

## 鋼管ぐいの支持力試験および振動試験

—石狩川河口橋基礎ぐい試験工事より—

小林 幸男 市之瀬 紘一  
清水 勇 渡辺 弘之  
松田 昌三

## § 1. はじめに

北海道の石狩川の河口近くに橋梁が建設されることになり、橋脚基礎として鋼管ぐいが採用されることになった。

ところで、橋脚基礎には橋の自重、積雪荷重等の静的外力と地震荷重、風荷重等の動的外力が作用する。

したがって橋脚基礎の鋼管ぐいは、鉛直方向において主として静的支持力、水平方向には動的支持力が要求される。

しかしながら設計の段階では、従来の手計算の場合に動的設計は時間がかかり無理であったため、動的荷重を静的荷重におきかえてぐいの静的支持力でもたせる方法がとられてきた。

一方電子計算機が普及してきた現在、動的設計も可能になり、これを取り込めることが行なわれつつある。

本試験においても静的および動的な設計の資料をうるため、鋼管ぐいに関する下記の各試験が実施された。

- 1) くいの打込み試験
- 2) 単ぐいの鉛直載荷試験
- 3) 単ぐいの振動試験
- 4) 単ぐいの水平交番加力試験
- 5) 組ぐいの振動試験
- 6) 組ぐいの水平加力試験

ところで本試験には前述のように設計資料をうるという目的のほか次にようなことがある。

一般に土を相手にする場合は理論式と実物、模型と実物のはっきりした関係がつかめなく、本試験のような鋼管ぐいの支持力の場合も同様である。したがってぐいの支持力式を確立するためにはまず実物のぐいの支持力性状を明らかにする必要がある、そのためには多数のデータの集積が必要である。

本試験はこの意味において、ぐいの試験種類のほぼすべてを備えており、測定項目も多いことから代表的試験例といえるので、今後現場で行なうぐいの支持力試験で

よりよい資料が得られるための参考資料として、ここに報告する。

## § 2. 試験計画

## 2.1 試験目的

各試験の目的は、次に記す各項目を検討することである。

## 1) くいの打込み試験

鋼管ぐいの打込み時にはどの程度の応力が生ずるのかを測定し、ぐい材の降伏に対する安全性を確かめる。

## 2) 単ぐいの鉛直載荷試験

- a) くい頭部における「荷重～沈下量」の関係からくい頭部における降伏支持力を求める。
- b) くい体に作用する軸力の分布
- c) 「周面摩擦力～変位」の関係および最大周面摩擦力を求める。

## 3) 単ぐい振動試験

- a) くいの強制振動および自由振動試験結果から動的ばね常数、共振振動数および減衰常数をもとめる。
- b) 静的水平交番加力試験結果の「水平力～変位」関係と動的ばね常数、減衰常数との関係を調べる。
- c) 強制振動時にくい体に生ずる応力を測定し、モーメント分布を求める。

## 4) 単ぐいの水平交番加力試験

- a) 加力点における「水平力～変位」の関係を調べる。
- b) 種々の方法により地盤反力係数を求め、その適用性をみる。
- c) 測定したひずみより、たわみ角、変位量、せん断力、地盤反力分布を算定し、また「地盤反力～変位量」の関係を調べる。

## 5) 組ぐいの振動試験

組ぐいの場合はいく頭部が固定されてるので、この固定効果をみることになる。検討すべきことは単ぐいの場

合と同じで

- a) 共振振動数.
- b) 動的ばね常数.
- c) 減衰常数.
- d) くい体に生ずる応力.

である.

6) 組ぐいの水平加力試験

前記のように組ぐいの場合には, くい頭部の固定効果を見ることが主目的になる. 検討事項は単ぐいの場合と同じで

- a) 加力点における「水平力~変位」の関係.
- b) 地盤反力係数について.
- c) ひずみより, たわみ角, 変位量, せん断力, 地盤反力の算定および「地盤反力~変位量」の関係.
- d) ぐいに作用する軸力およびフーチングの回転角との関係を調べる.

ことである.

2.2 試験位置および試験位置の地盤

試験位置は北海道石狩町地内で河口に近い石狩川左岸である.

試験地点より20m程度離れた所で行なったボーリング(図-1)によると地盤は上位から下記の層序となってい

る.

- 1) 第1砂質土層
- 2) 第1粘性土層
- 3) 第2砂質土層
- 4) 砂礫層
- 5) 第2粘性土層

次にこれらの層について説明を加える.

2.2.1 第1砂質土層(標高+2.80~-17.50m)

中砂が主体であるが部分的には細砂が優越しており, かつまた層中に粘土, 腐植土の薄層, 下位においては貝がらの混入が認められる. 標準貫入試験のN値は21~35で相対密度は中位~密の範囲である.

プレシヨ・メーター試験結果をみると

$$E_s = 29 \sim 166 \text{ kg/cm}^2$$

であり, 値がばらついている. またプレシヨ・メーター試験のP~△V曲線のクリープ変形量が比較的大きいことから, N値から判断して当層の相対密度は余り密なものといえない.

2.2.2 第1粘性土層(標高-17.50~-46.50m)

地層は粘土, シルトが主体をなすが試料観察を詳細に行なうと比較的小規模に分布するシルト, 粘土および砂とそれらの混り合ったものから構成され, かつまた層全体にわたる貝がらの混入, 層上位における腐植物の局部

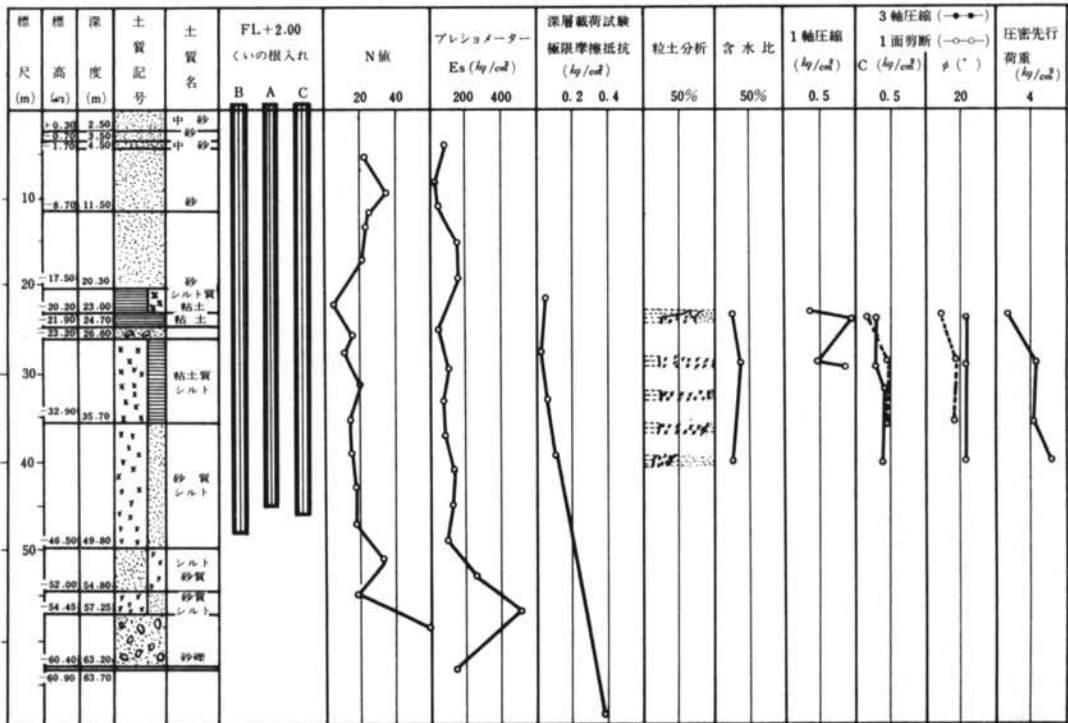


図-1 土質試験結果一覧図

混入が認められており、層全体に不均質な傾向を持つことが明らかである。

当層の力学的特性を概念的に把握するために、力学試験で得られた諸特性を列記すると次のようになる。

一軸圧縮強さ	$q_u = 0.090 \sim 1.790 \text{ kg/cm}^2$
粘着力	$q_u/2$ 0.045 ~ 0.89 $\text{ kg/cm}^2$
	三軸圧縮 0.23 ~ 0.50 $\text{ kg/cm}^2$
	直接せん断 0.17 ~ 0.70 $\text{ kg/cm}^2$
内部摩擦角	三軸圧縮 $15^\circ 00'$ ~ $36^\circ 00'$
	直接せん断 $7^\circ 30'$ ~ $31^\circ 00'$
プレシヨ・メーター $E_s$	47 ~ 143 $\text{ kg/cm}^2$

これらの結果をみると、粘着力はあまりないが内部摩擦角がかなり大きくなっており、かなり砂分が多いと思われる。

また、この層は過圧密の傾向があることが圧縮試験およびプレシヨ・メーター試験結果よりわかる。

以上の結果から当層はかなり硬いものと思われる。

### 2.2.3 第2砂質土層(標高-46.50 ~ -54.45m)

この層は砂層、粘土層ないしそれらの混合物であるシルト質砂層等の互層により構成されたものとなっているが、粒土組成は現河川にむかって粗粒化している現象がある。さらに詳しくみると色調は暗灰色を呈し、試験位置ではシルト質砂、砂質シルトの2層よりなっている。標準貫入試験のN値は20~50以上で相対密度は密~極密と良く締っている。

### 2.2.4 砂礫層(標高-54.45 ~ -60.40m)

試験地点のこの層の粒径は平均3~4m/m、最大20m/mとなっている。標準貫入試験のN値から相対密度をみるとN値は50以上であるので、極密に分類される。

### 2.2.5 第2粘性土層(標高-60.40m以深)

試験地点ではこの層厚は0.5m 確認されているが、ボーリングをここで止めているので全層厚はわからない。シルト層の力学試験結果は以下のようになっている。

一軸圧縮強さ	$q_u = 2.98 \text{ kg/cm}^2$
粘着力	$q_u/2$ 1.49 $\text{ kg/cm}^2$
	三軸圧縮 1.30 $\text{ kg/cm}^2$
	直接せん断 0.95 $\text{ kg/cm}^2$
内部摩擦角	三軸圧縮 $15^\circ 00'$
	直接せん断 $16^\circ 30'$

これらの結果およびN値が17~42ということから、コンシステンシーは極硬~堅固と硬いものと思われる。

### 2.3 試験くいおよび配置

試験に使用したくいは、すべてストレートシーム鋼管くいで  $\phi 1219.2$  と  $\phi 508$  の2種類である。このくいの

種類および諸元は次表に示すとおりである。

試験くいの配置は図-2に示すように、 $\phi 1219.2$  のくいは3m間隔に  $\phi 508$  のくいは3.6m間隔に打っている。

	くい外径 (mm)	肉厚 (mm)	くい長 (m)	試験の種類
A くい	1219.2	16	2.75	鉛直載荷試験, 単くい水平交番加力試験, 単くい振動試験, 組くい水平加力試験, 組くい振動試験
		12.7	10.00	
		9.5	33.00	
C くい	1219.2	16	3.35	組くい水平加力試験, 組くい振動試験
		12.7	10.00	
		9.5	33.00	
No.1~ No.4 くい	508	9.5	54.60~ 59.00	単くいの水平加力試験

表-1 くいの種類

外径 (mm)	肉厚 (mm)	重量 (kg/m)	断面積 ( $\text{cm}^2$ )	断面2次モーメント ( $\times 10^6 \text{ cm}^4$ )
1219.2	16	475	604.80	10.946
	12.7	378	481.37	8.760
	9.5	283	361.04	6.605
508	9.5	117	148.78	0.4623

表-2 くいの諸元

### 2.4 ひずみ計取付け位置および取付け方法

くい体のひずみを測定するために、くい打ち前にAくいの図-4に示す位置にカールソン型ひずみ計、ワイヤーストレンゲージを取付け、これらのゲージ保護のため図-5のようなゲージプロテクターを取付けた。

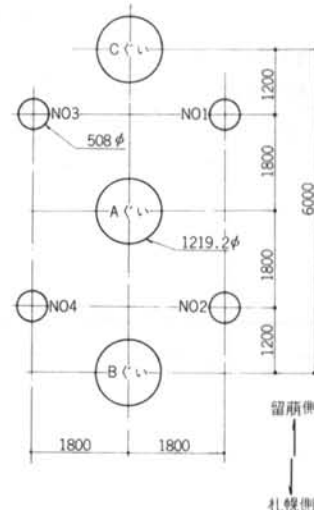


図-2 試験くい配置図

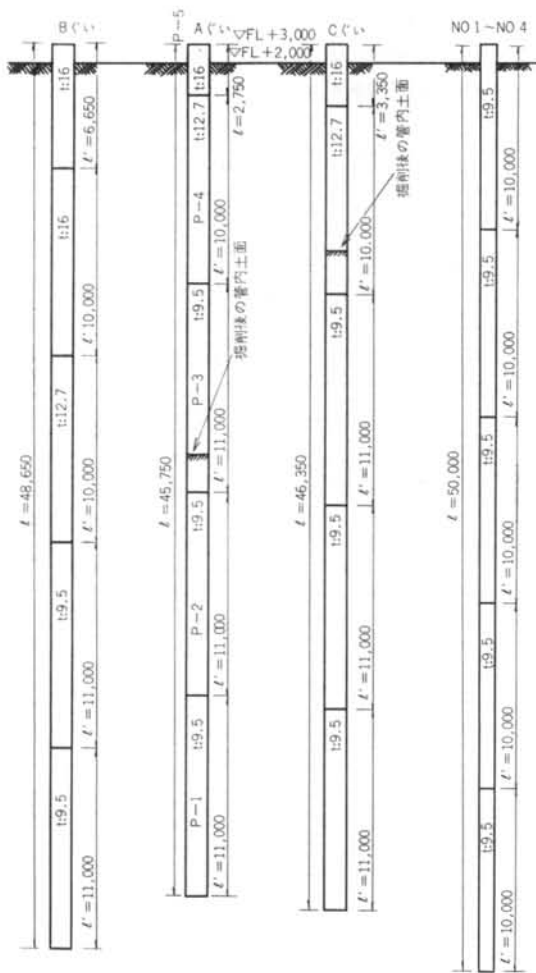


図-3 くいの根入れ長

ところで、くいうち完了時にはくい打ち前に取付けたゲージがくい打ち時の衝撃により断線したり、絶縁抵抗が下がったため後の試験では使用不能になった。そこでくい打ち完了後、A、Cぐいのくい内部の土を20、10m程

度掘削し、くい内側にカールソンひずみ計を取付けた。このゲージの取付け位置は図-6に示すとおりである。

Aぐいの場合にひずみ計の保護のため図-5に示したゲージプロテクターをA-1~A-7およびB-1~B-6に取付けてある。このプロテクターはひずみ計の脚のすぐ近くに溶接してあるので測定ひずみに影響を与えるものと思われる。この影響について2.6で詳細に述べることにする。

## 2.5 試験実施工程

試験は1月末より始まり3月末で終り、約2カ月をついやした。試験工程の詳細は表-3のようになる。

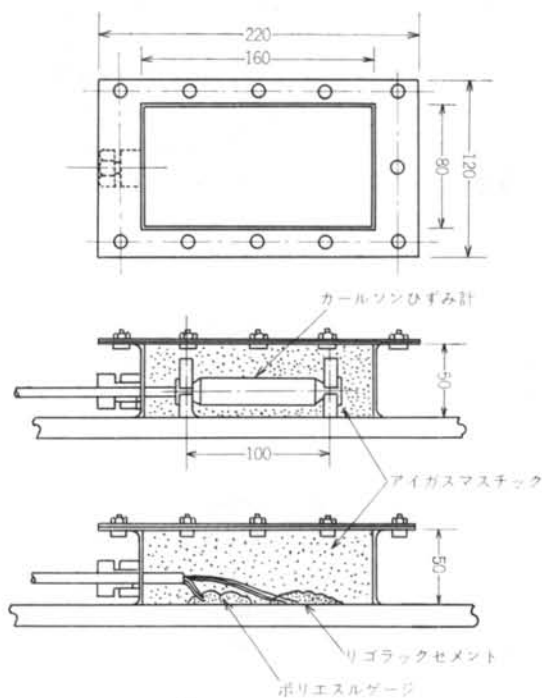


図-5 ゲージカバー詳細図

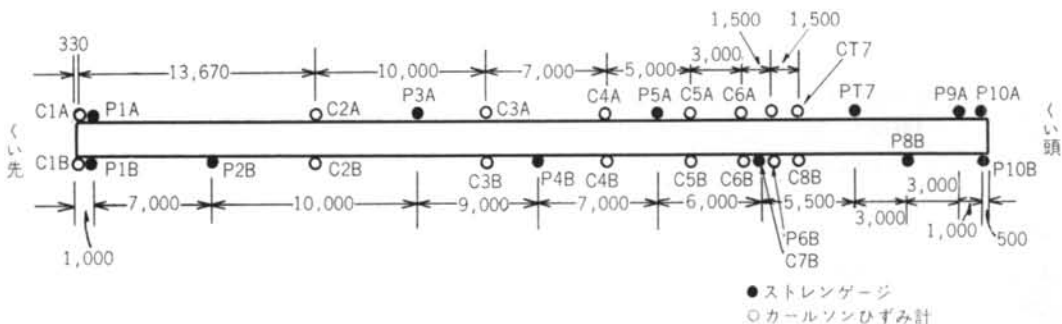


図-4 くい打ち前のAぐいの計器取付位置

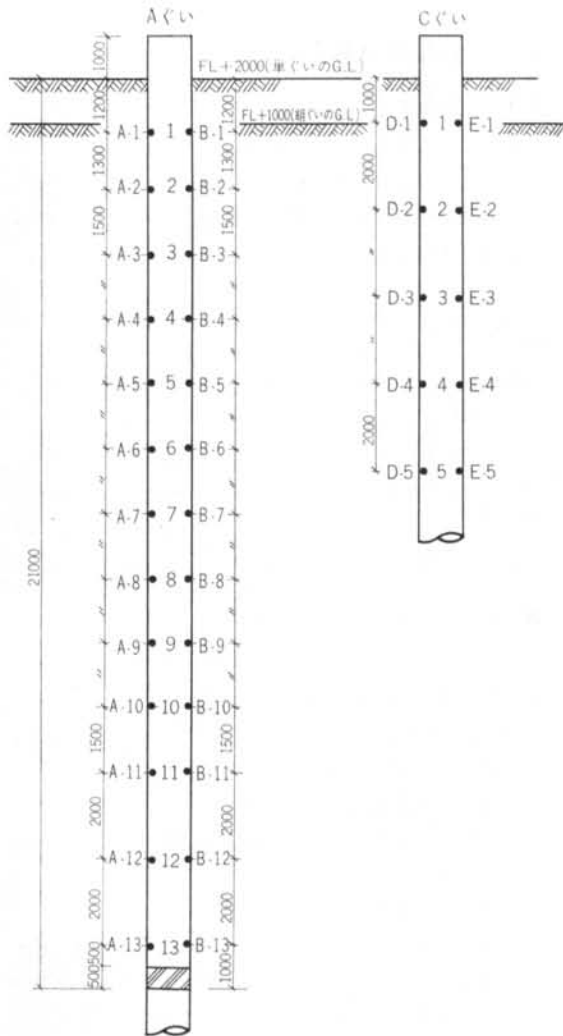


図-6 くい打ち後、管内掘削して取付けたカールソン型ひずみ計の位置

	昭和43年1月	2月	3月
くいの打込み試験	■ (1月30日)		
鉛直載荷試験		■ (2月22, 23, 24日)	
単ぐいの水平加力試験			■ (3月1日-6日)
単ぐいの振動試験		■ (2月28, 29日)	■ (3月6日)
組ぐいの水平加力試験			■ (3月20, 21日)
組ぐいの振動試験			■ (3月19, 22日)

