

土 木 研 究 所 資 料

第 1 1 3 9 号

くい先端部の閉塞効果について（第2報）

昭和51年12月

建設省土木研究所

は じ め に

近年、構造物の大型化、施工の省力化の要請とそれに伴う施工技術の進歩によって大口径のくいが盛んに用いられるようになった。従来一般に使われてきた鋼管ぐい基礎においては、先端開放であっても打込み中鋼管内部へ侵入する土砂によって十分な閉塞効果が発揮されるものと見なされてきた。ところが、くい径が大きくなると、中掘り工法によって設置するくいはもちろんのこと、打込みぐいであっても、土質、根入れ深さによっては内部侵入土に完全な閉塞効果を期待することは困難である。したがってこの場合には、閉端ぐいとは異なった方法で先端地盤を評価しなければならないが、支持力機構に不明な点が多いため、現場での載荷試験によって支持力を確認しているのが現状である。また、閉塞効果の問題のほかに、くい径が大きくなるにつれて先端地盤への根入れが相対的に小さくなり、支持地盤の強度が十分に発揮されない傾向にあることも、従来の支持力公式が大口径のくいに対して適合性が悪いもう一つの理由として考えられる。

基礎研究室では、打込みぐいを対象として、一様な砂地盤での模型実験により支持力機構を調べることを目的とした。特に今回の一連の実験では

- 1) 大口径鋼管ぐいによる先端閉塞効果
- 2) サーチージによる先端閉塞効果に及ぼす影響
- 3) 土の管内侵入量と閉塞効果の関係

について重点的に調査した。

昭和51年12月

基礎研究室

室 長	矢 作 柁
研究員	大 志 万 和 也
技 官	島 崎 一 男
"	渡 辺 一 郎

目 次

1. 過 去 の 経 緯	1
1 - 1 先端閉塞効果について	1
1 - 2 先端閉塞効果の主な研究	1
1 - 3 基礎研究室の提案した実験式	1
2. 実 験 の 概 要	5
2 - 1 土研における押し込み試験（含むサーチャージ）	5
2 - 2 土研における押抜試験	7
2 - 3 波崎における押し込み試験	8
2 - 4 波崎における押抜試験	1 2
3. 調 査 結 果	1 3
3 - 1 小口径ぐいに対する調査結果	1 3
3 - 2 大口径ぐいに対する調査結果	1 7
3 - 3 先端抵抗に関する補足実験結果	2 2
3 - 4 ま と め	2 2
資 料 1	2 5
資 料 2	5 1
平均せん断応力と根入れ比の関係	7 9

1. 過去の経緯

1-1 先端閉塞効果について

鋼管ぐいは、一般に先端開放のまま使用されることが多い。これは打込み時にクイ先端から管内に入ってくる土が徐々に締固められて、先端閉鎖ぐいと同程度の先端支持力を発揮することが知られており、さらに打込み時の施工性が先端閉鎖ぐいに較べてはるかに優れているためである。

しかし、このように先端開放ぐいが閉端ぐいと同程度の支持力が発揮されるのは、くい根入長に較べてくい径が比較的小さい場合であり、大口径鋼管ぐいが広く用いられるようになってから、閉端ぐいの先端閉塞効果がとくに問題とされるようになってきた。

すなわち、閉端ぐいの場合、くい頭に作用する鉛直荷重はくい外周面から摩擦力または粘着力によって周辺地盤に伝えられ、一部はくい本体を通じて先端地盤に伝えられるが、閉端ぐいの場合は先端支持力に相当するものの大部分はくい体から管内土の摩擦力などによってくい先端の地盤に伝えられる(図-1・1)。この場合、閉端ぐいの内部土の抵抗力(図-1・1の内部土摩擦力)とくい体先端部の支持力(一般にはほとんど無視し得る)の合計が閉端ぐいの先端支持力に比してどの程度の支持力を発揮するかを比率で示したものを、一般に先端閉塞効果と呼んでいる。すなわち、管内土の極限抵抗力が先端地盤の極限支持力よりも大きければ、閉端ぐいと同じ先端支持力を有し、先端閉塞効果は100%であると考えられる。

1-2 先端閉塞効果の主な研究

閉端ぐいの閉塞効果については、園田^{1),2)}らが模型ぐいを用いて実験的に検討を加えて以来、各種の議論が展開されてきた。理論的には山原^{3),4)}がくいを剛体と考へて極限状態における管内土の応力の釣合いから閉塞効果を論じた。また、田島⁵⁾は、閉端ぐいと閉端ぐいの先端及び管内土に着目し、管内土柱を弾性体と仮定し、更にくい内面の摩擦強度が変位に比例するものと考え、また、極限状態に達したときのくい先端沈下量と反力との間には線形弾性関係が成り立つものとし、先端閉塞率を与えている。

山肩、永井^{6),7),8)}らは、管内外土の摩擦抵抗と沈下量に着目し、完全弾塑性の摩擦抵抗を考へ沈下のプロセスを追求することにより閉塞効果について論じている。これらの研究は、いずれも閉端ぐい先端の実質部分の支持力が微小であるとして無視しているが、これに対して、後藤・勝見^{9),10)}らは管内土の摩擦抵抗を無視し、くい先端部の実質部に着目し、先端の沈下量を弾性論により求めて、閉塞効果と等価な沈下を生じさせる荷重の比として先端閉塞効果を論じた。

基礎研究室においては、山原の理論に基づいて、くい内部土の抵抗について実験式を提案した¹¹⁾。以下、基礎研究室で提案した実験式について概略述べる。

1-3 基礎研究室の提案した実験式

すでに述べたように、鋼管ぐいの先端閉塞効果はくい内部土の抵抗によって発揮されるものである。

くい内部土の抵抗については、山原が理論的に論じている。くい内部土の抵抗は、砂質土と粘性土では当然異なってくるが、ここでは砂質土の場合についてのみ取扱うこととする。

図-1. 1より、くい内部土の表面から深さ ξ の位置における極めて薄い層片を取り出し、鉛直方向の力の釣り合いを考えてみると、

$$(p\xi + dP\xi)A = p\xi A + \mu U q\xi + rAd\xi \dots\dots\dots (1.1)$$

ここで、 $p\xi$: 深さ ξ における鉛直圧力 kg/cm^2

$q\xi$: " 水平圧力 "

U : 管内周長 cm

A : 管内断面積 cm^2

r : 土の単位体積重量 kg/cm^3

μ : 土の壁面における摩擦係数

さらに、 $q\xi = \nu p\xi$ (ν は比例定数) において(1.1)式を積分すると、 $\xi=x$ の点の最大鉛直圧力 p_x は、

$$p_x = \frac{rA}{\mu\nu U} \left(\frac{\mu\nu U}{A} x - 1 \right) \dots\dots\dots (1.2)$$

図-1.1

で与えられ、 $x=l$ とおくと、 p_x は内部土の侵入長 l のときの内部土の極限抵抗力を意味することになる。(1.2)式で、 $\mu\nu$ は土のくい壁面における摩擦係数(μ)と水平圧力と鉛直圧力の比(ν)の積であり、これは内部土を介してくい壁面に伝達されるせん断応力(τ)とその点での内部土の鉛直圧力との比を意味している($\mu\nu = \tau/p\xi$)。この値 $\mu\nu$ は実験結果から砂の種類によってほぼ一定値として取扱うことができるとしている。

この理論から、前年度までに小口径($\phi 46.2\text{mm} \sim 216.3\text{mm}$)の鋼管くいを砂地盤に打ちこんで、くい内部に侵入した砂の押拔試験結果をもとに、くい内部土の極限抵抗力を求める実験式を求めた。

(1.2)式で求めた極限抵抗力はくい内部土の侵入長 l を全長有効と考えているので、抵抗が非常に大きくなり押し抜き試験結果と合わないことがわかった。図-1.2に示したのは、押し抜き試験において内部侵入土が極限抵抗を発揮するときのくい内壁に沿うせん断応力分布である。この図で縦軸は深さ(l)をくい内径(D)で割って無次元化してある。図から明らかなことは内部土の抵抗として、くい先端からある範囲の土だけが有効に働いていること、およびくいの根入れ(l)がある程度以上にあると壁面に働くせん断応力は頭打ちになり、それ以後は最大せん断応力に達した領域(塑性領域と名づける)が増大していく傾向にあることである。このせん断応力が最大値に達するときの根入れ深さを l_0 と書くこと

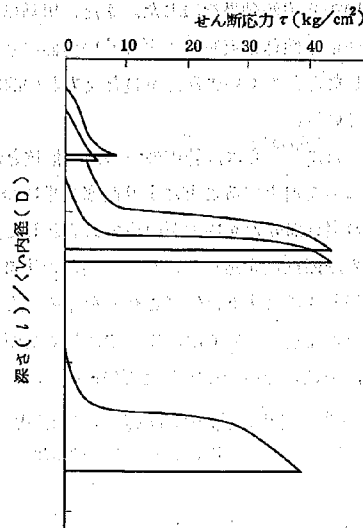
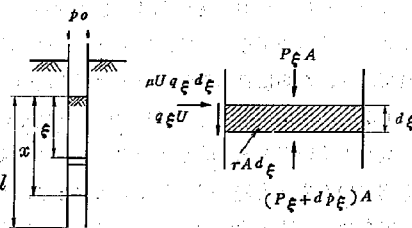


図-1.2 くい内壁に沿うせん断応力分布

$$l_{0*} = 6D \dots\dots\dots (1.3)$$

また最大せん断応力は

$$\tau_{\max} = 40 \text{ kg/cm} \dots\dots\dots (1.4)$$

であり $\mu\nu$ はこの実験に使用した鋼管と砂の間で

$$\text{は } \mu\nu = 0.5 \dots\dots\dots (1.5)$$

であった。

ところで、くい先端におけるせん断応力がちょうど $\tau_{\max}$ に達する根入れ深さ l_{0*} における内部土極限抵抗力は

$$p_0 = \tau_{\max} / \mu\nu \quad [l = l_{0*}] \dots\dots\dots (1.6)$$

となる

$l > l_{0*}$ になると、 $\tau = \tau_{\max}$ の領域（塑性領域）の抵抗が（1.6）式に加わるから、塑性領域の長さを l_2 とすると、

$$p_0 = \tau_{\max} / \mu\nu + \tau_{\max} \cdot l_2 \cdot U/A \dots\dots\dots (1.7)$$

となる。

$$U = \pi D \quad A = \pi D^2/4 \text{ を代入すると}$$

$$p_0 = \tau_{\max} (1/\mu\nu + 4l_2/D) \quad [l \geq l_{0*}] \dots\dots\dots (1.8)$$

となる。

次に、 $l < l_{0*}$ ではくい内壁のせん断応力は弾性領域にあるので、（1.1）式を参考にして次式のように仮定する。

$$p_0 = \frac{\tau_{\max}}{\mu\nu} \cdot \alpha \cdot (e^{\beta \mu\nu \cdot l/D} - 1) \quad [l < l_{0*}] \dots\dots\dots (1.9)$$

ここで、 α 、 β は定数である。（1.9）式において $l = l_{0*}$ のとき（1.6）式と同じになることが必要であるから

$$\alpha (e^{\beta \mu\nu \cdot l_{0*}/D} - 1) = 1 \dots\dots\dots (1.10)$$

この式は恒等式であることから

$$\mu\nu \cdot l_{0*}/D = \text{const}$$

となる。ところで、実験結果より

$$\mu\nu = 0.5 \quad l_{0*} = 6D \text{ であるから、}$$

$$\mu\nu \cdot l_{0*}/D = 3$$

すなわち

$$l_{0*} = \frac{3}{\mu\nu} \cdot D \dots\dots\dots (1.11)$$

これを（1.10）式に代入すると

$$\alpha = 1/(e^{3\beta} - 1)$$

したがって（1.9）式は

$$p_0 = \frac{\tau_{\max}}{\mu\nu} \cdot \frac{e^{\beta \mu\nu \cdot l/D} - 1}{e^{3\beta} - 1} \quad [l < l_{0*}] \dots\dots\dots (1.12)$$

また、（1.8）式の l_2 （塑性領域の長さ）は

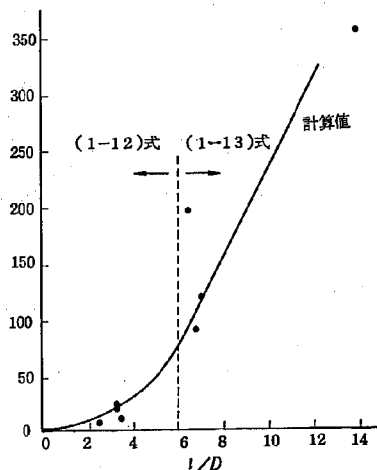


図-1.3 $p_0 \sim l/D$ の実測値、計算値の比較

$l-l_0^*$ (塑性領域が生じはじめてからの根入れ深さ)

さに比例すると考え

$$l_2 = k(l-l_0^*)$$

これを (1.8) 式に代入すると

$$P_0 = \frac{\tau_{\max}}{\mu\nu} (4\mu\nu k \frac{l}{D} - 12k + 1) \quad (l \geq l_0^*) \dots (1.13)$$

となる。

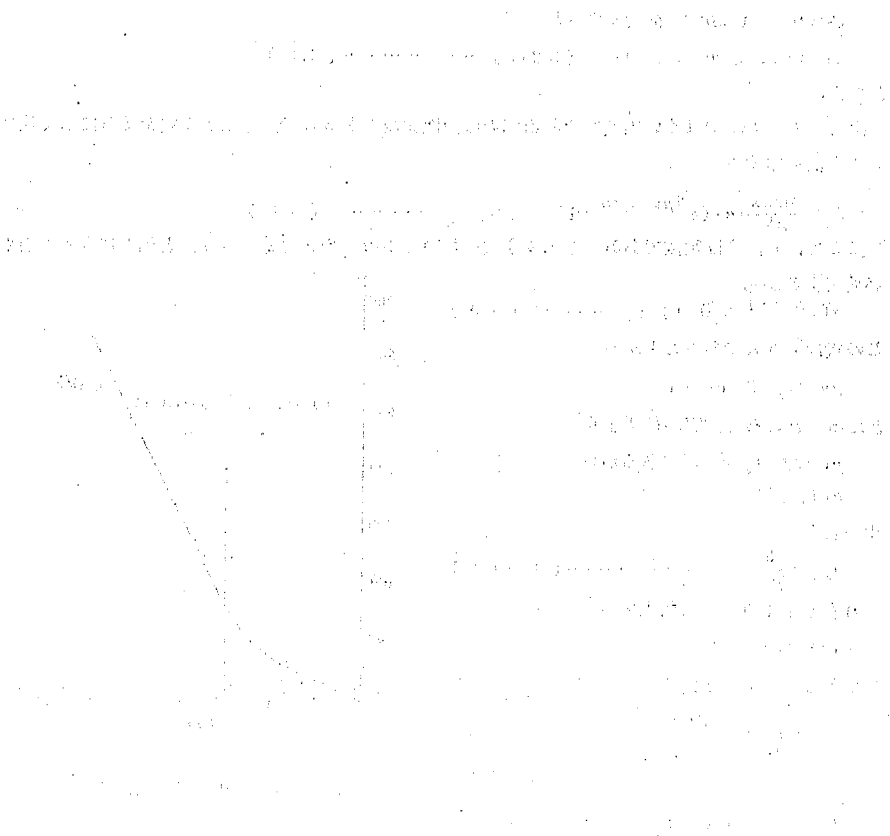
以上 (1.12), (1.13) 式によって内部土の極限抵抗力を求める一般式が得られた。ただし (1.12), (1.13) 式において $l_0^*/Di = 3/\mu\nu$ である。

ここで、 k と β はくい材料、地盤条件によらない定数とみなすこととしている。

実験結果に最もよく適合するように $l < l_0^*$ の領域から β を、 $l \geq l_0^*$ の領域から k を定めると

$$\beta = 0.8 \quad k = 0.25$$

となった。この値を (1.12) 式, (1.13) 式に代入して求めた計算値と実測値の関係を示したのが図-1.3 である。



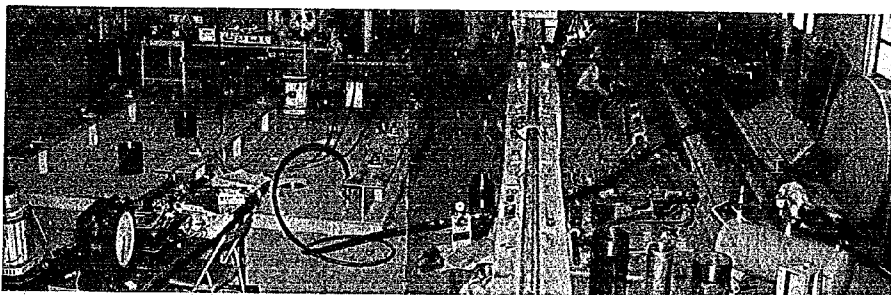


写真-2.1 試験場全景

2. 実験の概要

2-1 土研における押込み試験（含むサーチャージ）

2-1-1 実験目的

構造物の大型化に伴ない基礎工に大口径のくいが使用されるようになった。

MeyerhofやTerzaghiによって代表されるくいの静力学的公式においては、先端が開放されている鋼管くいに対してもその先端抵抗を發揮するのに有効な先端部分の面積は、くいの実断面積ではなくて管内の土の部分も含めた全閉鎖面積であるという見解のもとに導かれている。しかし、大口径のくいにおいてもくい先端における有効支持面積としてその全閉鎖面積をそのまま採用してよいものかという疑問が生じてくる。

一般に、先端開放くいであっても打込み中にくい内部に侵入する土砂によって充分な先端閉塞効果が得られるものと考えている。しかし、その支持力機構に関しては充分に解明されていない。

今回の押込み試験では、 $216 \frac{mm}{m}$ の鋼管くいを用いて実際の地盤条件に近い硬い砂地盤を作成するために上載荷重（サーチャージ）をかけて先端開放くいと先端閉塞くい、先端開放くいで押込み、内部土を掘削して載荷試験をするくいの3種類のくいを4種類の異なった地盤に押込み、先端開放くいの先端閉塞効果について調査したものである。

2-1-2 実験方法

実験には、コンクリート実験槽（縦300cm 横340cm 深さ230cm）を使用し、サーチャージはアンカーをした載荷板内にコンプレッサーにより各3, 5, 8 t/m²の一定圧を圧入して作用させた。

実験槽壁面にはテフロンシートを貼り付け、摩擦による損失を低減させた。試験くいは、外径

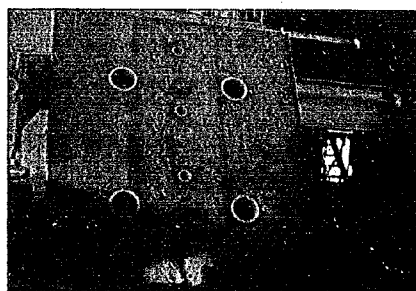
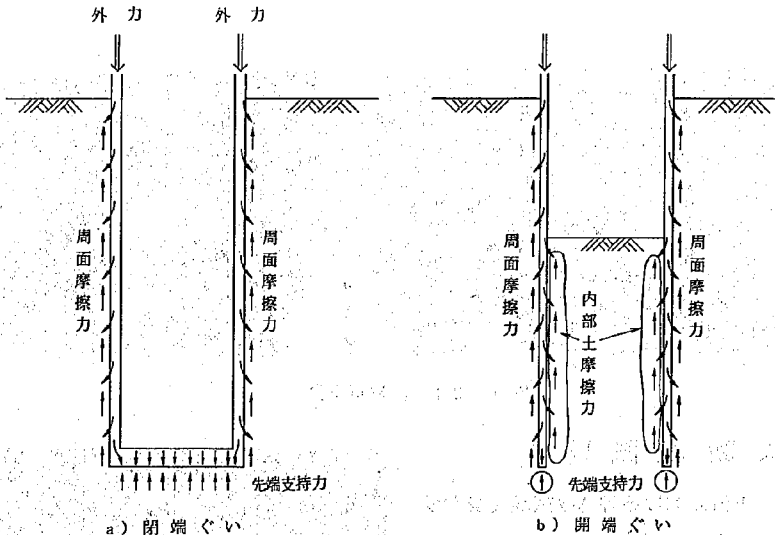


写真-2.2 載荷板裏面（ゴム貼付）

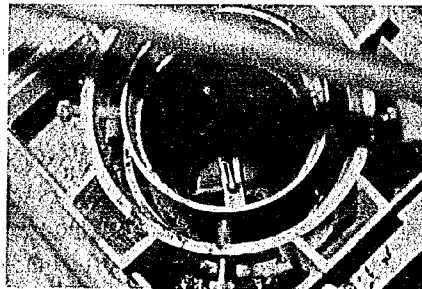
2 1.6.3mm, 肉厚 5.8mm のものをネジにより縫ぎ足して使用した。実験は、載荷板に設けた試験孔にくいを建て込み、150t 油圧ジャッキにより載荷試験を行なった。



図—2.1 先端条件による支持力機構の違い

実験は、一定根入れ深さ 2D, 3D, 5D, 7D (D はくい径) までの連続押込試験 (速度制御方式) とそれぞれの深さにおける急速載荷試験 (荷重制御方式), 及び引抜試験について行なった。

又、測定は、①くい頭荷重、②先端荷重、③くい頭沈下量、④くい内部への砂の侵入量、⑤地盤内の土圧の各項目について行なった。①②③の各項目については、連続押込試験は 1 分毎、載荷試験は各荷重段階に達してから、0, 1, 2, 4 分経過時に測定した。④については沈下量 10cm 毎 (ジャッキ盛りかえ時)、⑤については実験中の適当な時期に測定した。



写真—2.3 管内土掘削状況

2-1-3 地盤の状態

実験地盤は、最大粒径 2mm, 均等係数 1.8 の砂を最適含水比 (10%) で締め固め、各 4 地盤、(A 地盤は $\gamma_d = 1.45 \text{ g/cm}^3$, N 値 11, サーチャージなし。B 地盤は $\gamma_d = 1.43 \text{ g/cm}^3$, N 値 20, サーチャージ 3 t/m^2 。C 地盤は $\gamma_d = 1.48 \text{ g/cm}^3$, N 値 17, サーチャージ 5 t/m^2 。D 地盤は $\gamma_d = 1.33 \text{ g/cm}^3$, N 値 30, サーチャージ 8 t/m^2) に分けて作成した。使用した砂の一面せん断試験結果は $C = 0.1 \text{ kg/cm}^2$, $\phi = 3.8^\circ$ ($\gamma = 1.5 \text{ g/cm}^3$) である。

2-2 土研における押拔試験

2-2-1 実験目的

過去、比較的小口径の模型ぐいにより、先端閉塞効果の調査を行なってきたが、求めた値は、模型ぐいでの定数であり、その値がそのまま実ぐいの内部土の極限支持力を求める式の定数として使用できるかどうかは、解っていない。特に内部土中の任意の点における砂とくい壁面の摩擦係数について、多くの研究者達が、先端閉塞効果を論ずる上で重要な役割を果たすとして、実験的に求めている。しかし山原の理論においては、内部土の砂とくい内壁面との摩擦係数と土中内における鉛

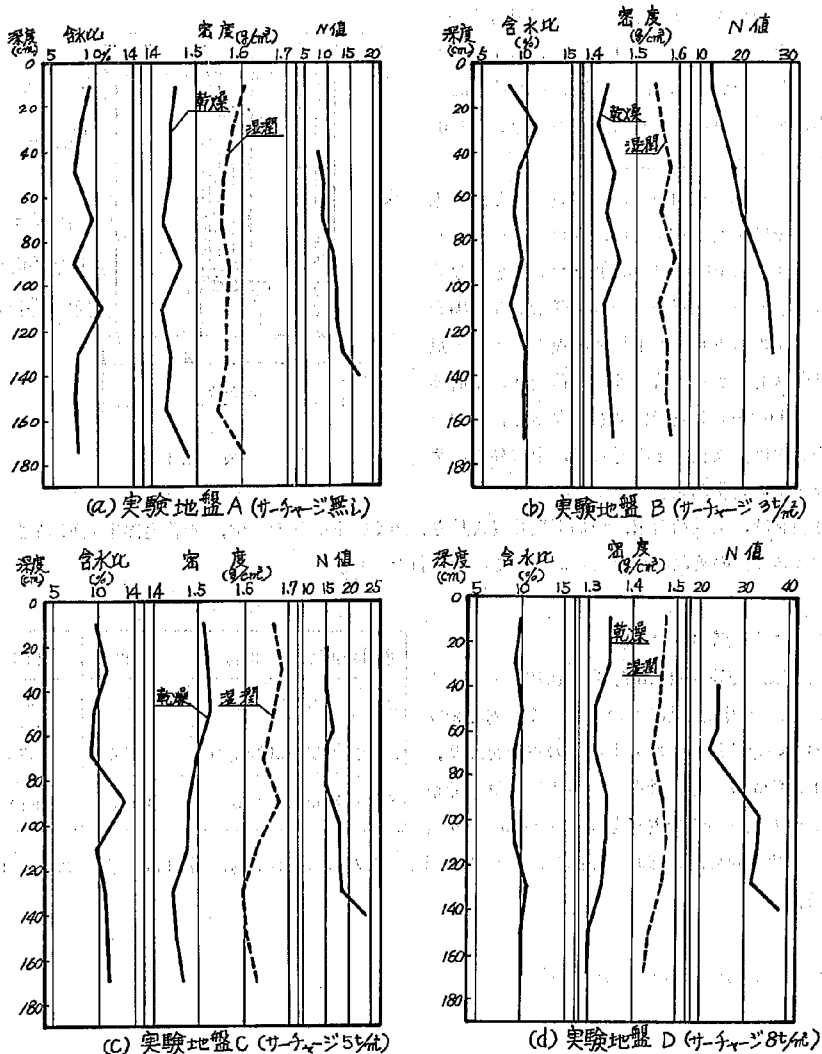


図-2.2

直応力と水平応力の比との積は、一定値であるとしているにもかかわらず各研究者の出しているこの値は、みな違っている。このように、定数1つを取ってみても、先端開放ぐいの支持力機構は、完全には解明されてはいない。

今回の実験では大径の実大ぐいを用いて、ぐい内部土の極限抵抗、ぐい先端部の支持機構などに関して調査を行ない。提案されている実験式の検証、補足提案を目的として行なった。

