

場所打ちぐいの水平挙動について

広瀬 莊八郎* 石原 勝** 佐藤 憲一***

1. ま え が き

近年、施工上の制約を主要因として場所打ち鉄筋コンクリートぐいを使用する機会が増えている。市街地では騒音や振動などの施工上の理由から、ペント工法、アースドリル工法などが採用される例も多い。一方、山岳地では、地形条件、施工環境ならびに施工ヤードの面積が特にきびしい地点に適することから、深礎ぐいが橋梁の基礎として採用される例も見受けられる。

水平力を受けるぐいの挙動に関する設計上の基本的問題は、力学モデルと地盤常数をいかに評価して解析に導入していくか、という点にある。深礎ぐいのようにくい径に対してくい長が比較的短い場合には、通常の長いくいとは異なった水平挙動を示すことが考えられる。また、山岳地においては軟岩を主体とした層に基礎ぐいが施工されることから、軟岩の地盤強度の適確な把握が必要とされる。以上の観点より、本報告の前半では軟岩を主体とした層に施工された深礎ぐいの一載荷試験結果から、水平力が作用する場合の支持機構について考察してみた。

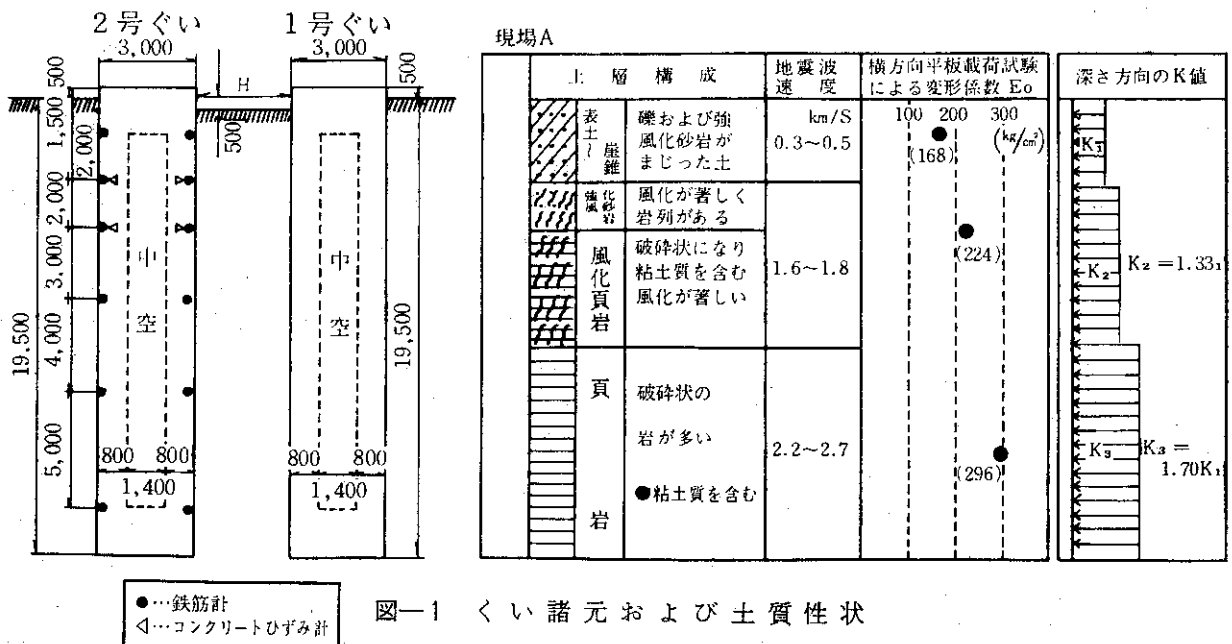
一方、深礎ぐいを含めた場所打ち鉄筋コンクリートぐい一般の問題として、地盤反力についての問題のほか、くい材に生ずる引張り力によるコンクリートのひびわれ発生以後のくい材の剛性の変化が水平挙動に及ぼす影響もみのがせない。本報告の後半では、アースドリル工法による二現場の場所打ちぐいの水平載荷試験結果も含めてこの問題について検討してみた。

2. 深礎ぐいの水平挙動

2-1 調 査 概 要

深礎ぐいでは施工条件がぐいの支持力に大きな影響を与えることが多く、特に風化および掘削時の応力解放による地盤のゆるみが懸念されるため、その安定性について確認する必要がある。また、試験実施例が少なくその水平支持特性に不明な点が多いため、その支持機構を検討することを目的として深礎ぐいの載荷試験を実施した。

図一1に試験ぐいの断面諸元および計器の配置ならびに土質調査結果を合わせて示した。ぐいの径は3 m、地中部のくい長は19.5 mであり、くい中心部は中空となっ



図一1 くい諸元および土質性状

*基礎工研究室長 **同室主任研究員 ***同室員

ている。くいの応力測定を目的として深さ方向に鉄筋計およびコンクリートひずみ計を設置した。土質性状は深さ10m以浅については岩盤の風化が顕著で掘削表面はくずれやすく非常にもろい状態となっている。さらに、深さ10m付近から常時浸透水が流れでており、それ以深の孔壁表面は水にさらされた状態となっている。軟岩の種類としては表層に崖錐があり、その下は頁岩を主体とした地層となっている。

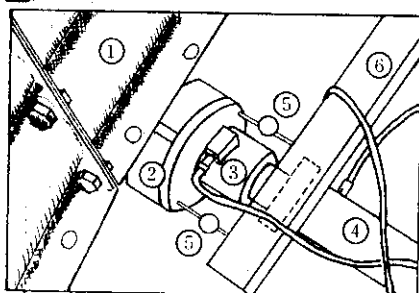
掘削時に地盤強度の確認を目的とし、径30cmの剛体円板を使用して深さ方向の3カ所で横方向載荷試験を実施した。試験位置は地層構成を十分考慮して決めるとともに、加圧板の位置は突起した岩塊がなく粒径が比較的均一で小さい個所とした。また、試験は脆弱な岩盤状態を考慮して1サイクルの緩速載荷試験法とし、荷重段階の移行は変位速度が10分間に3/100mmの状態ですべて2回以上連

続した場合とした（写真—1参照）。

コンクリートを打設してから4週間後に単ぐいの水平載荷試験を実施した。載荷方法は2サイクルの緩速載荷試験法とし、荷重段階の移行は上記の平板載荷試験と同様にした。なお、現場で使用したコンクリートを用いて供試体（ $\phi 150$, $l 300$ ）を作成し、4週間以上経過した時点で圧縮試験を実施したが、これより求めたコンクリートの弾性係数の平均値は $2.55 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$ であった（写真—2参照）。

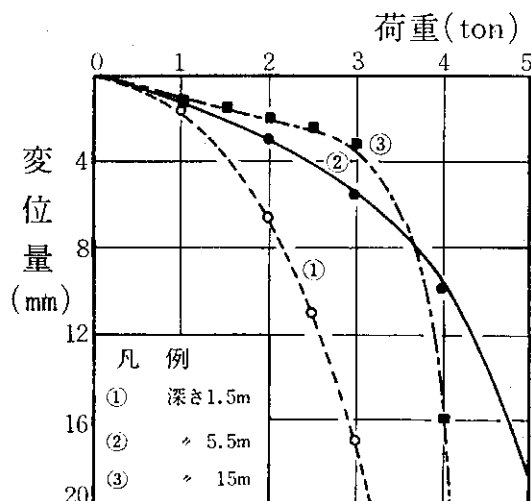
2-2 平板載荷試験結果

図—2に平板載荷試験による荷重と変位量の関係を示した。掘削前に実施したボーリング結果および弾性波速度などからは、深さ方向に地盤強度が顕著に増大していくことが推定された。しかし、平板載荷試験結果では各深さとも比較的差のない結果となっているとともに、加圧された地盤の挙動は強度的に弱い状態となっている。



- 1. ライナープレート
- 2. 加圧板(径30cm)
- 3. 荷重変換器
- 4. 50tonジャッキ
- 5. ダイアルゲージ
- 6. 基準バリ

写真—1 平板載荷試験状況



図—2 平板載荷試験結果

この原因としては、掘削による地盤の応力解放および表面水による孔壁の乱れが大きいことが考えられ、特に施工時における孔壁表面水の処理方法が将来的な地盤の支持力に大きな影響を及ぼすものと思われる。したがって、特に風化速度の激しい岩盤地帯では、施工方法上に一段と重点をおいた取り組みが要求されるとともに、掘削後の孔壁の強度試験を実施して、くい周辺の的確な地盤強度を把握する努力が望まれる。

硬岩のように弾性体に近い挙動を示す場合には、岩の変形係数を荷重～変位曲線の割線勾配として、ある程度一義的に決定することが可能である。しかし、今回の場合のように軟岩でもむしろ粘性土に近い非弾性体としての挙動を示す場合には、基準とする変位をいくらに考えるかによって異なった値を示す。実情ではこれらを定める根拠が乏しく、経験に基づいて適宜に判断している場

