

土木研究所資料

・第1779号

補剛板の限界状態

(その1, 大型供試体による耐荷力試験)

昭和57年2月

建設省土木研究所
構造橋梁部橋梁研究室

Copyright © 1982 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 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、複写は土木研究所長の承認を得ずしてこれを行なってはならない。

ま え が き

補剛板の限界状態、特に耐荷力については、1960年代に多く生じた箱げた橋の落橋事故を契機に数多くの調査・研究が行われ、その結果にもとづいて設計基準の改訂が行われた。我国においても、多くの理論的研究が行われたが、補剛板の耐荷力に支配的な影響を与える初期不整を忠実に再現した大型供試体での実験が強く望まれ、昭和49年度から昭和51年度にかけて、建設省総合技術開発プロジェクト（建設省、新日本製鉄、川崎製鉄）において、45体の中型供試体による補剛板の耐荷力試験が行われ、その結果にもとづいて道路橋示方書が改訂された。

上記の45体の実験により、補剛板の幅厚比、縦方向補剛材剛度が補剛板の耐荷力に及ぼす影響についてはほぼ説明された。一方、横方向補剛材や縦横比の影響、また補剛板で構成される長柱の耐荷力については説明されていない点が多く、大規模橋梁のけたや主塔などの設計で不明確さが残されている。これらの問題を説明するため、建設省土木研究所においては、筑波に新設された3000t万能試験機を用いて、実物大大型試験体による補剛板の耐荷力実験をすすめてきた。これらの実験の結果については、いくつかの論文において簡単に紹介してきたが、ここに全体をまとめて紹介する。

本報告は、実験データをそのまま紹介することを主な内容とし、現在並行してすすめている理論解析との対応、新しい概念にもとづく設計基準の検討などについては別途紹介する。なお、上記の実験は、以下の担当者により行なわれたものである。

昭和57年2月

建設省土木研究所

構造橋梁部橋梁研究室

室 長 佐 伯 彰 一

研究員 金 井 道 夫

小笠原 保（現；関東地建）

大 塚 一 喜（現；千葉県）

大 塩 俊 雄

笹 森 伸 博（現；北陸地建）

佐 藤 和 徳

目 次

ま え が き

1. は じ め に	1
2. 中型供試体による実験結果	4
3. 大型供試体による実験結果	10
3-1 供試体の概要	10
3-2 実験結果	14
3-3 まとめ	22
4. あ と が き	136

1. は じ め に

本報告においては、はじめに、昭和49年度から昭和51年度にかけて行われた45体の補剛板供試体による実験結果を簡単に紹介する。この実験結果に関する解析の詳細は、

土木研究所資料 №1436

“A STUDY OF THE SAFETY OF BOX GIRDER BRIDGES” 金井道夫
に収められている。

一方、昭和52年度以降に行われた大型実験については、昭和52年度から昭和55年度までに行われた17体の供試体による実験結果について3章に示す。これらの供試体には、長柱供試体、およびコンクリート床版により補剛された供試体が数体含まれている。

まえがきにも示したように、本報告では実験結果を示すことを主眼とし、理論解析および設計基準に関する検討は別の報告書で示すことにする。大型供試体による実験は、精密な解析が可能となる一方、体数が少いために、設計基準の検討を行うためには別途理論解析を行う必要があり、これらについては、現在FEMモデル（弾塑性、大変形）により検討をすすめている。

補剛板の設計基準に用いられる設計変数は、現在、我国では弾性座屈理論にもとづく変数を用いることが一般的である。一方、たとえば英国のBS 5400 などでは、補剛板の補剛材を柱とみなした照査式が導入されており、将来この方式が主流となることが考えられる。しかし、この方式を我国において直ちに導入することは、データの不足などから不可能であると考えられる。このため、本報告書においても、データの整理は弾性座屈理論による変数を用いることとし、新しい考え方にもとづく変数は今後必要に応じて導入していくこととしたい。

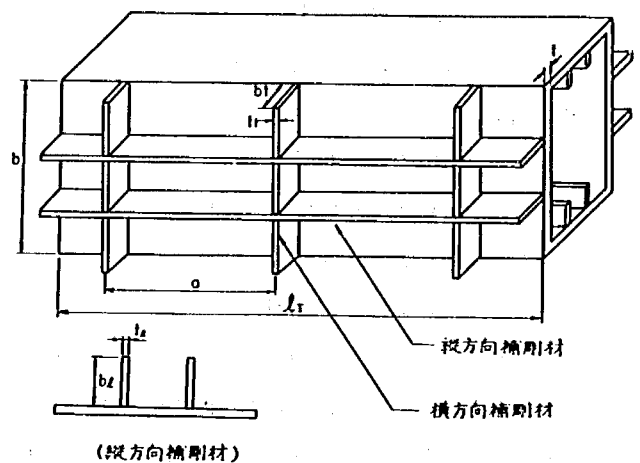


図 1.1 供試体形状

図 1.1 に示すような、縦方向補剛材、横方向補剛材を有する補剛板を考えた時、弾性座屈理論による設計変数は次のとおりである。

まず幾何形状を表わす変数として、次のものを定義する。

(1) 補剛される板について

b ; 全幅

t ; 板厚

A ; 断面積 ($= b \cdot t$)

n ; 補剛材で区切られるパネル数

(今回の報告は、すべて等間隔補剛を対象にしている)

I_L ; 補剛材断面二次モーメント (補剛される板の表面に関して計算する)

r_L ; 補剛材の補剛される板に対する断面二次モーメント比 ($= I_L / b t^3 / 12$)

(2) 縦方向補剛材について

b_l ; 補剛材幅

t_l ; 補剛材板厚

A_l ; 補剛材断面積 ($= b_l \cdot t_l$)

δ_l ; 補剛材断面積比 ($= A_l / A$)

補剛材本数は $(n - 1)$ で与えられる。

(3) 横方向補剛材について

b_t ; 補剛材幅

t_t ; 補剛材板厚

n_t ; 横方向補剛材で区切られるパネル数であり、補剛材本数は $(n_t - 1)$ で与えられる。

I_t ; 補剛材断面二次モーメント (補剛される板の表面に関して計算する)

a ; 横方向補剛材間隔

α ; 縦横比 ($= a / b$)

また、鋼材の強度に関しては、

(1) 補剛される板に関して

σ_y ; 補剛される板の鋼材降伏点

(2) 縦方向補剛材に関して

σ_{yl} ; 補剛材の鋼材降伏点

(3) 横方向補剛材に関して

σ_{yt} ; 補剛材の鋼材降伏点

さらに、鋼材の物性に関しては

E ; 鋼材のヤング率

ν ; 鋼材のポアソン比

さて、以上の変数により、弾性座屈理論を次のようにまとめることができる。すなわち、補剛板の局部座屈に関しては、弾性座屈理論では次の2つのモードを考えることができる。1つは、図 1.2 の R-モード座屈として示すモードであり、補剛材は何ら座屈を生じずに、補剛材間のパネルが座屈を生じるモードである。このモードは、補剛材に比べてパネルの剛度が小さい場合に生じると考えてよい。この場合、弾性理論による局部座屈強度は、

$$\sigma_{cr} / \sigma_y = 1 / R_R^2 \quad \dots\dots\dots (1)$$

により与えられる。ここに、 σ_{cr} は局部座屈を生じる応力度であり、 R_R は R-モードに関する等価幅厚比と呼ばれる変数であり、補剛される板の幅厚比 b/t を次式により変換したものである。

$$R_R = \frac{b}{t} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E} \cdot \frac{12(1+\nu^2)}{\pi^2 k_R}} \quad \dots\dots\dots (2)$$

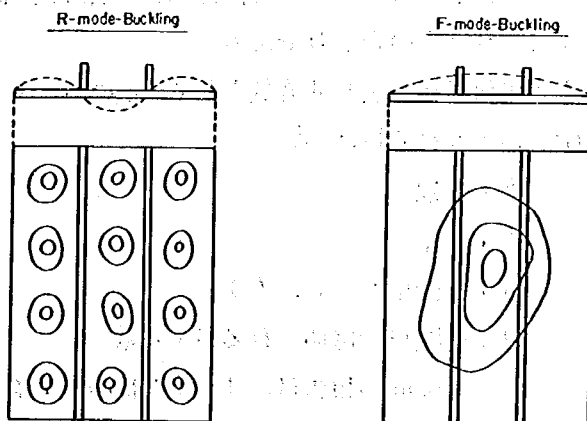


図 1.2. 座屈モード

ここに k_R ; Rモードに関する座屈係数 ($= 4 n^2$)

当然のことながら, R_R の定義の中には補剛材に関する変数は含まれていない。また, R_R が 1 より小さい場合は, 弾性座屈理論による局部座屈応力度は降伏点強度を上回り, このことは局部座屈を基本的に考慮しなくてよいことを意味する。

一方, 図 1.2 に示した F モードは, 補剛材剛度が十分でない場合に生じるモードであり, このモードに関する弾性座屈強度は,

$$\sigma_{cr} / \sigma_y = 1 / R_F^2 \dots\dots\dots (3)$$

で与えられる。ここに, R_F は F モードに関する等価幅厚比であり,

$$R_F = \frac{b}{t} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E} \cdot \frac{12(1-\nu^2)}{\pi^2 k_F}} \dots\dots\dots (4)$$

で与えられる。ここに,

$$k_F = \begin{cases} \frac{(1+\alpha^2)^2 + n r_\ell}{\alpha^2 (1+n \delta_\ell)} ; & \alpha < \sqrt[4]{1+n r_\ell} \\ \frac{2(1+\sqrt{1+n r_\ell})}{1+n \delta_\ell} ; & \alpha \geq \sqrt[4]{1+n r_\ell} \end{cases}$$

R_F の定義の中には, 当然, 補剛材に関する変数が含まれてくる。

さて, 弾性座屈は R モードもしくは F モードで生じ, それぞれの座屈強度は(1)式および(3)式で与えられるとすると, 実際に生じる弾性座屈は(1)式および(3)式の方の小さい方で生じることになる。したがって, 弾性座屈強度は次式で表わすことができる。

$$\sigma_{cr} / \sigma_y = 1 / R_{\max}^2 \dots\dots\dots (5)$$

ここに

$$R_{\max} = \text{Max} (R_R, R_F) \dots\dots\dots (6)$$

また, 弾性座屈理論の上からは, R モードと F モードの座屈強度が異なるのは合理的ではなく, 両者が一致するのが基本的に最適と考えられることから, $R_R = R_F$ より最適補剛材剛度に関して次式を得る。

$$r_{\ell.o} = \begin{cases} \frac{4 \alpha^2 n (1+n \delta_\ell) - (1+\alpha^2)^2}{n} & \alpha < \sqrt[4]{1+n r_\ell} \\ \frac{1}{n} \left\{ \left[2 n^2 (1+n \delta_\ell) - 1 \right]^2 - 1 \right\} & \alpha \geq \sqrt[4]{1+n r_\ell} \end{cases} \dots\dots\dots (7)$$

以上の変数を用いて, 以下の章の実験結果を整理していくことにする。

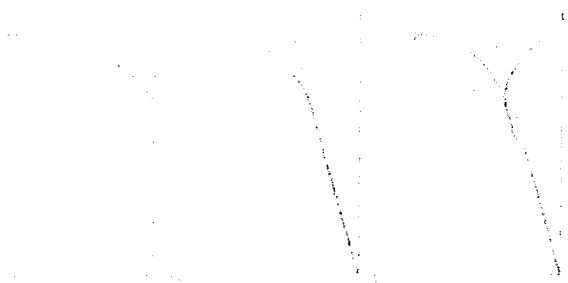


図 1.2 R モードと F モードの弾性座屈

図 1.2 R モードと F モードの弾性座屈

図 1.2 R モードと F モードの弾性座屈

2. 中型供試体による実験結果

前章に概略を述べた弾性座屈理論は、DIN 4114(1952)などの多くの補剛板設計基準の基本となっている。しかし、一方、箱げたの落橋事故などを通して、この弾性座屈理論が必ずしも十分なものではないことが明らかになった。これは、補剛板のような薄肉構造では、残留応力や初期変形など初期不整が耐荷力に大きな影響を及ぼすためである。このために、残留応力や初期変形を考えた弾塑性座屈に関する理論が急速に発展し、また一方、初期不整の実態を反映した大型供試体による実験が多く行なわれた。本章に述べる実験結果も、このような背景をもとに、具体的には道路橋示方書の改訂を行うために行われたものである。ここでは、実験結果について概要を報告する。

実験供試体は、すべて箱形供試体である。これは、板のみの載荷実験が実験技術として確立されていなかったためであるが、両縁で単純支持という境界条件にできるだけ近づけるため、隣り合わせの補剛板は補剛材をつける面を表裏逆にして、隅角部での座屈時拘束を減らすようにした(図1.1参照)。供試体は全部で45体であり、すべて縦方向補剛材のみを有する供試体であって、横方向補剛材は有しない。端部のみ、載荷を均等にするための補強パネルをつけている。

供試体は、様々な R_R , R_F , r_L/r_{L0} をもつように設計されている。前述のように、弾塑性座屈の問題を、弾性座屈の変数のみを用いて解析することは、必ずしも妥当とは言えない。しかし、当面の問題として、他の適切な変数を見出すことが困難であったため、1章に述べた弾性座屈の変数を用いて整理した。なお、45体の供試体の中には、さらに次の要因を考慮した供試体がある。

(1) ハイブリッド構造の供試体

補剛材の剛度低下を防ぐため、補剛材に高降伏点の剛材を用いた供試体。

(2) T形補剛材を有する供試体

補剛材の断面二次モーメントを有効に得るために、補剛材形状をT形とした供試体。

45体の供試体の一覧を表2.1に示す。

これらの供試体に関するひずみ、たわみ等の全データを示すことは、膨大な量になるので省略する。一般に、これらの薄肉構造の供試体のひずみ、短縮量、面外変形を計測すると、図2.1に示すような挙動を示す。まず、ひずみについては、荷重が小さい領域から、残留応力などに帰因する乱れを生じることがある。この場合、表と裏のひずみの値は

ほとんど変らない。その後、ある荷重に達すると、

表と裏のひずみが分岐する。これを一般に座屈と

定義することが多い。本報告では、これをB.L.

(Bifurcation Limit State) と書くことに

する。この時点で、ほぼ同時に荷重-短縮量曲

線の勾配が急速に低下し、また、板の面外変形を

生じる。さらに荷重があがり、供試体の最高荷重

に達すが、これをU.L. と定義する(Ultimate,

Limit State)。一般に、設計はU.L.を対象に

して行われることが多いが、使用性や疲労の上か

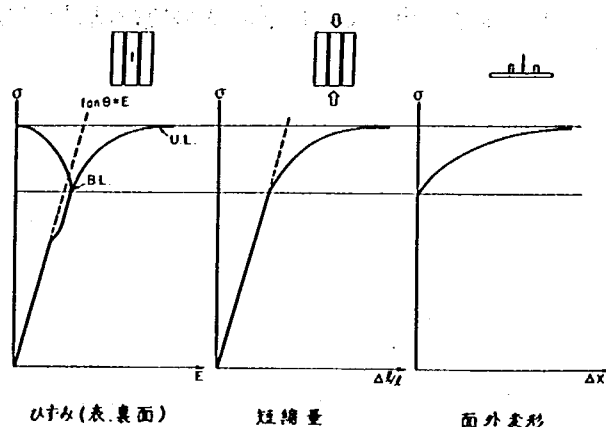


図2.1 供試体の挙動

表 2.1 供試体諸元一覧

No.	n	σ_y (kg/cm ²)	t (mm)	b (mm)	a (mm)	l_T (mm)	σ_{yl} (kg/cm ²)	t_l (mm)	b_l (mm)	$r_{l \cdot o}$	$r/t_{l \cdot o}$	k_R	k_F	P_y (ton)
1	1	2860	6	169	400	600	—	—	—	—	—	4.0	—	112
2	1	2860	6	236	500	700	—	—	—	—	—	4.0	—	158
3	2	2860	6	337	700	900	2860	6	27	27.0	0.22	16.0	7.9	246
4	2	2860	6	472	1400	1800	2860	6	55	39.9	0.90	16.0	15.4	358
5	3	2860	6	304	600	800	2860	6	19	48.3	0.05	36.0	6.4	231
6	3	2860	6	506	1700	2100	2860	6	58	132.5	0.30	36.0	17.7	423
7	3	2980	6	709	3900	4300	2990	10	107	312.3	0.94	36.0	34.9	759
8	3	3100	6	1012	3900	4300	2990	10	113	194.8	1.24	36.0	42.2	1019
9	3	3100	6	506	1700	2100	3100	6	67	139.7	0.43	36.0	21.1	472
10	3	3100	6	506	1700	2100	3260	8	87	179.2	0.99	36.0	35.8	554
11	3	3100	6	709	3900	4300	3990	10	107	312.3	0.94	36.0	35.0	865
12	3	3100	6	709	3900	4300	2930	11	130	404.6	1.43	36.0	44.6	858
13	3	3100	6	709	3900	4300	2610	13	155	554.5	2.09	36.0	60.8	944
14	4	2790	6	404	1100	1400	2790	6	35	142.6	0.08	64.0	11.4	337
15	4	2790	6	674	3600	4000	3260	8	97	589.5	0.31	64.0	31.8	751
16	3	2800	8	529	1058	1586	3870	6	48	50.2	0.18	36.0	10.8	566
17	3	2800	8	529	1058	1586	2800	8	84	63.4	1.01	36.0	36.8	617
18	3	2800	8	529	1058	1586	2800	8	104	68.8	1.77	36.0	61.4	653
19	3	2800	8	661	1322	1982	3870	6	66	51.2	0.37	36.0	16.6	708
20	3	2800	8	661	1322	1982	2800	8	88	59.6	0.99	36.0	36.1	743
21	3	2800	8	661	1322	1982	3080	9	108	67.0	1.83	36.0	63.4	825
22	3	3870	6	595	1190	1784	3870	6	59	54.7	0.64	36.0	25.1	657
23	3	3870	6	595	1190	1784	3870	6	69	57.2	0.98	36.0	35.9	675
24	3	3870	6	595	1190	1784	2800	8	80	66.3	1.76	36.0	61.1	690
25	3	3880	6	694	1388	2082	3880	6	72	55.4	0.99	36.0	36.1	775
26	3	3880	6	694	1388	2082	2800	8	84	63.7	1.82	36.0	62.8	791
27	3	3880	6	1389	2778	4166	3880	6	84	49.1	0.89	36.0	32.9	1444
28	3	2800	8	529	1058	1586	4130	8	84	63.4	1.01	36.0	36.8	689
29	3	2800	8	661	1322	1982	4130	8	88	59.6	0.99	36.0	36.1	818
30	3	3880	6	592	1190	1784	4130	8	64	61.2	0.98	36.0	35.7	718
31	3	3880	6	694	1388	2082	4130	8	68	59.3	1.04	36.0	37.6	820
32	3	3150	8	500	999	1399	3060	8	82	64.5	0.96	36.0	35.1	675
33	3	3150	8	500	999	1399	2863	10	105	79.4	2.06	36.0	71.5	760
34	3	3150	8	624	1250	1650	3060	8	87	61.1	0.97	36.0	35.4	813
35	3	3125	8	625	1246	1646	2863	10	110	72.7	2.07	36.0	71.5	896
36	3	2930	8	750	1500	1900	2933	9	83	59.6	0.92	36.0	33.8	914
37	3	2930	8	749	1499	1899	2863	10	116	68.4	2.05	36.0	70.4	1000
38	3	3100	8	750	1499	1899	3217	$\frac{6}{6}$	$\frac{52}{67}$ *	58.7	0.92	36.0	33.7	987
39	3	3083	6	634	1267	1667	3217	$\frac{6}{6}$	$\frac{72}{48}$ *	56.6	0.93	36.0	34.3	609
40	3	3085	6	633	1268	1668	3153	$\frac{6}{6}$	$\frac{48}{48}$ *	61.8	0.92	36.0	33.9	642
41	3	3140	6	724	1448	1848	3153	$\frac{6}{6}$	$\frac{46}{51}$ *	59.9	0.94	36.0	34.4	742
42	3	3082	6	1045	2170	2570	3080	8	72	58.6	0.94	36.0	34.7	901
43	3	3177	6	1117	2354	2754	3100	8	73	59.3	0.91	36.0	33.5	983
44	3	3147	6	1267	2501	2901	3060	8	79	51.1	0.93	36.0	34.1	1163
45	3	3147	6	1267	2536	2936	3217	$\frac{6}{6}$	$\frac{52}{57}$ *	52.9	0.91	36.0	33.8	1178

ここに

 P_y : 供試体全降伏荷重 (ton)

※ 1, 2 は補剛材を有しない。

※ 28, 29, 30, 31 はハイブリッド構造の補剛材を有する。

※ 38, 40, 41, 45 はT形の補剛材を有する。

* 印上段はT形補剛材フラソツ, 下段はウェブの諸元を示す。

らB.L. も問題にされることがあり、本報告ではU.L. とB.L.の両方を取り扱うこととする。
各供試体の主要な設計変数と、U.L. およびB.L.を表 2.2 に示す。

表 2.2 実験結果一覧

No.	R_R	R_F	$r_e/r_{e.0}$	U.L.	B.L.	備 考
1	.55	-1.00		1.13	1.04	
2	.76	-1.00		.91	.88	
3	.55	.78	.22	.98	.78	
4	.76	.78	.90	.90	.62	
5	.33	.78	.04	1.06	.72	
6	.55	.78	.29	.87	.62	
7	.78	.79	.94	.89	.54	
8	1.14	1.05	1.24	.65	.62	
9	.57	.74	.44	.87	.66	
10	.57	.57	.98	.87	.68	
11	.80	.81	.94	.84	.46	
12	.80	.72	1.43	.84	.40	
13	.80	.61	2.09	.87	.62	
14	.32	.77	.08	1.03	.90	
15	.54	.76	.31	.86	.56	
16	.42	.77	.18	1.01	.78	
17	.42	.42	1.02	1.29	.80	
18	.42	.32	1.77	1.23	.90	
19	.53	.78	.37	.88	.70	
20	.53	.53	.98	1.07	.60	
21	.53	.40	1.84	1.03	.80	
22	.75	.80	.64	.69	.64	
23	.75	.75	.98	.72	.66	
24	.75	.57	1.77	.85	.60	
25	.87	.87	1.00	.66	.48	
26	.87	.66	1.81	.82	.52	
27	1.74	1.83	.88	.36	.20	
28	.42	.42	1.02	1.22	.70	ハイブリッド補剛材
29	.53	.53	.98	1.01	.60	"
30	.75	.75	.98	.80	.62	"
31	.87	.85	1.05	.77	.42	"
32	.42	.42	.96	.95	.80	
33	.42	.30	2.06	.99	.80	
34	.52	.52	.97	.92	.62	
35	.52	.37	2.07	.96	.72	
36	.59	.61	.92	.95	.60	
37	.59	.42	2.06	.99	.72	
38	.60	.64	.92	.94	.68	T形補剛材
39	.67	.69	.93	.86	.62	
40	.67	.69	.92	.90	.60	T形補剛材
41	.76	.77	.93	.86	.62	"
42	1.20	1.22	.93	.58	.36	
43	1.30	1.35	.92	.54	.36	
44	1.36	1.40	.92	.55	.36	
45	1.36	1.41	1.04	.56	.36	T形補剛材

U.L. およびB.L. はいずれも降伏荷重に対する比で示す。

一例として、U.L. をRmax に対してプロットすると図 2.2 のとおりである。弾性理論を仮定した

場合、式(5)によって図中の太線のU.L. が得られるはずであるが、実際のU.L. はこれに対してかなり変動している。この理由は、次のとおりいくつか考えられる。

(1) 前述のとおり、初期不整にともなう弾塑性座屈が影響しているため、 R_{max} のみではU.L. を十分に表現できない。

(2) 供試体が中型であるため、供試体製作中に溶接ひずみがかかり生じ、その修正のためにプレス加工を用いた。このため実際の降伏点が降伏点計測用の試験片より高くなっていた可能性がある。U.L. が1.0より大幅に大きく計測されることは、後述の大形供試体では得られていないが、この中形供試体では得られているのは、このことが原因ではないかと思われる。

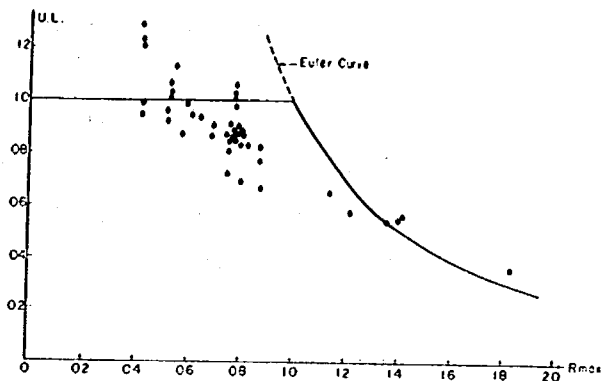


図 2.2 U.L. の分布

いづれにせよ、これらの変動要因は各供試体にランダムに含まれていると考えられるので、統計的処理によって各変数の影響を判断することが妥当であると考え。以下では、重回帰分析による考察を行う。

(1) U.L. に関して

R_R , R_F および R_{max} のみを用いてU.L. の重回帰分析を行った結果は、次のとおりである。

$$U.L. = -0.119 R_R + 0.490 R_R^2 - 0.117 R_R^3 + 1.446 \quad \text{標準偏差 } 0.081, \text{ 回帰係数 } 0.75 \quad (8)$$

$$U.L. = -0.459 R_F - 0.139 R_F^2 + 0.067 R_F^3 + 1.259 \quad \text{標準偏差 } 0.096, \text{ 回帰係数 } 0.69 \quad (9)$$

$$U.L. = -1.121 R_{max} + 0.426 R_{max}^2 - 0.086 R_{max}^3 + 1.510 \quad \text{標準偏差 } 0.087, \text{ 回帰係数 } 0.73 \quad (10)$$

R_{max} を変数にした場合、弾性座屈であれば十分な回帰係数が得られるはずであるが、上記の結果によれば必ずしも良好な回帰係数が得られない。また、 R_R のみを用いた分析は、補剛材の情報を含まないために、理論的な無理がある。したがって、 R_R と $r_l/r_{l.0}$ を用いた回帰を行うが、 r/r^* の範囲によって傾向が異なるので、次の2式により推定することとする。

$$r_l/r_{l.0} < 1.0 \quad U.L. = -0.920 R_R + 0.277 R_R^2 - 0.046 R_R^3 + 0.071 r_l/r_{l.0} + 1.307 \quad \text{標準偏差 } 0.058, \text{ 回帰係数 } 0.81 \quad (11)$$

$$r_l/r_{l.0} \geq 1.0 \quad U.L. = -1.938 R_R + 1.036 R_R^2 + 0.226 R_R^3 - 0.053 r_l/r_{l.0} + 1.901 \quad \text{標準偏差 } 0.071, \text{ 回帰係数 } 0.82 \quad (12)$$

(11)式、(12)式に示される結果は、かなり満足すべきものであるが、 $r_l/r_{l.0}$ の影響についておもしろい傾向を示している。すなわち、 r_l が $r_{l.0}$ より小さい領域では、補剛材剛度の増加はU.L. の増加に貢献しているが、 r_l が $r_{l.0}$ より大きくなると、補剛材剛度の増加はU.L. の増加をもたらさない。よって、弾性座屈理論により与えられる $r_{l.0}$ は弾塑性座屈においてもかなり妥当なものであると言

える。 $r_{\ell} = r_{\ell \cdot o}$ を規定した場合、補剛板のU.L. は次式により与えることができる。

$$U.L. = -0.920 R_R + 0.277 R_R^2 - 0.046 R_R^3 + 1.378 \quad \dots\dots\dots (13)$$

(標準偏差 0.058)

ハイブリッド構造の補剛材、T形補剛材については、以下の解析により効果がほとんど認められないことが明らかである。ただし変数 H_y はハイブリッド構造の場合に1, その他の場合0, また、変数 T は、T形補剛材の場合1, その他の場合0をとるものとする。

$$U.L. = -1.500 R_R + 0.819 R_R^2 - 0.202 R_R^3 + 0.070 r_{\ell}/r_{\ell \cdot o} + 0.037 T + 1.496 \quad \dots\dots\dots (14)$$

(標準偏差 0.072)

$$U.L. = -1.506 R_R + 0.839 R_R^2 - 0.210 R_R^3 + 0.069 r_{\ell}/r_{\ell \cdot o} + 0.051 H_y + 1.493 \quad \dots\dots\dots (15)$$

ほぼ $r_{\ell} = r_{\ell \cdot o}$ となる供試体を選び、それらのU.L. と(13)式をプロットした結果を図2.3に示す。

道路橋示方書では、補剛板の耐荷力として以下の式が規定されているが、これらは基本的に以上の解析にもとづくものである。

$$\sigma_{cr}/\sigma_y = \begin{cases} 1.0 & R_R \leq 0.5 \\ 1.5 - R_R & 0.5 < R_R \leq 1.0 \\ 0.5/R_R^2 & 1.0 < R_R \end{cases} \quad \dots\dots\dots (16)$$

また、補剛材剛度について

$$R_F = \begin{cases} 0.5 & R_R \leq 0.5 \\ R_R \text{ (すなわち } r_{\ell} = r_{\ell \cdot o} \text{)} & 0.5 < R_R \end{cases} \quad \dots\dots\dots (17)$$

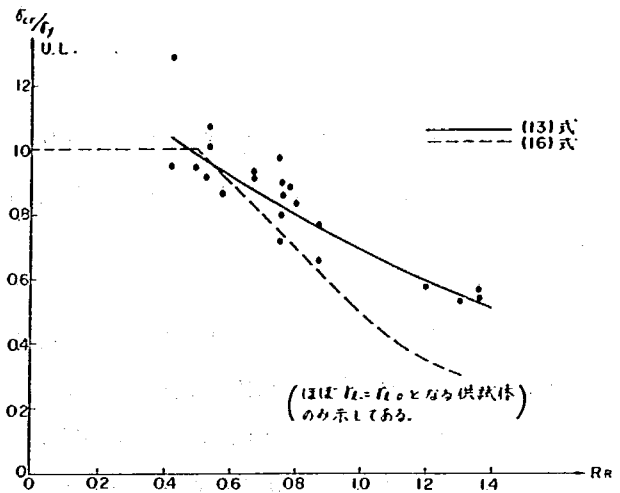


図2.3 回帰式の精度 (U.L.)

道路橋示方書の補剛材剛度も、幅厚比の小さい領域を除けば、 $r_{\ell} = r_{\ell \cdot o}$ にもとづいている。(16)式についても図2.3にプロットした。道路橋示方書に示された(16)式は、幅厚比が大きい領域では、不慮の荷重に対してねばりが小さくなることを考慮して、耐荷力をデータより小さめに規定している。

(2) B.L. に関して

B.L. に関しても、U.L. と同様の解析を行った。B.L. は R_R もしくは $r_{\ell}/r_{\ell \cdot o}$ を用いて以下のように求められる。

$$B.L. = -1.437 R_R + 0.988 R_R^2 - 0.287 R_R^3 + 1.218 \quad \dots\dots\dots (18)$$

標準偏差 0.072 回帰係数 0.73

$$B.L. = -1.652 R_R + 1.179 R_R^2 - 0.338 R_R^3 + 0.042 r_{\ell}/r_{\ell \cdot o} + 1.244 \quad \dots\dots\dots (19)$$

標準偏差 0.069 回帰係数 0.74

このことから、B.L. はU.L. に比べて R_R のみによって支配的に決定させることが分り、B.L. の推定は(18)式で十分であると考えられる。しかし一方、B.L. は残留応力などに鋭敏に影響されるため、(18)式のまわりの変動は大きい。

また、ハイブリッド構造の補剛材、T形補剛材の影響も、次式により小さいことが明らかである。

$$B.L. = -1.670 R_R + 1.189 R_R^2 - 0.339 R_R^3 + 0.043 r_{\ell}/r_{\ell \cdot o} + 0.024 T + 1.248 \quad \dots\dots\dots (20)$$

(標準偏差 0.069)

$$B.L. = -1.610 R_R + 1.137 R_R^2 - 0.327 R_R^3 + 0.041 r_l/r_{l.o} - 0.059 H_y + 1.239 \dots\dots\dots (21)$$

(標準偏差 0.067)

式(18)および計測されたB.L. をプロットしたものを図2.4に示す。

中型供試体による実験の結論として、以下の事項をあげることができる。

1. 補剛板のU.L. は(13)式で表わすことができる。この場合、補剛材剛度は $r_l = r_{l.o}$ が仮定されており、またこの剛度が最適である。T形補剛材、ハイリッド構造の補剛材は、U.L. に対してプラスの影響をもつが、その影響は小さい。

2. 補剛板のB.L. は、補剛材にかかわらず(18)式で表わすことができる。

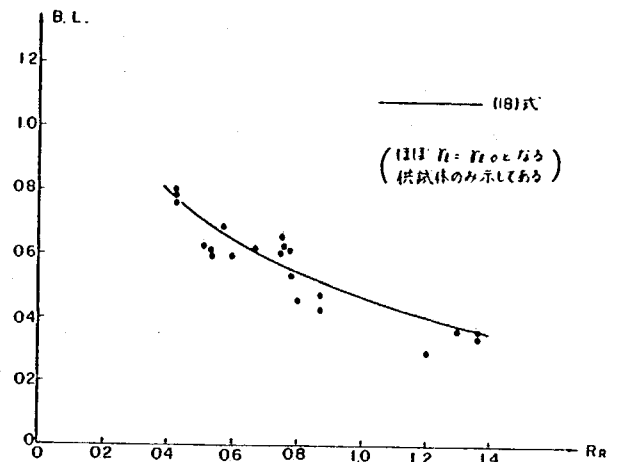


図2.4 回帰式の精度 (B.L.)

(16)式に示した道路橋示方書の耐荷力曲線が上記の解析にもとづいていることは前述のとおりである。縦方向補剛材については、(17)式を書き直した次式が $r_{l.req}$ として規定されている。

1) $\alpha \leq \alpha_0$ かつ横方向補剛材1個の断面二次モーメント I_t (cm²) が式(23)を満足する場合

$$r_{l.req} = \begin{cases} 4\alpha^2 n \left(\frac{t_0}{t} \right)^2 (1 + n\delta_l) - \frac{(\alpha^2 + 1)^2}{n} & (t \geq t_0) \\ 4\alpha^2 n (1 + n\delta_l) - \frac{(\alpha^2 + 1)^2}{n} & (t < t_0) \end{cases} \dots\dots\dots (22)$$

$$I_t \geq \frac{b_t^3}{11} \cdot \frac{1 \cdot n r_{l.req}}{4\alpha^3} \dots\dots\dots (23)$$

2) 1) に規定する以外の場合

$$r_{l.req} = \frac{1}{n} \left[\left\{ 2n^2 \left(\frac{t_0}{t} \right)^2 (1 + n\delta_l) - 1 \right\}^2 - 1 \right] \quad (t \geq t_0) \dots\dots\dots (24)$$

$$= \frac{1}{n} \left[\left\{ 2n^2 (1 + n\delta_l) - 1 \right\}^2 - 1 \right] \quad (t < t_0)$$

ここに、 $\alpha_0 = \sqrt[4]{1 + n r_{l.o}}$

t_0 : $R_R = 0.5$ となる板厚である。

上記に規定される縦方向補剛材必要剛比を $r_{l.req}$ 、また横方向補剛材必要断面二次モーメントを $I_{t.req}$ と書くこととする。

3. 大型供試体による実験結果

3.1 供試体の概要

大型供試体による実験は、昭和55年度までに17体行われている。まず、No1～No11の供試体の諸元一覧を表3.1に示す。また、対応する設計図面を、図面1～10に示す。これらの供試体は、後出するNo12～No17と異り、補剛板のみで構成された箱形供試体であり、前章において述べた中型供試体と異なることは次のとおりである。

(1) ほぼ実構造に近い諸元を有すること。

(2) これに伴い、供試体製作にともなう無理な加工がなくなり、限界状態を精度よく把握できると考えられること。また、ひずみ、たわみの挙動も詳細に観察することが可能となること。

(3) 横方向補剛材を有する供試体、補剛板で構成された長柱供試体が存在すること。
などである。

一方、No12～No17の供試体は、鉄筋コンクリート床版を箱げた上フランジ上に直接打設してスタッドで固定した場合の、上フランジの局部座屈の挙動を見るために作成されたものであり、部分模型であるために、上下フランジを対象に製作し、純圧縮試験を行った。諸元を表3.2に、また図面を図面11に示す。

なお、上記供試体の製作にあたっては、残留応力を特に精密に計測することはしていない。これは、計測精度に疑問があるため、また、大型供試体の場合は、ひずみの挙動により残留応力をかなり正確に評価できるためであるが、昭和56年度以降の供試体では、ほぼ同一諸元下で残留応力の測定を行っている。

以下、各供試体のねらいについて述べる。

(1) 供試体No1～No4は、昭和52年度に実験を行ったが、それぞれ次のねらいをもっている。

No1 ; $R_R = 0.5$ 程度で $\alpha = 2$ （横方向補剛材ナシ）の補剛板を道路橋示方書にしたがって製作した場合の限界状態の確認。

No2 ; $R_R = 0.9$ 程度で $\alpha = 2$ （横方向補剛材ナシ）の補剛板を道路橋示方書にしたがって製作した場合の限界状態の確認。

No3 ; $R_R = 0.5$ 程度で $\alpha = 1$ （横方向補剛材1本）の補剛板を道路橋示方書にしたがって製作した場合の限界状態の確認。

No4 ; $R_R = 0.9$ 程度で $\alpha = 1$ （横方向補剛材1本）の補剛板を道路橋示方書にしたがって製作した場合の限界状態の確認。

すなわち、 $R_R = 0.5, 0.9$ 程度において、横方向補剛材を有する場合と有しない場合の挙動の差異を検討することが主目的である。横方向補剛材の設計については従来あまり検討されていない。また、縦横比が小さい場合、補剛材断面が小さくなるために、補剛板としての挙動が変わることも考えられる。

(2) No5～No11は昭和54年度に実験を行ったものであり、次の目的をもっている。

No5 ; No1およびNo2に対応する供試体であり、 $R_R = 1.1$ 程度の領域で $\alpha = 2$ （横方向補剛材ナシ）の補剛板を道路橋示方書にしたがって製作した場合の限界状態の確認。

No6 ; No5と同じく、 $R_R = 1.1$ 程度の領域で $\alpha = 1$ （横方向補剛材1本）の補剛板を道路橋示方

表 3.1 補剛板大型供試体一覧表 (No.1 ~ No.11)

供試体番号	補剛される板(フランジ・ウェブ共通)					縦方向補剛材(フランジ・ウェブ共通)										横方向補剛材(フランジ・ウェブ共通)							試験パネル全長 (cm)	縦横比	境界縦横比	降伏荷重 (ton)	等価補剛比(Rモード)	等価降伏比(Fモード)	備考	図面		
	鋼材降伏点 (kg/cm ²)	厚 (cm)	幅 (cm)	パネル数	断面積 (cm ²)	鋼材降伏点 (kg/cm ²)	厚 (cm)	幅 (cm)	補剛材本数	断面積 (cm ²)	断面比	必要剛比	実剛比	実剛比/必要剛比	鋼材降伏点 (kg/cm ²)	厚 (cm)	幅 (cm)	補剛材本数	必要断面二次モーメント (cm ⁴)	断面二次モーメント (cm ⁴)	断面二次モーメント比											
No.	σ_y	t	b	n	A	$\sigma_y \cdot L$	t _L	b _L	(n-1)	A _L	$\frac{\sigma_y \cdot L}{A \cdot H}$	$\frac{I_L}{I_{Lreq}}$	$\frac{I_L}{I_{Lreq}}$	$\frac{I_L}{I_{Lreq}}$		$\sigma_y \cdot t$	t _t	b _t	(n-1)	I _{treq}	I _t	$\frac{I_t}{I_{treq}}$	n ₁ ・a	a ₀ /b	α_0	P _y	R _R	R _F				
1.	SS41	2580	0.90	138.1	6	122.4	SS41	2875	1.30	16.0	5	20.71	0.169	166.7	202.1	1.21	-	-	-	-	-	-	-	276.2	2.00	5.90	2445	0.47	0.45		1	
2	SS41	3053	0.80	181.0	5	145.8	SS41	2543	1.10	14.1	4	15.57	0.107	117.8	119.5	1.01	-	-	-	-	-	-	-	362.3	2.00	4.95	2407	0.91	0.90		2	
3	SS41	2634	0.90	138.2	6	123.8	SS41	2613	0.90	10.4	5	9.32	0.075	31.4	37.1	1.18	SS41	2613	0.90	11.6	1	433.7	468.3	1.08	276.0	1.00	3.87	1783	0.48	0.45		3
4	SS41	3053	0.80	181.1	5	145.9	SS41	3053	0.80	9.3	4	7.56	0.052	24.8	25.4	1.02	SS41	3053	0.80	9.9	1	263.4	258.7	0.98	361.9	1.00	3.36	2143	0.91	0.89		4
5	SS41	3330	0.810	166.8	4	135.1	SS41	3110	1.017	12.4	3	12.61	0.093	81.6	79.6	0.98	-	-	-	-	-	-	-	333.6	2.00	4.22	2270	1.08	1.09		5	
6	SS41	3310	0.796	166.8	4	132.8	SS41	3150	0.835	8.1	3	6.76	0.051	18.3	19.2	1.05	SS41	3150	0.835	8.2	1	141.9	153.5	1.08	333.6	1.00	2.97	2014	1.09	1.07		6
7	SS41	3120	0.817	217.8	4	177.9	SS41	3470	0.626	-	3	22.13	0.124	157.2	153.0	0.97	-	-	-	-	-	-	-	435.6	2.00	4.98	3142	1.03	1.05	トラフリブ	7	
8	SS41	3240	0.814	184.2	4	149.9	SS41	3130	0.615	-	3	21.76	0.145	187.1	180.3	0.96	-	-	-	-	-	-	-	368.4	2.00	5.18	2759	0.85	0.86	トラフリブ	8	
9	SM50Y	4380	0.645	54.9	3	35.4	SM50Y	4210	0.809	6.3	2	5.10	0.144	60.4	50.0	0.83	-	-	-	-	-	-	-	100	0.18	3.50	792	0.68	0.74	圧縮降伏点確認用	9	
10	SM50Y	4380	0.645	54.9	3	35.4	SM50Y	4210	0.809	6.3	2	5.10	0.144	60.4	50.0	0.83	-	-	-	-	-	-	-	1098	2.00	3.50	792	0.68	0.74	短柱	9	
11	SM50Y	4580	0.641	54.9	3	35.2	SM50Y	4210	0.809	6.3	2	5.10	0.145	60.5	50.9	0.84	SS41	3470	0.626	3.2	12	7.5	6.8	0.91	1427.4	2.00	3.52	816	0.70	0.76	長柱(L/r = 66)	10

表 3.2 補剛板大型供試体一覧表 (No.12 ~ No.17)

供試体番号	鋼材降伏点 (kg/cm ²)	厚 (cm)	補剛される板 (上段フランジ、下段ウェブ)						縦方向補剛材(上段フランジ、下段ウェブ)						横方向補剛材 (上段フランジ、下段ウェブ)						R C床版			鋼材降伏荷重 (ton)	床版降伏荷重 (ton)	降伏荷重 (ton)	試験パネル全長 (cm)	(上段フランジ、下段ウェブ)				備考	図面			
			全幅 (cm)	パネル数	断面積 (cm ²)	全幅 補剛部分 (cm)	断面積 補剛部分 (cm ²)	板幅 (cm)	補剛材本数	断面積 (cm ²)	断面積比	必要剛比	実剛比	実剛比/必要剛比	板幅 (cm)	補剛材本数	必要断面二次モーメント (cm ⁴)	断面二次モーメント (cm ⁴)	断面二次モーメント比	全幅 (cm)	床版厚 (cm)	コンクリート強度 (kg/cm ²)	Py-e (ton)					Py-c (ton)	Py (ton)	a (cm)	a=a ₀ /(b-n _f)			a ₀	R _R	R _F
12	SS41	2835	0.793	122	4	96.7	112	88.8	7.2	3	5.71	0.064	19.6	194	0.99	7.2	1	100.78	98.66	0.98	122	18.0	286	1113	-	1113	224	1.00	1.40	2.98	0.68	0.68		11		
13	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	1409	2522	"	"	"	"	"	"	"	"	R C床版合成	11		
14	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	11		
15	"	"	"	130	3	103.1	120	95.2	6.5	2	5.15	0.054	12.6	133	1.05	8.0	1	52.8	57.1	1.08	130	18.0	"	1124	-	1124	240	1.00	1.50	2.52	0.97	0.95		11		
16	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	1489	2613	"	"	"	"	"	"	"	"	R C床版合成	11		
17	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	11		

書にしたがって製作した場合の限界状態の確認。

以上Na1, 2, 5がNa3, 4, 6とそれぞれ対応していることになる。

Na7 ; Na5 とほぼ等しい R_R をもち、トラフリブ補剛材をもつ補剛板の限界状態の確認。

Na8 ; Na2 とほぼ等しい R_R をもち、トラフリブ補剛材をもつ補剛板の限界状態の確認。

以上2体がトラフリブを有する供試体であるが、トラフリブ形式の補剛材をもつ供試体は、補剛材のねじり剛度が大きいので、同じ R_R をもち場合でも、UL. およびB.L. が若干向上する可能性がある。また、鋼床版などでトラフリブが多く用いられるため、限界状態の確認を行ったものである。トラフリブを有する補剛板については、 R_R および R_F の算出法が必ずしも確認されているわけではないので、以下のように考えた。

a. R_R に関しては、図3.1に示すように、トラフリブのねじり剛度によりトラフリブ補剛材部でのたわみ角は完全に拘束されると考えられるので、図3.1(1)の b_0 を用いて R_R を計算する、すなわち、

$$R_R = \frac{b_0}{t} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E} \cdot \frac{12(1-\nu^2)}{\pi^2 k_R}} \dots\dots\dots (25)$$

ここに $k_R = 4.0$ とする。

b. R_F については、便宜上、トラフリブを

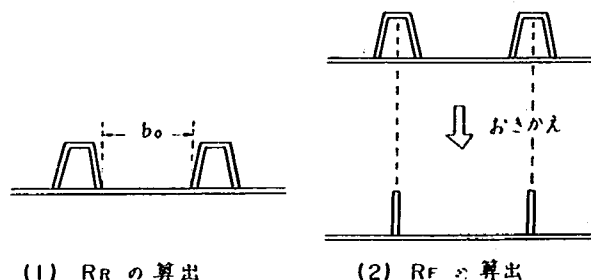


図3・1 トラフリブ供試体での R_R , R_F の算出

図3.1(2)のように矩形リブにおきかえて計算する。矩形リブの剛度はトラフリブの剛度と等しくする。

Na9, 10, 11 ; Na9, 10, 11は3体で1つのシリーズをなす。三体とも $R_R = 0.75$ 程度で設計されているがNa9は縦横比がきわめて小さく、圧縮降伏点確認用の供試体である。Na10は通常の $\alpha = 2$ を有する、局部座屈を生じる補剛板供試体である。さらに、Na11は、Na10を13ブロック重ねて長柱とした供試体であり、局部座屈のはかに全体座屈も生じる供試体である。長柱としての l/r は、供試体実長に対して66であるが、载荷の都合上両端固定条件で载荷するので、長柱耐力計上の l/r は33となる。

道路橋示方書では、局部座屈と全体座屈を同時に生じる場合の長柱の許容応力度を、次式により計算することとしている。

$$\sigma_{ca} = \sigma_{cag} \cdot \sigma_{cal} / \sigma_{cao} \dots\dots\dots (26)$$

ここに

σ_{ca} ; 許容軸方向圧縮応力度

σ_{cag} ; l/r による全体座屈に対する許容軸方向圧縮応力度

σ_{cal} ; 局部座屈に対する許容応力度

σ_{cao} ; 許容軸方向圧縮応力度の上限値

すなわち、部材としての許容応力度は、全体座屈と局部座屈に対するそれぞれの許容応力度の積で与えられる形となっている。これは、弾塑性座屈特有の現象であり、弾性座屈のみを考える場合は、

$$\sigma_{ca} = \text{Min}(\sigma_{cag}, \sigma_{cal}) \dots\dots\dots (27)$$

で十分なはずである。いづれにせよ、(26)式は安全側であることは確かであるが、根拠、精度について疑問が持たれているために、確認実験を行ったものである。

(3) No 12 ~ No 17の供試体は、最近、鉄筋コンクリート床版を箱げた上フランジの上に直接打設して、上フランジ補剛板の局部座屈を防止しようとする構造が検討されているために、その検証のために行ったものである。この構造については、次の考え方がある。

a. 図 3.2 (1)のように、補剛板の補剛材をスタッドにより R C 床版に固定すれば、補剛材は座屈することがない。したがって、この場合、無補剛板としての設計基準を適用することができ、 $R_R = 0.7$ まで $\sigma_{cr}/\sigma_y = 1.0$ とできるはずである。

b. 図 3.2 (2)のように、補剛材のほかに、補剛材間のパネルもスタッドにより R C 床版に固定

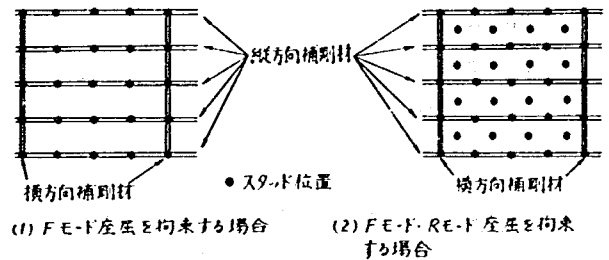


図 3.2 スタッドの配置

すれば、R モードの座屈も生じにくくなり、 $R_R = 1.0$ 程度まで $\sigma_{cr}/\sigma_y = 1.0$ とすることができるはずである。供試体 No 12 ~ 14 は、主として a の考え方を検証するために製作したものであり、No 12 は $R_R = 0.7$ 程度の補剛板供試体、No 13 は No 12 に対して a. の考え方で R C 床版を打設した供試体、No 14 は No 12 に対して b. の考え方で R C 床版を打設した供試体である。また、供試体 No 15 ~ 17 は、それぞれ No 12 ~ 14 に対応するが、主として b の考え方を検証するために R_R をほぼ 1.0 としたものである。

なお、上記のように、R C 床版を補剛板に直接固定することに対しては、次のような問題が生じることも考えられ、今後検討する必要がある。

- ① 補剛板に版作用としての応力が作用するため、版作用としての合成効果について検討する必要がある。
- ② 非合成けた場合は、主げた作用としての合成効果についても検討する必要がある。
- ③ スタッドで R C 床版を固定することにより、R C 床版の乾燥収縮の影響が増大される恐れがあり、検討が必要である。

3.2 実験結果

17 体の大型供試体による実験結果について、いくつかのグループに分けて報告する。なお、実験の結果得られた最大荷重を表 3.3 に示す。

(1) 供試体 No.1 ～ No.4

A. 荷重－短縮量曲線

供試体 No.1 ; 図 A-1

〃 No.2 ; 図 A-2

〃 No.3 ; 図 A-3

〃 No.4 ; 図 A-4

B. 載荷後の変形の状態

供試体 No.1 ; 図 B-1

〃 No.2 ; 図 B-2

〃 No.3 ; 図 B-3

〃 No.4 ; 図 B-4

表 3.3 供試体最大耐荷力

No	降伏荷重 P_y (ton)	最大耐荷力 P_{max} (ton)	P_{max}/P_y
1	2445	2594	1.06
2	2407	1905	0.79
3	1783	1800	1.01
4	2143	1541	0.72
5	2270	1413	0.62
6	2014	1054	0.52
7	3142	2075	0.66
8	2759	2050	0.74
9	792	800	1.01
10	792	686	0.89
11	816	588	0.72
12	1113	994	0.89
13	2522	2560	1.02
14	2522	2702	1.07
15	1124	858	0.76
16	2613	2558	0.98
17	2613	2612	1.00

C. 荷重－ひずみ曲線

供試体 No.1 ; 図 C-1-1 ～ C-1-9

〃 No.2 ; 図 C-2-1 ～ C-2-8

〃 No.3 ; 図 C-3-1 ～ C-3-11

〃 No.4 ; 図 C-4-1 ～ C-4-9

D. 載荷後の変形状態 写真

供試体 No.1 ; 写真 1-1, 1-2
 " No.2 ; 写真 2-1, 2-2
 " No.3 ; 写真 3-1, 3-2
 " No.4 ; 写真 4-1, 4-2

52年度においては、試験機、測定器具の不調により、一部のデータが欠落している。図A-4においては、1400 tから最高荷重1541 tに至る間のデータが欠落しており、図B-4においても最高荷重ではなく、1400 t時の変形状態を示してある。さらに、図C-3および図C-4においては、ひずみデータは最高荷重まで示されていない。

まず、各供試体の最高荷重を道路橋示方書の規定と比較すると次のとおりである。

供試体 No	1	2	3	4
降伏荷重 P_y (ton)	2445	2407	1783	2143
最高荷重 P_{max} (ton)	2594	1905	1800	1541
P_{max}/P_y	1.06	0.79	1.01	0.72
$(P_{max}/P_y)_{spec}^*$	1.0	0.59	1.0	0.59

* 道路橋示方書により算出した値

上記の結果により、各供試体の耐荷力は、道路橋示方書の規定に比べてかなり余裕のある値となっていることが分る。一方、横方向補剛材を有する供試体と有しない供試体を比較すると、横方向補剛材を有する供試体では耐荷力が10%近く低下していることが分る。このことから、道路橋示方書の規定が、安全なものであっても、一貫性を欠いている恐れはある。横方向補剛材を設けた供試体の耐荷力が低下するのは、横方向補剛材の剛度が小さいか、もしくは、縦横比が小さくなったことに伴い縦方向補剛材の断面積が小さくなっていることに帰因するものと考えられ、これについては後で考察する。

次に図B-1～B-4および写真1-1～4-2により、座屈モードを検討する。まず、座屈モードはほとんどの場合Fモードが卓越しており、幅厚比の大きい供試体No.2, No.4で局部的にRモードが見られる程度である。また、供試体No.3およびNo.4の変形の状態から、横方向補剛材の剛度はNo.3では十分であるが、一方、No.4では十分でないことが考えられる。この点からも、横方向補剛材について検討が必要である。

次に図C-1～C-4によって、各供試体のひずみの挙動を観察する。まず、供試体No.1とNo.2を比較する。供試体No.1では、補剛材が比較的密に配置されており、溶接による残留応力が多いため、補剛材間のパネルは低い荷重の時より剛度を失っている。(図C-1-1, C-1-3等)。一方、補剛材はほとんど最高荷重に至るまで、弾性挙動に近い挙動を示すことが多い(図C-1-5, C-1-8等)。すなわち、幅厚比の小さい供試体では、全体の剛度は補剛材の柱としての耐荷力により保たれており、版よりは柱に近い挙動を示す。耐荷力は、柱としての座屈により決定されると考えてよい(C-1-9)。

一方、供試体No.2では、パネルも補剛材も同じように弾性体に近い挙動を示している。このことは図A-1と図-2の比較によっても明らかである。これは、No.2の幅厚比が小さく、溶接量が少ないこと、また、耐荷力自体が降伏荷重に比べて小さいことが影響している(C-2-1～C-2-8)。

このような供試体では、耐荷力は、版としての座屈により決定されており、No.1のような柱としての挙動を示すことはない。したがって、No.1とNo.2の比較によっても、補剛板の幅厚比により座屈のメカニズムが異なることが理解できる。

供試体No.3とNo.4については、ひずみデータが最高荷重まで得られていないため、詳細な解析を行うことはできないが、No.3の挙動は、ほぼNo.1の挙動と等しく、補剛材間パネルが先に降伏し、補剛材の柱としての耐荷力によって全体剛度が保たれている(図C-3-1~C-3-10)。また、横方向補剛材は、図C-3-11に示されるように座屈を生じておらず、No.1とNo.3の耐荷力の差は、補剛材の柱としての耐荷力の差にあると考えられる。

供試体No.4については、No.2と同様に、パネル、補剛材とも弾性挙動を示しており、耐荷力は版としてのメカニズムにより保たれている。一方、図C-4-9に示されるように、横方向補剛材は座屈を生じており、No.4に関しては横方向補剛材の剛度不足がNo.2との耐荷力の差を生じたと考えられる。

(2) 供試体No.5~No.8

これらの供試体についてはA面について詳細なデータを取っているので、データは主としてA面について示す。

A. 荷重-短縮量曲線

供試体 No.5 ; 図A-5

" No.6 ; 図A-6

" No.7 ; 図A-7

" No.8 ; 図A-8

B. 載荷後の変形の状態

供試体 No.5 ; 図B-5

" No.6 ; 図B-6

" No.7 ; 図B-7

" No.8 ; 図B-8

C. 荷重-ひずみ曲線

供試体 No.5 ; 図C-5-1~C-5-8

" No.6 ; 図C-6-1~C-6-10

" No.7 ; 図C-7-1~C-7-8

" No.8 ; 図C-8-1~C-8-8

D. 載荷役の変形状態写真

供試体 No.5 ; 写真5-1~5-2

" No.6 ; 写真6-1~6-2

" No.7 ; 写真7-1~7-2

" No.8 ; 写真8-1~5-2

まず、各供試体の最高荷重を道路橋示方書の規定と比較すると次のとおりである。

No.	5	6	7	8
P_y (ton)	2270	2014	3142	2759
P_{max} (ton)	1413	1054	2075	2050
P_{max}/P_y	0.62	0.52	0.66	0.74
(P_{max}/P_y) spec	0.42	0.42	0.47	0.65

* 記号はすべて(1)に同じ

№1～№4の場合と同じく、実験で得られた最高荷重は、道路橋示方書の規定に比べてかなり安全側であると言える。№5と№6の耐荷力を比較すると、同じ R_R を持ちながら、横方向補剛材を有する№6の耐荷力が2割近く小さいことが分る。また、№7を№5と、№8を№2と比較した場合、トラフリブ補剛材を持つ供試体の耐荷力は、矩形補剛材を持つ供試体と大差ない。耐荷力の面からは、トラフリブの効果は小さいと言える。図B-5～B-8の変形状態図、また、写真5-1～8-2を見ると、これらの供試体についても座屈はほとんどFモードで生じている。幅厚比の大きい№5～№7については、載荷後の状態では若干Rモードの座屈も生じているが、これは最高荷重後の載荷により生じたものが多く、Fモード座屈に先行して生じたものではないと考えられる。

図-A-5～A-8の荷重-短縮量曲線より、これらの供試体の挙動はかなり弾性的であることが分る。トラフリブを有する供試体では特に初期の剛性が大きいが、これは、トラフリブを有する供試体では溶接量が小さいためであると考えられる。

次にひずみの挙動について観察する。供試体№5のひずみの挙動は、№2などと同様にかなり弾性的であり、補剛材とパネルが同時に版として座屈を生じている(C-5-1～C-5-4)。№5については、座屈が特に中心部附近に限定されている特徴があるが(C-5-5～C-5-8)、これは幅厚比が特に大きいためであると考えられる。供試体№6のひずみを№5と比べた場合、縦方向補剛材とパネルの座屈があまり大きくないことに気付く(C-6-1～C-6-8)。これに対して、横方向補剛材(道路橋示方書により設計されている)が、初期の段階より面外変形を生じ、先行して座屈を生じている(C-6-9～C-6-10)。この傾向は、№1～№4で見られた傾向と同じであり、幅厚比が大きくなるにつれて、道路橋示方書に規定する横方向補剛材剛度が不足することを示している。この点で、道路橋示方書の規定は、見直していく必要がある。

供試体№7のトラフリブ供試体のひずみの挙動は、№5と同じくかなり弾性的であり、座屈が中心部で限定されて生じていることも№5と同様である。№7のひずみの挙動で№5と異なる点は、パネルのひずみが座屈後も比較的安定していることであり、トラフリブの大きなねじり剛度がパネルの安定に若干貢献していることは考えられる。№8については、基本的な挙動は№7と同じであるが、幅厚比が小さく、溶接量が多いため、№7と比べた場合、早い段階からひずみの乱れが生じ、補剛材の柱としての挙動が見られる。トラフリブ補剛材の効果は、ひずみの挙動には見られない。

以上を総合すると、 R_R が1.0を越えるような領域では、補剛板は弾性的な挙動を示すが、横方向補剛材の剛度が絶対的に不足している。また、トラフリブを補剛材に用いることの効果はほとんど見られない。

(3) 供試体 №9～№11

表A-1の荷重-短縮量曲線より、供試体№9は、図A-9に示すように、初期の段階より面外変形を生じ、先行して座屈を生じている。

供試体 №9；図A-9

” №10；図A-10

” №11；図A-11

表B-1の載荷後の変形の状態より、供試体№9は、図B-9に示すように、初期の段階より面外変形を生じ、先行して座屈を生じている。

供試体 №9；計測せず

” №10；図B-10

” №11；長柱のため計測不可能

C. 荷重-ひずみ曲線

供試体 No 9 ; 計測せず

" No 10 ; 図 C-10-1 ~ C-10-3

" No 11 ; 図 C-11-1 ~ C-11-8

D. 載荷役の変形状態 写真

供試体 No 9 ; 写真 9-1

" No 10 ; 写真 10-1 ~ 10-2

" No 11 ; 写真 11-1 ~ 11-3

No 9 供試体は、圧縮降伏点確認用であるため、変形状態の記録およびひずみの計測は行っていない。
No 11 供試体は、長柱であるため、詳細な変形状態の観察は不可能であった。また、No 9 ~ No 11 すべてについて、寸法的な制約から、裏面へのゲージ貼付けが不可能であった。このため、局部座屈の状況を十分に観察することはできない。

各供試体の最高荷重は次のとおりである。

No	9	10	11
P_y (ton)	792	792	816
P_{max} (ton)	800	686	588
P_{max}/P_y	1.01	0.87	0.72
(P_{max}/P_y) spec	—	0.82	0.71*

* $\ell/r = 33$ を用いて図式の考え方より算出

供試体 No 9 の耐荷力は、ほぼ降伏点強度と一致し、圧縮降伏点を引張試験により求めて差支えないことを示している。また、No 9 のように局部座屈を生じない供試体では、図 A-9 に示すように大きなじん性を示す。一方、供試体 No 10 では、局部座屈により耐荷力が約 13% 低下し、図 A-10 に示すようにじん性も失われる。供試体 No 11 については、写真-11 に示されるように、端部での局部座屈により耐荷力を失っている。^{*} No 11 の破壊形式については議論があるところである。すなわち、No 11 の載荷においては、柱としての面外変形を計測したが、有意な面外変形を生じる前に耐荷力を失ってしまった。したがって、No 11 は、長柱として座屈した（すなわち、板要素の剛度低下により長柱としての座屈を生じた）のではなく、長柱としてのわずかな付加曲げモーメントにより、一面の板に作用する圧縮応力が増加し、このため板の局部座屈を生じたものと考えられる。しかし、さらに、写真-11 を見ると、座屈は主として、横方向補剛材の座屈により生じており、No 11 が No 10 に比べて耐荷力が小さいのは、横方向補剛材の剛度不足によることも十分考えられる。横方向補剛材の剛度不足は、No 1 ~ No 6 の実験結果によっても明らかになっており、このような要因を考えると、No 11 の耐荷力が小さいことの原因を断定することは困難である。補剛板で構成される長柱の耐荷力については、さらに供試体の追加により検討を重ねていく予定である。

応力-ひずみ関係については、前述のように裏面へのゲージ貼付けが不可能であったため、十分な解析を行うことはできない。図 C-10-1 ~ C-10-3 に示される No 10 の応力-ひずみ関係より、No 10

*) 両端固定条件で載荷しているため、付加曲げモーメントは両端と中央で最大となり、端部で破壊することは不自然ではない。

は通常の弾塑性挙動を示したのち、局部座屈を生じていることが推定される。幅厚比が小さいため、弾塑性挙動はかなり大きい。

供試体No11については、局部座屈を生じたのは上端部D面であるが、その付近にはゲージが貼付していないため、座屈の挙動は不明である。図C-11-1~C-11-8によると、最高荷重時には、中央、下端部のパネルは弾塑性挙動を示しはじめているが、付加曲げモーメントの影響は見られず、特に長柱としての挙動を示していない。下端部D面(図C-11-8)については、補剛材部のひずみが増加する傾向にあり、局部座屈を開始していると思われるが、これについても通常の板としての座屈であり、特に付加曲げモーメントなどの長柱としての挙動は見当らない。

以上、供試体No9~No11の実験結果については、耐荷力は現行道路橋示方書と近々値を示すものの、挙動に不明な点があり、なお検討を要する。

(4) 供試体No12~No17

A. 荷重-短縮量曲線

供試体 No 12 ; 図 A - 12

” No 13 ; 図 A - 13

” No 14 ; 図 A - 14

” No 15 ; 図 A - 15

” No 16 ; 図 A - 16

” No 17 ; 図 A - 17

B. 載荷役の変形の状態

供試体 No 12 ; 図 B - 12

” No 13 ; 図 B - 13

” No 14 ; 図 B - 14

” No 15 ; 図 B - 15

” No 16 ; 図 B - 16

” No 17 ; 図 B - 17

C. 荷重-ひずみ曲線

供試体 No 12 ; 図 C - 12 - 1 ~ C - 12 - 10

” No 13 ; 図 C - 13 - 1 ~ C - 13 - 10

” No 14 ; 図 C - 14 - 1 ~ C - 14 - 10

” No 15 ; 図 C - 15 - 1 ~ C - 15 - 10

” No 16 ; 図 C - 16 - 1 ~ C - 16 - 10

” No 17 ; 図 C - 17 - 1 ~ C - 17 - 10

D. 載荷後の変形状態(写真)

供試体 No 12 ; 写真 12 - 1 ~ 12 - 2

” No 13 ; 写真 13 - 1 ~ 13 - 4

” No 14 ; 写真 14 - 1 ~ 14 - 4

” No 15 ; 写真 15 - 1 ~ 15 - 2

” No 16 ; 写真 16 - 1 ~ 16 - 4

供試体 No.17 ; 写真 17-1 ~ 17-4

各供試体の最高荷重は次のとおりである。

Na	12	13	14	15	16	17
P_y (ton)	1113	2522	2522	1124	2613	2613
P_{max} (ton)	994	2560	2702	858	2558	2612
P_{max}/P_y	0.89	1.02	1.07	0.76	0.98	1.00
(P_{max}/P_y) spec	0.82 *)	-	-	0.53 *)	-	-

補剛板のみの供試体である Na.12, Na.15 の耐荷力は、特に Na.15 において道路橋示方書^{*)}の値を大幅に上回っている。これは、 $R_R = 0.97$ のフランジの耐荷力より、 $R_R = 0.49$ のウェブの耐荷力の影響によるものと思われ、フランジの耐荷力をそのまま表示するものではない。コンクリート床版を合成した Na.13 ~ 14 および Na.16 ~ 17 の耐荷力は、ほぼコンクリートと鋼材の降伏荷重の和に等しい。このことより、 R_R が 1.0 程度までの補剛板では、RC 床版を直接固定することにより、降伏荷重までの耐荷力を十分期待できると結論づけることができる。この場合、F モードと R モードの両方のモードをスタッドにより固定した Na.14 および Na.17 の方が若干高い耐荷力を示すが、F モードのみを固定した Na.13 および Na.16 でも、耐荷力の上から特に問題を生じることにはなさそうである。ただし、Na.16 においては、補剛材間のパネルの R_R が 1.0 に近くなり、この間は鋼板とコンクリートの自然付着により固定されていると考えられるので、このような不安定な付着効果を設計で考慮すべきかどうか議論があろう。

次に、荷重-短縮量曲線(図 A-12 ~ A-17)より、補剛板のみの供試体である Na.12 と Na.15 においては、供試体は通常の弾塑性挙動を示していることが分るが、RC 床版と合成したその他の供試体では、弾性挙動から急激な座屈を生じ、座屈後は耐荷力を急激に失うことが分る。これは、図-B-13, 14, 16, 17 および写真-13, 14, 16, 17 に示されるように、破壊はコンクリートの圧壊により生じ、コンクリート圧壊後は応力が急激に補剛板に流れ、補剛板がコンクリート圧壊部で座屈するためである。すなわち、鋼材の降伏は、耐荷力の上からは問題を生じないが、コンクリートの圧壊は剛度の急変をもたらすため、急激な座屈を誘発する。

コンクリート床版を合成した補剛板の挙動の唯一の問題点は、このように“もろい”挙動を示すことにある。じん性の高い構造にするためには、特に圧縮力による不加曲げモーメントが作用した時のコンクリート強度、配筋などについて、十分考慮する必要があるが、通常の鉄筋コンクリート床版の設計では、この点不十分であると考えられる。今後、検討を必要とする項目の1つであろう。

次に荷重-ひずみ曲線について検討する。供試体 Na.12 については、 R_R が小さい供試体の通常の弾塑性挙動を示しており、パネルが先に降伏し、補剛材の柱としての耐荷力により全体の安定が保たれている。図 C-12-9 ~ C-12-10 に示されるように、横方向補剛材は十分剛であることが分る。

同じく補剛板のみの供試体である Na.15 についても、パネルは初期より降伏する傾向にあり、 R_R の値が大きいわりには弾塑性挙動が強い。しかし、補剛材の座屈がかなり弾力的であること、また、横方向補剛材の剛度が不足していると思われること(図 C-15-9 ~ C-15-10)などは、 R_R が大きい供試体の共通の特徴を示している。

