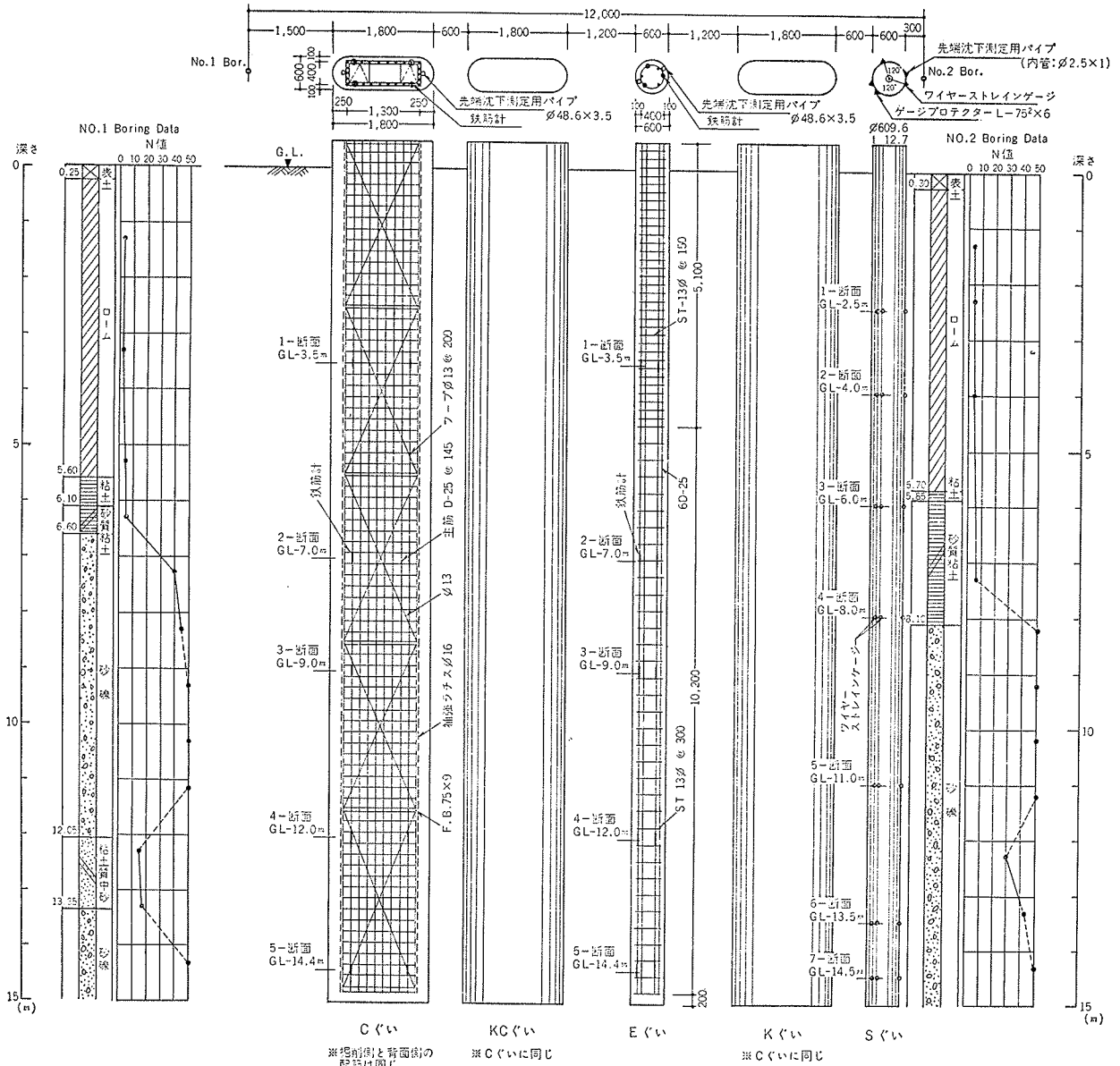


図-2 試験ぐいの仕様、配置、地盤構成状況等

- (3) ぐい頭沈下量 ダイヤルゲージ (ストローク 50mm, 最小目盛0.01mm) および光電式変位計 (ストローク 100mm, 読取精度0.01mm) を併用
- (4) ぐい先端沈下量 ダイヤルゲージ (ストローク 50mm, 最小目盛0.01mm) を使用, 2重管方式により測定
- (5) ぐい体ひずみ量 表-3参照
- (6) その他 ぐいの水平移動, 基準ばりの鉛直変位, 反力用アンカーの浮上等の測定 (測定方法については省略)。

大荷重をC, KC, Kぐい: 1200 ton, E, Sぐい: 500ton として荷重段階を決定した。

C, KC, Kぐいに関して荷重段階, 載荷サイクル, 主要測定項目の測定時間等をまとめて図-3に示した。

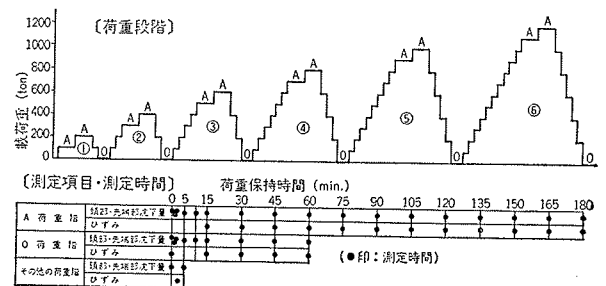


図-3 C, KC, Kぐいの荷重段階等

3.3.2. 最大荷重, 荷重段階, および試験方法 最

E, Sぐいについても図-3に準じて荷重段階を50tonとして5サイクルで計画した。ただし, Eぐいに関しては実施段階で計画を変更して6サイクルとし, 最大荷重720tonまで載荷した。

各荷重段階における荷重保持時間は図-3に示したごとくであったが, 図中A荷重階(処女荷重階)に関しては, 15分間に0.03mm以下の沈下量が2回連続して測定された場合には最大荷重保持時間3時間を経過していなくても次の荷重段階に移行できるものとした。

