

土 木 研 究 所 資 料

コンクリート充填鋼管の耐荷力 (その3)

平成9年3月

建設省土木研究所
構造橋梁部橋梁研究室

Copyright © (1997) by P.W.R.I.

All rights reserved. No part of this book may be reproduced by any means, nor transmitted, nor translated into a machine language without the written permission of the Director General of P.W.R.I.

この報告書は、土木研究所長の承認を得て刊行したものである。したがって、本報告書の全部又は一部の転載、複製は、土木研究所長の文書による承認を得ずしてこれを行ってはならない。

コンクリート充填鋼管の耐荷力 (その3)

橋梁研究室 室 長 西 川 和 廣

主任研究員 村 越 潤

研 究 員 山 本 悟 司*

交流研究員 岩 城 達 思**

// 岡 田 淳***

要 旨

建設省土木研究所では、コンクリート充填鋼管の耐荷力および変形性能を把握するために、昭和56年度から実験を行い、「コンクリート充填鋼管の耐荷力(その1)、(その2)」(土木研究所資料第1728号、第2724号)にとりまとめた。

本報告書は、平成2～5年度に実施した、鋼管基部に部分的にコンクリートを充填した場合の鋼管の静的載荷実験についての結果をとりまとめたものである。

キーワード：コンクリート充填鋼管，鋼製橋脚，合成構造，耐震設計，耐荷力，じん性，
静的載荷実験

* (現：建設省近畿地方建設局浪速国道工事事務所)

** (交流研究員在職期間 平成5年4月から平成7年6月まで)

*** (交流研究員在職期間 平成7年10月から平成9年3月まで)

まえがき

わが国で建設される都市内高架橋やモノレール等においては、橋脚の断面寸法について空間的な制約を受けることが多く、コンクリート橋脚と比較して断面寸法を小さくできる鋼製橋脚が採用される場合も多い。このような鋼製橋脚の耐震性能を向上させる方法としては、従来より鋼製橋脚にコンクリートを充填する方法が検討されている。

建設省土木研究所では、昭和56年度より鋼管柱全体にコンクリートを充填した供試体の静的載荷実験を行い、充填コンクリートが耐荷力および変形性能に及ぼす影響について、「コンクリート充填鋼管の耐荷力（その1）、（その2）」（土木研究所資料第1728号、第2724号）にとりまとめている。

その後、平成2年度～5年度には鋼管柱の基部にコンクリートを部分的に充填した供試体10体の静的載荷実験を行い、部分充填が耐荷力および変形性能に与える影響や必要充填高さ等について検討を行っている。本報告書はその実験結果についてとりまとめたものである。なお、これらの一連の実験は平成7年1月17日に起きた兵庫県南部地震の前に実施したものであり、本報告書の内容についても主として地震以前に検討したものである。

目 次

まえがき

1. はじめに	1
1.1 目的と範囲	1
1.2 記号	2
2. 実験方法	3
2.1 供試体	3
2.2 載荷方法	11
2.3 計測方法	13
3. 実験結果	22
3.1 理論式	22
3.1.1 全塑性モーメント	22
3.1.2 応力計算	24
3.2 軸力載荷試験	28
3.2.1 荷重－変位の関係	28
3.2.2 応力、ひずみ	32
3.3 曲げ載荷試験	38
3.3.1 荷重－変位の関係	38
3.3.2 応力、ひずみ	41
3.4 二軸載荷試験	44
3.4.1 荷重－変位の関係	44
3.4.2 応力、ひずみ	54
4. まとめ	60
付 録	63

1. はじめに

1.1 目的と範囲

わが国で建設される都市内高架橋やモノレール等においては、通常、街路などすでに使用されている土地に計画されるため、橋脚の断面寸法について空間的な制約を受ける場合が多い。そのため、断面寸法をコンクリート橋脚と比較して小さくできる鋼製橋脚が採用される場合も多い。

このような鋼製橋脚の耐震性能を向上させる方法として、従来より、鋼製橋脚内部にコンクリートを充填する方法が検討されている。この方法は、コンクリートを充填することによって鋼とコンクリートの合成効果およびコンクリートによる鋼製橋脚の局部座屈抑制効果を期待するものである。コンクリートを充填した鋼製橋脚に関しては、土木研究所において昭和56年度よりコンクリートを充填した鋼管柱について静的載荷実験を行い、充填柱としての耐力および変形性能について、

- ・土木研究所資料 第1728号 コンクリート充填鋼管の耐力(その1) 昭和56年8月²⁾
- ・土木研究所資料 第2724号 コンクリート充填鋼管の耐力(その2) 平成元年2月³⁾

にとりまとめている。

これらは、鋼管柱全体にコンクリートを充填した場合の実験結果についてとりまとめたものであるが、今回、鋼管柱の基部に部分的にコンクリートを充填する場合について着目し、静的載荷実験を行ったものである。部分充填柱は、地震時に最も厳しい状態となる柱基部にのみコンクリートを充填することによって、全体に充填する場合よりも死荷重の増加とそれに伴う慣性力の増加を低減しながら、柱全体に充填した場合と同程度の耐力とじん性を得ることを期待するものである。

なお、実際の鋼製橋脚の基部には、車両等の衝突による鋼板の変形を防ぐために中埋めコンクリートが充填されている。このコンクリートは、設計上は柱として荷重を分担させていないものの、実際には耐力力の向上に寄与していると考えられる。今回の検討では、この中埋めコンクリートの影響についてもあわせて検討した。

1.2 記号

D	: 鋼管外径
t	: 鋼管板厚
R	: 鋼管外半径
r	: 鋼管内半径
L	: 橋脚高 (供試体基部より水平荷重載荷位置までの高さをさす)
h	: コンクリート充填高さ
A_s	: 鋼管断面積
A_c	: コンクリート断面積
E_s	: 鋼のヤング係数
E_c	: コンクリートのヤング係数
n	: 鋼とコンクリートのヤング係数比 $= (E_s / E_c)$
P_v	: 鉛直載荷荷重
P_H	: 水平載荷荷重
σ_y	: 鋼管の降伏応力
σ_{ck}	: コンクリートの設計基準強度
δ	: 鋼管柱天端水平変位
ξ_s	: 鋼管のひずみ
ξ_c	: コンクリートのひずみ
σ	: 鋼管縁応力
σ_{st}	: 鋼管引張縁応力
σ_{sc}	: 鋼管圧縮縁応力
M_p	: 全塑性モーメント
M_{max}	: 合成柱部が耐え得る最大曲げモーメント (以下、最大曲げモーメントという)
M_{smx}	: 鋼管部が耐え得る最大曲げモーメント (以下、鋼管部最大曲げモーメントという)
M_{cr}	: 鋼管のみの時に圧縮縁が局部座屈応力 (Donnellの式 ²⁾ より算出) に達する曲げモーメント
P_{Hp}	: 全塑性モーメントに相当する水平荷重
P_{Hsy}	: RC断面として考えた場合に鋼管圧縮縁が降伏する水平荷重
d	: 断面の中心から中立軸までの距離
S	: 断面の中心から有効断面図心までの距離
M	: 曲げモーメント
N	: 軸力
H	: 水平力

2. 実験方法

2.1 供試体

供試体の基本的な寸法および形状を図-2.1に示す。供試体は表-2.1に示す10体とし、コンクリートの充填高さ、コンクリート充填部天端のダイヤフラムの有無と厚さ、スタッドの有無をパラメータとして製作した。コンクリート充填部天端のダイヤフラムの有無と厚さおよびスタッドの有無については、鋼とコンクリートの合成効果に及ぼす影響を確認するためにパラメータとしたものである。それぞれの供試体の特徴を表-2.2に示す。また、それぞれの供試体に使用した材料特性値を表-2.3に示す。図-2.2～図-2.4に詳細図を示す。なお、鋼管の σ_s およびコンクリートの σ_{ck} には材料試験の結果を用いている。

コンクリートの充填方法については、供試体Ⅲ, X (ダイヤフラムの無い供試体)を除いて、あらかじめダイヤフラムを設けて製作した鋼管柱のベースプレートにコンクリート充填孔を設けておき、供試体を上下反転させた状態でコンクリート充填を行った。供試体Ⅲ, Xについては天端鉛直載荷用プレートを溶接する前に設定した高さまでコンクリートを充填した。供試体製作の状況を写真-2.1～2.4に示す。

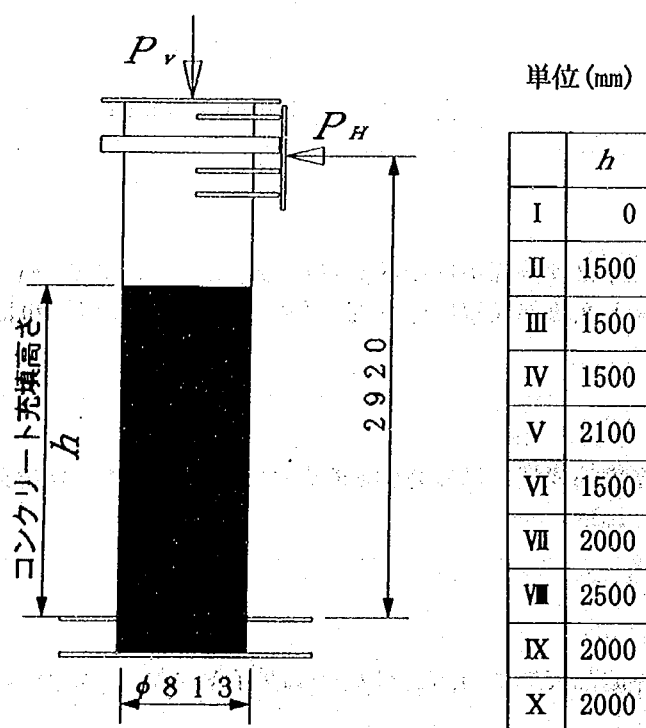


図-2.1 供試体概略図

表-2.1 供試体諸元

供試 体 名	径厚比 D/t 板厚 (mm)			コンクリート 充填高さ h (mm)	ダイヤフラム			スタ ッド	σ_y (kgf/cm ²)	σ_{ct} (kgf/cm ²)			実施 年度
	86	103	127		無	有 (mm)				208	299	367	
	(9.5)	(7.9)	(6.4)			9	16						
I	☆			0	☆				3800	—			H3
II	☆			1500	☆				3800		☆		H2
III	☆			1500		☆			3650			☆	H3
IV		☆		1500		☆			3550			☆	H4
V		☆		2100		☆			3550			☆	H4
VI			☆	1500		☆			4190			☆	H4
VII			☆	2000			☆		3390	☆			H5
VIII			☆	2500		☆			3390	☆			H5
IX			☆	2000			☆	☆	3390	☆			H5
X			☆	2000	☆				3390	☆			H5

表-2.2 各供試体の特徴

I	・曲げ載荷試験。 ・板厚9.5mm。 ・Iは鋼管のみ, II, IIIは基部から中間高さ(1.5m)までコンクリート充填。 ・IIはコンクリート充填部天端に厚さ9mmダイヤフラムを設置、IIIには設けない。
II	
III	
IV	・二軸載荷試験。板厚7.9mm。 ・コンクリート充填部天端には厚さ9mmダイヤフラムを設置、コンクリート充填高さ変化。(IV:1.5m, V:2.1m)。
V	
VI	・二軸載荷試験。 ・板厚6.4mm。 ・コンクリート充填部天端にVI, VIIIは厚さ9mmダイヤフラム, VII, IXは厚さ16mmダイヤフラム, Xはダイヤフラムなし。 ・VIIIは載荷軸力大。 ・コンクリート充填高さ変化(VI:1.5m, VII, IX, X:2.0m, VIII:2.5m)。 ・IXにはスタッドを設置。
VII	
VIII	
IX	
X	

表-2.3 使用材料の特性値

材料, 特性値		供試体名	I, II	III	IV, V	VI	VII, VIII, IX, X
コンクリート	圧縮強度(kgf/cm ²)		299	367			208
	弾性係数(kgf/cm ²)		234000	298000			247000
	ポアソン比		0.201	0.175			0.209
鋼	上降伏点(kgf/cm ²)		3800	3650	3550	4190	3390
	下降伏点(kgf/cm ²)		3400	3590	3400	4030	3310
	引張強さ(kgf/cm ²)		4900	4920	4870	4980	4770

注) コンクリートの弾性係数は割線弾性係数をさす。

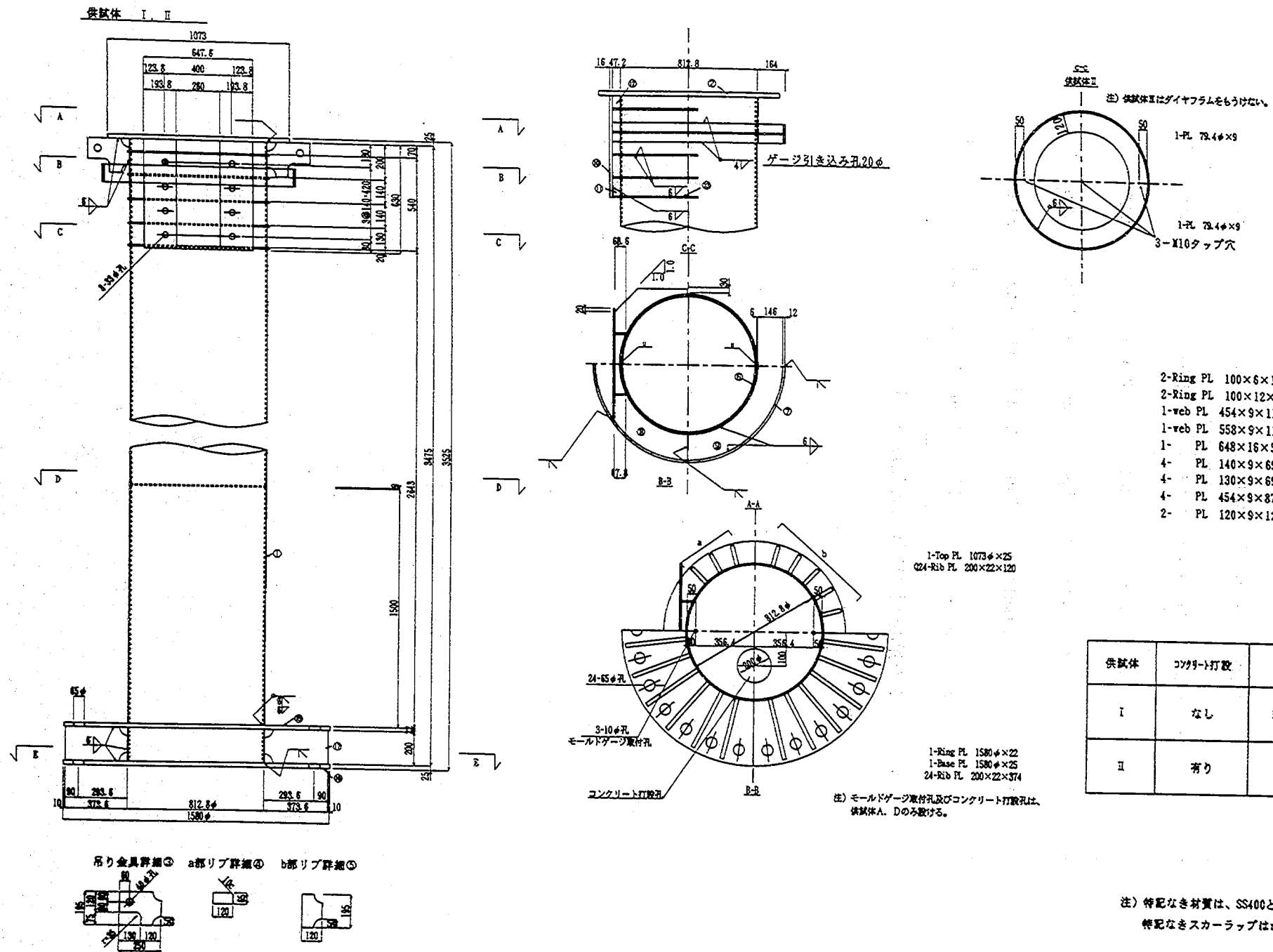
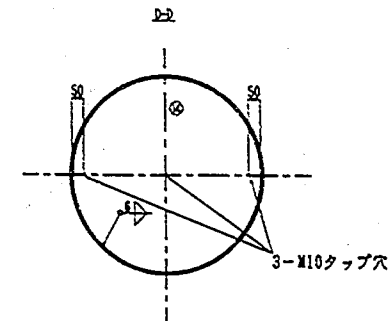
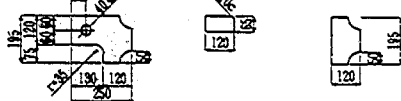
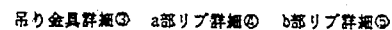


図-2.2 供試体詳細図 (I, II)

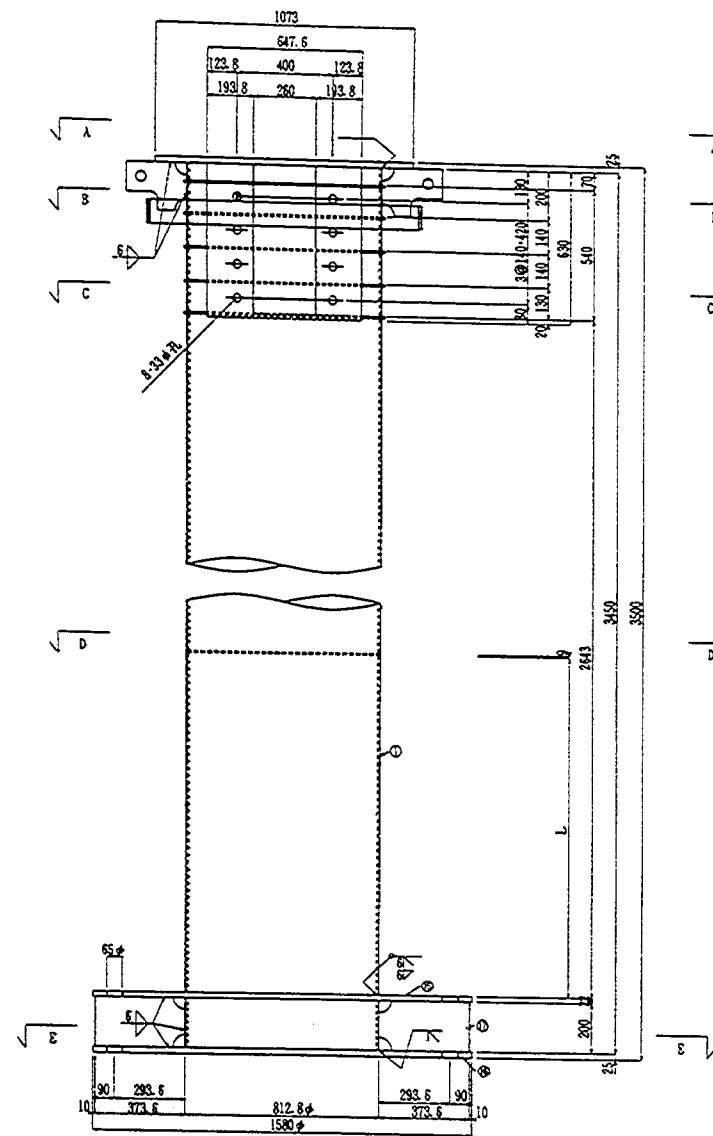


- | | t | L | D |
|-----|-----|------|-----|
| III | 9.5 | 1500 | 794 |
| IV | 7.9 | 1500 | 797 |
| V | 7.9 | 2100 | 797 |
| VI | 6.4 | 1500 | 799 |

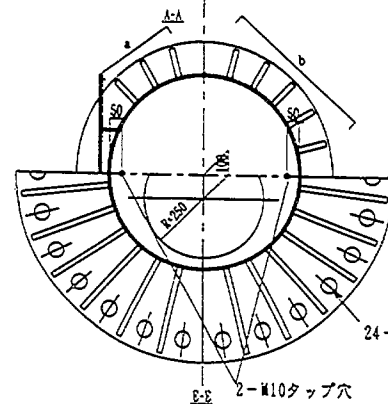
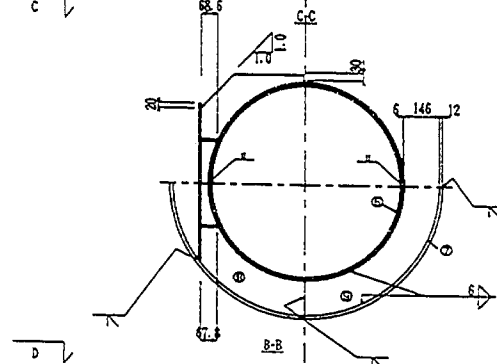
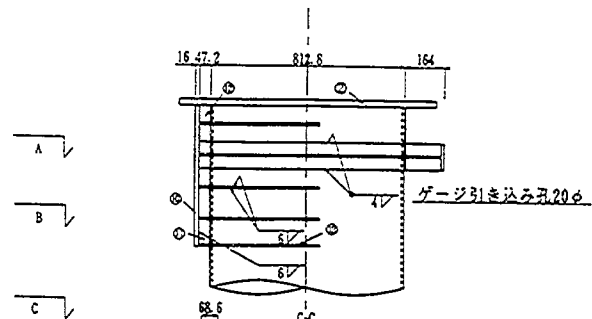
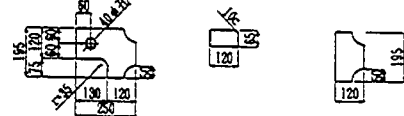
特記なきスカーラップは $r=35$ とする。

図-2.3 供試体詳細図 (Ⅲ, Ⅳ, Ⅴ, Ⅵ)

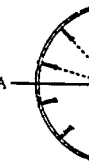
供試体 VI, VII, IX, X

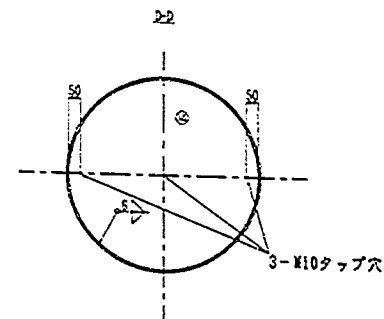


吊り金具詳細③ a部リブ詳細④ b部リブ詳細⑤



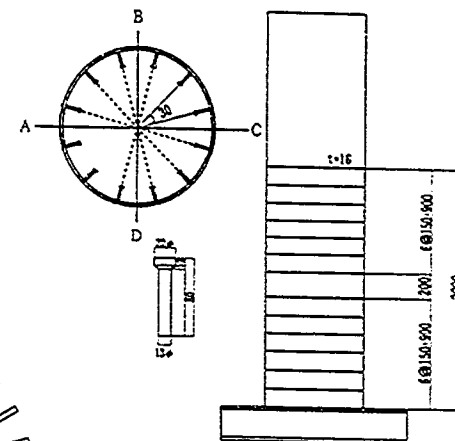
BasePl 供試体XのみR=150孔無し

- ① 1-Pipe 812.8φ × 6.4 × 3450 (STK400)
 ② 1-Top PL 1073φ × 25
 ③ 2-PL 170 × 22 × 250
 ④ 6-PL 65 × 22 × 120
 ⑤ 11-PL 170 × 22 × 120
 ⑥ 2-Ring PL 100 × 6 × 1285
 ⑦ 2-Ring PL 100 × 12 × 1432
 ⑧ 1-Web PL 454 × 9 × 1117
 ⑨ 1-Web PL 558 × 9 × 1117
 ⑩ 1-PL 648 × 16 × 605
 ⑪ 8-PL 140 × 9 × 69
 ⑫ 2-PL 41 × 9 × 69
 ⑬ 8-PL 454 × 9 × 873
 ⑭ 1-PL 799φ × t
 ⑮ 1-Ring PL 1580φ × 22
 ⑯ 1-Base PL 1580φ × 25
 ⑰ 24-Rib PL 220 × 22 × 374
 ⑱ 1-PL 170 × 9 × 873
- 



	コア 径深さ (m)	パイプ 径さ (mm)	スラッド
V3	2.0	16	無し
V8	2.5	9	無し
X	2.0	16	有り
X	2.0	無し	無し

供試体Xスタッド位置図



注) 特記なき材質は、SS400とする。
特記なきスカーラップはr=35とする。

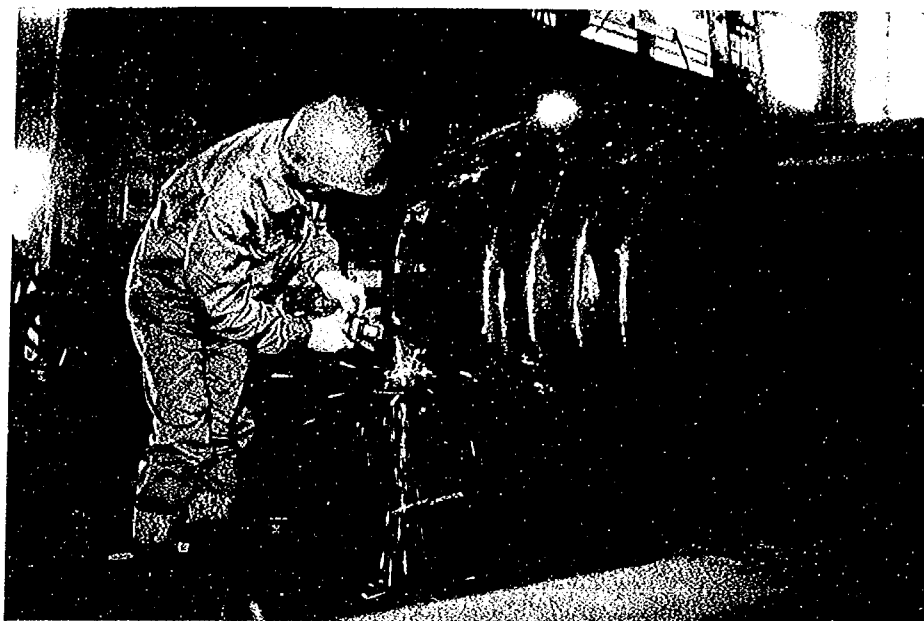
図-2. 4 供試体詳細図 (VII, VIII, IX, X)



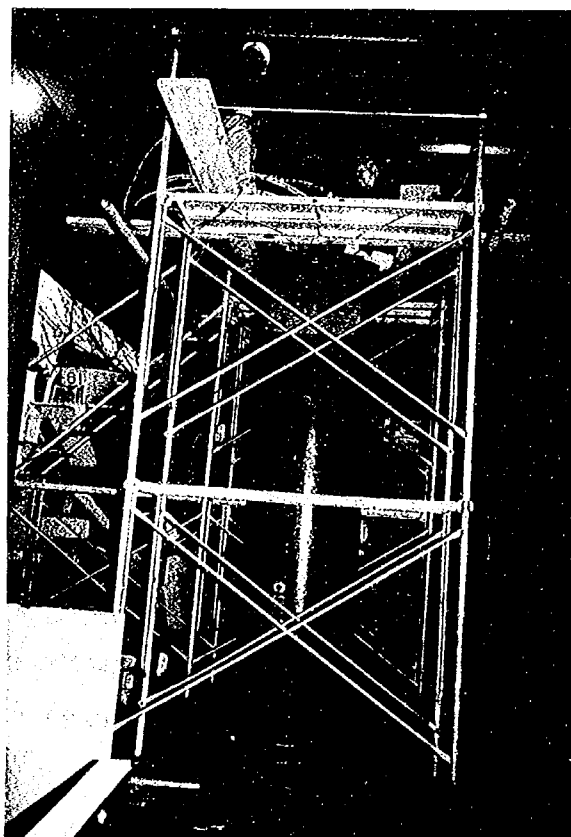
写真－２．１ 供試体製作状況（その１）



写真－２．２ 供試体製作状況（その２）



写真－２．３ 供試体製作状況（その３）



写真－２．４．コンクリート充填状況

2.2 載荷方法

表－2. 4に各々の供試体に載荷した軸力を示す。軸力載荷試験と二軸載荷試験の双方を行う供試体（IV, V, VI, VII, IX）については、先に軸力載荷試験を行った後に二軸載荷試験を行った。供試体 I, II, III については軸力が0であり、曲げ載荷試験を意味する。以下にそれぞれの載荷試験方法について述べる。

表－2. 4 軸力

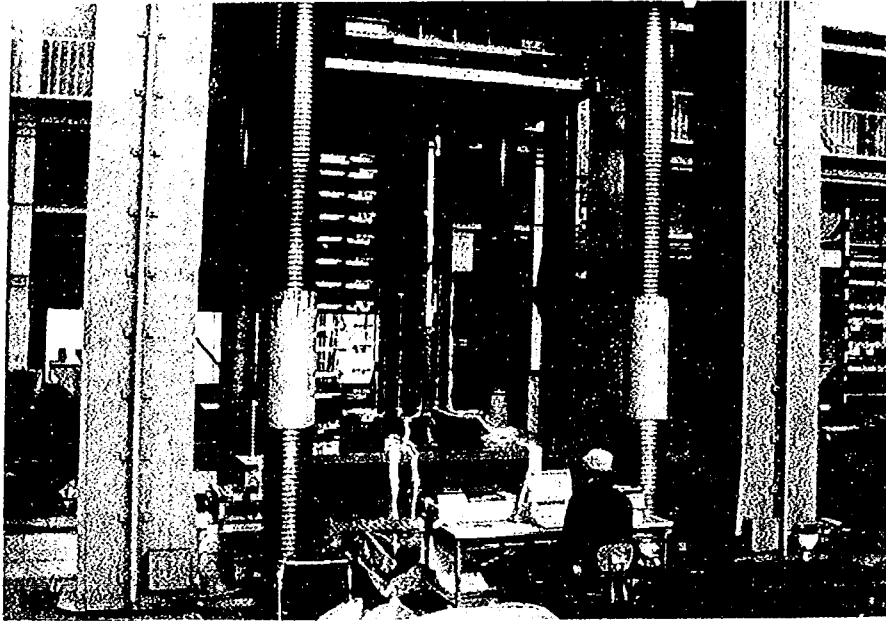
	軸力載荷試験		二軸載荷試験			
	400tfまで 載荷	鋼管のみの 降伏荷重 $\sigma_y A_s$ (tf)	軸力 (tf)			
			0	150	200	350
I			☆			
II			☆			
III			☆			
IV	☆	709			☆	
V	☆	709			☆	
VI	☆	680		☆		
VII	☆	550		☆		
VIII						☆
IX	☆	550		☆		
X				☆		

(1) 軸力載荷試験

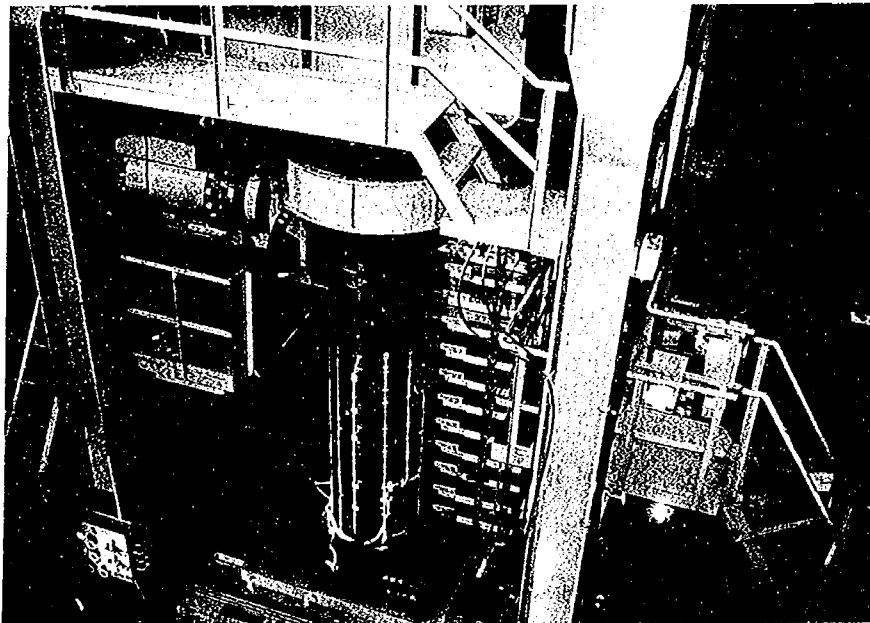
軸力載荷試験は、供試体IV, V, VIについては3000tonf大型構造部材万能試験機（写真－2. 5）で、供試体VII, IXについては大型構造物二軸載荷試験装置（写真－2. 6）で行った。載荷方法は、供試体IV, V, VI については20tfピッチ、供試体VII, IXについては50tfピッチで計測しながら、弾性範囲の荷重（400tf）まで載荷した。その後、除荷しながら200tfと0tfで計測した。

(2) 二軸載荷試験

大型構造物二軸載荷試験装置で行った。まず、軸力を50tfピッチで計測しながら、表－2. 4に示す荷重まで載荷した。次に軸力を保持した状態で水平力を5tfピッチで計測しながらコンクリートひび割れ荷重まで載荷し、いったん除荷して再度ひびわれ荷重まで載荷した。ここでひび割れ荷重とは、コンクリートの引張縁応力が30kgf/cm²に達したときの荷重（計算値）である。除荷及び再度ひび割れ荷重まで載荷する際の計測は、荷重0tfとひび割れ荷重とその中間値とした。そのあと5tfピッチで計測しながら縁応力降伏荷重まで載荷し、いったん除荷して再度縁応力降伏荷重まで載荷した。除荷及び再度縁応力降伏荷重まで載荷する際の計測は、荷重0tfと縁応力降伏荷重とその中間値とした。そしてさらに水平力を5tfピッチで計測しながら載荷していき、供試体が塑性域に入り、変位の進行が大きくなった場合には、5tfピッチ、もし



写真－2.5 3000tonf大型構造部材万能試験機による軸力載荷試験

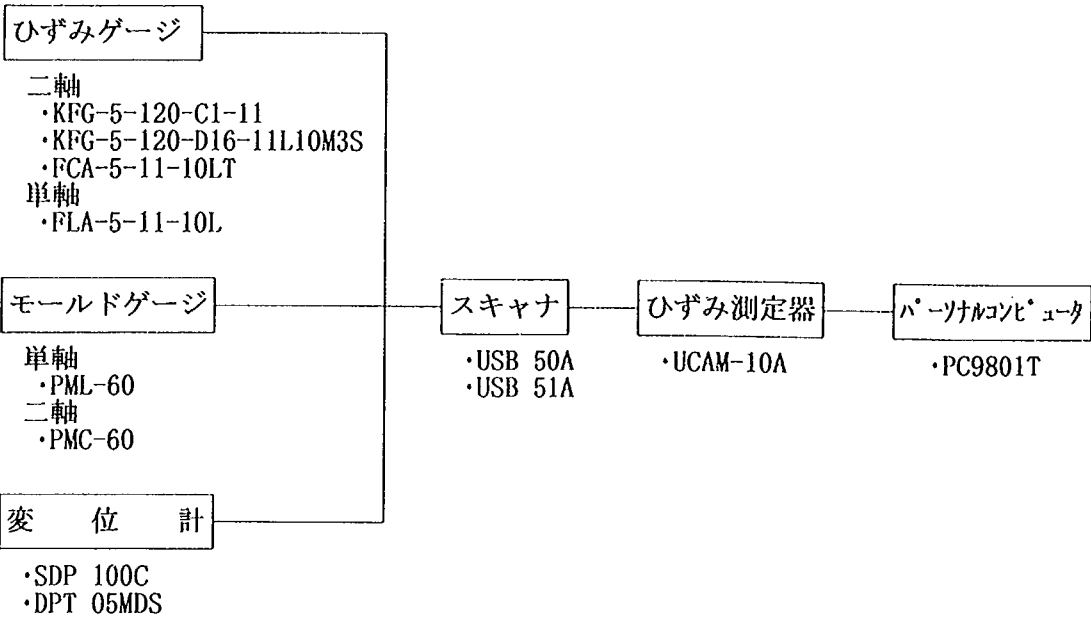


写真－2.6 大型構造物二軸試験機による軸力載荷試験および二軸載荷試験

くは天端の変位5.0mmピッチのどちらか早く達した方で計測しながら最終荷重まで載荷を続けた。

2.3 計測方法

載荷試験の際に計測するのは、鋼管の変位、鋼管表面の鉛直軸方向および円周方向のひずみ、コンクリートの水平方向および鉛直軸方向のひずみ、ダイヤフラムのひずみである。図－2.5に計測システムおよびデータ処理システムを示す。鋼管に取り付ける変位計、鋼管表面およびダイヤフラムに取り付けるひずみゲージは、図－2.6～図－2.10のように配置した。また、コンクリート内部に配置するモールドゲージは写真－2.7に示すように針金で吊り、図－2.11～図－2.14に示す所定の位置に配置した。



図－2.5 計測システムおよびデータ処理システム

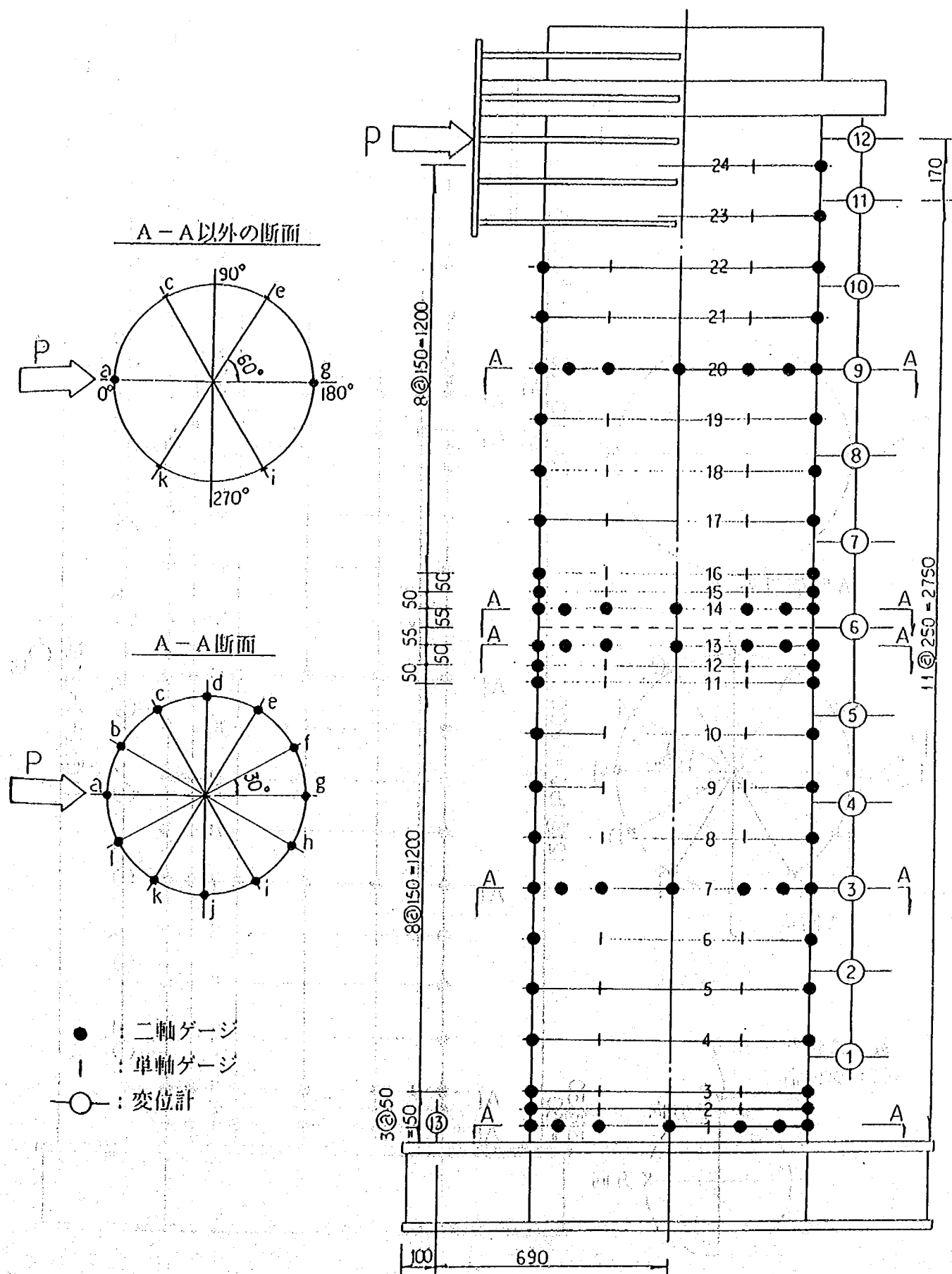


図-2.7 変位計、ひずみゲージ取付位置 (供試体Ⅱ)

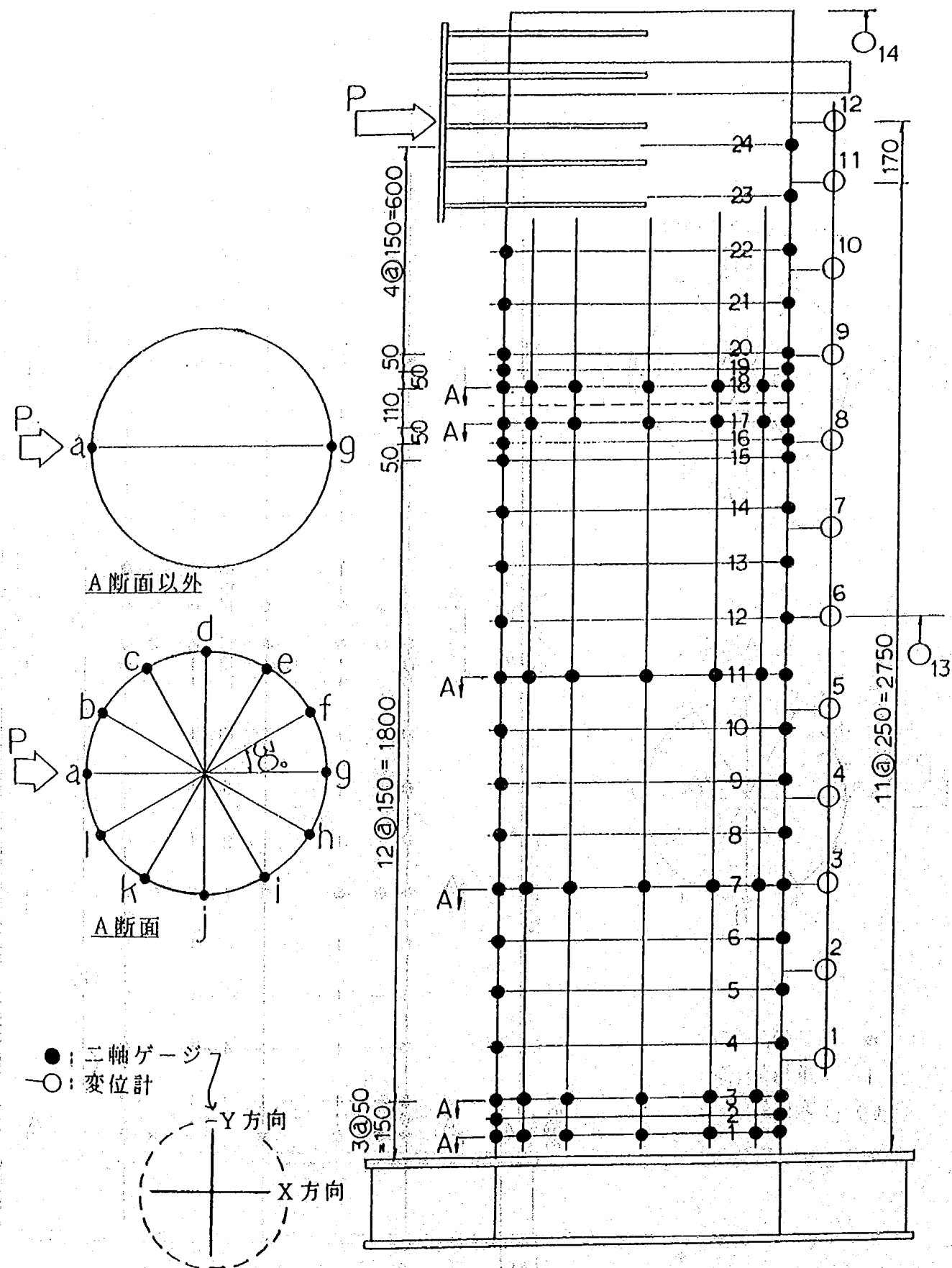


図-2.8 変位計、ひずみゲージ取付位置 (供試体 V)

○ : 軸方向ひずみゲージ

● : 2 軸 ひずみゲージ

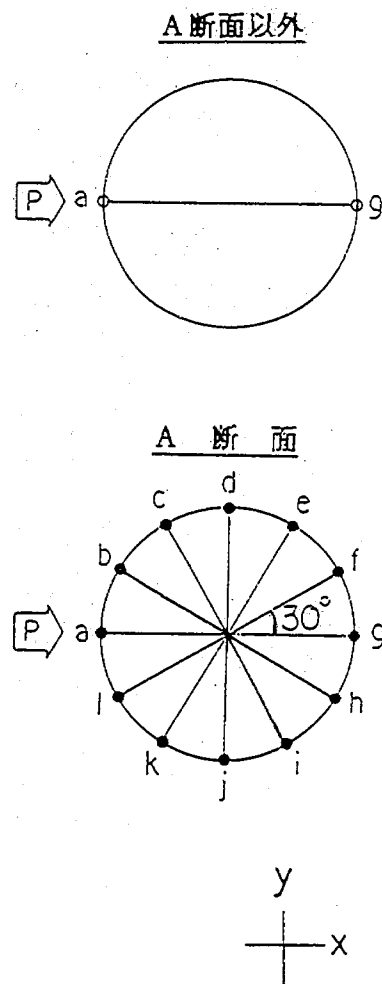
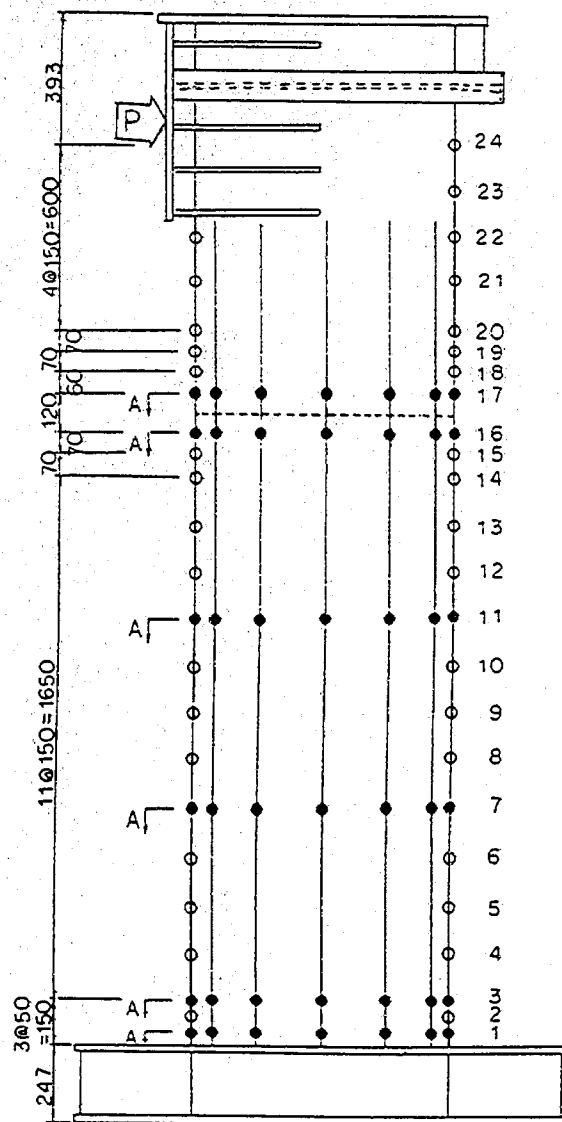


図-2.9 変位計、ひずみゲージ取付位置 (供試体Ⅶ,Ⅸ,Ⅹ)

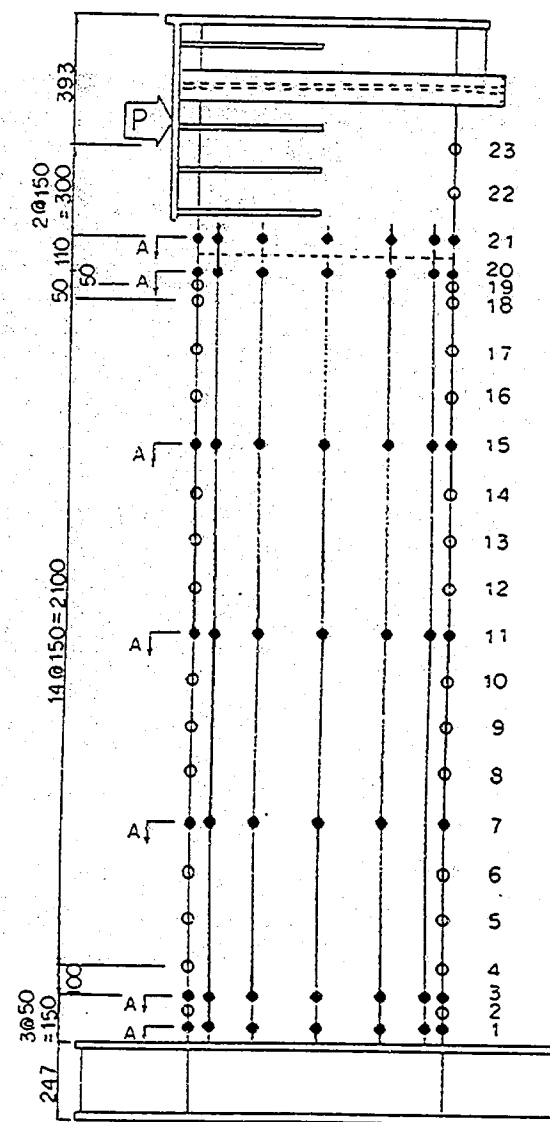


図-2.10 変位計、ひずみゲージ取付位置 (供試体Ⅷ)



写真-2.7 コンクリート内部へのモールドゲージ配置

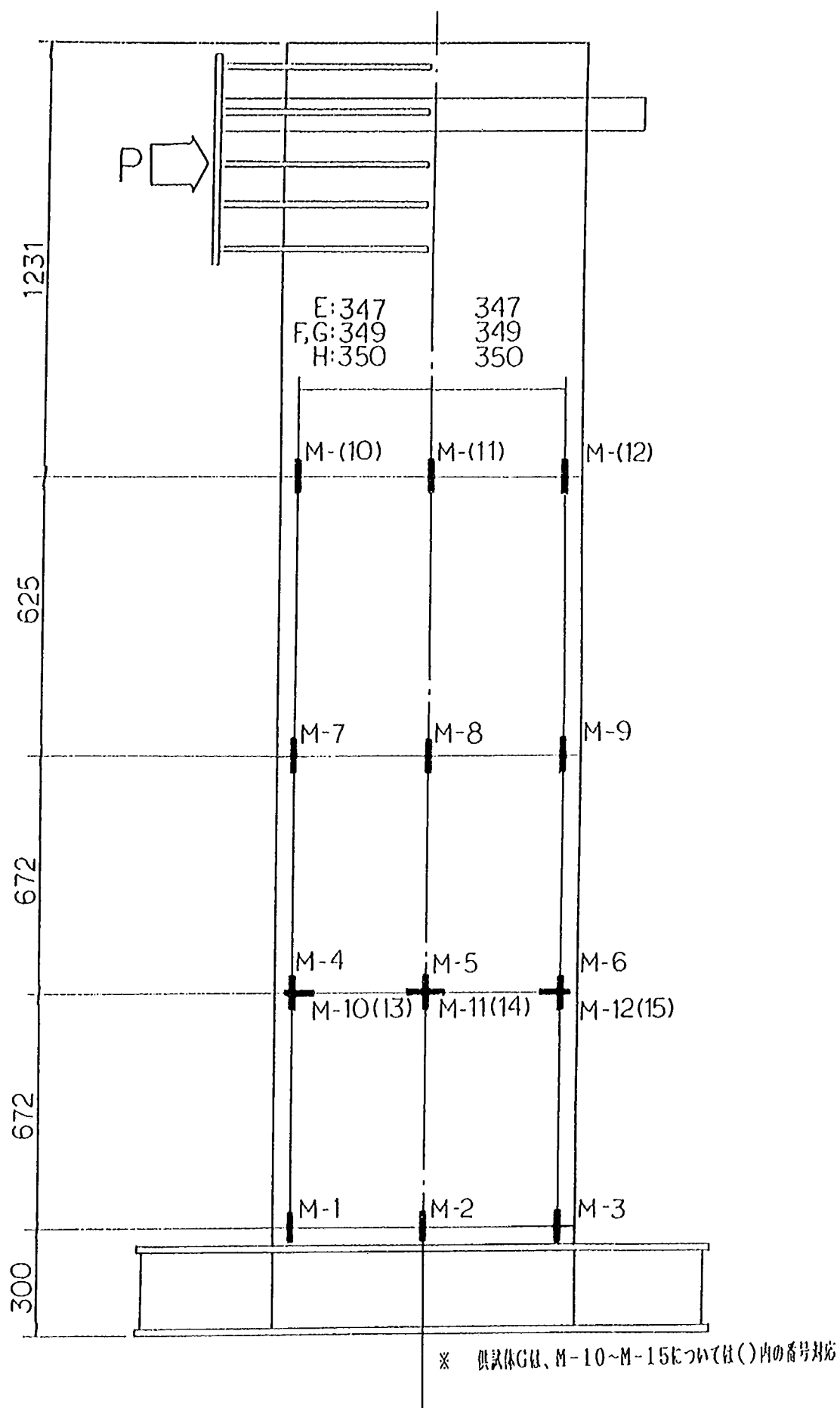


図-2.11 モールドゲージ設置位置図 (供試体 I, III, IV, V, VI)

