

鋼管矢板井筒工法による橋梁基礎の設計

The Design of Bridge Foundation by Steel Pipe-Piled Well Method

嶋 文 雄*

Fumio Shima

加 藤 親 男**

Chikao Kato

石 渡 正 夫***

Masao Ishiwata

三 原 重 郎****

Iyuro Mihara

斎 藤 惲*****

Makoto Saito

Synopsis :

The pipe-piled well method is a lately developed foundation building method, which is a sort of combination of the traditional piling method and the caisson method. However, as earlier executions of this new foundation method often presented some unknown factors, experiments were carried out largely in two ways, the one using Acrylite models (poly-methyl methacrylate pipe) and the other using a real base.

The result of Acrylite model experiments showed that the horizontal resistance in the case of pipe-piling well was the same as in the case of caisson foundation. The real basis experiments confirmed the fact that the pipe-piled well is fully competent for use as actual foundations of various structures.

Pertaining to the designing method, it was ascertained that a better agreement with experimental values was obtained by calculating on the base of a short pile with a constant rigidity as supported by a constant coefficient of horizontal subgrade reaction. However, in calculating the geometrical moment of inertia, it was found useful to reduce the resistance by using the efficient rate of the interlocking junctions.

The present paper also shows as an example the result of design calculation of the pipe-piled well adopted for the construction of the foundation of Omigawa River Bridge, Chiba Prefecture.

1. 緒 言

今日の国土開発や海洋開発の進展に伴い、大型土木工事がさかんに計画されている。しかしこれらの大型プロジェクトを行なっていく上には技術

的に困難な問題も多く新材料、新工法の開発が強く望まれている。

基礎工法についてみれば、従来ケーソン基礎工法が用いられている。これは主として鉄筋コンクリートでできた筒状のわくを、その内部から土砂を掘削しつつ重力を利用して沈下させ所要の支持

* 本社建材開発部部長代理

*** 本社建材開発部土木開発室掛長

***** 本社建材開発部土木開発室

** 本社東京建材部建材技術室課長

**** 本社東京建材部建材技術室

層に盤着させる基礎を言い、オープンケーソンとニューマチックケーソンに分けられる。オープンケーソンは筒内部土砂を掘削機械により水中掘りするものであり、また、ニューマチックケーソンは筒下部に圧縮空気室を設け、地下水位圧に相当する圧縮空気を送り、筒底部からの浸水を防ぎながら掘削する工法である。したがってケーソン基礎は、基礎自体が非常に丈夫なものとなる上に垂直荷重、水平荷重を直接信頼できる支持層に確実に分布、伝達できるため、必要とされる剛性と安定性を十分満足することができる。

しかし、地盤が非常に軟弱な場合、あるいはケーソン上部に水を張り強制的に沈下させる場合には急激な沈下を起こして非常に危険であるばかりでなくケーソンが傾斜することもある。一度傾斜したケーソンを完全に復元させることは非常に困難なことである。また、ニューマチックケーソンを施工する場合、人体の耐え得る作業圧力が地下水面以下 35 m 程度であるため深さ 35 m を越える基礎の施工は非常に困難である。しかも、最近の大型構造物基礎は深さ 30 m を越えるものがめずらしくなく、その上施工の安全確実、短期完工、そして工費節減に努めなければならない現況である。

今回ここに述べる鋼管矢板井筒工法は、かかる条件を満足し鋼管矢板を円形または任意閉鎖形状に地中深く打ち込み頭部およびジャンクションパイプ内部をコンクリートなどで一体性を高めた基礎構造体であり、従来のケーソン基礎にかわるものとして当社が開発したものである。

本工法を開発するに当っては、数年来室内、室外での実験研究を重ねるとともに、当社水島製鉄所第 1, 第 2, 第 3 溶鉱炉、スケールピット、ドルフィンなどに数多く実績を重ねて来た。

その結果、昭和 44 年度から石狩河口橋において北海道開発局がわが国で始めて本工法の採用に踏み切ったのを始めとして最近では大阪市千本松橋、千葉県小見川橋において実施の予定である。

本報告は一連の鋼管矢板井筒基礎工法の開発過程と設計法および設計例について報告するものである。

2. 構造形式と特長

鋼管矢板井筒工法とは、図-2.1 に示される鋼管

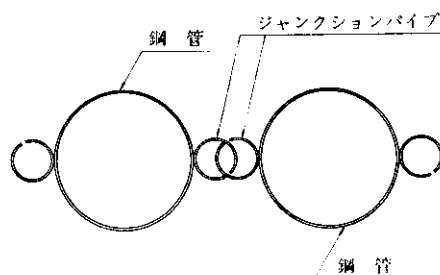


図-2.1 鋼管 矢板

矢板を円形、小判形等の任意閉鎖形状に連続して打込み、地表から支持層まで剛性の大きい土留壁体を形成してから必要により内部の掘削を行ない、支保工をしながら計画掘削面まで掘り下げ、内部に必要な補強（内壁、隔壁、床版など）を行なった後ジャンクションパイプ内にモルタルを注入し、かつ井筒頭部を鉄筋コンクリートで剛結することにより一体化を計ったもので、従来のケーソンと同様の機能をもたせた近代的工法である。

本工法の特長は、従来のケーソンに見られる施工上の不安や危険性をなくし、杭打ち工事と同様な機械化施工を可能としているので省力化と工期の短縮に役立ち、支持層が深くケーソン工法では施工困難な場所でも安全かつ確実に所要の基礎構造物を構築できる点にある。

本工法は、内部の補強程度により図-2.2 に示した三つのタイプに大別される。これらを(A), (B), (C), タイプと名づけ各タイプにつきその概要を述べる。

(1) (A)タイプについて

このタイプは、鋼管矢板井筒の基本形であり任意閉鎖断面形状に打ち込んだ後、フーチングにより頭部を剛結構造としたもので、ジャンクションパイプ内にモルタルを注入する。内部土砂の掘削や湧水の処理がなく施工が容易で工事費も安いため、最も一般性のある構造形式であり、橋梁基礎として最適である。また、フーチングを地盤面より上部に構築し、自由長のある構造とすることも

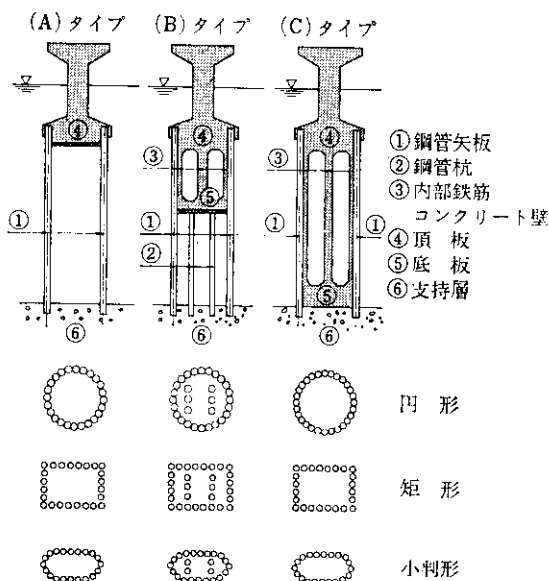


図-2.2 鋼管矢板井筒(A)(B)(C)タイプ概要図

できる。(A)タイプの応用例としては、北海道開発局石狩河口橋下部工、当社水島製鉄所構内ドルフィン1基、海中ピア7基などがある。この他に橋梁基礎として、2〜3の実施例がある。

(2) (B)タイプについて

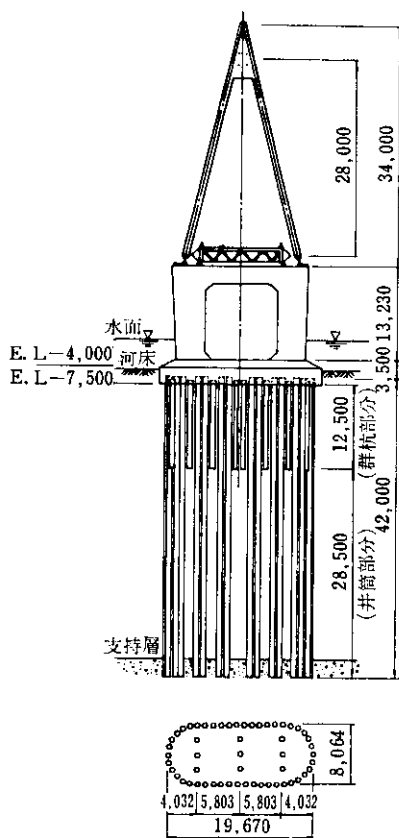
(B)タイプは、(A)タイプと(C)タイプの中間的なもので鋼管矢板壁の頭部を剛結される外、中間でも連結材および底板で剛結され、その間は内壁、隔壁で補強される。下段の底板以下の層も軟弱で荷重を負担せしめるのに不安な時は、図に示したような群杭によって荷重を直接支持層に伝えることもできる。この(B)タイプの応用例としては、貯水槽や地下室（水島製鉄所の海水導入渠1基、スケールピット約20基）があり、その他橋梁の基礎などへの応用が考えられる。

(3) (C)タイプについて

(C)タイプは、垂直荷重、水平荷重がきわめて大きいとか、支持層上の地盤および内部土砂が(B)タイプの場合よりさらに軟弱であるとかで、垂直、水平荷重とも支持層上の広い面積に直接分布・伝達させる必要があると判断される場合で、壁体内部のほとんど全部を掘削して直接支持層上に底板を設け、壁体内部を内壁および隔壁により補強し頭部を剛結構造としたものである。

(C)タイプの応用例としては、溶鉱炉基礎（水島製鉄所第1、第2、第3溶鉱炉基礎）がある。今後長大橋基礎、超大型基礎などへの応用が考えられる。

なお、(A)、(B)タイプについては、上部を井筒構造、下部を群杭構造とすることもできる。この構造形式は、脚付鋼管矢板井筒工法と呼ばれるもので、石狩河口橋主径間部基礎（図-2.3）として、わが国で始めて採用され、合理的、経済的設計が行なわれた。

図-2.3 脚付鋼管矢板井筒基礎施工例
—石狩河口橋主径間部基礎—

3. 模型実験

鋼管矢板井筒に関する実験的研究については、橋梁基礎を主対象とした構造形式（図-2.2に示し

た(Aタイプ)の鋼管矢板井筒基礎を対象として模型をつくり、その力学的特性を究明するための各種模型実験を行なった。

ここにそれらの研究の概要とその研究成果を簡単に述べる。

メタアクリル酸樹脂(アクリライト)の杭部材からなる井筒構造体の曲げ圧縮実験を行なって、井筒全体としての曲げ剛性、すなわち井筒を構成する各杭が外荷重に抵抗するときの協力作用を検討し、また、砂地盤中に設置された模型井筒および脚付井筒の水平抵抗と鉛直支持については、静的実験を実施することによって解明しようとした。さらに、井筒全体の横断面における応力分布について、光弾性実験を行ない、また井筒底面の鉛直支持について若干の理論的考察を行なった。