表-3 試験実施工程

## 2.6 応力測定のための予備試験

2.4 で述べたようにゲージプロテクターの影響を調べるため較正試験を実施した。装置は図-7に示すようになっていて、ゲージプロテクターの付いたカールソン型

ひずみ計と付かないものを作った。またひずみのチェックのためカールソン型ひずみ計のほかにワイヤーストレンゲージを付けた。

荷重のサイクルは4サイクル(最大応力度は800~1,000 kg/cm<sup>2</sup>)実施したが、全サイクルのひずみ量がほとんど一致するので代表的な「荷重~ひずみ度」の平均勾配からゲージプロテクターの付かない場合と付いた場合の測定ひずみの比を求めると板厚16m/mでは1.83, 12.7m/mでは1.93となる。

また荷重の増加に対する比率の変化をみると図-9になり、この平均は板厚16m/mで1.82, 板厚12.7m/mで1.91となる。

この図-9でみてもわかるように、荷重の大ききなところ(応力度で1 t/cm<sup>2</sup>前後)でも比率が±0.03程度の誤差は、計器の読取り精度から生ずるので、ここでは平均勾配からもとめた比率の較正值として用いた方が良いと思われる。

したがってA-1, B-1のひずみ量は測定ひずみ量の1.83倍, A-2~A-7とB-2~B-6のひずみ量は測定ひずみ量の1.93倍とする。

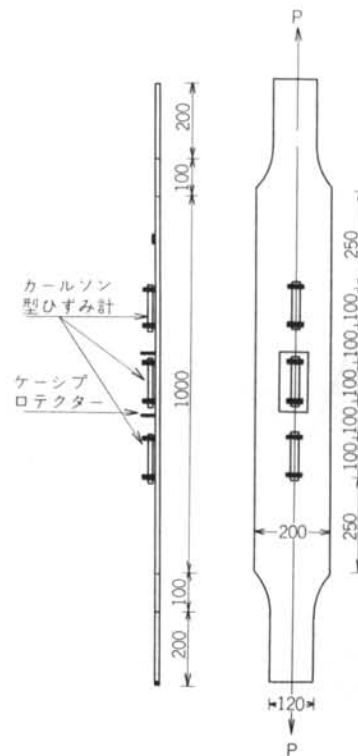


図-7 較正試験略図

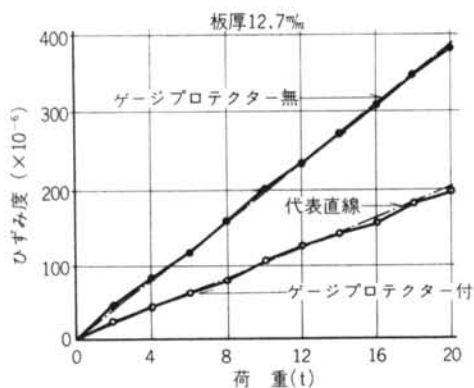
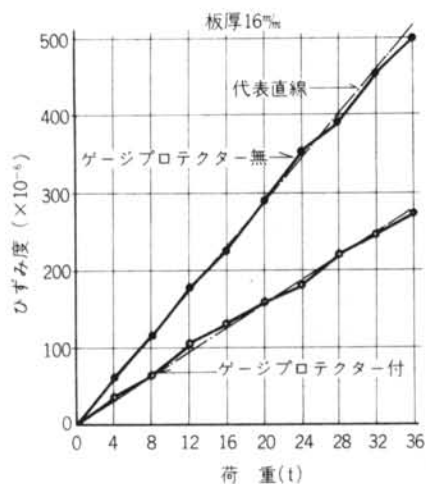


図-8 校正試験結果「荷重～ひずみ度」

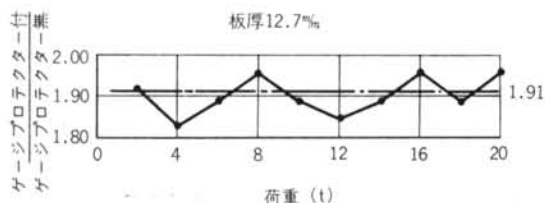
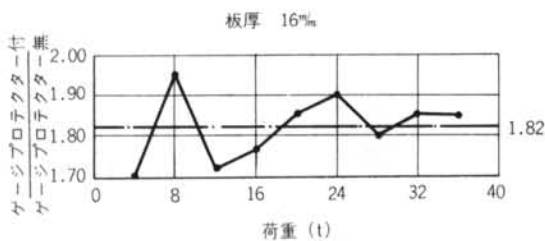


図-9 校正試験結果「荷重～比率」

### § 3. 打撃応力測定

#### 3.1 試験概要

##### 3.1.1 応力測定法

応力測定に使用したストレンゲージ、カールソンひずみ計は鋼管の外周面に計28カ所取付けてあるが、その諸元は表-4のようになっている。

ストレンゲージ		カールソンひずみ計	
形式	KP-10A1	計式	CS-10D
ゲージ長さ	10mm	定格容量引張	500
ゲージ抵抗	120Ω	( $\times 10^{-6}$ ) 圧縮	1,000
ゲージ率	2.0	計器長さ	100mm
台紙	ポリエステル	みかけの弾性係数	3,000kg/cm <sup>2</sup>
		許容温度範囲	-30~+70℃
		最少読取值	6.5( $\times 10^{-6}$ )

表-4 計器の諸元

ストレンゲージの取付けおよび保護の詳細は図-5に示した。まず、接着剤(PC-12)でストレンゲージを張り付け、結線後その上をリゴラックスセメントで固定し、さらにプロテクターの中をアイガスマチック(防水剤)で充填して上蓋をボルト締めしてある。

カールソンひずみ計は、取付脚を鋼管に溶接してひずみ計のフランジをボルトで止めて、ストレンゲージと同様にアイガスマチックを充填してある。

計器に使用したリード線は、ストレンゲージは4芯シールドネオプレンコード(0.5mm<sup>2</sup>)を、カールソンひずみ計に4芯ネオプレンコード(0.5mm<sup>2</sup>)をそれぞれ用いた。

測定は図-10に示すブロックダイアグラムの計器を使用して6点同時測定とした。

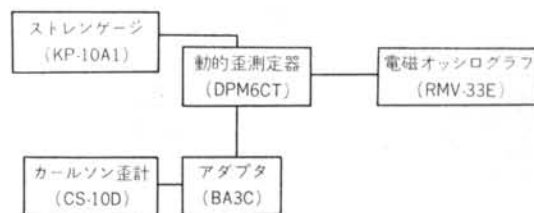


図-10 測定器ブロックダイアグラム

##### 3.1.2 打込み方法

鋼管ぐいの打込みはディーゼルパイルハンマーを使用したが、ハンマーの諸元は表-5のようになっている。

形 式	1 DH-40型
全 長	4,252mm
全 重 量	9,490kg
上 部 ビ ス ト ン	4,000kg
打 撃 回 数	50~60 blow/min.
1 打 撃 の 仕 事 量	10,000kg・m
燃 焼 に よ る 押 圧 力	127,000kg

表-5 ディーゼルバイルハンマーの諸元



写真-1 くい打ち試験

### 3.2 測定結果

#### 3.2.1 打撃応力

くい打込み時に生ずる管内応力(ひずみ)は直視式電

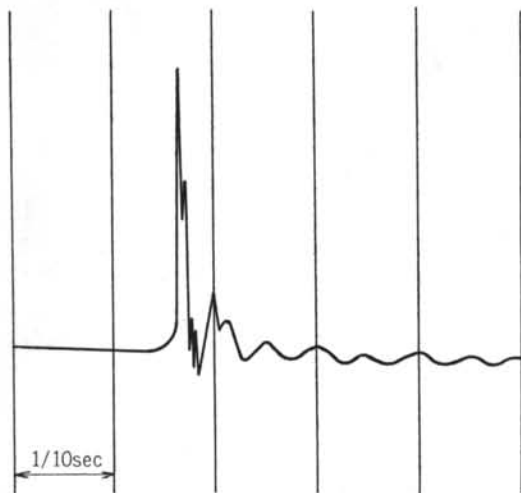


図-11 打撃ひずみ測定記録の一例

磁オシログラフで記録したが、その記録の一部を複写して図-11に示した。

記録の読取りは図-12に示す方法で行なった。

記録から最大ひずみを読み取り、整理すると表-6のようになる。

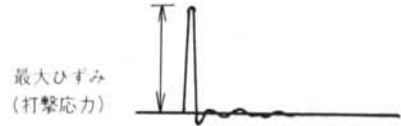


図-12 記録の読み取り

深度(m)	P-1 A	P-2 A	P-3 A	P-4 B	P-5 A	P-6 B
12.5	100	122	200			
14.5	66	122	176			
17.0	126	126	165			
20.0		390	432			
23.0		524	580			
26.0			494	566		
29.0			536	633		
32.0			464	533		
33.5				621	587	621
34.0				552	578	587
35.0				552	578	552
37.0				449	483	552
37.5					518	587
40.0					449	552
42.0					683	552

( $\times 10^{-6}$ )

表-6 打撃ひずみ-深度の傾向

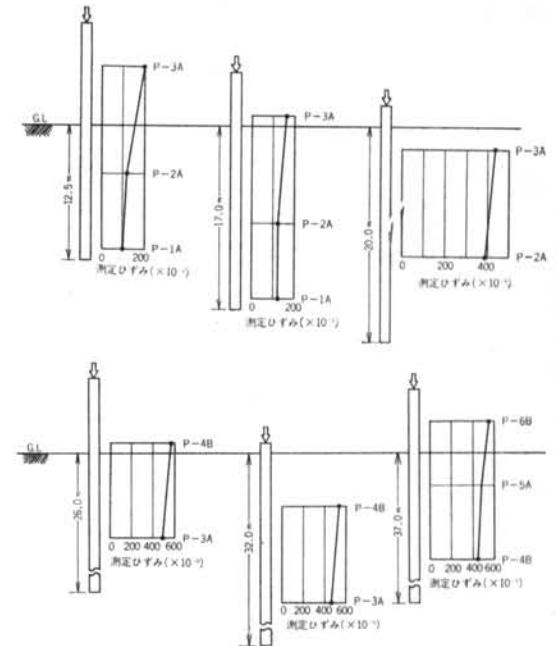
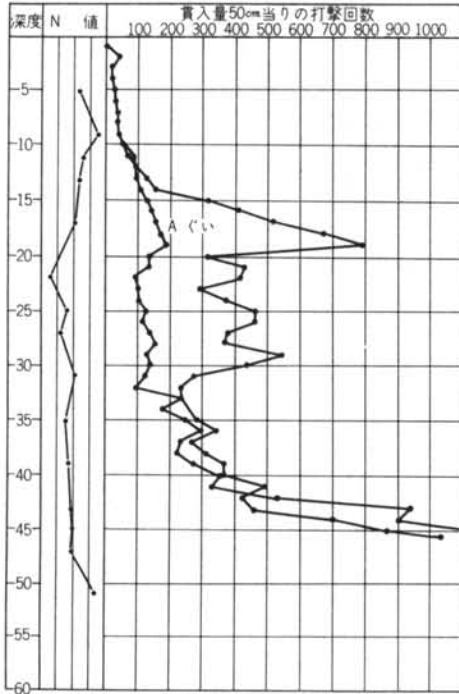


図-13 打込み時の打撃ひずみ分布

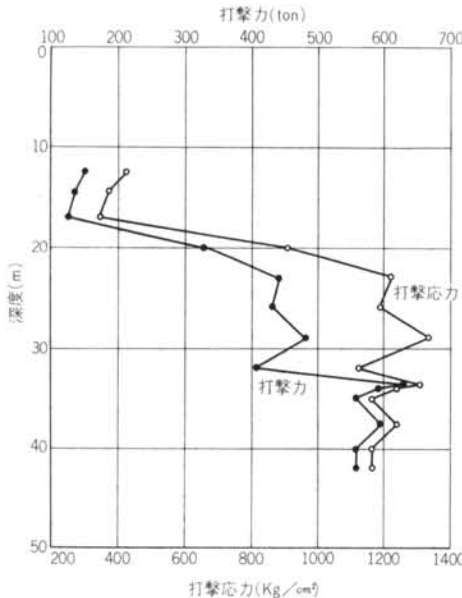


表一六の測定結果より傾向を示したのが図一13であるが、打込み時にストレングージが断線または絶縁不良になり、深度16m以上の応力測定は出来なかった。

図一14は打込み時における打撃回数の傾向を示したもので、40m付近から打撃回数が急激に増加し、45m付近での打撃1回当たりの貫入量は約0.5mmとなっている。



図一14 貫入深度—打撃回数関係図



図一15 貫入深度—打撃応力(くい頭)—打撃力関係図

図一15は、打込み深度と打撃応力(くい頭)および打撃力の関係を測定結果より求めたものであるが、打込みの過程を通じて打撃応力が最大になっている深度は29mで最大打撃応力1,340kg/cm²、打撃力は深度33.5mで最大635tonとなっている。

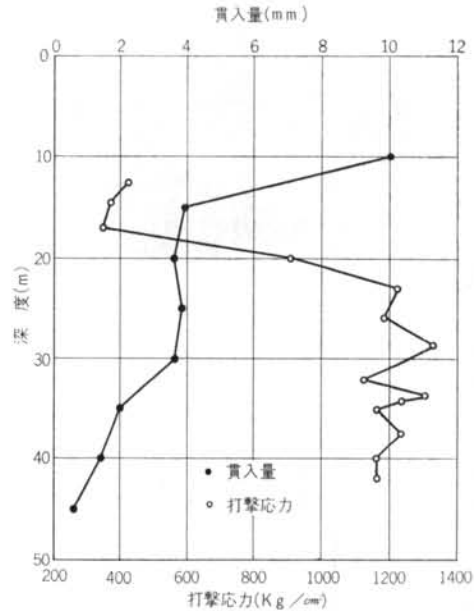
なお打撃応力および打撃力は次式によって算出した。

$$\left. \begin{aligned} \text{打撃応力 } \sigma &= \epsilon \cdot E \quad (\text{kg/cm}^2) \\ \text{打撃力 } P &= A \cdot \sigma \quad (\text{ton}) \end{aligned} \right\} \dots\dots(1)$$

ここに  $\epsilon$ : 測定歪  $E$ : 鋼管ぐいのヤング係数  
 $A$ : 鋼管ぐいの断面積

ここで貫入量と打撃応力(くい頭)の関係を求めると図一16のようになり、貫入量は10mから15mの間は急激に少なくなり、15mから30mの間は大体一定量で貫入するが、30mを過ぎると徐々に少なくなり、打止りで約0.5mm/1打撃と極く少ない貫入量となっている。

一方、打撃応力は17mから23mの間で急激に増加してその後は打止りまで約1,200kg/cm²の一定値となっている。



図一16 貫入量—打撃応力(くい頭)関係図

なお、以上の測定結果の値は実測値で、実際はストレングージ張付け部周辺はゲージプロテクターで補剛された形になっているので補正をしなければならないが、較正試験の結果ほとんど影響ないことが判ったので補正はしなかった。



## § 4. 単ぐい鉛直載荷試験

### 4.1 試験計画

#### 4.1.1 載荷方法

荷重を加える方法としては、緩速多サイクル方式で、下記の4サイクルで行なった。

第1サイクル 0→100→200→100→0 t

第2サイクル 0→100→200→300→400→300→200→100→0 t

第3サイクル 0→200→300→400→500→600→500→400→200→0 t

第4サイクル 0→200→400→500→600→700→800→700→600→400→200→0 t

#### 載荷要領は

処女荷重および無載荷時においては沈下がほぼ止まるまでとし、沈下の進行が10分間に $1/100$ m/m以下を判定基準の原則とした。また再、除荷時は沈下の進行が5分間に $1/100$ m/mを判定基準の原則とした。

