



35

土 木 研 究 所 資 料

第1345号

矢板式基礎の頂版・仮締切部の設計

昭和50年3月

建設省土木研究所

ま え が き

矢板式基礎は昭和47年、鋼管メーカーおよび学識経験者から成る委員会（矢板式基礎研究委員会）において、その設計指針が作成され、広く認識されるに至った。その後、施工法の面でも研究が進み、仮締切兼用を特徴とする新しいタイプの矢板式基礎も開発され、数多くの実績を積み上げるに至っている。

このような実状にかんがみ、建設省では耐震性をふまえた本工法の健全な普及を図るべく、国土開発技術研究センター耐震技術開発研究委員会（基礎工部会）において矢板式基礎の技術的検討を行うことになった。

本報告はその一環として鋼管杭協会が国土開発技術研究センターの委託を受け、本工法に関する一連の資料収集および整理を行うことになり、特に頂版および仮締切の設計に関する資料を収集し、実績に基づく現状での設計の考え方をまとめたものである。

基礎研究室

駒田敬一

岡原美知夫

渡辺一郎

目 次

1 頂版の設計とくい頭処理	1
1-1 頂版形状の分類	1
1-1-1 円形のピアーと円形の井筒の組合せ	1
1-1-2 長方形のピアーと円形の井筒の組合せ	1
1-1-3 長方形のピアーと長方形の井筒の組合せ	2
1-1-4 2本の柱脚をもつピアーと長方形の井筒の組合せ	2
1-1-5 長方形のピアーと小判形の井筒の組合せ	2
1-1-6 設計資料	3
(1) 作用荷重と断面形状	3
(2) 井筒形状の選定例	3
1-2 荷 重	7
1-2-1 常 時	7
1-2-2 地震時	7
1-3 頂版厚さの決め方	9
1-3-1 設計資料	9
(1) 頂版の設計例(1)	9
(2) 頂版の設計例(2)	13
1-4 頂版の結合方法	15
1-4-1 偏心モーメントに対する検討	16
1-4-2 コンクリートの支圧に対する検討	17
(1) コンクリートの支圧応力	17
(2) 支圧板	18
(3) リブプレートおよび支持リブ	18
1-4-3 水平力による肌離れに対する検討	18
1-4-4 溶接部に対する検討	19
(1) 支圧板および支持リブ	19
(2) 結合鉄筋	19

(3) 結合鉄筋による溶接部の増加引張応力	19
1-4-4 施工例	20
1-5 仮締切タイプの頂版の設計	22
1-6 頂版に関する実験データ	23
1-6-1 模型実験データ	23
1-6-2 現場実験データ	31
(1) 拘束鉄筋応力の測定例	31
(2) 水平加力実験例	32
2 仮締切部（仮締切兼用工法）の設計	40
2-1 仮締切の設計	40
2-1-1 荷重	40
2-1-2 仮締切の検討	40
2-1-3 支保工	43
2-1-4 仮締切の設計	45
2-2 残留応力に対する検討	51
2-3 仮締切部の実験データ	52
2-3-1 室内実験データ	52
2-3-2 現場実験データ	59

1. 頂版の設計とくい頭処理

矢板式基礎の頂版の結合方法は施工法によって次の2種類に分類される。

- ① 従来の仮締切工によりドライ施行をするか、仮締切工を必要としない場合（図1.1）

従来の群ぐい頭部に準拠した結合方法を用いる。

- ② 基礎本体と仮締切壁が一体となっており、頂版を井筒内部に施工する場合（図1.2）

井筒内の矢板壁面に接合部材をとりつけ、そのせん断抵抗力によって上部の荷重を井筒に伝達する結合方法を用いる。

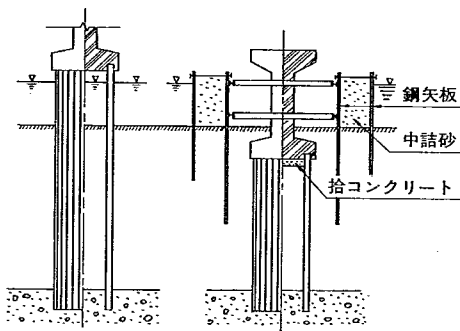


図1.1

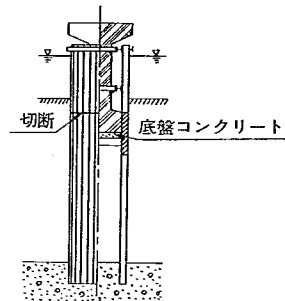


図1.2

1-1 頂版形状の分類

頂版はピア下端部を固定端とする片持ちばりとして計算するが、その平面形状はピア断面形状との関連において次の組合せが考えられる。

1-1-1 円形のピアと円形の井筒の組合せ（型式-1）

矢板1本の有効幅 b_0 をピア端部における有効幅 b に換算して、その b に対して鉄筋量を決め、放射状配筋とする。

$$b_0 = \frac{U}{n}$$

ここに、 U : 井筒の中心周長

n : 矢板本数

1-1-2 長方形のピアと円形の井筒の組合せ（型式-2）

鉄筋量は中央の長方形の単位幅で計算し、配置は放射状配筋とする。

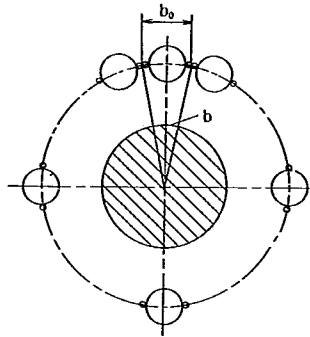


図 1.3 型式-1

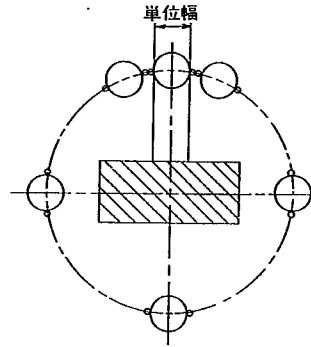


図 1.4 型式-2

1-1-3 長方形のピアと長方形の井筒の組合せ (型式-3)

中央の長方形の単位幅で鉄筋量を計算し、網目状配筋とする。

1-1-4 2本の柱脚をもつピアと長方形の井筒の組合せ (型式-4)

頂版上面より鉄筋位置まで 45° 分布させて有効幅を決定し、網目状の鉄筋配置とし、それ以外の箇所の鉄筋量はその $1/2$ とする。

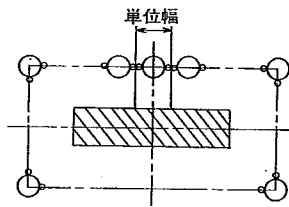


図 1.5 型式-3

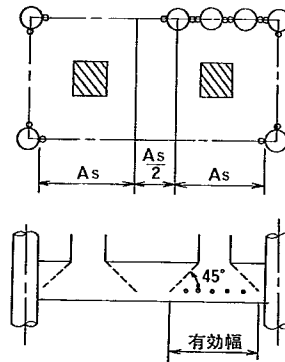


図 1.6 型式-4

1-1-5 長方形のピアと小判形の井筒の組合せ

(型式-5)

$$\frac{A}{B} > 1.5 \quad \text{型式-3}$$

$$\frac{A}{B} < 1.5 \quad \text{型式-1 または 型式-2}$$

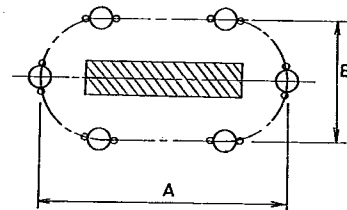


図 1.7 型式-5

1-1-6 設計資料

(1) 作用荷重と断面形状¹³⁾

鋼管矢板井筒の断面形状および根入れ長を定める要因としては、作用荷重・許容変位・土質条件・脚柱の断面寸法・施工条件等をあげることができる。中でも地震時作用荷重が決定的な要因となるのが一般的である。そこで、地震時に井筒の天端に作用する鉛直力 V 、水平力 H およびモーメント M と井筒外径 D との関連性を調べるため、実績データからえた V と D 、 H と D 、 M と D の関係をそれぞれ図1.8～図1.10に示した。ただし小判形および長方形については等価面積を有する円の外径に換算した。図1.8～図1.10をみると、 V 、 H 、 M と D の間にはいずれもかなり相関性が認められる。これらの図に示した直線の勾配を比較すると、 V と H についてはほぼ等しく、 M だけはやや大きくなっている。図1.8～図1.10に共通していえることは、小判形で隔壁ありの点々が、直線のやや右よりにバラツキていることである。常識的には、隔壁を設計上考慮した井筒については、これらの点が直線の左側に位置するものと思われるが、反対の傾向が出ているのは、小判形で大口径の井筒になると、設計荷重以外の要因、たとえば脚柱の断面寸法が井筒の断面を決める大きな要因になっているからと推察される。図1.8～図1.10を利用して、地震時設計荷重 V 、 H 、 M に対応する井筒外径 D_v 、 D_H 、 D_M を求めれば、その中の最大の D を概略の鋼管矢板井筒径（円形以外は換算外径）とみなすことができよう。

(2) 井筒形状の選定例¹⁵⁾

作用荷重が橋軸方向、橋軸直角方向ともほぼ同じであることから、基礎の形状を円形にすることも考えたが、

- (a) 井筒上部が一部分水中に突出するので、流水断面を確保する意味から流水方向の幅をできるだけ小さくしたい。
- (b) 旧井筒断面が小判形であり、それと新井筒の形状を合わせれば両者の壁面間隔が一定となるので、連結部の構造を単純化できる。
- (c) 予備計算の結果から、小判形としても十分井筒の安定性が確保できることが確認された。

などの理由にもとづいて、小判形を選定した。

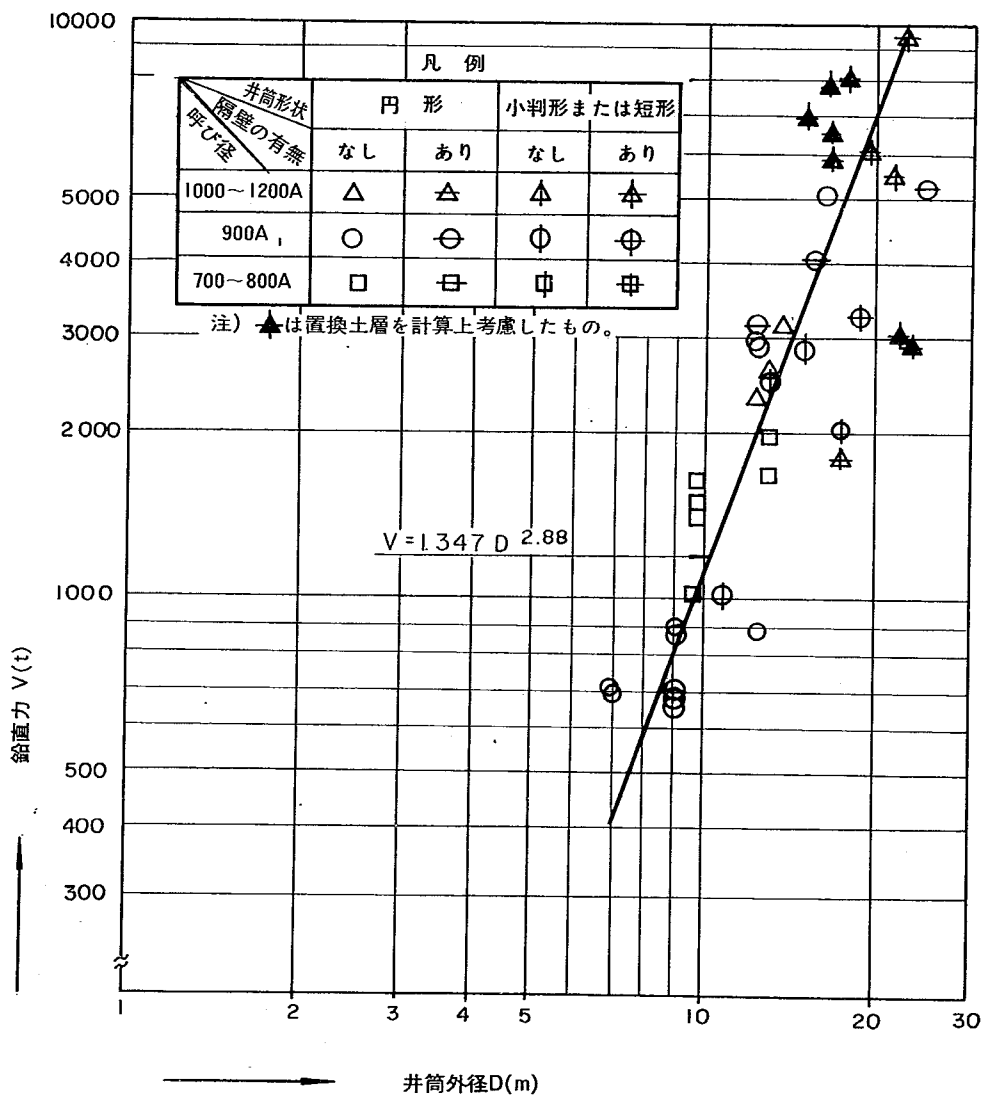


図1.8 鉛直力 V と井筒外径 D との関係

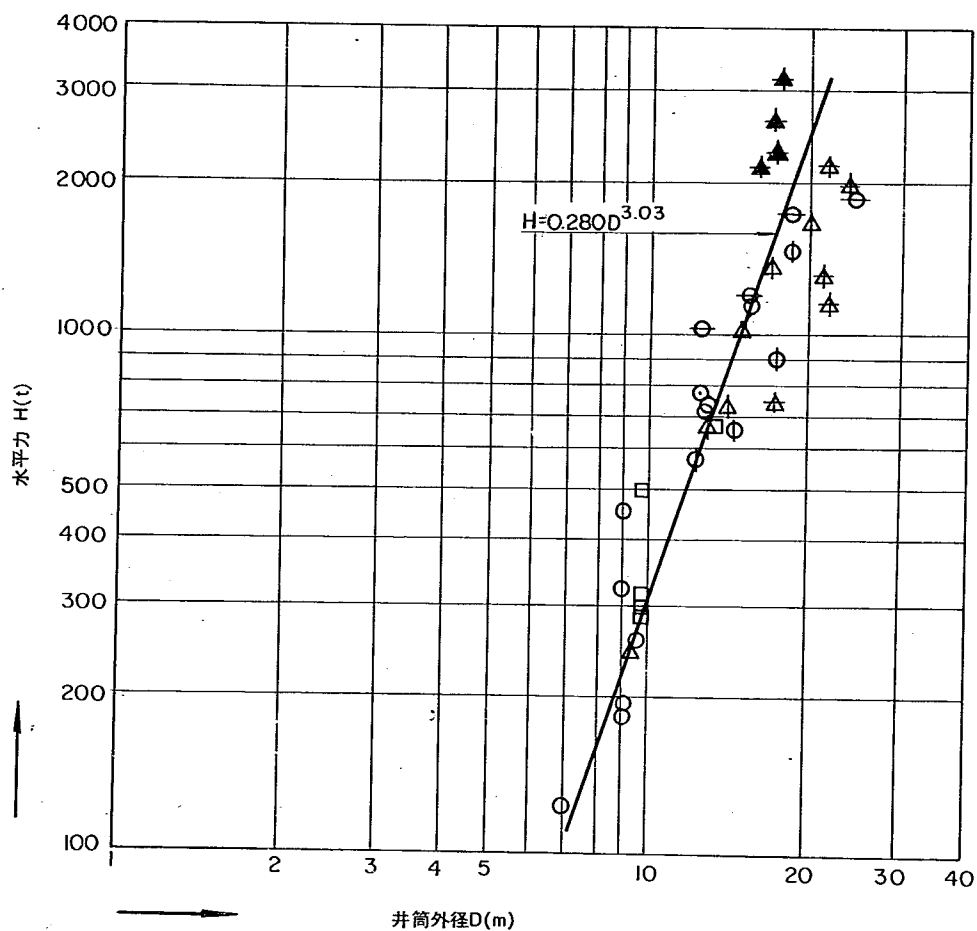


図 1.9 水平力 H と井筒外径 D との関係

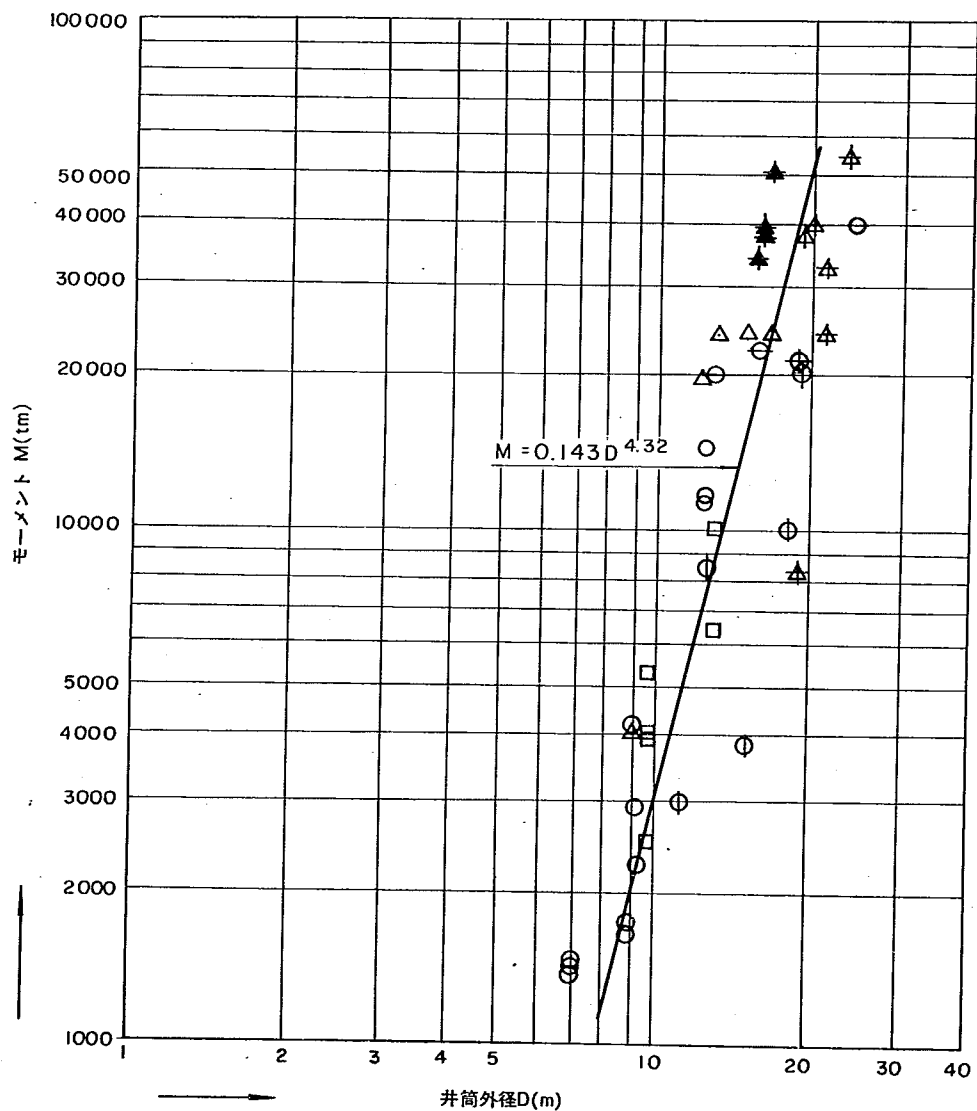


図 1.10 モーメント M と井筒関係 D との関係

1-2 荷 重

頂版の設計および仮締切兼用タイプの頂版接合部の設計に用いる荷重は次のように算出する。

1-2-1 常 時

$$R = \frac{V}{n} \quad (t/\text{本}) \quad \dots\dots\dots (1.1)$$

ここに

V = 全鉛直力、これは頂版の自重、底盤コンクリートの自重、矢板内中詰コンクリートの自重等を考慮する。

または

$$R = \frac{V}{U} \quad (t/m) \quad \dots\dots\dots (1.2)$$

ここに

U = 井筒の中心線における周長

1-2-2 地 震 時

頂版下面における鉛直力、水平力および曲げモーメントによる矢板反力を荷重とする。

頂版下面における荷重は次のように計算する。

$$\left. \begin{array}{l} \text{鉛 直 力: } V = V_0 + \Delta V \\ \text{水 平 力: } H = H_0 + \Delta H \\ \text{曲げモーメント: } M = M_0 + \Delta M + H_0 h \end{array} \right\} \quad \dots (1.3)$$

ΔV : 頂版の自重、底盤コンクリートの自重、矢板内中詰コンクリートの自重

ここに、水平震度を k_h とすると

$$\Delta H = k_h \Delta H$$

$$\Delta M = \frac{h}{2} \Delta H$$

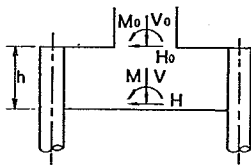


図 1.11 仮締切兼用タイプ

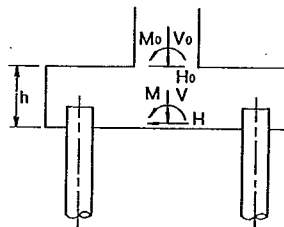


図 1.12 仮締切タイプ

矢板反力の求め方

頂版は井筒の中心線上まであるものとする。

周長 1 m 当りの矢板反力 R は

$$R = \frac{V}{U} \pm \frac{M}{Z} (t/m) \dots\dots\dots (1.4)$$

で求められる。

ここに、U、Z はそれぞれ次の通りである。

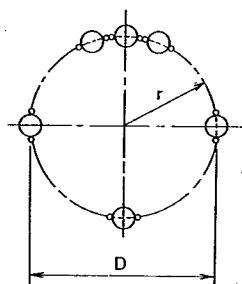


図 1.13 円形の場合

$$\left. \begin{aligned} I &= \pi r^3 \\ Z &= \frac{I}{r} = \pi r^2 \\ U &= 2 \pi r \end{aligned} \right\} \dots\dots (1.5)$$