これらの模型実験から明らかとなった鋼管矢板井筒基礎の構造は、杭間の結合をなるべく剛にすることが望ましく、また静的水平力に対する変位については鋼管矢板井筒基礎が一般のケーソン基礎に比しそれほど大差はなく鋼管矢板パイプジョイント部がヒンジと固定の中間的存在であると言うことである。

一方、脚付鋼管矢板井筒の水平抵抗についての模型実験によると、上部井筒壁で、十分な水平抵抗力が得られ、下部の群杭によって鉛直支持力が期待できるような地盤では経済的な基礎工として成り立つことがわかったが、井筒部の継手部をできるだけ剛にし、かつ井筒壁下部に比較的大きな応力が生ずることを設計時に考慮する必要がある。また、鉛直支持力に関しては、鋼管矢板井筒の群杭効果を0.5とし、単杭1本当りの支持力の代数和の1/2程度であることが模型実験と理論解析から明らかとなった。

いずれにしても鋼管矢板井筒工法は基礎構造物として定性的には十分実用化できるという明るい見通しを得ることができた(1:2/3/4/5/6/7/9/10/11/15/21)。

4. 実物実験と準実物実験

模型実験によって実物の鋼管矢板井筒の力学的性状を同一に再現することは難かしいため、当社水島製鉄所構内に鋼管矢板井筒でドルフィンを構築し、井筒全体の剛性と応力状態を調査研究するための水平加力実験を実施した。

また、鋼管矢板井筒構造体の剛性を理論的に把握するため、室内で実物の鋼管矢板を二本組み合わせた鋼管矢板井筒の部分模型を製作し、フーチング厚と剛性の関係、およびジャンクションパイプへのモルタル注入効果などを究明するため準実物実験も実施し実物実験結果との比較を行なった。

4.1 実物実験

(1) 地質条件

実験位置は、当社水島製鉄所鉱石岸壁付近で行なった。

実験場所の地質は地表面下5mまで埋土($N=4\sim10$)、5~15mは軟弱なシルト層が厚く分布し($N=0$)その下に洪積層と考えられる層厚1mの砂礫層($N=45\sim50$)層厚2mの硬質シルト層($N=10$)支持層となる N 値50以上の砂礫層からなっている。

この地盤の N 値とプレシオメーターによる E_s を図-4.1に示す。

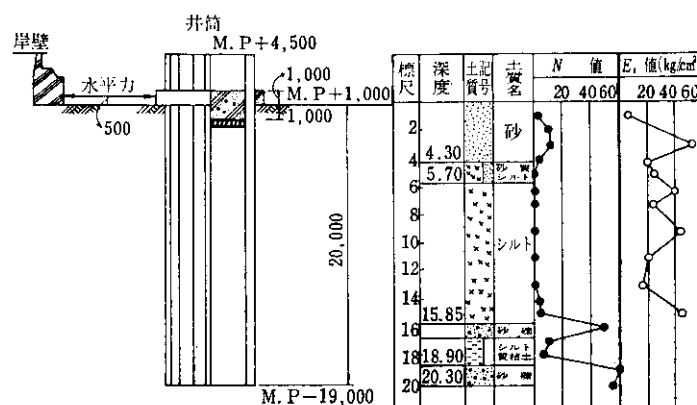


図-4.1 実験方法と土質条件

(2) 実験体

実験体は図-4.2に示すように $\phi 762 \times 7.9 \times 23500$ の鋼管に $\phi 165 \times 6.4 \times 18000$ のジャンクションパイプが2本づつ溶接された鋼管矢板を直径5140 mmの円形に16本打ち込んだもので、実際の橋梁基礎として適用可能なものである。

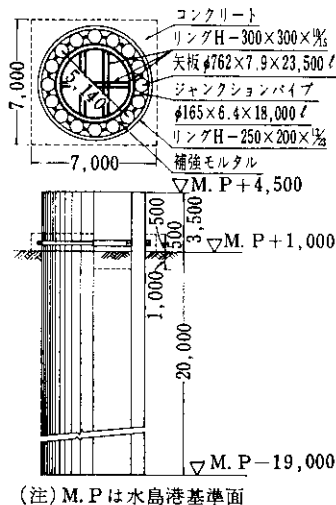


図-4.2 実験体

実験体の種類は図-4.3に示したように S-1, S-2, S-3 からなっている。S-1 実験体は鋼管矢板を H 形鋼のガイドリングにそって打ち込み、その後、ガイドリングと矢板の間をモルタルで充填した鋼管矢板井筒で、ジャンクションパイプ内は矢板を打ち込んだ状態のままで無処理である。

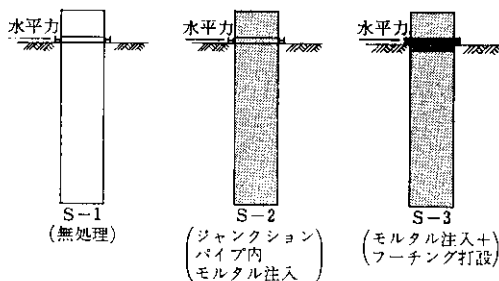


図-4.3 実験体の種類

S-2 実験体は S-1 の状態からさらにジャンクションパイプ内の排土を行ない、プレバクトモルタルを充填して鋼管矢板の一体性を高めたものである。

S-3 実験体は S-2 実験体に加えてフーチングを

2 m 打設した状態となっている。

(3) 実験方法

実験は図-4.1のように既設岸壁に反力を取り、300 t オイルジャッキにより地表面より 50 cm 上った位置で水平加力を行ない、加力点の水平変位と回転量、ドルフィン軸方向、横断面方向の鋼管矢板応力を図-4.4のごとき位置で測定した。

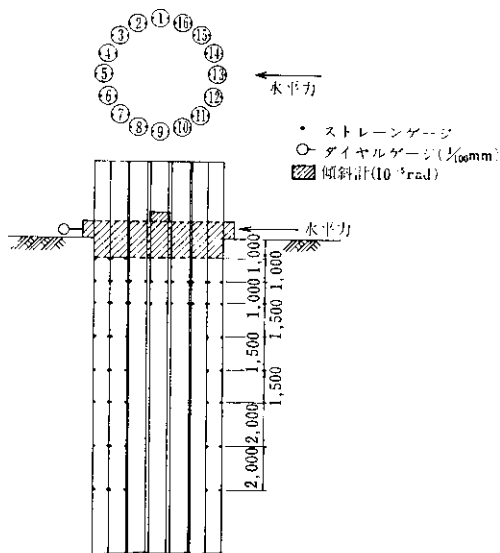


図-4.4 ゲージ取付位置

(4) 実験結果と考察

各実験体の水平力と頭部変位との実測値を処女包絡線で示したのが図-4.5である。図-4.6、図-4.7には水平力 100 t, 150 t が作用した地表面下

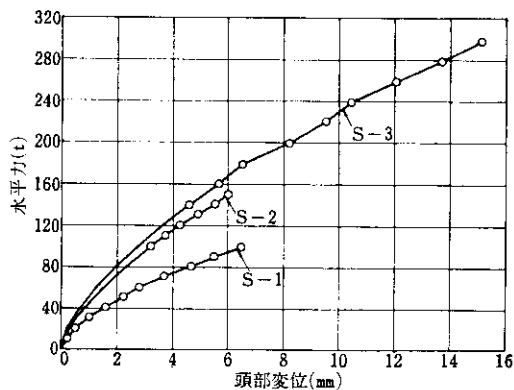


図-4.5 水平力-頭部変位処女包絡線

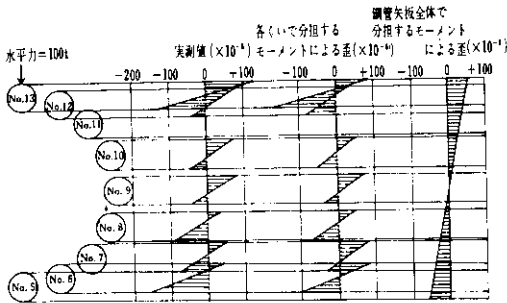


図-4.6 S-1 (100t時) 歪分布

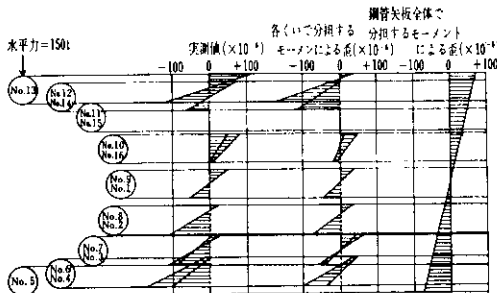


図-4.7 S-2 (150t時) 歪分布

2 mでの鋼管矢板井筒横断面歪分布を S-1, S-2 実験体について示したものである。S-3 実験体についてはストレインゲージが長時間放置されていたため信頼できるデータが得られなかった。S-3 実験体におけるフーチング回転角と頭部変位との関係を図-4.8に示す。

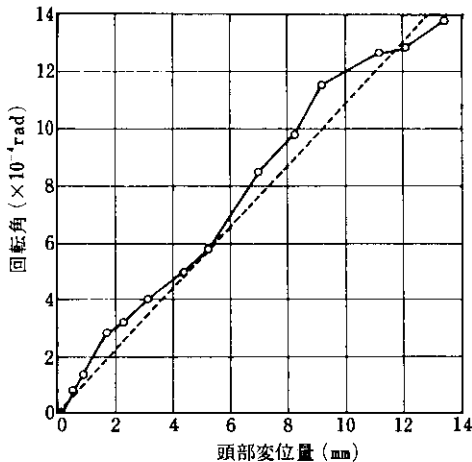


図-4.8 S-3 実験体荷重時「回転角-頭部変位」関係

これらの結果から、モルタルの注入、および、フーチング打設は、鋼管矢板井筒の剛性を高める上で効果的に作用していることがわかる。したが

って、モルタル注入およびフーチング打設効果を定量的に把握する必要性から、横断面歪分布に着目しその評価を行なうこととする。なお水平力-頭部変位および水平力-回転角の関係からの剛性評価は、設計計算式との関係から5.4で行なう。