2-2-2 実験方法

実験はクレーンを使用し、ぐいを載荷装置内にセットした後、ぐい上部より砂をぐい内径の整数倍を目安とし一層10cmごとに所定の重りにより締固めを行なった。重りは、砂の表面から50cmの高さより落下させた。

載荷は、下部主載荷バリの上に並列にした4本のジャッキにより、ジャッキ、鉄板、ロードセル（荷重計）、加圧板の順序により行なった。載荷方法は、急速載荷を行い、一度で降伏しない場合（ジャッキのストローク不足加圧板の長さの不足により降伏しなかった時）は、載荷装置の載荷能力（約100ton）内で何度も行なった。各ゲージ類の読みは、安全性を考慮して、土槽外で、テレビカメラにより測定を行なった。

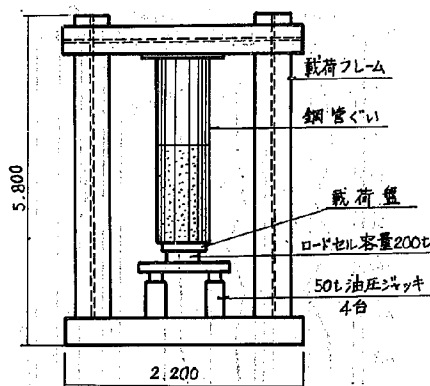


図-2.3

測定項目は、(1)載荷荷重、(2)加圧板の侵入長さ、(3)ぐい上部の変位、(4)管内部土上下端変位、(5)ぐい体ヒズミ、のそれぞれの項目について測定を行なった。

表-2.1

2-2-3 試験砂の特性

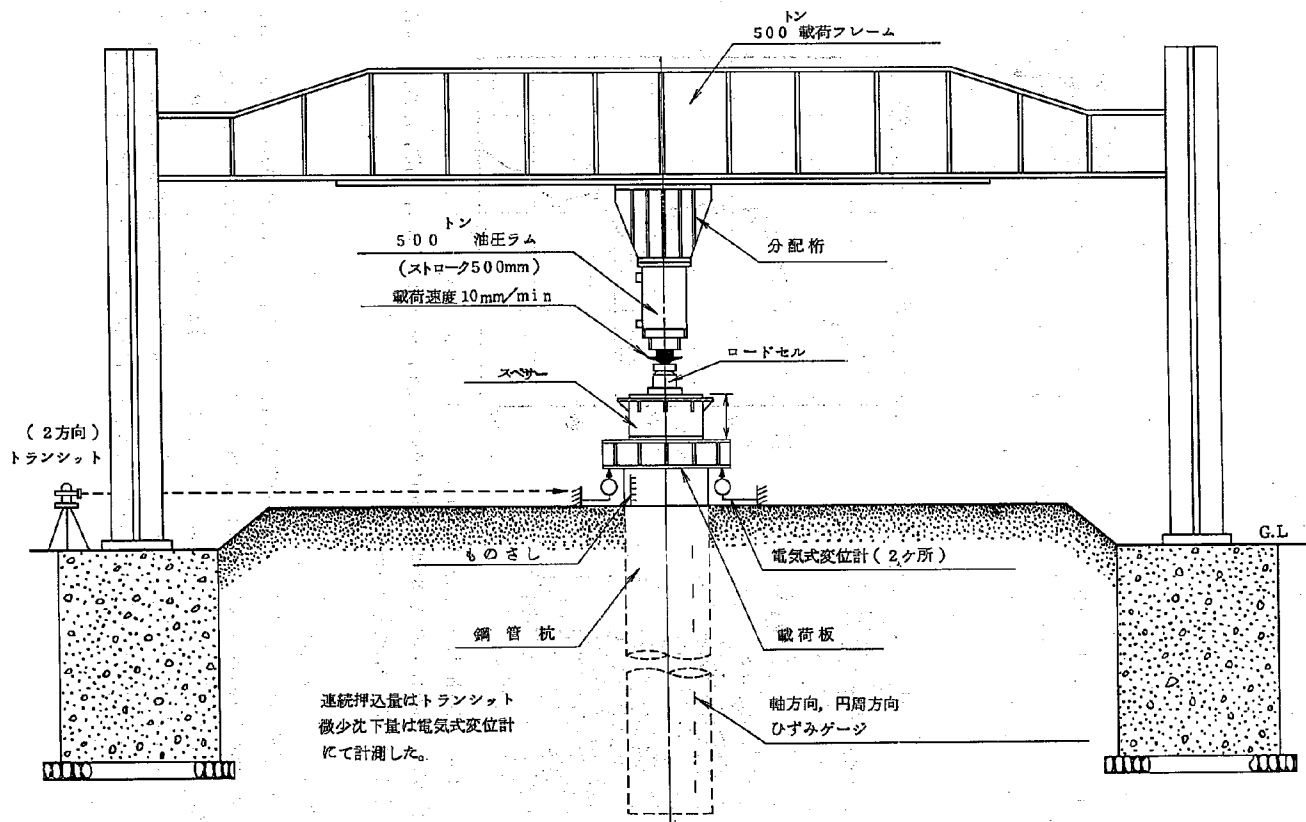
試験砂は、均等係数1.87、曲率係数0.971であり、又、締固め試験についても、ぐい内径297.9%のぐいを使用し、投入する砂の重量を計り、一層10.0cm位とし、砂を一層投入後、単位面積あたり約16g/cm²の重りを高さ50cmより自然落下させ締固めた。締固めの回数は、0.2.4回で、この時の湿潤、乾燥密度は、表-2.1の通りである。

締固め回数	0回	2回	4回
含水比	9%	9%	9%
湿潤密度	1438 g/cm ³	1476	1525
乾燥密度	1425	1463	1511

2-3 波崎における押込み試験

2-3-1 実験目的

均一な屋外砂質実験土槽を用いて、まず①先端閉塞効果機構、②根入深さが極限支持力に及ぼす



図一 2.4 押込み試験方法

影響, ③杭周面摩擦抵抗, ④開端杭と閉端杭の支持力機構の差異, 以上, 大きく4項目の目的を持っている。

2-3-2 実験方法

載荷方法および測定方法を図-4に示す。

又, 測定項目は鉛直沈下量と杭の軸方向, 円周方向のひずみとし, 400φ(開端, 閉端), 1,000φ(閉端)の計3条件についてのみひずみ測定を行った。

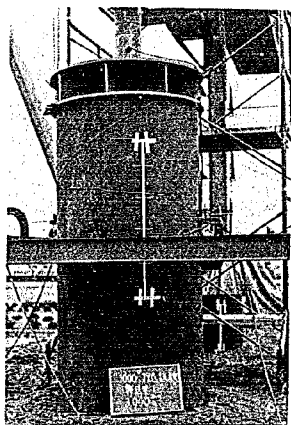


写真-2.5 波崎押込試験 (1,000φ)

供試鋼管杭は, 400φ, 600φ, 800φ, 1,000φの4種で, 杭先端は, 各々, 開端, 閉端, 根入長(押込長) $l=0\sim 7D$ の範囲で行った。

2-3-3 実験砂の特性

実験砂の力学定数は, 単位体積重量 $\gamma=1.6\text{ t/m}^3$, 内部まさつ角, $\phi=33^\circ$, 粘着力 $C=0.13\text{ kg/cm}^2$

実験土槽の標準砂の置換面積は縦方向17m, 横方向11.5mとし深さは3.5m~7.0mと縦方向中央部を段階状に深くした。転圧は20cm毎にまき出し, 動式ランマーで均一に締固めた。屋外実験場のため地下水位の影響が懸念されたが, 井戸で地下水位を観測した結果水位は充分低く, 実験土槽への影響はないと考えられる。実験土槽のN値分布は地表部で $N=0$, 深さ5.5mで $N=20$ の大略三角形分布となっている。

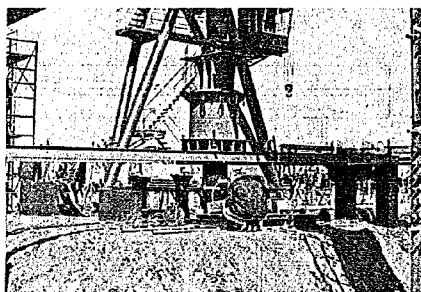


写真-2.4 波崎押込試験

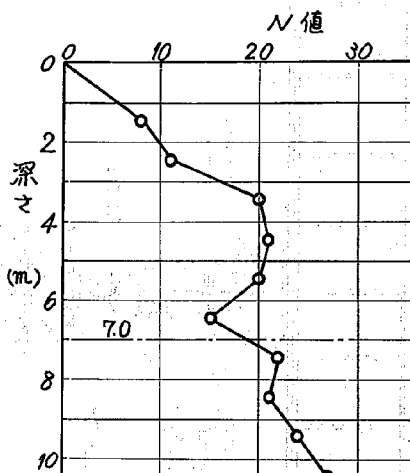


図-2.5 土槽のN値分布

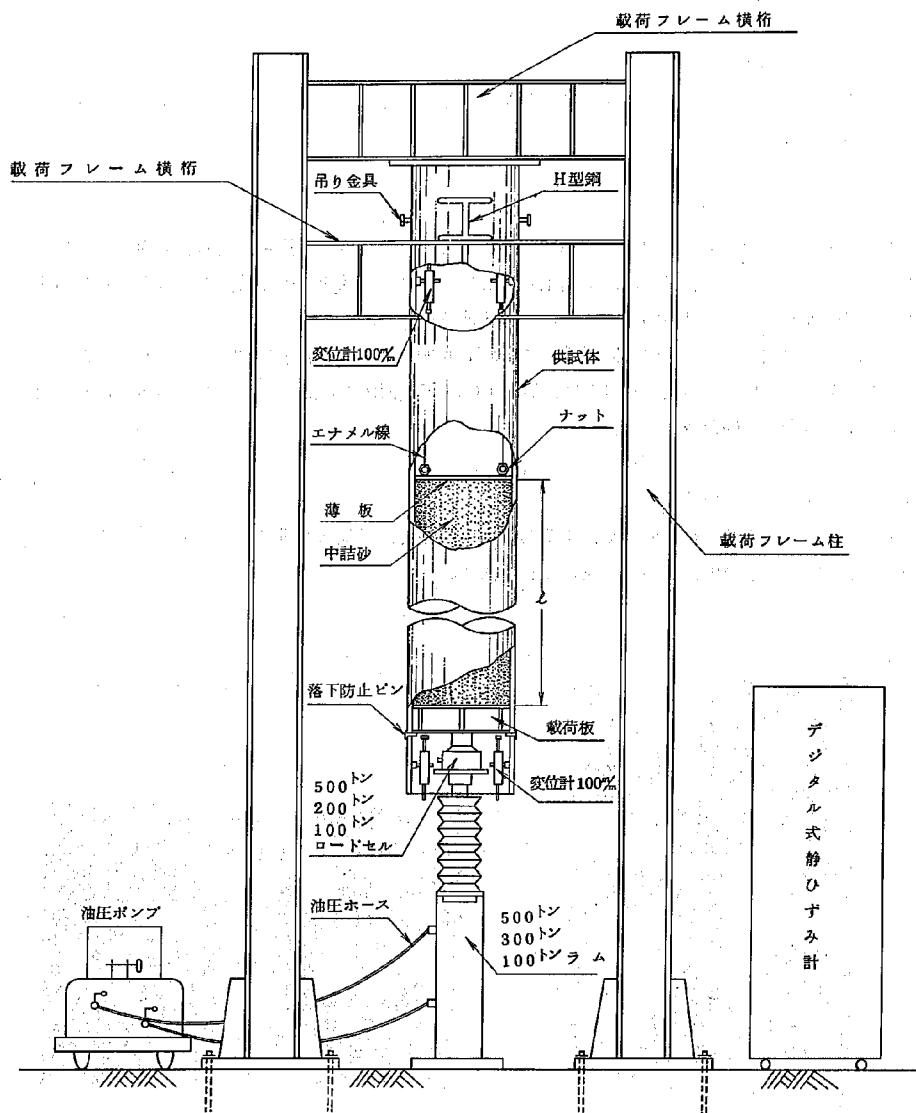


図- 2.6 中詰土押抜载荷実験方法

2-4 波崎における押抜試験

2-4-1 実験目的

①中詰土押抜時の鋼管杭のひずみ分布（貫入土の力学挙動）、②中詰土長と極限押抜力の関係、等の目的を有している。

2-4-2 実験方法

載荷方法および測定方法を図-2.6に示す。測定項目は押抜荷重と押抜量、杭の軸方向ひずみおよび円周方向ひずみとした。試験は、中詰土の充填長さを中詰土長比（中詰長、 ℓ と杭径、 D との比、 ℓ/D ）にして $\ell/D=2\sim5$ の間で各7種、計28種類行なった。

供試鋼管杭は押込載荷実験と同じく、 400ϕ 、 600ϕ 、 800ϕ 、 $1,000\phi$ の4種で、中詰土長 $\ell=1\sim7D$ であり、中詰土の締めめは、層厚10cm毎に面圧 15 g/cm^2 に相当する重量の転圧板を50cm高さから1回落下させる。

2-4-3 実験砂の特性

実験砂は、押込載荷実験と同じく、千葉県浅間山の砂で、単位体積重量、 $\gamma=1.6\text{ k/m}^3$ 、内部摩擦角、 $\phi=33^\circ$ 、粘着力、 $C=0.13\text{ kg/cm}^2$ である。

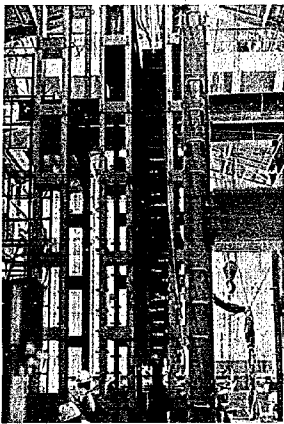


写真-2.6 波崎押抜試験くいセット
状況

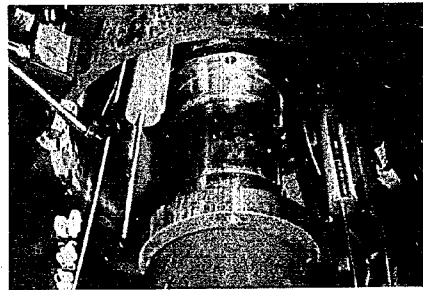


写真-2.7 波崎押抜き試験
くい先端荷重および変位の測定

3. 調査結果

3-1 小口径ぐいに対する調査結果

φ 100 ~ 400mm と小口径に属する鋼管を用いた実験の結果について述べる。調査方法は、¹⁾サーチャージをかけた実際の支持地盤により近い実験地盤での鋼管押込載荷試験、²⁾鋼管内充填土の押抜載荷試験に分けられる。

まず、¹⁾の結果の内、先端開放及び閉鎖の荷重-押込量関係を図-3.1 ~ 3.4 に示す。この図において、開端押込方式のぐい先端荷重については、最終根入れ後行なった引抜試験結果より求めた最大周面抵抗から周面摩擦力を計算して推定した。一面から言って開端ぐいの先端抵抗が閉端ぐいのそれに一致するならば、その開端ぐいは完全閉塞状態に達したとみなせる。この観点から以上の図を考察すると、A-1 ぐいは根入れ 140cm 付近で完全閉塞になっていると思われる。B-1 ぐいは 100 ~ 120cm で閉塞するかのような傾向もみられるが、他の地盤における結果と傾向を異にしており、一概に閉塞したといえない。C-1, D-1 については完全閉塞に至っていない。連続押込試験の押込荷重と設定深度での急速荷試験の極限荷重を比較すると、沈下速度の大きいことによるものか、押込荷重が極限荷重より 10 ~ 30 % 程度上回っている。

次にぐい貫入に共なうぐい内部への砂の侵入量を示したのが図-3.5 である。完全閉塞状態では、ぐいの根入れが増大しても内部土侵入量は増えないことになるという観点から眺めると、A-1 ぐいは 140cm 付近で完全閉塞状態になっているものと思われ、その他のぐいも含めて図 3.1 ~ 3.4 と傾向的には同一と思われる。

引抜試験結果から求まる最大周面抵抗を表-3.1 に、最大周面抵抗とサーチャージの関係を図-

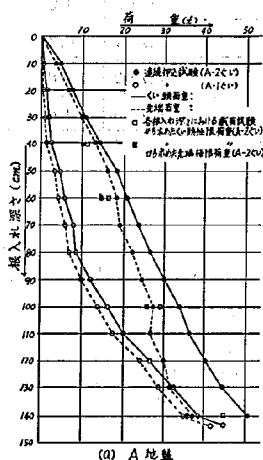


図-3.1

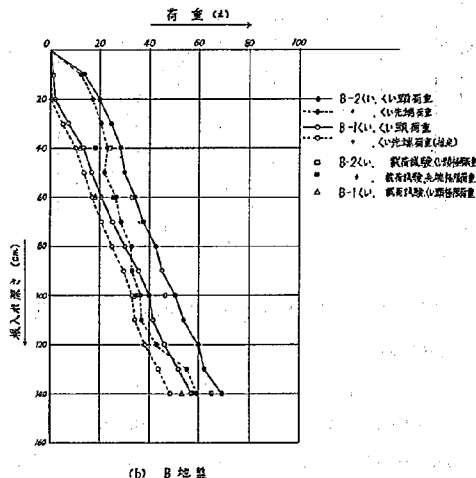


図-3.2

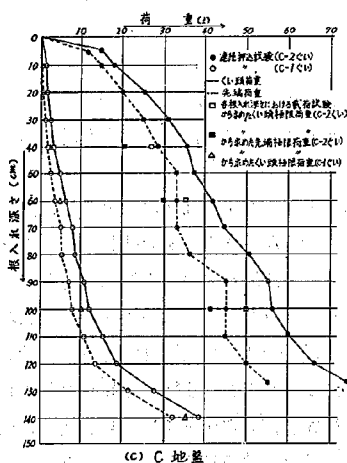


図-3.3

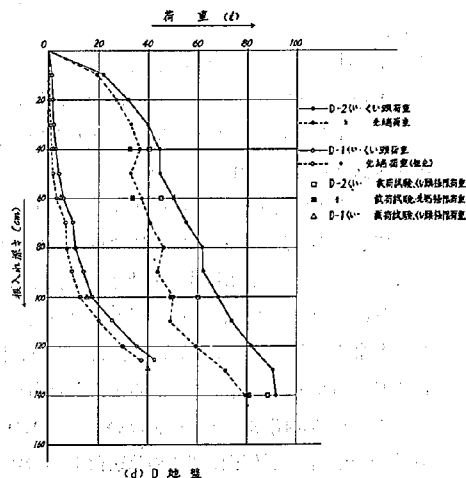


図-3.4

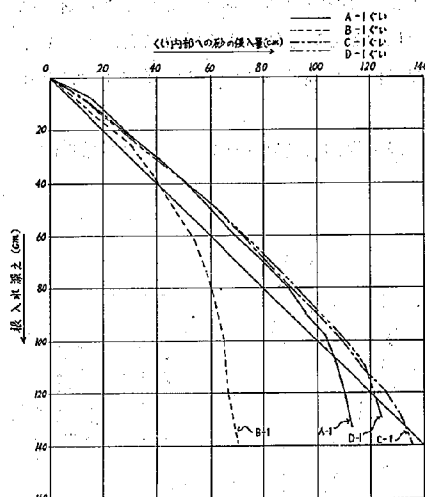


図-3.5 根入れ深さ～くい内部への侵入量

3.6に示す。

これより、閉端ぐいの周面抵抗が一番大きく、次いで開端ぐい、開端掘削ぐいの順となっているが、閉端及び開端ぐいでは、押込みに伴ない周面地盤を締め固めていった効果が表われているもの

表-3.1 引抜き試験結果による
くい周面摩擦力

くい	くい周面摩擦力	くい	くい周面摩擦力
A-1	3.4 t/m^2	C-1	6.8 t/m^2
A-2	4.0	C-2	9.5
A-3	2.1	C-3	4.2
B-1	9.4	D-1	6.8
B-2	8.3	D-2	11.8
B-3	4.1	D-3	4.6

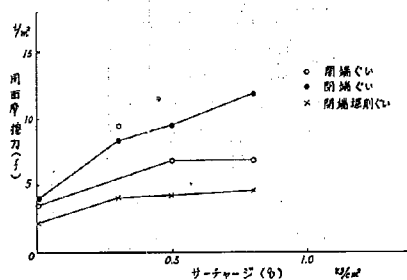


図-3.6 周面摩擦力～サーチャージ

と思われ、特に閉端ぐいにおいてはサーチャージの効果も発揮されている。なお、B-1ぐいについては、前にも述べたように他の開端ぐいと荷重-沈下関係を異にし、くい頭荷重も特に大きな値を示しているところから、何らかの閉塞促進の作用がぐいに働き、それにより周面抵抗の増大も為されたとも推測される。以上の結果について主にサーチャージの効果の面からまとめてみると、地盤のN値、閉端ぐいの支持力（先端、周面）にはサーチャージの影響がはっきりとあらわれ、また、開端ぐいの支持力から見るとサーチャージにより地盤の支持力が増大した結果、閉塞に要する根入れ比（ l/D ）は大きくなるということが傾向的に確かめられた。これは、締まった地盤ほど官内へ侵入してきた土は体積膨張してゆるめられるという事から理由付けられる。なお、写真-3.1~3.3に載荷後のくい周辺土の状況を写真-3.4にくい先端部に形成された圧力球根を示すがこれを見ると、先端地盤が塑性破壊を起こす場合の土クサビの下端より発達するとされる。スベリ線は見つかっていない。また、先端部に形成されたコーンは相当の粒子破碎を受けて固結していることが観察された。

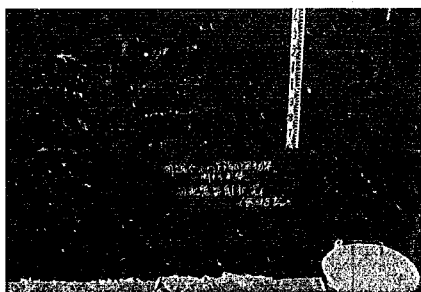


写真-3.1 ぐいの掘出し

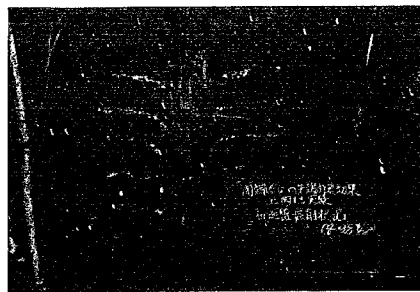


写真-3.2 ぐいの掘出し

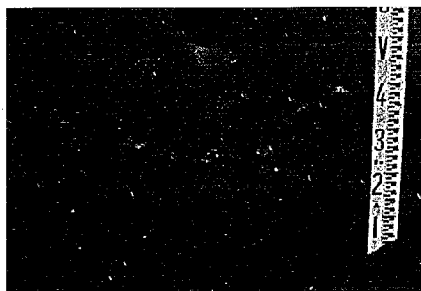


写真-3.3 ぐいの掘出し

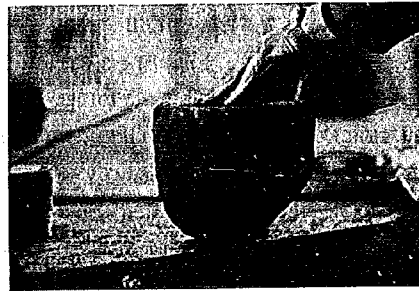


写真-3.4 載荷試験後、掘出しによる先端部の球根

次に2)の押抜試験結果について述べる。これは鋼管ぐい内部土の支持力機構を調べるために行なったもので、その押抜抵抗、軸力分布などを測定し、¹⁾駒田・山川の提案している式へのあてはめを行ない、検討した。

鋼管中詰砂の平均初期密度は表-3.2に示す様である。そして、同一初期密度（締め固め2回）の場合の砂の充てん長さ ℓ_0 と鋼管内径Dの比(ℓ_0/D)と、内部土の単位面積当りの極限抵抗(P/A)との関係をくい径別に示したのが図-3.7である。この図は、鋼管内部土の単位面積の極限抵抗はくい径に関わらず ℓ_0/D に応じてほぼ同様な曲線形を示しており、 ℓ_0/D が4を越えると急激に大きく

表-3.2 砂の密度 (g/cm^3)

締め固め回数	乾燥密度
締め固め無し	1.425
2回	1.463
4回	1.511

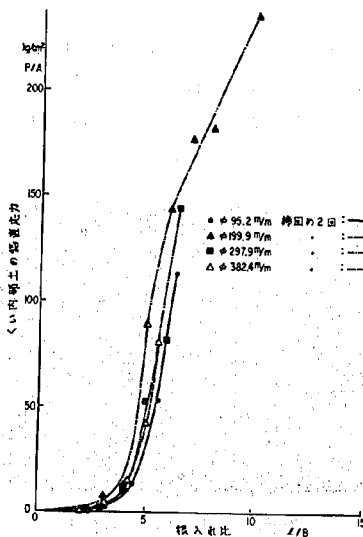


図-3.7 P/A と $D\ell/B$

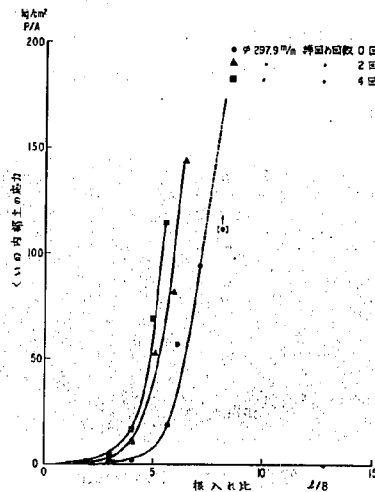


図-3.8 P/A と $D\ell/B$

なることを示している。また、図-3.8は図-3.7と同様な関係を $\phi 300$ の場合についてくい内部土の密度別に示したものである。この図は、内部土密度が大きいほど曲線の立ち上がり早く、また相対的にゆるい内部土は根入れ比の増大（二変位の進行）にともない圧縮されていき、締め固められながら抵抗を発揮することを示している。