*) フランジの R_R のみを用いて計算している。

次にNo.13とNo.14のひずみの挙動を見ると、両者の差異はきわめて小さい。パネルでのひずみの挙動は、 $n=7$ を仮定した合成断面により算出した理論値ときわめてよく一致し、挙動はきわめて弾性的である。一方、補剛材部でのひずみは、同じく弾性挙動をするものの、ひずみの値が全般的にパネル部より大きい。この原因は、試験機からの載荷荷重が、補剛材-補剛材に取りつけたスタッド-コンクリートへと流れ、いわばせん断遅れが生じて補剛材部のコンクリートのひずみが大きくなったものと思われる。いずれにせよ、No.13およびNo.14の鋼、コンクリートの挙動は、コンクリートの圧壊に至るまできわめて弾性的である。また、コンクリートにより補剛されたため当然であるが、横方向補剛材も十分剛であり、コンクリート床版と合成させた場合の横方向補剛材は基本的に不要であろう。

供試体No.16, 17の挙動も、基本的にNo.13, 14と同じであり、弾性挙動に近い。No.16では、特にパネル部のコンクリートのひずみが小さく、合成構造として有効には機能していない。一方No.17では、パネル部にもスタッドを打設したため、鋼とコンクリートが一体となった挙動を示している。 R_R が1.0に近い値をもつ場合は、合成構造としての効果を期待するためには、Fモード。Rモードの両方のモードを拘束するようにスタッドを打設することが望ましく、耐力も向上する。

以上、RC床版と合成された補剛板は、局部座屈は防止されるものの、最大耐力後のじん性に問題があり、RC床版の設計自体を再検討することが必要である。また、 R_R が小さい場合は、Fモードの座屈を防止するために補剛材にスタッドを打設すればよいが、 R_R が1.0に近い場合、パネルにもスタッドを打設しないと鋼とコンクリートが一体として挙動しない。また、RC床版と合成した補剛板では、横方向補剛材の剛度は問題とならない。

3-3 まとめ

大型供試体による載荷実験の結果をとりまとめると、次のとおりである。

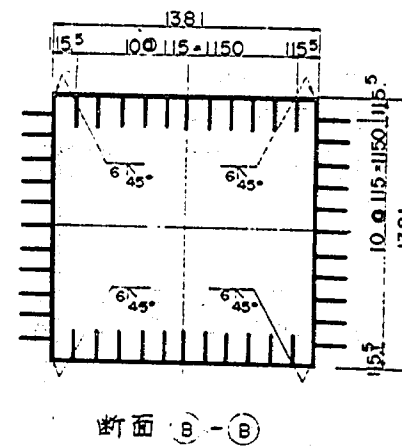
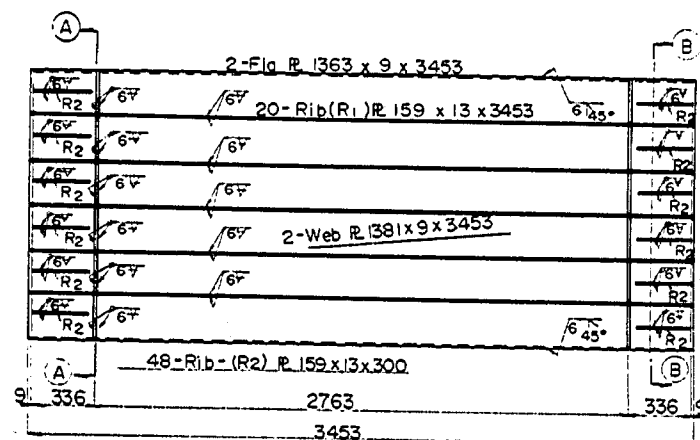
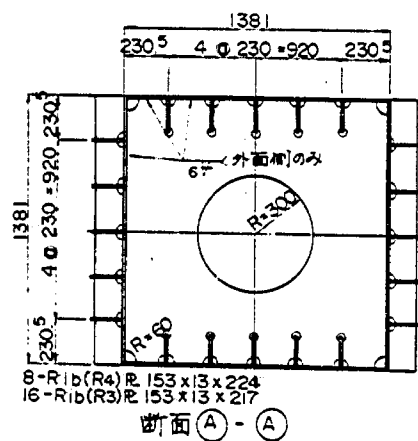
(1) 等価幅厚比 R_R が 0.7~0.8 程度以下の補剛板では、通常、補剛材間のパネルが先行して降伏し、耐荷力および全体の安定は、補剛材の柱としての耐荷力により保たれている。この場合、先行して降伏したパネルも荷重は負担している。一方、 R_R が 1.0 程度以上の補剛板の挙動はきわめて弾性的であり、版としての座屈により耐荷力が決定される。

(2) 横方向補剛材は、道路橋示方書により設計した場合、 R_R が 0.7 程度までの補剛板では十分な剛度を有するが、 R_R がそれ以上に大きい場合は剛度が不足しており、補剛板の座屈の原因となることが多い。

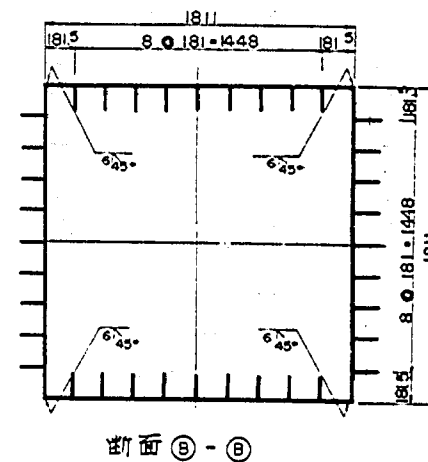
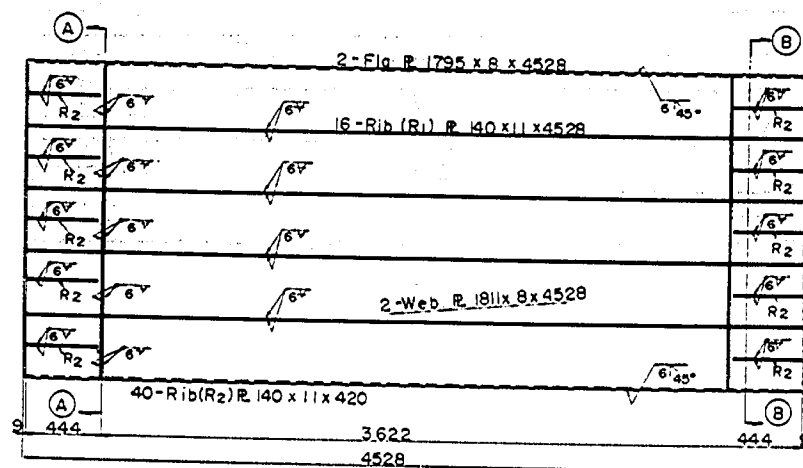
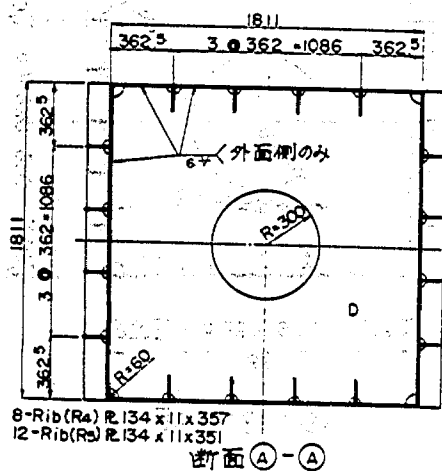
(3) トラフリブを補剛板に用いることの効果は少ないが、溶接量が少ないため、挙動が弾性的になる傾向はある。

(4) 補剛板で構成される長柱の耐荷力は、短柱の場合に比べて低下するが、(2)で述べた横方向補剛材の剛度不足とも密接な関係があり、今後とも十分な検討が必要である。

(5) RC床版と合成された補剛板は、 R_R が 0.7 程度であれば、補剛材上にスタッドを打設することにより局部座屈は防止される。 R_R が 1.0 程度になると、補剛材間のパネルにもスタッドを打設しないと、一体として挙動せず、また耐荷力も低下する。

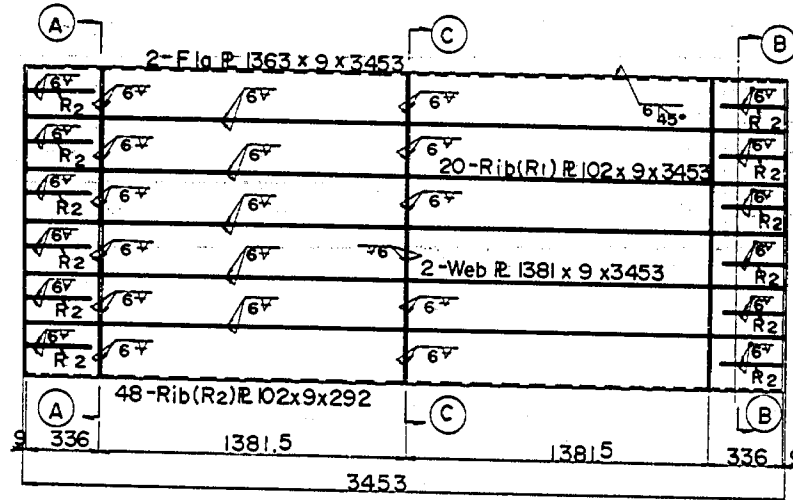
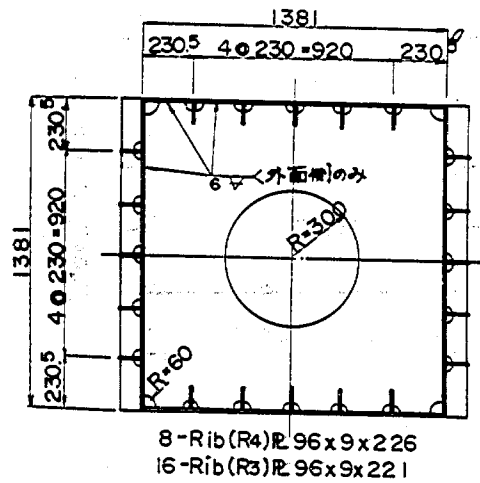


図面-1 No.1 供試体

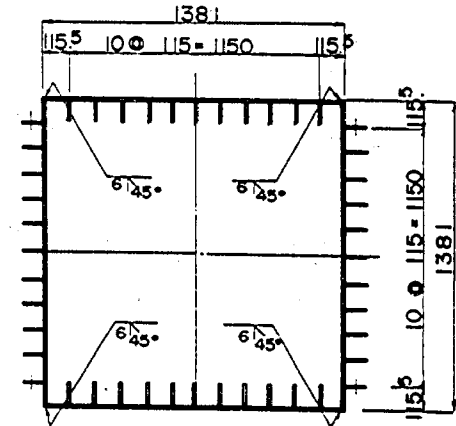


図面-2 No.2 供試体

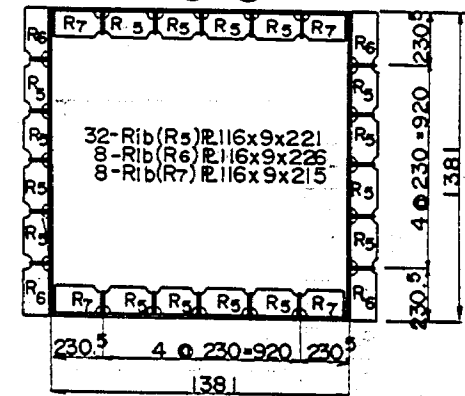
断面 A-A



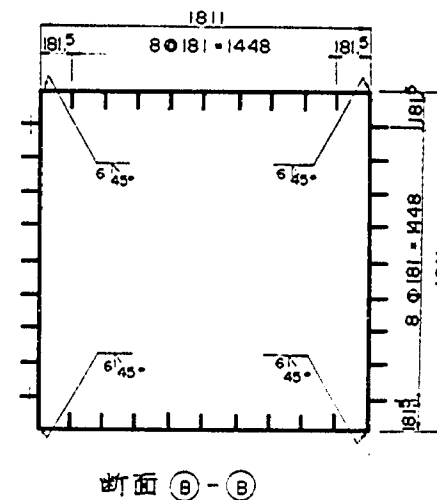
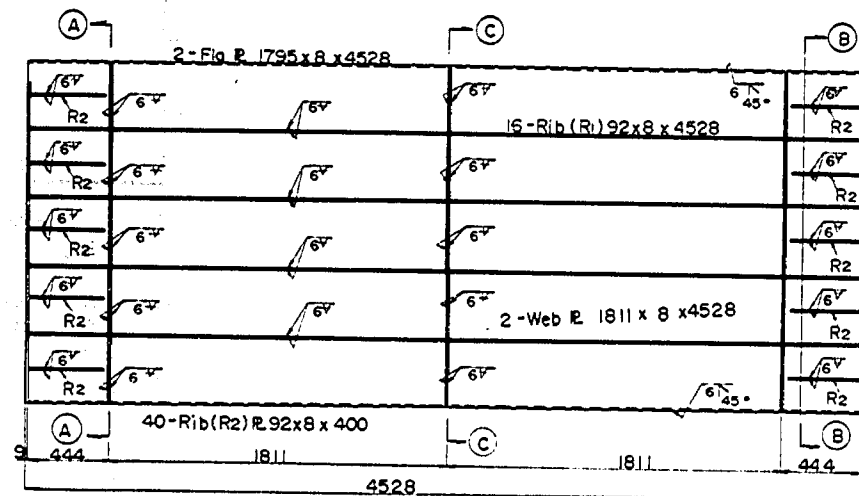
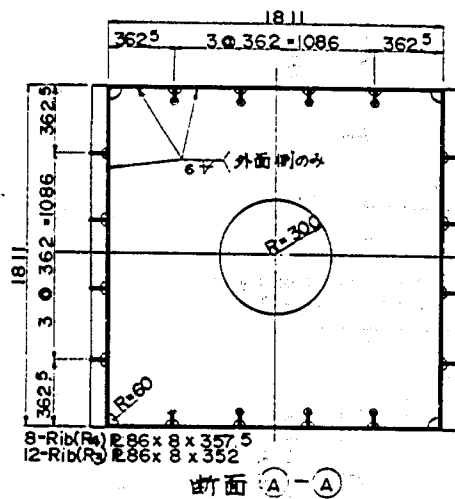
断面 B-B



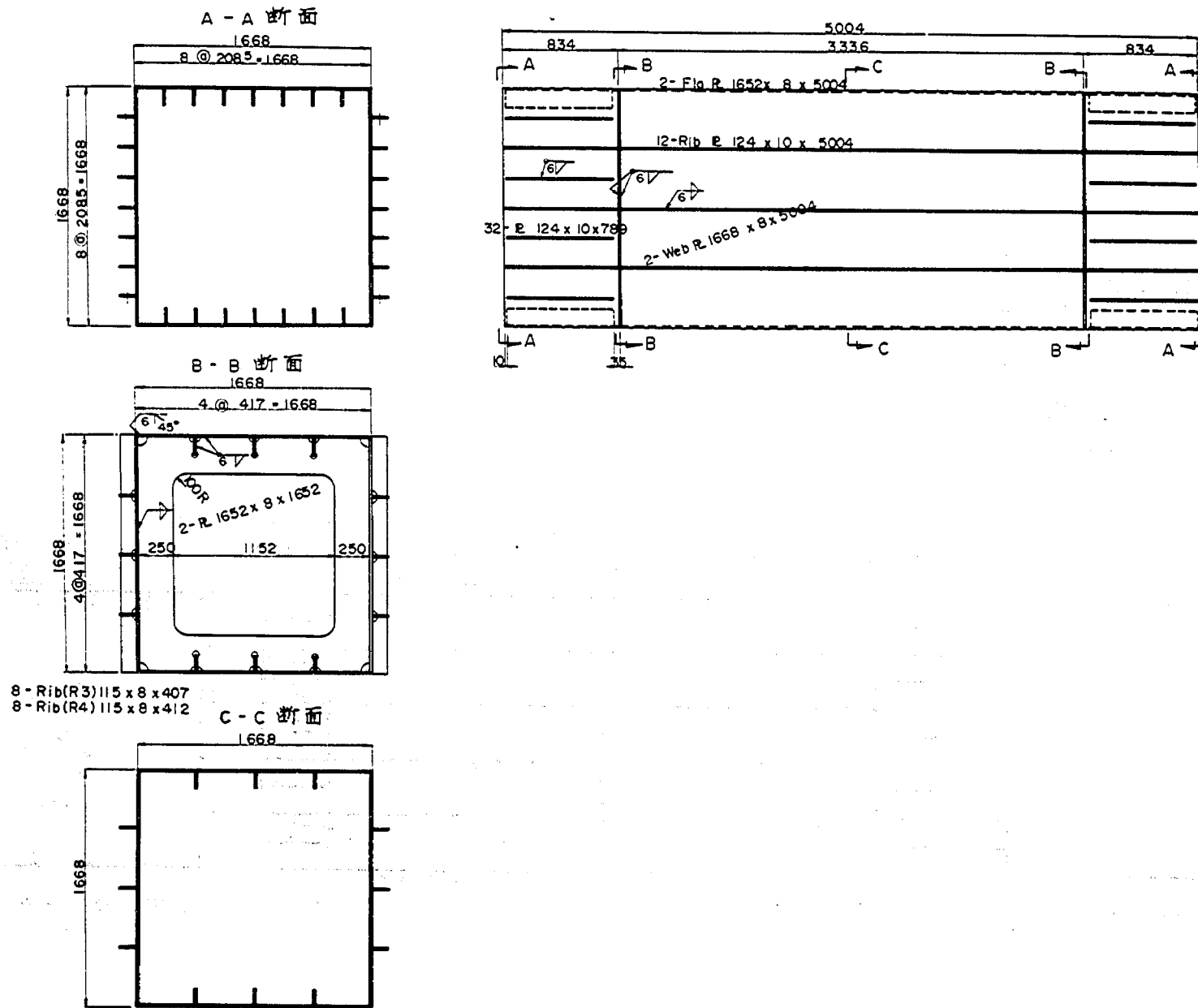
断面 C-C



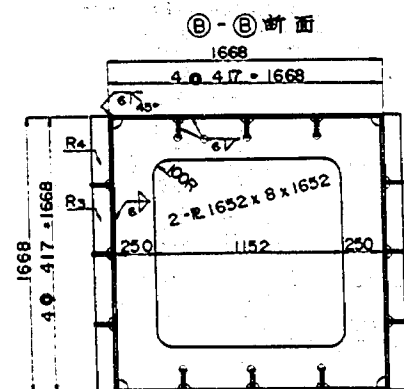
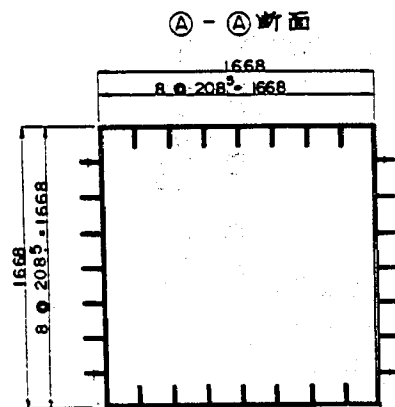
図面-3 No.3 供試体



図面-4 No.4 供試体

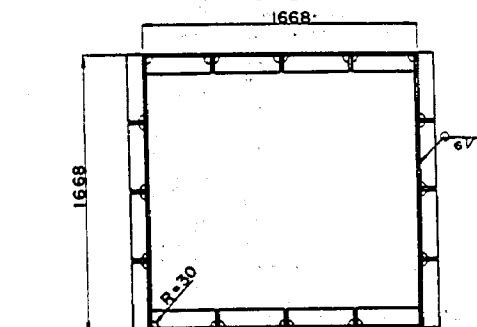


図面-5 No.5 供試体

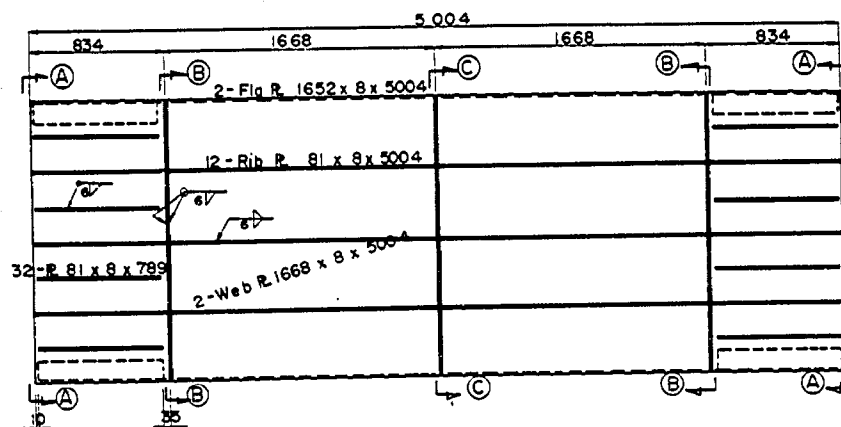


8-Rib(R3) 70 x 8 x 409
8-Rib(R4) 70 x 8 x 413

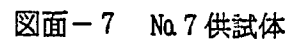
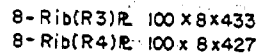
③ - ③ 断面

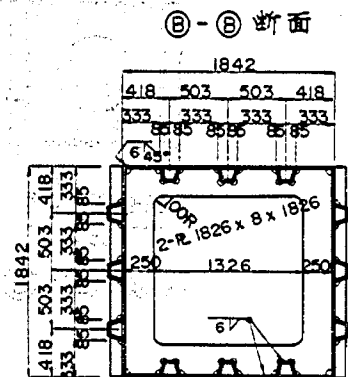
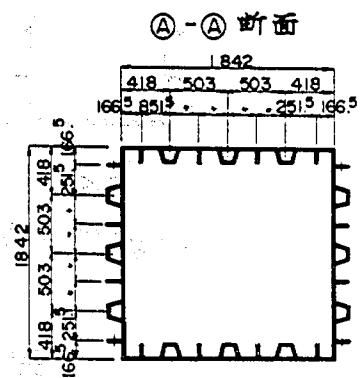


8-Rib(R5) 82 x 8 x 409
4-Rib(R6) 82 x 8 x 413
4-Rib(R7) 82 x 8 x 405

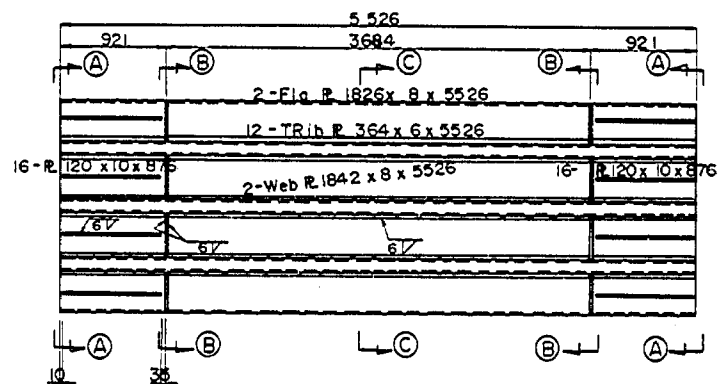
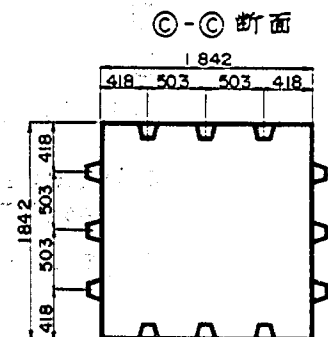


図面-6 No.6 供試体



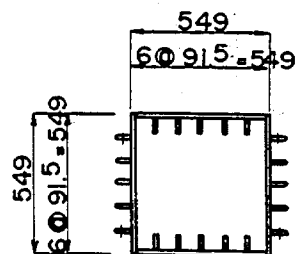


8-Rib (R3) Φ 100 $\times$ 8 $\times$ 372
8-Rib (R4) Φ 100 $\times$ 8 $\times$ 352

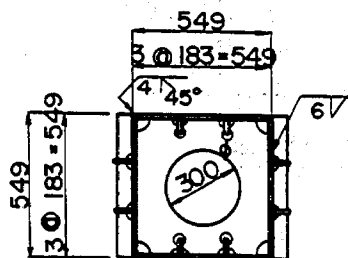


图面-8 No.8 供試体

① - ① 断面

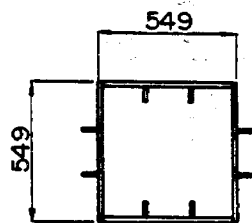


② - ② 断面

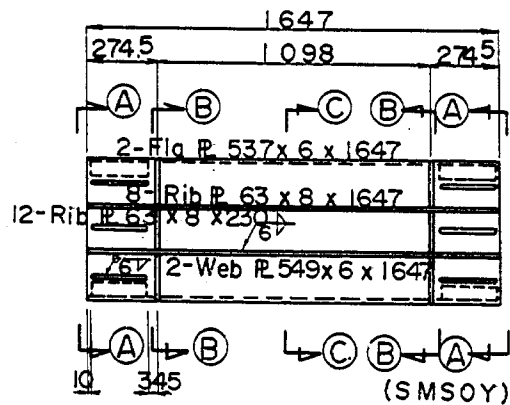


4 - Rib(R3) $\varnothing 55 \times 8 \times 175$
8 - Rib(R4) $\varnothing 55 \times 8 \times 179$
2 - $\varnothing 537 \times 8 \times 537$

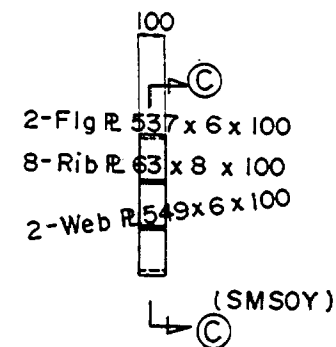
③ - ③ 断面



(NO 9 供試体)

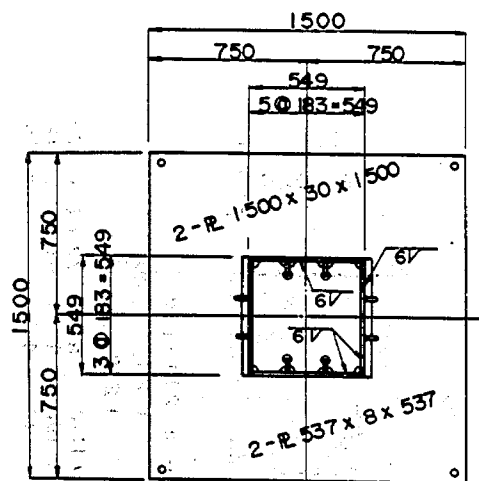


(NO 10 供試体)



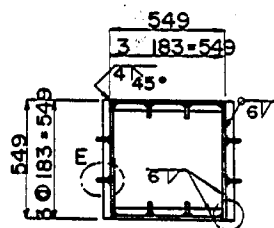
図面 - 9 No. 9, No. 10 供試体

①-① 断面



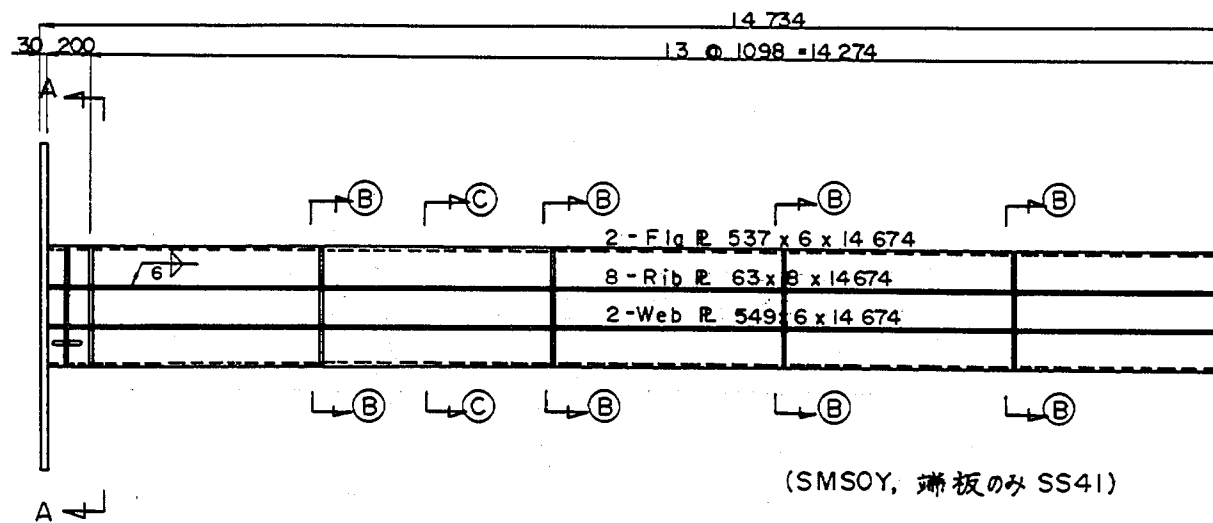
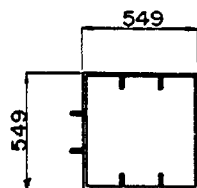
4 - Rib (R2) 32x6x175
8 - Rib (R3) 32x6x179

②-② 断面

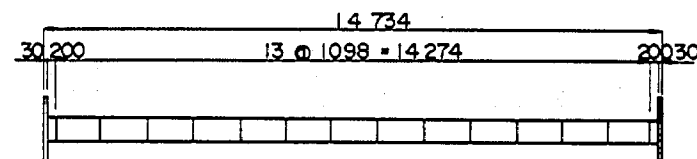


48 - Rib (R2) 32x6x175
48 - Rib (R3) 32x6x179
48 - Rib (R4) 32x6x173

③-③ 断面



(SMSOY, 端板のみ SS41)



図面-10 No.11 供試体

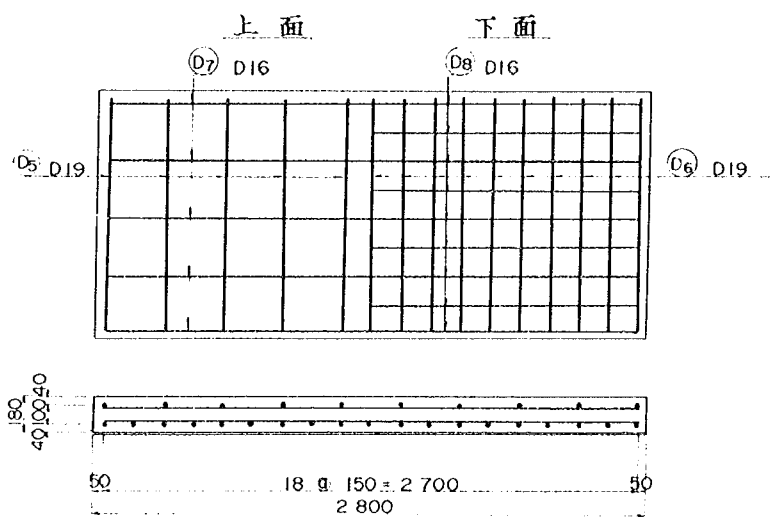
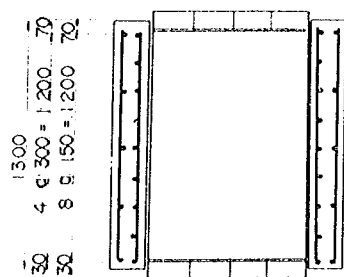
Technical drawing of a rectangular structure, likely a cross-section of a wall or foundation. The drawing shows a central rectangular area with a hatched section on the left. Dimensions are given in millimeters (mm) and centimeters (cm). The overall width is 1220 mm, and the overall height is 800 mm. The central area has a width of 712 mm and a height of 200 mm. The hatched section has a width of 200 mm and a height of 200 mm. The structure is composed of several layers, with dimensions 200, 400, 200, and 200 mm indicated on the left side. The top and bottom edges are labeled with dimensions 100 and 100 mm. The right side is labeled with dimensions 100 and 100 mm. The bottom edge is labeled with dimensions 50, 1120, and 50 mm. The drawing includes a table of material specifications at the bottom.

1 - 厚	800 x 8 x 1112	8 - 厚	72 x 8 x 272
4 - 厚	90 x 8 x 192	4 - 厚	90 x 8 x 192
4 - 厚	196	4 - 厚	196

- 32 -

No. 13 ~ No. 14 床版

NO16 - NO17 床版



No. 16 ~ No. 17 床版

NO13 - NO14 床版

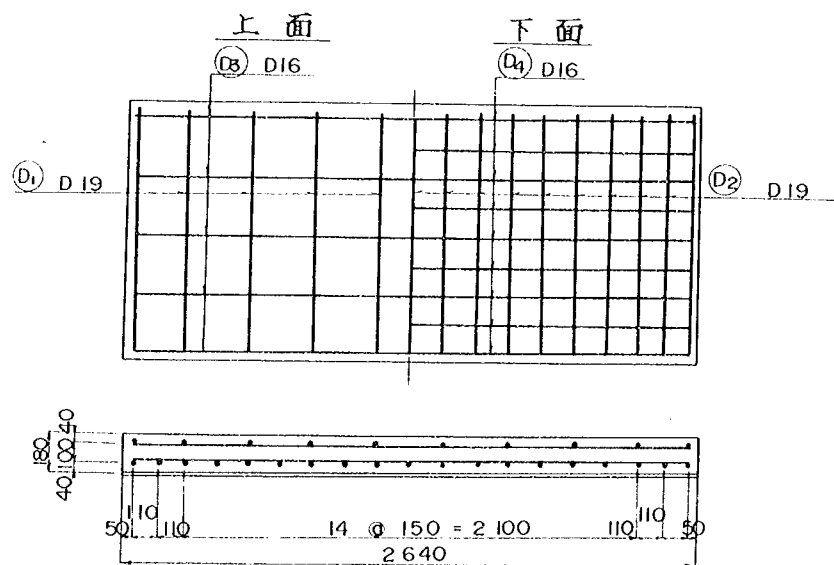
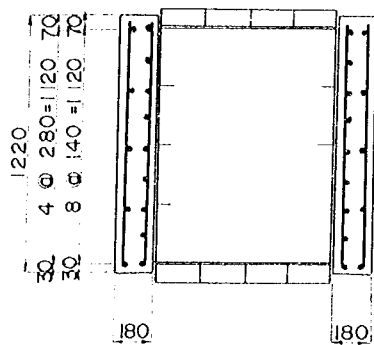


図 - 11 (3) No. 12 ~ No. 17 供試体

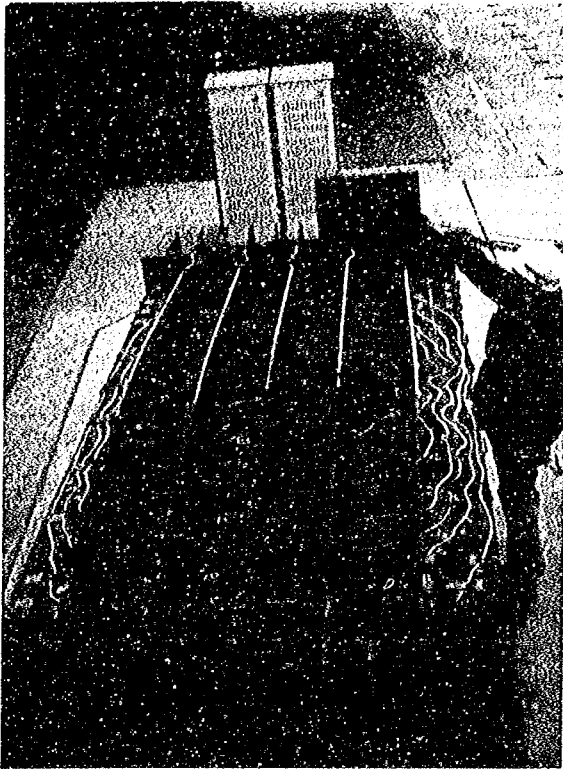


写真 1 ・ 1 供試体 (No. 1)



写真 1 ・ 2 供試体 (No. 1)

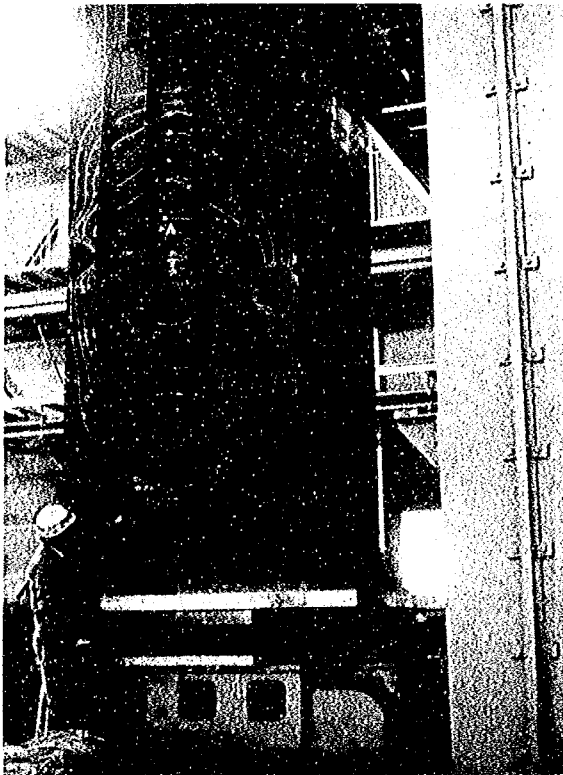


写真 2 ・ 1 供試体 (No. 2)



写真 2 ・ 2 供試体 (No. 2)

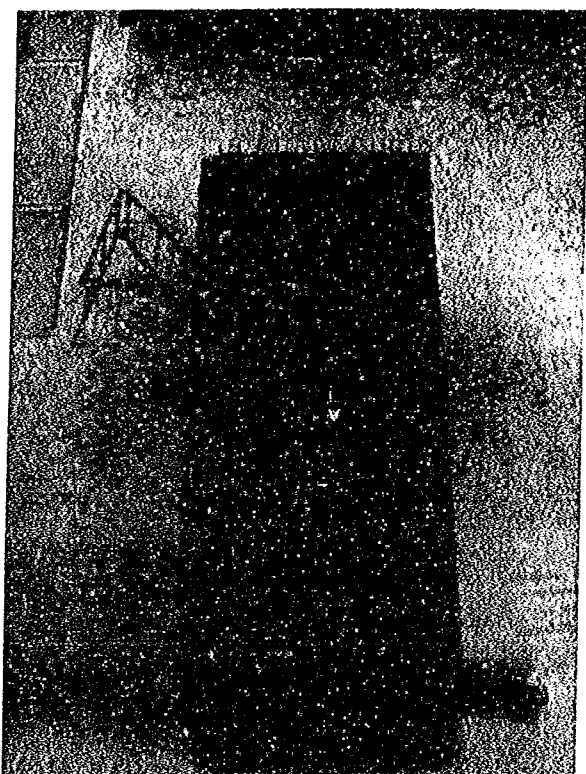


写真 3 ・ 1 供試体 (No. 3)

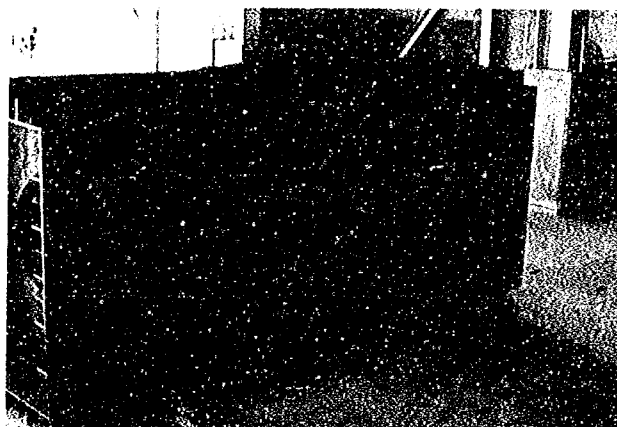


写真 3 ・ 2 供試体 (No. 3)

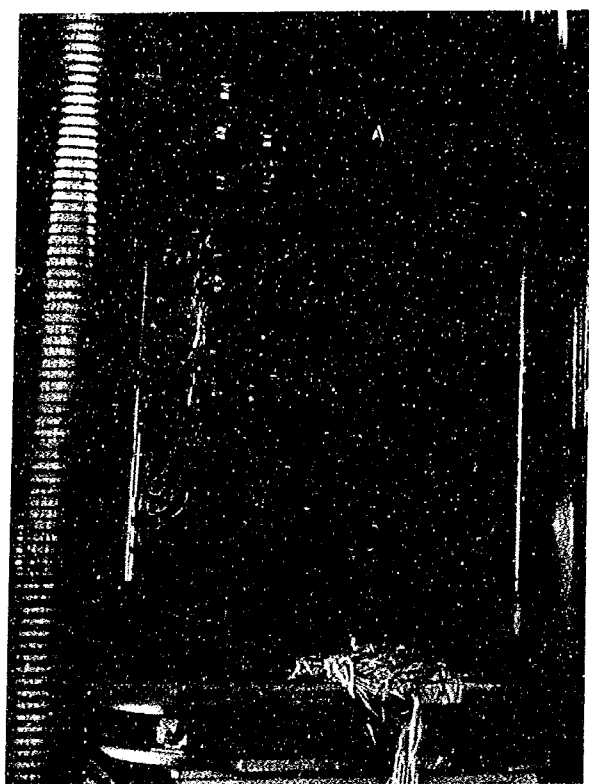


写真 4 ・ 1 供試体 (No. 4)

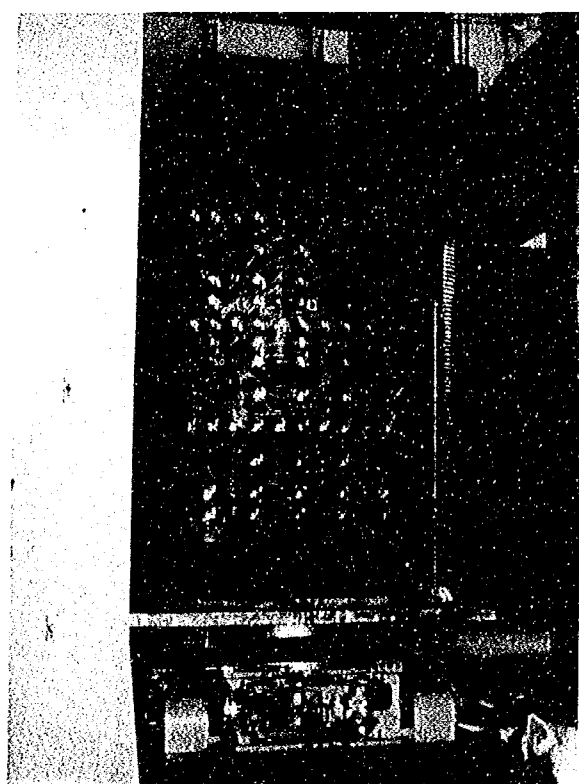


写真 4 ・ 2 供試体 (No. 4)

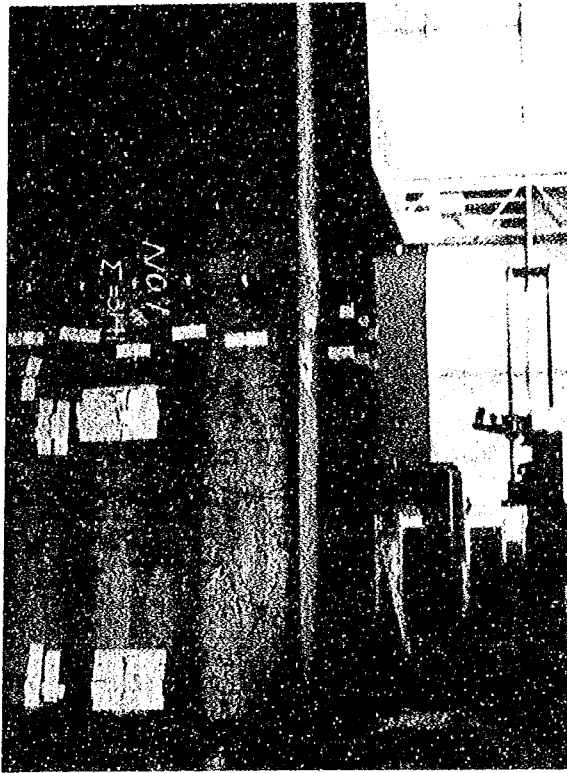


写真 5 ・ 1 供試体 (No. 5)



写真 5 ・ 2 供試体 (No. 5)



写真 6 ・ 1 供試体 (No. 6)

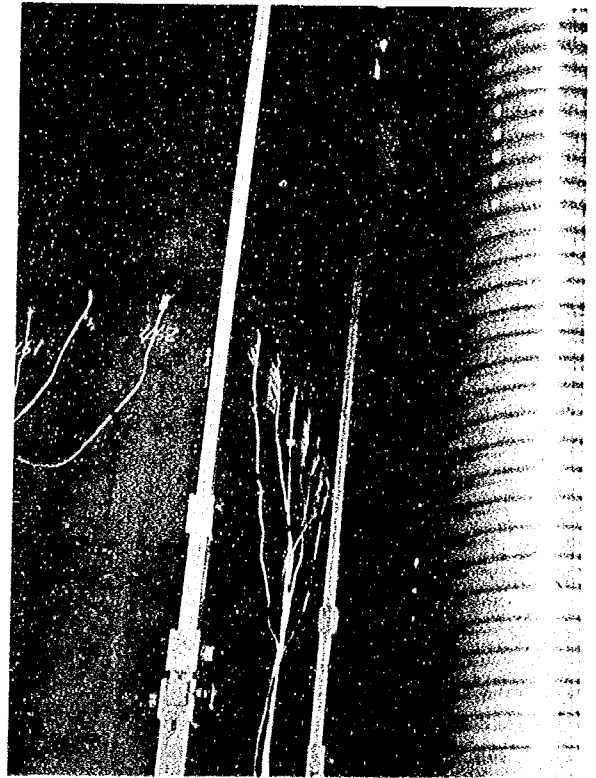


写真 6 ・ 2 供試体 (No. 6)



写真7・1 供試体 (No. 7)

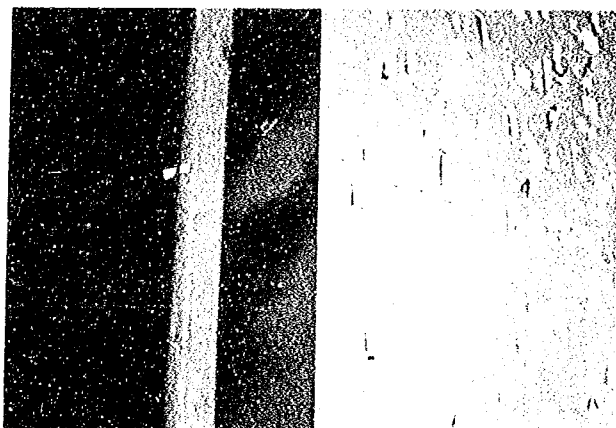


写真7・2 供試体 (No. 7)

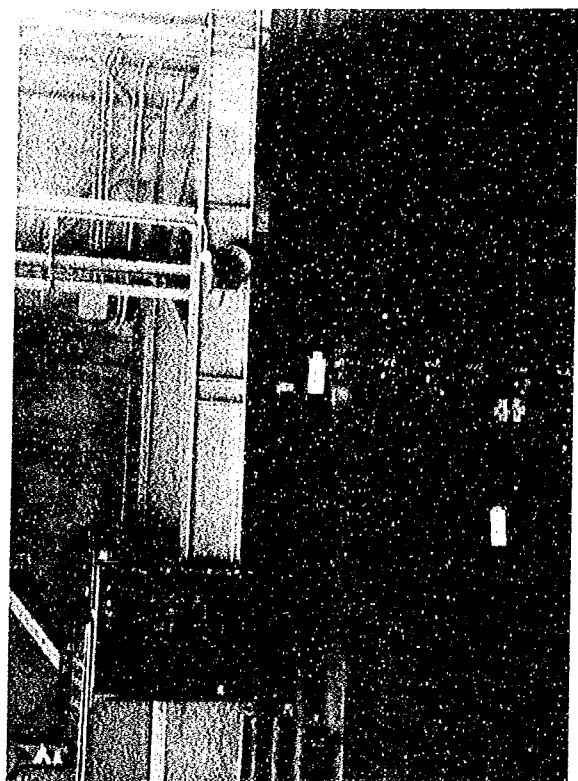


写真8・1 供試体 (No. 8)



写真8・2 供試体 (No. 8)

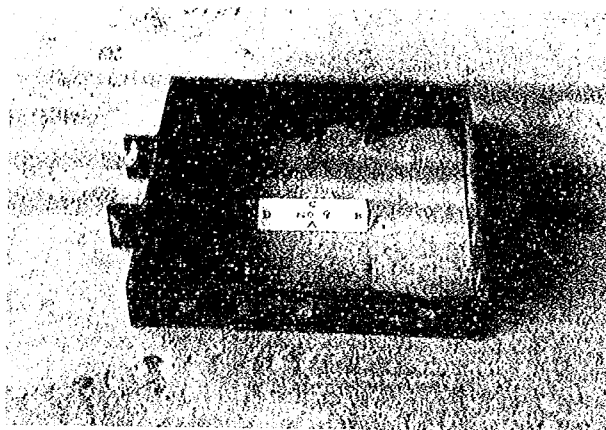


写真 9 ・ 1 供試体 (No. 9)

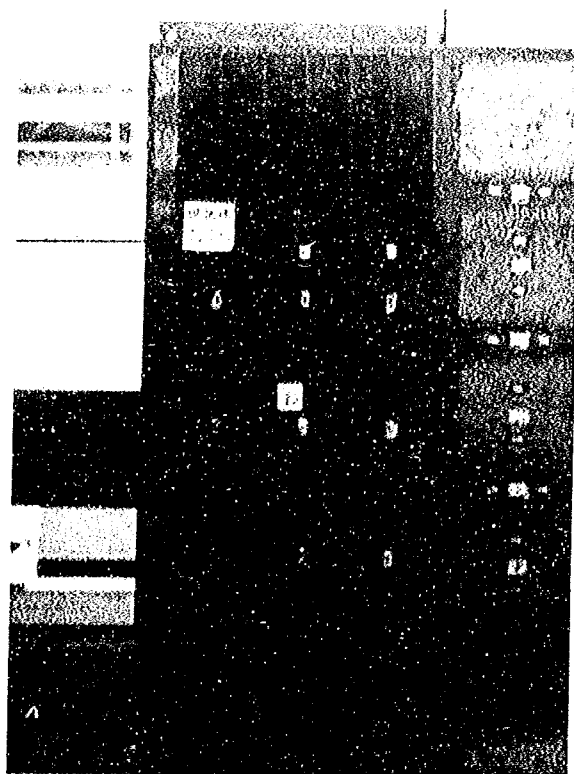


写真 10 ・ 1 供試体 (No. 10)



写真 10 ・ 2 供試体 (No. 10)



写真 11 ・ 1 供試体 (No. 11)

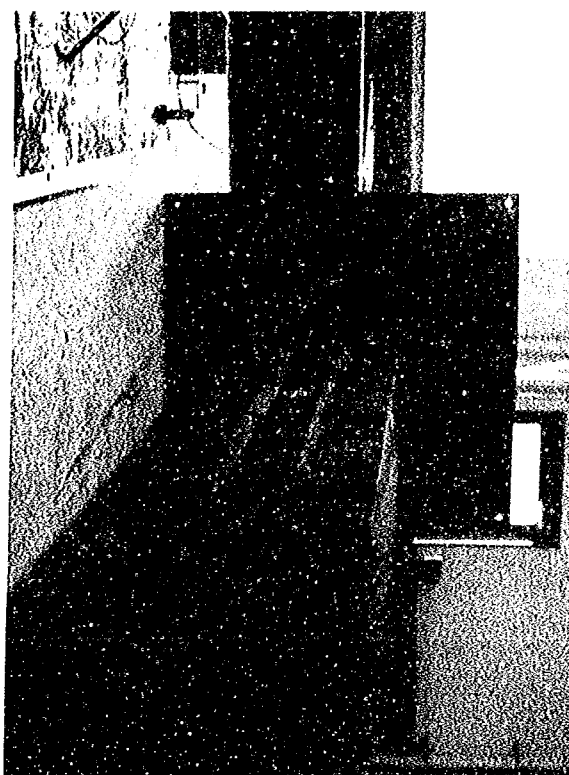


写真 11 ・ 2 供試体 (No. 11)

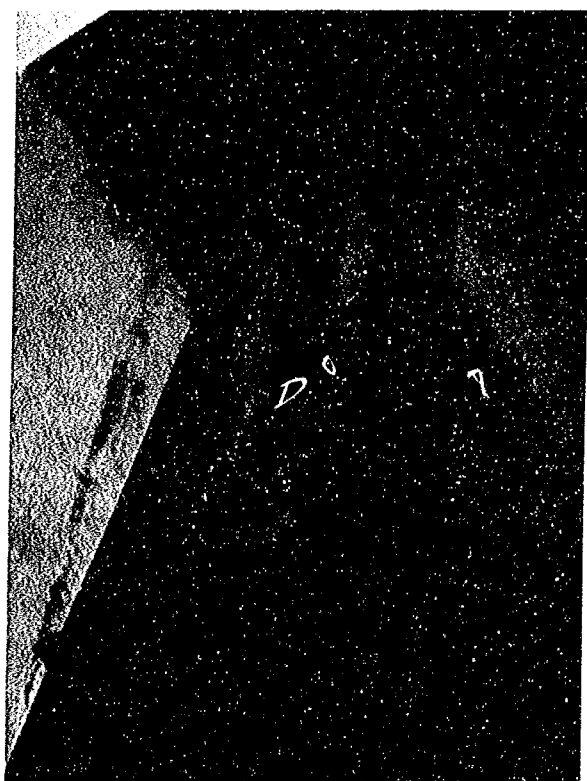


写真 11 ・ 3 供試体 (No. 11)



写真 12 ・ 1 供試体 (No. 12)

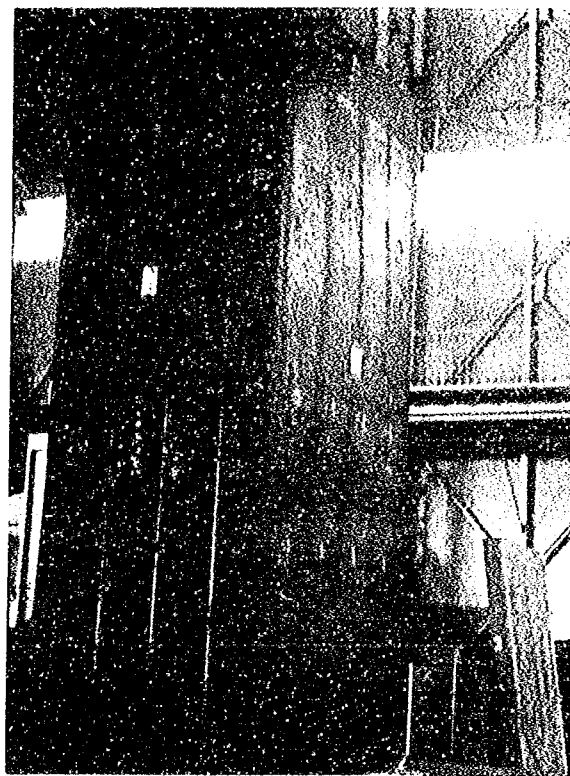


写真 12 ・ 2 供試体 (No. 12)



写真 13 ・ 1 供試体 (No. 13)



写真 13 ・ 2 供試体 (No. 13)

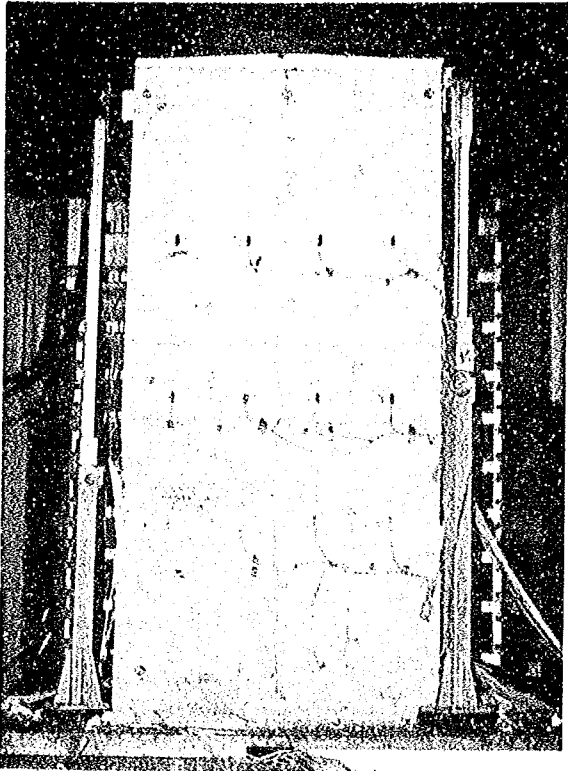


写真 13 ・ 3 供試体 (No. 13)

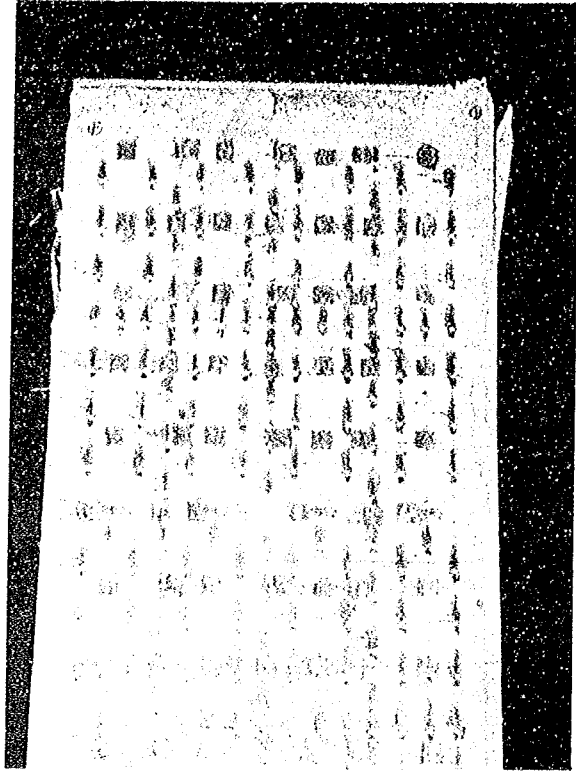


写真 13 ・ 4 供試体 (No. 13)



写真 14 ・ 1 供試体 (No. 14)



写真 14 ・ 2 供試体 (No. 14)

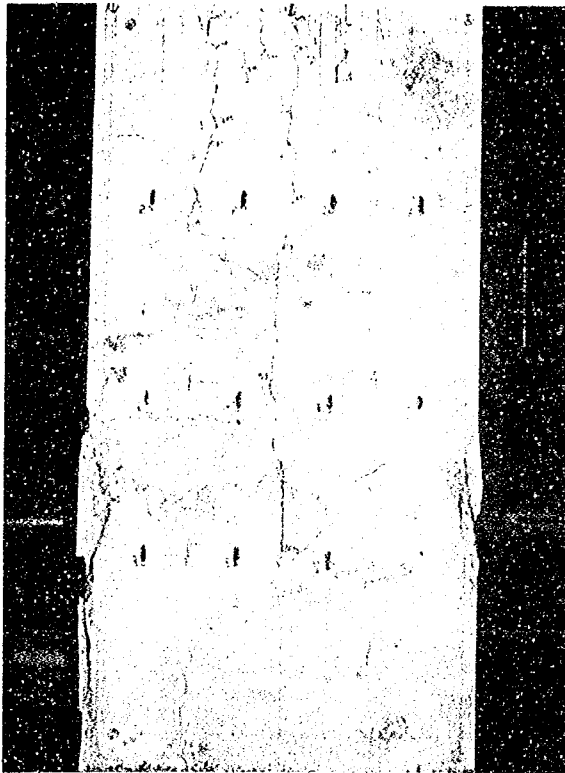


写真 14 ・ 3 供試体 (No. 14)

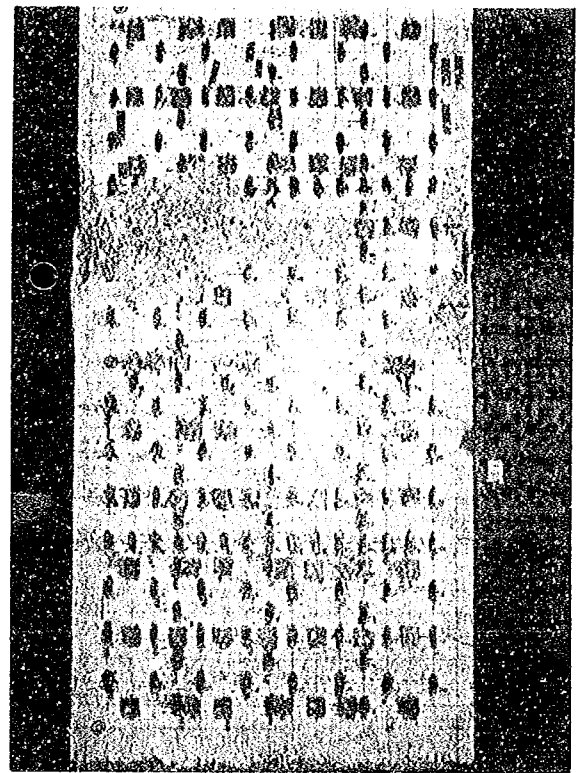


写真 14 ・ 4 供試体 (No. 14)



写真 15 ・ 1 供試体 (No. 15)

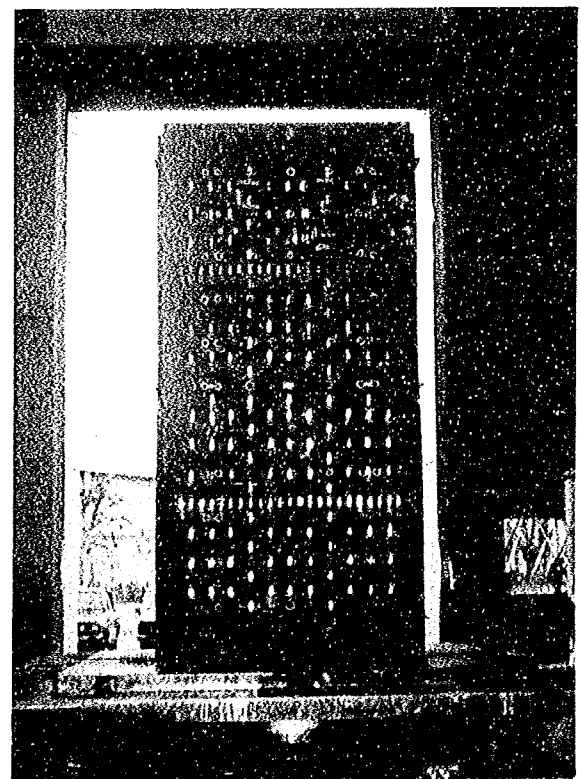


写真 15 ・ 2 供試体 (No. 15)



写真 16 ・ 1 供試体 (No. 16)



写真 16 ・ 2 供試体 (No. 16)

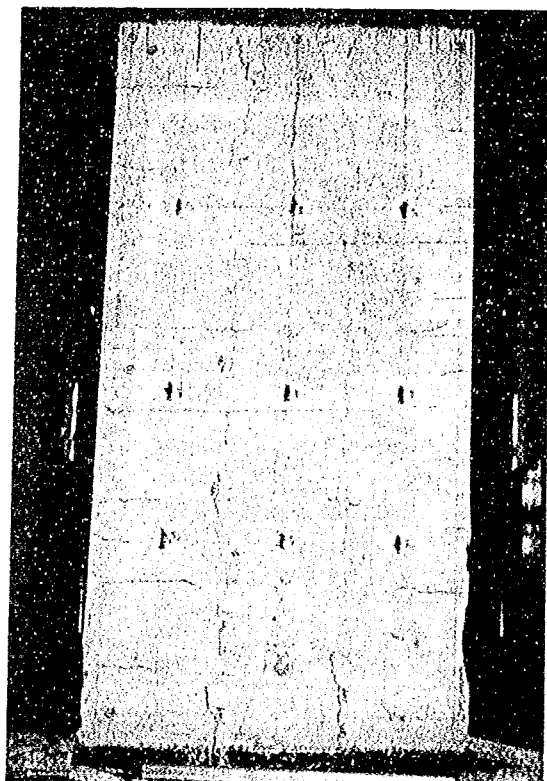


写真 16 ・ 3 供試体 (No. 16)

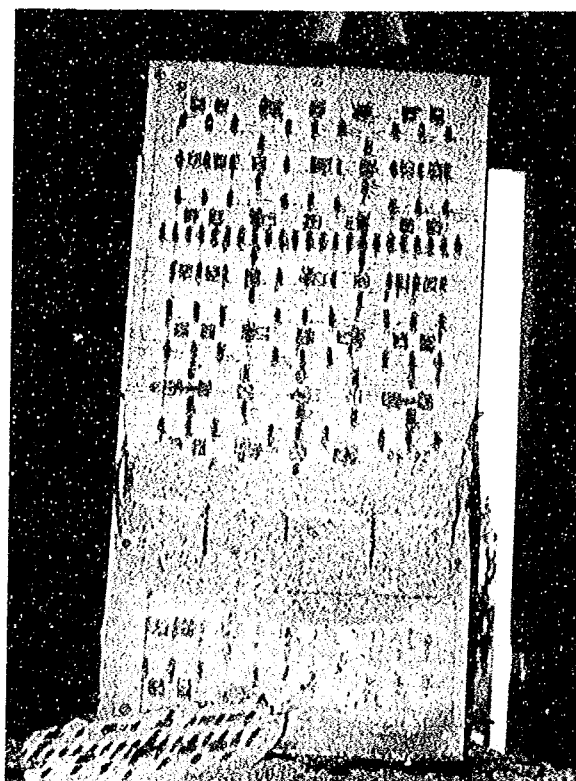


写真 16 ・ 4 供試体 (No. 16)



写真 17 ・ 1 供試体 (No. 17)

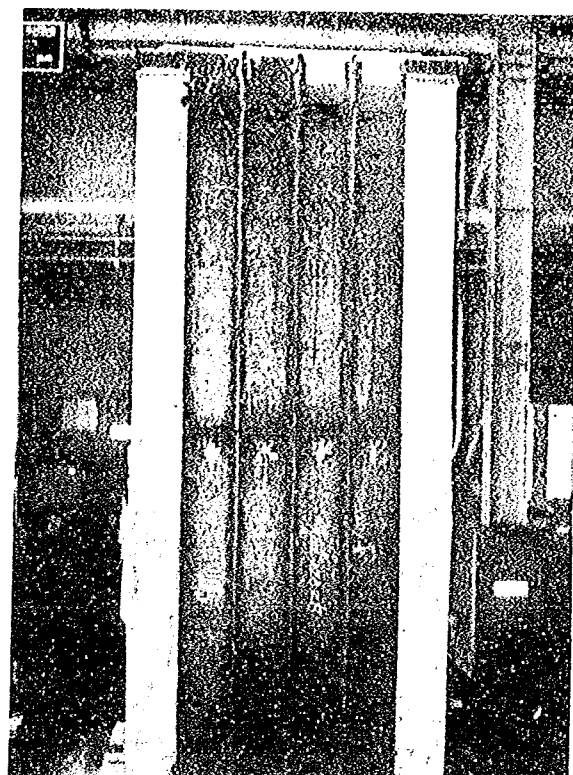


写真 17 ・ 2 供試体 (No. 17)

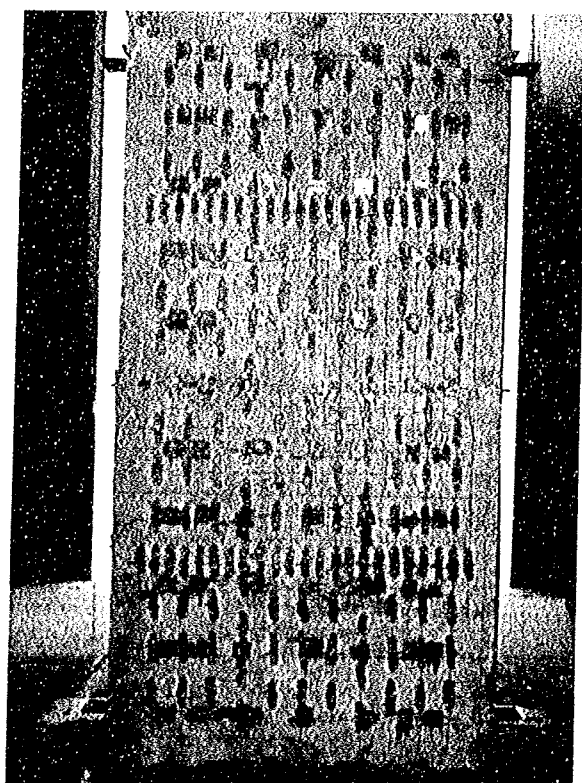


写真 17 ・ 3 供試体 (No. 17)