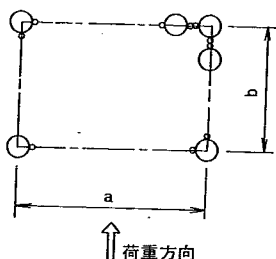


図 1.14 長方形の場合

$$\left. \begin{aligned} I &= \frac{1}{2} ab^2 + \frac{1}{6} b^3 \\ Z &= ab + \frac{1}{3} b^2 \\ U &= 2(a + b) \end{aligned} \right\} \dots\dots (1.6)$$

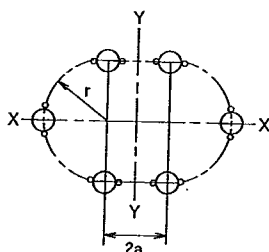


図 1.15 小判型の場合

$$\left. \begin{aligned} \text{XX 方向} \\ I &= \pi r^3 + 4ar^2 \\ Z &= \pi r^2 + 4ar \\ U &= 2\pi r + 4a \end{aligned} \right\} \dots\dots (1.7)$$

$$\left. \begin{aligned} \text{YY 方向} \\ I &= \pi r^3 + 8ar^2 + 2\pi a^2r + \frac{4}{3}a^3 \\ Z &= \frac{1}{a+r} \\ U &= 2\pi r + 4a \end{aligned} \right\} \dots\dots (1.8)$$

1-3 頂版厚さの決め方

前項で求めた矢板反力を荷重とし、ピアー下端部を固定端とする片持ちばりとして計算した曲げモーメント、およびせん断力の最大値に対して決めるものとする。（「道路橋下部構造設計指針」ケーソン基礎の設計編参照）

1-3-1 設計資料

(1) 頂版の設計例(1)¹¹⁾

頂版の設計には井筒体とピアーとの関係で、どのような力が作用するか、それにはいくつかの構造モデルが考えられる。例えば、頂版を平面的な見方では円形に端部が支持された版として考えられ、また断面をみればディープビームの理論に近い。現状では現場計測などからは判定しにくい、本設計では図 1.16 に示すように、平面的には矩形状に固定支持された一方向版の考え方で設計した（すなわち版の有効幅を想定してはりの理論に従って計算することになる）。図 1.17 は M 形式（可動脚）、F 形式（固定脚）の場合についてその計算過程を示すもので、まず頂版が完成され、ピアーコンクリート打設時と硬化後の支持機構とが異なるため、硬化前はスパン ℓ の両端固定ばりとして計算し、硬化後はピアー部スパン ℓ^2 を $EI=\infty$ として N_0, M_0 が作用した状態で計算し、各々を図 1.18 に示すように、合成した値を作用力として求めた。

表 1.1 に示すように、頂版厚を M 形式で $d = 2.5 \text{ m}$ 、F 形式で $d = 3.5 \text{ m}$ として配筋量と接合部の計算を行なった。

表 1.1 頂版の計算値（奥行 1 m 当たり）

型 式	M	F
ベース厚 d	2.5 m	3.5 m
モーメント M	248.6 t·m (常時)	385.4 t·m (常時)
せん断力 s	149.6 t (常時)	282.3 t (地震時)
A_s	75.6 cm ²	82.2 cm ²
σ	1360 kg/cm ²	1440 kg/cm ²

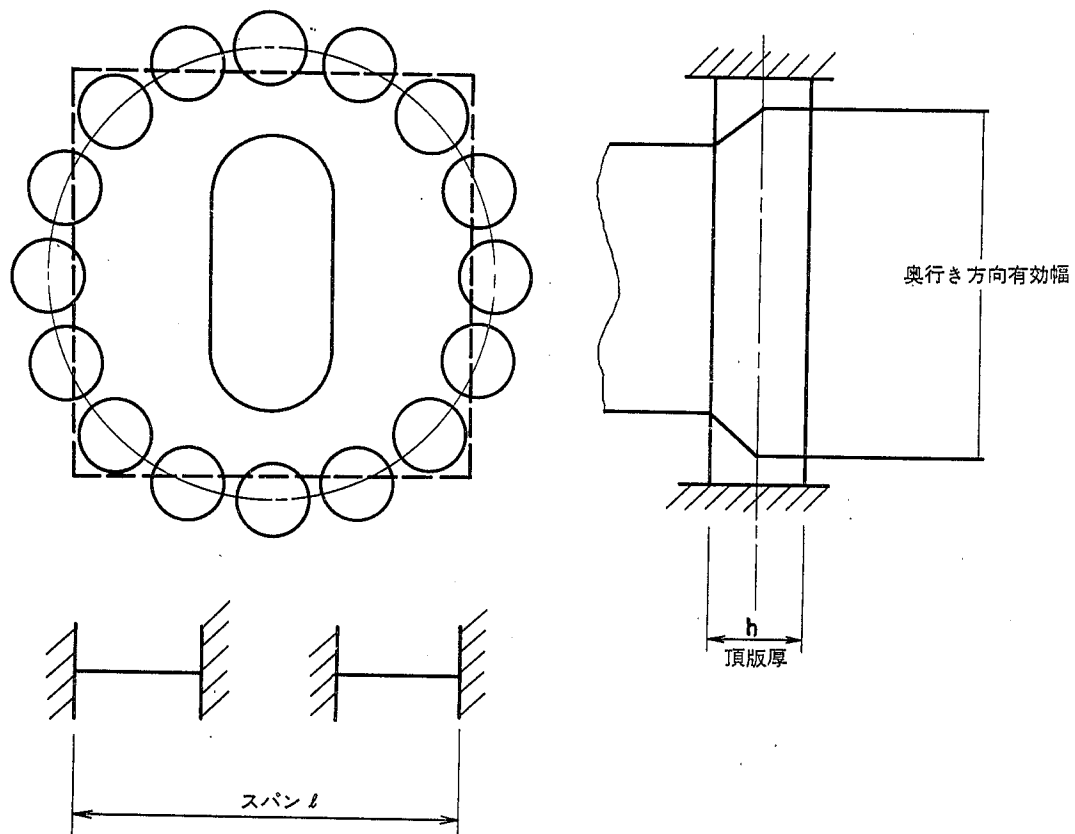
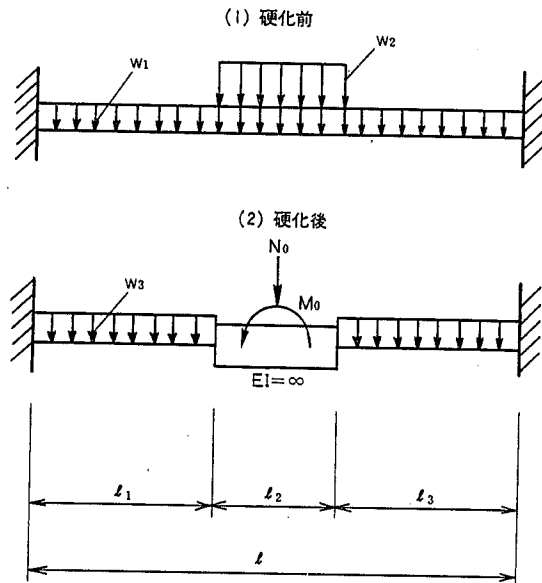


図 1.16 一方向版としてのモデル

ピアークンクリート

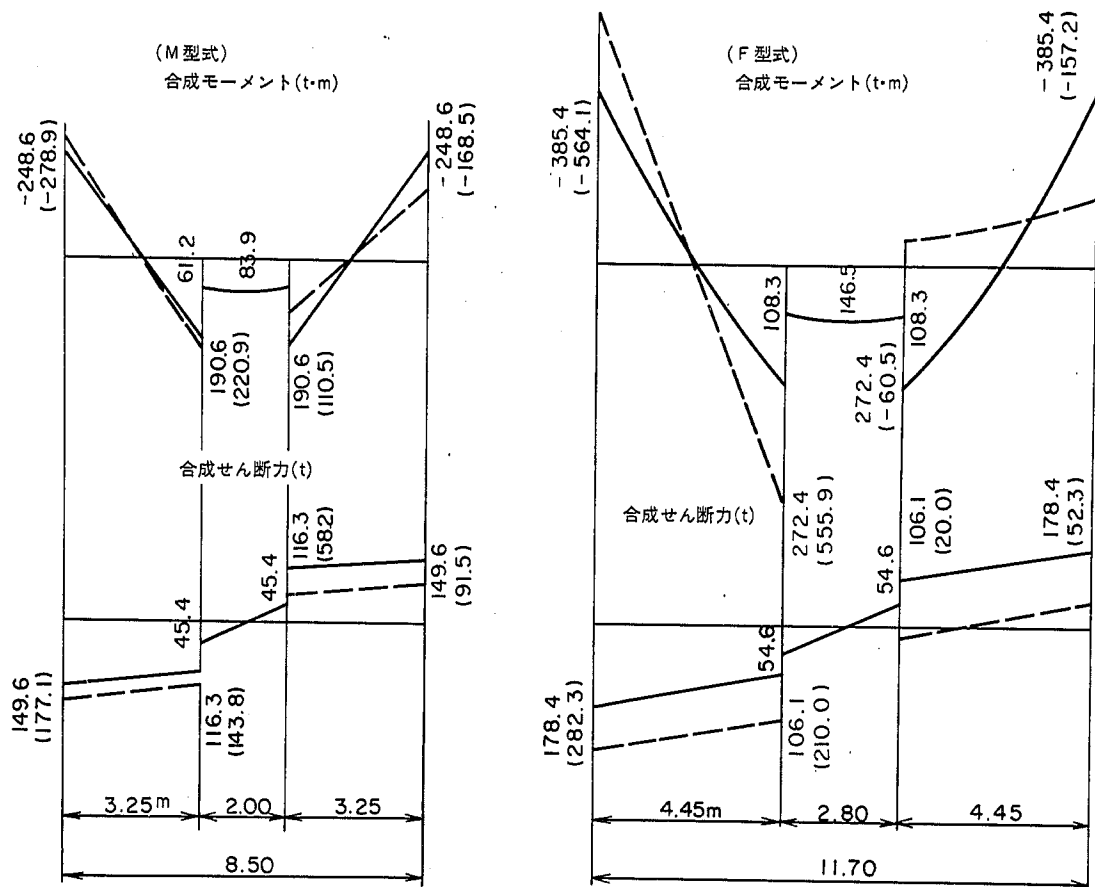


- w_1 : 頂版自重
 w_2 : ピアークンクリート重量
 w_3 : 頂版上の土砂重量
 N_0 : 上部工反力
 M_0 : 頂版軸中心線上のモーメント
 (水平力 H の換算を含む)

形 式	M	F
N (t)	1205.6 (945.5)	1205.6 (945.5)
M (t·m)	(2155.7)	(10977.6)
l (m)	8.5	11.7
l_2 (m)	2.0	2.8
$l_{1,3}$ (m)	3.25	4.45
w_1 (t/m ²)	6.25	8.75
w_2 (t/m ²)	39.14	30.24
w_3 (t/m ²)	4.0	7.5

()内は地震時
荷重は橋軸方向

図 1.17 頂版の設計値



(2) 頂版の設計例 (2) ¹⁷⁾

図 1. 19 に示すように、本井筒は鋼管矢板を施工時の締切壁として兼用する形式であるため、頂版は鋼管矢板の内側面で支持される構造となる。そこで、鋼管矢板と頂版コンクリートの接合は、作用力を円滑に伝達し、十分な強度を有するよう設計上配慮した。

1) A-A 断面

図 1. 20 に示すように、脚柱を固定端とする単位幅あたりの片持梁として (1. 9)、(1. 10) 式により断面力を求め、鉄筋量を算定した。

$$M_A = R\ell - \frac{w}{2}\ell^2 \dots\dots\dots (1. 9)$$

$$Q_A = R - w\ell \dots\dots\dots (1. 10)$$

ここに

M_A : A-A 断面の曲げモーメント (t・m)

Q_A : A-A 断面のせん断力 (t)

R : 矢板の最大反力 (t)

ℓ : A-A 断面から B-B 断面までの距離 (m)

w : 頂版の自重および土荷量 (t/m)

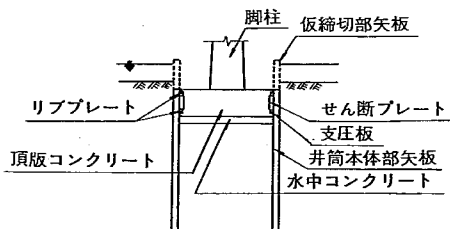


図 1. 19 鋼管矢板井筒断面図

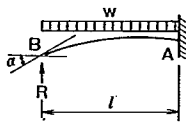


図 1.20 頂版部構造モデル

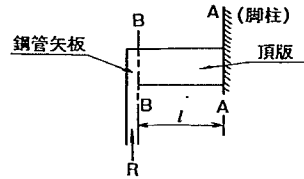


図 1.21 拘束モーメント計算モデル

2) B-B 断面

図 1.21 において、分布荷重 w および矢板の反力 R が作用したときの B 点のたわみ角 $\alpha = 0$ とおいた場合の拘束モーメント M_R を (1.11) 式によって求め、B-B 断面、図 1.20 の鉄筋量を定めた。

$$M_R = -\frac{Rl}{2} + \frac{wl^2}{6} \dots\dots\dots (1.11)$$

1-4 頂版の結合方法

上部工、ピアの荷重を井筒内壁と頂版とのせん断抵抗によって井筒頭部に伝達するためには、井筒内壁面に頂版接合材を取付ける必要がある。頂版接合材としては、基本的には前述した常時、地震時の荷重に対して、リブプレート、支圧板、支圧板支持リブの他、水平荷重による肌離れあるいは施工時の残留応力に対する結合鉄筋を考える。頂版接合材の矢板壁面への取付けは、井筒形成後現場溶接による。リベットまたはハイテンボルトなども考えられるが、スパイラル鋼管のビードおよびビード付近の変形のため密着が不完全となり、設計条件を満たす構造に施工することは困難と考えられる。

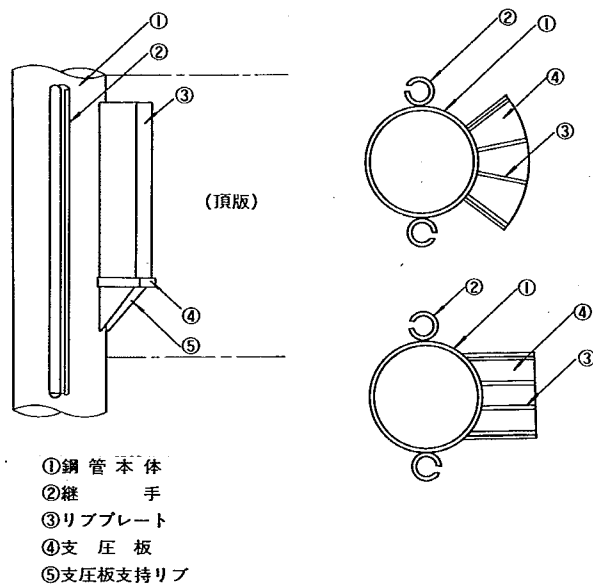


図 1.22 頂版接合部の模式図

1-4-1 偏心モーメントに対する検討

荷重は矢板に取付けられた頂版接合材を介して矢板に伝達される。矢板の中心線と頂版接合材の位置のずれによって偏心モーメントが作用する。偏心モーメントは次式で求められる。

$$M_e = R \cdot e \quad (1.12)$$

この偏心モーメントは矢板に溶接した鉄筋でとらせるものとする。

鉄筋 1 本当りの引張力

$$T = \frac{M_e}{n h} \quad (1.13)$$

鉄筋の引張応力

$$\sigma = \frac{T}{A} \quad (1.14)$$

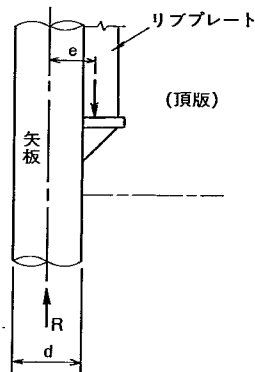


図 1.23

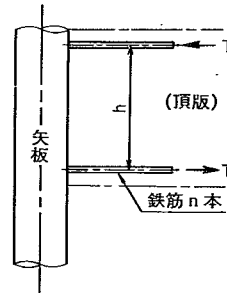


図 1.24

また矢板式基礎の井筒頭部には、頭部固定モーメントが作用することが考えられるので、矢板と頂版とを一体化するために頂版上下面に配置する鉄筋は次式の全強モーメントでも検討しておく必要がある。

$$M = \sigma_a \cdot Z \quad (1.15)$$

ここに

σ_a : 矢板の許容応力度

Z : 矢板の断面係数

1-4-2 コンクリートの支圧に対する検討

(1) コンクリートの支圧応力

コンクリートの支圧応力は、頂版接合部の支圧板で支圧力を受けるとして計算する。

したがってコンクリートの支圧応力は

$$\sigma = \frac{R}{A} \dots\dots\dots (1.16)$$

で求められる。

ここに、R：矢板 1 本当たりの反力

A：支圧板の面積

支圧板の直上のコンクリートは、橋台のけた座コンクリートと同様の考えから、支圧応力の分散をはかり、コンクリートの破損を防止するため、鉄筋で補強することもある。

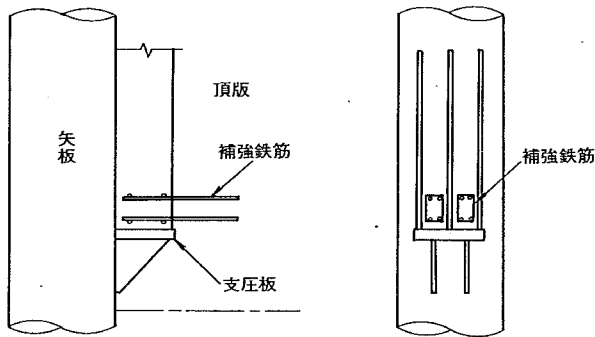


図 1.25

支圧板の所要板厚

$$t = \sqrt{\frac{6 \times Mc_2}{b \times \sigma_a}}$$

ここに t：支圧板の所要板厚

M_{c2} ：両端固定梁の支点曲げモーメント

b：単位幅

σ_a ：鋼材の許容曲げ応力度

(2) 支 圧 板

支圧板は、リブプレートまたは支圧板支持リブによって両端を固定された梁として解くものとする。荷重は(2)で示した式(1.16)からリブプレートの付着力を差し引いたものとする。付着力としては安全をみて $3 \sim 4 \text{ kg/cm}^2$ 程度とすることが望ましい。なお支圧板は一段で不足の場合は必要に応じて多段配置とする。

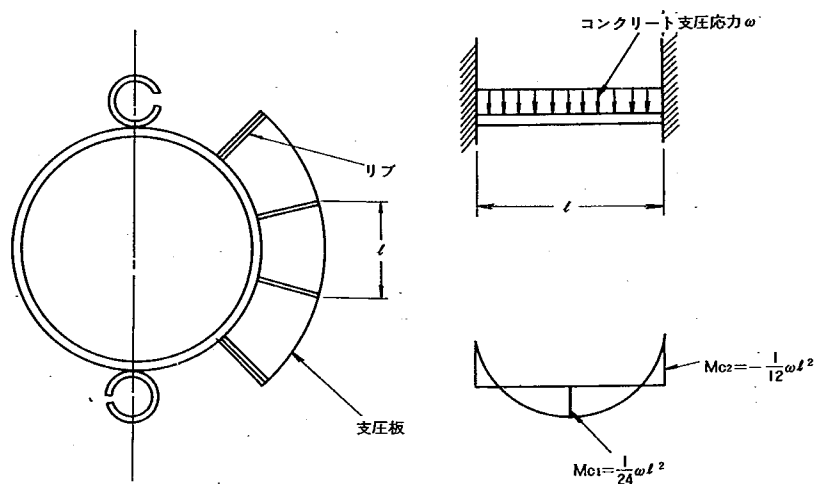


図 1.26 曲げモーメント図

(3) リブプレートおよび支持リブ

リブプレートおよび支持リブは、矢板面に働くせん断力に対して設計する。せん断力は各リブに均等に作用するものとする。

1-4-3 水平力による肌離れに対する検討

水平力が作用することによって、矢板と頂版ははく離しようとする。これを肌離れという。この肌離れに対しては、1-4-1項の偏心モーメントに対して取付けた鉄筋で抵抗するものとする。したがって1-4-1項との合成応力でチェックしなければならない。

