

直ぐいの水平力と変位の関係

—主として水平加力試験結果に基づく—

小林 幸男
松田 昌三
井上 嘉信

§1. はじめに

現在のところ、くいの水平抵抗に関する設計においては、くいを地中で弾性的に支承されたものと仮定した、いわゆる Chang の理論式がもっぱら用いられている。この式によれば、地盤を完全弾性体と仮定しているのだから、当然くいに作用する水平力とこれによるくいの水平変位とは正比例の関係にあることになる。

しかし、実際に行なった水平加力試験の結果によれば、いずれの場合にも水平力と変位の関係は正比例の関係ではなく、上記の理論式による計算値と一致することがほとんどない。すなわち、通常行なわれている水平加力試験におけるくいの水平変位の全過程を上記のように地盤を完全弾性体とした理論式で近似的にも表現することがむずかしいということである。

したがって、設計の段階では一応 Chang の式などで目安をつけ、この計算値を実際の施工において水平加力試験を行なってチェックしていることが多く、これまでに相当数の水平加力試験が、それぞれの現場において実施されている。

そこで筆者らはこれらの現場注1)で行なわれた実大単ぐいの水平加力試験結果を多数(約60例)蒐集するとともに、直接筆者らも単ぐい、組ぐいの水平加力実験を実施し、これらの結果を基にしてくいの水平抵抗に関して種々の検討を行なった。

今回、報告するものは、これらの試験、実験結果にあらわれている、くいの水平抵抗性状にのみ着目し、単ぐい、組ぐいそれぞれの「水平力～変位」の関係および単ぐいの水平抵抗と地盤強度との関係などに検討を加えたものである。なお、同一現場において単ぐいと組ぐいの水平加力実験を行なったものが数例あるので、これら両者の関係についても「水平力～変位」性状を中心に報告する。

注1) 主として清水建設施工の現場

§2. 実験に使用したくいと実験地点の地盤の概要

2.1 くい

実験に使用したくいは鋼管ぐいとコンクリートぐいの2種類である。単ぐいの場合には鋼管ぐい30個とコンクリートぐい36個である。これらのくいの諸元を表-1、表-2に示す。

くい外径 (mm)	肉厚 (mm)	くい長(m)	剛性 ($10^{10}.kg.cm^2$)	コンクリート 内詰の有無
324~ 1500	7~16	16.5~60	7~521	大多数は無し

表-1 鋼管ぐいの諸元

くいの名称	本数	直径(mm)	剛性 ($10^{10}.kg.cm^2$)	くい長 (m)
リバース・サーキュ レション ドリルぐい	2	1380	111	38
カルウェルド ぐい	3	1000~1200	100~210	13.5~21
ベノトぐい	3	980	95	6.5~22
PIPぐい	16	400	3.2	10~12
RCぐい	11	350~500	1.5~8.4	8~30
PCぐい	1	400	2.6	8

表-2 コンクリートぐいの諸元

また組ぐいはくい2本組であり、このくいの諸元は下表に示すとうりである。

くいの名称	本数	くい長 (m)	直径 (mm)	剛性 ($10^{10}.kg.cm^2$)
PIPぐい	2個	10	400	3.2
PIPぐい	2個	12	400	3.2
リバース・サーキュ レションドリルぐい	1個	38	1380	111

表-3 組ぐいの諸元

2.2 地盤状況

試験地点の地盤で、水平加力試験の結果に影響の大きい0~5.6m間の地盤状況をみると、粘土、シルト、ローム、砂、腐植土等があり、ほとんどすべての土質にわた

っている。N値により地盤の状態をみると

粘土	N=0~18
シルト	N=3~11
ローム	N=0~13
砂	N=2~20
腐植土	N=1~2

となっている。

§3. 加力および測定装置

単ぐいおよび組ぐいの加力装置は図-1、図-2に示すとおりで、加力は油圧式ジャッキで行なった。組ぐいの場合に1例を除き残り4個はフーチング下面と地盤は接触していない。また不動ばりを支えるレール、H鋼等は図にあるように試験ぐい外面より引いた45°線外に3~4m打込んで試験ぐいの影響を受けないようにしてある。

加力点の高さはほとんど40cm程度以内であり、最高90cmのものが2例ある。しかし、加力点の高さはい径の2倍以内に入っているため、加力高さが試験結果におよぼす影響は少ないと思われる。

水平力の測定は1ton, 10ton, 30ton, 50ton, 100tonのブルーピングリングで行なった。変位は加力高さで測定した。これに使用した計器は、変位1~2mm以下の微小変位に精度 $1/1000$ mmのダイヤルゲージ、これ以上の変位で10cm程度の大変位にたいしては精度 $1/100$ mmのダ