#### 沈下の測定は

0, 30秒, 1, 2, 4, 8, 10分以下5分ごとに行なっており、ひずみの測定は沈下の進行が少なくなった10分間経過後から始めた。

#### 4.1.2 載荷装置

載荷装置は図-17、写真-2に示すように反力ぐい形式で(反力ぐい4本)、ジャッキは油圧式300ton 4台、ポンプは電動式油圧ポンプ1, 200tonを用いている。

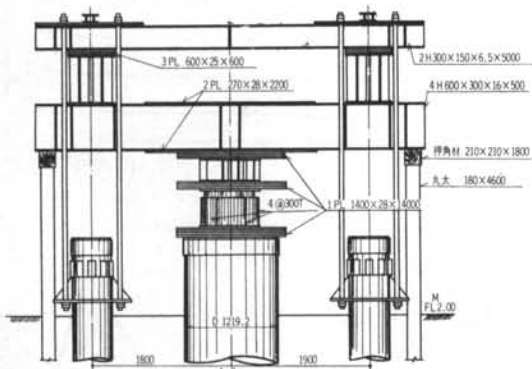


図-17 鉛直載荷試験装置

#### 4.1.3 測定計器

測定計器は、試験ぐいにくい頭沈下量測定用ダイヤルゲージ4個(ストローク30m/m, 最小目盛 $1/100$ mm)と図-6に示すカールソン型ひずみ計, 反力ぐいには各ぐいに1個ずつダイヤルゲージ(ストローク30m/m, 最小目盛 $1/100$ m/m)を配した。

## 4.2 試験結果

試験ぐいの荷重(P)～沈下量(S)～時間(T)の関係は図-18に示すようになり、荷重～沈下量の関係はなだらかな曲線を描き最高荷重800tonで沈下量は23.5m/mとな

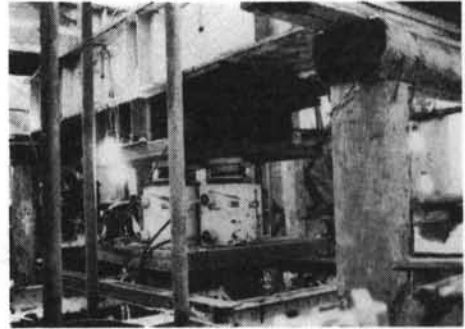


写真-2 鉛直載荷装置

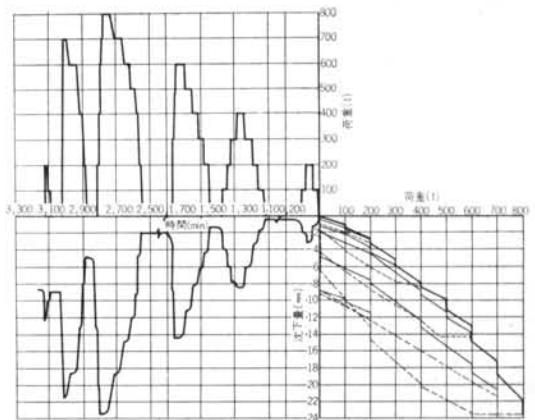


図-18 鉛直載荷試験「荷重～沈下量」「荷重～時間」「沈下量～時間」

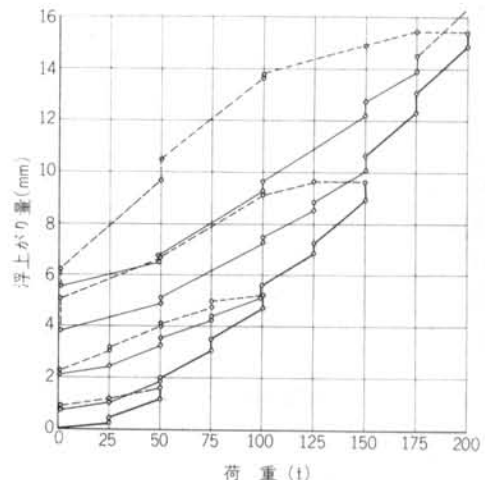


図-19 鉛直載荷試験 反力ぐいの「荷重～浮上り量」の一例 (No.1) ぐい

っている。また地盤が砂分を多く含んでいるため沈下の停止する時間が少なくなっていることも観察される。反力ぐいの代表的な「荷重(試験ぐいに载荷している荷重の1/4)～浮上り量」の関係は図-19のようになり、まだ極限支持力までは到達していないと思われる。

またくい体に生ずるひずみは図-20のようになり、値が多少ばらついているが、これは計器取付け方法により生ずものとする。

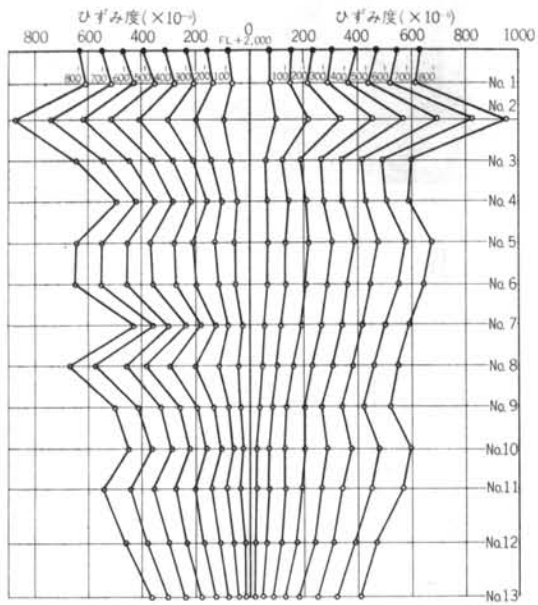


図-20 鉛直载荷試験 ひずみ分布図

4.3 考察

4.3.1 降伏荷重

降伏荷重の判定は普通

「log P ~ log S」関係 図-21

「log t ~ S」関係 図-22

「ds/d(log t) ~ P」関係 図-23

によって行なう。これらの図をみると本試験の場合に降伏荷重は明りようには現われていない。

4.3.2 軸力分布および周面摩擦力について

図-20のひずみを用い下式により軸力を算定し、深さ方向の分布を描くと図-24になる。

$$P_x = \sigma_x \cdot A_x = E \cdot \epsilon_x \cdot A_x \quad \dots\dots(2)$$

- ここで  $P_x$  : 深さ  $x$  点における軸力
- $\epsilon_x$  : 深さ  $x$  点におけるひずみ度
- $A_x$  : 深さ  $x$  点におけるくい材の断面積

図-24をみると地表面(標高+2.00m)より測定点 No.13 (標高-18.00m) の20m間の軸力がほぼ直線的であるの

で、図-24に示すように代表軸力直線をひき、これを軸力分布とする。この軸力からくいと土の摩擦力が式より求まる。

$$f_x = \frac{P_0 - P_x}{2\pi R_x} \quad \dots\dots(3)$$

- ここで  $P_0$  : くい頭荷重
- $R$  : くい半径
- $x$  : 地表面よりの深さ

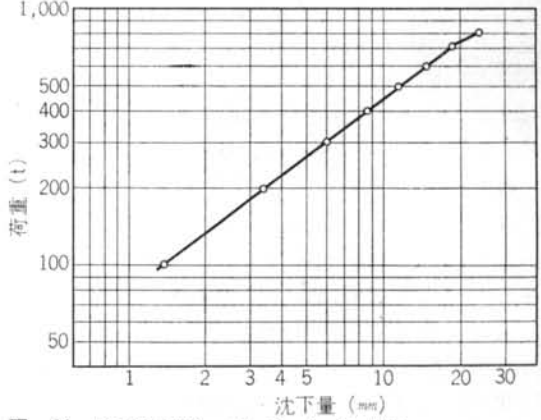


図-21 鉛直载荷試験 「log P ~ log S」関係

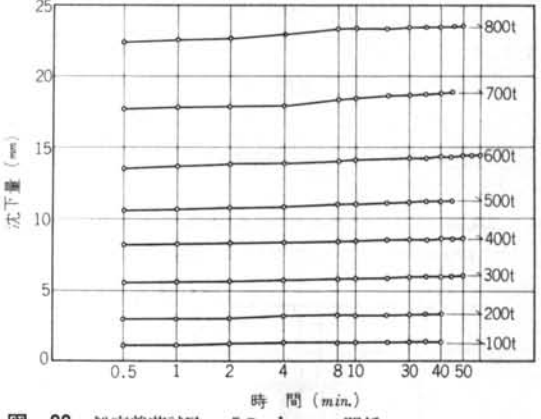


図-22 鉛直载荷試験 「S ~ log t」関係

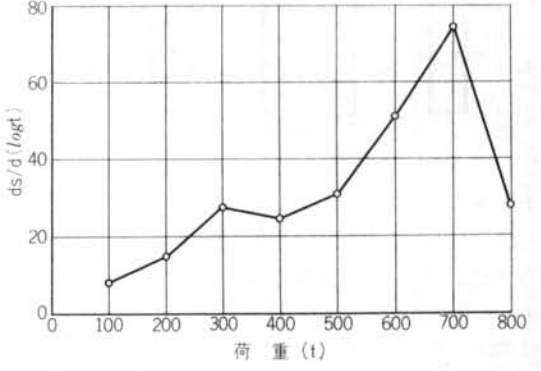


図-23 鉛直载荷試験 「ds/d(log t) ~ P」関係

また、地表面より  $x$  の深さの沈下量  $S_x$  は

$$S_x = S_0 - \frac{P_0 + P_x}{EA_x} \quad \dots\dots(4)$$

ここで  $S_0$  : くい頭沈下量

$E$  : くいヤング率

上式を用い、地表面より深さ 3 m, 10 m, 17 m における周面摩擦力～変位の関係は図-25 になり、これを対数表示すると図-26 になる。これらの図から周面摩擦力～変位関係の性状が明らかに変わる点が見出しにくいので周面摩擦力は降状していないと見てよいであろう。

次に土の強度性状から周面摩擦力の極限を推定してみると次のようになる。

まず

$$f = K_s \cdot q_t \cdot \tan \delta_i \quad \dots\dots(5)$$

ここで  $K_s$  : 土圧係数

$q_t$  : くい周地盤中の各地層の中心点における有効上載圧力

$\delta_i$  : くい周地盤中の各地層の壁面摩擦角

で算定する。地層の厚さを 20 m とすると上載圧は

$$q_t = 1 \text{ t/m}^2 \times 10 = 10 \text{ t/m}^2$$

地層をゆるい砂とすれば  $K_s \tan \delta_i = 0.25$  であるので

$$f = 0.25 \times 10 = 2.5 \text{ t/m}^2$$

しまった砂であれば  $K_s \tan \delta_i = 1.00$  であるので

$$f = 1.0 \times 10 = 10 \text{ t/m}^2$$

となる。N 値より判断して地層は中位の砂であり、また

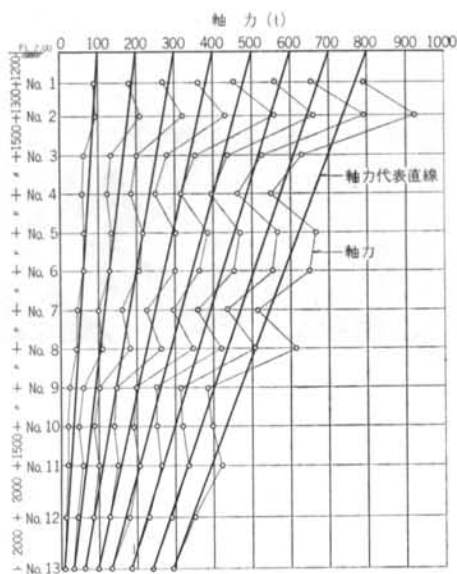


図-24 鉛直載荷試験 軸力図

くい打込みによりくい周辺部はかなり締められると考えられるから、周面摩擦力は  $10 \text{ t/m}^2$  の方に近いと思われる。

次に N 値から周面摩擦力を次式により算定すると

$$f = N \times 5 \text{ (t/m}^2\text{)} \quad \text{ここで } N : \text{平均N値} \dots\dots 26$$

$$f = 26/5 = 5.2 \text{ t/m}^2$$

になる。

以上の考察の結果をまとめると、くい頭部における鉛直支持力は荷重 800 ton まで降状荷重が現われていないとみてよいと思われる。

しかし、本試験ではくい打ち前に取付けたはずみ計および中間部沈下測定用のロッドが使用不能になってしまったために、

1) くい全体の軸力分布および周面摩擦力～変位の関係

2) くい先端部の「荷重～沈下」の関係

がわからない。したがってくい頭にかかる荷重のくい周面とくい先端で分担する割合、くい先端部地盤の支持力性状がわからないために総合的なくいの支持力性状についての判断が下せない。

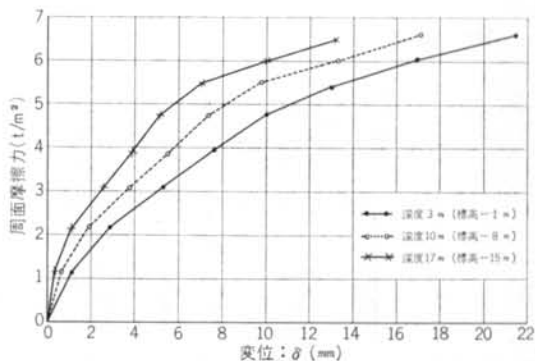


図-25 鉛直載荷試験 「周面摩擦力～変位」関係

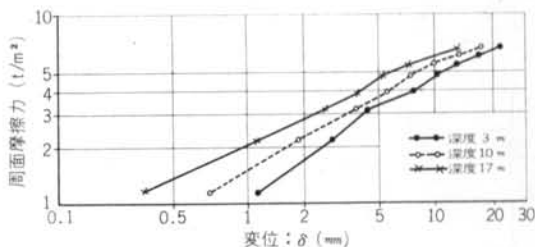


図-26 鉛直載荷試験 「 $\log f \sim \log \delta$ 」関係

## § 5. 単ぐい基礎強制振動試験

### 5.1 試験概要

#### 5.1.1 試験体

試験体の概要を図-27に示してあるが、鉛直載荷試験を行なったAぐいのくい頭に起振機を固定したものである。

#### 5.1.2 測定法

振動および応力測定は図-28のブロックダイアグラムに示す計器を使用した。

振動測定の概要は図-27に示す位置にピックアップを置き2点同時測定を行なった。

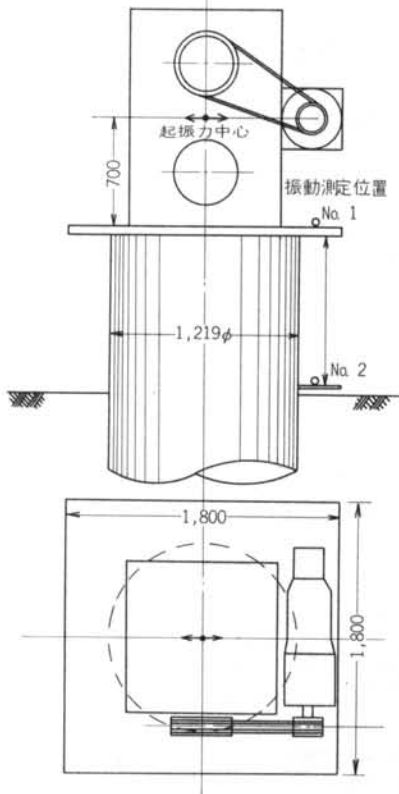


図-27 試験体および測定概要図

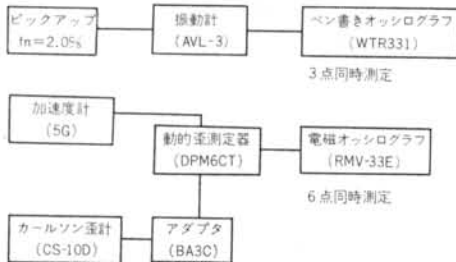


図-28 測定器のブロックダイアグラム

### 5.1.3 起振機

本試験に使用した起振機は10ton起振機といわれているもので、北海道開発局土木試験所より借用したものである。

起振力特性は図-29に示したように、最大加振モーメントは7.8ton-cmで、振動数範囲は0~15c/sとなっている。

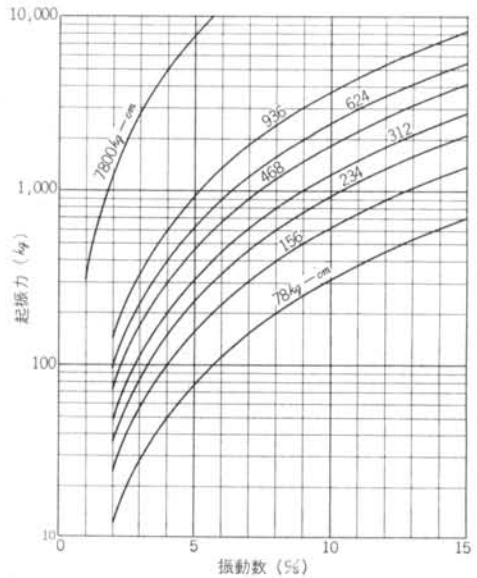


図-29 起振機の起振力特性

据付け方法は写真-3に示したように鋼管上端に鉄板を溶接して、8本のボルトで起振機を鉄板上に固定した。

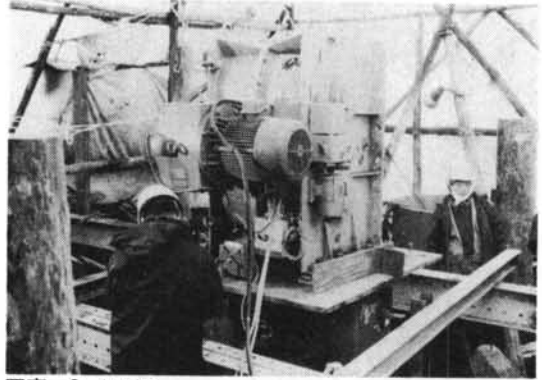


写真-3 起振機

### 5.1.4 試験方法

基礎ぐいに動的水平力を加えた場合の動特性を調べるために強制振動試験を行なった。

加振モーメントは、78、156、234kg-cmの3種類で、加振力(振動数)は徐々にあげる極緩速方法(Run Down)と階段状(Steady State)方法の2方法で基礎ぐいの振動数-振幅特性を調べた。