まず、S-1, S-2 実験体の地表面下2 mに生ずる実測歪分布は図-4.6, 図-4.7左端に示したとおりで、この歪を次に述べる方法で各鋼管が分担するモーメントによる歪と、鋼管矢板井筒全体で分担するモーメントによる歪とにわけるとする。すなわち、井筒を構成する各鋼管矢板の中立軸における実測歪 ε_{oi} を求め、これを鋼管矢板井筒全体で分担するモーメントによる歪（以下、全体で分担するモーメントによる歪と呼ぶ）とする。各鋼管矢

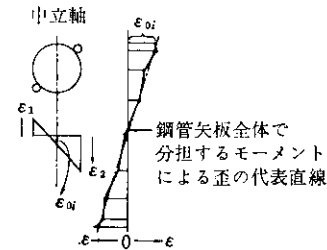


図-4.9 鋼管矢板全体で分担するモーメントによる歪計算法

板で分担するモーメントによる歪は、実測値から全体で分担するモーメントによる歪を差し引いたものである。この結果を図-4.6, 図-4.7に示す。この歪を用いて、各鋼管矢板で分担するモーメントと鋼管矢板井筒全体で分担するモーメントを次式で算定する。

$$M = \frac{\sigma I}{y_i} = \frac{E \cdot \varepsilon \cdot I}{y_i}$$

ただし、 I ：各鋼管矢板の中立軸に関する断面二次モーメント（各鋼管矢板の場合）あるいは、井筒全体の中立軸に関する断面二次モーメント（井筒全体の場合）

ε ：歪

E ：鋼の弾性係数

y_i ：中立軸より歪 ε までの距離

上式より各鋼管矢板が分担するモーメントの和 (M_i) および、鋼管矢板井筒全体で分担するモ

ーメント (M_T) を算定し、水平力との関係を描いたのが図-4.10 である。しかし S-3 実験体の歪

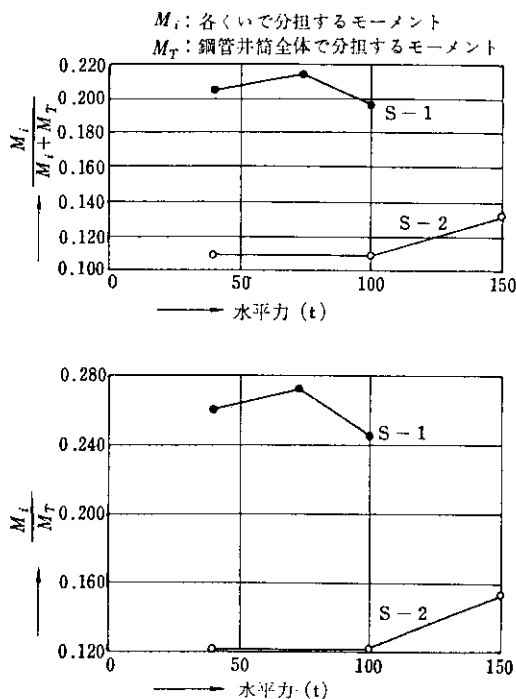


図-4.10 各ぐいに作用するモーメントと全体に作用するモーメントの関係

分布は測定できなかったため、実物実験体と模型実験体とのジャンクションパイプ結合状態がどのような関係にあるかを調査するための追加模型実験を実施した²¹⁾。

その結果、追加模型実験とすでに行なわれた模型実験とを水平変位量、および、応力状態について比較した場合、ジャンクションパイプの結合状態が両者同じであることが明らかとなったため、模型実験、および追加模型実験と実物実験とを結びつけて考察しても大きな誤りは生じないことが確かめられた。そこで模型実験と追加模型実験における各鋼管矢板に作用するモーメントの和(M_i)および、井筒全体に作用するモーメント(M_T)の比は

ジャンクションパイプ間自由

$$M_i/M_T=0.28\sim0.43$$

ジャンクションパイプ間ヒンジ

$$M_i/M_T=0.22\sim0.23$$

ジャンクションパイプ固定

$$M_i/M_T=0.06\sim0.08$$

となる。また実物実験では

$$\text{S-1 実験体} \quad M_i/M_T=0.26$$

$$\text{S-2 実験体} \quad M_i/M_T=0.13$$

である。したがって、実物実験のS-1のジャンクションは模型のヒンジの状態に近く、S-2の場合はヒンジと固定の中間にあり、固定に近い状態であると考えられる。

したがってS-3実験体はS-2実験体にフーチングを打設してさらに剛性を大きくしたものであるから、これを模型実験のジャンクションパイプ間固定のものと同じ効率をもつものとしなしてもさしつかえないと思われる。

ゆえに、S-3 実験体の場合は $M_i/M_T=0.06\sim0.08$ と言える。これより $M_i=0.08 M_T$ とすると全モーメント M は $M=1.08 M_T$

$$\therefore \frac{M_i}{M} = \frac{0.08 M_T}{1.08 M_T} = 0.07$$

$$\frac{M_T}{M} = \frac{M_T}{1.08 M_T} = 0.93$$

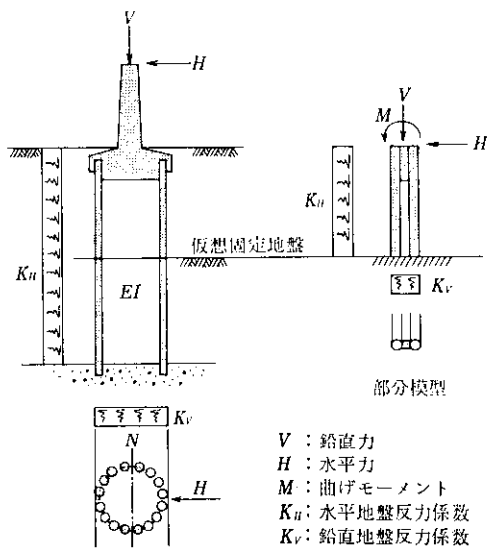
となり、作用する全曲げモーメントの7%を各鋼管矢板で分担し、93%を井筒全体で抵抗することがわかる。

4.2 準実物実験

(1) 実験体製作の基本的考え方

鋼管矢板井筒基礎は、鋼管矢板を連続して円形などの閉鎖形状に打ち込み、頂版を設け矢板相互間のズレを完全に拘束し、継手部にモルタル注入を行なって一体性を持たせた構造体である。したがって、群杭のように各矢板がバラバラとなって働くものでもなく、また完全に一体となって抵抗するものでもない。このような鋼管矢板井筒の剛性を理論的に究明するため図-4.11 に示されるような部分模型を想定した。

部分模型は、実構造物の最もせん断応力が大きくなるものと思われる中立軸に相対応する2本の鋼管矢板を取り出し、仮想固定地盤を固定端とする片持重ね梁を考えた。



鋼管矢板井筒基礎 図-4.11 部分模型の想定

(2) 実験体

実験体は図-4.12 に示すようなものを6体製作し、その補強方法を図-4.13 に示す。すなわち、モルタルを注入しない実験体 (No. 10, No. 20, No. 30) 3 体と、モルタルを注入した実験体 (No. 1M, No. 2M, No. 3M) 3 体からなる。

また、実験体端部補強プレートについては、それを取付けない実験体 2 体 (No. 10, No. 1M), プレート $\text{P-}300 \times 9 \times 250$ を取付けた実験体 2 体 (No. 20, No. 2M), プレート $\text{P-}300 \times 9 \times 500$ を

取付けた実験体 2 体 (No. 30, No. 3M) である。

供試体 記号	実験体概要図	継手処理 (モルタル)	端部処理
NO 10		なし	なし
NO1M		有り	なし
NO 20		なし	RC-300× 9×500 溶接
NO2M		有り	RC-300× 9×500 溶接
NO 30		なし	RC-300× 9×500 溶接
NO3M		有り	RC-300× 9×500 溶接

図-4.13 実験体の種類

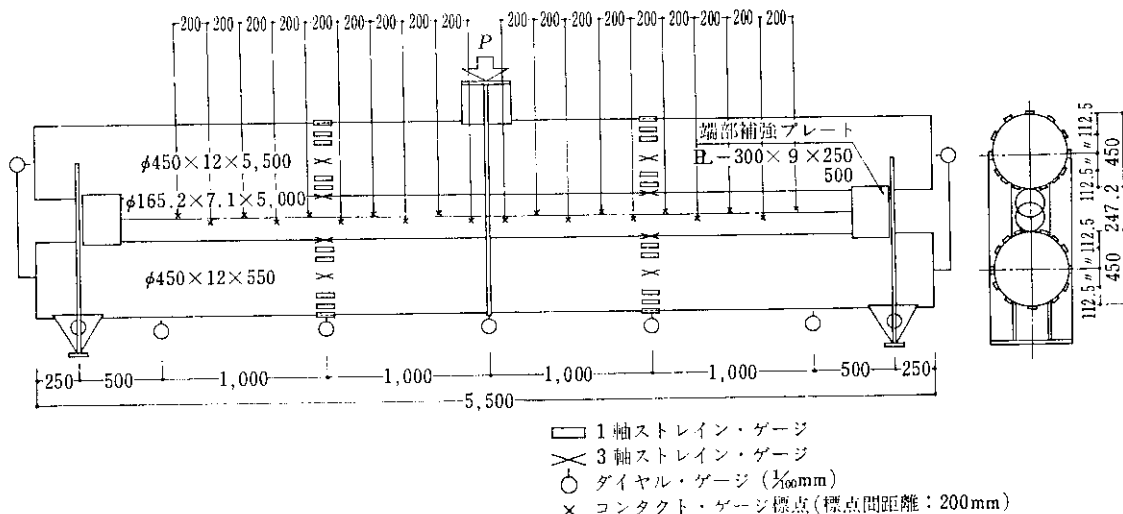


図-4.12 実験体とゲージ取付位置

(3) 実験方法

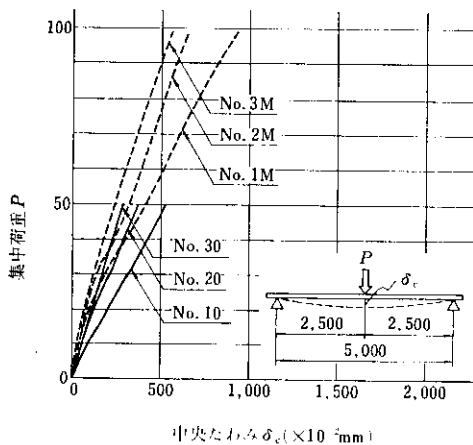
実験の実施に当っては、なるべく実際の荷重状態に近づけるべきであるが、室内実験上の都合から図-4.12のような単純重ね梁一点集中荷重方式を採用することとした。実験は清水建設(株)研究所200t構造物試験機を用いた。