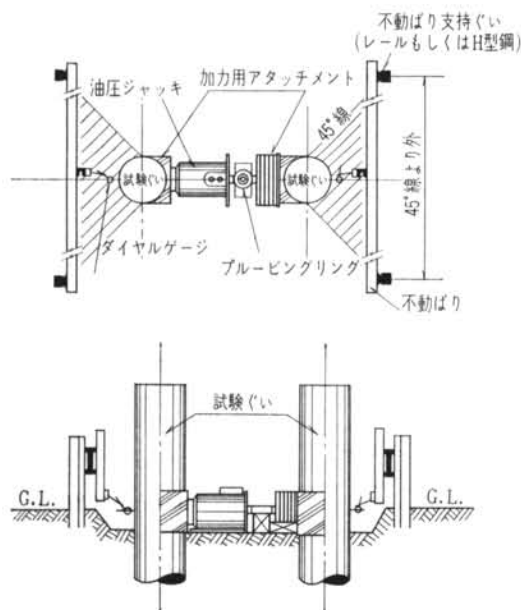


図-1 単ぐい加力装置

イヤルゲージまたは撓動抵抗型変位計(精度0.5mm)である。

§4. 単ぐいにおける「水平力~変位」の性状

水平力(以下Hと呼ぶ)と加力点の変位(以下 δ と呼ぶ)の性状を一般的な「H~ δ 」の関係と、加力方法の違いによる「H~ δ 」性状とに分けて考える。

4.1 一般的な「H~ δ 」の関係

4.1.1 「H~ δ 」関係における Chang の公式と実験値との比較

Chang の公式によれば、単ぐいの試験の場合に相当するくい頭自由の式は

$$\delta = \frac{(1 + \beta h)^2 + 0.5}{3EI \cdot \beta^3} \times H$$

ここで h: 地表面より加力点までの高さ

E I: くいの剛性

$$\beta = 4 \sqrt{\frac{E_s}{4EI}}$$

E_s : 地盤の弾性係数

であり、H~ δ の関係は正比例関係にある。しかるに実験結果の例を示すと図-3のようになりHと δ は正比例の関係にない。Chang の式による計算値を実験結果の

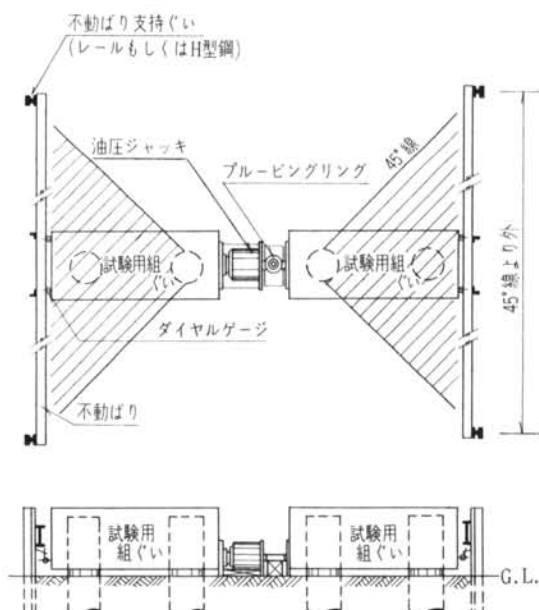


図-2 組ぐい加力装置

H~ δ 曲線に合わせようとするれば、 E_s (Secant Modulus)を図-4に示すようにとらねばならない。したがってChangの公式により「H~ δ 」曲線を追求するのは実際上不可能に近い。