1-4-4 溶接部に対する検討

(1) 支圧板および支持リブ

支圧板および支持リブと矢板の間の溶接部はコンクリートの支圧応力を分布荷重とした場合に溶接部に作用する曲げモーメントとせん断力に対して設計する。

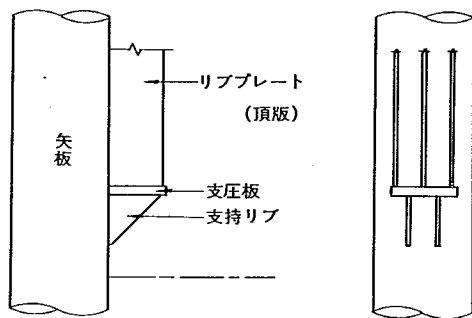


図 1.27

(2) 結合鉄筋

偏心モーメントおよび水平力に対して設計した鉄筋を結合鉄筋という。

結合鉄筋の溶接は偏心モーメントおよび水平力によって鉄筋に発生する引張力によって設計する。

(3) 結合鉄筋による溶接部の増加引張応力

支圧板に鉄筋を溶接する場合、支圧板およびリブと矢板の間の溶接部に、結合鉄筋による引張力が加わる。この増加応力は(2)で計算した応力に加算する。

また、上段に配置する結合鉄筋については、支圧板と同様のプレートを鋼管とリブに溶接して、これに鉄筋を取付ける場合、リブの先端より 45° 分布させた区間について、溶接部の検討を行なう。この増加分は(1)で計算した応力に加算する。

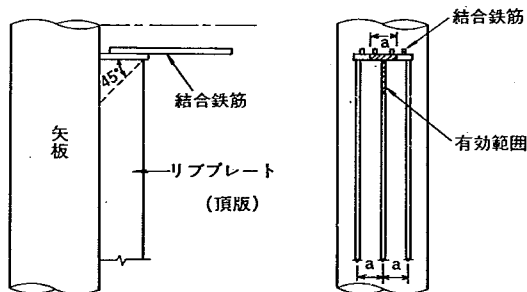


図 1.28

1-4-4 頂版接合部の施工例^{11)、17)}

矢板と頂版接合部との施工例として、岡山県の水島大橋、徳島県の末広大橋に採用されたものをそれぞれ図1.29、図1.30に示す。

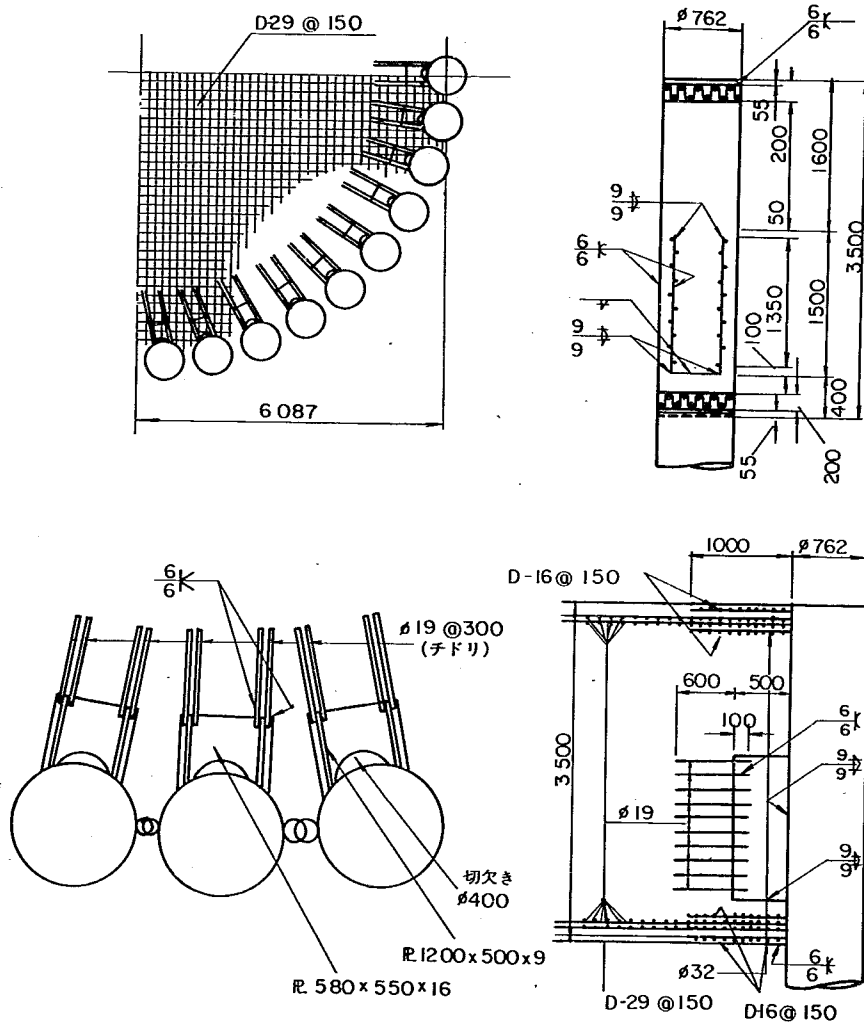
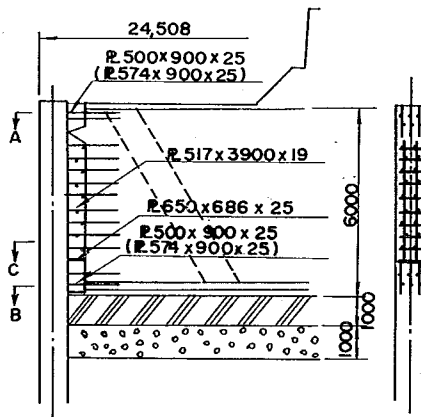
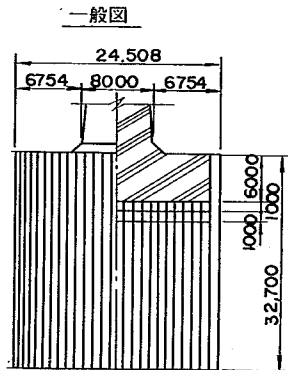


図1.29 水島大橋下部工の施工例

外壁鋼管頭部詳細図



平面图

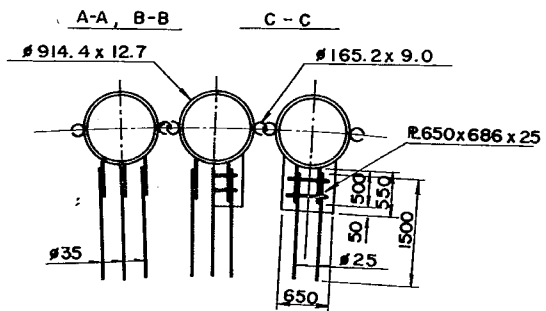
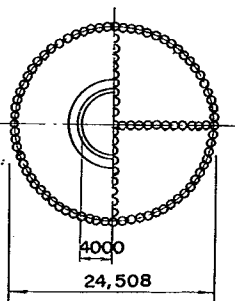
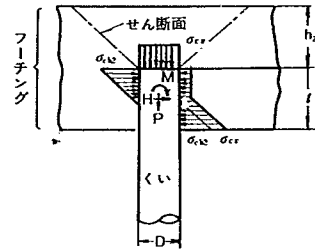


図 1.30 末広大橋下部工の施工例

1-5 仮締切タイプの頂版の設計

仮締切タイプの頂版の設計は「道路橋下部構造設計指針」ケーソン基礎の設計編に準拠するものとする。ただし、井筒頭部と頂版との結合は、頭部を剛構造とし、矢板頭部に作用する荷重（ M 、 V 、 H ）に対して十分抵抗できるよう設計する必要がある。その方法は建設省企画課長通達「くい頭部とフーチング結合部の設計」における「方法A」に準ずる。



方法Aによる結合

仮締切タイプの頂版の施工例として、北海道の石狩河口橋の頂版構造図を図1.3.1に示す。¹⁸⁾

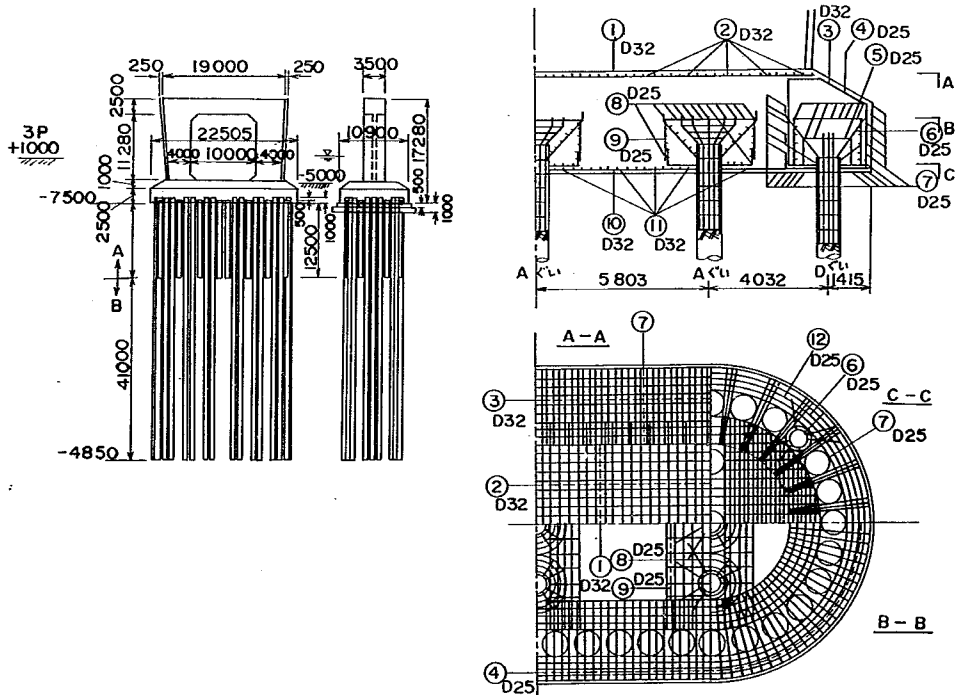


図1.3.1 石狩河口橋フーチング配筋図

1-6 頂版に関する実験データ

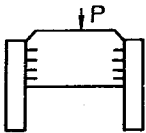
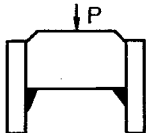
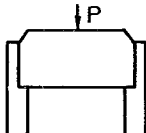
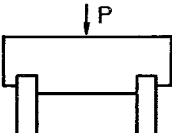
1-6-1 模型実験データ

(1) 各種頂版接合形式による強度比較^{1),6)}

供試体は小見川橋基礎のほぼ $\frac{1}{7}$ の模型を作り、鉛直載荷試験（常時荷重）と水平載荷試験（地震時荷重を想定：鉛直力、水平力、曲げモーメントを同時に載荷）を行った。

頂版接合形式は、表 1.2 に示すように、せん断式、受はり式、切込式と従来の群ぐい式の 4 種類である。

表 1.2 頂版接合形式

試験体の番号		構造形式
せん断式	Type 1	
受 梁 式	Type 2	
切 込 式	Type 3	
群ぐい式	Type 4	

以上の結果から破壊荷重は、せん断式 180 t、受梁式、切込式 280 t 以上（アムスラー能力が 300 t であったため荷重中止）、群杭式 200 t であった。設計荷重が 60 t であり、安全率は 3 倍以上有していた。鉛直荷重実験体の破壊状況は、すべてコンクリートのせん断破壊となり鋼材に曲部座屈等の破壊は生じなかった。図 1.3.6 より本方式による頂版のキレツは、シエアーコネクターから荷重点に向って発生しているが、群ぐい式による場合はくい頭から発生している。群ぐい式接合部の破壊が、くい頭から頂版天端までの頂版厚で決まることから考え、同じ頂版厚を有する群ぐい式頂版と受梁式、切込式とを比較すれば、鉛直荷重が作用した場合には後者の方が有利と考えられる。頂版の変位量は図 1.3.3 から群ぐい式が他と比較して大きく、ズレ変形量は、図 1.3.4 からせん断式が大きかった。図 1.3.5 のコンクリート応力状態は、設計値より小さな値となったが、その分布は比較的良好に一致した。

いずれにしても今回の実験から、鉛直荷重についてはせん断式、受梁式、切込式いずれも従来の群ぐい接合法と比較して劣るものではなく構造上さしつかえない事が実証された。

(a) 鉛直荷重試験結果

図 1.3.2 は本試験に用いた供試体、図 1.3.3 は頂版本体の荷重～変位量関係を、図 1.3.4 は群ぐい式を除く各実験体の頂版上面両端部の鋼管矢板との鉛直変位の差、即ち相互のズレを示したものである。モールドゲージで測定した頂版と鋼管との接合面におけるコンクリート応力を、鉛直力が作用した場合、押し開き実験の場合に分けて図 1.3.5 に示す。図 1.3.6 には、本工法と群ぐい工法による模型のキレツ発生状況を図化したものである。