図3.9は、実験時に測定した鋼管の歪分布から軸力分布を求めたものの一例である。この図は、内部土に加えられた荷重は鋼管先端部（先端部より2～3D）で急激に鋼管に伝達されていることを示している、これは言い換えれば先端部抵抗として有効に働くのは以上の部分の内部土ということができる。この傾向は ℓ_0/D 、Dによらずほぼ同様であり、内部土密度にも影響されないものと思われる。

以上の実験結果から、鋼管内部土の抵抗を支配すると思われる諸定数について検討してみる。これについては、昭和46、47年度に行なった実験（ $\phi 48.6 \sim \phi 216.3\text{mm}$ ）結果から以下に示すような内部土抵抗算定式を導いているので、それに準じて検討を加える。この一般式は以下の様な形で示される。

$$P_0 = \frac{\tau_{\max}}{u \cdot \nu} \cdot \frac{e\beta u \nu \cdot \frac{l_0}{D} - 1}{e\beta u \nu \cdot \frac{l_0^*}{D} - 1} \quad (l_0 < l_0^*)$$

この式は内部土の充てん長さ l_0 が、鋼管内壁面に働くせん断応力 τ が最大値に達するときの充てん長さ l_0^* より小さい範囲で適用されるものであり、 P_0 は内部土の単位面積当りの極限抵抗力を表わす。

$u \cdot \nu$: 土の壁面における摩擦係数(u)と水平圧力と鉛直圧力の比(ν)との積

$\tau_{\max}$: 鋼管壁面に働く最大せん断応力

$\beta, u \cdot \nu \cdot l_0^* / D$: const

この式の中で定数として扱われる以上の要素は、前回の実験(昭和46, 47年度)結果から $u \cdot \nu \approx 0.5$, $\tau_{\max} \approx 40 \text{ kg/cm}^2$, $\beta \approx 0.8$, $u \cdot \nu \cdot l_0^* / D = 3$ という値が得られている。今回の実験結果からこれらの定数を求めてみると、かなりバラツキがあり一概には決め難いが、 $u \cdot \nu \approx 0.39$, $\tau_{\max} \approx 50 \text{ kg/cm}^2$, $\beta \approx 3.06$, $u \cdot \nu \cdot l_0^* / D = 2.34$ という値が得られ、 β を除けば前回の実験結果とかなり近い値となっている。また、 $u \cdot \nu$ については従来、土の種類により一義的に決まる値と考えられていたが、今回の実験結果から推察すると内部土の密度や鋼管径によっても異なってくるものと考えられる。図-3.10は今回の実験から得られた定数を使って求めた内部土の極限抵抗と実測値との関係を示したものであり、ほぼ計算値が実測値に近い値を示している。なお、鉛直応力-せん断応力の関係を図-3.11に示す。

3-2 大口径ぐいに対する調査結果

$\phi 400 \sim 1,000 \text{ mm}$ と比較的大口径に属する鋼管を用いて行なった1)支持地盤への鋼管押込荷重試験、2)鋼管内充てん土の押抜荷重試験の結果について述べる。

(1) 押込実験の結果

押込実験の荷重-沈下量の関係をグラフ化したのが図-3.12である。開端ぐい、閉端ぐいの押込最大荷重、設定深度において実施した載荷試験結果、および引抜試験結果を表-3.3, 3.4に示す。また、一連の実験終了後行なった管内土への貫入試験の結果をぐい先端よりの位置 Z とぐい径 D の比 Z/D との関係で示すと図-3.13のようになる。これらの結果についてまとめてみる。

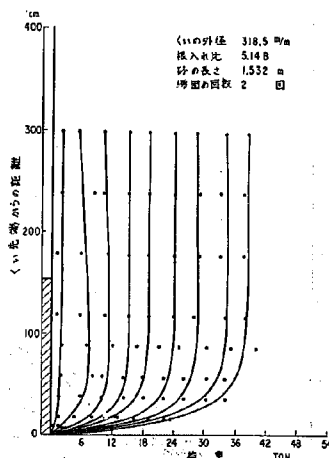


図-3.9 鋼管の軸力分布

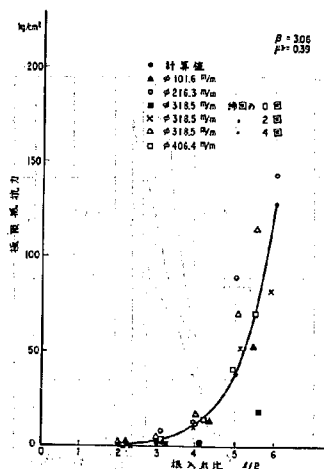


図-3.10 実験値と計算値

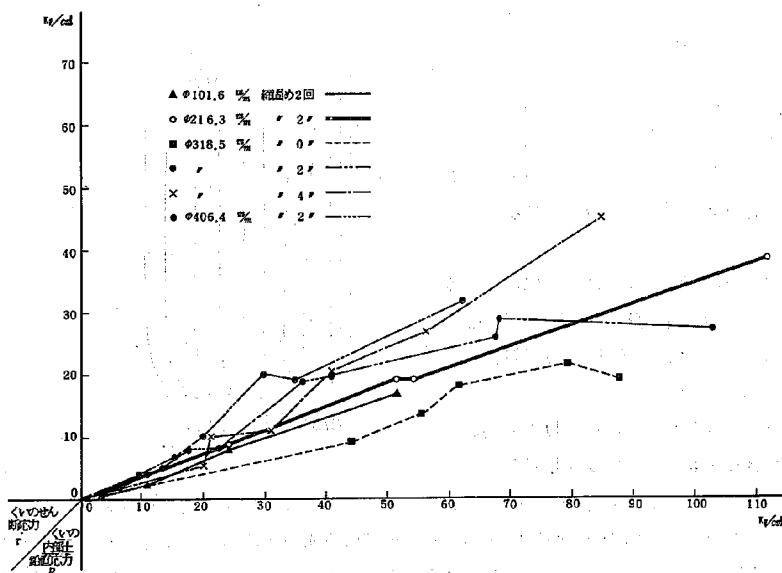


図 3.1.1 鉛直応力—せん断応力

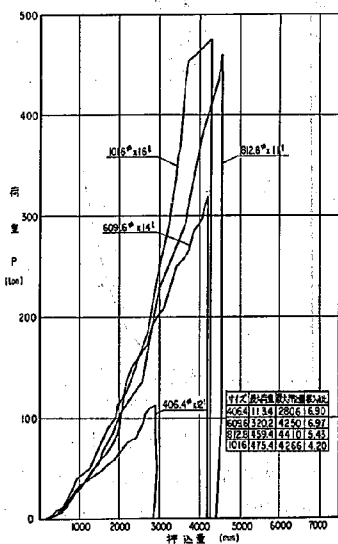


図- 3.1.2 押込荷重と沈下曲線

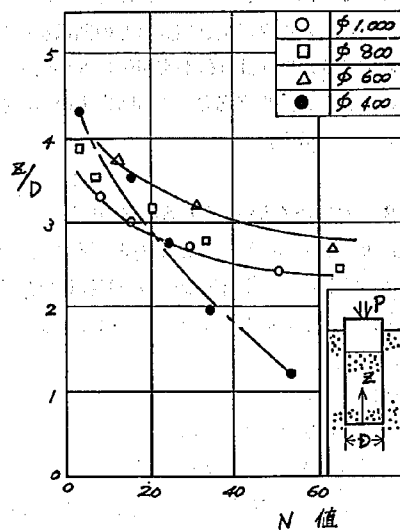


図- 3.1.3

1), $\phi 600, 800, 1000$ のスパイラル管の場合、管内土N値は Z/D が2~3までの先端部で急激に高くなり、非常によく締固められていると思われる。

2), $\phi 400$ の直線スーム管の場合のNは、くい先端より $Z/D \leq 1.5$ の部分においてN値 ≥ 50 となっている。

3), 先端支持地盤のN値が約20という値に対し、くい先端部の管内土はかなり締固められていることが以上の結果よりわかるが、特にスパイラル管では管内面のビードの効果も一因として作用したものと推測される。

4), 表-3.3に見られる様に、今回の実験では周面摩擦力は鉛直支持力の10%程度にすぎなかった。

そして、載荷試験結果と引抜試験結果より先端抵抗を求め、根入れ比(l/D =根入れ長/くい径)との関係を示したのが図-3.14である。このプロットした点より傾向として捉えた結果が、図中の直線ならびに曲線である。閉端ぐいの結果をみると、傾向としては統一性がありそれは直線で示さ

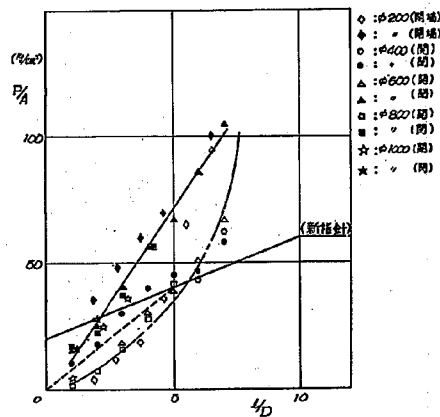


図-3.14

表-3.3 開 端

試験ぐい (mm)	押込荷重 P max (ton)	載 荷 試 験 結 果			引 抜 荷 重 T max (ton)	先端支持力 R=P-T (ton)	周 面 摩 擦 の 効 果 T/P (%)	周面摩擦力 $\gamma_{max}(l/f)$
		根 入 れ	極限根入れ(ton)	沈 下 量 (mm)				
$\phi 406.4$	113	6 D	64	17.4	9	104	8	2.5
		7 D	90	17.3				
609.6	320	3 D	72	9.1	37	283	12	4.5
		4 D	114	15.3				
		5 D	144	15.3				
		6 D	183	14.2				
		7 D	238	16.0				
812.8	(459)	1 D	19	9.4	49	410	11	4.3
		2 D	60	11.9				
		3 D	114	10.9				
		4 D	186	15.0				
		5 D	260	15.5				
1016	(475)	1 D	40	6.4	60	415	13	4.4
		2 D	230	18.2				
		3 D	343	16.2				

() 内: 載荷能力, 限界値

表-3.4 閉 端

試験ぐい (mm)	押込荷重 P max(ton)	載 荷 試 験 結 果			引 抜 荷 重 T max(ton)	先端支持力 R = P-T(ton)	周 面 摩 擦 の 効 果 T/P (%)	周面摩擦力 $l_{max}(t/m^2)$
		根 入 れ	極限荷重 (ton)	沈 下 量 (mm)				
φ 406.4	10.4	1 D	11	10.4	11	9.3	11	3.4
		2 D	28	16.6				
		3 D	44	16.0				
		4 D	58	15.6				
		5 D	66	10.0				
		6 D	70	15.3				
		7 D	86	16.3				
609.6	45.1	1 D	52	16.5	29	42.2	7	3.7
		2 D	86	17.0				
		3 D	134	18.0				
		4 D	184	18.0				
		5 D	218	19.0				
		6 D	278	21.0				
		7 D	336	18.4				
812.8	(48.2)	1 D	98	15.0	26	45.6	5	3.0
		2 D	135	15.0				
		3 D	216	17.0				
		4 D	314	22.0				
1,016	(47.9)	1 D	134	15.5	13	46.6	3	1.7
		2 D	226	16.0				

れる。なお、φ400の試験結果が低い値を示し傾向を異にしているが、これについてはφ400の原地盤が他のくい原地盤に比し、若干ゆるい地盤であったということの影響かと思われる。開端ぐいについては、図に示した曲線が平均的な傾向であると判断した。

次に、一部のくいでくい体に貼付したひずみゲージの測定値より応力換算を行なったが、この応力分布を示すと図-3.15の様になる。この結果より次のことが言える。

- 1), くい先端部の円周方向応力は、先端より Z/D が1.5~2の範囲において著るしく大きい。
- 2), くい軸方向応力は、先端部から1.5~2Dの範囲までに急激に増大し、これを越えると上端まで一定値となっている。ここでも管内土の有効抵抗長という言葉を使えば、その範囲は1.5~2D、という結果である。

(2) 押抜実験の結果

押抜実験における押抜強度と管内土の根入れ長との関係を示したのが図-3.16である。これを見ると、スパイラル管での傾向的な相違はなく、φ400の直線シーム管では押抜強度の發揮は他より緩やかなカーブで l_0/D と共に増加している。これは前にも述べたように直線シーム管とスパイラル

管との差をあらわしているのではないかと考えられる。

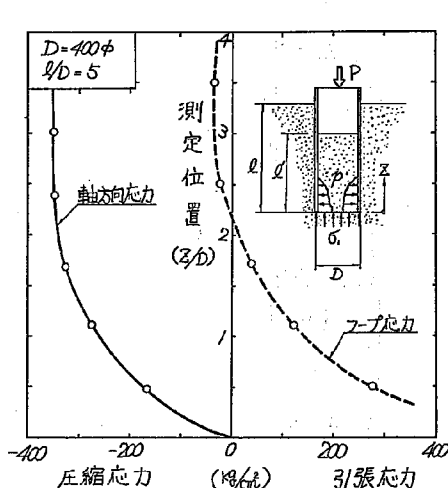


図-3.15

(3)大口径の実験結果に対する検討

図-3.14に示された押込実験の結果にみられ

るように、先端地盤の極限支持力を見い出すには

至っていない。ここでの先端抵抗は、いずれの根入れの時でも最大周面抵抗（最終根入れ時の引抜抵抗）を発揮するものとして計算した結果であるが、周面摩擦力の全支持力に占める比率を考えれば、それによる誤差の影響は少ないものとする。なお、図中に、新指針、と添え書きのついた折れ線が示されているが、これは、今年改訂された道路橋下部構造設計指針・同解説、くい基礎の設計篇に定められている。くい先端地盤の極限支持力度の算定法に従って求めたもので、設計用N値を2.0として計算した。この算定法では、極限支持力度はくいの支持層への根入れ比の関数として与えられ、くい先端地盤のN値を知ることにより定量的に求まる。開端鋼管くいの場合には、先端閉塞効果の影響を考慮して根入れ比が5以下では図中の破線に示されるように先端支持力度の低減を行なっている。閉塞効果がどの程度発揮されているか数字で示すと、図-3.17のような結果であった。これは、押込試験結果より、各くい、各根入れ毎の極限抵抗と地盤の極限支持力を比較してみたものである。ここでは定性的なものをつかむにとどまり、また、地盤の極限支持力としては各々に対し200kg/cm²を仮定して算出した。

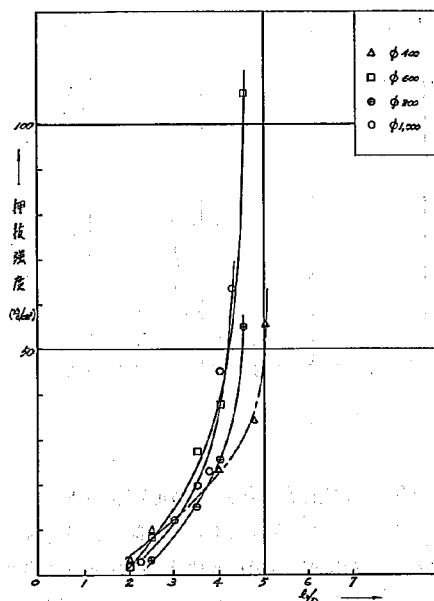


図-3.16

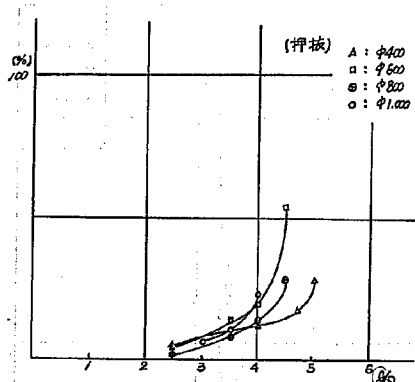


図-3.17

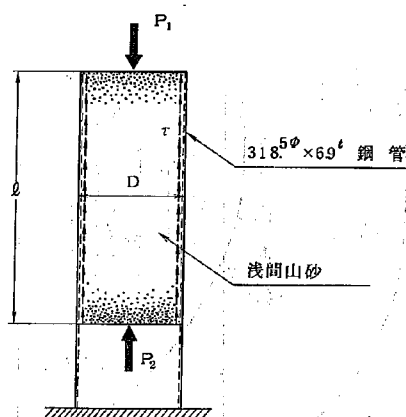


図-3.18

3-3 先端抵抗に関する補足実験結果

支持地盤へ貫入されたい先端部の支持機構に関して、底面地盤へ伝わる荷重と内壁との摩擦力として伝わる荷重を分離して考え、その支持割合を追究した。

試験方法は、 $\phi 300$ の鋼管を試験ぐいとしてその内部に砂を充てんし、鉛直荷重を内部土に負荷すると共に、内部土下端部 τ 設置したロードセルにて下端下重に測定した。(図-3.18参照)充てん長は $0.5D \sim 2.5D$ (D :ぐい内径)に数種類変え、載荷方法は2~3サイクルに及んだものも一部ある。

試験結果を図-3.19~図-3.21に示す。図-3.19と図-3.20は下端荷重 P_2 の上端荷重 P_1 に対する分担比、 P_2/P_1 と P_1 との関係を示したものであり、図-3.21は P_1 をパラメータとして分担比と中詰土長比(l_0/D)との関係を示したものである。これに見られるように、上端荷重の大小にほとんど関わりなく、分担比 P_2/P_1 は l_0/D の増加と共に急減している。

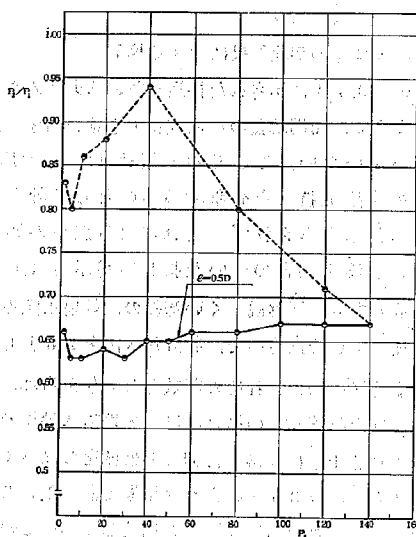


図-3.19

3-4 まとめ

現在まで $\phi 50$ mm程度から $\phi 1000$ mmまでのぐいについて実験土槽への押込試験、また管内土の押抜試験を行ってきた、これらの実験結果をまとめると以下のようなになる。

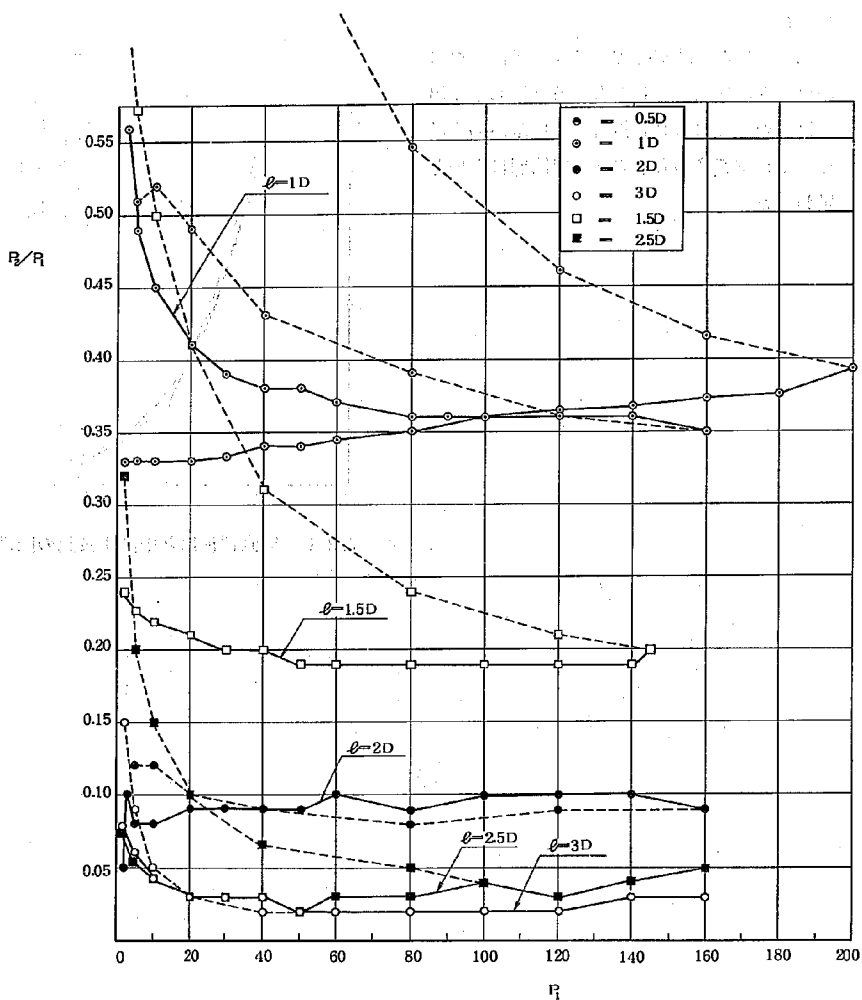


図- 3.20 $P_1 - P_2 / P_1$ 関係図 (中詰長比較)

- 1), 小口径のくいでも大口径のくいでもくい径と支持層への根入れ比が等しければ, ほぼ同等の先端閉塞効果を得られる。
- 2), サーチャージを与えた地盤での先端閉塞効果は通常の地盤のそれよりいく分悪くなる。但し, これはくい内部にはサーチャージとなるべき土塊が存在したため一種のボイリング現象が起った事に大部分起因すると思われ, 通常の打ち込みくいではこのような現象は起りにくいと思像される。
- 3), 管内に詰まった土はその全長が有効なのではなく先端より約 2 D の領域で大きな壁面摩擦抵抗が働いている。そして, 2 D 以上の部分の管内土はサーチャージとしての働きと, 侵入して

くる土魁と締め固める働きとをしていると考
えられる。

4), 開端ぐいの先端支持力度の算定式は, 地層
の複雑さ, 施工精度等を考えると新らしく出
た道路橋下部構造設計指針, くい基礎の設計
篇, (日本道路協会) の手法で問題はないと
思われる。

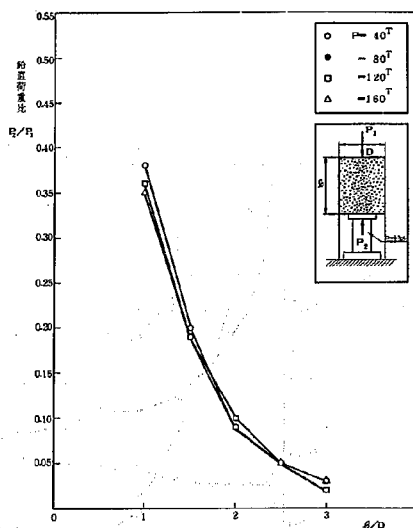
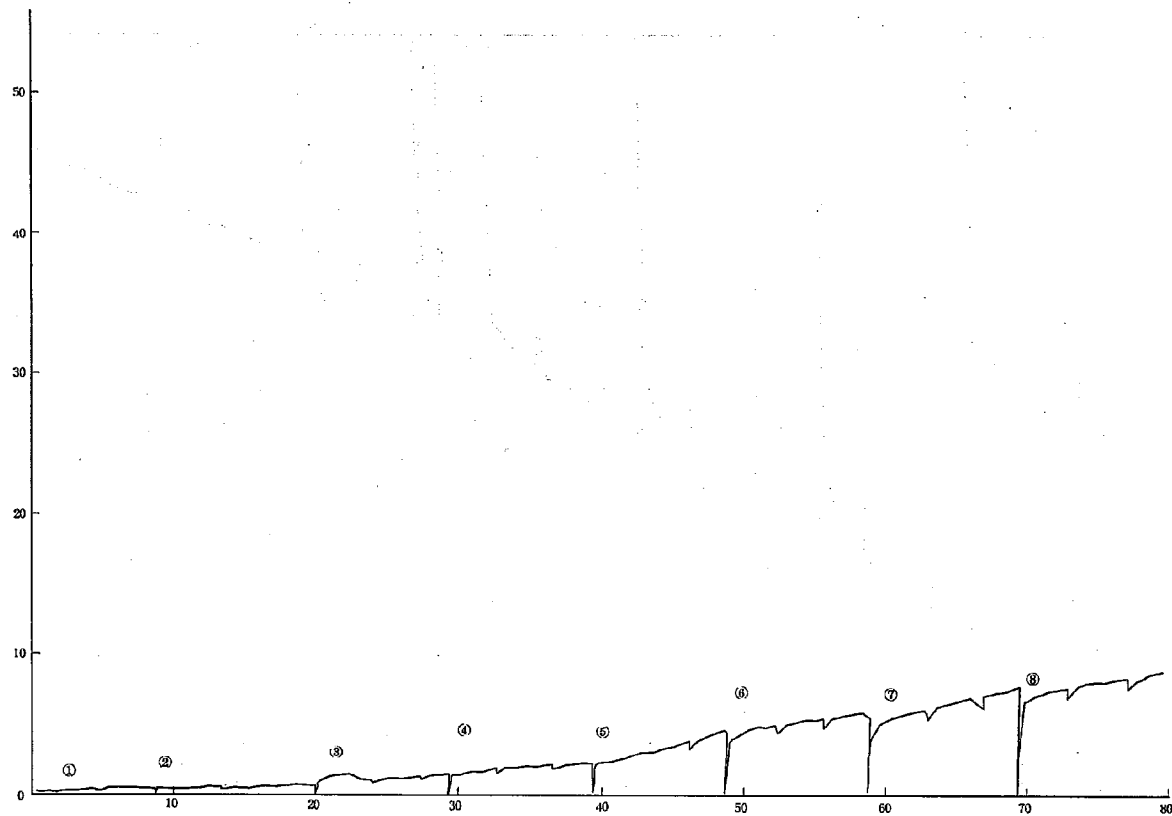
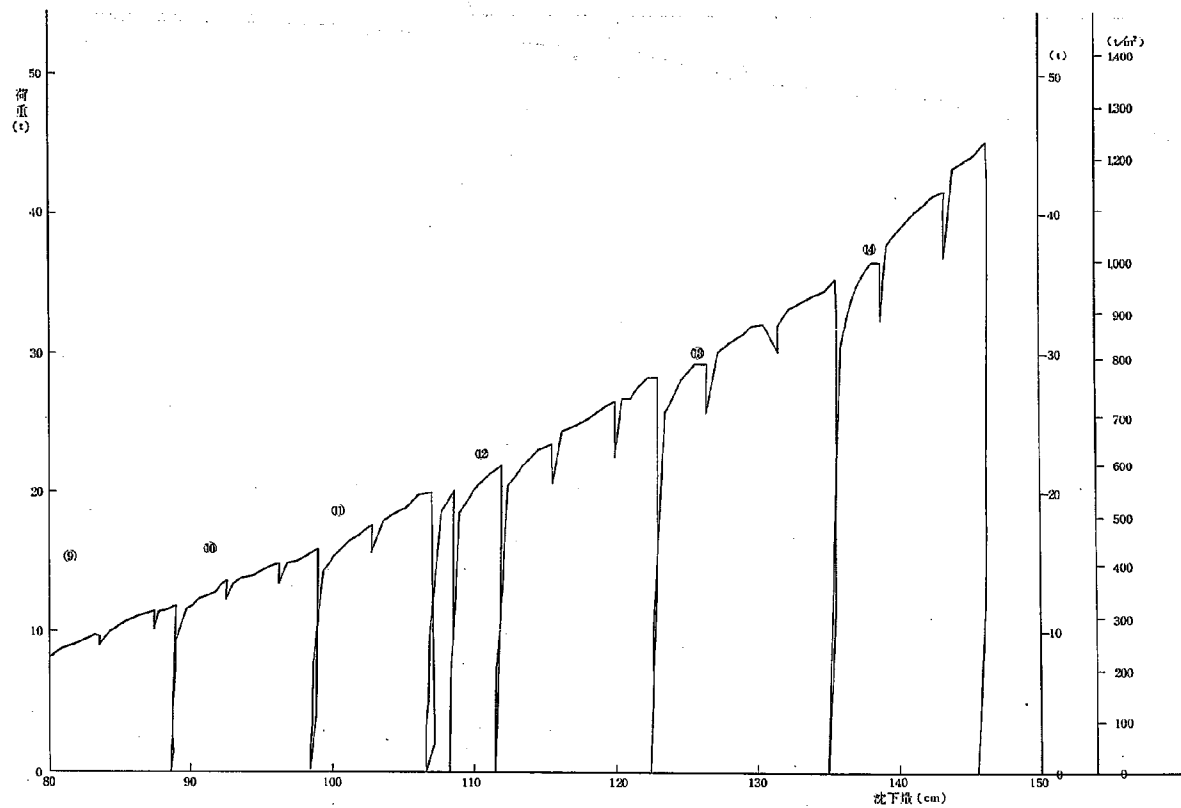