合が多い。

ここでは、平板の径が30cmと小さく基礎ぐいに比べて局所的であり変位が大きくでやすいことも考慮して、図一2において荷重に対して比較的弾性挙動に近い領域の結果から変形係数を次式によって求めた。

$$D = \frac{(1-\nu^2)}{2a} \cdot \frac{F}{\delta} \dots\dots\dots ①$$

ここに、D：変形係数 (kg/cm²)

ν：ポアソン比 ν=0.2

a：加圧板の半径 (cm)

F：荷重 (kg)

δ：変位 (cm)

計算結果

ア. 深さ→1.5m (表土、崖錐)

$$D_1 = \frac{(1-0.2^2)}{2 \times 15} \cdot \frac{1000}{0.19} = 168 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

イ. 深さ→5.5m (風化頁岩)

$$D_2 = \frac{(1-0.2^2)}{2 \times 15} \cdot \frac{1400}{0.20} = 224 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

$$= 1.33 \times D_1$$

ウ. 深さ→15m (頁岩)

$$D_3 = \frac{(1-0.2^2)}{2 \times 15} \cdot \frac{2000}{0.22} = 296 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

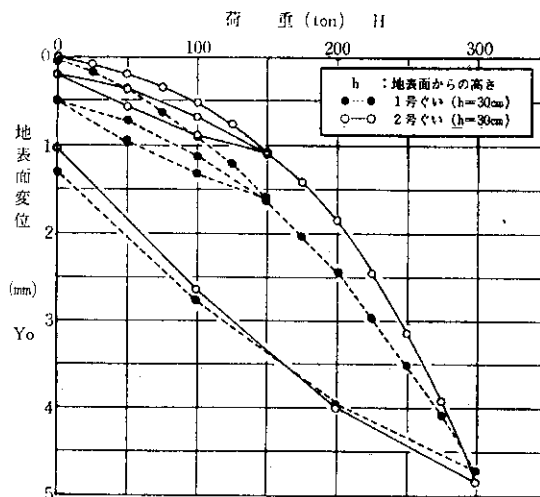
$$= 1.70 \times D_1$$

ぐいの水平挙動を以下において検討するにあたって

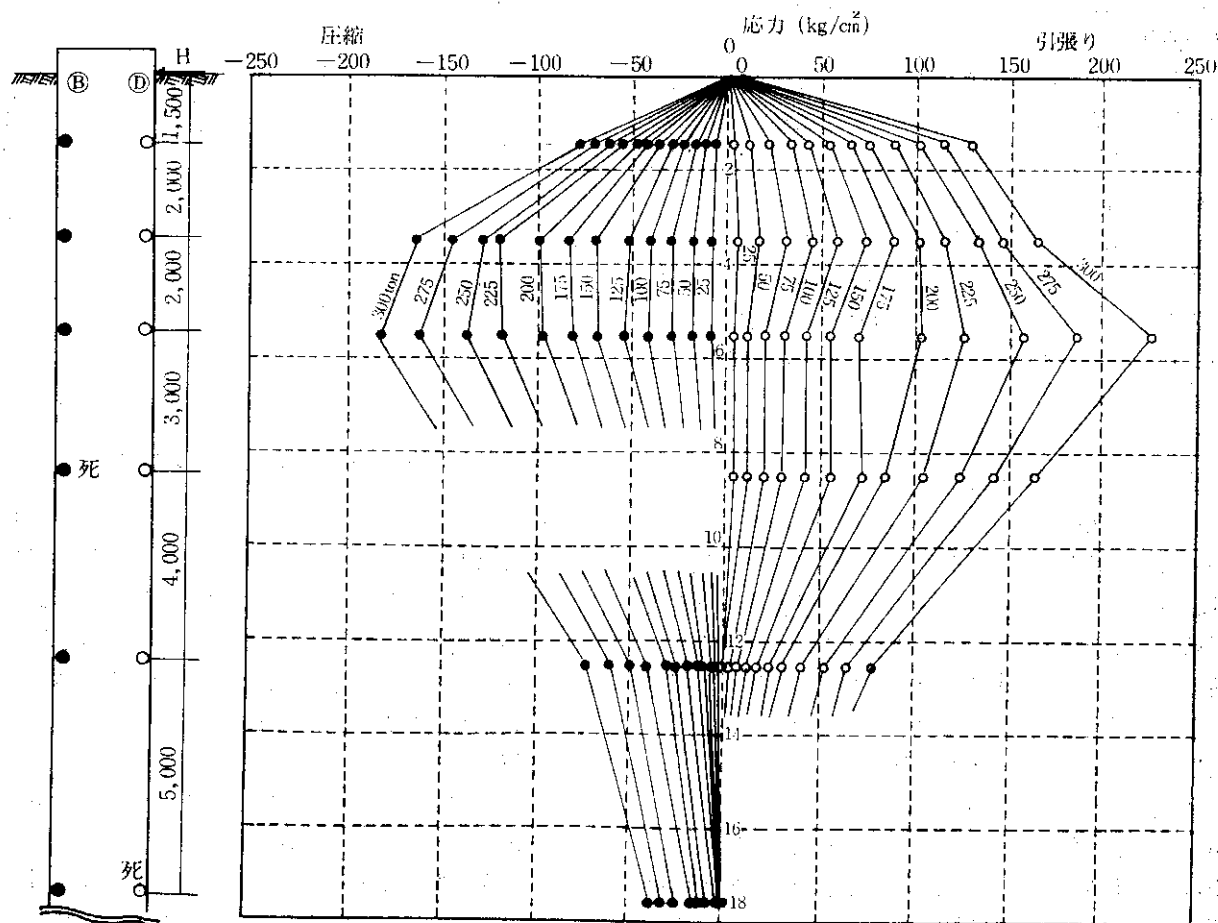
は、地層構成から三層の横方向地盤反力を想定し、さらに平板載荷試験結果による変形係数の比によってその大きさを与えるものとした (図一1参照)。

2-3 単ぐい水平載荷試験結果

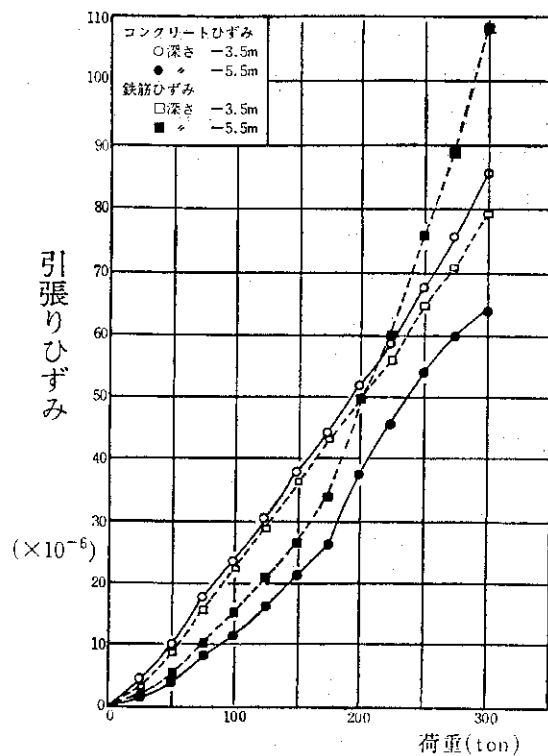
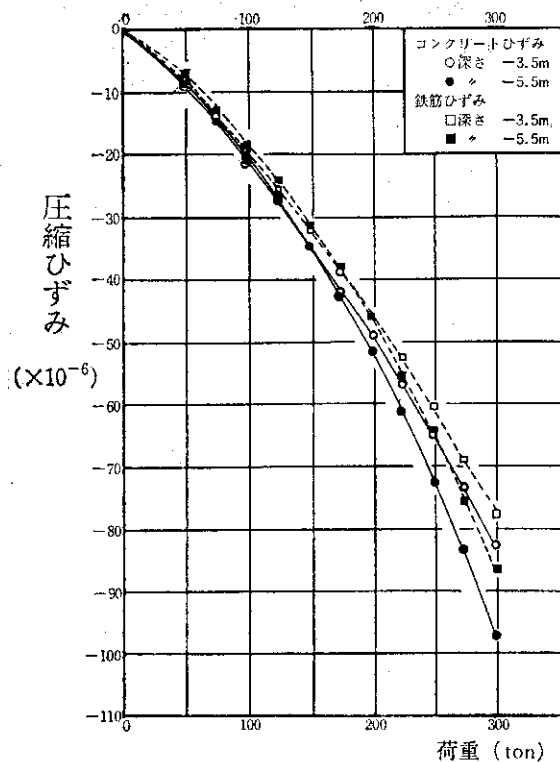
図一3に試験結果として水平荷重 (H) と地表面変位 (Y₀) の関係について示した。1号ぐいと2号ぐいは設