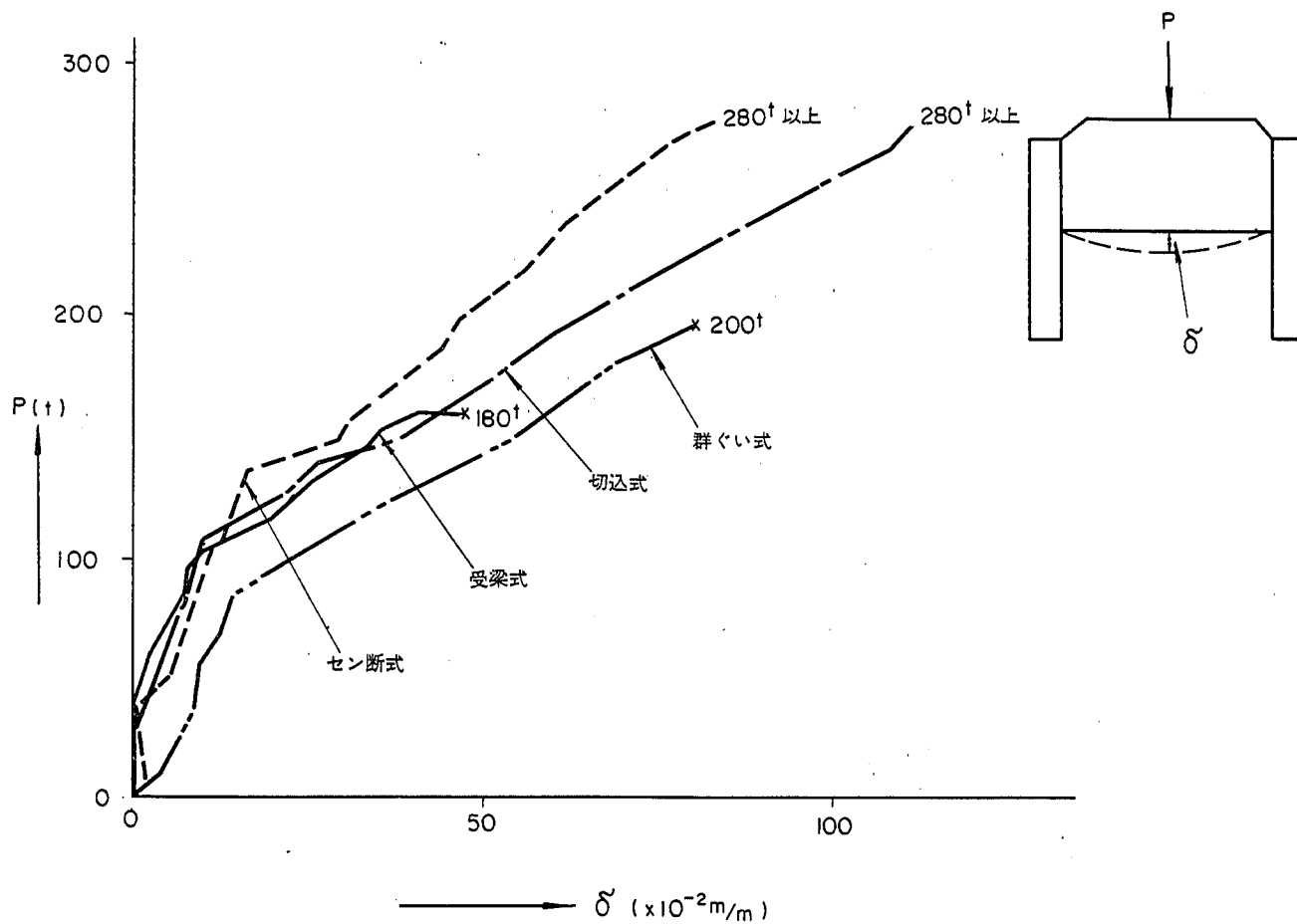


図1.33 荷重-変位置曲線

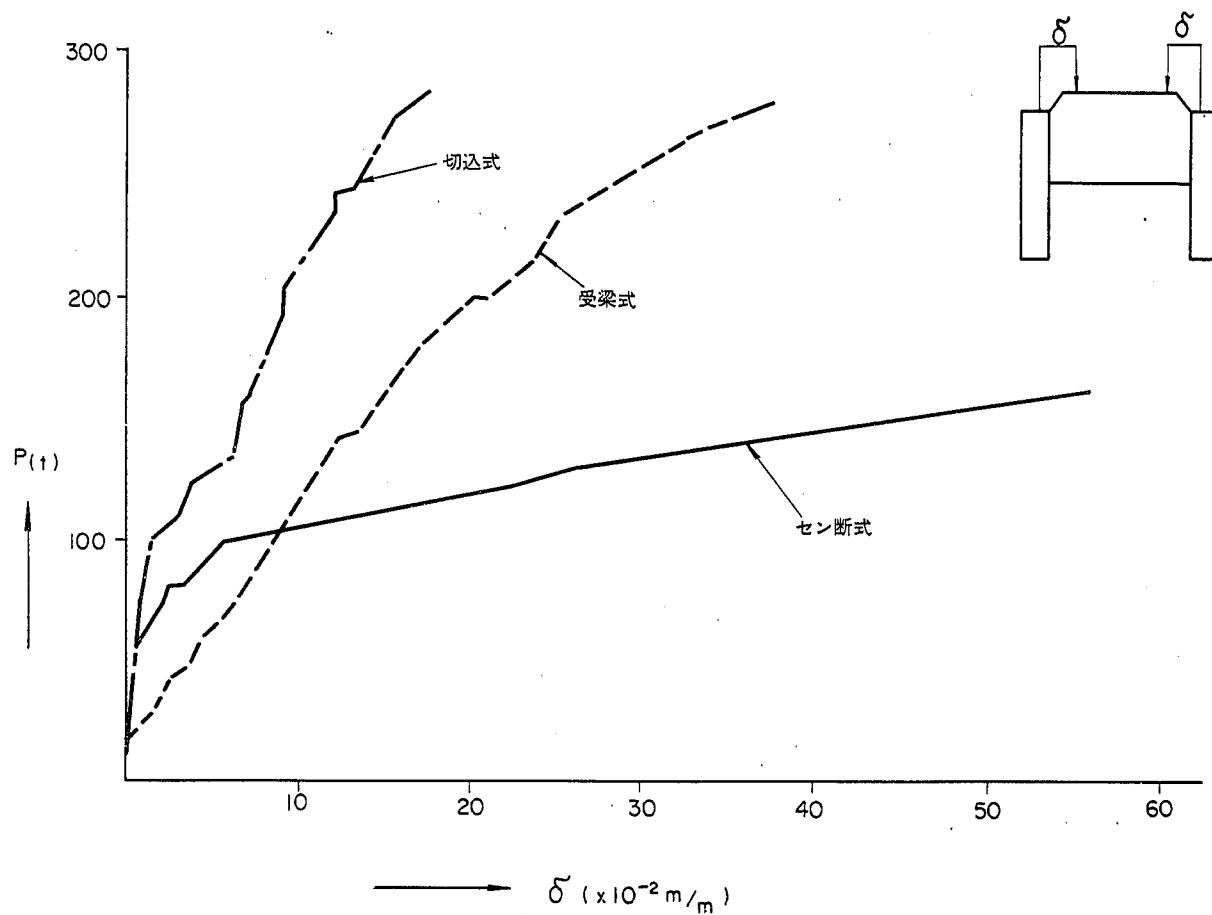


図 1.34 荷重-ズレ量曲線

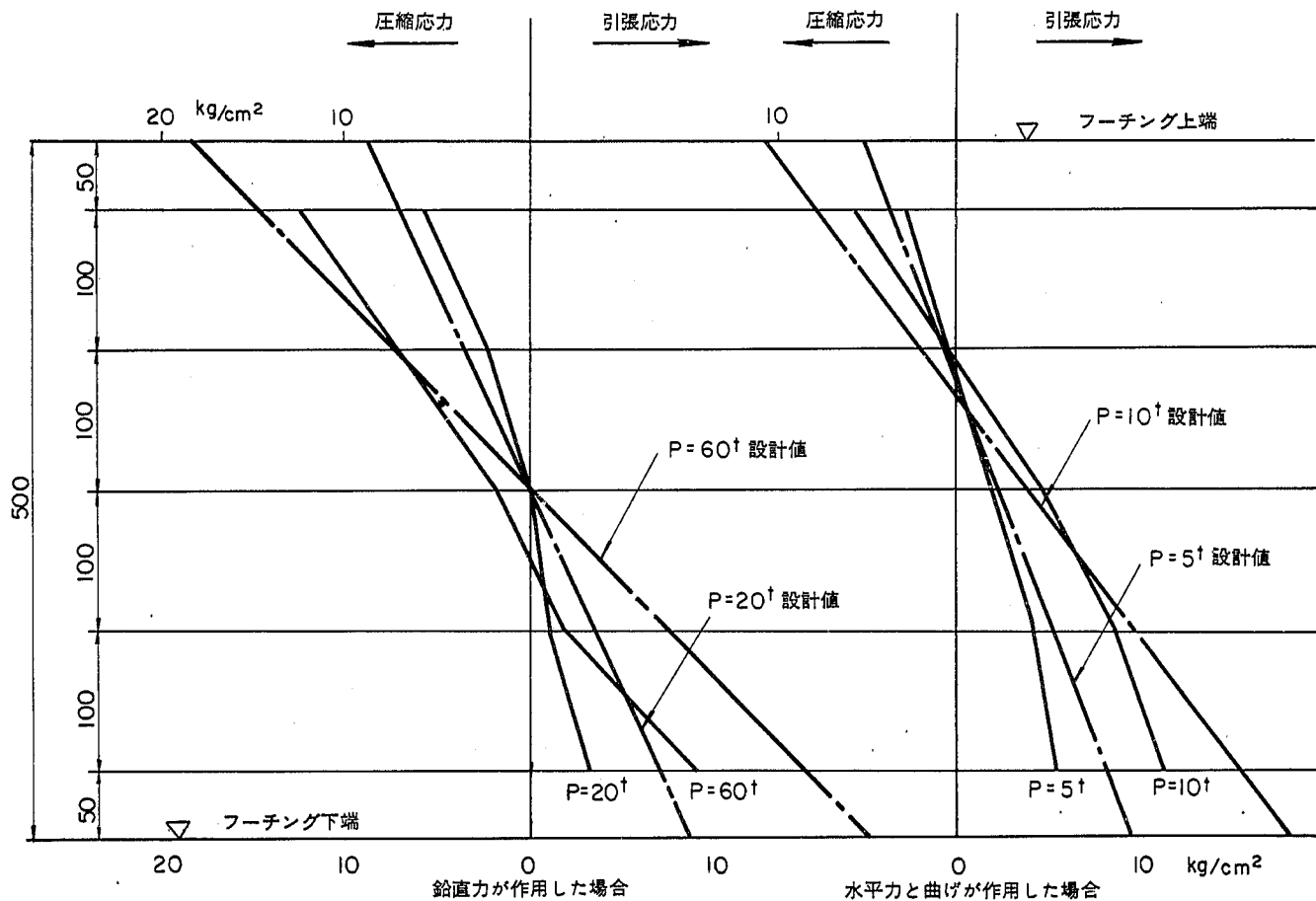
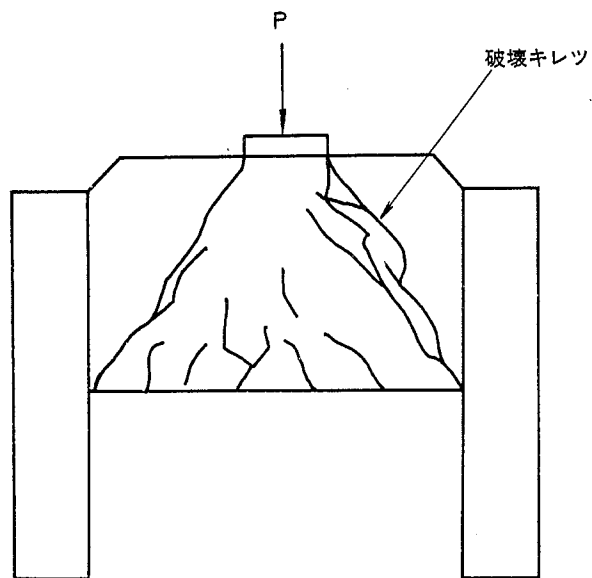
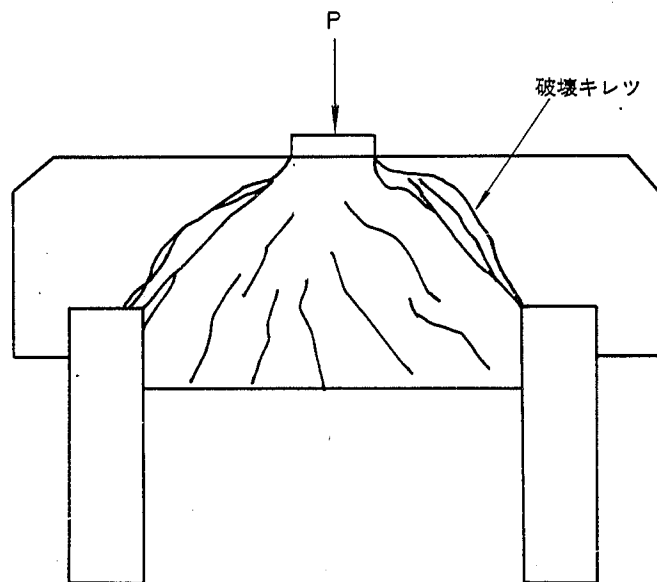


図 1.35 コンクリート応力分布



本方式



従来方式

図 1.36 破壊状況

(b) 水平載荷試験結果

実験体は表 1.2 の Type 3 を基本とし、鉛直力に対して受梁、曲げモーメント、水平力に対して引張鉄筋、引抜力に対してはスタッドジベルを配置した。

図 1.37 に供試体の寸法を示す。

載荷は頂版天端に水平力のみを作用させた場合 (H)、ピア一天端に水平力を作用させた場合 (H+M)、さらに鉛直力 (V) を作用させた場合 (H+M+V) について実験を行った。

頂版部の荷重-変位関係の一例 (V=20t、H+M が作用) を図 1.38 に示す。設計値は V=20t、H=4t である。図中にこの実験体を脚部固定のラーメンとして求めた計算値を示している。

加力位置では測定値は計算値によく一致しているが、頂版天端では計算値に比して測定値はかなり小さい。また鋼管・頂版取付部の引張鉄筋に働いている応力は計算値よりもかなり小さな値であり、特に問題となることはない。鋼管のひずみ分布を調べたが応力はいずれも 500 kg/cm^2 以下であり、中詰コンクリートがかなり有効に働いている。またひずみ分布より鋼管の変形を推定すると図 1.39 のようになる。この鋼管の変形に対して頂版と結合しているのが、頂版上・下面付近に配置した鉄筋である。

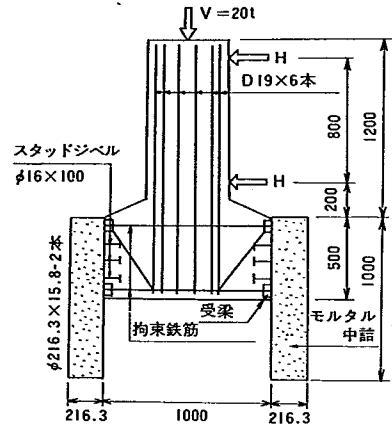


図 1.37 水平載荷試験体

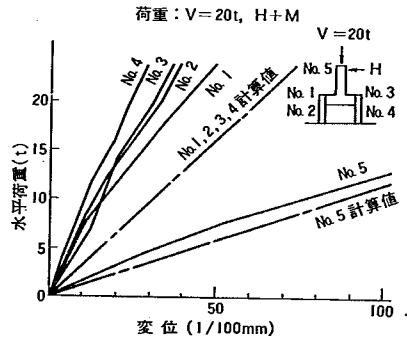


図 1.38 水平荷重-変位曲線

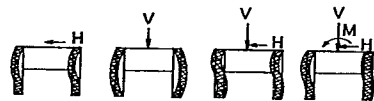


図 1.39 各載荷重による鋼管の変形

試験体の破壊状況を写真 1.1 に示す。

以上の実験により鋼管、頂版接合部の設計方法とその安全性を確認することができた。

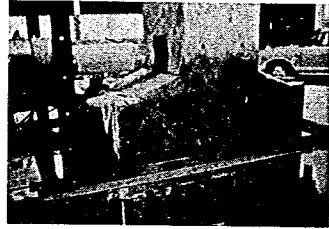


写真 1.1 水平載荷試験破壊状況

1-6-2 現場実験データ

(1) 拘束鉄筋応力の測定例⁹⁾

鉄筋応力は頂版コンクリート打設後、急激に下側拘束鉄筋に圧縮応力が増大(最大 980 kg/cm^2)、以後徐々に減少し 400 kg/cm^2 程度となった。これは温度上昇により鉄筋が膨張したためであろう。拘束鉄筋は放射状に配筋されコンクリートが中詰された鋼管矢板と井筒中央に設けた鉄板とに溶接固定されているため熱応力の逃げ場がなく鉄筋に圧縮応力が生じたものと思われる。上側より下側拘束鉄筋に大きな応力が生じたのは架台の拘束によるものと思われる。鋼管矢板切断直後上側拘束鉄筋に圧縮応力が生じた。これは鼓状に変形した鋼管矢板井筒を切断したため切断部応力が開放されスプリングバックしたものと思われる。この圧縮応力は拘束鉄筋が地震時、頂版に加わる水平力と曲げモーメントによって鋼管矢板と頂版がはく離しようとするのを引張力で抵抗するものであるため設計上安全側である。

(2) 水平加力実験例¹⁴⁾

頂版と矢板井筒との一体化を計る拘束鉄筋応力、頂版の主鉄筋応力および作用荷重をコンクリート躯体から矢板井筒に伝達する受ばりの応力を測定するため図1.43、図1.44に示す位置に鉄筋計およびひずみ計を取り付けた。また図1.42に試験方法を示す。

図1.45は頂版主鉄筋の曲げひずみ分布を示し、主鉄筋応力は極めて小さかったものの、鋼管軸応力から求めたくい反力が作用する片持ばりとしての計算結果とはほぼ良い対応を示した。図1.46は板22および板8鋼管矢板の拘束鉄筋のひずみ分布を示したものである。拘束鉄筋は頂版コンクリートと鋼管矢板との接合面に生じる水平力および曲げモーメントに抵抗し鋼管矢板井筒頭部を剛結構造とするものである。実測した分布形状は設計計算法と良い対応を示したもののひずみは設計値の25%程度であった。受梁は頂版に作用する荷重を鋼管矢板井筒基礎に伝達するという本工法で、重要な機能を有しているもので、底プレートひずみは荷重100tから生じ荷重の増大にともない急増しているものの極めて小さな値であった。