図- 3.2.1 鉛直荷重比と中詰土長比の関係

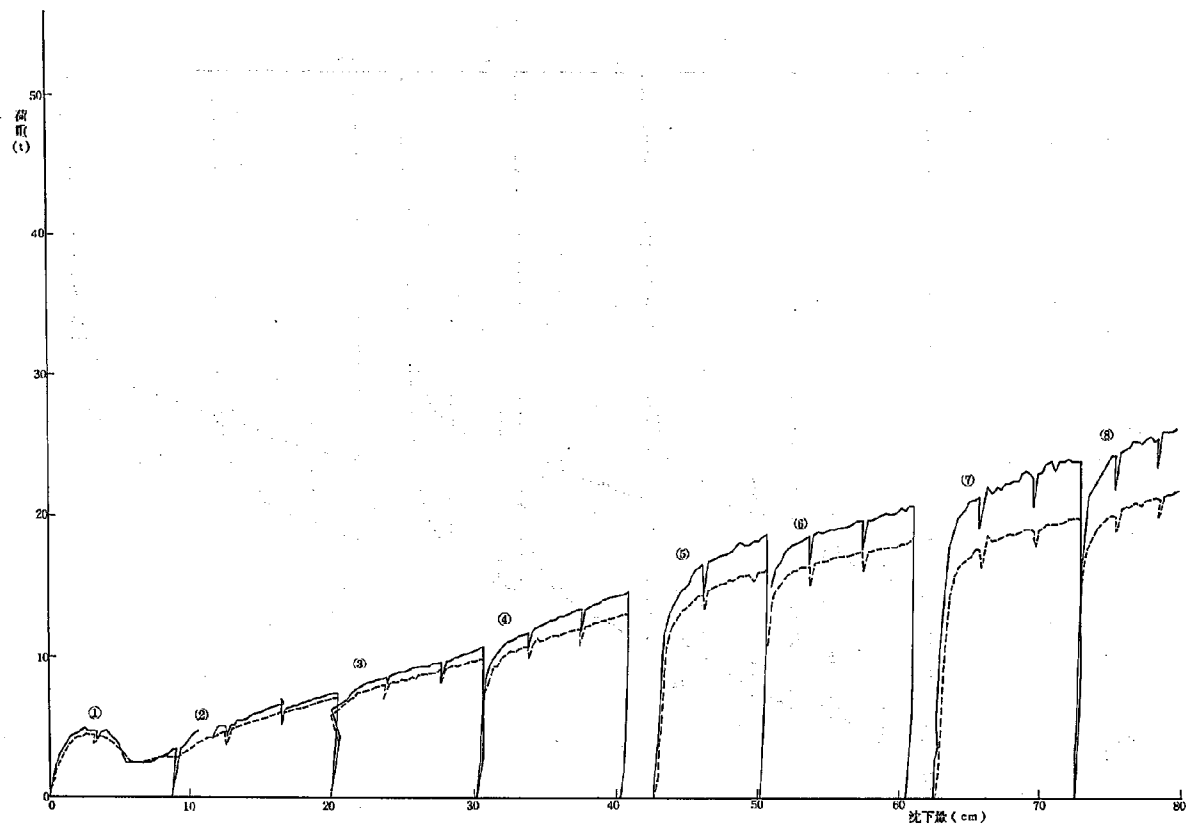
資料 I



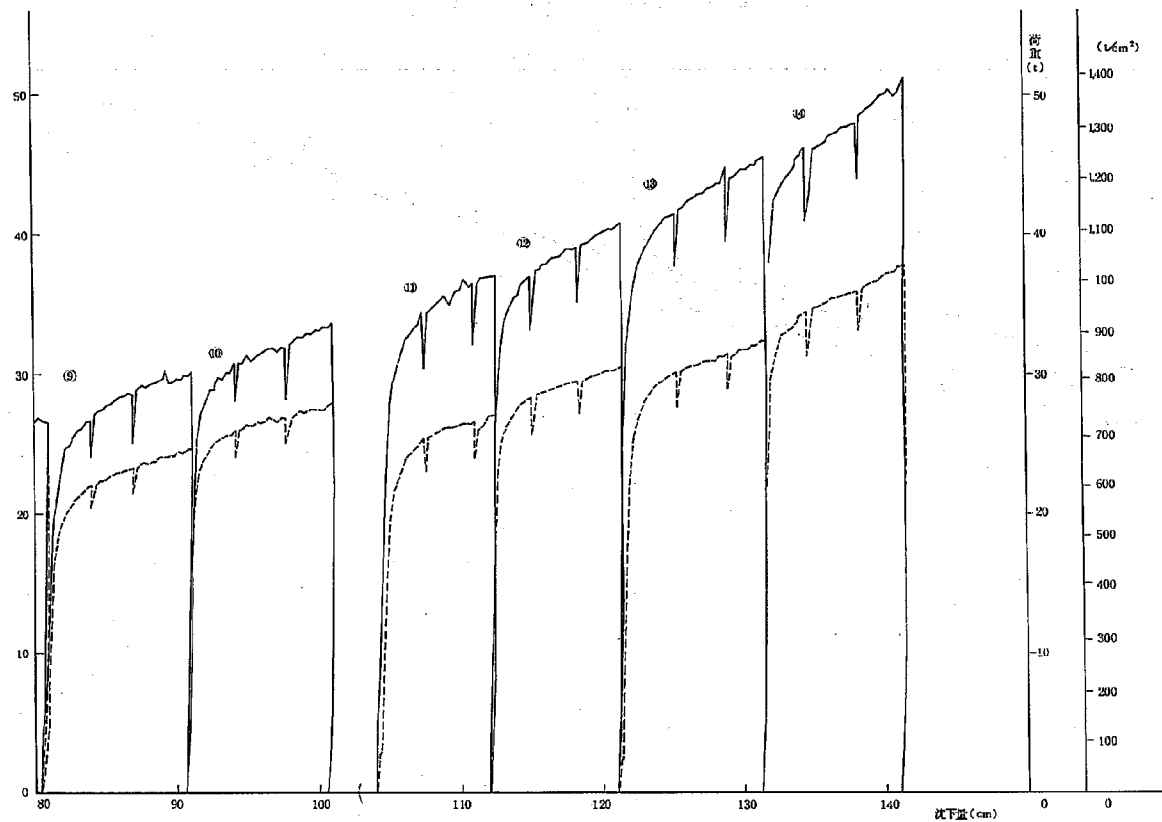
A-1 ぐい荷重-沈下量曲線(その1)



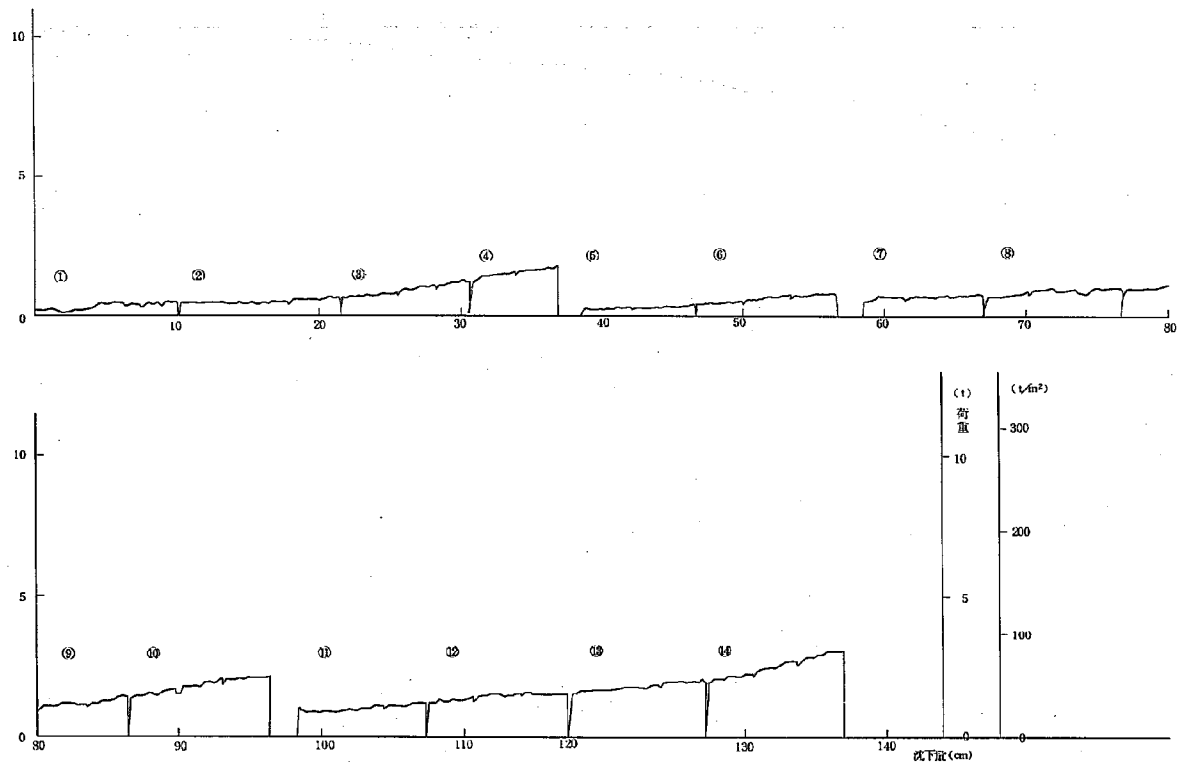
A-1 ぐい荷重-沈下量曲線 (その2)



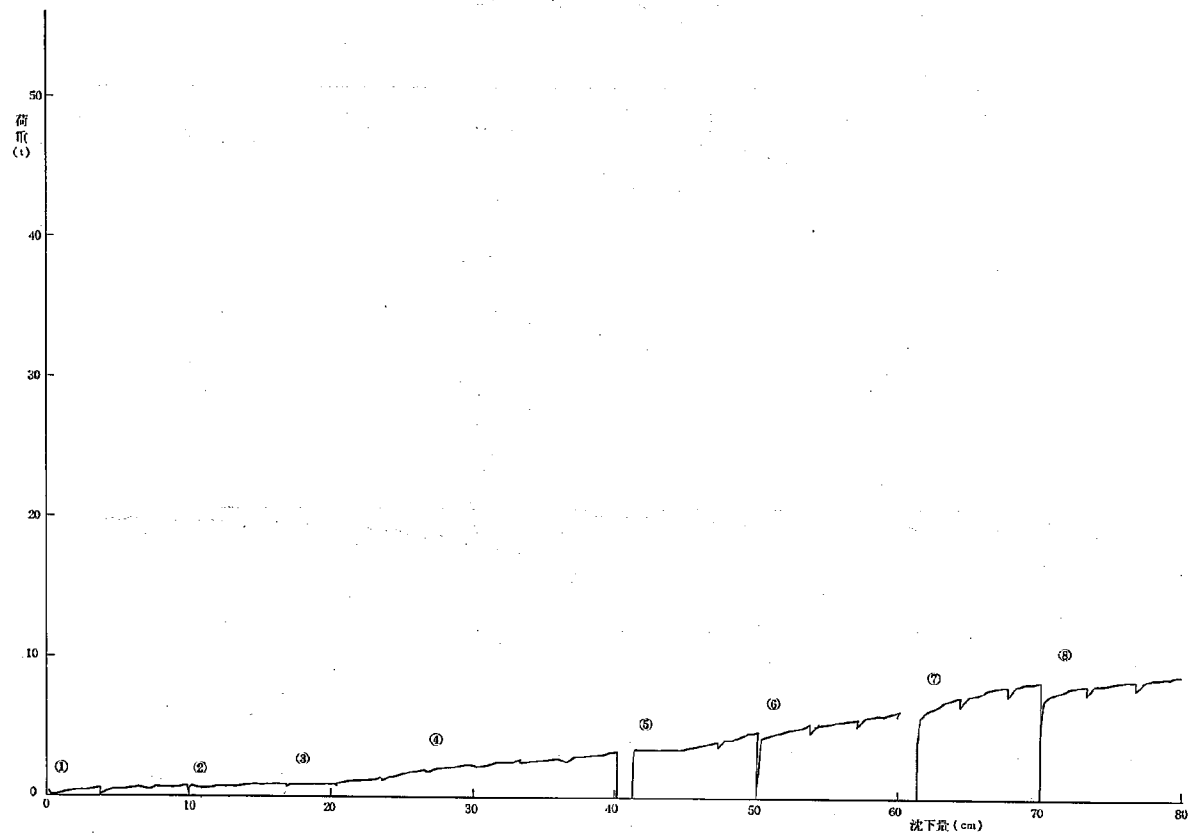
A-2 ぐい荷重-沈下量曲線(その1)



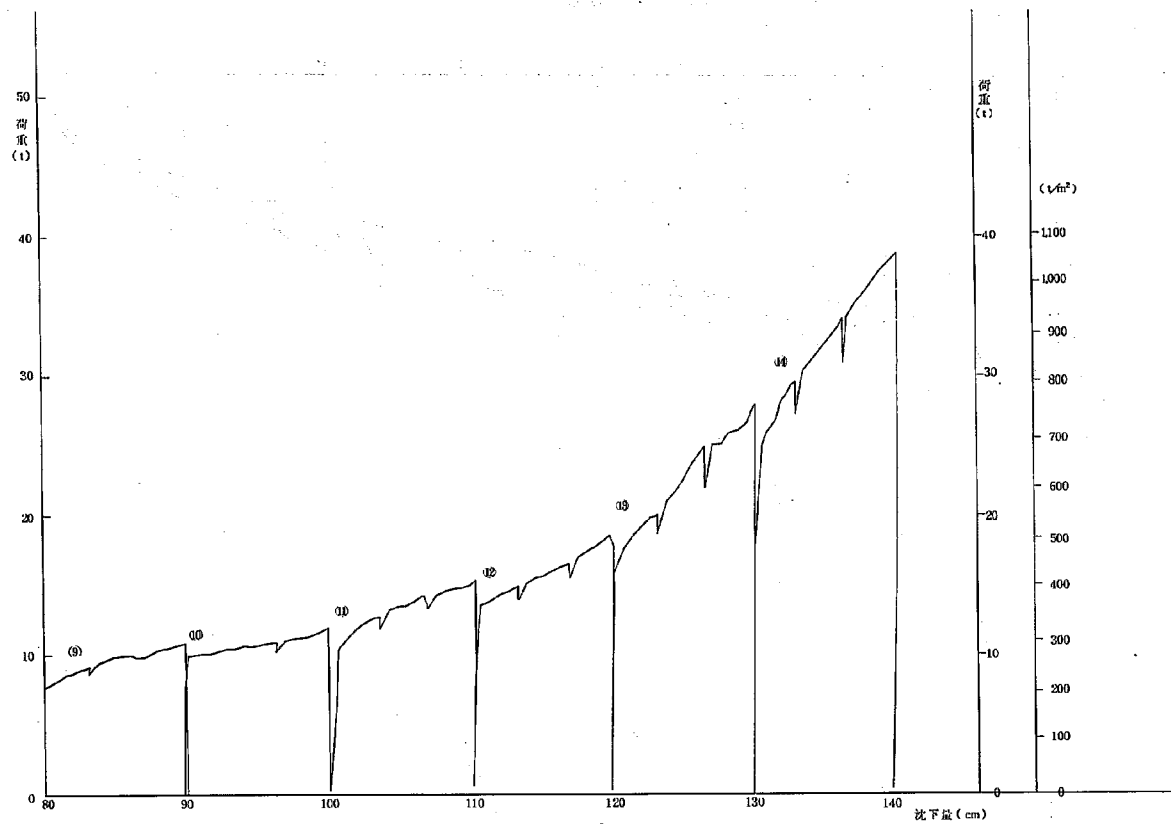
A-2 ぐい荷重-沈下量曲線(その2)



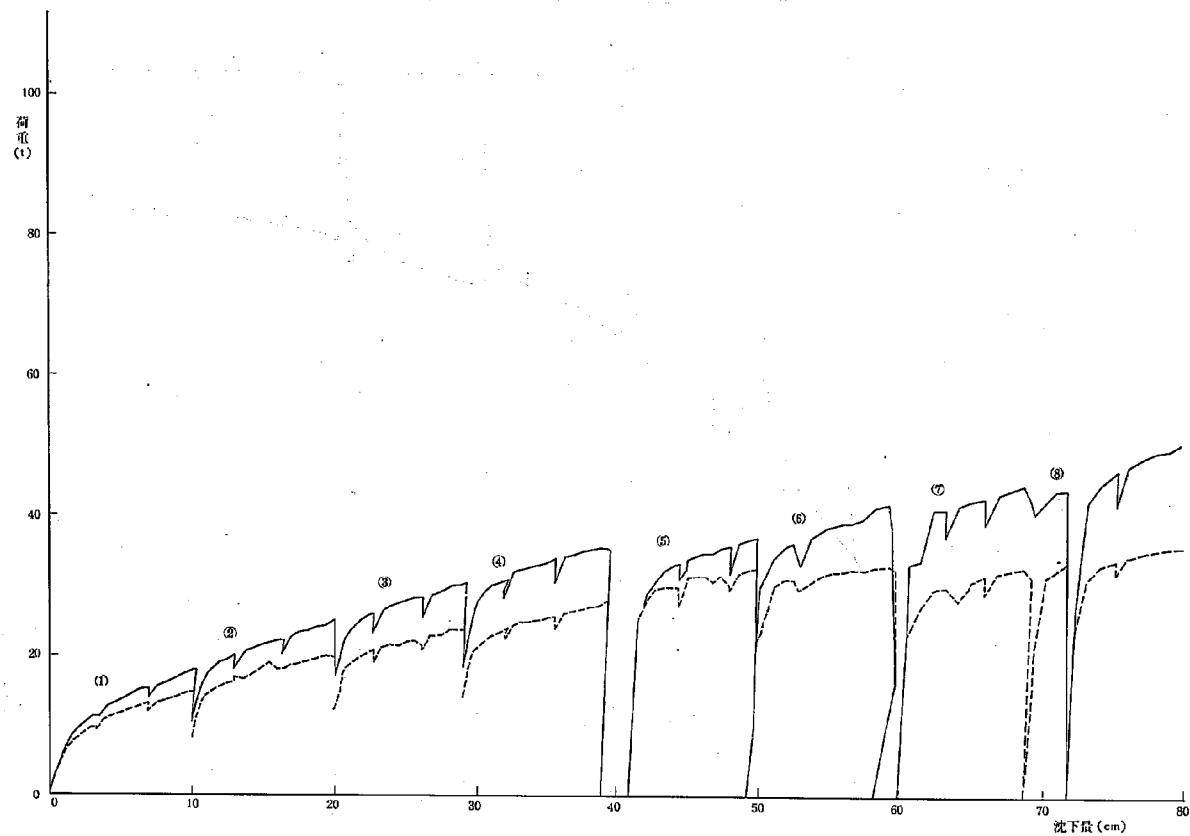
A-3 ぐい荷重—沈下量曲線



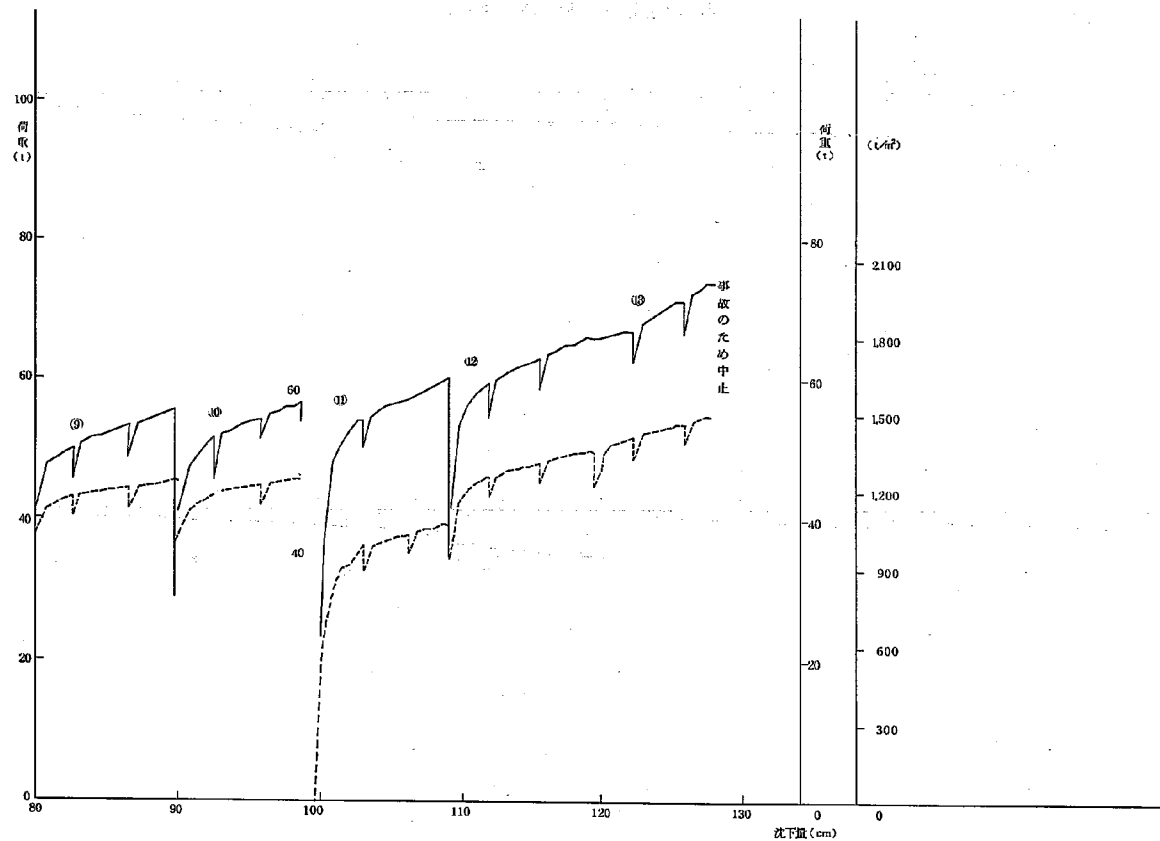
B-1 ぐい荷重一沈下量曲線(その1)



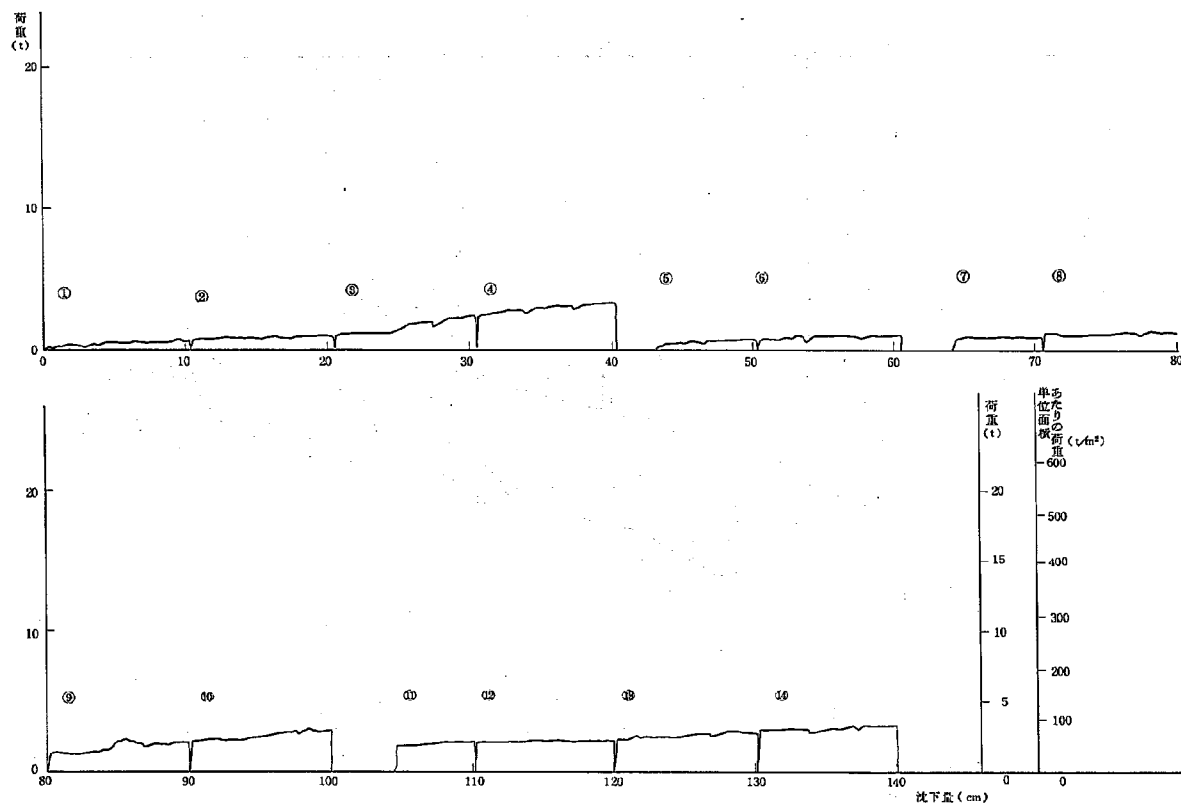
B-1 ぐい荷重-沈下量曲線 (その2)