図一3 荷重～変位量の関係



図一4 鉄筋の曲げ応力度分布



図—5 コンクリートおよび鉄筋の曲げひずみ

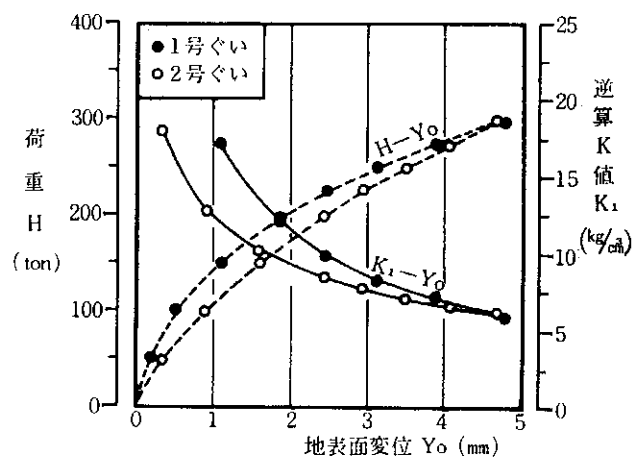
計上、支持条件を同一とする基礎ぐいであるが、荷重が175ton前後まで地表面変位において次第に差を生じている。これは、施工時の掘削段階における孔壁表面の地盤のゆるみの程度に差違があったことが考えられる。この影響はさらに荷重が大きくなると次第に薄れていく傾向を示している。

図—4には深さ方向の鉄筋の曲げ応力度分布を鉄筋計による実測値から求めて各荷重について示した。剛性が比較的大きいくいではあるが、弾性体に近い曲げを生じているとともに、曲げの及ぶ深さがくい底部近くまで達している。

また、図—5には最大曲げ応力度分布を示すと予想される付近について、鉄筋計およびコンクリートひずみ計から求めた実測ひずみを荷重との関係で示した。圧縮側については、最大荷重にいたってもコンクリートと鉄筋の付着が良く、ほぼ一体となって外力に抵抗している状態が見られる。しかし、引張り側の深さ5.5mの位置では荷重の増大とともに鉄筋がコンクリートに比べて引張りひずみを増しており、コンクリートに次第にひびわれが生じてきていることが推察される。

2-4 単ぐいの水平支持特性

単ぐい水平載荷試験における荷重と変位の測定結果を利用し、実測地表面変位を満足する三層の横方向地盤反力係数 K_H 値 (浅い方から順に、 K_1 , K_2 , K_3 とする) を弾性理論によって逆算してみた。なお、計算仮定とし



図—6 Hおよび K_1 と Y_0 の関係

てくい断面を全断面有効とし、くい先端については3つの条件 (自由、ヒンジ、固定) を設けた。計算結果では、実測地表面変位を満足する逆算 K_H 値 (K_1 , K_2 , K_3) は、くい先端の各条件ともほとんど差のない値となっている。図—6にはくい先端自由の条件で求めた K_1 およびくい頭の水平荷重を地表面変位との関係で示した (以後、逆算 K_H 値については K_1 で代表して検討するものとした。 K_2 および K_3 の大きさは①式に基づく変形係数の比から $K_2/K_1=1.33$, $K_3/K_1=1.70$ となる)。

図—5を参照すると、荷重200tonまでは引張り側においてもコンクリートと鉄筋がほぼ一体となって外力に抵抗する様子がみられ、くい全断面有効と考えて実情を満

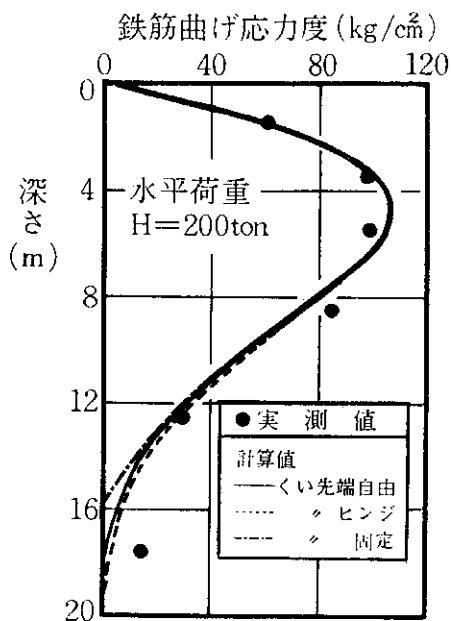


図-7 くい先端条件の影響

足できると思われる。図-7には荷重200tonについて、実測鉄筋曲げ応力度と K_H 値を三層の分布でくい先端条件を3つのタイプとして計算した曲げ応力度（鉄筋とコンクリートの弾性比 n は8.2とした）を比較して示した。ここでは、くい先端条件（自由、ヒンジ、固定）がくいの断面力に及ぼす影響を考慮したものであるが、いずれの条件にかかわらず、顕著な大きさを示す12m以浅の曲げ応力度分布は実測値と計算値が比較的良く対応した結果となっている。

地表面変位および断面力とも、くい先端条件にほとんど影響されていない点から考え、水平力に対してくいは横地盤で抵抗し、くい底面の地盤反力が寄与していない状態が推察される。したがって、今回の場合には地盤を弾性体とした有限長のくいの挙動に近いと判断される。

図-8には、図-5に示したようにコンクリートと鉄

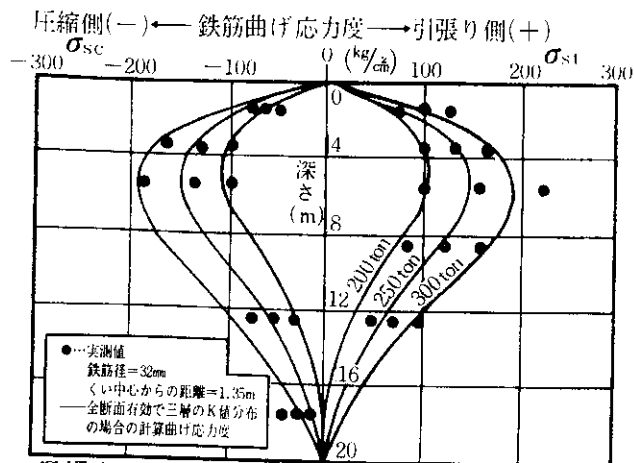


図-8 深さ方向の曲げ応力度分布

筋の引張りひずみに顕著な差を生じてくる載荷重に注目し、実測鉄筋曲げ応力と全断面有効として計算した曲げ応力 (K_H 値の分布は三層) とを比較して示した。荷重が250ton以上においては、最大曲げ応力を生じる付近で実測値と計算値の差が次第に大きくなってきている。この原因はコンクリートの引張り側に生じたひびわれの影響を鉄筋が受けたものと思われる。このくい材の剛性の低下がくいの水平挙動に及ぼす影響については、他の場所打ち鉄筋コンクリートぐいも含めて、3の項目において検討するものとする。

2-5 地盤調査結果とくいの横方向地盤反力係数

現在の「道路橋下部構造設計指針・同解説」(以下、「指針」と称す)によれば、横方向地盤反力係数 K_H 値を推定する場合、設計で考慮する基準変位量（設計地盤面）にいかに対応するか、という根拠でその大きさを推定している。以下では、単くい水平載荷試験からくい全断面を有効として地表面変位をもとに逆算した K_H 値と、平板載荷試験から求めた変形係数 D との関連について調べてみた。

従来からいわれているように、平板載荷試験から求める変形係数は載荷面の大小の差により著しい差を生じてくる。したがって、径30cmの平板載荷試験から求めた変形係数は、試験ぐいが水平力を受ける時の横地盤の変形係数と同一とはならない。

載荷幅に対する変形係数の補正法については、実験結果として文献に発表されたものがあるが、ここでは次の二つを検討対象とした。

- (1) 吉田氏および吉中氏による関東ローム層における実験結果

$$E_o = 0.43B^{1/4}D_o \quad \text{②}$$

D_o : 直径30cmの載荷板により求めた変形係数 (kg/cm^2)

B : 対象とする径 (cm)

E_o : B に対応する変形係数 (kg/cm^2)

- (2) Terzaghi の修正式 (砂層地盤)

$$E_o = \frac{30}{B} \left(\frac{B+30}{60} \right)^2 D_o \quad \text{③}$$

D_o, B, E_o は(1)と同様

一方、指針によると設計 K_H 値は以下のように求めている。

$$K_o = E_o B^{-3/4} \quad \text{④}$$

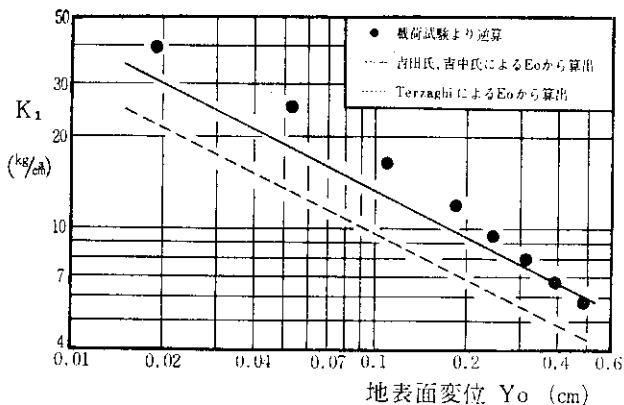
$$K_H = K_o y^{-1/2} \quad \text{⑤}$$

④, ⑤より

$$K_H = E_o B^{-3/4} y^{-1/2} \quad \text{⑥}$$

K_o : 設計地盤面の変位量を1cmとした時の横方向地盤反力係数 (kg/cm^2)