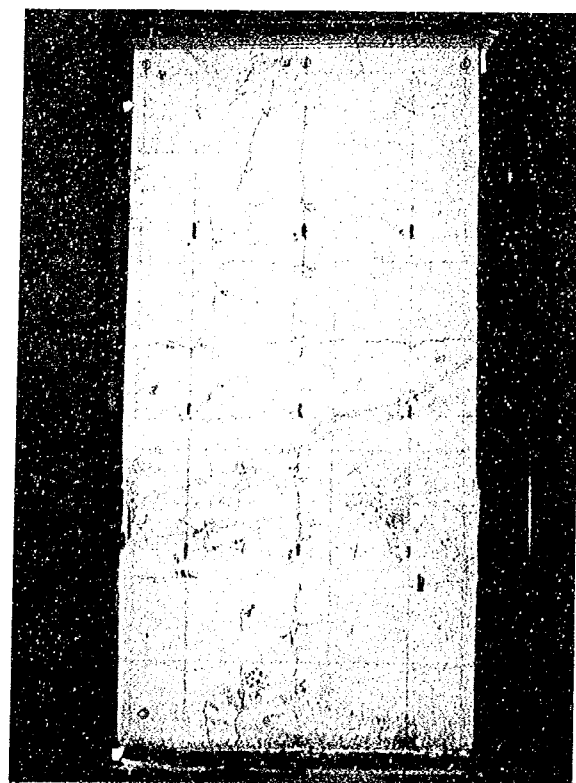
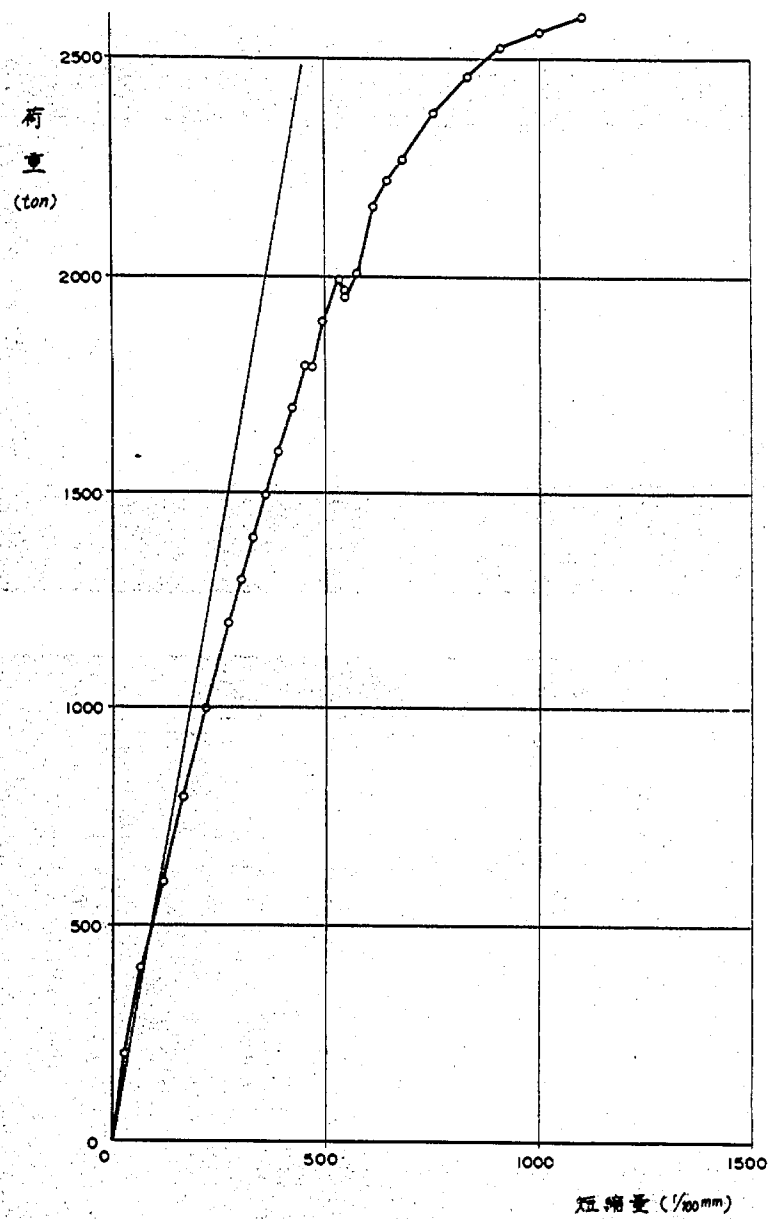
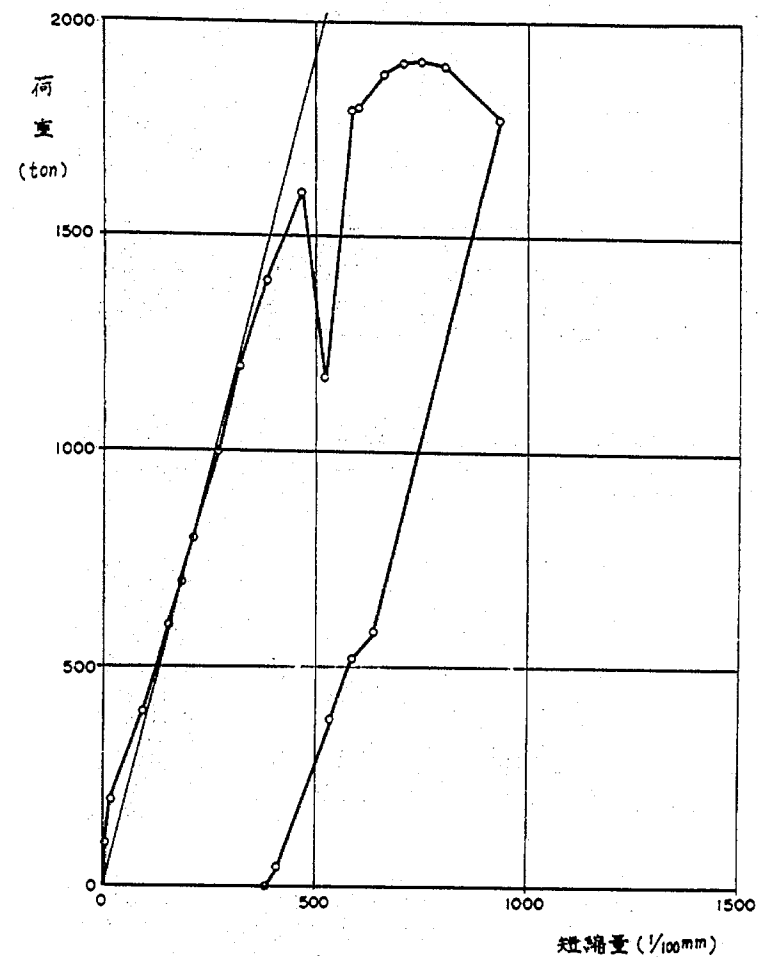


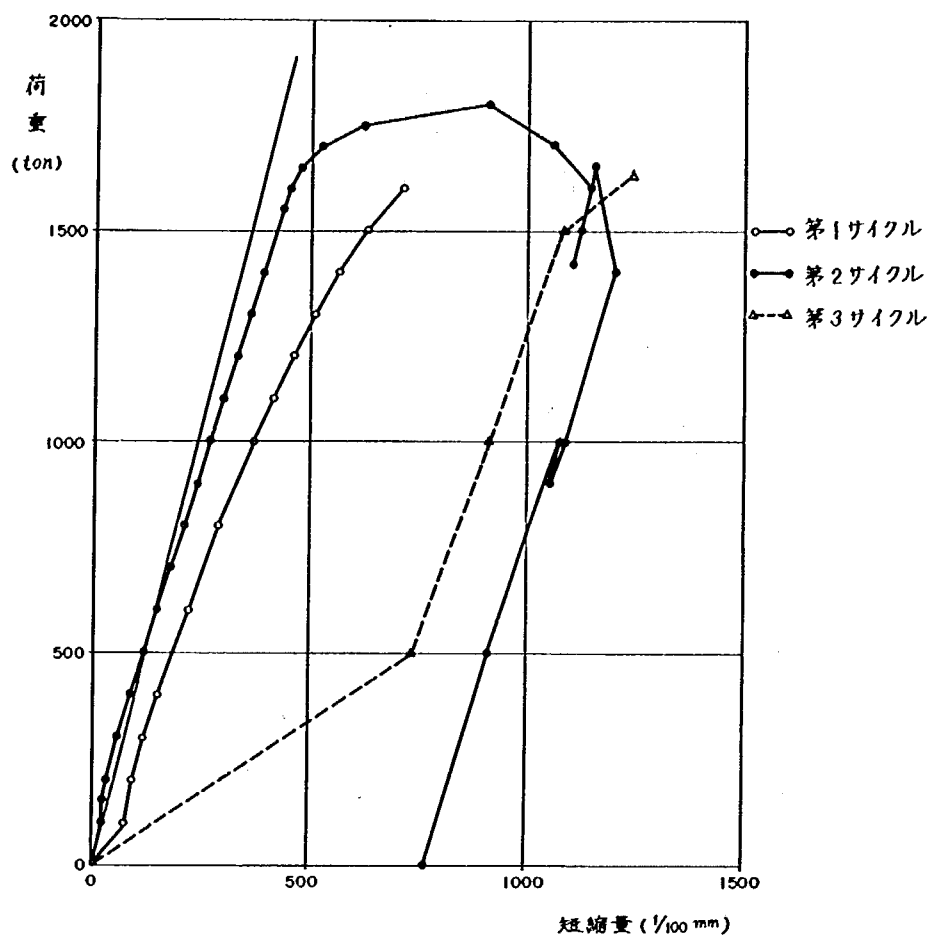
写真 17 ・ 4 供試体 (No. 17)



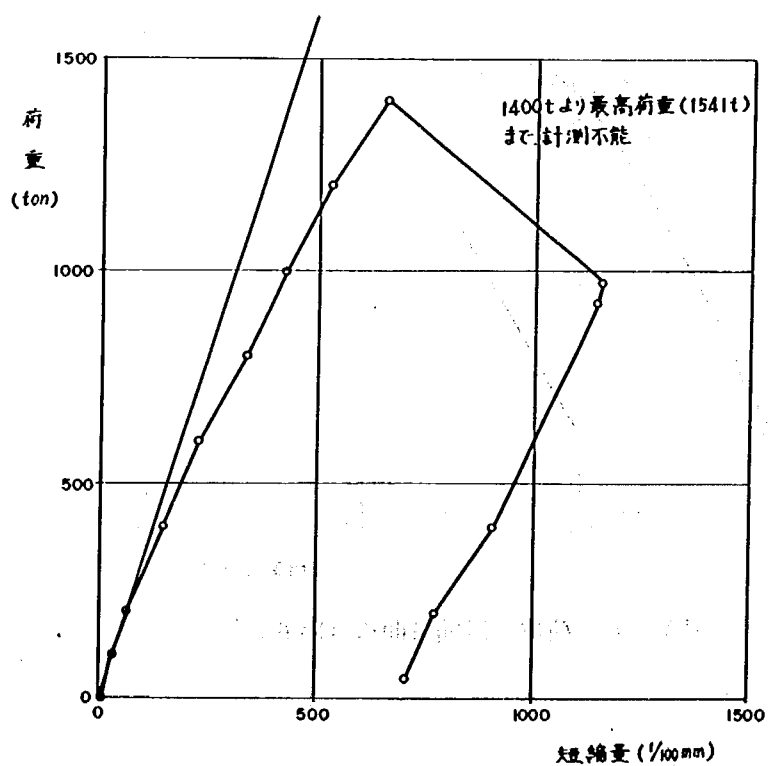
図A-1 荷重-短縮量曲線 (No. 1)



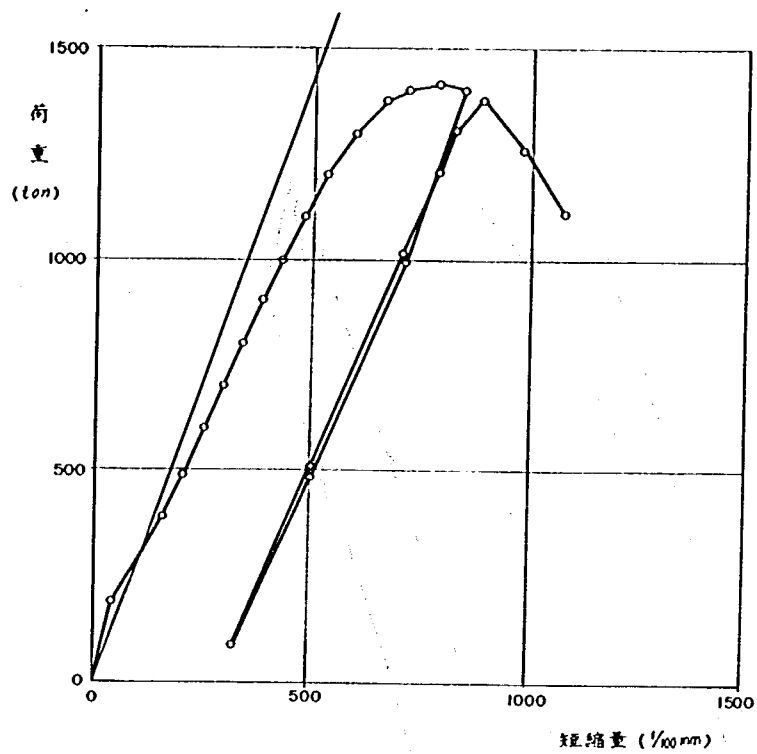
図A-2 荷重-短縮量曲線 (No. 2)



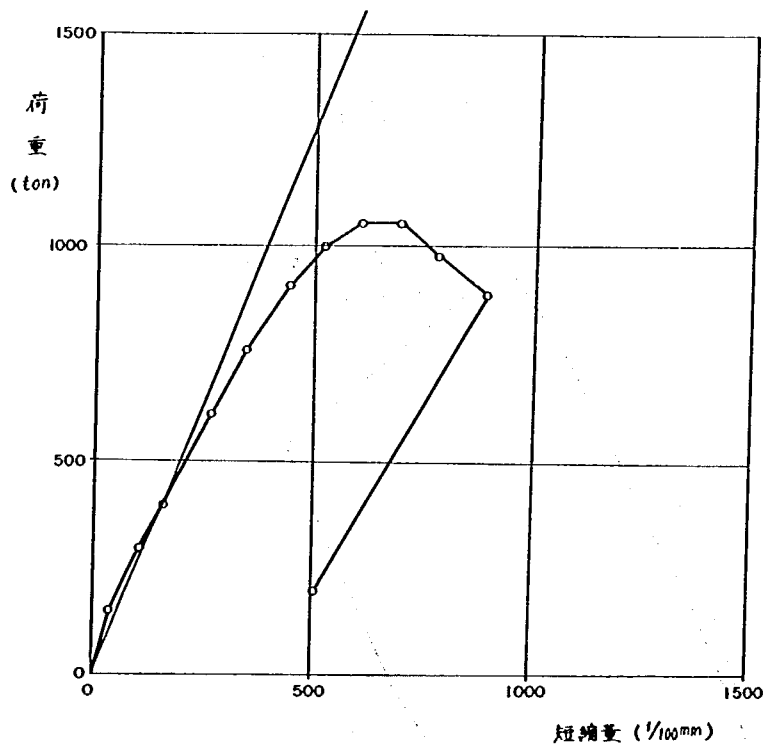
図A-3 荷重-短縮量曲線 (No. 3)



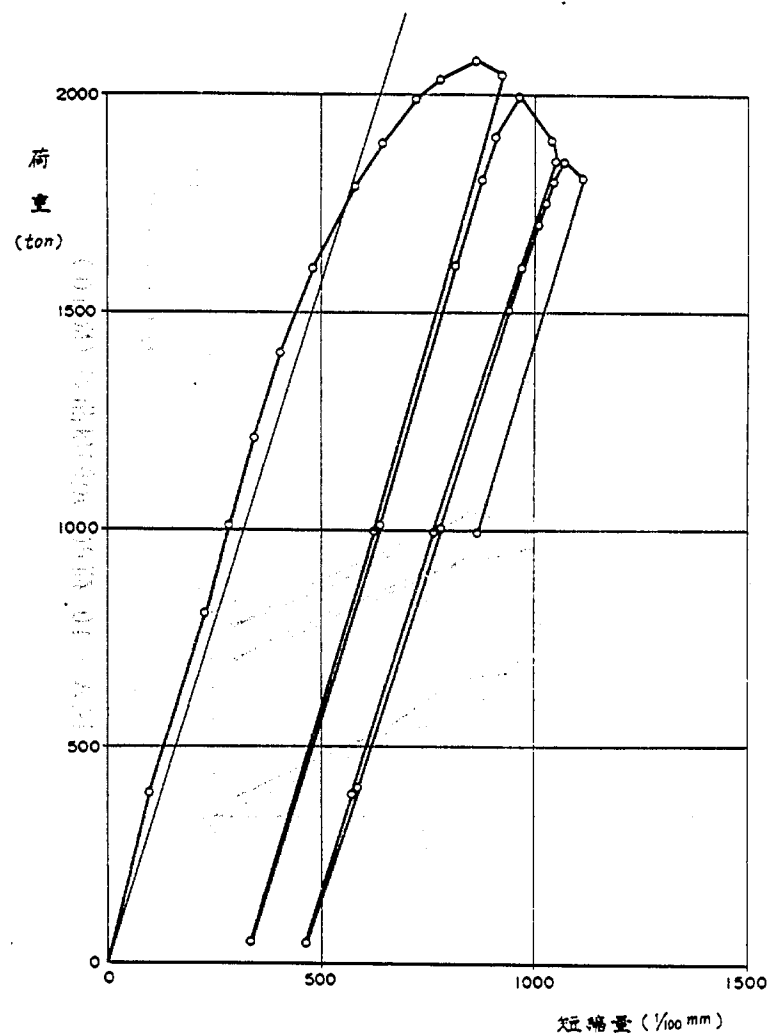
図A-4 荷重-短縮量曲線 (No. 4)



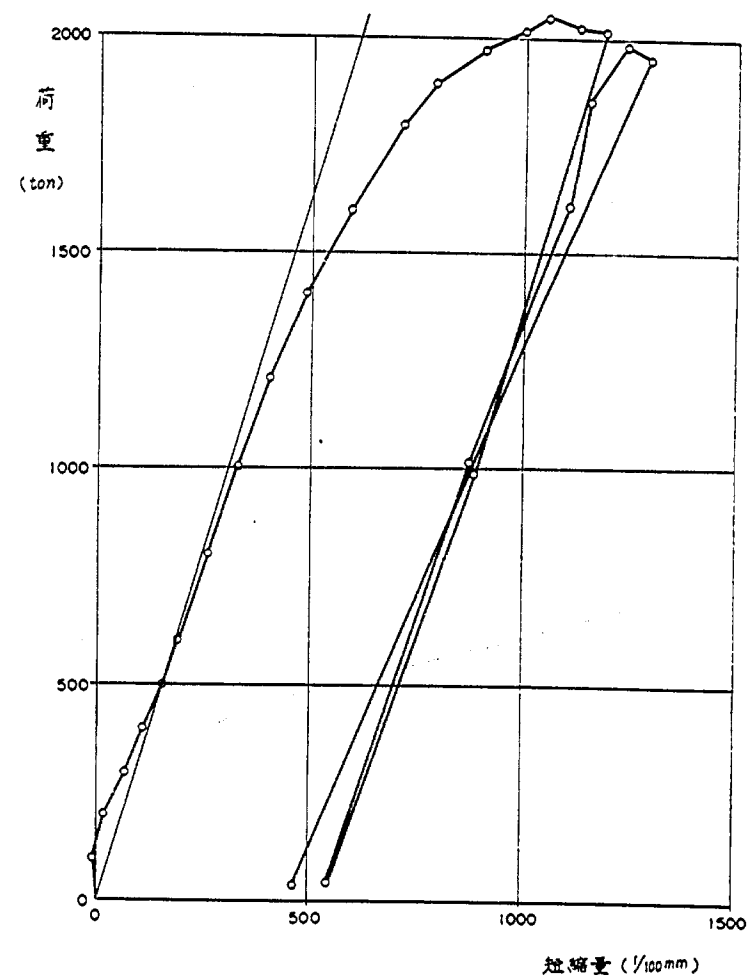
図A-5 荷重-短縮量曲線 (No. 5)



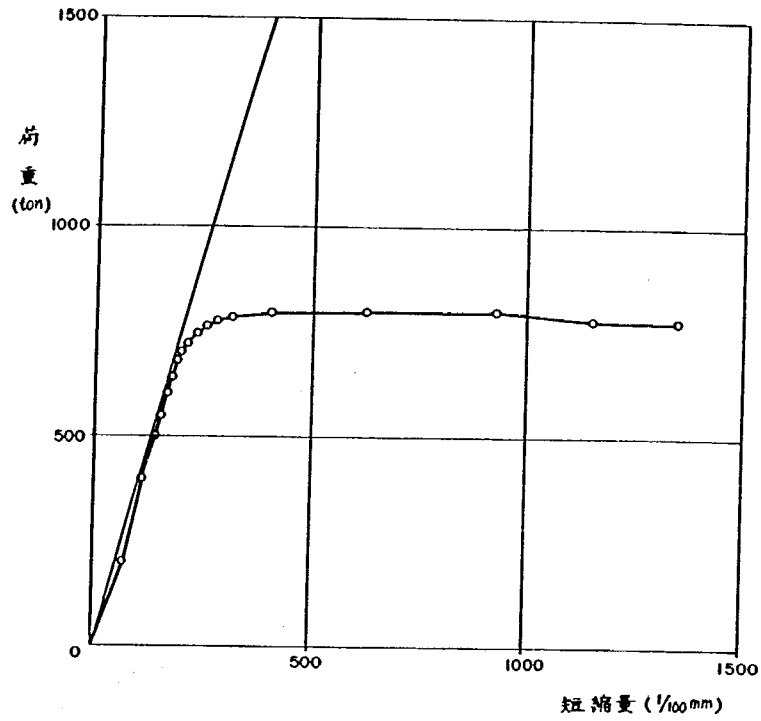
図A-6 荷重-短縮量曲線 (No. 6)



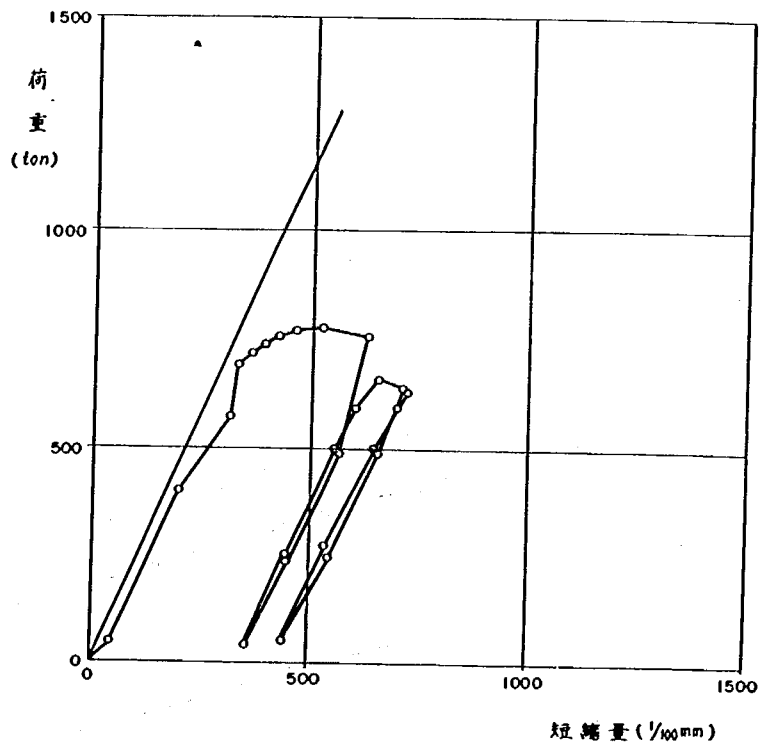
図A-7 荷重-短縮量曲線 (No. 7)



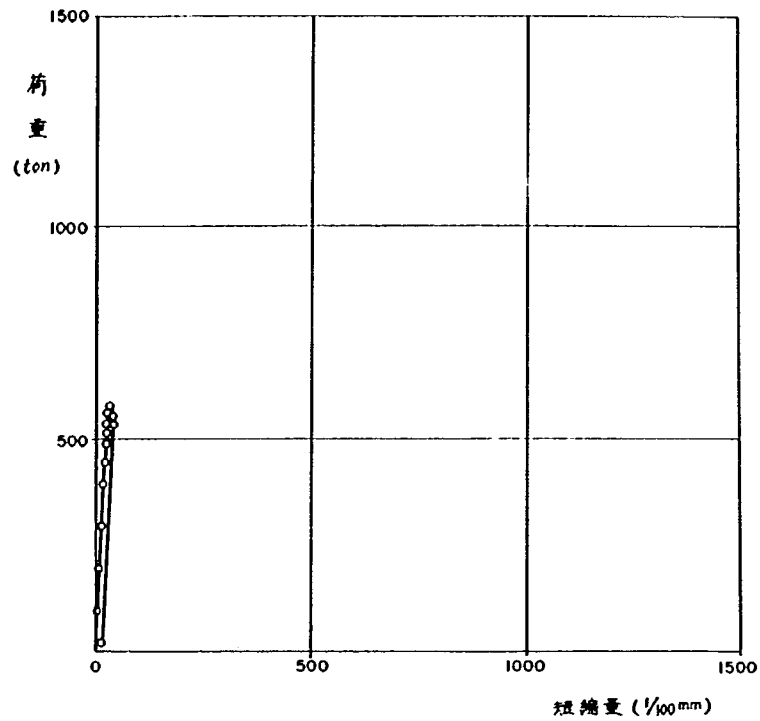
図A-8 荷重-短縮量曲線 (No. 8)



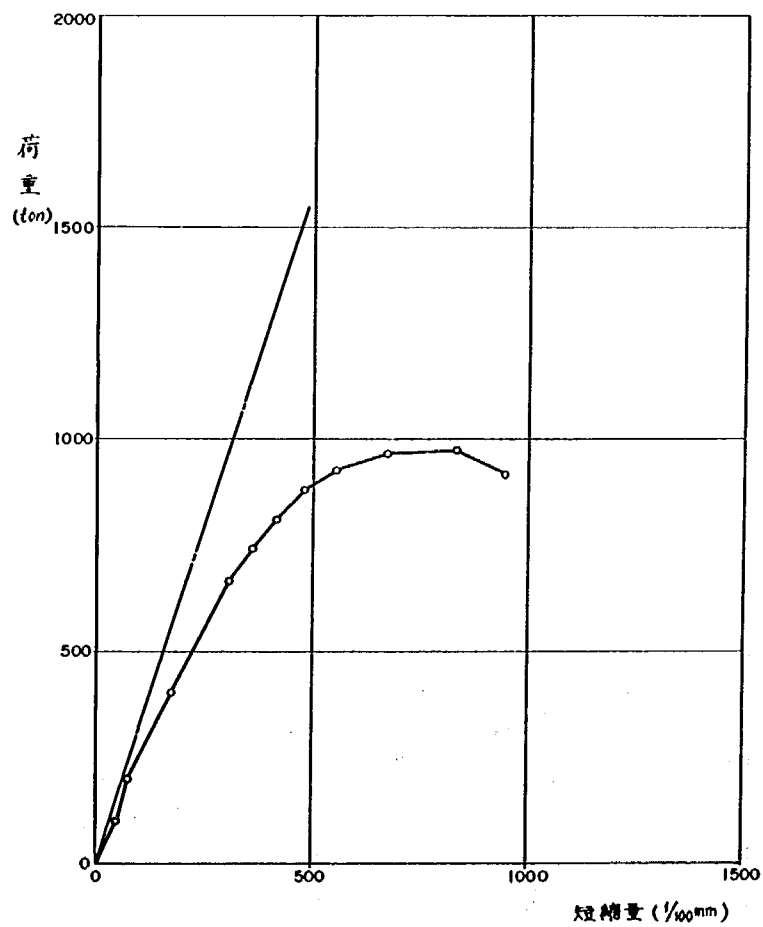
図A-9 荷重-短縮量曲線 (No. 9)



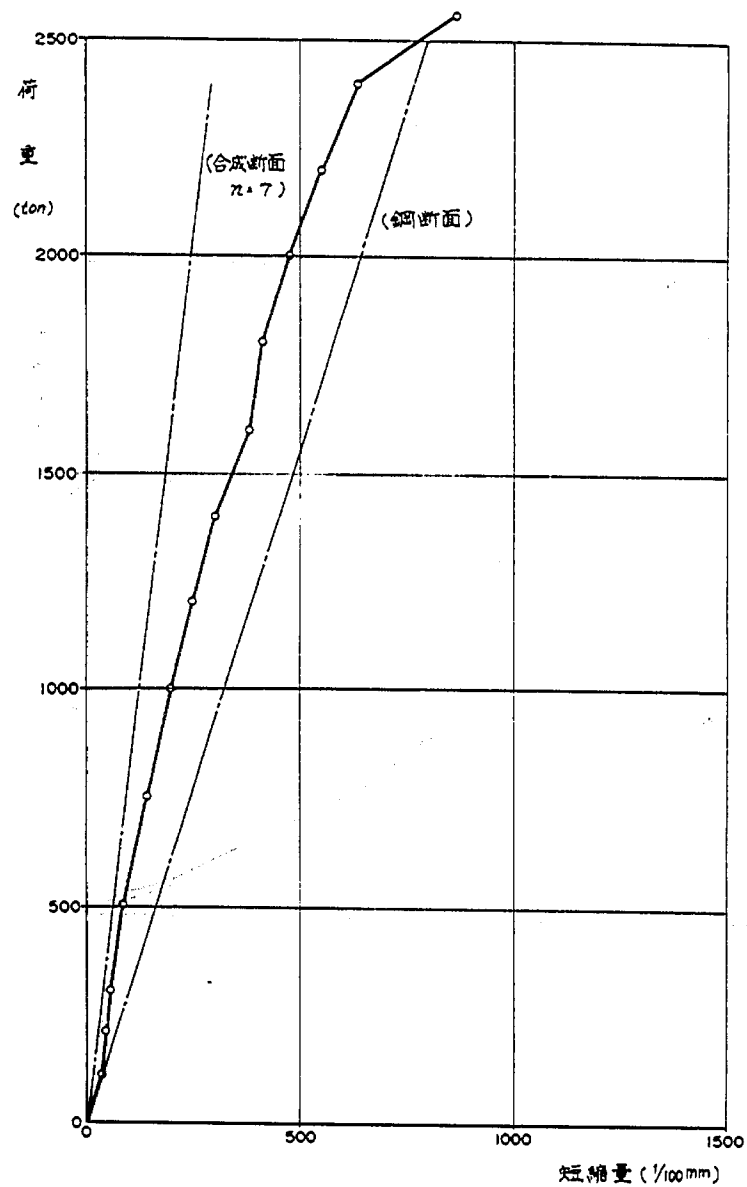
図A-10 荷重-短縮量曲線 (No. 10)



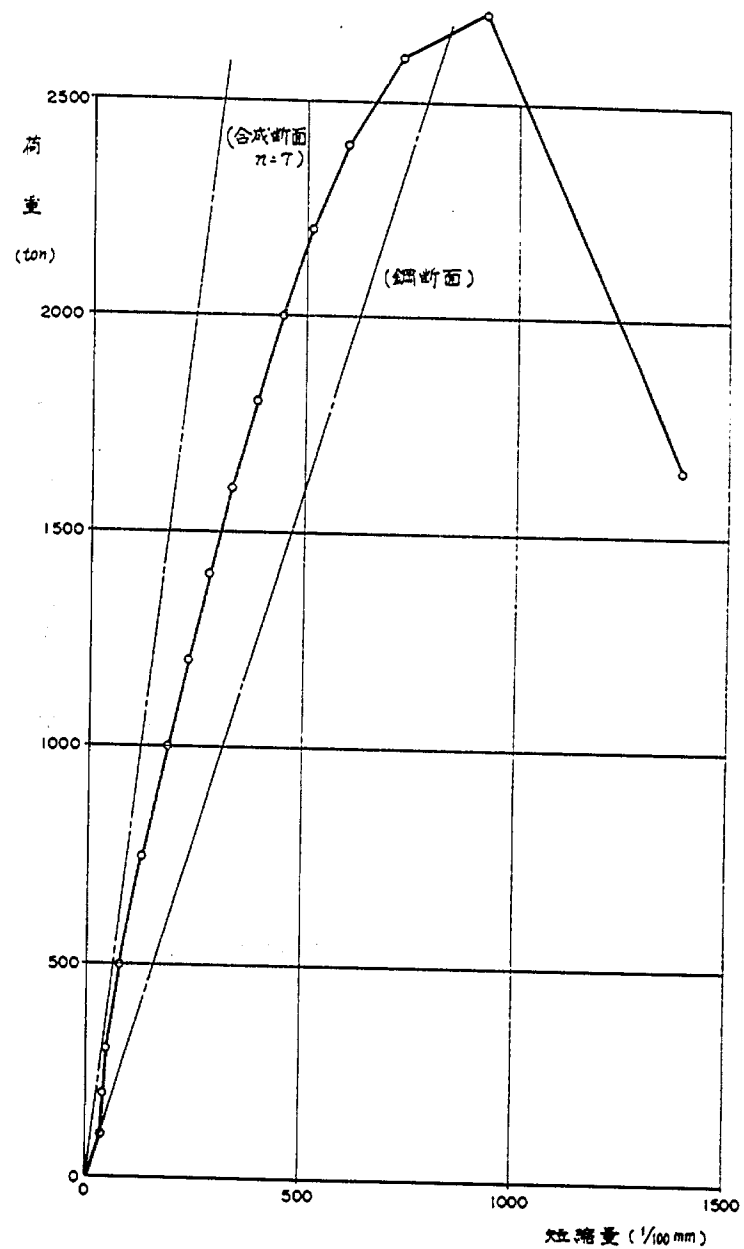
図A-11 荷重-短縮量曲線 (No. 11)



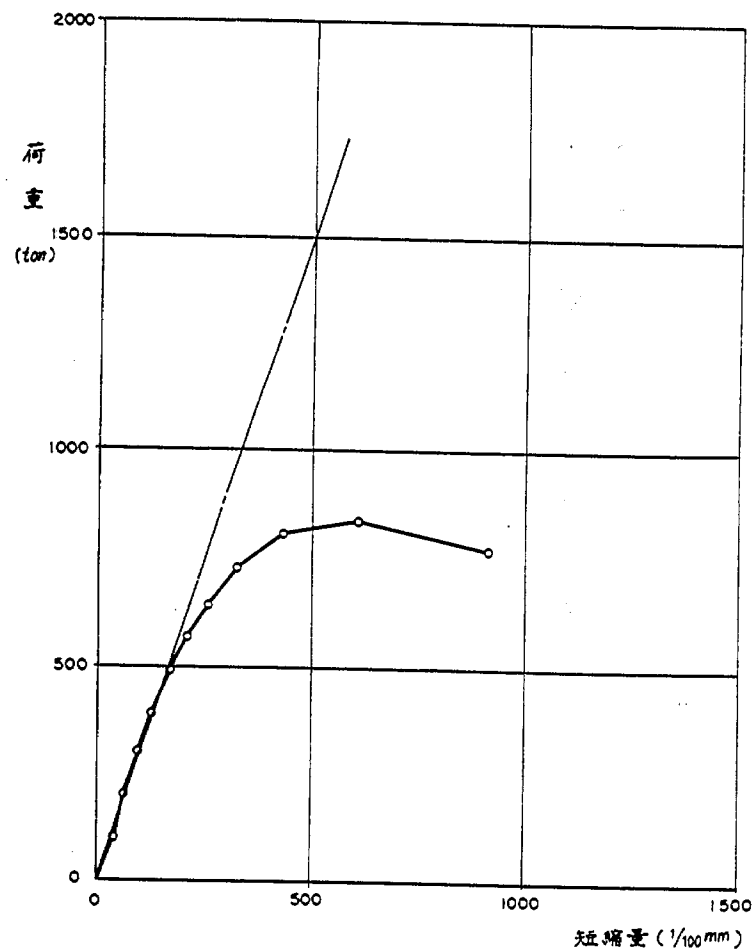
図A-12 荷重-短縮量曲線 (No. 12)



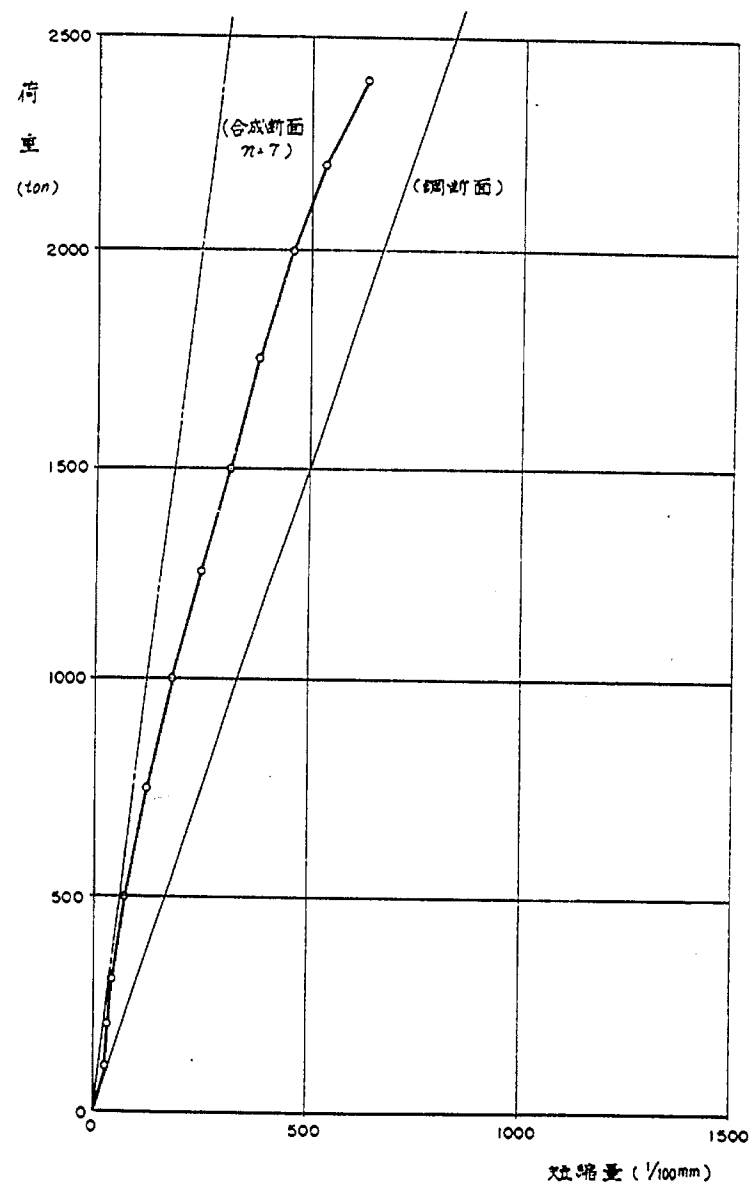
図A-13 荷重-短縮量曲線 (No. 13)



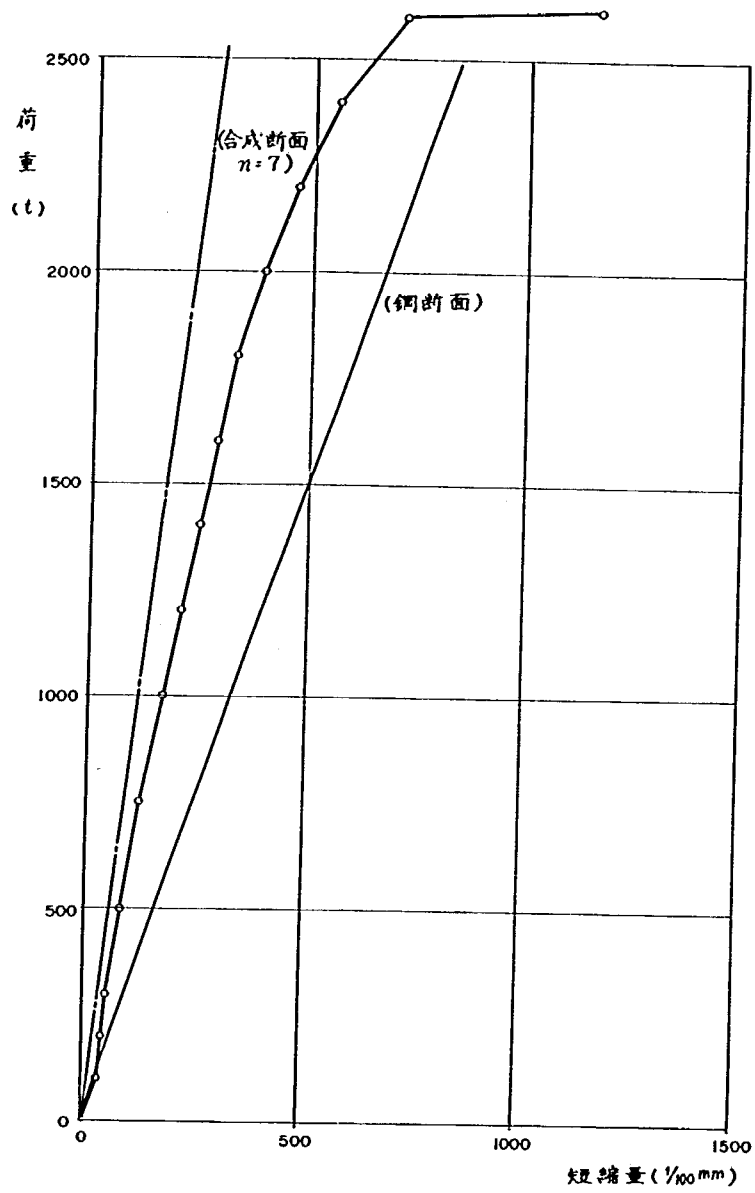
図A-14 荷重-短縮量曲線 (No. 14)



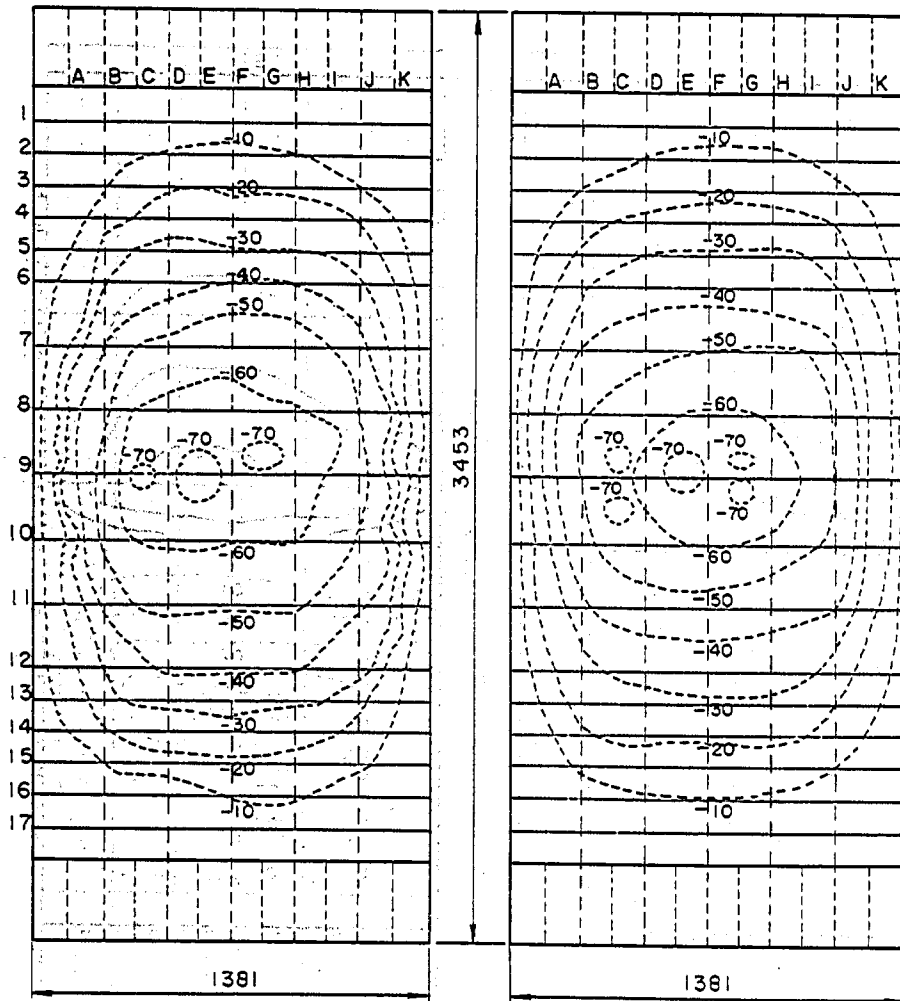
図A-15 荷重-短縮量曲線 (No. 15)



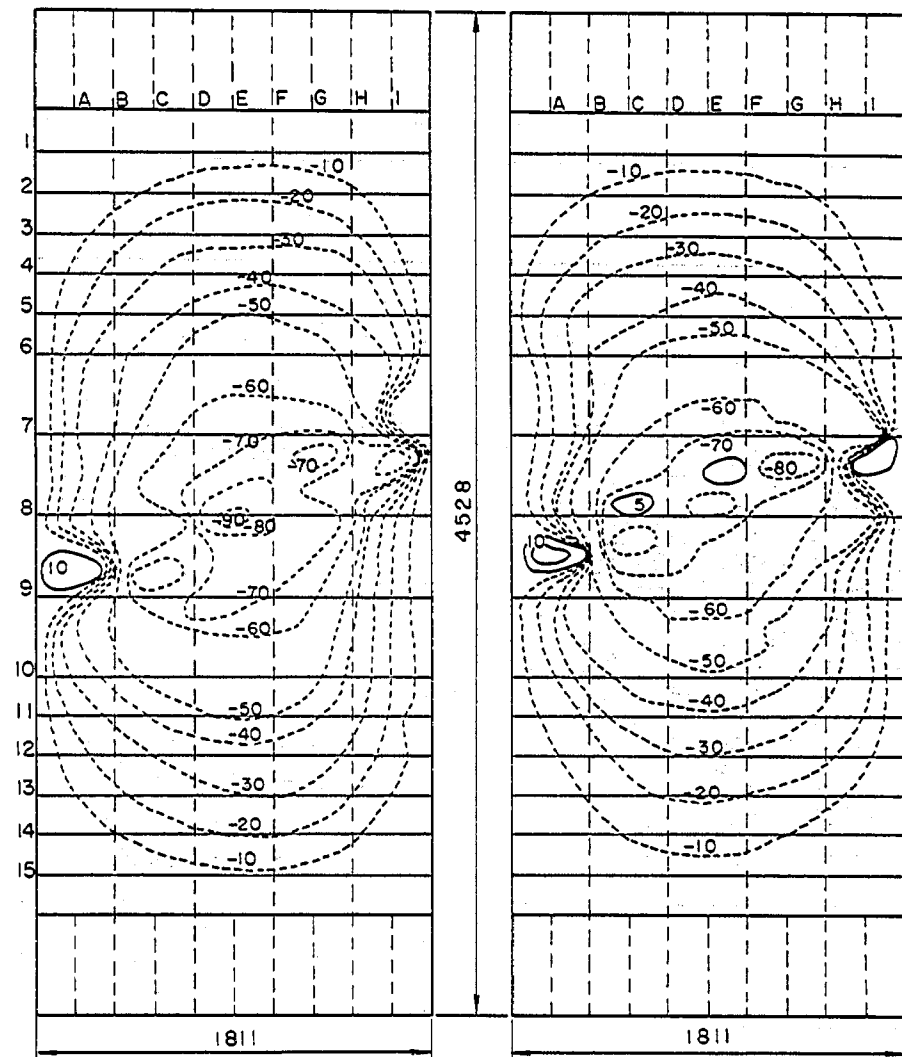
図A-16 荷重-短縮量曲線 (No. 16)



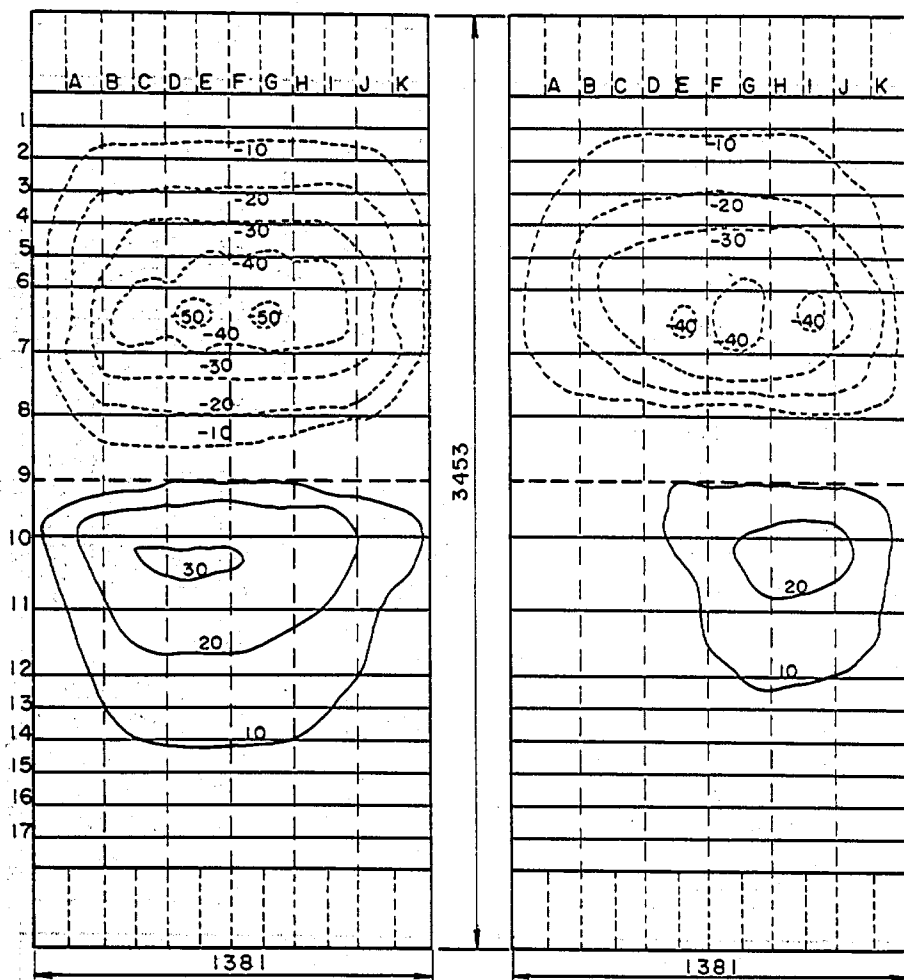
図A-17 荷重-短縮量曲線 (No. 17)



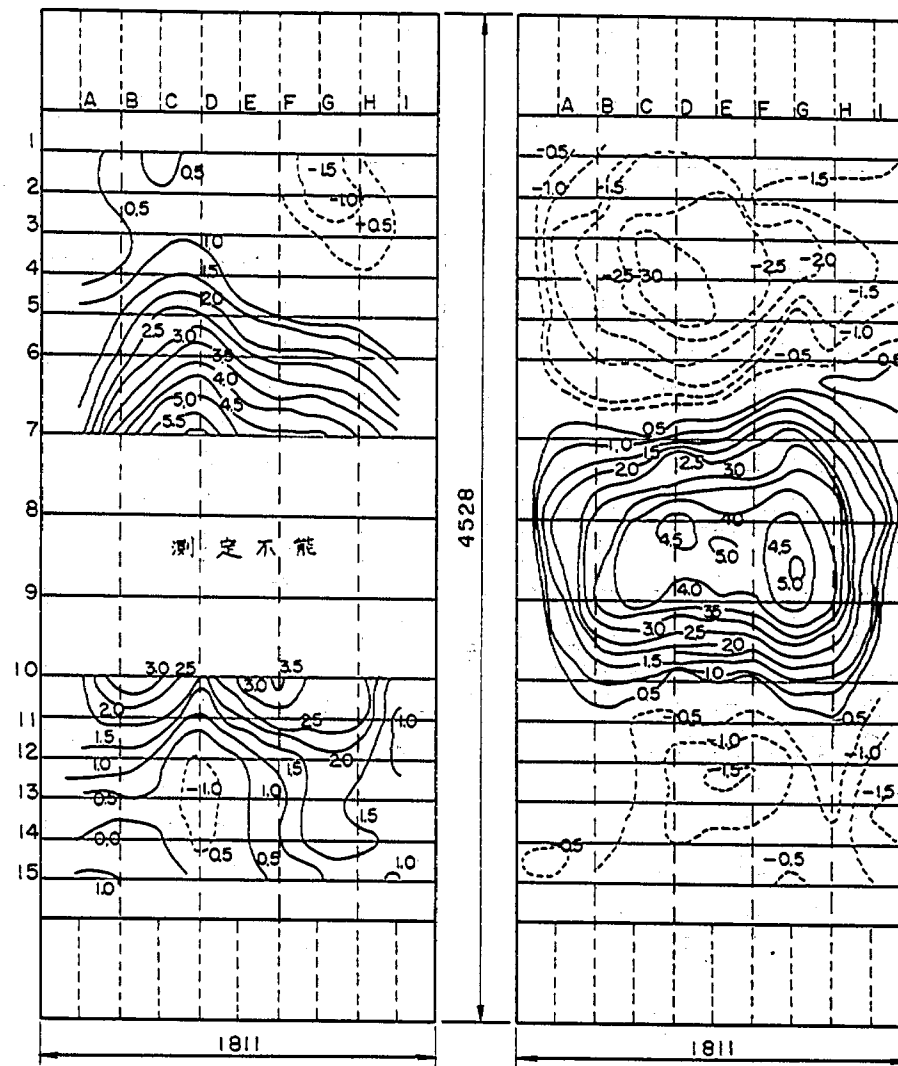
図B-1 載荷後の変形の状態 (No.1)



図B-2 載荷後の変形の状態 (No.2)

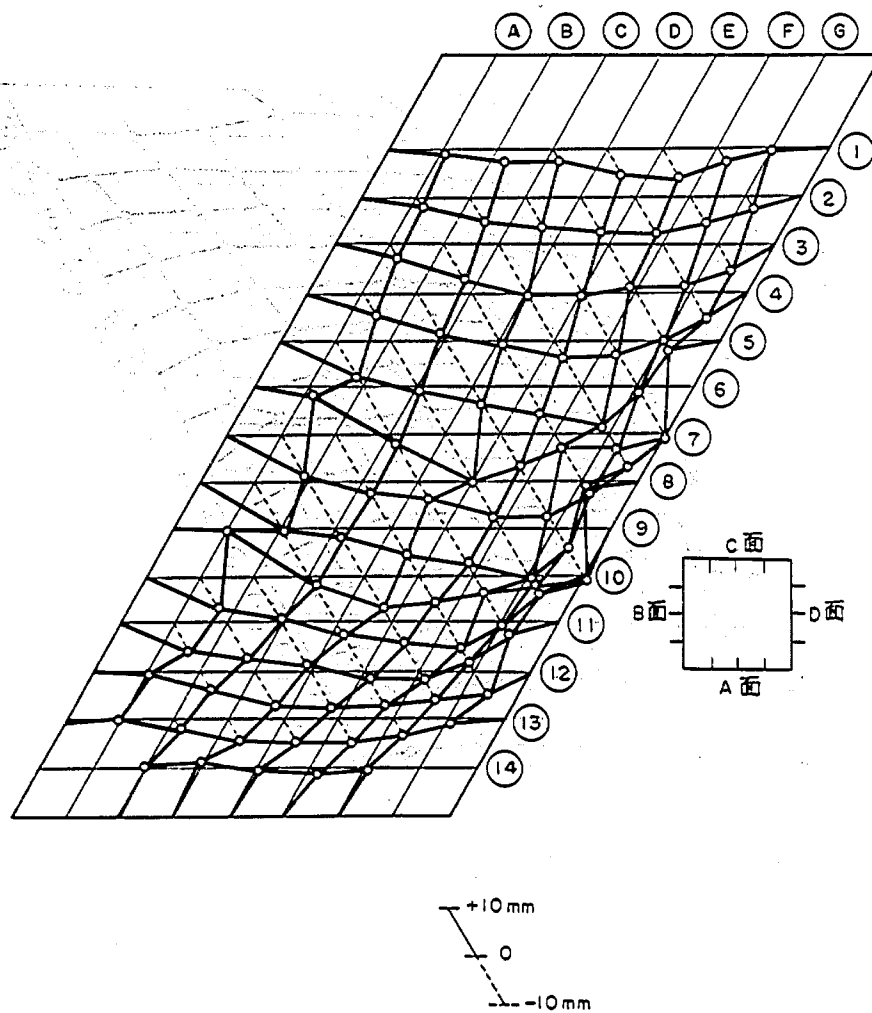


図B-3 載荷後の変形の状態 (No.3)

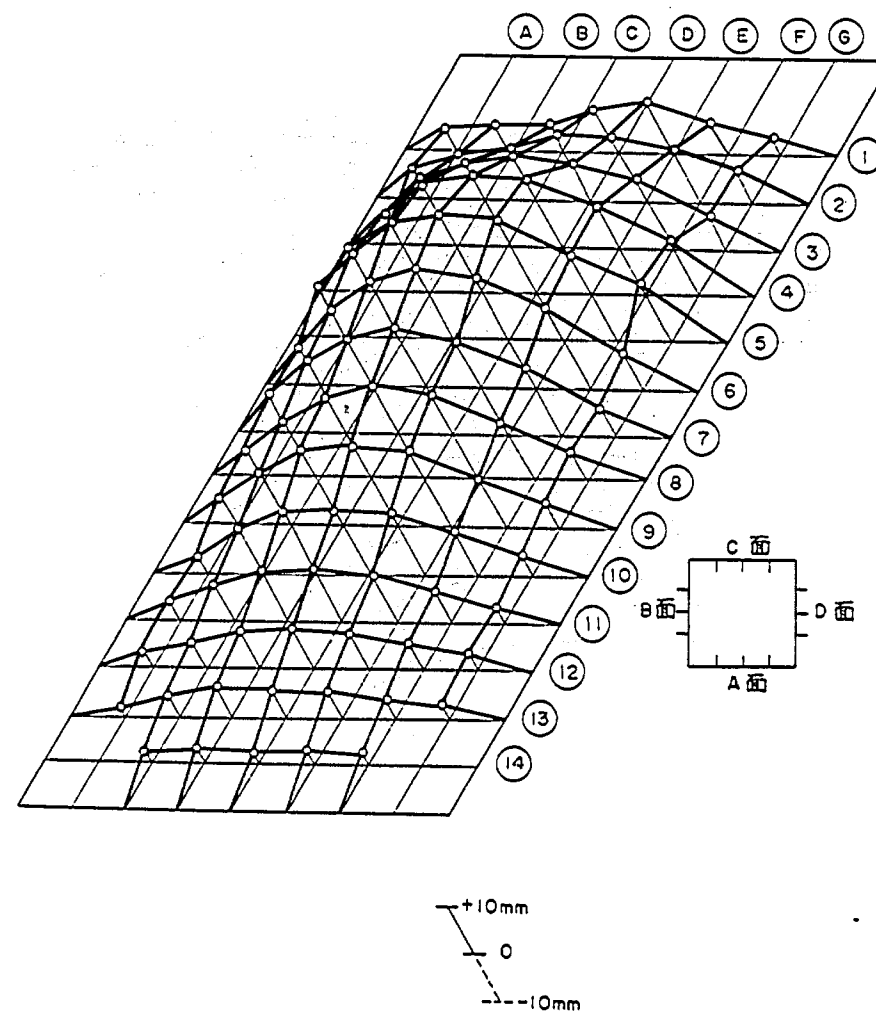


* 一部の変位測定が不能であった
 ** 1400t 時の変形を示したものである
 (最高荷重 1541ton)

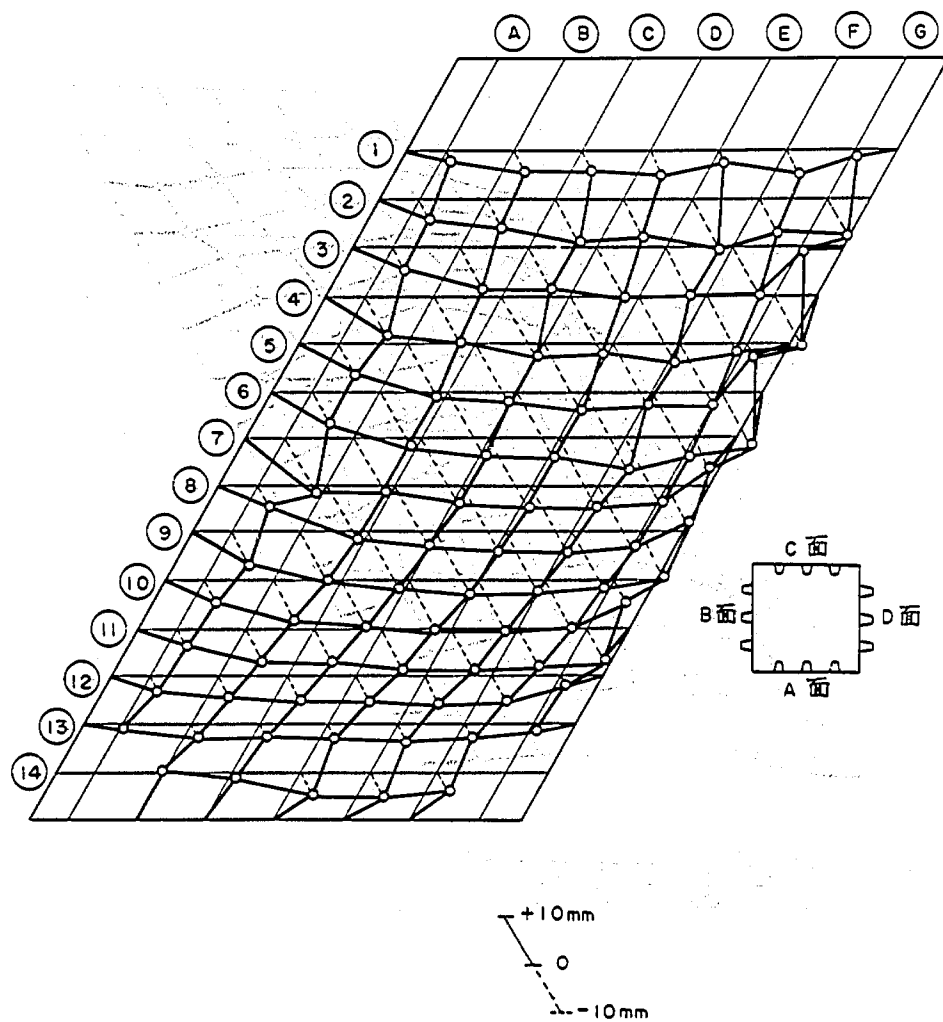
図B-4 載荷後の変形の状態 (No.4)



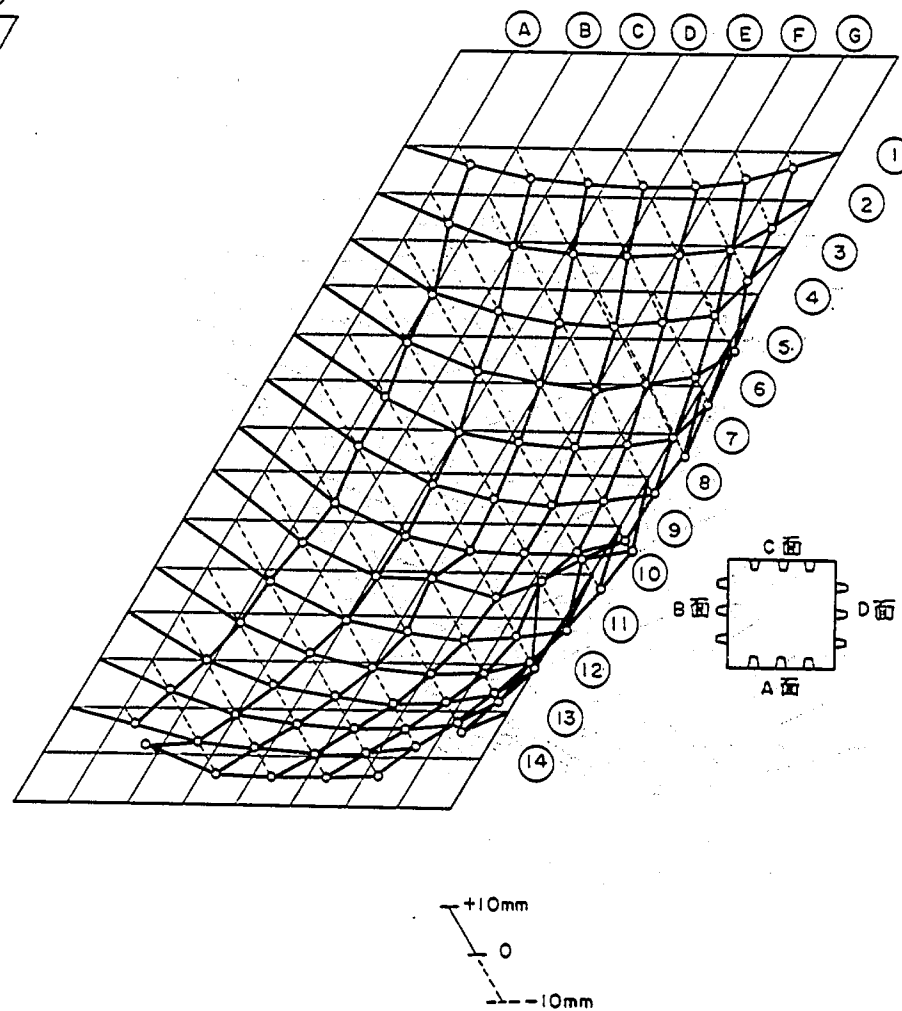
図B-5 載荷後の変形の状態 (No. 5)



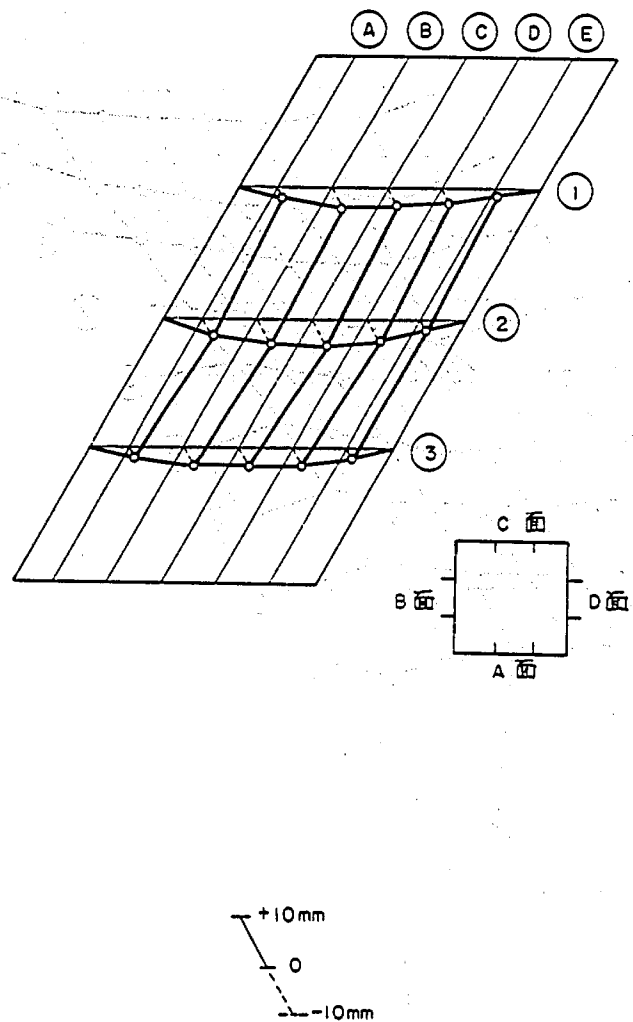
図B-6 載荷後の変形の状態 (No. 6)



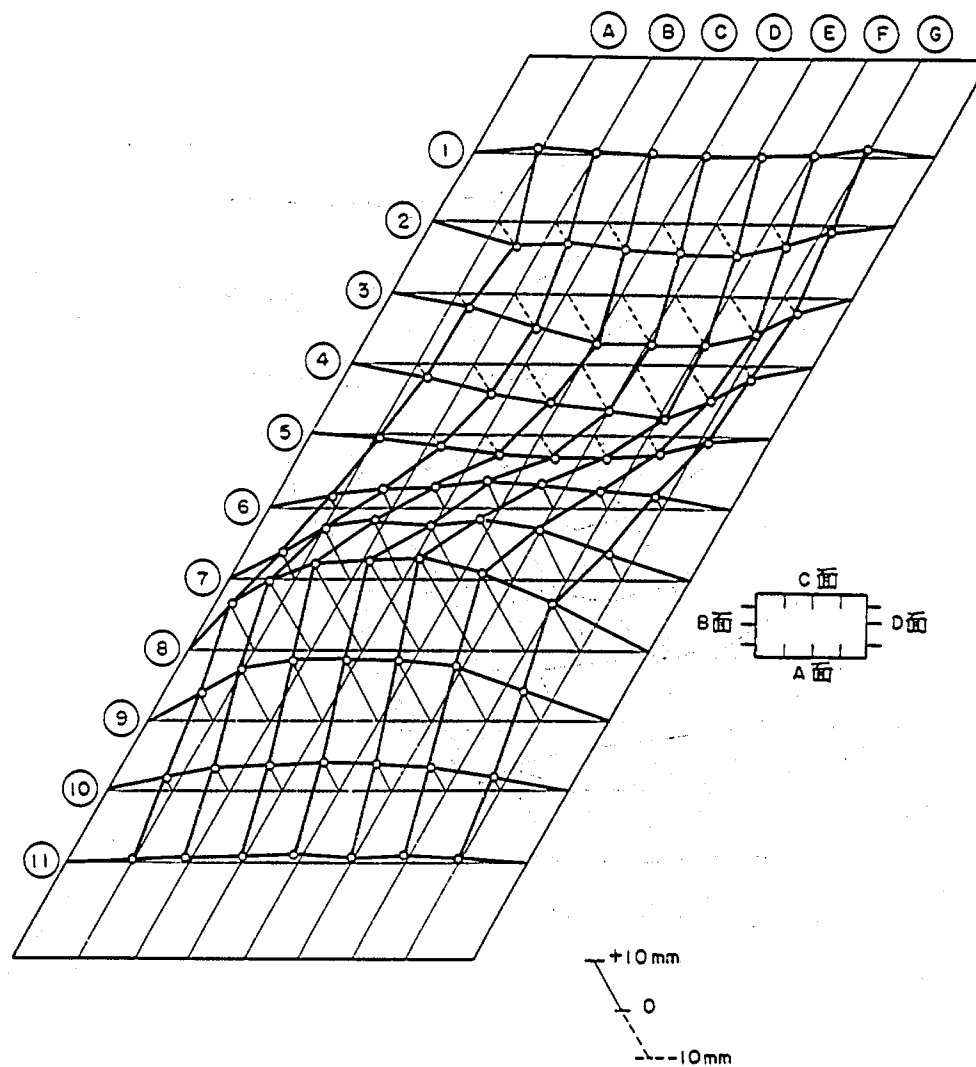
図B-7 載荷後の変形の状態 (No. 7)