本試験結果から受梁として十分な耐力を有していることが認められた。



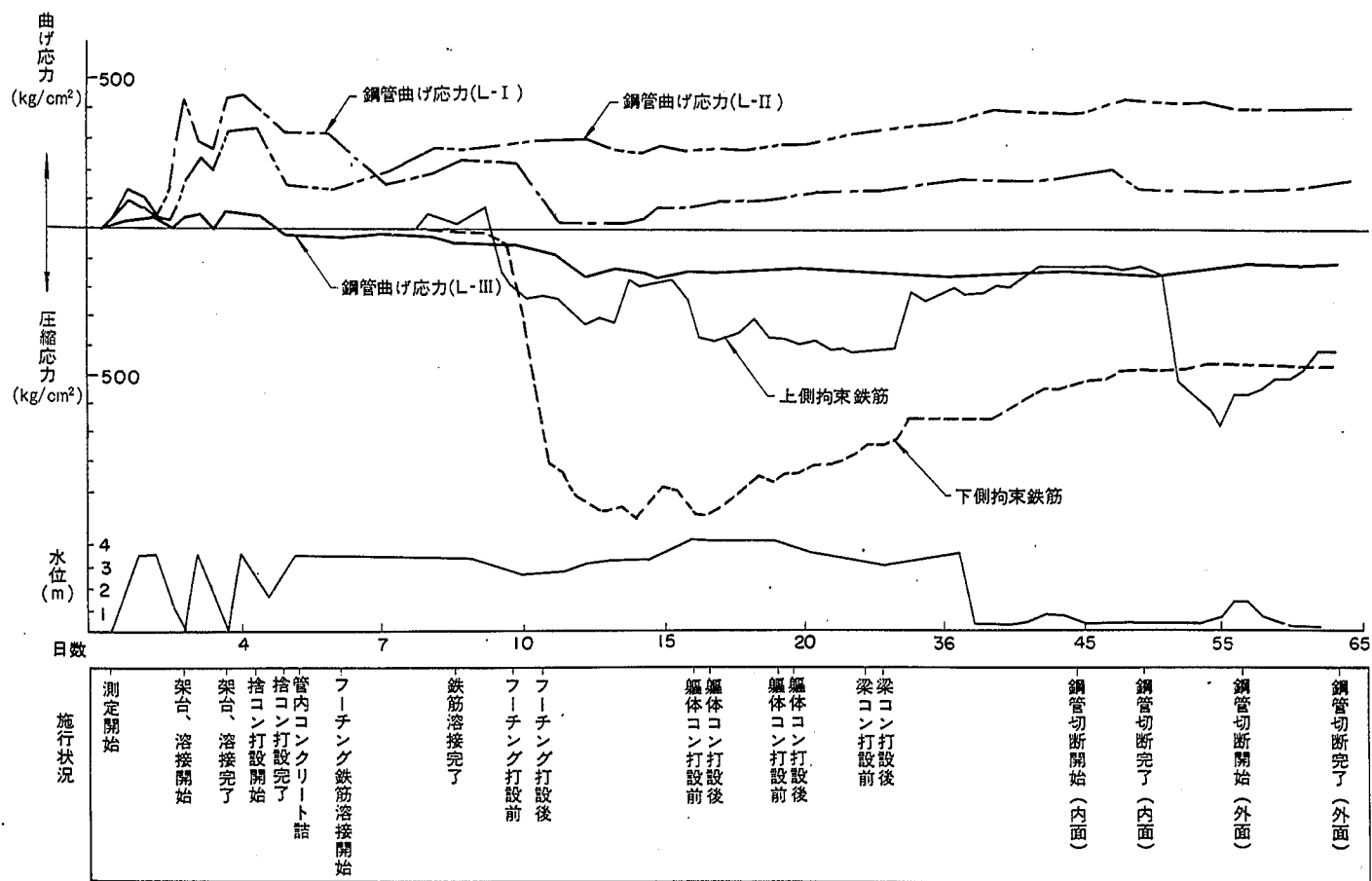


図 1.41 測定結果

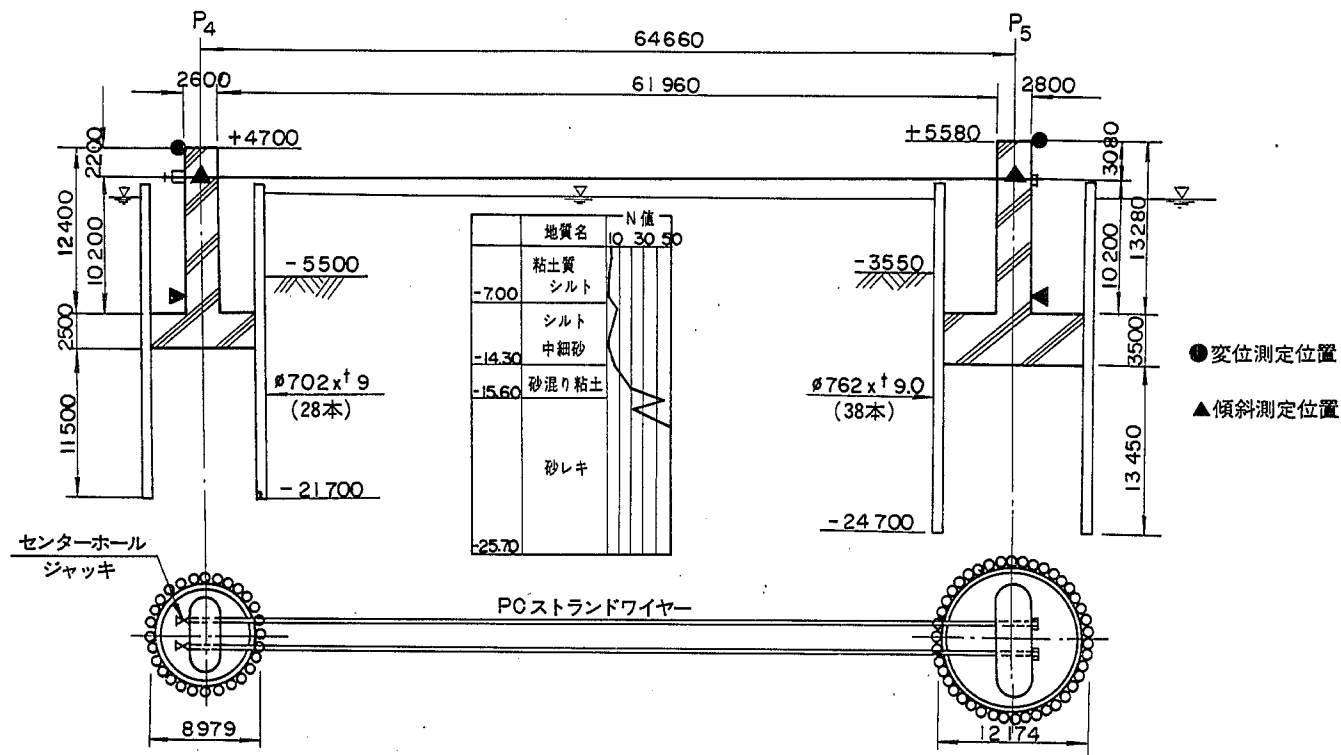


図 1.42 試験方法

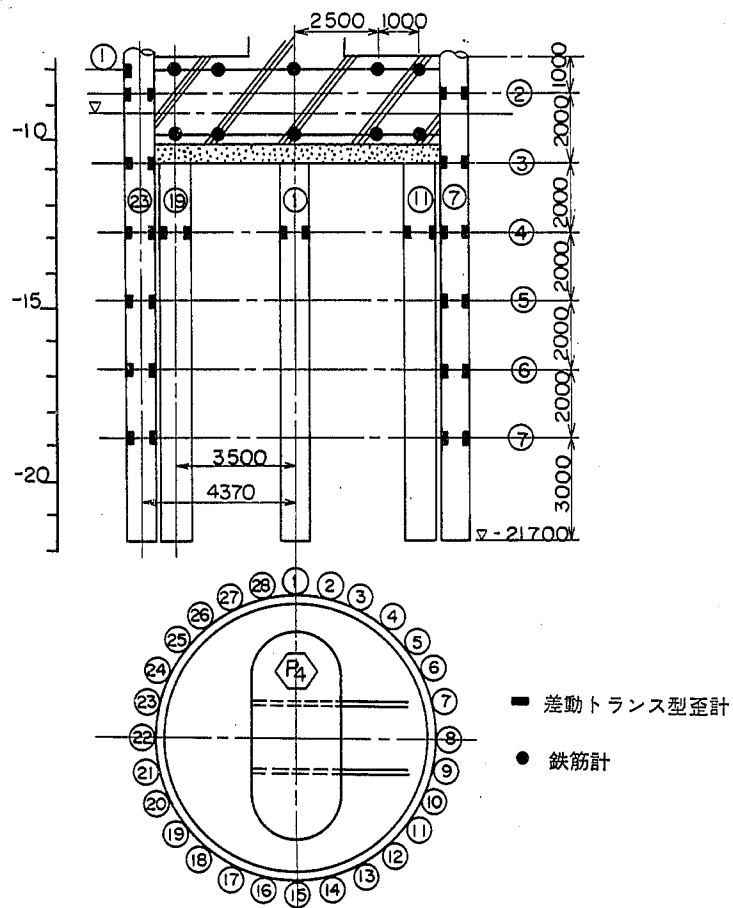


図 1.43 P4ピア-計器設置位置

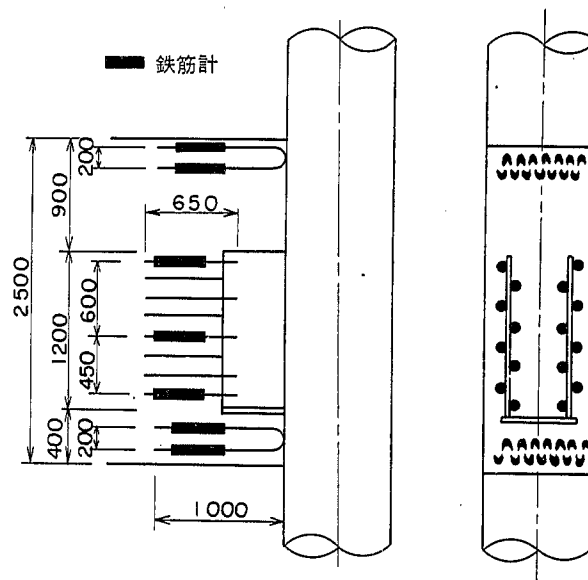


図 1.44 P4ピア-受梁計器設置位置

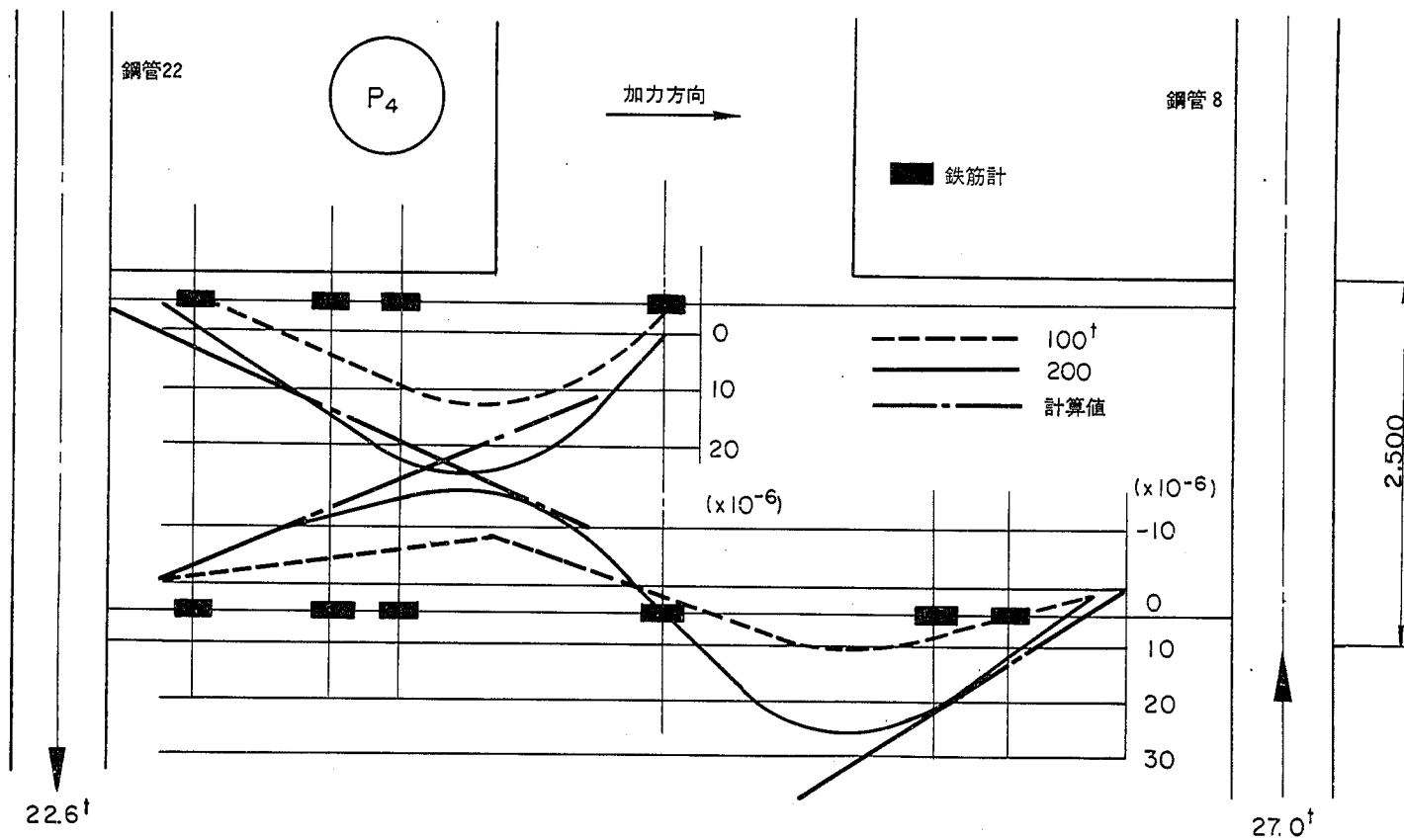


図1.45 頂版主鉄筋の曲げひずみ分布

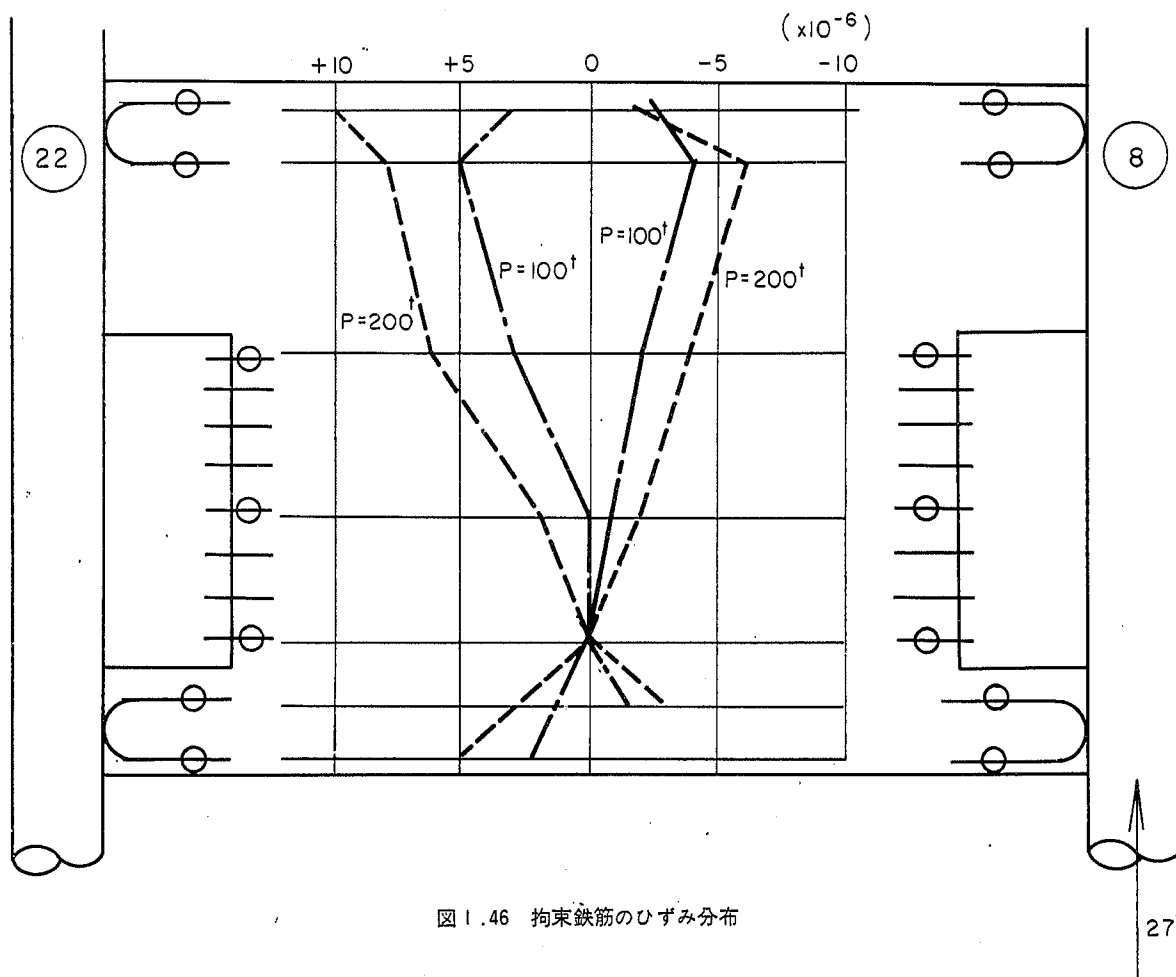


図 1.46 拘束鉄筋のひずみ分布

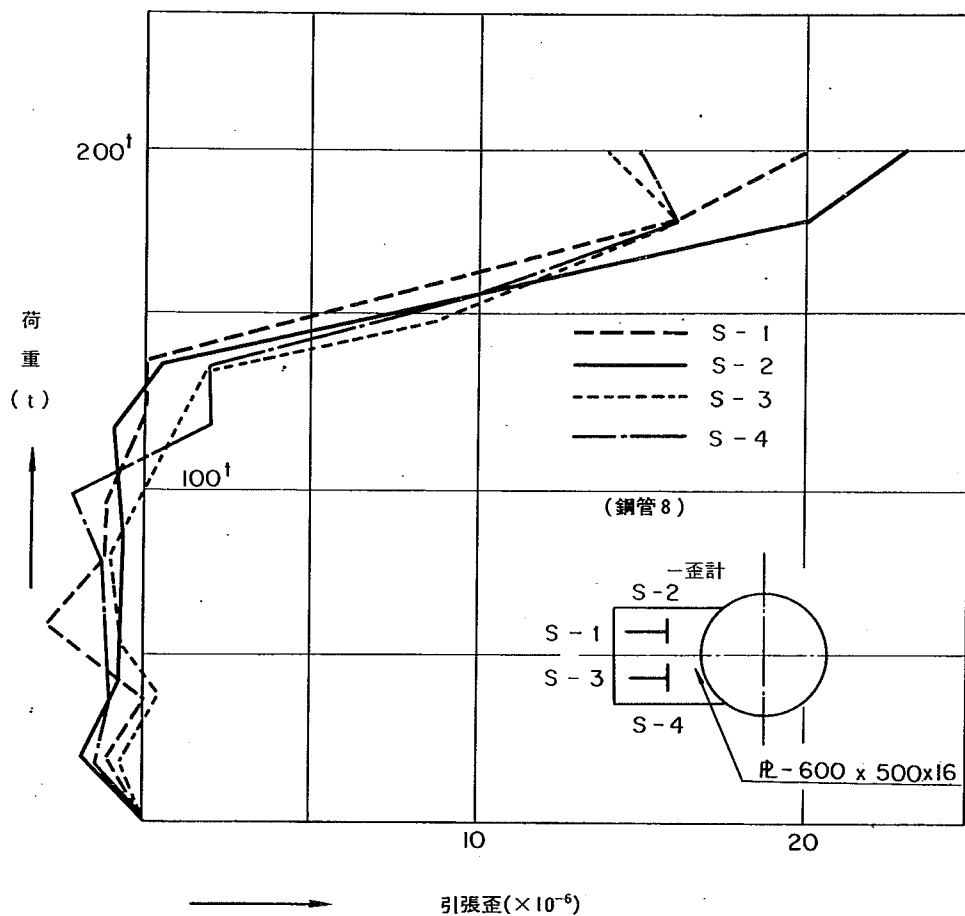


図 1.47 受ばりのひずみ推移

2. 仮締切部（仮締切兼用工法）の設計

2-1 仮締切の設計

2-1-1 荷 重

仮締切兼用工法では、井筒本体の矢板を延長して上部の井筒を仮締切壁に使用する。

これに作用すると思われる荷重は原則として「道路橋下部構造設計指針」調査および設計一般篇による。そのうち、特に仮締切の設計には次の荷重を考慮する。

主 荷 重： 静水圧、土圧、浮力および揚圧力

特殊荷重： 流水圧、波圧、衝突荷重、その他

これらの諸荷重は設置位置に応じて適宜選択するもので、必ずしも全てを採用する必要はないが、上記以外に考慮すべき荷重がある場合には、これについて安全を確かめておく必要がある。

2-1-2 仮締切の検討

仮締切に作用する荷重およびそれに対する反力は、施工順序に従って変動するので、施工段階を追って各部材の検討を行う必要がある。

(1) ここに、標準的な施工順序を記す。

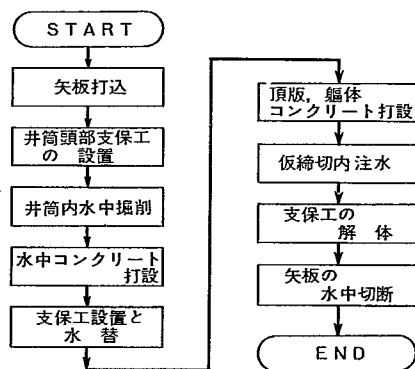


図 2.1

検討の時期としては、次のものが考えられる。

- ① 井筒内水中掘削時（水中コンクリート打設前）
 - ② 支保工設置、水替時（水中コンクリート打設後）
 - ③ 矢板の水中切断時（注水時）
- (2) 井筒内水中掘削時は、矢板を井筒頭部支保工位置および掘削底面下の主働土圧と受働土圧がバランスする位置に支点を有する単純ばりと考えるか、または土圧のバランス位置より $1/\beta$ 下がった点を固定支点とする梁と考えて算定し、両者の危険側の状態について検討する。

以上は簡易解であるが地盤をバネ評価して求める厳密解法によることもできる。

$$\text{ここに } \beta = \sqrt[4]{\frac{K_a \cdot D}{4EI}}$$

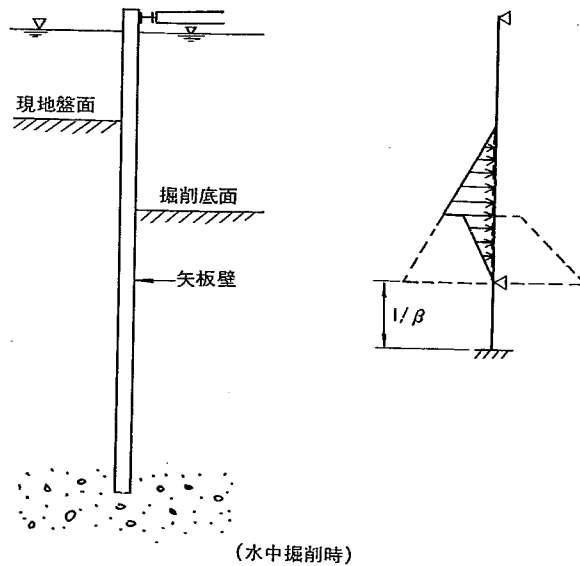


図 2. 2

- (3) 水中コンクリート打設後は矢板壁が変形した状態で支保工が有効に働くと考えられるので連続ばりとして解く。連続梁の支点としては図 2.3 のように考える。

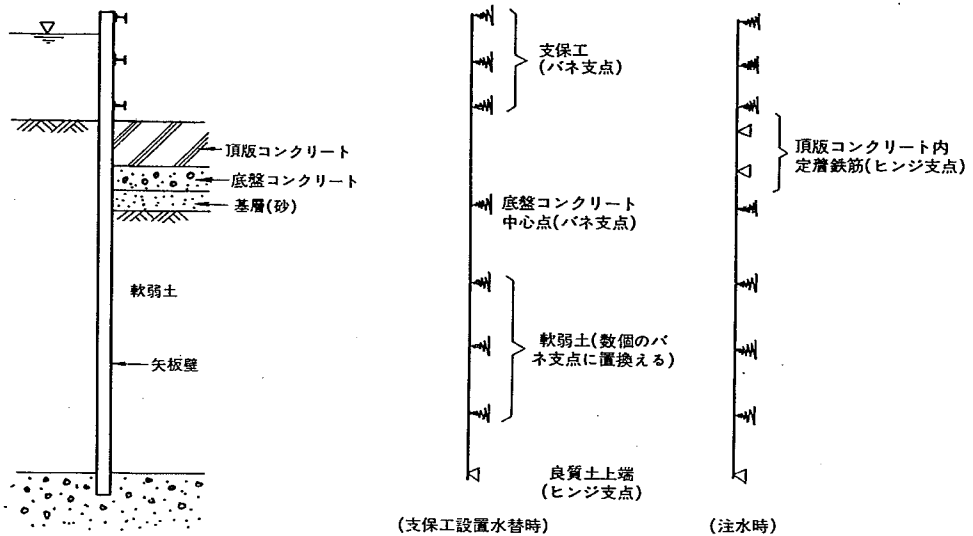


図 2.3

- (4) 頂版および躯体コンクリート打設後、仮締切内に注水し仮締切部の矢板を切断撤去する。この状態では、頂版内に取り付けられた結合鉄筋が矢板壁の変形を拘束するため、水替時に比べて頂版内に新しい支点ができるものと考えられる。
- (5) 仮締切内の水中掘削による仮締切壁の変形がそのまま施工完了後の基礎体に残留する場合がある。したがって軟弱層で掘削深さが深い場合には井筒内外圧の差をできるだけ少なくする処置(例えば井筒内の水位を外水位より高めたり、仮締切壁の補強、支保工の強化、確実な施工管理を行う)を施し、残留変形を軽減する必要がある。

2-1-3 支保工

井筒内ドライアップに伴い、仮締切部の変形を拘束するための堅固な支保工を施し、施工中の安全性を確保する必要がある。

水中コンクリートの硬化後、支保工を施しながら井筒内の水を段階的にくみ上げ、水中に陸上と同じ作業空間を形成する。ここで述べる支保工とは腹起し、切ばり、火打ちばり、支持ぐい等を総称するが、円形でしかも井筒径のあまり大きくない場合には腹起しのみで済み、作業空間が広くとれ、施工しやすく、工期も短縮できる。なお支保工は通常H形鋼を使用する。

- (1) 腹起しは支点反力を等分布荷重とする連続ばりとしての曲げモーメントにより断面を決定し、切ばりは腹起しの連続ばりとしての反力を軸力として断面を決定する。
- (2) 仮締切が円形の場合は支保工は腹起しのみとし、円環リングにより反力をとらせることが多い。この場合円環リングとしての座屈に対してもチェックする必要がある。許容座屈荷重は次式で計算される。

$$q_a = \frac{2EI}{r^3} \dots\dots\dots 2.1$$

ここに、 q_a ：許容座屈荷重

EI ：支保工の剛性

r ：円環リングとしての支保工半径

- (3) 鋼管矢板と腹起しとの接触部分は線で接することになるが、反力が大きいので鋼管矢板本管が平面内で局部座屈を起すことが予想される。これに対処するために鋼管と腹起しとの間隙にコンクリート（またはモルタル）を充填し反力の均等化をはかる必要がある。

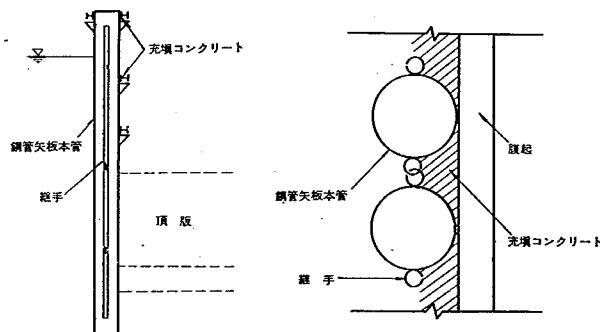


図2.4 座屈防止用コンクリート

- (4) 井筒内水位を低下させながら頭部支保工と底盤コンクリートとの間に中間支保工を施す。施工中の井筒の変形を軽減し、施工の安全を計るために支保工間隔はできるだけ短くする必要がある。なお腹起し間隔を保持し、上下移動を防止するためのスペーサーまたはブラケット等を使用する。特に大断面の井筒の場合は切梁や支持ぐいを施し、支保工の形状を保持することが重要である。

なお井筒頭部には矢板打込み用定規が設置されており、これを頭部支保工として兼用すれば経済的である。矢板と打込み用定規の間に良質のコンクリートを充填して井筒頭部を固定し、外力に対する支点とする。仮設中の矢板井筒頭部は外側に変形する場合があり、外側の定規はその場合の支点となる。

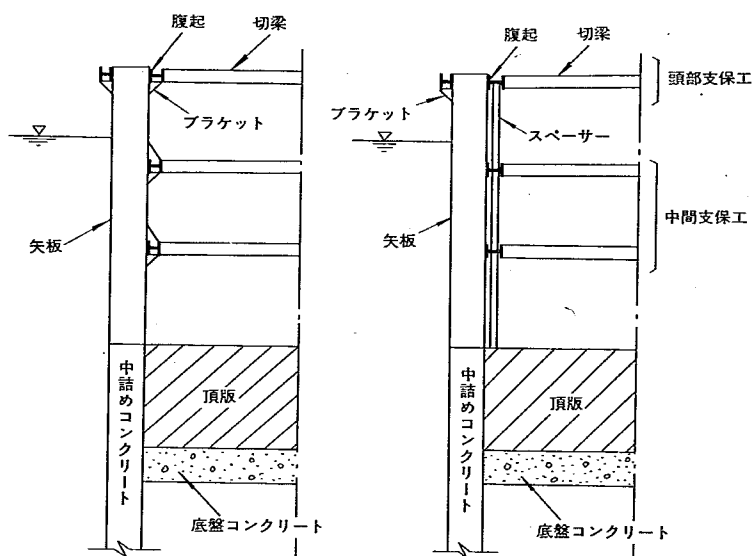


図 2. 5 支保工の各名称

2-1-4 仮締切の設計

(1) 支保工の設計例⁷⁾

仮締切を設計するにあたり支保工反力の計算は図2.6に示すような外力を、面積分割し(図2.7)、支保工反力とすることは水位差の大きな段階的施工法をとる場合には、現実に則さないばかりか危険であるので、図2.8のように矢板の各支保工設置位置を支点とする連続ばりと仮定し、施工順序に従い各段階での力の釣り合いを計算して累加する方法を採用した。この計算方法は図2.8のような段階ごとの計算である。