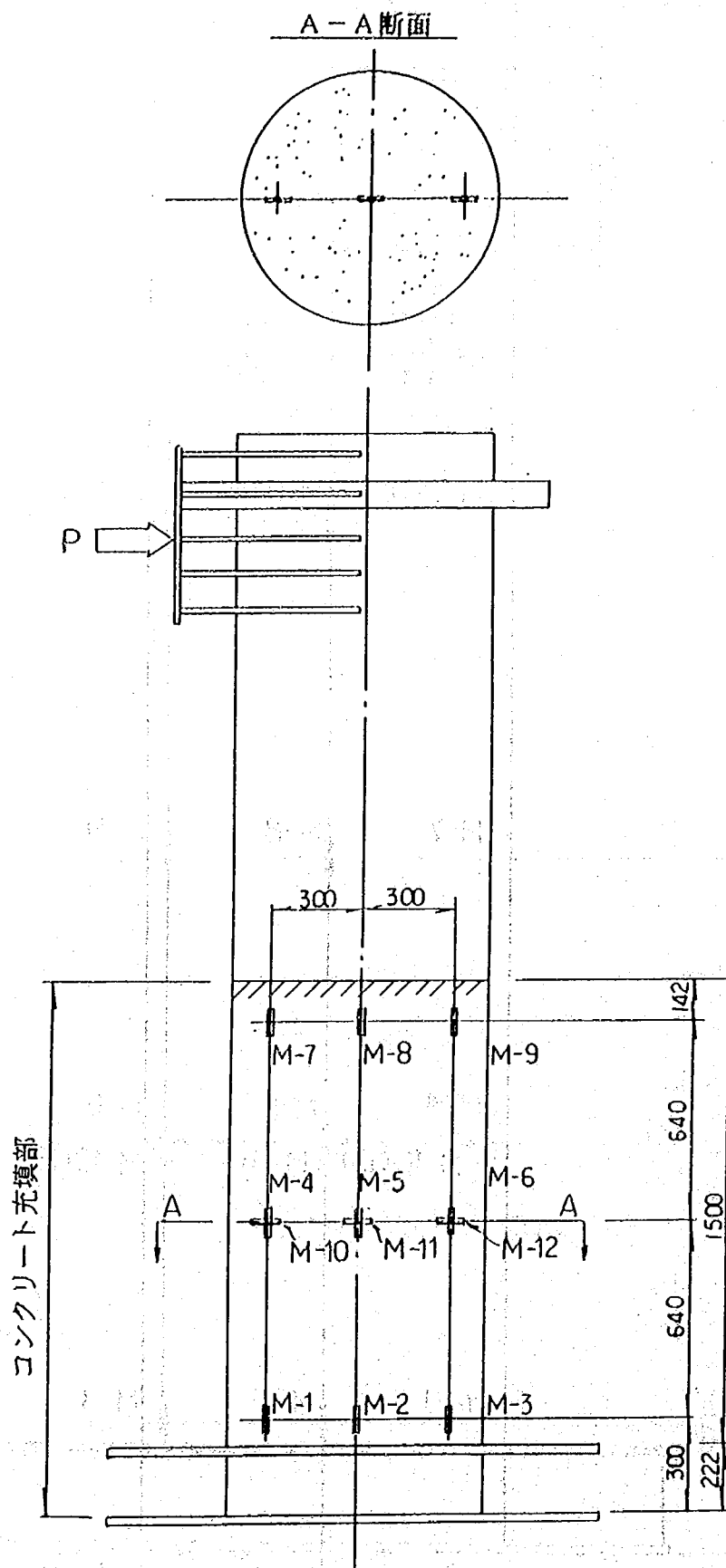


図-2.12 モールドゲージ設置位置図 (供試体Ⅱ)

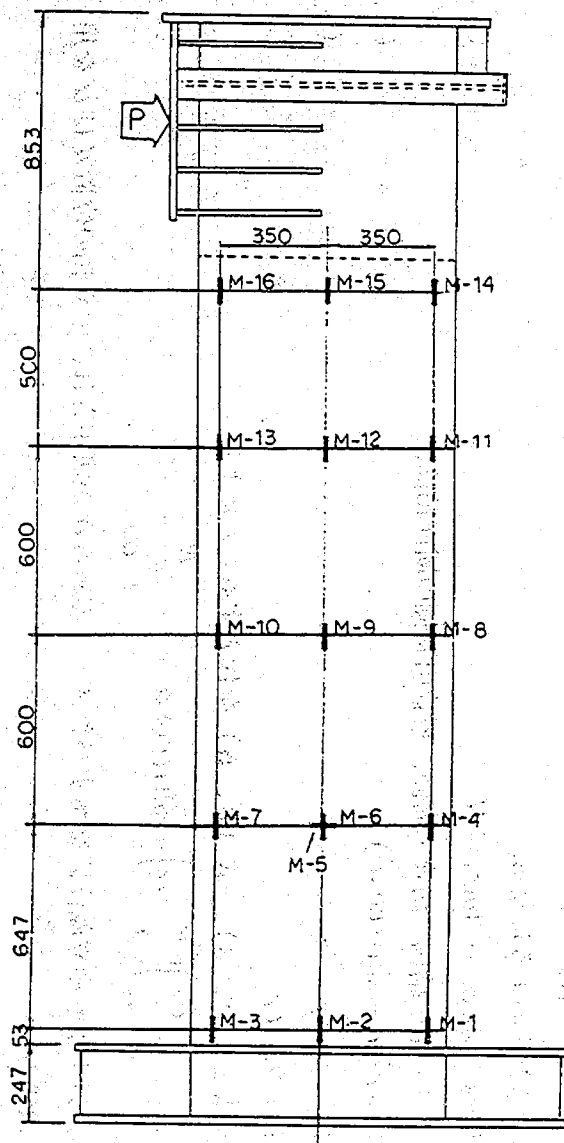


図-2.13 モールドゲージ設置位置図 (供試体Ⅶ,Ⅸ,Ⅹ)

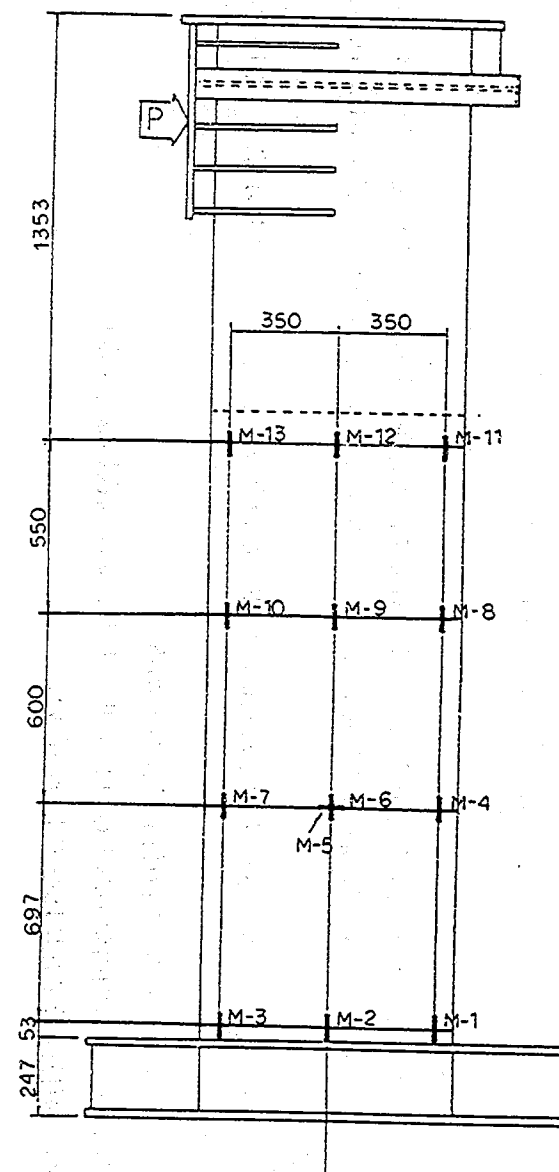
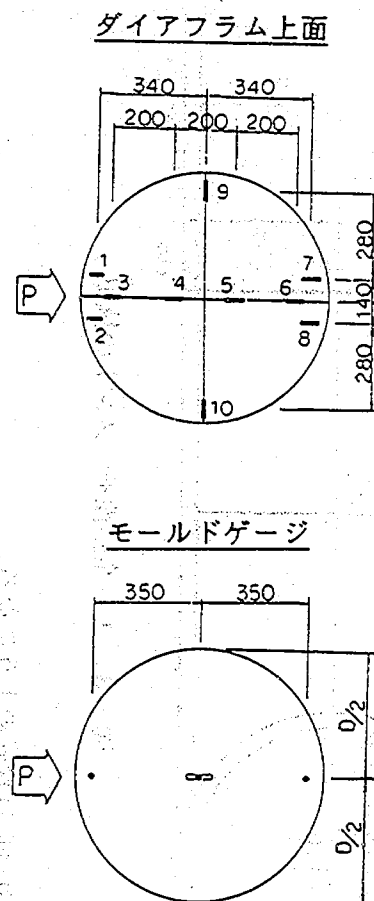


図-2.14 モールドゲージ設置位置図 (供試体Ⅶ)

3. 実験結果

3.1 理論式

実験結果との比較に用いる理論値の計算方法を以下に示す。

3.1.1 全塑性モーメント³⁾

コンクリート充填鋼管の耐荷力を理論的に計算する方法はまだ確立されていない。そこで全塑性モーメント M_p を一つの目安と考え、実験値との比較に用いることにした。なお、全塑性モーメントは、次のような仮定に基づいて算出した。

- 1) 鋼管の局部座屈、コンクリートのせん断破壊が生じないと仮定し、図-3. 1に示すような応力状態を考える。
- 2) 鋼管とコンクリートの間の付着は完全である。
- 3) 鋼管のフープ方向引張力およびコンクリートの3軸圧縮状態は考えない。
- 4) 鋼管板厚は鋼管半径に比べて十分小さい。

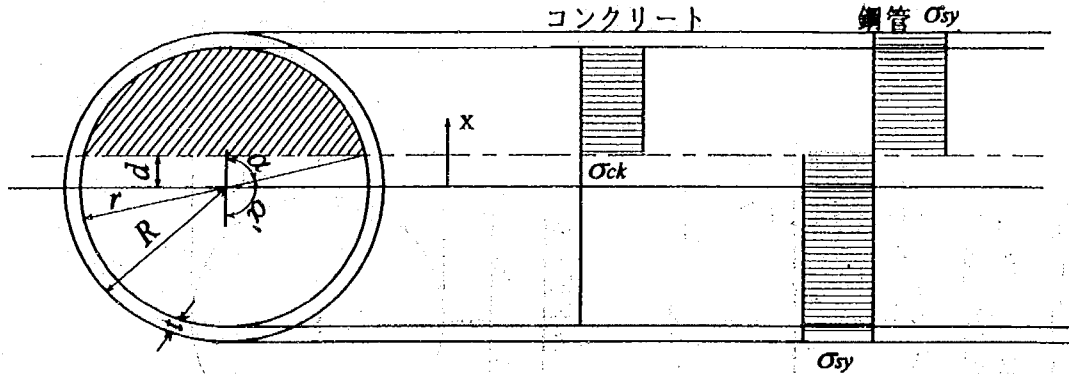


図-3. 1 全塑性モーメントの算出

中立軸回りの軸力のつり合いは次式のようにになる。

$$N_c + N_{sc} - N_{st} = N \quad (3.1)$$

上式を変形すると次のようになる。

$$A_c \sigma_{ck} + A_{sc} \sigma_{sy} - A_{st} \sigma_{st} = N \quad (3.2)$$

ここでコンクリート圧縮側、鋼管圧縮側、鋼管引張側の断面積は、

$$A_c = r^2 (\alpha - \sin \alpha \cos \alpha) \quad (3.3)$$

$$A_{sc} = 2\alpha t r \quad (3.4)$$

$$A_{st} = 2\alpha' t r \quad (3.5)$$

式(3.2)に式(3.3)～式(3.5)を代入することにより、

$$\left(1 + 4 \cdot \frac{t}{r} \cdot \frac{\sigma_{sy}}{\sigma_{ck}}\right) \left(\frac{\pi}{2} - \alpha\right) + \sin \alpha \cos \alpha = \frac{\pi}{2} - \frac{N}{r^2 \sigma_{ck}} \quad (3.6)$$

が得られる。以上より中立軸位置を示すパラメータである α が決定され、中立軸の位置 d は α を用いて以下のように求まる。

$$d = r \cos \alpha \quad (3.7)$$

次に全塑性モーメントは以下のつり合い式より算出できる。

$$M_p = M_c + M_{sc} + M_{st} + (d - S)N \quad (3.8)$$

ただし、 S : 鋼管中心から有効断面図心までの距離

$$d - S = \frac{-A_c/n \cdot Y_c - A_{sc} \cdot Y_{sc} + A_{st} \cdot Y_{st}}{A_c/n + A_{sc} + A_{st}} \quad (3.9)$$

ただし、 Y_c : 中立軸からコンクリート部有効断面図心までの距離

Y_s : 中立軸から鋼管部図心までの距離

n : ヤング係数比 E_s/E_c

ここで M_c 、 M_{sc} 、 M_{st} についてはコンクリート圧縮側、鋼管圧縮側、鋼管引張側の曲げモーメントであり、次式で表される。

$$M_c = A_c Y_c \sigma_{ck} \quad (3.10)$$

$$Y_c = \left(\frac{2 \sin^3 \alpha}{3(\alpha - \sin \alpha \cos \alpha)} - \cos \alpha \right) r \quad (3.11)$$

$$M_{sc} = A_{sc} Y_{sc} \sigma_y \quad (3.12)$$

$$Y_{sc} = \frac{R \sin \alpha}{\alpha} - r \cos \alpha \quad (3.13)$$

$$M_{st} = A_{st} Y_{st} \sigma_y \quad (3.14)$$

$$Y_{st} = \frac{R \sin \alpha'}{\alpha'} - r \cos \alpha' \quad (3.15)$$

3.1.2 応力計算

コンクリート充填鋼管のひずみおよび応力を評価するために、鉄筋コンクリート断面として考えた場合（以下、RCと考えた場合）の理論式を算出する。

(1) 曲げ載荷時

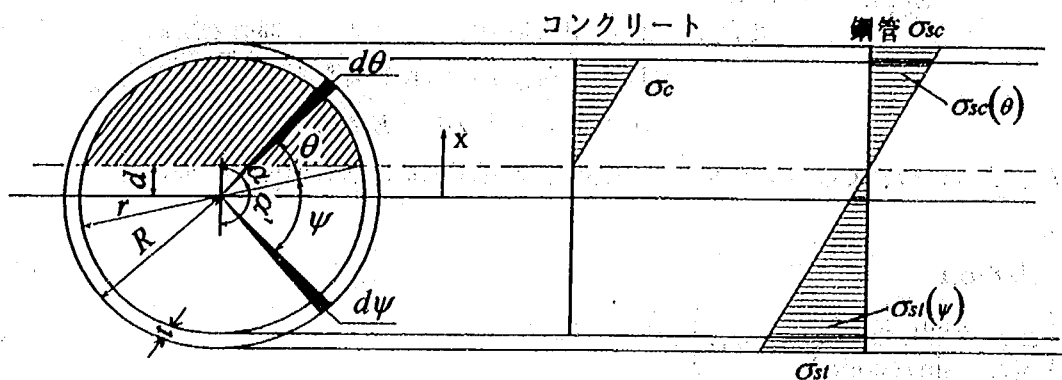


図-3.2 応力の算出

中立軸回りの軸力のつり合いは式(3.1)の右辺=0の場合である。

$$N_c + N_{sc} - N_{st} = 0 \quad (3.16)$$

まず、コンクリートの圧縮側の軸力 N_c は以下になる。

$$N_c = \int 2r^2 \cos \theta d\theta \times \sigma_c(\theta) \quad (3.17)$$

ここで、

$$\begin{aligned} \sigma_c(\theta) &= \frac{\sigma_{st}}{n(d+r)}(x-d) \\ &= \frac{\sigma_{st}}{n(1+\cos \alpha)}(\sin \theta - \cos \alpha) \end{aligned} \quad (3.18)$$

したがって、

$$\begin{aligned} N_c &= \int_{\frac{\pi}{2}-\alpha}^{\frac{\pi}{2}} \frac{2r^2 \sigma_{st} \cos^2 \theta}{n(1+\cos \alpha)} (\sin \theta - \cos \alpha) d\theta \\ &= \frac{r^2 \sigma_{st}}{n(1+\cos \alpha)} \left(-\frac{1}{6} \sin 3\alpha + \frac{1}{2} \sin \alpha + \frac{1}{2} \cos \alpha \sin 2\alpha - \alpha \cos \alpha \right) \end{aligned} \quad (3.19)$$

次に鋼管圧縮側の軸力 N_{sc} は以下になる。

$$N_{sc} = \int t r d\theta \times \sigma_{sc}(\theta) \quad (3.20)$$

ここで、

$$\begin{aligned} \sigma_{sc}(\theta) &= \frac{\sigma_{st}}{d+r}(x-d) \\ &= \frac{\sigma_{st}}{1+\cos \alpha}(\sin \theta - \cos \alpha) \end{aligned} \quad (3.21)$$

したがって、

$$\begin{aligned}
N_{sc} &= 2 \int_{\frac{\pi}{2}-\alpha}^{\frac{\pi}{2}} \frac{r t \sigma_{st}}{1 + \cos \alpha} (\sin \theta - \cos \alpha) d\theta \\
&= \frac{2 r t \sigma_{st}}{1 + \cos \alpha} (\sin \alpha - \alpha \cos \alpha)
\end{aligned} \tag{3.22}$$

同様に鋼管引張側の軸力 N_{st} は以下のようになる。

$$\begin{aligned}
N_{st} &= \int t r d\psi \times \sigma_{st}(\psi) \\
\sigma_{st}(\psi) &= \frac{\sigma_{st}}{d+r} (x' + d) \\
&= \frac{\sigma_{st}}{1 + \cos \alpha} (\sin \psi + \cos \alpha)
\end{aligned} \tag{3.23}$$

したがって、

$$\begin{aligned}
N_{st} &= 2 \int_{\alpha-\frac{\pi}{2}}^{\frac{\pi}{2}} \frac{t r \sigma_{st}}{1 + \cos \alpha} (\sin \psi + \cos \alpha) d\theta \\
&= \frac{2 r t \sigma_{st}}{1 + \cos \alpha} (\pi \cos \alpha + \sin \alpha - \alpha \cos \alpha)
\end{aligned} \tag{3.24}$$

式 (3.16) に、式 (3.19)、式 (3.22)、式 (3.24) を代入すると、

$$\frac{r \sigma_{st}}{1 + \cos \alpha} \left(-\frac{r}{6n} \sin 3\alpha + \frac{r}{2n} \sin \alpha + \frac{r}{2n} \cos \alpha \sin 2\alpha - \frac{r}{n} \alpha \cos \alpha - 2\pi \cos \alpha \right) = 0 \tag{3.25}$$

ゆえに、

$$-\frac{r}{6n} \sin 3\alpha + \frac{r}{2n} \sin \alpha + \frac{r}{2n} \cos \alpha \sin 2\alpha - \frac{r}{n} \alpha \cos \alpha - 2\pi \cos \alpha = 0 \tag{3.26}$$

式 (3.26) より中立軸位置を示すパラメータである α が決定され、中立軸の位置 d は次式で表される。

$$d = r \cos \alpha \tag{3.7}$$

次に中立軸回りの曲げモーメントのつりあいは次式で表される。

$$M_c + M_{sc} + M_{st} = M \tag{3.27}$$

まず、コンクリートの圧縮側の曲げモーメント M_c は以下のようになる。

$$M_c = \int 2r^2 \cos^2 \theta d\theta \times \sigma_c(\theta) \times (r \sin \theta - r \cos \alpha) \tag{3.28}$$

ここで、

$$\begin{aligned}
\sigma_c(\theta) &= \frac{\sigma_{st}}{n(d+r)} (x - d) \\
&= \frac{\sigma_{st}}{n(1 + \cos \alpha)} (\sin \theta - \cos \alpha)
\end{aligned} \tag{3.29}$$

したがって、

$$\begin{aligned}
M_c &= \frac{2r^3 \sigma_{st}}{n(1 + \cos \alpha)} \int_{\frac{\pi}{2}-\alpha}^{\frac{\pi}{2}} \cos^2 \theta (\sin \theta - \cos \alpha)^2 d\theta \\
&= \frac{2r^3 \sigma_{st}}{n(1 + \cos \alpha)} \int_{\frac{\pi}{2}-\alpha}^{\frac{\pi}{2}} (\sin^2 \theta \cos^2 \theta - 2 \cos \alpha \sin \theta \cos^2 \theta + \cos^2 \alpha \cos^2 \theta) d\theta
\end{aligned}$$

$$= \frac{2r^3\sigma_{st}}{n(1+\cos\alpha)} \left\{ \frac{1}{3}\cos\alpha + \frac{\alpha}{8} + \frac{1}{32}\sin 4\alpha + \frac{1}{6}\cos\alpha\cos 3\alpha \right. \\ \left. \left(\frac{1}{2} - \frac{\alpha}{2} \right) \cos^2\alpha - \frac{1}{4}\sin 2\alpha \cos^2\alpha \right\} \quad (3.30)$$

鋼管引張側の曲げモーメント M_{st} は以下になる。

$$M_{st} = 2 \int_{\alpha-\frac{\pi}{2}}^{\frac{\pi}{2}} trd\psi \times \sigma_{st}(\psi) \times (r \sin\psi + d) \quad (3.31)$$

ここで、

$$\sigma_{st}(\psi) = \frac{\sigma_{st}}{d+r} (x' + d) \\ = \frac{\sigma_{st}}{1+\cos\alpha} (\sin\psi + \cos\alpha) \quad (3.32)$$

したがって、

$$M_{st} = 2 \int_{\alpha-\frac{\pi}{2}}^{\frac{\pi}{2}} \frac{tr^2\sigma_{st}}{1+\cos\alpha} (\sin\alpha + \cos\alpha)^2 d\psi \\ = \frac{2tr^2\sigma_{st}}{1+\cos\alpha} \left(\frac{\pi}{2} + (\pi - \alpha) \cos^2\alpha - \frac{\alpha}{2} - \frac{1}{4}\sin 2\alpha + 2\sin\alpha\cos\alpha \right) \quad (3.33)$$

同様に鋼管圧縮側の曲げモーメント M_{sc} は以下になる。

$$M_{sc} = 2 \int_{\frac{\pi}{2}-\alpha}^{\frac{\pi}{2}} trd\theta \times \sigma_{sc}(\theta) \times (r \sin\theta - d) \\ = \frac{2tr^2\sigma_{st}}{1+\cos\alpha} \left(\frac{\alpha}{2} + \frac{1}{4}\sin 2\alpha - 2\sin\alpha\cos\alpha + \alpha \cos^2\alpha \right) \quad (3.34)$$

式 (3.27) に、式 (3.30)、式 (3.33)、式 (3.34) を代入すると、

$$\frac{2r^2\sigma_{st}}{1+\cos\alpha} \left\{ \frac{\pi}{2} + \pi \cos^2\alpha + \frac{r}{3n}\cos\alpha + \frac{\alpha r}{8n} + \frac{r}{32}\sin 4\alpha + \frac{r}{6n}\cos\alpha\cos 3\alpha \right. \\ \left. - \frac{r}{n} \left(\frac{1}{2} - \frac{\alpha}{2} \right) \cos^2\alpha - \frac{r}{4n}\sin 2\alpha \cos^2\alpha \right\} = M \quad (3.35)$$

式 (3.26) で α が既に求められているので、式 (3.35) から鋼管引張縁応力 σ_{st} を算出できる。また、鋼管圧縮縁応力 σ_{sc} は、

$$\sigma_{sc} = -\frac{(1-\cos\alpha)}{(1+\cos\alpha)} \sigma_{st} \quad (3.36)$$

となる。

(2) 二軸載荷時

中立軸回りの軸力のつり合いは式 (3.1) に示した通りである。

$$N_c + N_{sc} - N_{st} = N \quad (3.1)$$

式 (3.16) ～式 (3.24) と同様にして、次式が得られる。

$$\frac{r\sigma_{st}}{1+\cos\alpha} \left(-\frac{r}{6n}\sin 3\alpha + \frac{r}{2n}\sin\alpha + \frac{r}{2n}\cos\alpha\sin 2\alpha - \frac{r}{n}\alpha\cos\alpha - 2\pi\cos\alpha \right) = N \quad (3.37)$$

次に中立軸回りの曲げモーメントのつりあいは次式で表される。

$$Mc + M_{sc} + M_{st} + Ne = M \quad (3.38)$$

e は有効断面図心であり、次のようになる。

$$e = \frac{-Y_c A_c / n + Y_s A_s}{A_c / n + A_s} \quad (3.39)$$

ただし、

$$Y_c = \frac{2r \left\{ \frac{1}{3} \sin \alpha (2 + \cos^2 \alpha) \right\}}{2\alpha - \sin 2\alpha} - \frac{2r(\alpha \cos \alpha)}{2\alpha - \sin 2\alpha} \quad (3.40)$$

$$A_c = \frac{r^2}{2} (2\alpha - \sin 2\alpha) \quad (3.41)$$

$$Y_s = r \cos \alpha \quad (3.42)$$

$$A_s = (R^2 - r^2) \pi \quad (3.43)$$

式 (3.35) を参考にして式 (3.38) を変形すると、次のようになる。

$$\frac{2r^2 \sigma_{st}}{1 + \cos \alpha} \left\{ \frac{\pi}{2} + \pi \cos^2 \alpha + \frac{r}{3n} \cos \alpha + \frac{\alpha r}{8n} + \frac{r}{32} \sin 4\alpha + \frac{r}{6n} \cos \alpha \cos 3\alpha - \frac{r}{n} \left(\frac{1}{2} - \frac{\alpha}{2} \right) \cos^2 \alpha - \frac{r}{4n} \sin 2\alpha \cos^2 \alpha \right\} + Ne = M \quad (3.44)$$

式 (3.37) より、

$$\sigma_{st} = \frac{(1 + \cos \alpha) N}{r \left(-\frac{r}{6n} \sin 3\alpha + \frac{r}{2n} \sin \alpha + \frac{r}{2n} \cos \alpha \sin 2\alpha - \frac{r}{n} \alpha \cos \alpha - 2\pi \cos \alpha \right)} \quad (3.45)$$

式 (3.44) に式 (3.45) を代入して、

$$2rN \left\{ \frac{\pi}{2} + \pi \cos^2 \alpha + \frac{r}{3n} \cos \alpha + \frac{\alpha r}{8n} + \frac{r}{32} \sin 4\alpha + \frac{r}{6n} \cos \alpha \cos 3\alpha - \frac{r}{n} \left(\frac{1}{2} - \frac{\alpha}{2} \right) \cos^2 \alpha - \frac{r}{4n} \sin 2\alpha \cos^2 \alpha \right\} \left/ \left(-\frac{r}{6n} \sin 3\alpha + \frac{r}{2n} \sin \alpha + \frac{r}{2n} \cos \alpha \sin 2\alpha - \frac{r}{n} \alpha \cos \alpha - 2\pi \cos \alpha \right) \right. + Ne = M \quad (3.46)$$

式 (3.46) より α が得られる。求めた α を式 (3.45) に代入し、鋼管引張側応力 σ_{st} を算出することができる。また、鋼管圧縮縁応力 σ_{sc} は式 (3.36) の通りである。

$$\sigma_{sc} = -\frac{(1 - \cos \alpha)}{(1 + \cos \alpha)} \sigma_{st} \quad (3.36)$$

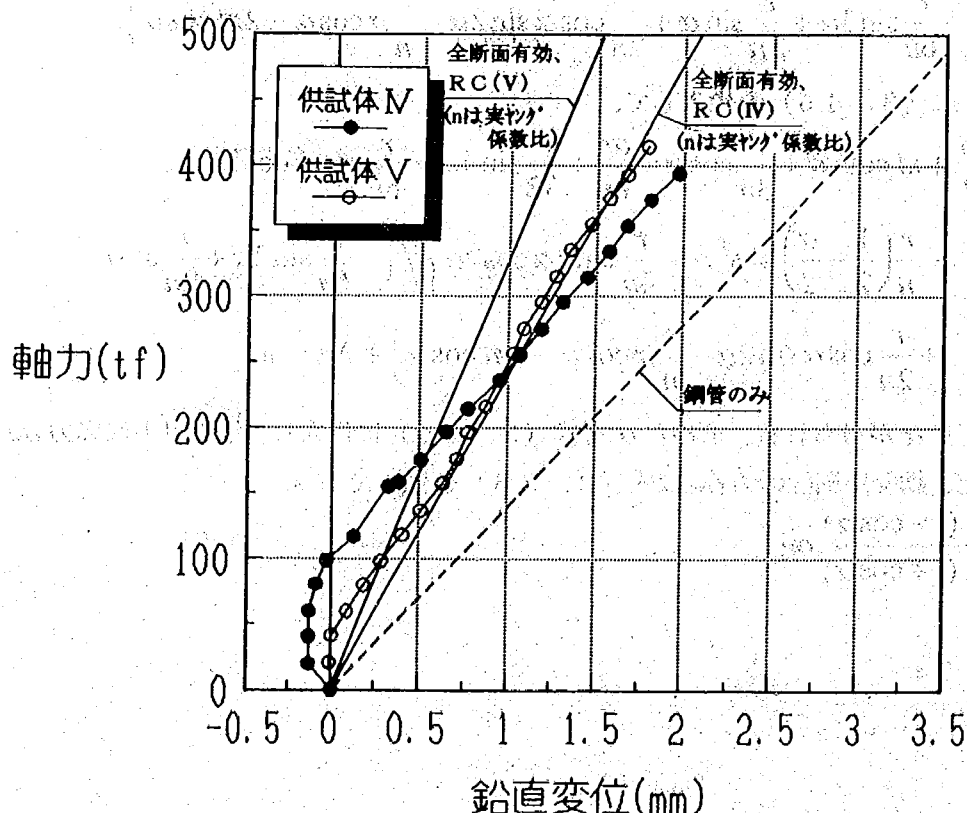
3.2 軸力載荷試験

3.2.1 荷重—変位の関係

図—3.3～図—3.5に載荷軸力と供試体天端の鉛直変位の関係を示す。図の中には鋼管のみとした場合、全断面有効とした場合、およびRCと考えた場合の理論値を示した。軸力載荷試験においては全断面圧縮となるため、RCと考えた場合は全断面有効と等しくなる。また、全断面有効とした場合の理論値を算出する際の鋼とコンクリートのヤング係数比 n は、材料試験より得られた実ヤング係数比を用いた。

図より、全供試体で変位が鋼管のみの理論値より小さくなることがわかり、コンクリートの充填を部分的にしたことにより剛性が向上している。しかし、全断面有効とした場合の理論値よりは大きく、鋼管とコンクリートが平面を保持しているとはいえない。

なお、載荷初期段階では、鉛直変位が小さい供試体（供試体IV, V, X）があり、また、値のばらつきも大きい。原因としては、荷重の微妙な偏心と供試体の初期不整の影響で曲げが発生していること、計測を供試体の天端の1点のみで行っていることが関係していると思われる。実際に荷重50tfの際に最上部で計測した鋼管の軸方向ひずみを観察してみると、供試体IV, Vにおいて、変位計の設置している位置（図—3.6のd）の鉛直ひずみとその反対側の位置（図—3.6のj）のひずみに対して小さく、供試体IVでは変位計の設置している位置のひずみはその反対側のひずみの3%、供試体Vでは38%しか発生していないことが確認された。



図—3.3 軸力—鉛直変位図 (IV, V)

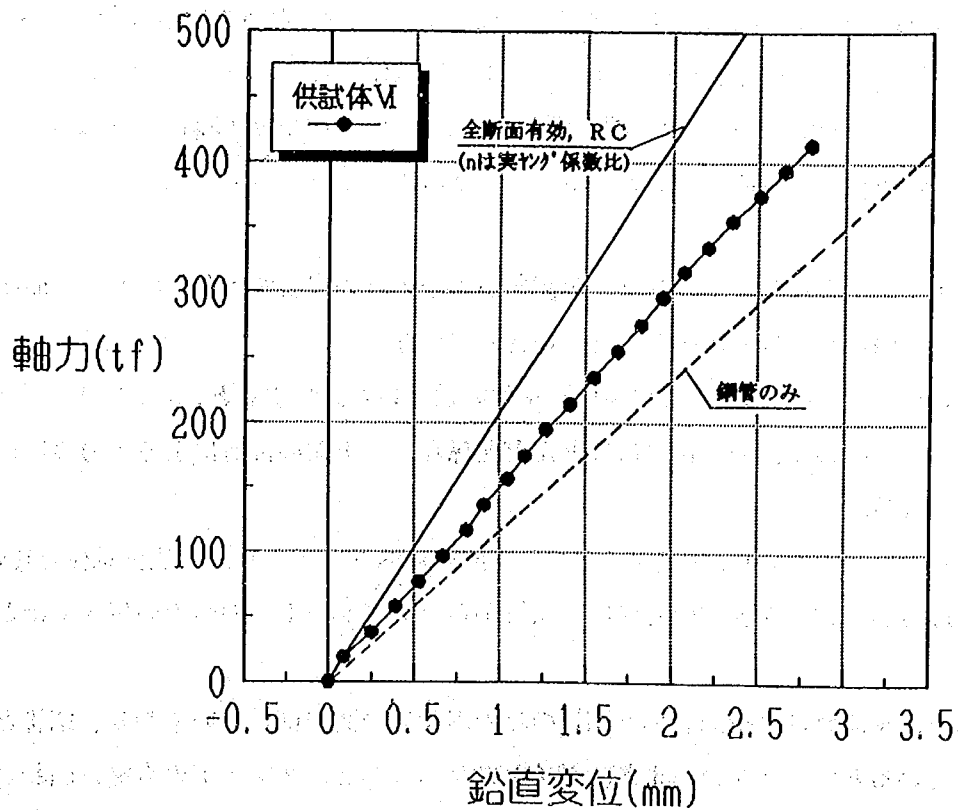


図-3.4 軸力—鉛直変位図 (VI)

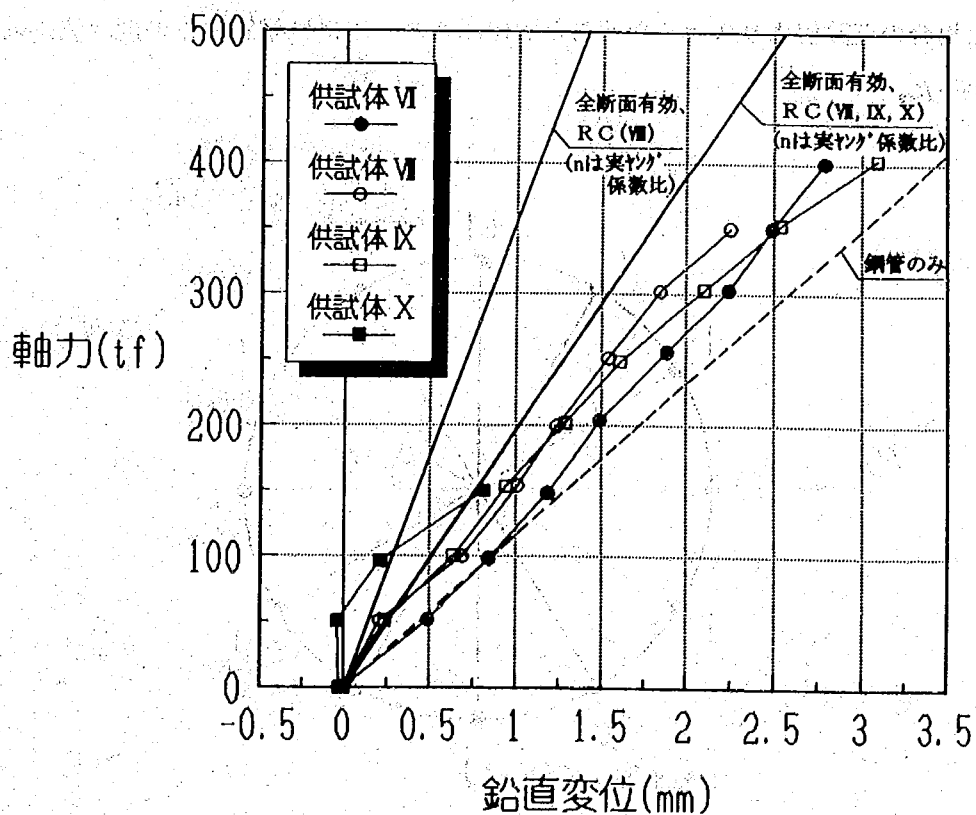


図-3.5 軸力—鉛直変位図 (VII, VIII, IX, X)

そこで、実測値と理論値を比較するには、実測値が線形関係に近くなっている部分の傾きと理論値の傾きを比較するのがよいと考える。図-3.7は両者の比を供試体ごとに比較したものである。ここで、縦軸は実測値の線形関係に近い部分の傾きを、鋼管のみ、全断面有効の理論値の傾きで除したものであり、1.0に近いほどその理論値が実測値に近いことを示す。以下に主な結果を示す。

- (1) 供試体X（ダイヤフラムなし）をみると、実測値が鋼管のみの理論値に非常に近い。従って軸力は、鋼管とコンクリートの付着のみではほとんど伝達されていない。
- (2) 供試体V, VII（コンクリート充填高さが高い）を他の供試体と比較すると、コンクリート充填高さは鋼管からコンクリートへの軸力の伝達にはほとんど関係なく、上記の付着による応力の伝達がほとんどないものと考えられる。
- (3) 供試体VII（ダイヤフラム厚い）, IX（ダイヤフラム厚い、スタッドあり）を他供試体と比較すると、ダイヤフラムの厚さおよびスタッドの有無は、鋼管からコンクリートへの軸力の伝達にほとんど影響を与えてない。
- (4) 全体的にみると、実測値は全断面有効と鋼管のみの理論値の間でばらついており、鋼管とコンクリートが平面保持しているとはいえない。また、ダイヤフラムの厚さ、スタッドの有無に関わらず、実験値は鋼管のみの理論値に近くなることもある（供試体IV, IX）。

以上から、部分的にコンクリートを充填した鋼管柱（以下、部分合成柱という）の場合の鉛直変位は、全断面有効とした場合の理論値より大きくなることが確認され、中には鋼管のみの理論値に近くなる場合もあることがわかった。

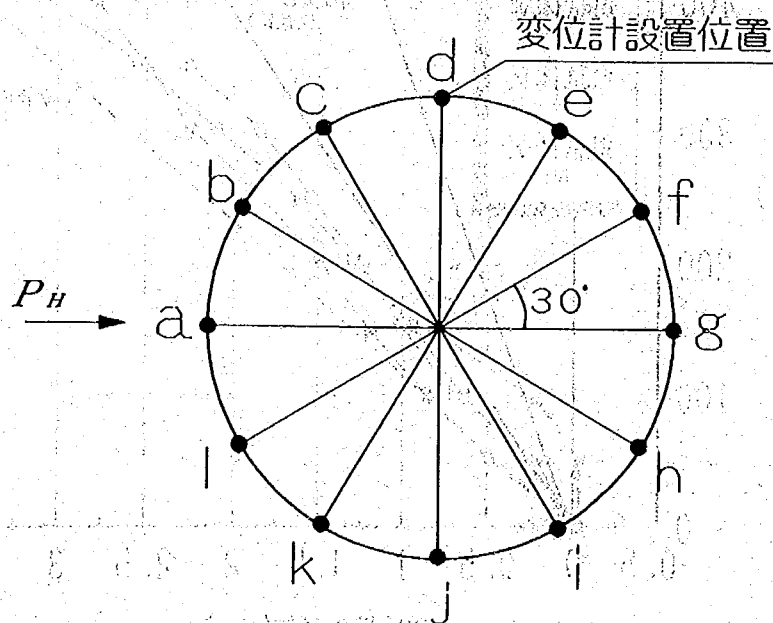
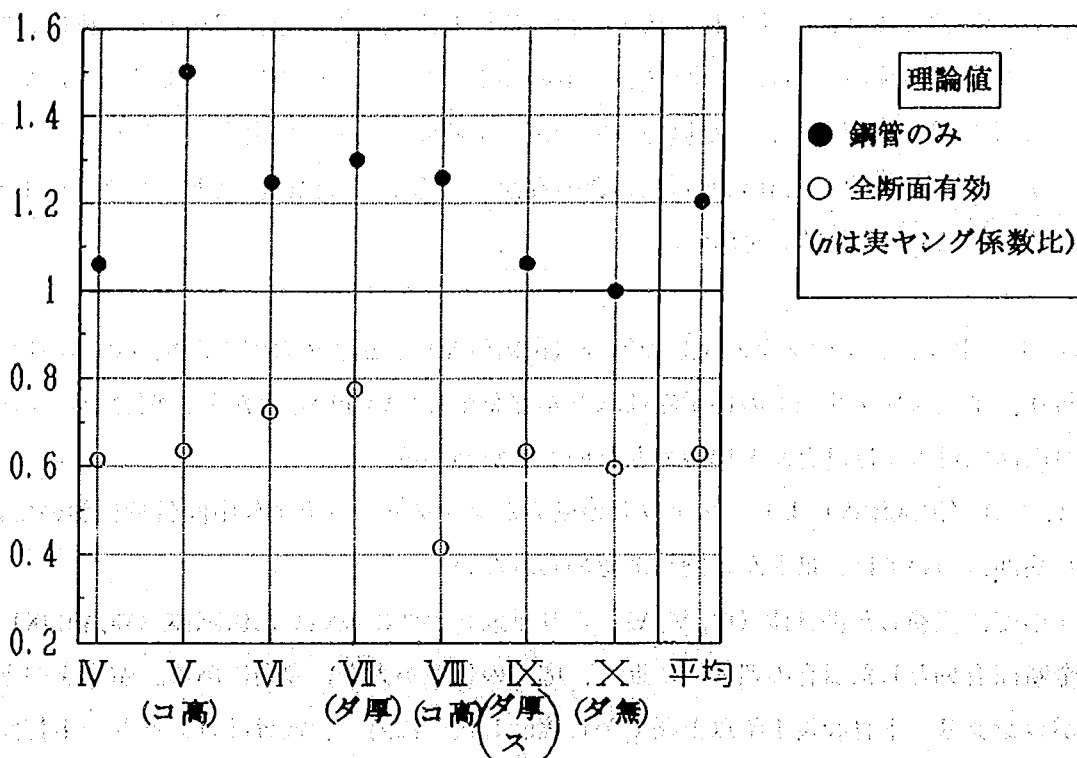


図-3.6 変位計設置位置

実測値の傾き／理論値の傾き



(記) 標準：コンクリート充填高さ(1.5m), ダイヤフラム($t=9\text{mm}$)

コ高：コンクリート充填高さが高い

ダ厚：ダイヤフラムが厚い($t=16\text{mm}$)

ダ無：ダイヤフラムがない

ス：スタッドあり

図-3.7 実測値と理論値の関係* (軸力-鉛直変位図の傾きに着目)

* 軸力-鉛直変位図の実測値の線形関係に近い部分の傾きを、鋼管のみおよび全断面有効の各理論値の傾きで除したものであり、1.0に近いほど理論値が実測値に近いことを示す。

3.2.2 応力、ひずみ

図-3.8～図-3.12に、軸力載荷試験における最大荷重時の、それぞれの供試体におけるひずみ分布図を示す。鋼管のひずみ、およびコンクリートのひずみは、同一断面において計測した全ひずみの平均値とした。図中には、鋼管のみとした場合の理論値、全断面有効とした場合(=RCと考えた場合)の理論値を示した。ただし、全断面有効とした場合の理論値を算出する際に、鋼とコンクリートのヤング係数比 n を15とした。以下に主な結果を示す。

- (1) 図-3.12より、ダイヤフラムなしの場合(供試体X)、鋼管のひずみが鋼管のみの理論値とほぼ同一であり、またコンクリートのひずみはほとんど発生していないことから、鋼管からコンクリートへの応力の伝達は付着ではほとんど期待できないことがわかる。
- (2) 図-3.10(供試体IX)より、スタッドの効果がコンクリート充填部中間付近において認められる。ただし基部については、ほとんど効果が認められない。
- (3) 平成4年度に実験した供試体(IV, V, VI)より平成5年度に実験した供試体(VII, VIII, IX)の実験値の方が、全断面有効とした場合の理論値に近く、応力の伝達が大い傾向にある。留意すべき点としては、前者がコンクリート打設後1年以上経てから実験したのに対し、後者はコンクリート打設後約1カ月半後程度の時点で実験を行っていることが挙げられる。従って、両者で乾燥収縮の程度に差があることが考えられ、コンクリートとダイヤフラムとの間の応力伝達に影響を及ぼしている可能性がある。

次に、図-3.13～図-3.19に、荷重とコンクリート充填部中間付近の応力との関係を示す。図-3.19をみると、ダイヤフラムなしの場合は、ここでも鋼管からコンクリートへの応力の伝達はみられない。図-3.16をみると、スタッドの効果が大きく発揮されているように見えるが、コンクリート充填部中間部に着目したことによるためであり、(2)で述べたように基部においてはほとんど効果はみられない。

(3)で示した傾向は、これらの図にも現れている。平成4年度に実験した供試体(IV, V, VI)では、荷重のかけ始めにおいてはコンクリートにほとんど応力が伝達されておらず、荷重が大きくなると徐々に応力が発生し始める。一方、平成5年度に実験した供試体(VII, VIII, IX)では、荷重のかけ始めからコンクリートに応力が発生している。

各供試体を比較するために、図-3.20において、最大荷重時の鋼管の荷重分担率に着目し、横軸に全断面有効とした際の理論値、縦軸に実測値をとりグラフに示した。ここで理論値は、

$$A_s / (A_s + A_c / n)$$

A_s : 鋼管断面積

A_c : コンクリート断面積

n : 鋼、コンクリートのヤング係数比($n=15$)

である。実測値は、

$$\epsilon_s E_s A_s / P_v$$

ϵ_s : 鋼管のひずみ

E_s : 鋼のヤング係数

P_v : 載荷軸力

である。ここで ϵ_s は、充填部において測定したすべての鋼管表面のひずみを平均したものとした。ダイヤフラムがない供試体Xは鋼管の荷重分担率がほぼ1.0になっている。平成5年度に実験した供試体(VII, VIII,

IX) はほぼ全断面有効とした理論値に近くなっているのに対して、平成4年度に実験した供試体 (IV, V, VI) は鋼管の荷重分担率が全断面有効とした場合の理論値の2倍程度になっており、結果としてはかなりばらついている。

参考として図-3.21に、鋼管およびコンクリートのひずみより算出した断面力 ($\epsilon_s E_s A_s + \epsilon_c E_c A_c$) と載荷荷重 P_v との関係を示した。両者はよく一致しており、ひずみの測定値については概ね信頼できる値と考えられる。

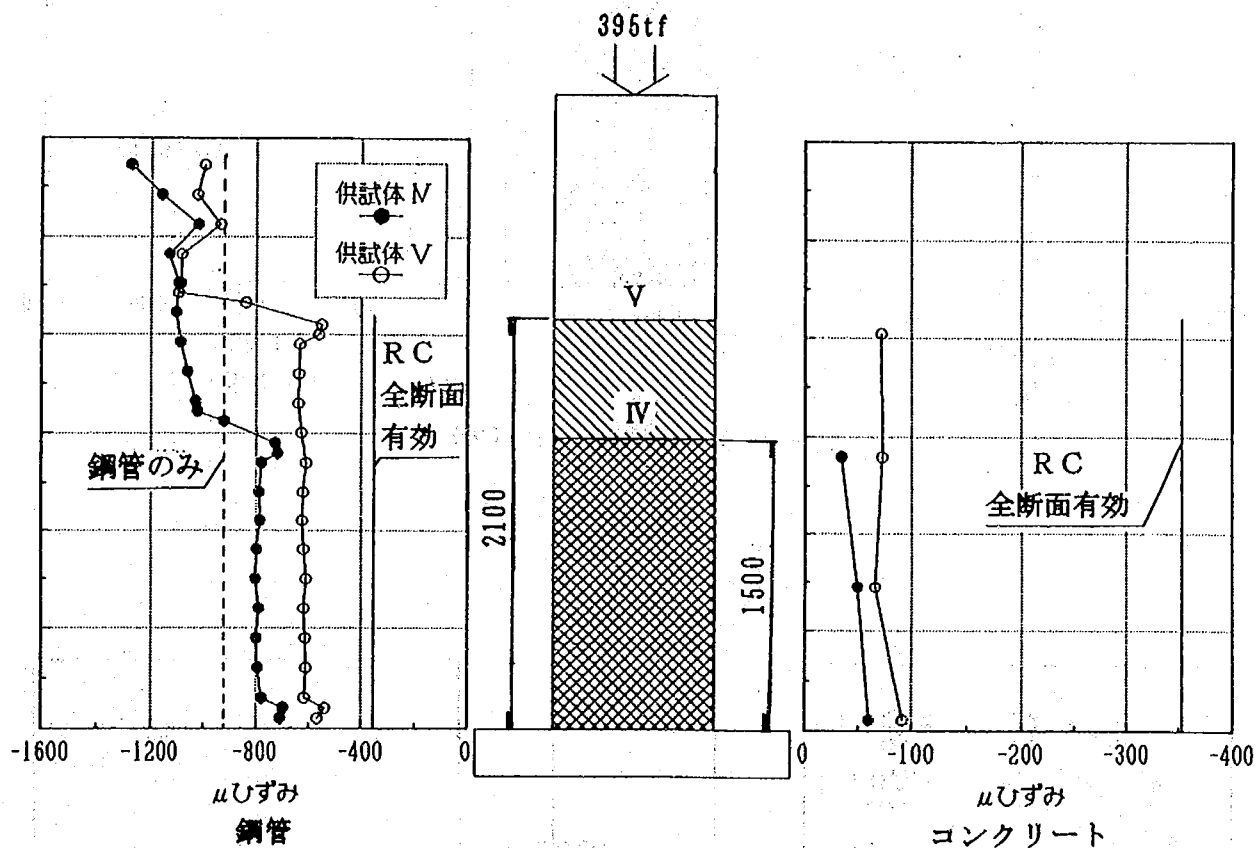


図-3.8 ひずみ分布図 (IV, V)

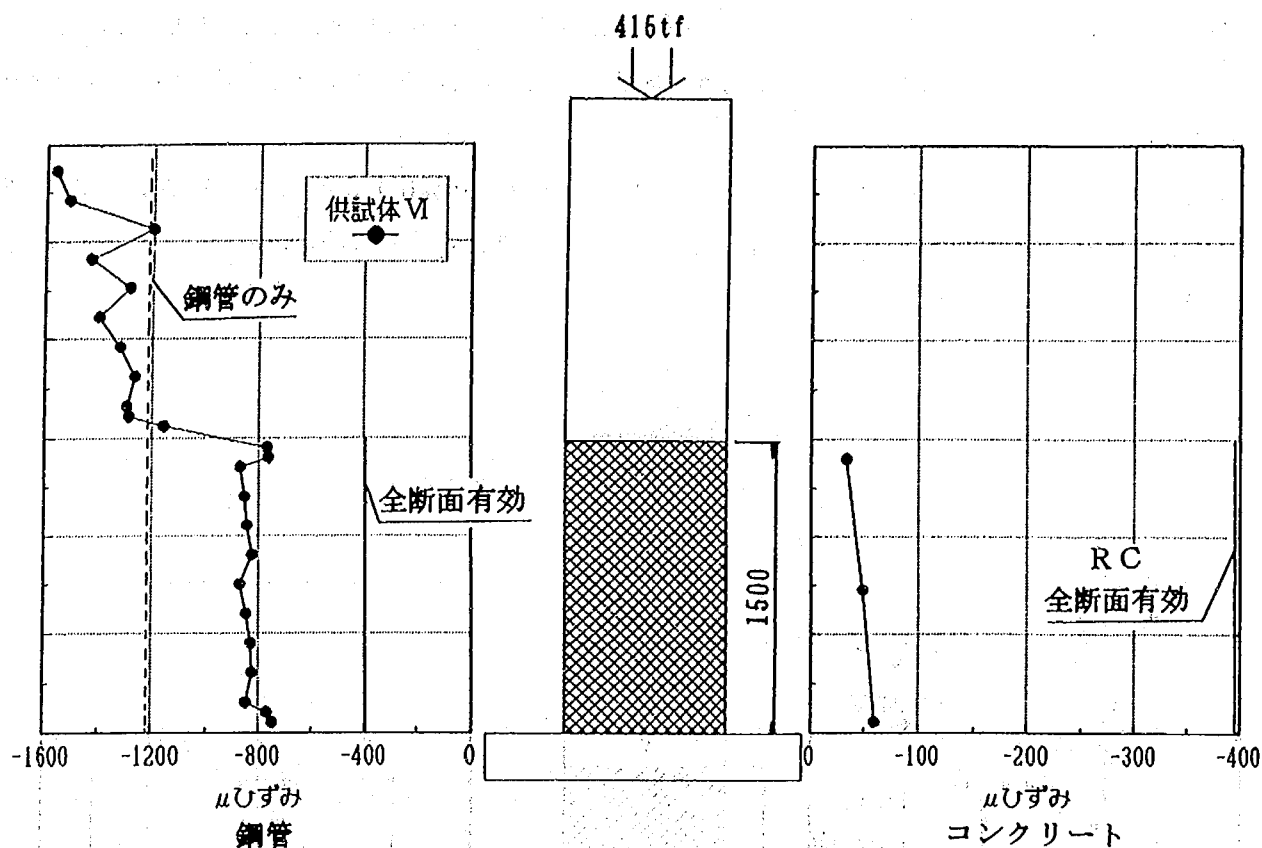


図-3.9 ひずみ分布図 (VI)

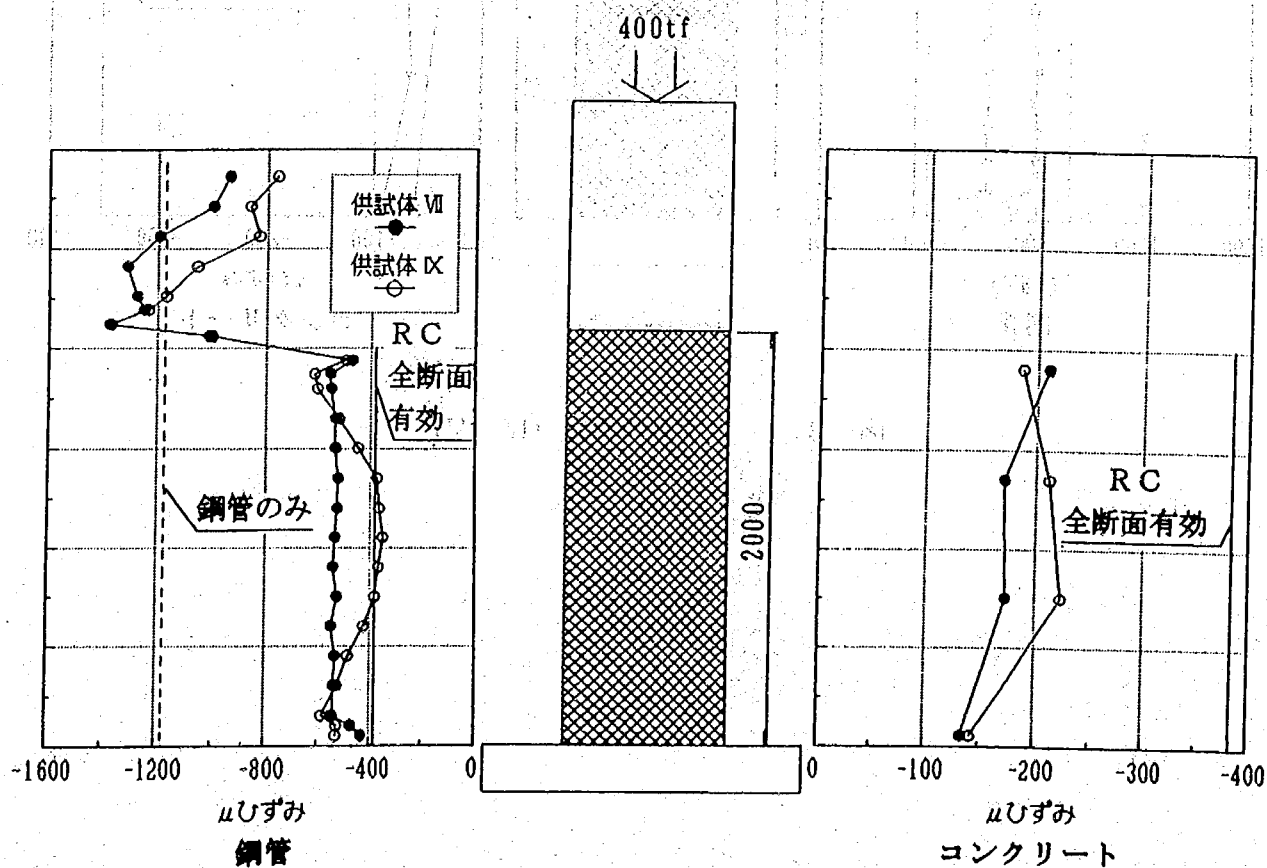


図-3.10 ひずみ分布図 (VII, IX)