その際のピックアップの位置は鋼管上端と、ロッキング量を調べるために上端から1m下がった位置にプレートを溶接してその上にピックアップを置いて測定した。

強制振動時における管内応力の測定は、振動を定常状態に保ちながら深さ方向の分布を6点同時測定で盛替えて行なった。この際に加振モーメントは234kg-cmで、深さ方向の応力分布測定は、応答が小さいので最深度7.5mのひずみ計までとした。

自由振動試験は、写真-4に示してあるように隣接しているBぐいを反力としてセンターホールジャッキで鉄筋を緊張した後にガス切断する方法をとった。

切断直後に派生する自由減衰振動は加速度計(5G)にて測定したが、加速度計の設置は鋼管ぐい上端に石膏で固定した。

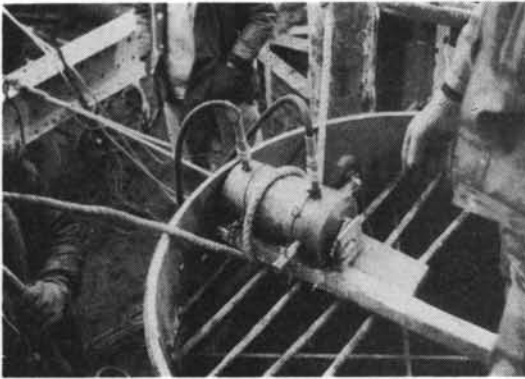


写真-4 自由振動試験装置

## 5.2 試験結果

### 5.2.1 振動数-振幅特性

図-30は静的水平加力試験前の各加振モーメントにおける振動数-振幅特性で、図-31は静的水平加力試験後の振動数-振幅特性である。

以上の結果を見て判るように、起振機の能力が約13 c/s までしかあげられなかったので共振現象は観測されなかった。

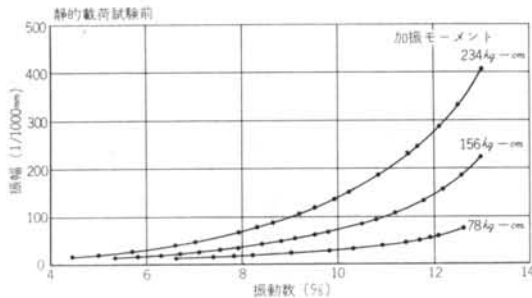


図-30 No.1点における振動数-振幅特性

また、静的水平加力試験は振動試験の変位に比較して相当大きな変形であるので、その影響をみるために載荷試験前後に振動試験を行なったが、結果をみて判るよう

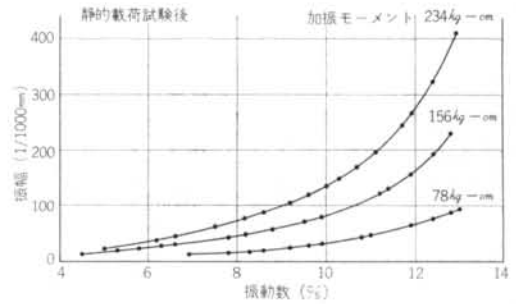


図-31 No.1点における振動数-振幅特性

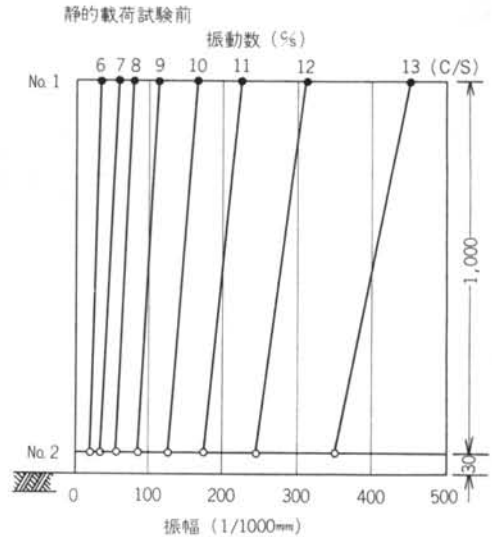


図-32 No.1, No.2点における水平振幅分布

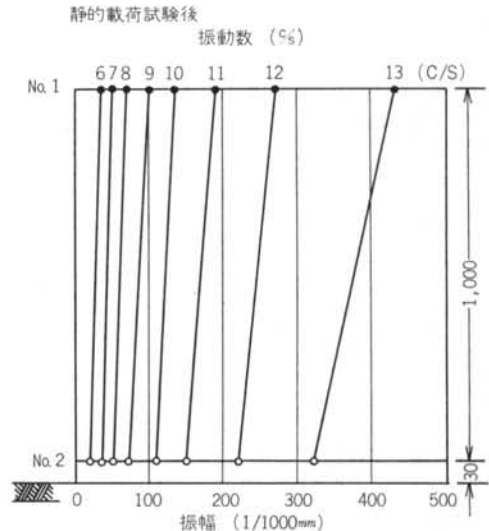


図-33 No.1, No.2点における水平振幅分布

に顕著な影響は観察されなかった。

### 5.2.2 振動モード

図-32, 33は同基礎の No.1, No.2 点における振幅分布を表わしたものであるが、ロッキングの占める割合が大きくなっている。

以上の結果より No.1, No.2 点における回転角特性を求めたのが図-34である。

### 5.2.3 くい体の応力分布

強制振動時に変位と同時に、くい体に生ずる応力を測定したが、くい体に沿った応力分布(加振力=1,600kg, 振動数13c/s)は図-35のようになっている。

また、図-36は加振力を大きくした場合(加振力=3,640kg, 10.8c/s)のA系列の応力分布を示したものであるが、同じような傾向になっている。

この測定結果のひずみ振幅よりくい体に生ずる曲げモーメントを次式によって算出すると図-37のようになる。

$$\left. \begin{aligned} \text{曲げモーメント } M_s &= \sigma_s \cdot Z \quad (\text{kg-cm}) \\ \text{曲げ応力 } \sigma_s &= E \cdot \varepsilon_s \quad (\text{kg/cm}^2) \end{aligned} \right\} \dots\dots (6)$$

ここに Z: くいの断面係数  $\varepsilon_s$ : 測定ひずみ  
E: 鋼管ぐいのヤング係数

### 5.2.4 自由振動試験

図-38は荷重除荷直後に派生する自由減衰振動波形であるが、この記録を読取ることによって減衰常数  $h$  と固有振動数  $f_n$  が求まる。

自由減衰振動波形から、複振幅を図-39のようにm番目ごとにN個読取ると

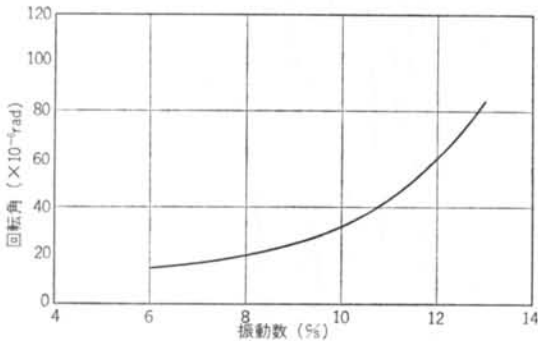


図-34 同基礎の回転角特性

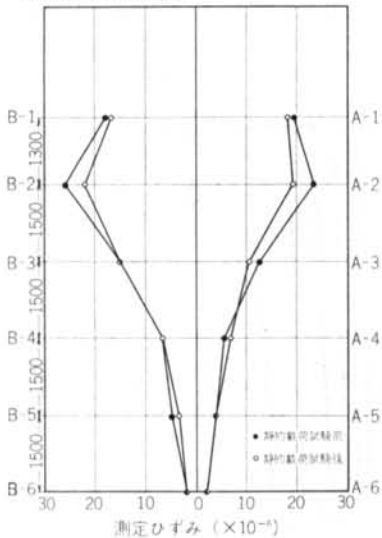


図-35 強制振動時における管内ひずみ分布(加振力1,600kg, 振動数13c/s)

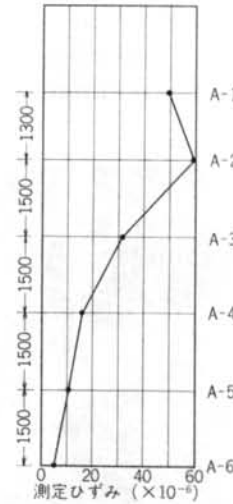


図-36 強制振動時における管内ひずみ分布(加振力3,640kg, 振動数10.8c/s)

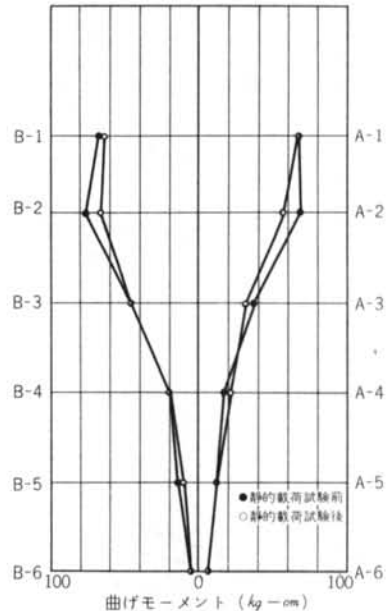


図-37 強制振動時における曲げモーメント分布

$$W_n = W_1 V^{-m(N-1)}$$

$$\log_{10} W_n = (\log_{10} W_1 + m \log_{10} V) - (m \log_{10} V) N$$

横軸にN, 縦軸に  $\log_{10} W_n$  をとって読取値を記入すれば, その直線の勾配は  $m \log_{10} V$ , すなわち対数減衰率のm倍になる. よってグラフの勾配より減衰比が算出される.

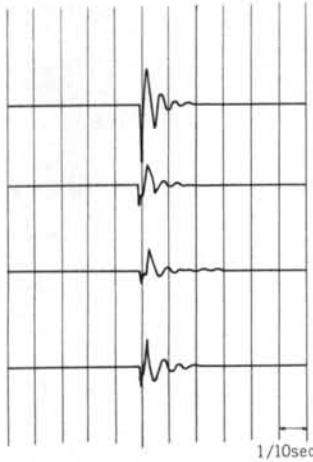
減衰比Vと減衰常数hとの関係は次式で表わされる.

$$h = \frac{\log_e V}{\sqrt{\pi^2 + (\log_e V)^2}} \dots\dots\dots(7)$$

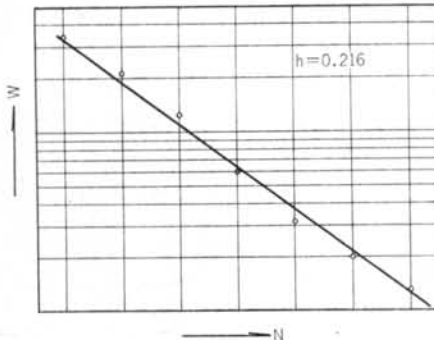
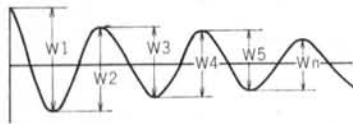
以上の方法によって算定した減衰常数hと固有振動数  $f_n$  は次のようになる.

$$\text{減衰常数 } h = 0.216$$

$$\text{固有振動数 } f_n = 18 \text{ c/s}$$



図—38 自由減衰振動波形記録の一例



図—39 減衰常数の算定図

### 5.3 試験結果の解析および考察

#### 5.3.1 動的ばね常数

減衰1自由度系の強制振動の解は(8)式で表わされる.

$$u_x = \frac{F_0}{K} \cdot \frac{1}{\sqrt{(1 - \tau\omega^2/\tau\omega_n^2)^2 + 4h^2\tau\omega^2/\tau\omega_n^2}} \dots\dots\dots(8)$$

ここに  $F_0 = mr\omega^2$ : 加振力  $mr$ : 加振モーメント

$K$ : ばね常数  $\tau$ : 回転角振動数

$\tau\omega_n$ : 基礎の固有角振動数  $h$ : 減衰常数

ここで, 強制振動試験の結果(振動数—振幅特性)より, 式(8)を用いてばね常数Kを算出すると静的水平加力試験前後のばね常数は表—7のようになり, 静的水平

(静的加力試験前)

振動数 (c/s)	振 幅 ( $\mu$ )	加振力 (kg)	動的ばね常数 (ton/cm)
6.0	40	390	100.2
8.0	85	640	103.8
10.0	160	1,000	98.3
12.0	310	1,440	85.0

平均動的ばね常数 96.8ton/cm

(静的加力試験後)

振動数 (c/s)	振 幅 ( $\mu$ )	加振力 (kg)	動的ばね常数 (ton/cm)
6.0	35	360	114.7
8.0	70	640	111.3
10.0	135	1,000	102.1
12.0	270	1,440	106.8

平均動的ばね常数 101.8ton/cm

表—7 振動試験より得られた動的ばね常数

加力試験の方が約10%大きくなっている.

それから静的水平加力試験の前後に微小変形の静的水平載荷試験を行なったが, 図—40がその結果でこの結果より図—41に示す方法で静的ばね常数を求めると表—8のようになる.

(静的加力試験前)

荷 重 (ton)	弾塑性変形量 ( $\mu$ )	静的ばね常数 (ton/cm)
1.0	120	83.5
2.0	250	80.0
3.0	400	75.0

平均静的ばね常数 79.4ton/cm

(静的加力試験後)

荷 重 (ton)	弾塑性変形量 ( $\mu$ )	静的ばね常数 (ton/cm)
1.0	110	90.8
2.0	230	87.0
3.0	370	81.2

平均静的ばね常数 86.3ton/cm

表—8 静的水平加力試験より得られた静的ばね常数



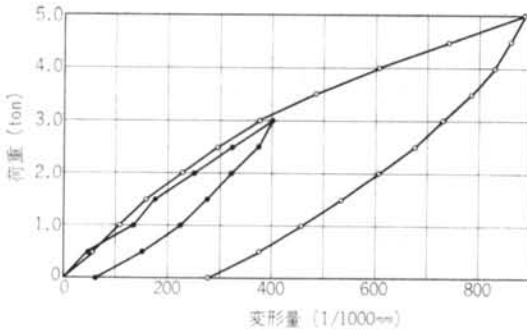


図-40 静的水平加力試験の結果(微小変形)

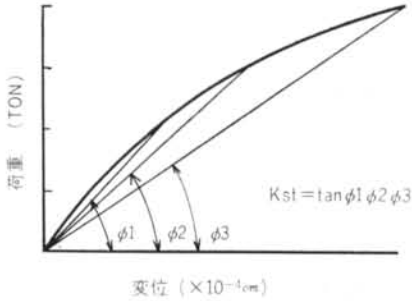


図-41 静的ばね常数の算定

ここで、静的ばね常数と動的ばね常数を比較すると、静的水平加力試験前

$$\frac{\text{動的ばね常数}}{\text{静的ばね常数}} = \frac{96.8(\text{ton/cm})}{79.4} = 1.22$$

静的水平加力試験後

$$\frac{\text{動的ばね常数}}{\text{静的ばね常数}} = \frac{101.8(\text{ton/cm})}{86.3} = 1.17$$

となり、いずれも動的水平ばね常数が約20%大きくなっている。

5.3.2 共振振動数

減衰1自由度系の共振振動数  $f_n$  は(9)式で表わされる。

$$f_n = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{K}{M} (\sqrt{1-h^2})} \quad \dots\dots(9)$$

同基礎の場合、減衰常数  $h=0.216$ 、質量  $M \approx 3.5\text{kg} \cdot \text{s}^2/\text{cm}$ 、動的ばね常数  $K=101.8 \times 10^3 \text{kg}/\text{cm}$  となっているので、(9)式で固有振動数を算出すると  $f_n=27.9\text{c/s}$  となる。

今回の実験では、起振機の性能が  $15\text{c/s}$  までとなっており、この範囲では同基礎の共振現象は観測されなかったが、自由振動試験より同基礎の共振振動数が得られたので、計算値と実測値を比較すると

$$\frac{\text{計算値}}{\text{実測値}} = \frac{27.9\text{c/s}}{18.0} = 1.55$$

となり、計算値の方が55%大きくなっている。

このように実測値と計算値が異なる原因としては、上記の計算における質量は地上部分だけしか考えていないが、同基礎の場合地盤の剛性に比べてくいの剛性が高いのでくいと同位相で振動する周辺の土を付加質量  $M_E$  (Equivalent Mass) として考慮しなければならない。

そこで、実測値の共振振動数  $f_n=18\text{c/s}$  に合うような付加質量  $M_E$  を求めると、 $M_E=3.44\text{kg} \cdot \text{s}^2/\text{cm}$  となり、同基礎を1自由度系の振動と考えると地上部分の質量と同じ位の付加質量を考えねばならない。

5.3.3 減衰常数

構造物の復元力特性が図-42のような履歴特性を有する場合、振動時にその面積に相当するエネルギーが費され、振動減衰の主要因となる。

この減衰性の程度を表わすのに等価粘性減衰の形で用いる方法がある。1)