3.3.3. 載荷試験装置 C, KC, Kぐいの載荷試験においては300ton油圧ジャッキ4台を, E, Sぐいにおいては2台をそれぞれ連動させて電動油圧コントロールユニットで作動させた。なお, Eぐいに関して, 予定外の6サイクル目を追加した際には, 段取替をおこないジャッキ3台を連動させた。

また反力にはハイグラウトアンカー(新技術開発施工)を採用し, 1本当り100tonの計画で配置した。

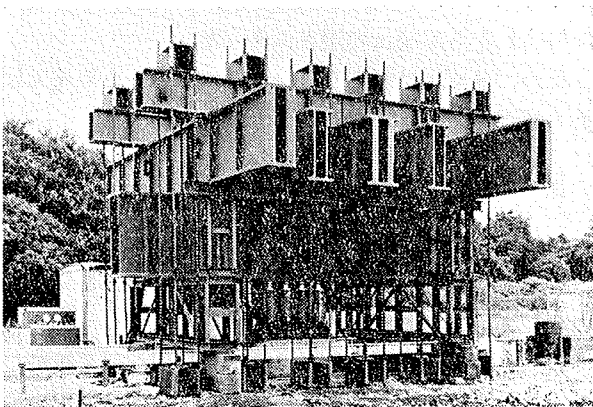


写真-1 載荷試験装置 (KCぐいの場合)

3.3.4. 載荷試験実施工程 各ぐいの施工時期および載荷試験の実施時期を表-4に示した(平板載荷試験の実施時期も併記した)。

| | 施 工 時 期 | 載荷試験実施時期 |
|------|-------------------------|----------------------|
| Cぐい | 昭和47年 5月30日 コンクリート打設 | 昭和47年 7月24日~7月27日 |
| Eぐい | 6月8日 // | 8月3日~8月6日 |
| Kぐい | 6月13日 // | 8月11日~8月19日 |
| KCぐい | 6月6日 // | 8月26日~8月28日 |
| Sぐい | 7月14日 打込 | 9月6日~9月7日 |
| P-30 | — — | 12月11日~12月12日 |
| P-45 | — — | 12月18日~12月19日 |

表-4 各ぐい施工および載荷試験実施時期

同表から明らかなように各ぐいの施工から載荷試験までの間隔は8週間ないし11週間, また載荷試験相互の間隔は最低1週間あった。

4. 各ぐいの施工状況

写真-2はSぐいを除く各ぐいの施工状況を示した写真(合成写真)である。

これらの各ぐいの施工に使用した泥水はベントナイト重量百分率8.3%濃度のベントナイト泥水であり, CMC等の添加剤は使用していない。なお使用したベントナイトは共立ベントナイト250メッシュであった。

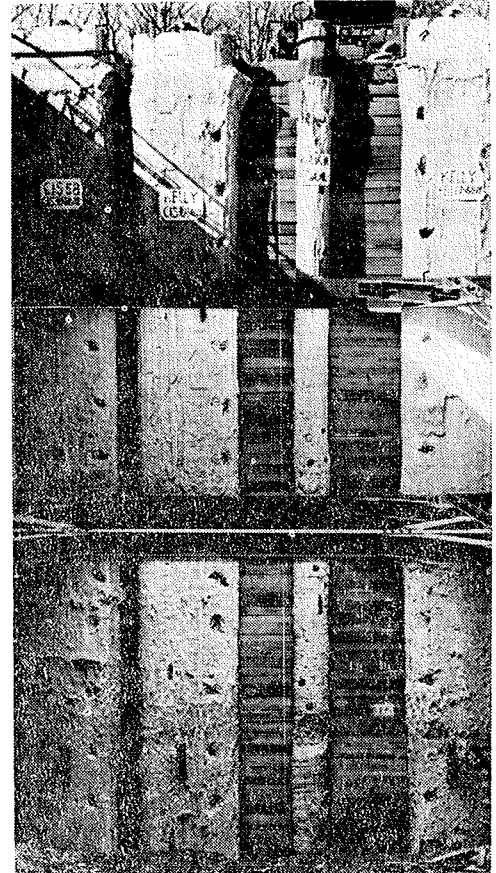


写真-2 くいの施工状況

以下各ぐいの施工記録について概説する。

4.1. Cぐいの施工

Cぐいは, KELLY 掘削機によりGL-8.7mまで先掘りし, それより深い部分をCIS-58型掘削機で掘削した壁体である(写真-2左端)。掘削終了日の翌日, 約3時間半にわたり(途中昼食のため1時間休けいした)CIS-58の泥水循環装置を使用してスライム処理をおこなったのち, 鉄筋籠を挿入しトレミー管によりコンクリートを打設した。

掘削実働時間はKELLY 0.6時間, CIS-58 4.7時間, コンクリート打設時間は延2.5時間であった。

根切り時の観察結果によれば, 施工状態はほぼ良好でGL-8mから12mの間(写真-2において2段切ばりから3段切ばり用ブラケットの間に相当)に局部崩壊によるコンクリートの突起が若干認められている他に異常はなかった。くい先端部の形状はほぼ平らでスライムもほとんど認められず, 施工性は良好であると判断された。

また載荷試験終了後にくい頭中心部から鉛直にコンクリートコアを採取して圧縮試験をおこなった結果、材令120日で平均強度 270 kg/cm^2 (範囲248~290 kg/cm^2)、標準偏差15.2 kg/cm^2 なる値が得られ、コンクリート強度にも問題のないことが判明した。

4.2. KCぐいの施工

KCぐいは KELLY により掘削し、CIS-58の泥水循環装置によってスライム処理をおこなった壁体である(写真-2, 左から2番目)。KELLY による掘削の実働時間は2.5時間であり、掘削の翌日2時間スライム処理をおこなってから2.75時間後にコンクリート打設を開始した。コンクリート打設の所要時間は約3時間であった。