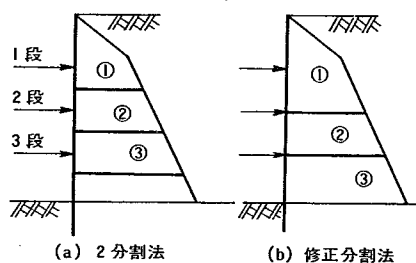


図2.7 支持工反力の面積分割法

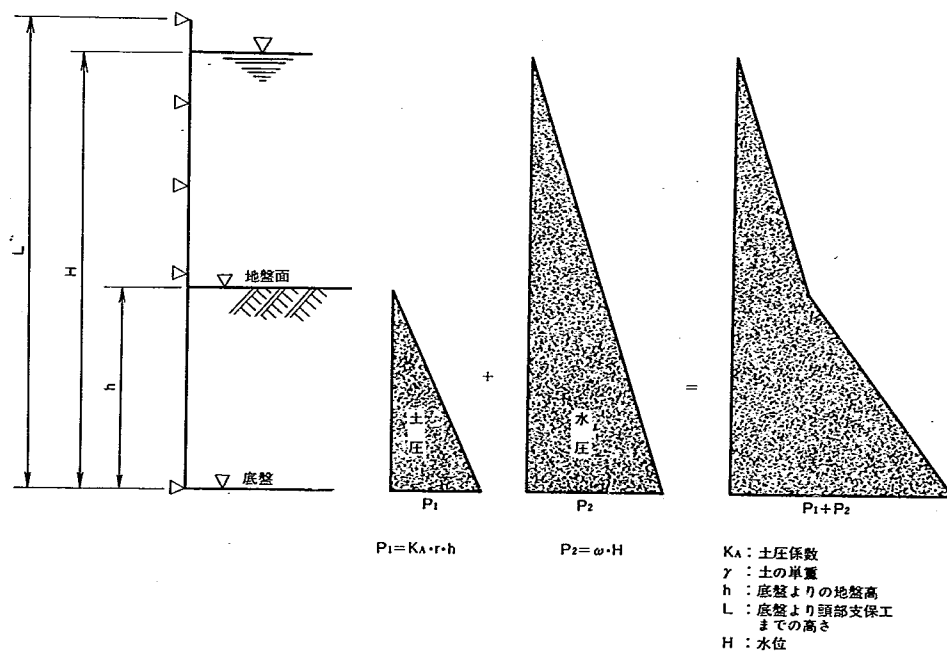


図2.6 支持工にかかる外圧

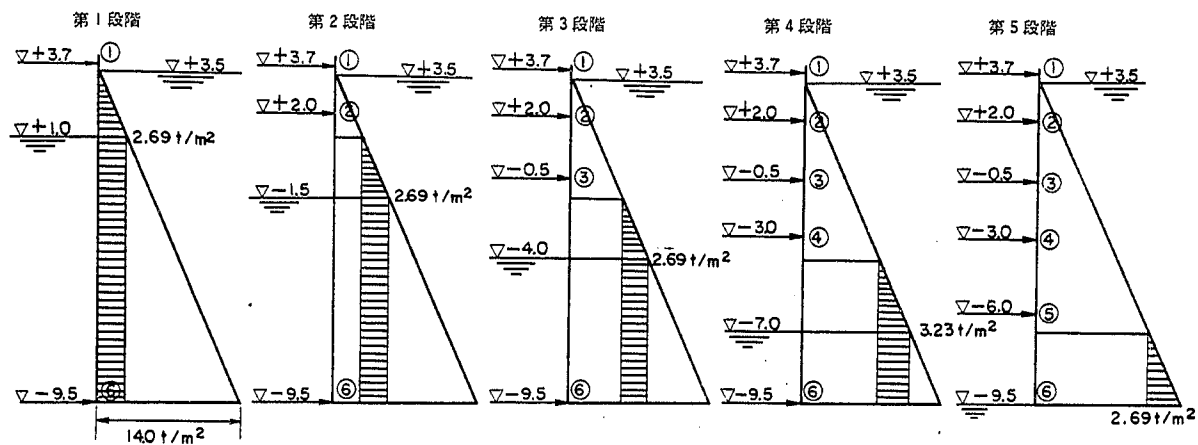


图 2.8 支持工反力設計値

(2) 仮締切部の設計例 (1)¹¹⁾

仮締切部の設計に際しては、鋼管矢板壁への施工中の外圧（水圧＋土圧）の変化によって、その支保工位置とその断面形状を試算し決定した。試験工事の結果より3段目支保工設置時において、第2段支保工に最大反力が生じ、また最上段支保工には引張力が発生することがわかっていた。これは外水圧が鋼管矢板井筒を中すばみの鼓型に変形させようとし、この時最上段部支保工は井筒上部を開かせないように抵抗するからであり、タガの働きをする引張り部材を配し、2重のまま固定することが必要であると判断される。図2.9は以上の結果をもとに行なった本設計における計算値であり、5段階にわけて計算を行なった。この場合は、あらかじめ打設してあるプレバックド底盤をビンと仮定して連続ばりで計算した場合である。鋼管矢板にかかる最大モーメント M_{max} と支保工最大反力 R_{max} もとめて発生応力をチェックした。

(a) 鋼管矢板の最大応力度

$$\begin{aligned}\sigma_{max} &= \frac{M_{max}}{Z} = \frac{5.57 \times 10^5}{3993} = 1395 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{\text{allow}} \\ &= 1950 \text{ kg/cm}^2\end{aligned}$$

(b) 支保工の最大応力度

$$\begin{aligned}\sigma_{max} &= \frac{R_{max} \cdot r}{A} = \frac{194.0 \times 565.6}{119.8} = 916 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{\text{allow}} \\ &= 2100 \text{ kg/cm}^2\end{aligned}$$

(c) 支保工の許容座屈荷重

$$\begin{aligned}P_r &= \frac{3EI}{r^3} = \frac{3 \times 2.1 \times 10.6 \times 20400}{(565.6)^3} = 710 \text{ kg/cm} \\ &= 71.0 \text{ t/m} > 12.4 \text{ t/m} = R_{max}\end{aligned}$$

（ただし、 Z ：鋼管矢板の断面係数（ cm^3 ）、 A ： $H-300 \times 300 \times 10/15$ の断面積（ cm^2 ）、 E ：弾性係数（ kg/cm^2 ）、 I ：H型钢の断面2次モーメント（ cm^4 ）、 r ：井筒半径（ cm ）、 P_r ：円形支保工の座屈荷重（ kg/cm ）

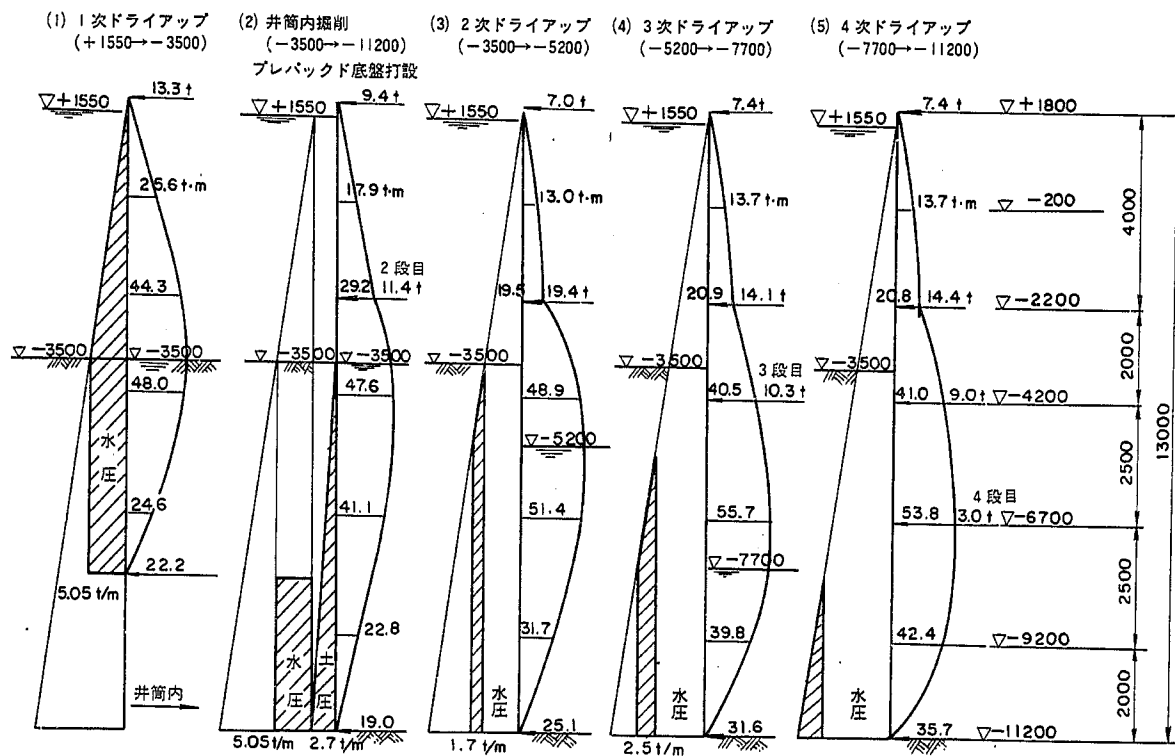


図 2.9 モーメント分布(t·m)と支保工反力(t)

(3) 仮締切部の設計例 (2) 15)

本工事においては、施工時の仮締切部の検討を次のように行なった。鋼管矢板を仮締切壁として利用するため、新井筒内をドライアップしたときに作用する水圧によって、鋼管矢板に変位および応力を小さくおさえるとともに、施工時の安全性を確保するため、締切壁頭部にガイドリングおよび支保工を用いた。

まず図 2.10 に付記した施工段階ごとに、鋼管矢板および支保工の変位、断面力などを計算した。その際鋼管矢板は、支保工設置位置、底盤コンクリート中心および矢板下端で弾性ばりと考えた。また地盤は一定のばね定数をもつばね支承とみなした。計算の結果を図 2.10 に示す。図 2.10 に示される最大曲げモーメント M_{max} 、支保工の最大反力 R_{max} などを用いて発生応力を求めると次のようになる。

(a) 鋼管矢板の最大応力度

$$\begin{aligned}\sigma_{max} &= \frac{M_{max}}{Z_1} = \frac{15.20 \times 10^5}{6880} = 221 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{\text{allow}} \\ &= 1950 \text{ kg/cm}^2\end{aligned}$$

(b) 支保工の最大応力度

$$\begin{aligned}M_{max} &= \frac{1}{8} R \cdot \ell^2 = \frac{1}{8} \times 3.6 \times 4.45^2 = 89.1 \text{ t} \cdot \text{m} \\ N &= R \cdot r = 3.6 \times 2.576 = 9.27 \text{ t} \\ \sigma_{max} &= \frac{M_{max}}{Z_2} + \frac{N}{A} = \frac{89.1 \times 10^5}{1360} + \frac{9.27 \times 10^3}{119.8} \\ &= 733 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{\text{allow}} = 2100 \text{ kg/cm}^2\end{aligned}$$

ただし、 Z_1 : 鋼管矢板の断面係数 (cm^3/m) Z_2 : H 支保工の断面係数 (cm^3)、

R : H 支保工に働く反力 (t/m)、 ℓ : 切ばりの間隔 (m)、 N : H 支保工に働く軸力 (t)、 A : H 支保工の断面積 (cm^2)、 r : 円形 H 支保工の半径 (m)

(c) 鋼管矢板の残留応力度

(1) で求めたドライアップ時における鋼管矢板の最大応力度が、構造体完成後もそのまま残留すると考えるとき

$$\sigma_{\text{res}} = 221 \text{ kg/cm}^2$$

ただし、 σ_{res} : 鋼管矢板の残留応力度 (kg/cm^2)

である。しかるに、構造体完成後の最大応力度は 628 kg/cm^2 であるから、ここでは便宜上両者の発生位置が同じであると仮定して合算すると、

$\sigma = 221 + 628 = 849 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{\text{容}} = 1950 \text{ kg/cm}^2$
 となり十分余裕のあることがわかる。

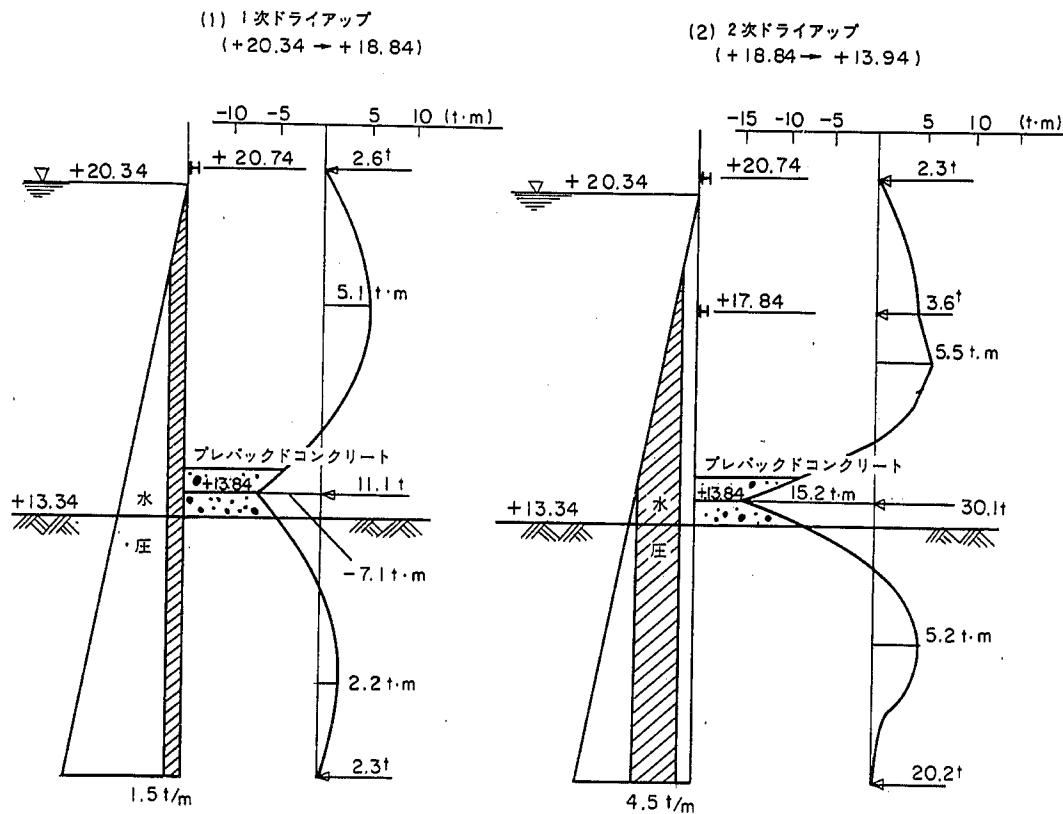


図 2.10 施工時モーメント(t·m)と支保工反力(t)

2-2 残留応力に対する検討

仮設時の応力がフーチング内に残留すると考えられる場合には、結合鉄筋の断面算定において、その応力を考慮する。

2-3 仮締切部の実験データ

2-3-1 室内実験データ

(1) 鋼管矢板の補強 (1)⁷⁾

仮設時の鋼管矢板を補強する方法として鋼管矢板と支保工との空間にモルタルを充填する方法が考えられる。これは外圧の支保工への伝達機構が鋼管とH形鋼との線または点接触であるためモルタルを充填することによって分布荷重として伝達させ、鋼管の局部座屈を防ぐものである。

図 2.11 はこの効果を室内実験によって確めた結果であり鋼管の集中荷重状態と分布荷重状態とでは、その降伏荷重が10倍も異なることになり、その効果の大きいことが判明した。干溝の差がはげしく外圧が常に変化するようなところでは早強モルタルで、すみやかに処理しなければならない。次の段階のポンプアップは、この充填材の硬化後行なわなければならない。

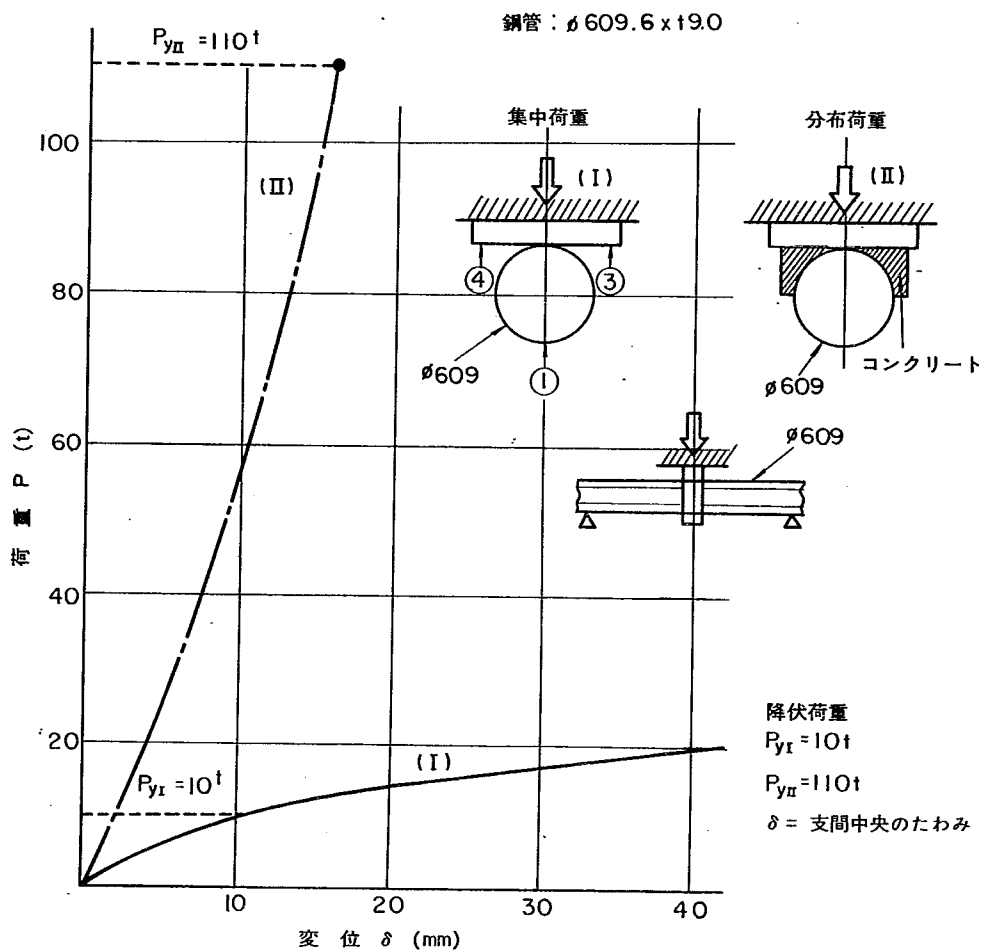


図2.11 鋼管矢板と支保工との充填効果

(2) 鋼管矢板の補強 (2)¹²⁾

鋼管矢板を腹起し、底盤コンクリート等に支えられた連続梁と考えれば鋼管矢板はそれらの位置において大きな支点反力を受けることになる。鋼管矢板のこのような荷重状態を想定し、実大鋼管を用いて曲げ試験を行った。試験は図2.12に示す2系列である。I系列は鋼管中詰コンクリート等によって鋼管そのものを補強し、曲げ変形に対するそれらの補強効果を検討する。II系列は鋼管径(D)および肉厚(T)の異なる大径鋼管の耐力とD/T

の関係を求めるとともに、支点反力を受ける位置の鋼管矢板の補強方法として鋼管矢板と腹起しとの間にコンクリートを充填することによる効果を調べた。

試験結果

I系列：表2.1および図2.13にI系列の試験結果を示す。表中の P_{α} は降伏耐力、 α はM-1に対する降伏耐力の増加率を示す。曲げによって鋼管の断面が変形しないと仮定した場合M-1、M-2の計算降伏耐力は鋼材の降伏応力 $\sigma_y = 2400 \text{ kg/cm}^2$ とすればそれぞれ3.17 t、4.67 tとなり実験値に近い値を示している。II系列：表2.2および図2.14にII系列の試験結果を示す。表中の β はコンクリート補強による降伏耐力の増加率を示す。 $\beta = P_{\beta} / P_{\alpha}$ 。

以上、鋼管中詰コンクリートの補強硬化は70～80%の耐力の増加として現われ、さらに鋼管肉厚の増加による耐力の増加は肉厚のほぼ二乗に比例することが確認された。なお鋼管は集中荷重によって局部変形、断面変形を生じやすくコンクリート等により荷重を分散させることは鋼管の耐力を増加させる上できわめて効果が大いことが確認された。

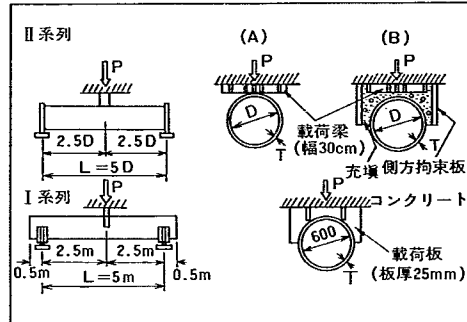


図2.12 試験体形状

表 2.1 I 系列の試験体および試験結果

I	D(mm)	T(mm)	D/T	P_{rt} (t)	α	鋼管内補強方法
M-1	600	6.0	100	31.5	1.00	補強なし
M-2	"	9.0	67	51.0	1.62	補強なし
M-3	"	6.0	100	56.5	1.79	普通コンクリート中詰
M-4	"	9.0	67	85.5	2.71	鉄筋コンクリート中詰
M-5	"	6.0	100	62.0	1.97	膨張コンクリート中詰
M-6	"	"	"	77.5	2.46	スタッド付内管・膨張モルタル中詰

表 2.2 II 系列の試験体および試験結果

II-A	D(mm)	T(mm)	D/T	P_{rA} (t)	β	II-B	P_{rB} (t)
MA-1	609.6	6.4	95.3	3.0	20.7	MB-1	62
MA-2	"	9.0	67.7	12.4	8.1	MB-2	100
MA-3	"	16.0	38.1	54.0	4.2	MB-3	228
MA-4	812.8	"	50.8	50.7	4.0	MB-4	200
MA-5	914.4	"	57.2	37.2	6.8	MB-5	254
MA-6	1500	"	93.8	26.5			