E_o : 地盤の変形係数 (kg/cm^2)



図一9 逆算 K_H 値と平板試験から推定した K_H 値の比較

B: くい径 (cm)

Y: 常時の基準変位量 (cm)

K_H : 任意の基準変位量 Y に対する横方向地盤反力係数 (kg/cm^2)

単くい水平載荷試験結果より逆算した第一層の K_H 値 (K_I)と、②および③式から求めた E_0 を用いて⑥式によって計算した K_H 値(K_I)を比較して図一9に示した。

平板載荷試験から求めた変形係数を、吉田氏および吉中氏による実験式に基づき載荷幅に対して補正した値から算定した横方向地盤反力係数は、実くいの載荷試験から逆算した値と比較的良好に対応した結果となっている。

2-6 深礎くいの設計法に関する一考察

深礎くいはその施工法から、一般に大口径であり比較的短かく剛性が大きい場合が多い。したがって、くい基礎とケーソン基礎^{5,3)}の中間的な挙動を示すことが多いと考えられる。「指針」では、設計計算の判別基準として基礎の根入長と関連づけて表一1のように区分している。

表一1 設計計算の判別基準

ケーソン基礎		$\beta l \leq 2$
くい基礎	有限長のくい	$1 < \beta l \leq 3$
	半無限長のくい	$3 < \beta l$

l : くいの根入長 (cm)

β : $\beta = \sqrt{KB/4EI}$

K: 横方向地盤反力係数 (kg/cm^2)

B: くい径 (cm)

EI: くいの曲げ剛性 ($\text{kg}\cdot\text{cm}^2$)

この判別基準は、あくまでも目安であって、実際の設計にあたっては次のような問題点をかかえている。

(1) ケーソン基礎およびくい基礎は、それぞれ独自の計算仮定によって処理されており、相互の関連性がない。

(2) $1 < \beta l \leq 2$ の範囲では、ケーソン基礎およびくい

基礎どちらでも設計して良いことになるが、その結果は同一とはならない。

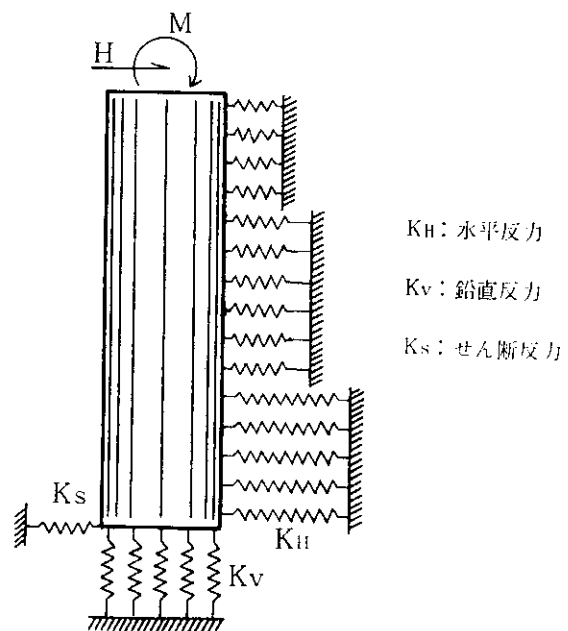
(3) くいが大口径になると、部分的に中空断面とする場合もみられ、くいの曲げ剛性が一様とならない。特に軟岩地帯では多層系地盤を考慮しなければならず、横方向地盤反力係数が深さ方向に一樣と仮定できない場合が多い。したがって、このような場合には判定基準となる βl を的確におさえることはできない。

以上の理由から、北海道開発局では特に深礎くいを対象として「深礎くい設計施工要領(案)」⁴⁾の中で、ケーソン基礎とくい基礎の境界領域における設計法の取扱いについて述べている。その計算上の仮定は次のとおりである。

- (1) くいは有限の剛度を有する弾性床の上のはりとする。
- (2) くいに作用する水平荷重およびモーメントは、くい前面の水平地盤反力と底面の鉛直およびせん断地盤反力によって支持する。

これを計算モデルで示すと概略図一10のようになる。

この設計法は、くい基礎とケーソン基礎の中間的な挙動を説明しうる点で特に有効であるが、計算法自体がくいおよびケーソンに比べてかなり煩雑になるのが実情である。前記の深礎くいの載荷試験に基づく水平抵抗の検討結果では、有限長のくいとしてその挙動をおさえることができた。したがって、深礎くだからといってただちに煩雑な設計に取り組む必要はない。(ちなみに、第一層の逆算 K_H 値を用いて βl を参考までに求めると、荷



図一10 計算モデル

重300tonで $\beta L=2.8$ であった。)

図一7の結果では、くい先端条件にかかわらず応力が顕著な値を示す部分についてはほとんど差のない結果となっている。また、前述したように実測地表面変位を満足する逆算 K_H 値は、くい先端の各条件の場合ともほとんど差がない。これを設計上から考えると、有限長のくいとしてくい先端条件（自由、ヒンジ、固定）を変えて計算した結果、変位および断面力が設計上問題となる差が生じない場合には、有限長のくいで挙動を説明しうると判断される。ただし、有限長のくいとして設計する場合、くい底面地盤の地耐力の検討に対しては、くい先端固定の条件で求めた抵抗曲げモーメントを鉛直反力に加味して設計上安全側にて確認しておくことが望まれる。

以上の観点から、深礎ぐいの水平抵抗に関する設計にあたっては、まず有限長のくいとしてくい先端条件を変えてその挙動を解析してみることが先決と考える。その結果、くい底面反力の影響が無視できないことが確認された場合にケーソン基礎とくい基礎の中間領域における設計法を取り入れていくのが良いと考える（くい底面反力の影響が無視できない程度とは、基本的には先端条件によって鉄筋量あるいはくい断面を変化させなければならないような程度の影響がある場合をいう）。なお、今回の調査結果では横地盤の塑性化による影響はみられなかったが、いずれの設計法にせよこの点の検討も欠かすことはできない。

3. くい材の剛性低下とくいの水平挙動

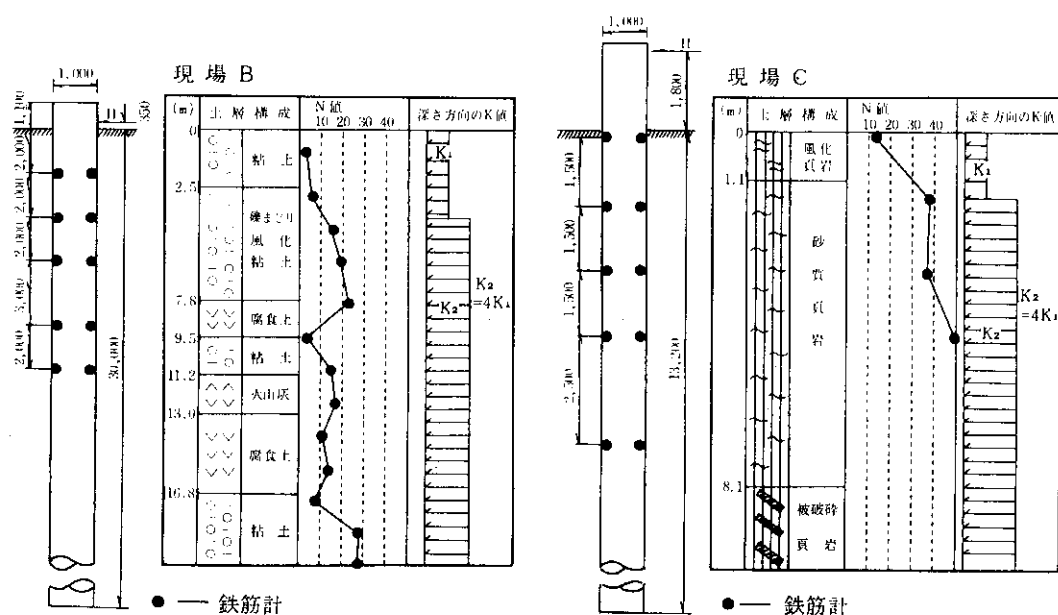
3-1 現設計法の問題点

現在の「指針」によれば、横方向地盤反力係数 K_H 値の推定にあたってはくい材質に基づく特別の措置を講じてはいない。すなわち、現状の場所打ち鉄筋コンクリートぐいの設計は一般に次のように行っている。