くいの施工状態は写真-2にみられるごとく、全体として僅かな凹凸は認められたが、これは局部崩壊によるものでなく地盤状態によって生じたものと判断された。くい先端のスライムもほとんどなく施工性は良好であった。

コンクリート強度に関しても採取されたコアの圧縮試験結果によれば、材令144日で平均強度 291 kg/cm^2 (範囲256~319 kg/cm^2)、標準偏差26.5 kg/cm^2 となっており、良好な結果が得られていた。

4.3. Kぐいの施工

Kぐいは KELLY で掘削、スライム処理(底ざらえ)をおこなった壁体である(写真-2右端)。掘削の実働時間は2.48時間であった。鉄筋籠を挿入する直前に底ざらえをおこなったが、コンクリート打設を開始するまでの時間は約2時間、コンクリート打設に要した時間は2.6時間であった。

Kぐいの施工状態はKCぐいよりいくらか表面が荒れており、CぐいとKCぐいの中間程度と判断された。くい先端部のスライムは全く認められず、コンクリートと地盤との嵌合状態は最もよかった。なお、特記事項として底ざらえ後かなりの逸泥が生じたことがあげられる。

採取したコアによるコンクリート強度は材令141日で平均強度 371 kg/cm^2 (範囲343~415 kg/cm^2)、標準偏差21.5 kg/cm^2 であり、Cぐい、KCぐいに比較してかなり高い強度が得られた。

4.4. Eぐいの施工

Eぐいはアースドリル機によって施工されたくいである(写真-2, 右から2番目)。掘削実働時間は約1時間、底ざらえをおこなってからコンクリート打設までの時間は0.75時間、コンクリート打設所要時間は2時間強であった。なお、掘削機の都合により途中で施工がおこなわれたことを付記しておく。

Eぐいの施工状態は写真-2からも明らかなごとく砂れき層内(2段切ばり付近から下の部分)における凹凸がかなり激しく、2段切ばりの付近では全体的なくびれが見受けられた。またくい先端部ではスライムによる断面の細まり(ネッキング)も認められ、その付近ではコンクリート強度が低下していた。しかし、一般部分のコンクリート強度はかなり高く、採取したコアの圧縮試験結果によれば、材令152日で平均強度 347 kg/cm^2 (範囲340~356 kg/cm^2)、標準偏差8.3 kg/cm^2 なる値が得られている。

4.5. Sぐいの施工

Sぐいは神鋼K-32ディーゼルハンマーによって打込まれた先端開放の鋼管ぐいである。下ぐい($l=8\text{m}$)を打込み、ひずみ測定用のキャプタイヤーコードの接続、上ぐいの溶接等に約2時間を要したが、打込作業は順調におこなわれた。打止め深さはGL-15.15m、最終打込時の貫入量は8.6mm、リバウンド量は6.0mmとなっており、管内土の天端はくいの天端(GL+0.85m)から2.65mの深さにあった。

なお、Sぐいは根切り部分の外にあったため施工状態の観察をおこなうことができなかった。

5. 載荷試験結果およびその考察

5.1. 載荷試験結果

載荷試験結果の一例(Kぐい)をくい頭部と先端部に分けて図-4および図-5に示した。

同図にもみられるように、載荷試験中油圧系統に起因するトラブルのため試験を中断した事故が若干生じたが、試験結果に致命的な影響を与えるものではなかったため説明を省略する。

くい体のひずみ測定結果の一例を図-6に、またひずみ測定結果から求めたくい体の深さ方向軸力分布を図-7に示した。

ひずみから軸力に変換するに際して、図-8に示した較正曲線を使用した。図-8の較正曲線は各くいから採取したコンクリートコアの圧縮試験時に求めたもので、深さ方向の圧縮強度に大して差が認められなかったため各深さの平均値をとっている。ただし、Eぐいの先端部に関しては前述したごとく一般部分とは異ったコンクリートの状態が観察されたので、根切り時に別途採取したコンクリートコアから較正曲線を求めた。なお、Sぐいに関しては通常使用される鋼材のヤング率($E=2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$)を採用した。

載荷試験終了後当技術研究所内のアムスラー型万能試験機(300ton)を使用して油圧ジャッキの検定をおこなったが、その結果最も精度の悪いものでアムスラ

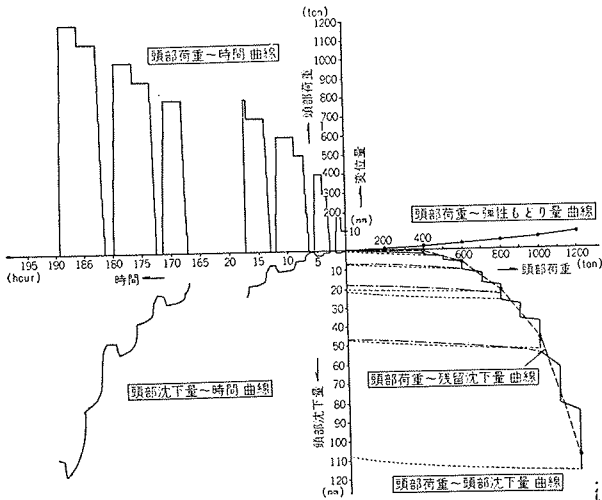


図-4 載荷試験結果の一例 (Kぐい頭部)

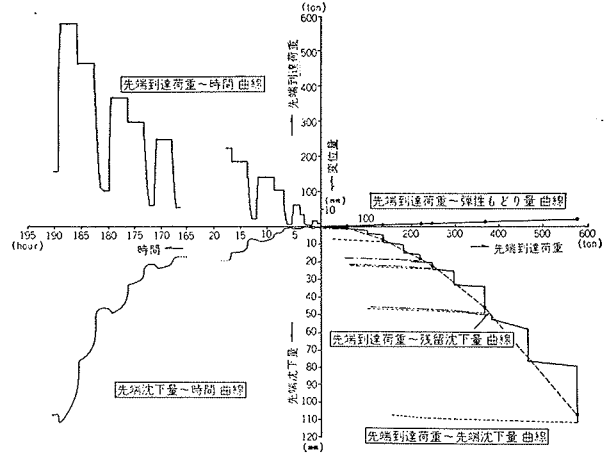


図-5 載荷試験結果の一例 (Kぐい先端部)