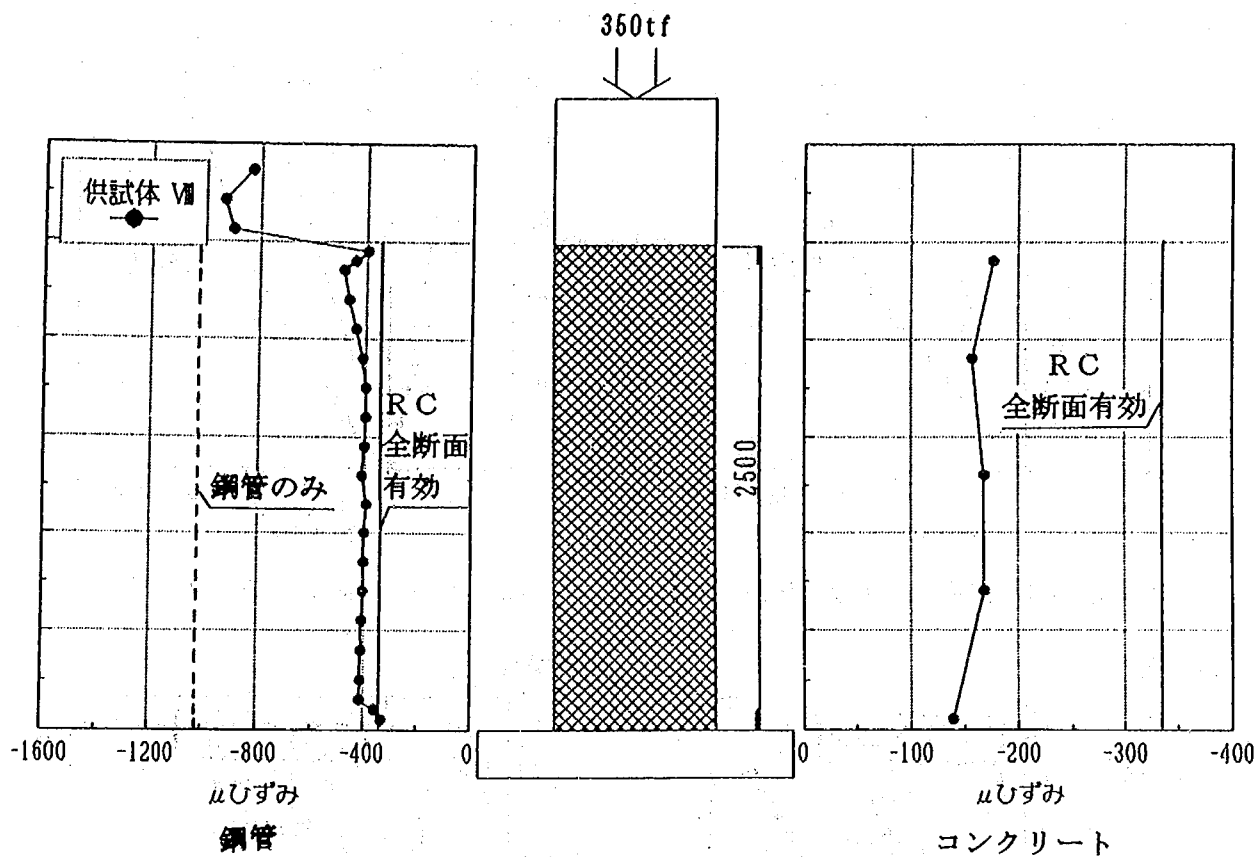


図-3.1.1 ひずみ分布図 (VII)

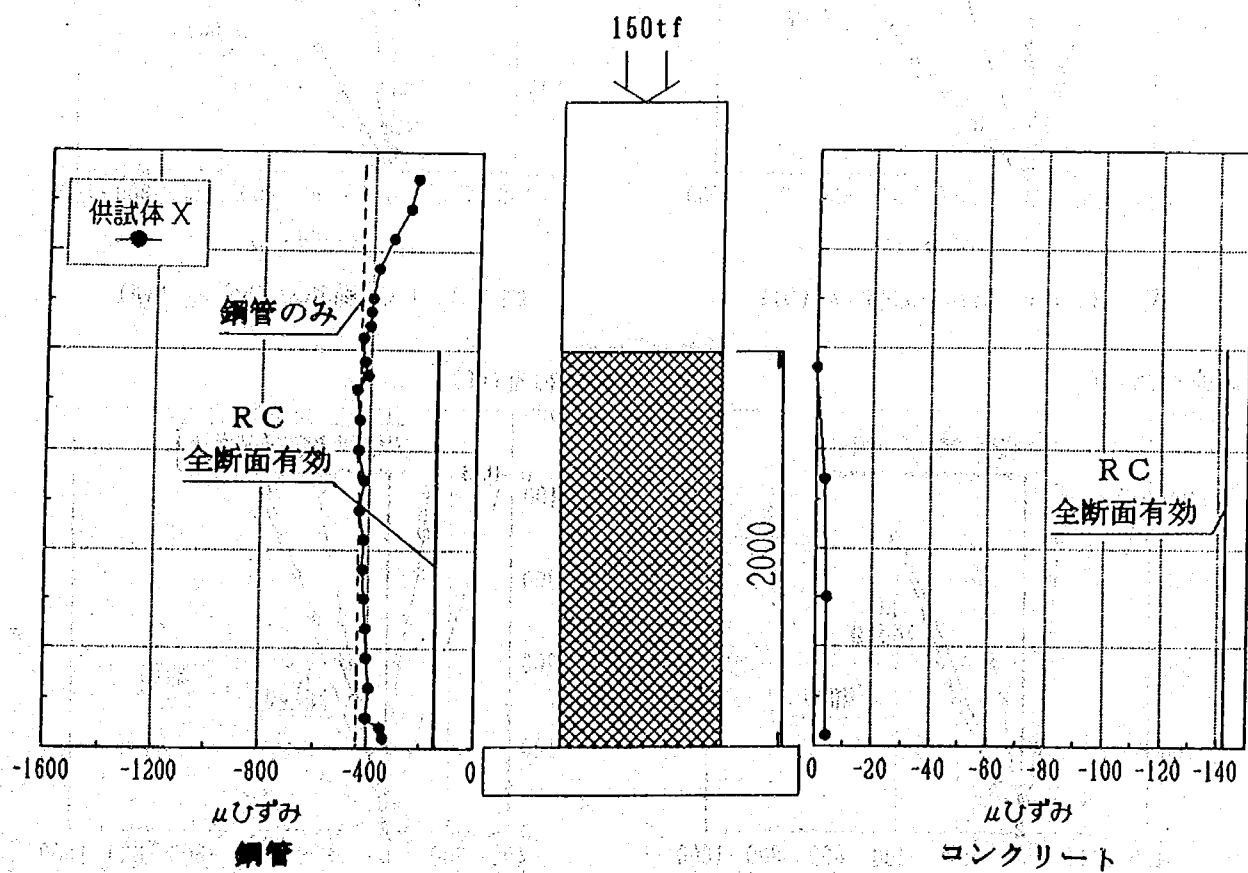


図-3.1.2 ひずみ分布図 (X)

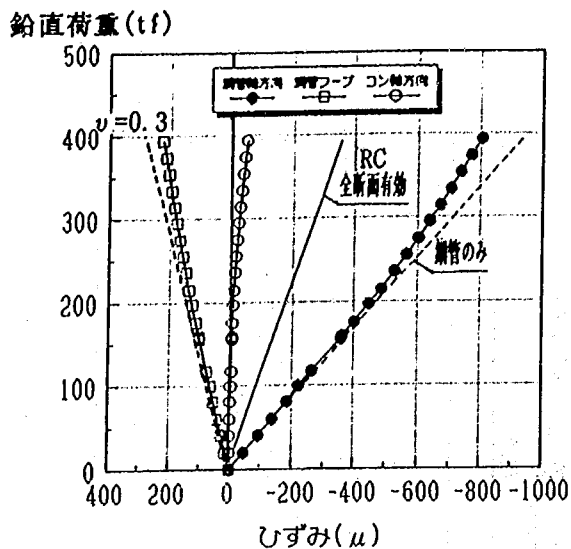


図-3.13 荷重-ひずみ (IV)

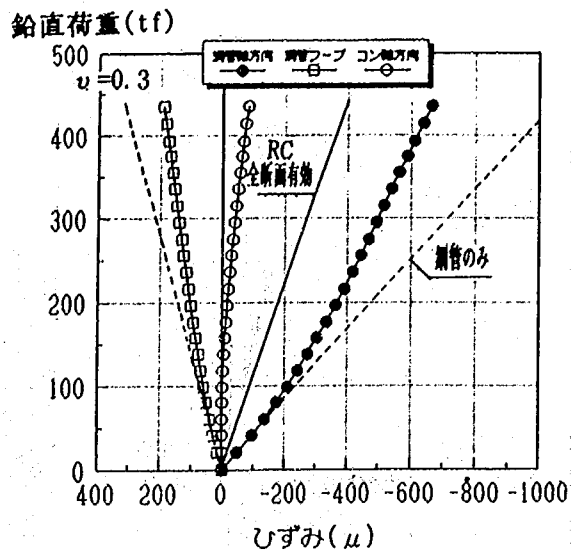


図-3.14 荷重-ひずみ (V)

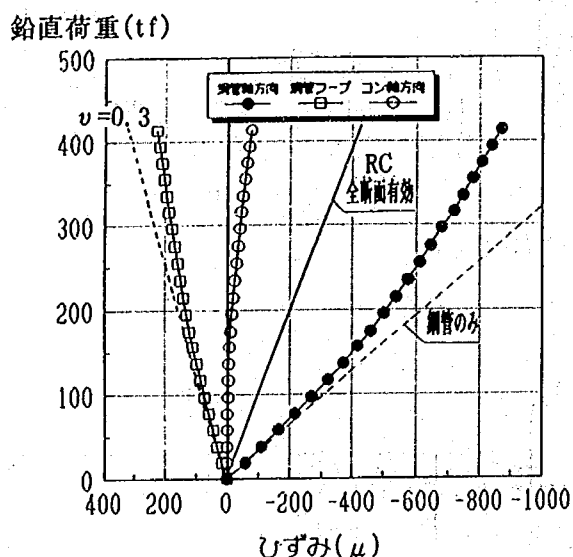


図-3.15 荷重-ひずみ (VI)

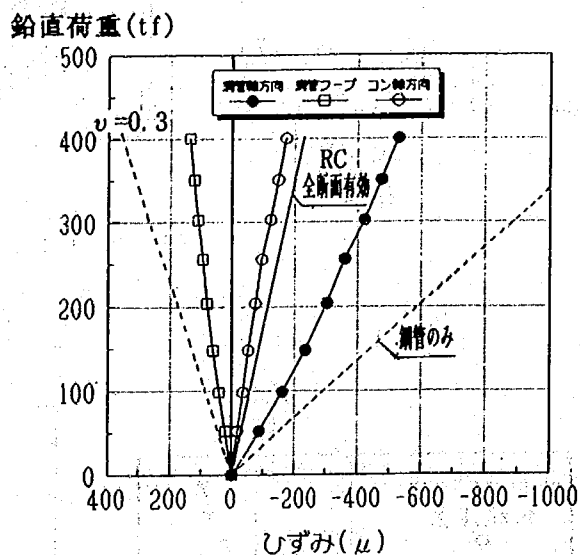


図-3.16 荷重-ひずみ (VII)

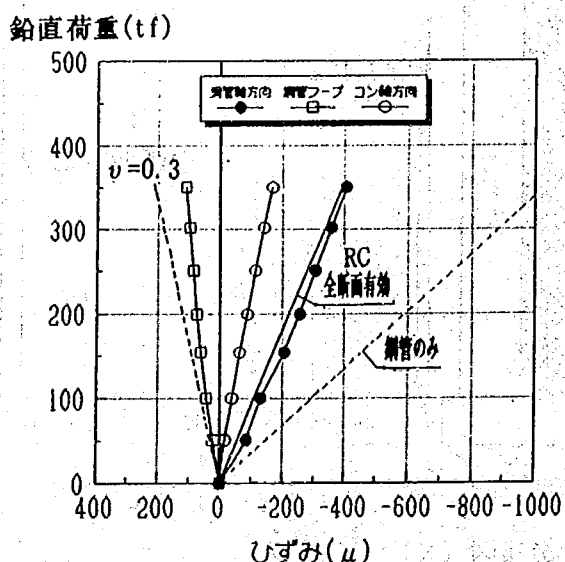


図-3.17 荷重-ひずみ (VIII)

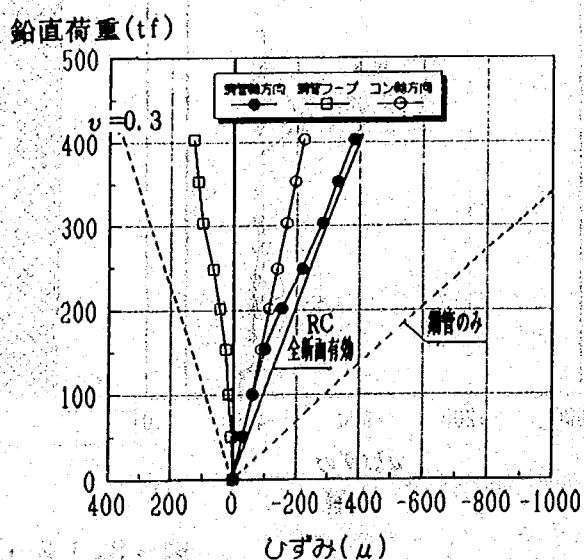


図-3.18 荷重-ひずみ (IX)

鉛直荷重 (tf)

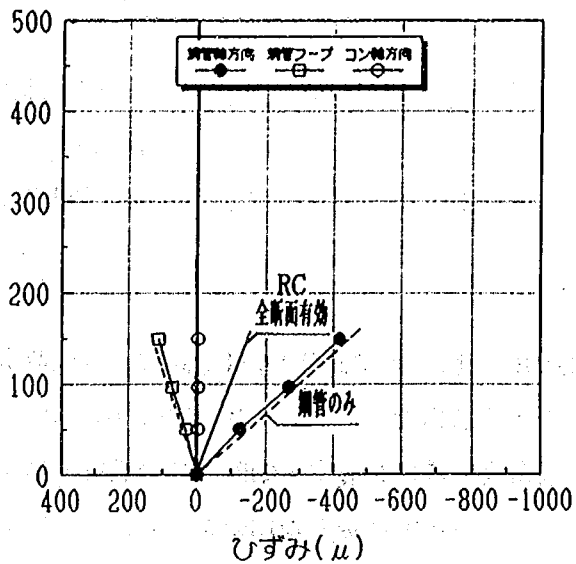


図-3.19 荷重-ひずみ (X)

ひずみより求めた断面力 (tf)

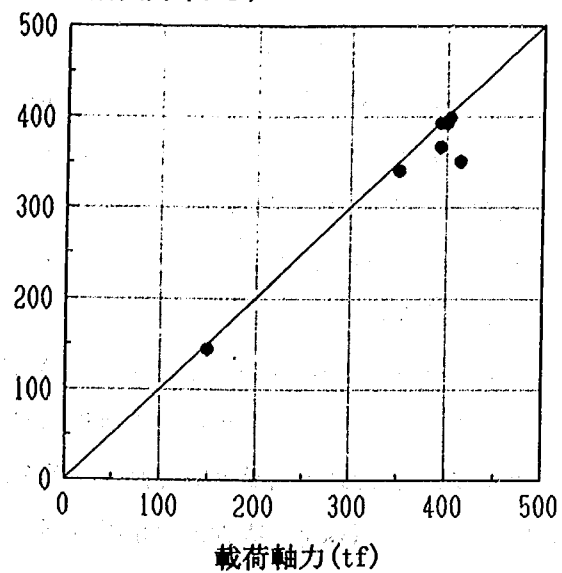


図-3.21 荷重軸力-ひずみより求めた断面力

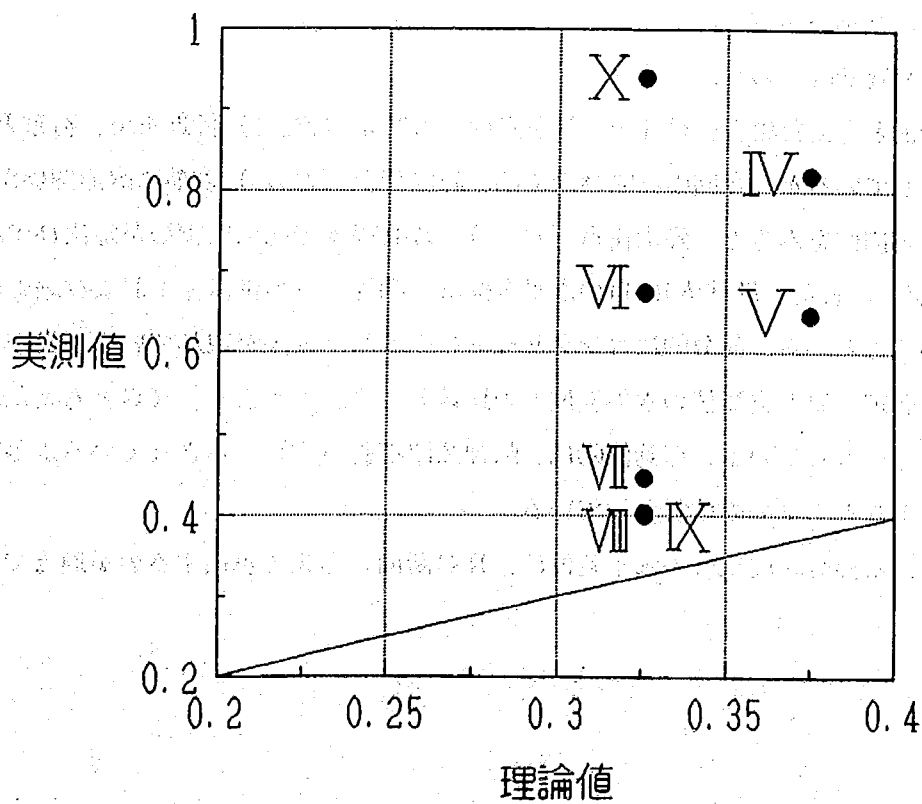


図-3.20 鋼管の荷重分担率 (理論値-実測値)

3.3 曲げ載荷試験

3.3.1 荷重-変位の関係

図-3.22に曲げ載荷試験を行った供試体Ⅰ,Ⅱ,Ⅲの水平荷重と載荷位置における水平変位の関係を示す。図には全塑性モーメントに相当する荷重(P_{HP})、およびRC断面と考えた場合に鋼管圧縮縁が降伏する荷重(P_{HY})、ならびに、弾性域における荷重と変位の関係の理論値として、全断面有効とした場合、RCと考えた場合および鋼管のみとした場合を示した。

(1) 最大耐荷力

今回の曲げ載荷試験の結果では、コンクリートを部分的に充填した供試体Ⅱ,Ⅲの両方とも載荷水平荷重は全塑性モーメントに相当する荷重(P_{HP})を超えることが確認できた。図-3.23、図-3.24は今回計測された最大荷重と阪神高速道路公団の「合成柱(充填方式)を有する鋼製橋脚の設計・施工指針(案)」^{6) 6)}(以下、阪神公団指針(案)という)による耐荷力相関曲線との比較を示したものである。この図から、曲げに対して、部分合成柱の最大耐荷力は、阪神公団指針(案)の耐荷力相関曲線を上回っていることがわかる。

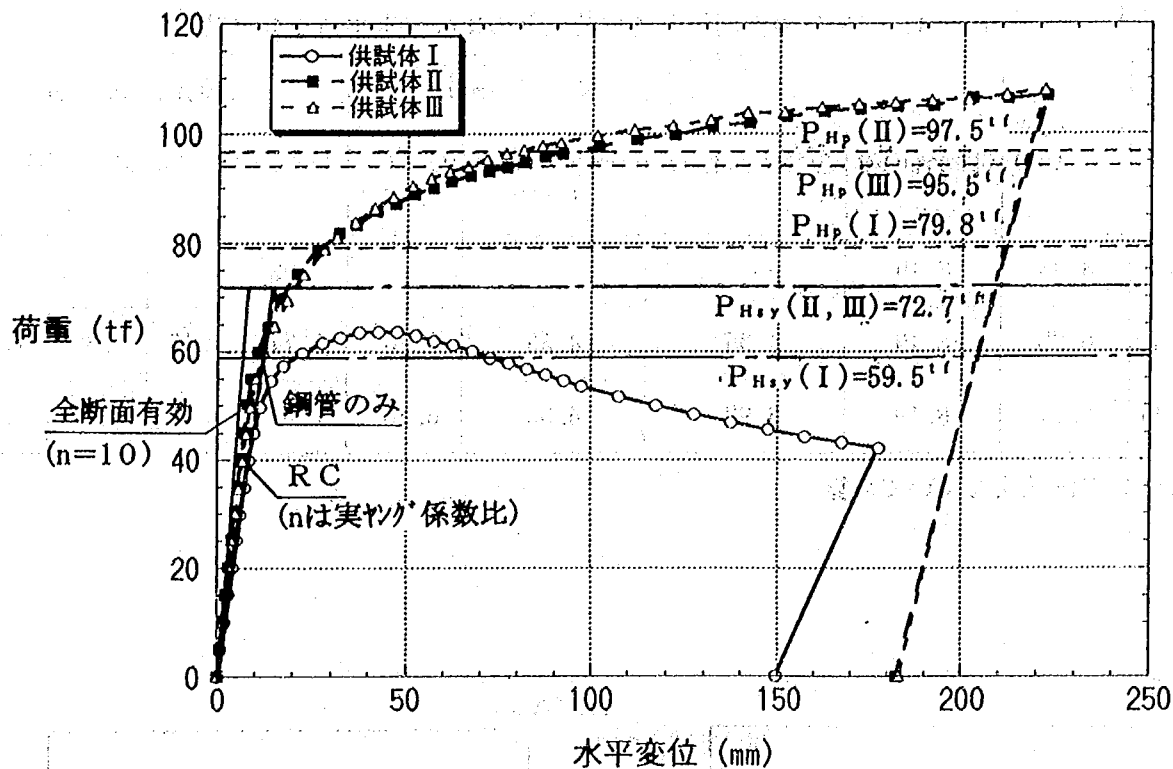
コンクリート充填部天端にダイヤフラムを設けた供試体Ⅱと設けていない供試体Ⅲの最大荷重を比較するとほとんど差がないことから、コンクリート充填部天端のダイヤフラムの有無は、曲げ載荷試験において最大耐荷力にほとんど影響を与えていないと考えられる。

また、鋼管柱に部分的にコンクリートを充填することにより、最大耐荷力は鋼管のみの場合の1.6倍程度の耐荷力になっていることがわかった。

(2) 線形関係となっている範囲について

文献3)では、RC断面と考えた場合に鋼管圧縮縁が降伏する荷重(P_{HY})付近まで、荷重と水平変位はほぼ線形関係であるとしているが、今回の実験結果では、降伏荷重(P_{HY})以前に線形関係が崩れている。鋼管圧縮縁のひずみの実測値をみると、降伏荷重(P_{HY})の70%程度で既に圧縮縁が降伏ひずみに達している(図-3.22参照)。また、供試体Ⅱ,Ⅲの水平変位は、鋼管のみの供試体Ⅰおよび鋼管のみの理論値より小さくなっていることから、部分的にコンクリートを充填した効果が現れている。表-3.1に、水平荷重40tf時における各理論値と実測値の水平変位との比較を示す。これより、RCと考えた場合の理論値⑥が実測値とほとんど一致している。理論値④は、阪神公団指針(案)で示されている水平変位の算出方法であるが、実測値よりも小さめの値となっている。

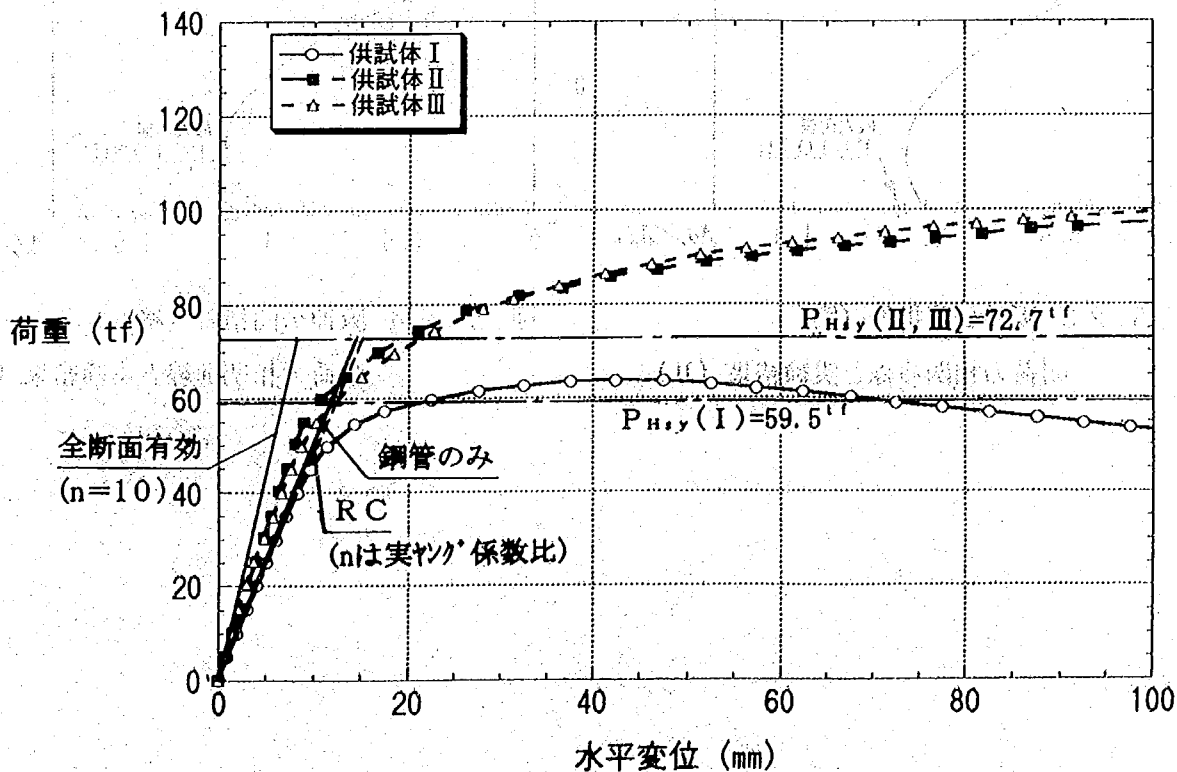
以上より、曲げを受ける部分充填鋼管の水平変位は、RC断面と考えて算出するのが適当であると考えられる。



P_{H_p} : 全塑性モーメントに相当する荷重

$P_{H_{s\gamma}}$: RC断面として考えた場合に鋼管圧縮縁が降伏する荷重

図-3.22(1) 荷重変位曲線 (I, II, III)



P_{H_p} : 全塑性モーメントに相当する荷重

$P_{H_{s\gamma}}$: RC断面として考えた場合に鋼管圧縮縁が降伏する荷重

図-3.22(2) 荷重変位曲線 (I, II, III) [上図(1)の拡大図]

表-3.1 変位の実測値と各理論値との比較 (水平荷重40tf時)

供試体	①実測値 (mm)	理 論 値 (mm)				実測値/理論値			
		②鋼管のみ	③全断面有効*	④全断面有効 ($\eta=10$)	⑤RC 断面*	①/②	①/③	①/④	①/⑤
供試体 I	8.35	8.19	—	—	—	1.02	—	—	—
供試体 II	6.33	8.19	4.35	4.55	6.36	0.77	1.46	1.39	1.00
供試体 III	6.71	8.19	3.92	4.55	6.16	0.82	1.71	1.47	1.09

*) 実ヤング係数比を用いて計算

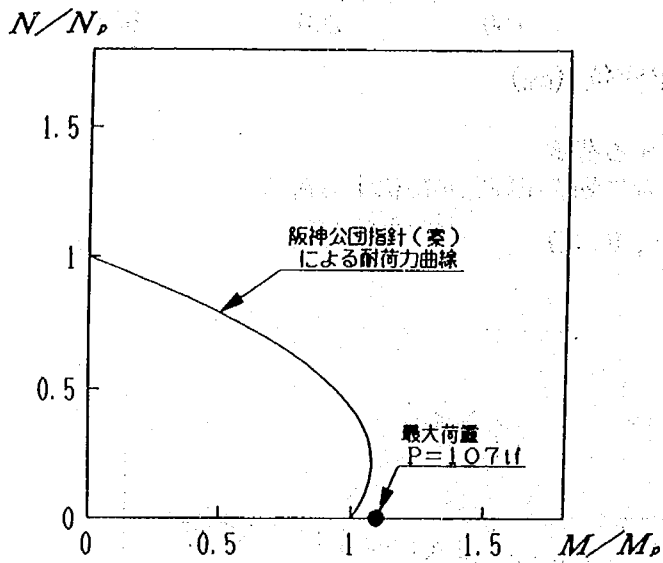


図-3.23 阪神公団指針(案)

耐力力相関曲線と実験結果(II)

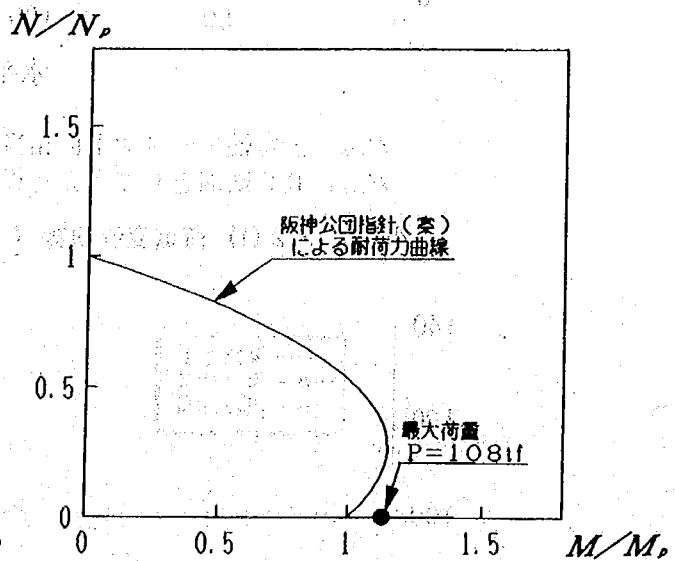


図-3.24 阪神公団指針(案)

耐力力相関曲線と実験結果(III)

3.3.2 応力、ひずみ

図一3.25に曲げ載荷試験における水平荷重50tfの際の鋼管表面圧縮側および引張側の鉛直方向の応力分布図を示す。応力は各点のひずみに鋼のヤング係数 $2.1 \times 10^6 \text{ kgf/cm}^2$ を乗じたものとした。図には、鋼管のみとした場合の理論値、RCと考えた場合の理論値、および全断面有効とした場合の理論値をあわせて示した。ただし、RCと考えた場合、全断面有効とした場合のヤング係数比は15とした。以下に、各供試体の結果を示す。

(1) 供試体 I

環補剛材位置（高さ1.5mの位置）から基部までは、基部に近づくにつれて実測値と理論値の差が大きくなっている。

(2) 供試体 II, III

両供試体ともコンクリート充填部では、実測値はRCと考えた場合の理論値に近くなっている。IIIはコンクリート充填部天端にダイヤフラムを設置しており、実測値はダイヤフラム位置から急にRCと考えた場合の理論値に近づいている。一方、IIは境界部にダイヤフラムを設置していないためか実測値は徐々に理論値に近づいている。IIがIIIと同等のコンクリート充填効果を得るには、鋼管径程度の遷移区間が必要と考えられる。IIのIIIに対する有効な点は、ダイヤフラムを施工する必要のないことと、応力の急変部がないことである。そこで、仮に両者の違いが遷移区間の応力のみである（基部に対しては影響がない）とすれば、遷移区間の設計を工夫（遷移区間は鋼管のみとして設計する、あるいは遷移区間を考え充填高さを増しておく等）することによりIIの方法の適用も可能と考えられる。ただし、通常、鋼製橋脚には上部工などによる軸力も入っているため、二軸載荷試験の結果とあわせて考える必要がある。

図一3.26、図一3.27にIIとIIIのコンクリート充填部中間の断面方向の鋼管及びコンクリートの鉛直軸方向ひずみの分布を示す。これらをみると、コンクリートのひずみは鋼管のひずみに追従していない。その結果平面保持を条件としているRCと考えた場合の計算より、コンクリートの効果が小さくなるために鋼管のひずみが少し大きめとなっていると考えられる。

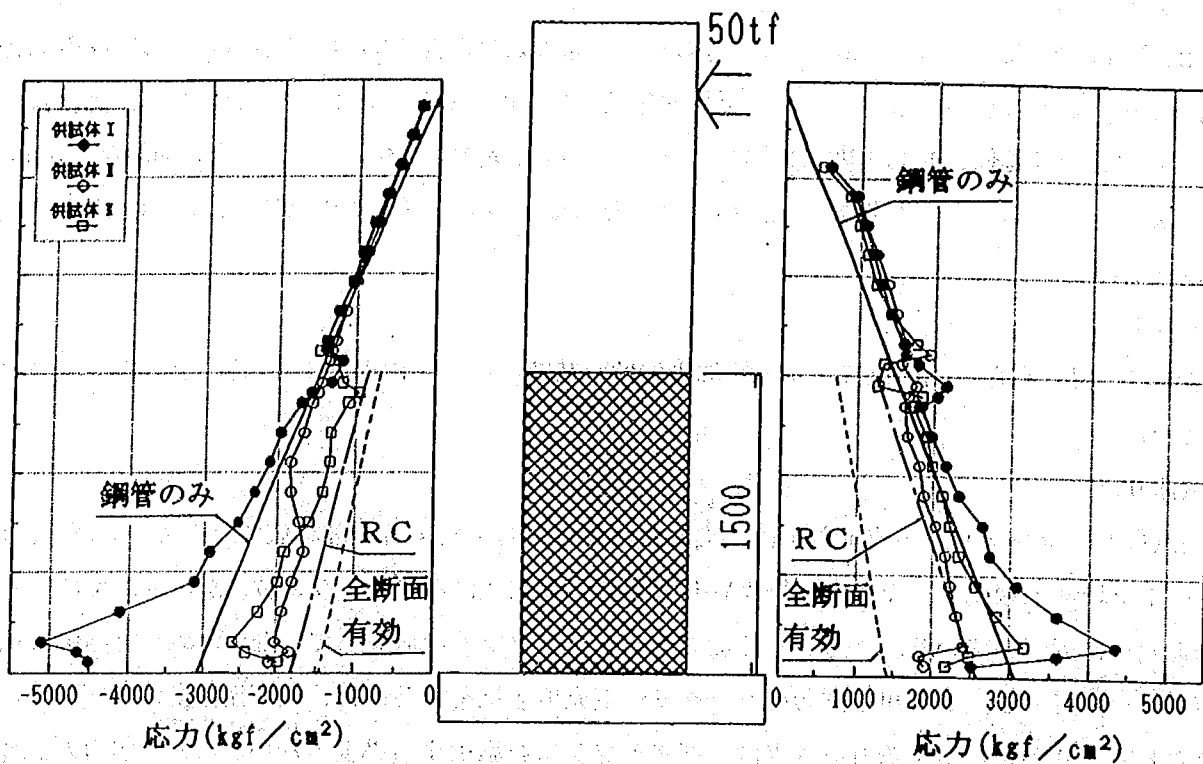


図-3.25 鋼管応力分布図 (I, II, III、水平荷重50tf)

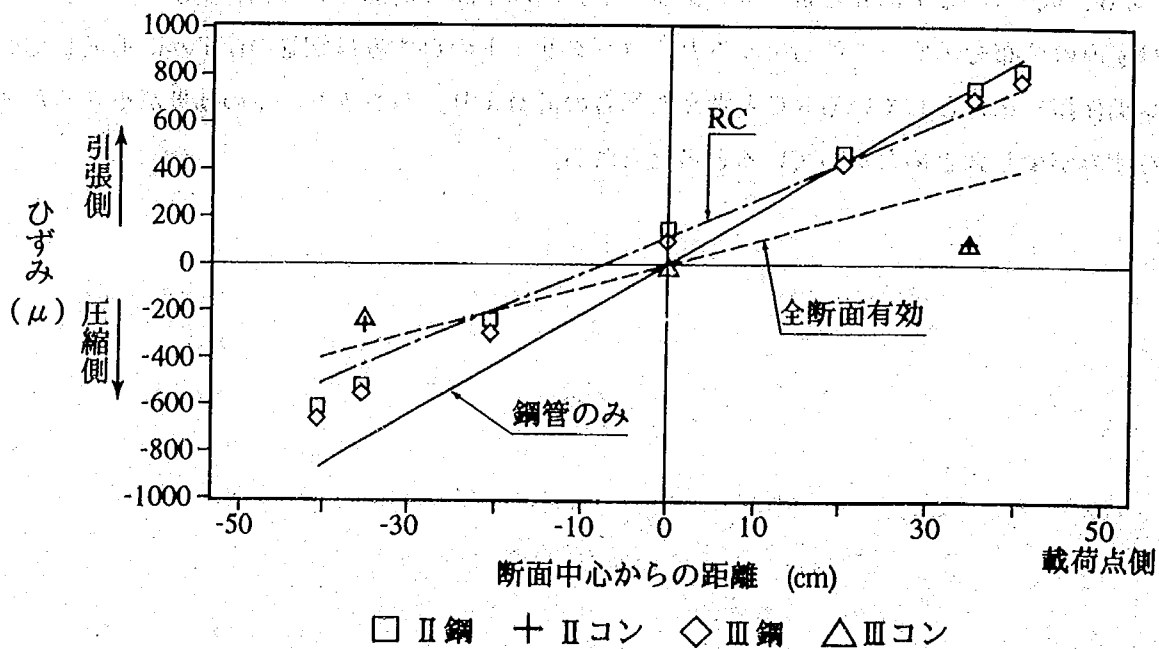


図-3.26 同一断面内の鋼管、およびコンクリートのひずみ
(II, III、水平荷重40tf、基部より75cm)

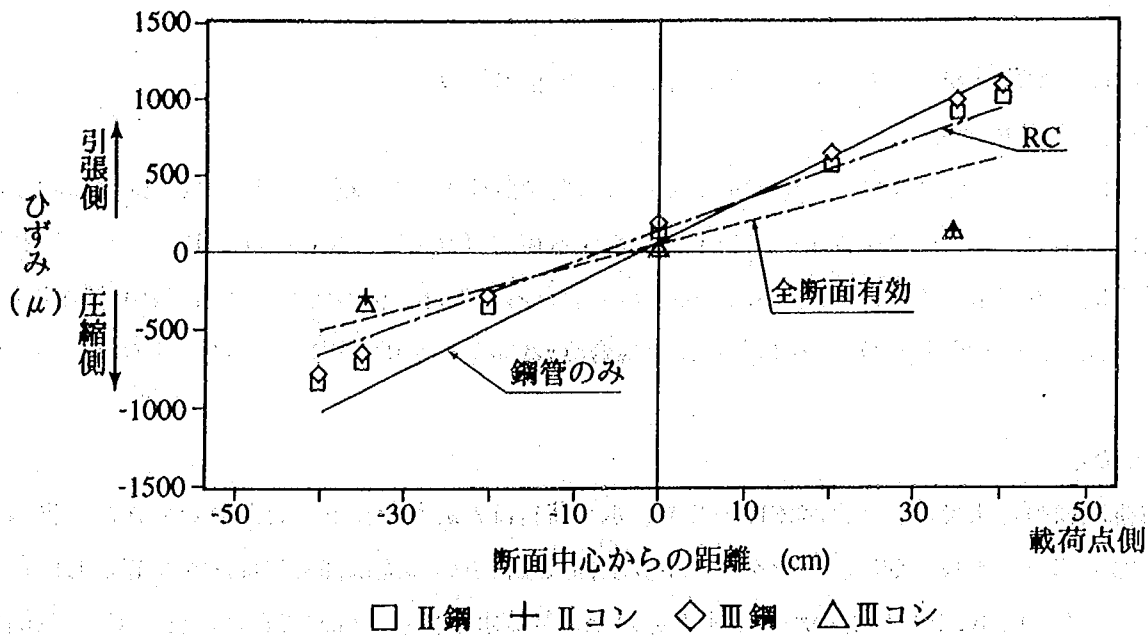


図-3.27 同一断面内の鋼管、およびコンクリートのひずみ
(II, III、水平荷重50tf、基部より75cm)

3.4 二軸載荷試験

ここでは曲げ載荷試験結果も含め、各供試体について相対比較を行う。

3.4.1 荷重-変位の関係

図-3.28～図-3.31に、二軸載荷試験を行った供試体IV～Xの水平荷重と載荷位置における水平変位の関係を示す。図には全塑性モーメントに相当する荷重($P_{H,p}$)、RC断面として考えた場合に鋼管圧縮縁が降伏する荷重($P_{H,y}$)ならびに、弾性域における荷重と変位の関係の理論値として全断面有効とした場合(n は実ヤング係数比)、RCと考えた場合(n は実ヤング係数比)および鋼管のみとした場合を示した。

(1) 最大耐荷力

二軸載荷試験の結果では、全供試体IV～Xで、水平荷重は $P_{H,p}$ を超えることが確認できた。供試体IV, VIでは、基部で耐荷力を失う前に、コンクリート充填部天端付近の無充填部で局部座屈を起こし耐荷力を失った(写真-3.1, 3.2)にもかかわらず $P_{H,p}$ 以上の載荷水平荷重が確認できた。従って、二軸載荷に対しても、コンクリートを部分的に充填した鋼管は全塑性モーメント以上の耐荷力を期待できることがわかった。最大荷重時付近の状態を供試体VIIを代表として写真-3.3に示す。また、載荷後の基部の局部座屈の状況を写真-3.4に、内部コンクリートの圧縮側の状況を写真-3.5に、引張側の状況を写真-3.6に示す。

図-3.32～図-3.34は今回計測された最大荷重と阪神公団指針(案)の耐荷力相関曲線との比較を示したものである。この図における M_p は、式(3.2)に示した軸力を考慮しない全塑性モーメント、 $N_p (= \sigma_{ck} \cdot A_c + \sigma_{yk} \cdot A_s)$ は全塑性時の軸力である。この図から、二軸載荷に対しても、部分充填柱の最大耐荷力は、阪神公団指針(案)の耐荷力相関曲線を上回っていることがわかる。また、コンクリート充填部天端にダイヤフラムを設けない供試体Xについても阪神公団指針(案)の耐荷力相関曲線を上回る耐荷力を期待できることが確認できた。

コンクリート充填部天端のダイヤフラムの有無は、曲げ載荷試験においては最大耐荷力にほとんど影響を与えなかったが、二軸載荷試験の結果である図-3.30をみると、ダイヤフラムを設けていないものは設けたものに対して90%程度の最大耐荷力となっている。このダイヤフラムを設けない場合の最大耐荷力は、軸力の大きさやコンクリートとの付着状況に影響を受けるため、定量的に評価するのは難しいと考えられる。しかし実際の橋脚の軸力の大きさ(実際の橋脚は本供試体よりも N/N_p がさらに小さい)を考慮すると、おそらく本実験結果同様、全塑性モーメント以上、また阪神公団指針(案)の耐荷力相関曲線以上の耐荷力を期待できるものと思われる。以上のことよりダイヤフラムを設けない案は、それを施工する必要がないこと、さらには応力の急変部がないことから、簡便で既設の橋脚の補強に適用しやすい方法と考えられる。また、スタッドの有無については、今回の実験では最大耐荷力にそれほど影響を与えていない。

図-3.35は、後述する必要充填高さを満たしている場合の部分充填柱の最大耐荷力を定量的に評価するために、全塑性モーメント時の有効断面における鋼管の荷重分担率 γ と細長比 λ パラメータを掛け合わせたものをパラメータとして、 M_{max}/M_p を示したものである。ここで、 M_{max} は充填柱部が耐え得る最大

曲げモーメント、 M_p は全塑性モーメントである。また、図中の直線はこれらのデータの回帰直線である。 $\gamma \cdot \lambda$ は試行錯誤的に与えたパラメータであり、鋼管の荷重分担率が小さいほどコンクリートの負担が大きくなり M_{max}/M_p が増加、また、細長比パラメータが小さいほど M_{max}/M_p が増加する傾向にある。図の文献7)～9)および土研資料第2724号³⁾のデータはコンクリートを全体に充填したものであり、本実験のデータと比較すると後述する必要充填高さを満たした部分充填柱の最大耐荷力は、全体に充填したものと変わらないと考えられる。この回帰直線を用いることにより、断面の諸元、材料の諸元がわかれば M_{max} を算出することができる。

(2) コンクリートの充填高さについて

部分的にコンクリートを充填する場合、どの程度の高さまでコンクリートを充填すれば、その効果が十分に得られるのかが重要となってくる。コンクリート充填柱として変形性能を発揮させるためには、基部で耐力を失う以前に無充填部において耐力を失うような高さは望ましくない。従って、基部とコンクリート充填部天端が、同時に耐力を失う高さ以上は確保しなければならない。この関係を式に表現すると次のようになる。

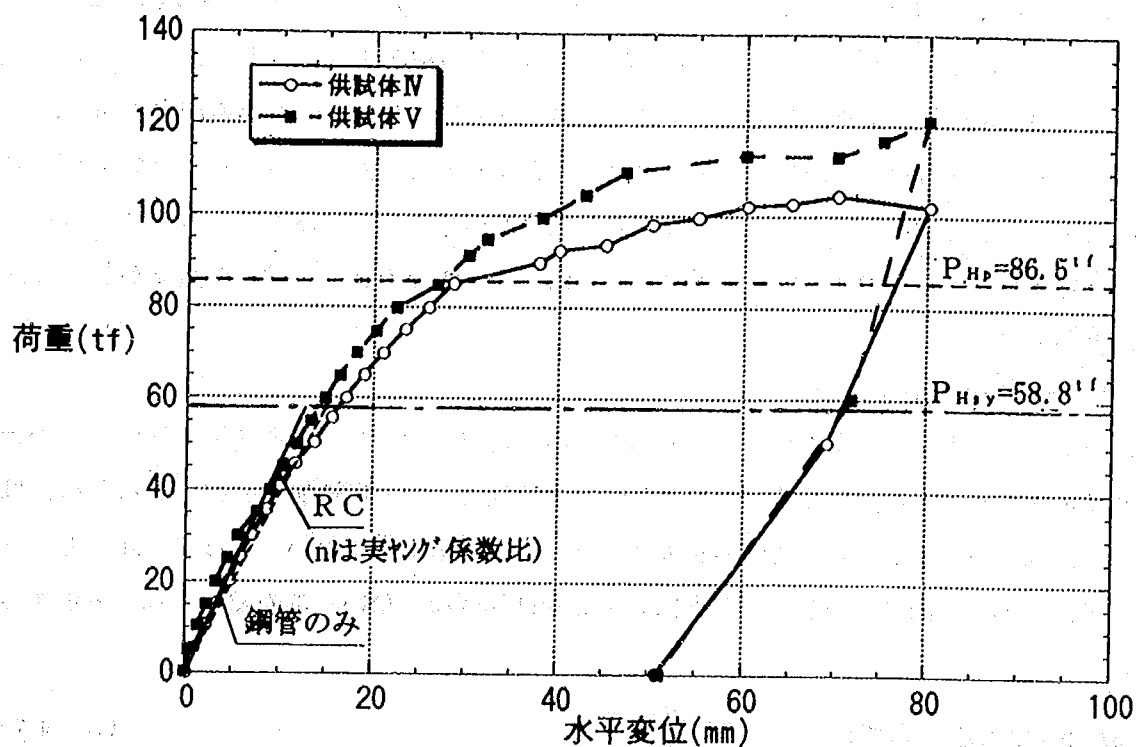
$$\text{必要充填高さ} \geq L \left(1 - \frac{M_{s \max}}{M_{\max}} \right) \quad (3.47)$$

ここで、 $M_{s \max}$: 鋼管部が耐えうる最大曲げモーメント
 $M_{\max}$: 充填柱部が耐えうる最大曲げモーメント
 L : 橋脚高

$M_{\max}$ については、(1)で述べたことから評価できる。 $M_{s \max}$ は、鋼管圧縮縁の応力がDonnellの式により算出した局部座屈応力度²⁾に達する曲げモーメントとした。表-3.2は、式(3.47)より計算した各供試体の必要充填高さ、および無充填部で計測された最大ひずみと降伏ひずみを示したものである。

表-3.2 コンクリート充填高さと無充填部最大ひずみ

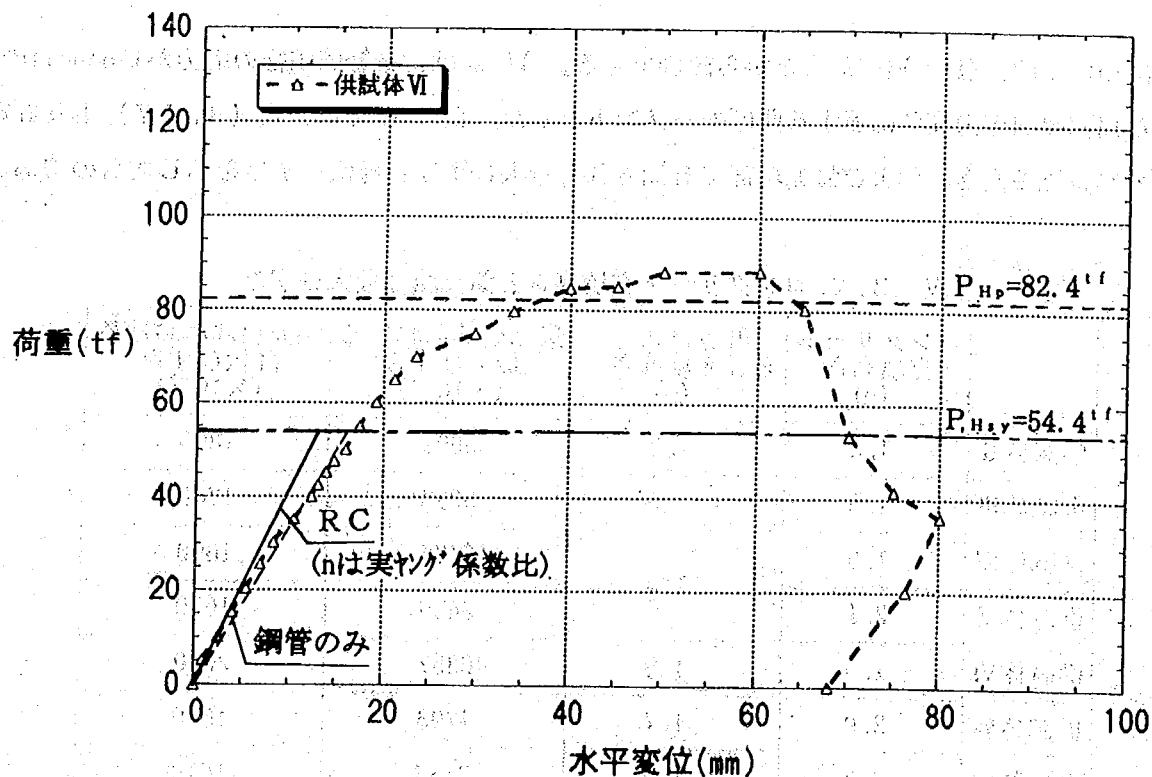
	コンクリート 充填高さ (m)	計算による 必要充填高さ (m)	無充填部における 最大ひずみ ($\times 10^{-6}$)	無充填部における 降伏ひずみ ($\times 10^{-6}$)
供試体Ⅱ	1.5	1.5	5692	1800
供試体Ⅲ	1.5	1.5	5013	1740
供試体Ⅳ	1.5	1.8	15478	1690
供試体Ⅴ	2.1		2439	1690
供試体Ⅵ	1.5	1.9	46357	2000
供試体Ⅶ	2.0	1.7	1793	1610
供試体Ⅷ	2.5	1.9	3138	1610
供試体Ⅸ	2.0	1.7	1180	1610
供試体Ⅹ	2.0		1848	1610



P_{H_p} : 全塑性モーメントに相当する荷重

$P_{H_{s\gamma}}$: RC断面として考えた場合に鋼管圧縮縁が降伏する荷重

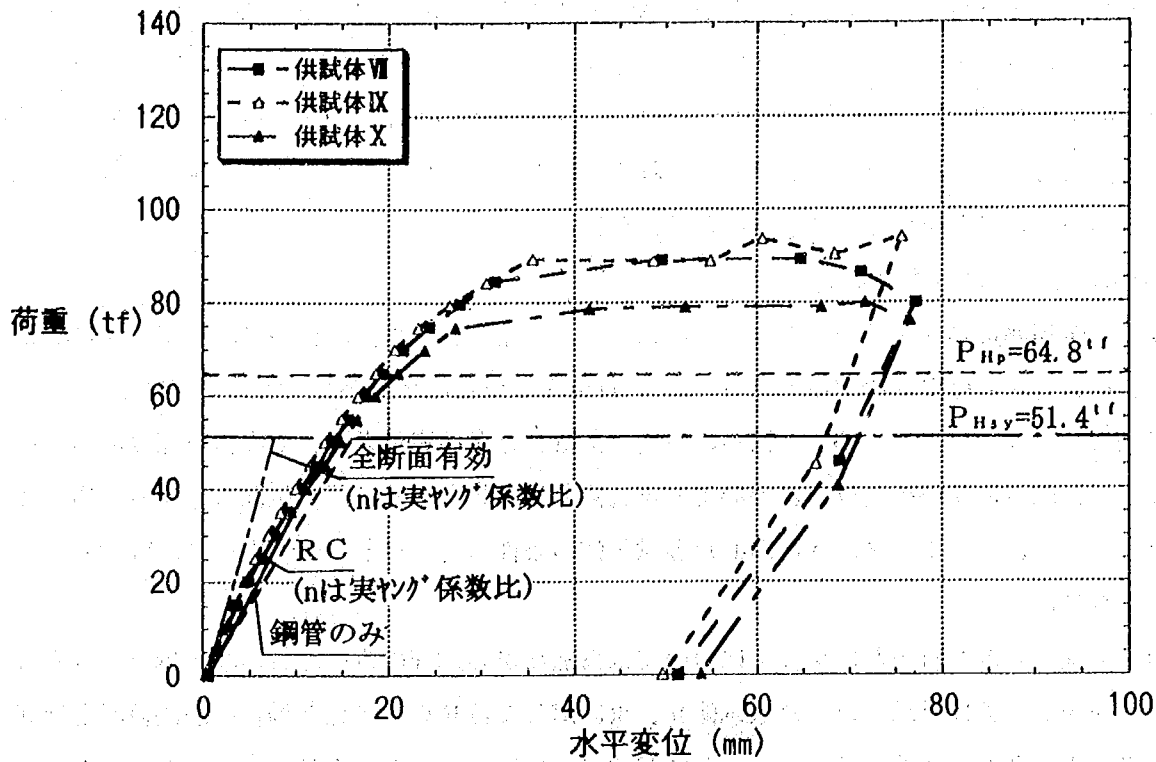
図-3.28 荷重変位曲線 (Ⅳ, Ⅴ)