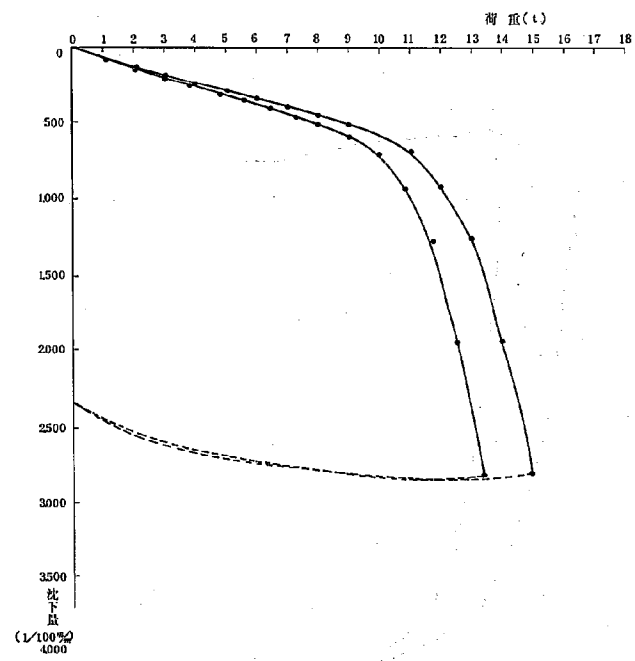
B-2 ぐい荷重-沈下量曲線(その1)



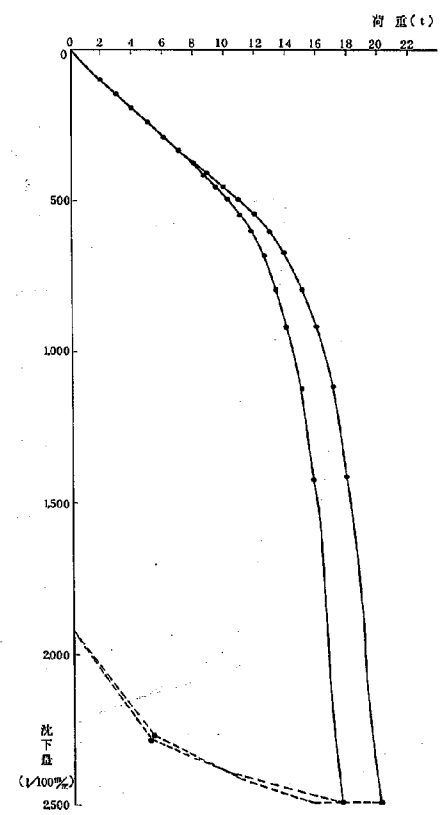
B-2 ぐい荷重-沈下量曲線(その2)