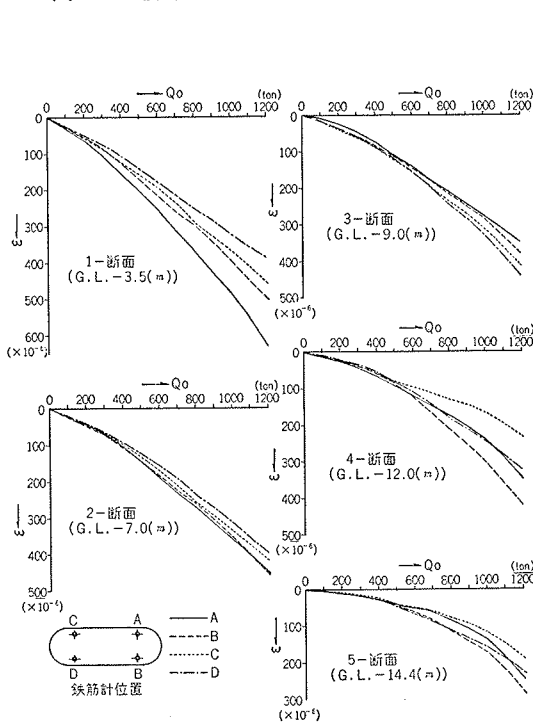


図-6 ひずみ測定結果の一例 (Kぐい)

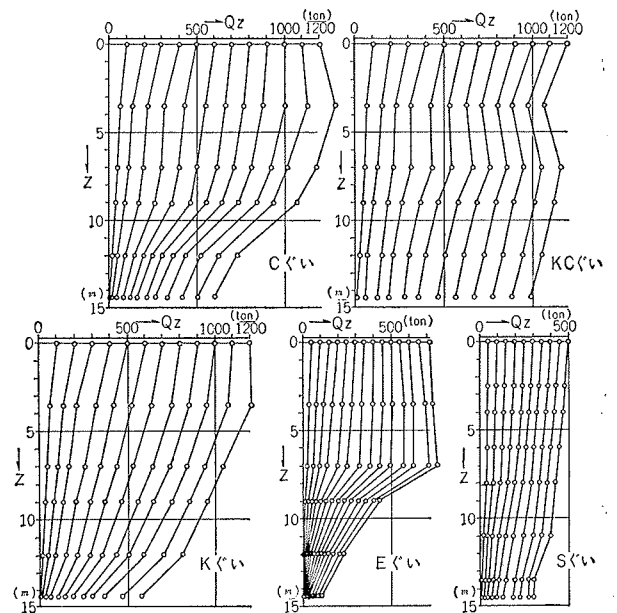


図-7 深さ方向軸力分布

一荷重に対して97.1%を示し、残りの3台のジャッキの場合には99%以上の精度が得られた。したがって、試験結果の整理にあたっては全て試験時のブルドン管圧力計の読取値をそのまま採用した。

5.2. 荷重と沈下量との関係について

各載荷試験の最大荷重 ($Q_{o\max}$) 時に得られたくい頭沈下量 ($S_{o\max}$), くい先端到達荷重 ($Q_{p\max}$), くい先端沈下量 ($S_{p\max}$) を表-5に、またくい頭およびくい先端の荷重度 (Q_o/A , Q_p/A) と沈下量 (S_o , S_p) との関係を図-9に示した。

表-5において、同種同形のくいであるC, KC, Kぐいを比較するとKCぐいの沈下量が異常に大きい

ことがわかる。これは図-9の実線 ($Q_o/A \sim S_o$) で比較してみても顕著な傾向としてあらわれているが、同図破線 ($Q_p/A \sim S_p$) で比較すると他のくいとほとんど差がなくなっている。したがって、KCぐいの沈下量

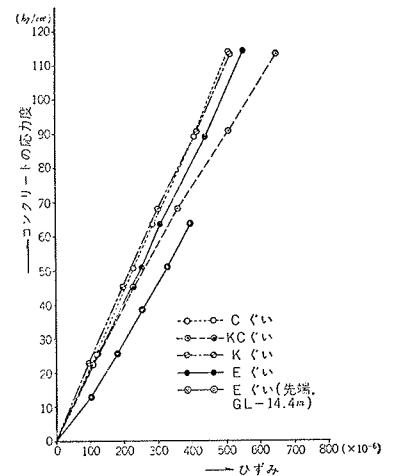
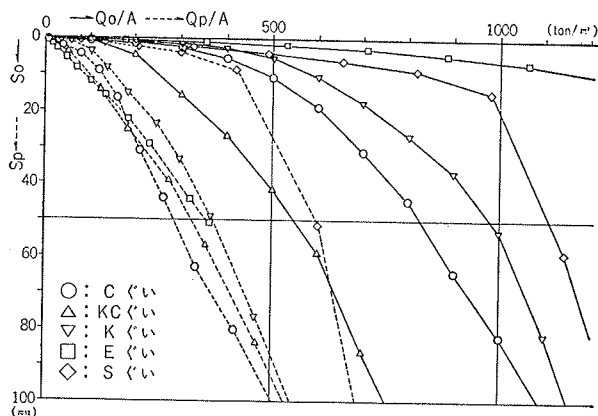


図-8 較正曲線

| 記号 くい種 | Q ₀ max (ton) | S ₀ max (mm) | Q _p max (ton) | S _p max (mm) |
|-----------|--------------------------|-------------------------|--------------------------|-------------------------|
| C ぐい | 1200.0 | 140.30 | 601.5 | 133.64 |
| KC ぐい | 1200.0 | 288.61 | 983.3 | 283.95 |
| K ぐい | 1200.0 | 116.78 | 576.6 | 111.41 |
| E ぐい | 720.0 | 66.67 | 103.5 | 50.70 |
| S ぐい | 500.0 | 270.05 | 301.8 | 258.20 |