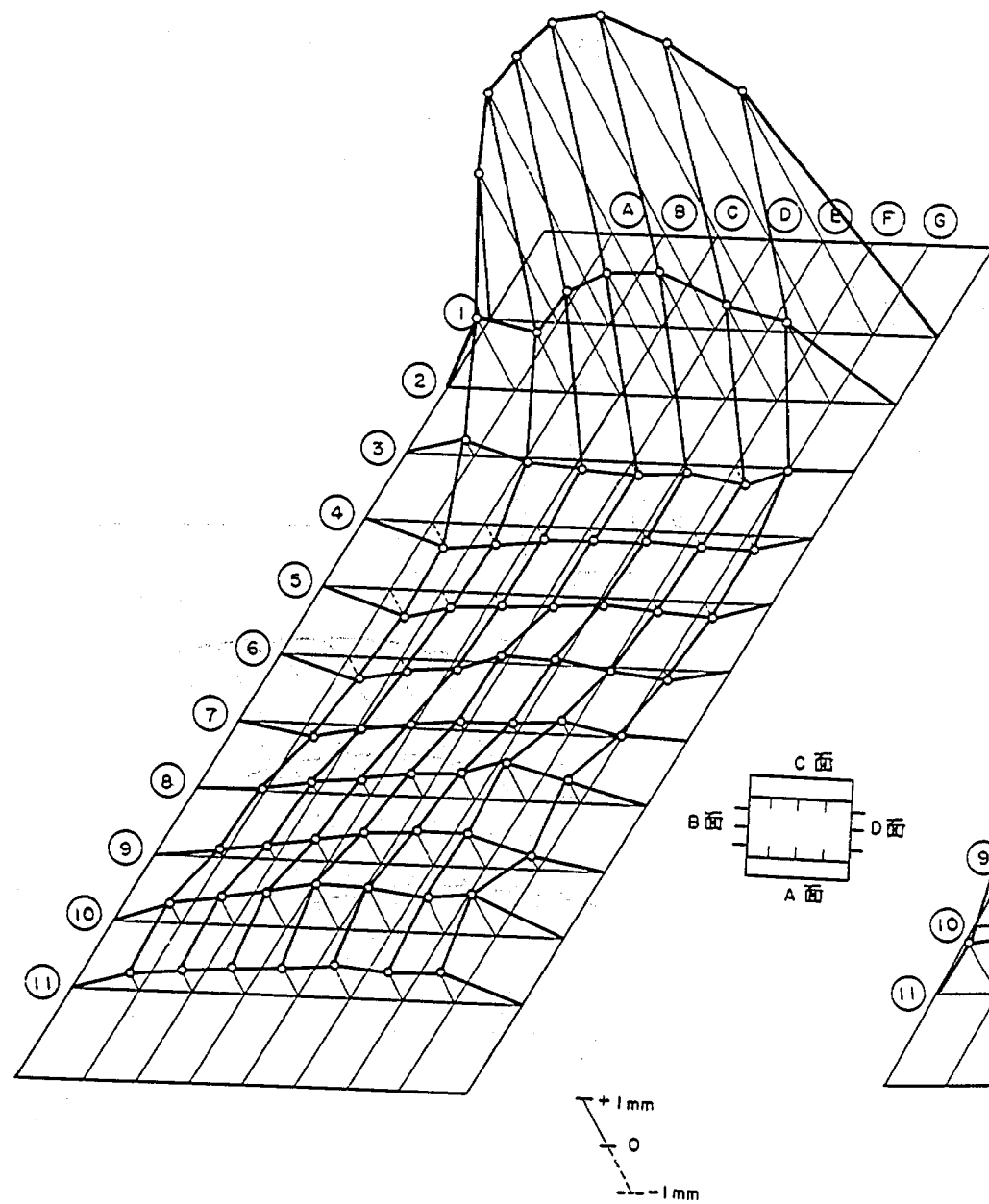
図B-8 載荷後の変形の状態 (No. 8)



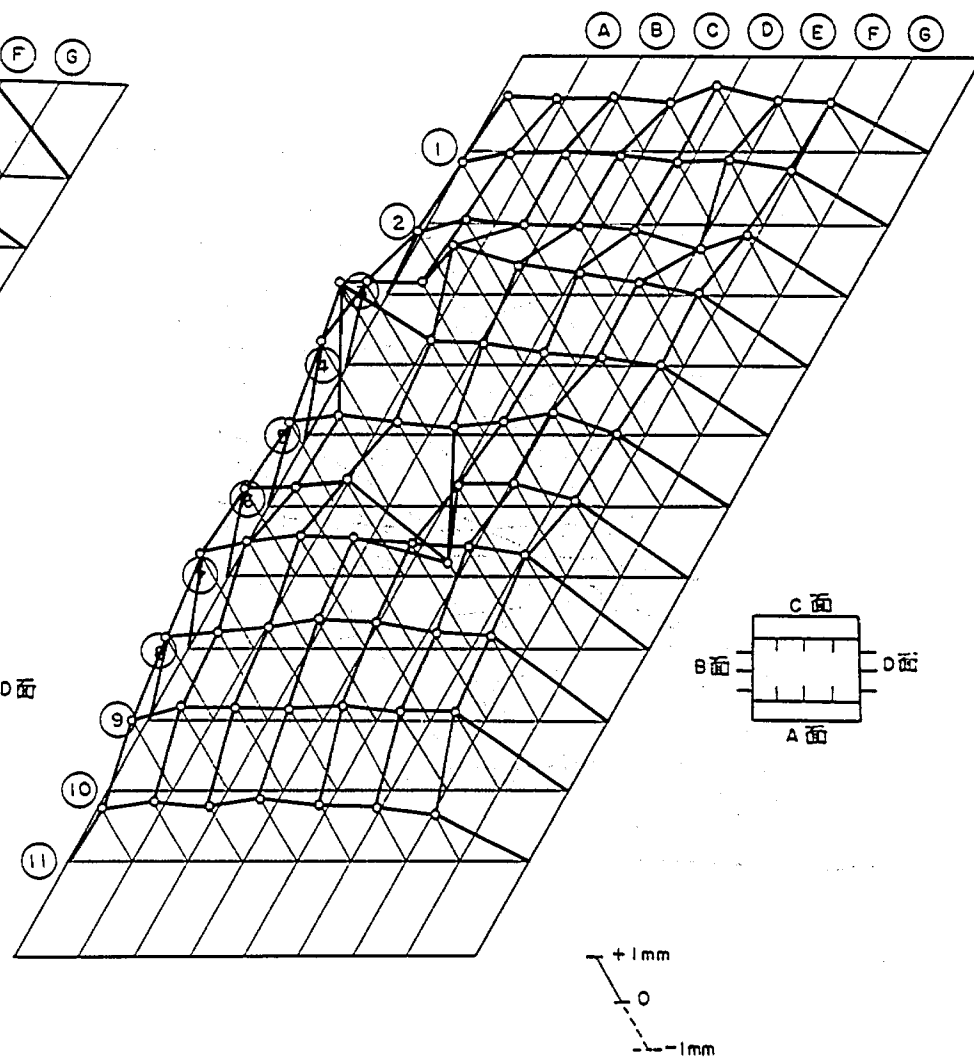
図B-10 載荷後の変形の状態 (No. 10)



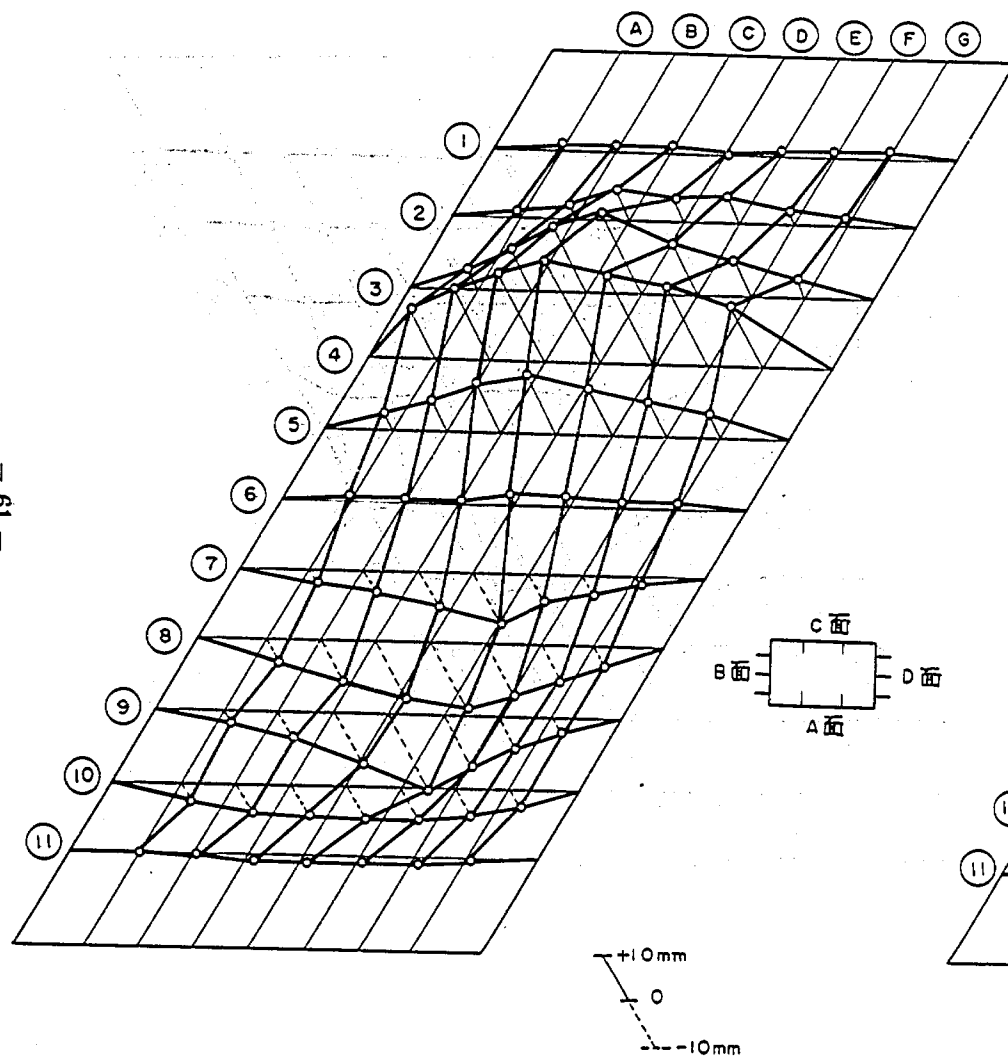
図B-12 載荷後の変形の状態 (No. 12)



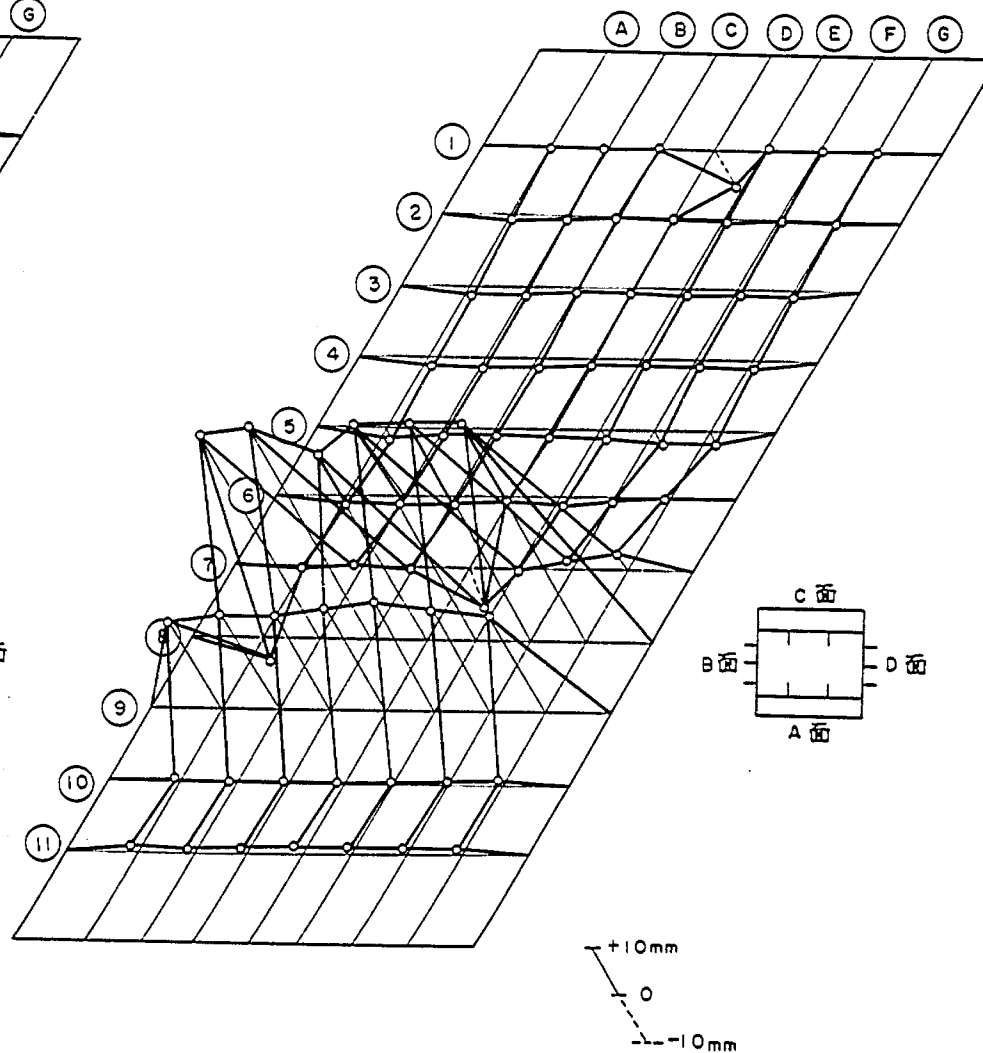
図B-13 載荷後の変形の状態 (No. 13)



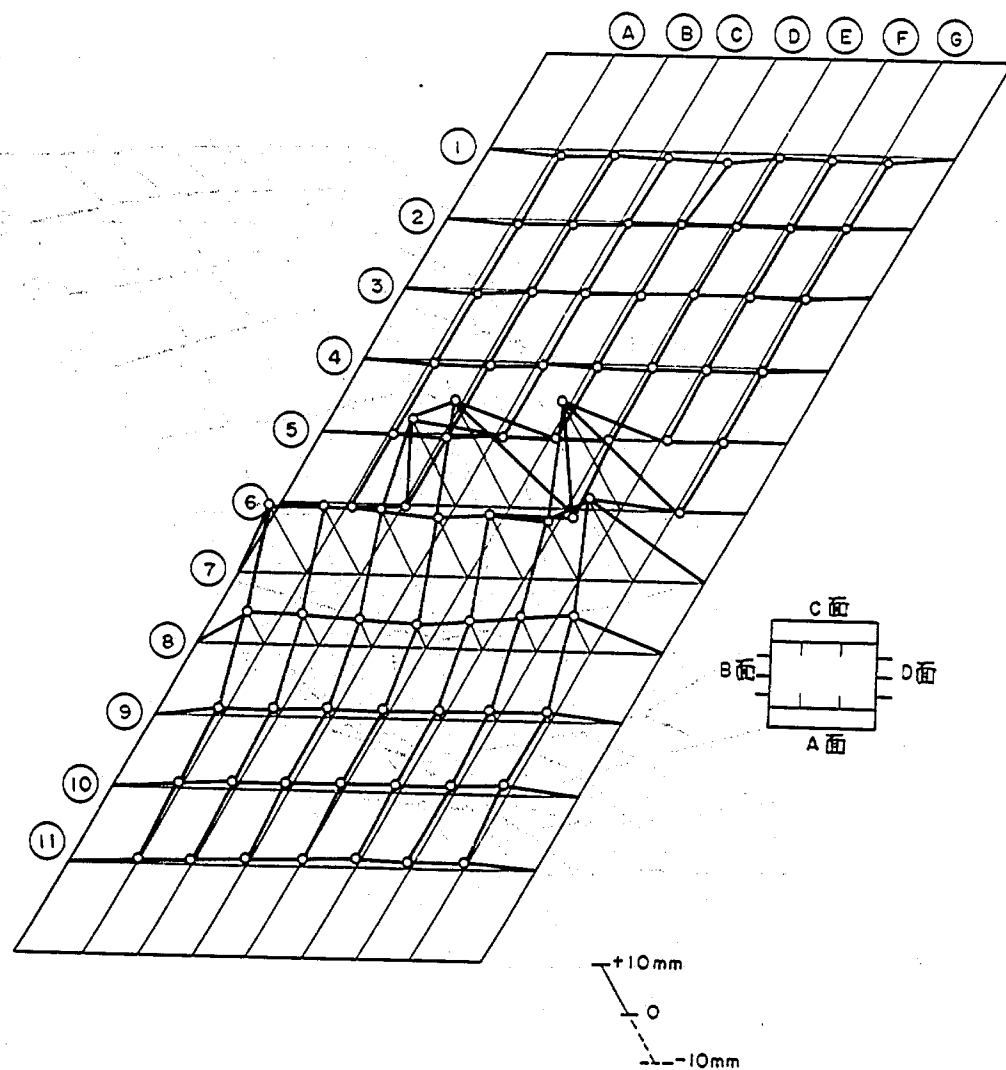
図B-14 載荷後の変形の状態 (No. 14)



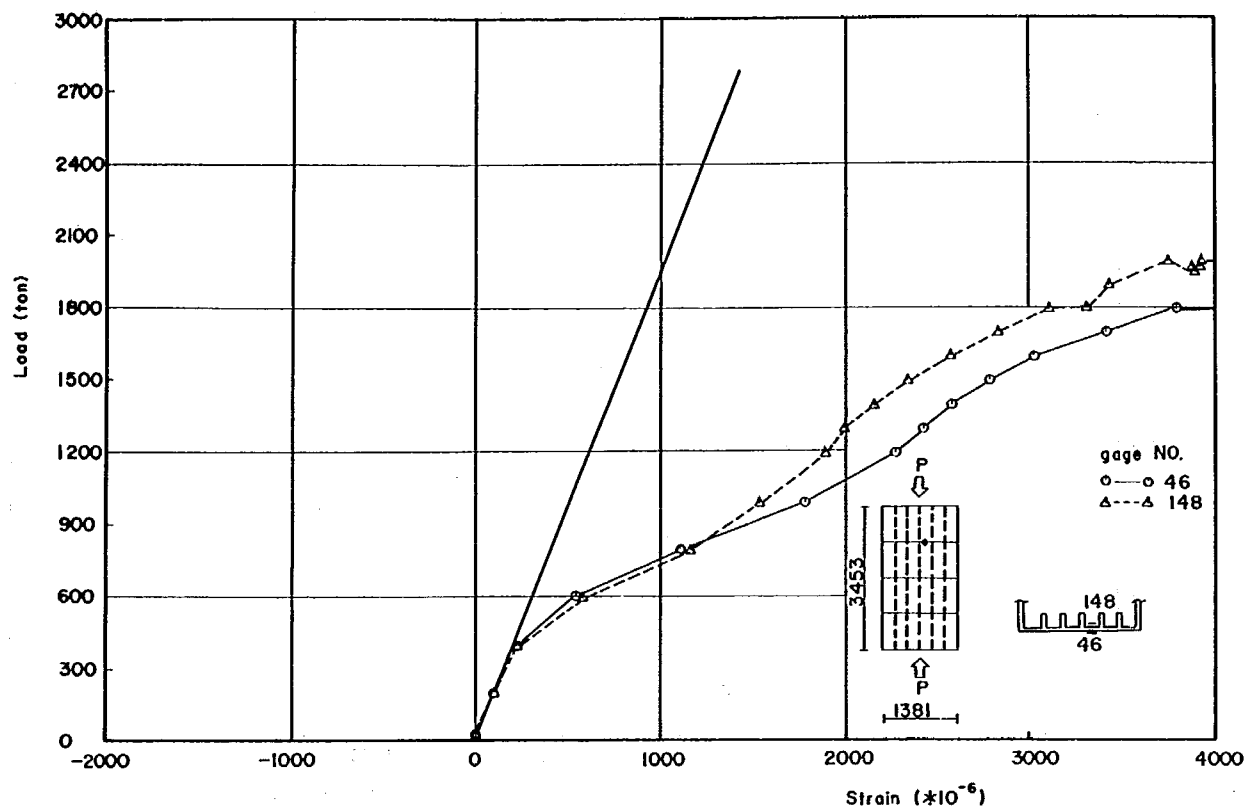
図B-15 載荷後の変形の状態 (No. 15)



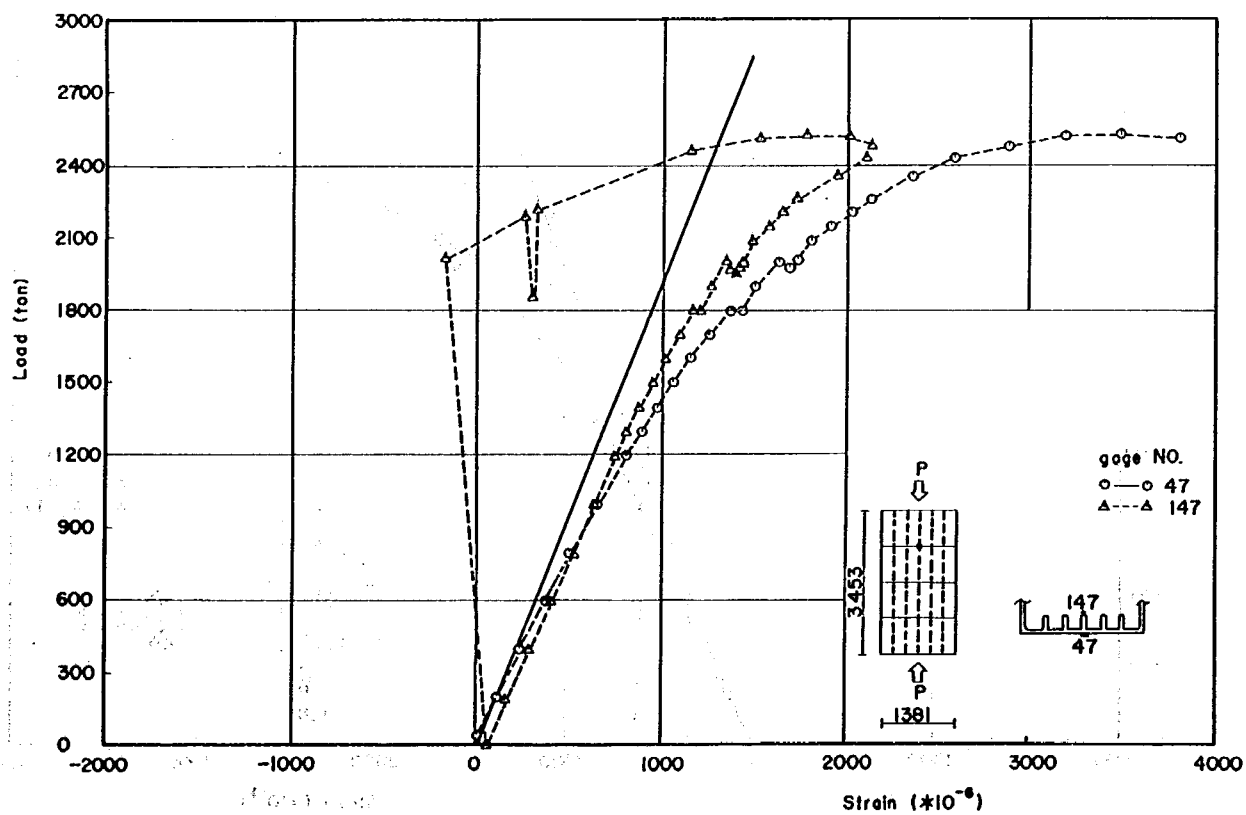
図B-16 載荷後の変形の状態 (No. 16)



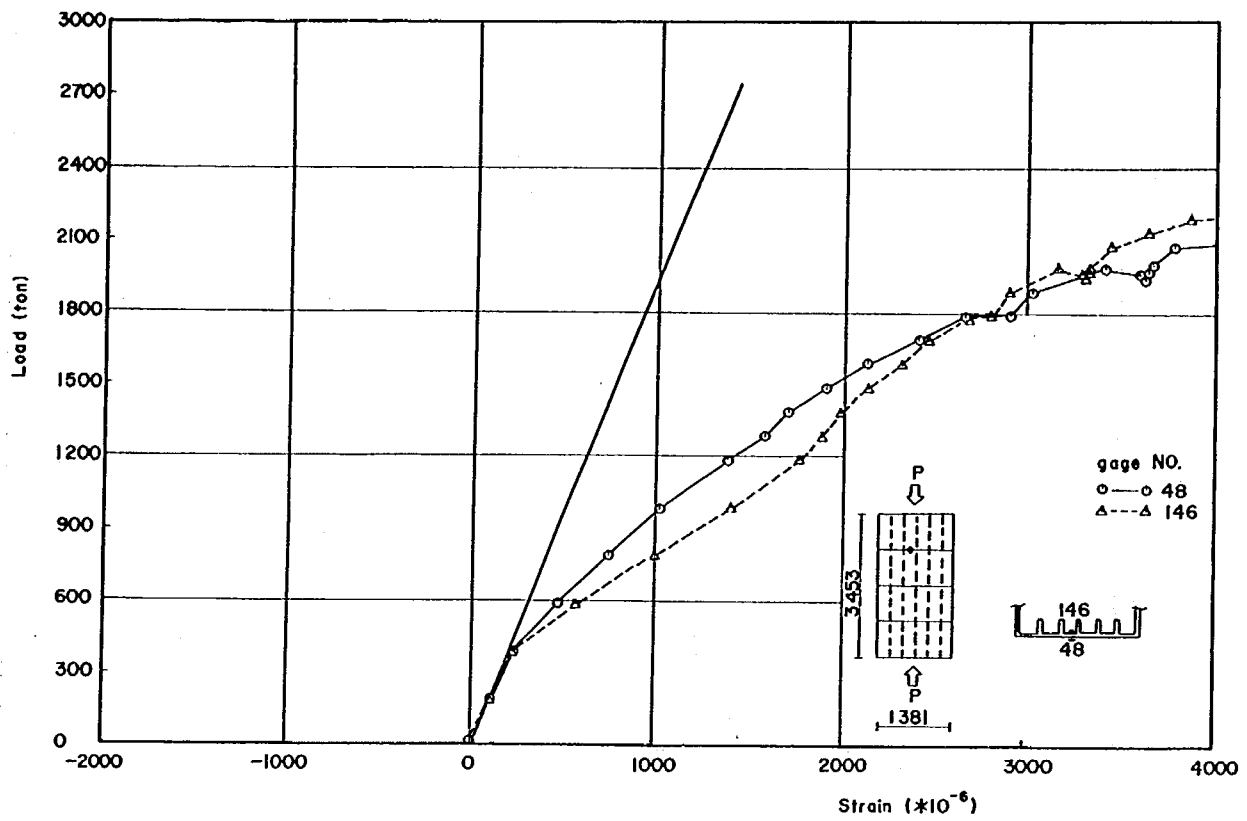
図B-17 載荷後の変形の状態 (No.17)



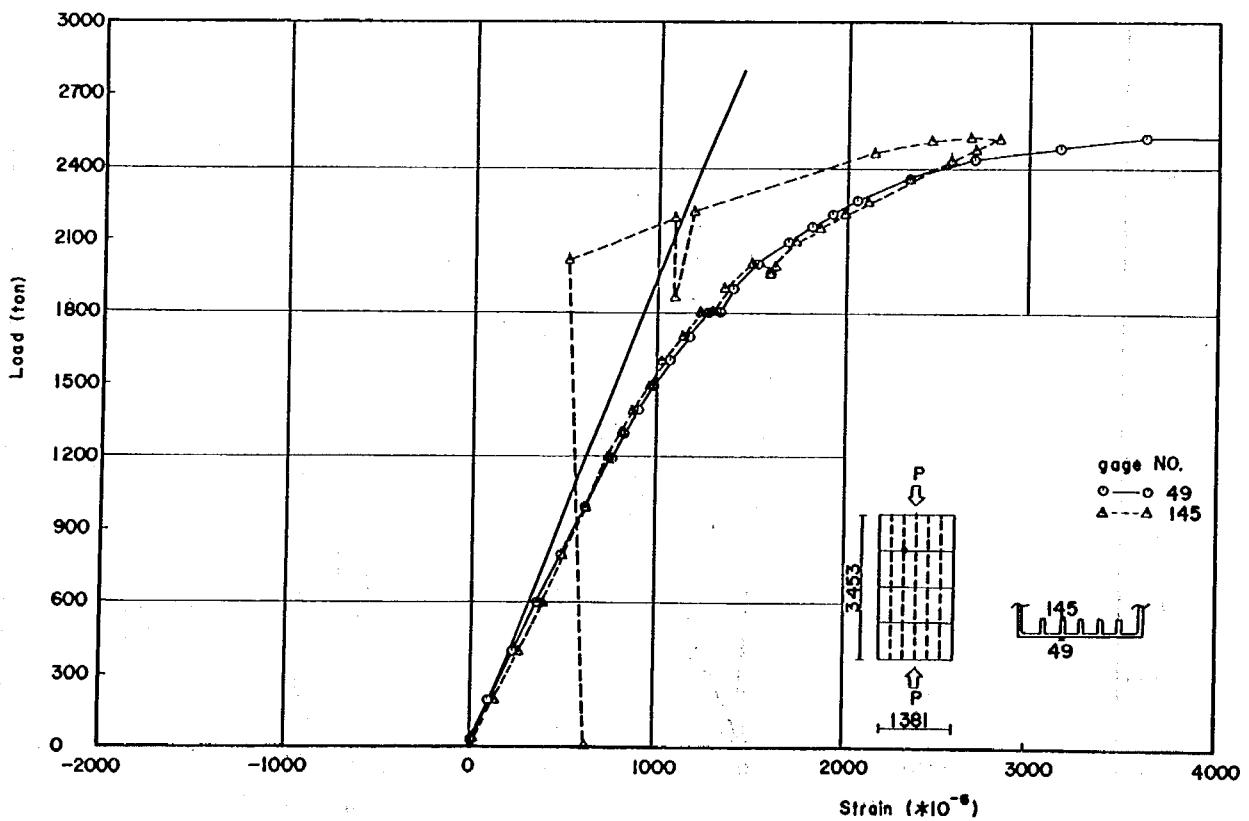
図C-1-1 荷重-ひずみ曲線 (No. 1)



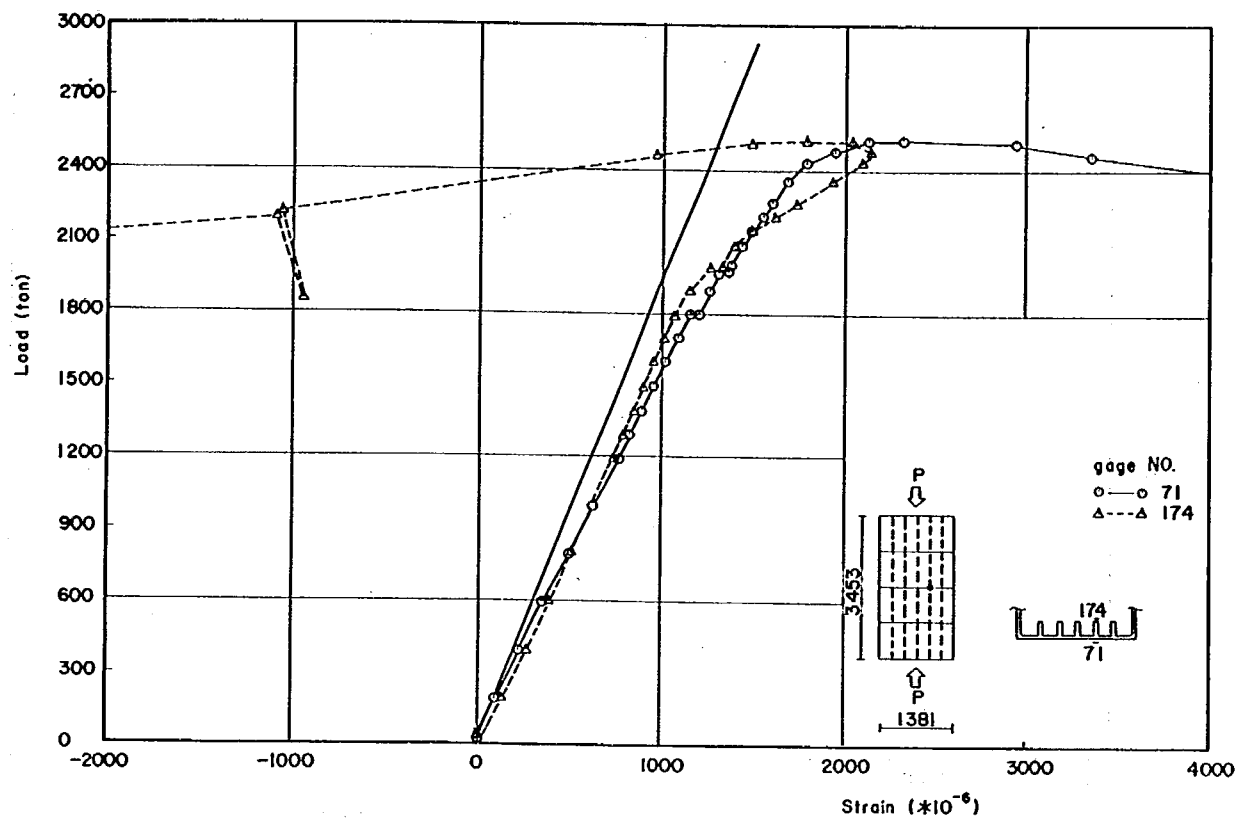
図C-1-2 荷重-ひずみ曲線 (No. 1)



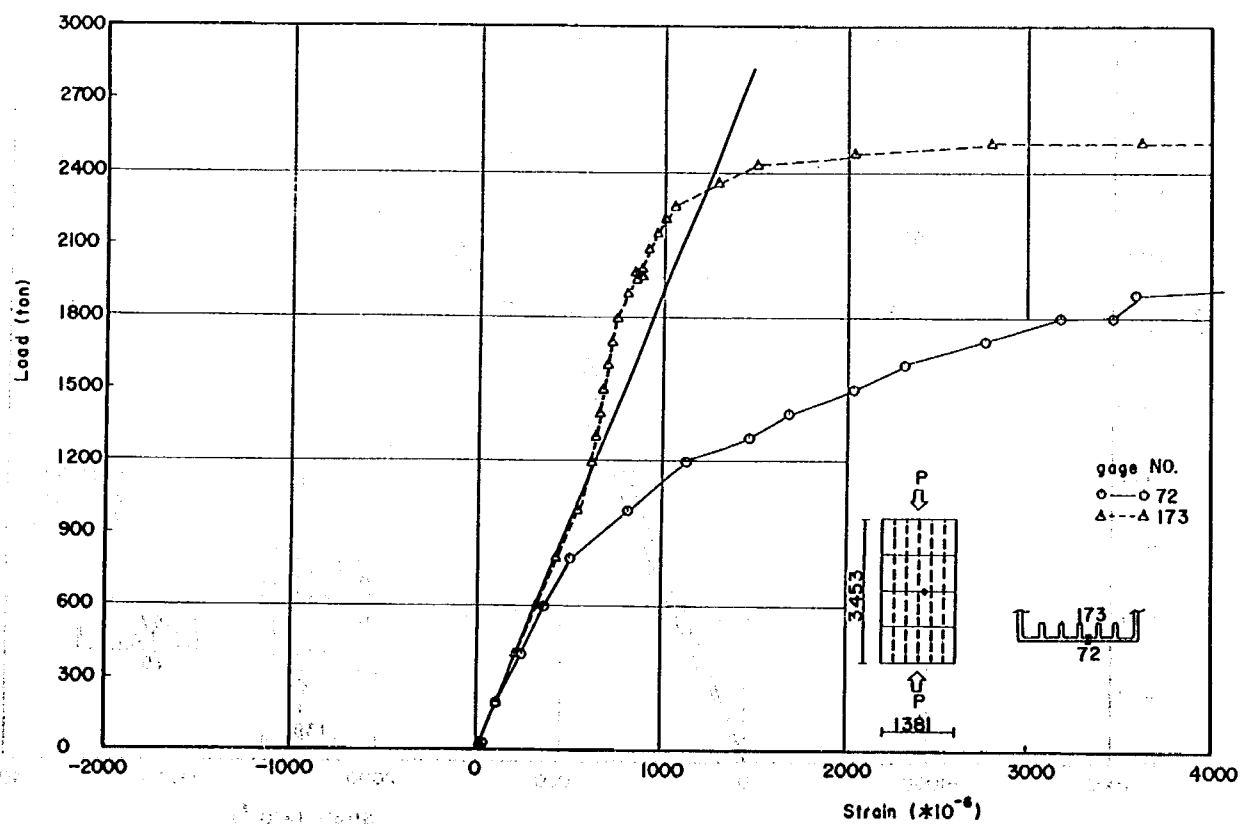
図C-1-3 荷重-ひずみ曲線 (No 1)



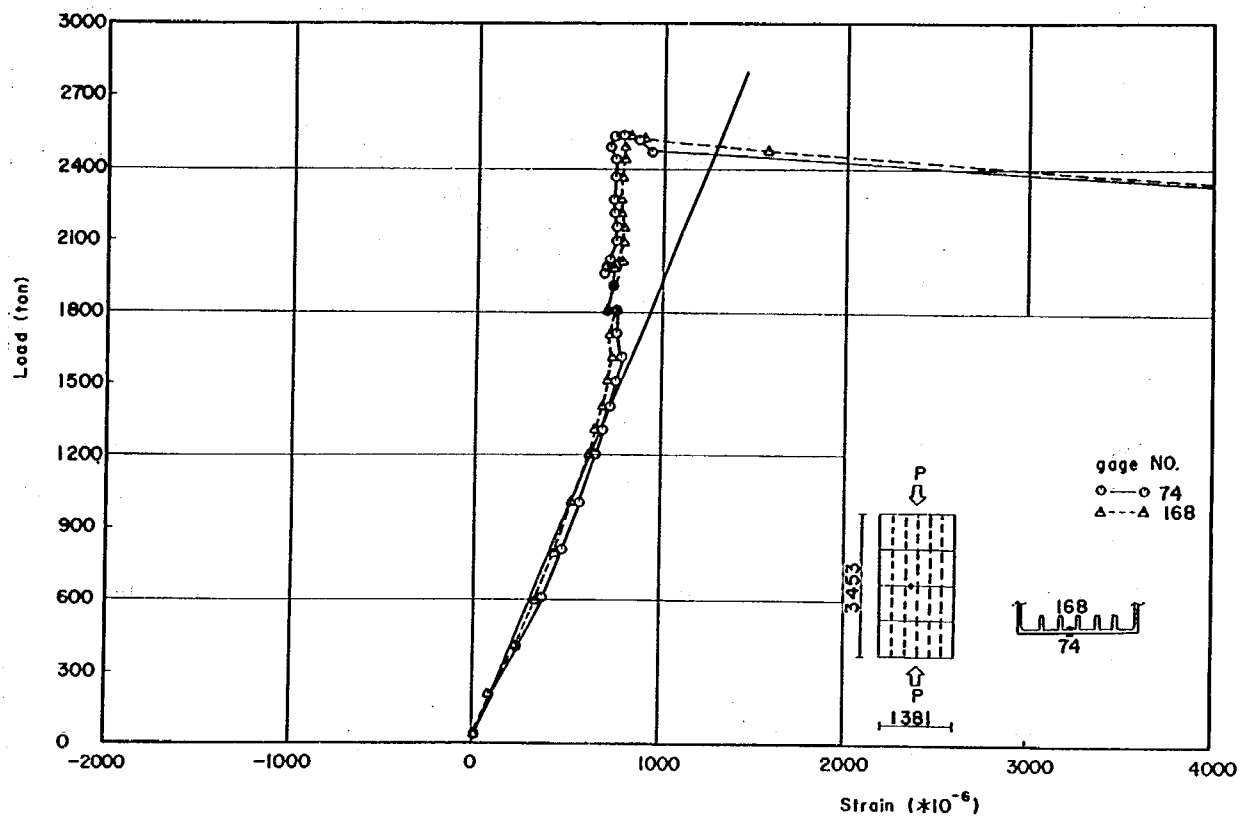
図C-1-4 荷重-ひずみ曲線 (No 1)



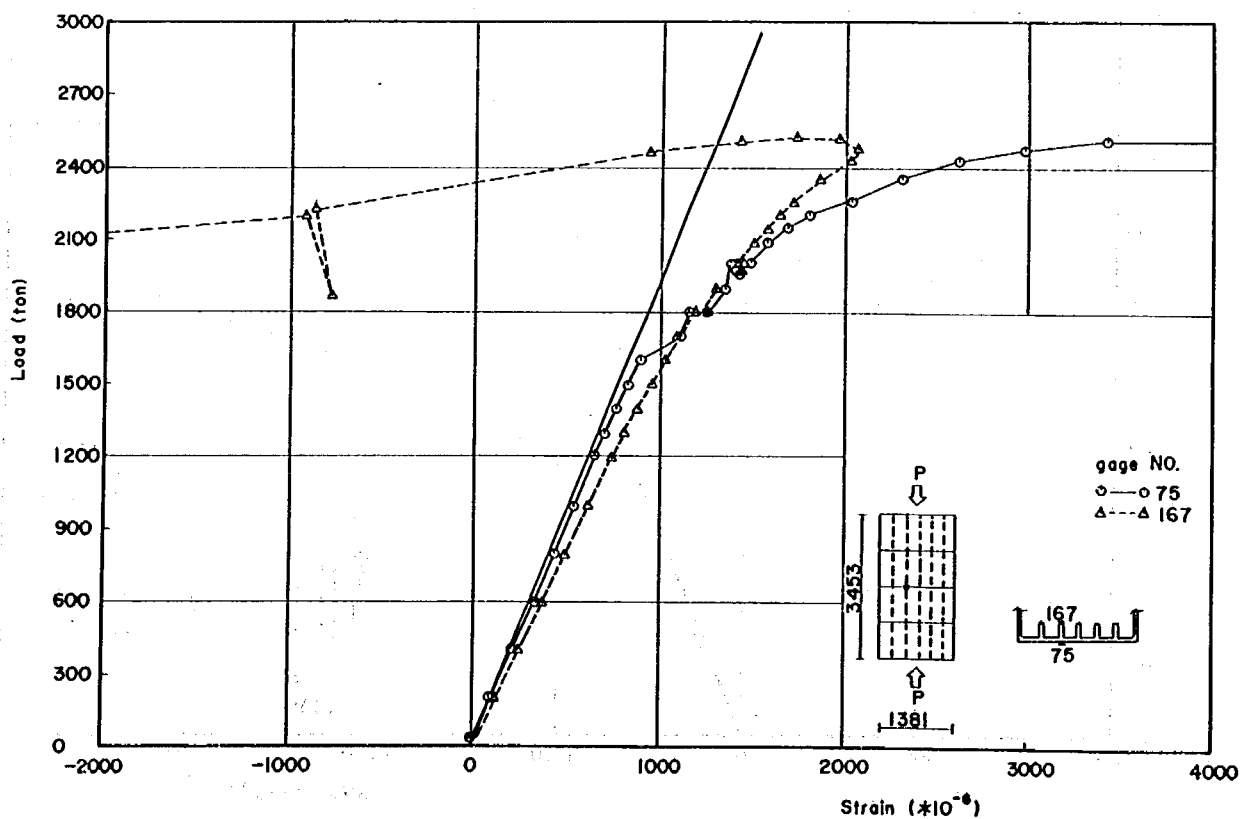
図C-1-5 荷重-ひずみ曲線 (No. 1)



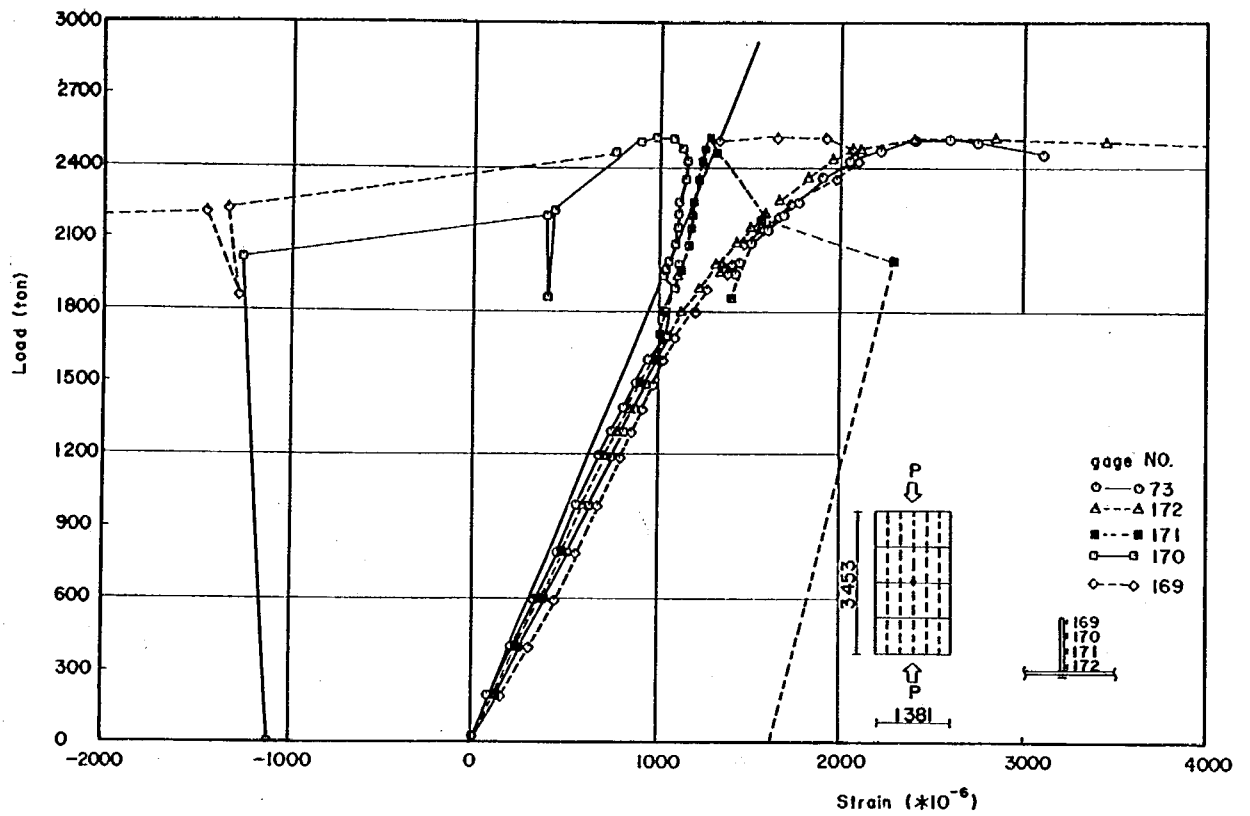
図C-1-6 荷重-ひずみ曲線 (No. 1)



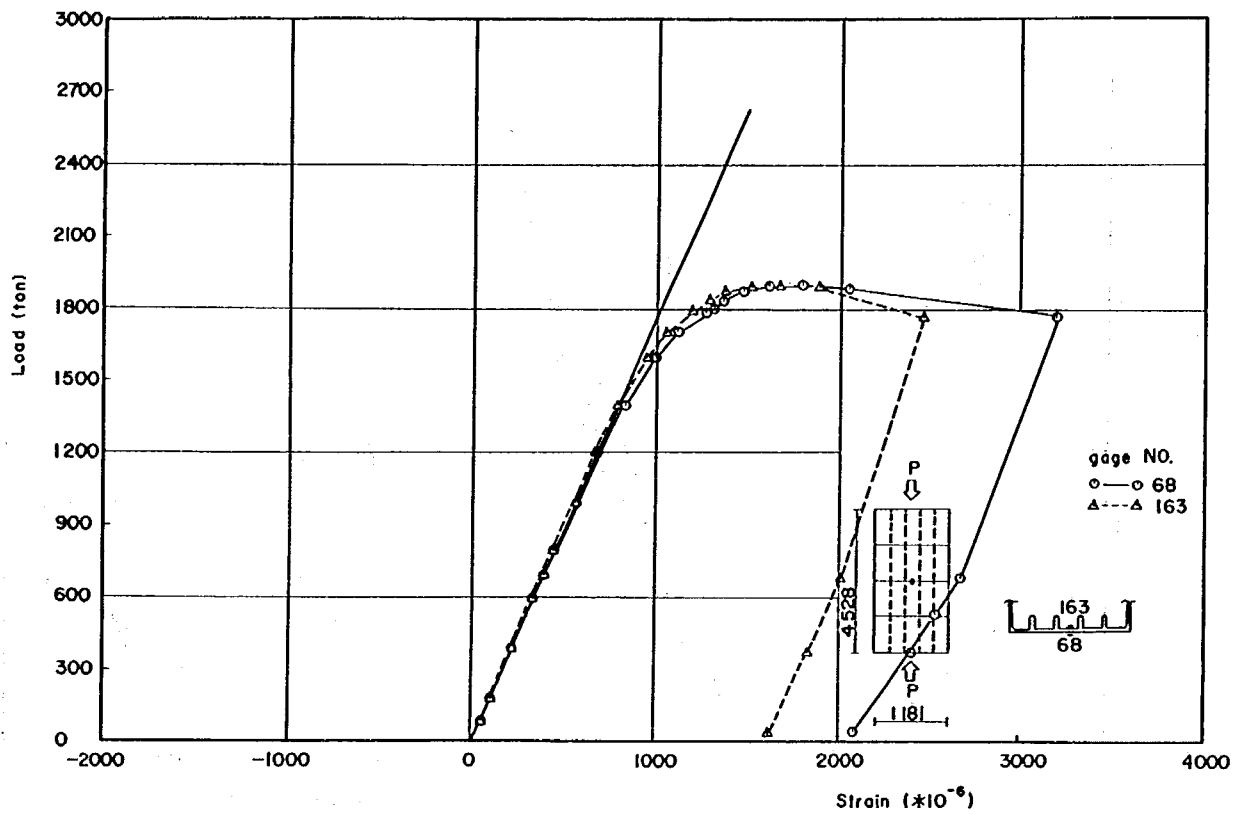
図C-1-7 荷重-ひずみ曲線 (No. 1)



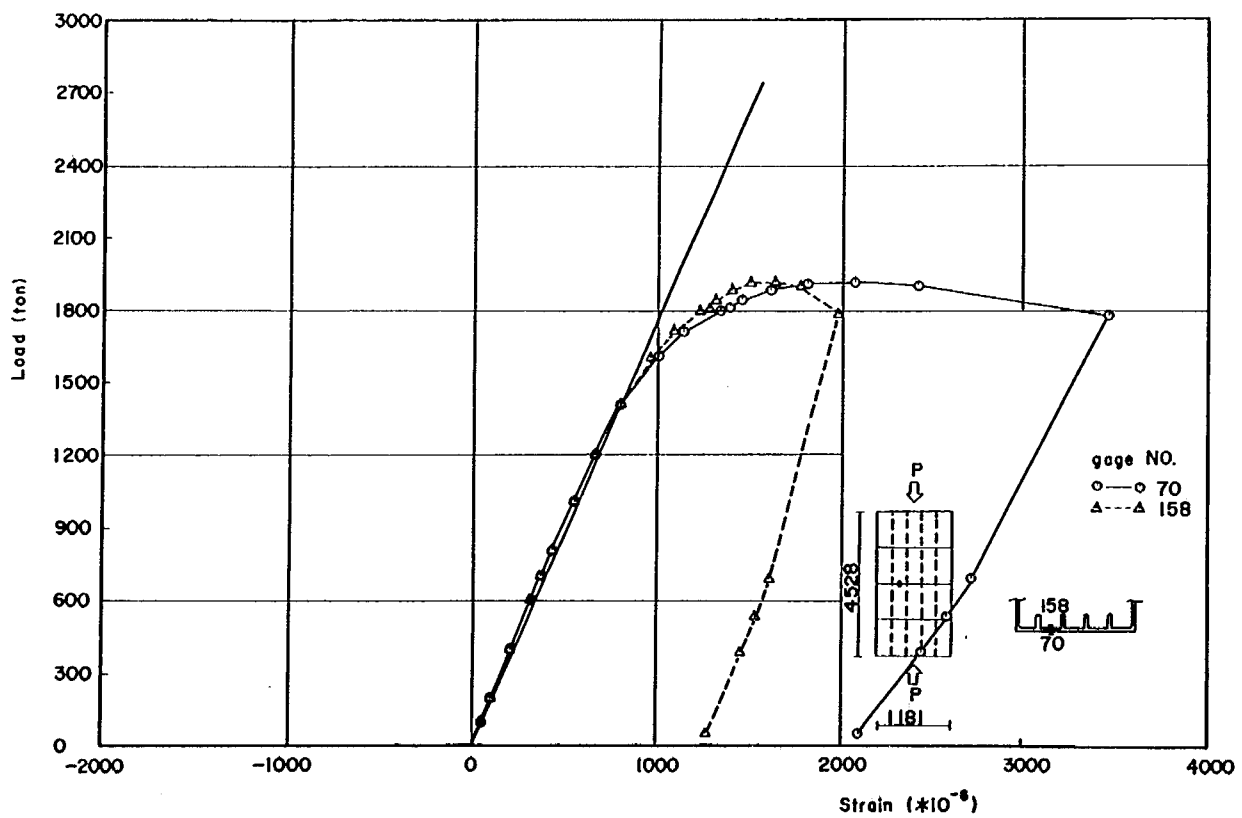
図C-1-8 荷重-ひずみ曲線 (No. 1)



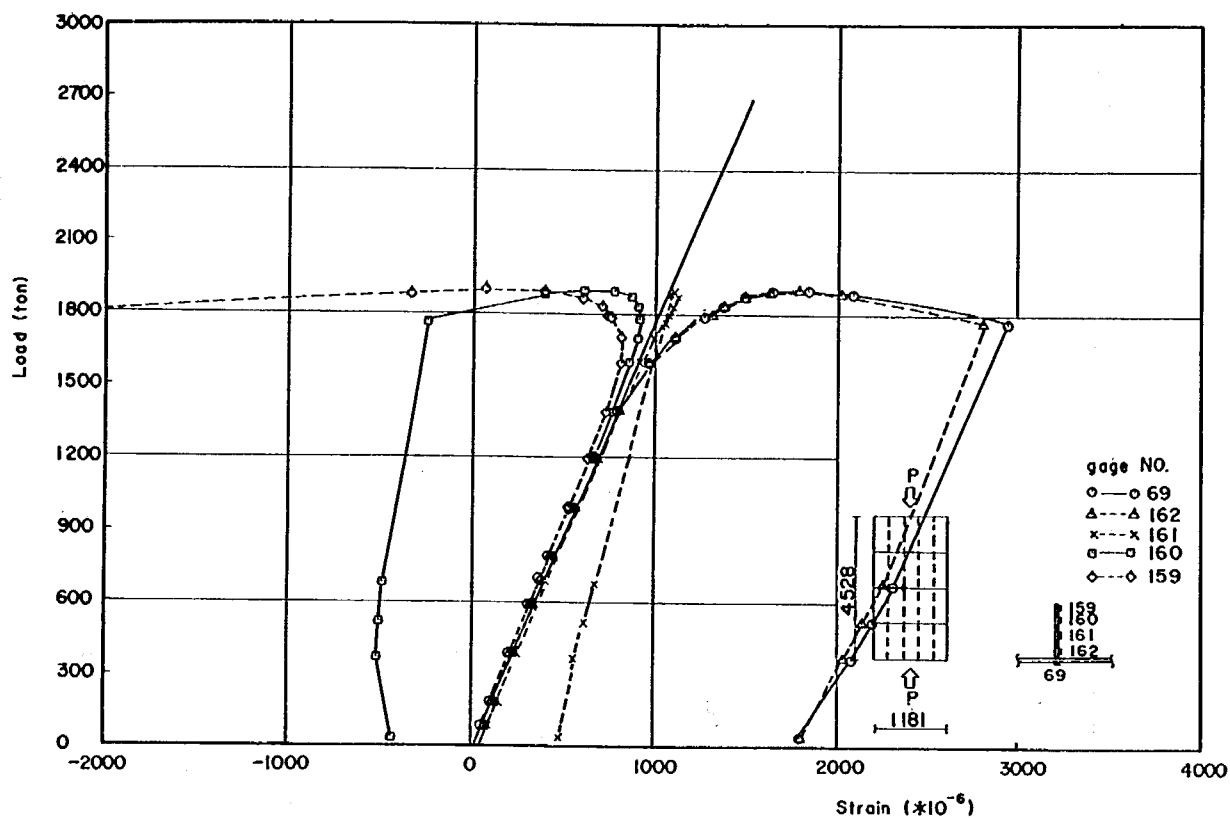
図C-1-9 荷重-ひずみ曲線 (No. 1)



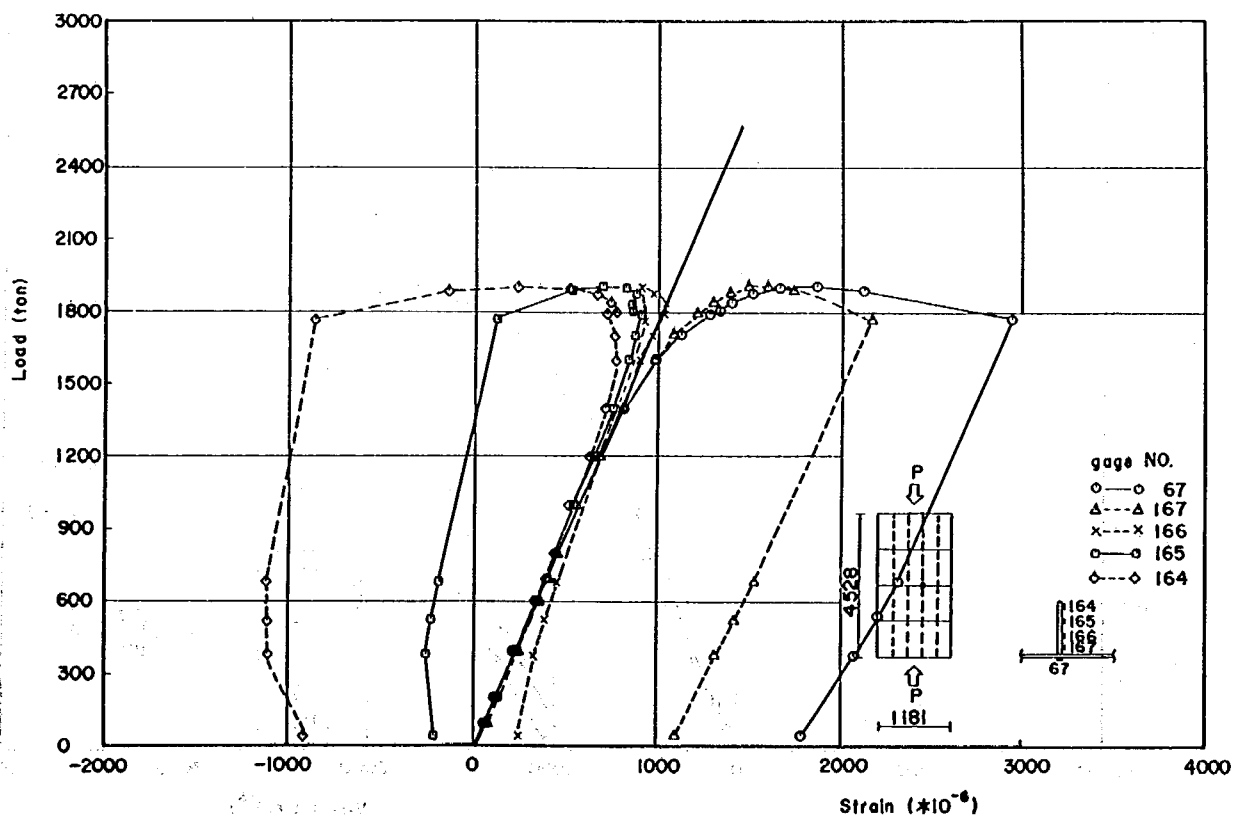
図C-2-1 荷重-ひずみ曲線 (No. 2)



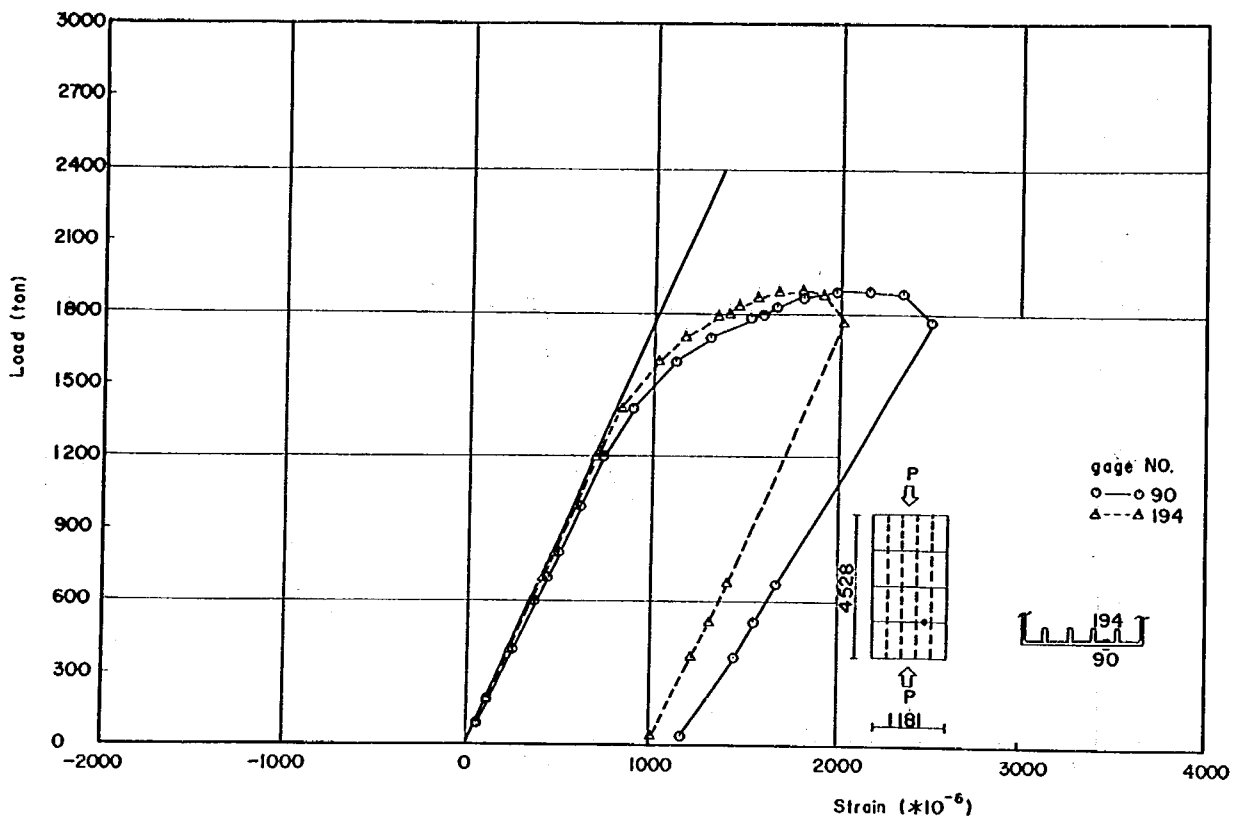
図C-2-2 荷重-ひずみ曲線 (No. 2)



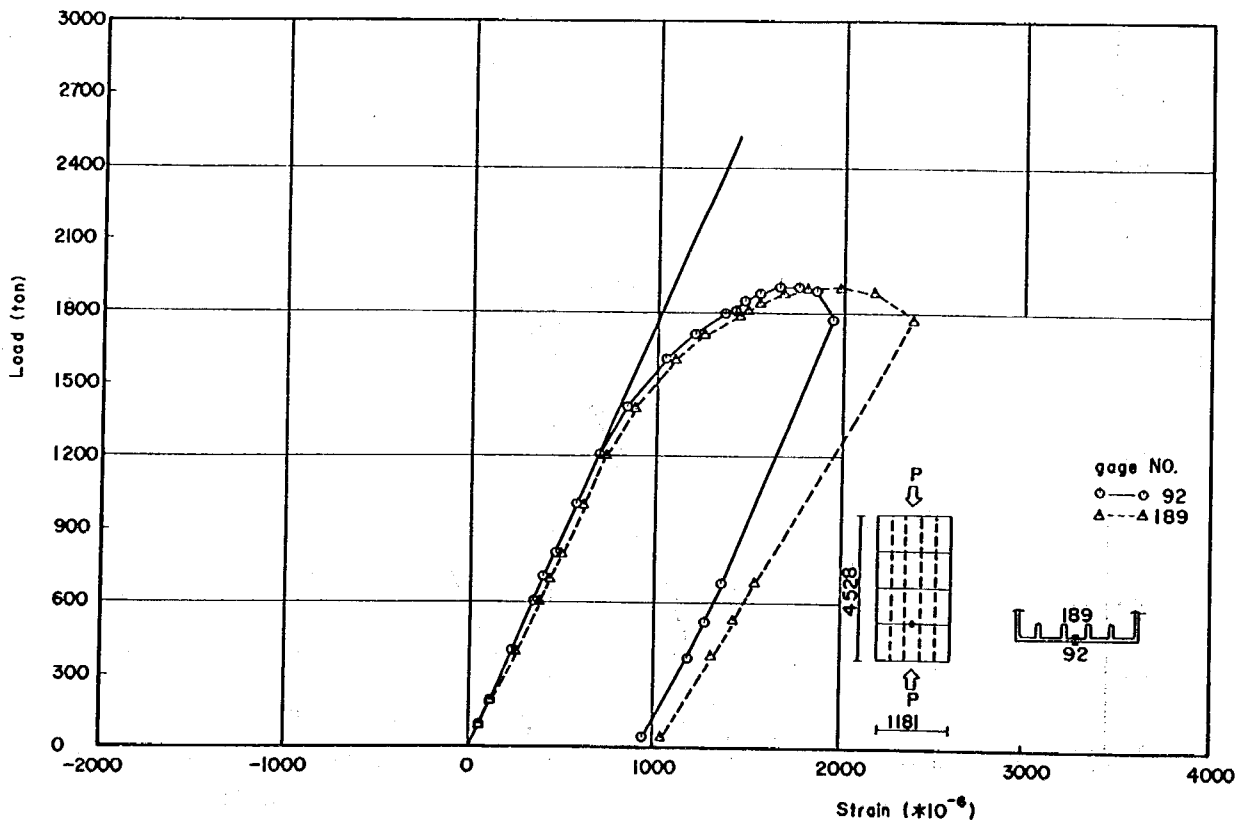
図C-2-3 荷重-ひずみ曲線 (No. 2)



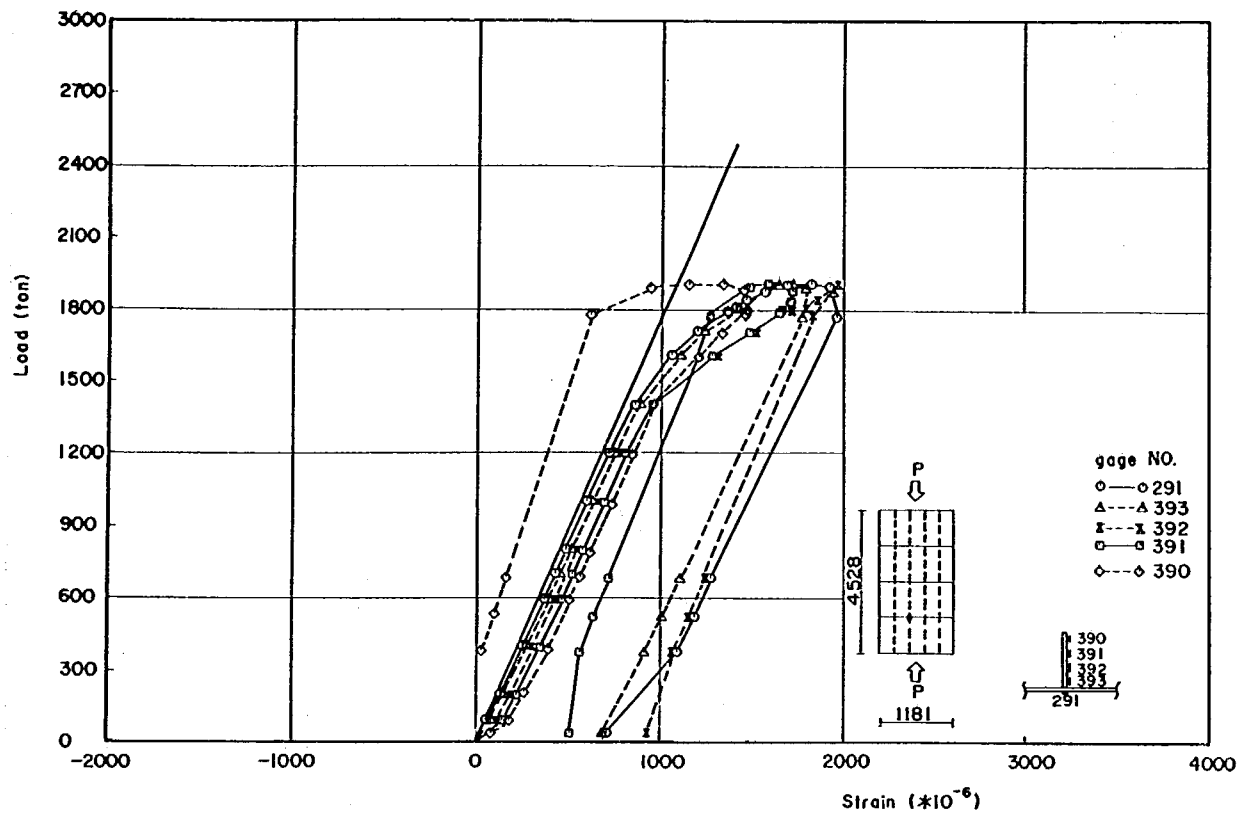
図C-2-4 荷重-ひずみ曲線 (No. 2)