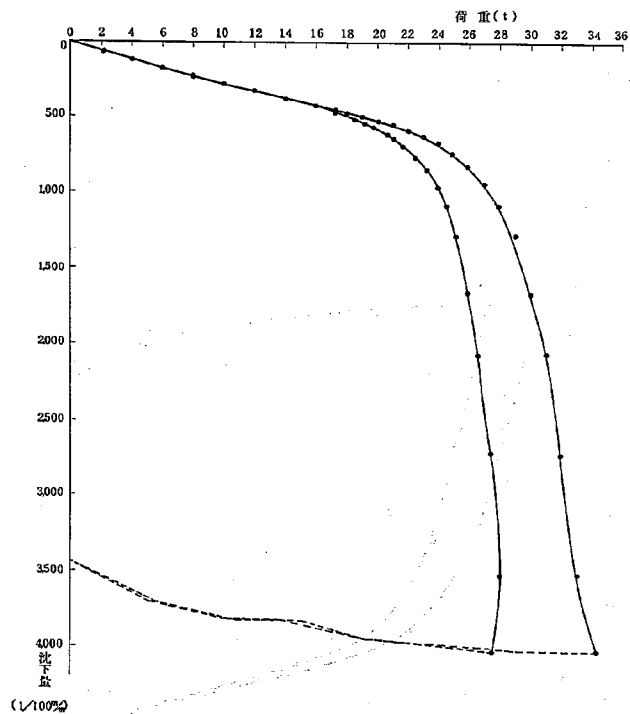
B-3 ぐい荷重-沈下量曲線



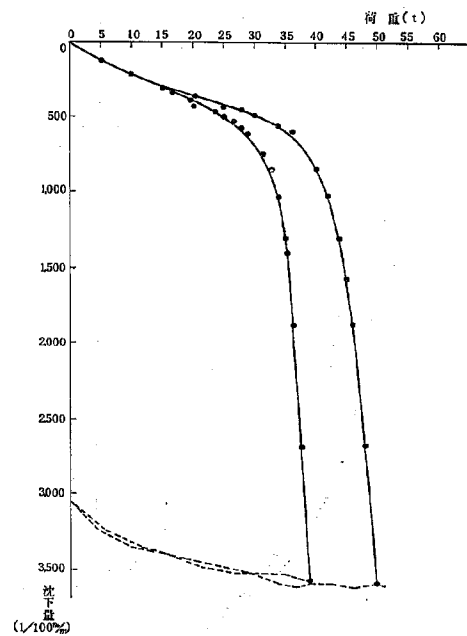
A-2 ぐい2D 載荷試験



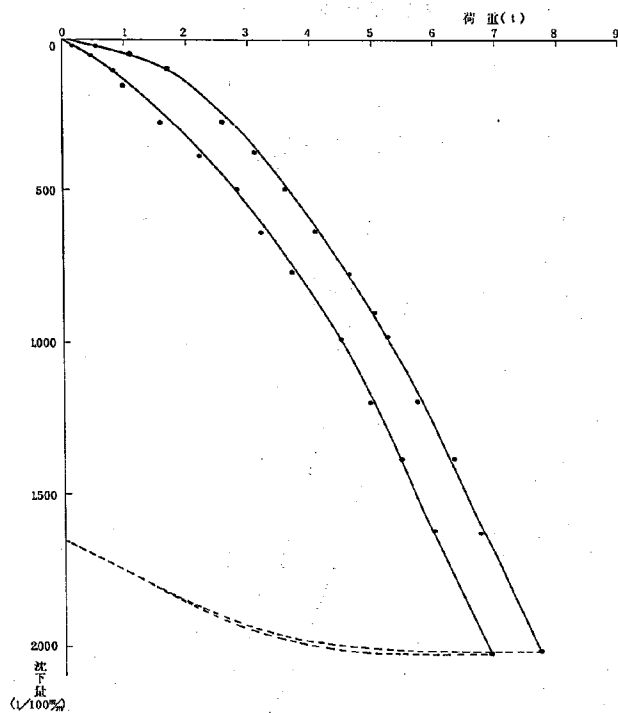
A-2 ぐい3D 載荷試験



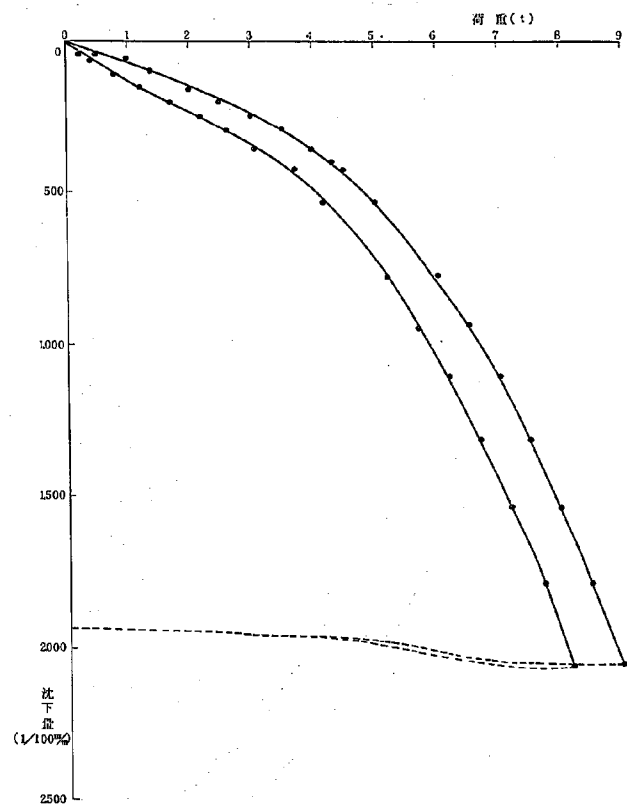
A-2 5D 载荷試験



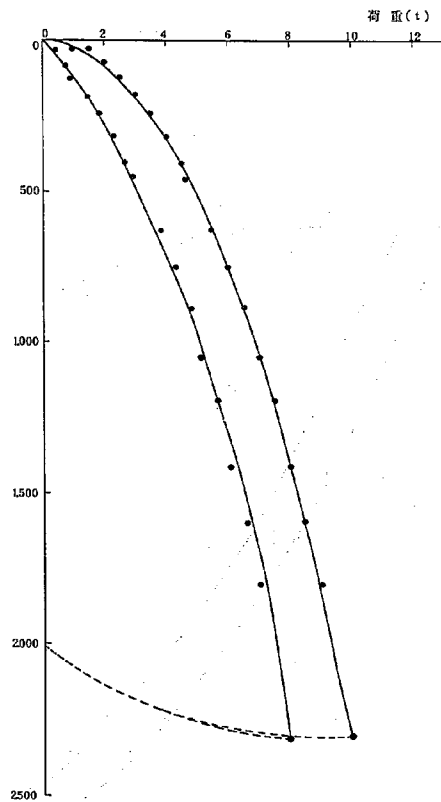
A-2 7D 载荷試験



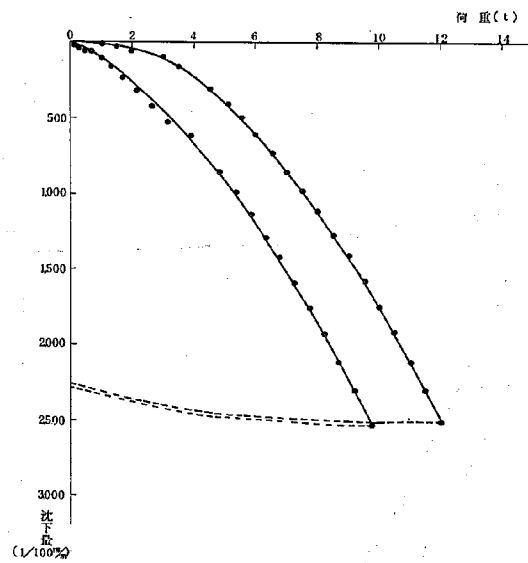
A-3 < 2D 載荷試験



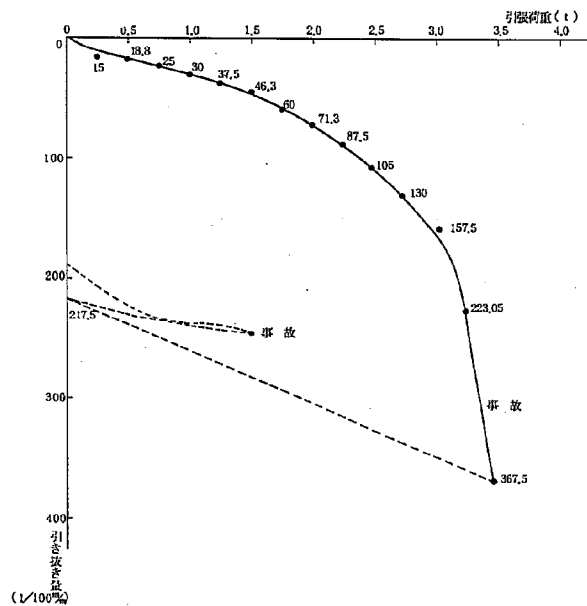
A-3 < 3D 載荷試験



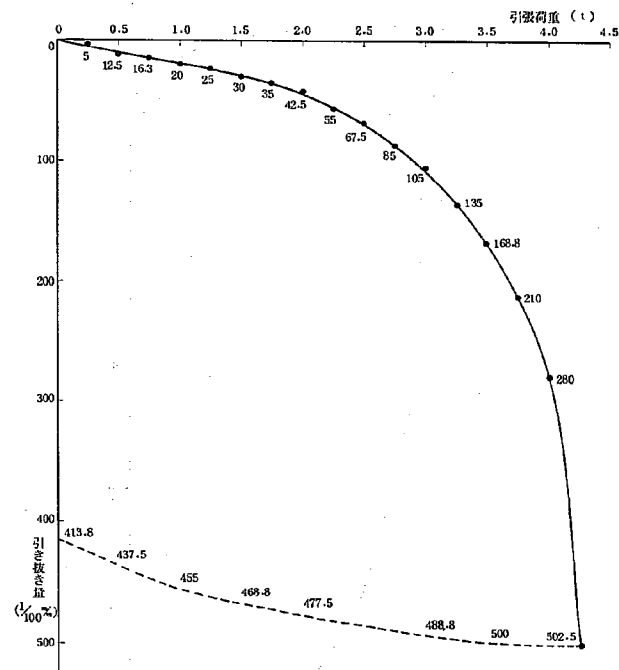
A-3 ぐい5D 載荷試験



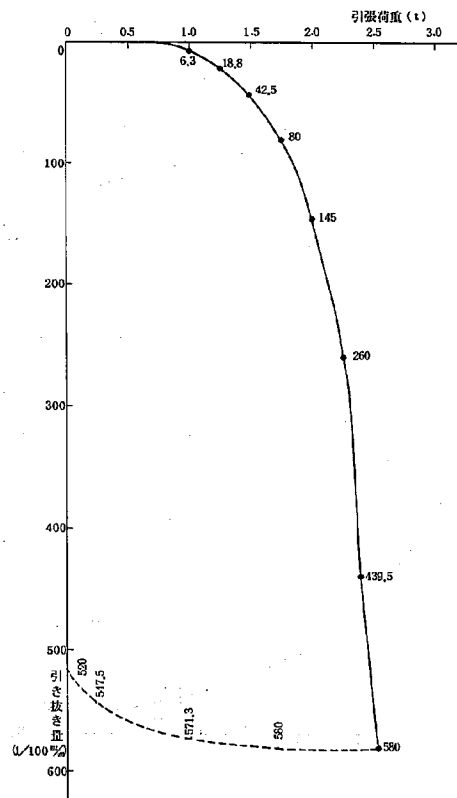
A-3 ぐい7D 載荷試験



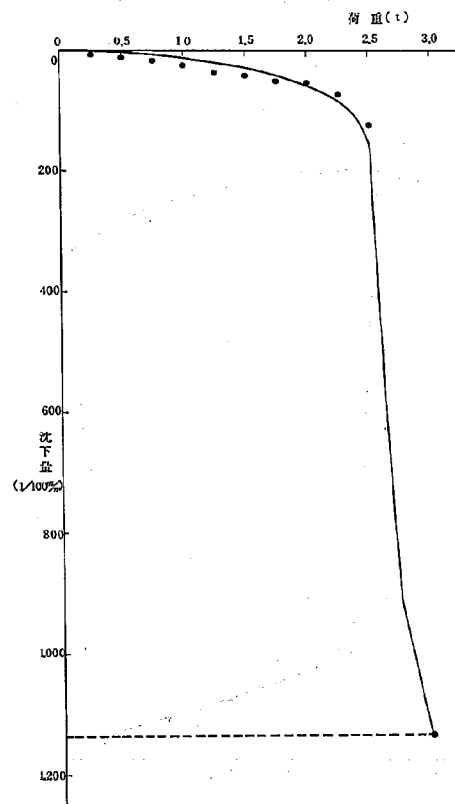
A-1 ぐい引抜き試験



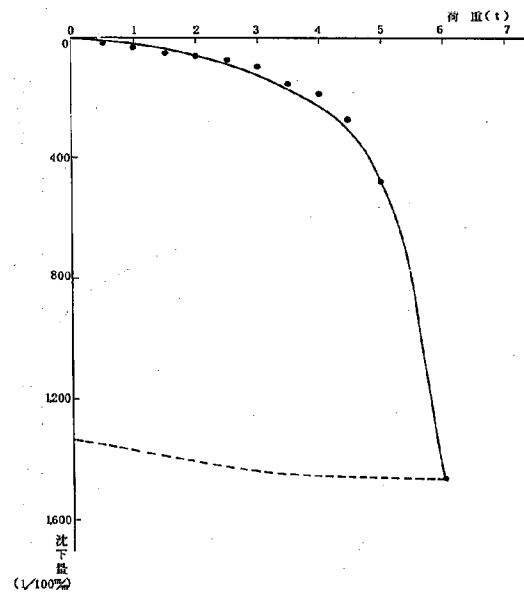
A-2 ぐい引抜き試験



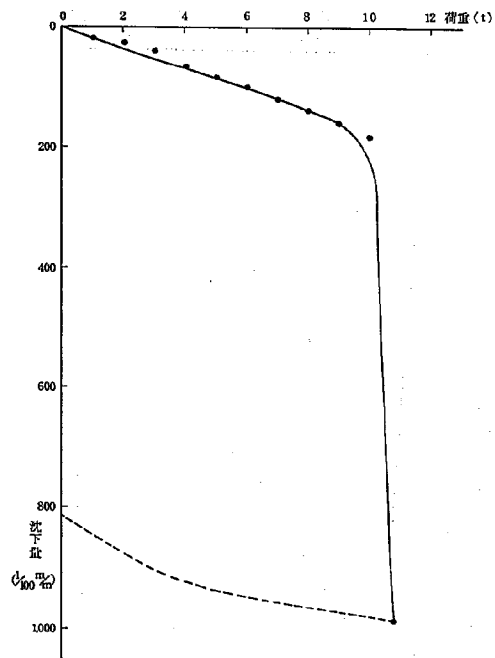
A-3 ぐい引抜き試験



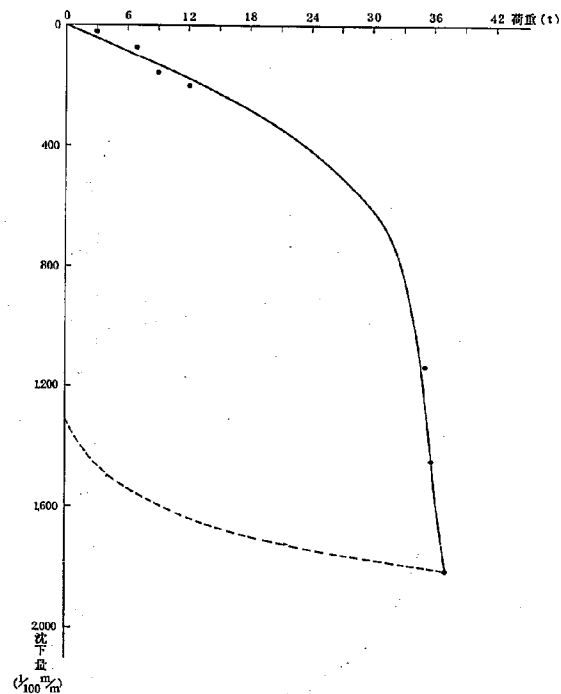
B-1 2D 荷重試験



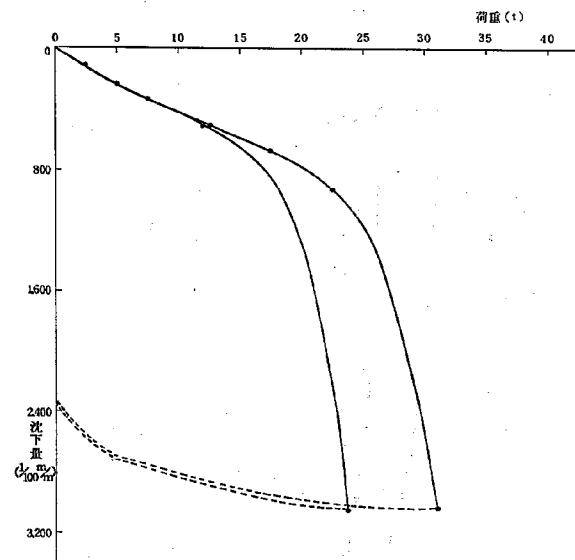
B-1 3D 荷重試験



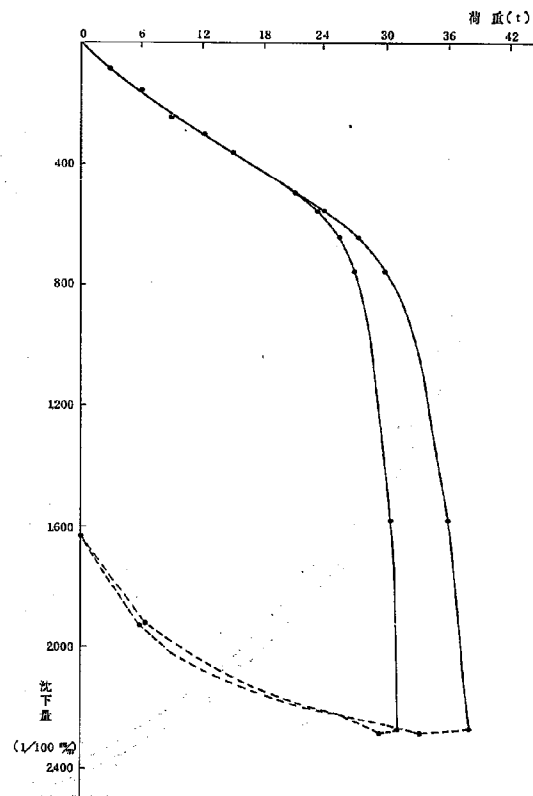
B-1 ぐい5D 載荷試験



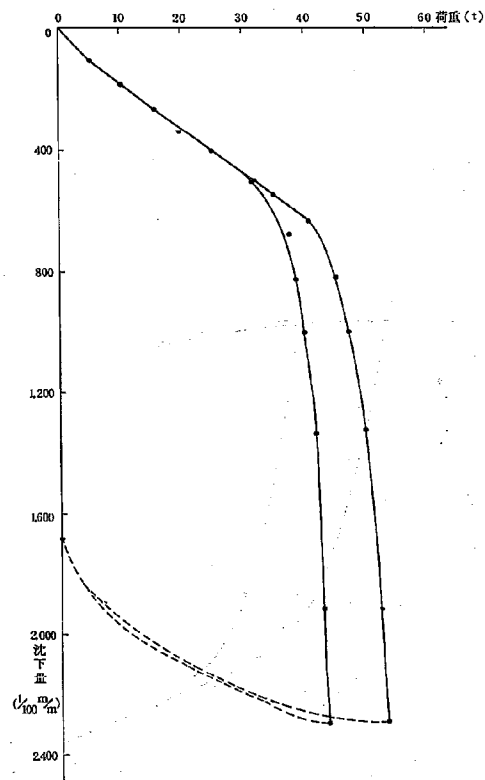
B-1 ぐい7D 載荷試験



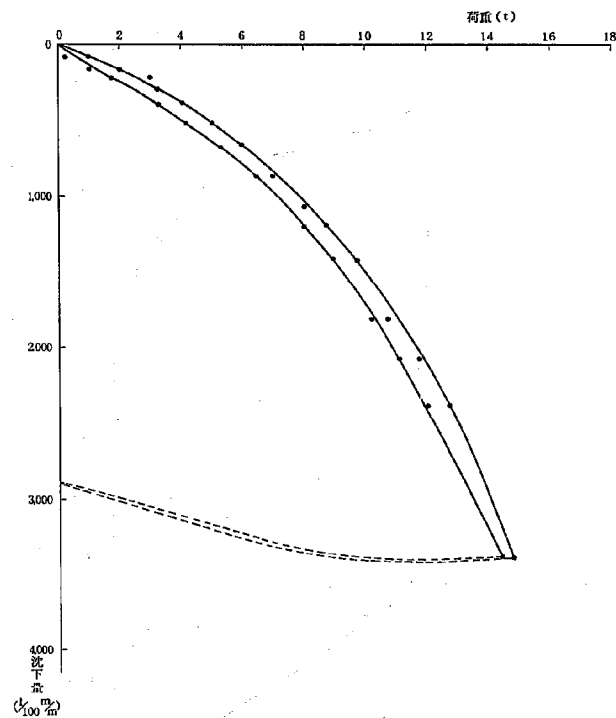
B-2 ぐい2D 載荷試験



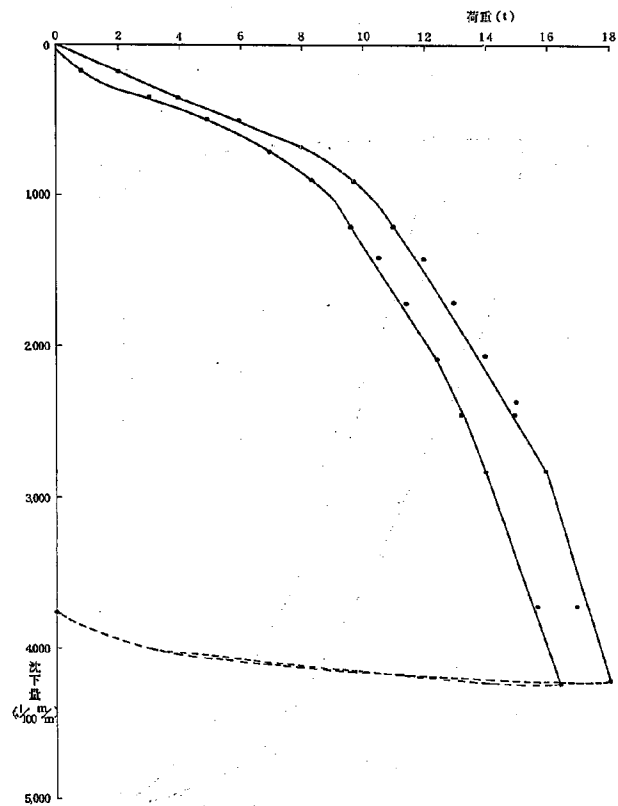
B-2 ぐい3D 載荷試験



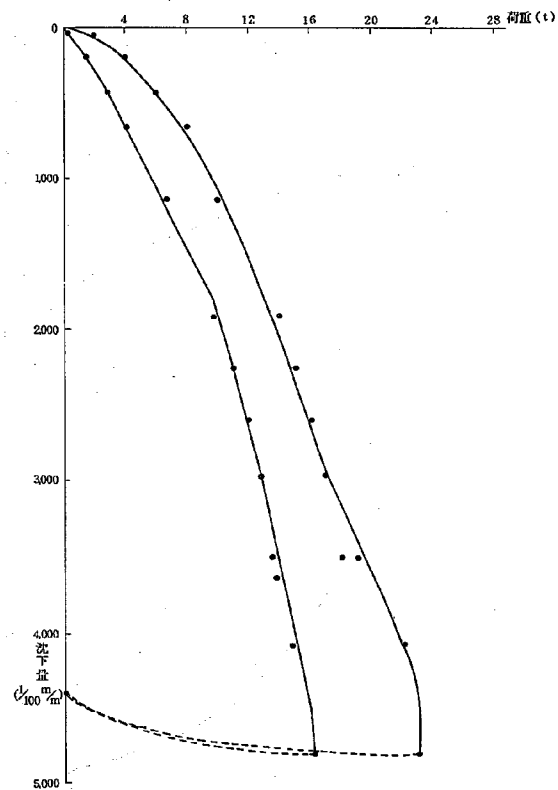
B-2 くい 5 D 載荷試験



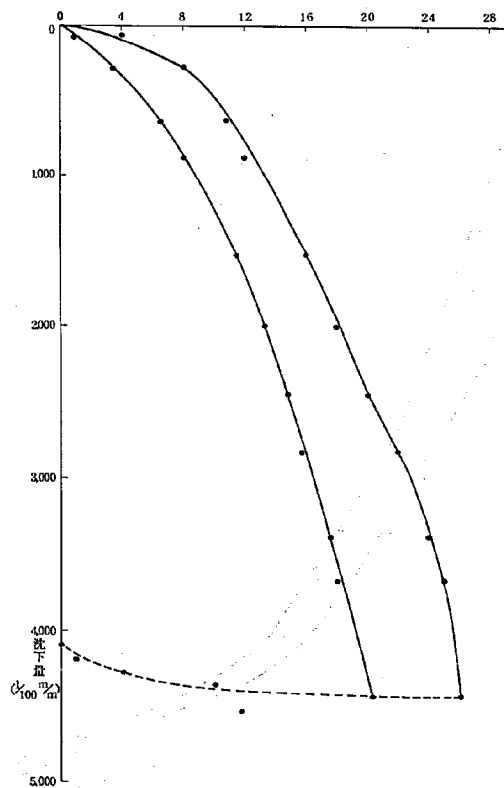
B-3 くい 2 D 載荷試験



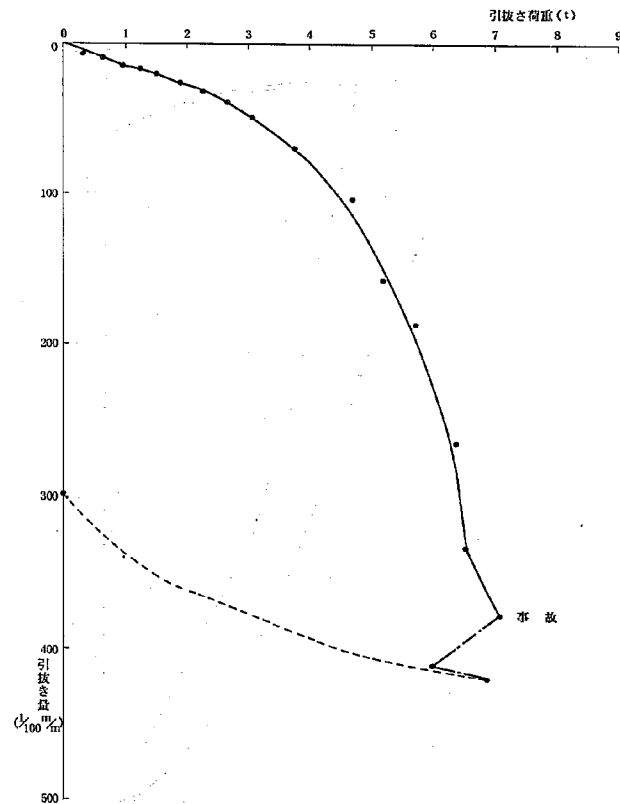
B-3 3D 載荷試験



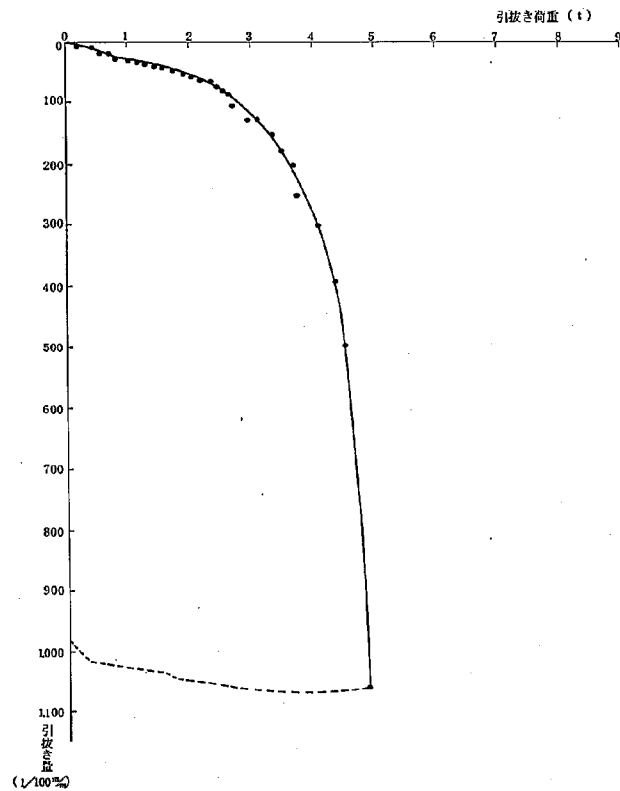
B-3 5D 載荷試験



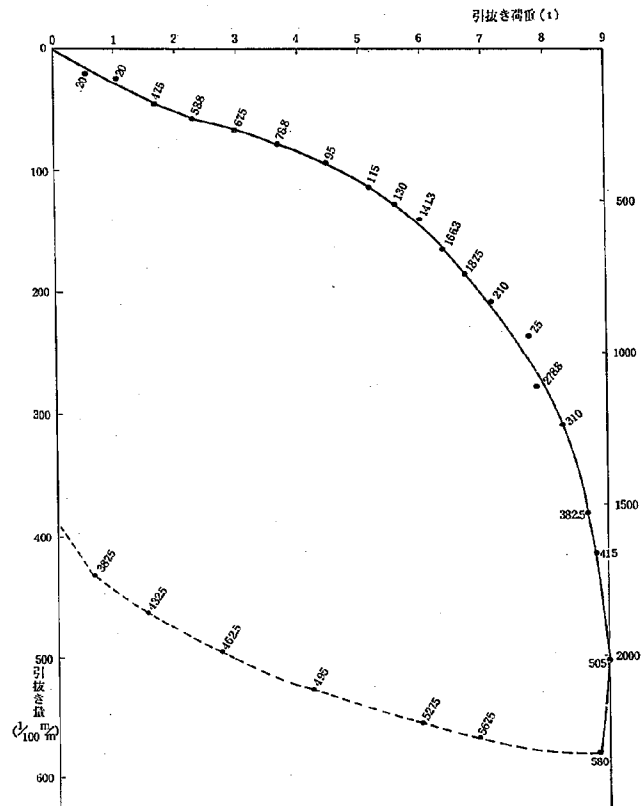
B-3 ぐい7D 載荷試験



B-1 ぐい引抜き試験



B-2 ぐい引抜き試験



B-3 ぐい引抜き試験

資料 2

表 4-2-1

No. 1

試 験 結 果

No.	くいの内径	根入れ長さ	根入れ比	締固め回数	極限荷重	極限変位	備 考
1	95.2%	21.0cm	2.21	2	130kg	3.81%	
2	95.2	30.0	3.15	2	190	5.06	
3	95.2	41.5	4.36	2	1,010	9.63	
4	95.2	52.0	5.46	2	3,800	25.77	第2サイクル
5	95.2	59.5	6.25	2	8,060	43.25	
6	199.9	39.5	1.98	2			自重により降伏
7	199.9	61.5	3.08	2	2,510	15.76	
8	199.9	79.3	3.97	2	3,970	13.77	
9	199.9	100.0	5.00	2	28,210	26.28	第2サイクル
10	199.9	119.5	5.98	2	45,150	71.92	
11	199.9	140.0	7.00	2	55,490	87.19	
12	199.9	159.1	7.96	2	57,180	41.04	第3サイクル

表 4-2-2

No. 2

試 験 結 果

No.	くいの内径	根入れ長さ	根入れ比	締固め回数	極限荷重	極限変位	備 考
13	199.9 ^{mm}	199.6cm	9.98	2	74,060kg	22.09%	第3サイクル
14	297.9	61.0	2.05	0			自重により降伏
15	297.9	95.0	3.19	0	530	2.01	
16	297.9	122.5	4.11	0	1,580	9.74	
17	297.9	169.0	5.67	0	13,420	76.15	
18	297.9	180.4	6.06	0	39,800	87.2	極限変位は前段階の変位
19	297.9	210.8	7.08	0	65,620	54.78	第2サイクル
20	297.9	241.9	8.12	0	77,700	69.0	降伏前に実験中止第2サイクル
21	297.9	69.0	2.32	2	590	4.42	
22	297.9	88.7	2.98	2	2,000	8.46	
23	297.9	119.0	3.99	2	7,910	25.59	
24	297.9	153.2	5.14	2	36,710	54.15	

表4-2-3

№3

試 験 結 果

№	くいの内径	根入れ長さ	根入れ比	締固め回数	極限荷重	極限変位	備 考
25	297.9%	175.5 cm	5.89	2	57,180 ^{kg}	66.39%	
26	297.9	189.9	6.37	2	100,010	19.23	第3サイクル
27	297.9	59.5	2.00	4	1,160	7.39	
28	297.9	88.5	2.97	4	3,310	10.11	
29	297.9	119.5	4.01	4	11,800	15.0	
30	297.9	150.4	5.05	4	48,600	5.44	極限変位は前段階 の変位
31	297.9	164.5	5.52	4	(80,000)	75.1	極限変位は前段階 極限荷重は80 t以下
32	382.4	81.5	2.13	2	950	6.06	
33	382.4	119.9	3.14	2	4,530	7.82	極限変位は前段階 の変位
34	382.4	161.6	4.23	2	17,300	22.61	
35	382.4	190.7	4.99	2	48,200	40.45	極限変位は前段階 の変位
36	382.4	210.5	5.50	2	92,300	73.69	極限変位は前段階 の変位

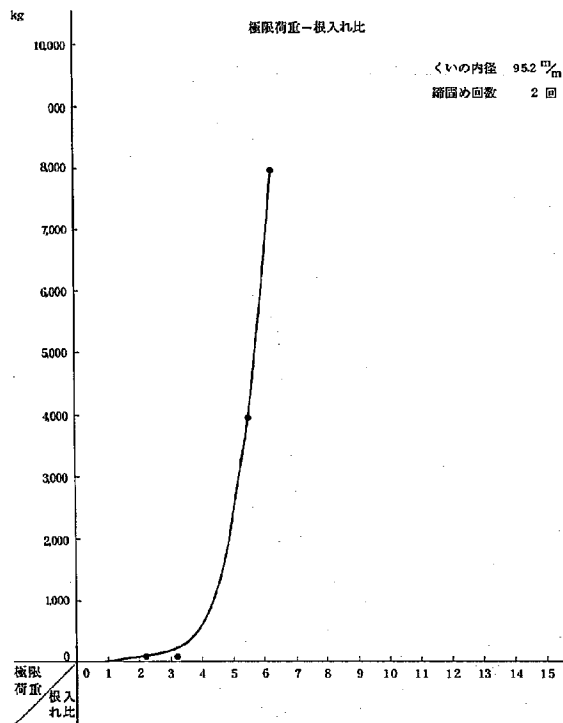


図-4.2.1

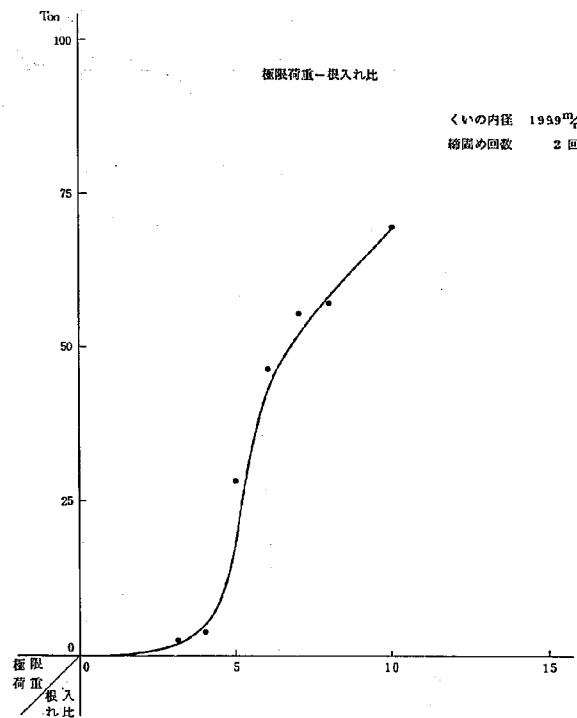


図-4.2.2

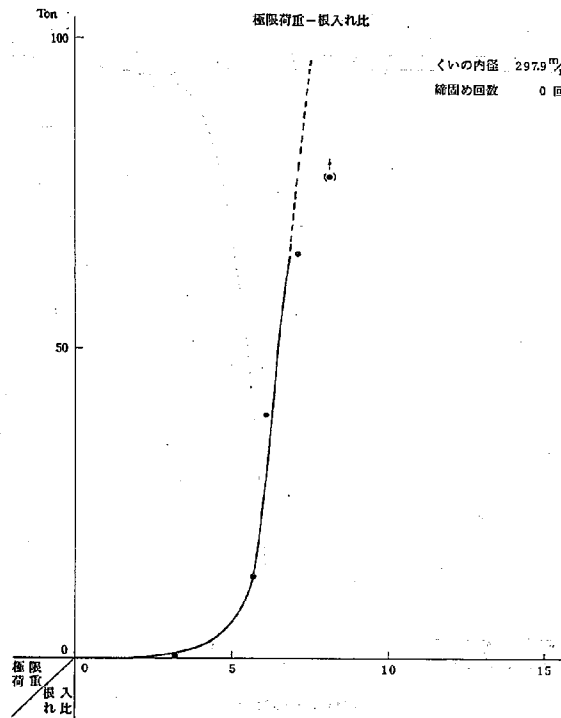


図-4.2.3

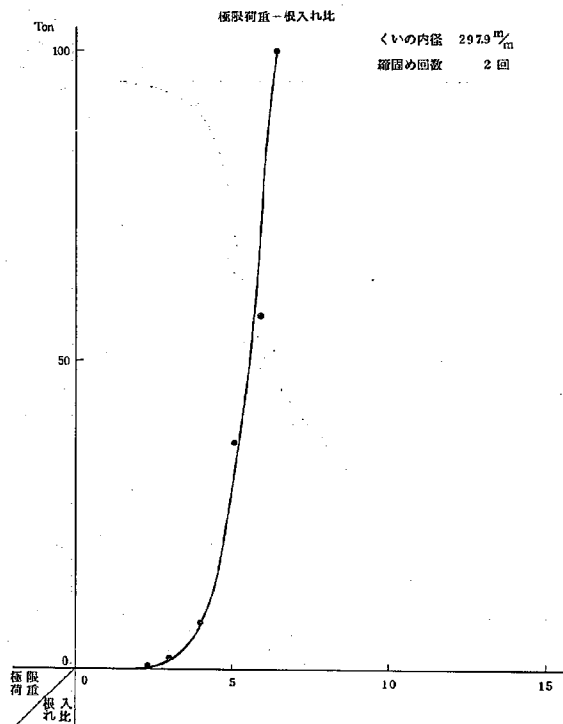


図-4.2.4

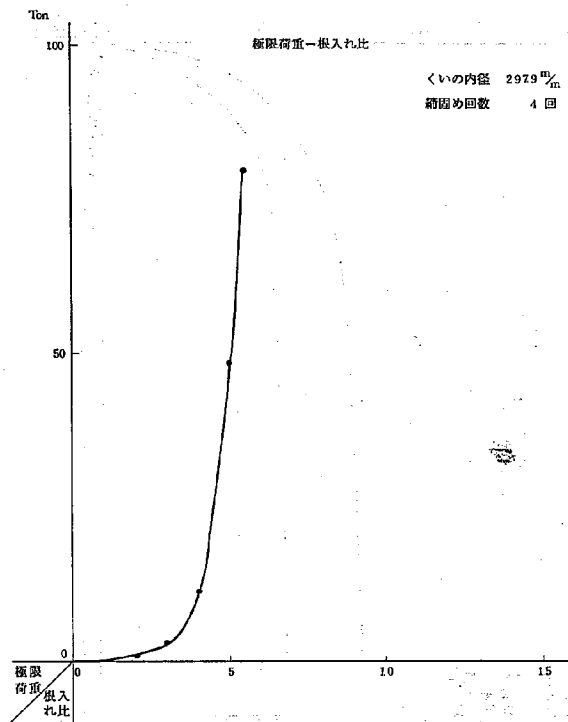


図-4.2.5

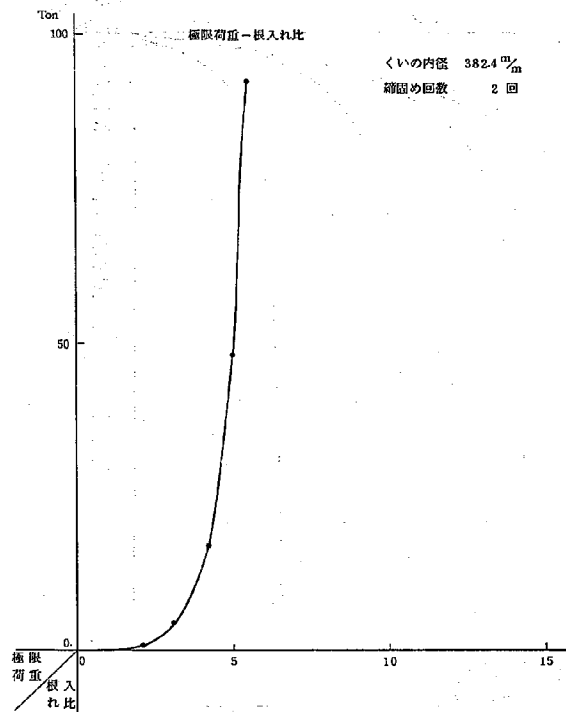
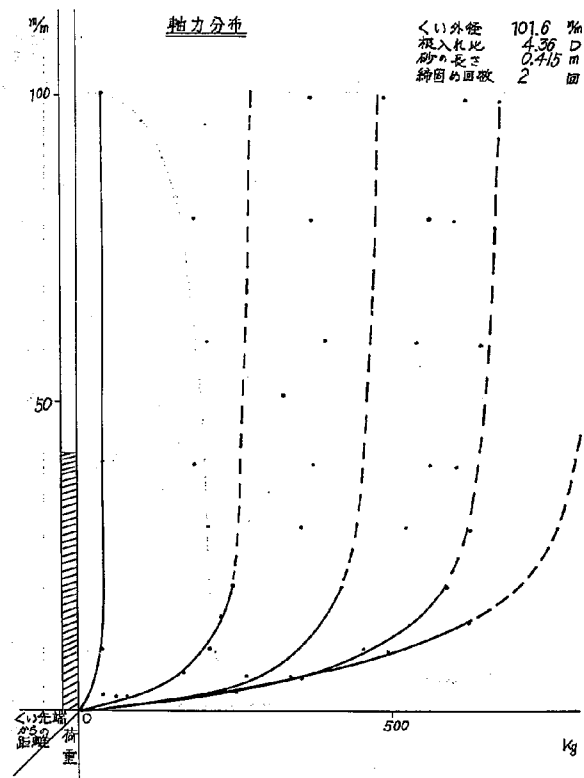
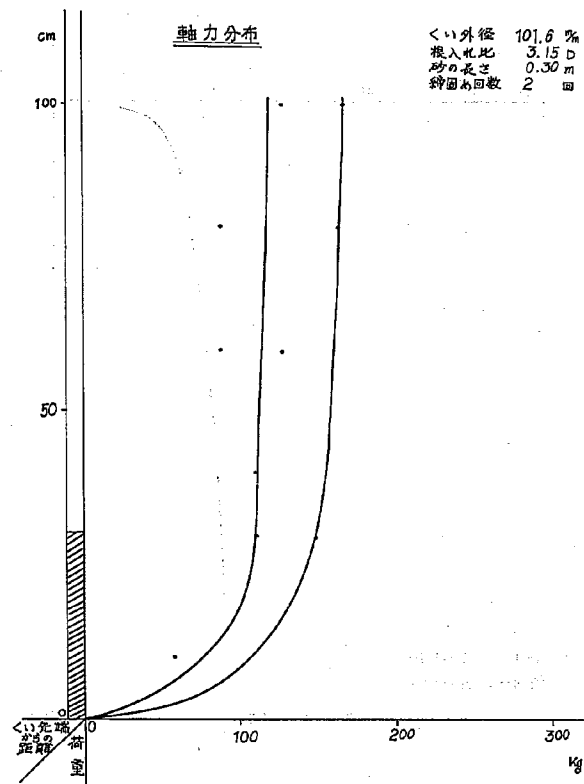
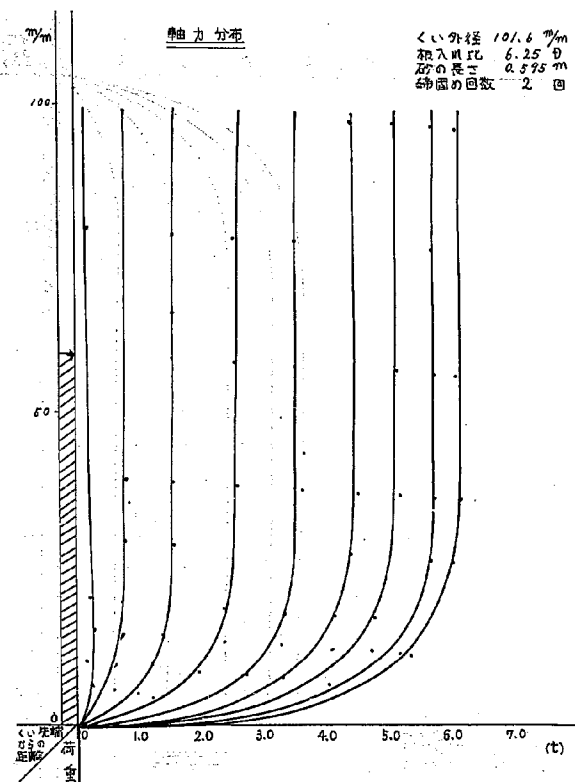
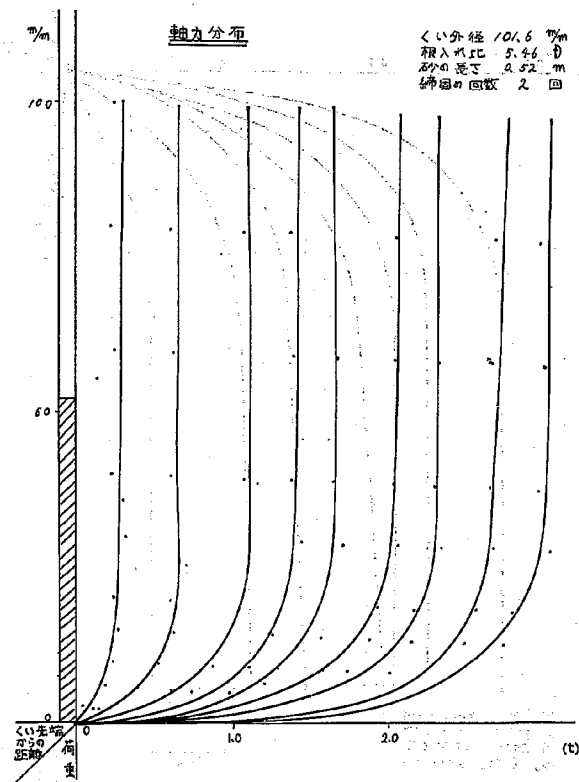
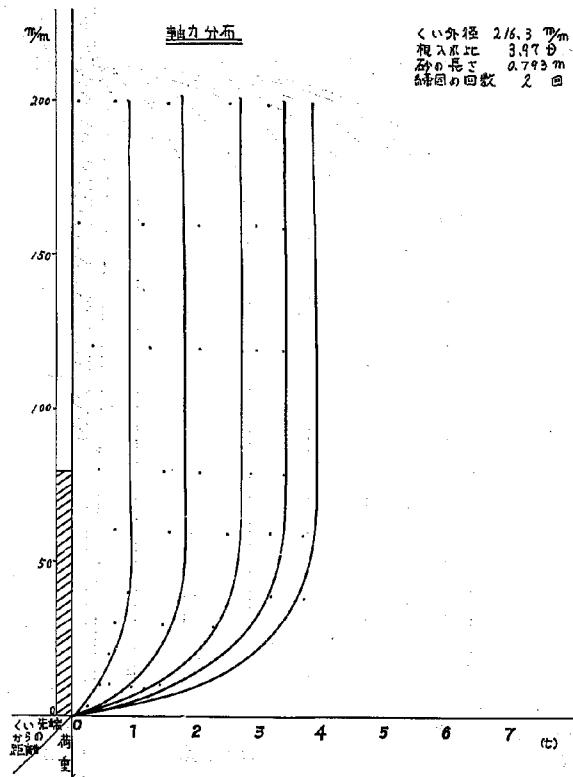
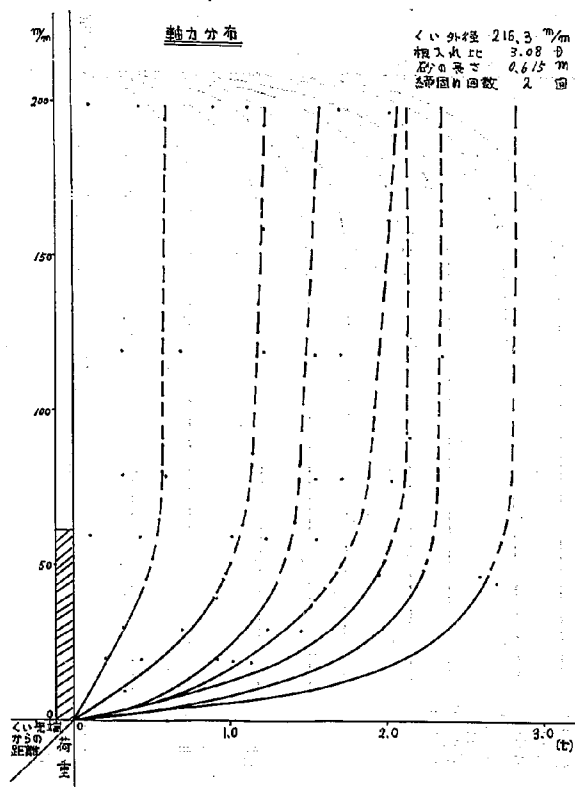
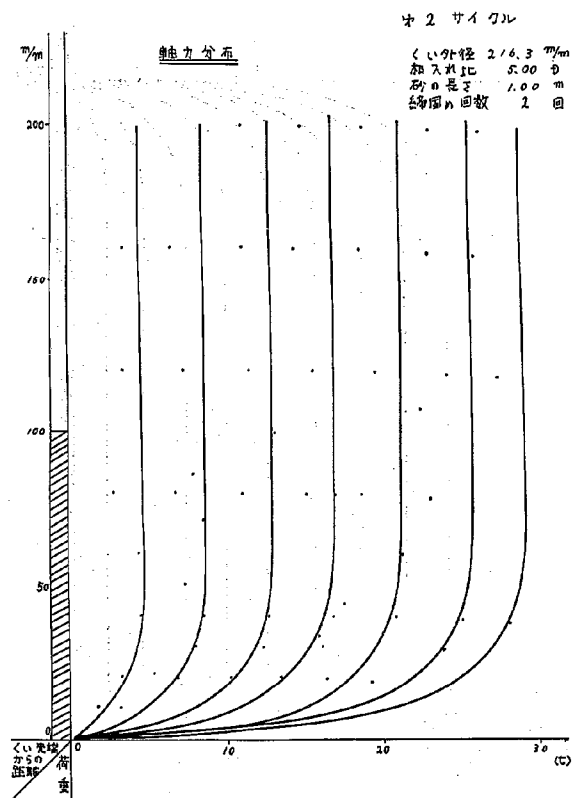
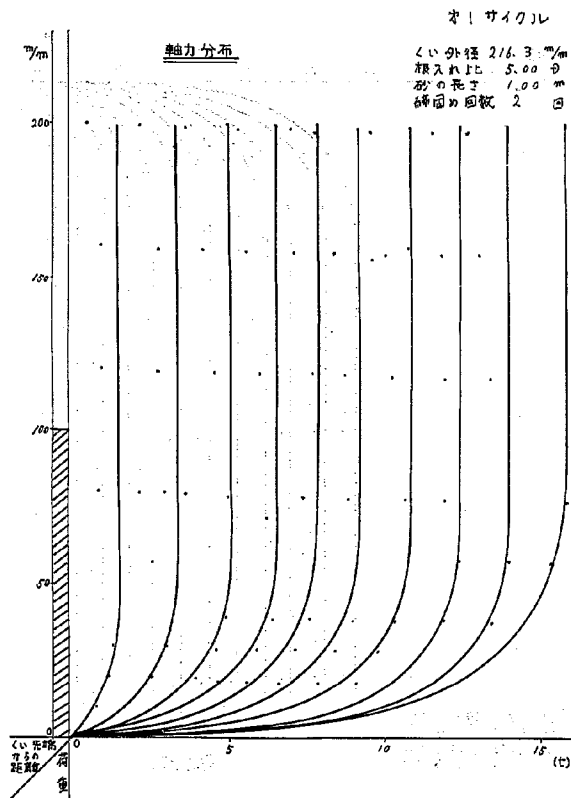