表一五 各載荷試験における荷重・沈下量の最大値



図一九 各載荷試験における荷重度～沈下量曲線

が異常な数値を示したのは、図一七からも明らかなように、KCぐいの周面摩擦力(Q_f)が他のくいよりも小さいことが原因であると推測できる。

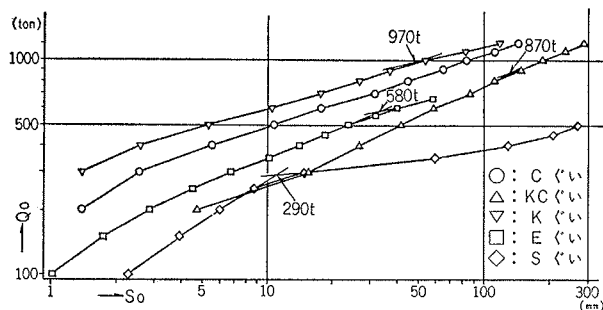
同様に図一九によればEぐい頭部の沈下特性(実線)が他のくいと比較して非常に良好であるが、先端部(破線)においては他のくいと大差がないという結果が得られており、これもQ_fの大きさが原因であることは図一七からも容易に考えられる。ただし、Sぐいは他のくいと異なり鋼管ぐいであるため沈下特性は全く異なる傾向となっており、Sぐいにみられる急折点は先端の閉塞効果と関連があると思われるが、ここでは検討を省略した。

このようにSぐいを除く鉄筋コンクリートぐいの沈下特性はQ_fの大きさによってかなりの影響を受け、本載荷試験のごとく砂れき層に8mもくいが根入れされる場合には沈下特性が全く異ってあらわれることが判明した。すなわち、くい頭においてはC, KC, Kぐいなどでは進行性破壊的な沈下特性が得られているのに対し、Eぐいでは非常に堅固な地盤に支持されているような性状があらわれている。

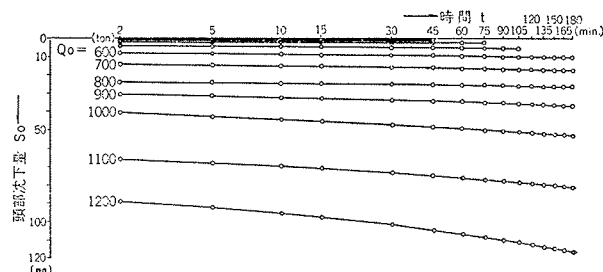
5.3. 長期許容支持力の判定

各載荷試験結果から長期許容支持力を判定するために、くいの降伏荷重を判定する方法として常用されている、S~log t曲線、log Q~log S曲線、ΔS/Δlog t~Q曲線を使用した(図一十~図一十二参照)。

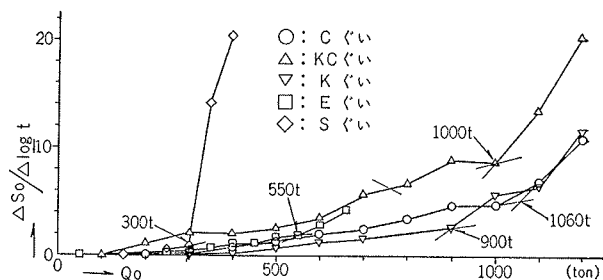
例示した各図から容易に指摘されるように、場所打



図一十 log Q~log S曲線の一例(くい頭部)



図一十一 S~log t曲線の一例(Kぐい頭部)



図一十二 ΔS/Δlog t~Q曲線の一例(くい頭部)

コンクリートぐいの場合にはこれらの降伏荷重判定法による降伏荷重の判定がかなり微妙であり、細心の注意を必要とした。沈下特性が進行性破壊型であったことによるものと考えられる。

上記三種類の方法によって判定した降伏荷重から求めた長期許容支持力を表一六に示した。表一六には参考として平板載荷試験による地盤の長期許容支持力および Terzaghi, Meyerhof の支持力公式によって計算したくいの長期許容支持力を付記してある。

なお、Terzaghi 式は

$$Q_a = q_a \cdot A_p + \frac{1}{3} (f_{ss} \cdot L_s + f_{sc} \cdot L_c) \psi$$

$$q_a = \frac{1}{3} (\alpha \cdot C \cdot N_c + \beta \cdot \gamma_1 \cdot B \cdot N_\gamma + \gamma_2 \cdot D_r \cdot N_g)$$

Meyerhof 式は

$$Q_a = 40 N A_p + \left(\frac{1}{5} \bar{N}_s \cdot L_s + \frac{1}{2} \bar{N}_c \cdot L_c \right) \psi$$

である。ここに

Q_a : くい長期許容支持力

f_{ss} : 砂質土中のくい周面摩擦力

f_{cc} : 粘性土中のくい周面摩擦力

であり、その他の記号は建築鋼ぐい基礎設計施工規準同解説中の同式の記号を使用した。

| | | S ~ log t | | log Q ~ log S | | $\Delta S / \Delta \log t \sim Q$ | | Terzaghi | Meyerhof |
|--------|----|-------------|-------------------------------------|---------------|-------------------------------------|-----------------------------------|-------------------------------------|-------------|-------------|
| | | Q_a (ton) | $\frac{Q_a}{A}$ (t/m ²) | Q_a (ton) | $\frac{Q_a}{A}$ (t/m ²) | Q_a (ton) | $\frac{Q_a}{A}$ (t/m ²) | Q_a (ton) | Q_a (ton) |
| C ぐい | 頭部 | 500 | 500 | — | — | 530 | 530 | 927 | 990 |
| | 先端 | 209 | 209 | — | — | 243 | 243 | 766 | 867 |
| KC ぐい | 頭部 | 400 | 400 | 435 | 435 | 500 | 500 | 927 | 990 |
| | 先端 | 280 | 280 | 280 | 280 | 415 | 415 | 766 | 867 |
| K ぐい | 頭部 | 500 | 500 | 485 | 485 | 450 | 450 | 927 | 990 |
| | 先端 | 183 | 183 | — | — | 215 | 215 | 766 | 867 |
| E ぐい | 頭部 | 300 | 1061 | 290 | 1027 | 275 | 974 | 428 | 299 |
| | 先端 | 33 | 116 | 31 | 110 | 29 | 101 | 215 | 245 |
| S ぐい | 頭部 | 175 | 619 | 145 | 508 | 150 | 531 | 433 | 308 |
| | 先端 | 92 | 325 | 58 | 203 | 63 | 221 | 218 | 253 |
| P — 30 | | 26 | 284 | 25 | 278 | 25 | 281 | — | — |
| P — 45 | | 50 | 247 | 53 | 259 | 48 | 235 | — | — |