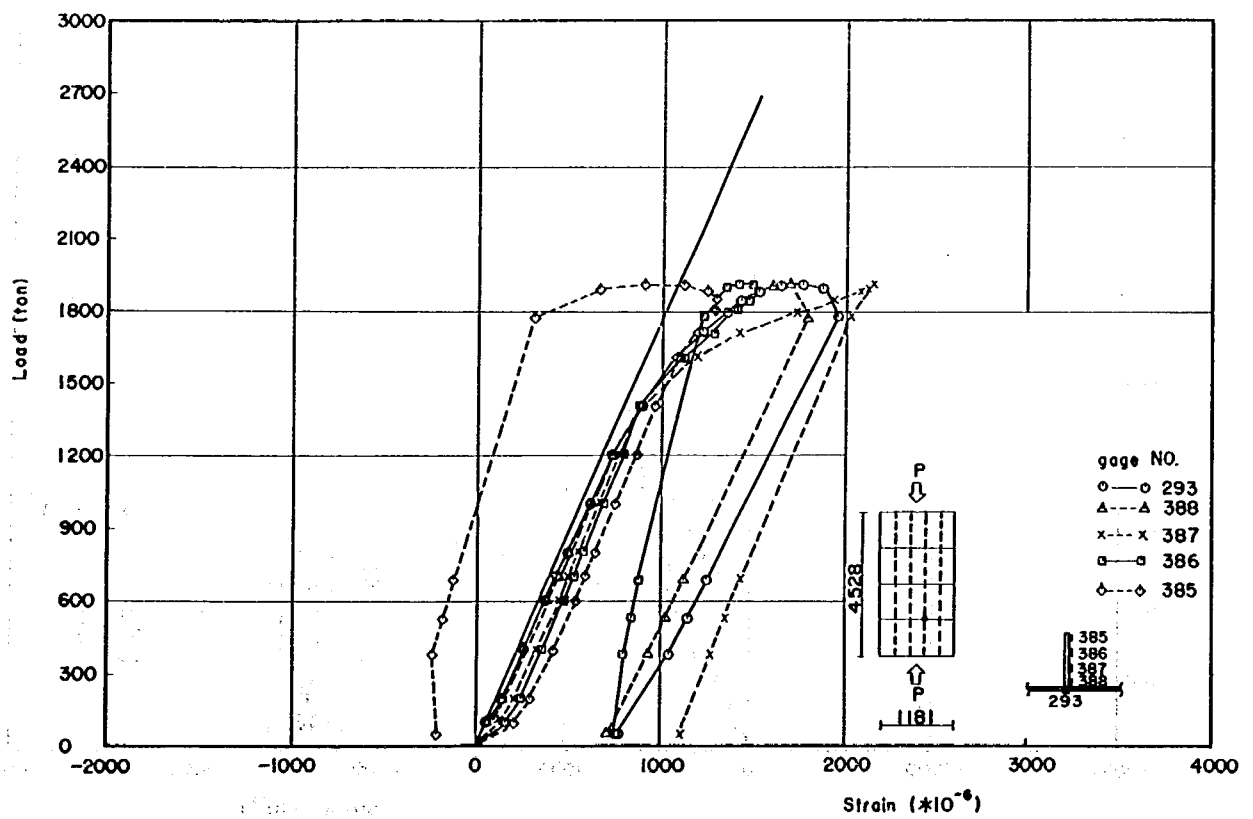
図C-2-5 荷重-ひずみ曲線 (No. 2)



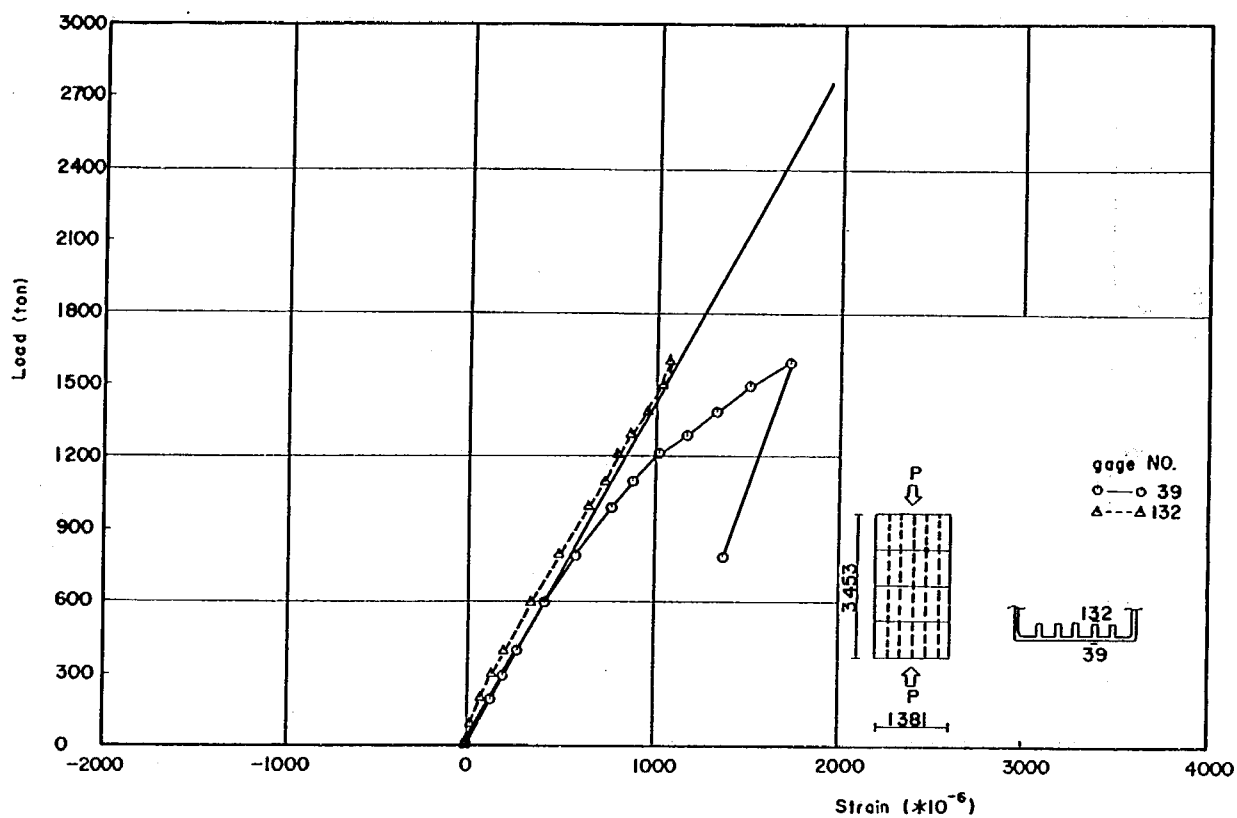
図C-2-6 荷重-ひずみ曲線 (No. 2)



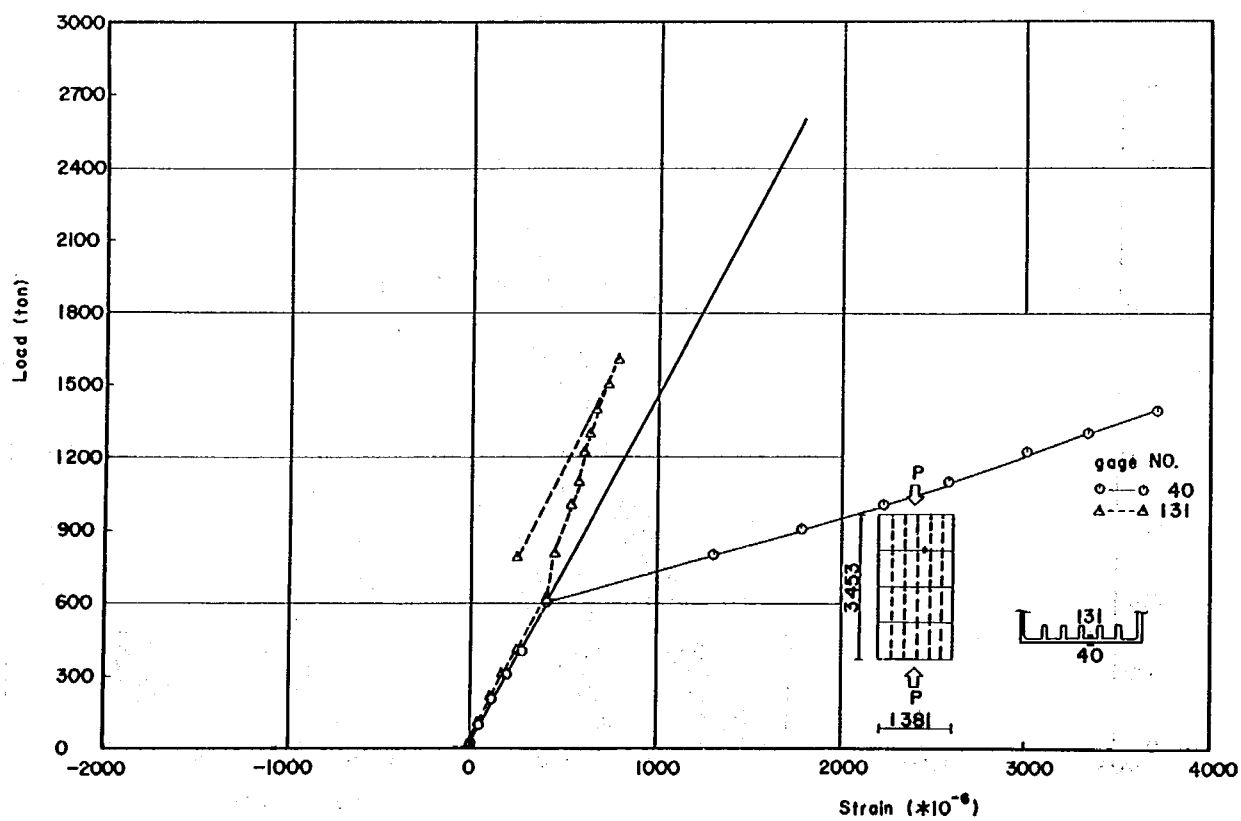
図C-2-7 荷重-ひずみ曲線 (No. 2)



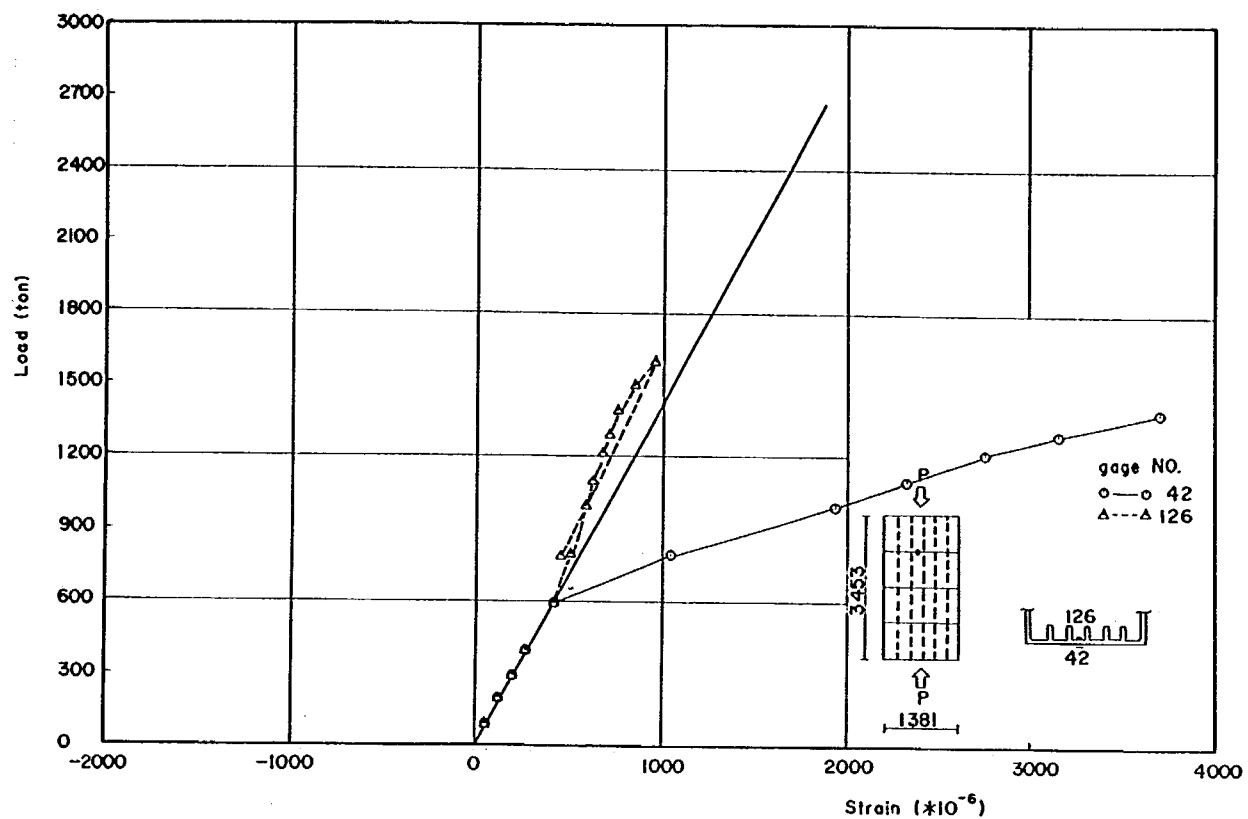
図C-2-8 荷重-ひずみ曲線 (No. 2)



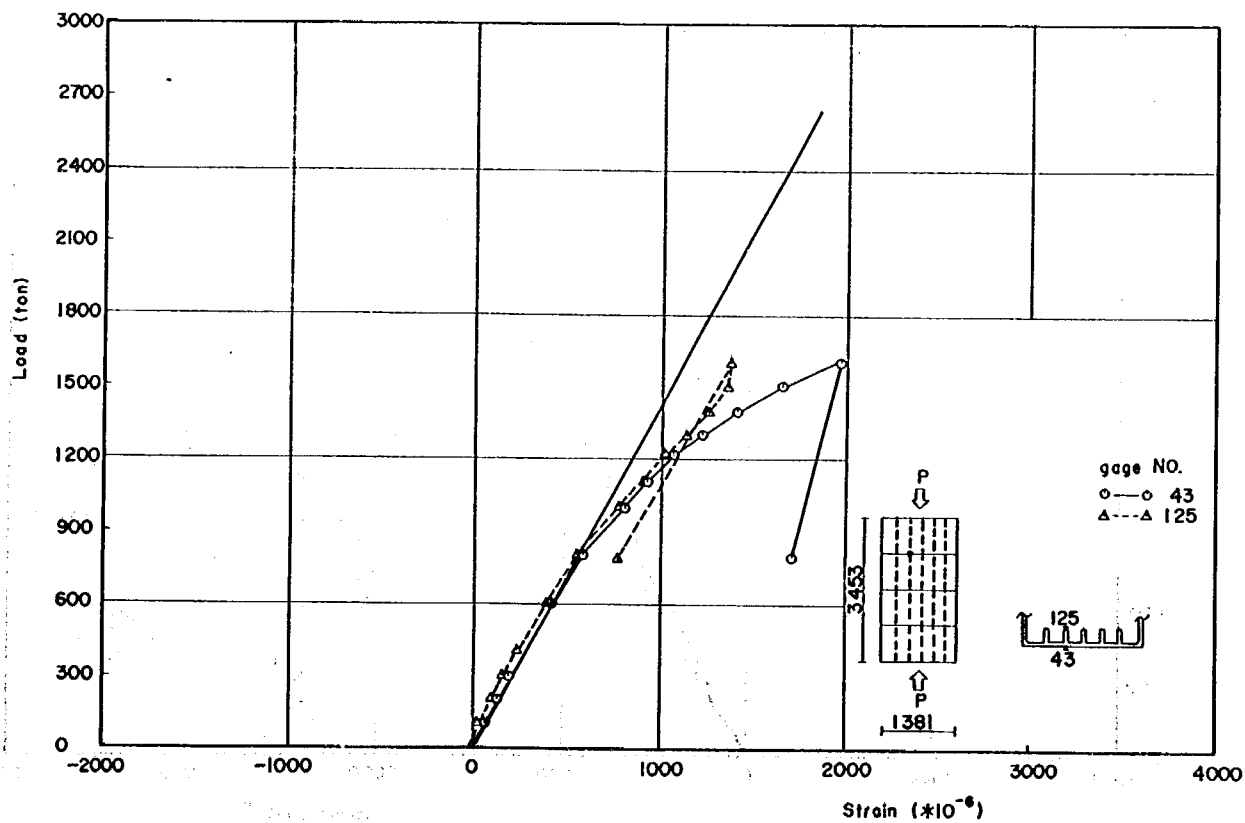
図C-3-1 荷重-ひずみ曲線 (No. 3)



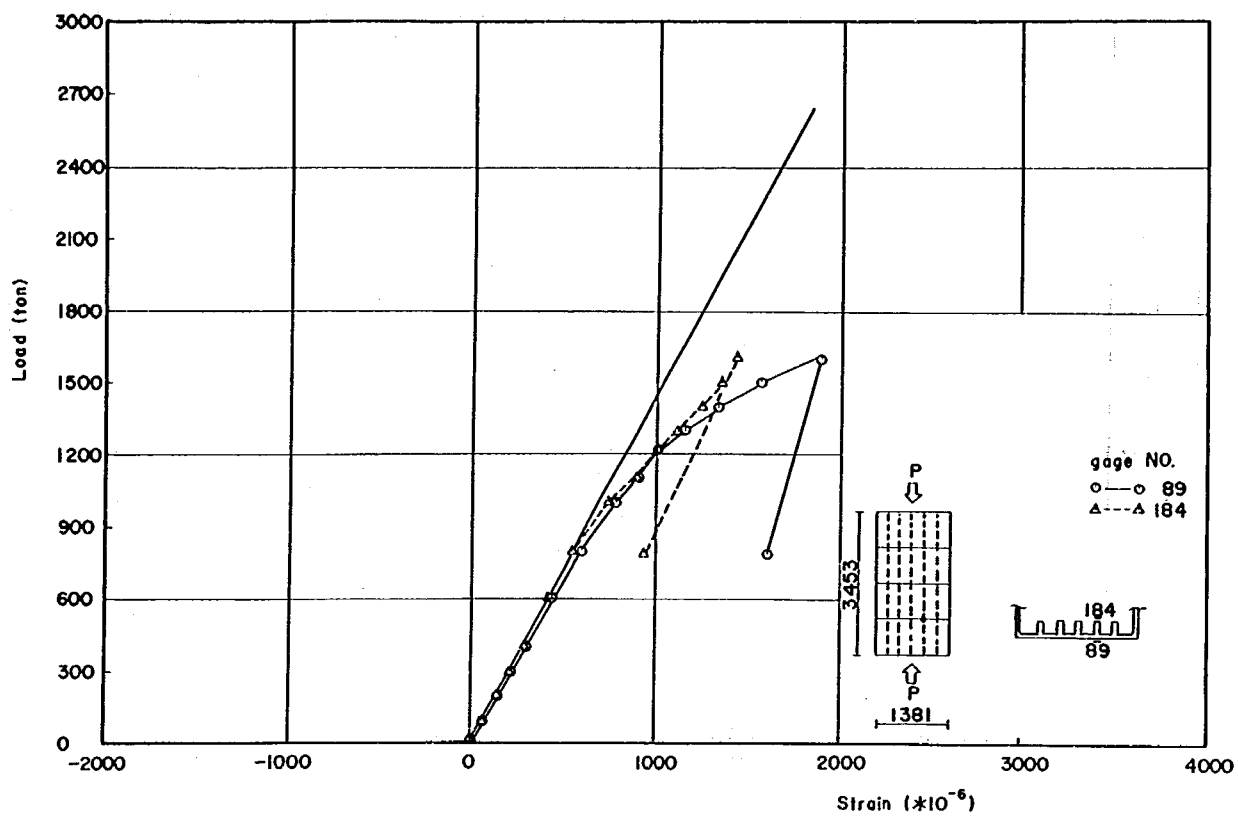
図C-3-2 荷重-ひずみ曲線 (No. 3)



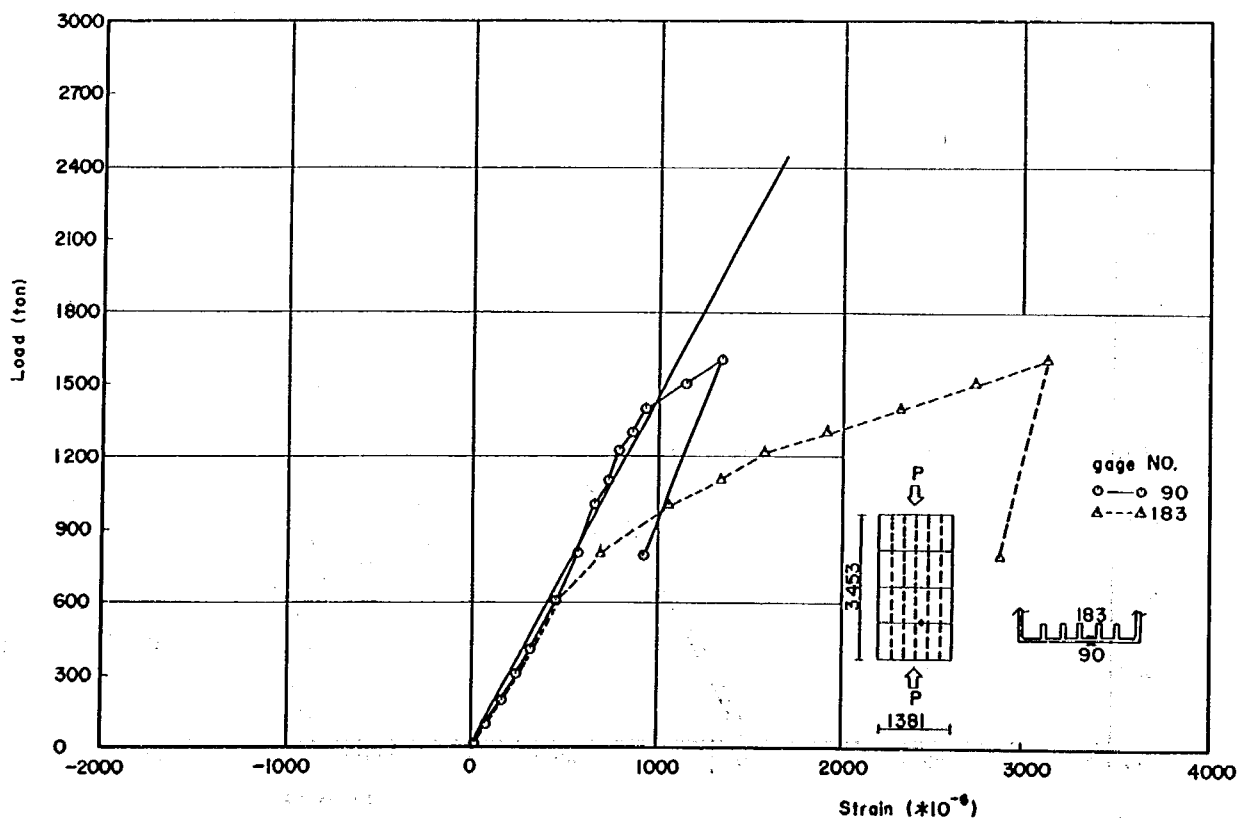
図C-3-3 荷重-ひずみ曲線 (No. 3)



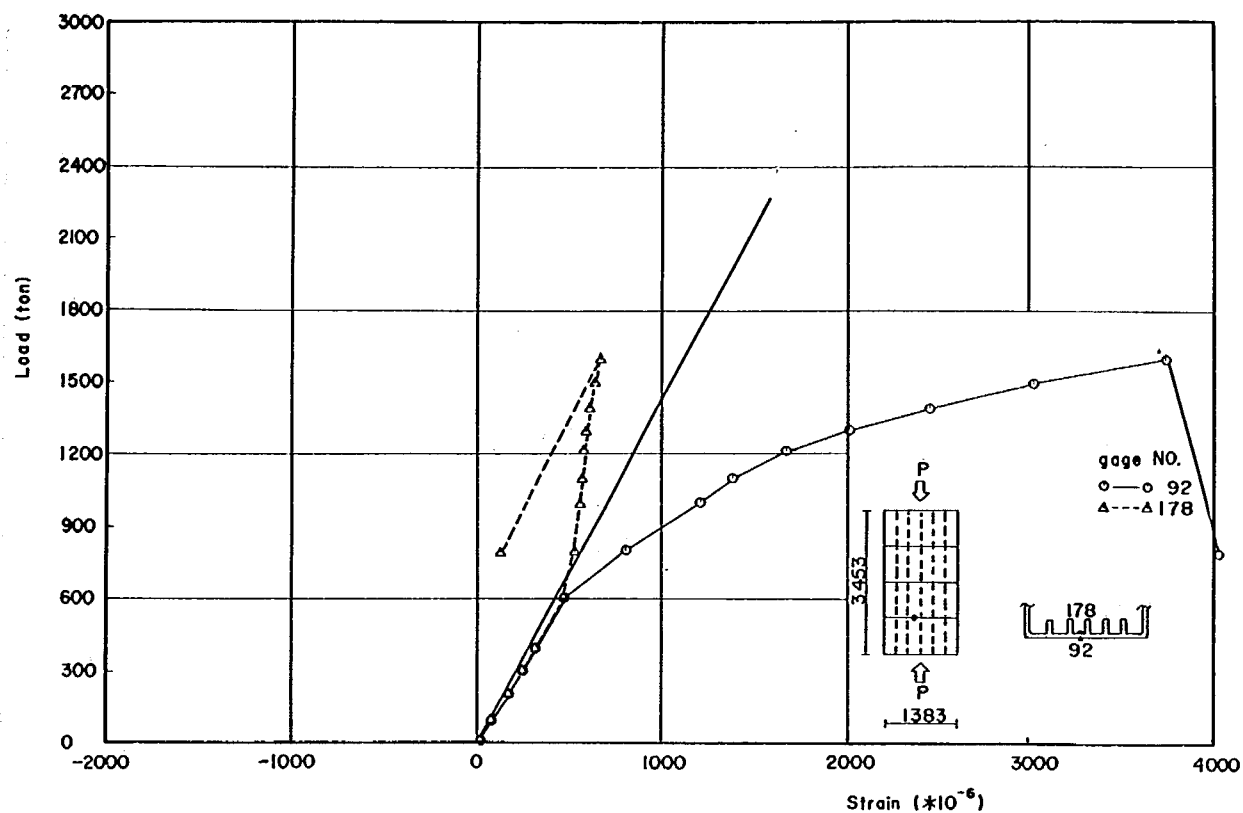
図C-3-4 荷重-ひずみ曲線 (No. 3)



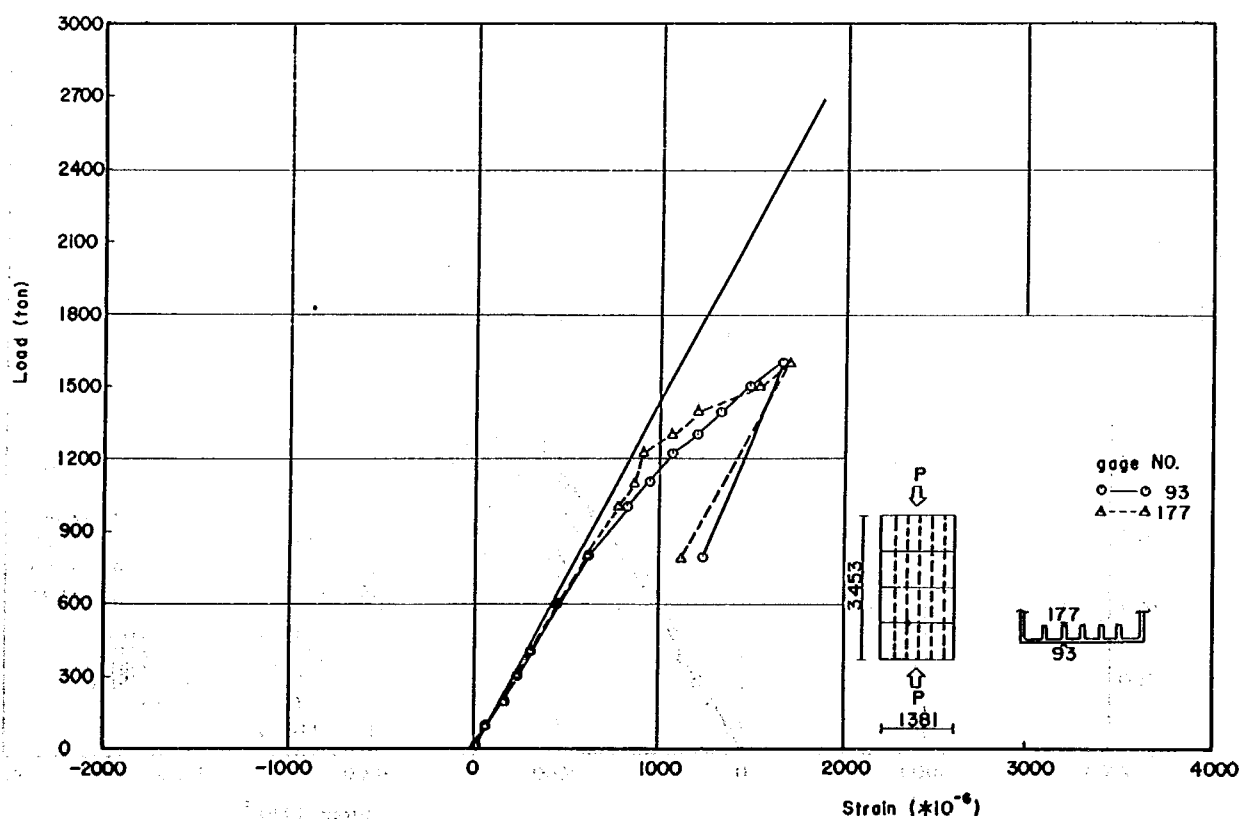
図C-3-5 荷重-ひずみ曲線 (No.3)



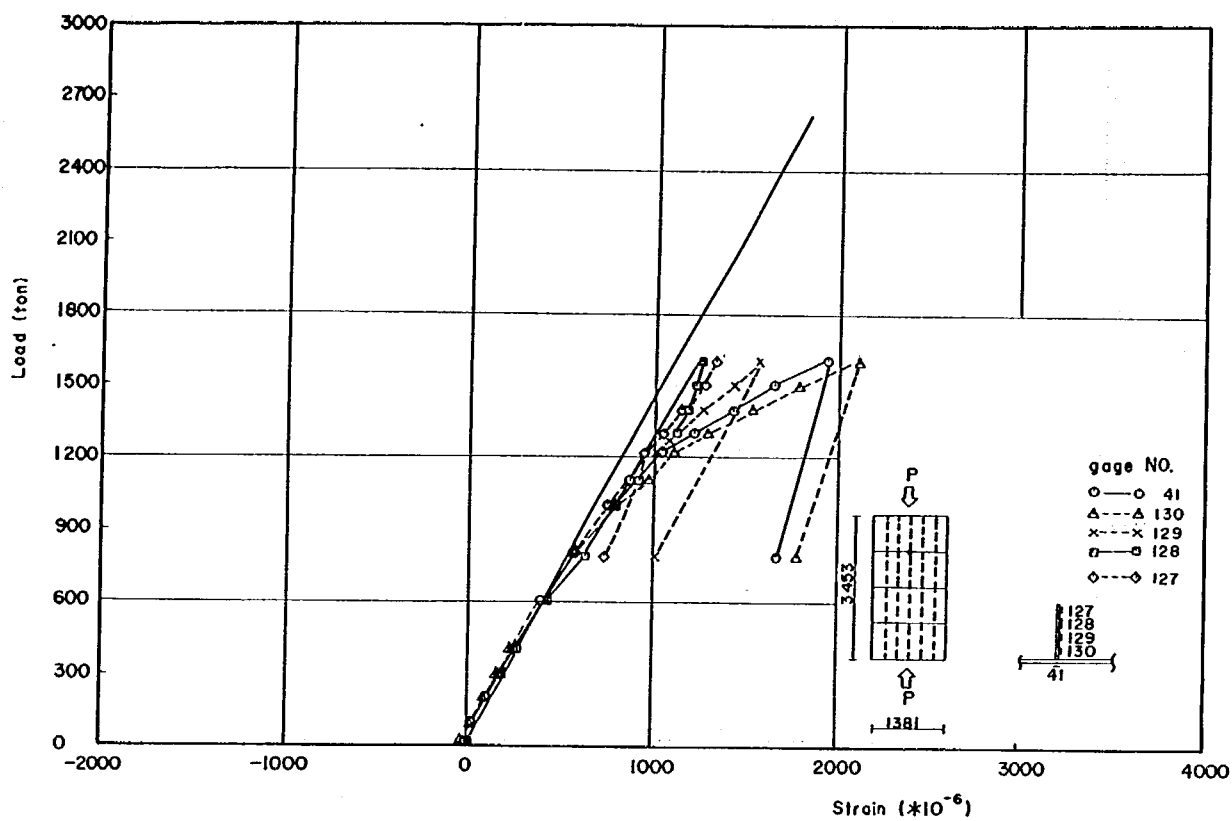
図C-3-6 荷重-ひずみ曲線 (No.3)



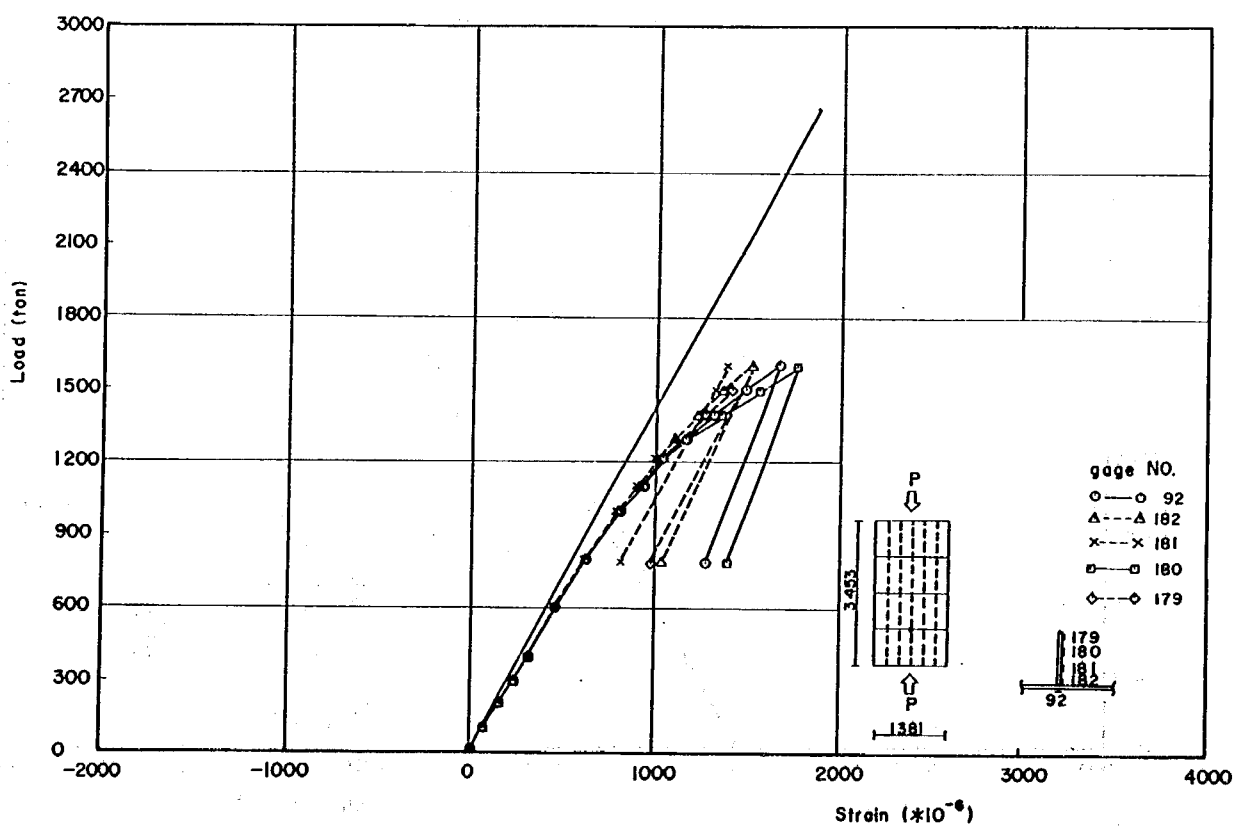
図C-3-7 荷重-ひずみ曲線 (No. 3)



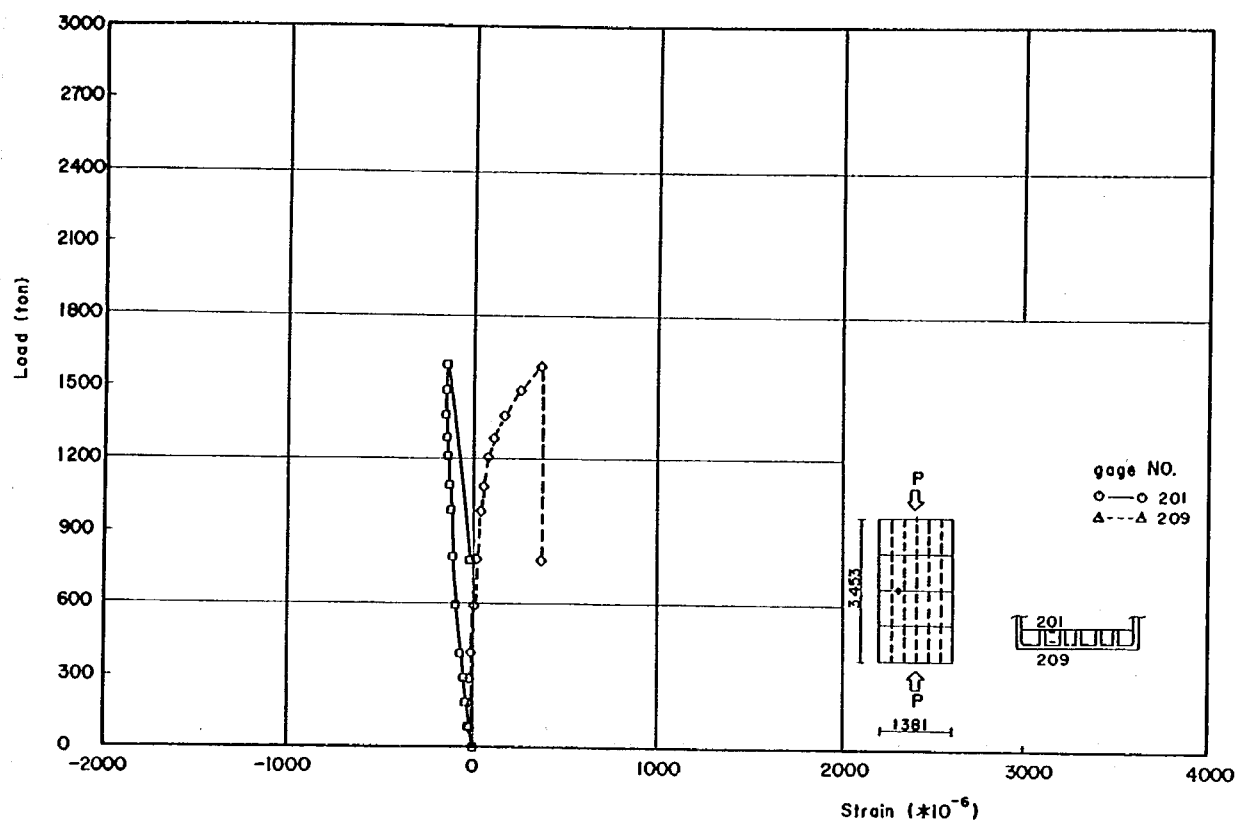
図C-3-8 荷重-ひずみ曲線 (No. 3)



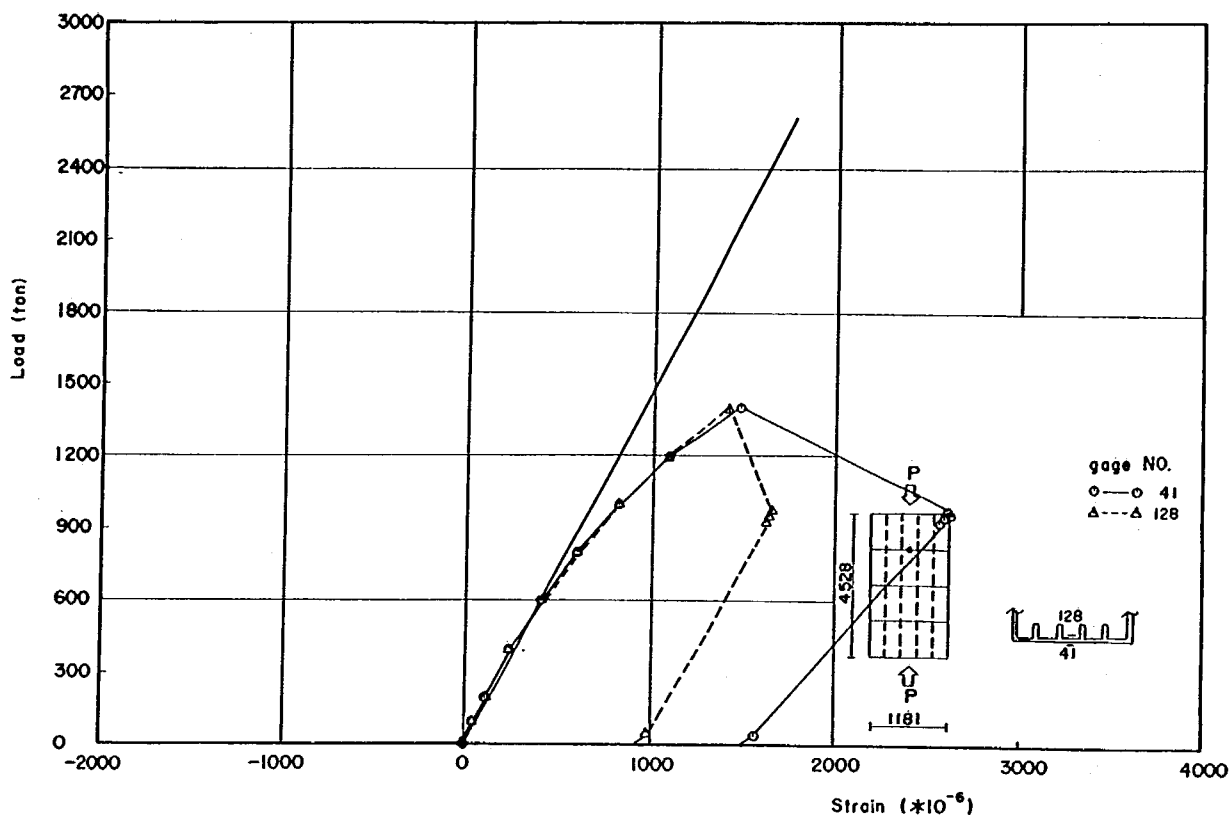
図C-3-9 荷重-ひずみ曲線 (No. 3)



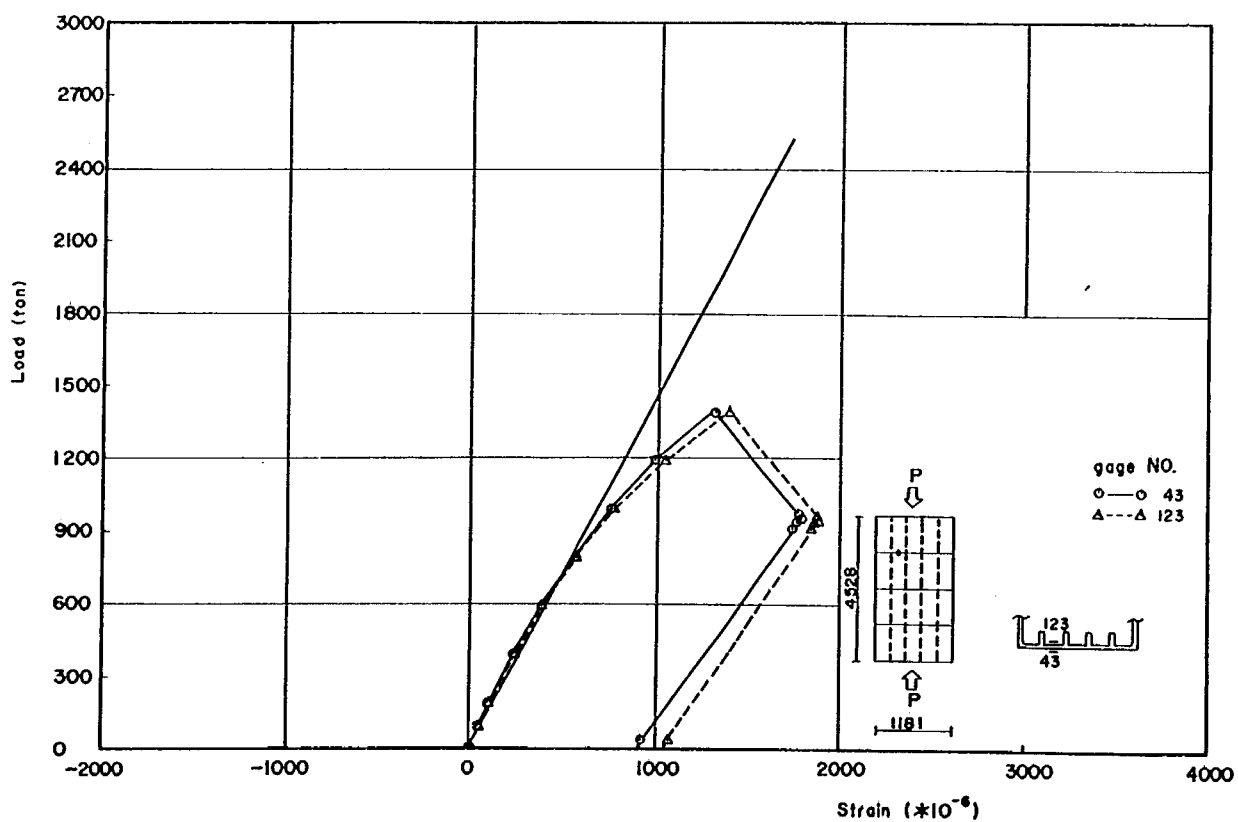
図C-3-10 荷重-ひずみ曲線 (No. 3)



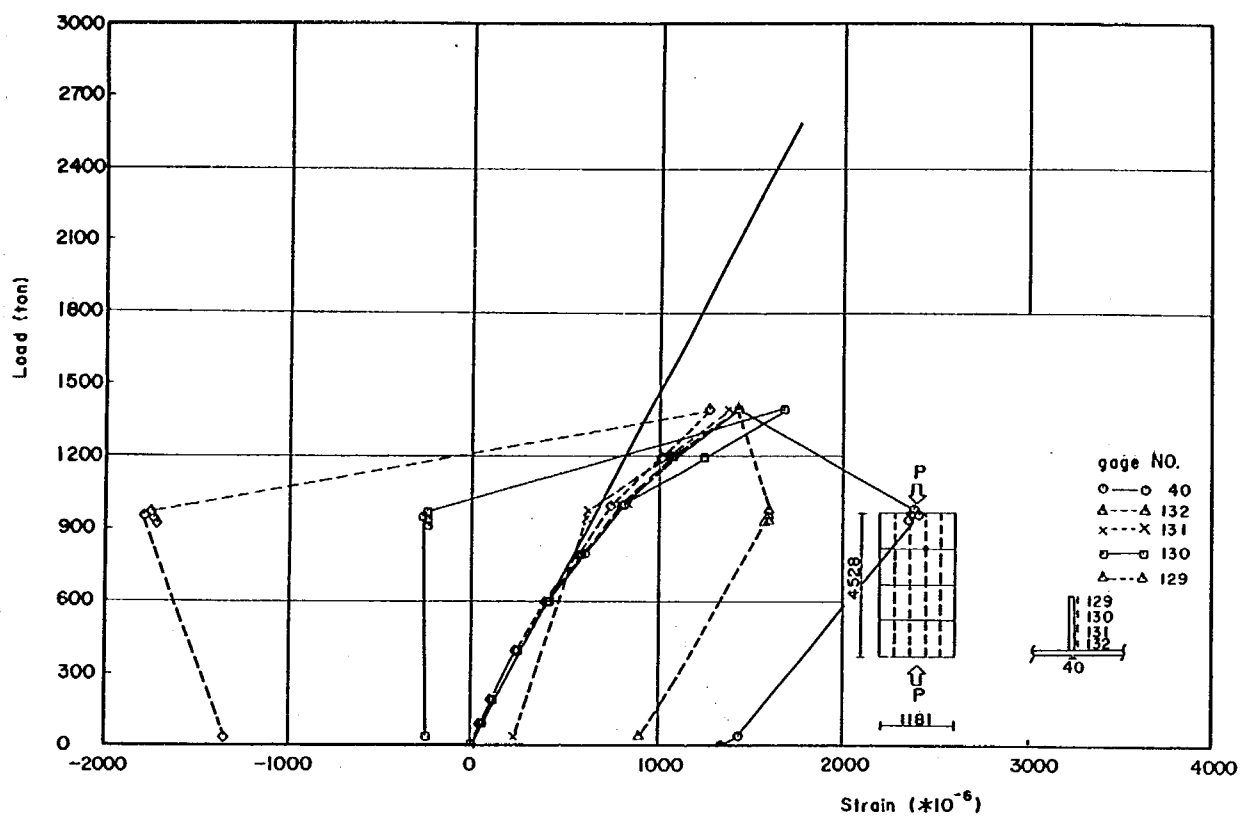
図C-3-11 荷重-ひずみ曲線 (No. 3)



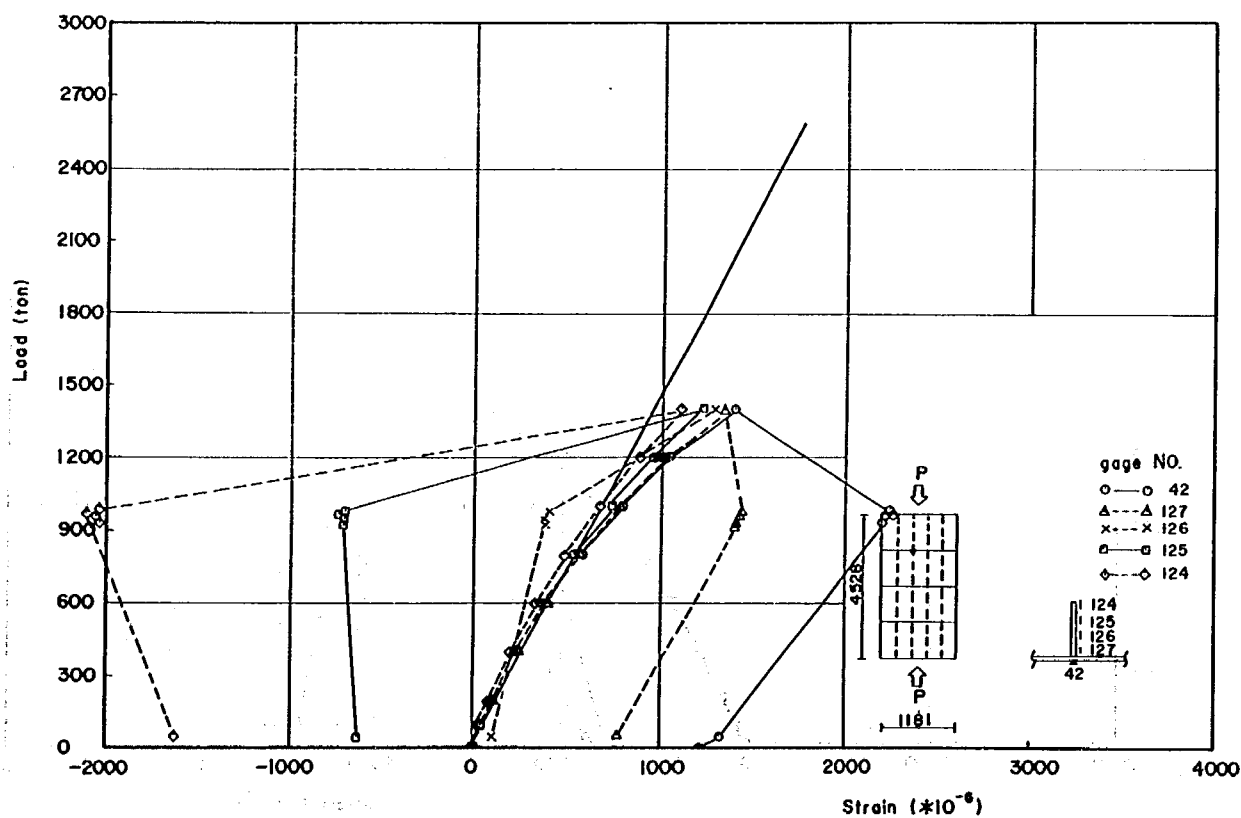
図C-4-1 荷重-ひずみ曲線 (No 4)



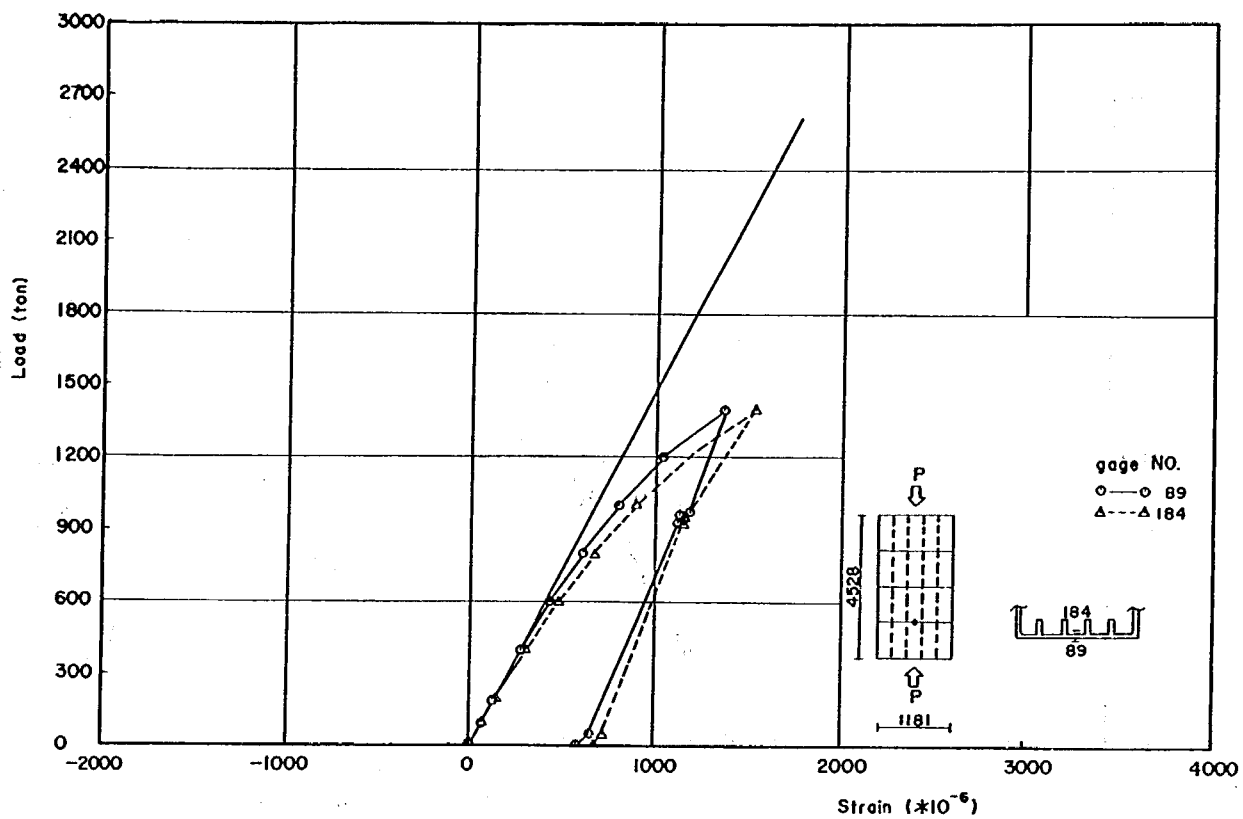
図C-4-2 荷重-ひずみ曲線 (No 4)



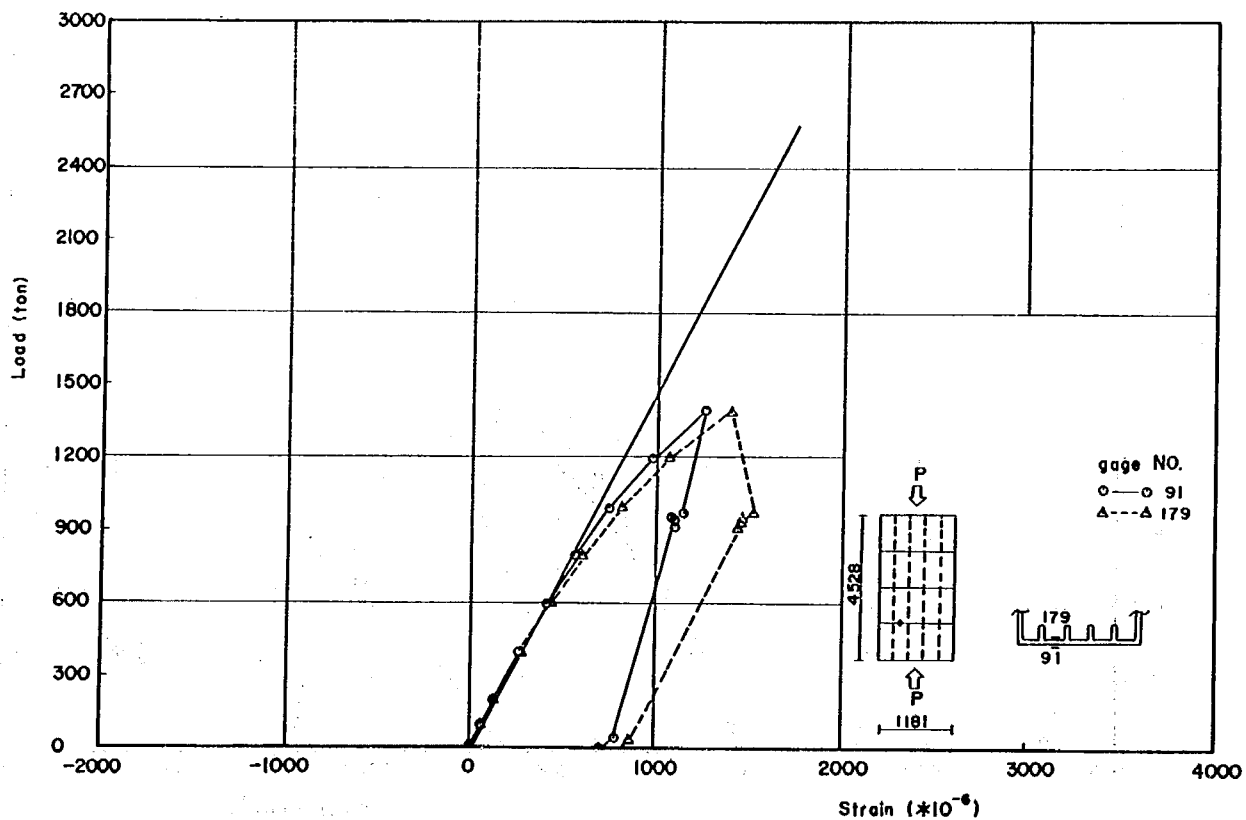
図C-4-3 荷重-ひずみ曲線 (No 4)



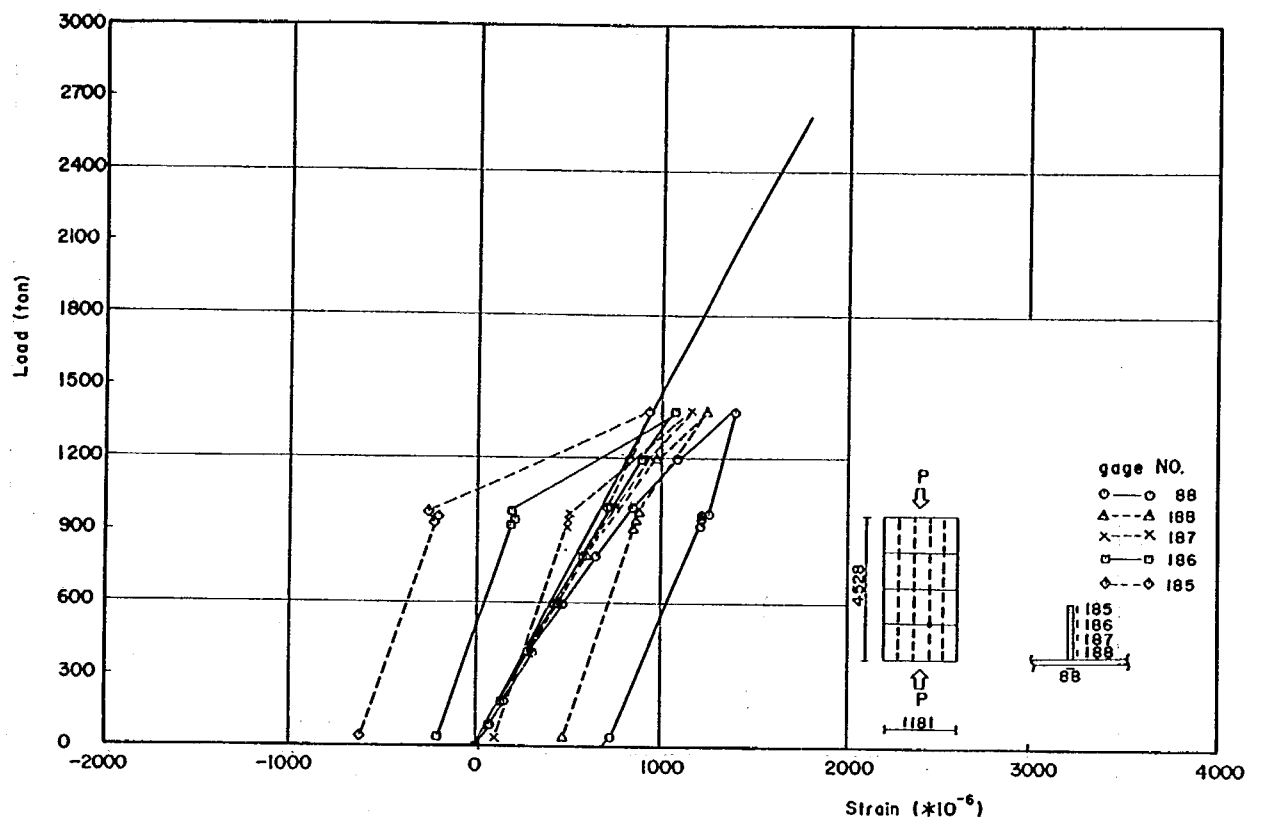
図C-4-4 荷重-ひずみ曲線 (No 4)



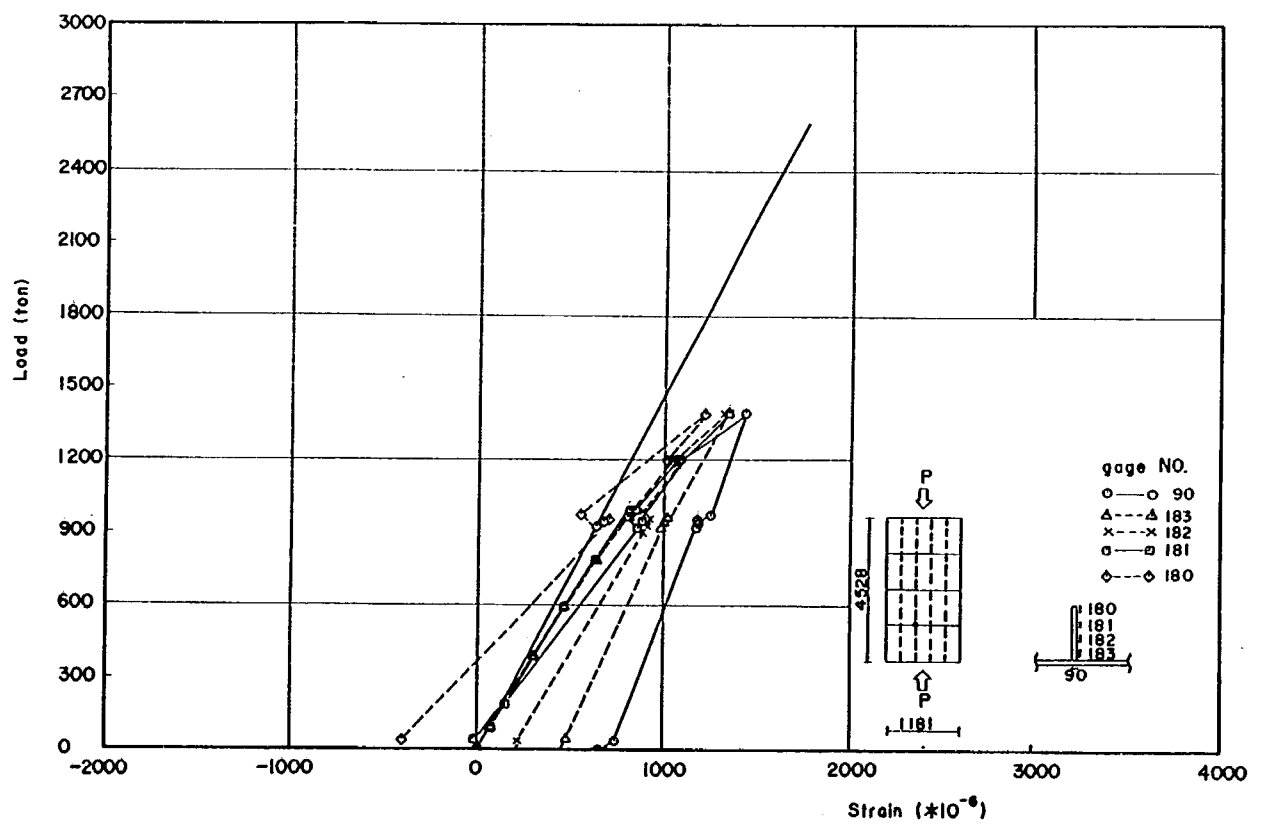
図C-4-5 荷重-ひずみ曲線 (No. 4)



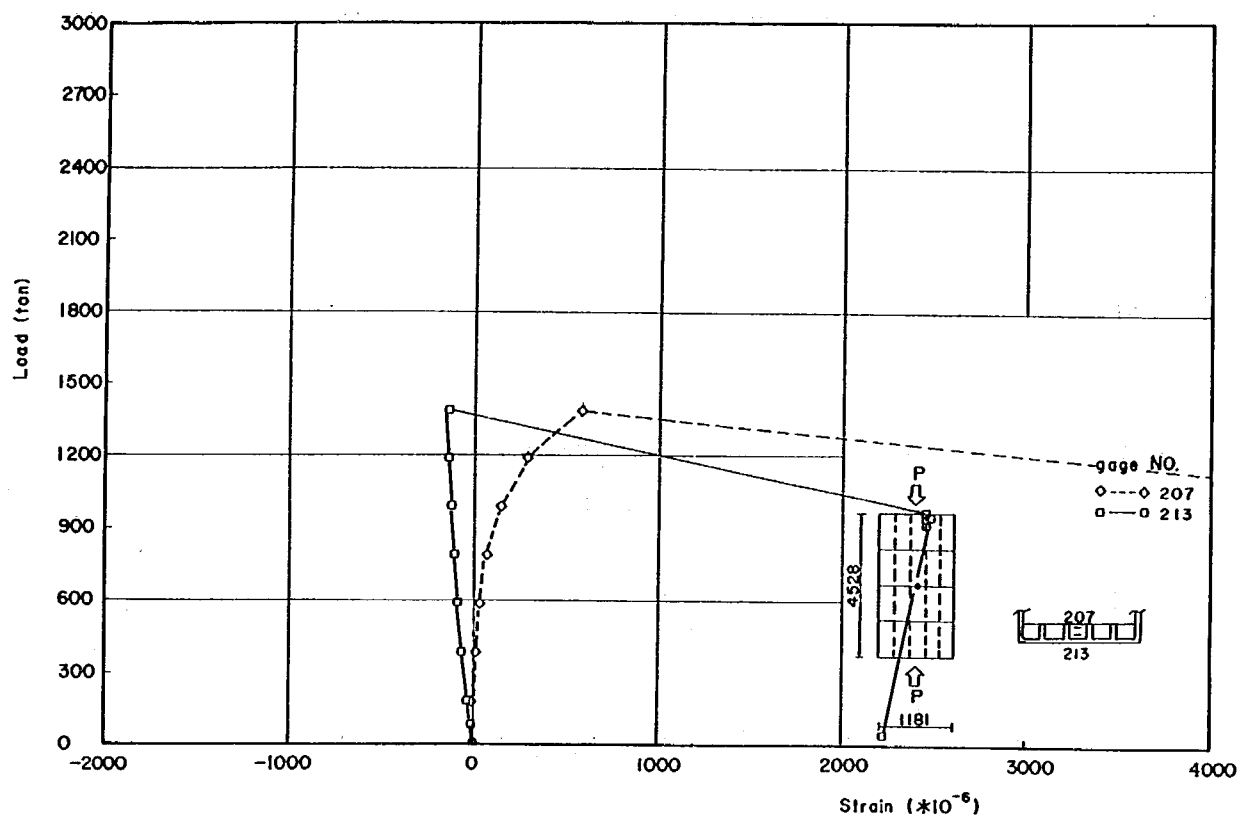
図C-4-6 荷重-ひずみ曲線 (No. 4)