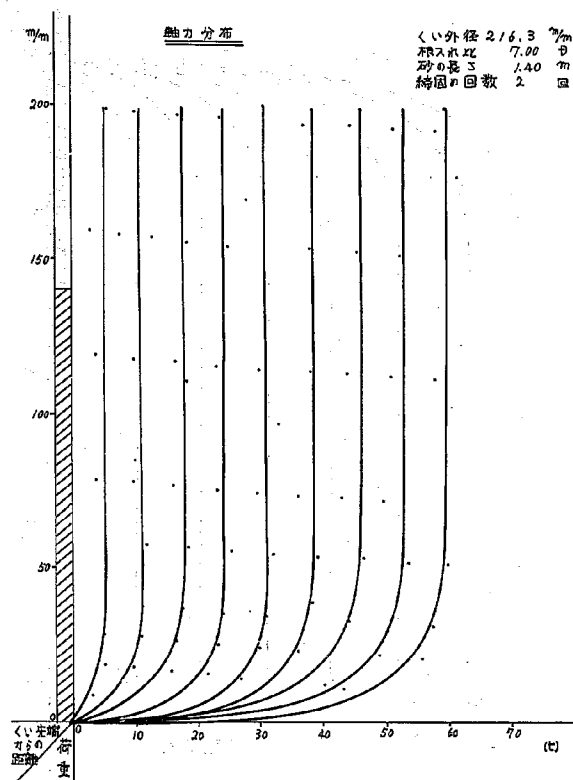
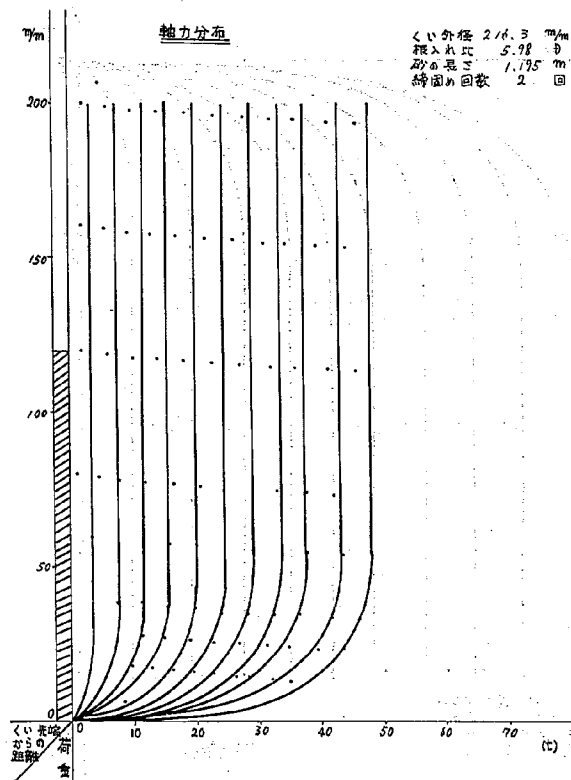
図-4.2.6

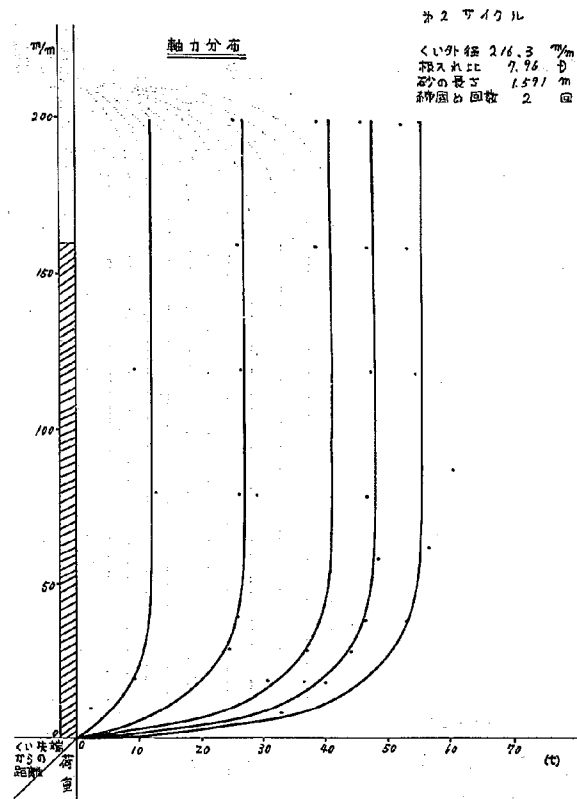
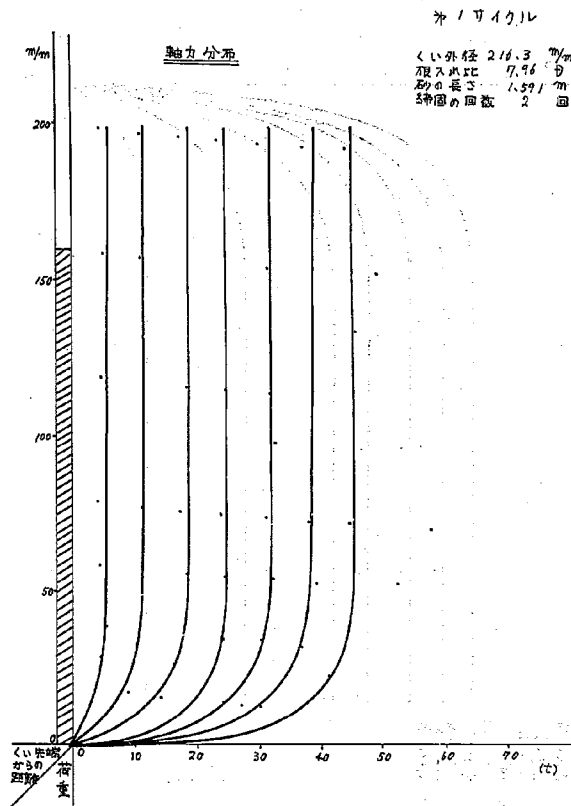


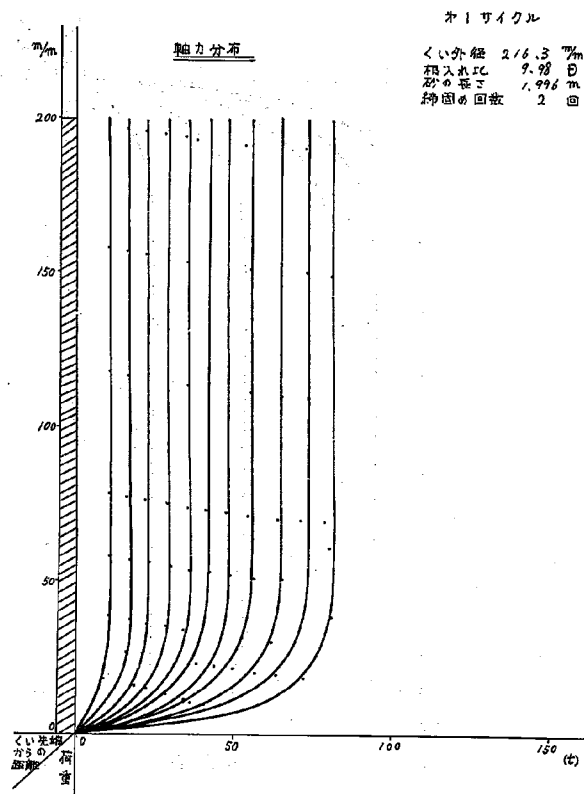
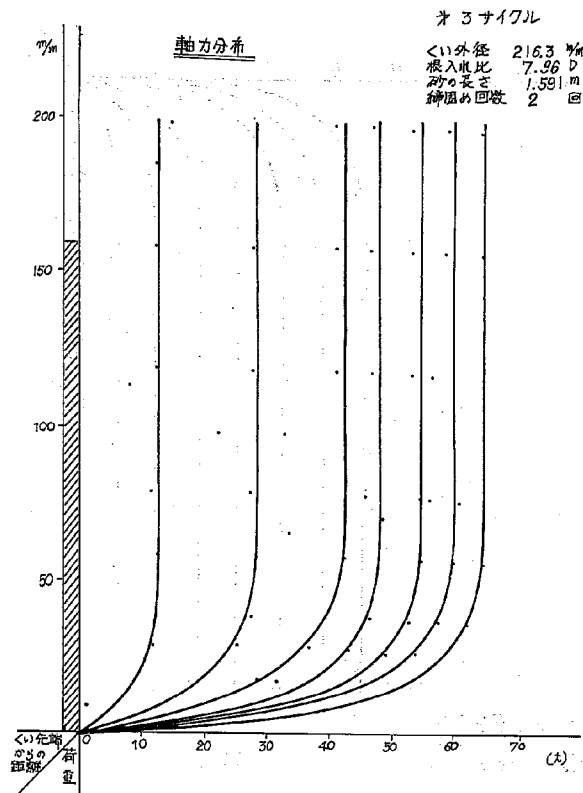


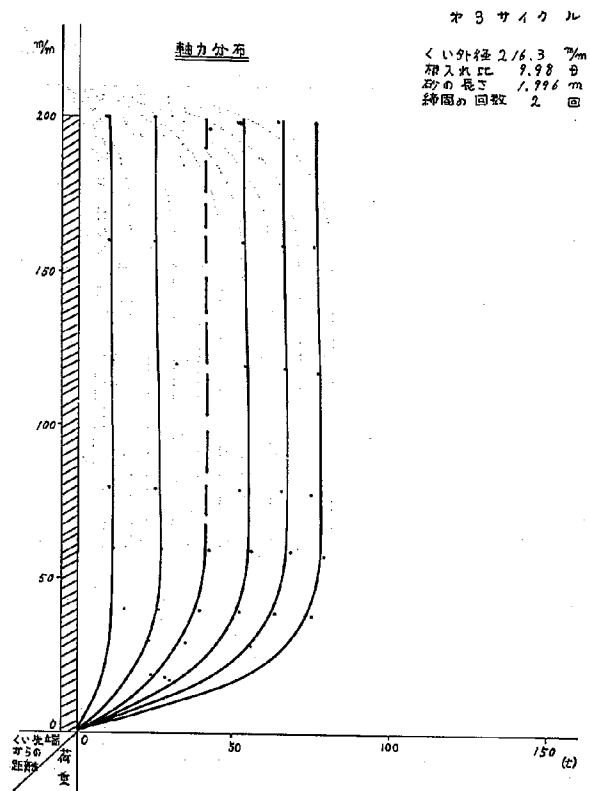
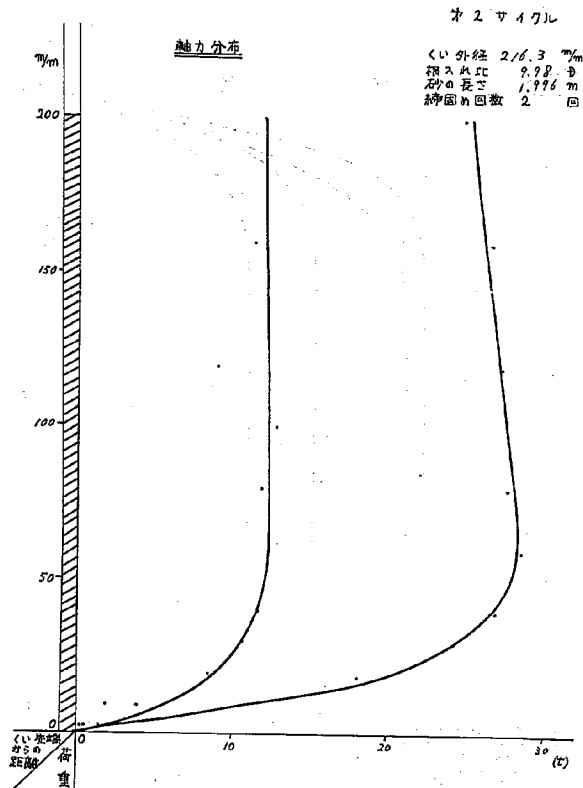


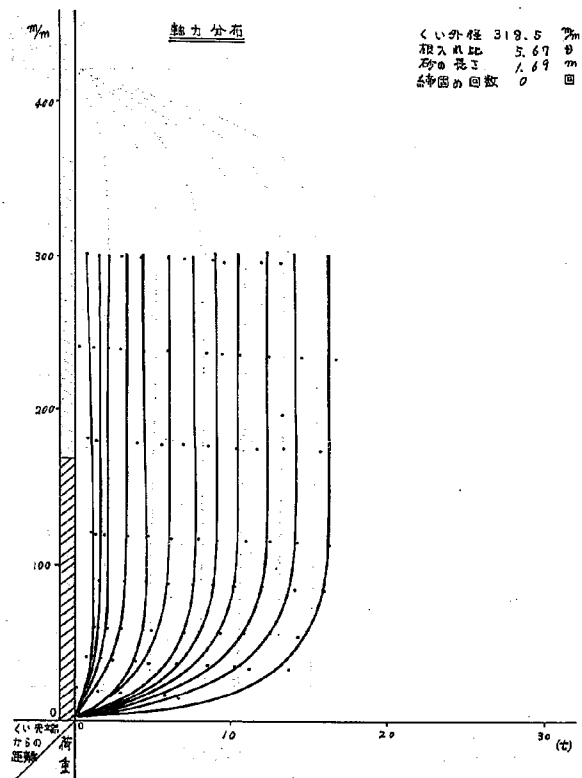
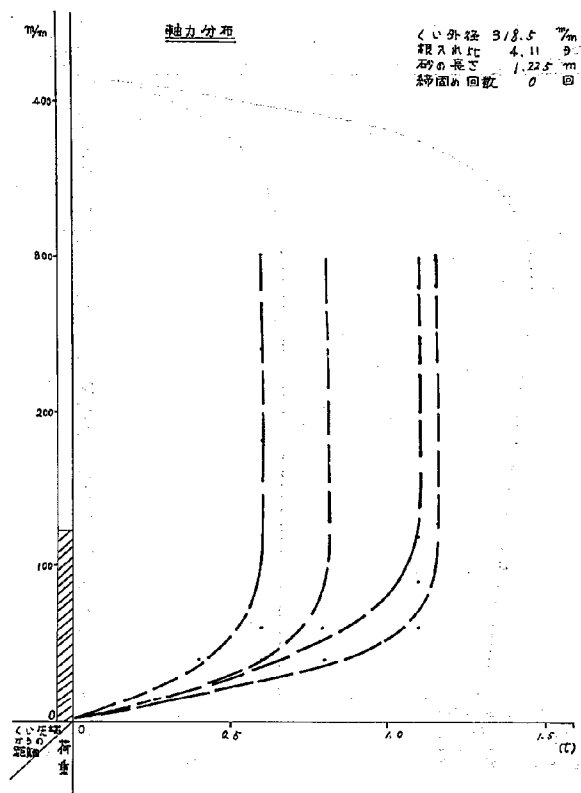


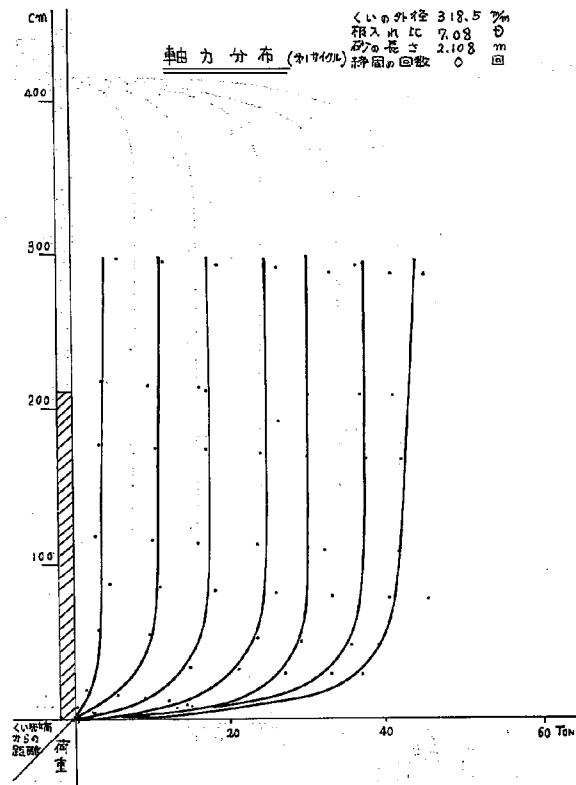
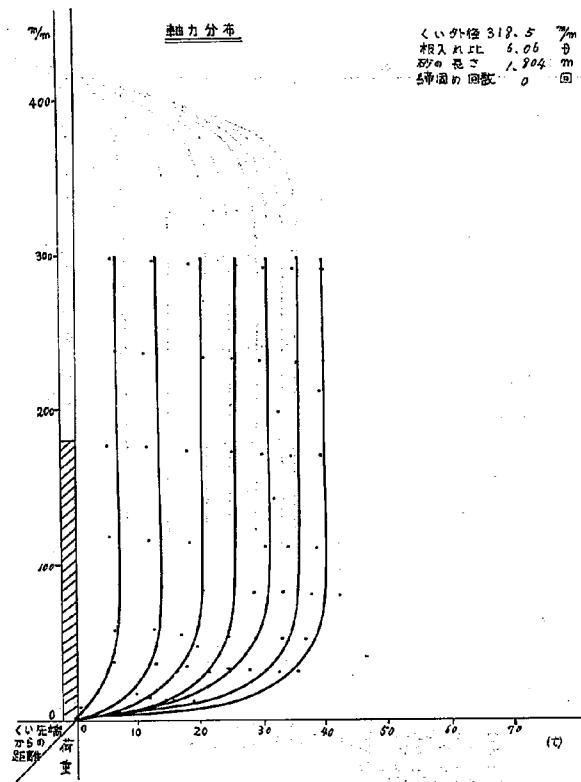


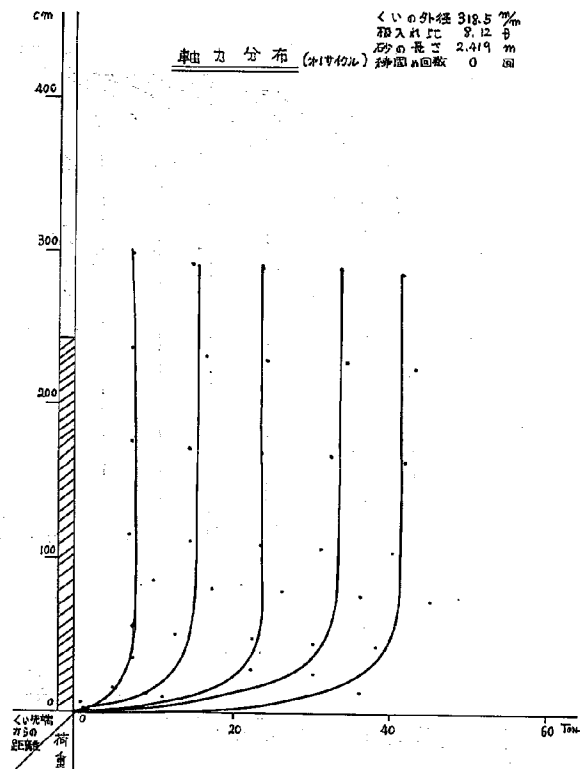
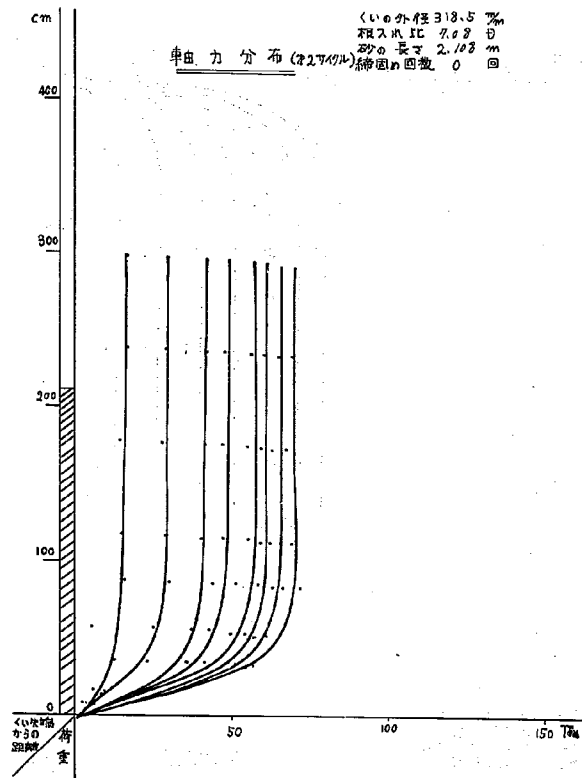