P_{H_p} : 全塑性モーメントに相当する荷重

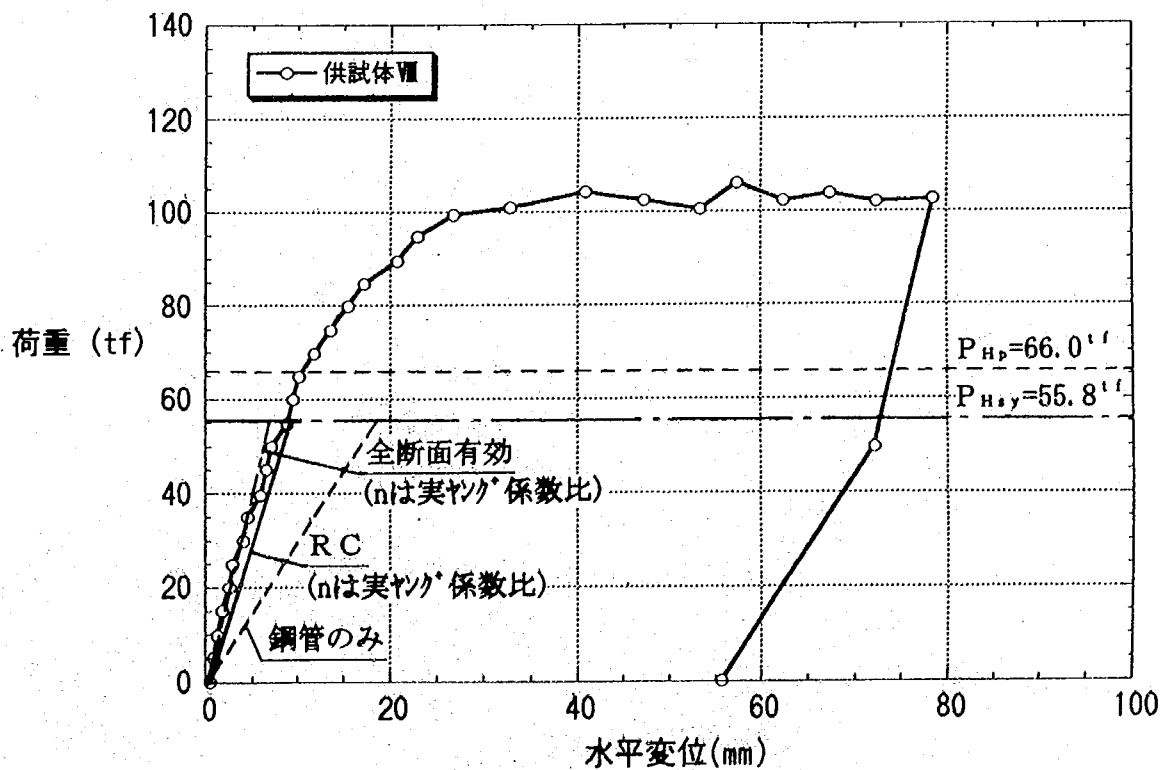
$P_{H_{s\gamma}}$: RC断面として考えた場合に鋼管圧縮縁が降伏する荷重

図-3.29 荷重変位曲線 (Ⅵ)



P_{Hp} : 全塑性モーメントに相当する荷重
 P_{Hsy} : RC断面として考えた場合に鋼管圧縮縁が降伏する荷重

図-3.30 荷重変位曲線 (Ⅶ, Ⅸ, Ⅹ)



P_{Hp} : 全塑性モーメントに相当する荷重
 P_{Hsy} : RC断面として考えた場合に鋼管圧縮縁が降伏する荷重

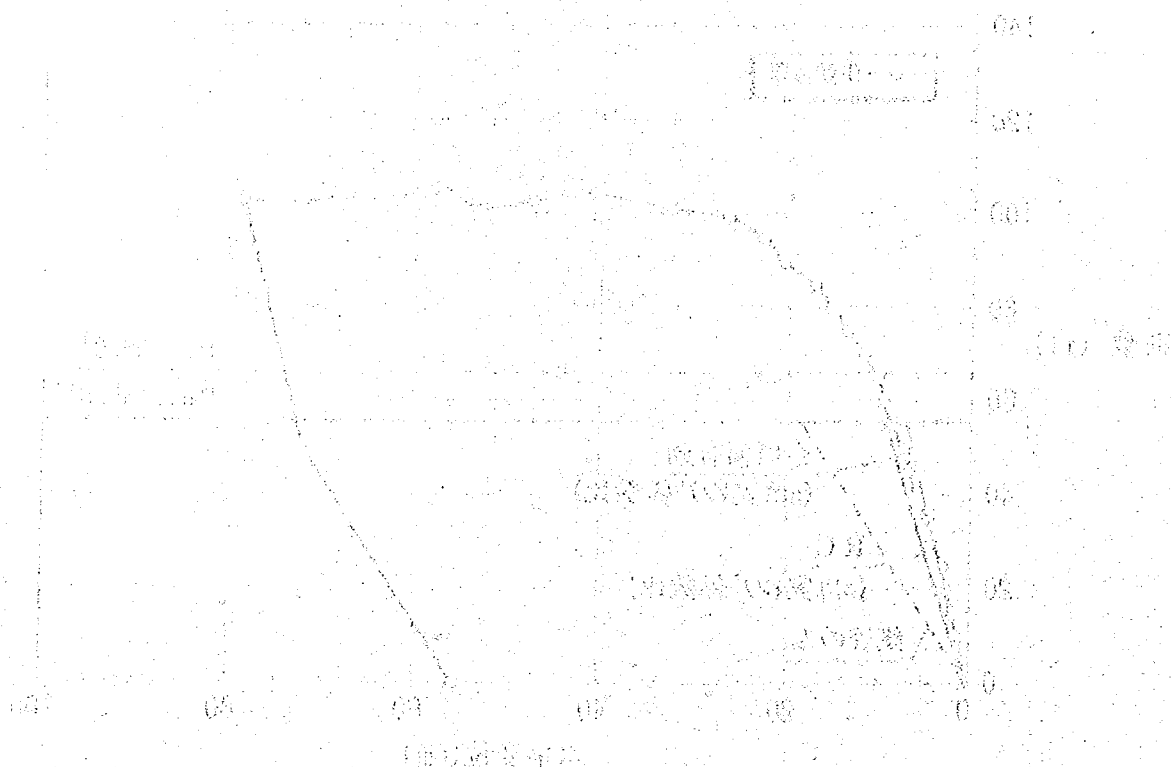
図-3.31 荷重変位曲線 (Ⅶ)

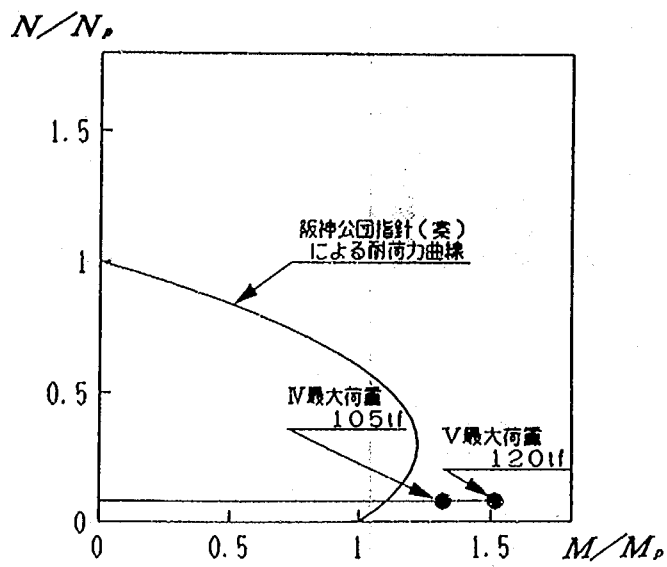
計算による必要充填高さを満たしていない供試体Ⅳ, Ⅵでは、無充填部の最大ひずみがかなり大きく、無充填部において耐荷力を失っている（写真－3. 1, 3. 2）。また、必要充填高さと供試体の充填高さが一致している供試体Ⅱ, Ⅲは、無充填部で耐荷力を失ってはいないが降伏ひずみの3倍程度もひずみが生じており、最大耐荷力にかなり近い状態と考えられる。このことから、先述のコンクリート充填必要高さの提案式は概ね実験結果と整合しているものと考えられる。

(3) 線形関係となっている範囲について

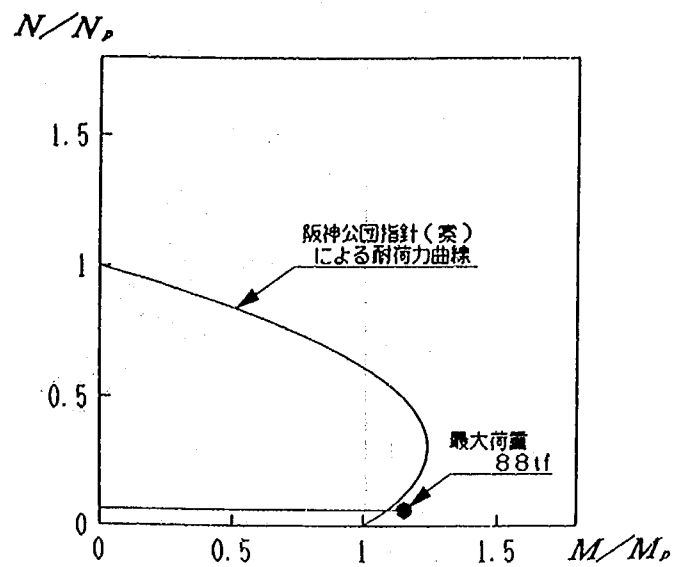
文献3)では全範囲にコンクリートを充填した鋼管の二軸載荷試験の実験結果において、RC断面として考えた場合に鋼管圧縮縁が降伏する荷重 ($P_{m,y}$) 付近まではほぼ線形関係であるとしている。今回の部分充填柱の二軸載荷試験の結果についても同様の傾向であることが確認できた。その線形関係にある範囲の変位 (40tfまたは50tf載荷時の変位) についての理論値との比較を、曲げ載荷試験の結果も含めて表－3. 3に示した。表－2. 1～表－2. 4に示した各供試体の条件の違いに着目し、表－3. 3について考察すると以下ようになる。

鋼管のみで曲げ試験を行った供試体Ⅰについては当然ながら鋼管のみの理論値②とほぼ一致する。コンクリートを充填して曲げ試験を行った供試体Ⅱ, Ⅲに関してはRCと考えた場合の理論値⑥とほぼ一致している。軸力を載荷し二軸載荷試験を行った供試体Ⅳ～Ⅹについても、全般的にRCと考えた場合の理論値⑥に近くなっている。

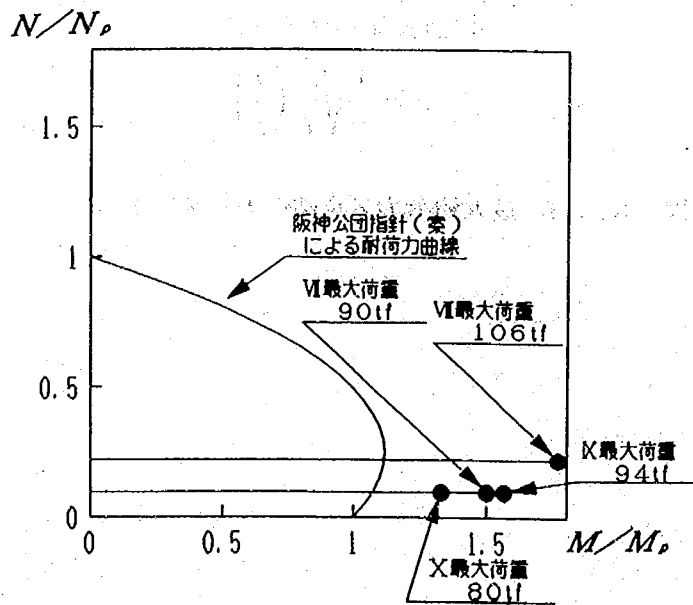




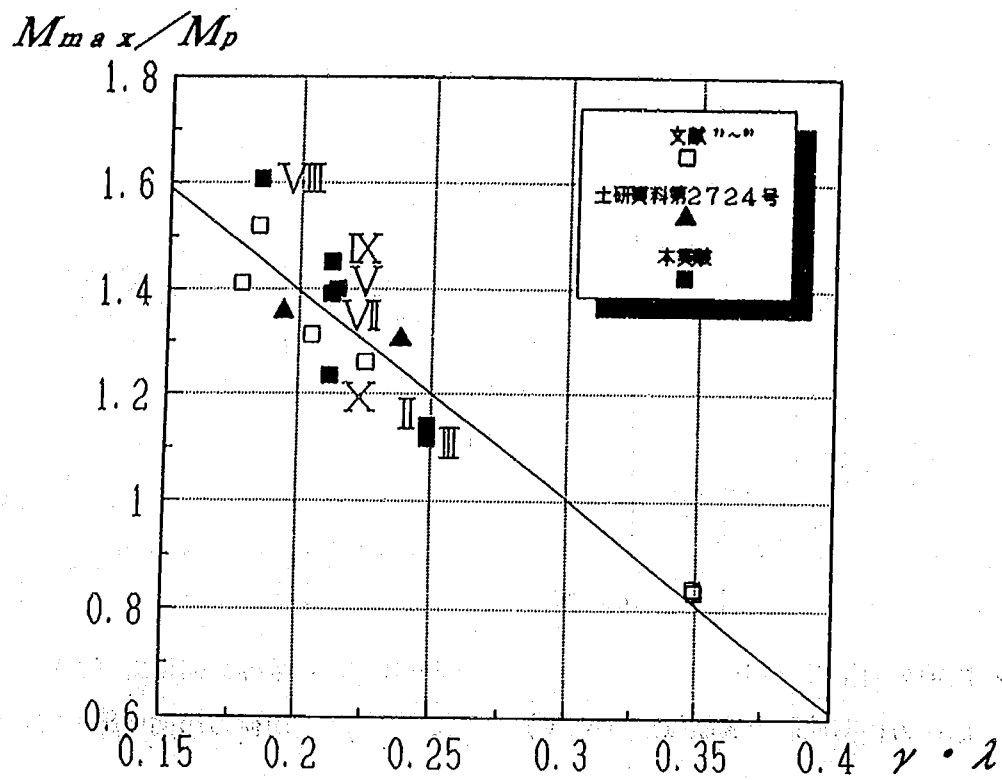
図一 3.32 阪神公団指針 (案)
耐力力相関曲線と実験結果 (IV, V)



図一 3.33 阪神公団指針 (案)
耐力力相関曲線と実験結果 (VI)



図一 3.34 阪神公団指針 (案)
耐力力相関曲線と実験結果 (VII, VIII, IX, X)



γ : 全塑性モーメント時の有効断面における鋼管の荷重分担率
 λ : 細長比パラメータ

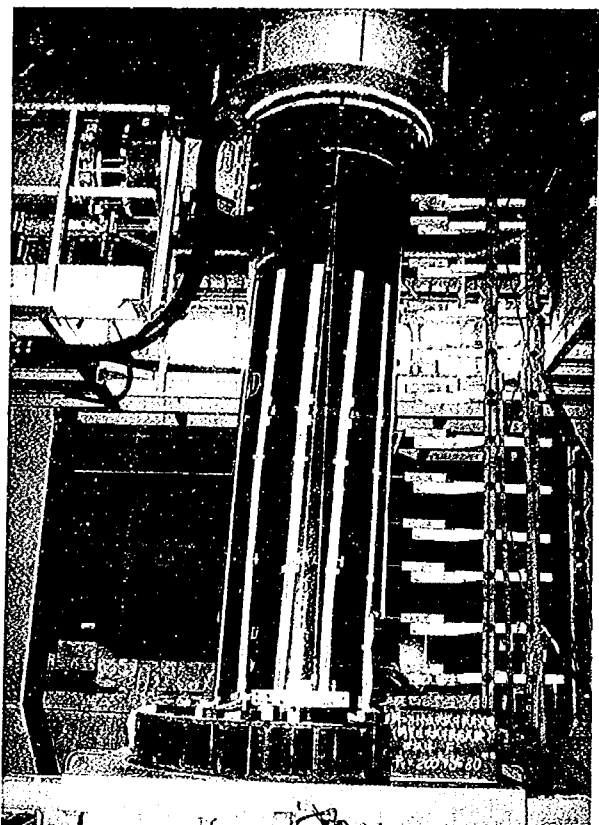
$$\lambda = \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E}} \left(\frac{l}{r} \right)$$

図-3.35 最大耐力力/全塑性モーメント

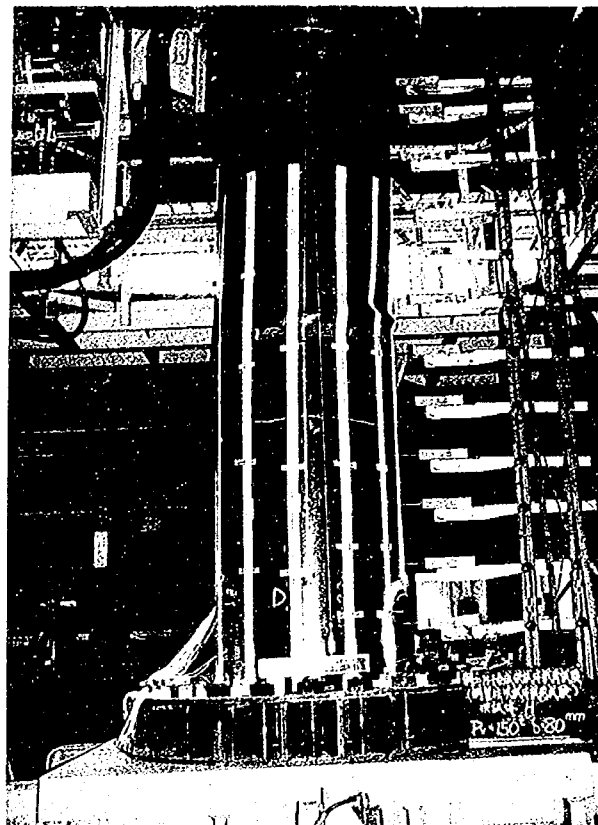
表-3.3 変位の実測値と各理論値との比較 (荷重は線形関係の上限付近)

供試体	荷重 (tf)	①実測値 (mm)	理論値(mm)				実測値/理論値			
			②鋼管のみ	③全断面有効*	④全断面有効 ($n=10$)	⑤R C断面*	①/②	①/③	①/④	①/⑤
供試体Ⅰ	40	8.35	8.19	—	—	—	1.02	—	—	—
供試体Ⅱ	40	6.33	8.19	4.35	4.55	6.36	0.77	1.46	1.39	1.00
供試体Ⅲ	40	6.71	8.19	3.92	4.55	6.16	0.82	1.71	1.47	1.09
供試体Ⅳ	50	13.55	12.53	5.42	6.36	11.87	1.08	2.50	2.13	1.23
供試体Ⅴ	50	11.83	12.53	4.68	5.71	11.34	0.94	2.53	2.07	1.14
供試体Ⅵ	50	15.91	15.35	5.98	7.06	14.12	1.04	2.66	2.25	1.16
供試体Ⅶ	50	13.95	15.35	5.73	6.28	13.89	0.91	2.43	2.22	1.04
供試体Ⅷ	50	8.56	15.88	5.51	6.10	13.99	0.54	1.55	1.40	1.03
供試体Ⅸ	50	13.13	15.35	5.73	6.28	13.89	0.86	2.29	2.09	0.98
供試体Ⅹ	50	14.85	15.35	5.73	6.28	13.89	0.97	2.59	2.36	1.11

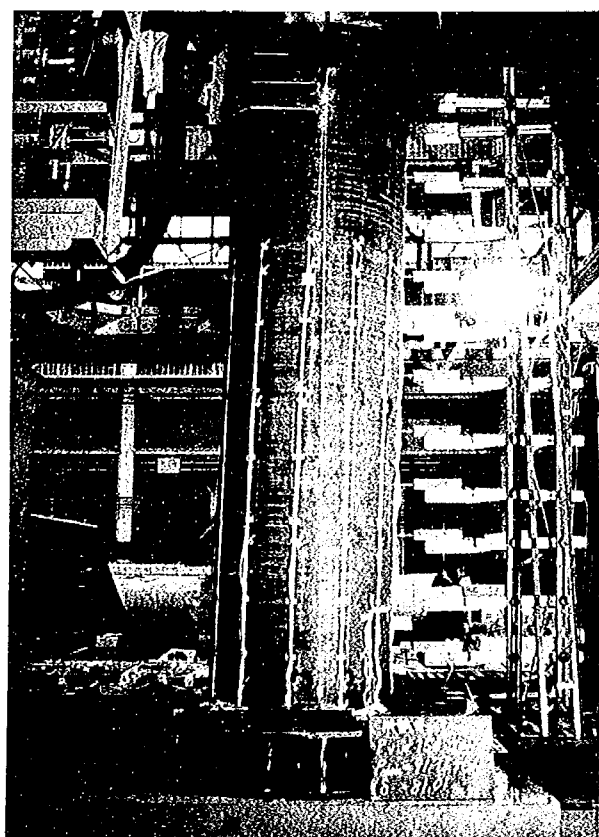
*) n として実ヤング係数比を用いる。



写真－3.1 供試体IV



写真－3.2 供試体VI



写真－3.3 供試体VII



写真-3.4 基部局部座屈状況

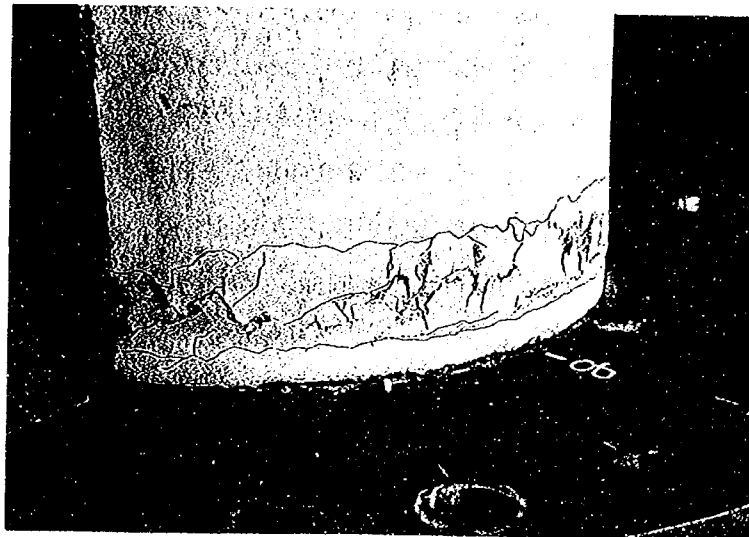


写真-3.5 内部コンクリート圧壊状況（反加圧側）

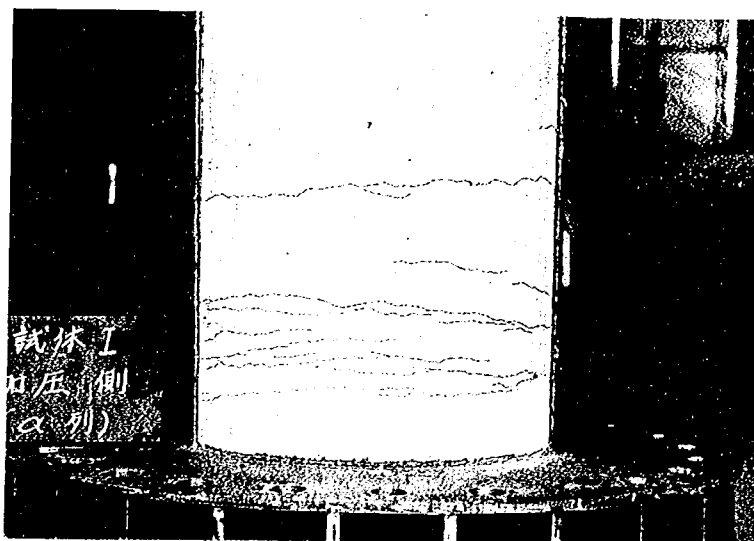


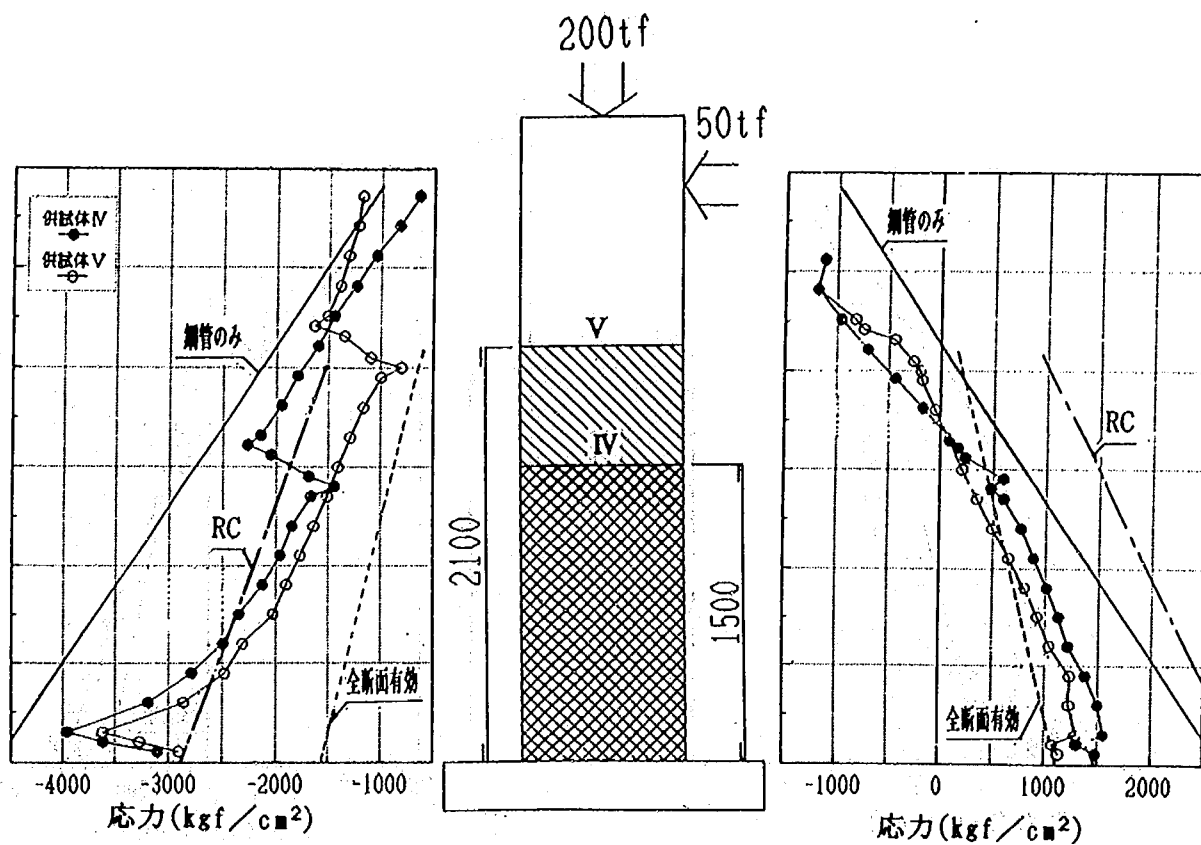
写真-3.6 内部コンクリート引張側ひび割れ状況（加圧側）

3.4.2 応力、ひずみ

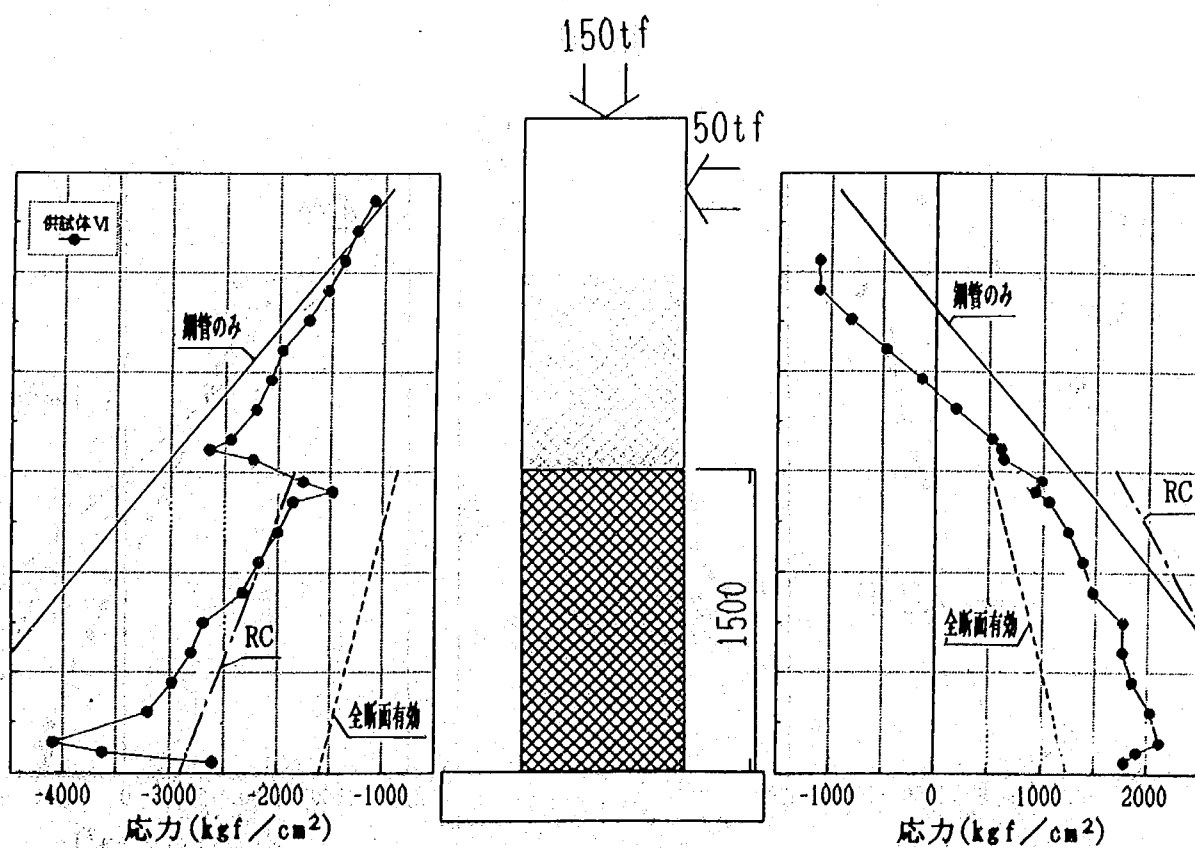
図-3.36～図-3.39に、二軸載荷試験における水平荷重50tfの際の鋼管表面圧縮側および引張側の鉛直方向の応力分布図を示す。応力は各点のひずみに鋼のヤング係数 $2.1 \times 10^6 \text{ kgf/cm}^2$ を乗じたものとした。図には、鋼管のみとした場合の理論値、RCと考えた場合の理論値($n=15$)、全断面有効とした場合の理論値($n=15$)を示した。また、図-3.40、図-3.41に、充填部中間の断面に着目し、圧縮側および引張側の応力の実測値と各理論値との比較を示す。以下に主な結果を示す。

- (1) 鋼管のみとして計算した場合の理論値は 引張側では実測値より大きな値となっている。
- (2) RCと考へて計算した場合の理論値は、供試体Ⅷを除いた全体の傾向としては、圧縮側では実測値に近いものの、引張側では実測値より大きな値となっている。
- (3) コンクリート充填部天端にダイヤフラムを設けていない供試体Ⅹについては、設けている供試体Ⅶより、圧縮側において応力が若干大きめとなっている。
- (4) 図-3.38をみると、スタッドを設けた供試体Ⅸの圧縮側の応力は、スタッドを設けていない供試体Ⅶの80%～90%程度となっており、その効果が多少みられる。

次に、図-3.42～図-3.45に基部付近(基部から5cm)の断面の鋼管およびコンクリートのひずみ分布について示す。図には、RCと考へた場合、鋼管のみとした場合、全断面有効とした場合の理論値をあわせて示した。 n については図-3.36～図-3.39の場合と同様である。供試体Ⅷを除いた全体的な傾向としては、RCと考へて計算した場合の理論値が実測値に最も近い。供試体Ⅷについては全断面有効とした場合に近くなっている。また、軸力載荷試験と同様、平成4年度に実験した供試体(Ⅳ, Ⅴ, Ⅵ)より平成5年度に実験した供試体(Ⅶ, Ⅷ, Ⅸ)の方が、コンクリートに発生しているひずみが大きくなっており、鋼管からコンクリートへの応力の伝達が大きい傾向にある。



図一 3. 3 6 鋼管応力分布図 (IV、V、水平荷重50tf)



図一 3. 3 7 鋼管応力分布図 (VI、水平荷重50tf)

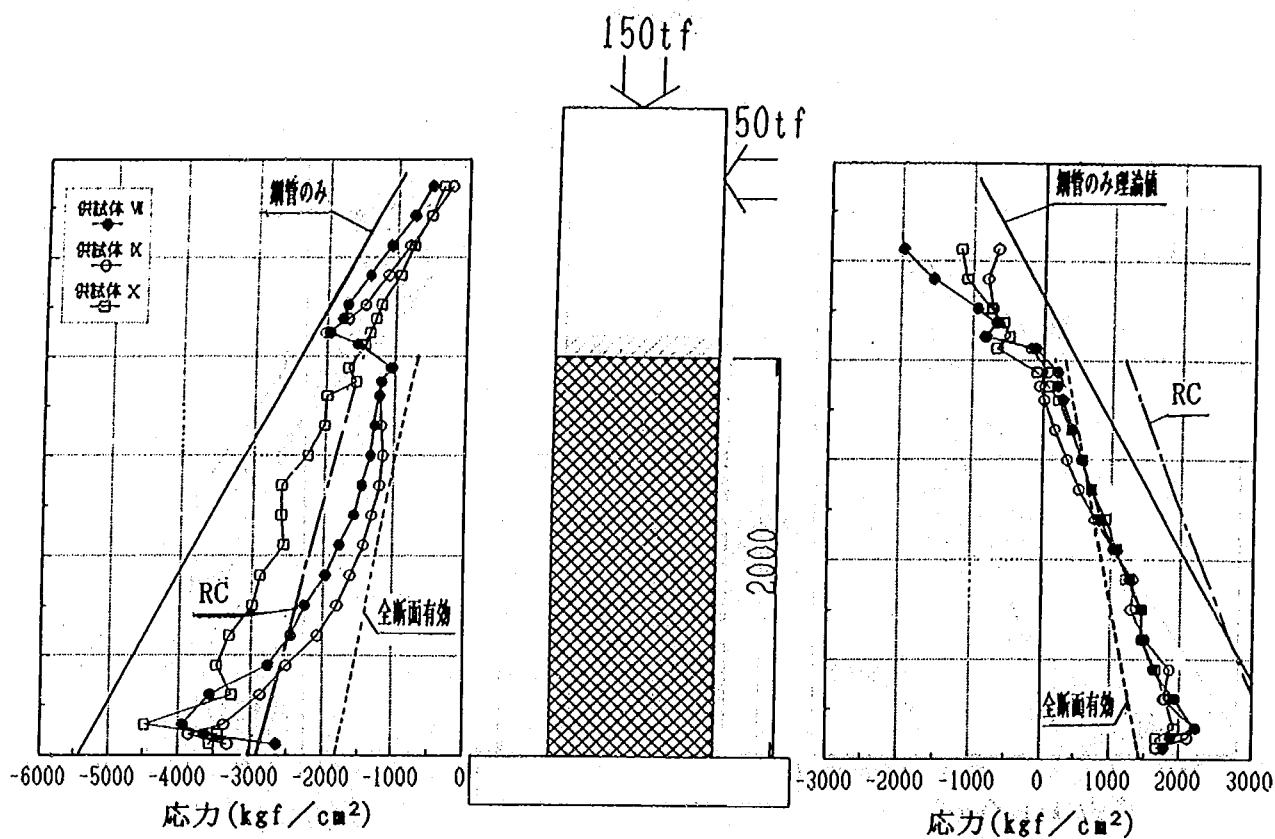


図-3.38 鋼管応力分布図 (VII, IX, X、水平荷重50tf)

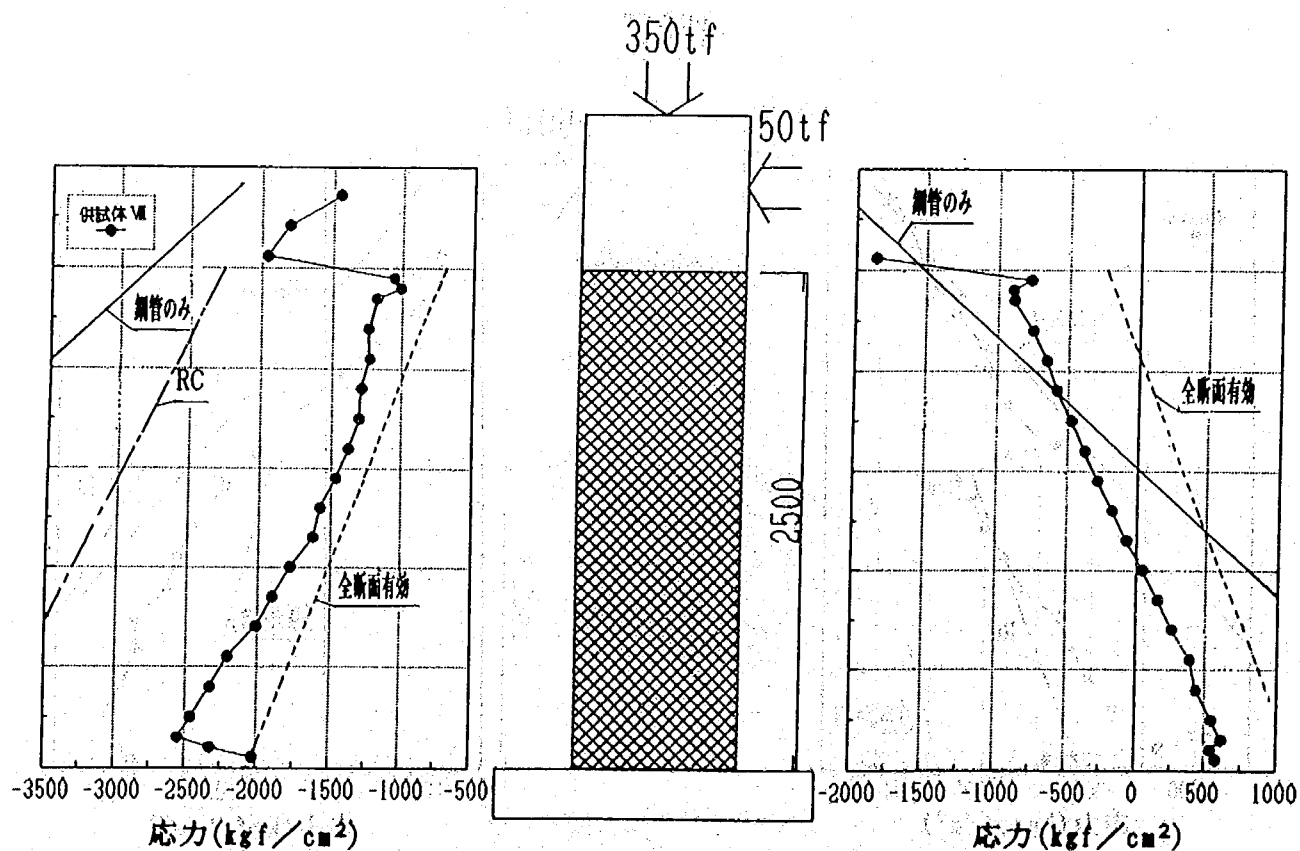


図-3.39 鋼管応力分布図 (VII、水平荷重50tf)

実測値／理論値

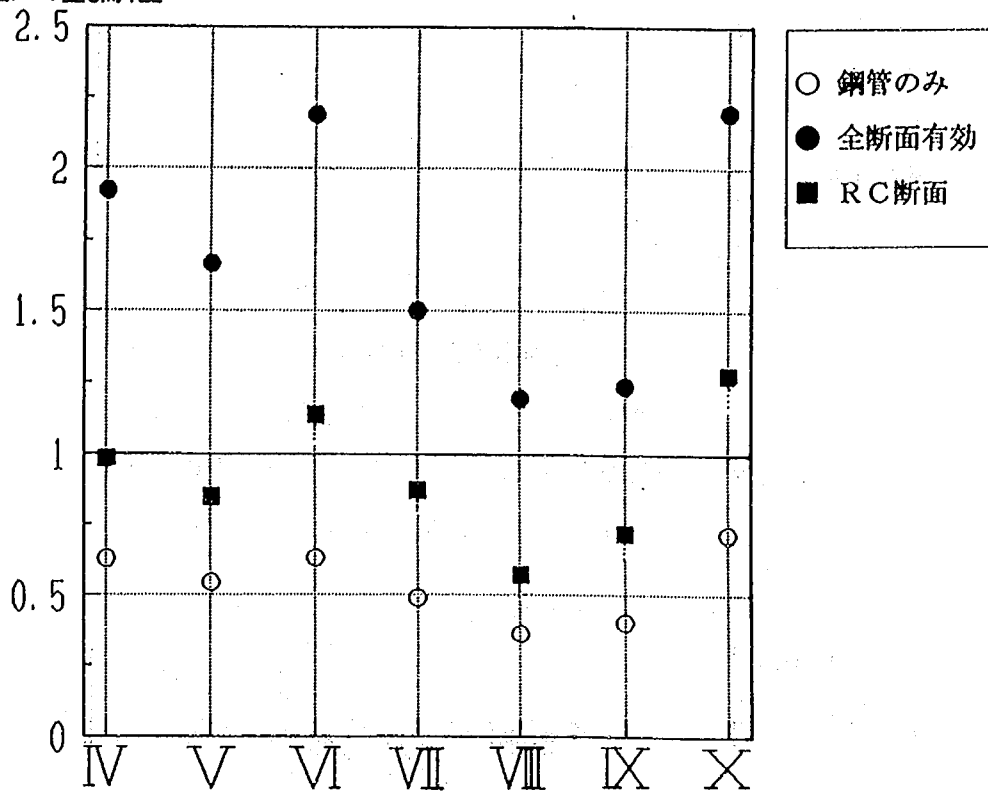


図-3.40 コンクリート充填部中間部の応力の実測値／理論値（圧縮側）

実測値／理論値

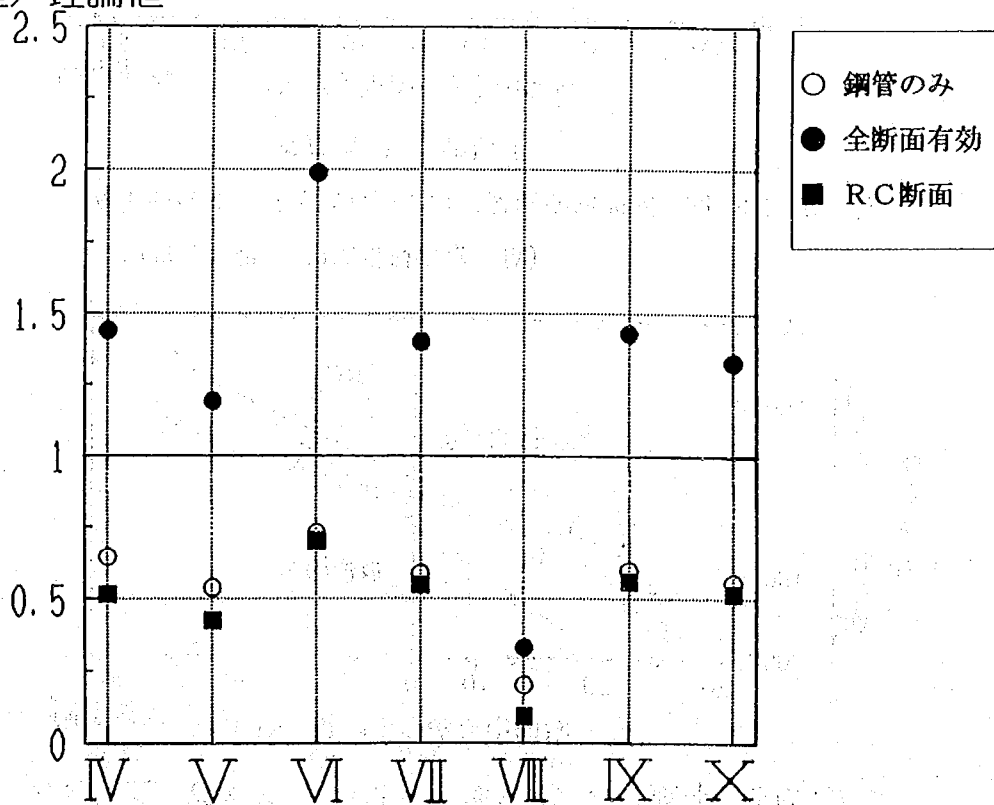
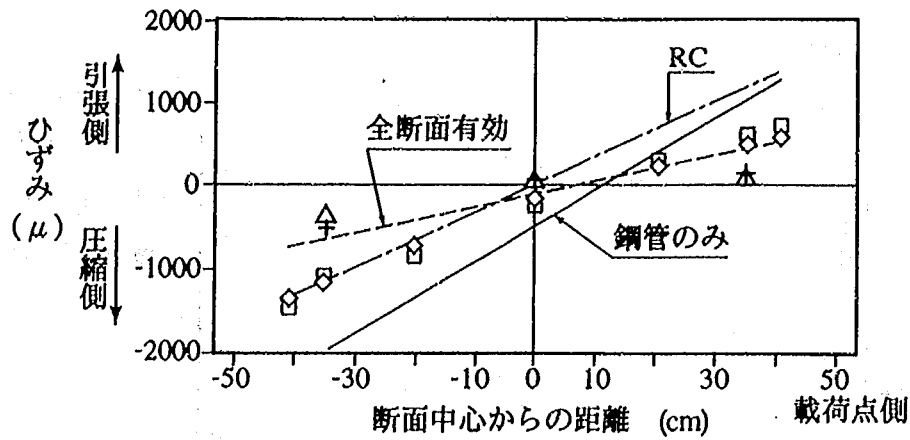
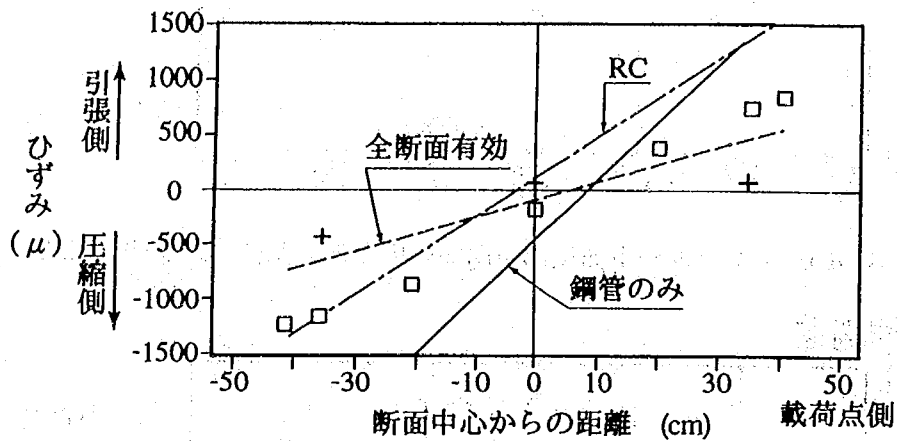


図-3.41 コンクリート充填部中間部の応力の実測値／理論値（引張側）



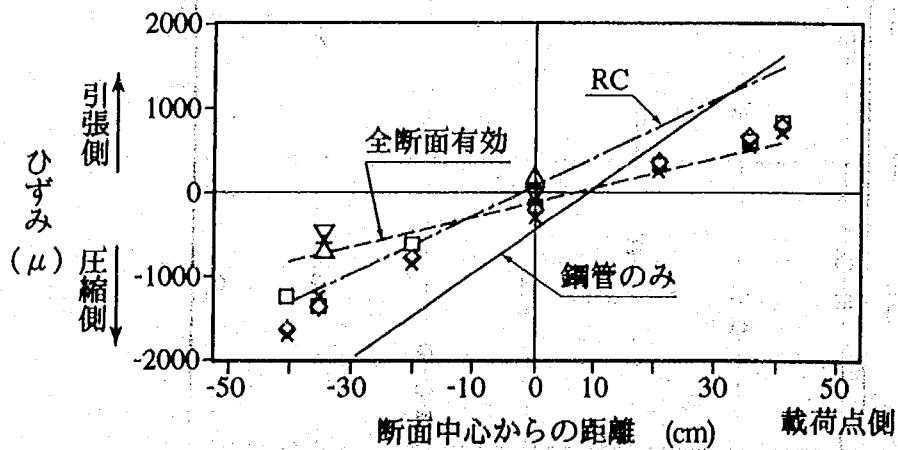
□ IV鋼 + IVコン ◇ V鋼 △ Vコン

図-3.4.2 同一断面内の鋼管、およびコンクリートのひずみ
(IV, V、水平荷重50t、基部より5cm)



□ VI鋼 + VIコン

図-3.4.3 同一断面内の鋼管、およびコンクリートのひずみ
(VI、水平荷重50t、基部より5cm)



□ VII鋼 + VIIコン ◇ IX鋼 △ IXコン × X鋼 ▽ Xコン

図-3.4.4 同一断面内の鋼管、およびコンクリートのひずみ
(VII, IX, X、水平荷重50t、基部より5cm)

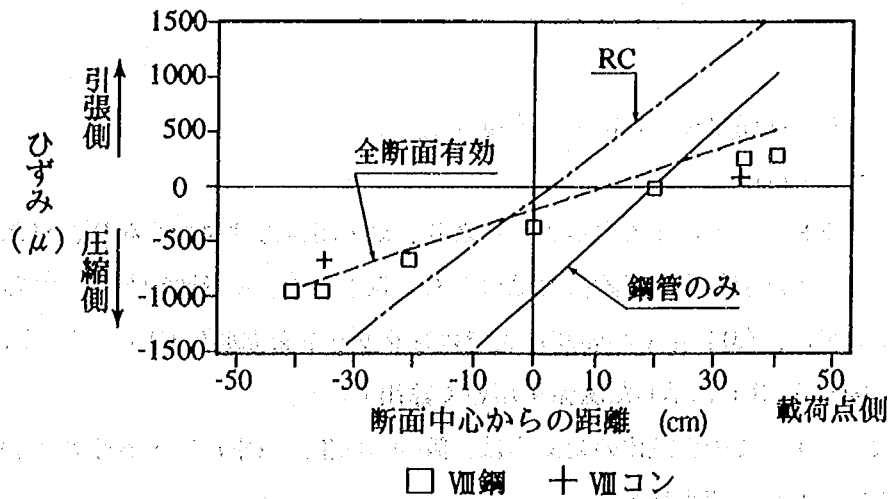


図-3.45 同一断面内の鋼管、およびコンクリートのひずみ
(Ⅷ、水平荷重50t、基部より5cm)

4. まとめ

本実験により得られた主な結果をここにまとめる。

(1) 最大耐力および変形性能

鋼管にコンクリートを部分的に充填することにより、最大耐力は大きくなり、また最大耐力を超える荷重を受けても変形は進行するが耐力はほとんど低下せず、変形性能が向上することがわかった。

最大耐力については、(3)に示す必要高さまでコンクリートを充填していれば柱全体に充填している場合と変わらず、図-3.35に示した関係を用いて算出できる。

また、今回実験したすべての供試体の耐力は、阪神公団指針(案)による耐力相関曲線より求めた耐力より大きいことが確認された。

(2) 鋼管のひずみ分布および水平変位

軸力載荷時の弾性範囲における部分充填柱のひずみ分布の測定値は、鋼管のみで抵抗するとした場合の理論値と充填部をRC断面と仮定した場合の理論値の間でばらついており、条件によっては鋼管のみの理論値に近くなる場合もある。一方、曲げ載荷時の部分充填柱のひずみ分布の測定値は、充填部をRC断面と仮定した場合の理論値に概ね近いことが確認された。

また、曲げ載荷時の弾性範囲における部分充填柱の水平変位の測定値は、充填部をRC断面と仮定した場合の理論値に近いことが確認された。

(3) コンクリート必要充填高さ

コンクリート充填必要高さを設定するにあたり、次式を提案した。

$$\text{必要充填高さ} \geq L \left(1 - \frac{M_{s \max}}{M_{\max}} \right) \quad (3.47)$$

ここで、 $M_{s \max}$: 鋼管部が耐えうる最大曲げモーメント

$M_{\max}$: 充填柱部が耐えうる最大曲げモーメント

L : 橋脚高

鋼管部(無充填部)が耐え得る最大曲げモーメントは鋼管圧縮縁の応力がDonnellの式により算出した局部座屈応力度に達する曲げモーメントとした。

また、本式が概ね実験結果と対応していることが確認された。

参考文献

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V耐震設計編, 1990. 2
- 2) 成田信之, 佐伯彰一, 金井道夫, 大塩俊雄：コンクリート充填鋼管の耐荷力（その1）, 土木研究所資料第1728号, 昭和56年8月
- 3) 藤原稔, 笑作光一, 杉山純：コンクリート充填鋼管の耐荷力（その2）, 土木研究所資料第2724号, 1989. 2
- 4) 日本道路協会：道路橋に関する地区講習会 講義要旨, 平成元年度
- 5) 阪神高速道路公団：合成柱（充填方式）を有する鋼製橋脚の設計・施工指針（案）, 1986. 3
- 6) 合成柱研究会：合成橋脚とその計算例・解説 -コンクリート充填方式合成柱の応用-, 1991
- 7) 中井博, 吉川紀：コンクリートを充填した鋼製橋脚の耐荷性に関する実験的研究, 土木学会論文集, 第344号, 1984. 4
- 8) 中井博, 吉川紀, 富田穰, 由井洋三：軸方向圧縮力と曲げモーメントを受ける合成柱の耐荷力, 橋梁と基礎, Vol. 18, No. 4, 1984年
- 9) 富沢修次, 中本浩志, 高橋泰彦, 小島省三：コンクリート充填合成柱の実験（その1） -円形合成柱の耐荷力について-, 土木学会第42回年次学術講演会, 昭和62年9月
- 10) 川島一彦, 運上茂樹, 杉田秀樹, 中島燈：釧路沖地震による道路橋の被害とその特徴, 橋梁と基礎, Vol. 27, No. 6, 1993年