粘性減衰を有する1質点系に強制力  $P_0 \sin \omega t$  が作用する場合の運動方程式は式(10)で表わされる。

$$M\ddot{x} + C\dot{x} + Kex = P_0 \sin \omega t \quad \dots\dots(10)$$

$x$ : 質点の変位  $M$ : 質量  $C$ : 減衰係数  
 $Kex$ : 等価ばね常数

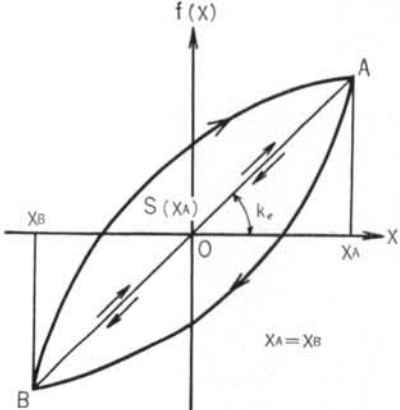


図-42 定常履歴の復元力特性

図-41のように復元力特性がループを描く場合、ばね常数は一定とならないが、これを直線O-Bで表わされる等価ばね常数  $K_e$  をもつ材にループの面積に相当する減衰を有する振動系と考え、その等価粘性減衰常数  $h_e$  を求めると次のようになる。

この定常振動解を  $x=x_A \sin \omega t$  と仮定すれば、その時の減衰力のなす1周期当りのエネルギーは、

$$\Delta W = \int_0^{2\pi} \omega C \dot{x} dx = C\pi \omega x_A^2 = 2\pi h_e x_A^2 \omega / \omega_n \quad (11)$$

ここに  $h_e = C/Ccr$ ,  $Ccr = 2\sqrt{Ke \cdot M}$ ,  $\omega_n = \sqrt{Ke/M}$  であり、このエネルギーがループの面積  $S(x_A)$  に等し

いわけであるから、等価減衰常数  $h_e$  は式(12)で求められる。

$$h_e = \frac{S(x_A)}{2\pi K e \lambda_e x_A^2} \dots\dots\dots(12)$$

ここに  $\lambda_e = v/\omega n$ , 共振時  $\lambda_e = 1$

図-43は本試験の単ぐい基礎の交番加力試験の結果であるが、式(12)により等価粘性減衰常数  $h_e$  を算出すると次のようになる。

20 ton	$h_e = 0.128$
40	$h_e = 0.108$
60	$h_e = 0.109$

また、自由減衰振動試験より得られた減衰常数  $h$  は  $h = 0.216$  となっており、約50%程度にしか相当しない。

したがって残りの50%は振動エネルギーの地下逸散による減衰と考えられる。

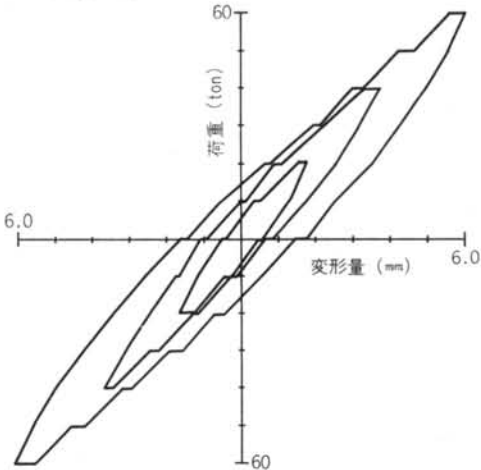


図-43 静的水平交番加力試験の結果

## § 6. 単ぐい水平交番加力試験

### 6.1 試験計画

#### 6.1.1 加力装置

加力装置は図-44に示すように、くいに反力を取り100tonの分離式油圧ジャッキにより加力した。(写真-5)

#### 6.1.2 測定計器の配置

くい頭の変位量関係は図-44に示すようにダイヤルゲージ(ストローク30mm, 最小目盛 $1/100$ mm)を配置した。またくい体のひずみの測定には図-6に示すようにカールソン型ひずみ計を用いた。

#### 6.1.3 加力方法

加力方法は緩速多サイクル方式で下記の水平力を左右

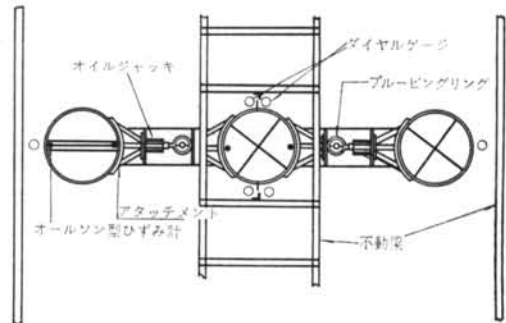
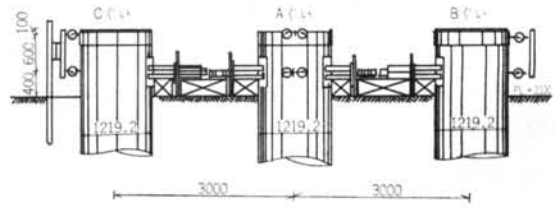


図-44 単ぐい水平交番加力試験装置



写真-5 単ぐい水平交番加力試験(測定状況)

交互に加力した。

- 0→5→10→5→0 t
- 0→5→10→15→20→15→10→5→0 t
- 0→10→15→20→25→30→25→20→10→0 t
- 0→10→20→30→40→50→40→30→20→10→0 t
- 0→10→20→30→40→50→60→70→60→50→40→30→20→10→0 t

加力要領は

変位の進行がほぼ止まるまでとし、変位の進行が5分間に $1/100$ mm以下を判定基準とした。

変位量の測定は

0, 30秒, 1, 2, 4, 8, 10分以上5分間ごとに  
行なった。また, ひずみの測定は所定荷重到達時より4分  
間経過後より開始した。

## 6.2 試験結果

Aぐいの水平力~変位の関係は図-45に示すように非

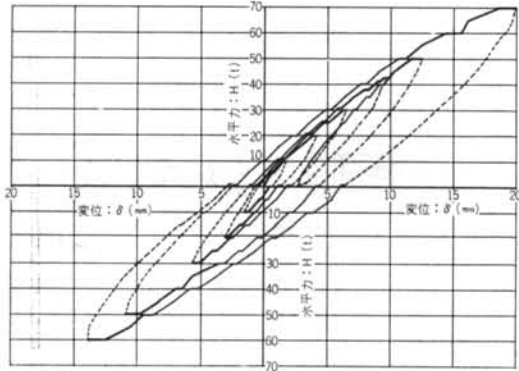


図-45 単ぐい水平交番加力試験「水平力~変位」関係 (A, B, Cぐい) (加力点)

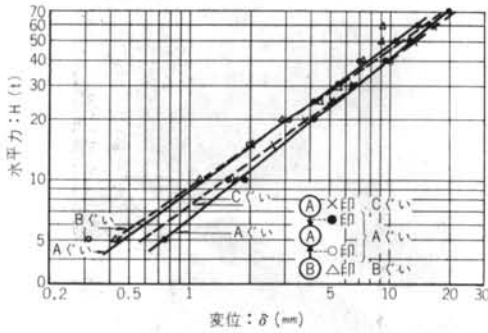


図-46 単ぐい水平交番加力試験「logH~logδ」関係 (A, B, Cぐい) (加力点)

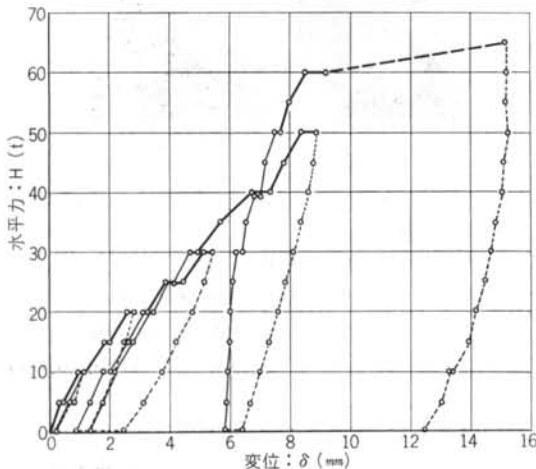


図-47 単ぐい水平交番加力試験「水平力~変位」関係 (Bぐい) (加力点)

線型となりこれを両対数表示すると図-46のように一直  
線上にのる。この関係はB, Cぐいの場合も同じで, 図-  
47, 48のようになる。また水平力~傾斜角の関係は図-  
49に示すようになる。ここでBぐいの変位, 傾斜角が40  
ton 時より小さくなっているのは, Bぐいの後方に障害  
物があり40tonがあたりよりぐいがこれに接触して力が  
逃げたためである。

またぐい体のひずみの分布は図-50~52に示すよう  
になり, 深さ2.5mあたりで最大のひずみとなる。

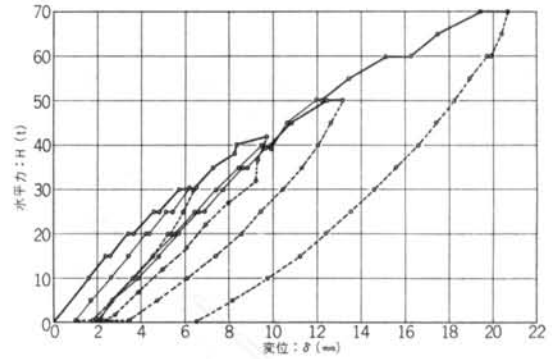


図-48 単ぐい水平交番加力試験「水平力~変位」関係 (Cぐい) (加力点)

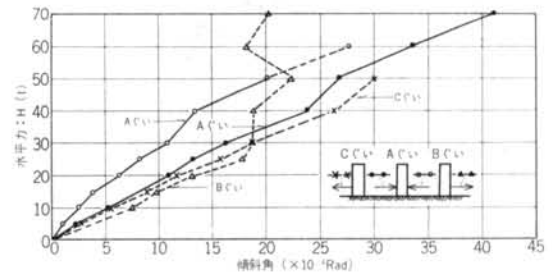


図-49 単ぐい水平交番加力試験「水平力~傾斜角」関係 (Aぐい, Bぐい, Cぐい)

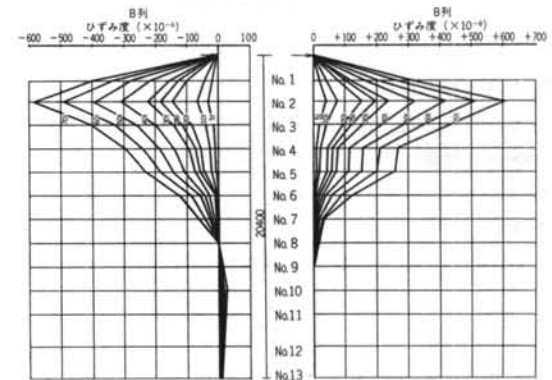


図-50 単ぐい水平交番加力試験 ひずみ分布図 (A<sub>1</sub>: AぐいCをぐい方向より加力)

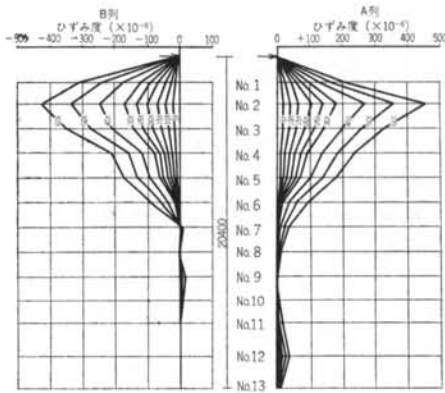


図-51 単ぐい水平交番加力試験 ひずみ分布図 (A<sub>2</sub>: AぐいをBぐい方向より加力)

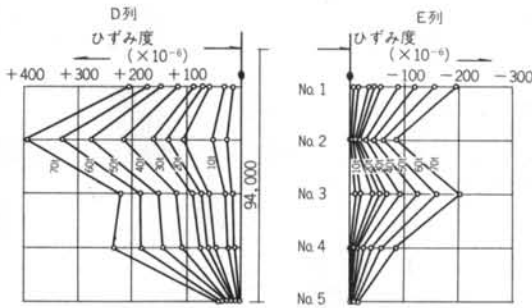


図-52 単ぐい水平交番加力試験 ひずみ分布図 (Cぐい)

### 6.3 考察

#### 6.3.1 水平力～変位関係について

今までに当研究所で行なった水平加力試験結果から、鋼管ぐいの水平力(H)～変位(δ)の関係は図-53のように両対数グラフ上で直線性を有し

$$H = \alpha \cdot \delta^n = \alpha \times \delta^{0.70}$$

で表わせることがわかっている。今回の試験結果も図-46, 54に示されるように同様なことがいえる。これらの図からH～δの関係を求めると結果は次のようになる。

AぐいをCぐい方向より加力した場合

$$H_{A1} = 41.000 \times \delta^{0.81}$$

AぐいをBぐい方向より加力した場合

$$H_{A2} = 48.000 \times \delta^{0.74}$$

Cぐいの場合

$$H_C = 41.000 \times \delta^{0.74}$$

Bぐいの場合

$$H_B = 46.000 \times \delta^{0.71}$$

また No.1～No.4 ぐいは

$$H_1 = 15.000 \times \delta^{0.75}$$

$$H_2 = 15.000 \times \delta^{0.65}$$

$$H_3 = 14.000 \times \delta^{0.73}$$

$$H_4 = 20.000 \times \delta^{0.70}$$

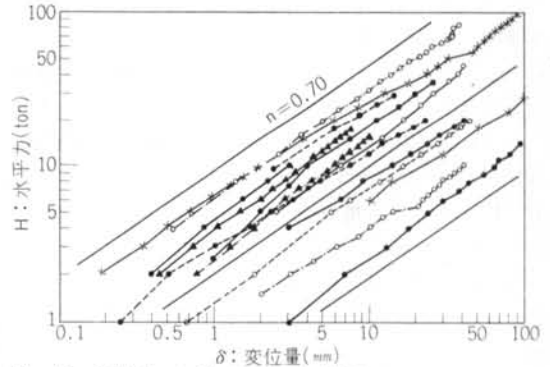


図-53 鋼管ぐいの「logH～logδ」関係

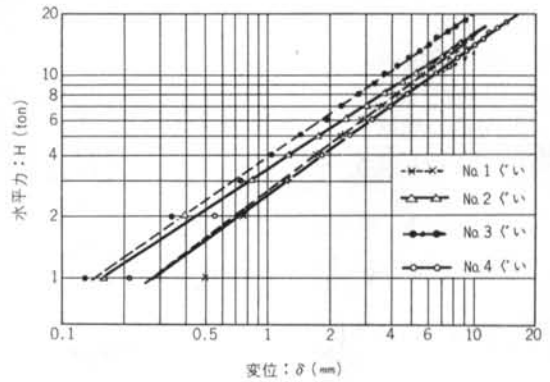


図-54 単ぐい水平交番加力試験(No.1～No.4ぐい)「logH～logδ」関係(加力点)

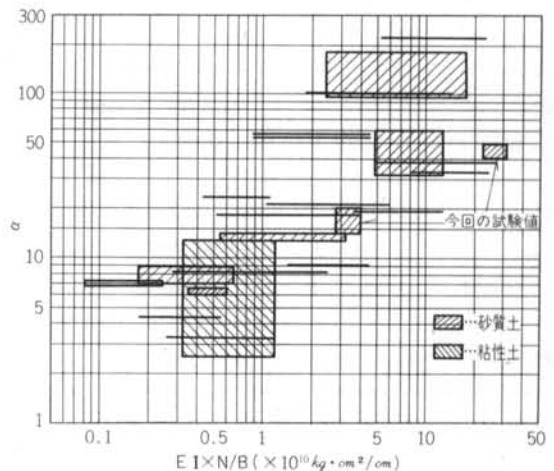


図-55 鋼管ぐいの「α～EI×N/B」関係

となり、まず  $n$  についてみると  $n=0.65\sim 0.81$ , 平均で  $0.73$  となり今までの結果と同じ値となっている, 次に  $\alpha$  について考える, これまでに得られた結果によると図-55のように  $\alpha$  は  $E I \times N/B$  に比例している, 今回の結果をこの図上に入れてみると前の結果と一致する傾向を示している,

### 6.3.2 地盤反力係数について

地盤反力係数を次に述べるような種々の方法により算定してみる.

ただし水平加力試験結果より逆算する場合は加力点の変位が  $1\text{ cm}$  の場合とする.

#### 1) Chang の式を用いて

- a)  $H \sim \delta$  関係から逆算
- b)  $H \sim \theta$  関係から逆算

#### 2) プレシヨ・メーター試験結果から

#### 3) N値を用いて

- a) Schultze and Menzenbach
- b) 福岡式

#### 4) ひずみ測定値より計算

##### 1) Chang の式

- a)  $H \sim \delta$  関係

$$\delta = \frac{H \cdot h^3}{3EI} \cdot \frac{(1 + \beta h)^3 + 0.5}{(\beta h)^3} \quad \dots\dots\dots(13)$$

ここで  $h$ : 加力高さ

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{Es}{4EI}}$$

$$\phi 1219.2 \text{ の } \begin{cases} Es = 236 \sim 296 \text{ kg/cm}^2 \\ K = Es/B = 1.94 \sim 2.43 \text{ kg/cm}^3 \end{cases}$$

$$\phi 508 \text{ の } \begin{cases} Es = 169 \sim 220 \text{ kg/cm}^2 \\ K = Es/B = 3.33 \sim 4.33 \text{ kg/cm}^3 \end{cases}$$

- b)  $H \sim \theta$  関係

$$\theta = \frac{H \cdot h^2}{2EI} \cdot \frac{(\beta h + 1)^2}{(\beta h)^2} \quad \dots\dots\dots(14)$$

$$\phi 1219.2 \text{ の } \begin{cases} Es = 112 \sim 3.91 \text{ kg/cm}^2 \\ K = Es/B = 0.92 \sim 3.21 \text{ kg/cm}^3 \end{cases}$$

$$\phi 508 \text{ の } \begin{cases} Es = 113 \sim 182 \text{ kg/cm}^2 \\ K = Es/B = 2.22 \sim 3.58 \text{ kg/cm}^3 \end{cases}$$

##### 2) プレシヨ・メーター試験結果

$$Es = 30 \sim 90 \text{ kg/cm}^2$$

$$\phi 1219.2 \text{ の } K = Es/B = 0.25 \sim 0.74 \text{ kg/cm}^3$$

$$\phi 508 \text{ の } K = Es/B = 0.59 \sim 1.78 \text{ kg/cm}^3$$

##### 3) N値より

- a) Schultze and Menzenbach

$$Es = 105 \sim 140 \text{ kg/cm}^2$$

$$\phi 1219.2 \text{ の } K = Es/B = 0.86 \sim 1.15 \text{ kg/cm}^3$$

$$\phi 508 \text{ の } K = Es/B = 2.07 \sim 2.76 \text{ kg/cm}^3$$

##### b) 福岡の式

$$K = 0.691 \times N^{0.406} \quad K = 2.13 \sim 2.47 \text{ kg/cm}^3$$

#### 4) 測定ひずみより計算

後述のように, モーメントを2度積分すれば変位量が得られ, 2度微分すれば地盤反力が得られる. この地盤反力を変位量で割れば地盤反力係数となる.