各実験体のたわみ、および歪分布を測定するためのゲージ取付位置を図-4.12に示す。ダイヤルゲージは精度1/100mmのものを9カ所に設置し、各点のたわみ量を測定した。ストレインゲージは載荷点から1m離れた鋼管矢板断面方向に貼りつけ、各荷重段階における歪分布を測定した。

(4) 実験結果と考察

i) 荷重-中央たわみ

実験体 No. 10, No. 1M, No. 20, No. 2M, No. 30, No. 3M の集中荷重 P と中央たわみ δ_c との関係を処女包絡線で示したのが図-4.14である。

図-4.14 P - δ_c 処女包絡線

る。この結果から、各実験体のみかけの断面二次モーメントを(4.1)、(4.2)式より求めることとする。ここで継手効率 μ とは、継手のせん断抵抗、および端部補強効果の大きさを比較するための係数である。

$$\delta_c = \frac{Pl^3}{48EI} \quad \dots\dots\dots(4.1)$$

$$I = 2I_0 + \mu \cdot 2A \left(\frac{y}{2} \right)^2 \quad \dots\dots\dots(4.2)$$

P : 集中荷重

l : 支間距離

E : 鋼のヤング係数

I : みかけの断面二次モーメント

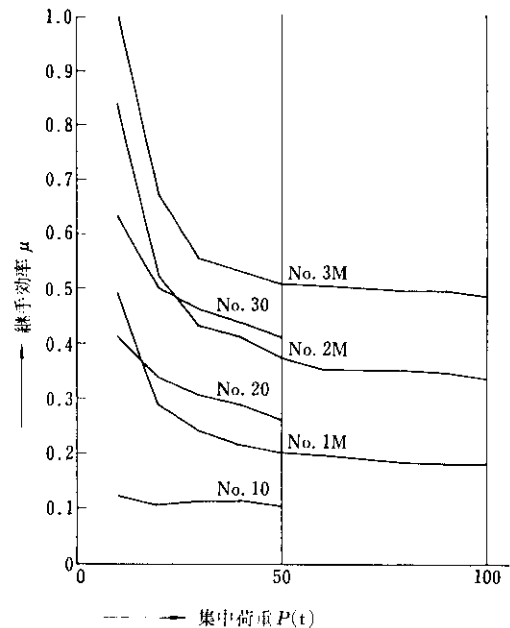
I_0 : 鋼管単体の断面二次モーメント

A : 鋼管単体の断面積

y : 鋼管中心間距離

したがって、継手のせん断抵抗が完全に発揮されて2本の鋼管が一体と考えられる時は $\mu=1.0$ となり、バラバラに働く時は $\mu=0$ となる。

図-4.14を集中荷重 P と継手効率 μ との関係で示したのが図-4.15である。この結果各実験体に

図-4.15 集中荷重(P)と継手効率(μ)との関係

において初期荷重では、一体性を保ち得るが、荷重の増加に伴い継手効率が減少する傾向にあることがわかる。これはモルタルの付着抵抗の減少、補強プレートのせん断変形、鋼管の局部変形などの影響と考えられる。No. 1M, No. 2M, No. 3M 実験体の継手効率が集中荷重50tを境にして一定化しているのは、端部補強プレートの拘束効果と消失した付着抵抗に代わって生じるモルタルと鋼との摩擦抵抗に帰因するものであろう。

いずれにしても端部補強プレートとモルタル注入効果は大きく、たとえば、補強プレートを取り付けない No. 10 と長さ25cmのプレート取り付けた No. 20 は継手効率が約3倍となり、また長

さ 50 cm のプレートを取り付けた場合は約 4 倍となる。

モルタル注入効果はモルタルを注入しない場合と比較し継手効率は 2 倍程度向上することが確かめられた。また、実際の鋼管矢板井筒基礎の条件

には近いと思われる No. 3M 実験体の継手効率は約 0.5 となる。

ii) 歪 分 布

各実験体の各荷重段階における鋼管断面の歪分布を図-4.16、図-4.17に示す。図-4.16より継手

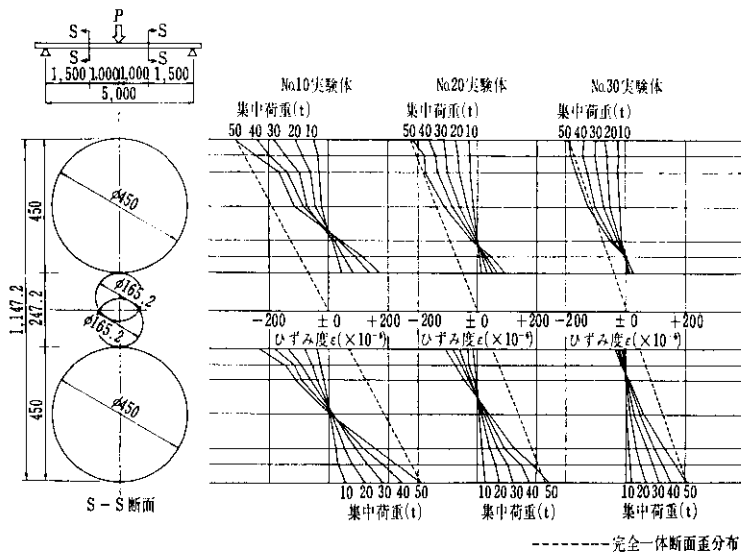


図-4.16 No. 10, No. 20, No. 30 実験体歪分布

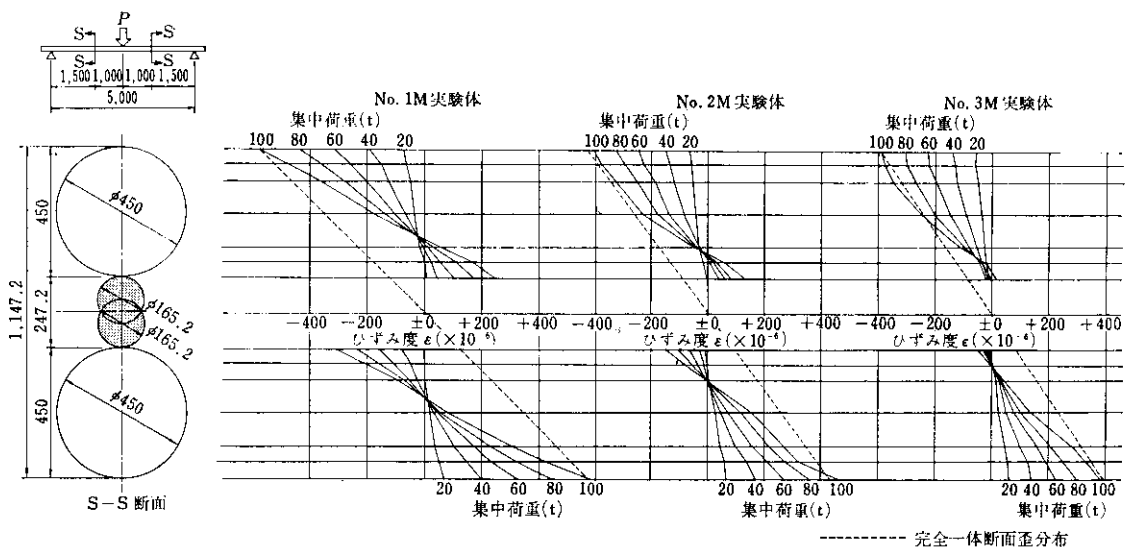


図-4.17 No. 1M, No. 2M, No. 3M 実験体歪分布

モルタルを注入しない実験体 No. 10, No. 20, No. 30 は荷重が増大しても中立軸の位置がほぼ一定している。No. 20, No. 30 は端部補強プレートを取り付けない実験体 No. 10 に比較して中立軸が実験体中央に位置しており一体性の歪分布により近づいていることがわかる。また、図-4.17 よりモルタルを注入すればより一体化することがわかる。中立軸の位置は、荷重が増えるに従い、鋼管それぞれの中立軸に向かって移動し一体性が徐々に減少している。このことは図-4.15 に示したように継手効率が荷重の増加に伴い減少する性状が応力分布からも裏づけることができる。

今、実測された歪分布から 4・1 で述べた方法により各鋼管矢板が分担するモーメントの和 (M_i) および、鋼管矢板井筒全体が分担するモーメント (M_T) を算定し水平力との関係を描いたのが図-4.18, 図-4.19 である。その結果, No. 1M, No.

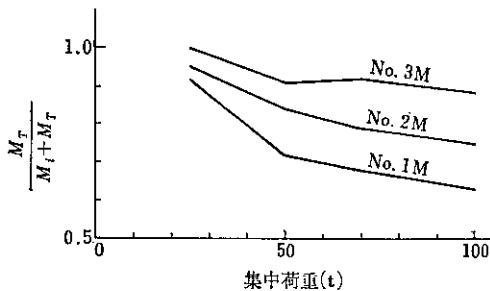


図-4.18 全体で分担するモーメント比

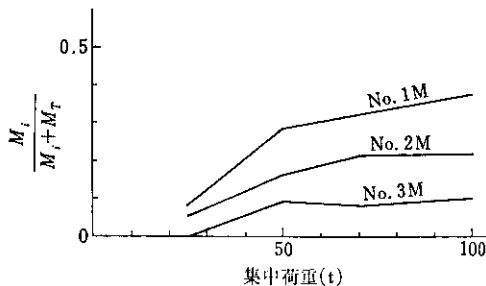


図-4.19 個々の鋼管で分担するモーメント比

2M, No. 3M 実験体の全作用曲げモーメント ($M_i + M_T$) に対する一体断面として受けもつ曲げモーメントの比率は約 0.5, 0.8, 0.9 となり、歪分布から判断してもモルタル注入と端部補強プレートの拘束効果が著しいことが確かめられた。したがって、実際の設計と施工に当っては十

分この点に留意しフーチングと鋼管矢板との結合を剛とし、モルタル注入を入念に行なう必要があることが再確認された。

5. 設計法

ここでは前述の模型および実物実験の結果を参照し、タイプ(A)の鋼管矢板井筒および脚付鋼管矢板井筒の設計計算法について述べる。

現在一般に用いられている杭の計算式は Y. L. Chang³⁾ らによって提案されているように、杭を横方向バネ常数一定な地盤に支えられた梁と考え、その反力はたわみに比例するという仮定にもとづく釣合い微分方程式を解いて求めている。またケーソンにおいては、これを完全な剛体として横方向地盤反力係数を池原・横山式²²⁾にみられるような三角形分布として、鉛直方向地盤反力係数比を与えて力の釣合いより解く方法が多く用いられている。しかし実際の鋼管矢板井筒は兩者の中間にあり、これを設計する場合の計算法については種々検討を行なった結果、ここに示すような方法を用いるのが現在の段階ではほぼ妥当であると考えられるに至った。