付録

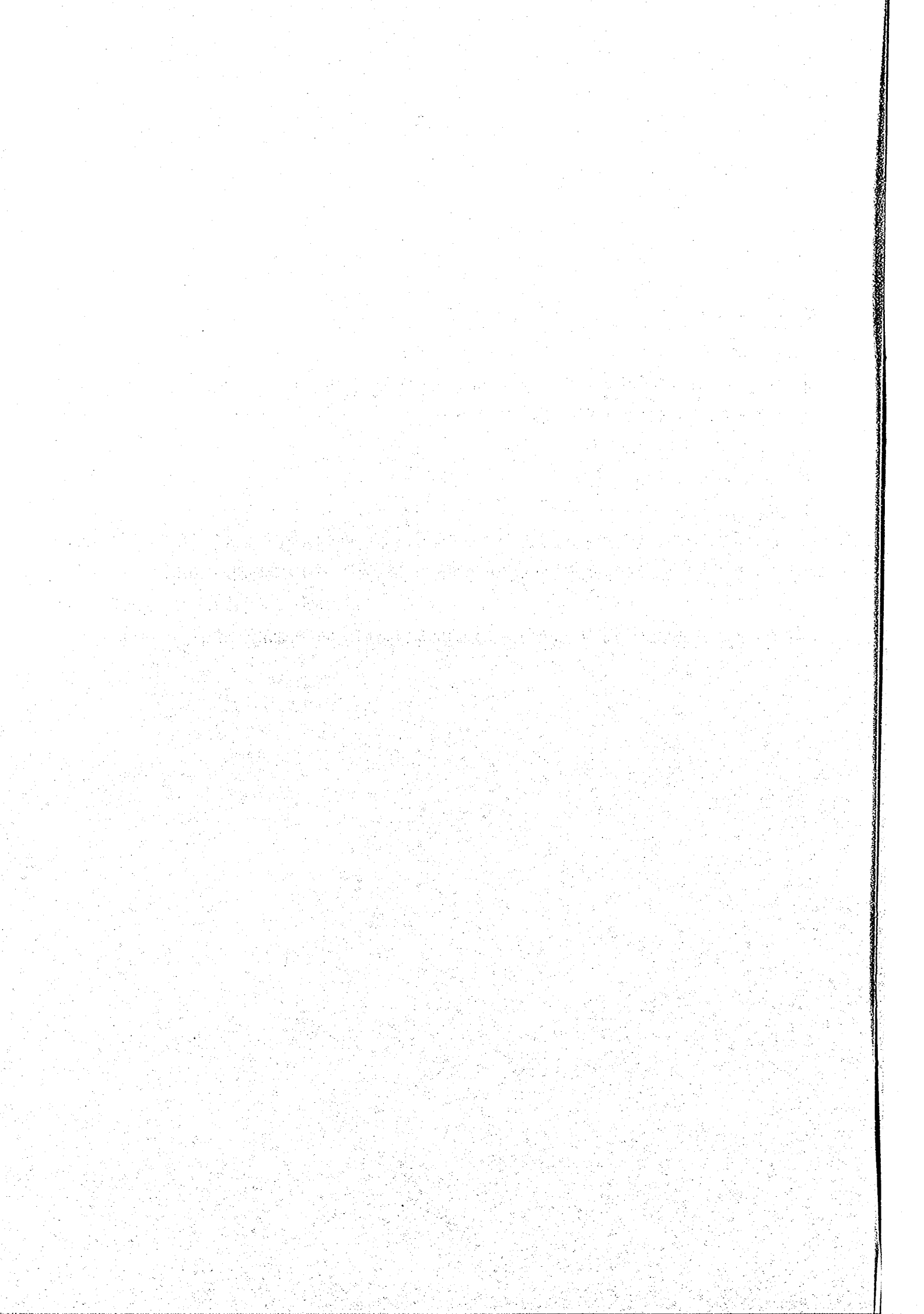
1. 荷重変位図（二軸載荷）付図－1～10	65
2. 荷重変位図（鉛直載荷）付図－11～17	70
3. 外形変形図および充填コンクリートひび割れ状況図 付図－18～21	74
4. 変位分布図（二軸載荷）付図－22～31	76
5. 変位分布図（鉛直載荷）付図－32～38	81
6. ひずみ分布図 付図－39～67	85
7. 発表論文	100

コンクリートを部分的に充填した鋼管柱の耐荷力(土木学会第49回年次講演会概要集, 平成6年9月)

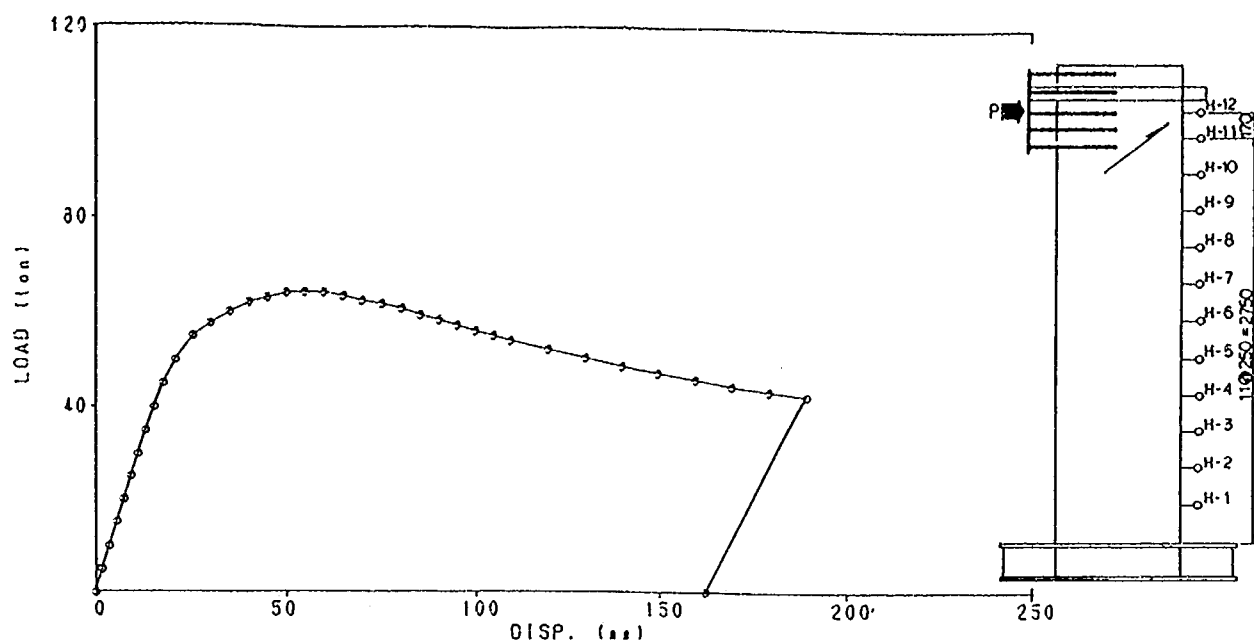
コンクリートを部分的に充填した鋼管柱の耐荷力（その2）－ひずみの測定結果について－

(土木学会第50回年次講演会概要集, 平成7年9月)

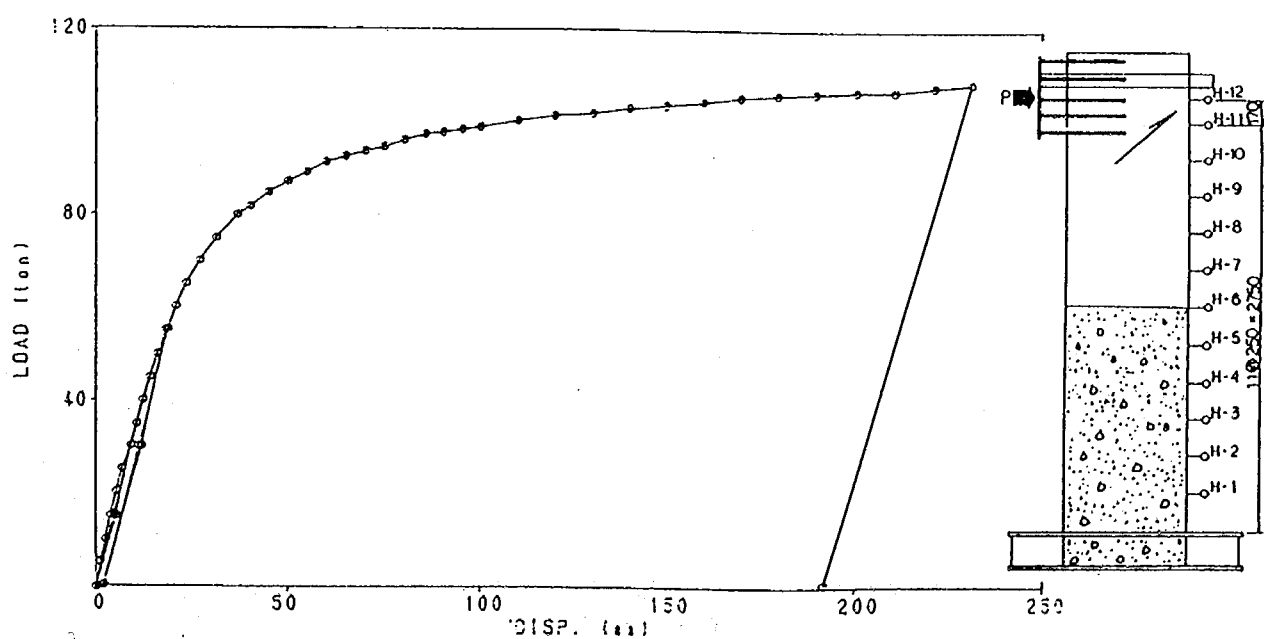
コンクリート充填柱の耐荷力に関する実験的研究(第21回日本道路会議論文集, 平成7年10月)



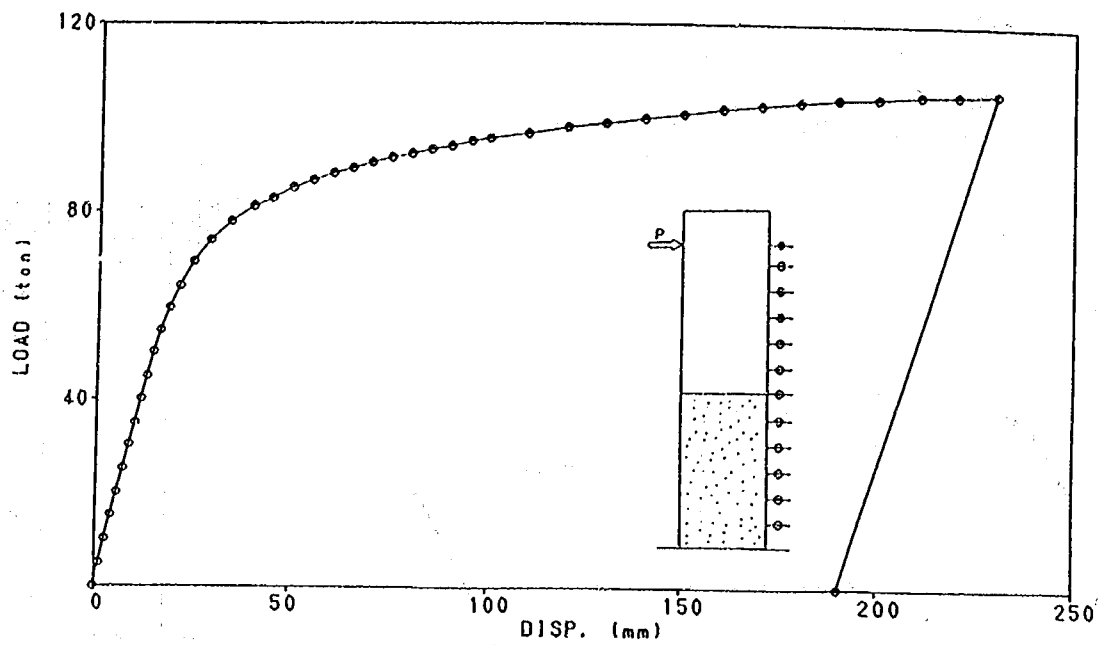
1. 荷重変位図（二軸載荷）



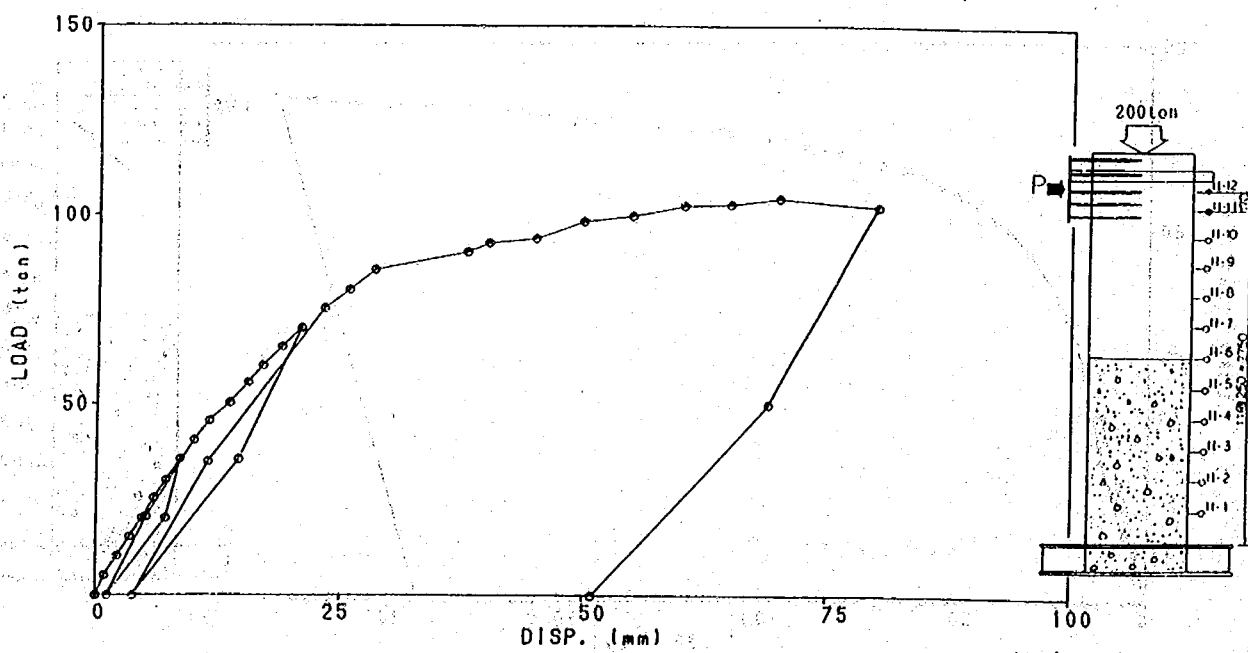
付図－1 供試体Ⅰ荷重変位図（H－12）



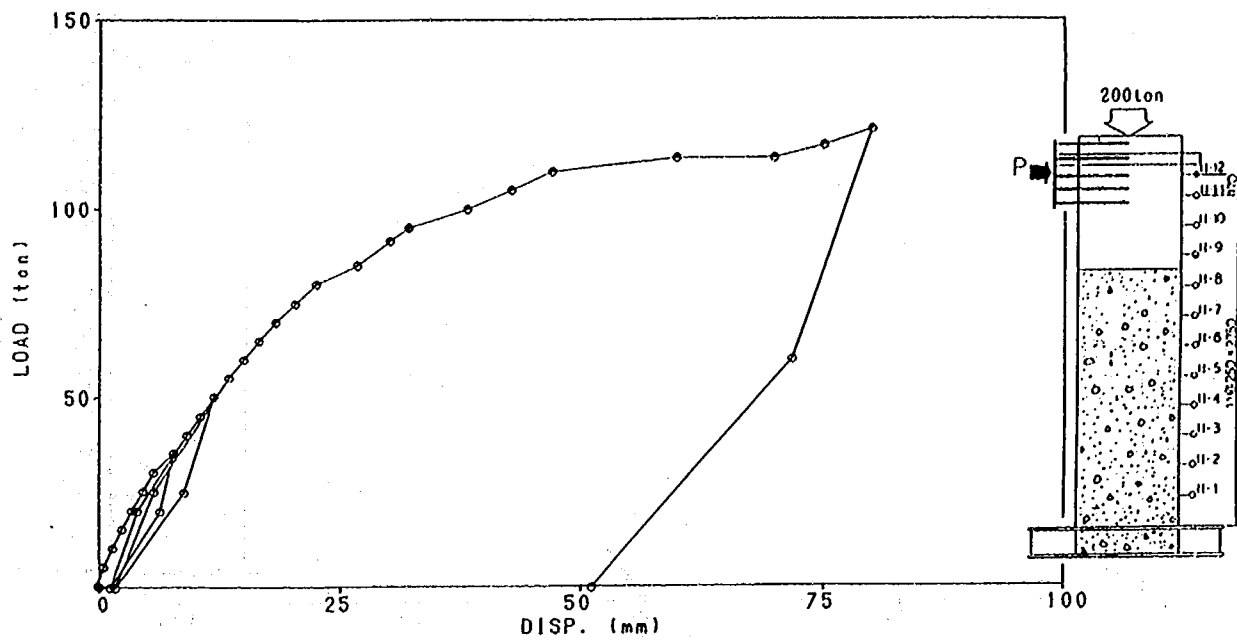
付図－2 供試体Ⅱ荷重変位図（H－12）



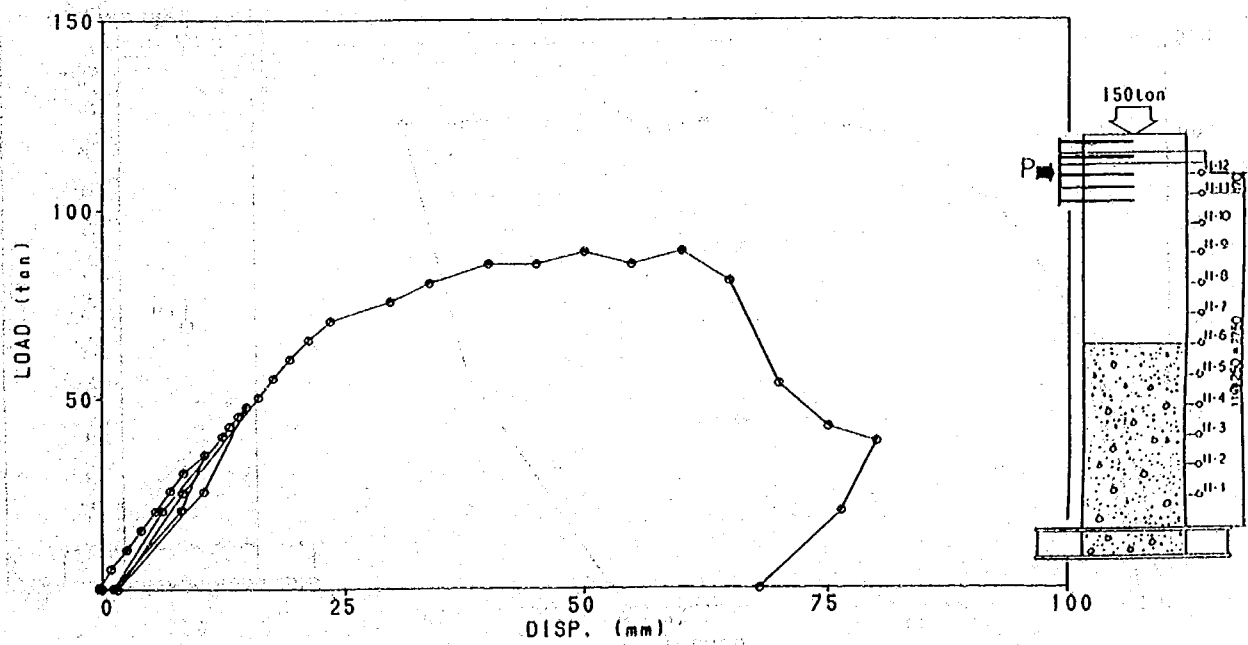
付図一 3 供試体Ⅲ荷重変位図 (H-12)



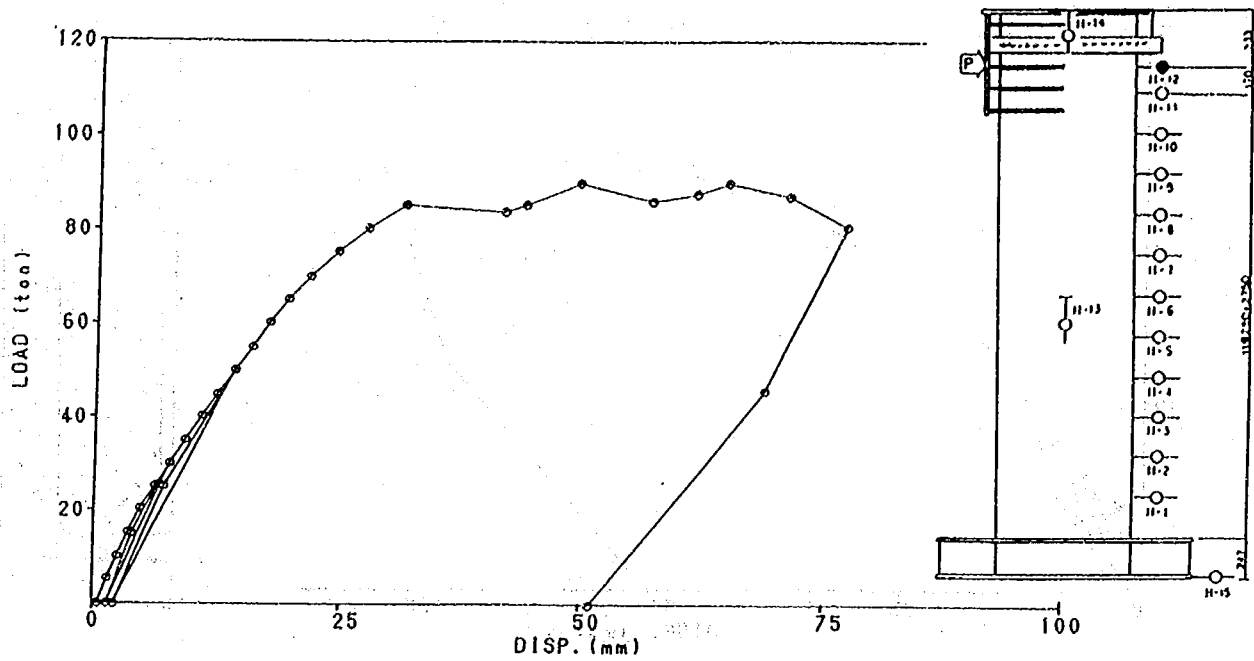
付図一 4 供試体Ⅳ荷重変位図 (H-12)



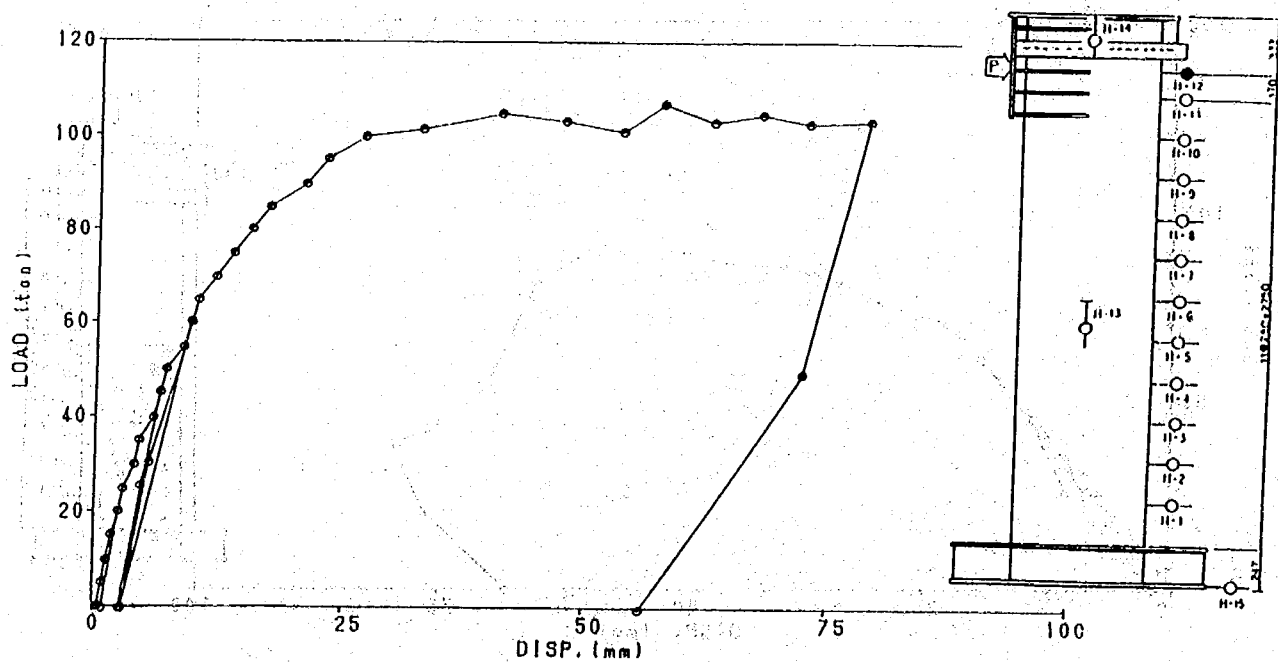
付図－5 供試体 V 荷重変位図 (H-12)



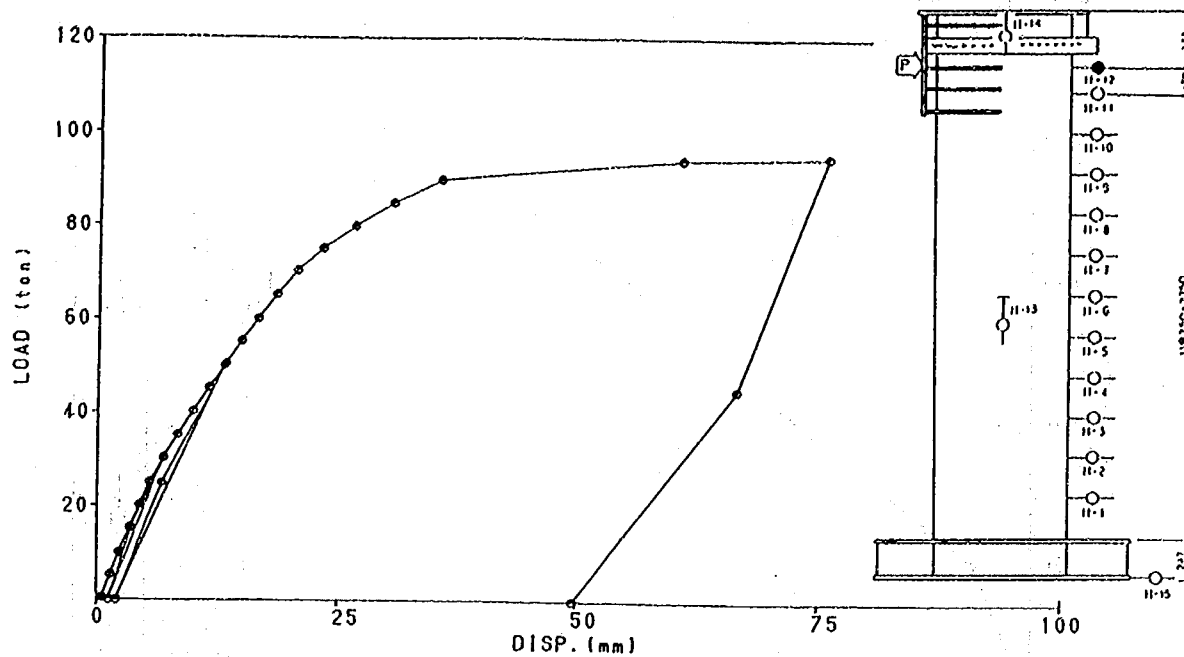
付図－6 供試体 VI 荷重変位図 (H-12)



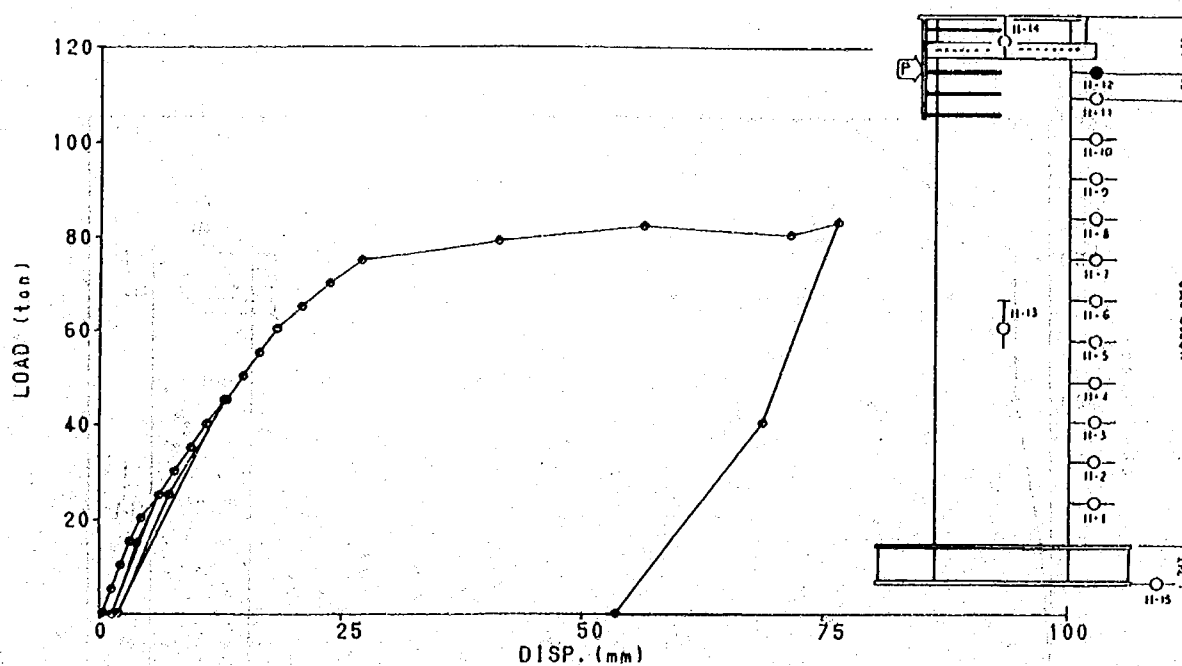
付図－7 供試体Ⅶ荷重変位図 (H-12)



付図－8 供試体Ⅷ荷重変位図 (H-12)

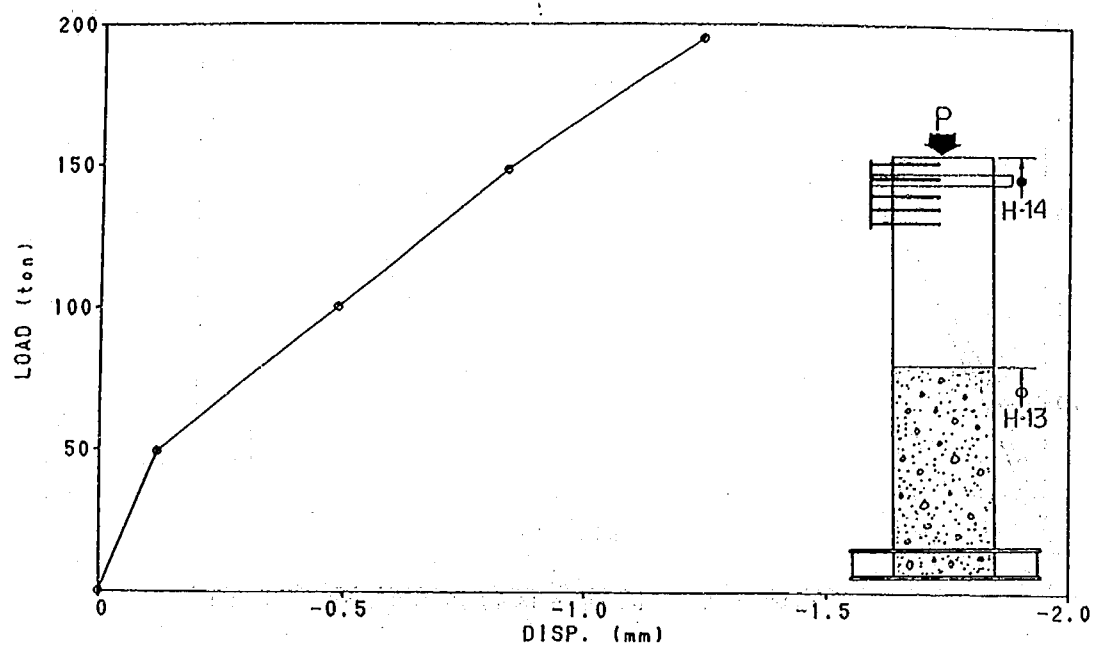


付図一 9 供試体 IX 荷重変位図 (H-12)

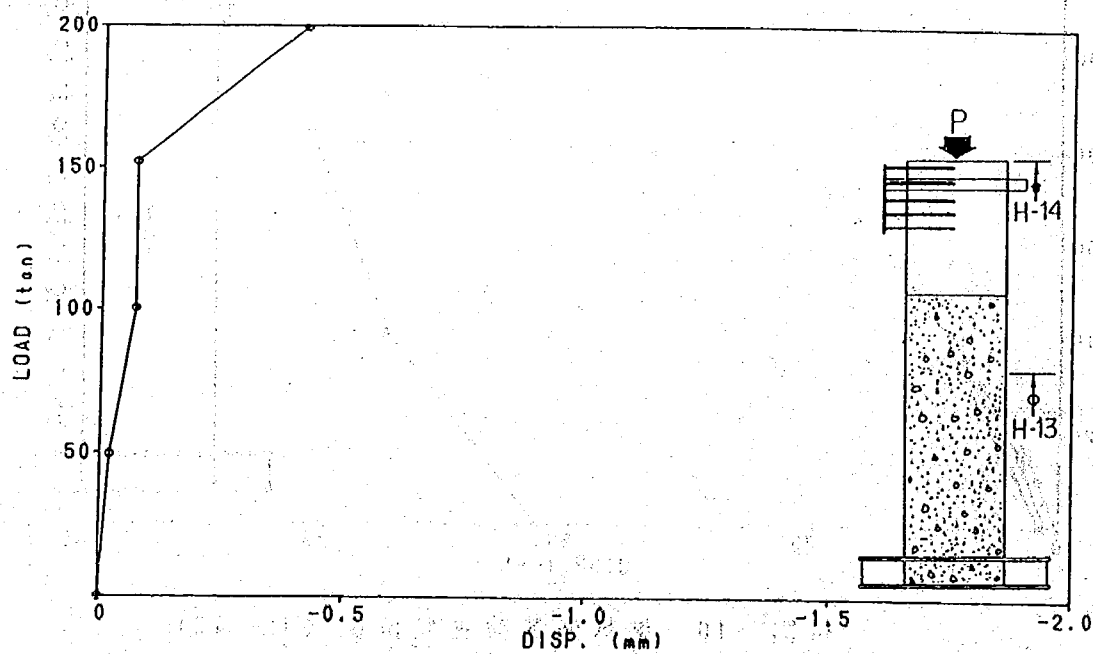


付図一 10 供試体 X 荷重変位図 (H-12)

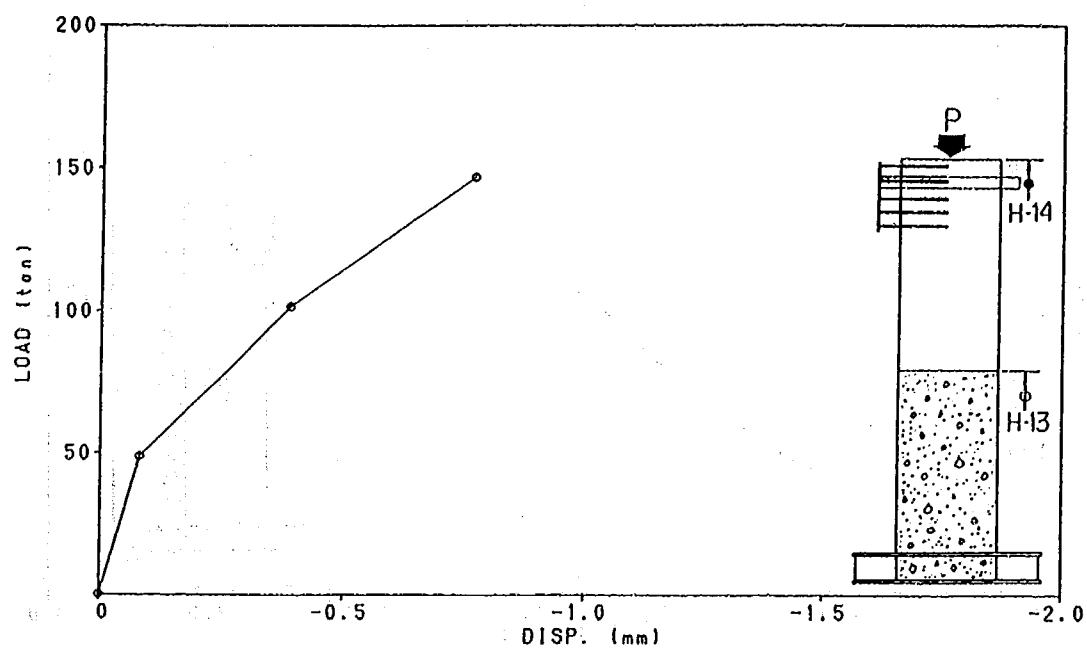
2. 荷重変位図 (鉛直載荷)



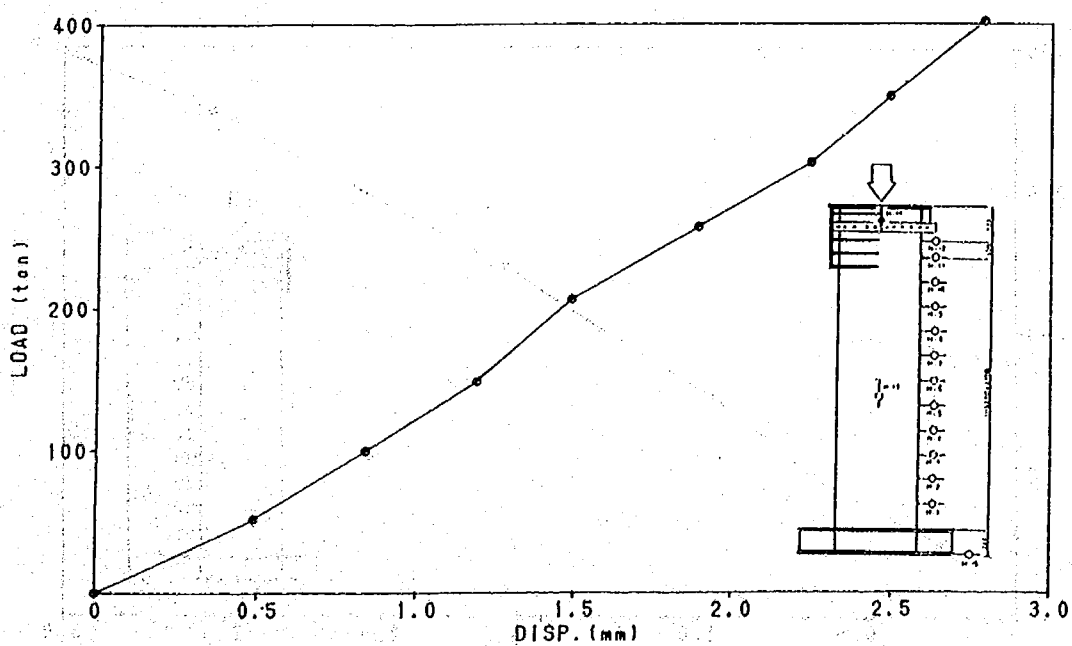
付図-11 供試体Ⅳ荷重変位図 (H-14)



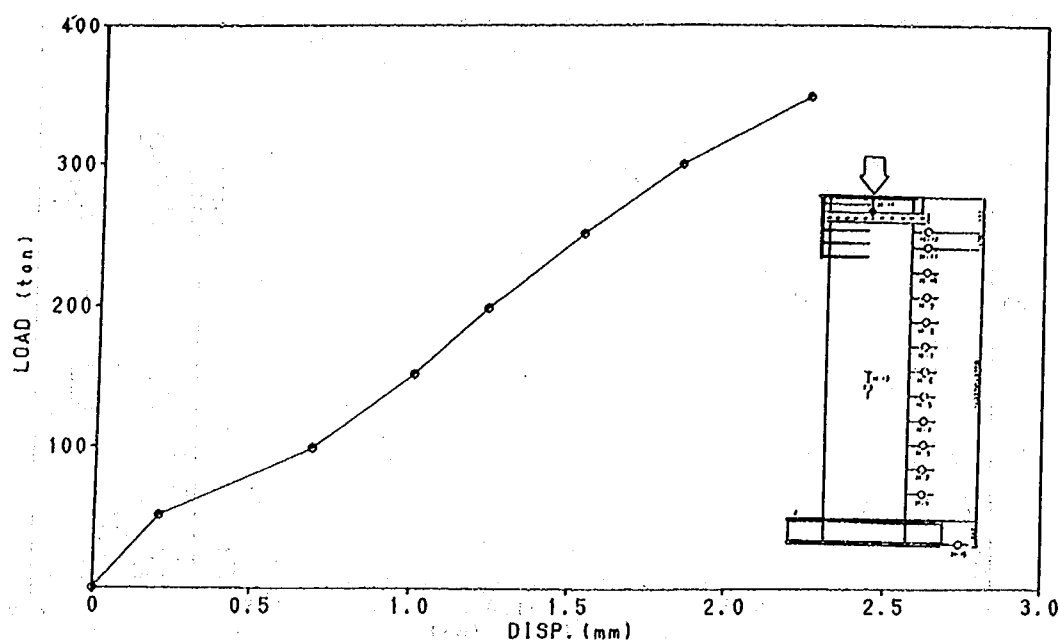
付図-12 供試体Ⅴ荷重変位図 (H-14)



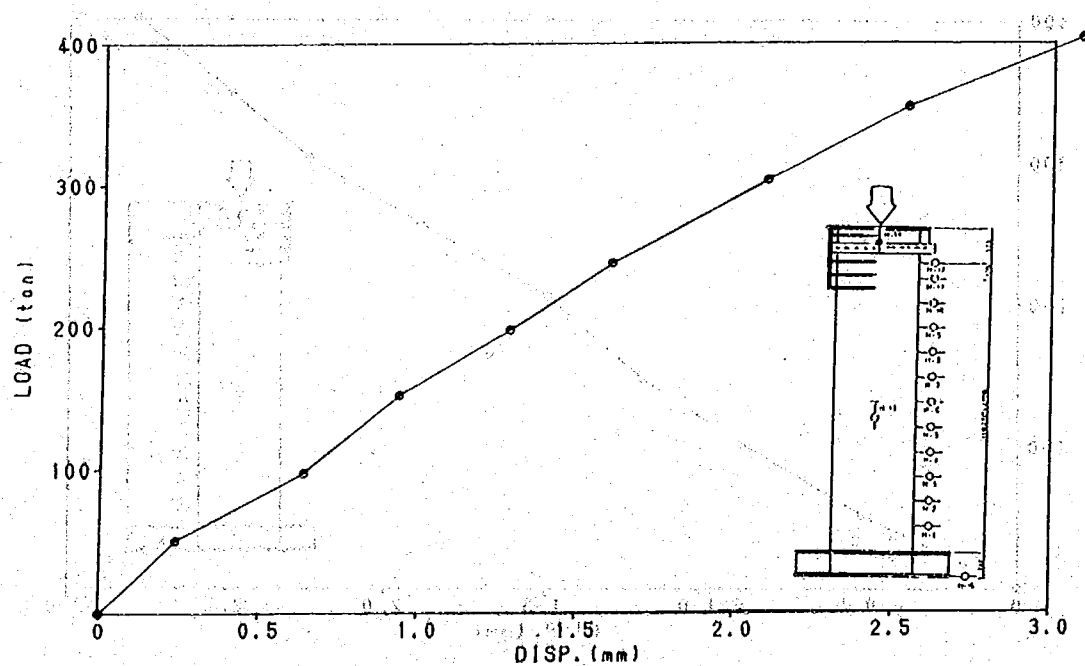
付図-13 供試体VI荷重変位図 (H-14)



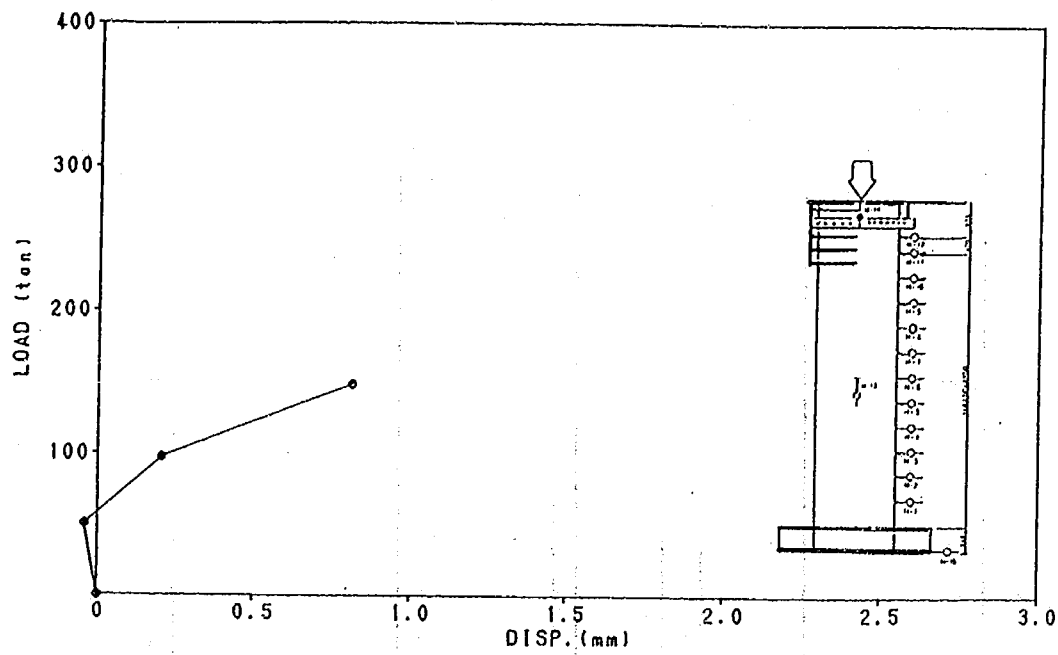
付図-14 供試体VII荷重変位図 (H-14)



付図-15 供試体Ⅶ荷重変位図 (H-14)



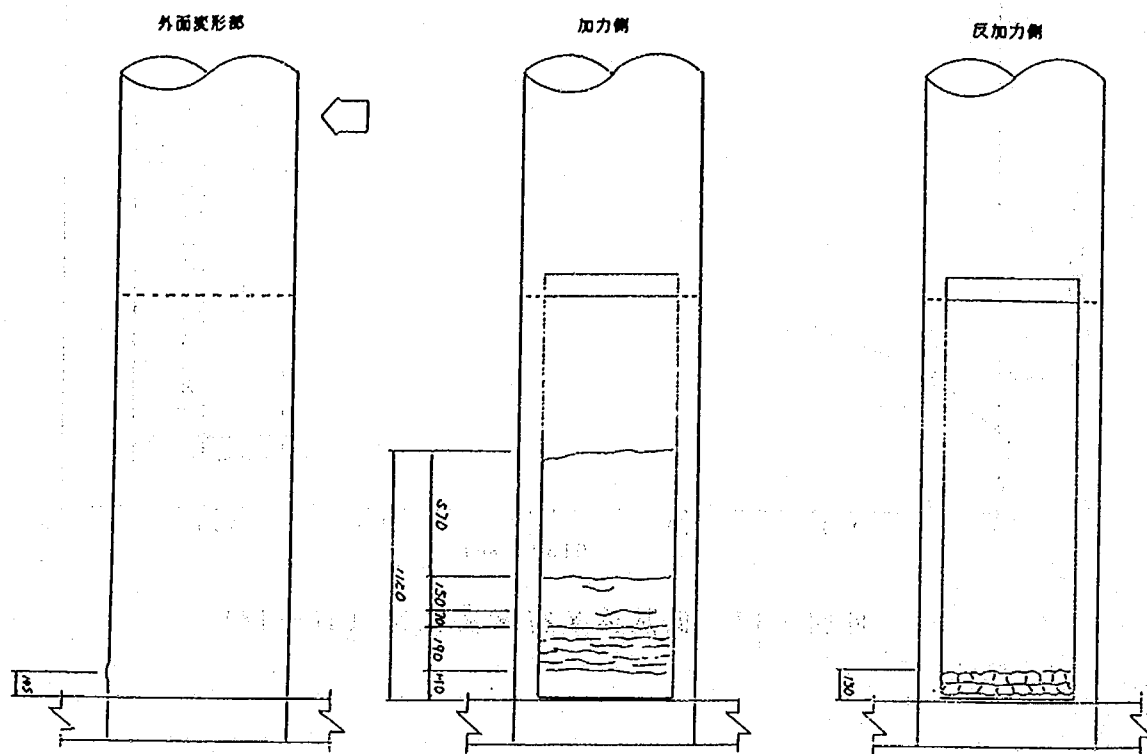
付図-16 供試体Ⅸ荷重変位図 (H-14)



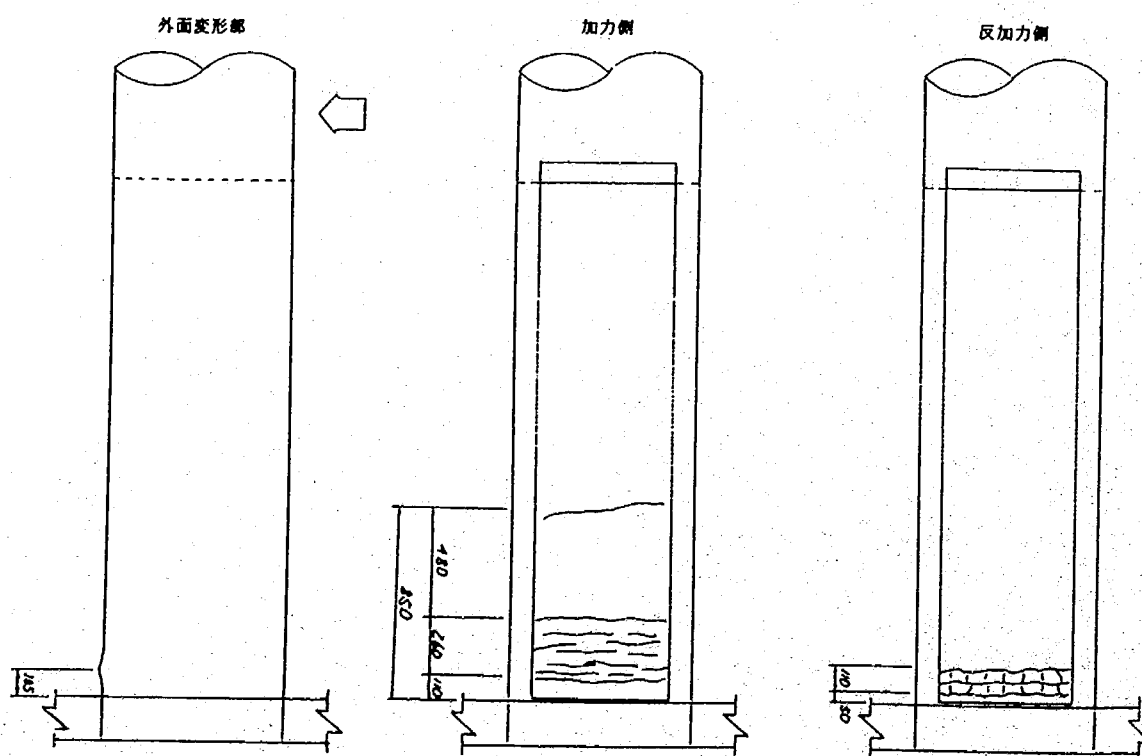
付図-17 供試体 X 荷重変位図 (H-14)