くい頭変位量が約  $1\text{ cm}$  である  $40\text{ ton}$  時の  $0 \sim 4.5\text{ m}$  間の平均地盤反力係数を求めると  $K = 3.6 \text{ kg/cm}^3$  となる. これらの結果を一覧図にすると図-56になり, 各方法により地盤反力係数がかなりばらつくことがわかる.

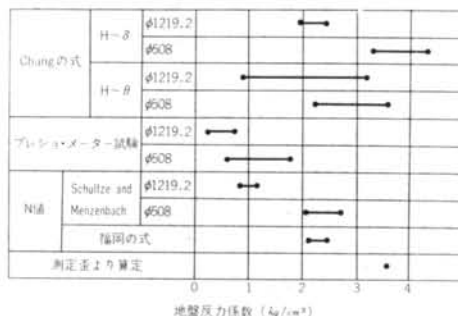


図-56 地盤反力係数一覧図

### 6.3.3 ひずみより求めた, たわみ角, 変位量, せん断力, 地盤反力について

くい材に作用するモーメント  $M_x$  は

$$M_x = \frac{\sigma_x \cdot I}{y} = \frac{\epsilon_x \cdot EI}{y} \quad \dots\dots\dots(15)$$

ここで  $\epsilon_x$ :  $x$  点におけるひずみ度

$E$ : くい材のヤング率

$I$ : くい材の断面2次モーメント

$y$ : 中軸から  $\epsilon_x$  点までの距離

で表わされる. ところで  $M_x$  とたわみ角  $\theta_x$ , 変位量  $\delta_x$ , せん断力  $S_x$ , 地盤反力  $p_x$  の関係は

$$\theta_x = \int_0^x \frac{M_x}{EI} dx \quad \dots\dots\dots(16)$$

$$\delta_x = \int_0^x \theta_x dx = \int_0^x \int_0^x \frac{M_x}{EI} dx \quad \dots\dots\dots(17)$$

$$S_x = \frac{dM_x}{dx} \quad \dots\dots\dots(18)$$

$$p_x = \frac{dS_x}{dx} = \frac{d^2 M_x}{dx^2} \quad \dots\dots\dots(19)$$

となるので, たわみ角はモーメントを1度積分, 変位量は2度積分すればよく, せん断力はモーメントを1度微分, 地盤反力は2度微分すれば求まる. A くいについて上記の方法を図式法で行なった結果が図-58, 59に示すものである. この結果をみると実測結果と多少違いがみられるが, モーメント曲線のとり方, 境界条件の取り

方、計算法自体の精度からみてこの程度の誤差はまぬがれないと考える。なおC'ぐいのモーメントも図-58に示した。

### 6.3.4 地盤反力～変位関係について

前章で求めた地盤反力  $p_x$  と変位  $\delta_x$  の深さ2.9m～3.9m間の関係を描くと図-60に示すように両対数グラフ上でほぼ直線性を有し、その勾配は約0.8程度である。

したがって  $p_x \sim \delta_x$  の関係は

$$p_x = \mu \cdot \delta_x^{0.8}$$

となる。ここでもし地盤が弾性体と仮定すれば勾配は1となるはずであるが今回の値はこれよりも小さくなっている。これは地盤が弾性体でないからである。また横山<sup>2)</sup>によるとこの勾配は0.5としてよいとしているが今回の結果はこの値より大きくなっている。

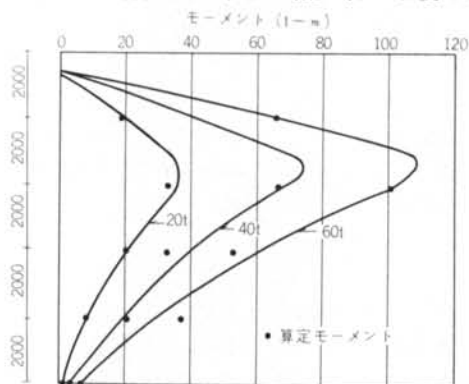


図-59 単ぐい水平交番加力試験 モーメント図 (C'ぐい)

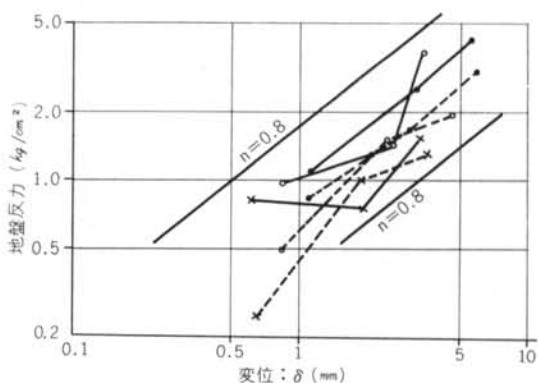


図-60 単ぐい水平交番加力試験「 $\log p_x \sim \log \delta_x$ 」関係

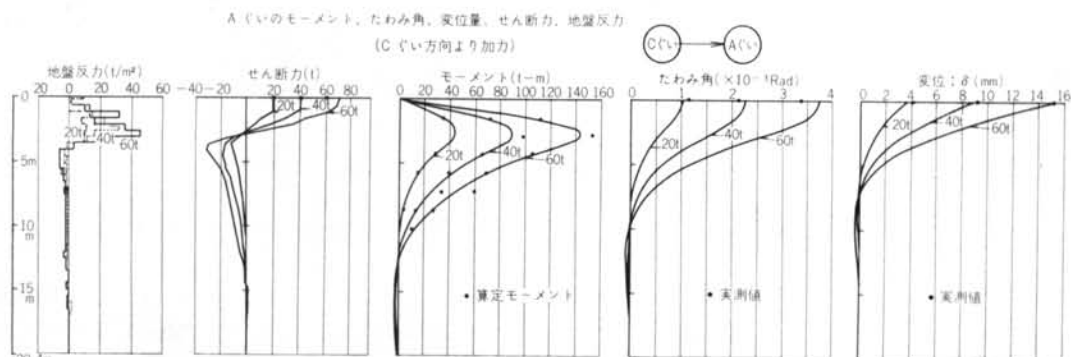


図-57 単ぐい水平交番加力試験「地盤反力、せん断力、モーメント、たわみ角、変位量」図 (A<sub>1</sub>)

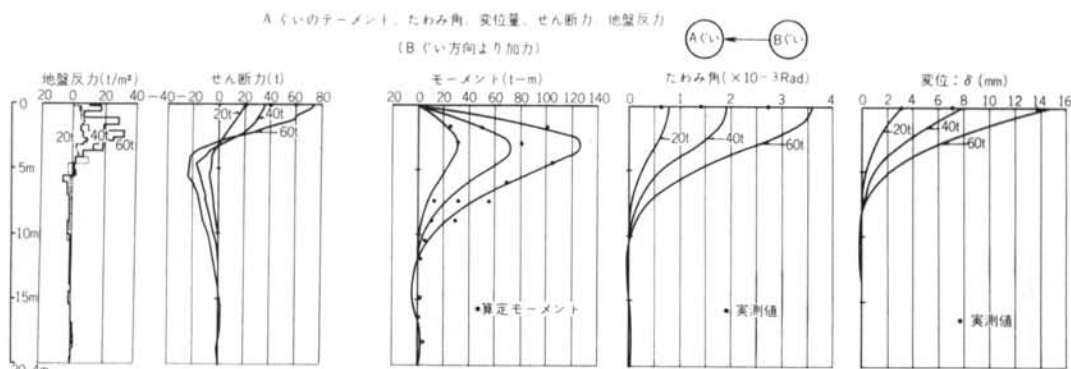


図-58 単ぐい水平交番加力試験「地盤反力、せん断力、モーメント、たわみ角、変位量」図 (A<sub>2</sub>)

以上の結果をまとめると、水平力～変位は非線型関係にあり  $H = \alpha \cdot \delta^{0.7}$  として表わされ、 $\alpha$ は  $E I \times N/B$  に比例していること、地盤反力係数は用いる方法によりかなりのばらつきが生ずること、および地盤反力～変位の関係が本試験では  $p_x = \mu \cdot \delta_x^{0.8}$  になったということがわかった。

## § 7. 組ぐい基礎強制振動試験

### 7.1 試験概要

#### 7.1.1 試験体

試験体の概要は図-61に示したように、2本の鋼管ぐいで支持された組ぐい基礎である。

また、基礎底面と地盤との縁を切つてあるが、基礎底面における摩擦抵抗の影響を除くためにこのような構造とした。

Aぐいは単ぐい試験に使用したぐいで計器類はそのままの状態になっている。

Bぐいは地下10mまで管内は堀削して、カールソンひずみ計を20個取付けてある。

コンクリート基礎の寸法は  $6.0 \times 2.6 \times 1.5$  m で、重量は約 53 ton になっている。

#### 7.1.2 測定法

測定器は単ぐい強制振動試験に使用した計器と全く同じである。

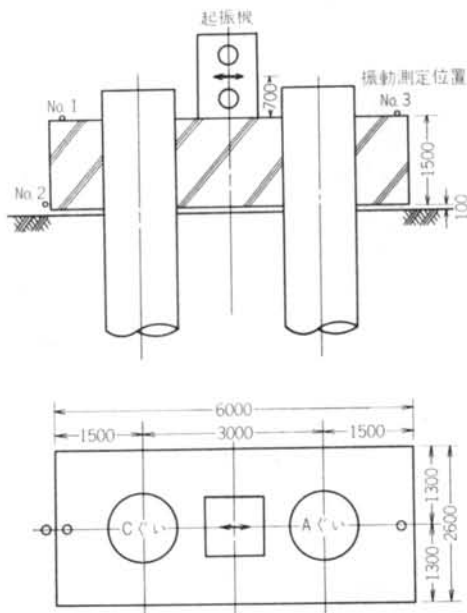


図-61 試験体および測定概要図

振動測定は図-61の概要図に示す3点で行ない、応力測定は単ぐい試験に用いたAぐいのカールソンひずみ計をそのまま使用した。

#### 7.1.3 起振機

単ぐい強制振動試験に用いた起振機と同じものである。

#### 7.1.4 試験方法

強制振動試験の方法は単ぐい基礎の場合と同じであるが、加振モーメントを大きくして 312, 468, 624, 936 kg-cm の4種類について振動数～振幅特性を調べた。

ぐい体応力の測定は、AぐいについてA列とB列の2系列のカールソンひずみ計を深度20mまで計26点について6点同時測定で盛替えて行なった。

応力測定の際の加振モーメントは936kg-cmとした。

なお、Cぐいはいく天端から深さ10mまで管内を堀削してあったので、強制振動を定常状態に保持して、ぐいの水平加速度を深さ方向に10点について測定した。

自由振動試験は、単ぐい基礎の場合と同じ方法で行なった。

## 7.2 試験結果

### 7.2.1 振動数～振幅特性

図-62は静的水平加力試験前の振動数～振幅特性で、9 c/s 付近に顕著な共振現象がみられ加振モーメントが大きくなるにつれて、共振振動数が低くなる傾向になっている。

静的水平加力試験後の振動数～振幅特性も同じく図-63のような傾向になっている。

図-64は No. 1 と No. 2 の位置における上下動振幅特性でこの結果より同基礎の回転角特性を求めたのが図-65である。

また、No. 1 と No. 2 の位置における水平振幅分布は図-66, 67のようになっている。

### 7.2.2 応力分布

図-68は強制振動時における管内応力分布を示したも

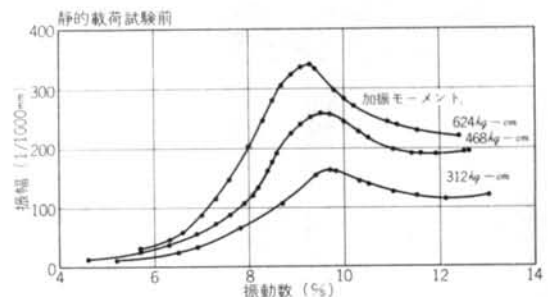


図-62 No. 1 点における振動数～振幅特性



ので、最大応力を生ずる位置はA-1（地表面）とA-4（深度4.5m）で、地表面より約1mの位置が反曲点となっている。

この測定結果より、共振時(9.0c/s、加振力P = 3 ton)