すなわち、以下に示すような「弾性有限長梁による解法」および「塑性を考慮した有限長梁による解法」の計算結果は実験値の結果とよく合うことを確かめ、これらの式が実用に供しうることを証明したわけである。

5.1 弾性有限長梁による解法

(1) 力学モデルの仮定

図-5.1のごとき力学モデルを考える。

すなわち側面には、深さ方向に一定の弾性バネ

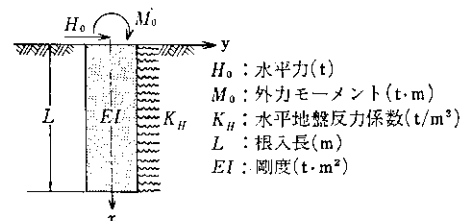


図-5.1 力学モデル図

(K_H) が存在し、また構造物の剛度 (EI) は一定とする。

外力としては、水平力 (H_0) モーメント (M_0) が作用する場合について論ずる。

(2) 梁の微分方程式

微分方程式は (5. 1) 式で与えられる。

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} + E_s y = 0 \quad \dots\dots\dots (5. 1)$$

x : 地表面からの深さ

y : 深さ x 点でのたわみ

EI : 剛度, $E_s = K_H D$

K_H : 横方向地盤反力係数

D : 載荷幅

この解は次のようになる。

$$y = e^{\beta x} (A' \cos \beta x + B' \sin \beta x) + e^{-\beta x} \cdot (C' \cos \beta x + D' \sin \beta x) \quad \dots\dots\dots (5. 2)$$

$$\begin{aligned} \theta_x &= \beta \{ e^{\beta x} (A' \cos \beta x + B' \sin \beta x - A' \sin \beta x + B' \cos \beta x) - e^{-\beta x} (C' \cos \beta x + D' \sin \beta x + C' \sin \beta x - D' \cos \beta x) \} \\ &= \beta [e^{\beta x} \{ (A' + B') \cos \beta x + (B' - A') \sin \beta x \} + e^{-\beta x} \{ (D' - C') \cos \beta x - (C' + D') \sin \beta x \}] \\ &\quad \dots\dots\dots (5. 3) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_x &= -EI\beta^2 \{ e^{\beta x} (2B' \cos \beta x - 2A' \sin \beta x) + e^{-\beta x} (-2D' \cos \beta x + 2C' \sin \beta x) \} \\ &= -2EI\beta^2 \{ e^{\beta x} (B' \cos \beta x - A' \sin \beta x) + e^{-\beta x} (-D' \cos \beta x + C' \sin \beta x) \} \quad \dots\dots\dots (5. 4) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S_x &= -2EI\beta^3 [e^{\beta x} \{ (B' - A') \cos \beta x - (A' + B') \sin \beta x \} + e^{-\beta x} \{ (C' + D') \cos \beta x + (D' - C') \sin \beta x \}] \quad \dots\dots\dots (5. 5) \end{aligned}$$

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

A', B', C', D' : 未定常数

(3) 境界条件

地表面 ($x=0$) において

$$M(x=0) = -M_0 \quad \dots\dots\dots (5. 6)$$

$$S(x=0) = -H_0 \quad \dots\dots\dots (5. 7)$$

底面 ($x=L$) にて

$$M(x=L) = 0 \quad \dots\dots\dots (5. 8)$$

$$S(x=L) = 0 \quad \dots\dots\dots (5. 9)$$

すなわち未定常数 A', B', C', D' は条件式 (5. 6)

～ (5. 9) 式より求められる。

i) H_0 が作用した場合

$$A' = \frac{\alpha_H}{\Delta} (e^{2k} - e^{2k} \sin 2k - 1) \quad \dots\dots\dots (5. 10)$$

$$B' = -\frac{\alpha_H}{\Delta} \{ e^{2k} (1 - \cos 2k) \} \quad \dots\dots\dots (5. 11)$$

$$C' = \frac{\alpha_H}{\Delta} (e^{4k} - e^{2k} - e^{2k} \sin 2k) \quad \dots\dots\dots (5. 12)$$

$$D' = B' \quad \dots\dots\dots (5. 13)$$

ii) M_0 が作用した場合

$$A' = \frac{\alpha_M}{\Delta} \{ -e^{2k} (\sin 2k + \cos 2k) + 1 \} \quad (5. 14)$$

$$B' = \frac{-\alpha_M}{\Delta} \{ e^{2k} (2 + \sin 2k - \cos 2k) - 1 \} \quad \dots\dots\dots (5. 15)$$

$$C' = \frac{\alpha_M}{\Delta} \{ e^{4k} + e^{2k} (\sin 2k - \cos 2k) \} \quad \dots\dots\dots (5. 16)$$

$$D' = B' - \alpha_M \quad \dots\dots\dots (5. 17)$$

ただし, $\Delta = e^{4k} - 2e^{2k} (2 - \cos 2k) + 1$

$$k = \beta L$$

$$\alpha_M = \frac{M_0}{2EI\beta^2} = \frac{2\beta^2}{E_s} M_0$$

$$\alpha_H = \frac{H_0}{2EI\beta^3} = \frac{2\beta}{E_s} H_0$$

(4) 有限長の特異係数

i) H_0 のみが作用した場合

杭頭部変位 δ_H を

$$\delta_H = y_{x=0} = A' + C' = \phi_1 \alpha_H = \phi_1 \frac{2\beta H_0}{E_s} \quad (5. 18)$$

杭頭部回転角 θ_H を

$$\begin{aligned} \theta_H &= \theta_{x=0} = -(A' + B' - C' + D')\beta = \phi_2 \beta \alpha_H \\ &= \phi_2 \frac{2\beta^2 H_0}{E_s} \quad \dots\dots\dots (5. 19) \end{aligned}$$

とおくと

$$\phi_1 = 1 + \frac{2}{\Delta} \{ e^{2k} (2 - \cos 2k - \sin 2k) - 1 \} \quad \dots\dots\dots (5. 20)$$

$$\phi_2 = 1 + \frac{4}{\Delta} e^{2k} (1 - \cos 2k) \quad \dots\dots\dots (5. 21)$$

で与えられる。

ii) M_0 が作用した場合

杭頭部変位 δ_M を

$$\delta_M = y_{x=0} = A' + C' = \phi_2' \alpha_M = \phi_2' \frac{2\beta^2 M_0}{E_s} \quad \dots\dots\dots (5. 22)$$

杭頭部回転角 θ_M を

$$\begin{aligned}\theta_M = \theta_{x=0} &= -(A' + B' - C' + D')\beta = 2\phi_3\beta\alpha_M \\ &= \phi_3 \frac{4\beta^3 M_0}{E_S} \dots\dots\dots(5.23)\end{aligned}$$

とおくと

$$\phi_2' = 1 + \frac{4}{A} e^{2k}(1 - \cos 2k) = \phi_2 \dots\dots(5.24)$$

$$\phi_3 = 1 + \frac{2}{A} \{e^{2k}(2 + \sin 2k - \cos 2k) - 1\} \dots\dots\dots(5.25)$$

ここで、 ϕ_1 , ϕ_2 , ϕ_3 を有限長の特性係数とよび各係数は、 $k = \beta L$ の関数で表わされる。(表-5.1 参照)

表-5.1 特性係数表

βL	ϕ_1	ϕ_2	ϕ_3
1.0	2.019	3.103	3.370
1.1	1.843	2.605	2.660
1.2	1.699	2.232	2.178
1.3	1.580	1.949	1.814
1.4	1.480	1.731	1.606
1.5	1.395	1.562	1.435
1.6	1.325	1.430	1.312
1.7	1.265	1.327	1.223
1.8	1.215	1.246	1.157
1.9	1.174	1.183	1.110
2.0	1.138	1.134	1.076
2.1	1.108	1.097	1.052
2.2	1.085	1.068	1.035
2.3	1.065	1.047	1.023
2.4	1.049	1.031	1.015
2.5	1.036	1.019	1.010

5.2 塑性を考慮した有限長梁による解法

構造物に水平力 (H_0) とモーメント (M_0) が作用した場合、構造物は回転および水平変位を生じ、地表面に近いところほど大きな水平移動を起こすことになる。すなわち、水平力が増大して行くに伴って変形の大きい地表面から順次土の弾性性状が失われていくことになる。このような現象を考慮した土中構造物のより厳密な解法として、弾塑性理論の一例を誘導することにする。

いま土の抵抗要素として図-5.2に示すような変位と抵抗反力の関係を示す。

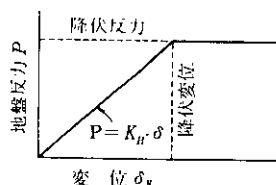


図-5.2 土の変位—抵抗関係図

(1) 力学モデルの仮定

設計の便宜上、降伏反力は受働土圧に等しいものと仮定する。すなわち

$$P_{xy} = K_p \cdot \gamma \cdot x + 2C \dots\dots\dots(5.26)$$

P_{xy} : x 点の降伏反力 (t/m^2)

K_p : 受働土圧係数

γ : 土の単位重量 (t/m^3)

C : 土の粘着力 (t/m^2)

弾性区間におけるバネ常数は、深さ方向に一定と仮定して図-5.3のような力学モデルを仮定する。

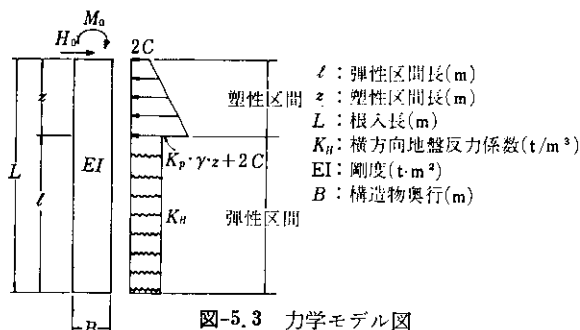


図-5.3 力学モデル図

(2) z 点 (境界点) の外力

$$\text{水平力} \quad H_z = H_0 - \left(q + \frac{P}{2}\right)zD$$

$$\text{モーメント} \quad M_z = M_0 + H_0 z - \left(\frac{q}{2} + \frac{P}{6}\right)z^2 D \dots\dots\dots(5.27)$$

$$q = 2C - k_h W_P B$$

$$P = K_p \cdot \gamma$$

D : 構造物幅

k_h : 水平震度

W_P : 構造物単位重量

(3) z 点の変位 δ_z , および回転角 θ_z

(5.18), (5.22) 式および (5.19), (5.23)