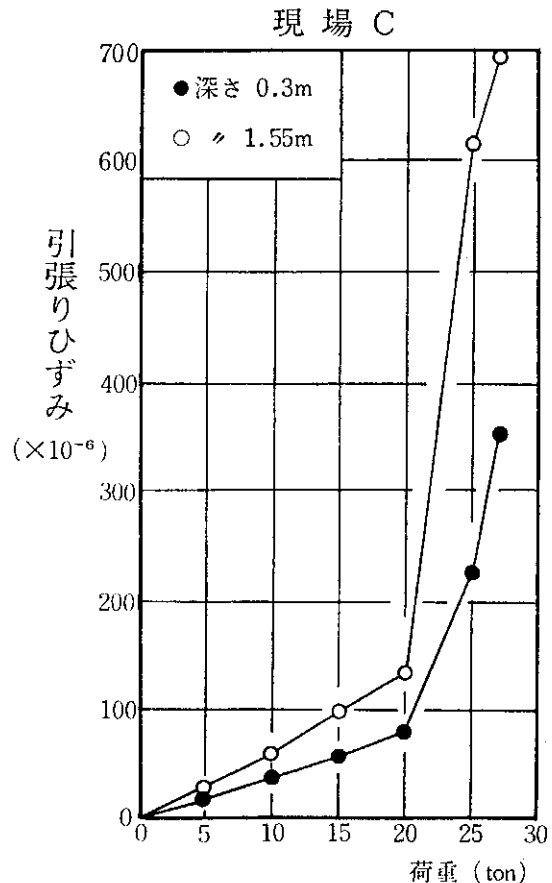
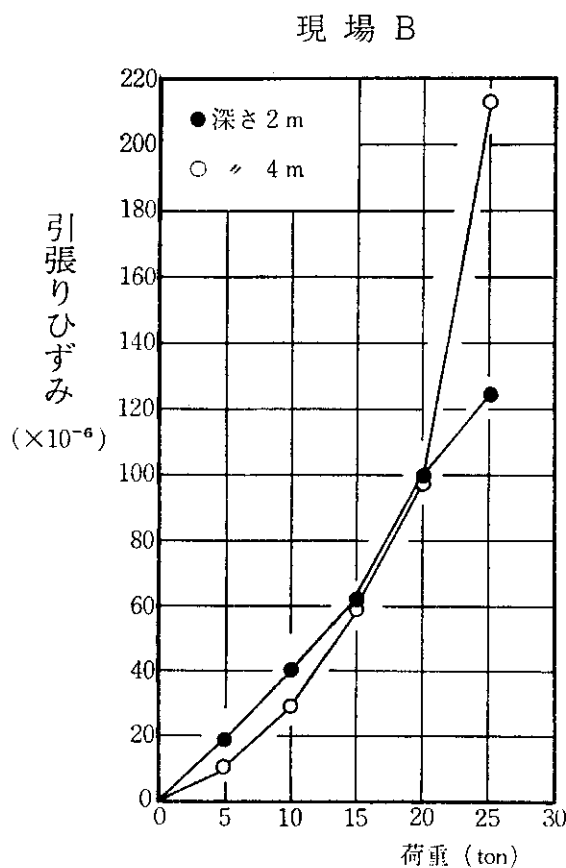
- ① 地盤調査結果より設計地盤面の基準変位量に対応する K_H 値を推定する。
- ② 所要外力をくいに作用させ、くいの剛性を全断面有効と仮定して地盤反力とのつり合いから変位および断面力を算定する。
- ③ 求めた断面力に対し、各断面においてコンクリートと鉄筋の許容応力度を満足するように鉄筋量を求める。くいの応力度の検討は主として軸力および曲げモーメントに対するコンクリートの曲げ圧縮応力度および鉄筋の引張り応力度について行われ、その計算方法は引張り側コンクリートの応力度を無視して、全引張り力は引張り鉄筋だけで受けもつとした弾性理論によっている。

①および②の設計段階は鋼ぐいおよび場所打ちぐいとも同様である。この段階について、コンクリートのひびわれ発生以後のくい材の剛性低下がみられる場所打ちぐいについて考えると、基準地盤面における変位は満足できても、剛性が低下した部分の地中変位および断面力については的確な数値とはいいい切れない。したがって、くいの水平支持力として設計地盤面の変位に着目する場合には問題がないが、くいの断面力に着目する場合には一考を要する。

剛性を加味した設計法が実用に供されない背景には、



図一11 現場 B, C の土質性状



図—12 鉄 筋 の 実 測 曲 げ ひ ず み

地盤反力の問題においてもいまだに究明が不十分なのに
加えて、深さ方向のくい材の剛性低下の性状が把握しに
くいという実情がある。今後、くいおよび地盤の双方を
多層系とした設計法を考慮していく過程として、くい材
の剛性低下がくいの水平挙動の性状に及ぼす影響を検討
していかなければならない。

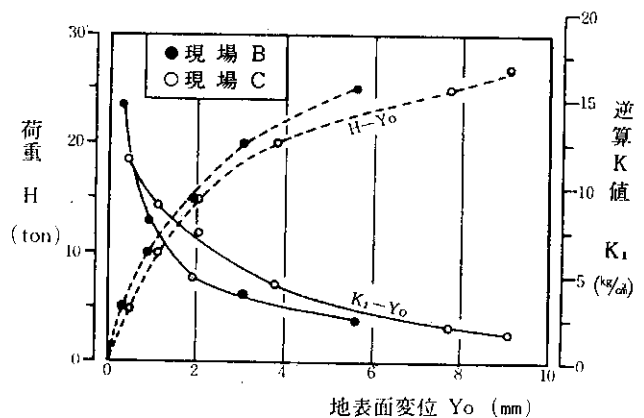
以下では、2.の項目で述べた深礎ぐいのほかに、ア
ースドリル工法によって施工された二現場の場所打ちぐ
いの水平載荷試験結果も合わせて、くい材の剛性低下の影
響について考えてみた。

3-2 現場 B, C の単ぐい水平載荷試験結果

前述した深礎工法による現場を A, アースドリル工法
による二現場を B, C とした。

図—11 に現場 B および C の土質性状を示した。現場 B
は粘土、現場 C は頁岩を主体とした土層となっている。
単ぐいの水平載荷試験結果からくいの水平挙動を解析す
るにあたっては、横方向地盤反力係数を N 値から判断し
て二層とした。

図—12 には、現場 B および現場 C について、大きな曲
げ応力度分布が見られる付近の鉄筋計による実測曲げひ
ずみ（引張り側）を荷重との関係で示した。二現場とも
鉄筋の引張りひずみが 100×10^{-6} 前後を境にして急激に