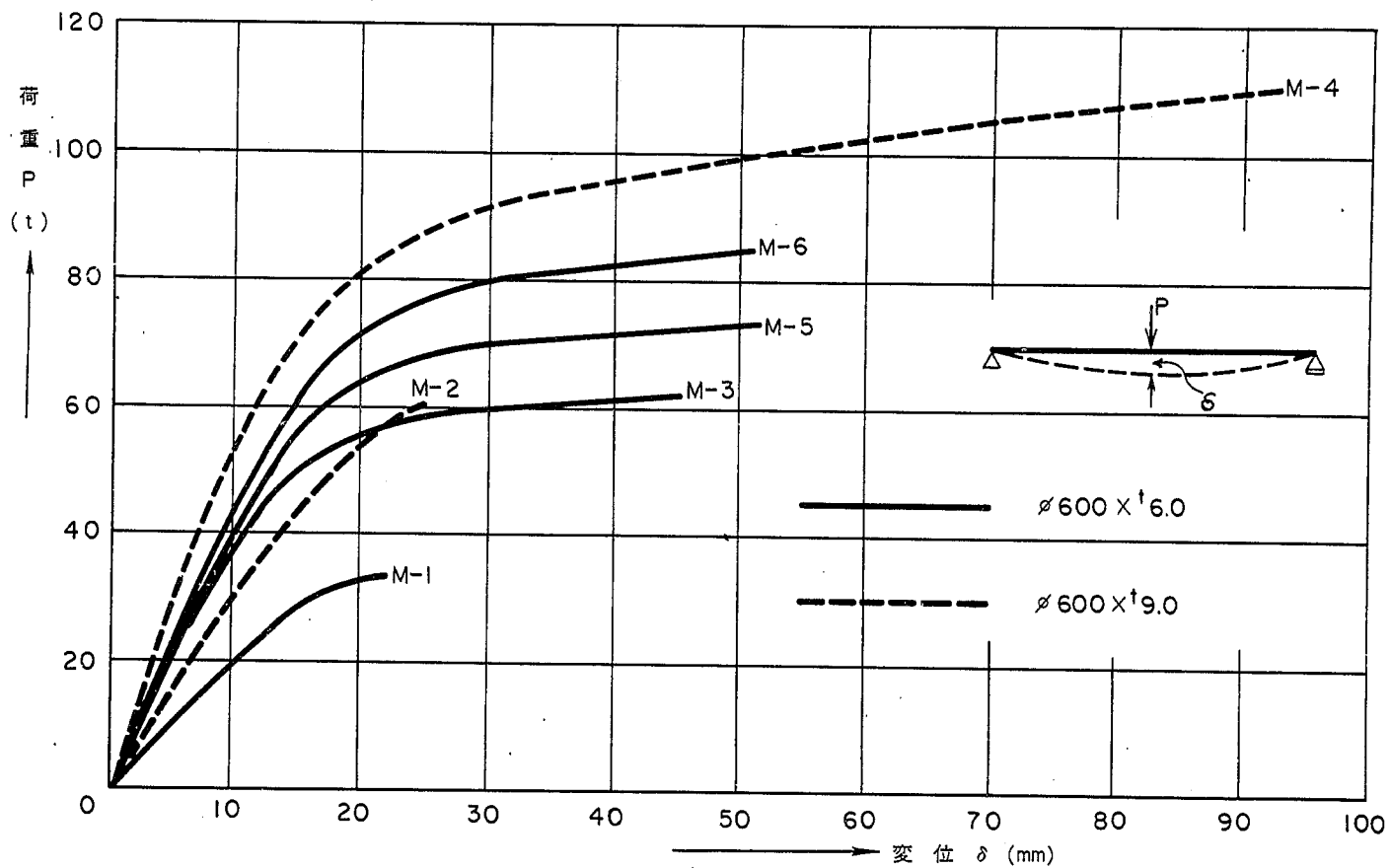


図2.13 I系列の荷重-変位

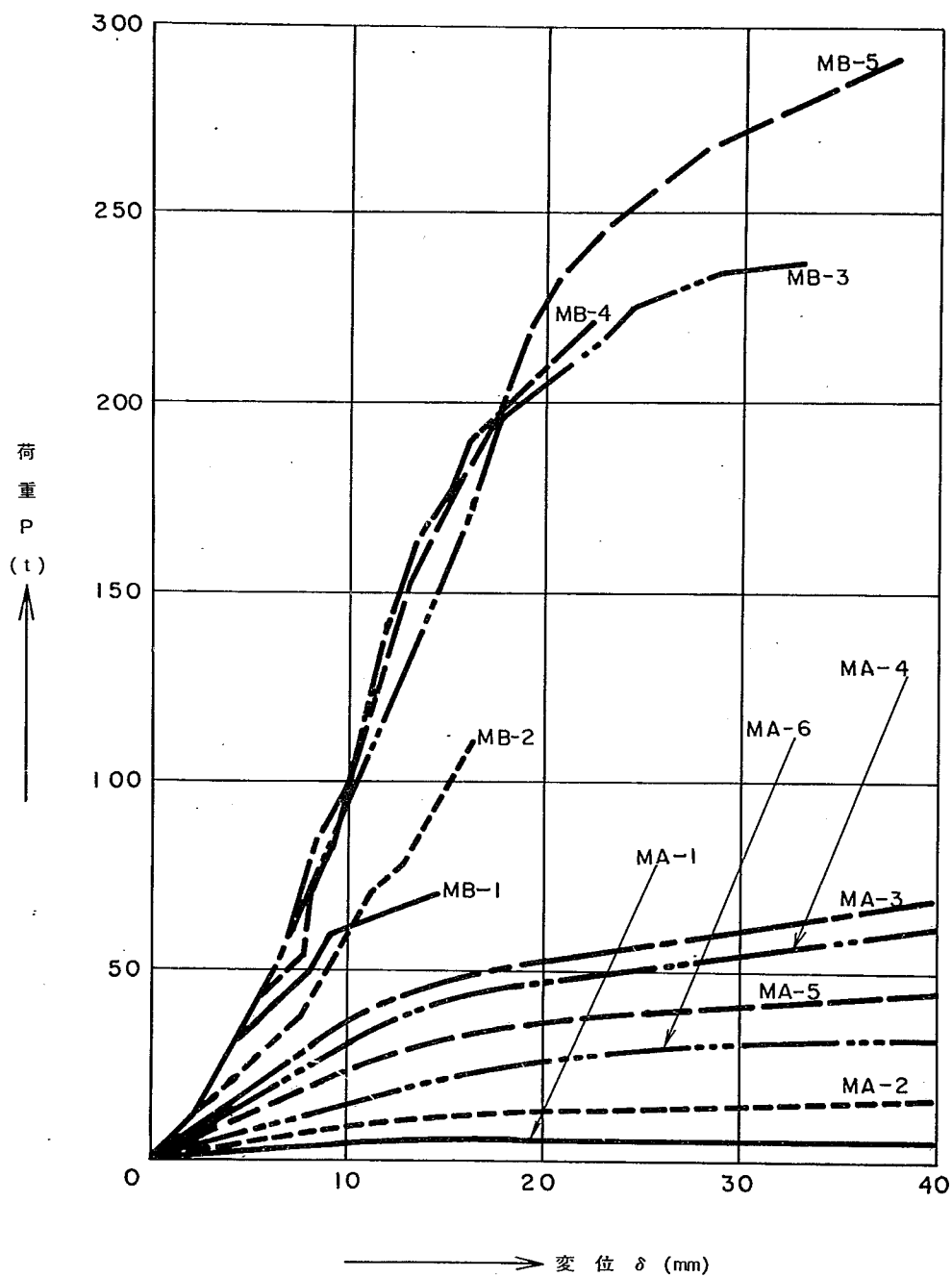


図 2.14 II 系列の荷重-変位

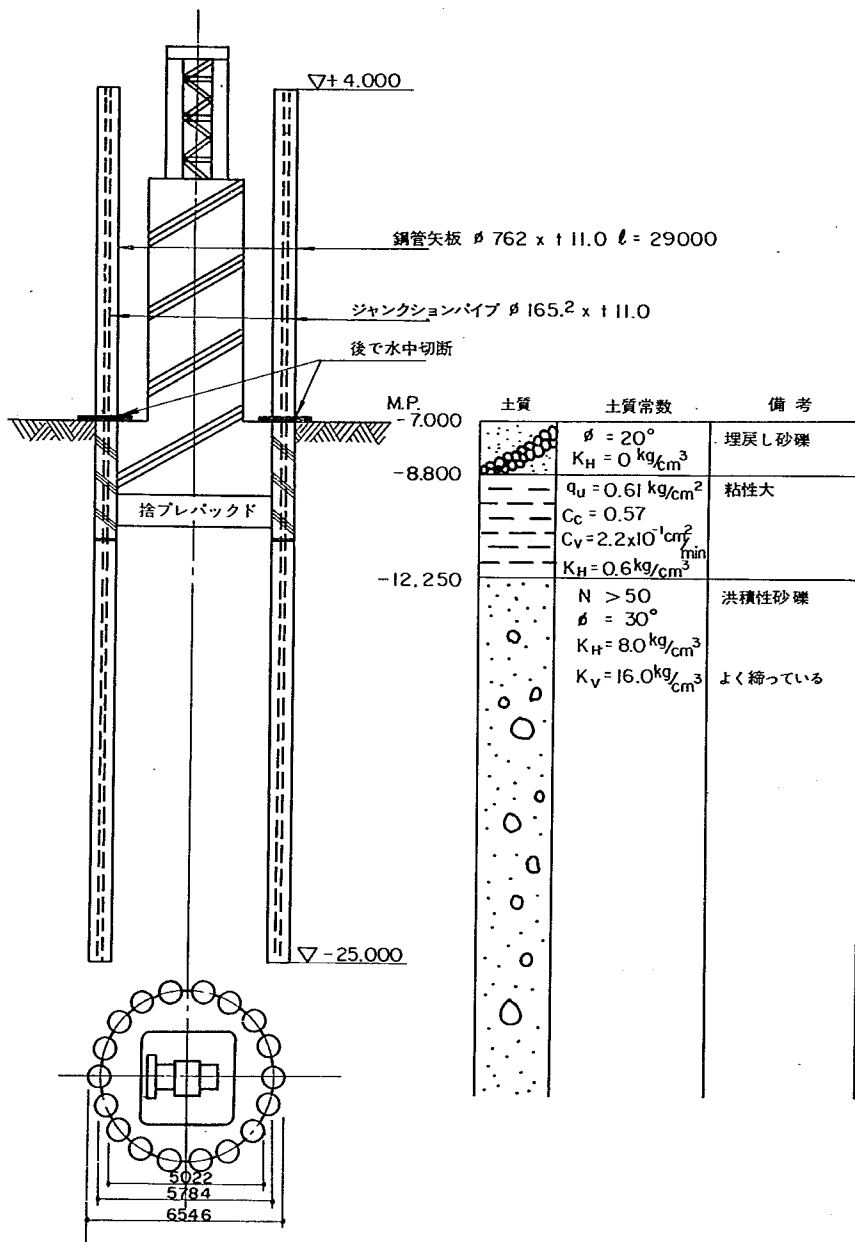


図 2.15 現場の土質と実大試験体

2-3-2 現場実験データ

(1) 支保工応力の実測例⁴⁾

実物構造物の仮設時の挙動を把握するために施工に伴う支保工応力を実測した。支保工平均応力度の測定値と理論値を図 2.16 および図 2.17 に示す。この理論値は、矢板を支保工の位置でピン支持されている連続梁と仮定して連続法で求めたもので、底盤コンクリートと矢板の接合部をピンと仮定した場合と固定と仮定した場合について示す。

実測結果から次のことが言える。

- a) 支保工応力の測定値は捨底盤コンクリート部を固定と仮定した理論値とよく近似する。
- b) 同一支保工には、ばらつきの少ないほぼ同様な軸力が発生し、その軸力分布は図 2.17 に示すように、最上段支保工から最下部底盤コンクリート面へとほぼ「S」字型になる。
- c) 最上段支保工には引張応力が発生する。支保工の最大応力は支保工設置中に発生する。
- d) 底盤コンクリートは、かなりな割合で外力に抵抗しており、施工中の水密性確保の役割も果たしており、施工上かなり重要な部分である。

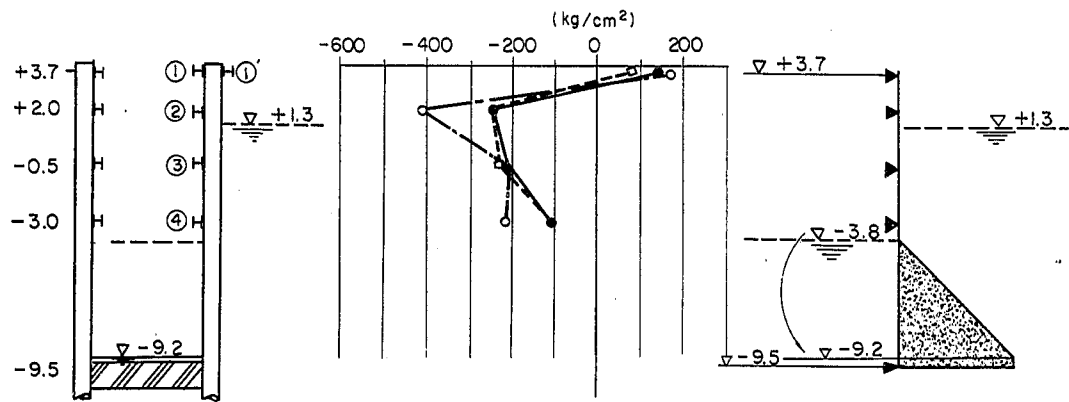
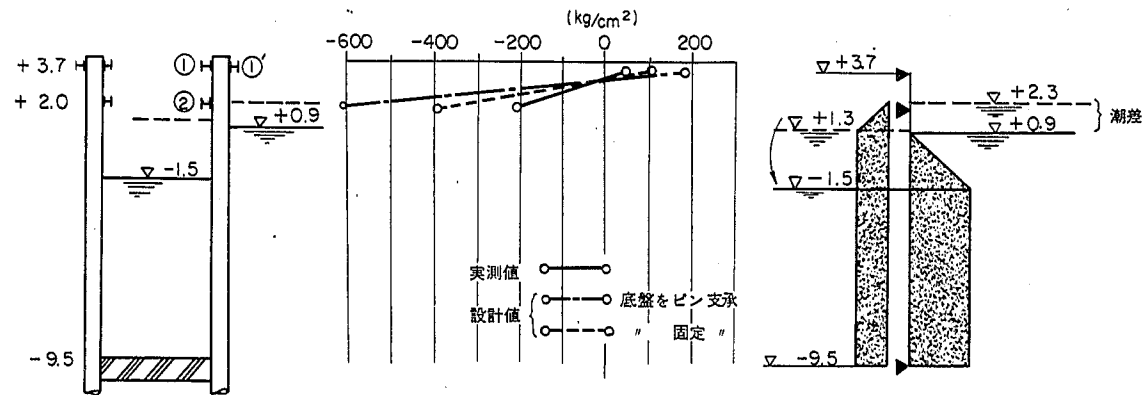


図 2.16 支保工応力の実測値と計算値

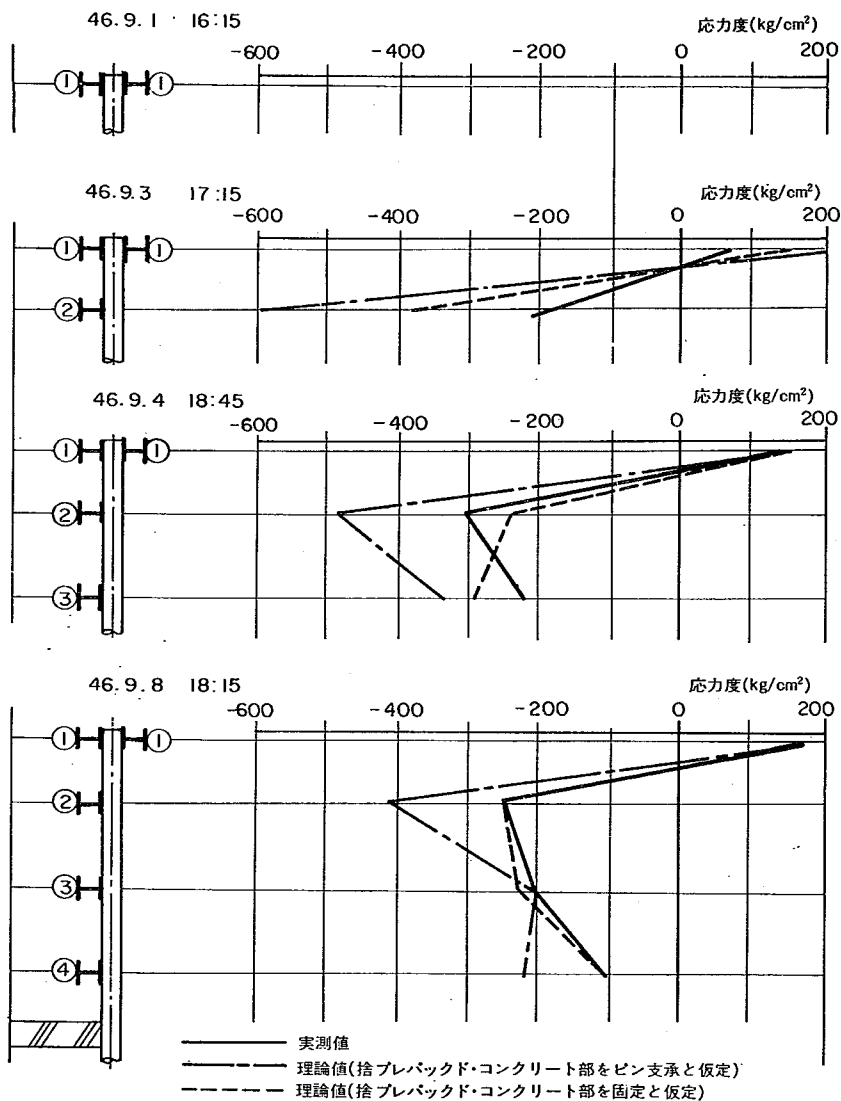


図 2.17(a) 支保工平均応力度の測定値と理論値(その 1)

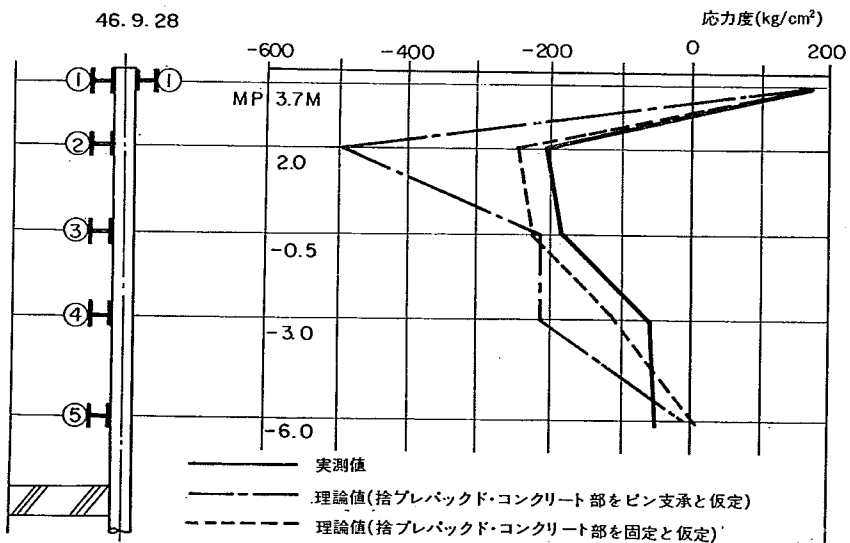
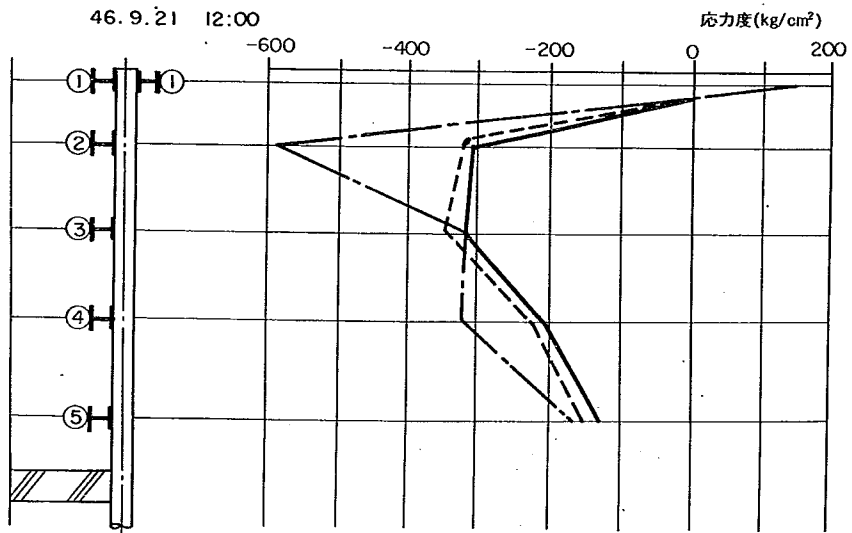


図 2.17(b) 支保工平均応力度の測定値と理論値(その 2)

(2) 仮締切部鋼管矢板応力の実測例⁹⁾

図 2.19 は、実測応力値と計算値を対比したものである。計算は 1 段、2 段支保工を支点とし捨コンクリート(I)、およびその下方が弾性支承された連続梁に水圧を作用させたものである。支保工は負の支点反力に抵抗できないものとした。また、捨コンクリート(厚さ 300%)のバネ常数は $KH = 5,000 \text{ t/m}$ 、地盤のバネ常数は地盤反力係数 1 kg/cm^3 から推定した。その結果、比較的良い対応を示し、捨コンクリートおよび地盤が有効に作用していることが認められた。架台溶接後の L-1、L-2 測定値は架台溶接時に熱応力が加わり零点が稼動した。このため、架台溶接後に大きな鋼管矢板曲げ応力を生じる結果となった。