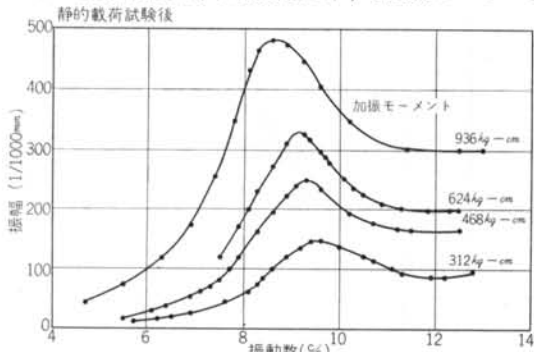


図-63 No. 1 点における振動数—振幅特性

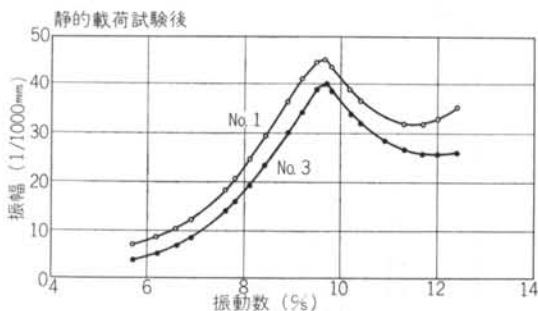


図-64 No. 1, No. 3 点における上下動振幅特性

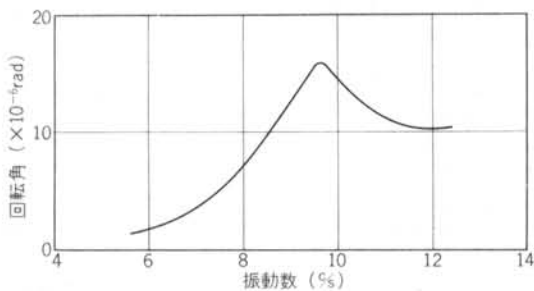


図-65 同基礎の回転角特性

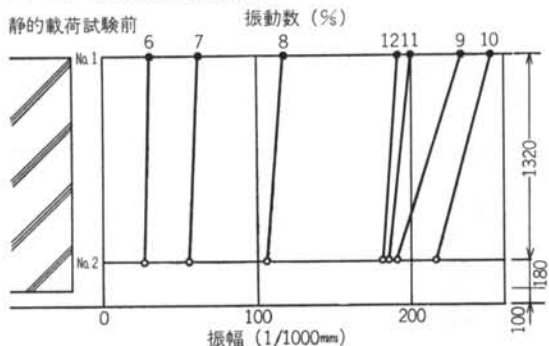


図-66 No. 2, No. 3 点における水平振幅分布

におけるくいの曲げモーメントを計算すると図-69のようになる。

### 7.2.3 加速度分布

図-70は、鋼管天端における振動数—加速度振幅特性で、変位振幅特性と同じく約9c/sに共振現象が見られる。

また、Cぐいの管内は天端より10m堀削してあったので、加速度計で強制振動時におけるくい体に沿った加速度分布を測定した。

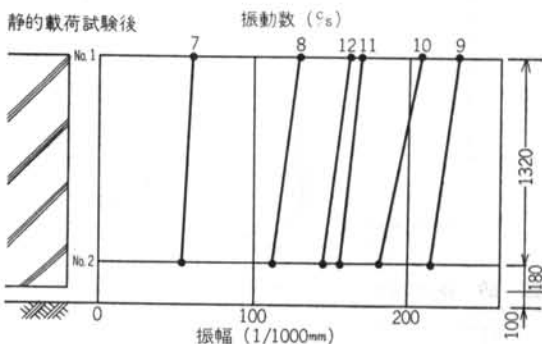


図-67 No. 2, No. 3 点における水平振幅分布

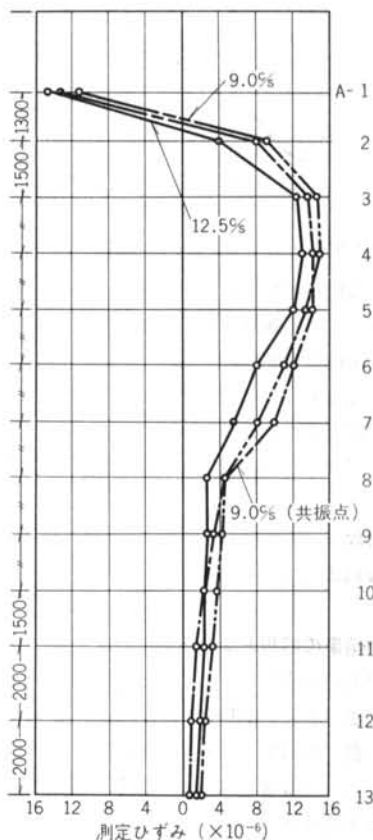


図-68 強制振動時における管内ひずみ分布

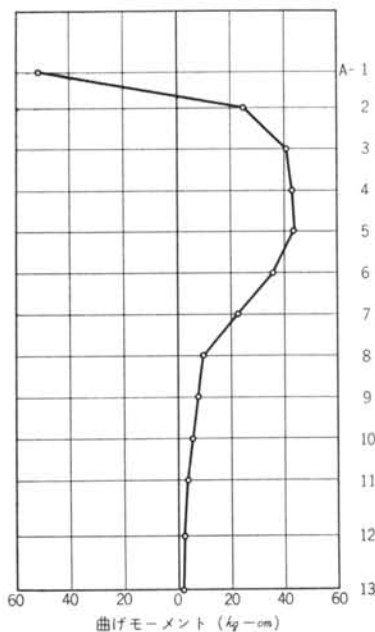


図-69 強制振動時における曲げモーメント分布

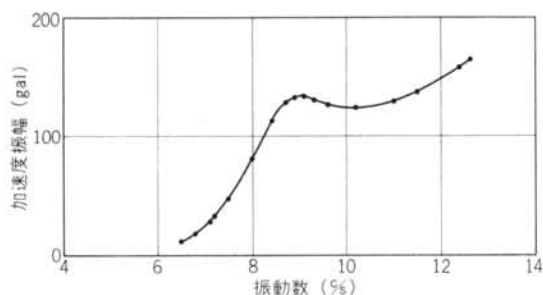


図-70 鋼管天端における振動数-加速度振幅特性

図-71は共振時(9.0c/s, 加振力P=3 ton)におけるくい体に沿った水平加速度分布を示したものである。

### 7.2.4 自由振動試験

試験の要領は単ぐい基礎の場合と同じで、その測定記録を図-72に示した。

この測定記録から減衰常数 $h$ と固有振動数 $f_n$ を読取ると次のようになる。

$$\text{減衰常数 } h = 0.125$$

$$\text{固有振動数 } f_n = 8.7\text{c/s}$$

## 7.3 試験結果の解析および考察

### 7.3.1 動的ばね常数

単ぐい基礎の場合と同様に(8)式で動的ばね常数を算出すると、表-9, 10 のようになる。

ただし、組ぐい基礎の場合共振振動数が観測されているので、各加振モーメントにおける共振時の振幅で算出した。

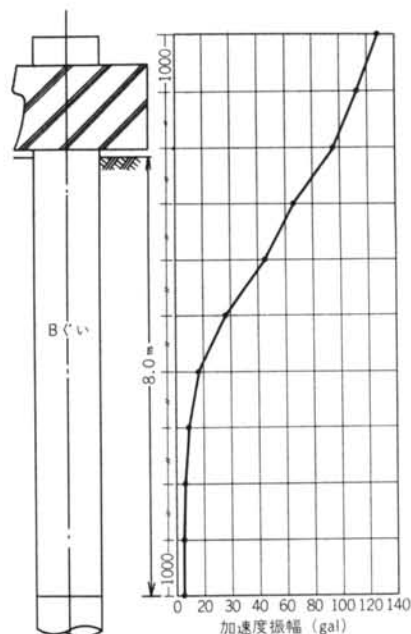


図-71 共振時におけるくい体の加速度振幅分布

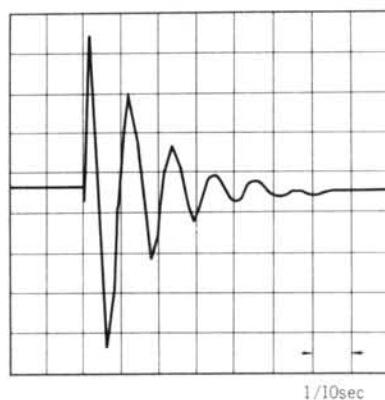


図-72 自由減衰振動波形

(静的加力試験前)

加振モーメント (kg-cm)	共振振動数 (c/s)	共振時の振幅 ( $\times 10^{-4}\text{cm}$ )	動的ばね常数 (ton/cm)
312	9.70	160	266.8
468	9.50	260	237.9
624	9.25	340	229.7

表-9 振動試験より得られた動的水平ばね常数

(静的加力試験後)

加振モーメント (kg-cm)	共振振動数 (c/s)	共振時の振幅 ( $\times 10^{-4}\text{cm}$ )	動的ばね常数 (ton/cm)
312	9.55	150	286.3
468	9.30	250	244.8
624	9.15	330	237.3
936	8.60	475	213.0

表-10 振動試験より得られた動的水平ばね常数

以上の結果より、振幅と動的ばね常数との関係を図示すると図-73のように振幅が大きくなるにつれて動的ばね常数は低下する傾向が見られる。

図-74は静的水平微小変形加力試験の測定結果であるが、この結果より静的ばね常数を換算すると図-72に示したように動の場合と同様な傾向になっている。

ここで、静的と動の場合のばね常数を比較すると、図-73を見て判るように動的ばね常数に比べて約10%小さくなっている。

### 7.3.2 共振振動数

静的水平加力試験の影響を調べるために前後2回にわたり実験を行なったが、図-62と図-63の振動数-振幅特性を比較すると、共振振動数は一致しており大体同じような傾向になっている。

したがって、静的水平加力試験後の結果のみについて考察すると、各加振モーメントにおける共振振動数は表-11のようにになっている。

表-11の共振振動数を見ると、加振モーメントが大きくなるにつれて共振振動数は低くなる傾向がある。

これは静的水平加力試験の傾向を見てわかるように、非線型の傾向にあり変形が大きくなるにつれてばね常数が小さくなるが、これが主要な原因と考えられる。

加振モーメントと共振振動数との関係を示すと図-75のようにになる。

また、単ぐい基礎と同様に付加質量  $M_E$  を算出すると、表-12のようになり、地上部の質量の38%に相当する。

これまでの考察では、共振振動数を水平運動として取扱ってきたが、図-65の振動モードを見てわかるように回転の成分がいくらかはいつている。

加振モーメント	共振振動数	共振時の加振力	共振時の振幅
(kg-cm)	(c/s)	(kg)	( $\times 10^{-4}$ cm)
312	9.55	1,160	150
468	9.30	1,650	250
624	9.15	2,090	330
936	8.60	2,770	475

表-11 共振振動数

加振モーメント	共振振動数	全質量	付加質量
(kg-cm)	(c/s)	( $S^2 \cdot \text{kg/cm}$ )	( $S^2 \cdot \text{kg/cm}$ )
312	9.55	78.5	25.5
468	9.30	70.8	17.8
624	9.15	70.9	17.7
936	8.60	72.0	19.0

平均付加質量 20.0

表-12 付加質量

そこで、回転運動による連成効果があるのでその影響を調べてみる。

同基礎の振動系を図-76に示す水平と回転運動の連成振動と考えると、非減衰の場合の運動方程式は式(20)のようになる。

$$\left. \begin{aligned} M\ddot{u}_x + K_x(u_x + h\phi) &= 0 \\ J\phi\ddot{\phi} + K_\phi\phi - K_x(u_x - h\phi)h &= 0 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(20)$$

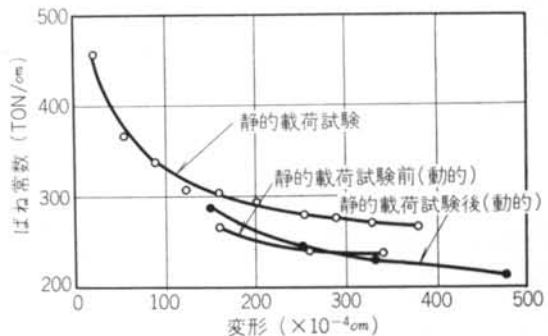


図-73 変形-ばね常数の関係

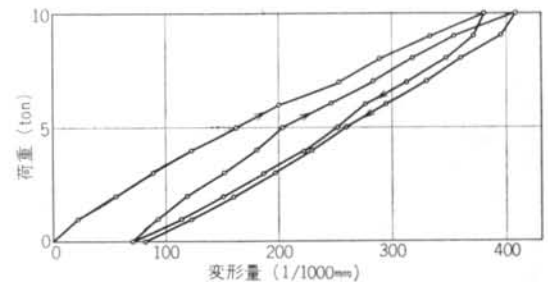


図-74 静的水平加力試験の結果(微小変形)

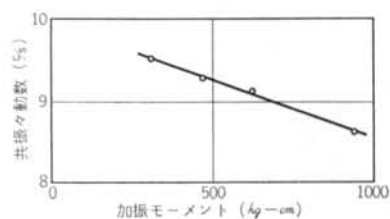


図-75 加振モーメント-共振振動数関係図

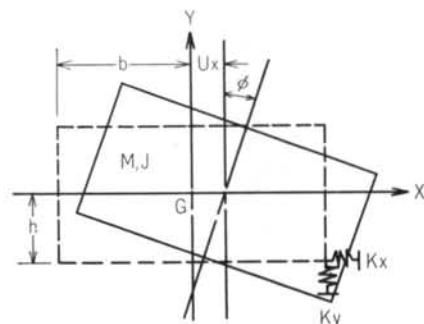


図-76 水平-回転の連成振動

ここに M:基礎の質量  $u_x$ :重心のx方向の変位  
 $K_x$ :x方向のばね常数  
 $J_\phi$ :基礎の重心における慣性モーメント  
 $K_\phi$ :回転剛性

(20)式に  $u_x = Ae^{i\omega t}$ ,  $\phi = Be^{i\omega t}$  を代入すると,  $A = B = 0$  以外の解をもつためには(21)式の行列式が成立つ,

$$\begin{vmatrix} K_x - M\omega^2 & -K_x h \\ -K_x h & K_\phi - J_\phi \omega^2 + K_x h^2 \end{vmatrix} = 0 \quad \dots\dots(21)$$

この行列式は

$$J_\phi M \omega^4 - (J_\phi K_x + MK_\phi + MK_x h^2) \omega^2 + K_x K_\phi = 0 \quad \text{となる。}$$

ここで

$$\frac{K_x}{M} = \omega_x^2, \quad \frac{K_\phi}{J_\phi} = \omega_\phi^2, \quad \frac{K_x h^2}{J_\phi} = \omega_{x\phi}^2 \quad \text{とおくと,}$$

$$\omega^4 - (\omega_x^2 + \omega_\phi^2 + \omega_{x\phi}^2) \omega^2 + \omega_x^2 \omega_\phi^2 = 0 \quad \text{となり, 根(連成固有振動数)を求めると次のようになる。}$$

$$\omega_n^2 = \frac{\omega_x^2 + \omega_\phi^2 + \omega_{x\phi}^2}{2} \pm \sqrt{\frac{(\omega_x^2 + \omega_\phi^2 + \omega_{x\phi}^2)^2}{4} - \omega_x^2 \omega_\phi^2} \quad \dots\dots(22)$$

ここで, 同基礎の場合について計算してみる。

同基礎の寸法より,  $h = 75\text{cm}$ ,  $b = 150\text{cm}$ ,  $M = 52\text{kg} \cdot \text{s}^2/\text{cm}$  が与えられる。

ここで問題になるのは, ばね常数 ( $K_x$ ,  $K_y$ ) の取り方であるが, 一応静的加力試験より得られたばね常数を用いると, 次のようになっている。

水平ばね常数  $K_x = 275\text{ton/cm}$

上下ばね常数  $K_y = 417 \times 2\text{ton/cm}$

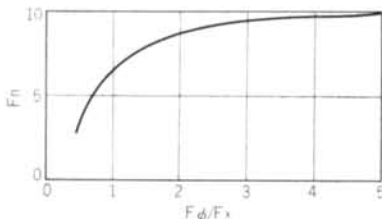
水平固有振動数  $\omega_x$  と回転固有振動数  $\omega_\phi$  は(23)式で表わされる。

$$\omega_x^2 = \frac{K_x}{M + Me} \quad \dots\dots(23)$$

$$\omega_\phi^2 = \frac{K_\phi}{J_\phi} = \frac{2(K_x h^2 + K_y b^2)}{J_\phi} \quad \dots\dots(24)$$

ここに  $J_\phi = M(h^2 + b^2)/3$ ,  $Me$ : 付加質量

(23), (24)式より水平と回転の固有振動数を算出すると,  $f_x = 9.8\text{c/s}$ ,  $f_\phi = 32.6\text{c/s}$  となり回転の固有振動数は非常に高くなっている。



図一七 水平—回転の連成振動数

これらの結果から, (22)式より水平と回転の連成固有振動数  $f_n$  を求めると,  $f_n = 9.4\text{c/s}$  となる。

図一七は組ぐい基礎における回転の影響を考慮した場合の水平と回転の連成固有振動数を表わしたものであるが, 回転の固有振動数が高くなると連成固有振動数は, 水平の固有振動数に近くなり回転の影響は少なくなる傾向にある。

今回試験した組ぐい基礎の場合, 回転の固有振動数が水平の固有振動数に比べて高いので ( $f_\phi/f_x = 3.33$ ), 回転による連成効果は小さく, 振動数にして4%小さくなっているにすぎない。

### 7.3.3 減衰常数

共振振動数を  $f_n$  とし, その時の振幅を  $X_{\text{max}}$  とした時,

$X = X_{\text{max}}/\sqrt{2}$  になるような  $f$  の範囲を  $\Delta f$  とすれば,

減衰常数  $h_1$  は(25)式で表わされる。

$$h_1 = \frac{1}{2} \cdot \frac{\Delta f}{f_n} \quad \dots\dots(25)$$

また, 1質点減衰系の共振振動数が, 静的固有振動数 ( $\sqrt{K_x/M}$ ) に一致するとすれば, その時の減衰常数  $h_2$  は(26)式で表わされる。

$$h_2 = \frac{mr}{2WX_{\text{max}}} \quad \dots\dots(26)$$

ここに  $mr$ : 加振モーメント  $W$ : 基礎重量

$X_{\text{max}}$ : 共振時の最大振幅

ここで問題になるのは基礎重量の取り方であるが, 地上部分の重量とそれに前記の付加質量  $Me$  を加えた場合の2通りの方法で算出してみる。

それぞれの値を列記すると表一13のようになる。

加振モーメント kg—cm	減 衰 常 数		
	式 (13) より		式(12)より
312	0.200	0.137	0.115
468	0.180	0.123	0.124
624	0.182	0.125	0.107
936	0.189	0.129	0.151
平均	*1 0.188	*2 0.128	0.127

自由減衰振動試験 0.125

\*1: 上部重量のみ \*2: 付加重量を考慮したもの

表一13 減衰常数

表一13より, それぞれの値を比較すると, \*1以外の値は大体同じで平均すると  $h = 0.127$  となる。

\*1と\*2の値を比較すると大分異なっているが, 付加質量を考慮すると妥当な値になる。

また、今回算出した付加質量もこのことから考えても適当な値であることが判る。

## § 8. 組ぐい水平加力試験

### 8.1 試験計画

#### 8.1.1 加力装置

加力装置は図-78に示すように鋼管ぐいと鋼管ぐいの頭部に打設したコンクリートブロックに反力を取り油圧ジャッキにより加力した。(写真-6)

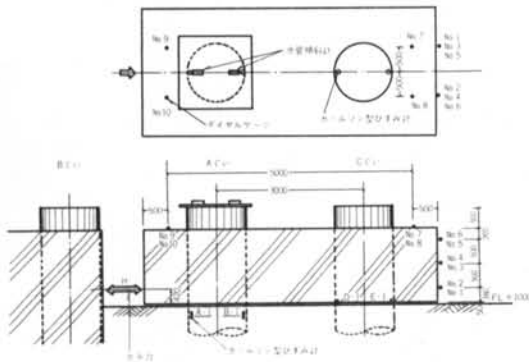


図-78 組ぐいの水平加力試験 測定器配置図

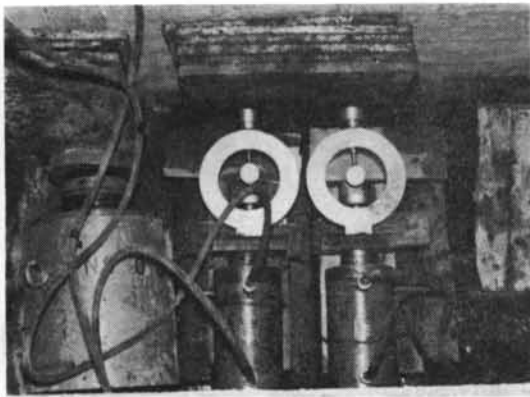


写真-6 組ぐいの水平加力試験 (加力部分)

#### 8.1.2 計器の配置

計器としては、フーチングの水平変位、傾斜、回転にストローク30mm、最小目盛 $1/100$ mmのダイヤルゲージをはいし、またフーチングの回転の測定に精度 $10^{-5}$ ラジアンの水角傾斜計を2台図-78に示す位置においた。

またくに生ずるひずみについては図-6に示したようにカールソン型ひずみ計より測定を行なった。

#### 8.1.3 試験方法

加力方法は緩速多サイクル方式で下記のサイクルによ

り加力した。

0→20→40→20→0 t

0→20→40→60→80→60→40→20→0 t

0→40→60→80→100→120→100→80→40→0 t

0→40→80→100→120→140→160→140→120→100→80→40→0 t

0→40→80→120→140→160→180→160→140→120→80→40→0 t

加力要領は、

0および処女荷重時においては変位量の進行が10分間に $1/100$ mm以下になるまで荷重を保持することを原則とし、また再荷重時、除荷時は変位量の進行が5分間に $1/100$ mm以下になるまで荷重を保持することを原則とした。