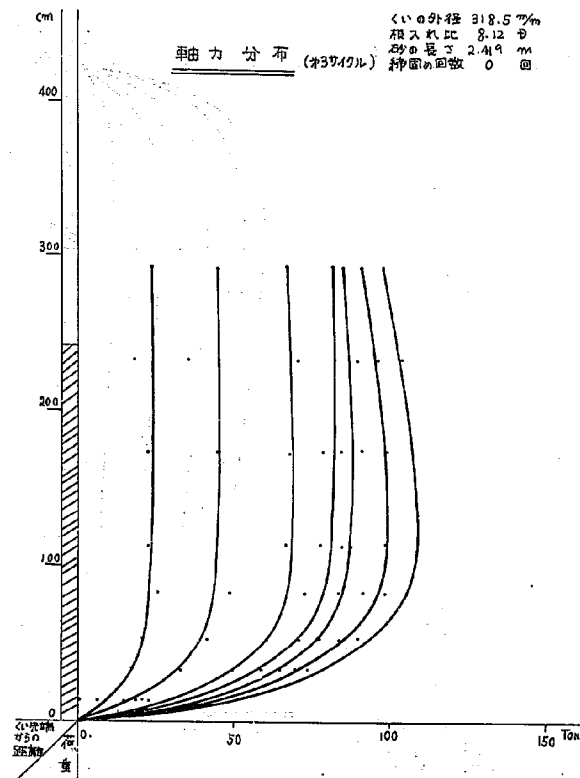
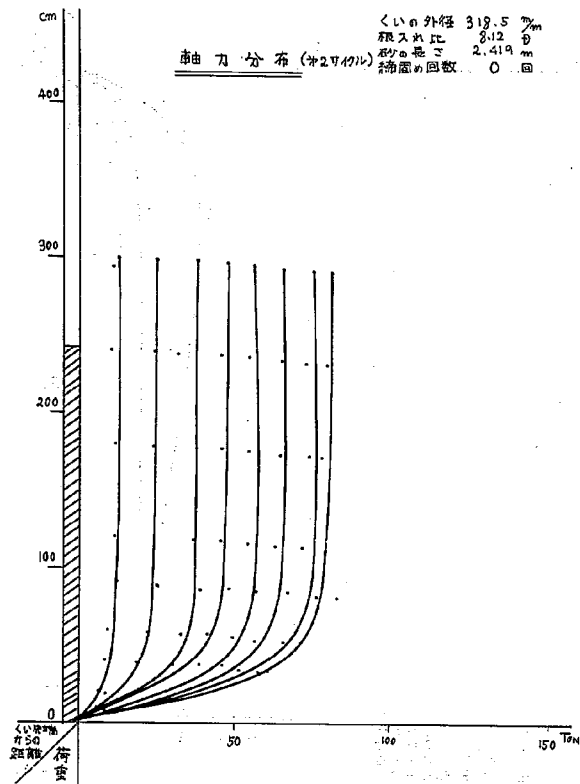


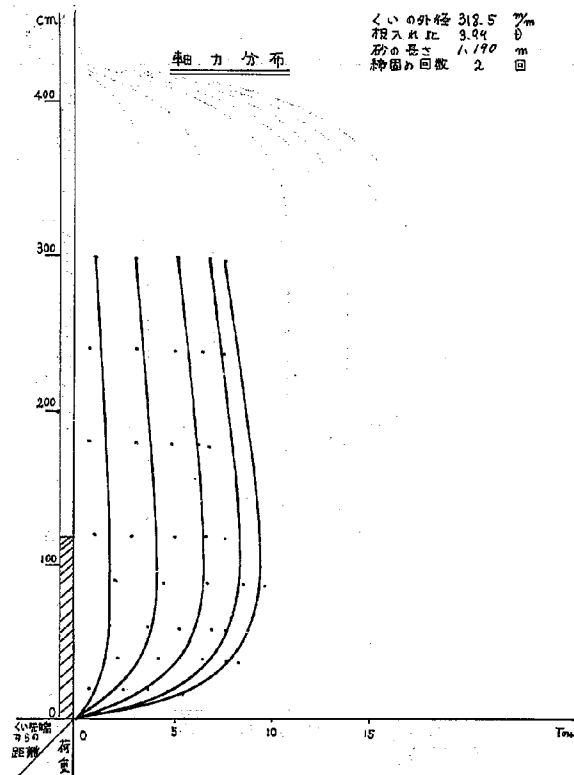
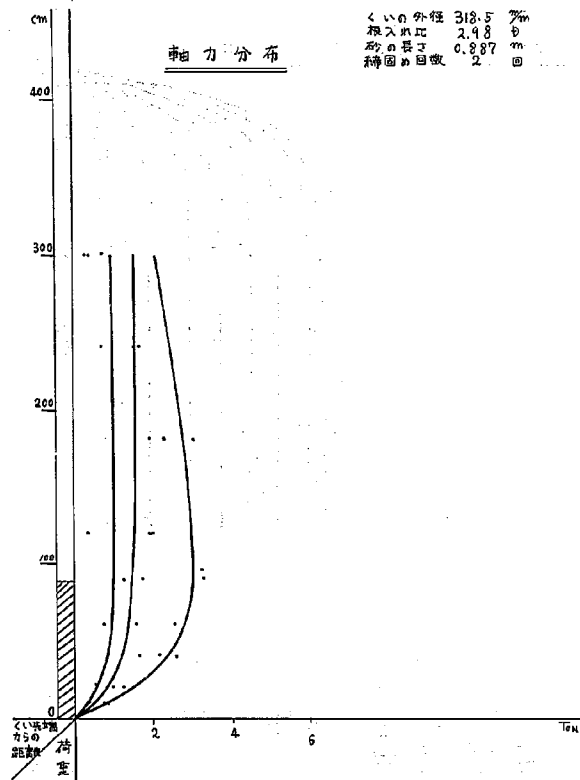


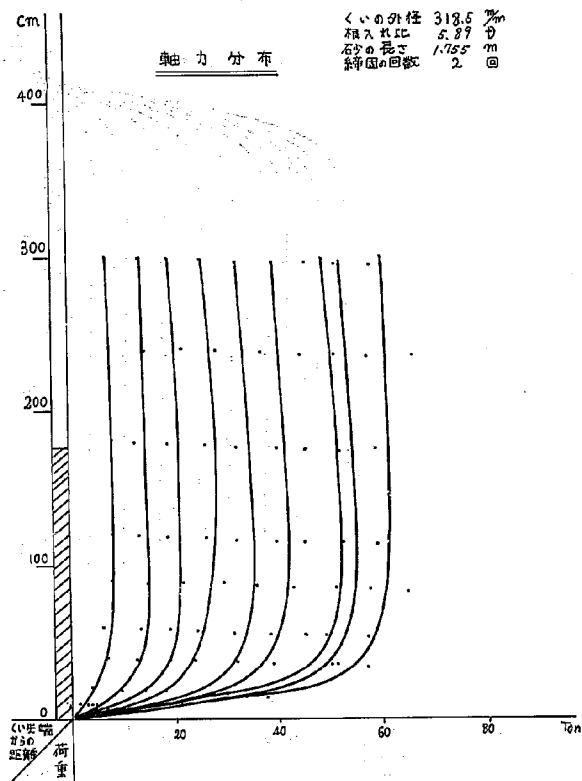
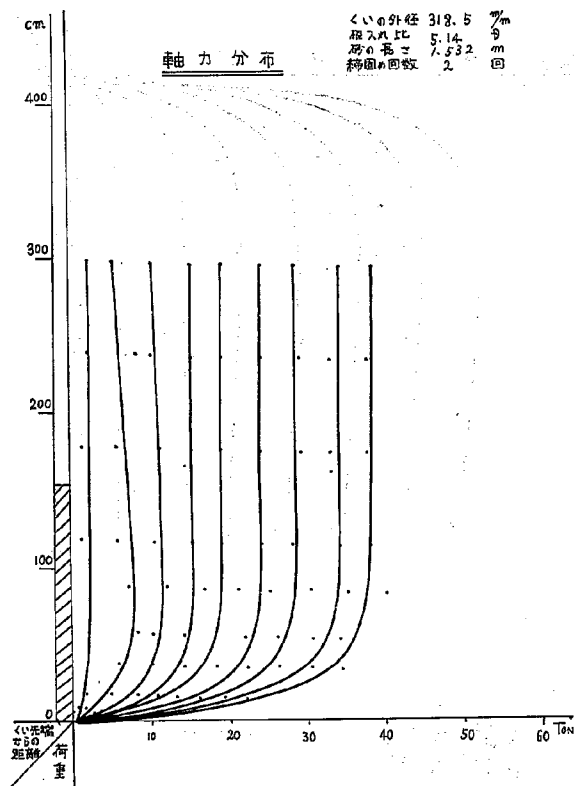


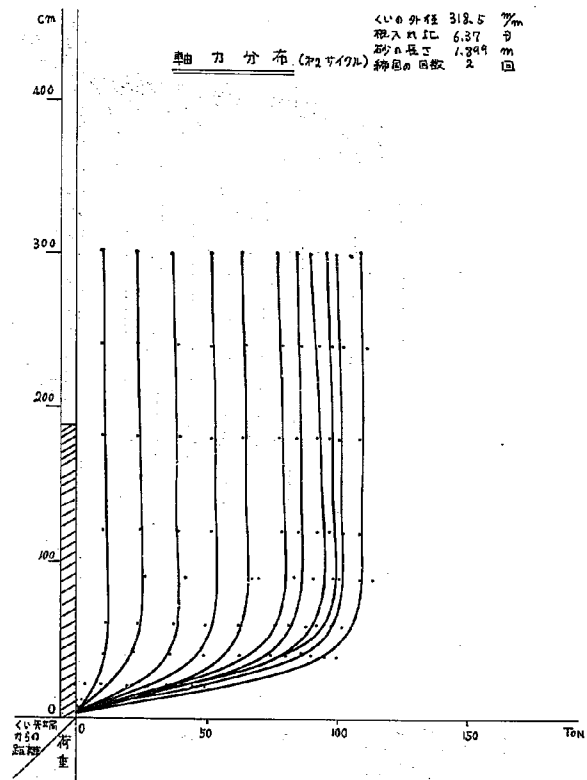
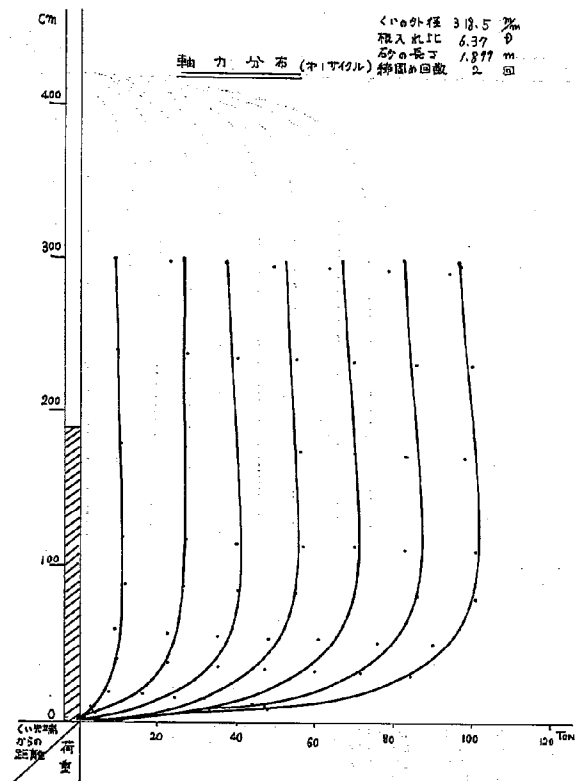


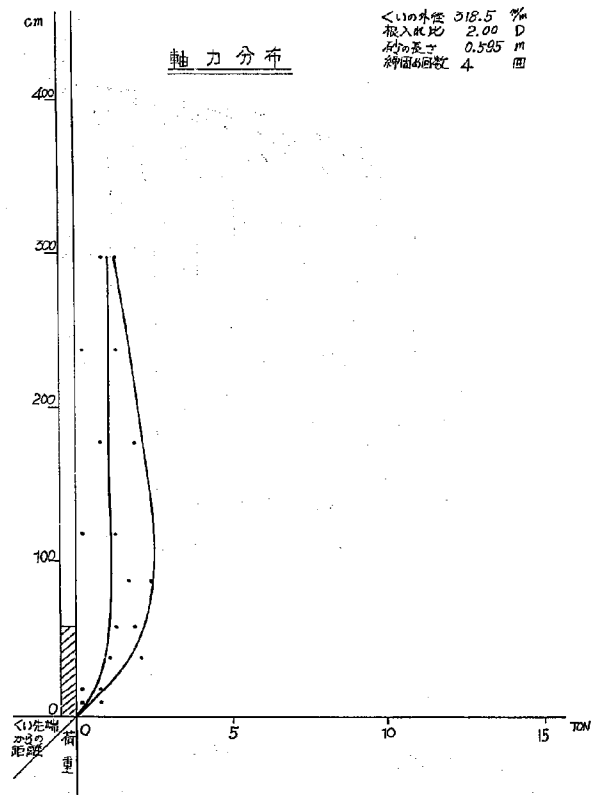
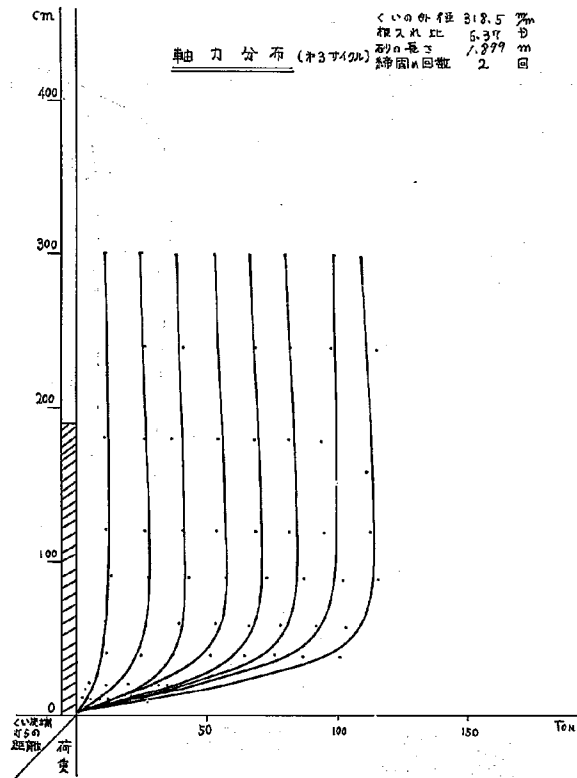


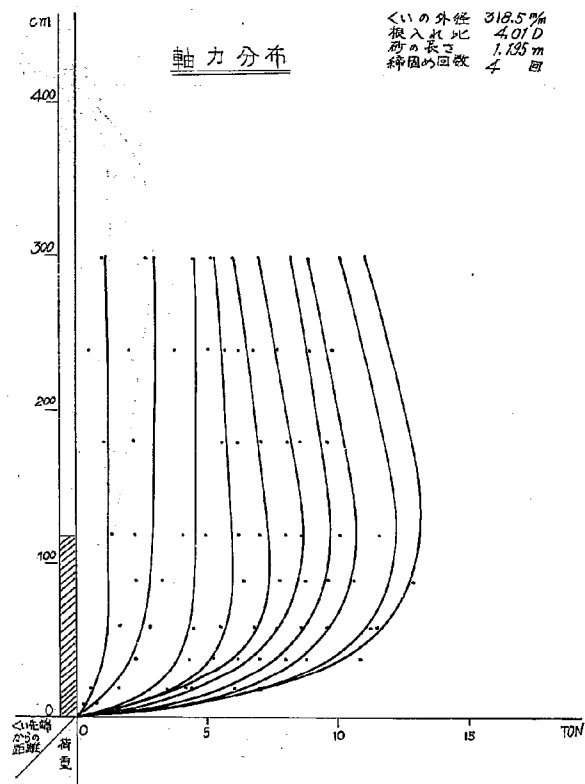
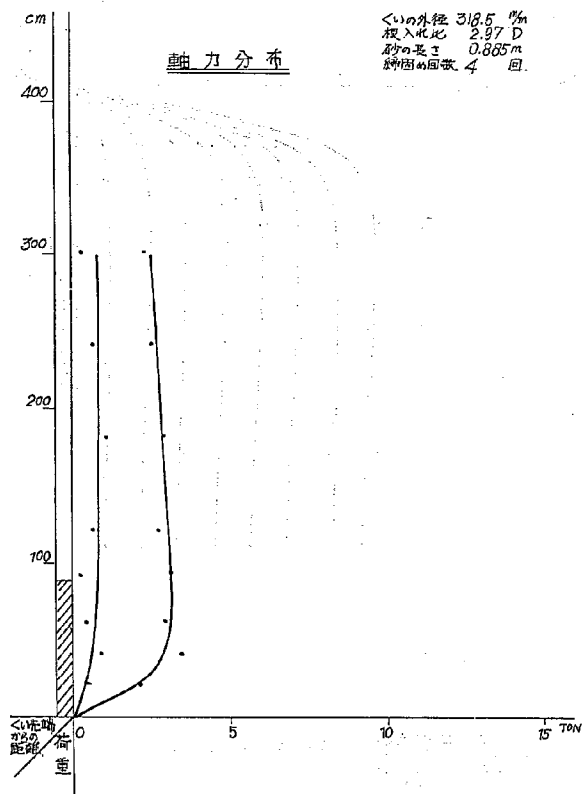


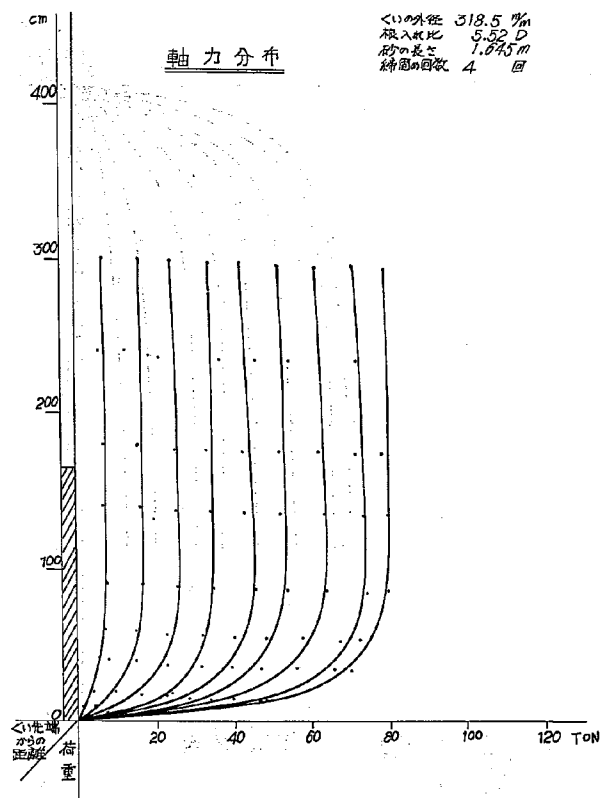
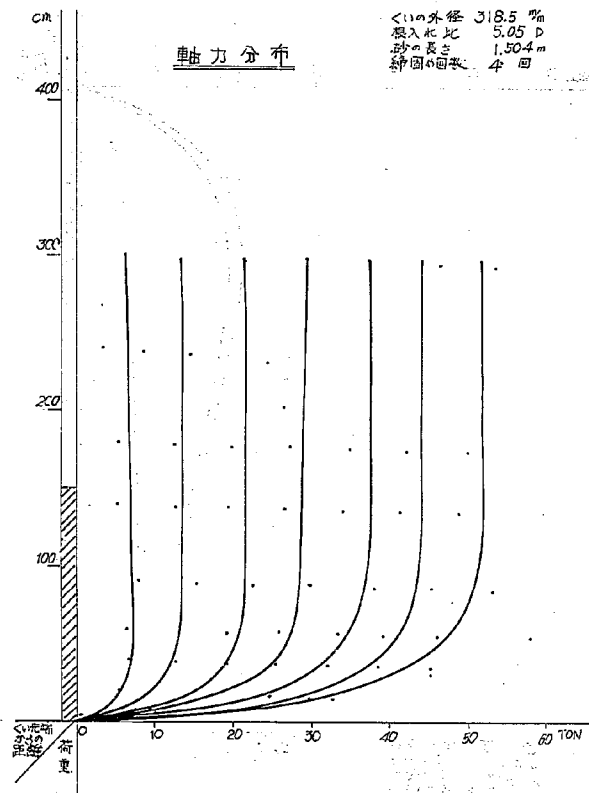


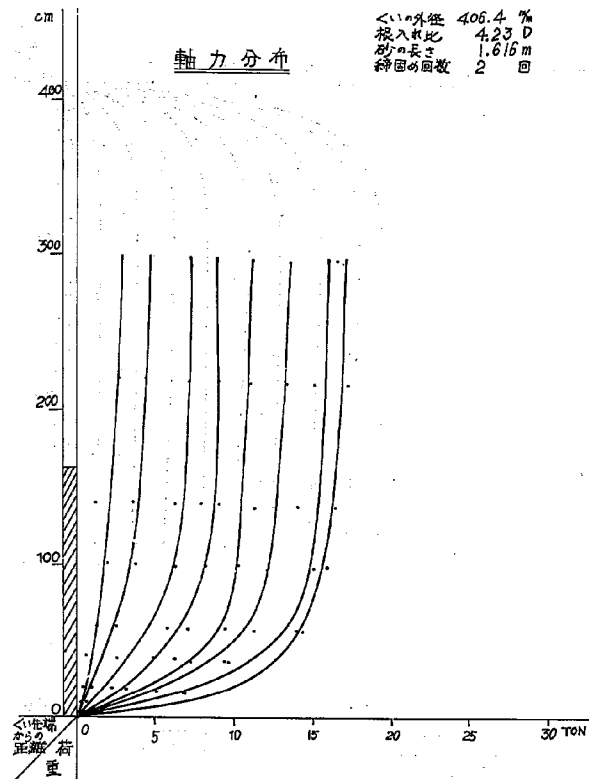
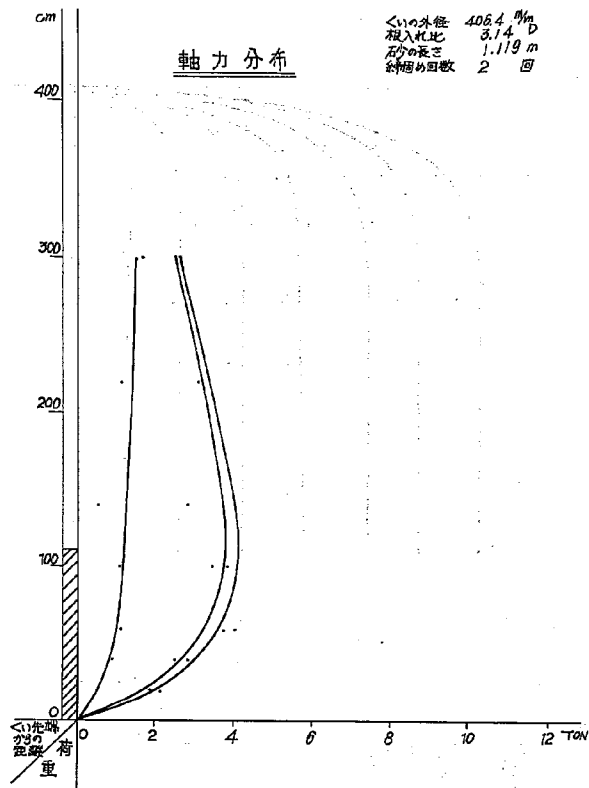


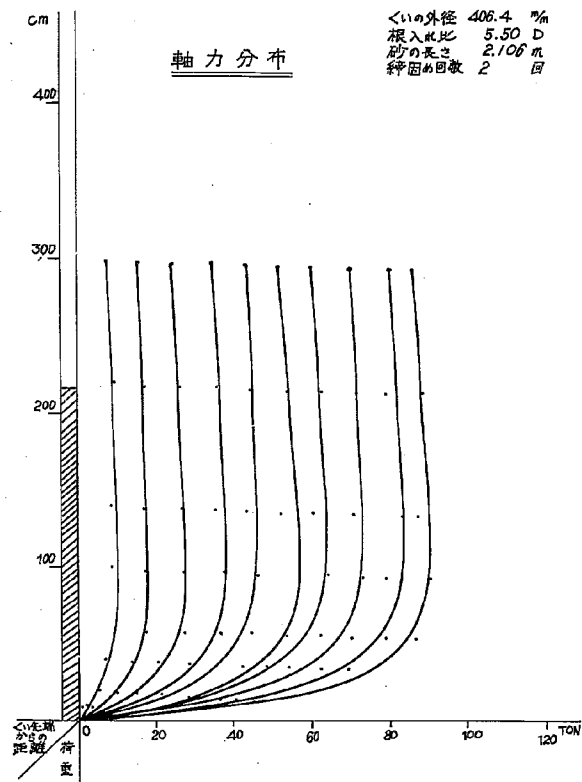
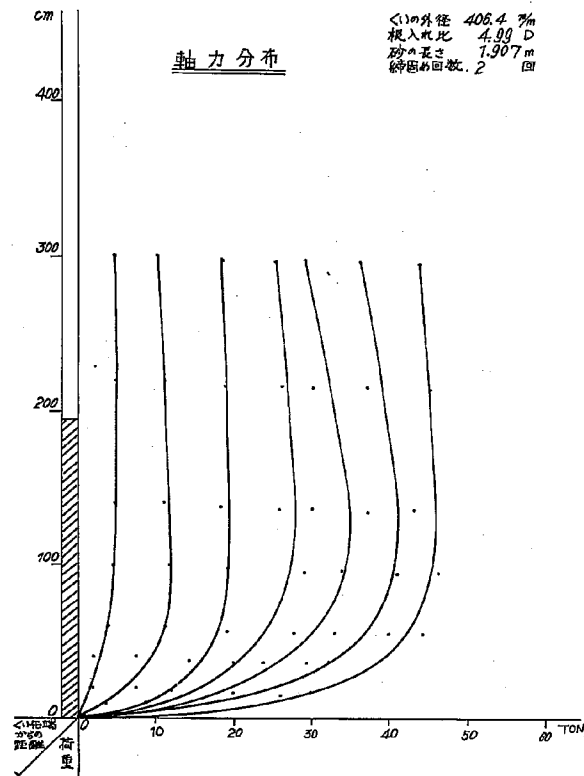












平均せん断応力と根入れ比の関係