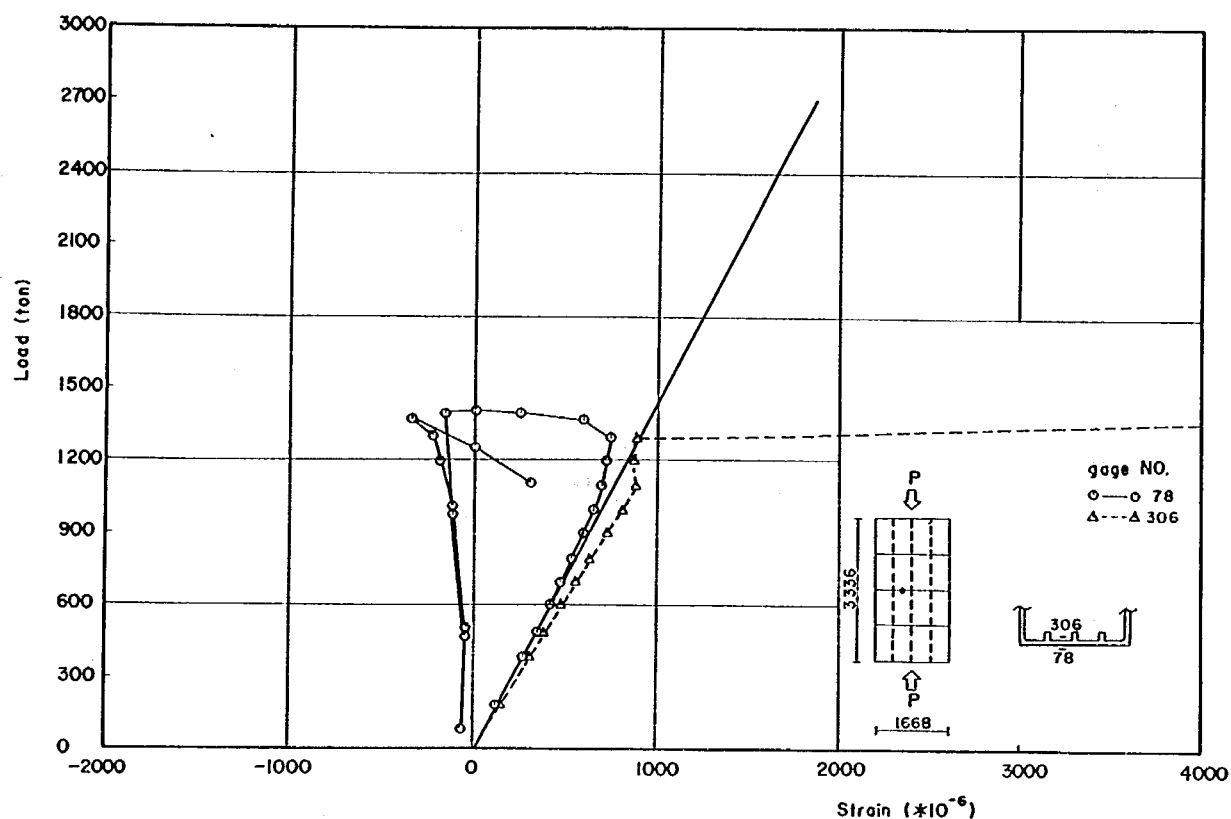
図C-4-7 荷重-ひずみ曲線 (No.4)



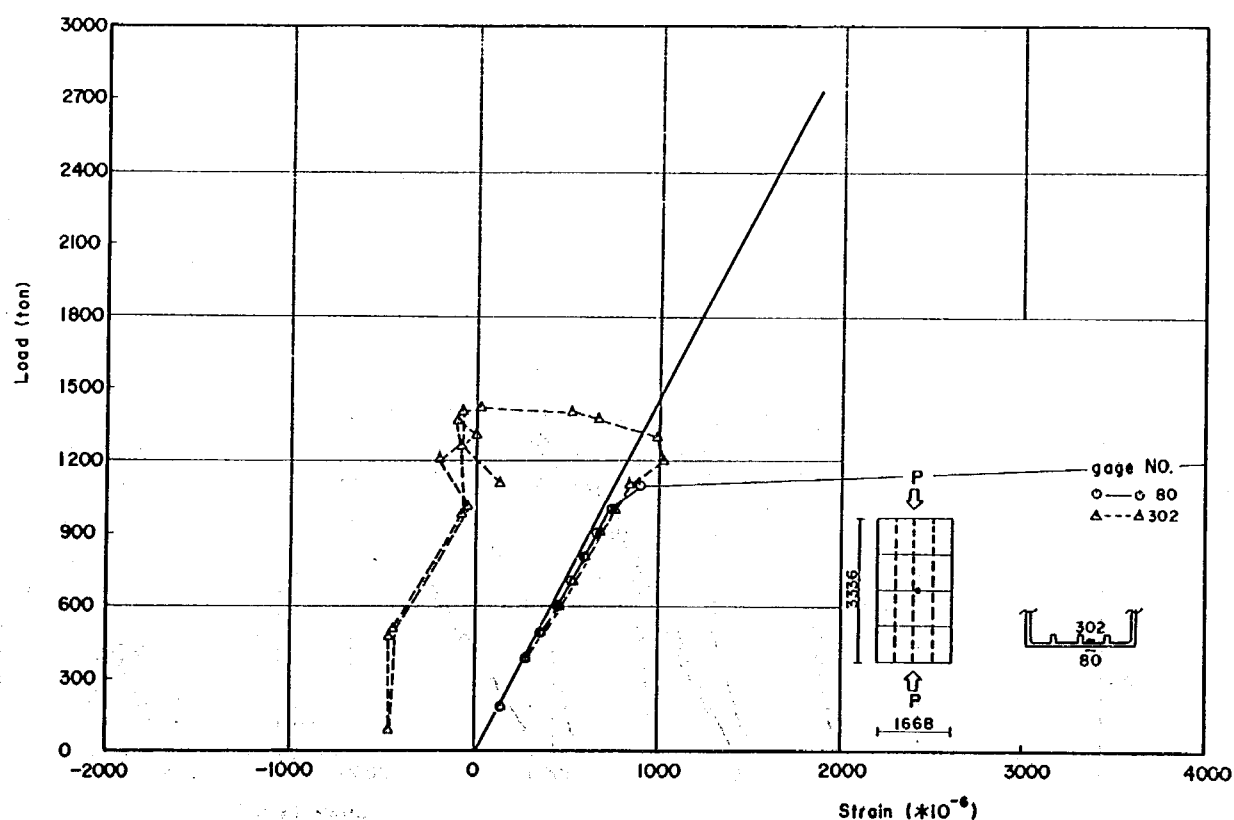
図C-4-8 荷重-ひずみ曲線 (No.4)



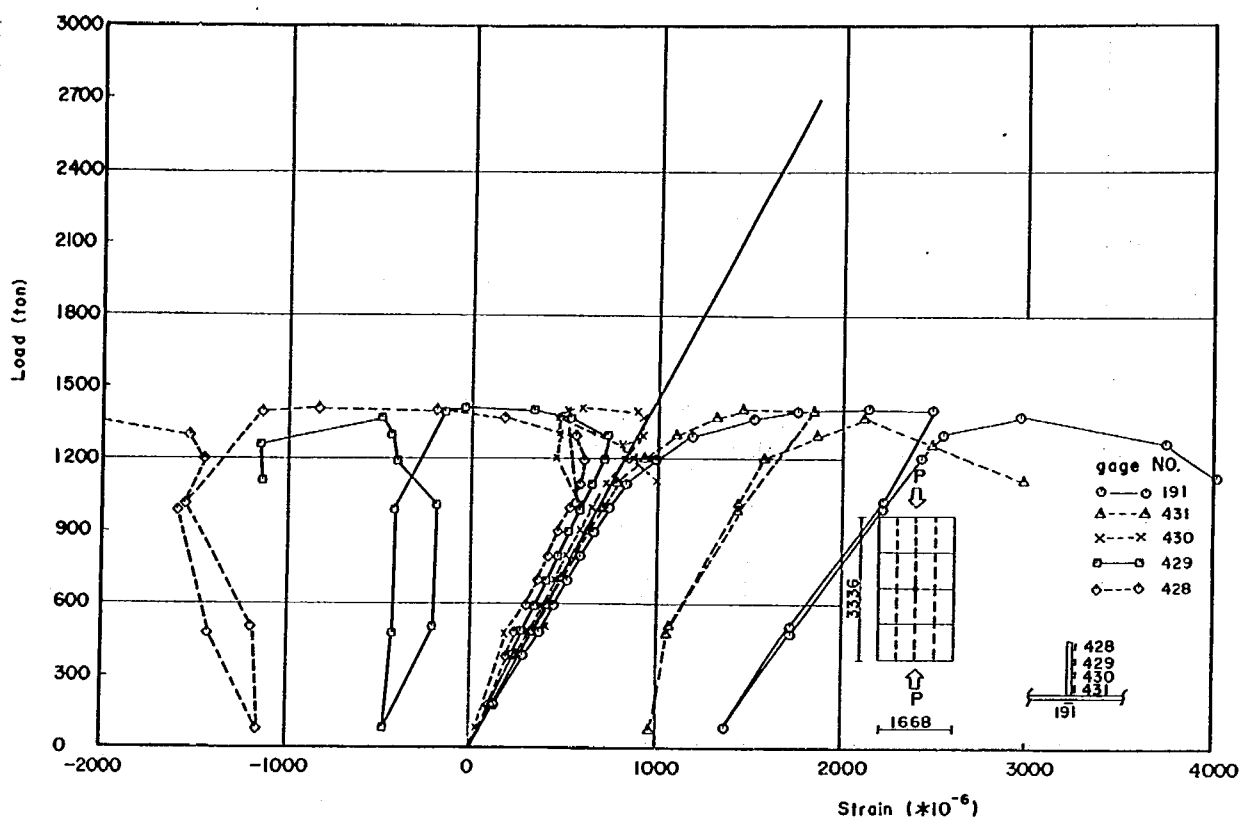
図C-4-9 荷重-ひずみ曲線 (No. 4)



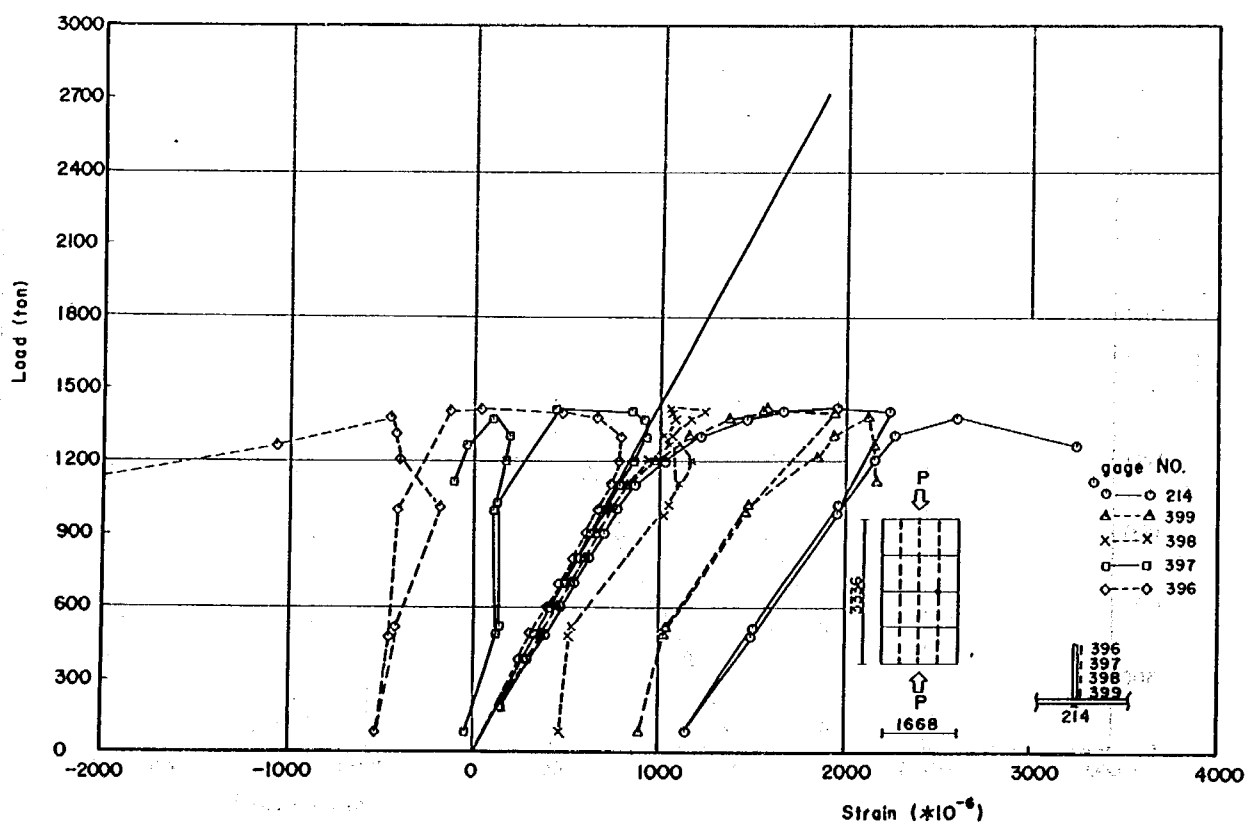
図C-5-1 荷重-ひずみ曲線 (No. 5)



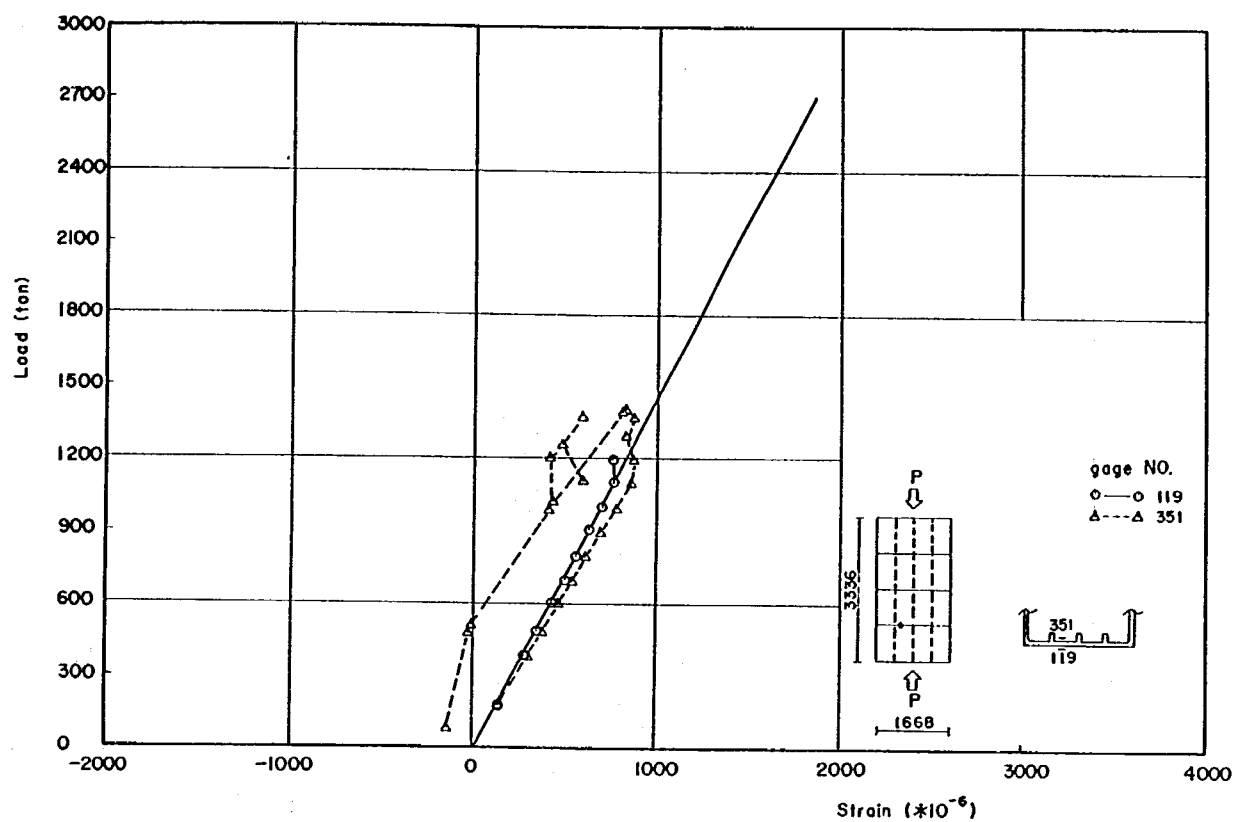
図C-5-2 荷重-ひずみ曲線 (No. 5)



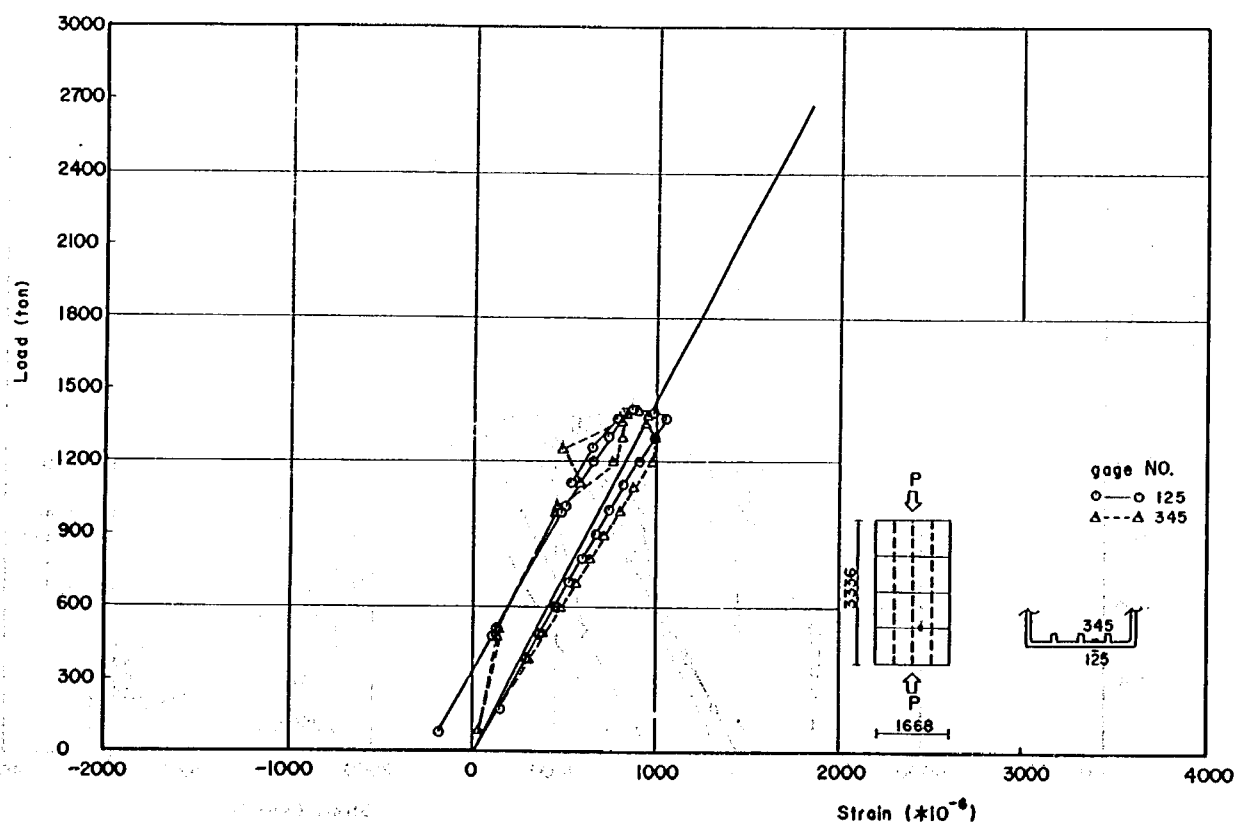
図C-5-3 荷重-ひずみ曲線 (No.5)



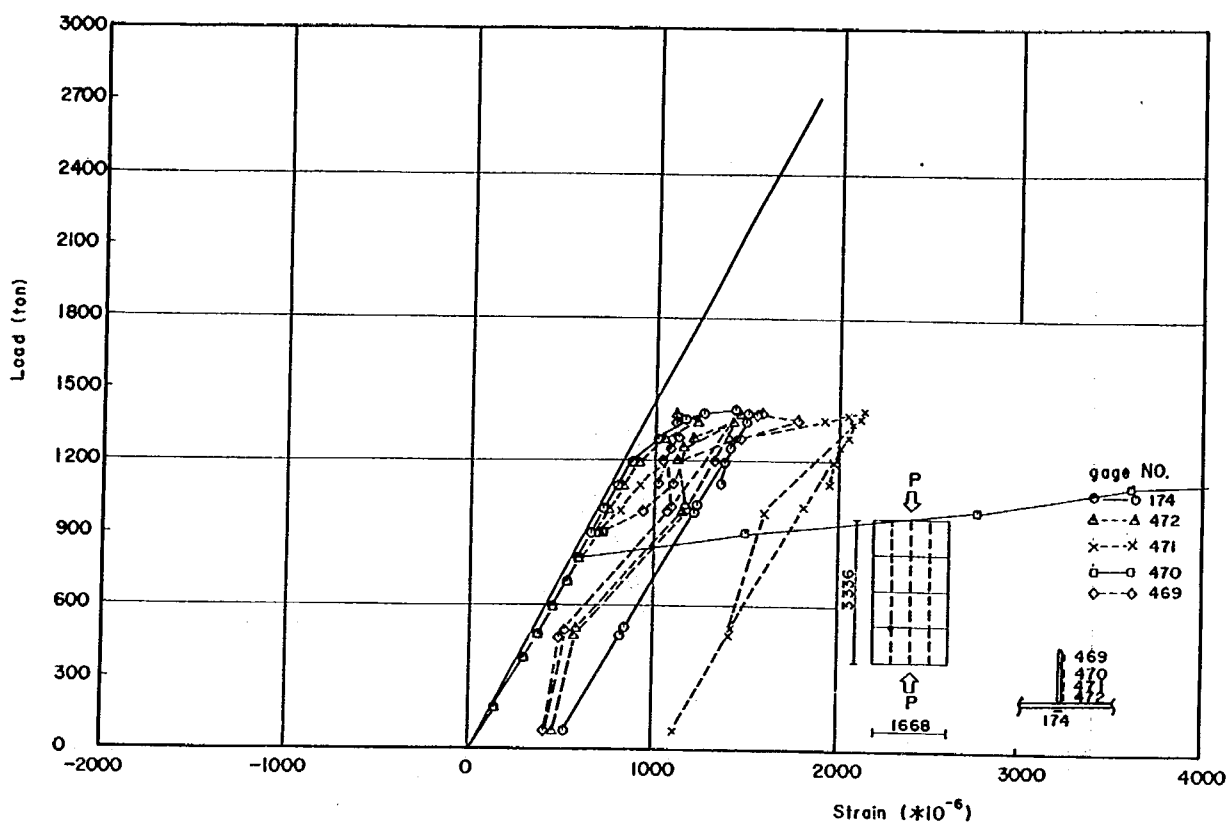
図C-5-4 荷重-ひずみ曲線 (No.5)



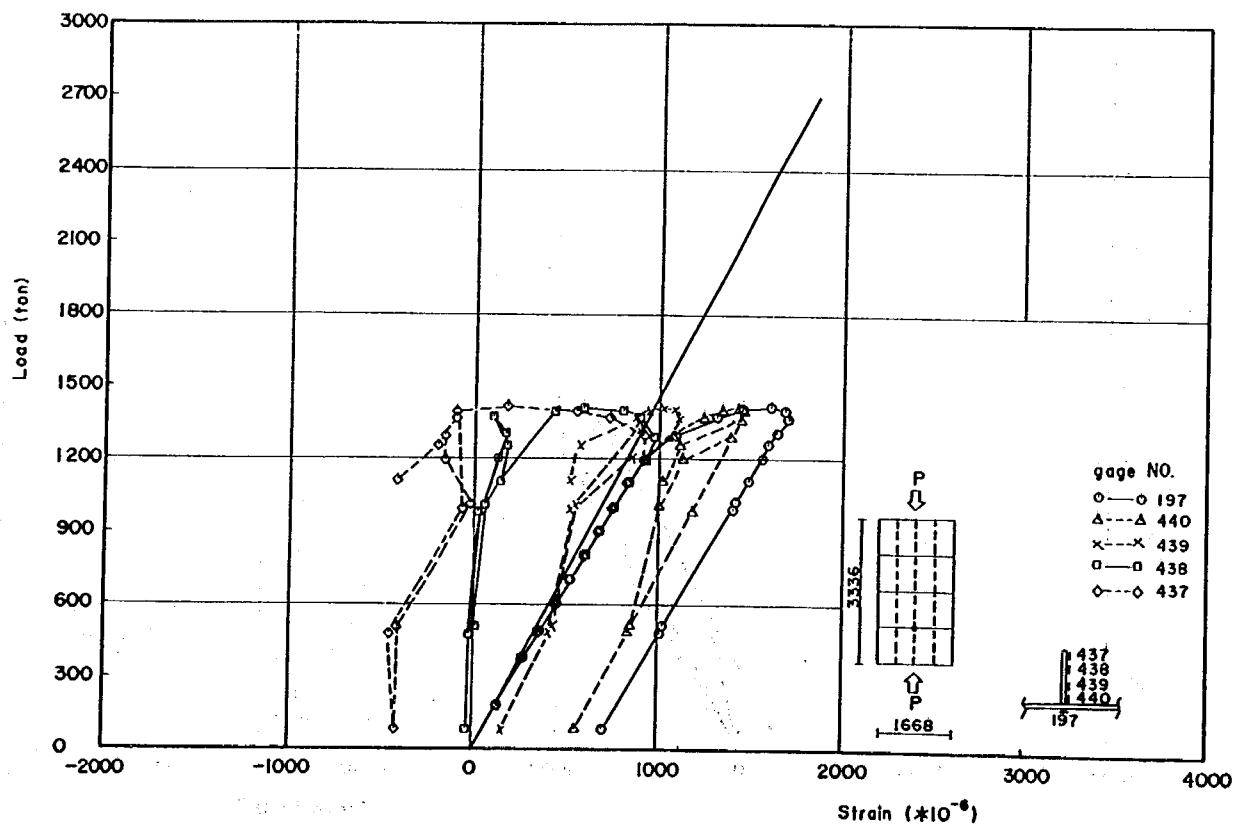
図C-5-5 荷重-ひずみ曲線 (No 5)



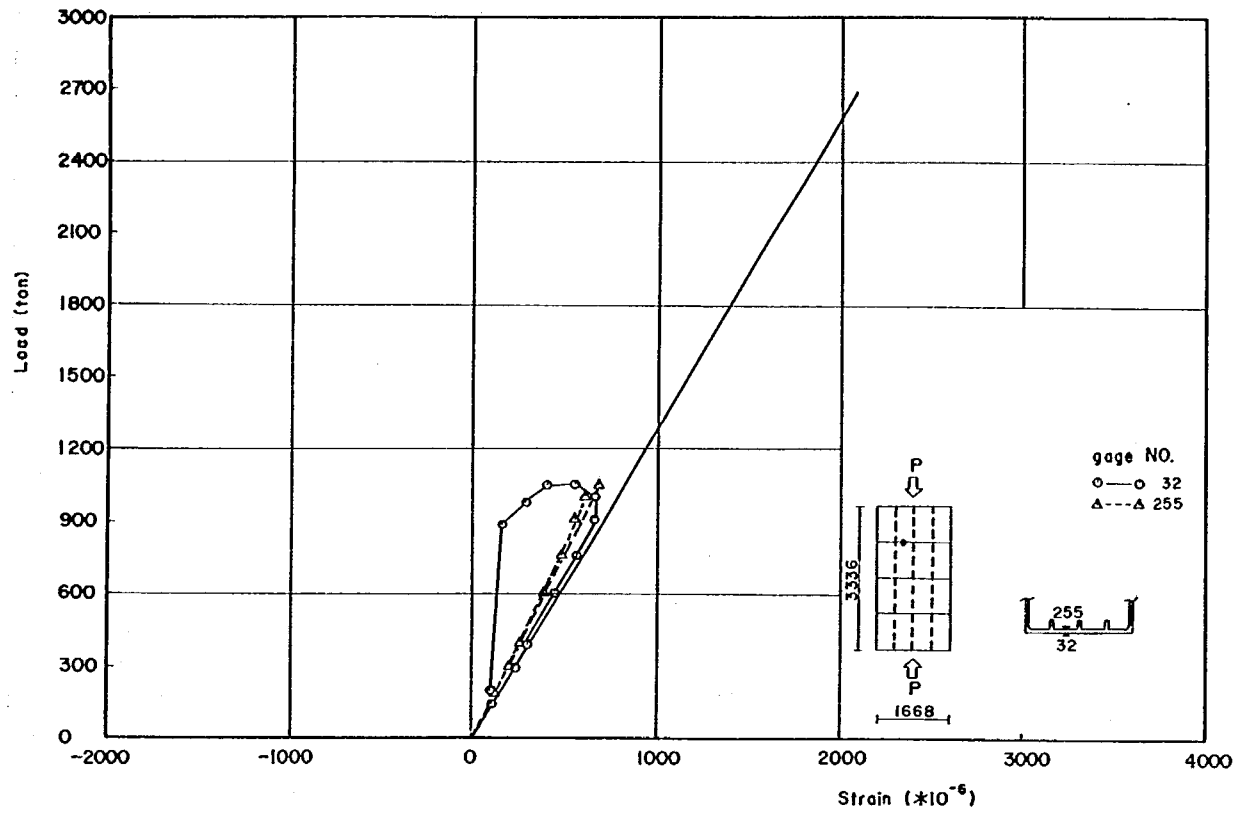
図C-5-6 荷重-ひずみ曲線 (No 5)



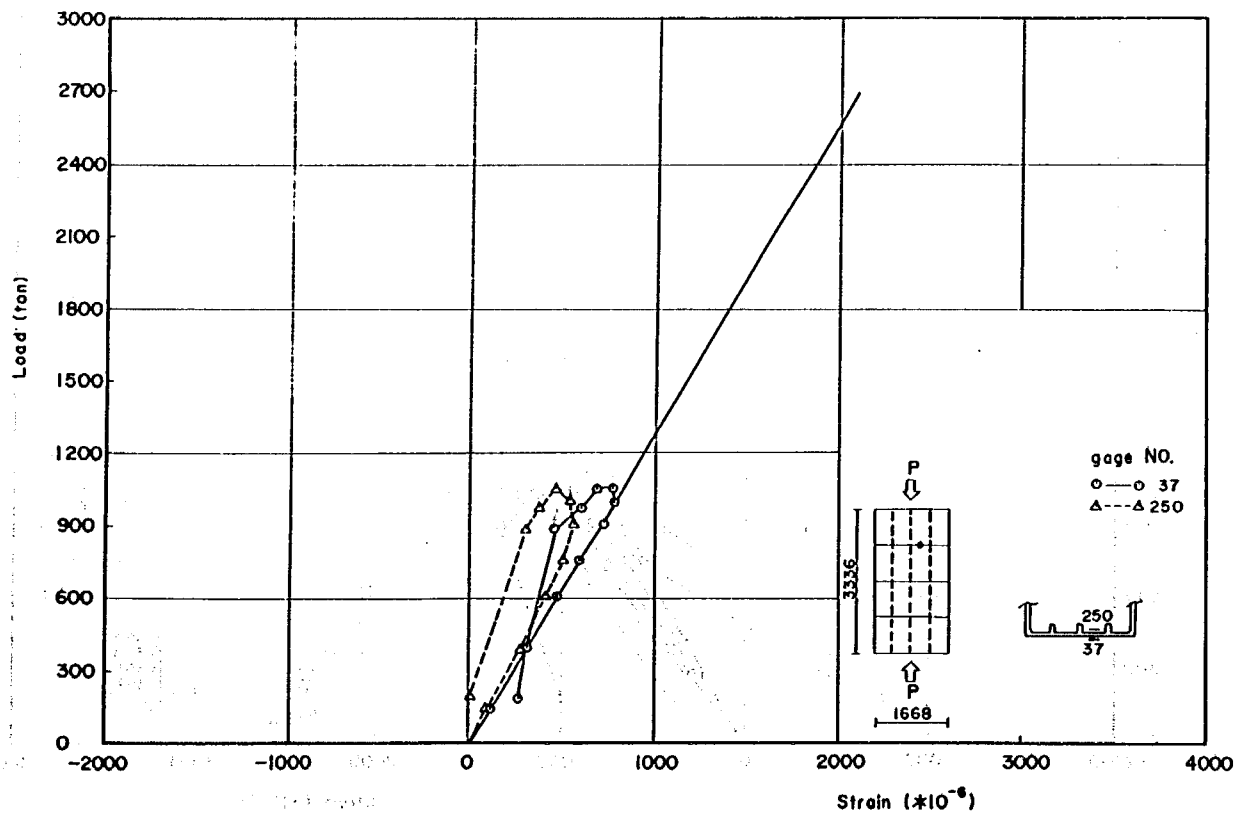
図C-5-7 荷重-ひずみ曲線 (No.5)



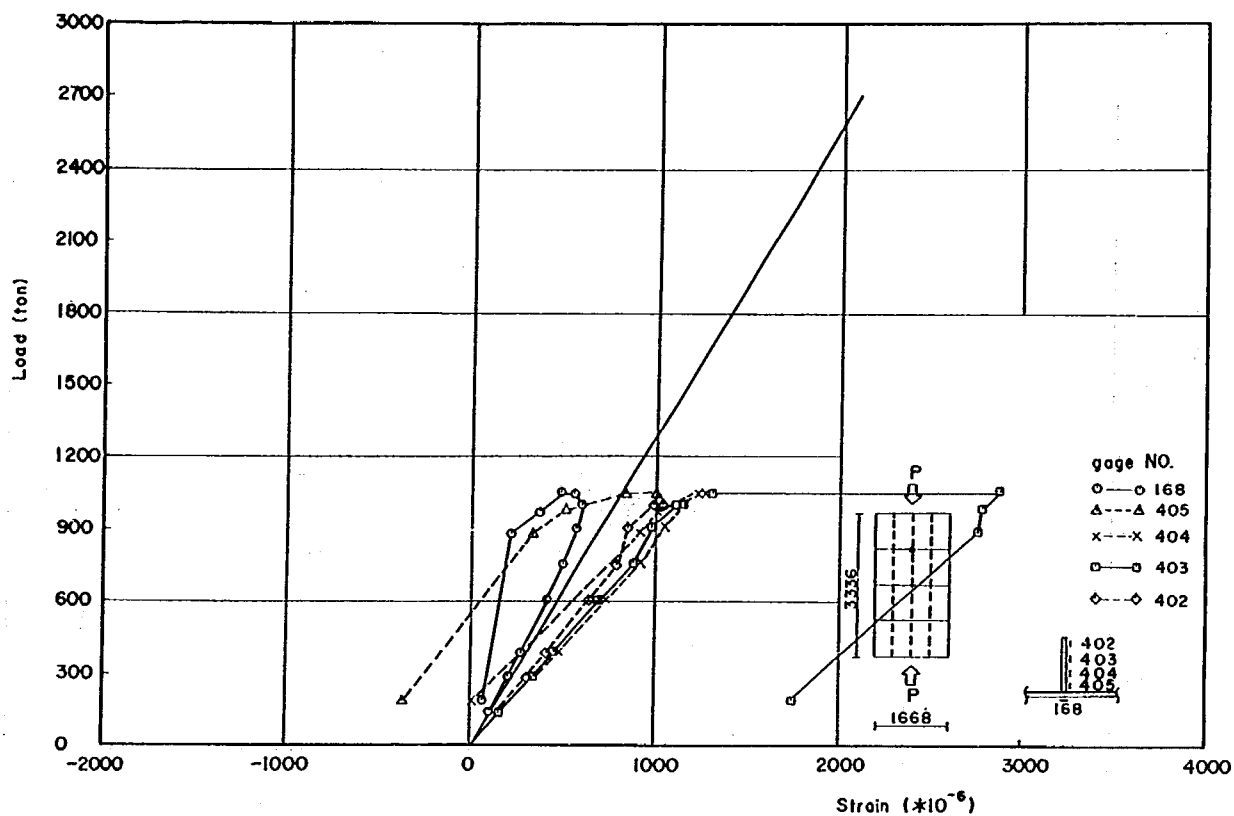
図C-5-8 荷重-ひずみ曲線 (No.5)



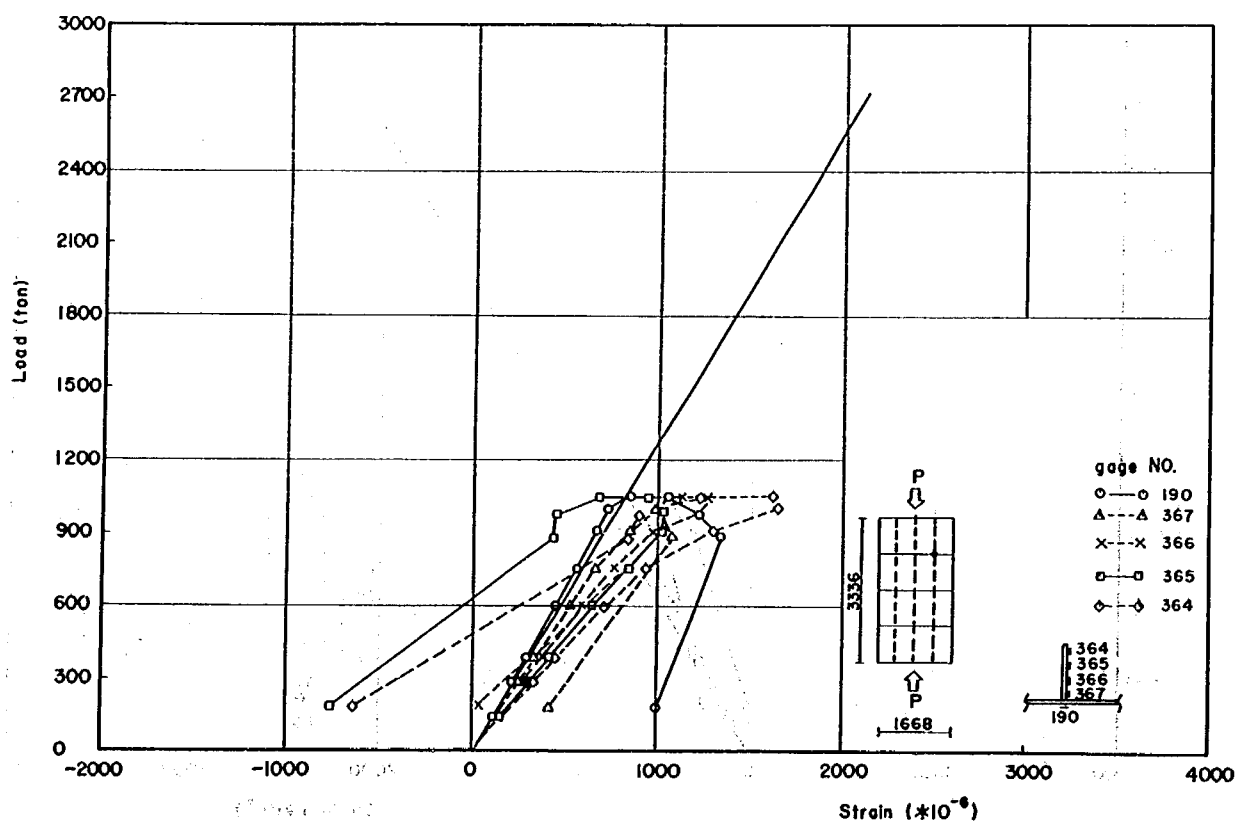
図C-6-1 荷重-ひずみ曲線 (No. 6)



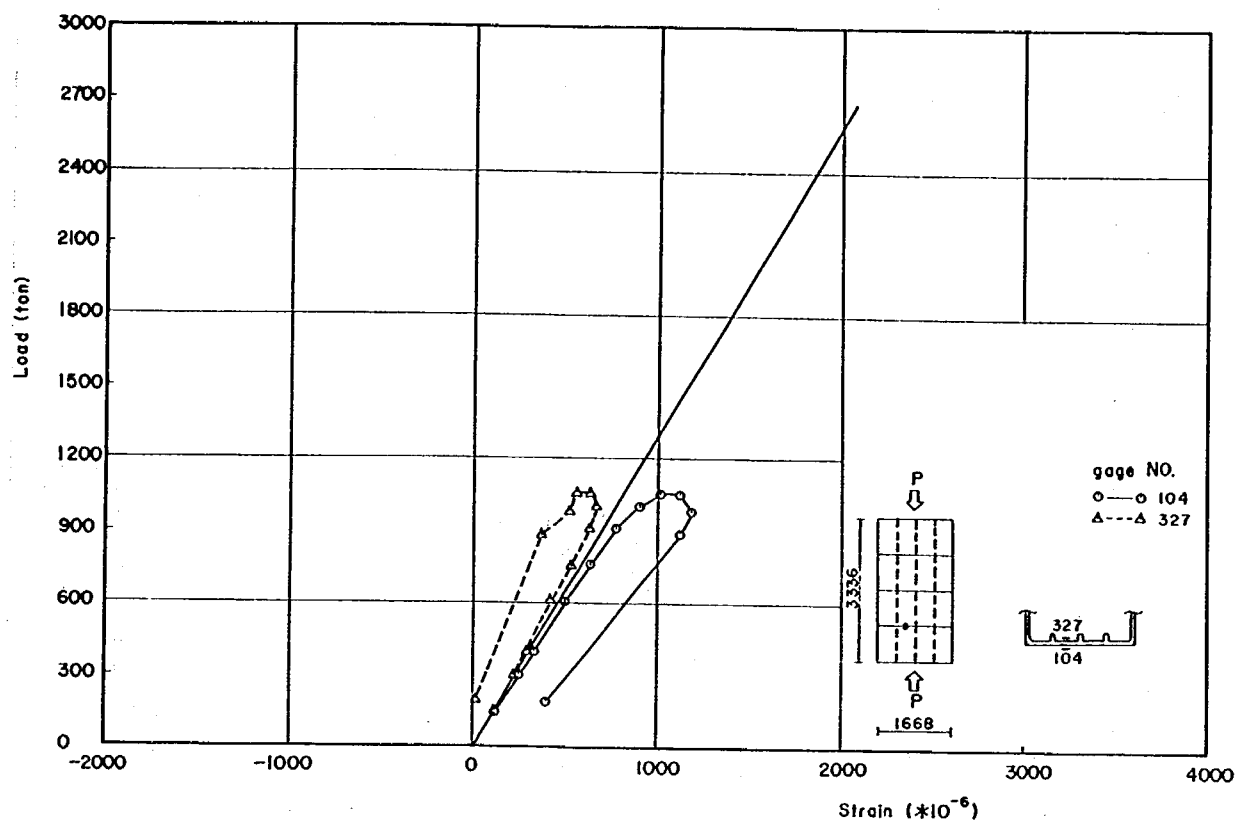
図C-6-2 荷重-ひずみ曲線 (No. 6)



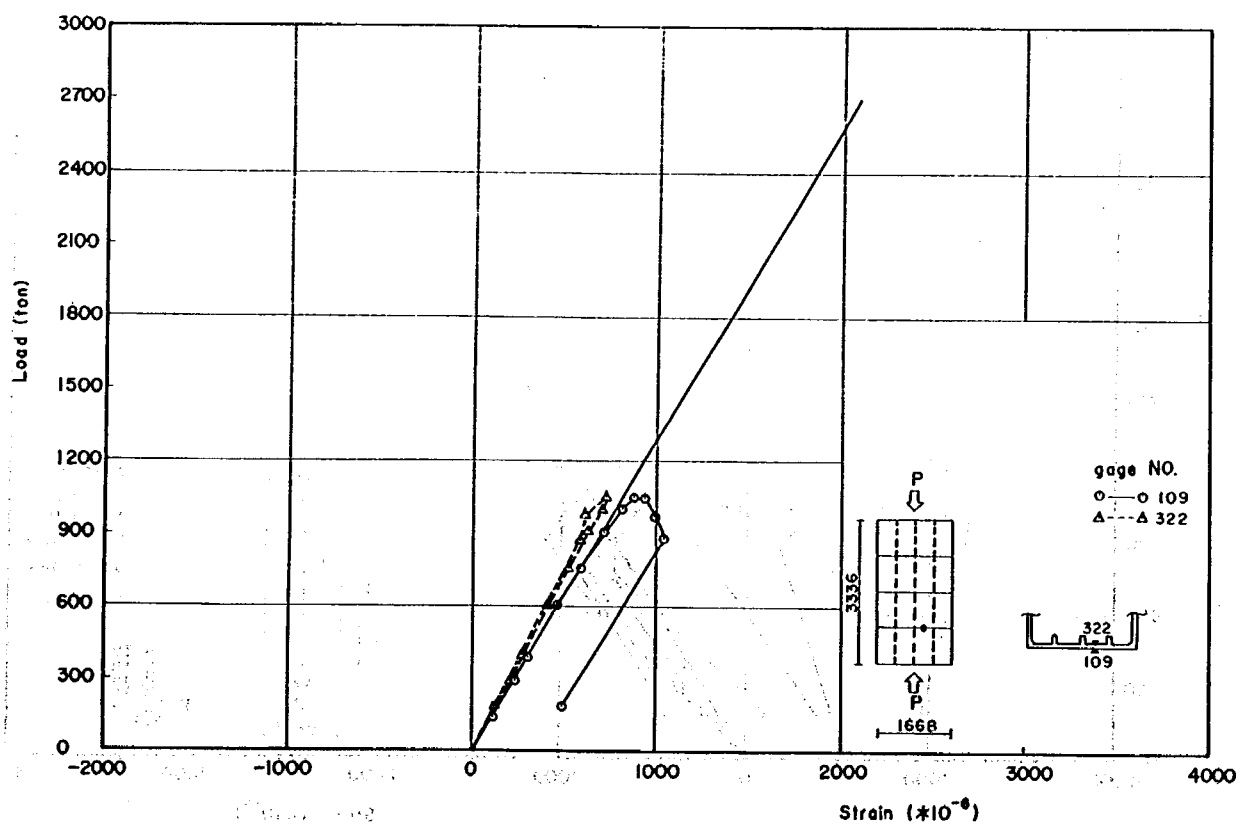
図C-6-3 荷重-ひずみ曲線 (No.6)



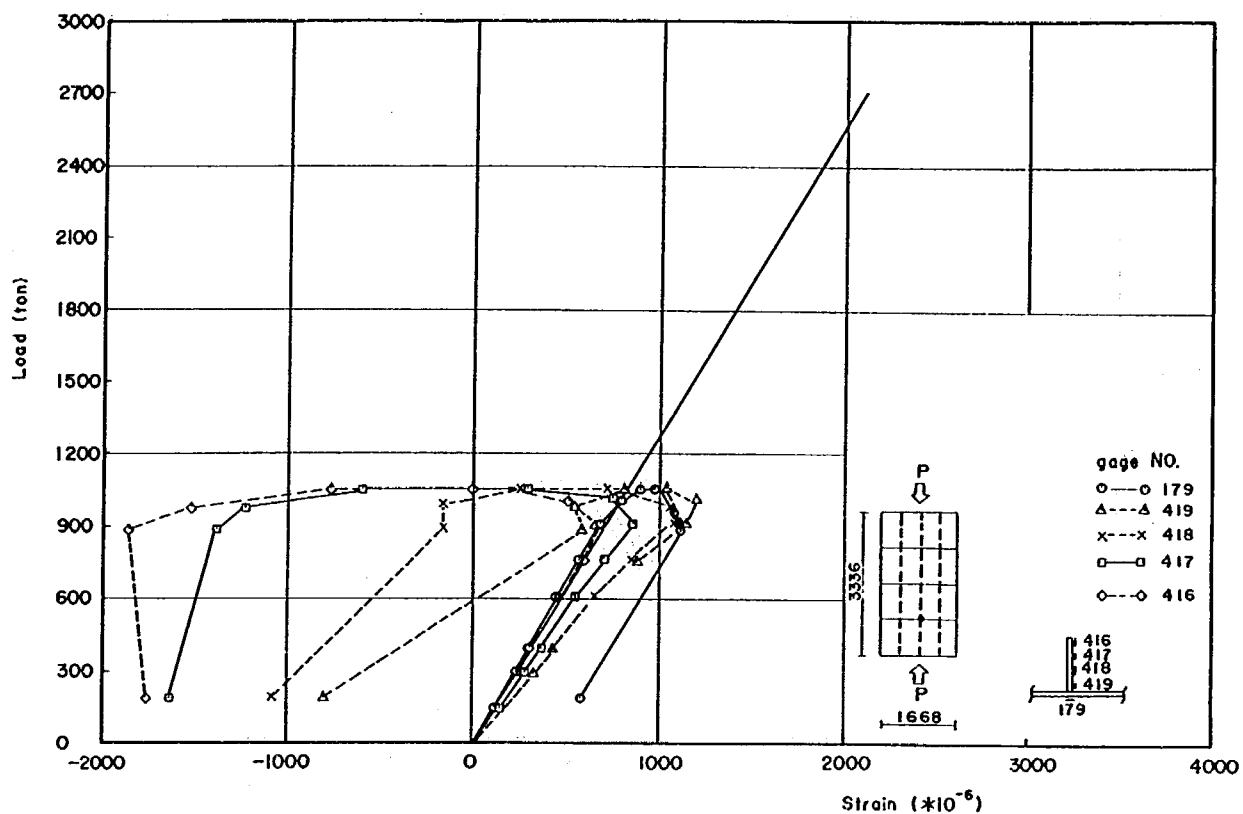
図C-6-4 荷重-ひずみ曲線 (No.6)



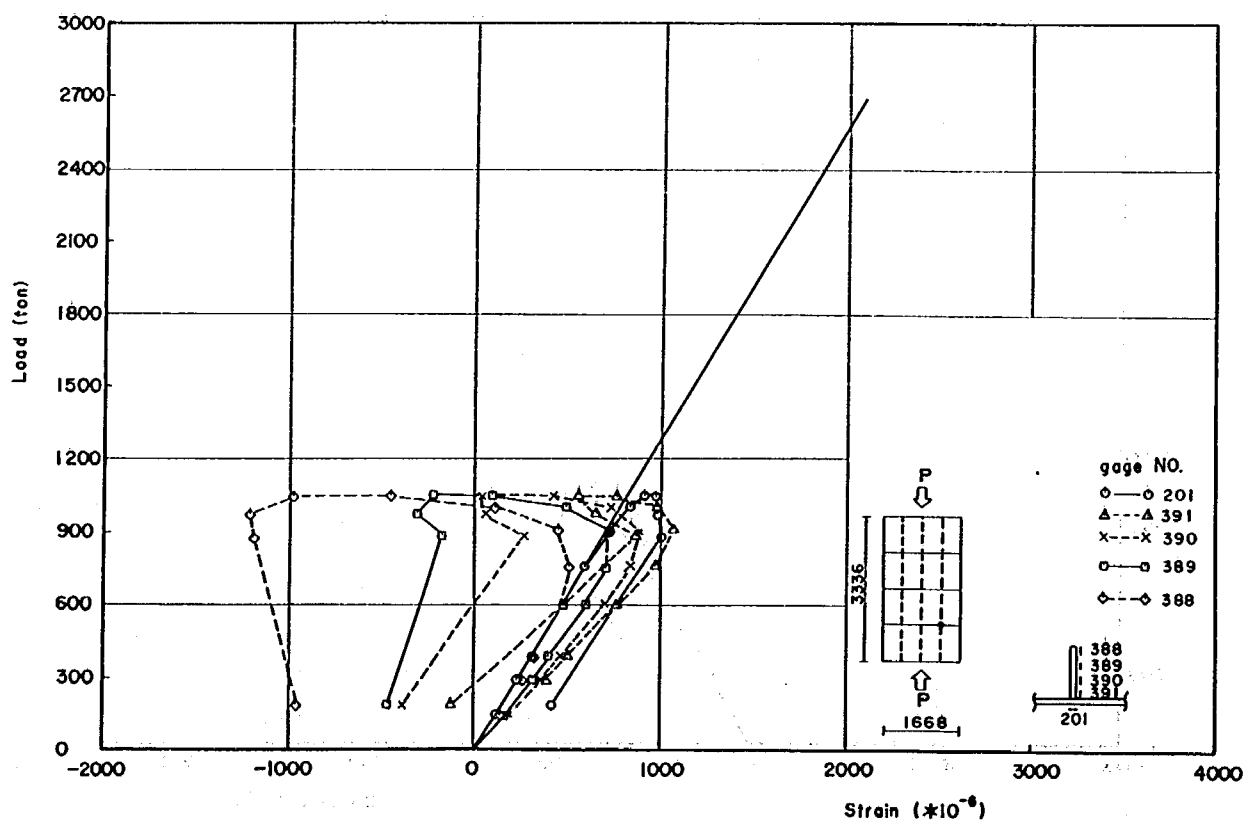
図C-6-5 荷重-ひずみ曲線 (No 6)



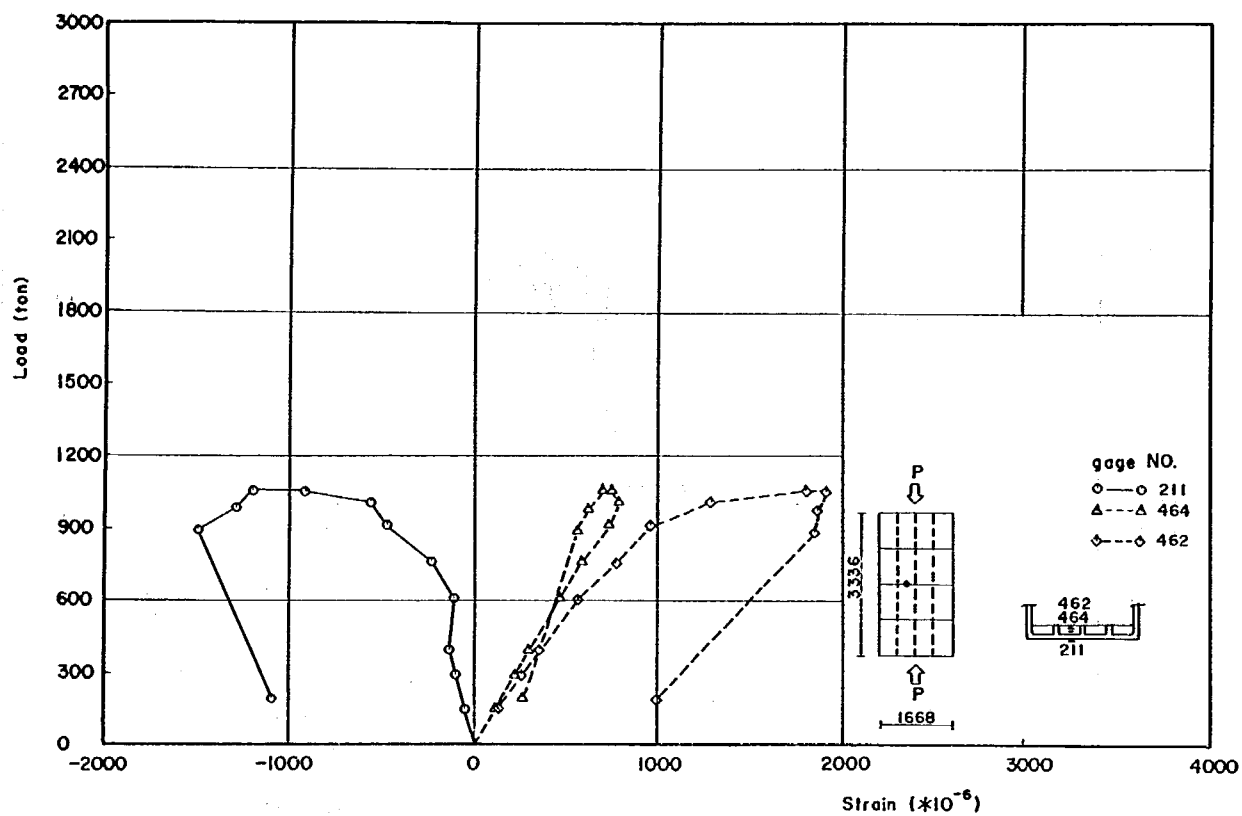
図C-6-6 荷重-ひずみ曲線 (No 6)



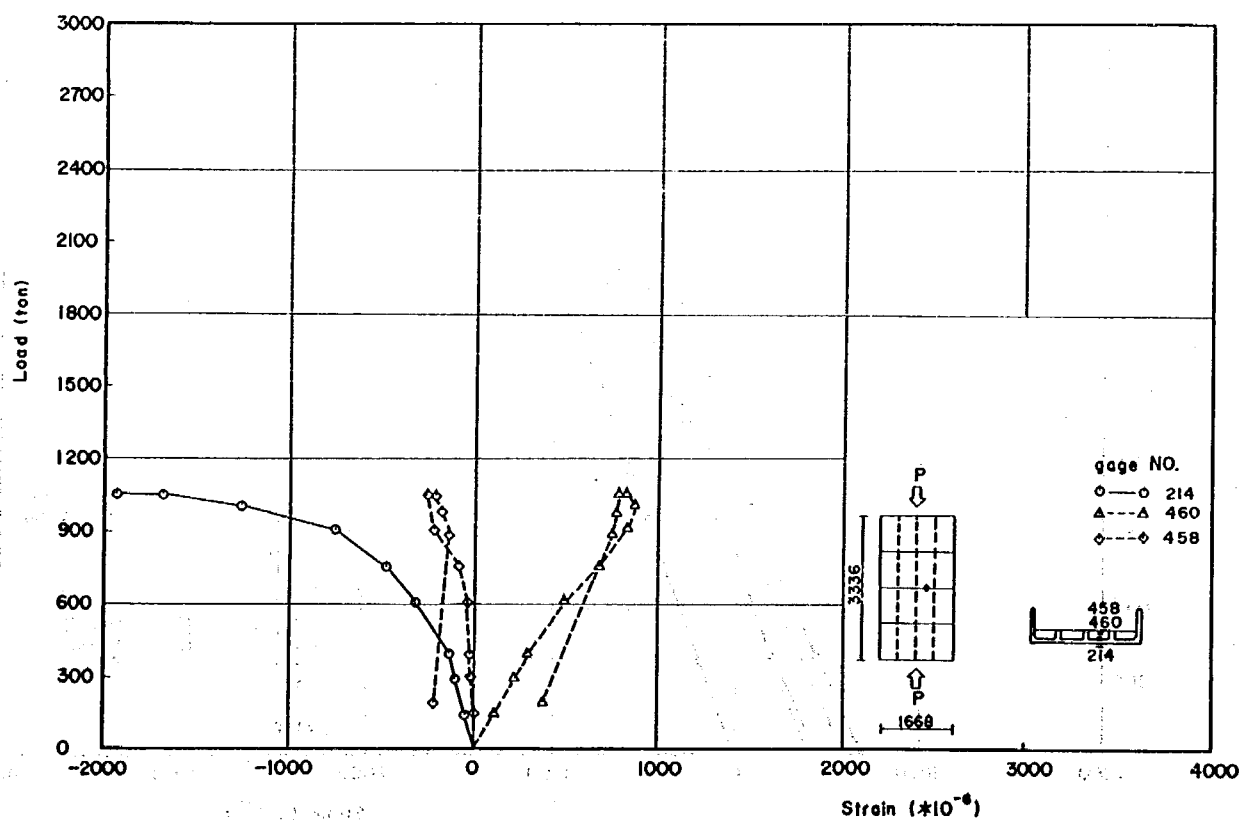
図C-6-7 荷重-ひずみ曲線 (No.6)



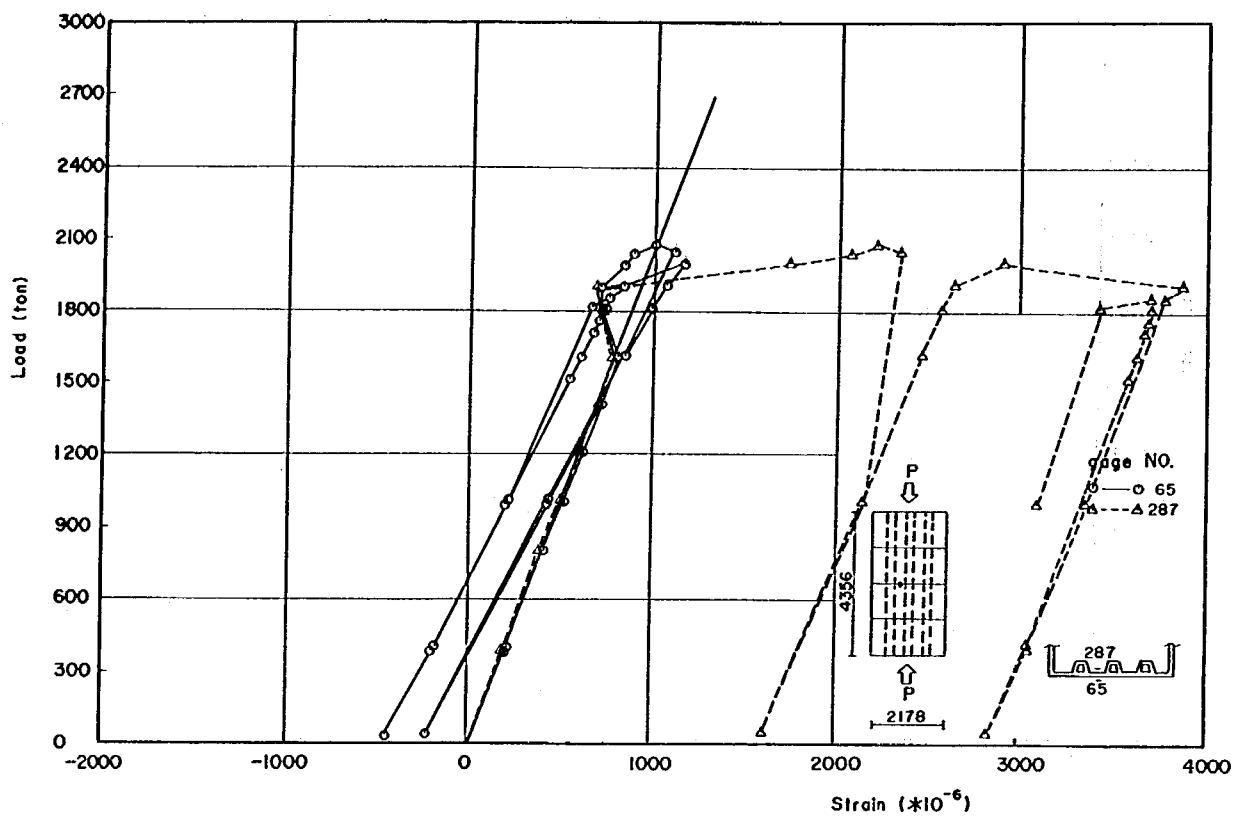
図C-6-8 荷重-ひずみ曲線 (No.6)



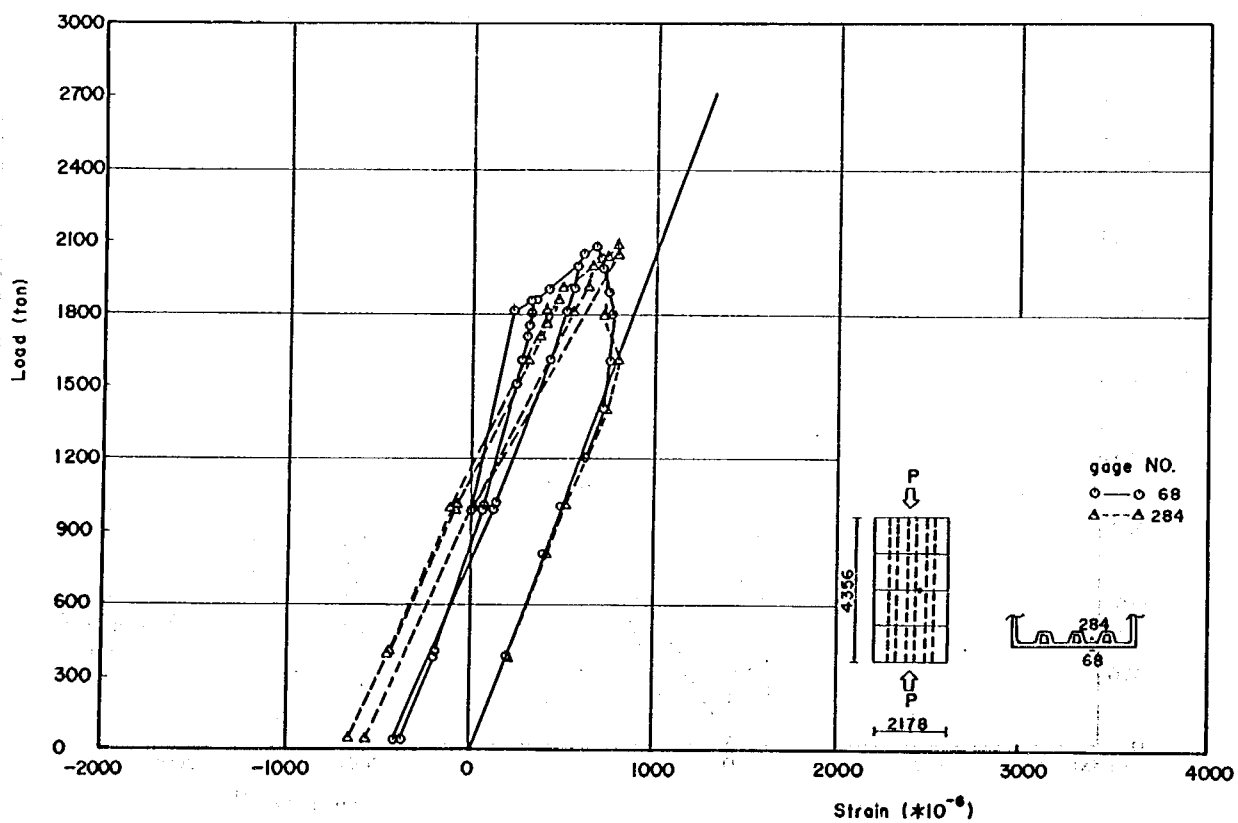
図C-6-9 荷重-ひずみ曲線 (No.6)



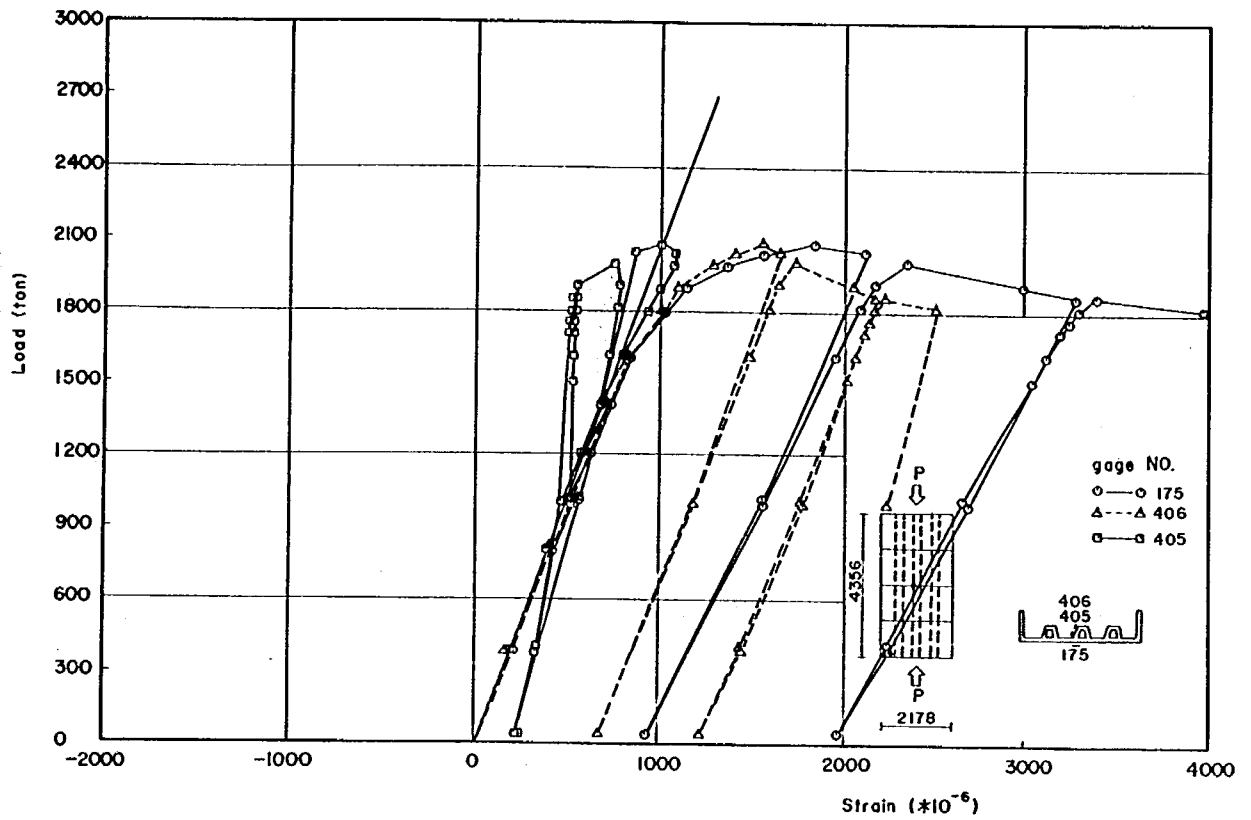
図C-6-10 荷重-ひずみ曲線 (No.6)