また変位置の測定は、

0, 30秒, 1, 2, 4, 8, 10分以下5分間ごとであり、回転およびひずみの測定は変位がほぼおちついてから行なった。

### 8.2 結果

水平力～変位の関係は図-79に示すようになり、単ぐいの場合と同じで非線型である。これを両対数表示すると図-80になり、直線の性状が100tonでかわっている

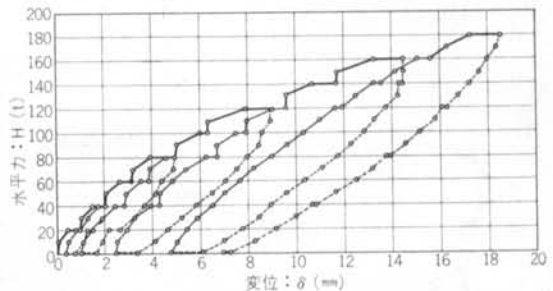


図-79 組ぐいの水平加力試験「水平力～変位」関係(加力点)

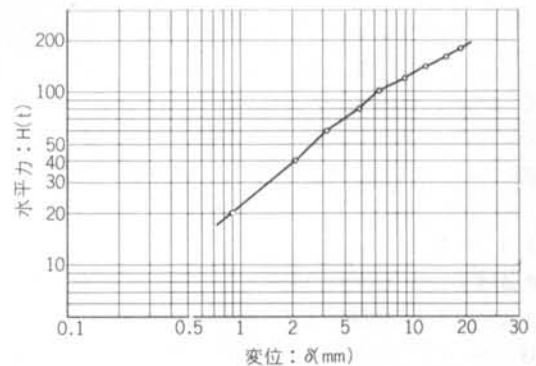


図-80 組ぐいの水平加力試験「logH～logδ」関係(加力点)

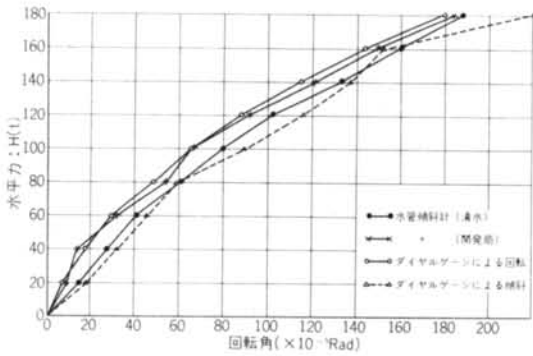


図-81 組ぐいの水平加力試験「水平力～回転・傾斜角」関係

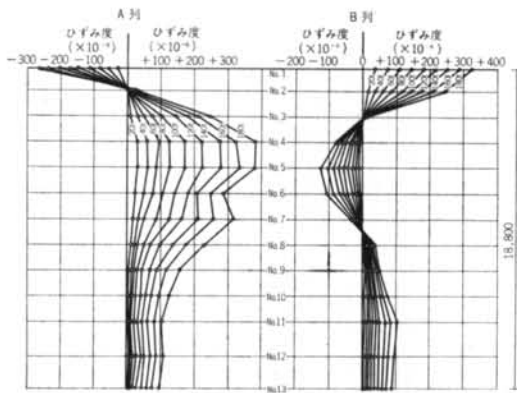


図-82 組ぐいの水平加力試験 ひずみ分布図 (A ぐい)

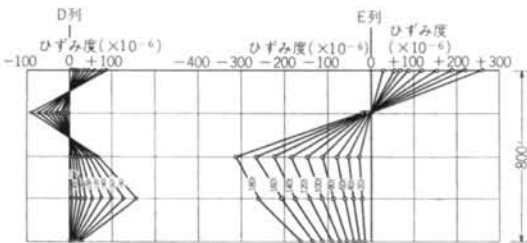


図-83 組ぐいの水平加力試験 ひずみ分布図 (C ぐい)

が、なぜ性状かわるか現在ははっきりしない。フーチングの回転と傾斜は図-81に示すようにほぼ同じ値となる。これはフーチングの剛性がぐいに比べ大きいことを示している。またぐい体に生ずるひずみ分布は図-82, 83のようになりフーチングの固定効果が現われている。

### 8.3 考察

#### 8.3.1 水平力～変位の関係

水平力～変位の関係は図-79をみると明らかなように  $H=100\text{ton}$  で性状がかわっている。現在のところ、なぜこのように性状がわかるのか明らかでないで、ここ

では  $100\text{ton}$  までの性状を用いて話を進める。  $H \sim \delta$  は  $H=145.000 \times \delta^{0.80}$

で表わされ、これを1本当りにすると

$$H=72.500 \times \delta^{0.80}$$

となる。

ところで同一水平力における単ぐいと組ぐいの変位の比を調べてみると図-84に示したようになり、この平均値は1.78となる。

また 単ぐいは  $H=44.500 \times \delta^{0.77}$  で示され

組ぐいは  $H=72.500 \times \delta^{0.80}$  であるので、両者の  $\alpha$  の比からフーチングの固定効果をみると  $b=\alpha_c/\alpha_s=72.5/44.5=1.63$  となる。

したがって、組ぐいの場合に、くい間隔を無視して考えてすべてフーチングの固定効果としてとらえるならば、単ぐいに比して、その効果は1.6～1.7倍となる。

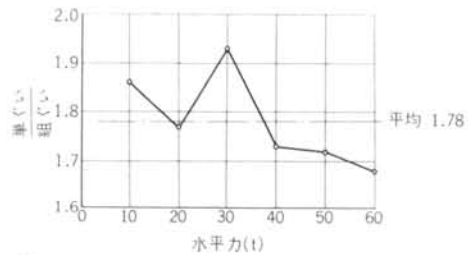


図-84 同一水平力における組ぐいの変位と単ぐいの変位の比率

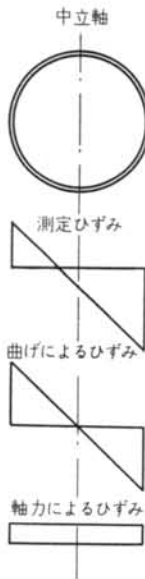


図-85 軸力によるひずみと曲げによるひずみの分離

#### 8.3.2 地盤反力係数について

単ぐいと同様に以下の式を用いて、地盤反力係数を算定してみる。ただし変位は加力点で  $1\text{cm}$  とする。

a) Chang の公式

$$\delta = \frac{H \cdot h^3}{12EI} \cdot \frac{(1+\beta h)^3 + 2}{(\beta h)^3} \quad (25)$$

$$\text{ここで } \beta = \sqrt[4]{\frac{Es}{4EI}}$$

$$Es=147\text{kg/cm}^2$$

$$K=Es/B=1.21\text{kg/cm}^3$$

b) 測定ひずみより算定

120ton時の変位が  $1\text{cm}$  であるので、120ton時の  $0 \sim 4.5\text{m}$  間の平均  $K$  値を求めると  $K=0.65\text{kg/cm}^3$  となる。

#### 8.3.3 ひずみより求めた $M_x, \theta_x, S_x, p_x$ について

まずひずみを軸力によるひずみと曲げによるひずみに分離する。中

立軸のひずみは軸力によるひずみであり、このひずみを測定ひずみより差引いた値は曲げによるひずみとなる。

(図-85参照)

曲げによるひずみを用いて単ぐいの場合と同様にしてモーメント、たわみ角、変位量、せん断力、地盤反力を求めると図-86, 87になる。また単ぐいの場合と同様に深さ4~5.5m間の  $p_x \sim \delta_x$  関係を対数表示すると図-88になり単ぐいと同一く直線の勾配は0.8程度になる。

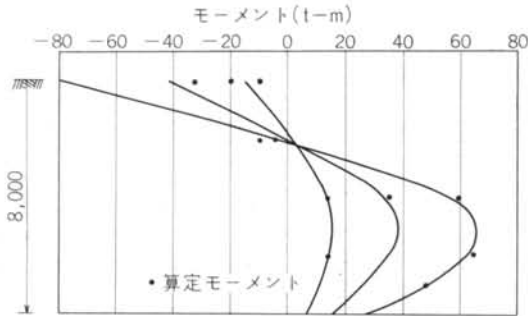


図-87 組ぐいの水平加力試験 モーメント図 (Cぐい)

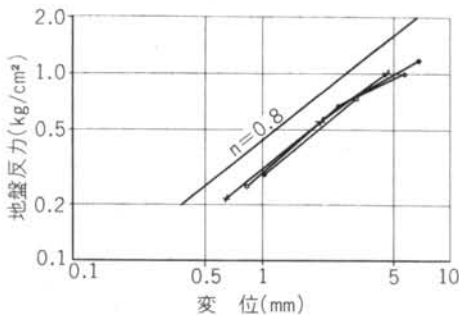


図-88 組ぐいの水平加力試験「 $\log p_x \sim \delta_x$ 」関係

### 8.3.4 ぐいに作用する軸力およびフーチングの回転角について

前章で分離したひずみから軸力を算定すると図-89になる。Aぐいの方が深いところまで計器が取り付けられている。

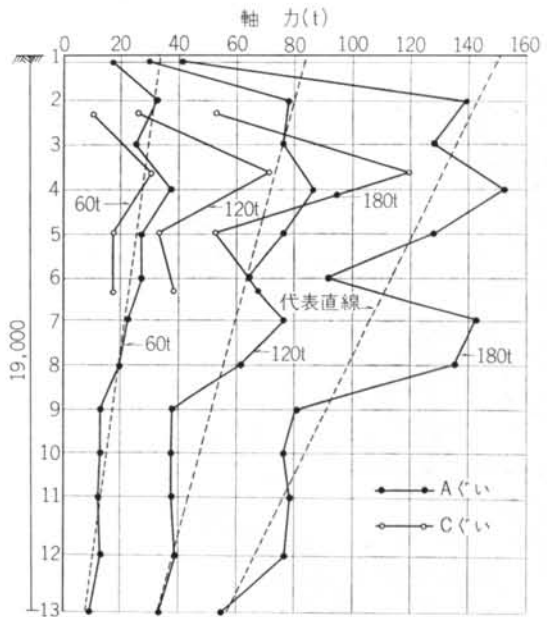


図-89 組ぐいの水平加力試験 軸力図

のでAぐいの軸力の方が信頼でき、これを両ぐいに作用する軸力とする。図-89のAぐいの軸力分布から代表軸力直線を求め、さらにぐい頭部の軸力を求めると次のようになる。

H = 180ton時	$P_0 = 150\text{ton}$
H = 120ton時	$P_0 = 85\text{ton}$
H = 60ton時	$P_0 = 35\text{ton}$

この軸力を用いてA, Bぐいの浮上がりりと沈下量をもとめる。まずCぐいの沈下量は鉛直載荷試験結果から

H = 180ton時	S = 2.40mm
H = 120ton時	S = 1.13mm
H = 60ton時	S = 0.35mm

次にAぐいの浮上がりり量であるが、測定結果によると60

Aぐいのモーメント、たわみ角、変位量、せん断力、地盤反力

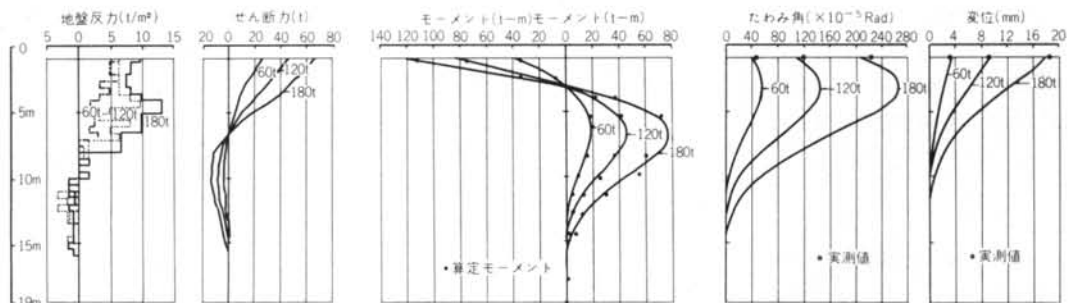


図-86 組ぐいの水平加力試験「地盤反力、せん断力、モーメント、たわみ角、変位量」図 (Aぐい)



ton 時ではフーチングの浮上りと沈下量はほぼ同じであるが、120tonでは1.2倍、180tonでは1.4倍浮上り量が沈下量より大きくなっている。この結果を用いてAぐいの浮上り量はCぐいの沈下量に1、1.2、1.4倍して求める。したがって

H=180ton時	S=3.36mm
H=120ton時	S=1.36mm
H=60ton時	S=0.35mm

この結果からフーチングの回転角を求めれば表-14のようになり、測定値と計算値はほぼ一致する。

以上結果を簡単に記すと次のようになる。

- ・単ぐいに対して組ぐいのフーチングの固定効果は1.61.7倍程度となる
- ・地盤反力係数は単ぐいのその小さい方に位置している
- ・くい頭部の軸力から鉛直載荷結果を用いて、フーチングの回転角を算定したら測定値とかなり良く一致した
- ・地盤反力～変位の関係は単ぐいと同じく  $p_x = K \cdot \delta_x^{0.8}$  となる

	ひずみより求めた値	水管傾斜計の測定値	ダイヤルゲージの測定値
60 t	23	32～40	29
120 t	83	91～103	88
180 t	192	184～188	180

表-14 フーチングの回転角 ( $\times 10^{-5}$ Rad)

## § 9. まとめ

### 9.1 打撃応力測定

- (1) くい打ち込み時の最大打撃力635tonより考えて、同ディーゼルパイルハンマーの打込能力の限界に近い状態であったと思われる。
- (2) 打撃応力の最大は  $1,340\text{kg/cm}^2$  となっている。

### 9.2 鉛直載荷試験

- (1) 最大荷重 800ton で降状荷重は明瞭でない。
- (2) 地表面より20m間の周辺摩擦力はひずみから求めると、最大荷重 800ton でおおよそ  $7\text{ton/m}^2$  となる。  
また、N値より周辺摩擦力を算定すると  $5\text{ton/m}^2$  となる。

### 9.3 単ぐい水平交番加力試験

- (1) 水平力～変位の関係は、今までに当社で行なったものと一致しており、 $H=44.500 \times \delta^{0.77}$  となる。

(2) 地盤反力係数は算定法の違いにより  $0.59 \sim 4.33 \text{ kg/cm}^3$  と大きな違いが生じる。

(3) ばね常数は水平力が増加するにつれて  $5.85 \sim 4.28 \text{ ton/mm}$  と減少してゆく。これは水平力～変位関係が正比例の関係になく、 $H = \alpha \delta^n (n < 1)$  のためである。

また、減衰常数は水平力に関係なく  $0.104 \sim 0.127$  の範囲にある。

(4) 測定ひずみより求めた、たわみ角、変位、せん断力、地盤反応と実測側の差が多少みられるが、この程度の誤差はモーメント曲線の引き方、境界条件の取り方、計算法自体の精度等から生ずるものと考えられる。

(5) 地盤反力  $p_x$  と変位  $\delta_x$  の関係は、おおよそ  $p_x = \mu \cdot \delta_x^{0.80}$  となる。

### 9.4 組ぐい水平加力試験

(1) 水平力～変位の関係は 100ton より性状が変わってくる。しかし、100ton 時までは  $H = 72.500 \times \delta^{0.80}$  となる。

(2) ひずみより求めた、たわみ角、変位はこの場合は実測値と比較的よく一致している。

(3) ひずみよりくいの軸力を算定し、軸力からくい頭の沈下量および浮上り量を鉛直載荷試験結果を用いて求め、フーチングの回転角を算定すると実測値と比較的一致する。

(4) 地盤反力～変位の関係は単ぐいの場合と同様に、 $p_x = \mu \times \delta_x^{0.8}$  となっている。

(5) 同一水平力における単ぐいと組ぐいの変位の比の値の平均値は1.78になる。

また、単ぐいは、 $H = 44.500 \times \delta^{0.77}$  で、組ぐいは  $H = 72.500 \times \delta^{0.80}$  であるので、両者の  $\alpha$  の比の値  $b$  は、 $b = \alpha_c / \alpha_s = 72.5 / 44.5 = 1.63$  である。

### 9.5 単ぐいおよび組ぐい基礎の水平振動試験

(1) 単ぐい基礎の共振振動数は約  $18\text{c/s}$  で、減衰常数は  $h = 0.27$  となっている。

減衰の主要因を考えると、50%が土の塑性性状による減衰と、振動エネルギーの地下逸散によるエネルギー吸収が50%となっている。

(2) 単ぐい基礎を減衰1自由度系と考えた場合、振動振幅より動的ばね常数を換算すると約  $100\text{ton/cm}$  となり、静的ばね常数に比べて約20%大きくなっている。

(3) 組ぐい基礎の共振振動数は約  $9.3\text{c/s}$  で、加振モーメントが大きくなるにつれて共振振動数は低下する。  
これは地盤のばね特性の非線型に起因していると思われる。

(4) 組ぐい基礎を減衰1自由度系としたとき、その減衰常教は  $h=0.127$  で、自由減衰振動試験の結果より求めた  $h=0.125$  と大体合致する。

(5) 単ぐい基礎と同様にして動的ばね常教を算出すると約 230ton/cm となり、静的ばね常教に比べて約10%小さくなっている。

(6) 単ぐいおよび組ぐい基礎の動的ばね常教は、静的ばね常教と比較するとそれぞれの傾向は異なっている。

この主たる原因は、振動モードを考えた場合、単ぐい基礎は曲げ振動（またはロッキング振動）に近く、一方組ぐい基礎はせん断振動になっていることが挙げられる。

また、単ぐい基礎を1自由度系として取扱っているところに問題があるようだが、今回の解析では省略する。

(7) 両基礎の付加質量は、単ぐい基礎は上部質量と同じ位、組ぐい基礎は上部質量の約40%に相当している。

## § 10. おわりに

本試験工事は北海道開発局札幌開発建設部より発注されたものの一部である。

おわりに、本試験工事にあたり札幌開発建設部の高橋陽一氏をはじめとして現場で協力してくださった諸氏に敬意を表する次第である。

なお、本試験の実施および報告書の作成にあたって当研究所の山原浩、井上嘉信両氏のご指導があったことを付記しておく。

## 参考文献

- 1) 小高昭夫：“耐震構造の総合研究 I”
- 2) 権山幸満：“鋼杭の設計と施工”