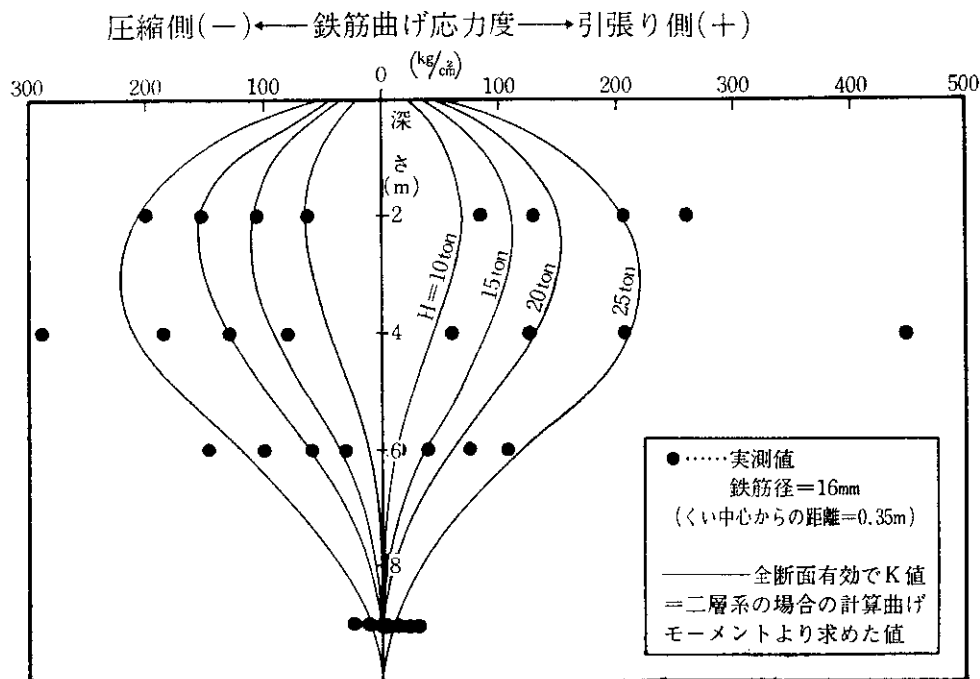


図—13 H および K_1 と Y_0 の関係

増大していく傾向がみられる。

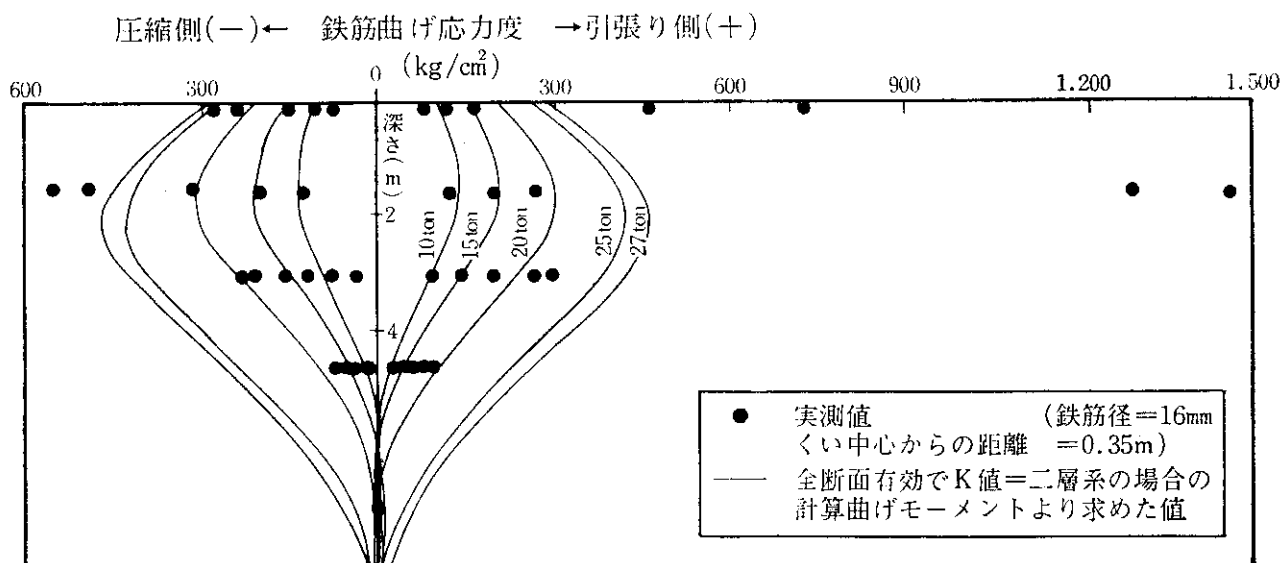
実測値からくいの水平挙動を検討するにあたって、ま
ず実測地表面変位を満足する二層系の横方向地盤反力係
数 K_H 値を、無限長のくいで、かつ全断面有効として逆
算した。図—13 には求めた第一層の K_H 値 (K_1) およびく
い頭の水平荷重を地表面変位との関係で示した。

図—14.1 および図—14.2 には現場 B および C について、
それぞれ逆算 K_H 値より算出した計算曲げモーメントか
ら、深さ方向の鉄筋曲げ応力度分布を求めて実測値と比較



現場B (アースドリル工法, くい径=1m, くい長=30m, 荷重高=0.35m)

図-14.1 深さ方向の曲げ応力分布



現場C (アースドリル工法, くい径=1m, くい長=16m, 荷重高=1.8m)

図-14.2 深さ方向の曲げ応力分布

して示した。なお、計算曲げモーメントから鉄筋曲げ応力度を求める場合、全断面有効としコンクリートと鉄筋の弾性比 n を 8.2 とした。現場 B では荷重 15ton, 現場 C では荷重 20ton までは、計算値と実測値が比較的良く対応した結果となっている。しかし、それ以上の荷重では二現場とも計算値と実測値が大きくかけ離れた状態となっており、コンクリートのひびわれ発生がくい応力の分布に少なからず影響を及ぼしていると推察される。

3-3 くい材の有効断面および曲げモーメントの算出法

載荷試験結果による実測鉄筋応力度から、コンクリートのひびわれ発生を考慮したくい材の有効断面を算出する方法は次の仮定によった。なお、コンクリートのひびわれ発生後の断面の応力分布状態を模式的に示すと、図-15のとおりである。

計 算 仮 定

(1) 断面は平面を保持するものとし、応力は直線的に

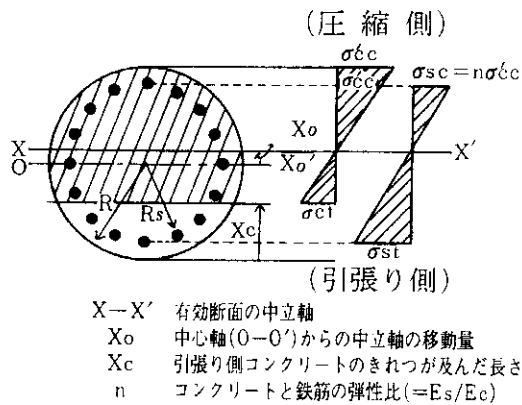


図-15 断面の応力分布状態

変化する。

- (2) 実測鉄筋応力 σ_{sc} (圧縮側) および σ_{st} (引張り側) から中立軸の位置を(1)の仮定によって求める。
- (3) 中立軸に関して断面内の圧縮側合力と引張り側合力の和が零となるように、コンクリートの引張り側の有効断面を決める。
- (4) 鉄筋はコンクリートの n 倍 ($n=E_s/E_c$ で鉄筋とコンクリートの弾性比) の応力を負担するものとする。
- (5) 以上の条件で計算した結果、コンクリートの引張り側の有効縁の応力 σ_{ct} が 40kg/cm^2 を超える場合には、 $\sigma_{ct} \neq 40\text{kg/cm}^2$ となる n について換算断面二次モーメントを求める。

現状の設計法と比較して相違している点は、全引張りに対して引張り鉄筋のみでなく、コンクリートの引張り側の有効断面についてその引張り抵抗力を考慮している点である。これは、くい断面の曲げモーメントを求めるにあたって、より実情に近いの挙動を説明しようように配慮したものである。なお、コンクリートの引張り側の有効縁の最大応力度を 40kg/cm^2 と仮定したのは次の理由による。

文献によれば、「コンクリートの引張り強度は圧縮強度のほぼ $1/10 \sim 1/13$ 程度であり、曲げ強度は圧縮強度のほぼ $1/5 \sim 1/8$ 程度である」と述べている。また、この曲げ強度は、「長方形断面のはりの長軸に直角の方向から載荷して破壊曲げモーメントを求め、これよりコンクリートを弾性体と仮定して算出した引張り強度である」と述べ、さらに「曲げ強度が引張り強度より大きい値を示すのは、コンクリートは破壊近辺の応力状態では塑性的性質を示すためであって、本質的に強度が大きくなるためではない」と述べている。一方、ここでの検討内容は、実測した鉄筋応力度からコンクリートおよび鉄筋を弾性体と仮定して求まる有効断面より曲げモーメントを算出するものである。したがって、よりの確な数値をつ

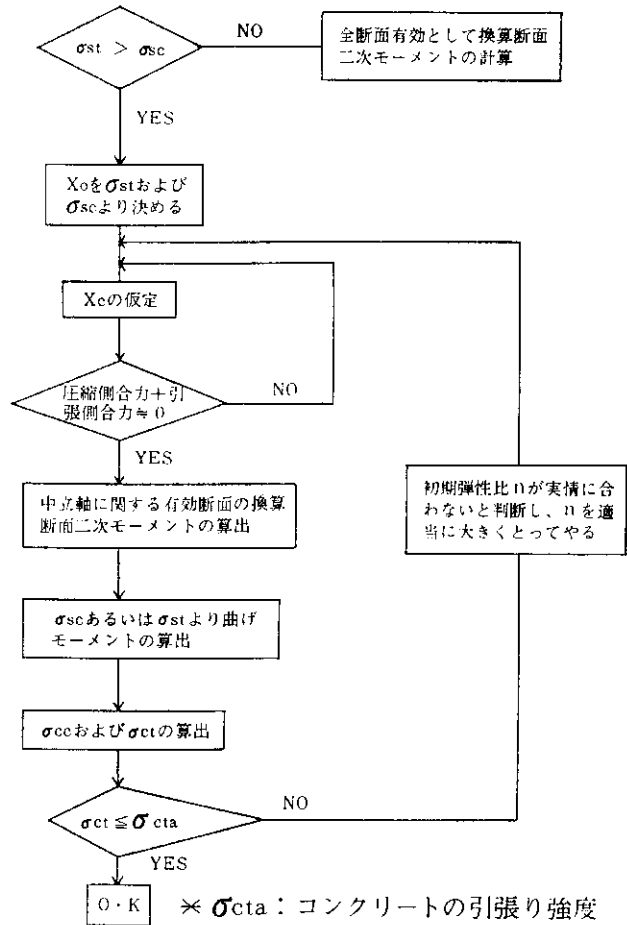


図-16 数値計算の流れ図

かむためにはコンクリートの曲げ強度を採用したほうが良いと判断した。また、曲げ強度の大きさは圧縮強度の $1/6 \sim 1/7$ 程度として $\sigma_{ct} \neq 40\text{kg/cm}^2$ という基準を設けた。