図 17 供試体 X の荷重変位図 (H-14) である。この図は、供試体 X の荷重変位を示すものである。

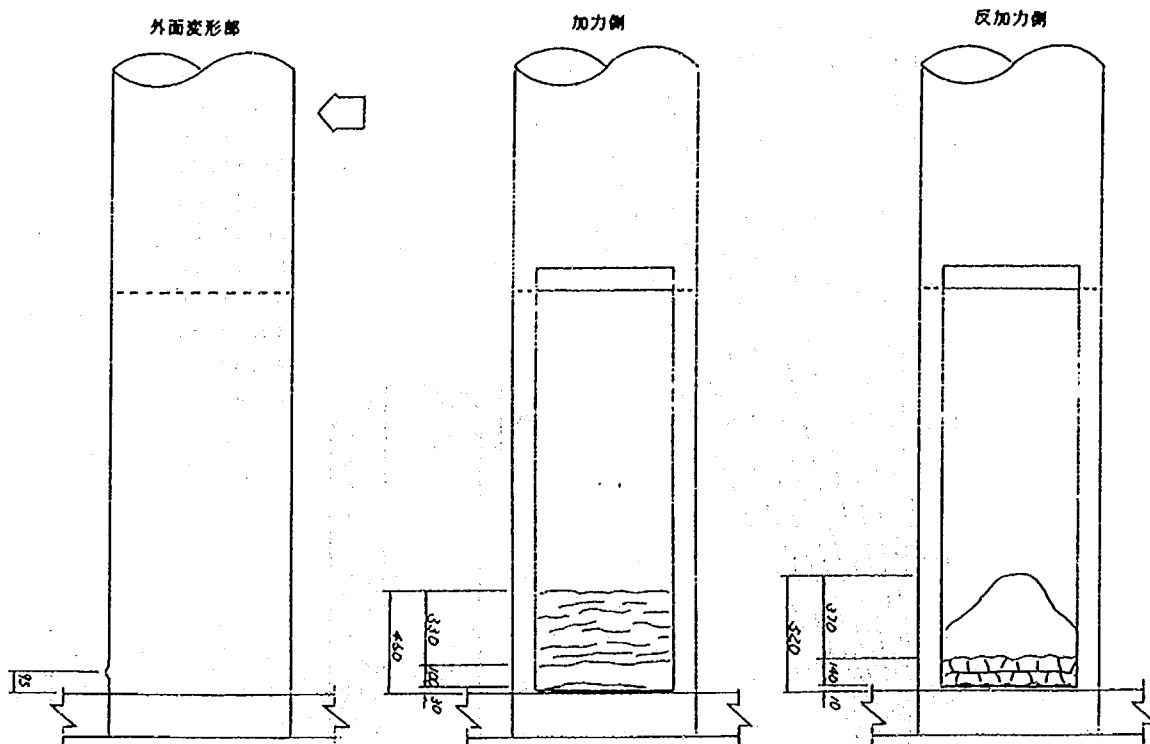
3. 外形変形図および充填コンクリートひび割れ状況図



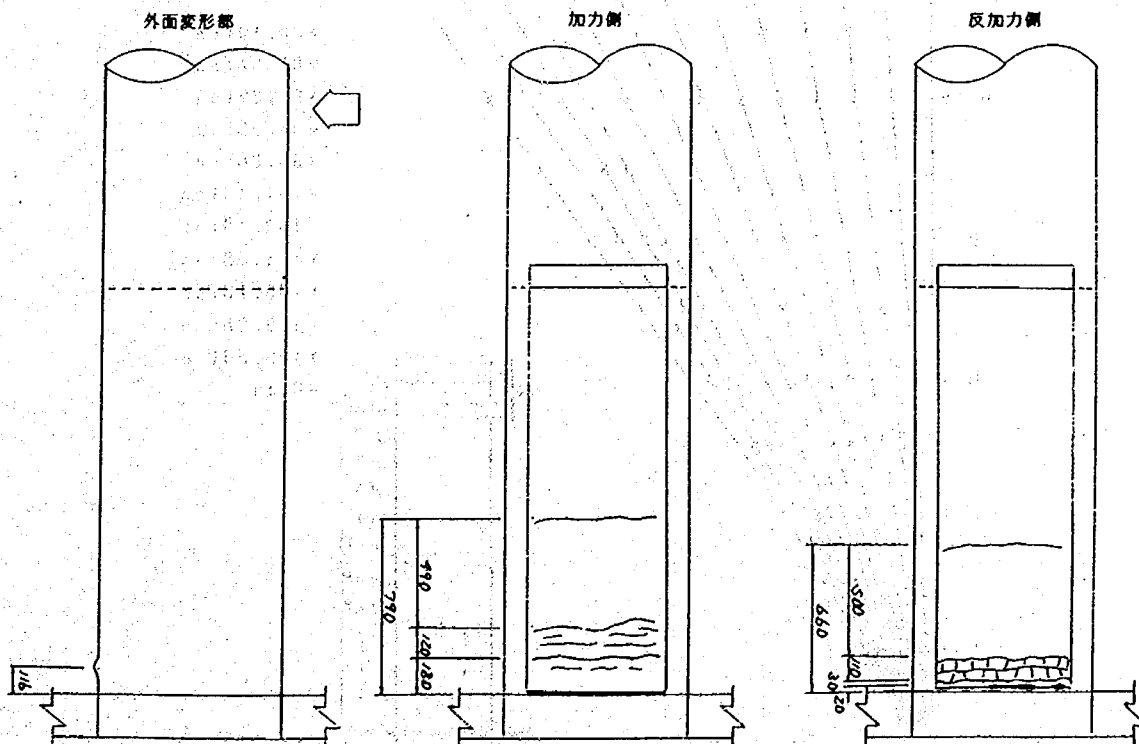
付図－18 供試体Ⅶ外形変形図および充填コンクリートひび割れ状況図



付図－19 供試体Ⅷ外形変形図および充填コンクリートひび割れ状況図

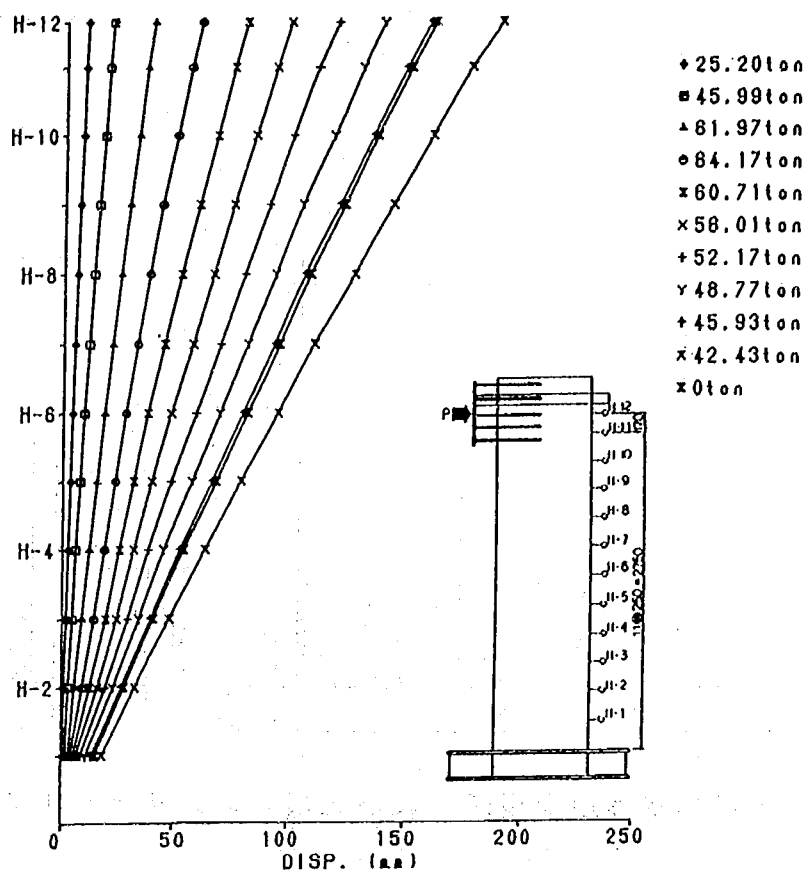


付図-20 供試体Ⅸ外形変形図および充填コンクリートひび割れ状況図

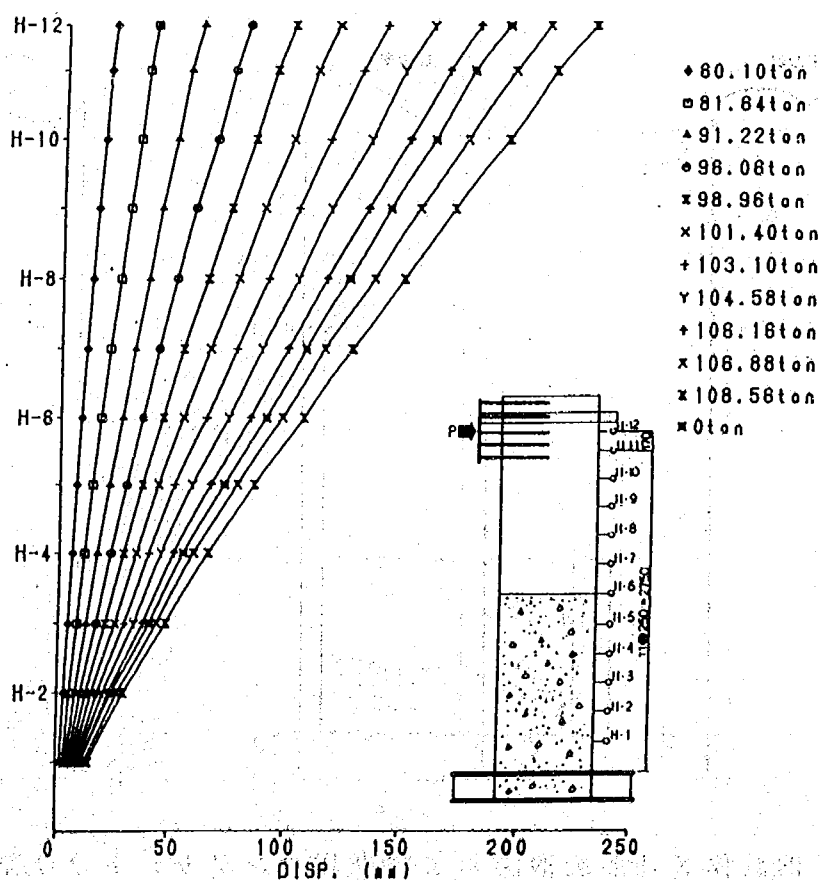


付図-21 供試体Ⅹ外形変形図および充填コンクリートひび割れ状況図

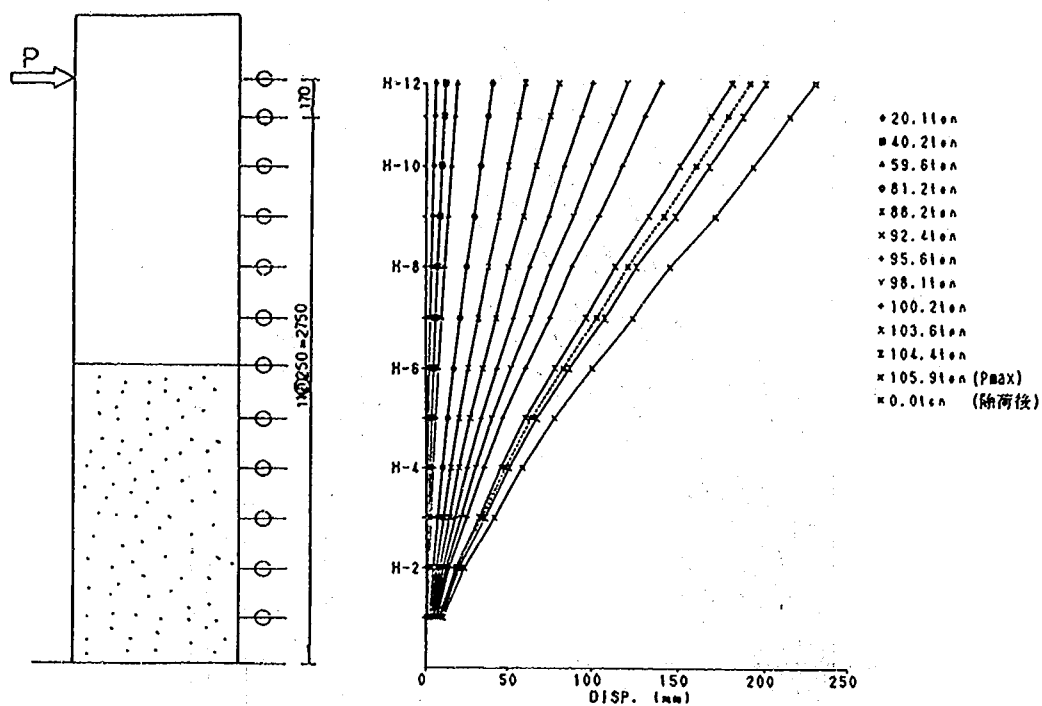
4. 変位分布図 (二軸載荷)



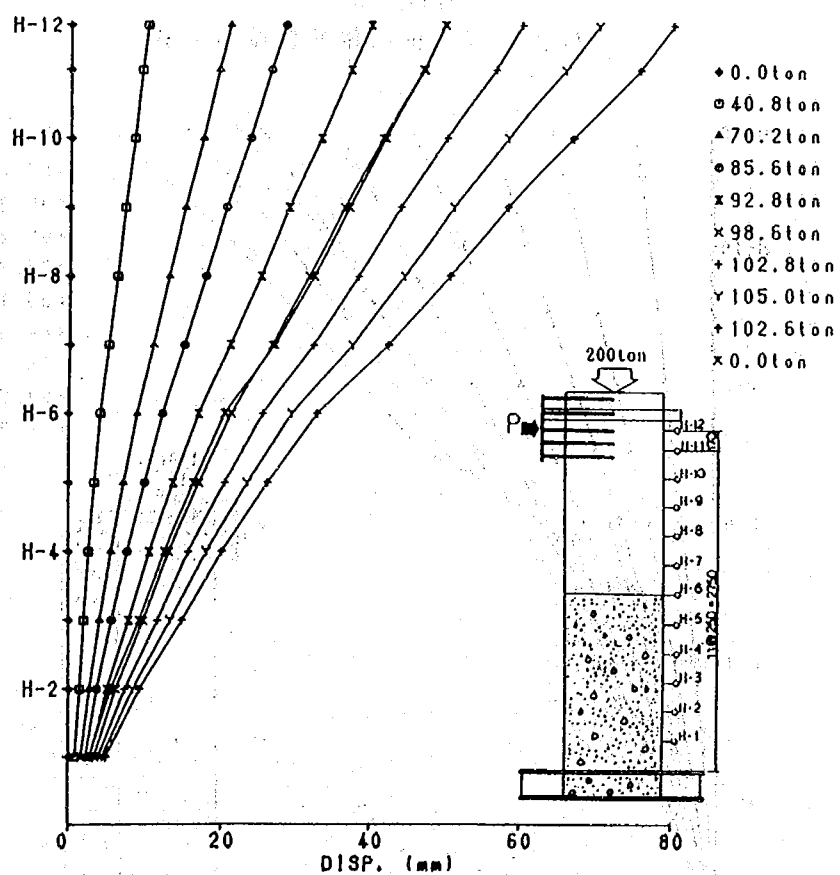
付図-22 供試体 I 変位分布図



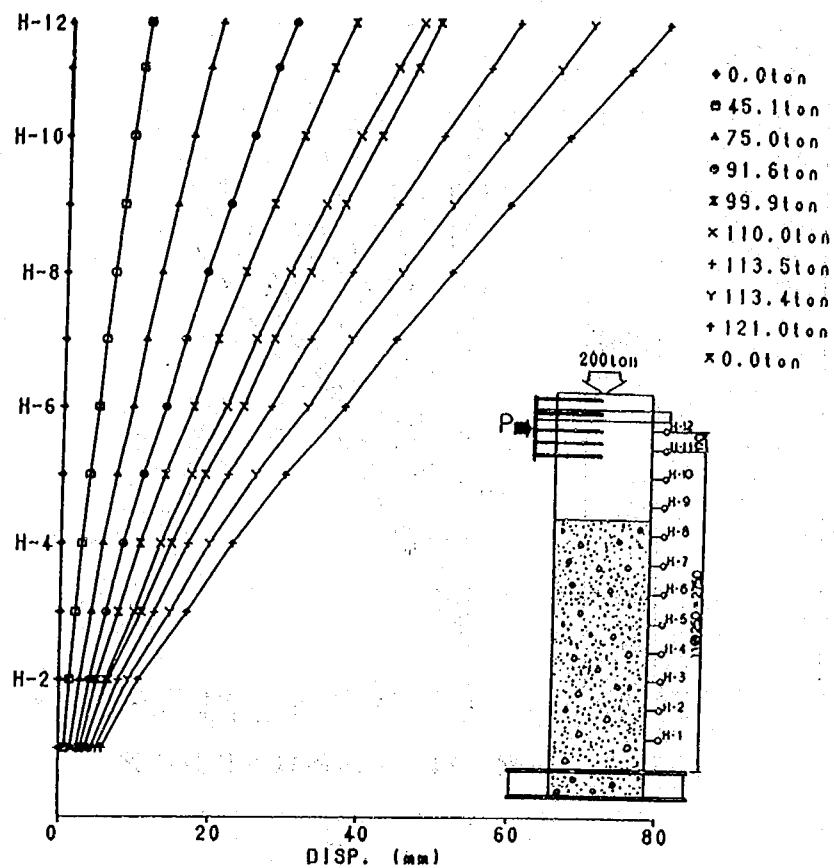
付図-23 供試体 II 変位分布図



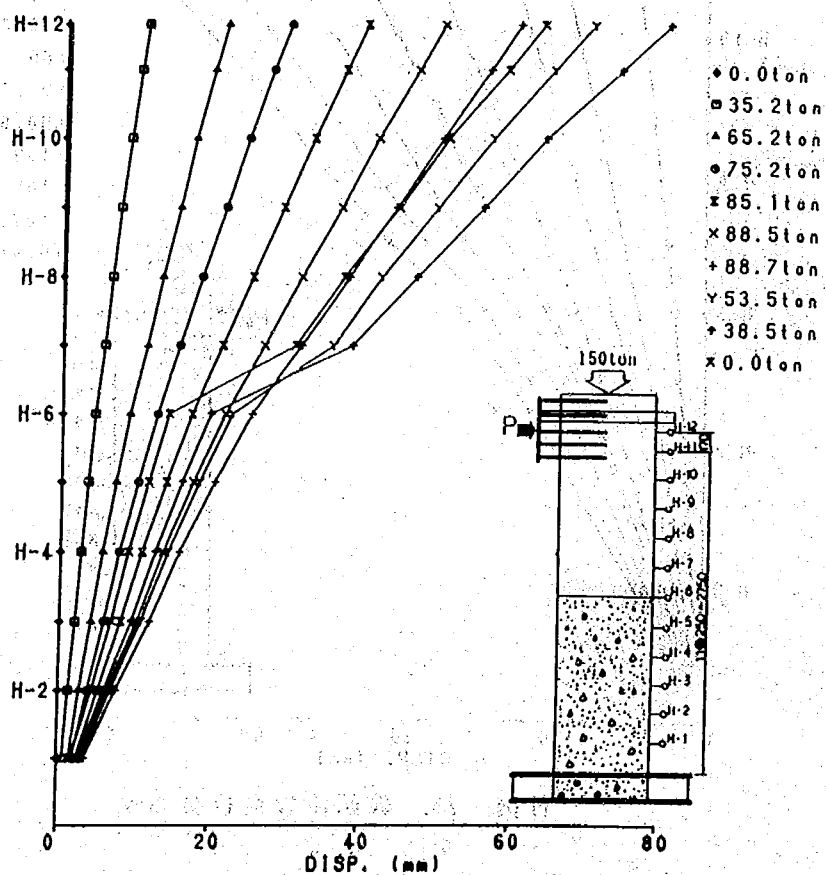
付図-24 供試体Ⅲ変位分布図



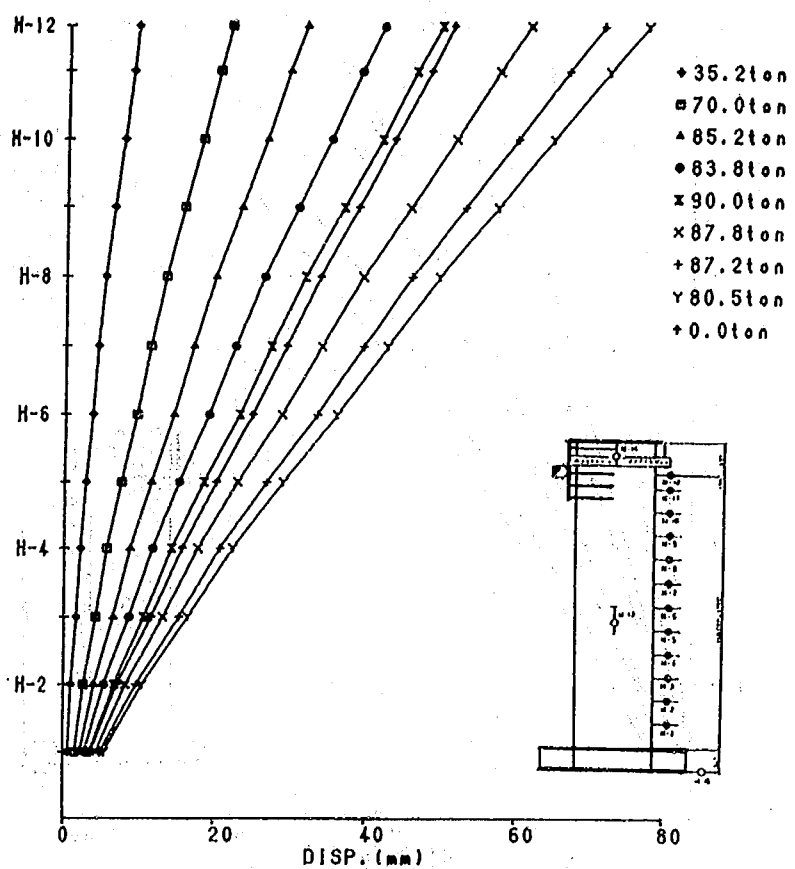
付図-25 供試体Ⅳ変位分布図



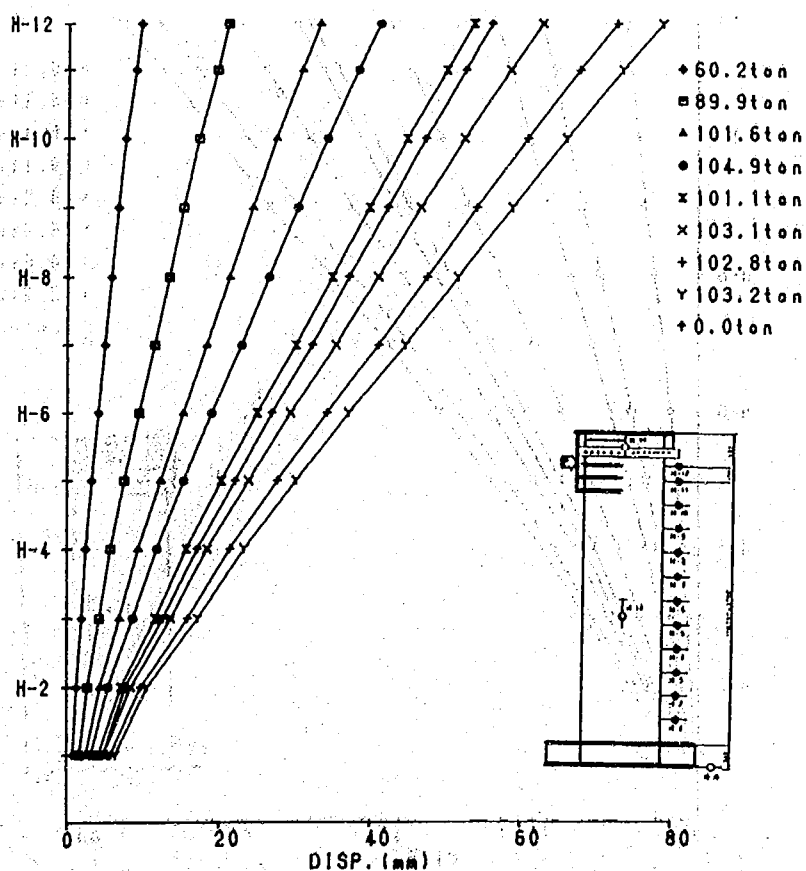
付図-26 供試体 V 変位分布図



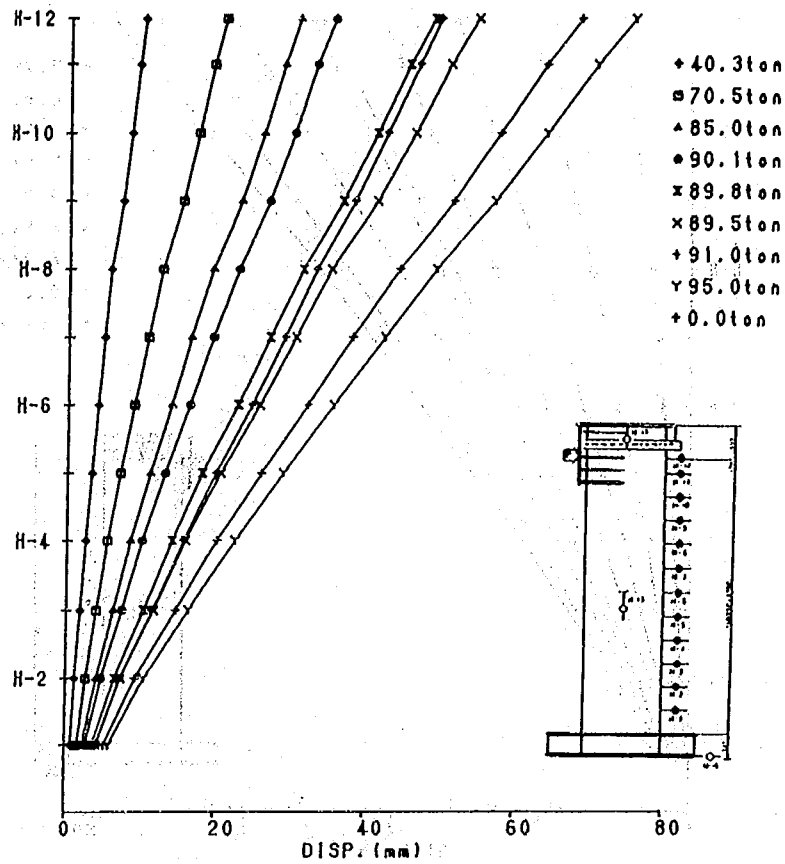
付図-27 供試体 VI 変位分布図



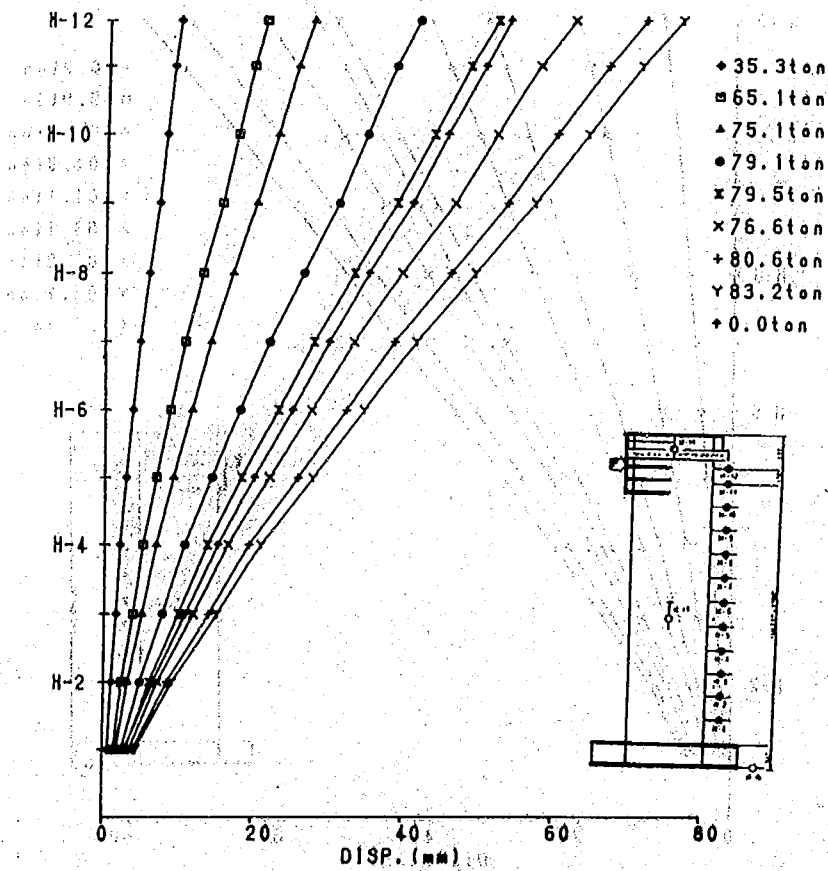
付図-28 供試体Ⅶ変位分布図



付図-29 供試体Ⅷ変位分布図

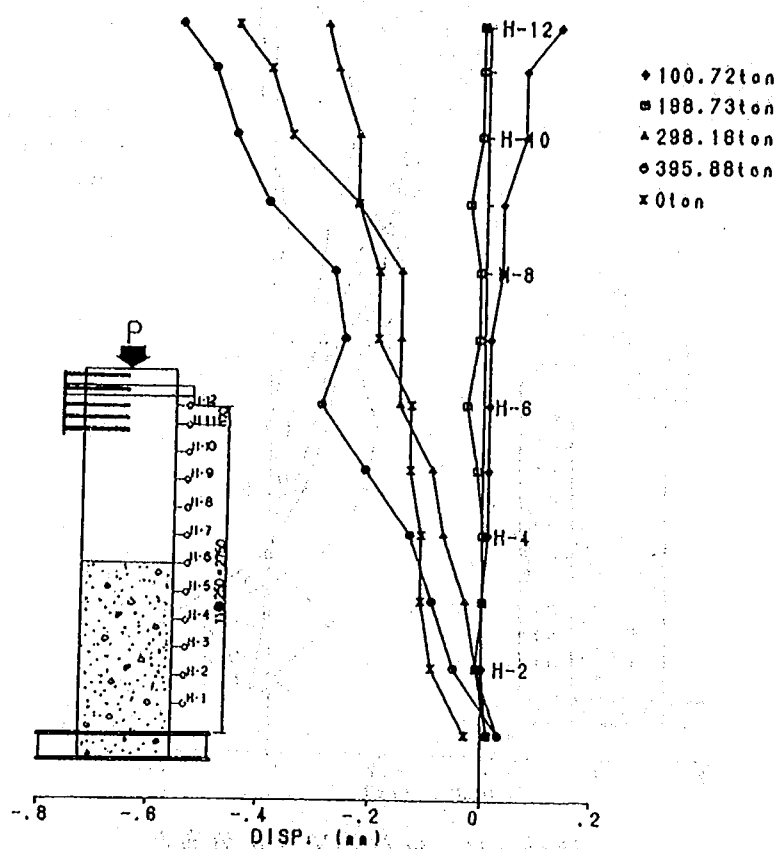


付図-30 供試体Ⅸ変位分布図

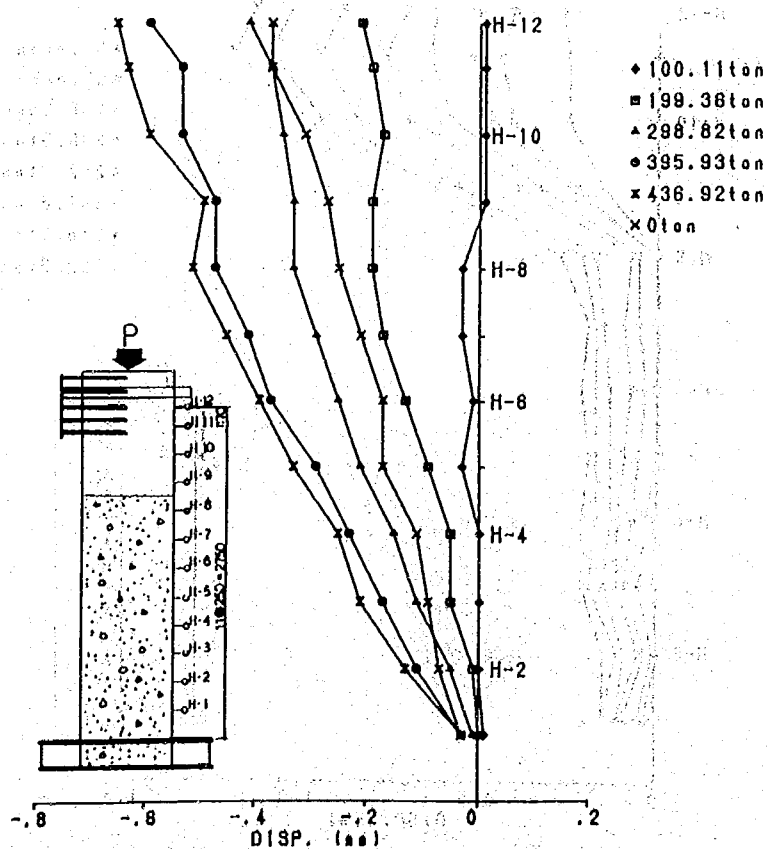


付図-31 供試体Ⅹ変位分布図

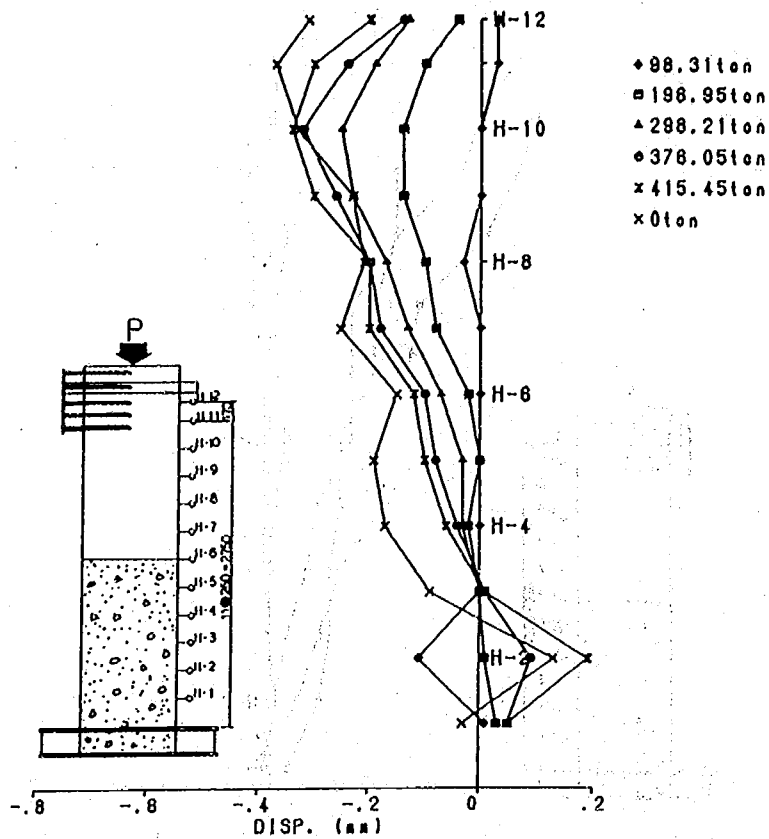
5. 変位分布図 (鉛直載荷)



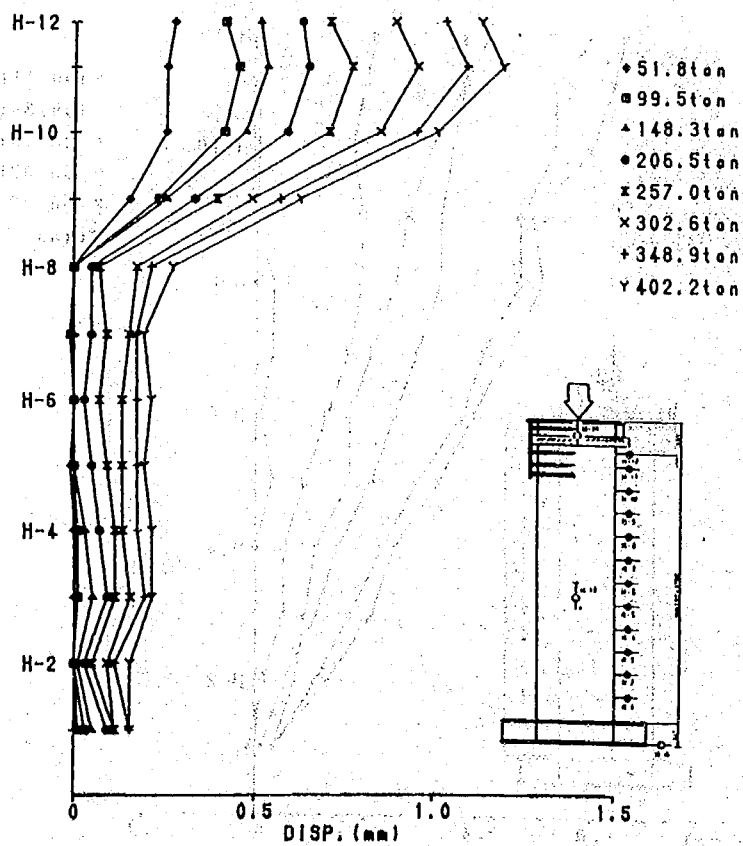
付図-32 供試体Ⅳ変位分布図



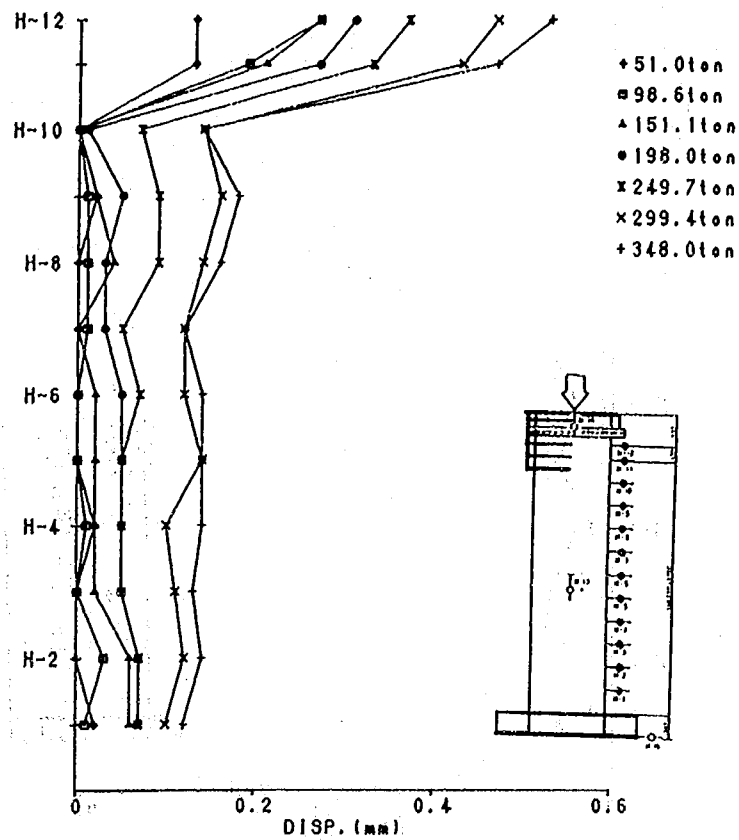
付図-33 供試体Ⅴ変位分布図



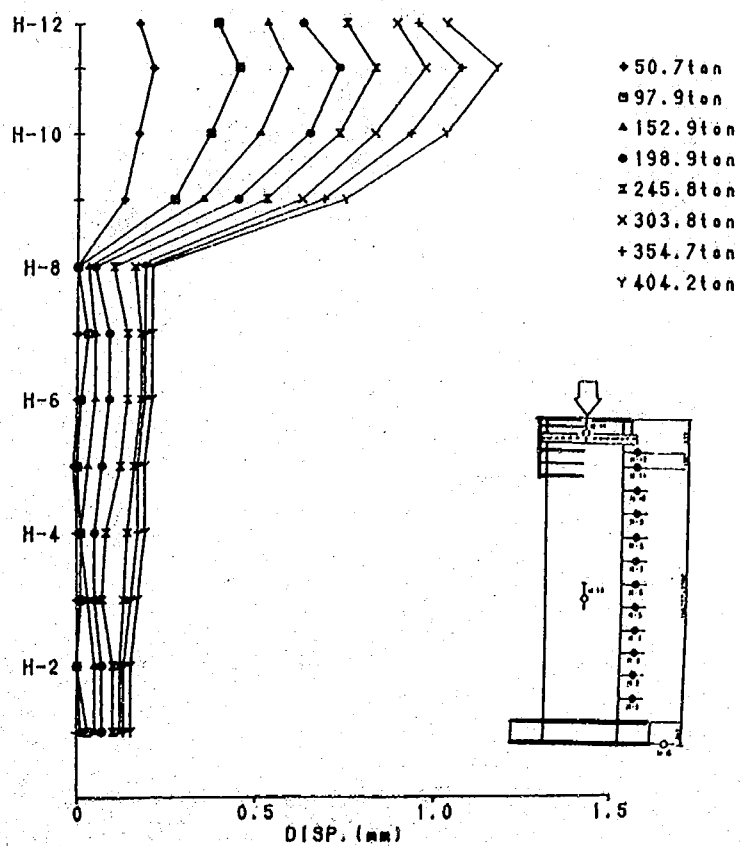
付図-34 供試体VI変位分布図



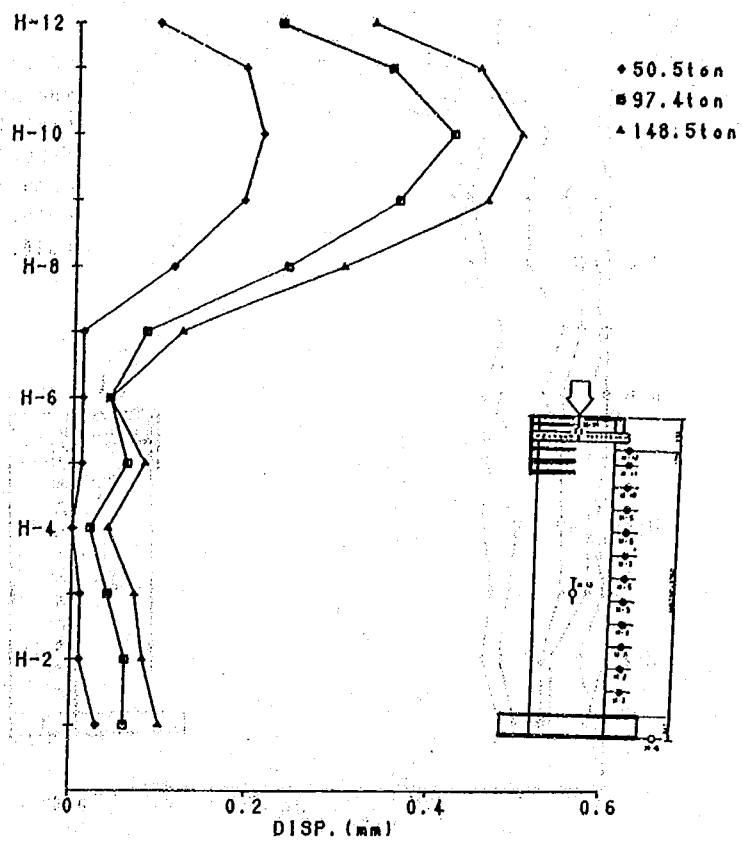
付図-35 供試体VII変位分布図



付図-36 供試体Ⅲ変位分布図

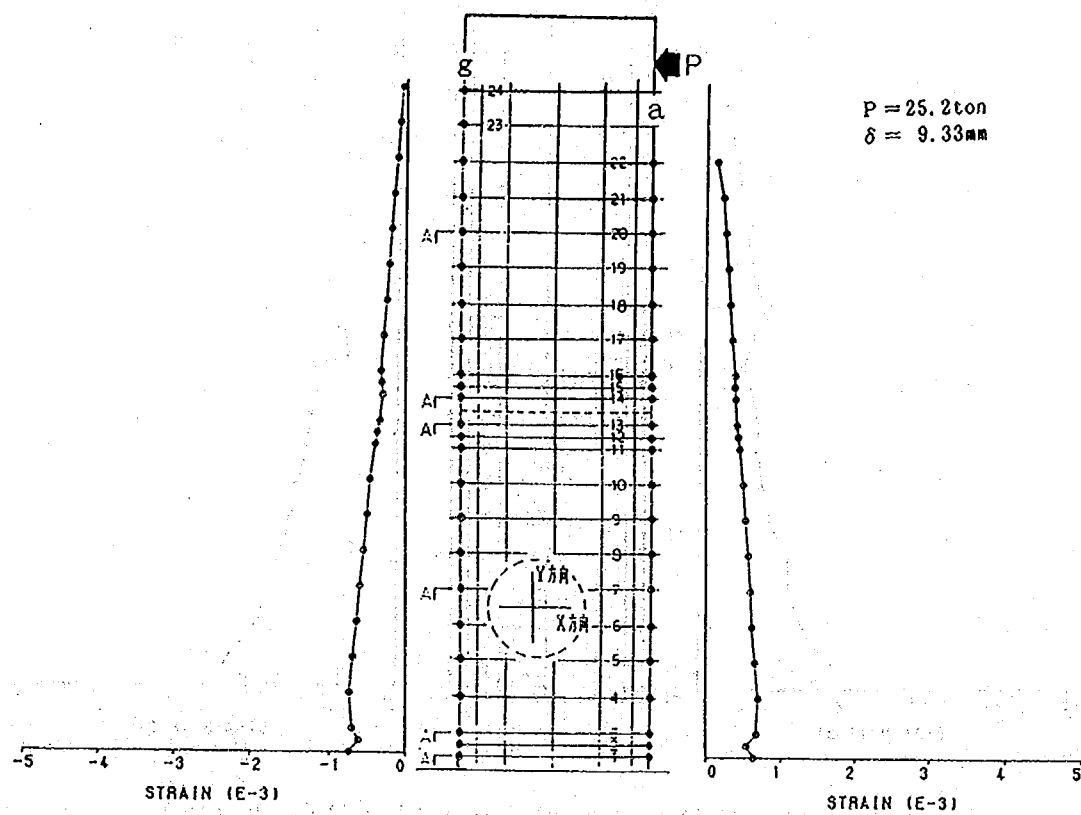


付図-37 供試体Ⅳ変位分布図

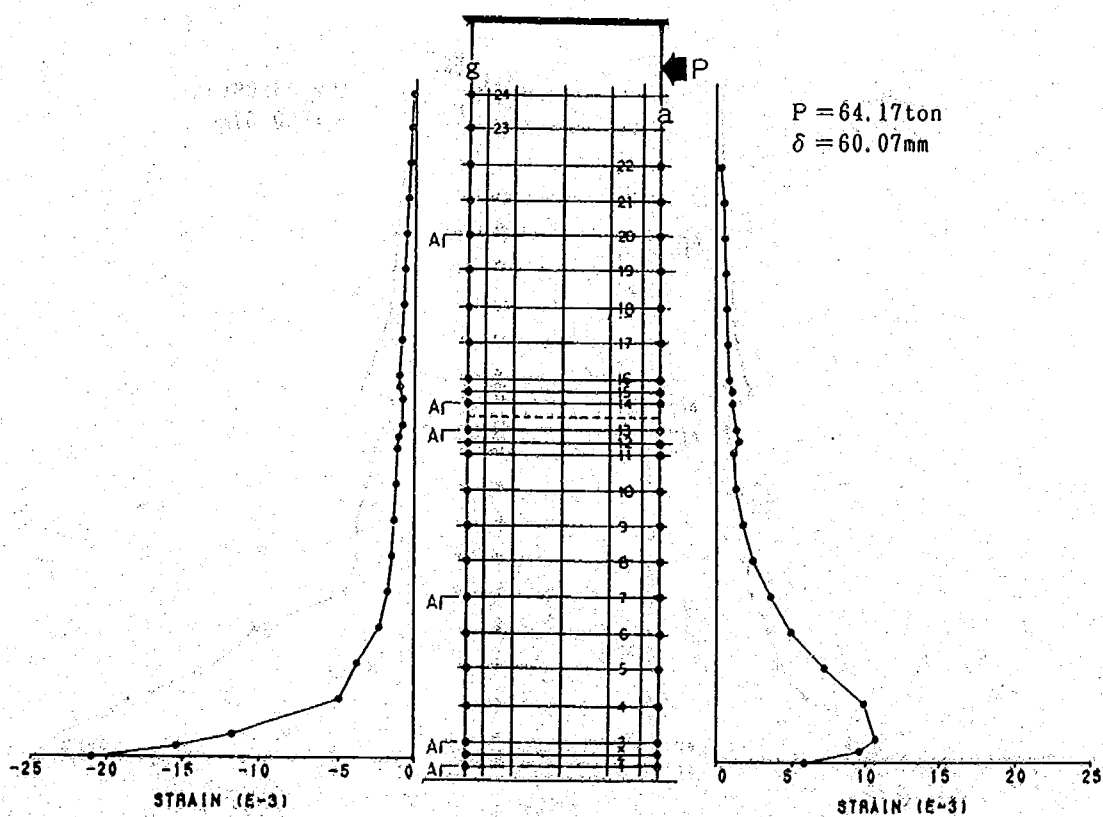


付図-38 供試体 X 変位分布図

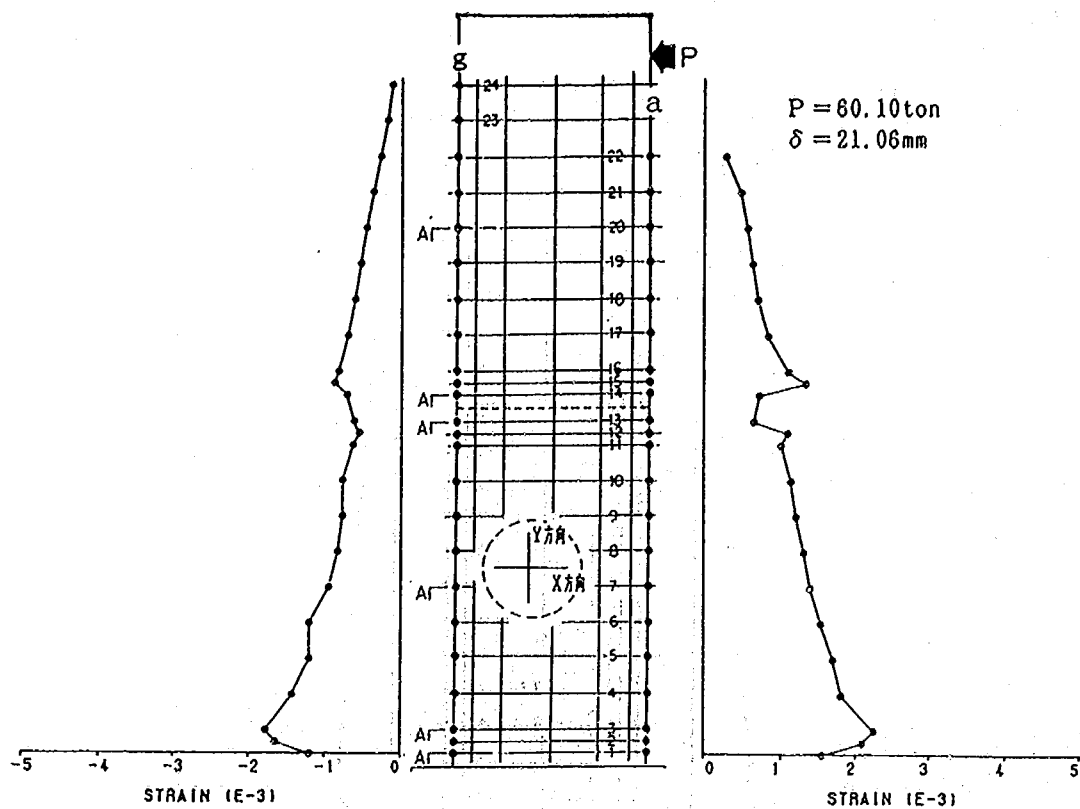
6. ひずみ分布図



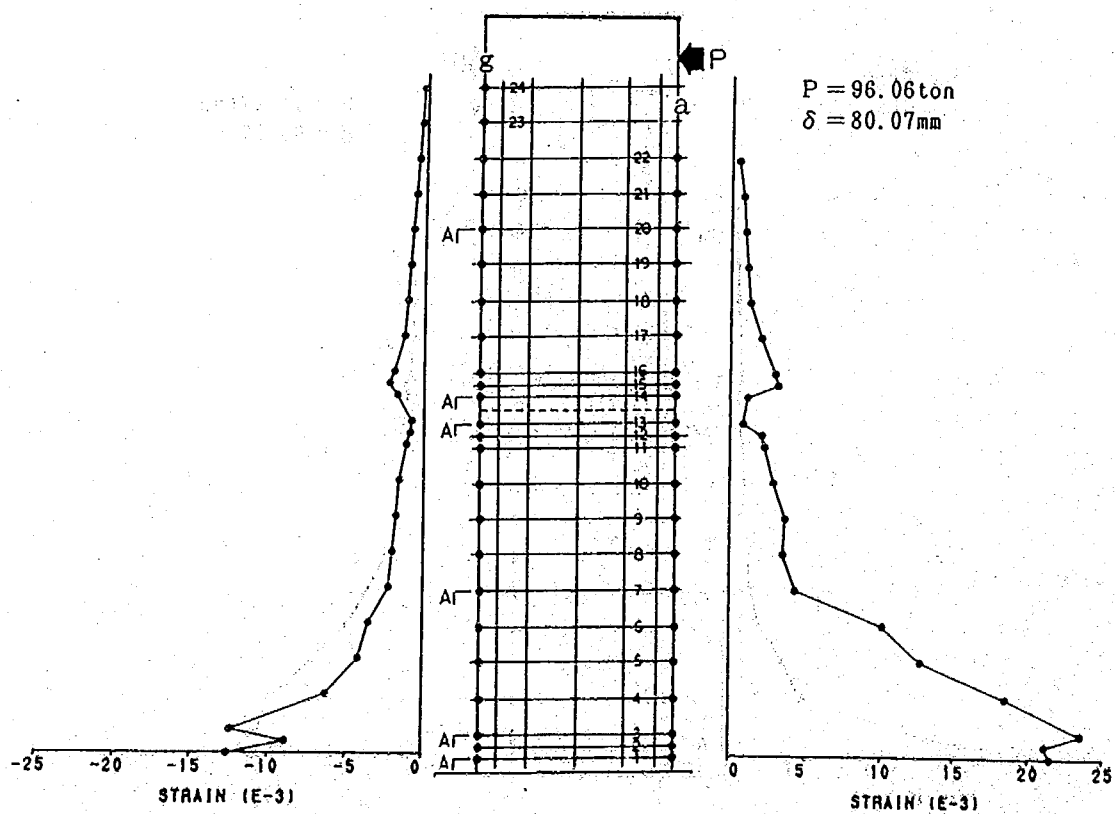
付図—39 供試体 I ひずみ分布図 ($P_H=25.2 \text{ tf}$)



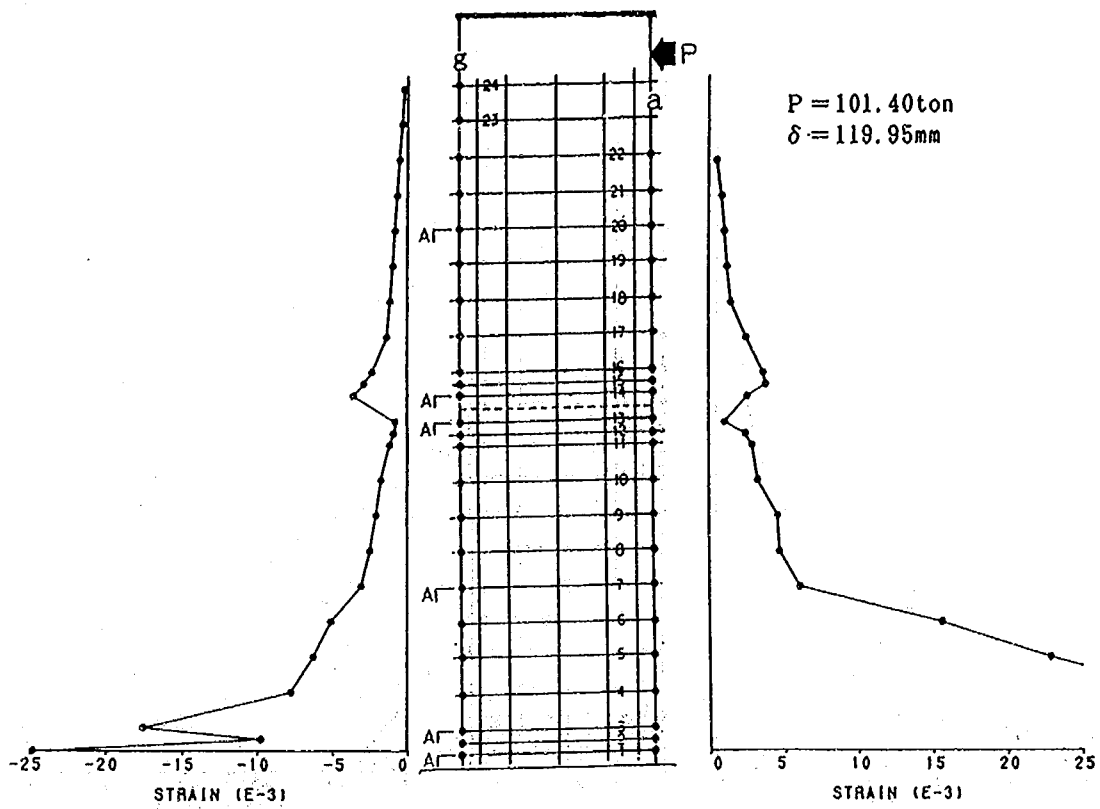
付図—40 供試体 I ひずみ分布図 ($P_H=64.2 \text{ tf}$)



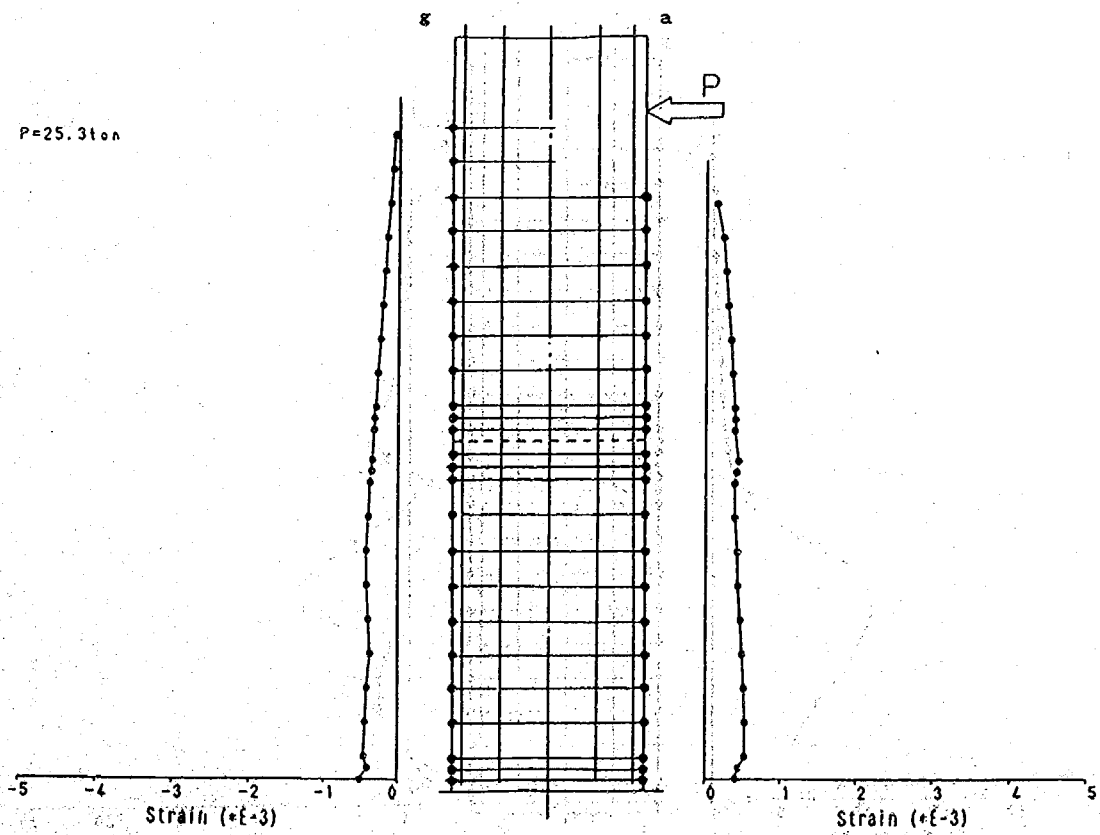
付図一41 供試体Ⅱひずみ分布図 (PH=60.1tf)