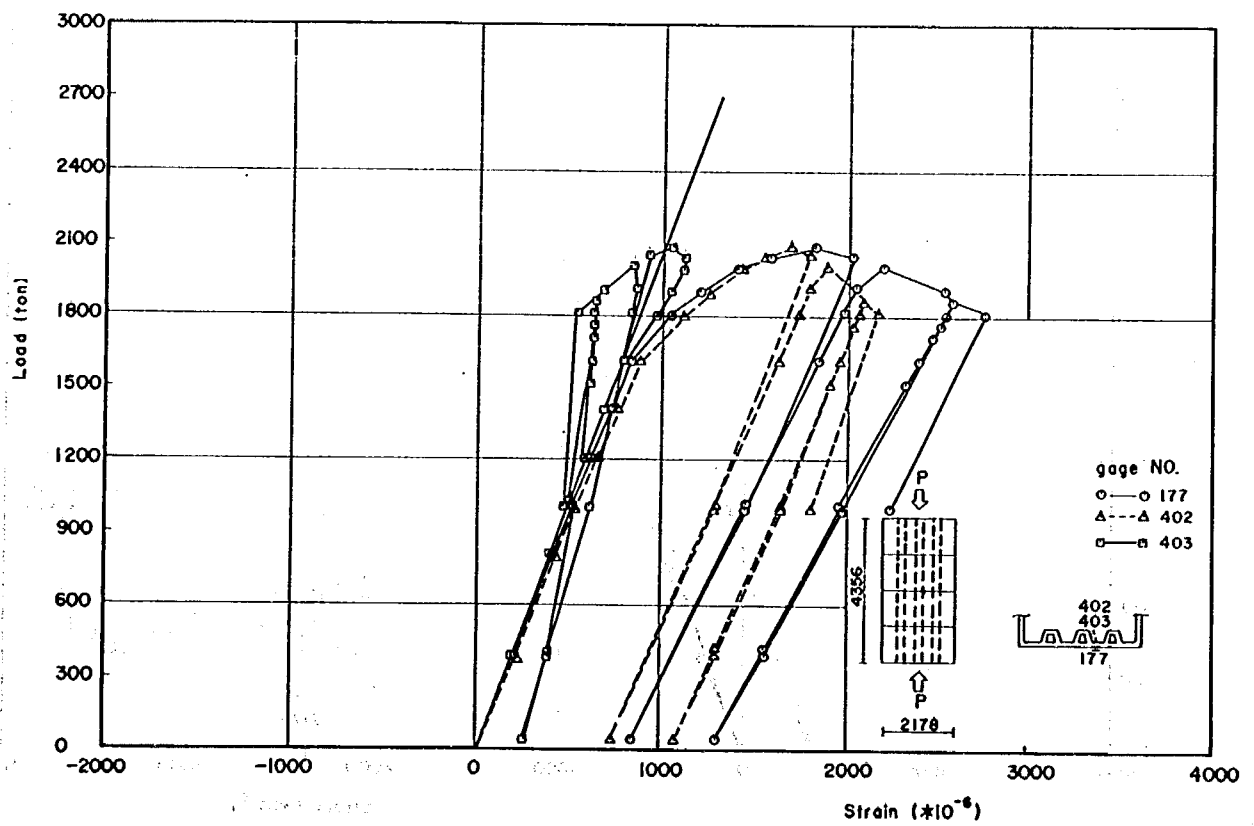
図C-7-1 荷重-ひずみ曲線 (No. 7)



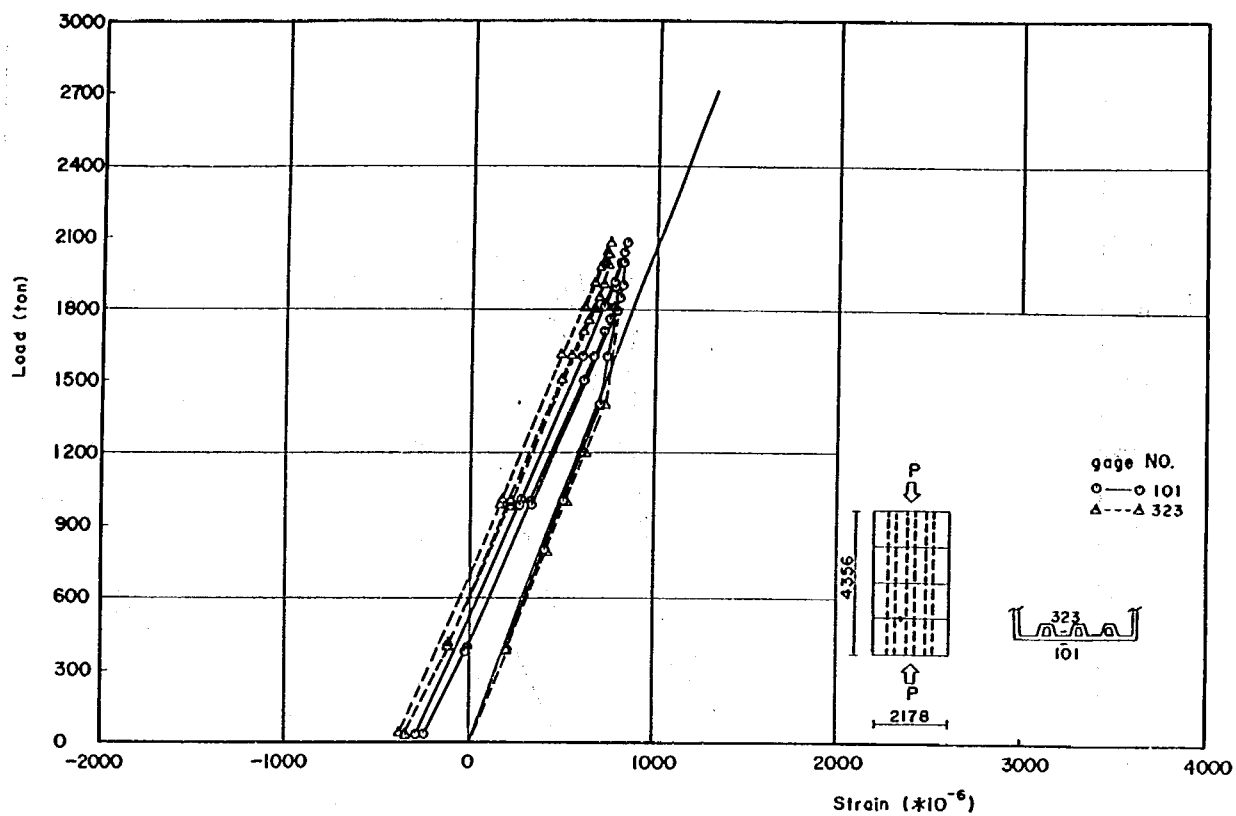
図C-7-2 荷重-ひずみ曲線 (No. 7)



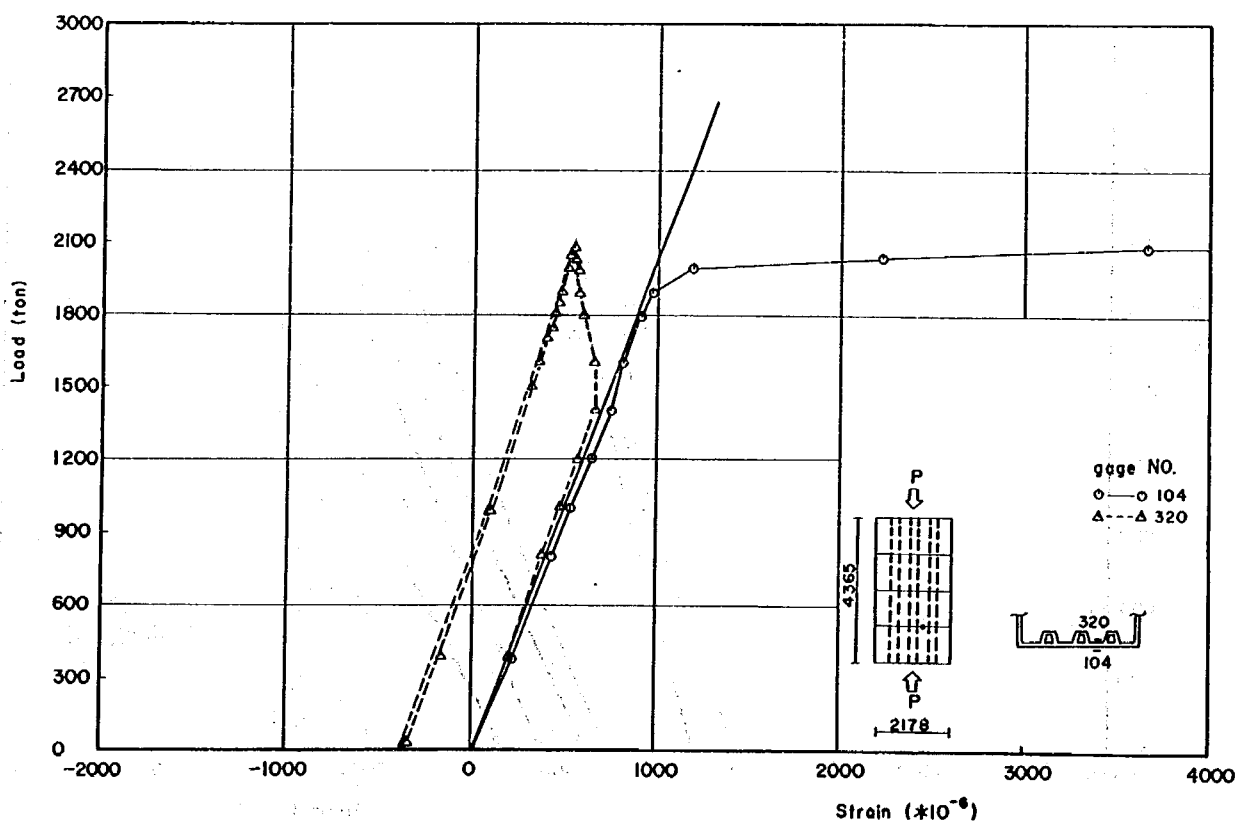
図C-7-3 荷重-ひずみ曲線 (No. 7)



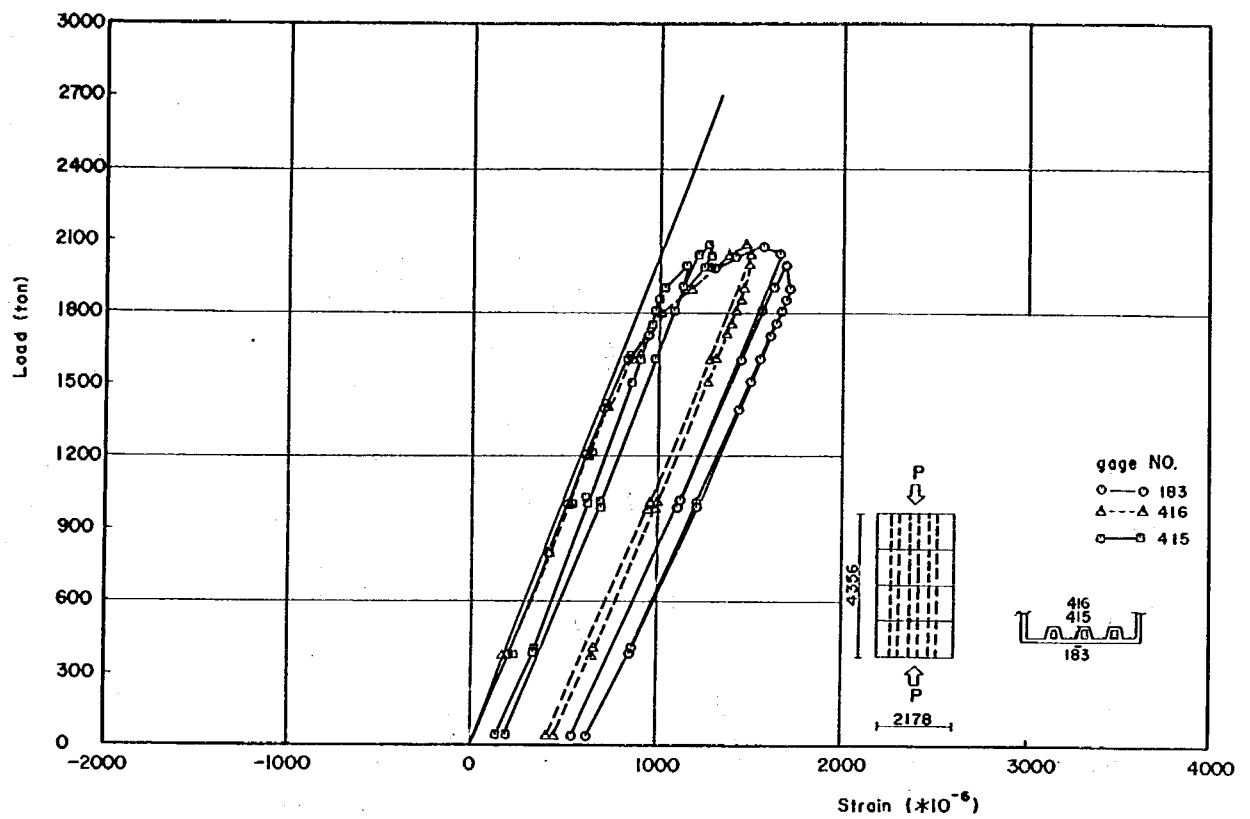
図C-7-4 荷重-ひずみ曲線 (No. 7)



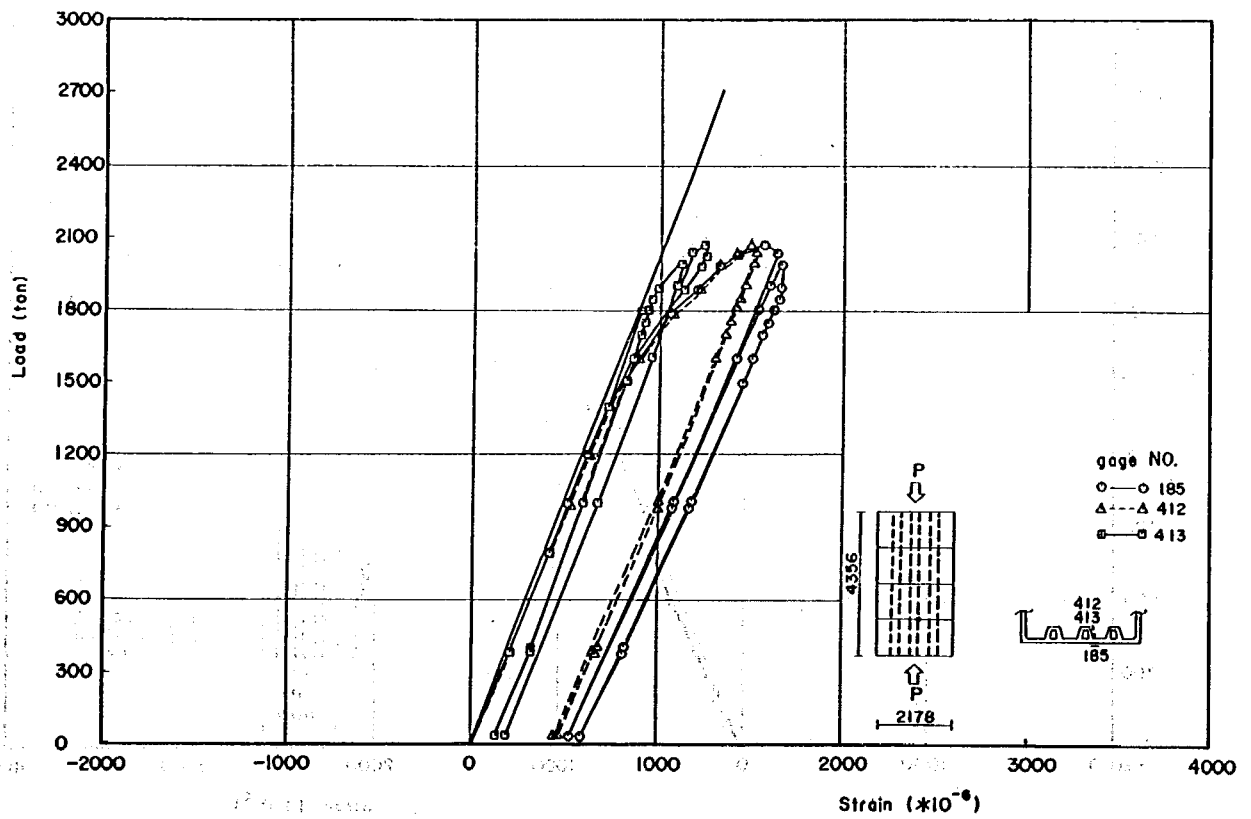
図C-7-5 荷重-ひずみ曲線 (No. 7)



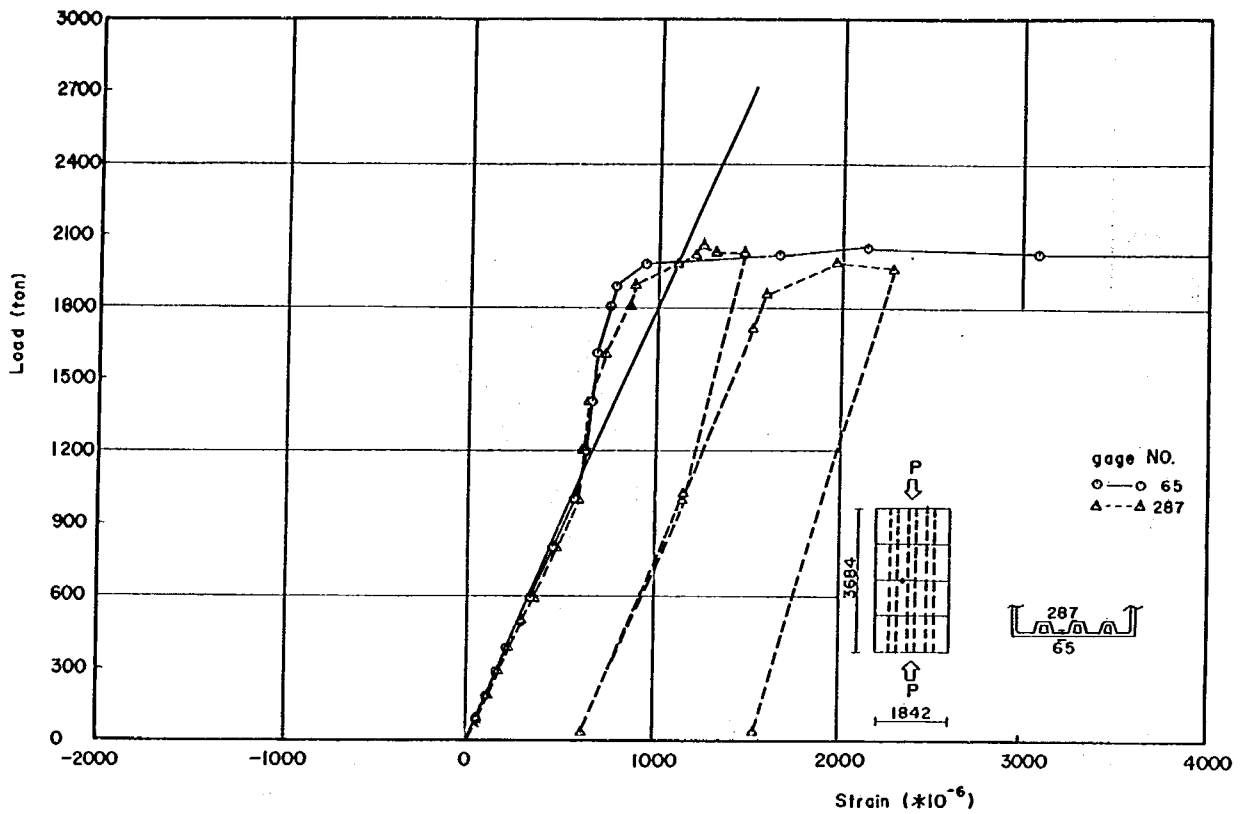
図C-7-6 荷重-ひずみ曲線 (No. 7)



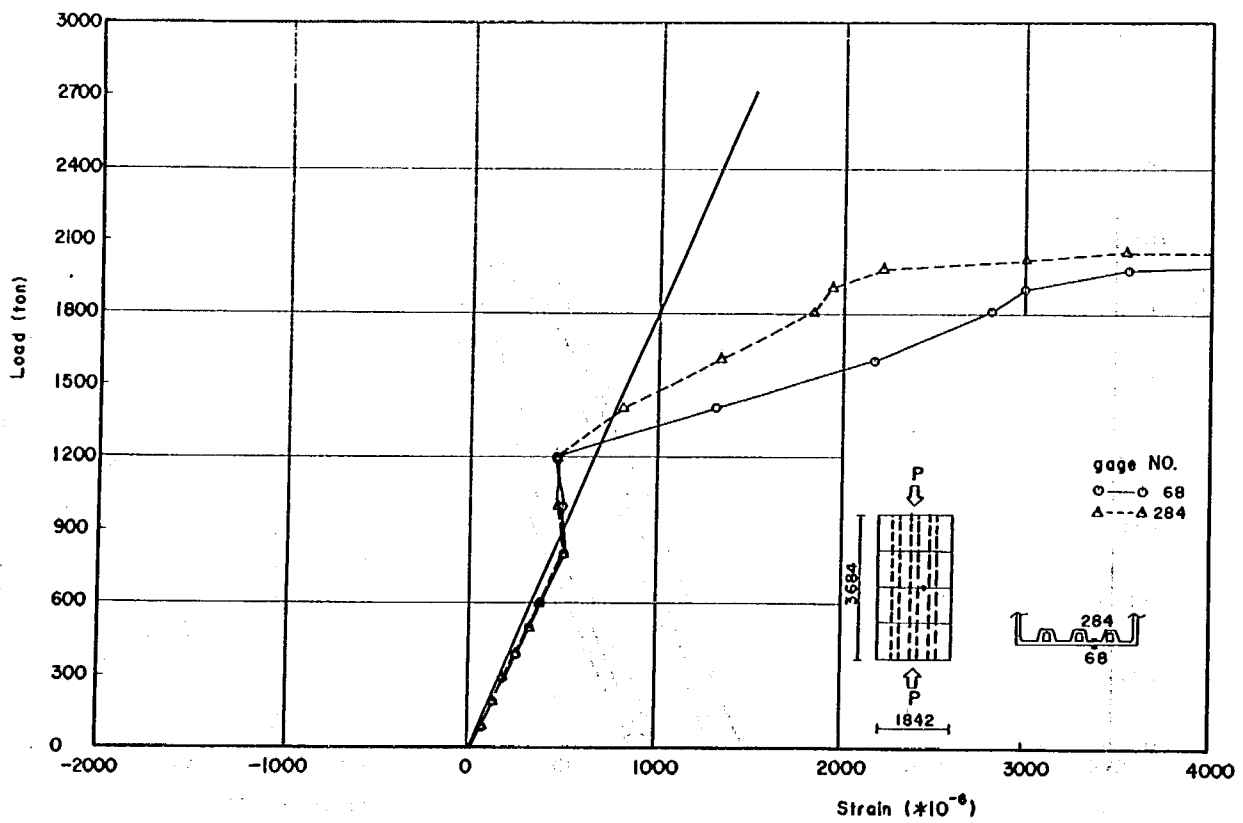
図C-7-7 荷重-ひずみ曲線 (No. 7)



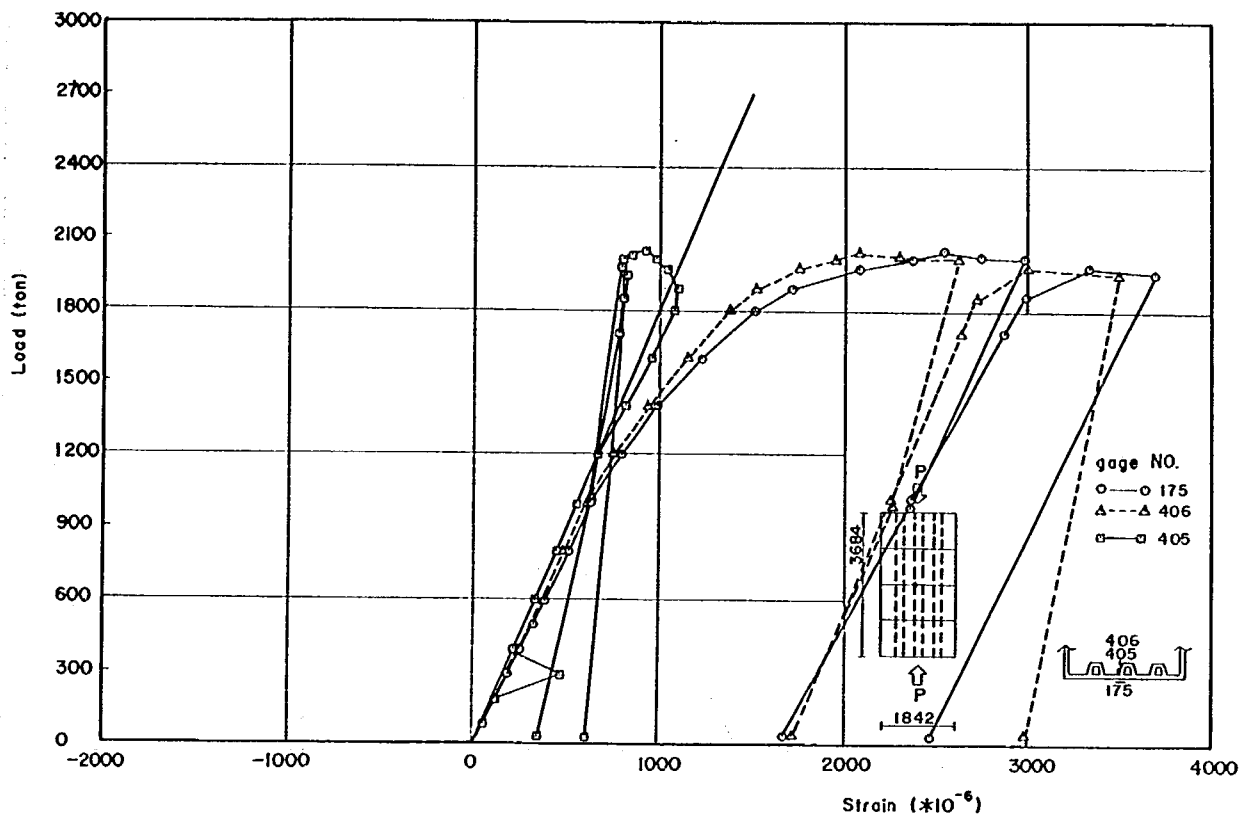
図C-7-8 荷重-ひずみ曲線 (No. 7)



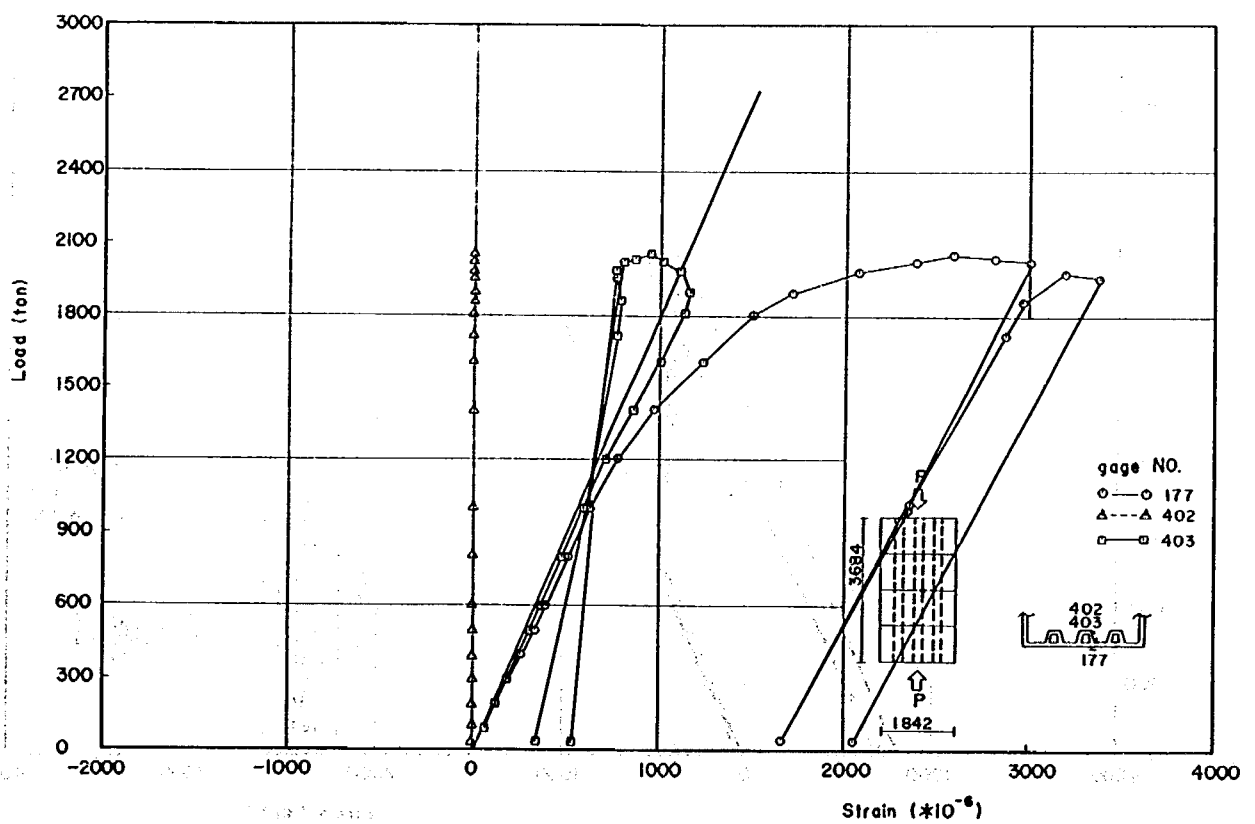
図C-8-1 荷重-ひずみ曲線 (No 8)



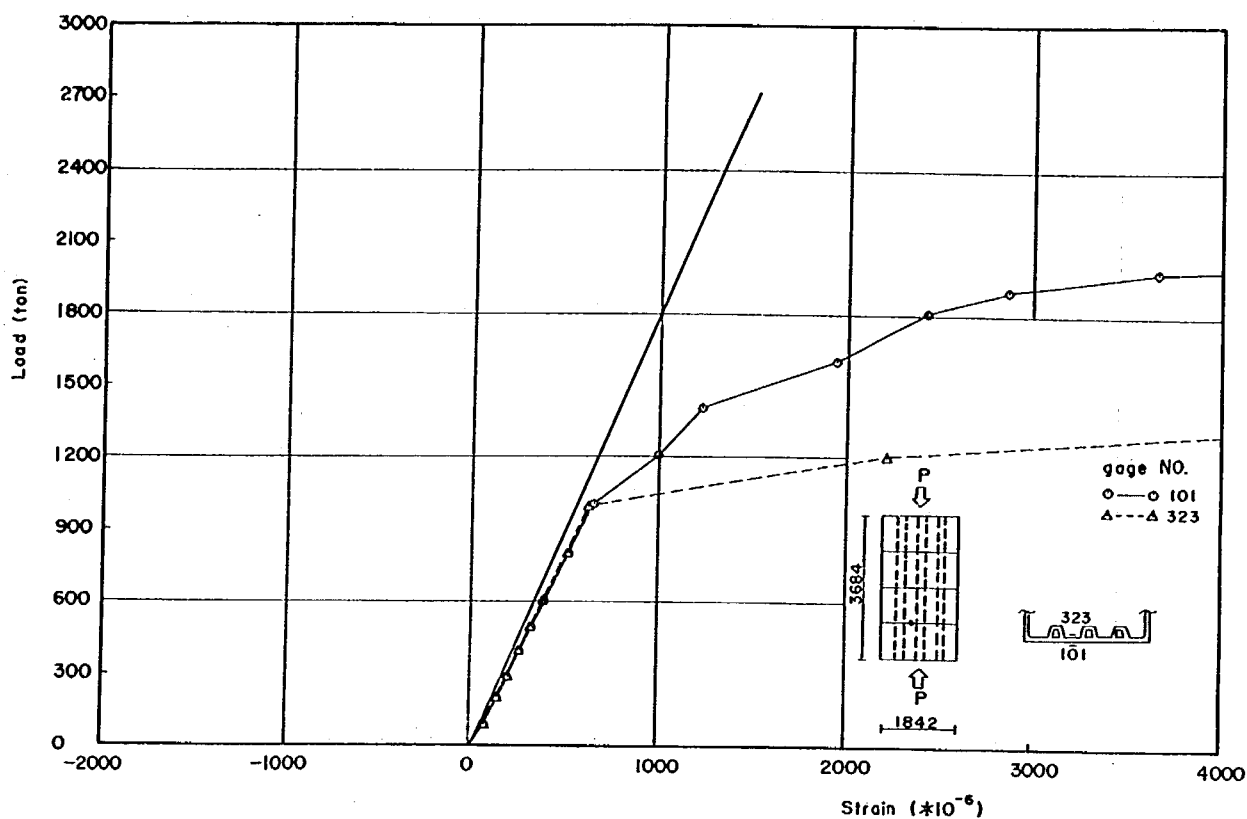
図C-8-2 荷重-ひずみ曲線 (No 8)



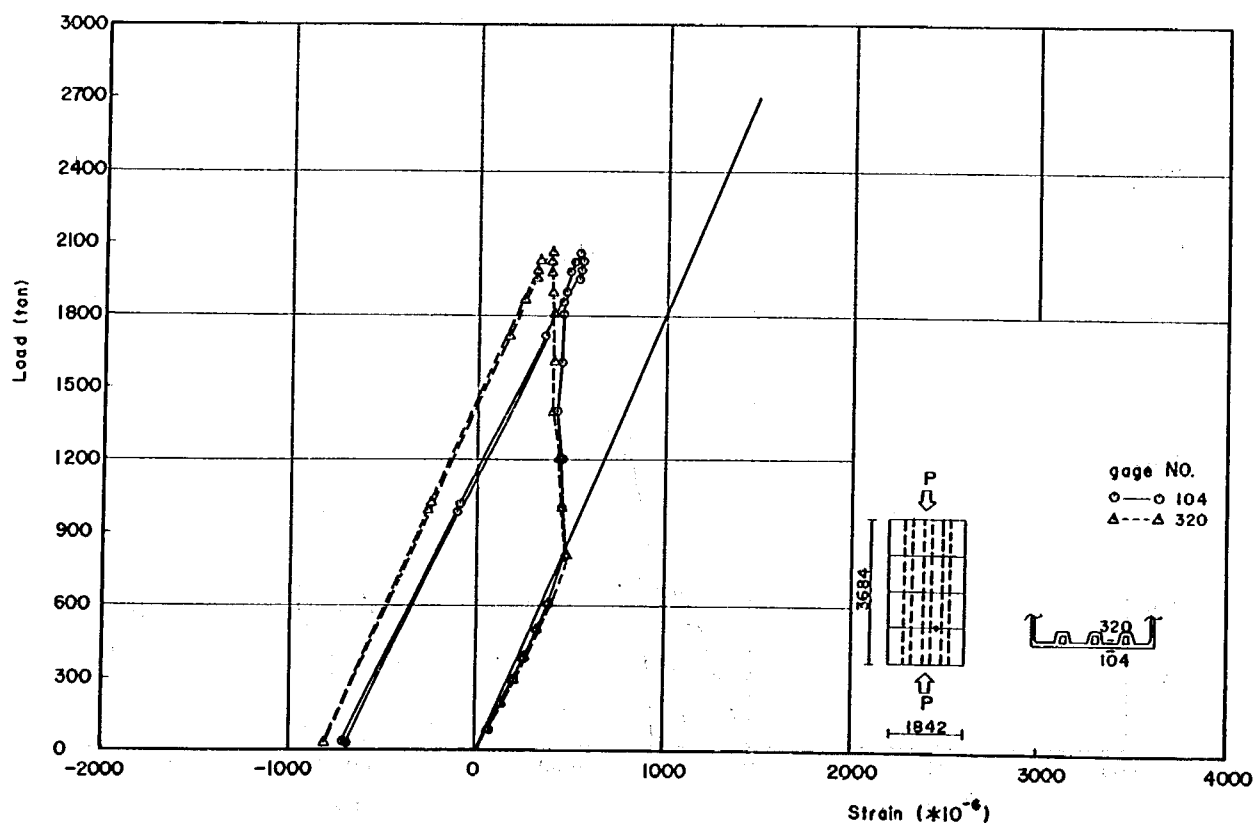
図C-8-3 荷重-ひずみ曲線 (No. 8)



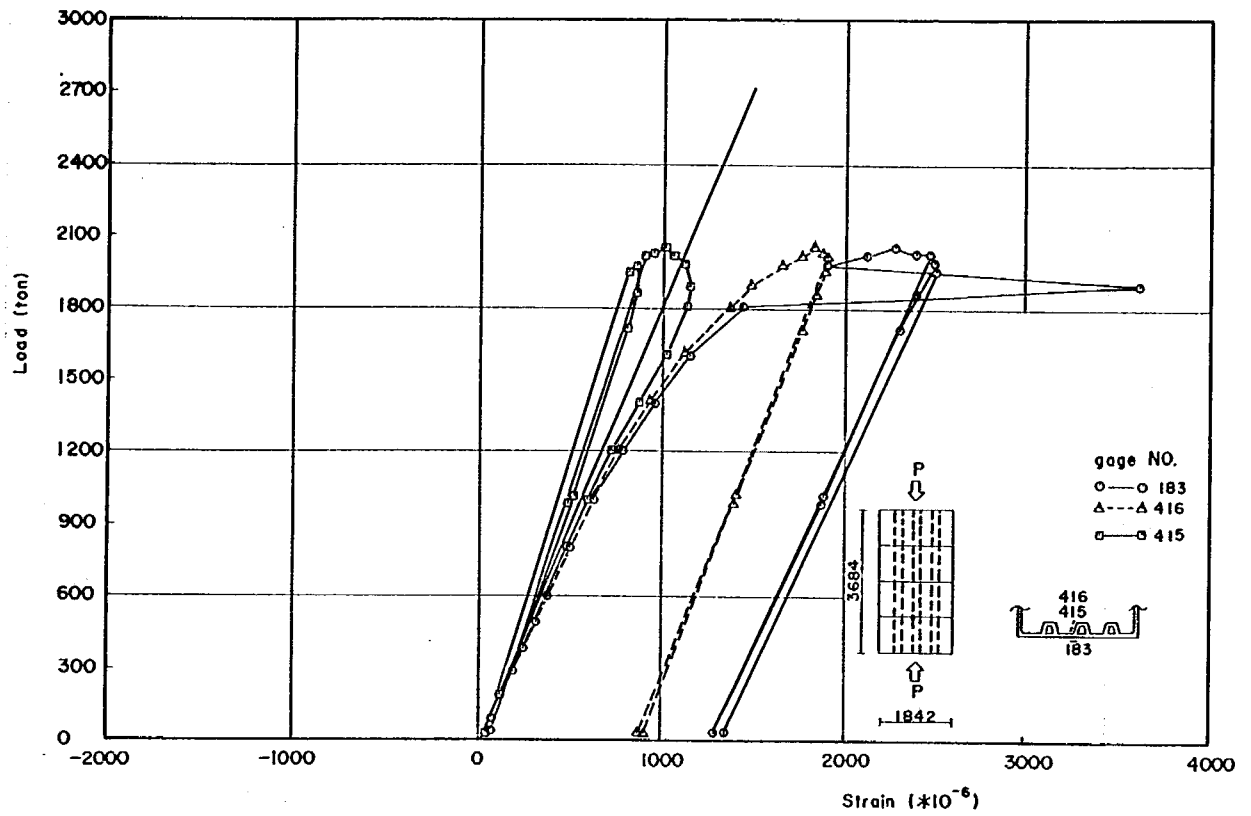
図C-8-4 荷重-ひずみ曲線 (No. 8)



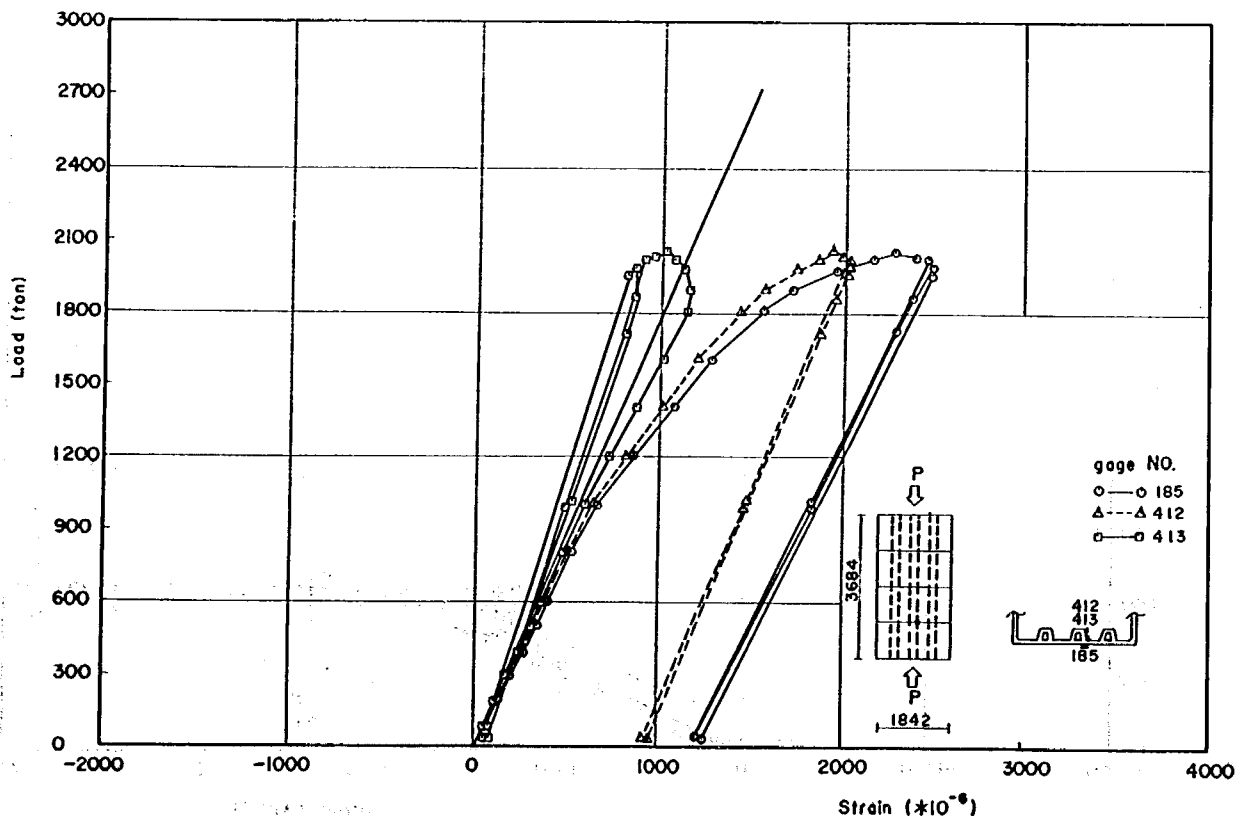
図C-8-5 荷重-ひずみ曲線 (No. 8)



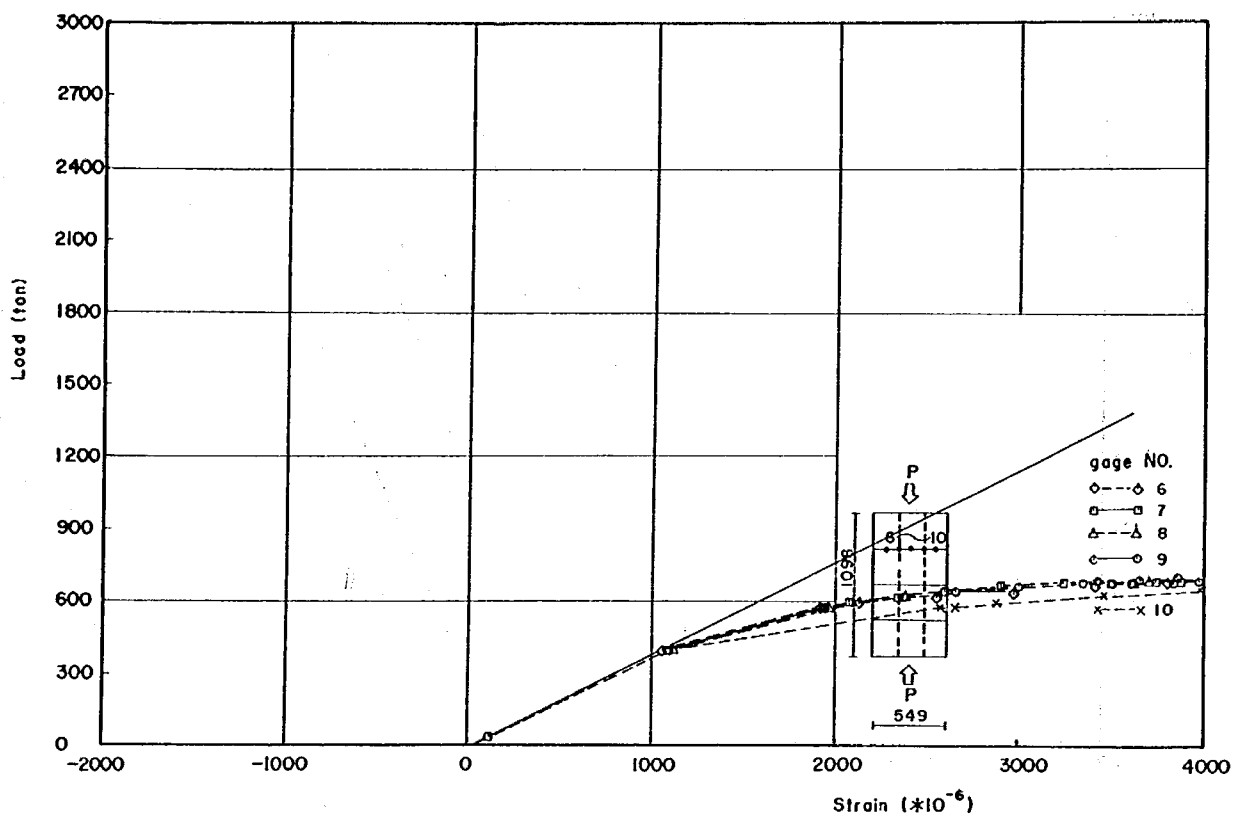
図C-8-6 荷重-ひずみ曲線 (No. 8)



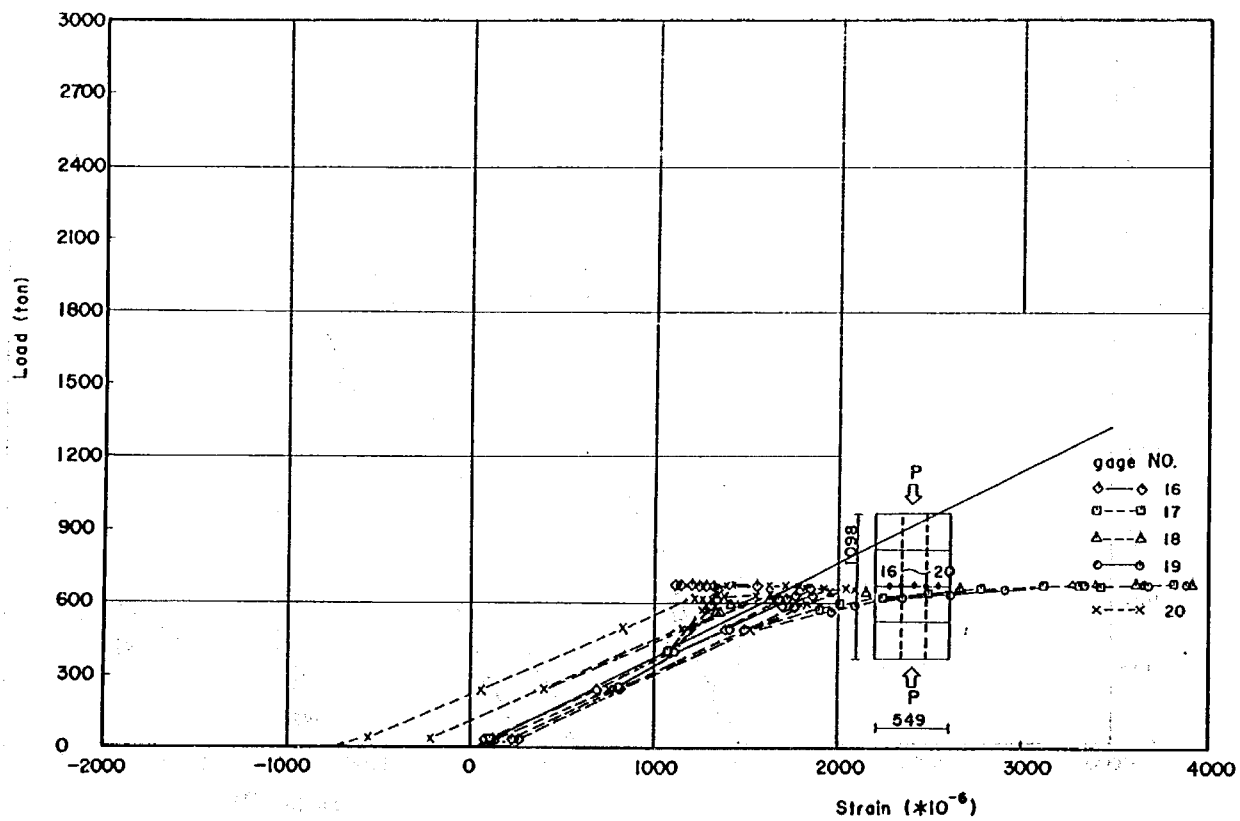
図C-8-7 荷重-ひずみ曲線 (No. 8)



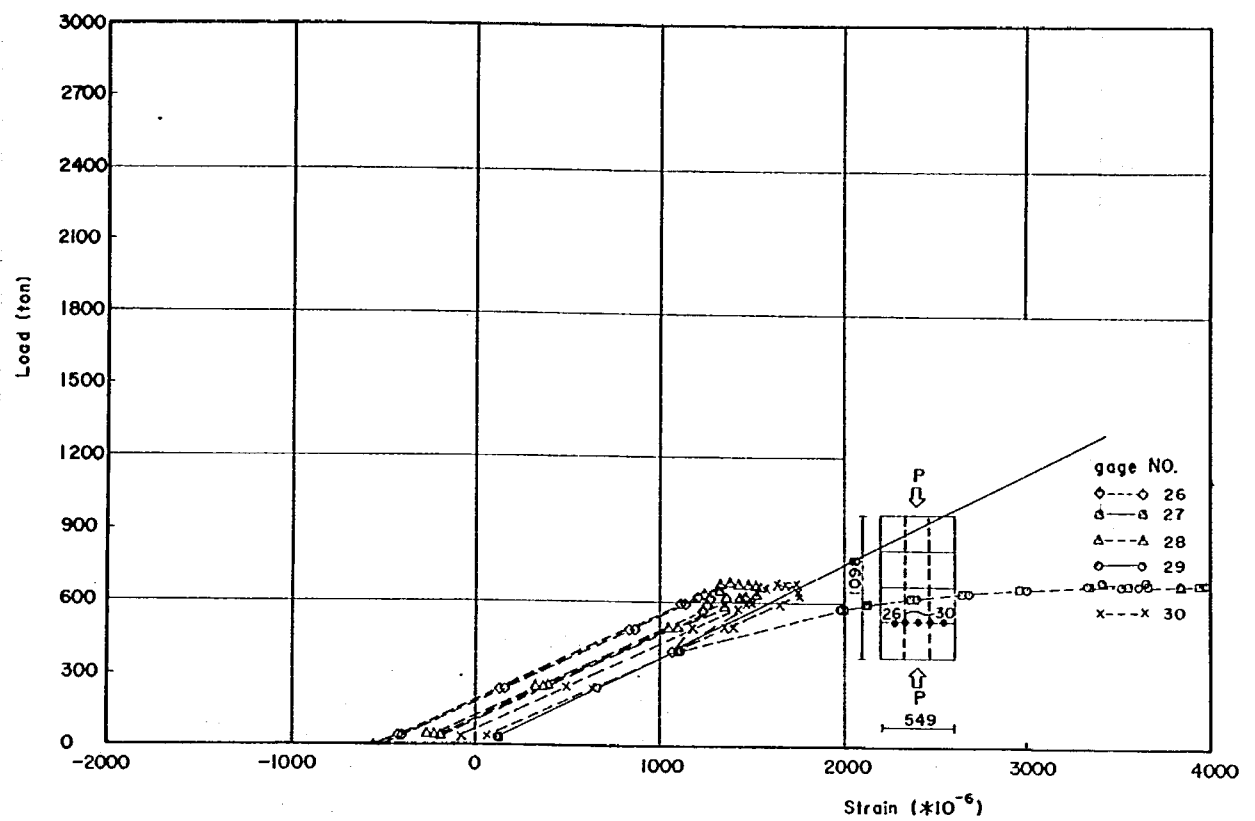
図C-8-8 荷重-ひずみ曲線 (No. 8)



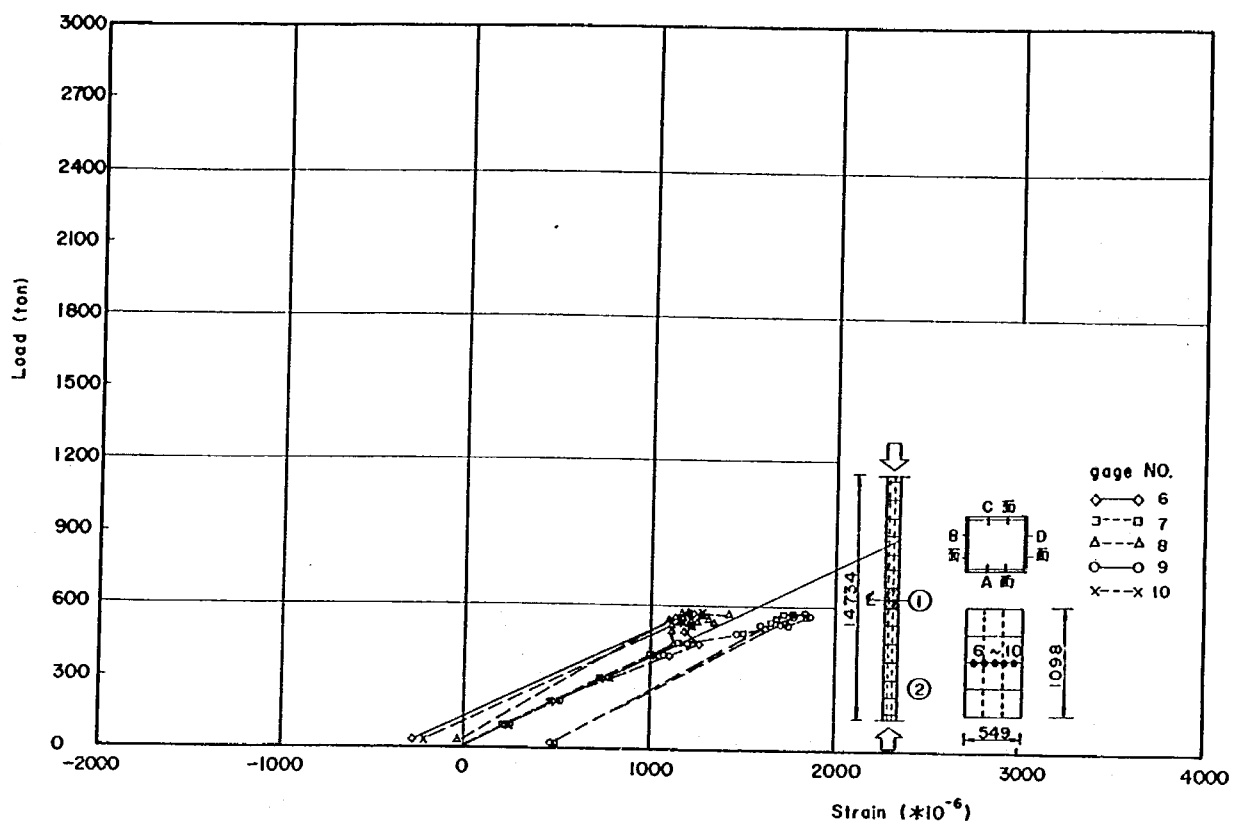
図C-10-1 荷重-ひずみ曲線 (No.10)



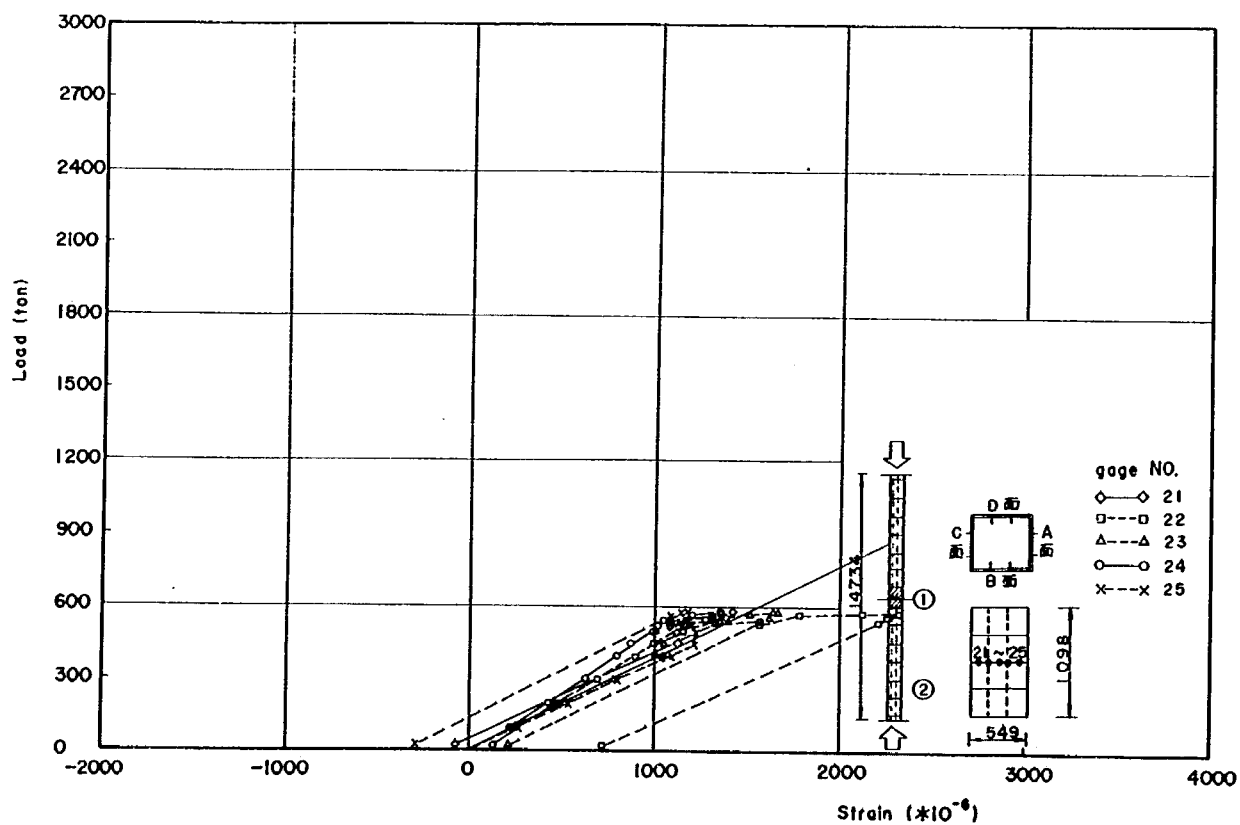
図C-10-2 荷重-ひずみ曲線 (No.10)



図C-10-3 荷重-ひずみ曲線 (No 10)



図C-11-1 荷重-ひずみ曲線 (No.11)



図C-11-2 荷重-ひずみ曲線 (No.11)

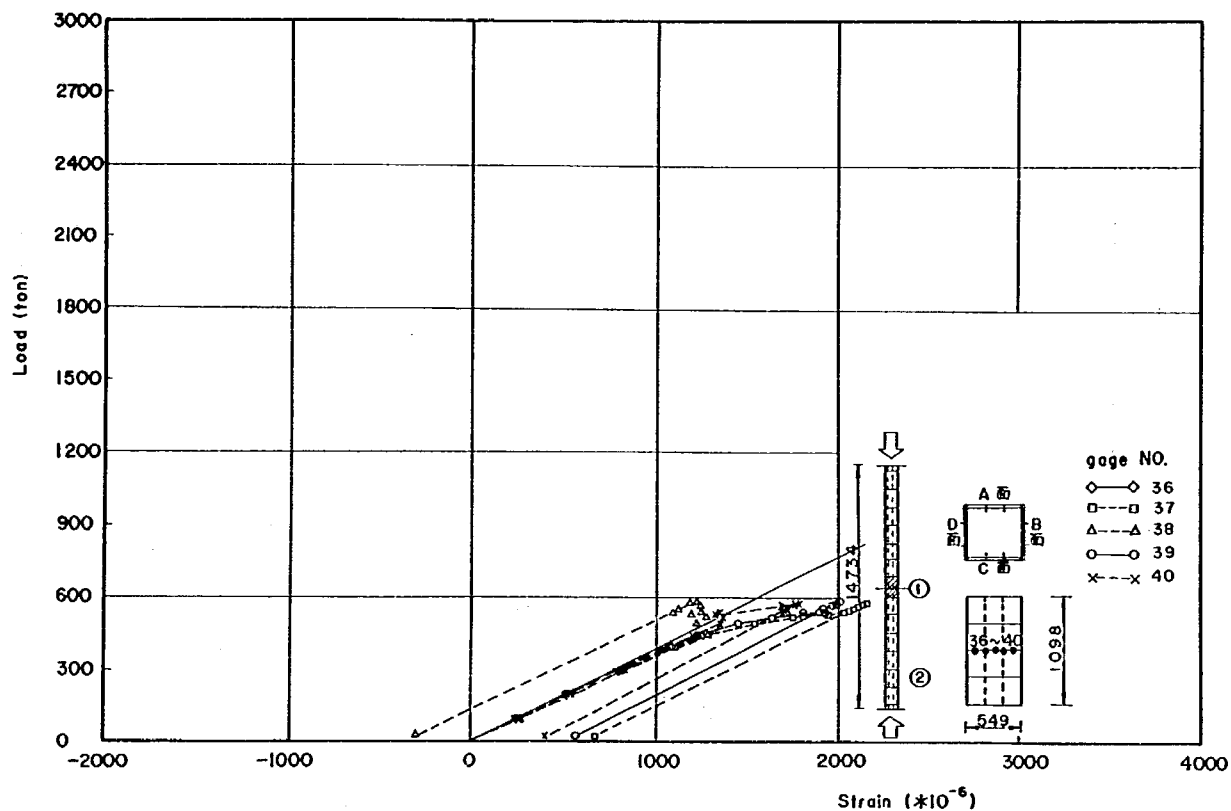


図 C-11-3 荷重-ひずみ曲線 (No.11)

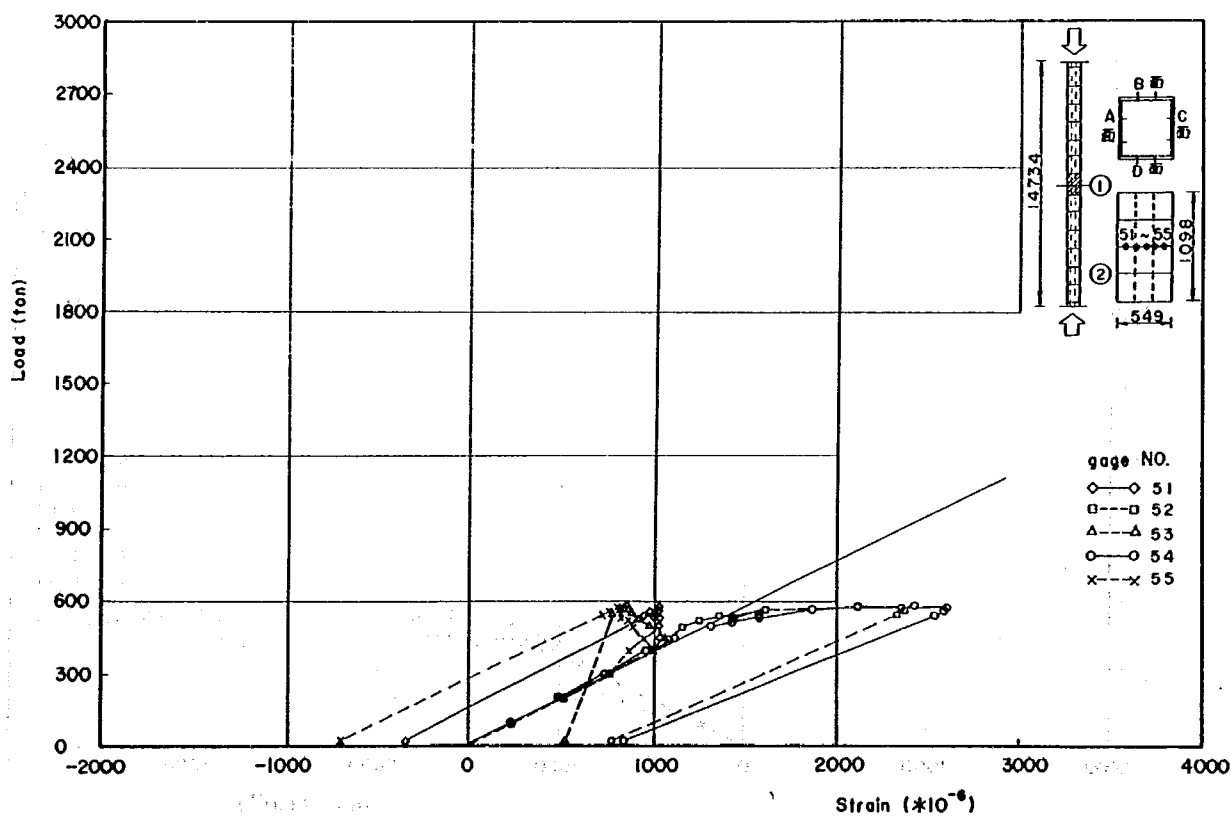
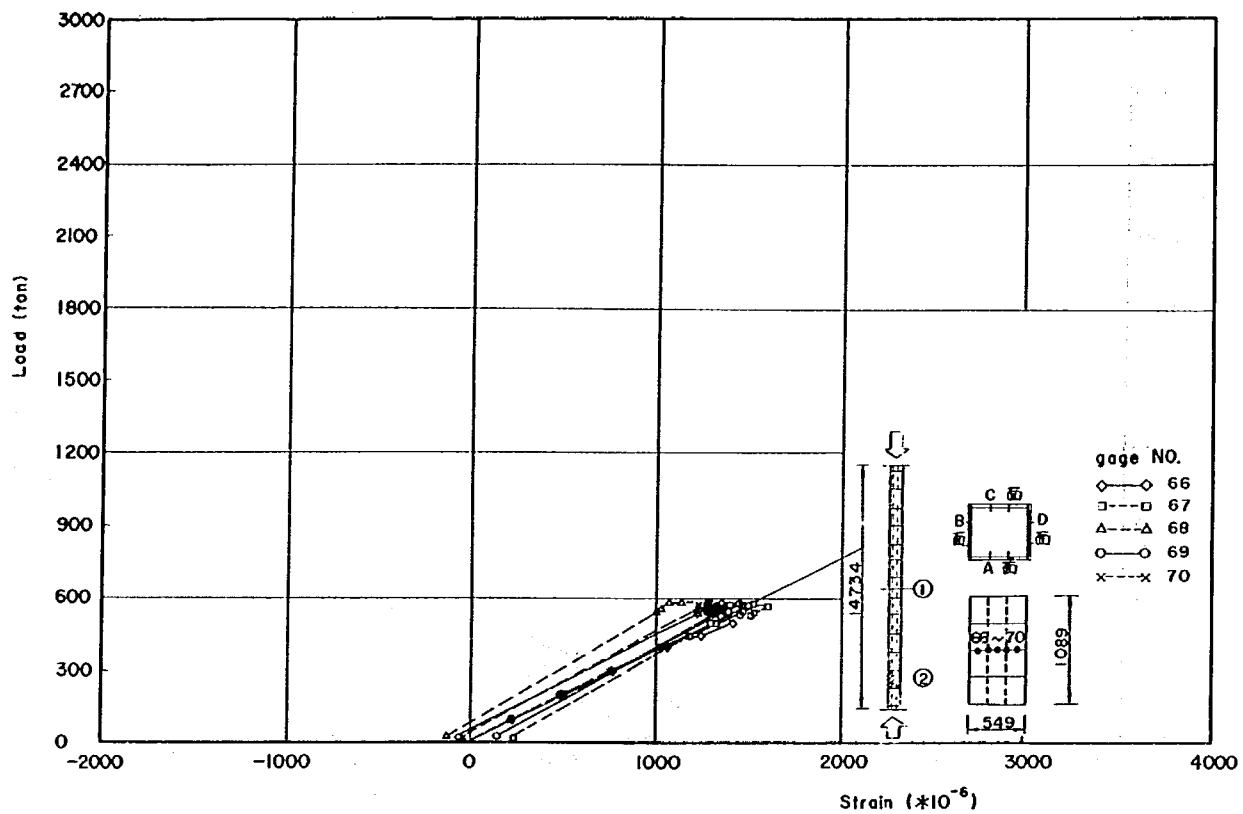
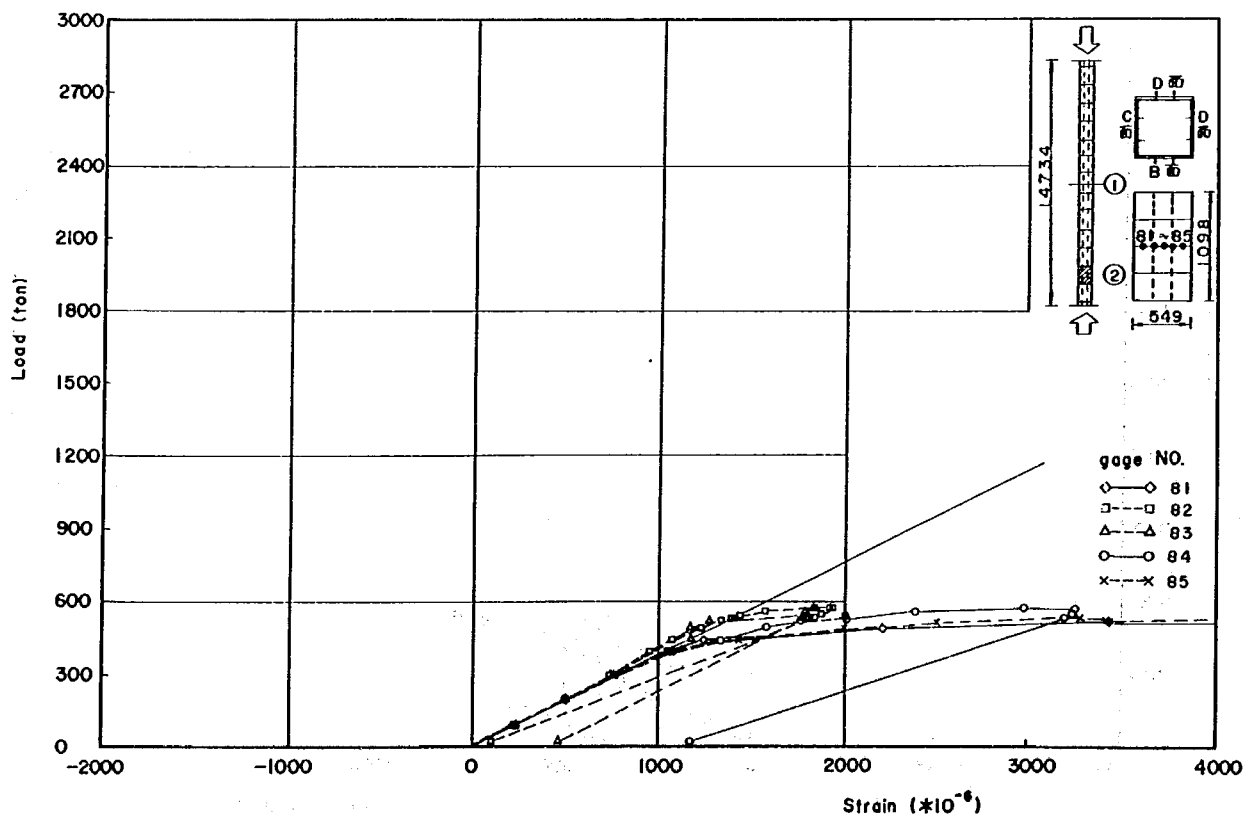