式より

$$\delta_z = \phi_1 \frac{2\beta}{ES} H_z + \phi_2 \frac{2\beta^2}{ES} M_z \dots\dots\dots (5. 28)$$

$$\theta_z = \phi_2 \frac{2\beta^2}{ES} H_z + \phi_3 \frac{4\beta^3}{ES} M_z \dots\dots\dots (5. 29)$$

ϕ_1, ϕ_2, ϕ_3 : $\beta(L-z)$ における有限長特性係数
 $ES = K_H D$ (t/m²)

(4) z 点の境界条件および z の算定

$$\left. \begin{array}{l} \text{塑性域 } P_{z1} = (P_z + 2C)D \\ \text{弾性域 } P_{z1} = ES\delta_z = 2\beta(\phi_1 H_z + \phi_2 \beta M_z) \end{array} \right\} \dots\dots\dots (5. 30)$$

$P_{z1} = P_{z2}$ より

$$(P_z + 2C)D = 2\beta(\phi_1 H_z + \phi_2 \beta M_z) \dots\dots\dots (5. 31)$$

式 (5. 27), (5. 31) 式より

$$\begin{aligned} & 2\beta(\phi_1 + \phi_2 \beta z) H_0 + 2\beta^2 \phi_2 M_0 \\ & = P \cdot z \cdot D (1 + \phi_1 \beta z + \frac{1}{3} \phi_2 \beta^2 z^2) \\ & \quad + 2D(C + \phi_1 \beta q z + \frac{1}{2} \phi_2 \beta^2 q z^2) \dots\dots\dots (5. 32) \end{aligned}$$

(5. 32) 式より z を求めることができる。

(5) 塑性区間における弾性変位 δ_0 と弾性回転角 θ_0

図-5.4に示す片持梁の変位および、回転角を求める。

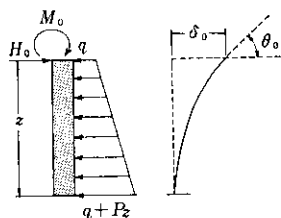


図-5.4 塑性区間モデル図

$$\left. \begin{aligned} \theta_0 &= \frac{1}{EI} \left(M_0 z + \frac{H_0}{2} z^2 - \frac{q}{6} z^3 D - \frac{P z^4}{24} D \right) \\ \delta_0 &= \frac{1}{EI} \left(\frac{M_1}{2} z^2 + \frac{H_0}{3} z^3 - \frac{q}{8} z^4 D - \frac{P}{30} z^5 D \right) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (5. 33)$$

頭部の変位 δ および回転角 θ

$$\left. \begin{aligned} \delta &= \delta_z + z\theta_z + \delta_0 \\ \theta &= \theta_z + \theta_0 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (5. 34)$$

5.3 有限長梁理論による脚付鋼管

矢板井筒の解法

井筒部分、群杭部分ともに弾性地盤内の有限弾性梁と考え、両者の境界で連続の条件をあわせることにより、この構造物を解くことができる。

(1) 力学モデルの仮定

図-5.5のごとき力学モデルを考える。

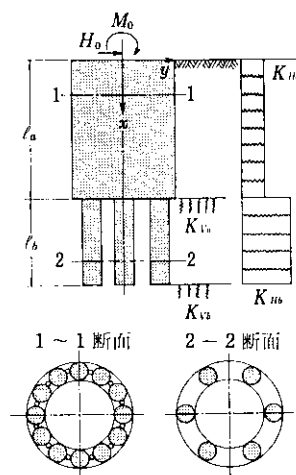


図-5.5 力学モデル図

H_0 : 地表面作用水平力 (t)
 M_0 : 地表面作用モーメント (t・m)
 l_a : 井筒部分根入長 (m)
 l_b : 群杭部分根入長 (m)
 K_{Ha} : 井筒部分横方向地盤反力係数 (t/m³)
 K_{Hb} : 群杭部分横方向地盤反力係数 (t/m³)
 K_{Va} : 井筒部分底面の鉛直方向地盤反力係数 (t/m³)
 K_{Vb} : 群杭部分底面の鉛直方向地盤反力係数 (t/m³)

(2) 井筒部分任意点の変位および断面力

井筒部分において地表面より深さ x の点の水平変位 δ_x 、回転角 θ_x 、モーメント M_x 、せん断力 S_x は各々 (5. 2) 式, (5. 3) 式, (5. 4) 式, (5. 5) 式により次のごとく表わされる。

$$\delta_x = e^{\beta_a x} (A' \cos \beta_a x + B' \sin \beta_a x) + e^{-\beta_a x} (C' \cos \beta_a x + D' \sin \beta_a x) \dots\dots\dots (5. 35)$$

$$\theta_x = \beta_a [e^{\beta_a x} \{ (A' + B') \cos \beta_a x + (B' - A') \sin \beta_a x \} + e^{-\beta_a x} \{ (D' - C') \cos \beta_a x - (C' + D') \sin \beta_a x \}] \dots\dots\dots (5. 36)$$

$$M_x = -2E_n I_n \beta_n^2 \{ e^{\beta_n x} (B' \cos \beta_n x - A' \sin \beta_n x) + e^{-\beta_n x} (-D' \cos \beta_n x + C' \sin \beta_n x) \} \dots\dots\dots (5. 37)$$

$$S_x = -2E_n I_n \beta_n^3 \{ e^{\beta_n x} (B' - A') \cos \beta_n x - (A' + B') \sin \beta_n x + e^{-\beta_n x} [(C' + D') \cos \beta_n x + (D' - C') \sin \beta_n x] \} \dots\dots\dots (5. 38)$$

ただし $k = \beta_n x$

A', B', C', D' : 未定常数

$E_n I_n$: 井筒部分の剛度

(3) 群杭部分の頭部に作用する力

いま i 番目の杭についての頭部変位および回転角 δ_i, θ_i は作用水平力およびモーメントを H_i, M_i とすれば (5. 18), (5. 22) 式, (5. 19), (5. 23) 式より

$$\left. \begin{aligned} \delta_i &= \frac{2\beta_i}{E_{Si}} H_i \phi_{1i} + \frac{2\beta_i^2}{E_{Si}} M_i \phi_{2i} \\ \theta_i &= \frac{2\beta_i^2}{E_{Si}} H_i \phi_{2i} + \frac{4\beta_i^3}{E_{Si}} M_i \phi_{3i} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (5. 39)$$

となる。

ここで

$$\left. \begin{aligned} \alpha_{1i} &= \frac{2\beta_i}{E_{Si}} \phi_{1i} \\ \alpha_{2i} &= \frac{2\beta_i^2}{E_{Si}} \phi_{2i} \\ \alpha_{3i} &= \frac{4\beta_i^3}{E_{Si}} \phi_{3i} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (5. 40)$$

とおくと

$$\left. \begin{aligned} \delta_i &= \alpha_{1i} H_i + \alpha_{2i} M_i \\ \theta_i &= \alpha_{2i} H_i + \alpha_{3i} M_i \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (5. 41)$$

となる。

群杭部頭部は継手により一体化されているから

$$\delta_1 = \delta_2 = \dots = \delta_i = \dots = \delta_n = \delta_n$$

$$\theta_1 = \theta_2 = \dots = \theta_i = \dots = \theta_n = \theta_n$$

ゆえに群杭部頭部に作用する全水平力を ΣH ,

同じく全モーメントを ΣM とすると

$$\left. \begin{aligned} \Sigma H &= \sum_{i=1}^n \frac{\alpha_{3i}}{\alpha_{1i}\alpha_{3i} - \alpha_{2i}^2} \delta_n - \sum_{i=1}^n \frac{\alpha_{2i}}{\alpha_{1i}\alpha_{3i} - \alpha_{2i}^2} \theta_n \\ \Sigma M &= \sum_{i=1}^n \frac{\alpha_{2i}}{\alpha_{1i}\alpha_{3i} - \alpha_{2i}^2} \delta_n + \sum_{i=1}^n \frac{\alpha_{1i}}{\alpha_{1i}\alpha_{3i} - \alpha_{2i}^2} \theta_n \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (5. 42)$$

となる。

いま

$$\left. \begin{aligned} \Gamma_1 &= \sum_{i=1}^n \frac{1}{\alpha_{1i}\alpha_{3i} - \alpha_{2i}^2} \alpha_{1i} \\ \Gamma_2 &= \sum_{i=1}^n \frac{1}{\alpha_{1i}\alpha_{3i} - \alpha_{2i}^2} \alpha_{2i} \\ \Gamma_3 &= \sum_{i=1}^n \frac{1}{\alpha_{1i}\alpha_{3i} - \alpha_{2i}^2} \alpha_{3i} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (5. 43)$$

とすると

$$\left. \begin{aligned} \Sigma H &= \Gamma_3 \delta_n - \Gamma_2 \theta_n \\ \Sigma M &= -\Gamma_2 \delta_n + \Gamma_1 \theta_n \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (5. 44)$$

となる。

(4) 境界条件による未定常数の決定

図-5.5において根入長が l_n である杭のみによる井筒部分の中心軸における断面二次モーメントを I_{ln} , 同じく群杭部分の中心軸における, 根入長が $(l_a + l_b)$ である杭による断面二次モーメントを I_{lb} とし, 群杭部分頭部の回転角を θ_n , 変位を δ_n , 群杭部分底部の回転角を θ_b とすると, 次の4つの境界条件式が成立する。

$$\left. \begin{aligned} K_{Vn} I_{ln} \theta_n + K_{Vn} I_{lb} \theta_n + \Sigma M + M_{ln} &= 0 \\ \Sigma H + S_{ln} &= 0 \\ \theta_n + \theta_{ln} &= 0 \\ \delta_n &= \delta_{ln} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (5. 45)$$

ただし,

$\delta_{ln}, \theta_{ln}, M_{ln}, S_{ln}$ は (5. 35) ~ (5. 38) 式において $x = l_n$ とすることにより求まる井筒部分底面の変位, 回転角, モーメントおよびせん断力

したがって (5. 35) ~ (5. 38) 式と (5. 44) (5. 45) 両式から4元連立方程式をたて未定常数 A', B', C', D' を決定し井筒および群杭部分の任意点における変位および断面力が求められる。

5.4 鋼管矢板井筒の剛性評価

(1) 弾性有限長梁にもとづく剛性評価

4. で記載した実物実験の結果を5.1で述べた有限長の梁の問題として解析し継手効率でその剛性を評価する。ここで言う継手効率は実物構造体の継手結合が100%完全ではないため, 断面二次モーメント I は, 円環状の $I = \sum_i A_i X_i^2 + n I_c$ をその