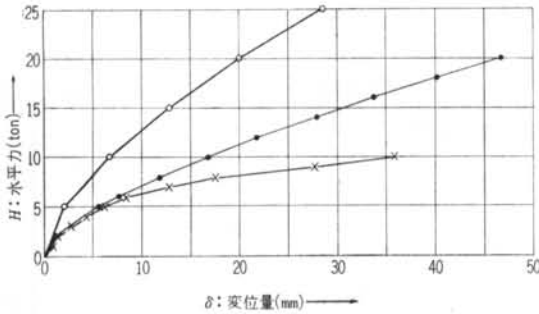


図-3 「水平力~変位」曲線

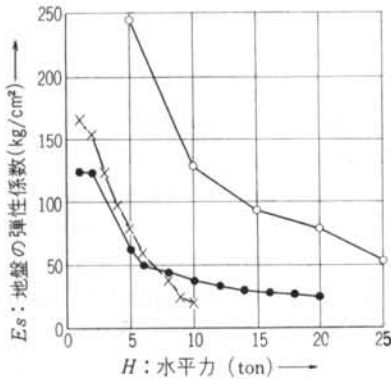


図-4 「 E_s ~H」曲線

4.1.2 両対数グラフ上における「H~ δ 」性状

図-3に示したような実験結果の「H~ δ 」を両対数グラフ上に描くと図-5~図-7に示すようになる。図-5、図-6を見ると鋼管ぐいの場合には0.01mm~1mm程度の微小変位間から10cm程度の大変位まで $\log H \sim \log \delta$ がほぼ1直線をなすものが大多数である。コンクリートぐいでの実験結果では図-5、図-7にみられるように、微小変位間と大変位の5mm程度までは $\log H \sim \log \delta$ は

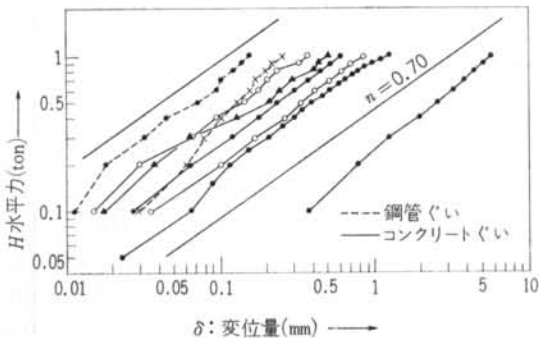


図-5 「H~ δ 」曲線 (微小変位水平加力試験の場合)

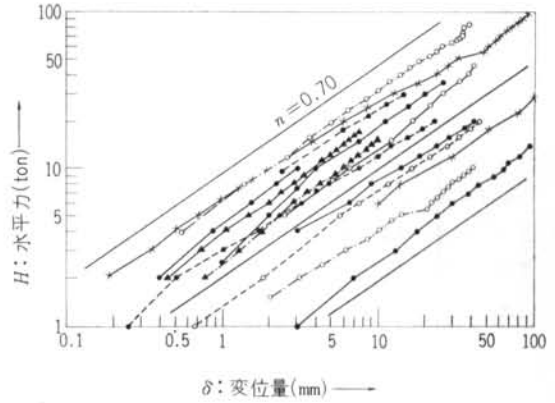


図-6 鋼管ぐいの場合の「H~ δ 」曲線

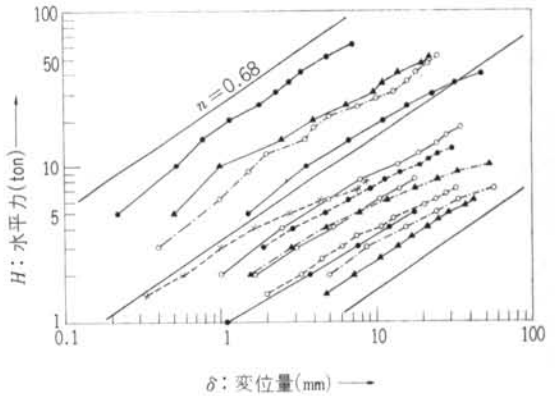


図-7 コンクリートぐいの場合の「H~ δ 」曲線

一直線をなしている。

しかし変位がこれ以上になると $\log H \sim \log \delta$ のこう配が変わり、折れ点が出てくるものが多数ある。この折れ点について次に述べる。

4.1.3 コンクリートぐいの場合の折れ点について

鋼管ぐいの場合にはほとんど折れ点が現われずに、コンクリートぐいの場合に現われるということは、この折れ点がぐい材の性質によるものと予想される。そこで水平加力試験を実施した地点に、試験ぐいと同じに打設した場所打ちコンクリートぐいの地表面より2m間を3本掘削して曲げ試験を実施した。装置は図-8に示すように2点載荷である。ぐい中央点の撓み量から剛性EIを算定し、中央点のモーメントを荷重から算定し「モーメント~剛性」曲線を描くと図-9になる。この図から、モーメントがおよそ5t-mからぐい剛性が低下していることがわかる。しかるに水平加力試験結果の $\log H \sim \log \delta$ 曲線上の折れ点の水平力は4.0~5.8tonになっている。従来の実験で実験値と比較的よく一致するといわれてい

る Chang の最大モーメントの算定公式（くい頭自由で地表面加力）

$$M_{max} = -0.3224 \cdot H/\beta$$

を用いて最大モーメントを算定すると $M_{max} = 3.8 \sim 5.5$ t-m となり、両者はおおよそ同じである。したがって $\log H \sim \log \delta$ 曲線の折れ点は、くい材にきれつが発生することにより EI が低下し、 $H \sim \delta$ 性状が変化するためと考えてよいと思う。