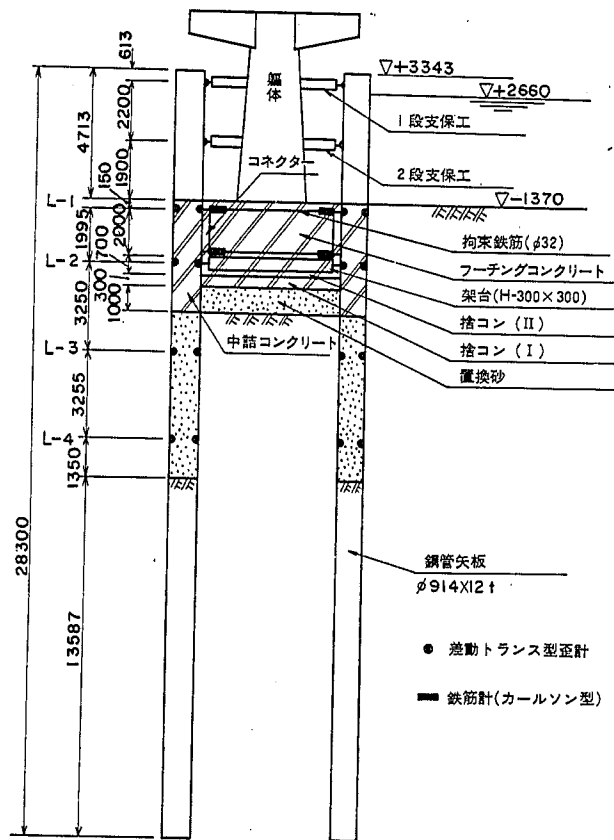


図 2.18 実測した構造体

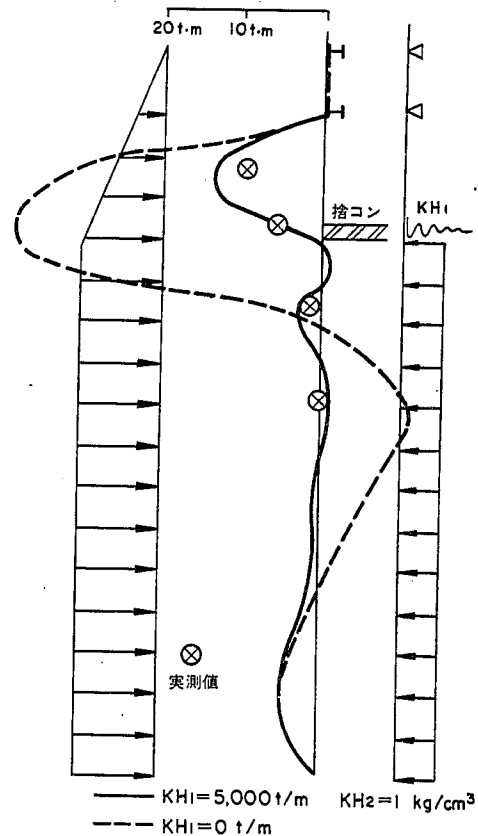


図 2.19 曲げ応力分布

(3) 仮締切部の実測例⁶⁾

(a) 支保工応力

図 2.2 1 に CP-303 の平面切梁 6 本のうち、水替時に最大の応力が発生すると考えられる中央 2 本の切梁軸力について実測値と設計値を比較して示す。この場合、両者は全般的によく一致している。第 3 段切梁には測点はないが、第 3 次水替時の第 1 段、第 2 段切梁の挙動から推察して、第 3 段切梁軸力は設計値と同様な傾向で荷重を負担したものと考えられる。また、CP-304 L の水替時における各段支保工の中立応力についても図 2.2 1 と同様な結果を得た。

(b) 鋼管矢板応力

図 2.2 2 は CP-303 の鋼管④における深さ方向の曲げ応力分布を示す。最大値はドライアップ直後の測点 b に生じ、その値は約 $1,700 \text{ kg/cm}^2$ である。CP-304 L についても同様な曲げ応力分布を得たが、最大値は約 650 kg/cm^2 であった。

次に、CP-303 の計測鋼管 4 本について測点 b に関する曲げ応力の経時変化を図 2.2 3 に示す。この場合、直線部の鋼管②④と円形部の鋼管①③とでは、その値、挙動に大きな相違がみられる。また、直線部の鋼管 2 本はほぼ同様な挙動で推移しているが、鋼管②は鋼管④の約 5 割の値となっている。これは鋼管④は中空であるが、鋼管②には中詰コンクリートが打たれていることに起因するものと考えられる。

(c) 鋼管矢板の変形

CP-303 における鋼管①および鋼管④の傾斜角の経時変化を図 2.2 4 に示す。各水替作業における傾斜角の変動を明確に示している。第 3 次水替で傾斜角の値が減少しているが、これは鋼管矢板への荷重作用点が下ったため鋼管のふくらみの中心点も下った影響と考えられる。

なお、第 1 次水替以前の傾斜角の変動は外水位の変化によるものである。また、鋼管④の第 1 次水替による傾斜角を計算すると $\theta = 0.072$ 度になるが、実測された傾斜角は $\theta = 0.046$ 度である。

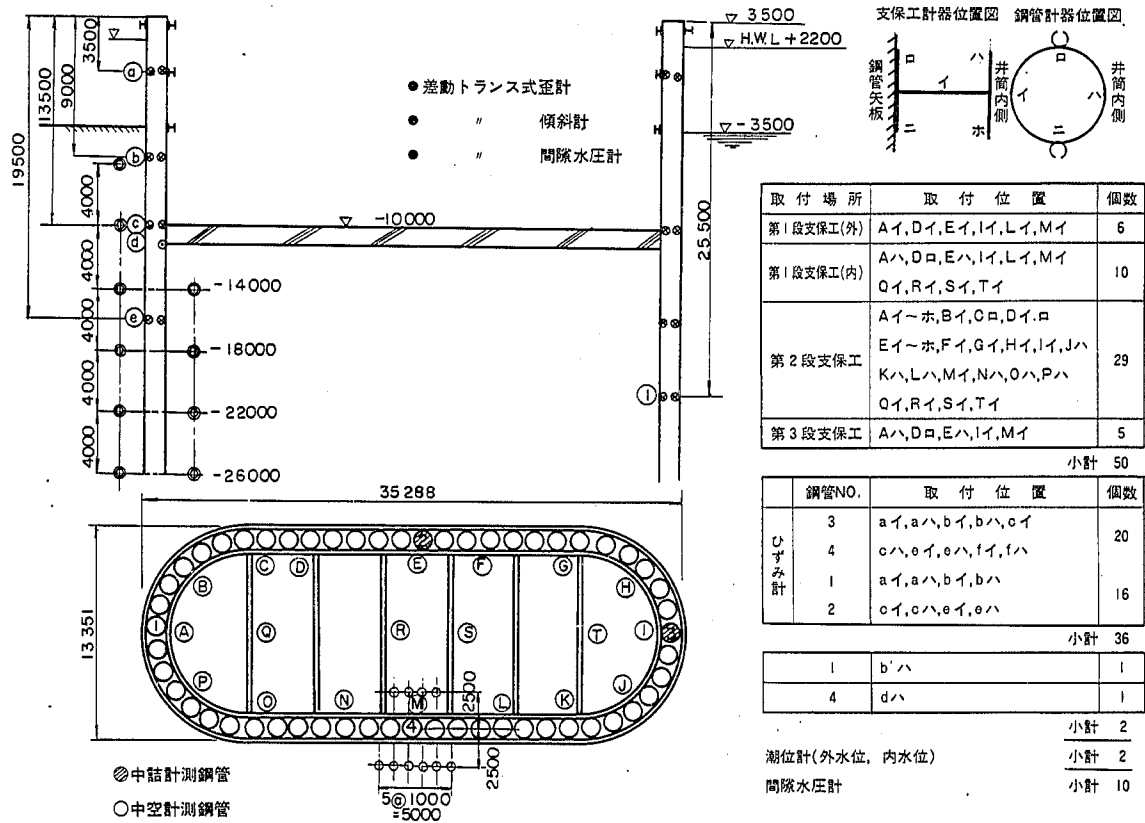


図 2.20 試験体形状および計器取付位置図(CP-303)

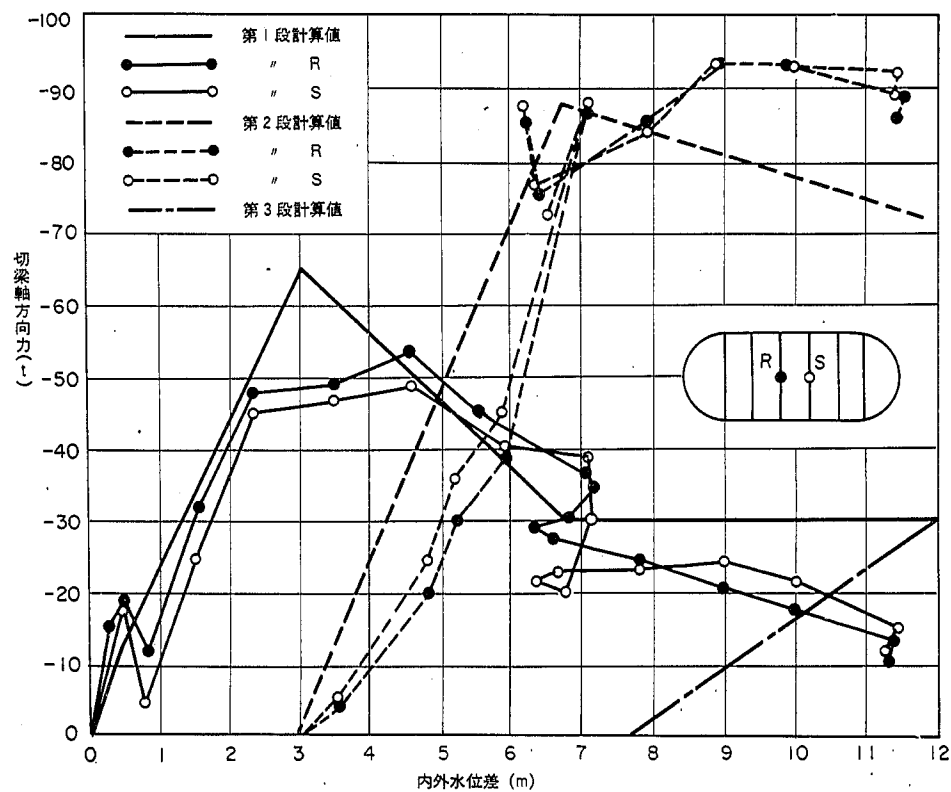


図 2.21 支保工軸方向力(CP-303)の実測値と計算値の比較

曲げ応力 (kg/cm²)

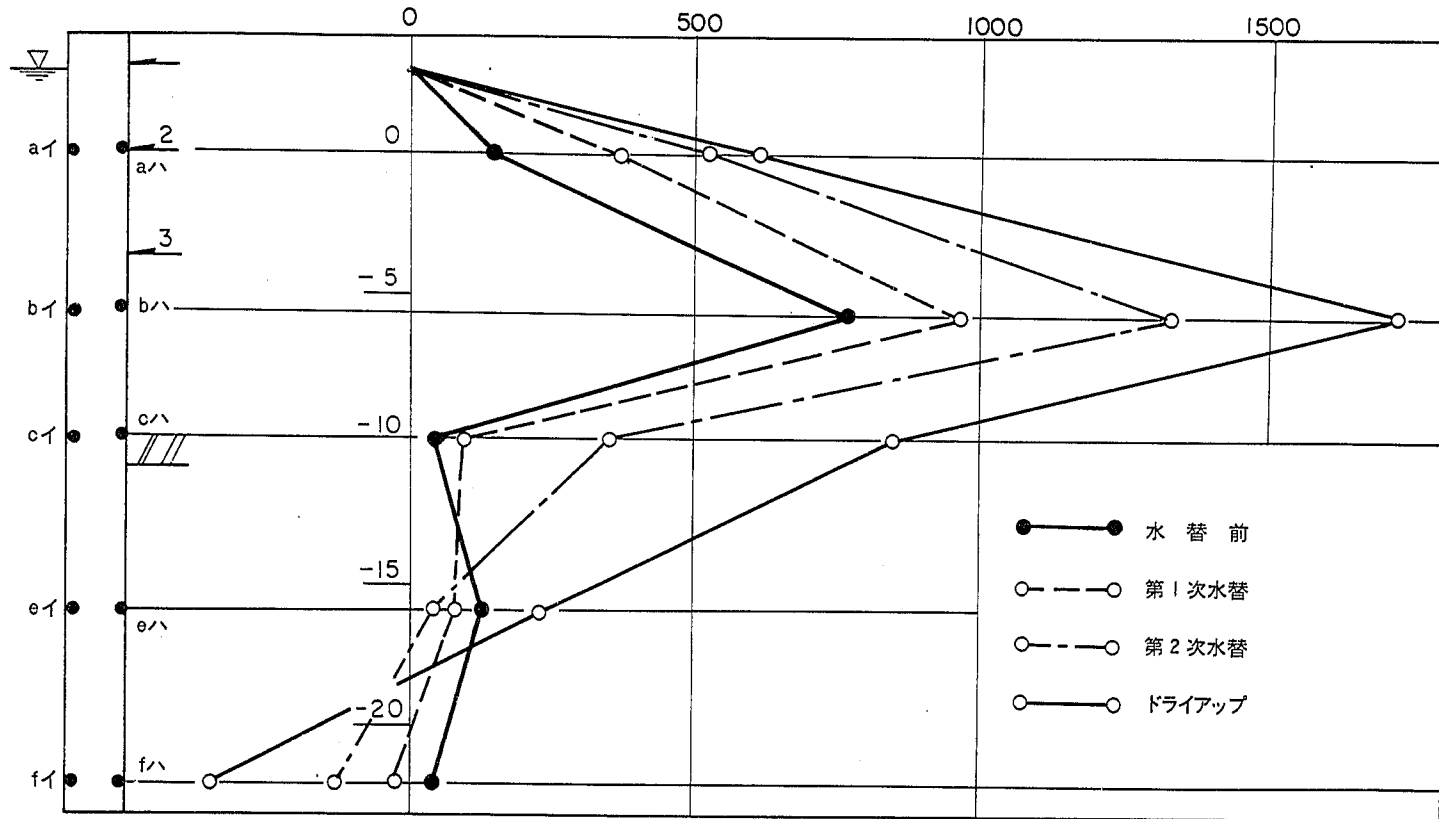


図 2.22 鋼管矢板(CP-303鋼管④)の曲げ応力分布図

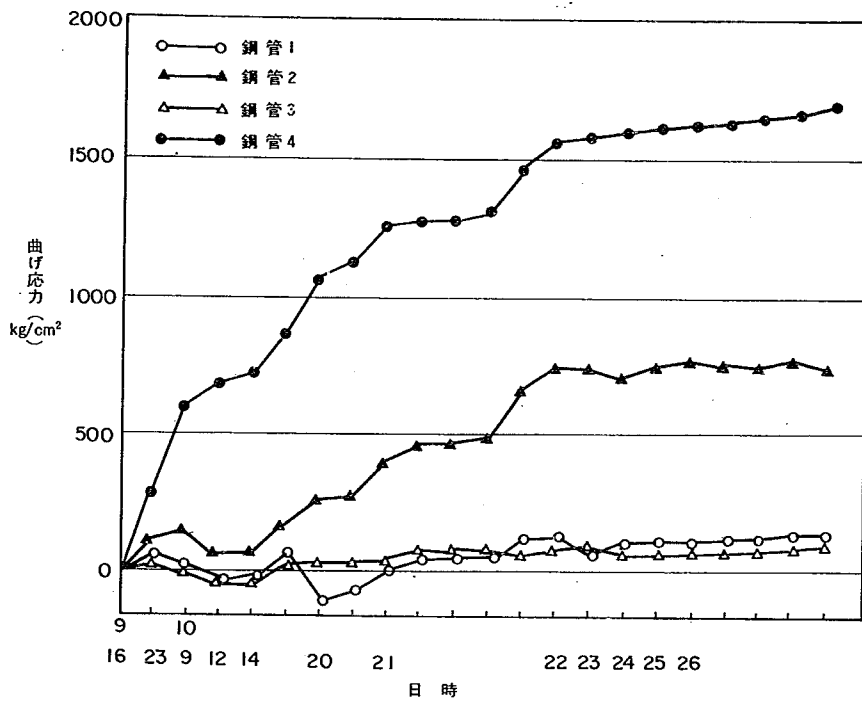


図 2.23 各鋼管測点bにおける曲げ応力の推移

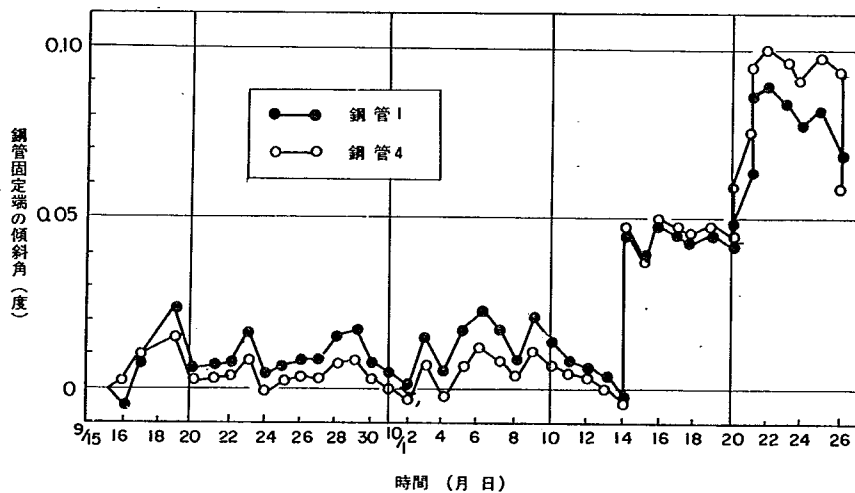


図 2.24 鋼管固定端(CP-303)の傾斜角の推移

(d) 残留応力

図2.25はCP-304Lの鋼管①の曲げ応力分布である。これは井筒内部に水を注入し内外水位差を無くした状態での応力分布である。図より明らかなように頂版コンクリート以下の鋼管矢板の応力は井筒内への注入時には全く変動がなかったことがうかがえる。これは頂版コンクリート鋼管矢板の結合は完全剛の状態であり、頂版コンクリートより上部でのいかなる変形も決して下部に伝わらないことを示している。したがって、井筒内部に注水した直後では、ほぼ頂版コンクリート打設時の応力が残留しているといえる。

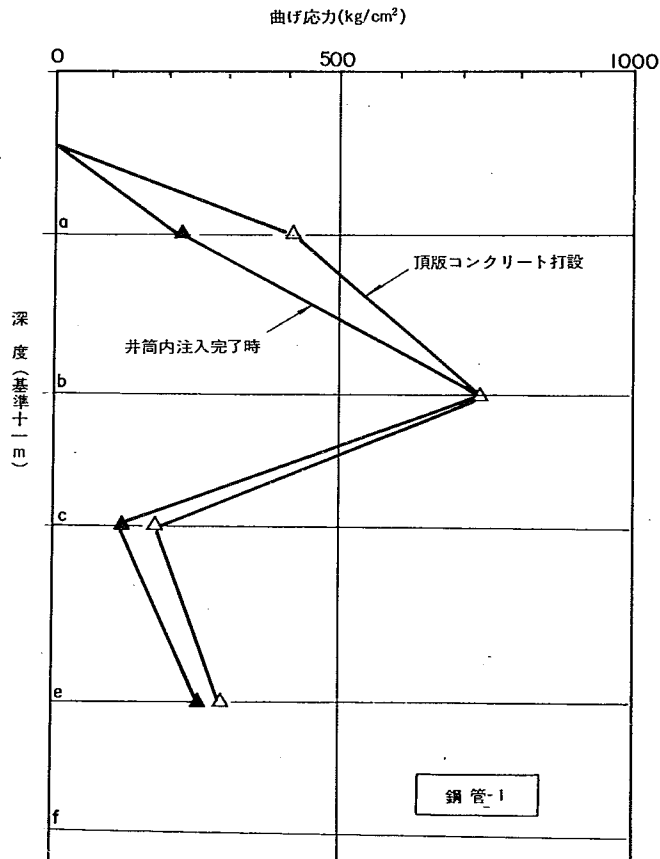


図2.25 鋼管①(CP-304L)の曲げ応力分布

〔 参 考 文 献 〕

- 1) 仮締切を兼用した鋼管矢板井筒工法の研究
- 2) 仮締切兼用鋼管矢板井筒橋脚について
- 3) 橋梁基礎の新工法
- 4) 仮締切兼用鋼管矢板井筒の施工(支保工、止水、切断)実験
- 5) 実大鋼管矢板井筒、水平加力試験結果
- 6) 仮締切兼用鋼管矢板井筒工法
- 7) 仮締切兼用鋼管矢板井筒の施工法について
—— 水島製鉄所における実大試験工事より ——
- 8) 仮締切兼用鋼管矢板井筒工法による水島大橋基礎工事の施工
- 9) 破瀬の浦大橋基礎工(仮締切兼用鋼管矢板井筒)の現場測定
- 10) 仮締切兼用鋼管矢板井筒橋脚について(第2報)
- 11) 仮締切兼用鋼管矢板井筒工法による橋梁基礎の設計例
—— 岡山県水島大橋下部工 ——
- 12) 仮締切兼用鋼管矢板井筒に関する一実験
- 13) 鋼管矢板井筒工法の橋梁基礎への実施例に関する考察
- 14) 実大鋼管矢板井筒(水島大橋下部工)の水平加力試験結果
- 15) 鋼管矢板井筒工法による橋梁基礎の補強例
—— 岡山県豪溪秦橋下部工 ——
- 16) 仮締切を兼用した鋼管矢板井筒基礎の施工時の挙動について
- 17) 末広大橋の矢板式基礎
- 18) 矢板式基礎の設計法と問題点