まま用いることはできない。したがって、実験構造体のみかけの断面二次モーメントを次のように定義する。ただし継手部は無視する。

$$I = \mu \sum_i A_i X_i^2 + \sum_i I_i \quad \dots\dots\dots (5.46)$$

A_i : i 番目鋼管の断面積

X_i : 中心軸より i 番目の鋼管までの距離

I_i : i 番目鋼管の断面二次モーメント

n : 使用鋼管本数

μ : 継手効率

各実験体についての計算結果は、表-5.3となり、

表-5.3 継手効率

実験体	継手効率
S-3	0.501
S-2	0.261
S-1	0.020

モルタル注入効率およびフーチング打設効果がよく表われている。

本解析による水平力-頭部変位および実験結果を図示すると図-5.6のようになる。この図からわかるように、本解

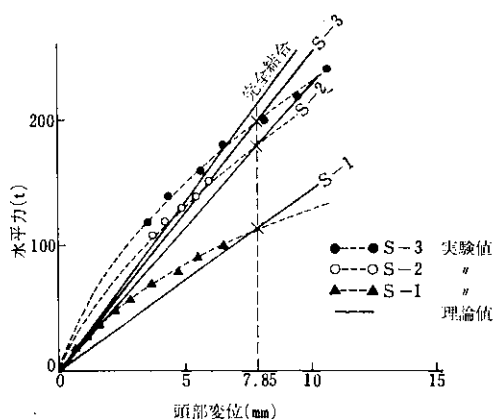


図-5.6 水平力-頭部変位の实物実験結果と解析結果との比較

析はあくまでも弾性解析であって直線性を有している。しかしながら実験結果によると水平力の増大に伴って変位は急増している。この現象を追求していくには、土の塑性変形を考慮した弾塑性理論による必要がある。

(2) 塑性を考慮した有限長梁にもとづく剛性評価

5.2 で記載した弾塑性理論にもとづき実物実験

表-5.4 継手効率

実験体	継手効率
S-3	0.751
S-2	0.444
S-1	0.105

の解析を行なった結果を表-5.4に示す。この結果弾性解析より当然ながら大きくなる。この結果をグラフに表わすと図-5.7のようになり、S-1, S-2, S-3の実験結果と理論解は非常によく一致している。したがって、5.2でのべた弾塑性理論式は変形の特性を正確に表現する理論式といえる。

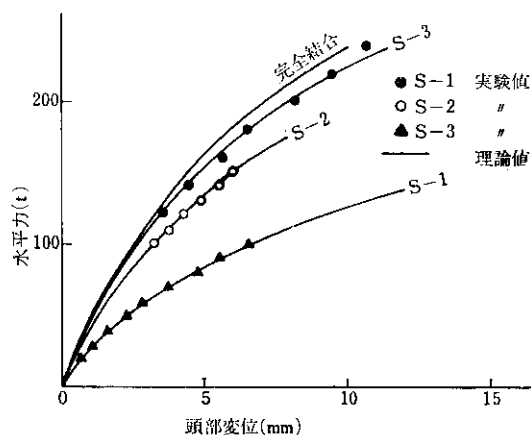


図-5.7 水平力-頭部変位の实物実験結果と解析結果との比較

ここで実物実験と準実物実験の結果について比較する。橋梁の基礎として考えられるS-3実験体についての鋼管矢板井筒基礎の剛性を継手効率で評価すれば、弾性設計法の場合は $\mu=0.5$ 、塑性を考慮した設計法の場合は $\mu=0.75$ となり、また歪分布で評価すれば井筒全体で分担する曲げモーメントと個々の矢板で分担するモーメントの比は $0.93:0.07$ となることが確かめられた。一方、準実物実験におけるNo.3M実験体（フーチングを想定した端部拘束プレート $\text{PE-300} \times 9 \times 500$ とジャンクションパイプにを注入して一体化を計ったもので実物実験のS-3実験体に対応）の剛性を評価すれば、継手効率は約0.5、分担するモーメントの比率は $0.90:0.10$ である。したがって、実物実験と準実物実験の結果から鋼管矢板井筒基礎の剛性を $\mu=0.5$ （弾性解法の場合）、モーメント分担比率 $0.93:0.07$ 程度と考えると大過なからう。

5.5 ま と め

鋼管矢板井筒基礎の設計法は以上述べたように弾性解法と塑性を考慮した解法に分けられる。

弾性解法は荷重-変位関係が直線性を示し、実状にそぐわな性状を示すが十分実用に供しうる設計法である。また塑性を考慮した解法は荷重-変位関係を忠実に表現し最も正確な設計法であるが、計算がはな雑で一般的でなく、実用的には弾性解法で十分であろう。

継手効率実物実験結果より弾性設計法の場合 $\mu=0.5$ 、塑性を考慮した場合 $\mu=0.75$ を使用する。しかし、このように異なった理論式を用いる場合、各々の理論式の特性にあるように設計上の諸係数を評価する必要があるので注意を要する。

応力の求め方については、実物実験結果から

$$\frac{M_i}{M_T} = 0.07 \quad \frac{M_T}{M} = 0.93 \quad \text{となる。}$$

これより近似的に次の応力算定式が得られる。

$$\begin{aligned} \delta_{\max} &= \pm \left(\frac{0.07}{nZ_i} M_{\max} + \frac{0.93}{Z} M_{\max} \right) \\ &= \pm M_{\max} \left(\frac{0.07}{nZ_i} + \frac{0.93}{Z} \right) \quad \dots\dots (5.47) \end{aligned}$$

ただし n : 使用本数

Z_i : 各鋼管矢板の断面係数

Z : 全体の中軸にみする断面係数

M : 全作用モーメント

以上のように、鋼管矢板井筒基礎の設計は、継手効率を定めて得られる断面二次モーメント I と K_H , K_V を仮定し、弾性支承上の梁とした微分方程式を解くことにより所要の諸数値（変位、回転角、曲げモーメント、せん断力）が得られる。求められた最大曲げモーメントに対しては上式の応力算定式で鋼管に発生する応力度をチェックすればよい。(9)(12)(13)(14)(15)(16)(17)(18)(19)(20)。

6. 設計例—小見川橋

小見川大橋は昭和 48 年完成予定で茨城県鹿島工業地帯と千葉県小見川町（利根川河口より上流 25km）を結ぶ橋長 820m の橋梁である。その工事概要を表-6.1 に示す。

表-6.1 工事概要

路 線 名	一般地方道成田小見川鹿島港線
架 橋 位 置	千葉県香取郡小見川町 茨城県鹿島郡神栖村
橋 長	822.2 m
橋 幅	車道 6.5 m + 歩道 2 × 1.5 m
上 部 構 造	ランガー桁橋 6 連, 三径間連続桁橋 2 連
下 部 構 造	鋼管矢板井筒基礎 1 基 (P ₂) ニューマチックケーソン基礎 6 基 組杭基礎 6 基

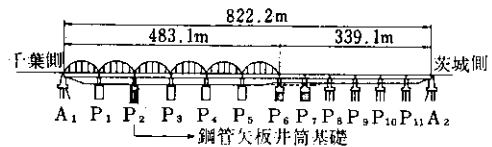


図-6.1 小見川橋梁一般図

架橋地点の土質条件は、図-6.2 に示す通り 18~30m にかけて細砂、および砂礫からなる支持層が分布しているが、P₂ 基礎をこの層に支持させることは危険であると判断され、ニューマチックケーソン基礎では施工困難な 50m を支持層とする鋼管矢板井筒基礎工法が採用された。小見川橋の構造形式は(A)タイプで、上部を井筒構造、下部を群杭構造とした脚付鋼管矢板井筒工法である。水平力に対しては井筒壁で鉛直力に対しては群杭で抵抗させるため経済的設計が可能となった。以下にその概要を示す。