それぞれの状態について求めた有効断面の、中立軸に関する換算断面二次モーメント I および断面に生ずる曲げモーメント M は次のように算出した。

$$I = I_c + n \sum A_s y^2 \dots \dots \dots ⑦$$

I_c : コンクリートの有効断面の中立軸に関する断面二次モーメント (cm^4)

A_s : 鉄筋1本の断面積 (cm^2)

y : 各鉄筋の中立軸からの距離

$$M = \frac{\sigma_{sc} I}{n y_1} = \frac{\sigma_{st} I}{n y_2} \dots \dots \dots ⑧$$

y_1 : 中立軸から鉄筋圧縮縁までの距離 (cm)

y_2 : 中立軸から鉄筋引張り縁までの距離 (cm)

以上の仮定からくいの各断面に生ずる曲げモーメントが求まるまでの数値計算の流れを示すと図-16のとおりである。

3-4 くいの剛性低下の性状

図-17にひびわれ発生付近の断面を対象として、実測

鉄筋応力 (σ_{sc} , σ_{st}) から求めた中立軸の移動量 (X_o) と引張り鉄筋に生ずるひずみ (ϵ_{st}) との関係を示した。なお、初期弾性比 ($n=8.2$) で実情を把握できないために、弾性比を変化させた場合についてはその数値を図中に付記した。引張り鉄筋ひずみが $50 \times 10^{-6} \sim 150 \times 10^{-6}$ 程度まではコンクリートと鉄筋が一体となって挙動し、それ以上のひずみにいたってはコンクリートに次第にひびわれが生じたと思われ、中立軸の移動が見られる。さらに、ひずみが 200×10^{-6} 前後までは初期弾性比で対応してお

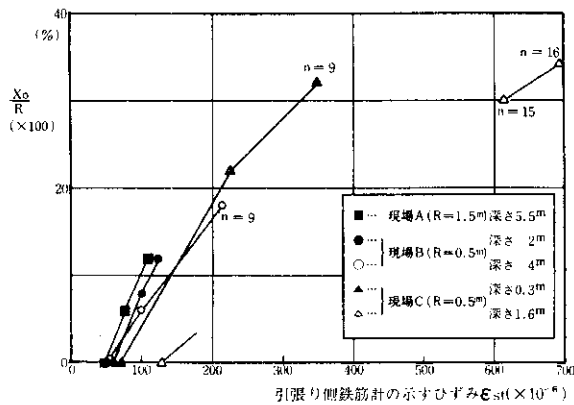


図-17 $X_o/R \sim \epsilon_{st}$

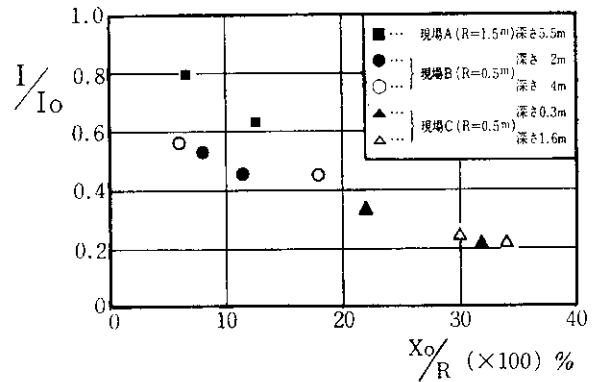


図-18 $I/I_o \sim X_o/R$

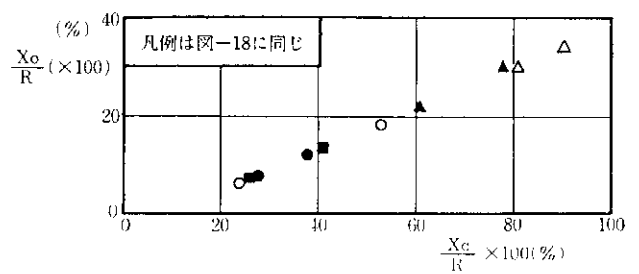


図-19 $X_o/R \sim X_c/R$

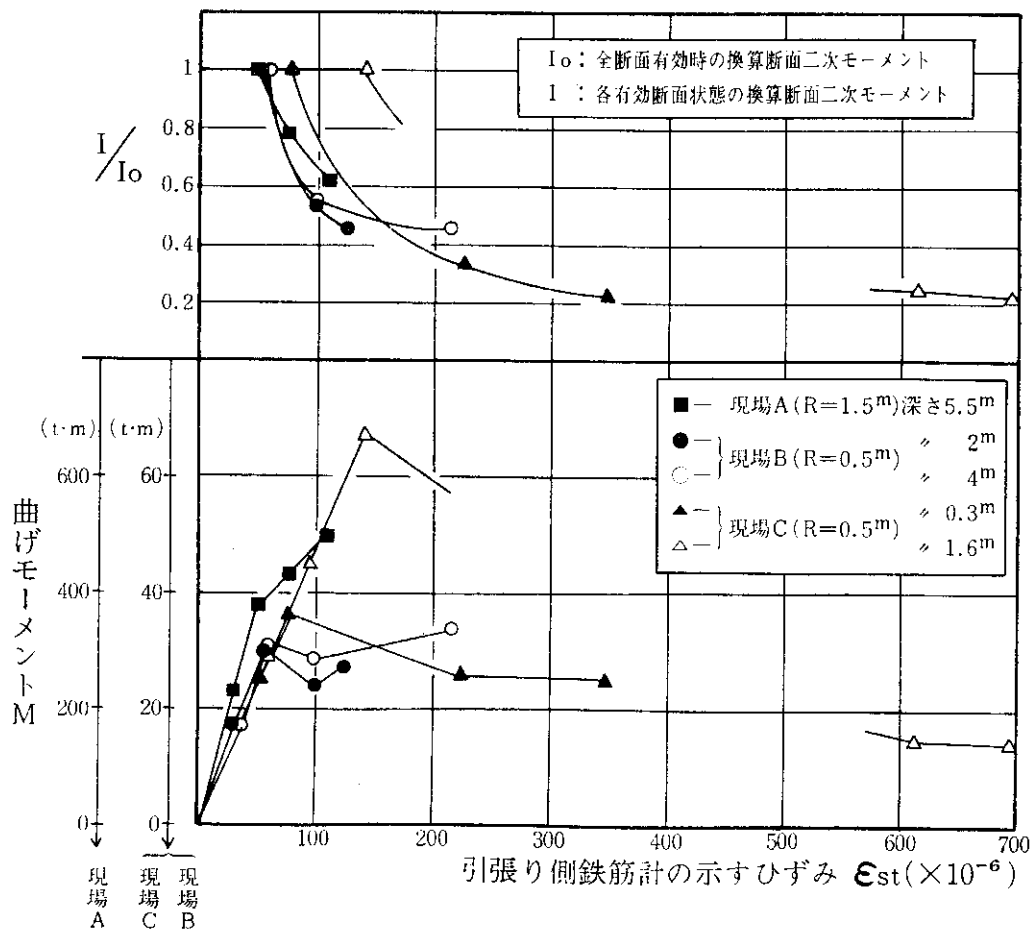


図-20 I/I_o および M と ϵ_{st} の関係

り、それを越えると弾性比が大きくなり引張り鉄筋ひずみの増加も顕著になっている。

図一18には、各有効断面状態の換算断面二次モーメント(I)を全断面有効時の換算断面二次モーメント(I_0)との比(I/I_0)によって表わし、中立軸の移動量(X_0)との関係で示した。また、図一19には中立軸の移動量(X_0)をコンクリートのきれつ及び長さ(X_0)との関係で示した。 X_0 の増加に伴い X_0 はほぼ直線的に増加しているが、 X_0 の増加に伴う I の減少割合は次第に緩くなる傾向を示している。