表一六 長期許容支持力一覧

ただし、同表において一は降伏荷重の判定ができなかったものである。

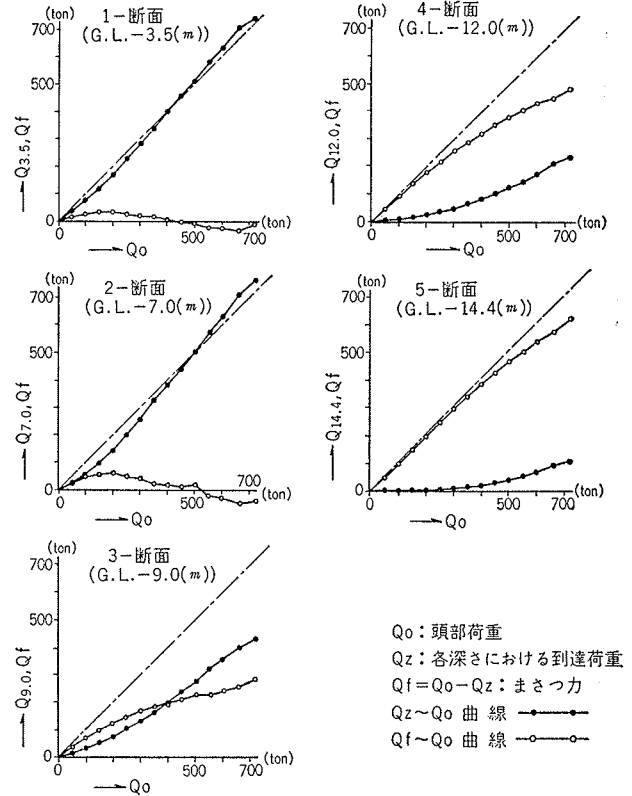
5.4. くい周面摩擦力について

表一七に最大荷重時および最大摩擦力発生時のくい周面摩擦力(Q_f)、くい先端到達荷重(Q_p)、および載荷重(Q_o)に対する Q_f の割合を示した。同表中※印は最大荷重時においても Q_f が降伏していないものである。

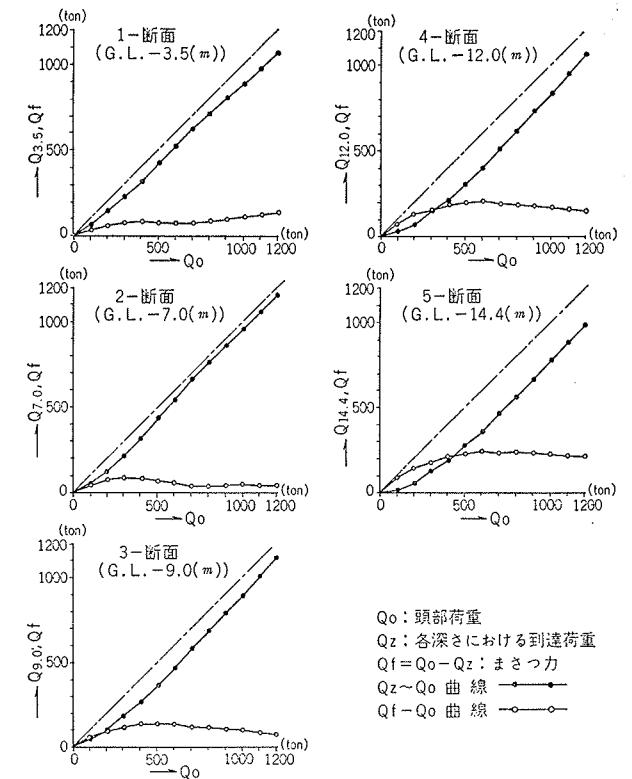
先に述べたごとく、くいにより Q_f にかかなりの差が生じたことは同表から明らかであるが、特にEぐいの場合は Q_f/Q_o が85.6%を示し、かつ降伏していないのに比してKCぐいでは最大荷重の1/2の載荷重で既に Q_f の降伏がみられている。これら両ぐいの Q_f の発現状況は図一13および図一14をみるとさらに明白になる。同図はひずみ測定深さ毎に到達荷重(Q_z)と Q_f とを分離して、 Q_o との関係を示したものである。図

| | 最大荷重 | | | | 最大摩擦力発生時 | | | |
|-------|-------------|-------------|-------------|-----------------------|-------------|-------------|-------------|-----------------------|
| | Q_o (ton) | Q_f (ton) | Q_p (ton) | $\frac{Q_f}{Q_o}$ (%) | Q_o (ton) | Q_f (ton) | Q_p (ton) | $\frac{Q_f}{Q_o}$ (%) |
| C ぐい | 1200 | 598.5 | 601.5 | 49.9 | 1200 | 598.5 | 601.5 | 49.9※ |
| KC ぐい | 1200 | 216.7 | 983.3 | 18.1 | 600 | 243.6 | 356.4 | 40.6 |
| K ぐい | 1200 | 623.4 | 576.6 | 52.0 | 1000 | 634.2 | 365.8 | 63.4 |
| E ぐい | 720 | 616.5 | 103.5 | 85.6 | 720 | 616.5 | 103.5 | 85.6※ |
| S ぐい | 500 | 198.2 | 301.8 | 39.6 | 300 | 171.8 | 128.2 | 57.3 |