6.1 設計条件

(1) 荷重条件（上部工反力）

常時鉛直力 $N=1238 \text{ t}$

地震時鉛直力 $N=888 \text{ t}$

水平力 $H=222 \text{ t}$

(2) 設計震度

鉛直 $k_v=0.1$

水平 $k_h=0.25$

(3) ウェル天端高 $Y.P - 6.50 \text{ m}$

(4) 設計地表面 $Y.P - 12.00 \text{ m}$

(5) 単位体積重量

鉄筋コンクリート 2.5 t/m^3

土砂 1.8 t/m^3

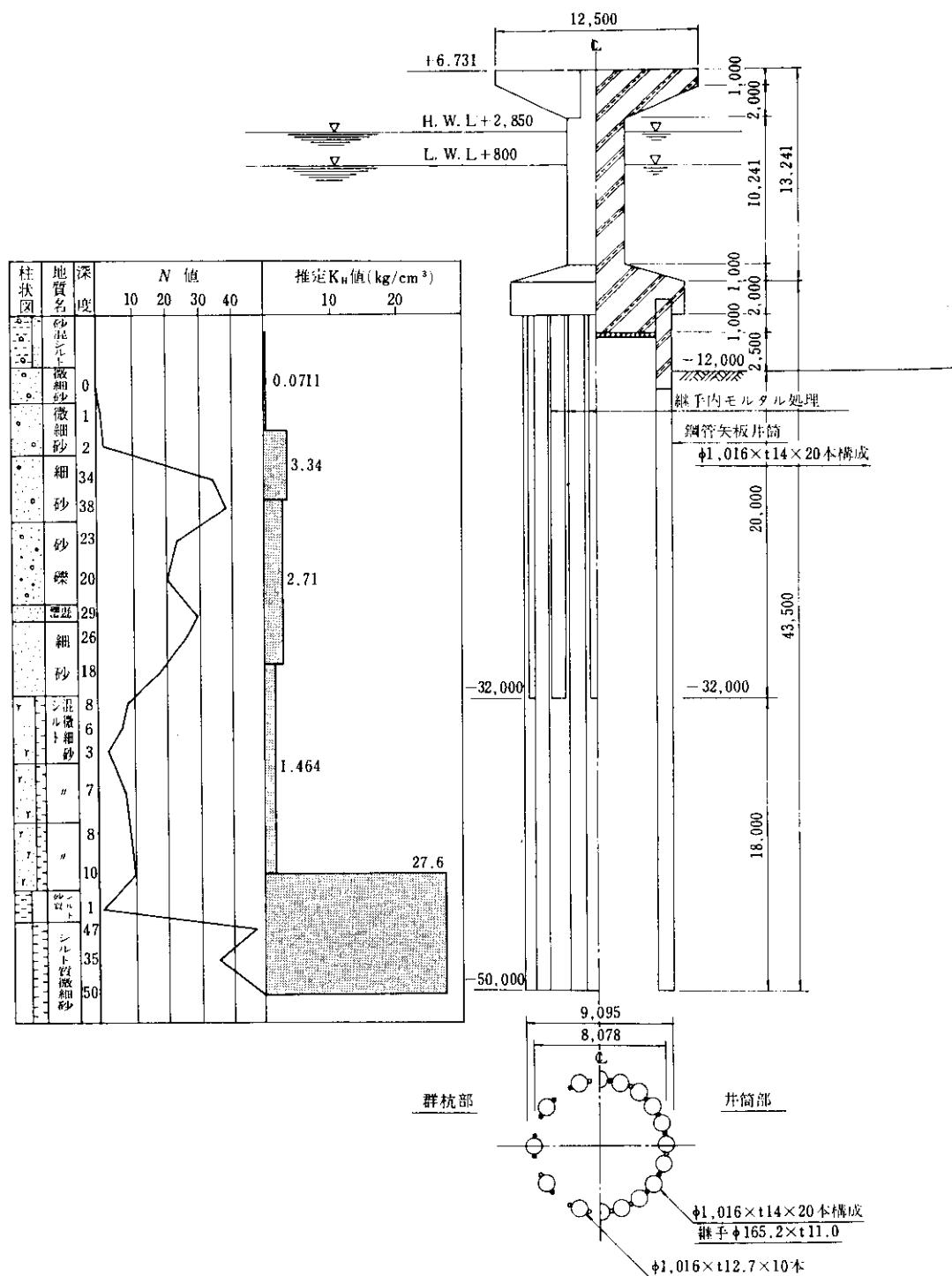


図-6.2 標準断面図

(6) 許容変位量

橋脚天端 $y=10\text{ cm}$ 設計地表面 $\delta=3\text{ cm}$

(7) その他

i) 河川 H.W.L Y.P +3.813 m

(洪水時)

L.W.L Y.P +0.800 m

(平常時)

ii) 水圧

静水圧, 動水圧考慮

iii) その他は道路橋下部構造設計施工
指針による。

6.2 設計外力

設計条件から計算された設計地盤面での地震時
設計外力は, $V_0=1,771.5\text{ t}$, $H_0=629.8\text{ t}$, $M=$
 $6,956.2\text{ t}\cdot\text{m}$ である。

6.3 設計法

(1) 概要

小見川橋に用いられた設計法は, 5.3 で述べた
弾性有限長梁による脚付鋼管矢板井筒の解法を基
本とし, 地盤に応じた横方向地盤反力係数と井筒
底面鉛直バネ常数および群杭先端鉛直バネ常数
を定め, かつ地表面付近の土砂の塑性流動を考慮
し, 井筒の断面剛性を変化させた弾塑性多断面多
層系解法である。この数値計算は非常に複雑にな
るため電子計算機によって計算された。

(2) 横方向地盤反力係数の決定

横方向地盤反力係数は標準貫入試験結果から推
定することとし, 井筒幅の影響は古中式²¹⁾より推
定し, 変位の影響は今井式²²⁾²³⁾で補正して設計
 K_H 値を定めた。その結果を図-6.2に示す。

(3) 鉛直バネ常数

群杭先端のバネ常数は, 過去の載荷試験例より
 $\phi 1000$ の鉛直バネ常数を $K_r=25\text{ kg/cm}^3$ とし
た。

井筒底面の鉛直バネ常数は, ほぼ横方向地盤反

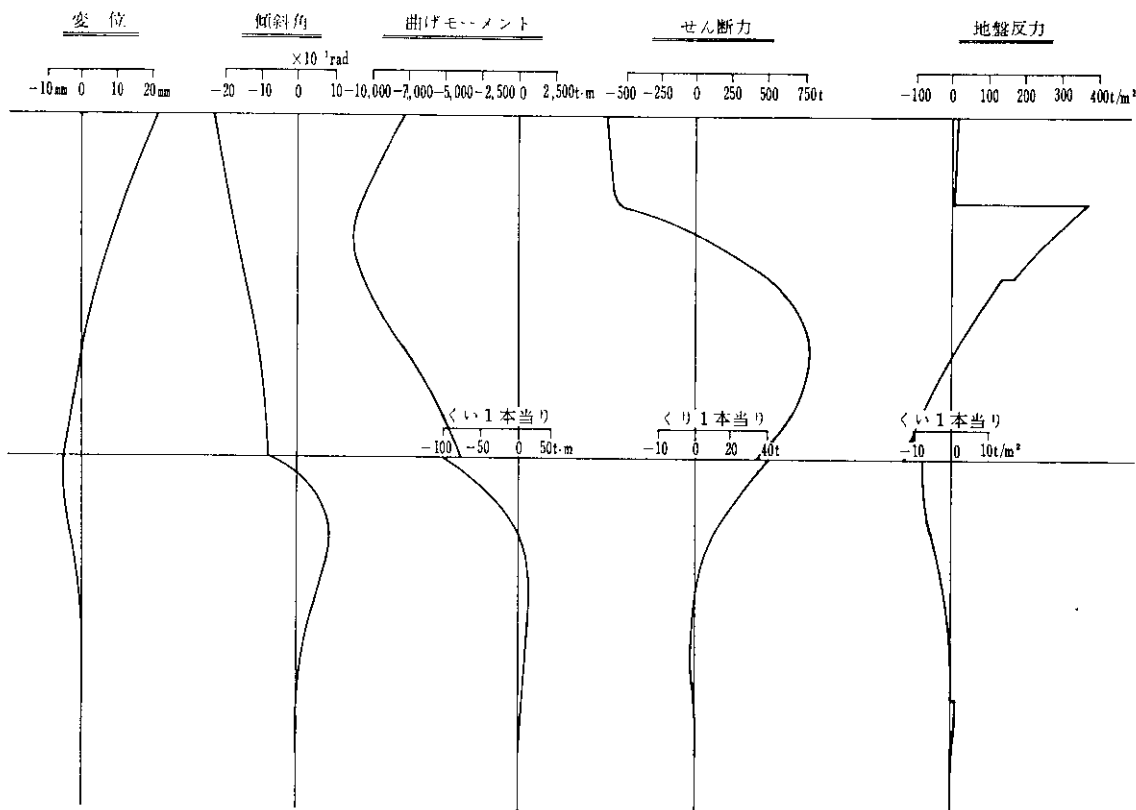


図-6.3 設計結果

力係数と等しい $K_v=3 \text{ kg/cm}^3$ とした。

(4) 設計結果

上記設計法に諸定数の仮定を行なって計算された結果を図-6.3に示す。

なお、脚付鋼管矢板井筒工法の妥当性を確認するため、図-6.1に示される P_1 ピアー（ニューマチックケーソン基礎）と P_2 ピアー（鋼管矢板井筒基礎）との過去に例のない水平加力実験を行なう予定である²⁴⁾。

7. 総 括

上述の結果をまとめると次のとおりである。

- (1) 模型実験より鋼管矢板井筒基礎の水平抵抗力は同一径のケーソン基礎とほぼ同等であることが認められた。
- (2) 設計法は弾性解法と地盤の塑性を考慮した弾塑性解法について検討した結果、実用的には弾性解法で十分であり、より厳密に荷重-変位関係を追求する場合には弾塑性解法を採用するのが適当であることがわかった。
- (3) 実物実験の結果

i) 設計に用いる断面二次モーメントは、継手部のせん断ズレによる継手効率 μ を用いて、みかけの断面二次モーメントを計算する。

ii) 継手部にモルタルを注入し、フーチングを打設した継手効率は

弾性解法の場合 $\mu=0.5$

弾塑性解の場合 $\mu=0.75$

iii) 応力の算定は(5.47)式を使用すれば実験値と良く一致することが確かめられた。

(4) 準実物実験より頭部フーチングとモルタル注入は一体性を高める上で非常に効果のあることが確認された。

ここに述べた鋼管矢板井筒に関する一連の実験研究と実用化に当っては、昭和39年に研究着手し長い年月と多くの関係者の努力によって遂行されたものである。

なお、本研究に対し終始ご指導戴いた京都大学後藤尚男教授、本四連絡橋公団吉田敏設計第3課長、清水建設㈱、大阪設計コンサルタント㈱の関係者に感謝の意を表します。

参 考 文 献

- 1) 建設省建築研究所、川崎製鉄株式会社：大型鋼杭試験報告書
- 2) 横山幸満：鋼杭の設計と施工、〔山海堂〕
- 3) Chang, Y. L.: Discussion on "Lateral Pile Loading Tests" by Feagin, Trans. ASCE, (1937)
- 4) S. Timoshenko and J. N. Goodier: Theory of Elasticity, (1951), 379 [Mc Graw-Hill.]
- 5) 嶋文雄、後藤尚男、松浦乙、吉倉敬治：第21回土木学会学術講演会講演概要、(1966)
- 6) 後藤尚男、勝見雅：土木学会第21回年次学術講演会講演概要、(1966), III-110
- 7) 後藤尚男、勝見雅：土木学会論文集、(1967), 138
- 8) 嶋文雄、後藤尚男、江口肇：第22回土木学会年次学術講演会講演概要、(1967) III-136
- 9) 山肩邦男、八尾真太郎：土と基礎、15 (1967), 6
- 10) 小松雅彦、脇黒和彦、富永真生：第23回土木学会年次学術講演会講演概要、(1968), III-82
- 11) 嶋文雄、後藤尚男、亀田弘行、和田哲郎：第23回土木学会年次学術講演会講演概要、(1968), III-82
- 12) 高谷、横江：土木技術、24 (1969) 1, 52
- 13) 高橋、新山、三浦：土質工学会北海道支部技術報告資料、(1969), 9, 55
- 14) 高橋陽一、高谷弘：第4回土質工学研究発表会、(1969), II-23
- 15) 小西輝久、高橋陽一：第9回日本道路会議一般論文集、(1969), 265
- 16) 嶋文雄、加藤親男：第9回日本道路会議一般論文集、(1969), 367
- 17) 近藤和夫、井上洋里、加藤隆生、石岡英男：第9回日本道路会議一般論文集、(1969), 273
- 18) 脇黒和彦、河本清、越後勇吉：第14回土質工学シンポジウム「クワミ性の壁（矢板、支保工、カルバートなどに働く土圧一昭和44年度発表論文集

-
- 19) 川崎製鉄株式会社：川鉄の鋼管矢板井筒工法
 - 20) 池原武一郎，横山章：土木学会誌，38（1953）12，19
 - 21) 吉中竜之進：土木技術資料，10（1968）1，32
 - 22) 今井常雄：土と基礎，17（1969）11，13
 - 23) 今井常雄：土と基礎，18（1970）1，11
 - 24) 蜷川信之：橋梁，6（1970）11，28