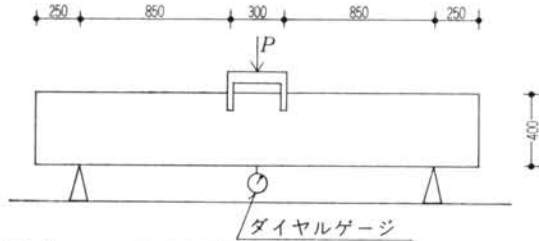


図-8 くい曲げ試験装置

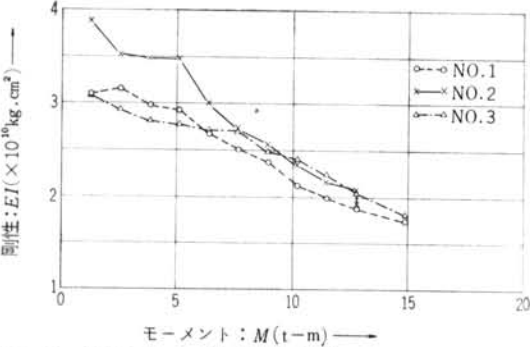


図-9 「曲げモーメント～剛性」曲線

4.1.4 $H \sim \delta$ の関係

前に述べたように、鋼管ぐいの場合には0.01mm～10cmの変位間、コンクリートぐいの場合には0.01mmから折れ

点が現われる5mm程度の変位までは $\log H \sim \log \delta$ はほぼ一直線をなしている。したがってこの範囲内（この範囲で以下話を進める）では

$$H = \alpha \cdot \delta^n \dots \dots \dots (1)$$

で表わされる。次に上式の α , n について述べる。

4.1.5 α について

横山氏の非線型近似式¹⁾（くい頭自由地表面加力）は

$$H = (2 + s/2)EI \cdot \beta_0^{3\delta^{(1+0.75s)}}$$

ここで

$$\beta_0 = \sqrt[4]{\frac{E_s}{(4-2s)EI}}$$

s は

$$P = K \cdot y^{1+s}$$

で示される定数 (s=0.5)

P: 地盤反力

K: 地盤反力係数

y: 地盤の変形

を与えている。この式および前に述べた Chang の式をみると α はくいの剛性と地盤強度に関係すると予想される。 $\delta = 1$ cm における α を実験値から求める。またくいの剛性 EI と地盤強度の関数である N 値を乗じ $\alpha \sim EI \cdot N$ の関係を、両対数グラフ上にプロットすると図-10になる。この図において α の幅は同地点で数回実験した時の変動であり、 $EI \times N$ の幅は N 値の地表面から-5,6m間の変動を示している。この図を見ると予想したように α は EI と N に関係することがわかる。

4.1.6 n 値について

鋼管ぐいによる実験30個とコンクリートぐいによる実験36個について、 $\log H \sim \log \delta$ 図上から n を求め n の平均値と標準偏差を計算すると

鋼管ぐい (n_s=0.70)

標準偏差 $\sigma_s = 0.10$

コンクリートぐい n_c=0.68

標準偏差 $\sigma_c = 0.14$

となる。また全実験の n の平均値と標準偏差を算定すると

n=0.69 標準偏差 $\sigma = 0.12$

となり、鋼管ぐいとコンクリートぐい間の n の差は、無いとみてよい。これら各々の平均 n を図-5～図-7 上に示しておいた。

ところで、篠原、久保²⁾氏の砂質土に埋め込んだ模型ぐいの実験によると n は加力高さ h が h=0 から増加するにつれて n も 0.70 から 0.76 に増加するとしている。