表一七 各ぐいの Q_f の比較



図一13 $Q_o \sim Q_z$, $Q_o \sim Q_f$ 曲線 (E ぐい)



図一14 $Q_o \sim Q_z$, $Q_o \sim Q_f$ 曲線 (KC ぐい)

示を省略したC, K, Sぐいはいこれらの曲線の間にあるが、SぐいはむしろKCぐいに近い性状を示している。

次に、ローム層および砂れき層中の平均摩擦応力度 (f) と S₀ との関係を示すと図-15のごとくなる。

ローム層中においては S₀ が 10mm 程度で f は最大となるが、砂れき層中ではくいによってかなりの差が生じていることがわかる。

ローム層、砂れき層中における各ひずみ測定間の f の最大値を求めたのが表-8 である。同表によれば、くい別、深さ別にかなり異った値が得られているが、砂れき層中では E ぐいの f が他のくいに比較して著しく大きくなっている。

同表に示された数値と写真-2 とを対比させると、f の大きい区間ではくいの凹凸が大きいという傾向があり、特に砂れき層内においてその傾向が顕著である。特に GL-7~9m の区間における E ぐいの f は他のくいに比較して異常に大きな値が得られているが、この区間を写真-2 でみると (2 段切ばりの上下 1m の範囲にあたる) くいに大きなくびれが生じており、これが f の大きくなった原因とみられる。また KC ぐいは他のくいと比較して凹凸が少なく全体に滑らかになっていることが、f の小さかった一因と考えられる。

このように場所打コンクリートぐいの周辺摩擦力は施工性にかなり影響され、凹凸の大きい程支持力上有利になるものと考えられる。

| 地層 | ローム層 | | 砂れき層 | | | 砂れき層内の平均値 | |
|-----------|-------|-------|-------|-------|---------|-----------|-----------|
| 区間 (GL-m) | 0-3.5 | 3.5-7 | 7-9 | 9-12 | 12-14.4 | | |
| C ぐい | 5.43 | 7.34 | 12.79 | 26.61 | 12.37 | 17.30 | |
| KC ぐい | 9.00 | 1.55 | 9.27 | 5.78 | 6.85 | 6.64 | |
| K ぐい | 5.76 | 10.97 | 11.16 | 12.50 | 23.64 | 15.10 | |
| E ぐい | 4.72 | 4.46 | 87.50 | 35.19 | 28.38 | 50.30 | |
| S ぐい | 4.61 | 3.41 | 4.87 | 5.76 | 8.64 | 18.22 | |
| 区間 (GL-m) | 0-2.5 | 2.5-4 | 4-6 | 6-8 | 8-11 | 11-13.5 | 13.5-14.5 |

表-8 深さ別の f_{max} (単位 t/m²)

5.5. 地盤の変形性状について

図-16は東京地盤図²⁾に掲載されている東京れき層の載荷試験結果の図面を転写して、平板載荷試験結果を記入したものである。同図に記載されている各曲線に関する試験条件は不明であるが、同図において比較するかぎり、当技研支持地盤の変形特性は東京れき層

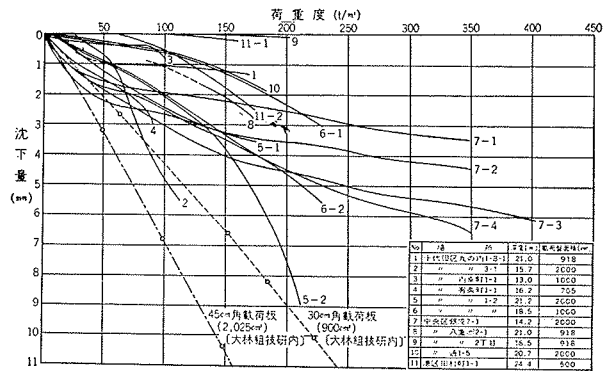


図-16 平板載荷試験結果

より劣っているといえよう。

この傾向を東京れき層と定量的に比較するために平板載荷試験結果にもとづいて荷重量 (Q₀/A) と地盤係数 (k) との関係

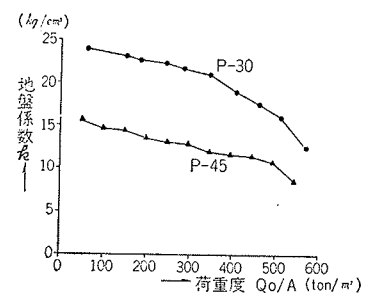


図-17 Q₀/A~k の関係

のごとくなる。同図によれば、当技研支持地盤の k 値は、P-30 の場合に Q₀/A=60~570t/m² の範囲で k₃₀=23.8~13.5kg/cm³、P-45 の場合に Q₀/A=50~542t/m² の範囲で k₄₅=15.4~8.6kg/cm³ となっている。

一方、大崎博士³⁾によれば、東京れき層の k 値の範囲は k₄₅=65~185kg/cm³、東京層砂質地盤の k 値は k₄₅=8~68kg/cm³ となっており、k 値から判断すると当技研支持地盤は東京れき層よりもむしろ東京層砂質地盤の下限に相当するとみられる。

5.6. くいおよび平板載荷試験結果の比較

平板載荷試験結果から求めた地盤の変形特性とくい先端部の測定結果から求めた変形特性とを図-18および図-19で比較した。

図-18は、各くいの Q_p/A と S_p から k を求めて Q_p/A との関係を示したものであり、また図中の P-30、P-45 は下記の換算式により B=0.6m として計算した。

$$k = k_{30} \left(\frac{B+0.3}{2B} \right)^2 \text{ および } k = k_{15} \left(\frac{0.6B+0.18}{B} \right)^2$$