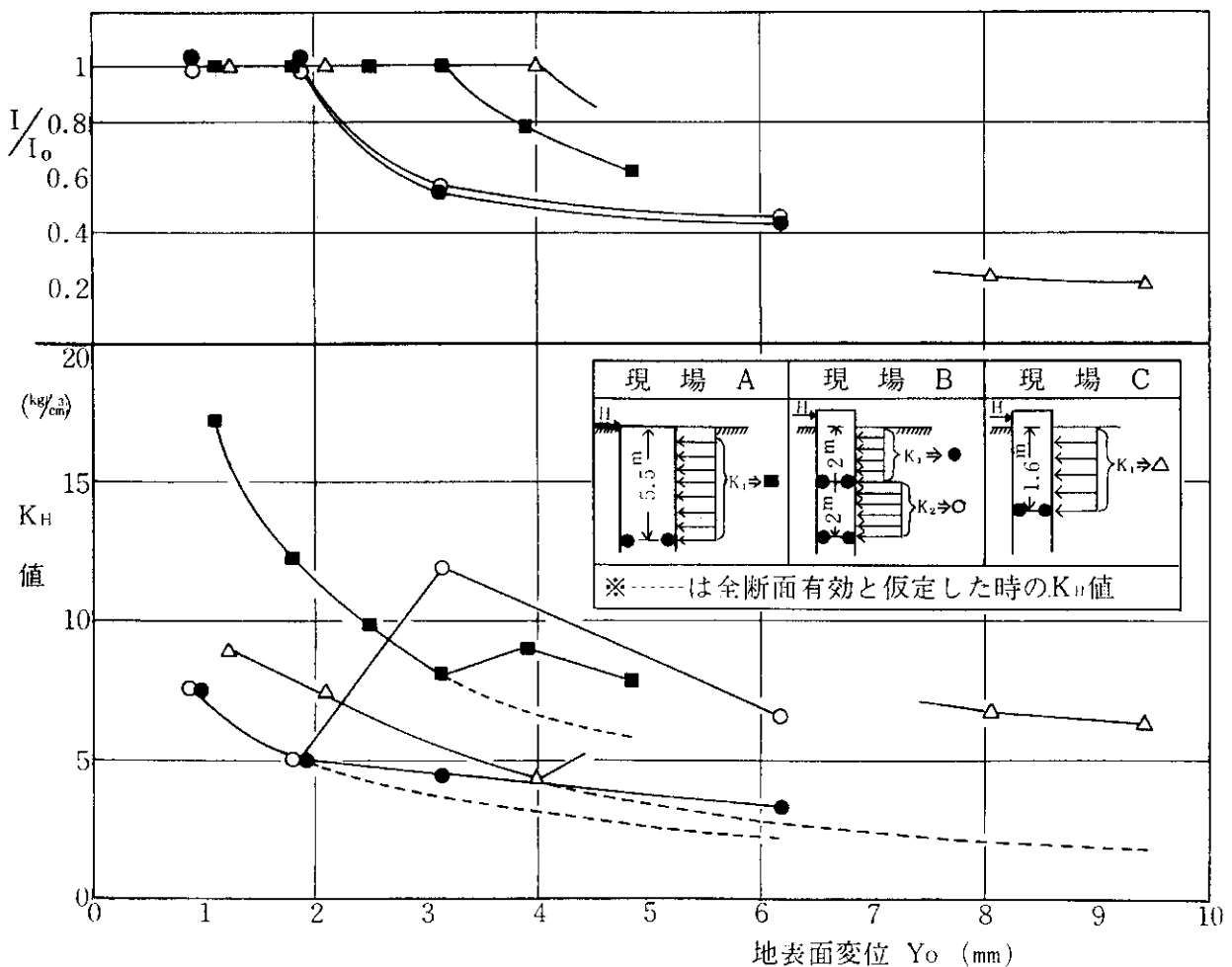
図一20には I/I_0 および曲げモーメント(M)を引張り鉄筋ひずみ(ϵ_{st})との関係で示した。コンクリート引張り側のきれつ発生により I が次第に減少しており、 ϵ_{st} が急激に大きくなっていくのに対して、 I は I_0 の20~40%に収束していく傾向がみられる。また、 M に着目すると、全断面有効状態で一様に増加していくものが、 I の減少に伴って減少傾向を示すかあるいはその増加割合が極端に小さくなるような傾向を示している。

3-5 くいの水平挙動に及ぼす影響

図一20における曲げモーメント(M)の性状から判断す

ると、全断面有効と仮定して地表面変位に適合する逆算 K_H 値を用いて算出したくいの深さ方向の曲げモーメントは、くい材の剛性低下が顕著になると実際とはかなりかけはなれた値となることが考えられる。くい各部の地中変位および断面力を的確に求めるためには、図一17から図一20に示すようなくい材の剛性低下の性状を煮詰めて、多層系地盤との関連において総合的に究明しなければならない。しかし、今回の結果では深さ方向におけるくい材の剛性低下の分布性状が明確でないのに加えて、各層の水平地盤反力特性の評価が不十分である。したがって、ここでは地表面変位および最大曲げモーメントに着目してくい材の剛性低下の影響を考えてみた。

一手法として、最大曲げモーメントを生ずる付近の実測応力から算定したくいの曲げモーメントおよび地表面変位を満足する横方向地盤反力係数(K_H 値)を求めてみた。計算法は実測応力を求めた位置より浅い部分の K_H 値を一定とし、くい頭の水平力、地盤反力およびくい断面の曲げモーメントの2つについて、そのモーメントのつり合い条件によった。求めた K_H 値を地表面変位との関係で示したのが図一21である。図中の破線は、全断面



図一21 I/I_0 および K_H 値と Y_0 の関係

有効と仮定した時に地表面変位を満足する K_H 値を示している。

くい材の剛性低下が発生した段階では、三現場とも曲げモーメントおよび地表面変位を満足する K_H 値が、全断面有効と仮定して地表面変位に基づいて算出された K_H 値よりもかなり大きくなっている。すなわち、地表面変位からの逆算 K_H 値（くい材は全断面有効）に基づいて算定した曲げモーメントは、くい材の剛性低下が生じている最大曲げモーメント付近の位置では実際の力よりも相当大きな数値を示すことになる。

鋼管ぐいのようにくい材の剛性が一様で変わらない構造については、載荷試験結果からくいの挙動を満足する水平地盤反力特性を比率的良く説明しうる。しかし、場所打ちぐいの場合には、くい材の剛性低下が十分に評価され得ない限り、載荷試験結果からの確かな水平地盤反力特性を見いだすことはむずかしい。今後、場所打ちぐいの変形性状を究明していくことから、くい材の剛性低下について、さらに資料を集めて検討していかなければならないものと考ええる。

4. あとがき

深礎ぐいは一般に大口径であり、試験規模が通常のくいよりも相当に大きくなることなどにより、載荷試験の実施例がほとんどないのが現状である。その意味からも、今回の試験結果は貴重な一資料を提供したと考えている。深礎ぐいは、その工法上の特性から山岳地の特に斜面上に施工され、くい先端は岩着する場合が多い。この場合、くい先端の支持層の確認はその工法上から容易であり、一般に鉛直方向の安定性はさほど問題にならない。一方、水平方向の安定性については今回検討した内容のほかに、斜面上の地盤の抵抗力の評価が重要な問題として残っている。この問題点を検討していくうえで、地盤の塑性域を解析に導入する方法が必要であり、今後の課題として考えていくつもりである。

一方、深礎ぐいを含めた場所打ちぐいについて、鉄筋コンクリートぐいとしてのくい材の剛性低下を考慮したくいの水平挙動を述べた。試験結果では、水平力のみが

作用する場合、地表面変位が4mm以下でコンクリートのひびわれ発生が推察される。くい材の剛性低下が生じた後のくいの水平挙動は、くい全断面有効時とはかなり異なった様相を示す。この究明にはくいの載荷試験を基本に、くい材の剛性低下の性状をさらに分析し、的確な曲げモーメントを求めて地盤反力との関係性を評価していかなければならない。その意味では、今回の有効断面および曲げモーメントの算出法についても精度を高めるうえでの検討が必要であると感じている。今後、模型ぐいなどを利用して、測定計器から求まるくいの抵抗力の精度を確認したうえで、地中のくいの剛性低下と水平挙動の関連について検討する考えである。

参 考 文 献

- 1) 日本道路協会；道路橋下部構造設計指針・同解説，くい基礎の設計篇，昭和51年8月
- 2) 吉田 巖；杭基礎の設計実技とその解説，建設図書，昭和49年
- 3) 日本道路協会；道路橋下部構造設計指針・同解説，ケーソン基礎の設計篇，昭和45年3月
- 4) 北海道開発局建設部；深礎ぐい設計施工要領(案)，昭和52年6月
- 5) 伊藤茂富；コンクリート工学，森北出版，1972年
- 6) 広瀬莊八郎，森 康夫，石原 勝；場所打ちぐい（主に深礎ぐい）の水平挙動について，第13回土質工学研究発表会，昭和53年6月
- 7) 野口義教，森 康夫，石原 勝；場所打ちコンクリートぐい現場試験結果，第29回建設省技術研究会講演概要，昭和50年11月
- 8) 古藤田喜久雄ほか；クイ材の塑性を考慮した解析法，土と基礎，VOL. 25, No. 8 1977年
- 9) 横道英雄，藤田嘉夫；鉄筋コンクリート工学，共立出版，1971年
- 10) 土木学会；土木技術者のための岩盤力学，昭和50年
- 11) 吉田 巖ほか；明石層および神戸層の工学的性質について，土木研究所報告，昭和41年1月