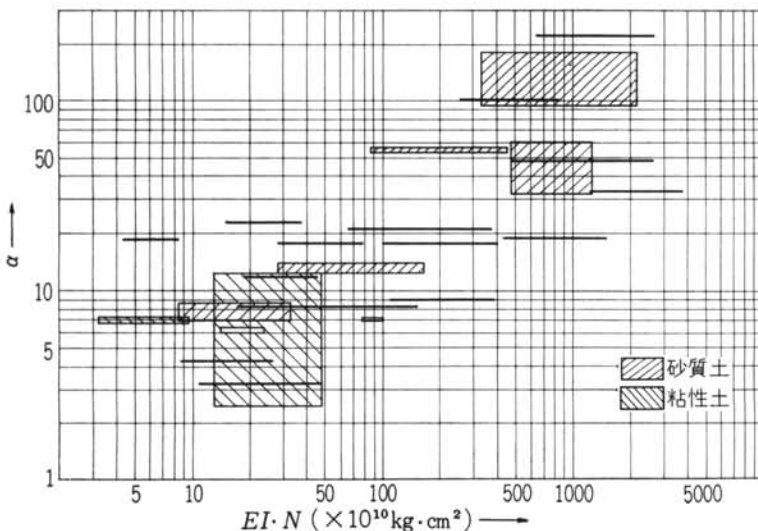


図10 「 $\alpha \sim EI \cdot N$ 」曲線図

しかし本実験ではhの影響はみられない。それは本実験では前に述べたようにくい径に比してhは小さい。すなわち、本実験ではEI/hは 1×10^{10} 以上であるが篠原・久保氏の実験では 1.2×10^4 以上であり、本実験の方が非常に大きい。そのためにhのnにおよぼす影響がみられなかったのではないかと考える。そこで本実験のnのばらつきはh以外の要因により左右されている。その要因として

- i) 地盤の強度性状
- ii) 加力速度

が考えられるがこれについては今後の研究課題である。

4.1.7 地盤反力係数とN値の関係について

前述の横山氏の非線型近似式(くい頭自由)で加力点が地表面よりhの高さにあるときは

$$\frac{H^2 h^2}{16EI\beta_0 f^{3/4}} - H(f^{1/8} + \beta_0 h) + 1.75EI\beta_0^3 f^{3/4} = 0 \dots (2)$$

ここで f は地表面変位

また水平力と加力点変位δとの関係は

$$\delta = f(1 + \beta_0 h f^{-1/8}) + \frac{H \cdot h^2}{6EI\beta_0} (3 \cdot f^{1/8} + 2\beta_0 h) \dots (3)$$

上式からH~δ曲線を算定し、実験結果のH~δ曲線とグラフ上で対応させてEsを逆算する。このEsを $K = E_s/B(B: \text{くい径}) \dots (4)$ 式に代入して地盤反力係数を算定しN値との関係を描くと図-11になる。加力高さhのとき、(3)式にもあるように、くいが傾斜するので地表面変位fは加力点変位δに比して少なく出る。このくい地上部の傾斜を無視して考えると、前にも述べたようにhのnへの影響は小さいので、 $h=0$ と考えてよい。したがって

$$H = 1.75 EI\beta_0^3 \delta^{5/8} \dots (5)$$

となる。実験結果からδ=1cmのときのHを求め、上式からEsを逆算し(4)式に代入すると地盤反力係数が求められる。「K-N」曲線に描くと図-12になる。また横山氏が(2)、(3)式を用い実験結果より逆算したKとN値の関係は図-13となっている。この図と図-11、図-12を比較してみると、本実験のKは横山氏の結果に比べ1けた上の値になっている。また図-11と図-12を見ると、くいの傾斜を無視しているため図-12のKが多少小さいがほとんど違いがみられないといってよい。したがって図-12を用いてKを求め、これを(4)、(5)式に代入して、「H-δ」関係を出せばChangの公式によるよりも実際に近い結果を与えるであろう。

4.2 加力方法の違いによる「水平力~変位」性状

4.2.1 急速加力試験と緩速加力試験による「H-δ」の関係

水平力を連続的に増加させていく急速加力試験と水平力を段階にわけ、各段階で変位が停止するまで水平力を保持し、変位が停止したら次の段階に移る緩速加力試験とを実施した。両者の実験結果を両対数グラフ上に描くと図-14になる。急速加力試験の方が多少変位が少ないのは、急速加力試験に使用したくいが場所打ちコンクリートぐいであるため、公称径より多少大きく、剛性が大きくなったためと思う。nの値をみると