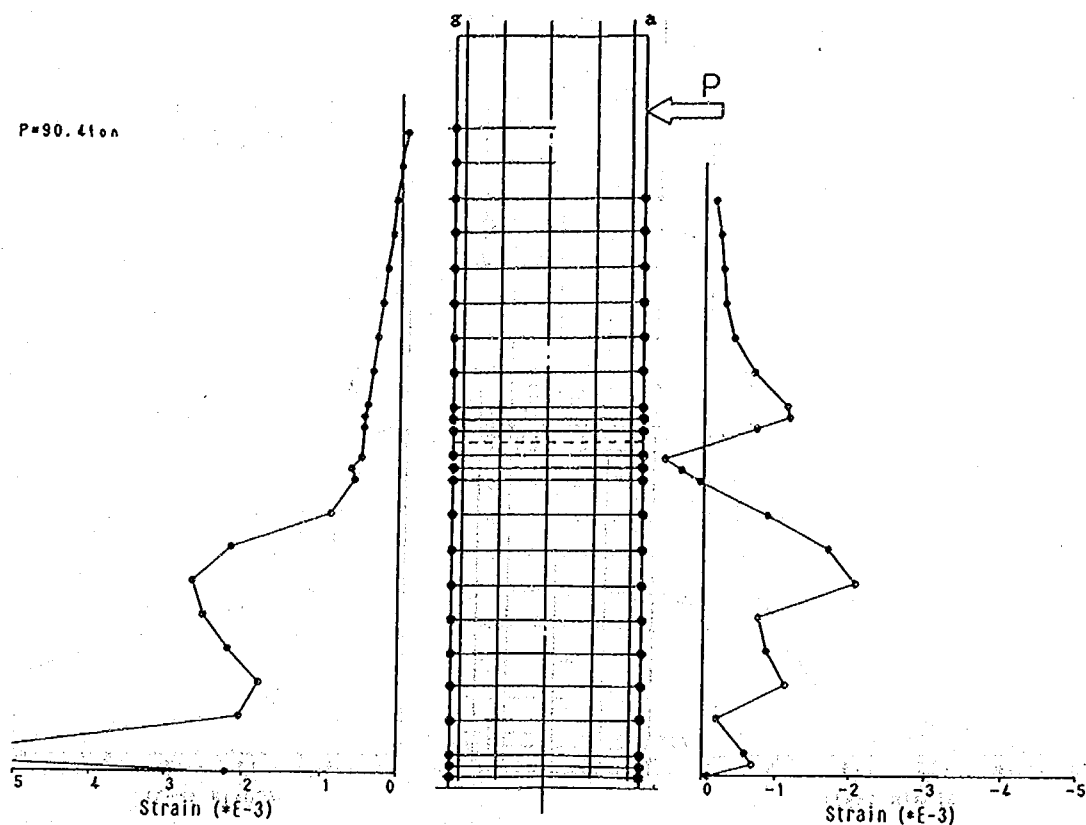
付図一42 供試体Ⅱひずみ分布図 (PH=96.1tf)



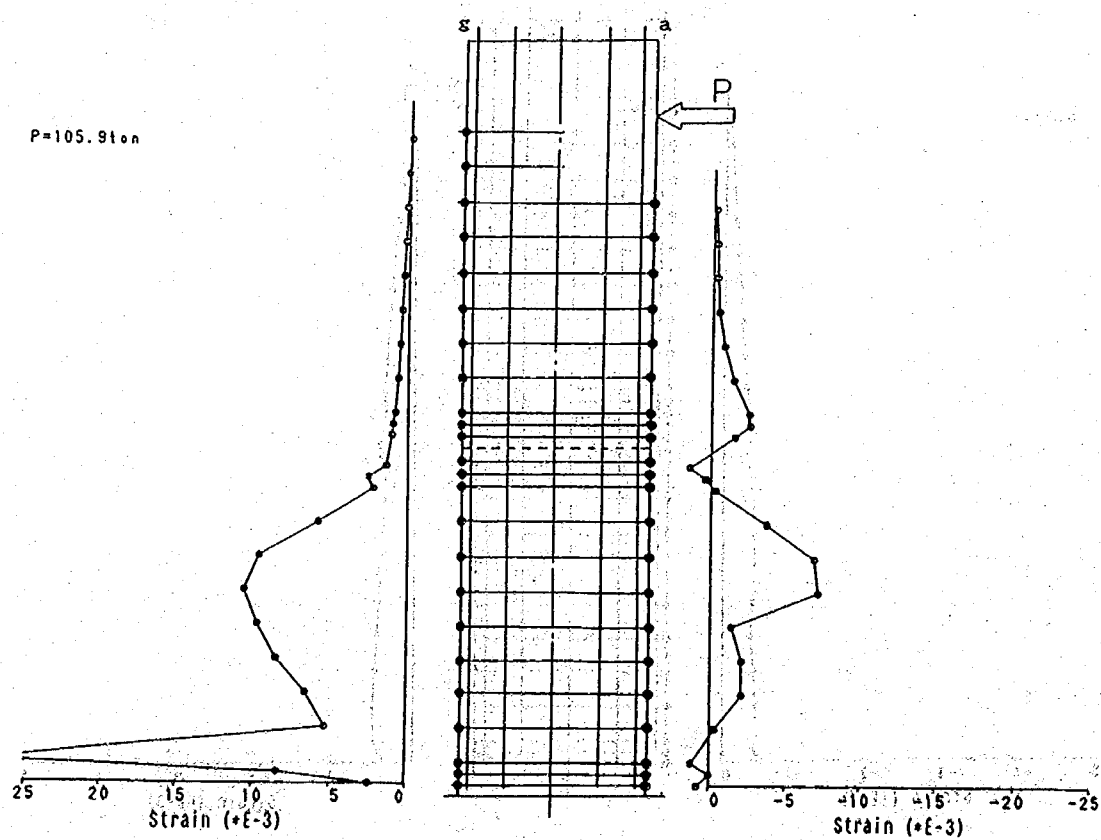
付図—43 供試体Ⅱひずみ分布図 ($P H=101.4 \text{ tf}$)



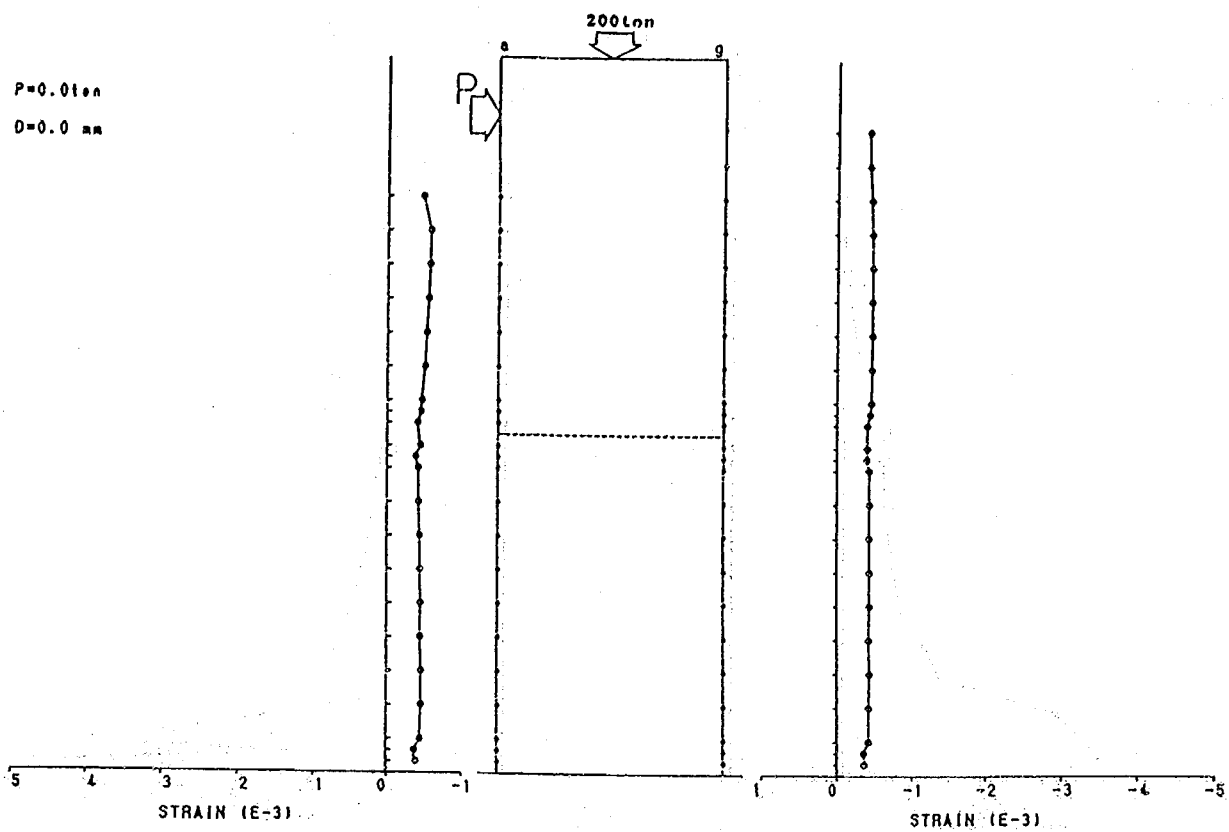
付図—44 供試体Ⅲひずみ分布図 ($P H=25.3 \text{ tf}$)



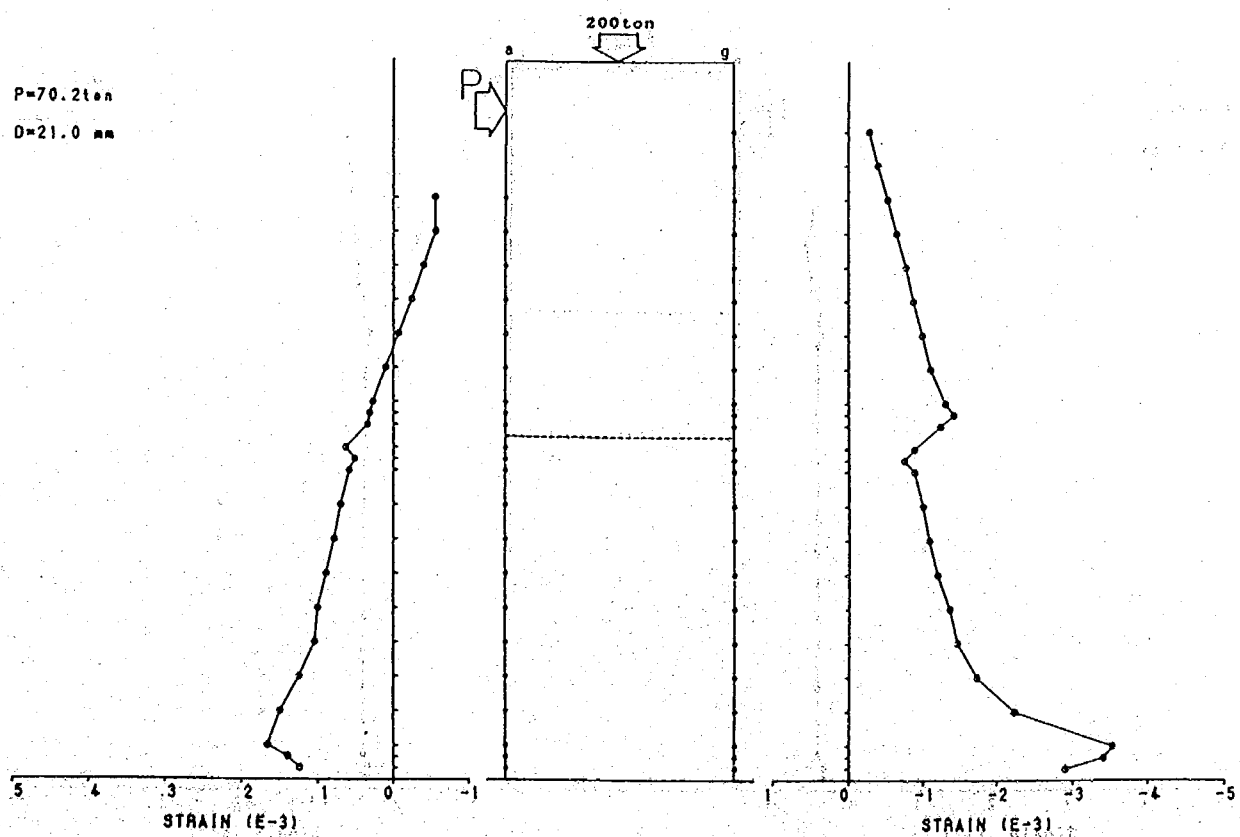
付図—45 供試体Ⅲひずみ分布図 ($P_H=90.4\text{tf}$)



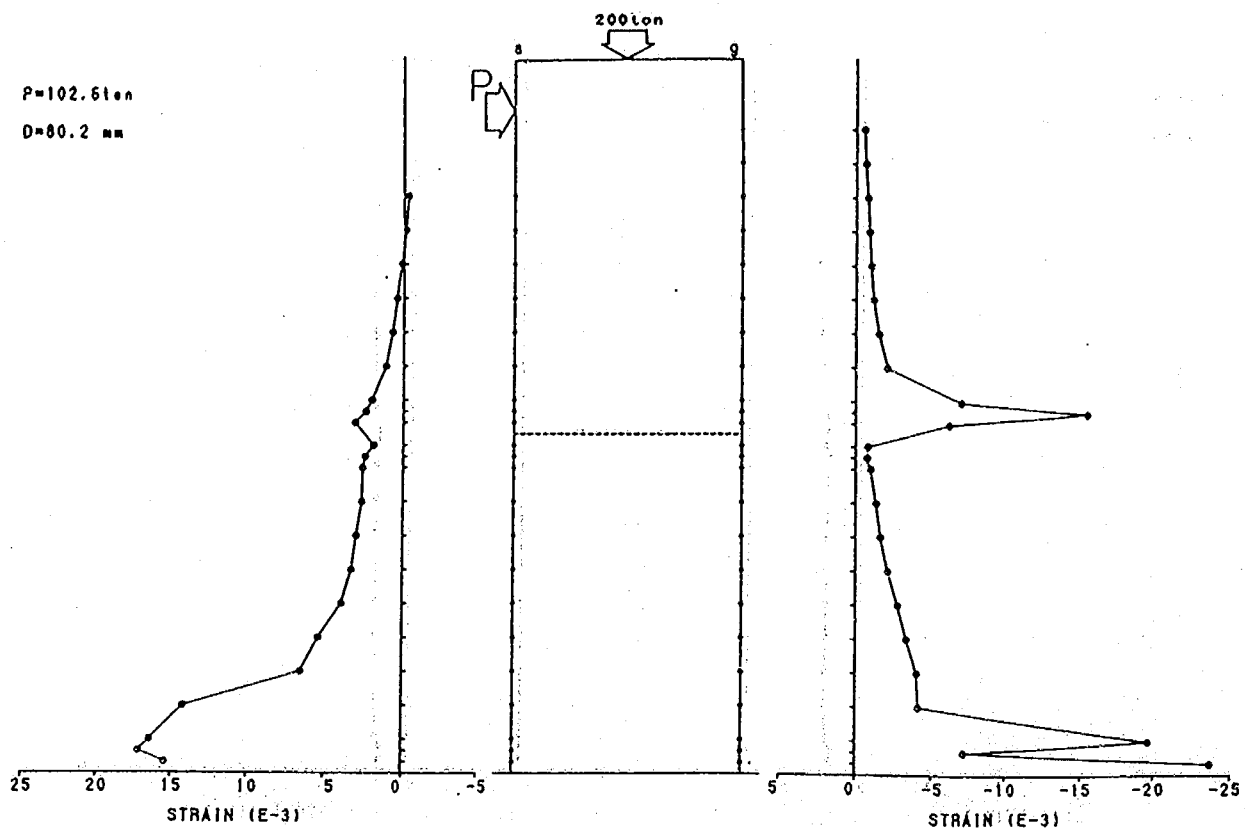
付図—46 供試体Ⅲひずみ分布図 ($P_H=105.9\text{tf}$)



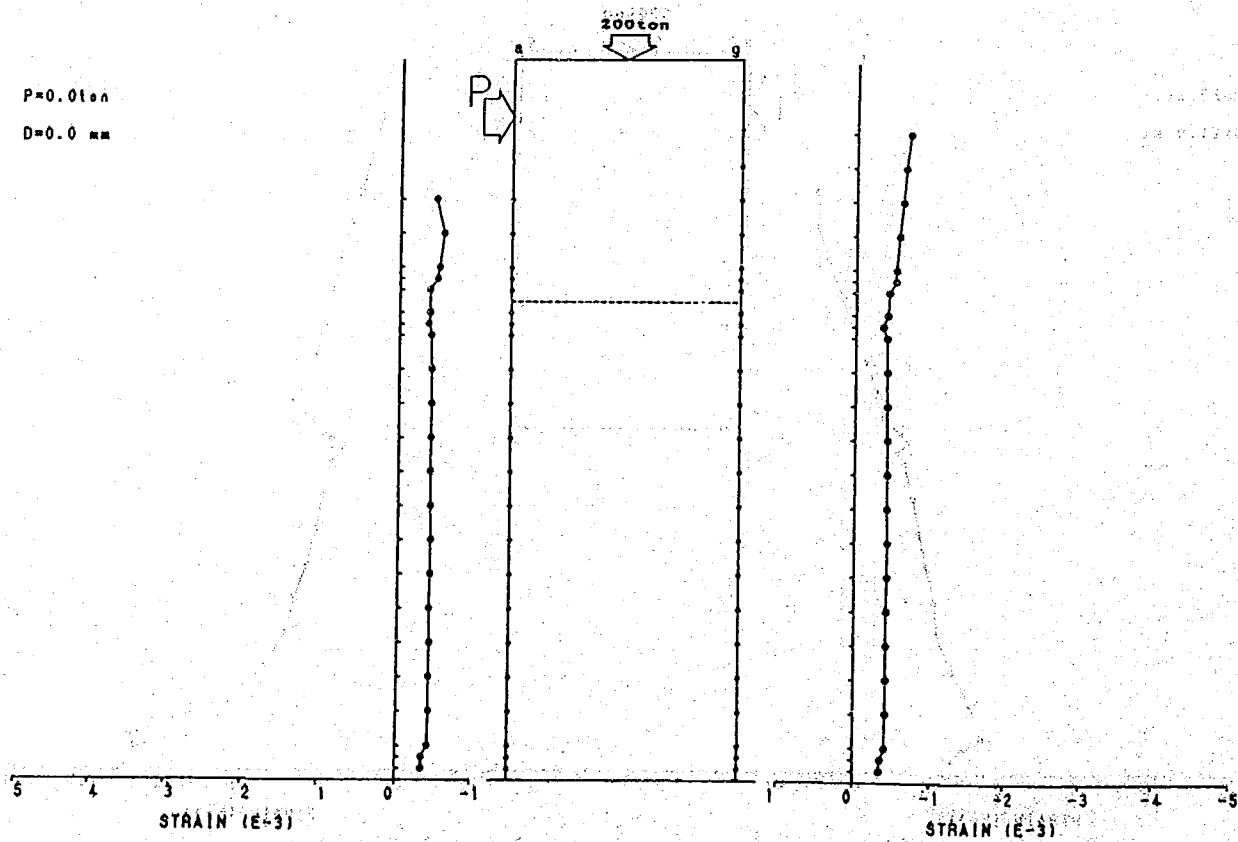
付図一47 供試体IVひずみ分布図 ($P_V=200\text{tf}$, $P_H=0.0\text{tf}$)



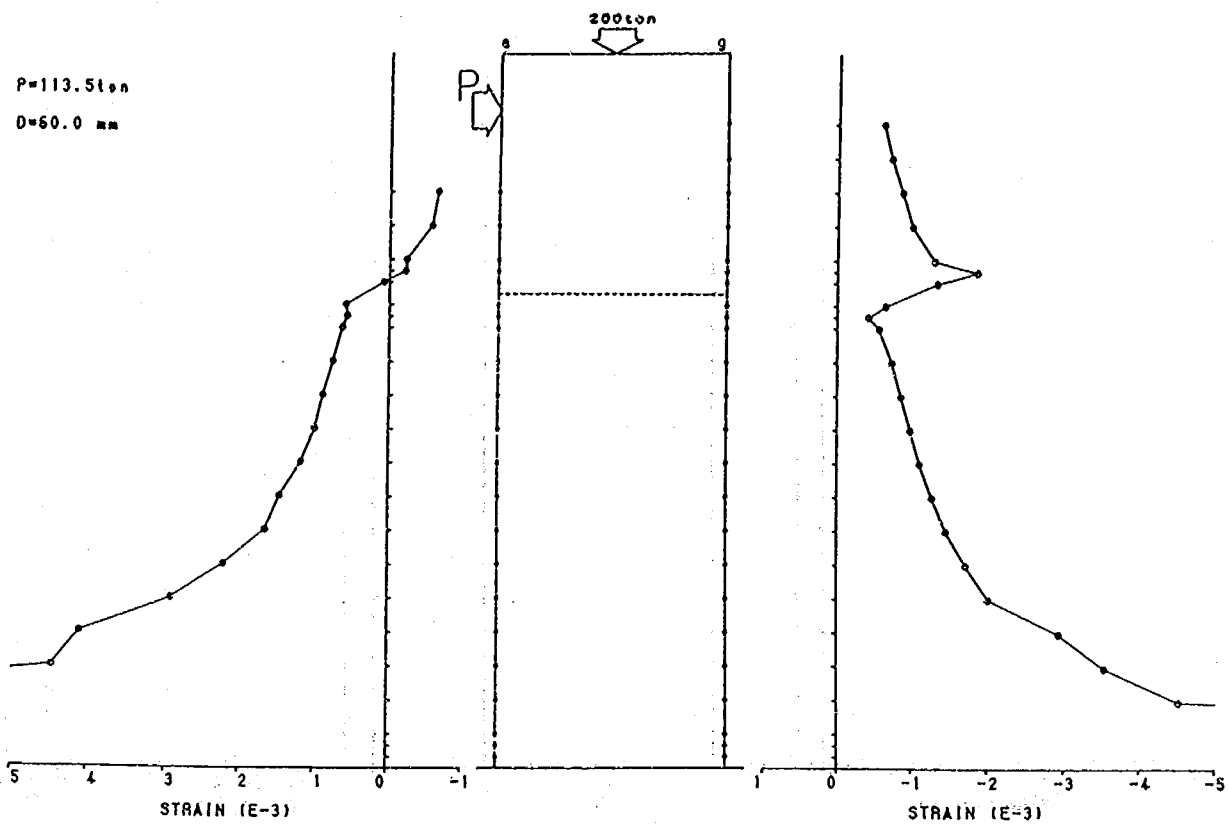
付図一48 供試体IVひずみ分布図 ($P_V=200\text{tf}$, $P_H=70.2\text{tf}$)



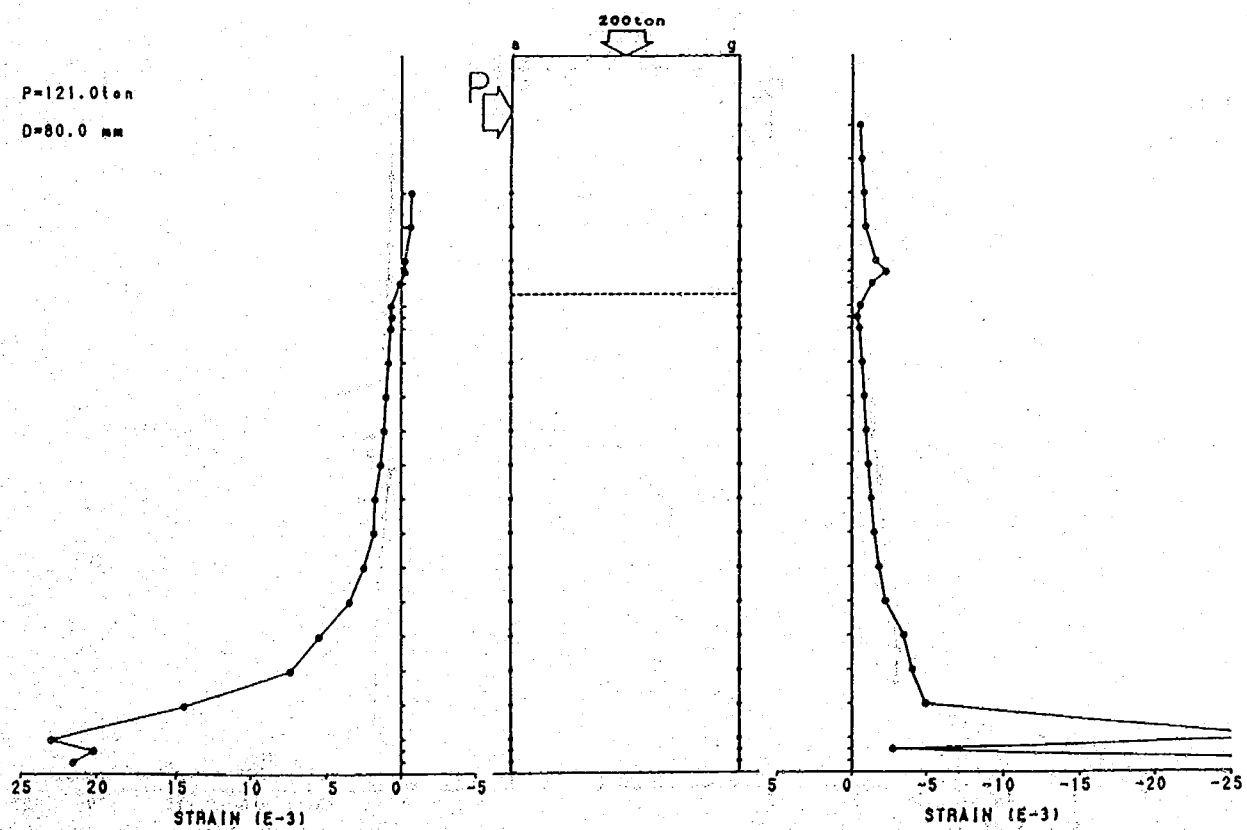
付図一49 供試体Ⅳひずみ分布図 ($P_V=200 \text{ tf}$, $P_H=102.6 \text{ tf}$)



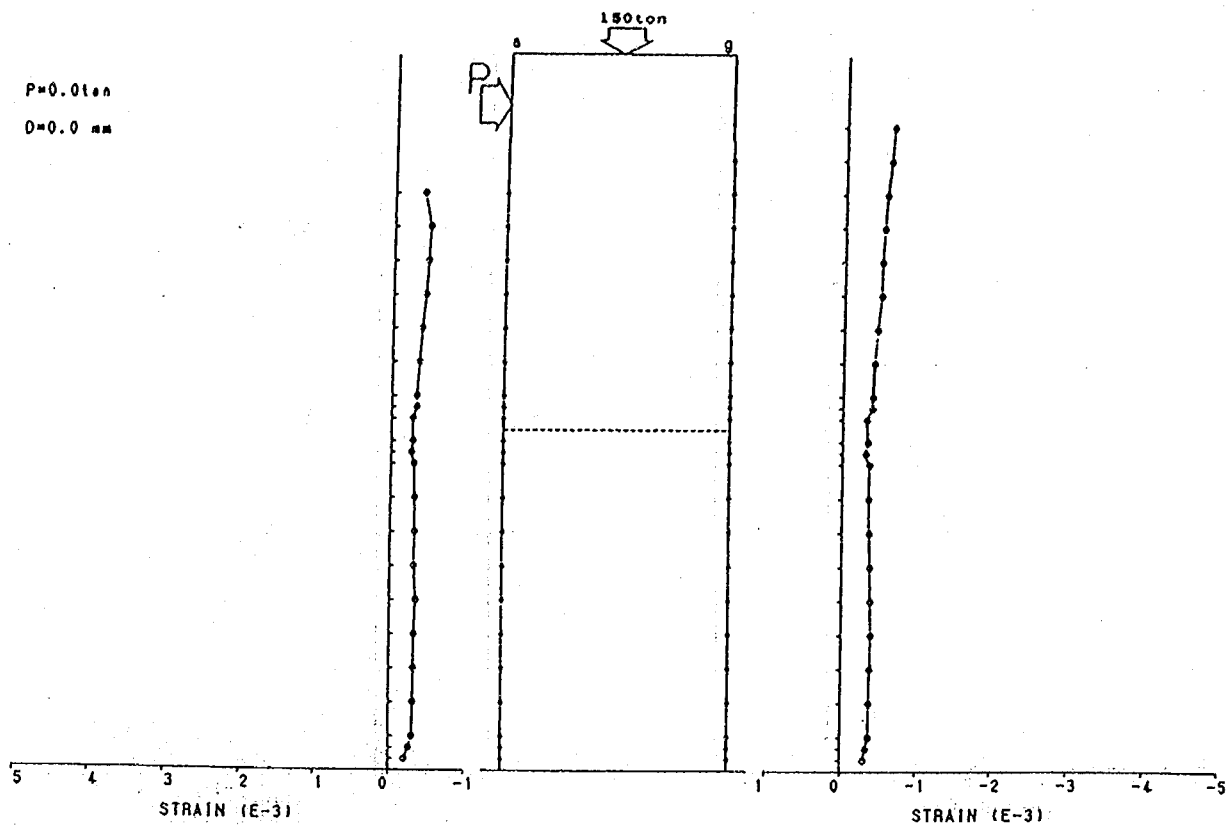
付図一50 供試体Ⅴひずみ分布図 ($P_V=200 \text{ tf}$, $P_H=0.0 \text{ tf}$)



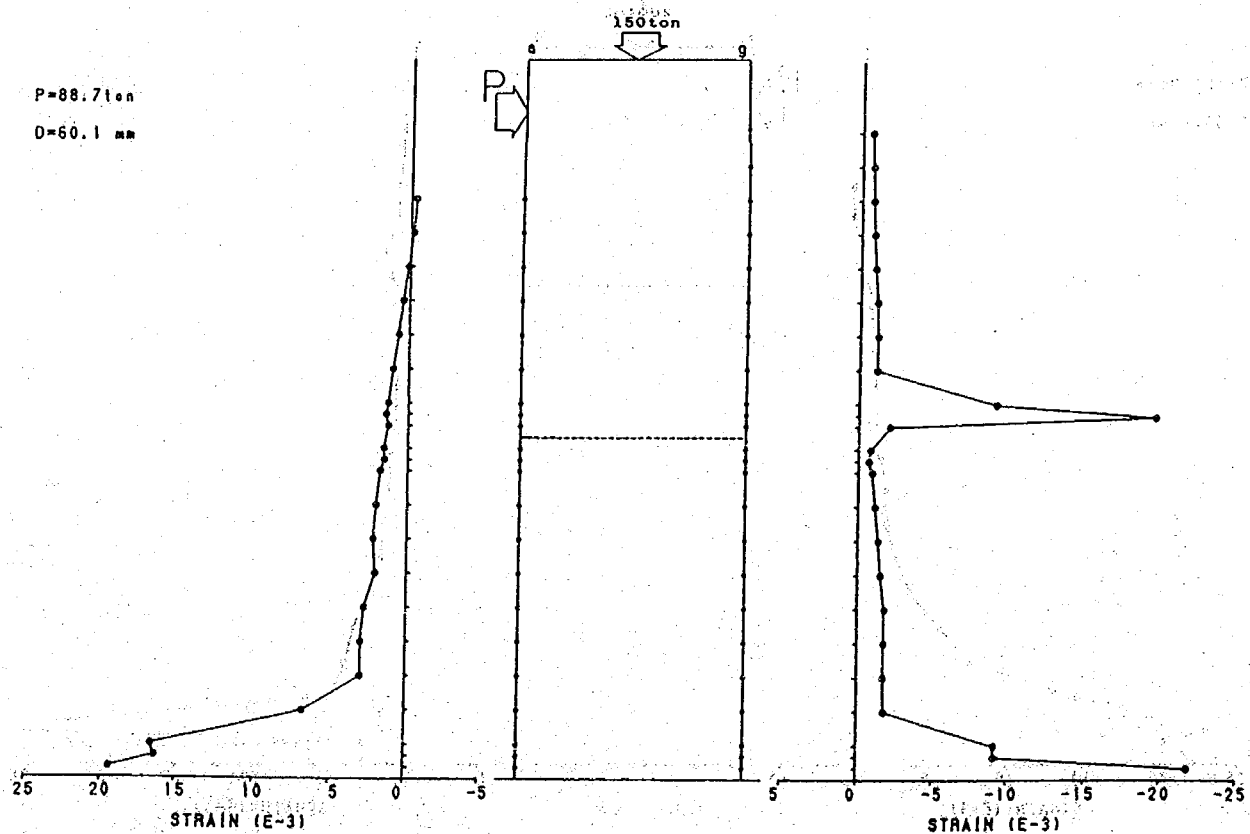
付図一51 供試体Vひずみ分布図 ($P_V=200\text{tf}$, $P_H=113.5\text{tf}$)



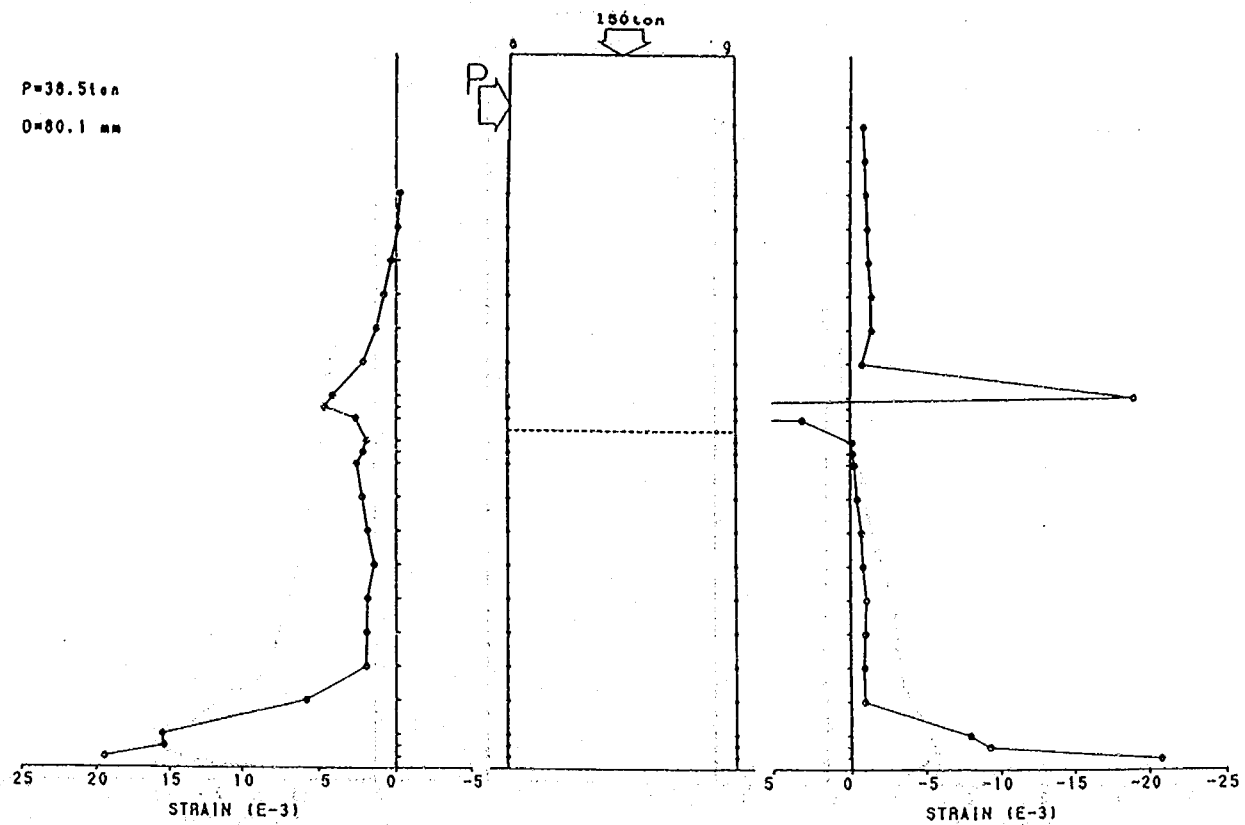
付図一52 供試体Vひずみ分布図 ($P_V=200\text{tf}$, $P_H=121.0\text{tf}$)



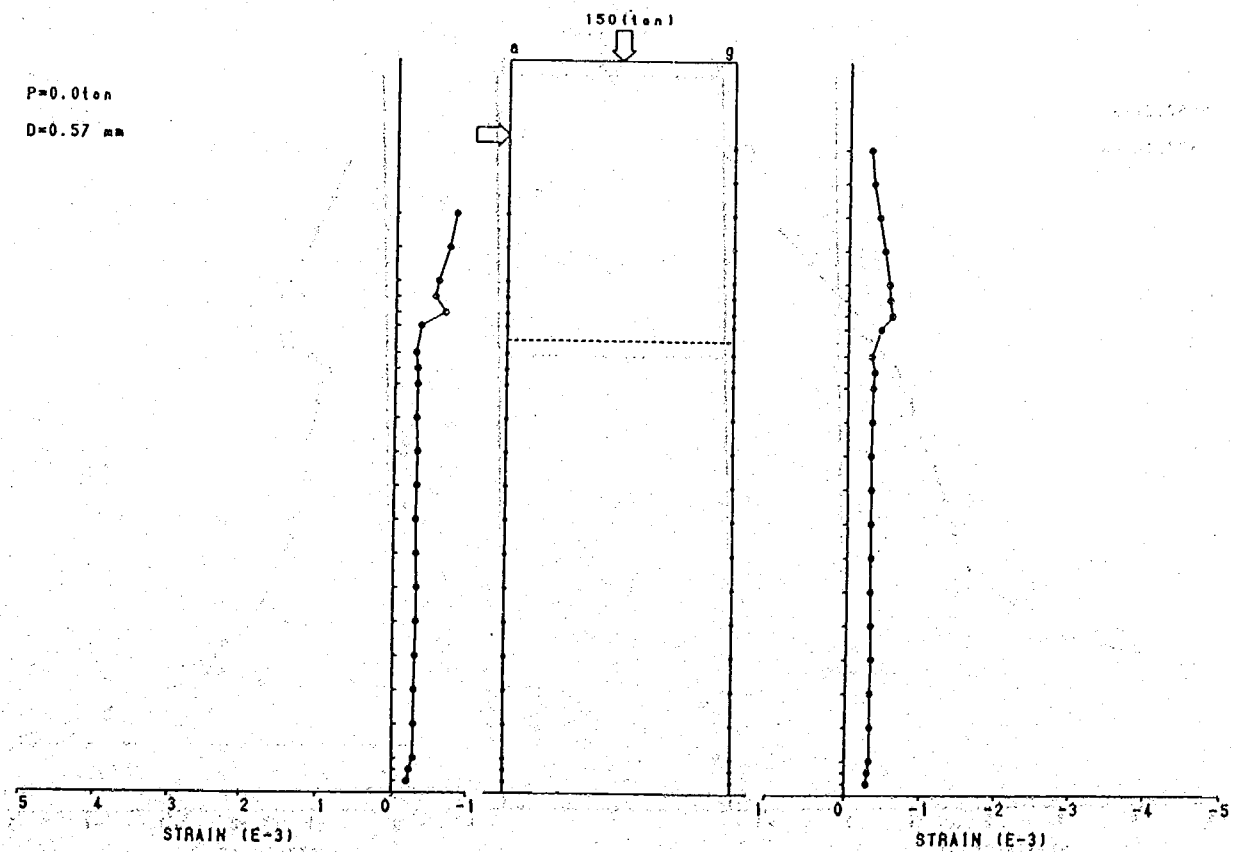
付図—53 供試体VIひずみ分布図 ($P_V=150 \text{ tf}$, $P_H=0.0 \text{ tf}$)



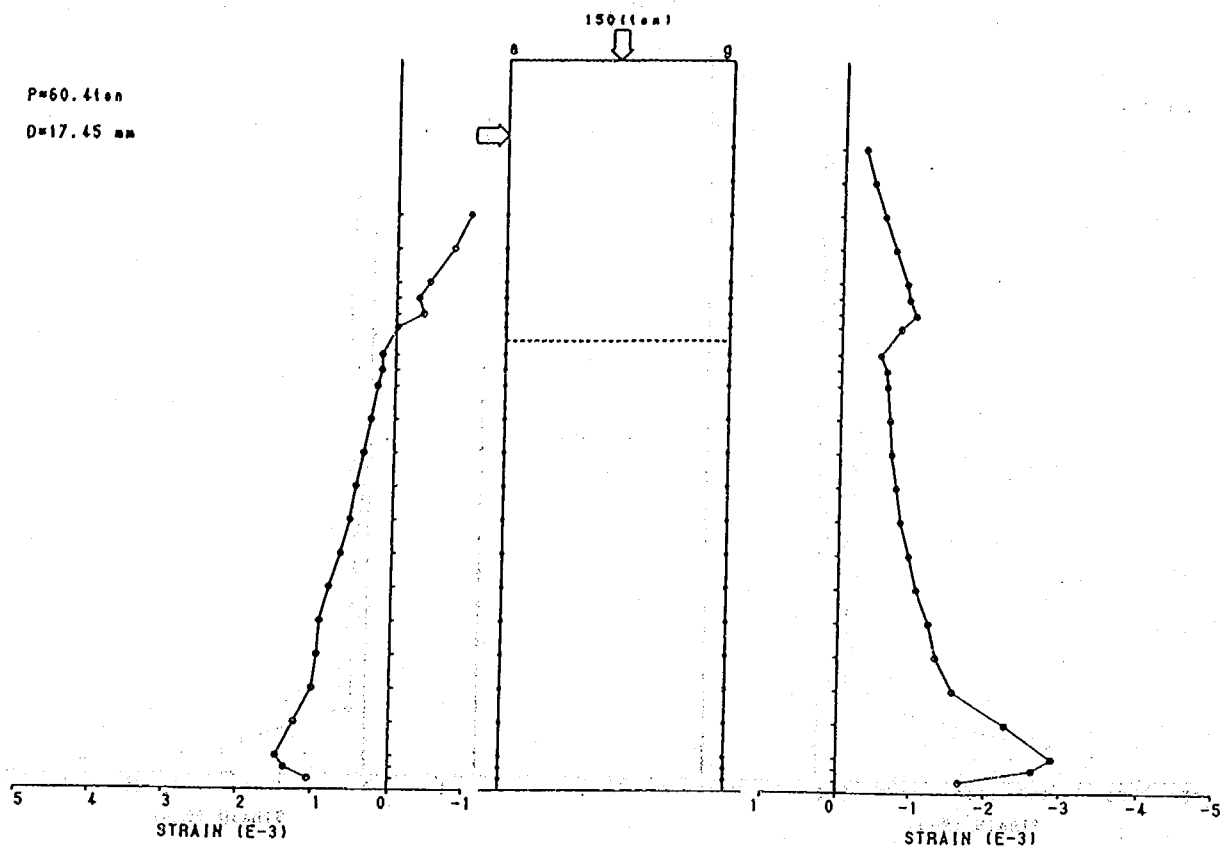
付図—54 供試体VIひずみ分布図 ($P_V=150 \text{ tf}$, $P_H=88.7 \text{ tf}$)



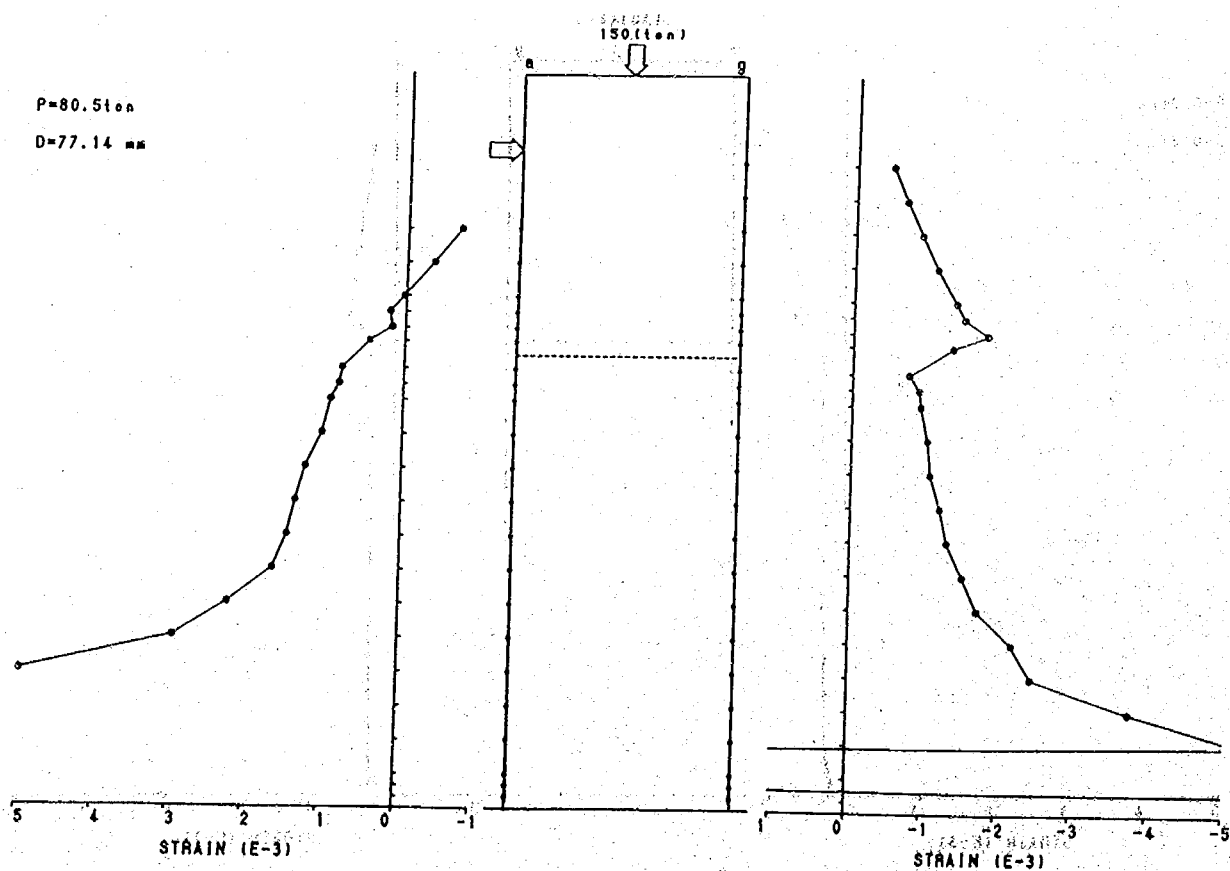
付図—55 供試体Ⅵひずみ分布図 ($P_V=150\text{tf}$, $P_H=38.5\text{tf}$)



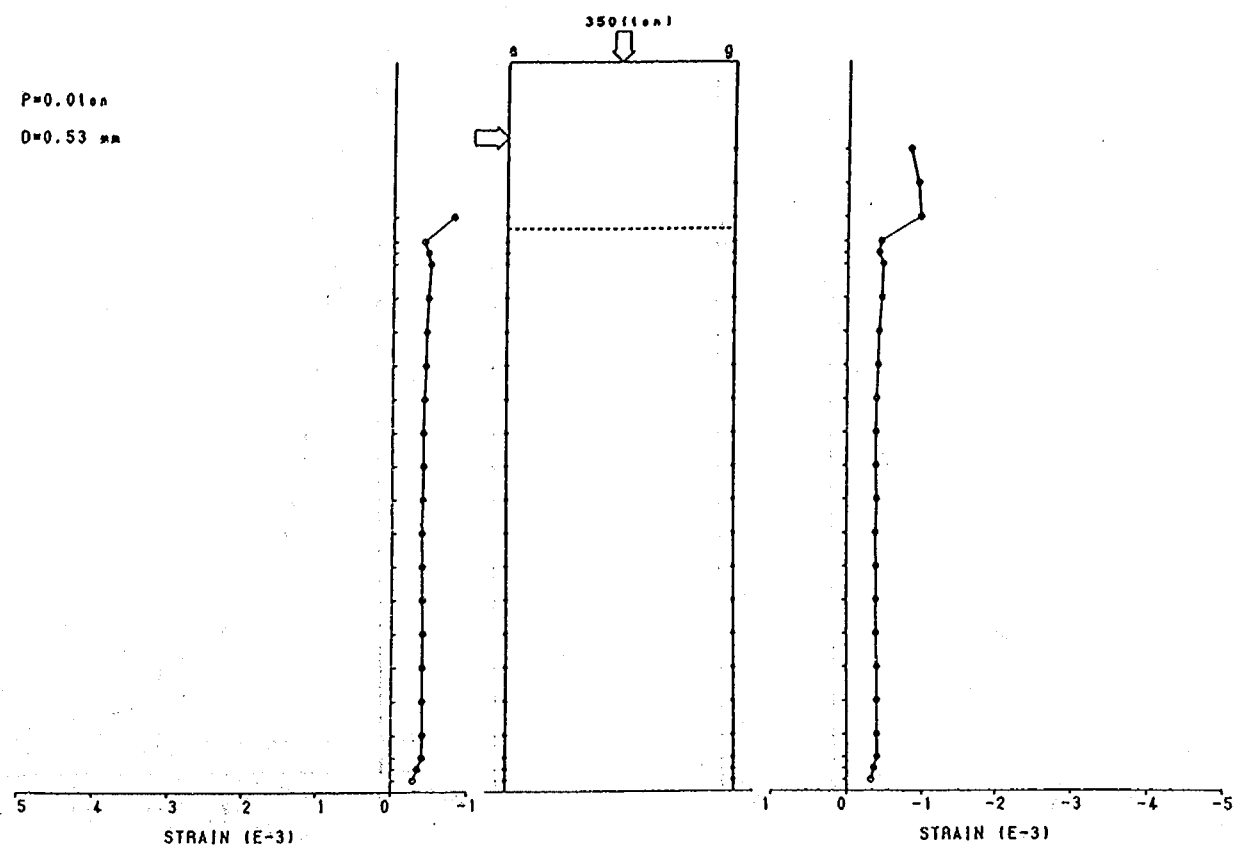
付図—56 供試体Ⅶひずみ分布図 ($P_V=150\text{tf}$, $P_H=0.0\text{tf}$)



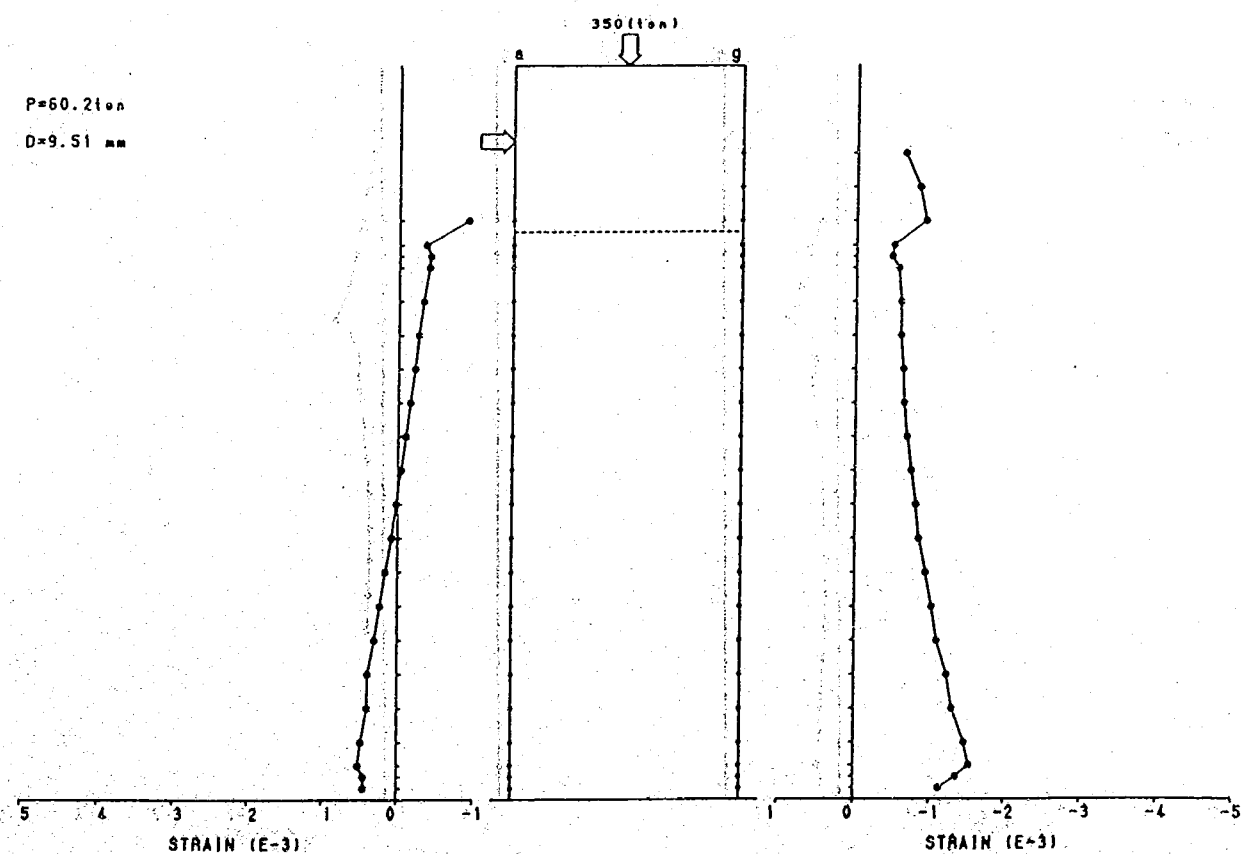
付図—57 供試体Ⅶひずみ分布図 ($PV=150\text{tf}$, $PH=60.4\text{tf}$)