同図によると場所打鉄筋コンクリートぐいの載荷試験結果から求めた k 値と平板載荷試験結果から求めた k 値とは比較的よく一致してしている。S ぐいの場合の k 値がかかなり大きくなっているのは S ぐいが打込ぐいであることによるものと推測される。

図-19は平板載荷試験の結果得られた k 値から次に示す換算式を用いて C、KC、K ぐいの断面にほぼ匹敵する 60×180cm 角載荷板に対する沈下量 S_{60×180} を

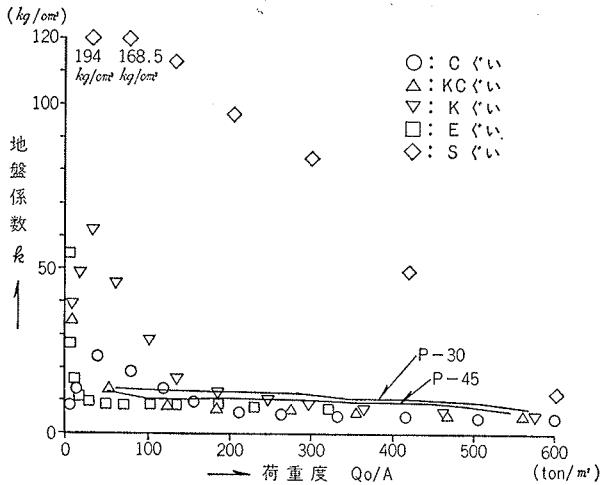


図-18 くい先端および平板より求めたkの比較

計算してC, KC, Kぐいと比較したものである。

$$S_{60 \times 180} = S \cdot \frac{3n}{2n+1}$$

ここに n : 辺長比 (長辺/短辺)

S : 60cm角載荷板に対する沈下量

$$S = S_{30} \left(\frac{2B}{B+0.3} \right)^2 \text{ および}$$

$$S = S_{45} \left(\frac{B}{0.6B+0.18} \right)^2$$

同図からも、図-18の場合と同様両者の間に比較的良好一致がみられており、くいの載荷試験結果は地盤状態に即応したあらわれ方をしたと判断される。

6. 結 論

以上 OWS-SOLETANCHE 工法によって施工した壁体 (C, KC, Kぐい) を主として載荷試験結果の概略を報告した。

載荷試験結果としてはかなり大きな沈下量が得られたが、

- (1) 施工性調査の結果、コンクリート強度も含めてくい体に異常はなく、またくい先端にスライムの沈積も認められなかった。
 - (2) 平板載荷試験結果から支持地盤の変形特性が東京れき層に比較して劣り、またくい先端部の測定結果と比較的よく一致していることがわかった。
- 等の事項を総合すると、地盤状態に応じた結果が得られたと考えられ、上記壁体を基礎ぐいとして使用することは十分可能であると判断された。

ただし、今回の載荷試験結果からも明らかのように、支持地盤の変形特性によって沈下量にかなり差が生ずることを考慮すれば、この種の壁体ぐいの許容耐力は許容支持力よりもむしろ許容沈下量によって定まるものと思われる。

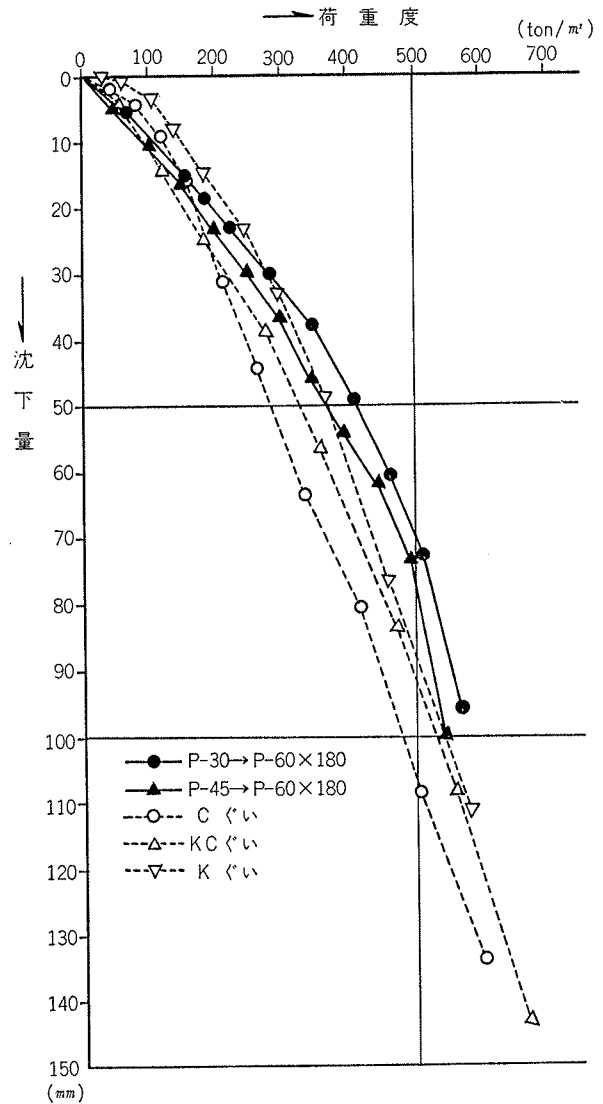


図-19 平板より求めた沈下量と S_p との比較

したがって、WALL FOUNDATION を採用する場合には変形特性を十分に検討して支持地盤を決定することが肝要である。

参考として日本建築センターの評定内容を記すと、「N値50以上の支持層 (たとえば東京れき層、天満砂れき層に相当する地盤) に支持させる場合、長期許容支持力度を $250t/m^2$ とする。ただし支持層は、支持力上十分な層厚を有すること。」となっている。

参考文献

- 1) 貝塚爽平 東京の自然史, 紀伊国屋新書 (1969)
- 2) 東京地盤調査研究会 東京地盤図, 技報堂 (1959)
- 3) 大崎順彦 基礎構造, コロナ社 (1964)

(文責 佐藤 寛)