急速加力試験 n=0.62, 0.69

緩速加力試験

加力到達時 n=0.65, 0.69

最終時 n=0.69, 0.71

であり、nの差はほとんどない。

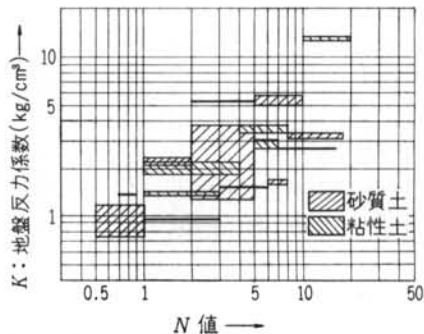


図-11 「K-N」の関係

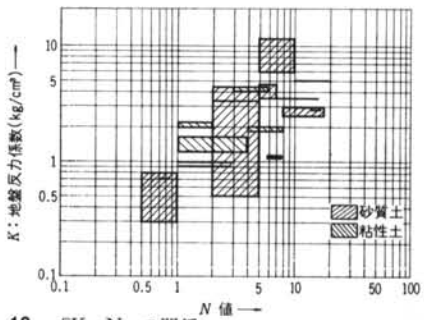


図-12 「K-N」の関係

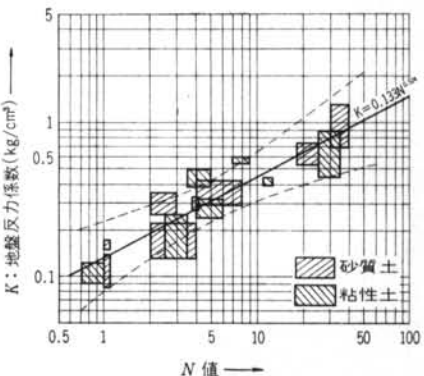


図-13 「K-N」の関係(横山氏の結果)

4.2.2 交番加力による「H~δ」性状

水平力が一方方向だけでなく、反対方向からも交互に加わる場合に、くいの挙動はどうなるかをみるためにこの実験を行なってみた。まず水平力が1 ton 以下の場合の一例を示すと図-15になる。また同じくいにおける水平力1 ton 以上の実験結果を示すと図-16になる。この2図を見ると急速加力試験と同じくHとδは0.1mm程度でも正比例の関係はみられない。急速加力試験と比較するために両対数グラフ上にプロットしてみると図-17、図-18になる。nの値を求めると

急速加力試験 $n=0.62, 0.69$

交番加力試験 $n=0.60, 0.65, 0.69, 0.70$

であり、両者の差はない。

4.2.3 繰返し加力による「H~δ」の性状

同一水平力を繰返し加力したときの変位性状をみるために本実験を実施した。最初に所期の水平力に達したときの変位量を δ_1 とし、n回繰返し時の変位量を δ_n とする。実験結果を

$$(\delta_n - \delta_1) / \delta_1 \sim \text{繰返し回数}(1)$$

関係にして表わすと図-19、図20となる。この結果をみると水平力10tonまでで $(\delta_n - \delta_1) / \delta_1$ は1つを除き残りはすべて0.4以内に入っている。また篠原、久保氏²⁾の実験結果でも0.4以内に入っている。したがって同一水平力を繰返し加力したとき、最終変位量は所期の水平力に最初に到達したときの変位量の1.4倍以内とみてよいと思う。

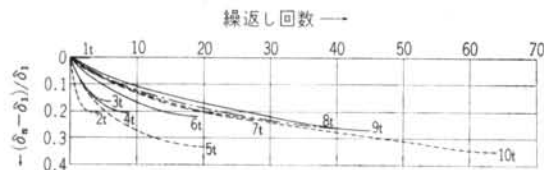


図-19 繰返し加力実験結果

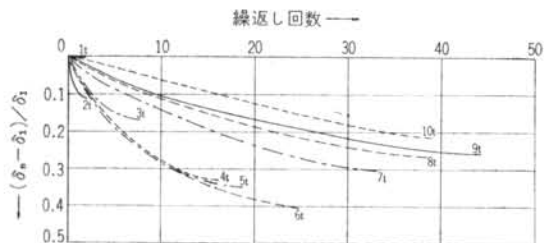


図-20 繰返し加力実験結果

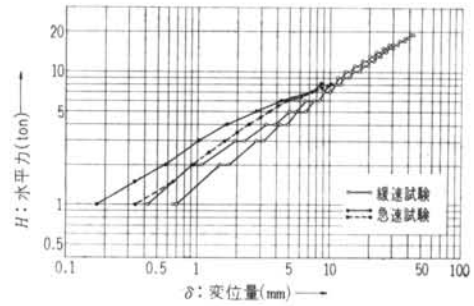


図-14 急速試験と繰連試験の関係

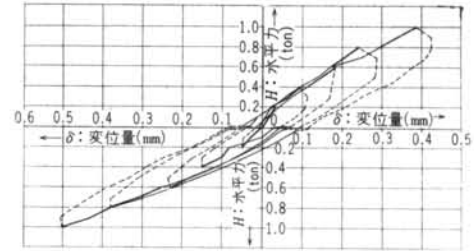


図-15 交番加力試験結果 (微小水平力試験の場合)

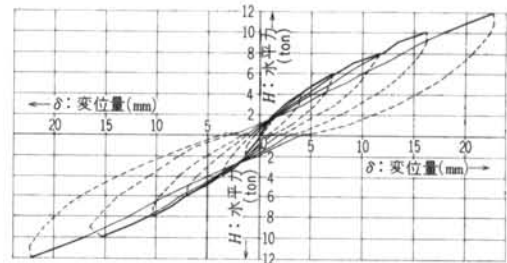


図-16 交番加力試験結果 (水平力1 ton以上の場合)