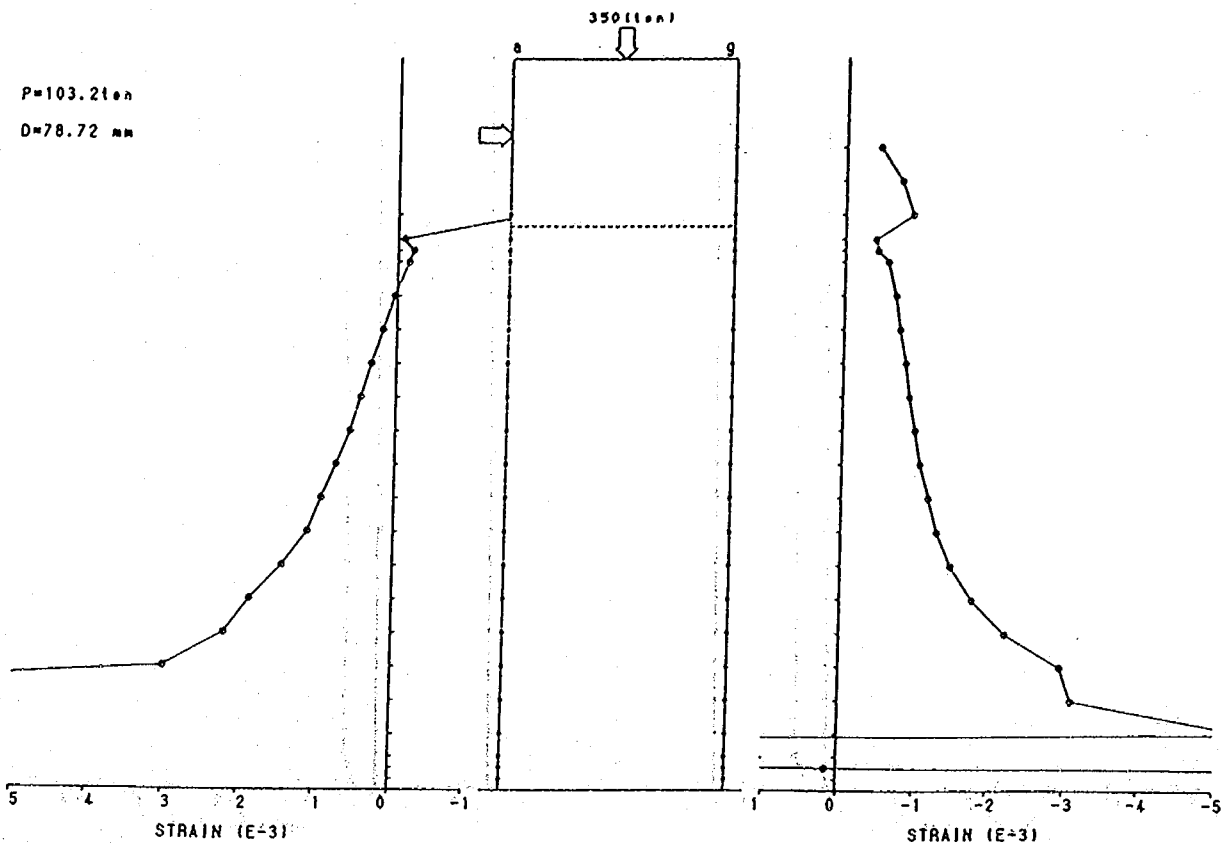
付図—58 供試体Ⅶひずみ分布図 ($PV=150\text{tf}$, $PH=80.5\text{tf}$)



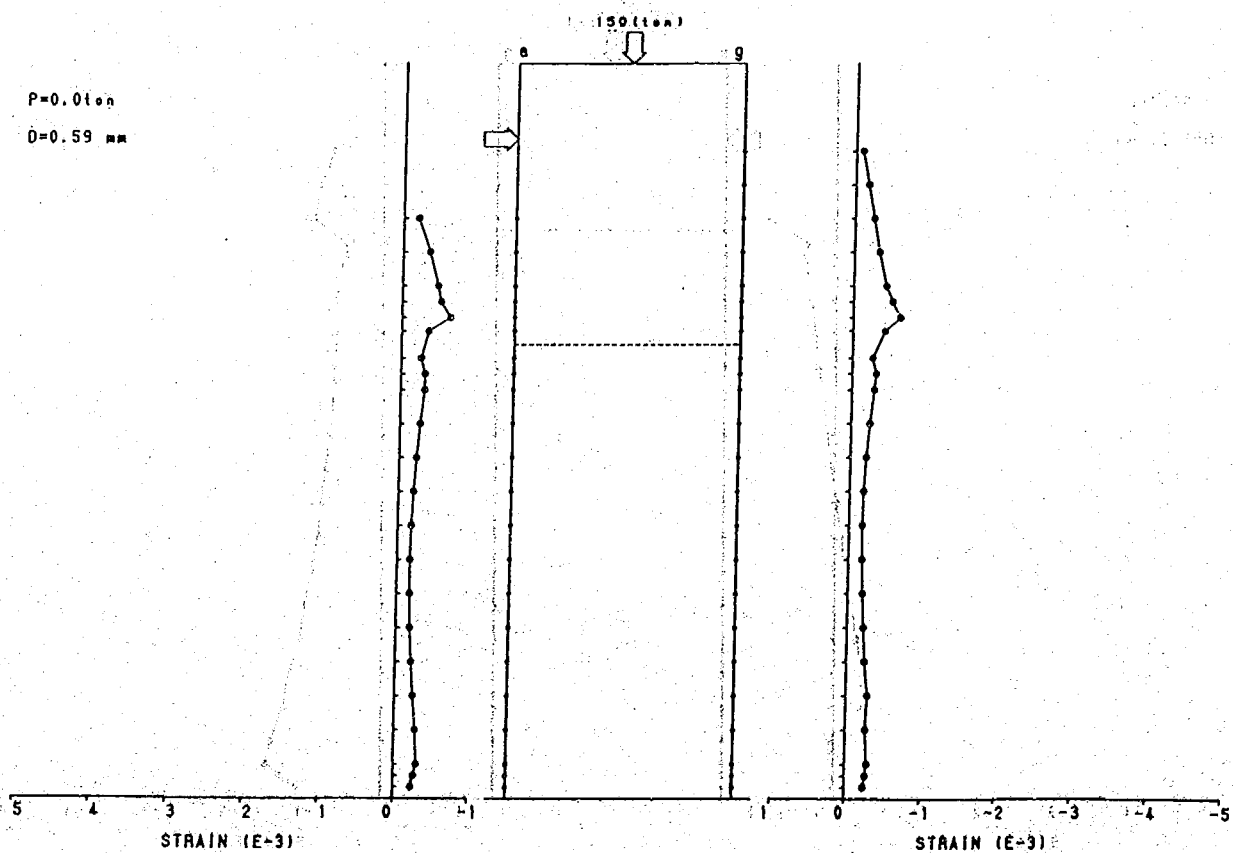
付図一59 供試体変ひずみ分布図 ($P_V=350\text{tf}$, $P_H=0.0\text{tf}$)



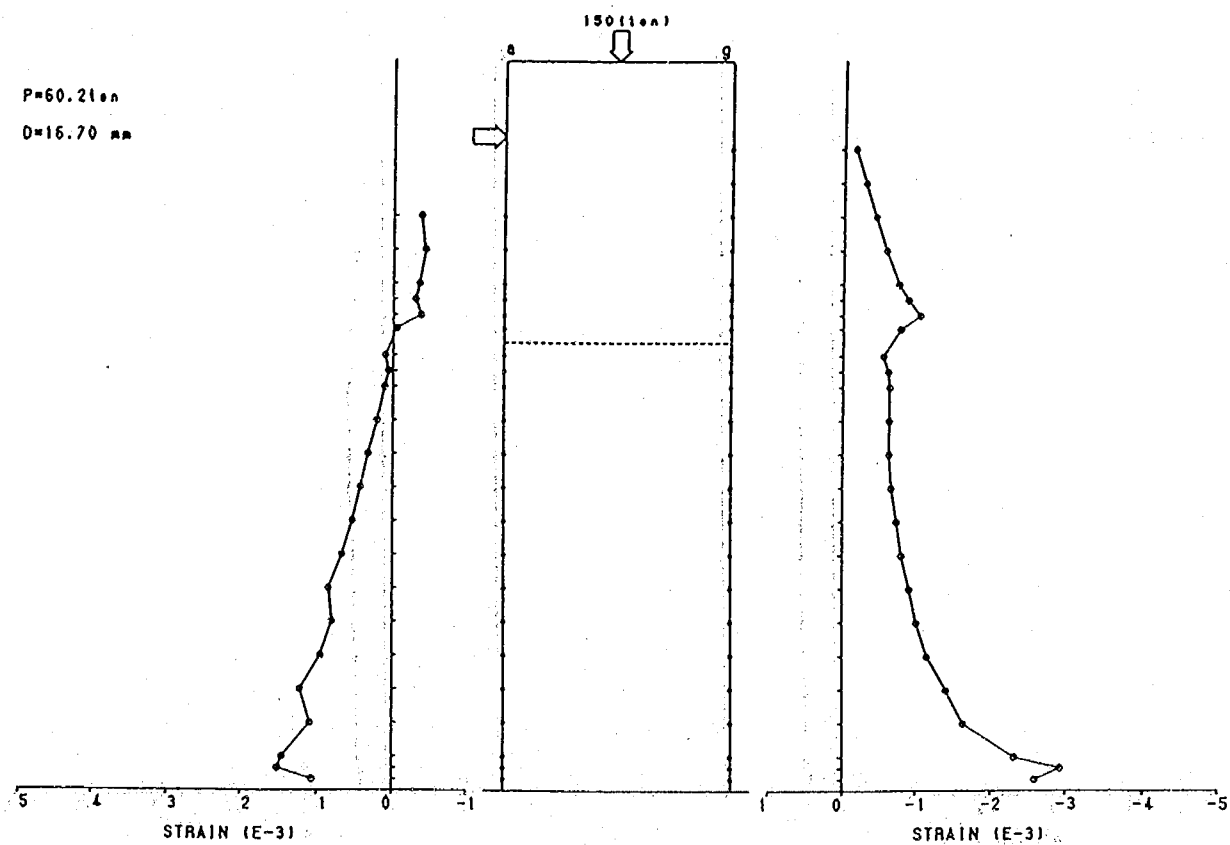
付図一60 供試体変ひずみ分布図 ($P_V=350\text{tf}$, $P_H=60.2\text{tf}$)



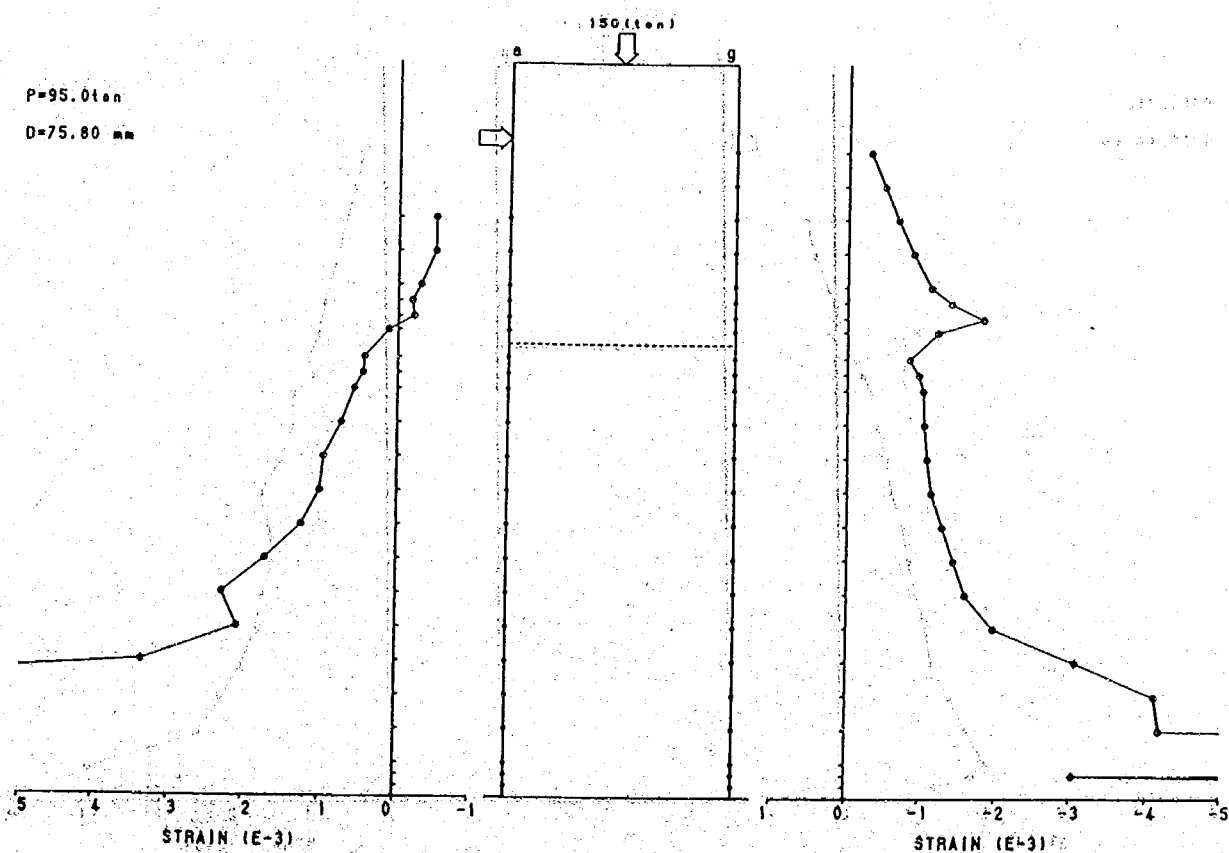
付図—61 供試体Ⅷひずみ分布図 ($P_V=350\text{tf}$; $P_H=103.2\text{tf}$)



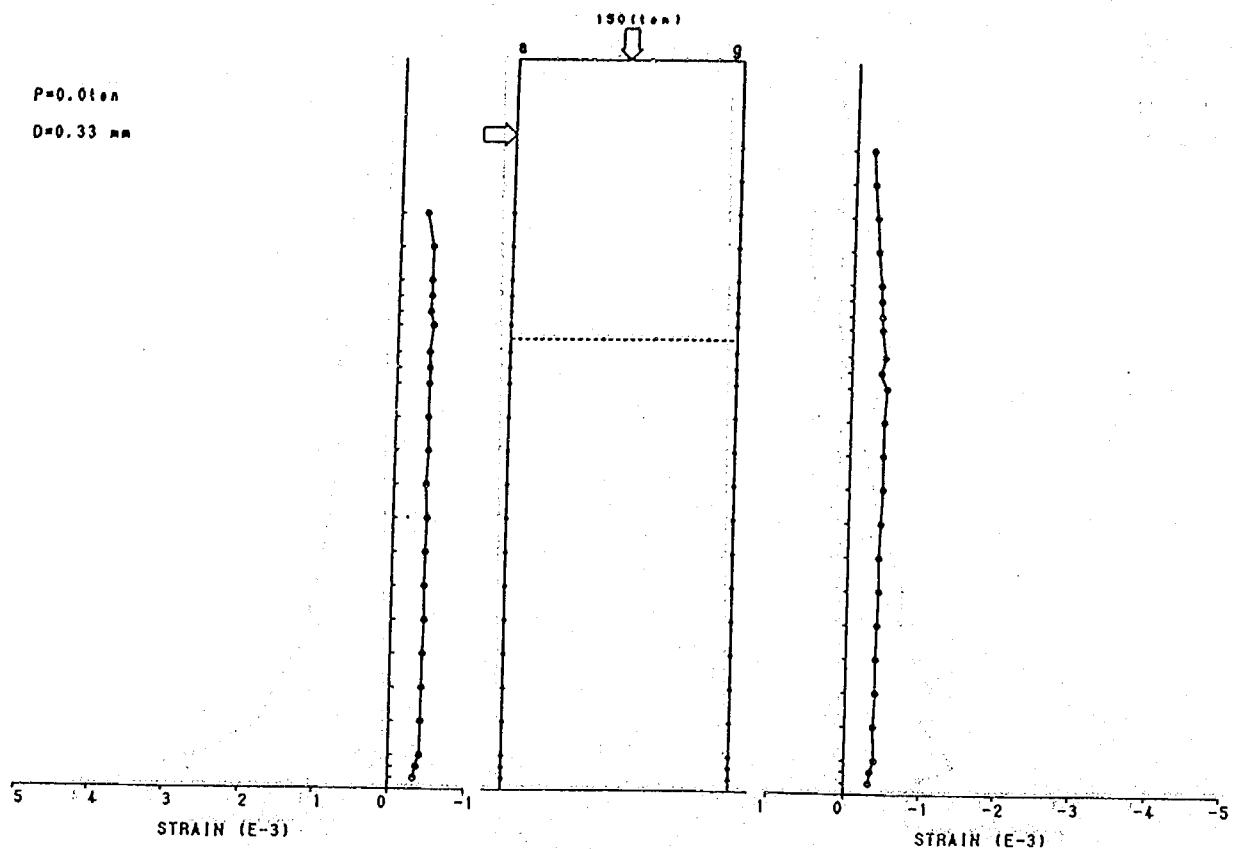
付図—62 供試体Ⅸひずみ分布図 ($P_V=150\text{tf}$; $P_H=0.0\text{tf}$)



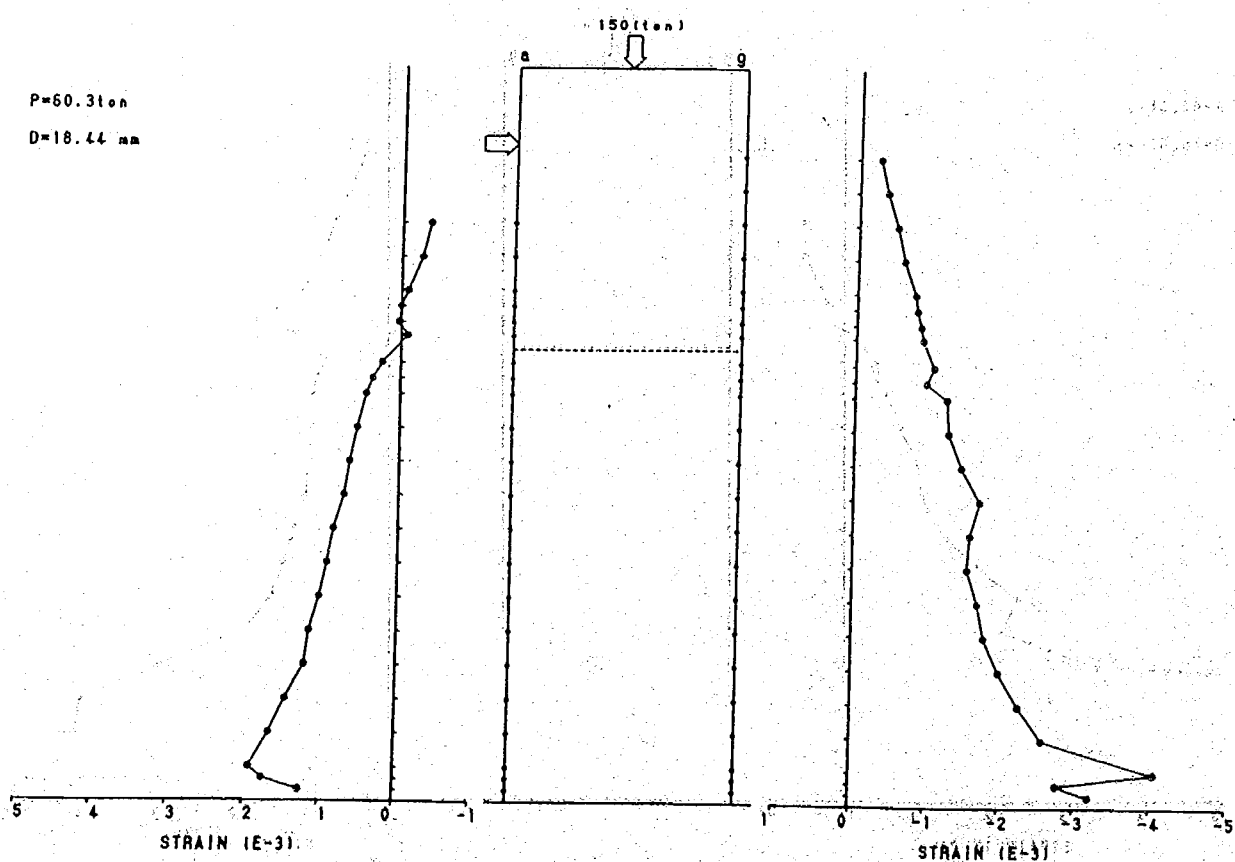
付図一63 供試体Ⅸひずみ分布図 ($PV=150 \text{ tf}$, $PH=60.2 \text{ tf}$)



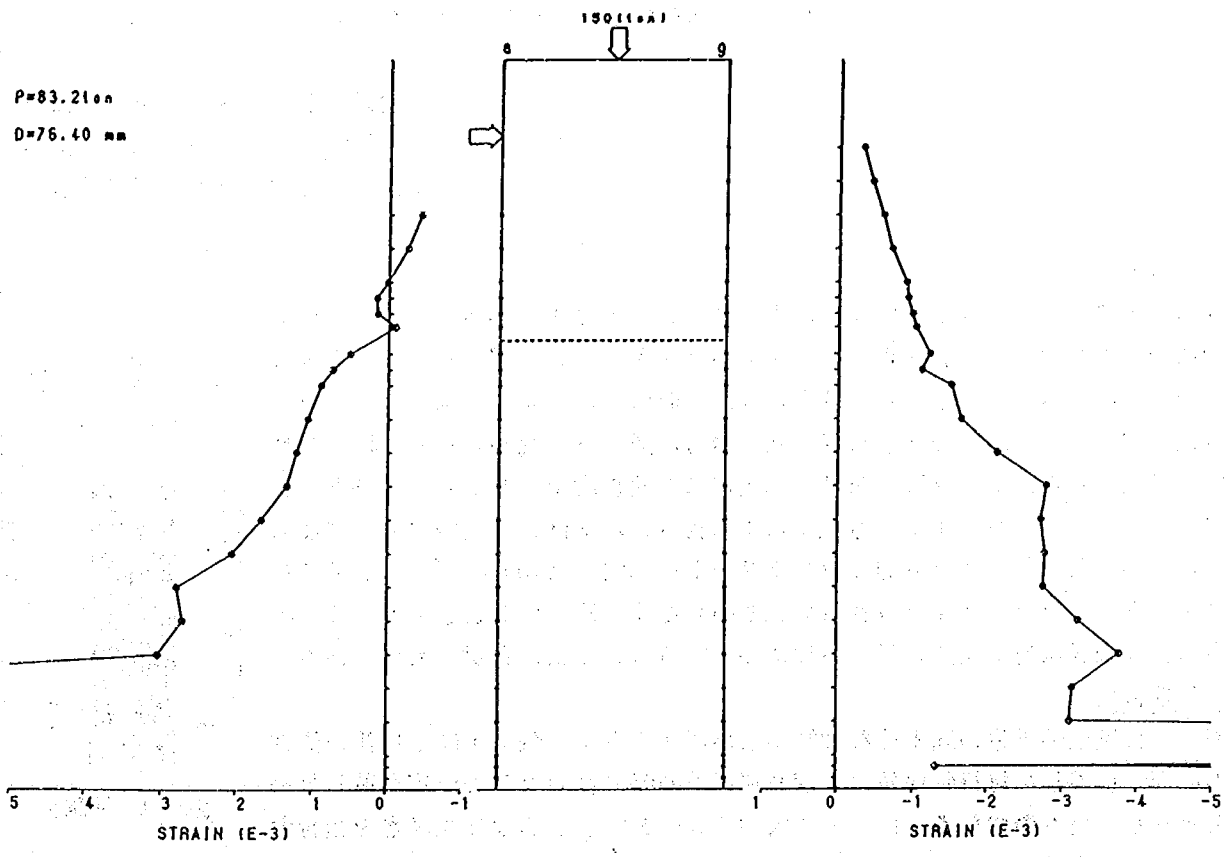
付図一64 供試体Ⅹひずみ分布図 ($PV=150 \text{ tf}$, $PH=95.0 \text{ tf}$)



付図—65 供試体 X ひずみ分布図 ($P_V=150\text{tf}$, $P_H=0.0\text{tf}$)



付図—66 供試体 X ひずみ分布図 ($P_V=150\text{tf}$, $P_H=60.3\text{tf}$)



付図一67 供試体 X ひずみ分布図 (PV=150tf, PH=83.2tf)

建設省土木研究所 正員 西川 和廣
建設省土木研究所 正員 山本 悟司
建設省土木研究所 正員 〇岩城 達思

1. はじめに

我国は地震が多く、橋梁の橋脚には十分な耐震性が要求される。コンクリート橋脚については地震時保有水平耐力の照査が導入され、大地震に対しても十分な耐荷力とねばり強さ（以下、じん性という）が確保されるようになった。一方、鋼製橋脚については、その地震時保有水平耐力に関する研究が近年盛んに行われている段階である。鋼製橋脚の耐荷力およびじん性を向上させる手段のひとつとして、コンクリートを充填する方法が考えられる。本文は、地震時において最も厳しい状態となる基部に部分的にコンクリートを充填した鋼管柱（以下、部分合成柱という）について載荷実験を行い、そのじん性を確認するとともに、最大耐荷力および最適な充填範囲の評価方法について検討した結果を示すものである。

2. 実験概要

図-1に実験供試体の基本的な寸法および形状を示す。表-1は、10体の供試体の諸元、使用した材料特性値および載荷試験の際に軸力として一定載荷した鉛直荷重を示したものである。10体の主なパラメータは、最適な充填高さを検討するためのコンクリートの

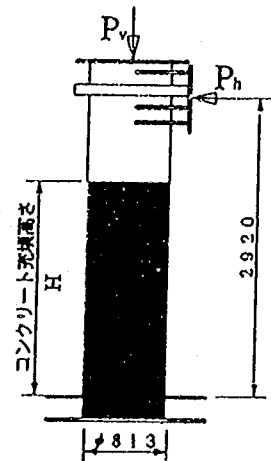


図-1 供試体

表-1 供試体諸元および使用材料特性値

	径厚比:直径R/板厚t (板厚mm)			コンクリート	ダイヤフラム	鋼材 (SS400)		コンクリート			鉛直荷重: PV(t)				
	43 (9.5)	51 (7.9)	64 (6.4)	充填高さ H (m)	無	有 t=9mm	降伏点: σ_y (kgf/cm ²)	引張強さ (kgf/cm ²)	設計基準強度	弾性係数 (kgf/cm ²)	0	150	200	350	
									(kgf/cm ²)						208
I	☆			0.0	☆							☆			
II	☆			1.5	☆		3800	4900		☆	234000	☆			
III	☆			1.5		☆	3650	4920				☆			
IV		☆		1.5		☆									
V		☆		2.1		☆	3550	4870			298000			☆	
VI			☆	1.5		☆	4190	4980						☆	
VII			☆	2.0		☆厚			☆					☆	
VIII			☆	2.5		☆			☆						
IX			☆	2.0		厚+ス	3390	4770	☆		213000				☆
X			☆	2.0	☆				☆					☆	

※ダイヤフラムの項について
☆厚: 板厚の厚いもの (t=16mm) 使用
厚+ス: 板厚の厚いもの (t=16mm) 使用+合成部分にスタッドをうつ

充填高さ、鋼管とコンクリートとの合成効果に影響を与えると考えられる充填部天端のダイヤフラム、および鋼管とコンクリートとの付着に影響を与えると考えられるスタッドの有無である。

載荷方法は表-1に示す鉛直荷重一定のもとで、水平荷重を載荷していく方法とした。

3. 耐荷力

図-2は、全塑性モーメントに相当する荷重 P_p が同一で、コンクリート充填部天端のダイヤフラムの有無およびスタッドの有無による違いを把握できる供試体 VII, IX, X の3体について、水平荷重 P_h と載荷位置における水平変位の関係を示したものである。これらの供試体の荷重はいずれも P_p を超え、最大荷重 P_{max} に近づき変位の進行が大きくなっても P_{max} 付近の荷重を維持している。コンクリート充填部天端にダイヤフラムを設けていない供試体 X の P_{max} は、設けている供試体 VII の90%程度であるが、 P_p を超えていることから耐荷力の向上に効果があると考えられる。また、スタッドを設けた供試体 IX の P_{max} は、

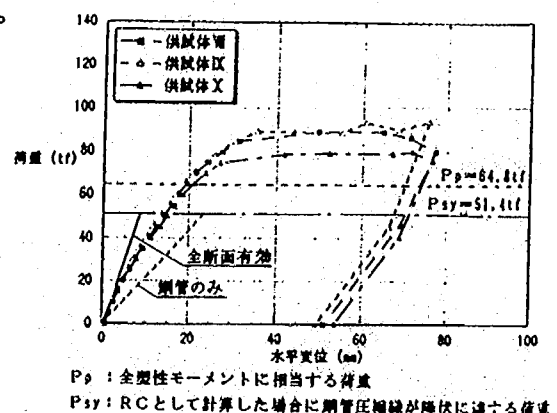


図-2 荷重変位曲線 (VII, IX, X)

設けていない供試体Ⅶの5%増程度となつて表-2 最大荷重 P_{max} と全塑性モーメントに相当する荷重 P_p の関係を示す。表より全供試体において、 P_{max} が P_p 以上となることがわかる。また、荷重-変位曲線も図-2と同様であり、変位の進行が大きくなっても荷重は P_{max} 付近を維持することがわかった。このことから、部分合成柱は全塑性モーメントを超える耐荷力を有しており、さらにじん性も優れていることが確認できた。

表-2 最大荷重 P_{max} と全塑性モーメントに相当する荷重 P_p (単位: t・m)

	P_{max}	P_p
I	64	80
II	109	98
III	109	96
IV	104	87
V	121	87
VI	87	82
Ⅶ	90	85
Ⅷ	106	66
IX	94	65
X	80	65

*無充填部で耐荷力を失う

図-3は最大耐荷力 M_{max} (合成柱の基部が耐え得る最大曲げモーメント) を評価するために、横軸に全塑性モーメント時の有効断面における鋼管の荷重分担率 γ と無次元化された細長比 λ の積を、縦軸に最大耐荷力 M_{max} の全塑性モーメント M_p に対する比をとり、この両者の相関を示したものである。図中の本実験結果は、コンクリートを全範囲に充填した他の実験結果と同じ直線上に分布していることから、後述する必要充填高さを満たしていれば、部分合成柱の最大耐荷力は全体に充填したときと変わらないと考えられる。また、この図の関係より、部分合成柱の断面および材料の諸元がわかれば M_{max} を求めることができる。

4. コンクリート必要充填高さについて

本研究では、部分的にコンクリートを充填し、その充填高さについて着目した。橋脚のじん性を向上させるためには、基部において耐荷力を失う以前に無充填部において耐荷力を失うことは望ましくない。したがって、コンクリートの充填は基部と無充填部が同時に耐荷力を失う高さ以上としなければならない。この関係を式に表現すると次のようになる。

$$\text{必要充填高さ} \geq L \left(1 - \frac{M_{s,max}}{M_{max}} \right)$$

$M_{s,max}$: 鋼管部最大耐荷力
 M_{max} : 合成柱の最大耐荷力
 L : 脚柱高

M_{max} は3. で述べたことから評価できる。また、 $M_{s,max}$ は鋼管圧縮縁の応力がDonnellの式により算出した局部座屈応力度⁴⁾に達する曲げモーメントとした。表-3は、上式をもとに計算した必要充填高さ、および無充填部における最大ひずみと降伏ひずみを示したものである。計算による必要充填高さを満たしていない供試体Ⅳ、Ⅶは、無充填部の最大ひずみがかなり大きくこの位置で耐荷力を失っており、一方、必要充填高さに対して供試体の充填高さに余裕がある供試体Ⅴ、Ⅶ～Ⅹについては無充填部の最大ひずみが小さくなっている。このことから、提案式は実験結果と整合していることが確認できた。

5. まとめ

本研究では、コンクリートを部分的に充填した合成柱の載荷実験を行い、今回提案したコンクリートの必要充填高さを満足していれば、全範囲に充填した合成柱と同様に、耐荷力およびじん性に優れていることが確認された。今回の検討が、今後の合成柱の適用あるいは鋼製橋脚の補強等を検討する場合の一資料となれば幸いである。

- 参考文献: 1) 中井博, 吉川紀: コンクリートを充填した鋼管橋脚の耐荷性に関する実験的研究; 土木学会論文集, 第344号; 1984.4
 2) 中井博, 吉川紀, 富田陽, 由井洋三: 軸方向圧縮力と曲げモーメントを受ける合成柱の耐荷力; 橋梁と基礎, Vol. 18, No. 4, 1984
 3) 富沢修次, 中本浩志, 高橋素彦, 小島省三: コンクリート充填合成柱の実験(その1) -円形合成柱の耐荷力について-; 土木学会第42会年次学術講演会; 昭和62年9月
 4) 金井道夫, 大塚健雄: コンクリート充填鋼管の耐荷力(その1); 土木研究所資料第1728号; 昭和56年8月

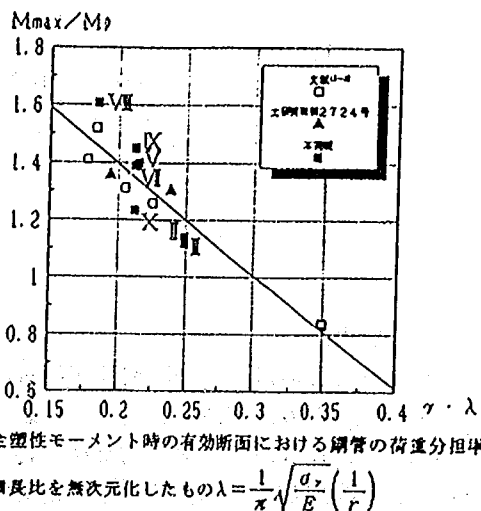


図-3 最大耐荷力/全塑性モーメント

表-3 コンクリート充填高さと無充填部最大ひずみ

	コンクリート 充填高さ: h_c	計算による 必要充填高さ: h_{req}	無充填部における最大 ひずみ (圧縮側): μ	鋼管降伏 ひずみ: μ_s
II	1.5	1.5	5692	1800
III	1.5	1.5	5013	1740
IV	1.5	1.8	15478	1690
V	2.1	1.8	2439	1690
VI	1.5	1.9	46357	2000
Ⅶ	2.0	1.7	1793	1610
Ⅷ	2.5	1.9	3138	1610
IX	2.0	1.7	1180	1610
X	2.0	1.7	1648	1610

コンクリートを部分的に充填した鋼管柱の耐荷力（その2）

—ひずみの測定結果について—

建設省土木研究所 正員 西川 和廣

建設省土木研究所 正員 山本 悟司

建設省土木研究所 正員 〇岩城 達思

1. はじめに

橋梁の橋脚には十分な耐震性が要求されるが、耐震性を向上させる一つの方法として耐荷力とねばり強さを向上させる方法がある。文献¹⁾において地震時に最も厳しい状態となる基部に部分的にコンクリートを充填した鋼管柱（以下、部分充填柱という）について載荷試験を行い、最大耐荷力およびねばり強さが向上することを確認した。本文は、その載荷試験の際に鋼管柱表面およびコンクリート内部で測定したひずみをもとに、応力の分布および計算方法について検討した結果を示すものである。

2. 実験概要

図-1に実験供試体の基本的な寸法および形状を示す。表-1に供試体10体のパラメータおよび二軸載荷試験（鉛直荷重と水平荷重）の際の鉛直荷重を示した。パラメータの設定理由等は文献¹⁾に示している。二軸載荷試験の載荷方法は表-1に示す鉛直荷重一定のもとで水平荷重を載荷していく方法とした。なお、供試体IV～Xについては、二軸載荷試験を行う前に400tfまでの鉛直荷重載荷試験も行った。

3. 鉛直荷重載荷試験結果

図-2に鉛直荷重載荷試験の結果得られた鋼管表面およびコンクリート内部で測定された鉛直方向のひずみ分布を、コンクリート充填高さによる違いがわかる供試体IV、Vについて示した。図に①鋼管のみとした場合の理論値（破線）および②コンクリートの引張強度を無視した場合の理論値（以下、RCとした場合の理論値という）（実線）を示した。なお、RCとした場合の理論値を算出する際の鋼とコンクリートのヤング係数比は15としている。図をみると、充填部の鋼管のひずみは無充填部のひずみと比べて小さくなっておりコンクリートを充填した効果がみられるが、鋼管のみの理論値とRCとした場合の理論値との間となっており完全には平面保持していないと考えられる。

図-3は各供試体の充填部のひずみおよび応力を比較するために鋼管の荷重分担率に着目した図で、横軸にRCとした場合の鋼管の荷重分担率の理論値、縦軸にその実測値をとって関係を示したものである。この図は実測値が1.0に近ければ鋼管のみの理論値に近く、図中の実線に近ければRCとした場合の理論値（1:1の線）に近いことを示す。なお、鋼管の荷重分担率の実測値は $(\epsilon_s \text{の実測値} \times E_s \times A_s) / (P_v)$ として求めた。こ

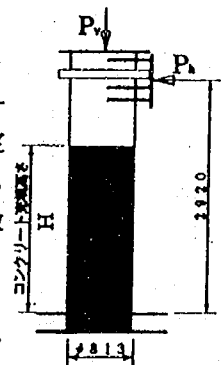


図-1 供試体

表-1 供試体諸元および使用材料特性値

試体番号	径厚比: 直径R/板厚t (mm)			コンクリート 充填高さ H (m)	ダイヤフラム		鋼材 (SS400) 降伏点 σ _y (kgf/cm ²)	コンクリート 設計基準強度 f _{ck} (kgf/cm ²)	鉛直荷重: P _v (tf)			
	43 (9.5)	51 (7.9)	64 (6.4)		無	有 t=9mm			0	150	200	350
I	☆			0.0	☆				☆			
II	☆			1.5	☆		3800	☆	☆			
III	☆			1.5		☆	3650		☆	☆		
IV		☆		1.5		☆	3550		☆		☆	
V		☆		2.1		☆			☆		☆	
VI			☆	1.5		☆	4190		☆		☆	
VII			☆	2.0		☆		☆			☆	
VIII			☆	2.5		☆		☆				☆
IX			☆	2.0		☆		☆				☆
X			☆	2.0		☆		☆				☆

※ダイヤフラムの項について
☆: 板厚の厚いもの (t=16mm) 使用
☆+ス: 板厚の厚いもの (t=16mm) 使用+合成部分にスリットをうつ

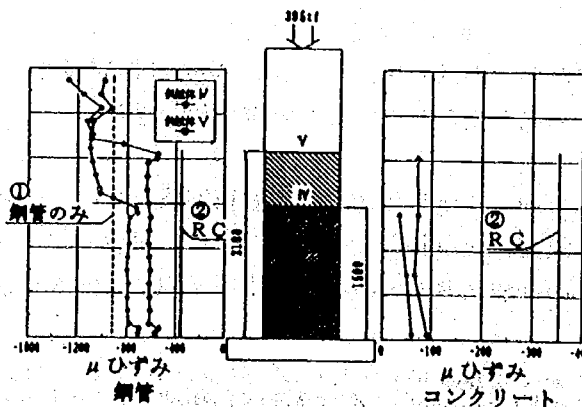


図-2 ひずみ分布図（供試体IV、V）

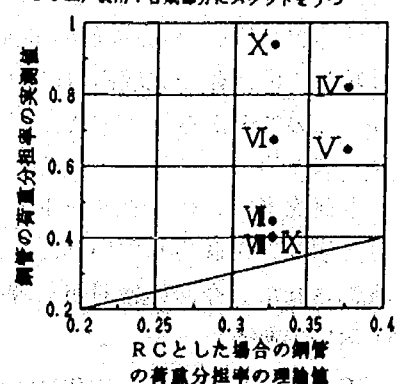


図-3 鋼管の荷重分担率の実測値と理論値

ここで、 ϵ_s は鋼管のひずみ、 E_s は鋼のヤング係数($2.1 \times 10^6 \text{ kgf/cm}^2$)、 P_v は載荷鉛直荷重である。図をみると、各供試体の実測値は鋼管のみの理論値とRCとした場合の理論値の間でばらついており、供試体IV, V, VI, Xでは鋼管のみの理論値とRCとした場合の理論値の間から鋼管のみとした場合の理論値に近い方に分布している。従って、部分充填柱の軸力に対する鋼管部の応力については鋼管部のみで抵抗するとして計算を行うことが実用上望ましいと考えられる。

4. 二軸載荷試験結果

図-4にコンクリート充填部天端のダイヤフラムの有無およびスタッドの有無による違いを把握できる供試体VII, IX, Xの3体について、二軸載荷試験における水平荷重50tfの際の鋼管表面で測定された圧縮側および引張側の鉛直方向の応力分布を示す。応力はひずみの実測値に鋼のヤング係数 $2.1 \times 10^6 \text{ kgf/cm}^2$ を乗じて算出した。図に理論値として①鋼管のみとした場合、②全断面有効とした場合、③RCとした場合および④軸力に対しては鋼管のみ、曲げに対してはRCとした場合の4つを示す。ただし、理論値③、④のRCとした場合を計算する際のヤング係数比は15とした。図よりわかることを以下に列挙する。

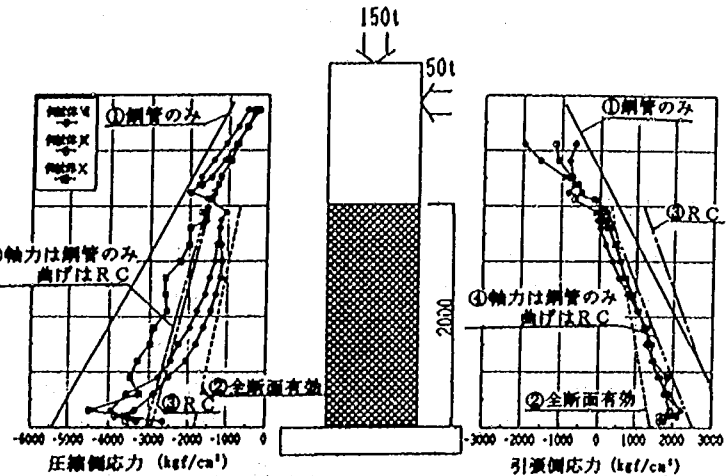


図-4 鋼管応力分布図(供試体VII, IX, X、水平荷重50tf)

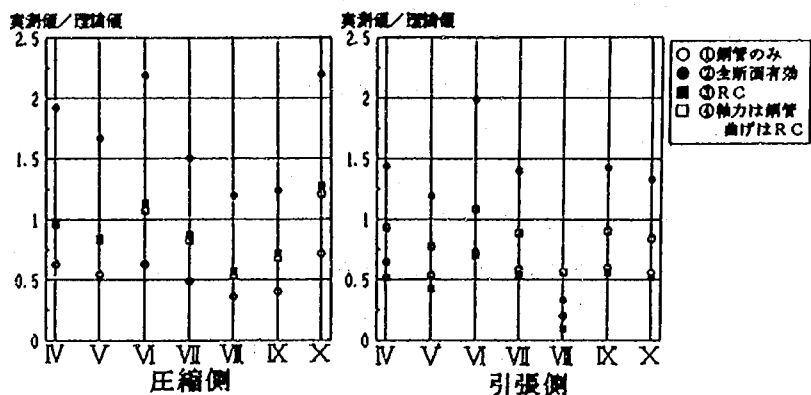


図-5 コンクリート充填部中間位置の応力の実測値/理論値が1に近づくほどその理論値が実測値に近い

図-5 コンクリート充填部中間位置の応力の実測値/理論値が1に近づくほどその理論値が実測値に近い

- (1) 引張側、圧縮側ともに理論値④が実測値に最も近い。また、実測値の方が小さめとなっていることから、設計値として利用する場合には安全側となる。
- (2) 理論値③は、圧縮側では理論値に近いものの、引張側では実測値よりも大きな値となってしまう。また、理論値③を設計値として利用した場合には、基部において圧縮側より引張側の方が応力が大きくなるため、引張側で断面が決定されることになるが、実測値の応力は圧縮側の方が大きいため整合性がとれなくなる。
- (3) コンクリート充填部天端にダイヤフラムを設けていない供試体Xの応力は、設けている供試体VIIより大きくなっており、圧縮側においては理論値③、④より大きくなっている。そのためダイヤフラムを設けずに応力計算の際にコンクリートを考慮するにはさらに十分な検討が必要となる。
- (4) スタッドを設けた供試体IXの鋼管圧縮側の応力は、充填部天端を除く全範囲で設けていない供試体VIIの80%~90%程度となっており効果がみられる。

図-5に、全供試体についてコンクリート充填部中間位置の応力に着目し、実測値を各理論値で除した値を示す。この図は値が1に近いほどその理論値が実測値に近いことを示す。この図から上記(1)、(2)については全供試体で当てはまることがわかる。従って、コンクリート充填部にダイヤフラムを設けた部分充填柱の応力計算は、軸力に対しては鋼管のみ曲げに対してはRCとして計算することが実用上望ましいと考えられる。

5. まとめ

本文は、コンクリートを部分的に充填した充填柱の載荷試験により測定された鋼管表面およびコンクリートのひずみから、部分充填柱の応力計算の方法を提案したものである。この検討が、今後の充填柱の適用を検討する場合の一資料となれば幸いである。

1) 西川和廣, 山本悟司, 岩城達恵: コンクリートを部分的に充填した鋼管柱の耐荷力; 第49回年次学術講演会講演要集, 平成6年9月

コンクリート充填柱の耐荷力に関する実験的研究

建設省土木研究所 西川 和廣
同 山本 悟司
同 ○岩城 達思

1. はじめに

鋼製橋脚の耐震性を向上させる方法の一つとして、コンクリートを充填する方法が挙げられる。筆者らは、地震時に最も厳しい状態となる基部に部分的にコンクリートを充填した鋼管柱(以下、部分充填柱という)について検討を行っており、これまでに円形断面の部分充填柱供試体10体について、鉛直荷重一定下で供試体天端に水平荷重を載荷していく静的載荷試験を行い、以下のような結果を得ている¹⁾²⁾。

- ①コンクリートの必要充填高さの決定方法を提案した。
- ②コンクリートの必要充填高さを満足した部分充填柱は、コンクリートを充填しない場合よりも、大きな耐荷力およびじん性を得ることができる。
- ③鋼とコンクリート間のスタッドは、最大耐荷力およびじん性にほとんど影響を与えない。
- ④コンクリート充填部天端のダイヤフラムについては、これを設けない場合においても、設けた場合の90%程度の最大耐荷力が得られ、またじん性にはほとんど違いがみられない。
- ⑤ひずみの測定結果は、軸力に対して鋼断面のみ、曲げに対してRC(コンクリートの引張強度を無視)とした場合の計算値に近くなる。

本文は、角形断面の鋼製橋脚をモデルとした供試体およびこれにコンクリートを充填した部分充填柱供試体の2体について載荷試験を行い、上記②、⑤の項について検討を行った結果を示すものである。

2. 実験概要

図-1に供試体の基本的な寸法および形状を示す。供試体1は鋼製橋脚のモデルとして中詰めコンクリートを上ベースプレートと最下段のダイヤフラムの中間点まで充填したもの、供試体2は部分充填柱のモデルとして天端プレートの30cm下までコンクリートを充填したものとした。供試体の補剛板はSM490Aの板厚9mmとし、縦補剛材、横補剛材、ダイヤフラムはSS400の板厚6mmとした。また、コンクリート充填部天端にはダイヤフラムを設けなかった。表-1に材料試験による鋼材の降伏応力、コンクリートの圧縮強度を示す。載荷は鉛直荷重を $0.15P_{vy}=175tf$ (P_{vy} :鋼断面について求めた全断面降伏軸力)で一定載荷した状態で、水平荷重を図-2に示す方法で徐々に変位を増加させながら静的に両方向に載荷する方法とした。ただし、供試体2については試験機の変位の制限の関係から、荷重が P_{max} を越えて P_y に落ちるまで載荷できなかった。

3. 荷重-変位関係

図-3、図-4に供試体1、供試体2の水平荷重と載荷位置における水平変位の関係を示す。図-4の④ステップは、試験機の不都合から計測ができていない。図-3から、供

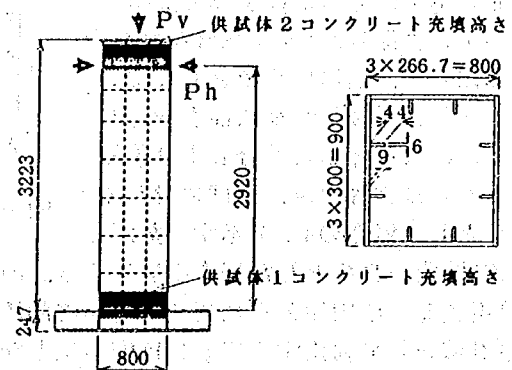
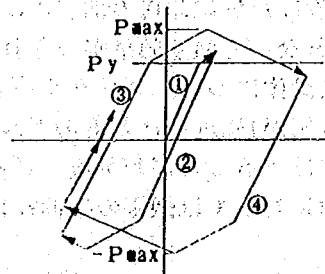


図-1 供試体

表-1 鋼材の降伏応力とコンクリート強度

SM490A $t=9mm$ 降伏応力	3670kgf/cm ²
SS400 $t=6mm$ 降伏応力	3430kgf/cm ²
コンクリート強度	250kgf/cm ²



P_{max} :最大荷重
 P_y :鋼材降伏力が計算上降伏する荷重。
供試体2は、軸力は鋼断面のみ曲げはRCとして計算

- ステップ
- ①. 荷重が P_y を超えるのを確認するまで載荷。
 - ②. 荷重が P_{max} を超えるのを確認するまで載荷。
 - ③. 荷重が P_{max} を超えて P_y まで落ちるのを確認するまで載荷。
 - ④以降、③と同じ。

図-2 水平荷重載荷方法

試体1は②、③ステップで $P_{max}=120\text{tf}$ に達したが、④ステップでは荷重が P_y まで上がらず、変位0付近で圧縮側と載荷方向に平行な3面の補剛板が外側にはらみ出す座屈変形が大きくなり、角溶接部に割れを生じ急激に耐荷力を失った。図-4の供試体2は、供試体1と同様に②、③ステップで P_{max} に達し、その値は供試体1の約1.7倍の 188tf となった。最大荷重に達してからはその荷重を維持し続けている。さらに④、⑤ステップと進めたときの強度低化も供試体1と比べて小さい。とくに⑥ステップの変位0付近で角溶接部に割れを生じたものの、その後さらに荷重が上がり続けている。これらの実験結果より、鋼製柱にコンクリートを充填することにより、最大荷重およびじん性の向上を期待できることが確認できた。図-4の一点鎖線は「兵庫県南部地震により被災した道路橋の復旧に係る仕様(案)」³⁾(以下、復旧仕様という)にしたがって地震時保有水平耐力を計算した結果である。計算結果と実験結果は整合している。

4. ひずみ分布

図-5は、供試体2の①ステップの水平荷重 75tf 時における、上ベースプレートから 600mm までのひずみ分布を示す。測定値は、圧縮側引張側それぞれの面の同じ高さの5点で測定したひずみの平均値である。荷重 75tf は基部の角部のひずみの測定値が降伏ひずみに達した荷重である。図には、全断面有効とした場合、鋼断面のみとした場合、軸力に対しては鋼断面のみ曲げに対してはRCとした場合の3つの計算値を示した。図から、今回の角形断面供試体の実験においても円形断面同様、軸力に対しては鋼断面のみ曲げに対してはRCとした場合の計算値が測定値に近く、また、測定値に対して安全側の値になっていることがわかる。

5. まとめ

角形断面の鋼製橋脚をモデルとした供試体と、充填部天端にダイヤフラムを設けない部分充填柱供試体の2体について載荷試験を行い以下の結果を得た。

- ①コンクリートの充填が、耐荷力およびじん性を向上させる効果を確認した。
- ②部分充填柱のひずみ分布の測定値は、軸力に対して鋼断面のみ曲げに対してRCとした場合の計算値に近いことを確認した。

今後、実験装置を大きな変位を繰り返しかけられるものに改良し、載荷の繰り返し回数や充填高さ等のパラメータを変えて実験を行っていく予定である。

参考文献

- 1) 西川, 山本, 岩城「コンクリートを部分的に充填した鋼管柱の耐荷力」土木学会第49回年次学術講演会; 平成6年9月
- 2) 西川, 山本, 岩城「コンクリートを部分的に充填した鋼管柱の耐荷力(その2)」土木学会第50回年次学術講演会; 平成7年9月
- 3) 「兵庫県南部地震により被災した道路橋の復旧に係る仕様」の準用に関する参考資料(案); 平成7年6月; (社)日本道路協会

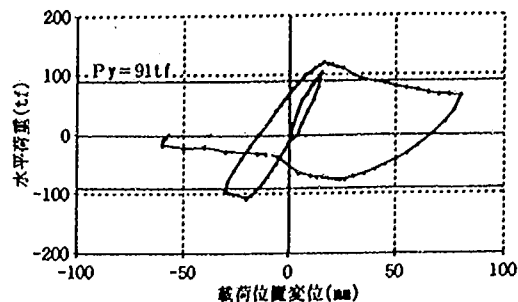


図-3 水平荷重-載荷位置変位(供試体1)

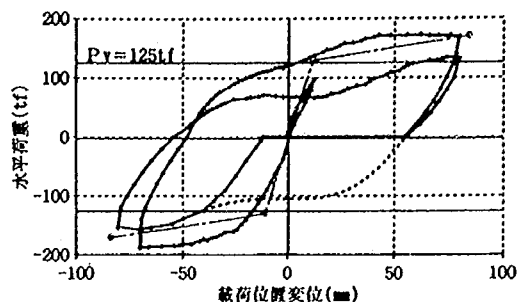


図-4 水平荷重-載荷位置変位(供試体2)

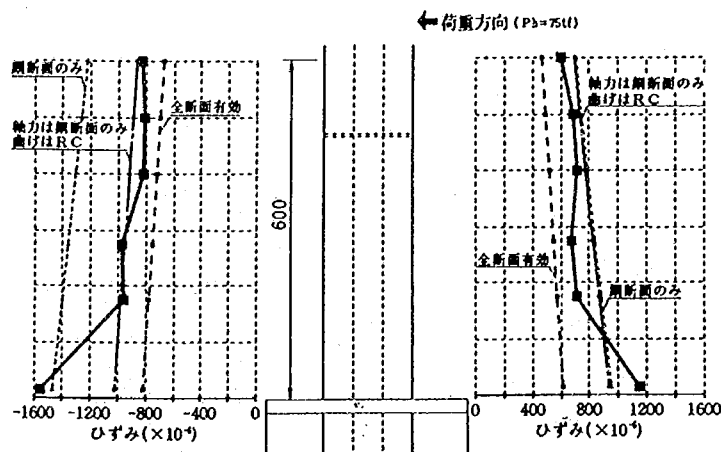


図-5 ひずみ分布図(供試体2)

コンクリート充填鋼管の耐荷力
(その3)

I S S N 0386-5878
土 研 資 料 第3472号
平成9年3月 (1997)

西川 和廣, 村越 潤, 山本 悟司
岩城 達思, 岡田 淳

要 旨 建設省土木研究所では、コンクリート充填鋼管の耐荷力および変形性能を把握するために、昭和56年度から実験を行い、「コンクリート充填鋼管の耐荷力(その1),(その2)」(土木研究所資料第1728号, 第2724号)にとりまとめてきた。

本報告書は、平成2～5年度に実施した、鋼管基部に部分的にコンクリートを充填した場合の鋼管の静的載荷実験についての結果をとりまとめたものである。

キーワード：コンクリート充填鋼管, 鋼製橋脚, 合成構造, 耐震設計, 耐荷力, ひん性, 静的載荷実験

郵便はがき

郵便切手を
はって下さ
い

3 0 5 - □ □

茨城県つくば市大字旭一番地
建設省土木研究所
構造橋梁部橋梁研究室
行

No. 33

No. 33

配布先氏名

配布先住所

土木研究所資料第3472号 部

上記のとおり受領しました。

所 属 (住所)

氏 名

印