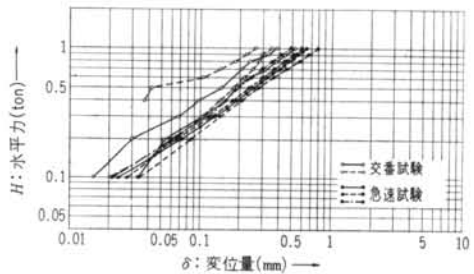


図-17 急速加力試験と交番加力試験の関係 (微小水平力試験の場合)

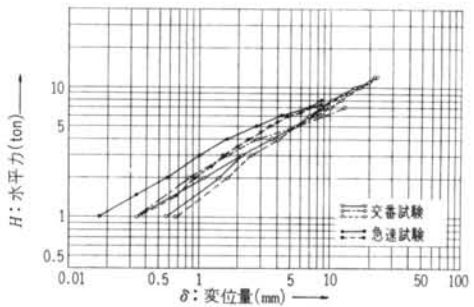


図-18 急速加力試験と交番加力試験の関係

§ 5. 単ぐいと組ぐいの関係

ここでは組ぐいのくい間隔、くい頭部をつなぐフーチングの回転等の影響は無視して話を進める。

組ぐいは前に述べたようにくい2本の組ぐいで、場所打ちコンクリートくいφ400、φ1,380が各々4個と1個である。なお、φ1,380の組ぐいはフーチング底面と地表面とが接触している。

5.1 「水平力～変位」性状

組ぐいの「 $H \sim \delta$ 」性状は単ぐいのそれと同じで、0.01 mm程度の微小変位から正比例関係になく、また $\log H \sim \log \delta$ は5 mm程度まで1直線をなしている。この変位間で $\log H \sim \log \delta$ のこう配を求め、単ぐいの n と比較すると下表のようになる。

単ぐいの n に比べ組ぐいの n が多少大きな値にはなっているが図-21～図-25を見てもわかるように、両者の差

現場名	くい径(mm)	単ぐい	組ぐい
A 現場	400	0.66	0.72
B 現場	400	0.71	0.74
C 現場	1380	0.65	0.73

表-4 単ぐいと組ぐいの n の比較

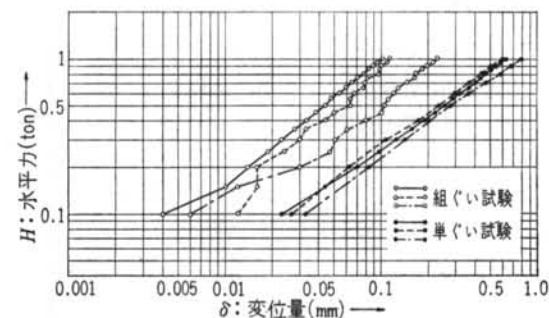


図-21 単ぐいと組ぐいの関係 (F現場 微小変位)

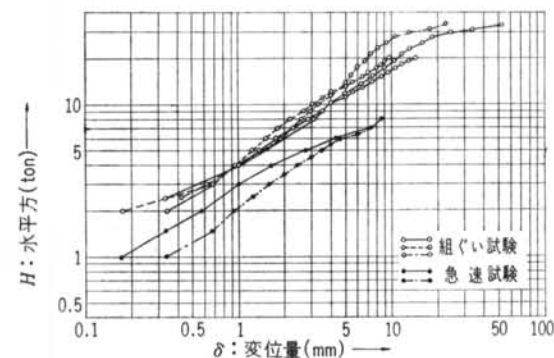


図-22 単ぐいと組ぐいの関係 (F現場)

が無いとみなしてもさしつかえないと思う。なお、C現場における微小水平試験において、組ぐいの n の値が単ぐいのそれに比較して大きいのは、加力点をフーチング上面にして実験したので、加力高さ h が単ぐいの h より高いためと考える。

5.2 両対数グラフ上における折れ点について

図-22～図-25から単ぐいおよび組ぐいの折れ点の水平力を求めると次頁の表-5になる。

AとBの現場における組ぐいは地盤とフーチング下面との縁が切れているが、C現場の組ぐいは地盤とフーチン

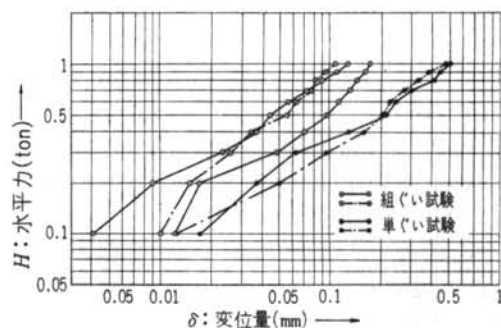


図-23 単ぐいと組ぐいの関係 (U現場・微小水平力試験の場合)

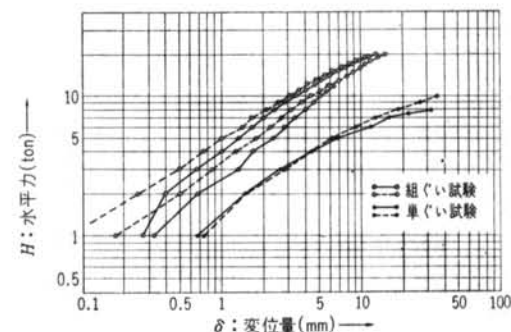


図-24 単ぐいと組ぐいの関係 (U現場)

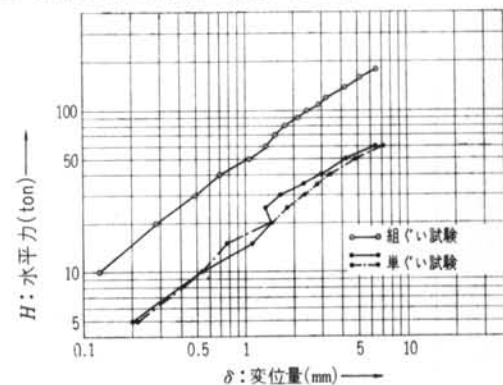


図-25 単ぐいと組ぐいの関係 (S現場)

グが接触している。実験数が少ないので断定できないが、フーチングが地盤に接触していると摩擦力が働き、水平加力の1部がフーチングから直接地盤に逃げるために、折れ点が多少大きめに出るのではないかと思う。

現場名	単ぐい	組ぐい	組ぐい/単ぐい
A 現場	4.9	10.3	2.1
B 現場	4.2	9.5	2.3
C 現場	46.2	12.0	2.6

表—5 単ぐいおよび組ぐいの折れ点の水平力

§ 6. 結論

6.1 単ぐい

i) $\log H \sim \log \delta$ 図において、鋼管ぐいの場合には、0.01～100mm程度まで、コンクリートぐいでは0.01～5mm程度まで $H \sim \delta$ の性状は同じである。

ii) コンクリートぐいの $\log H \sim \log \delta$ 図上に現われる折れ点は、曲げモーメントによりぐい材にきれつが発生してくいの剛性 EI が低下するので、 $H \sim \delta$ 性状が変化するためと考える。

iii) H と δ の関係式 $H = \alpha \cdot \delta^n$ における α は、ぐいの剛性と地盤強度の函数となっている。

iv) また上式の n の値は鋼管ぐい、コンクリートぐいの差がなく $n = 0.70$ とみてよい。

v) 急速加力試験と緩速加力試験および交番加力試験の $H \sim \delta$ 性状を比較してみると大きな違いはみとめられない。

vi) 同一水平力を繰返し加力したとき、最終変位量は最初に所期の水平力に達したときの変位量の1.4倍以内とみてよい。

6.2 単ぐいと組ぐいの関係

i) 組ぐいの折れ点の水平力を1本当りにして、単ぐいのそれと比較すると約1.1～1.3倍となっている。

ii) n の値は単ぐいと組ぐいの間に差はほとんどない。

§ 7. 今後の問題点

i) $H \sim \delta$ の性状は $H = \alpha \cdot \delta^n$ で表わされ、 α はぐいの剛性と地盤強度に支配されることがわかったが、この関係を数式で示すには地盤強度性状を明確に示す資料が不足である。また n の値のバラツキの原因を明確にするためにも、実験地点の地盤強度性状をもっと正確に示う方法が必要である。

ii) 今回の実験では加力速度を問題にしていない。しかし地震等の動的外力をうけたときとの関係を見出すために加力速度の影響を問題にせねばならない。

iii) また、今回の報告では、ぐい加力点の変位だけを問題にしているが、ぐいの傾斜、フーチングの回転等も今後の問題である。

§ 8. おわりに

本実験は現場実験で条件が異なるために、ぐいの $H \sim \delta$ の定性的な性状だけで、定量的な関係はつかめなかった。今後は定量的な関係を見出すべく研究を進める予定である。

最後に本実験に協力していただいた当社建築部、土木部のかたがたに、紙上をかりて感謝の意を表する次第である。