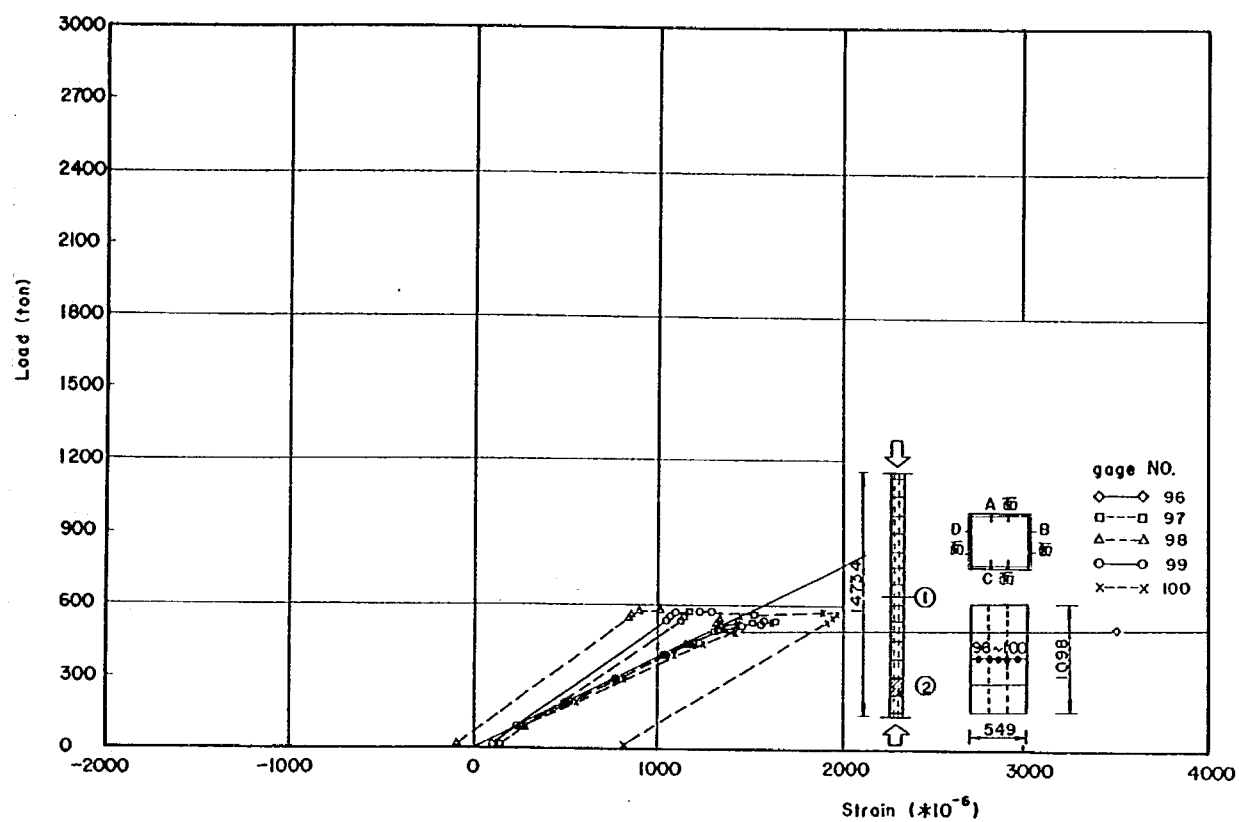
図 C-11-4 荷重-ひずみ曲線 (No.11)



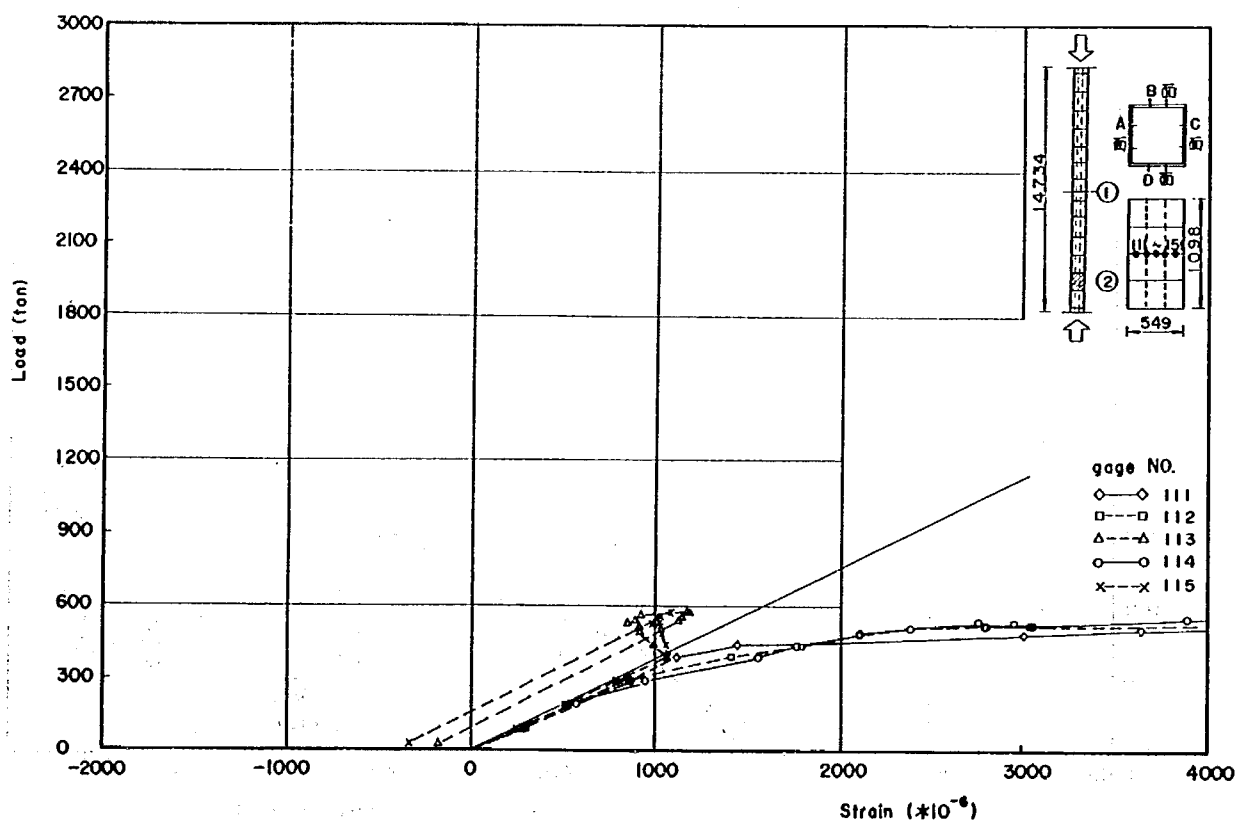
図C-11-5 荷重-ひずみ曲線 (No.11)



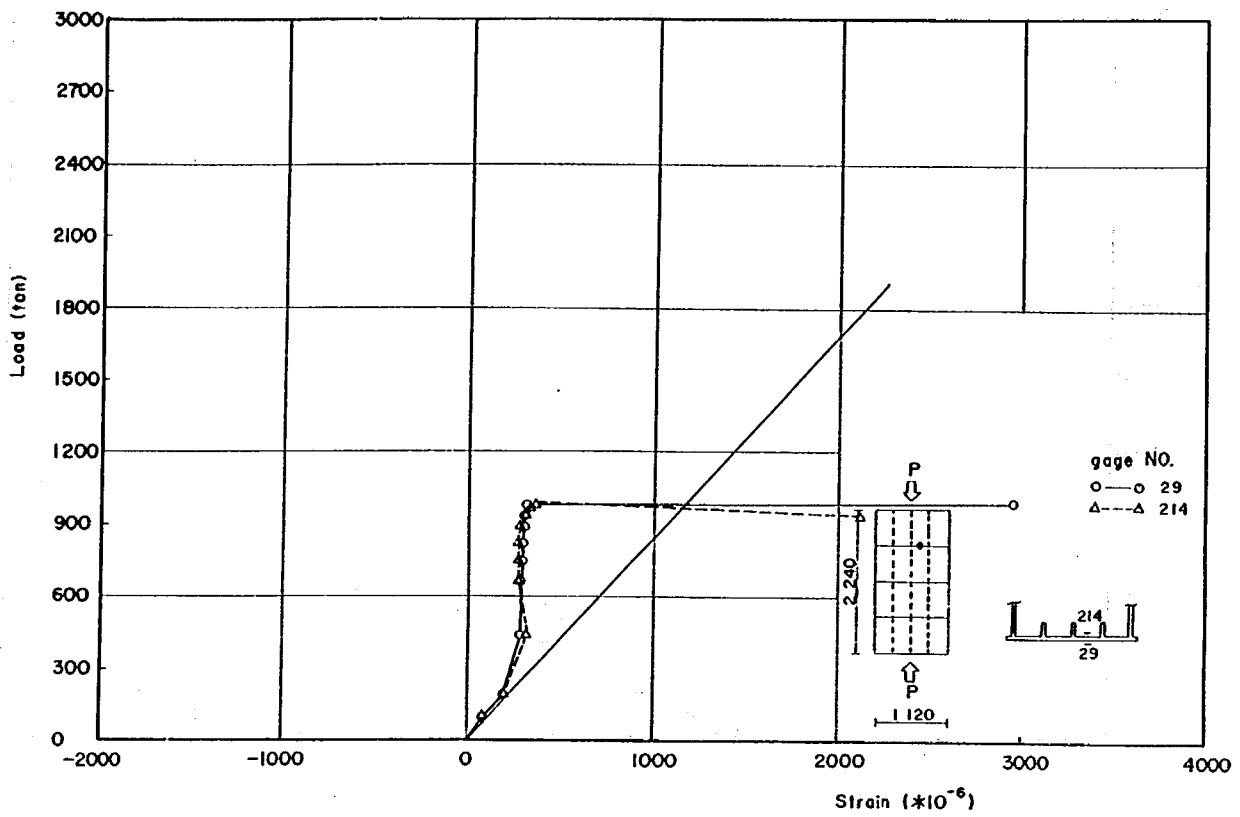
図C-11-6 荷重-ひずみ曲線 (No.11)



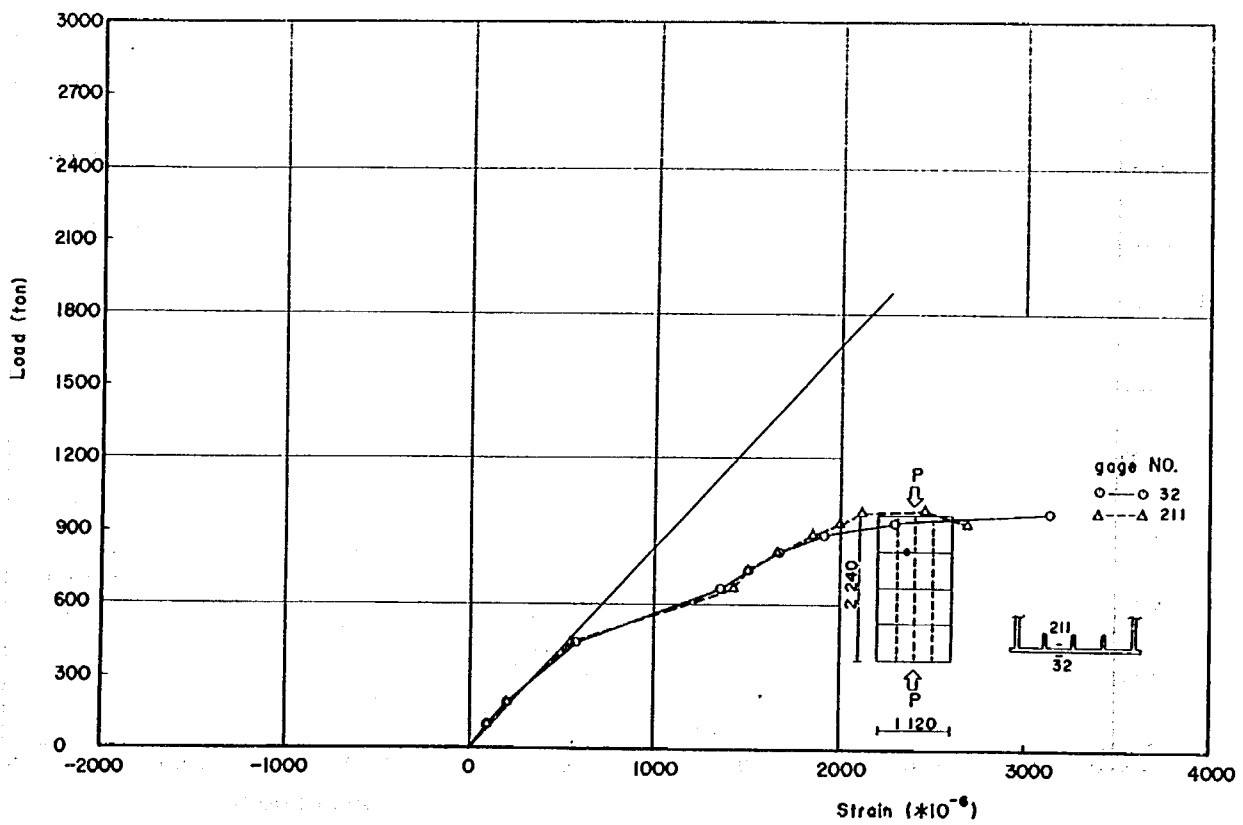
図C-11-7 荷重-ひずみ曲線 (No.11)



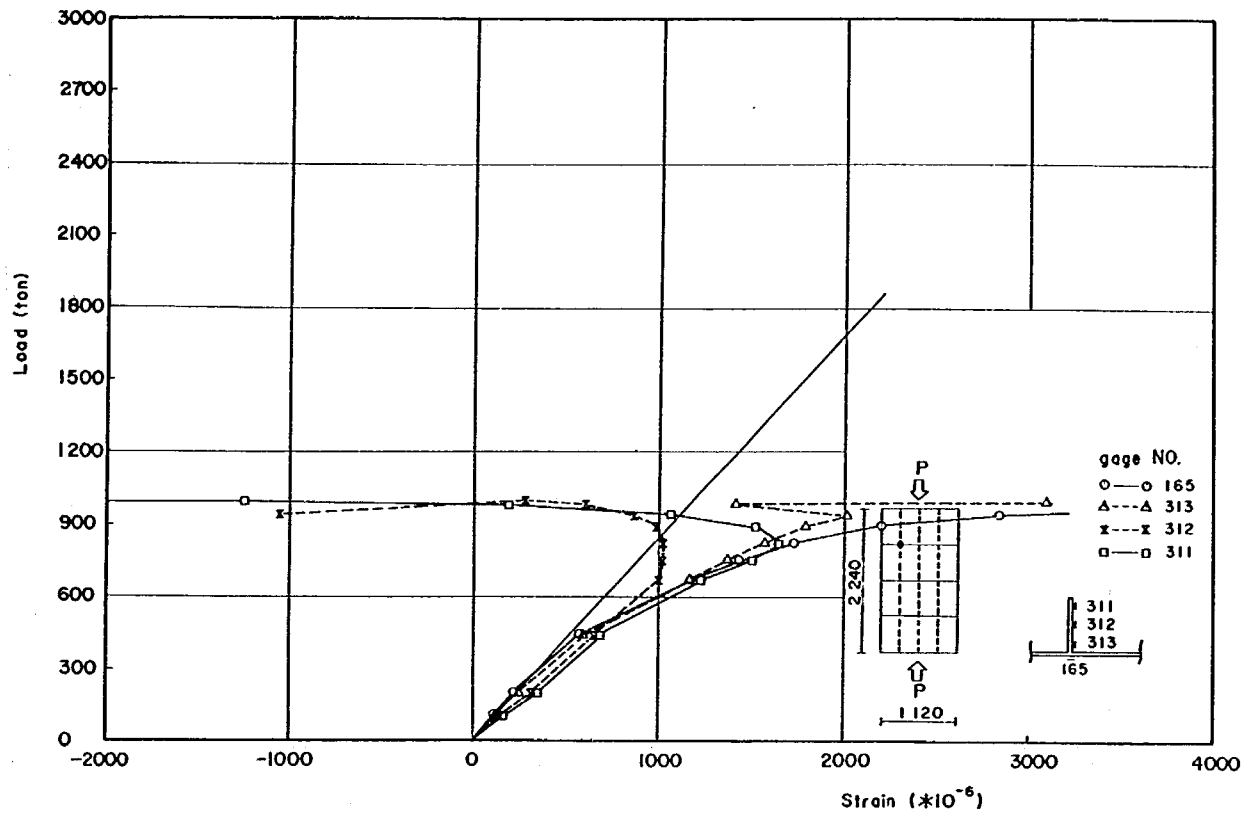
図C-11-8 荷重-ひずみ曲線 (No.11)



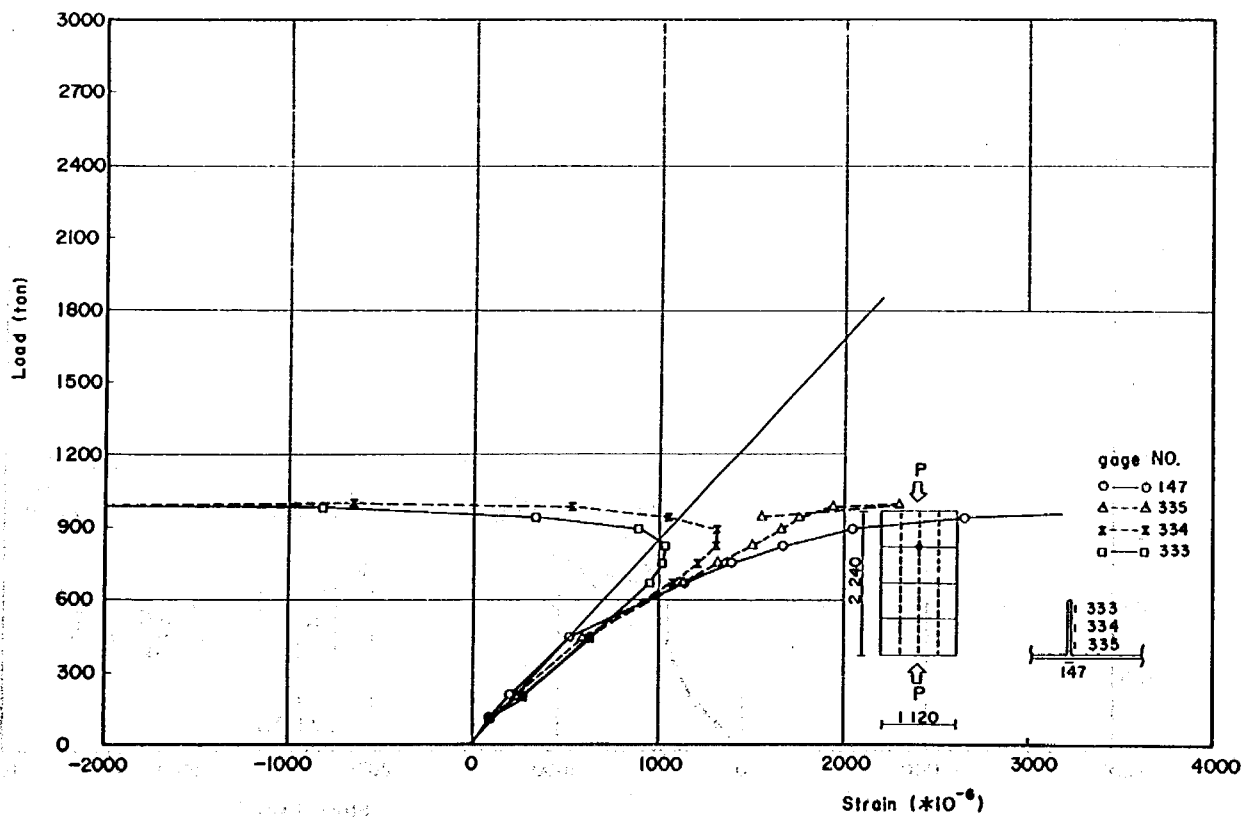
図C-12-1 荷重-ひずみ曲線 (No. 12)



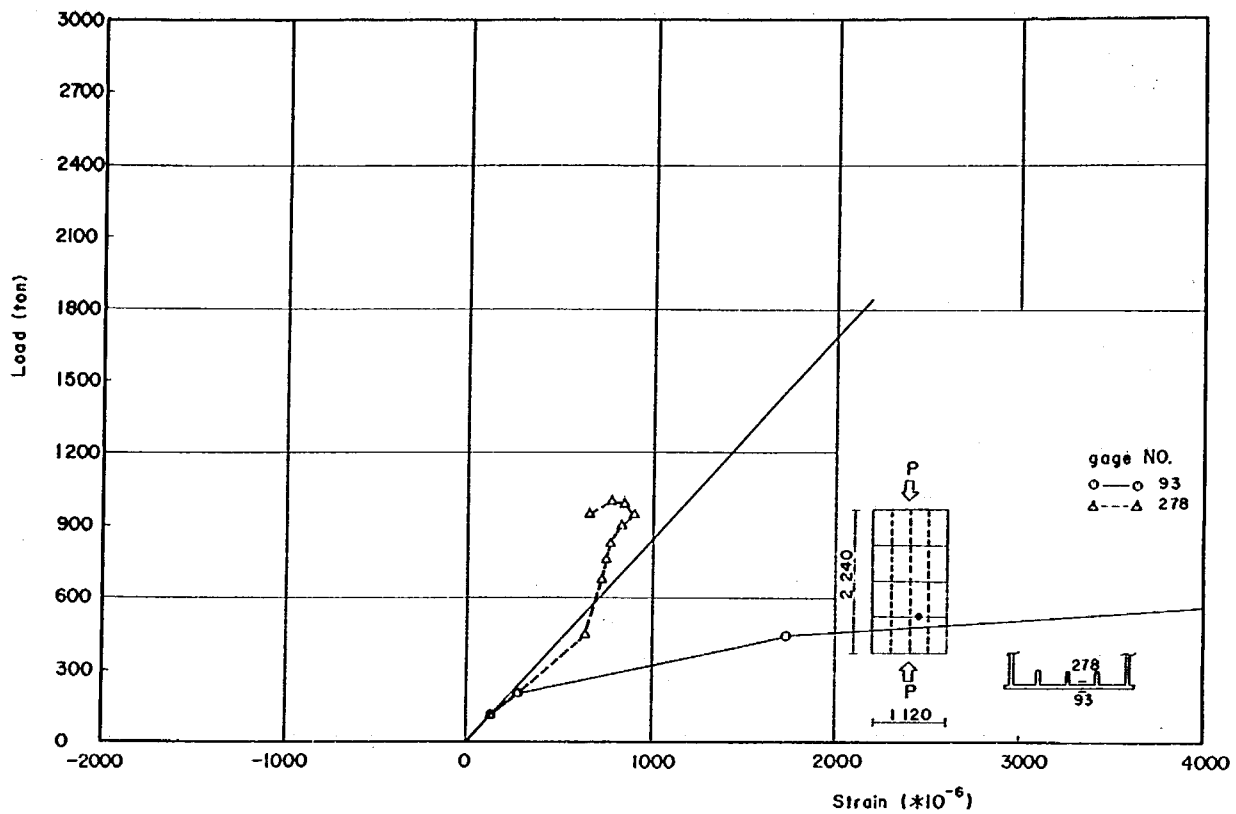
図C-12-2 荷重-ひずみ曲線 (No. 12)



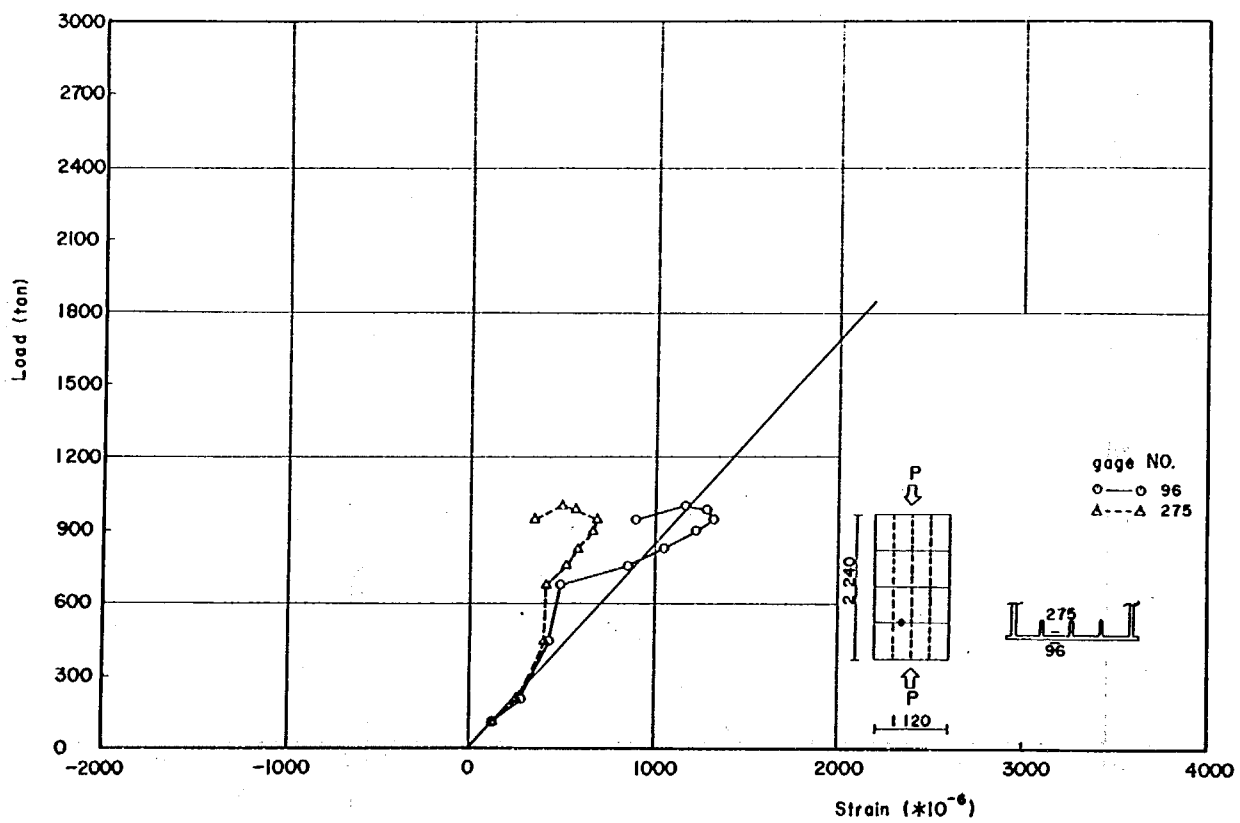
図C-12-3 荷重-ひずみ曲線 (No.12)



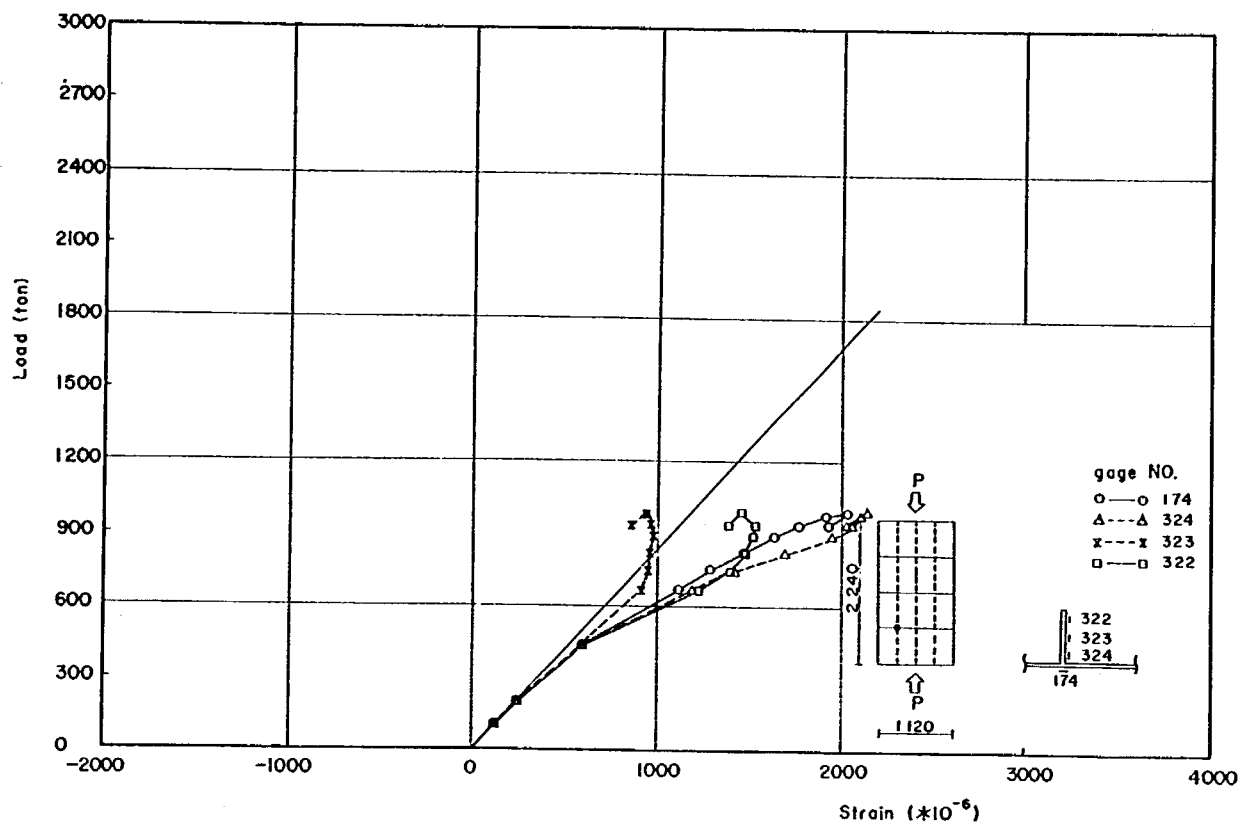
図C-12-4 荷重-ひずみ曲線 (No.12)



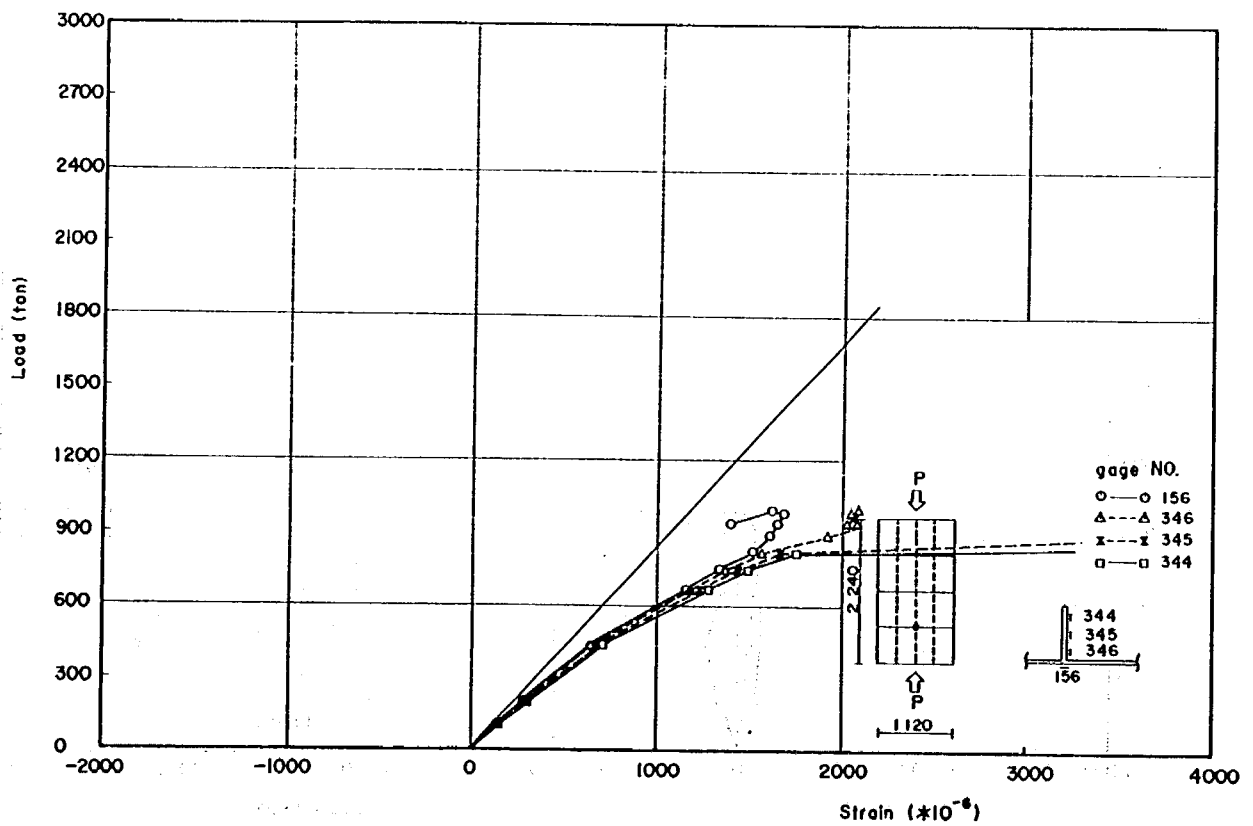
図C-12-5 荷重-ひずみ曲線 (No.12)



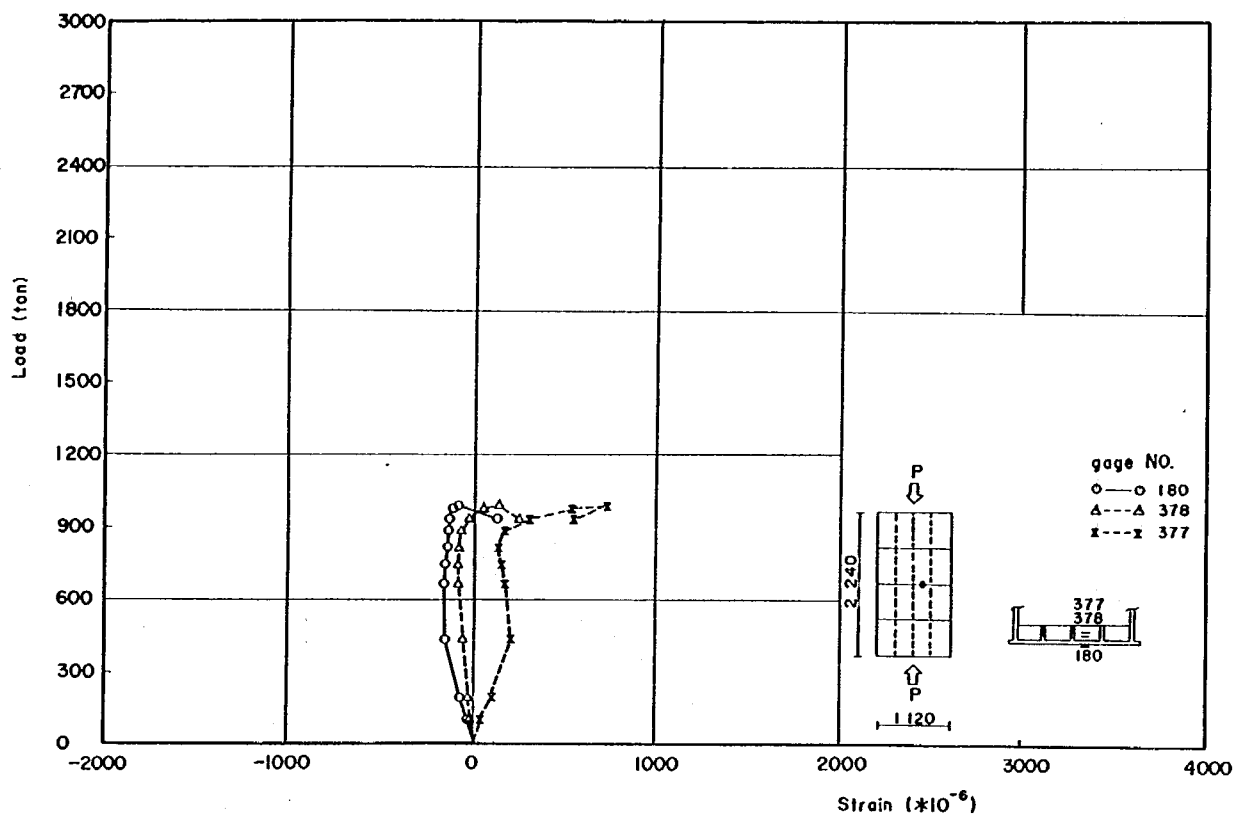
図C-12-6 荷重-ひずみ曲線 (No.12)



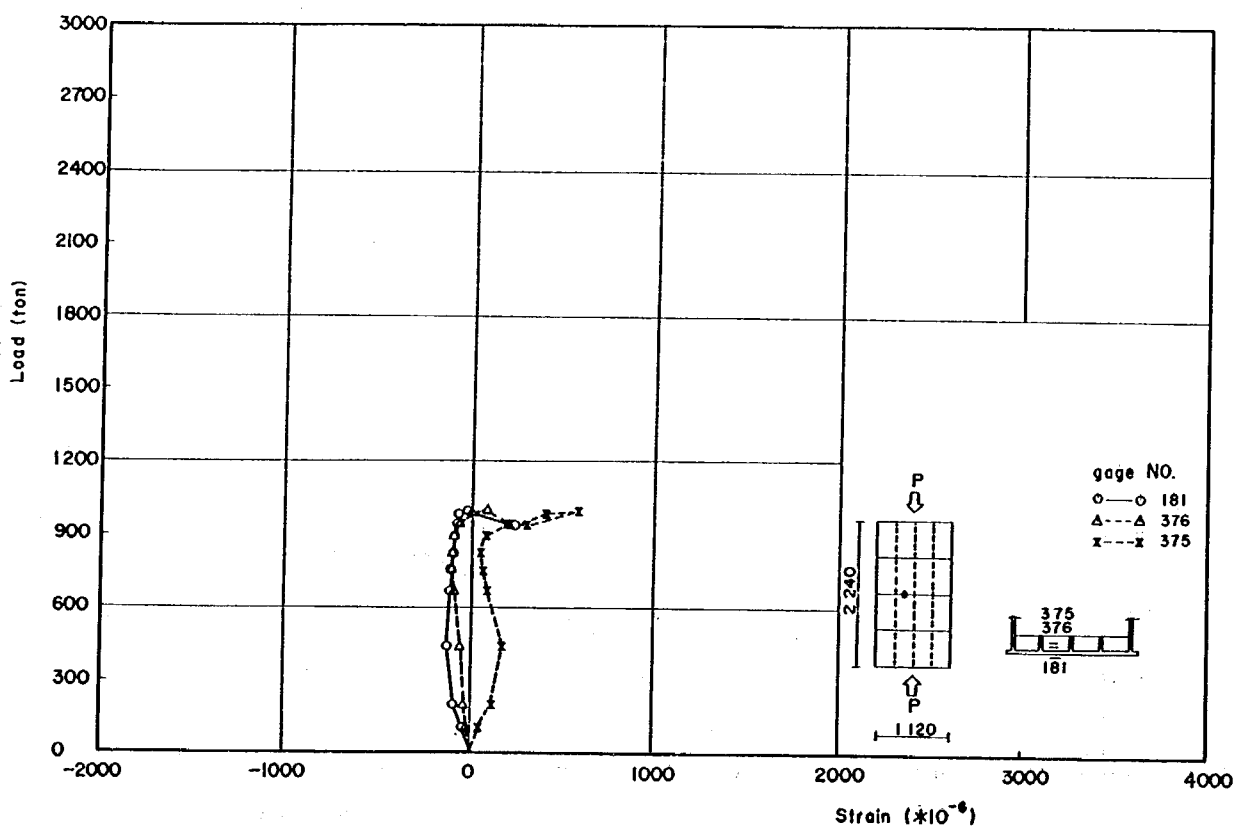
図C-12-7 荷重-ひずみ曲線 (No.12)



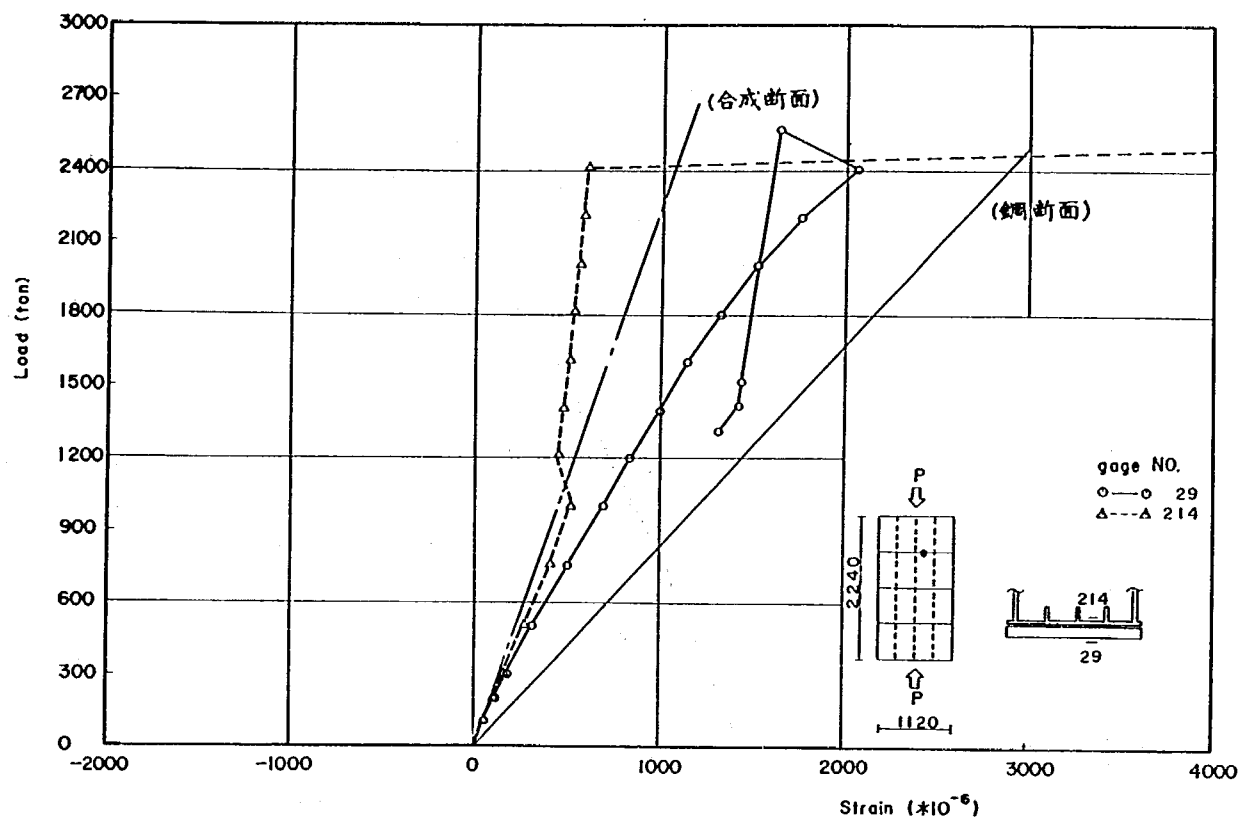
図C-12-8 荷重-ひずみ曲線 (No.12)



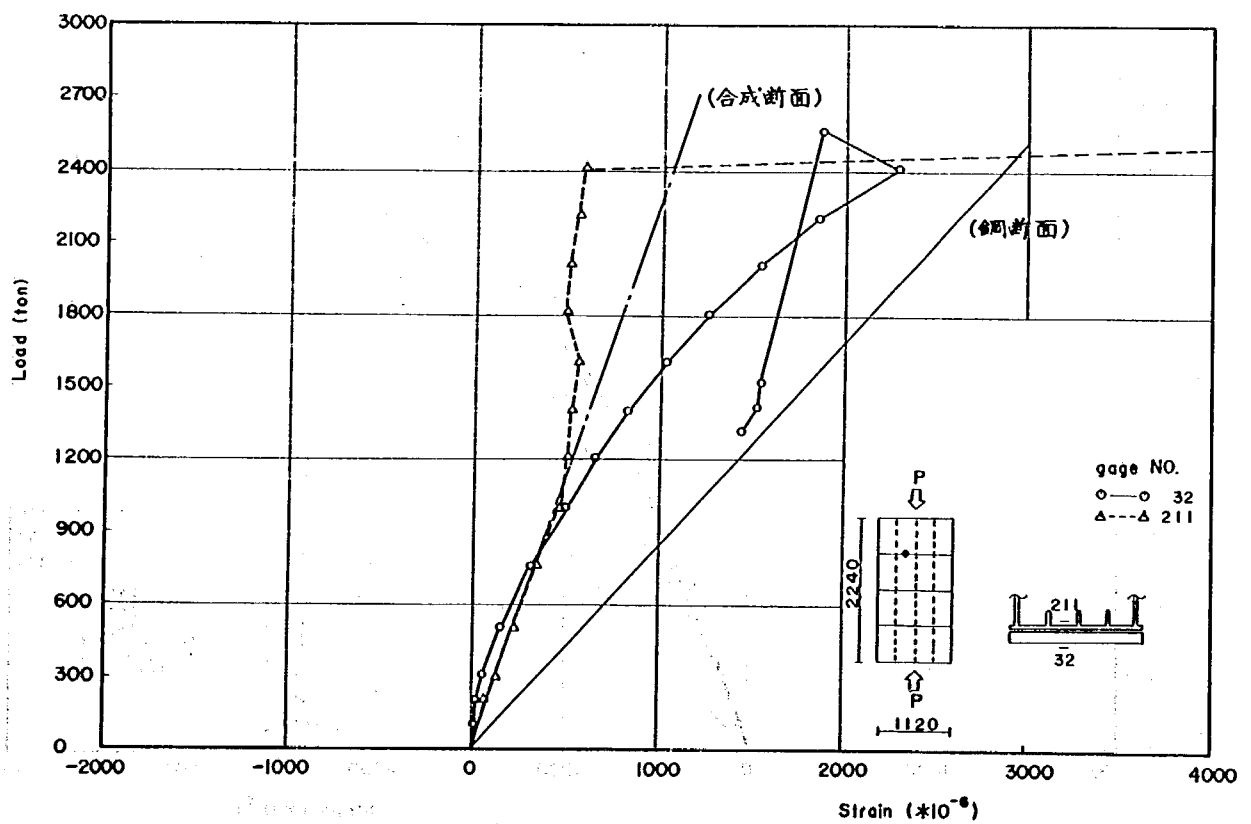
図C-12-9 荷重-ひずみ曲線 (No.12)



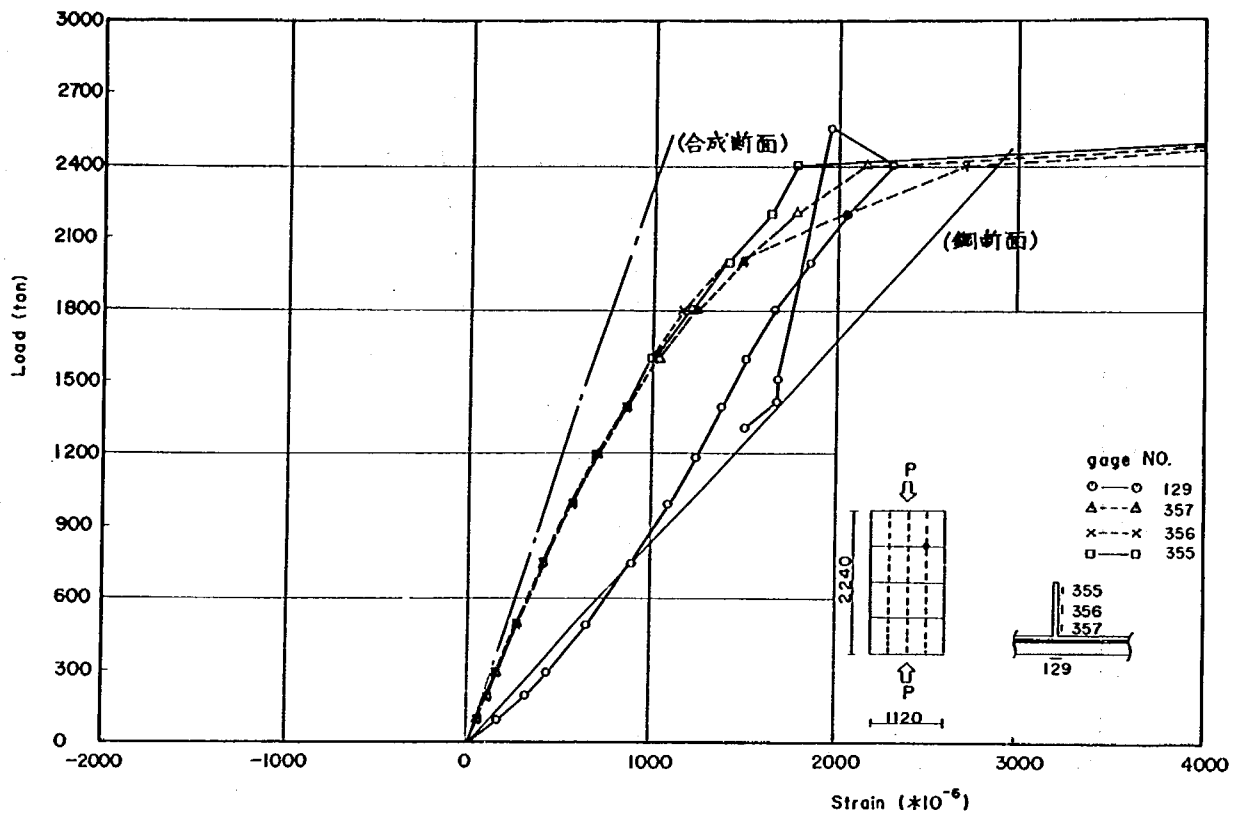
図C-12-10 荷重-ひずみ曲線 (No.12)



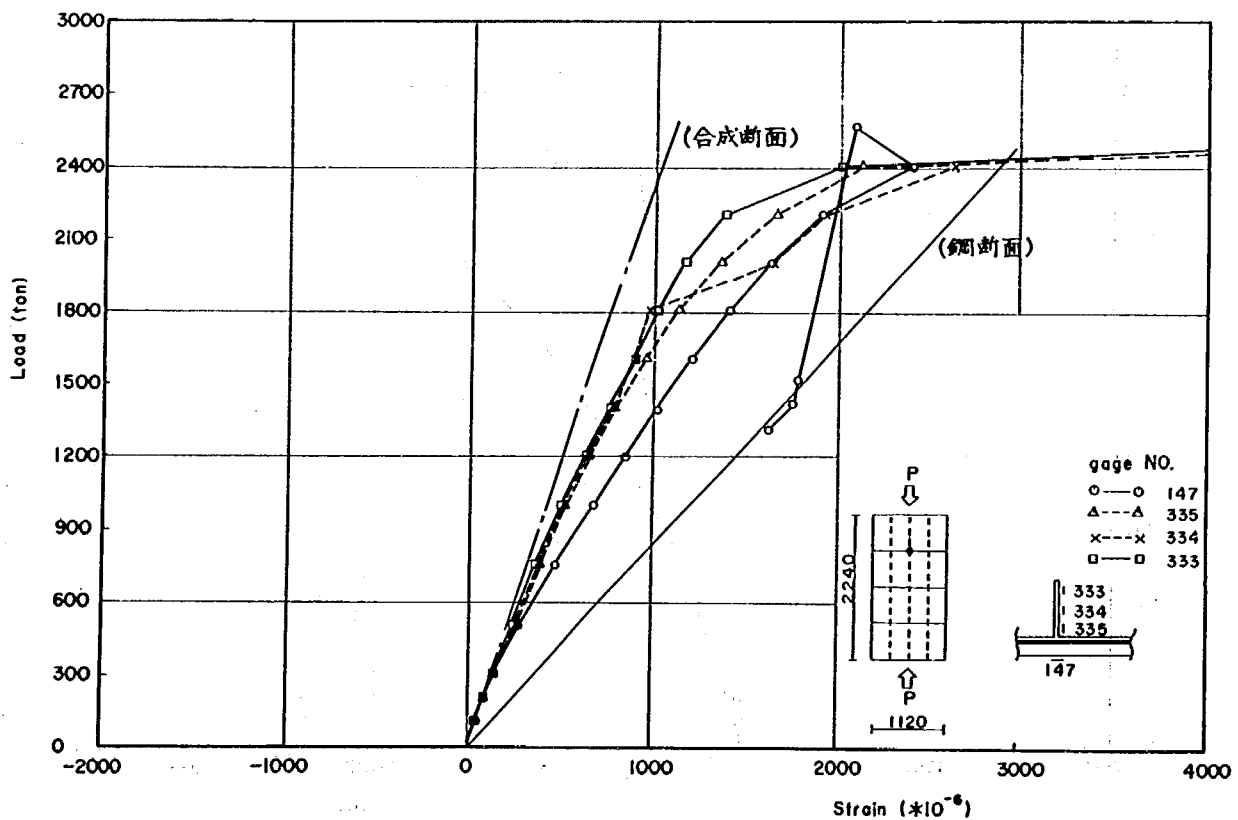
図C-13-1 荷重-ひずみ曲線 (No. 13)



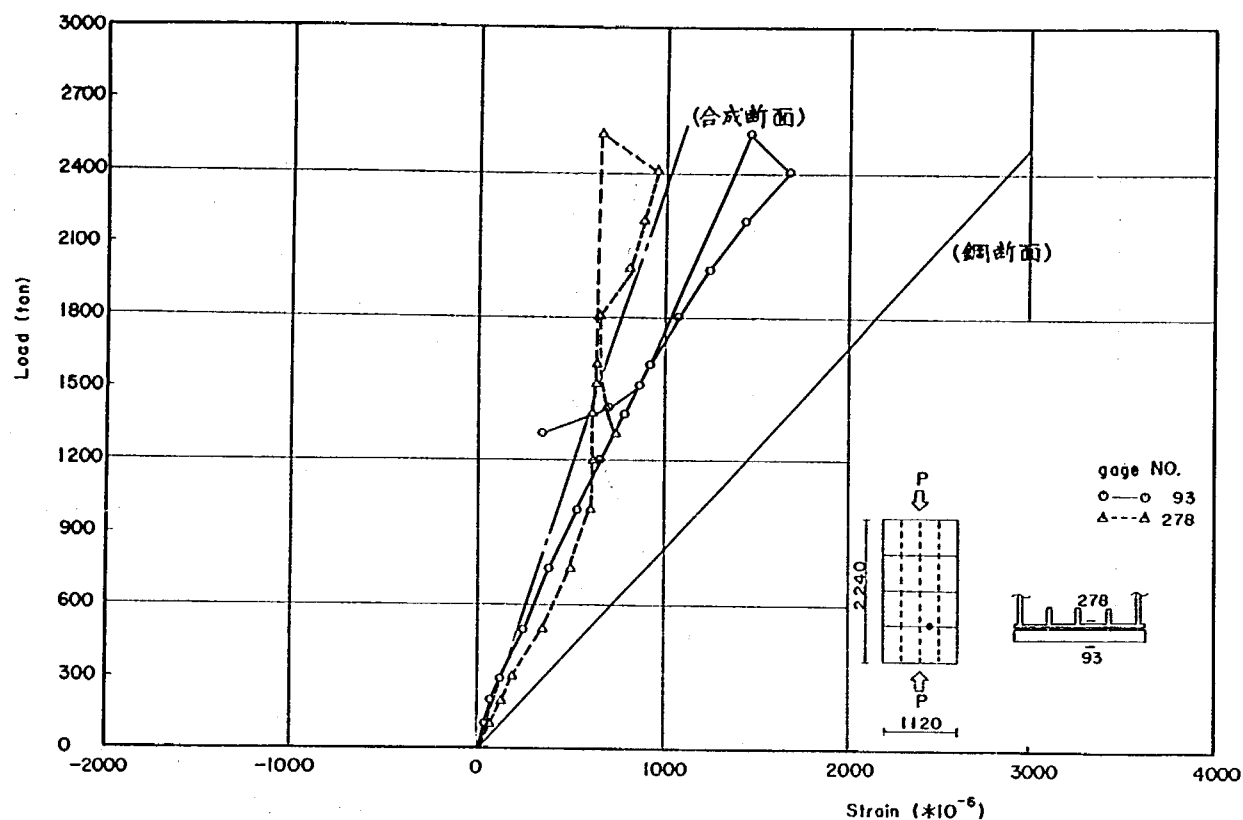
図C-13-2 荷重-ひずみ曲線 (No. 13)



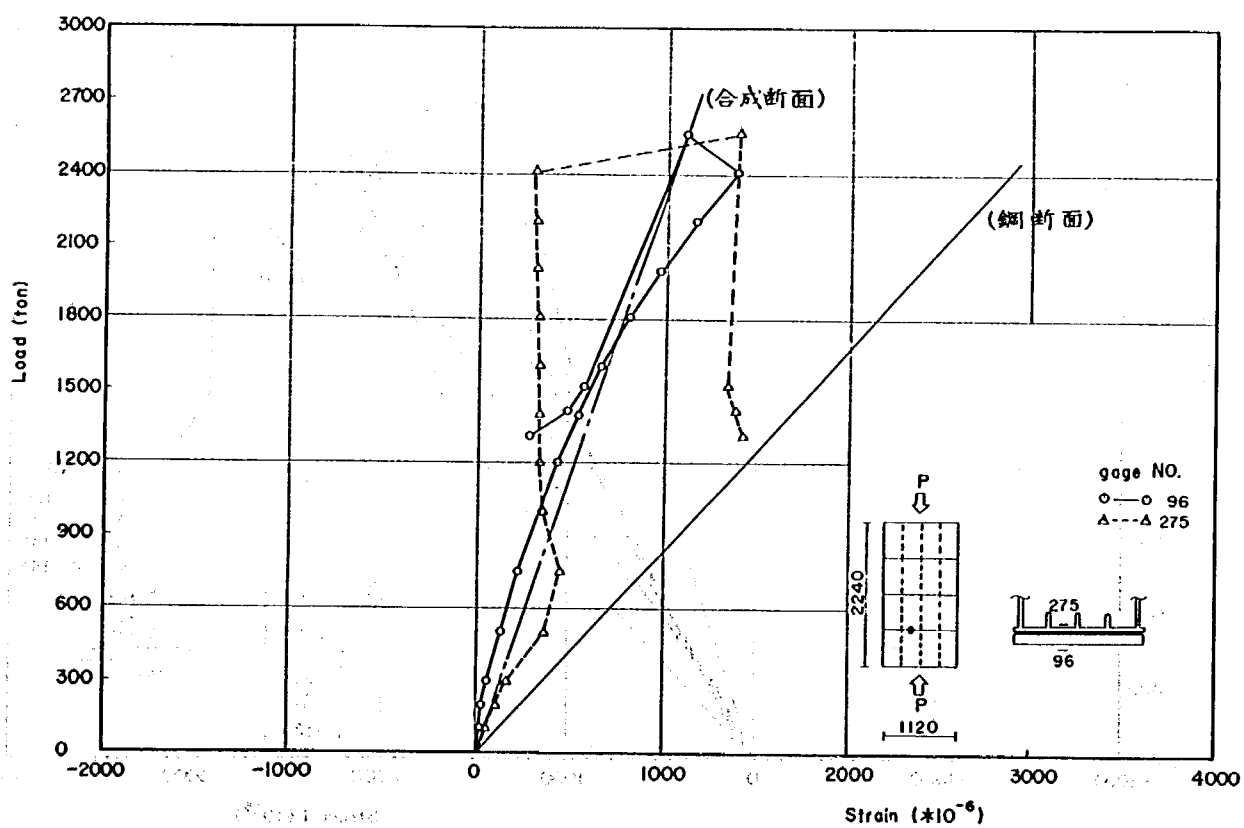
図C-13-3 荷重—ひずみ曲線 (No.13)



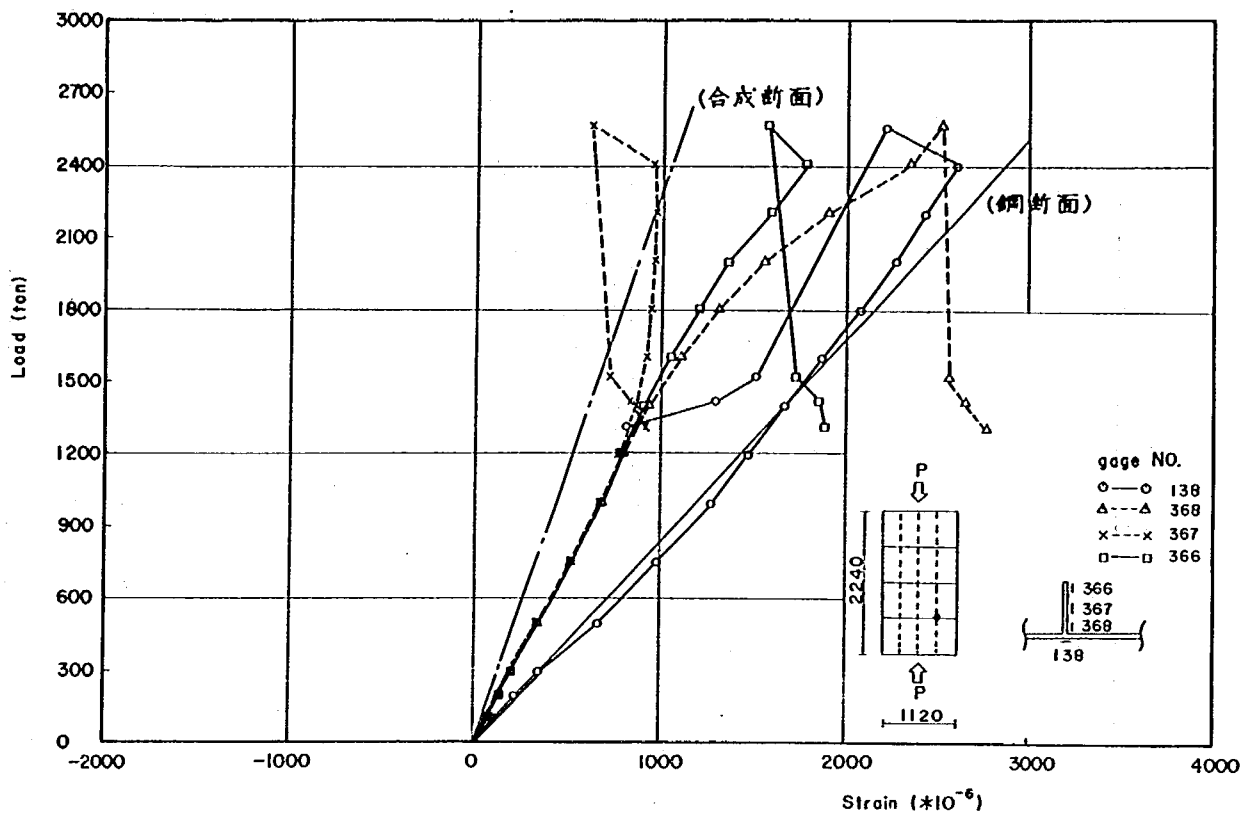
図C-13-4 荷重—ひずみ曲線 (No.13)



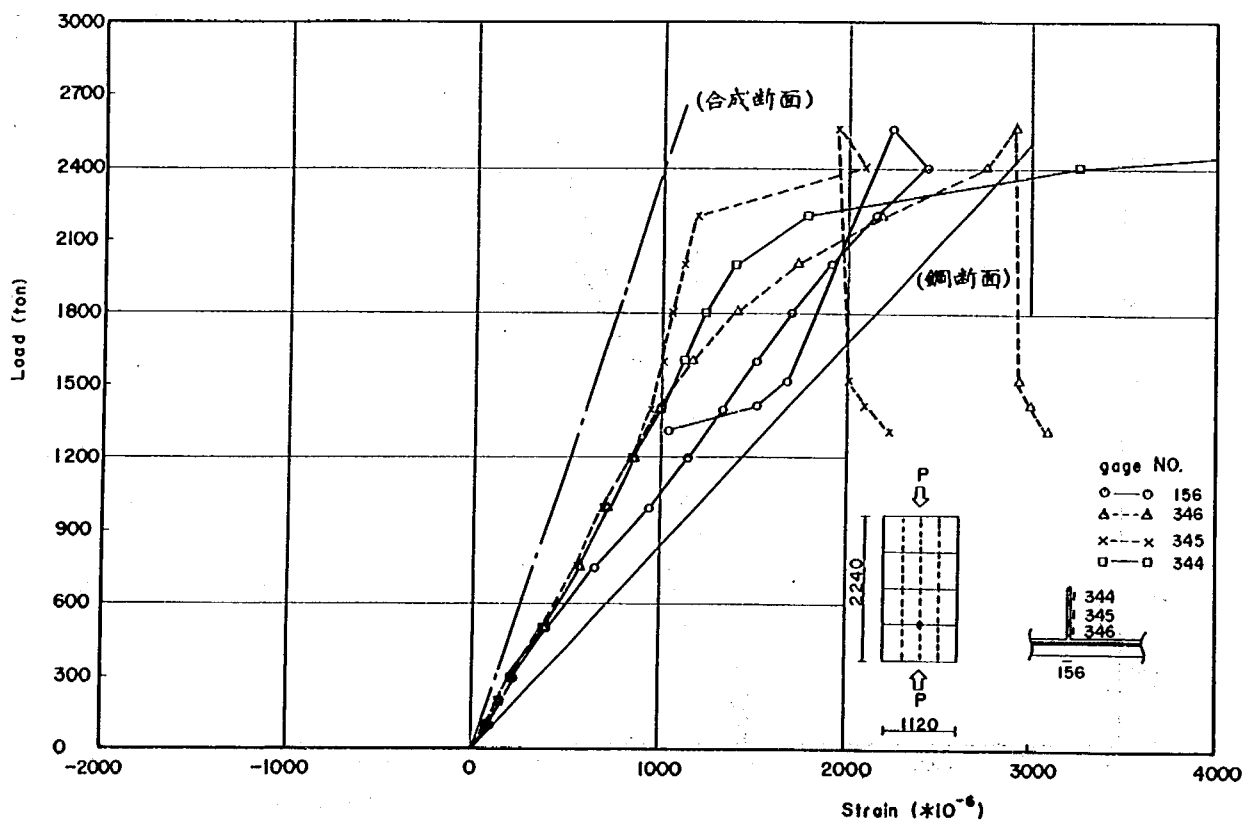
図C-13-5 荷重—ひずみ曲線 (No. 13)



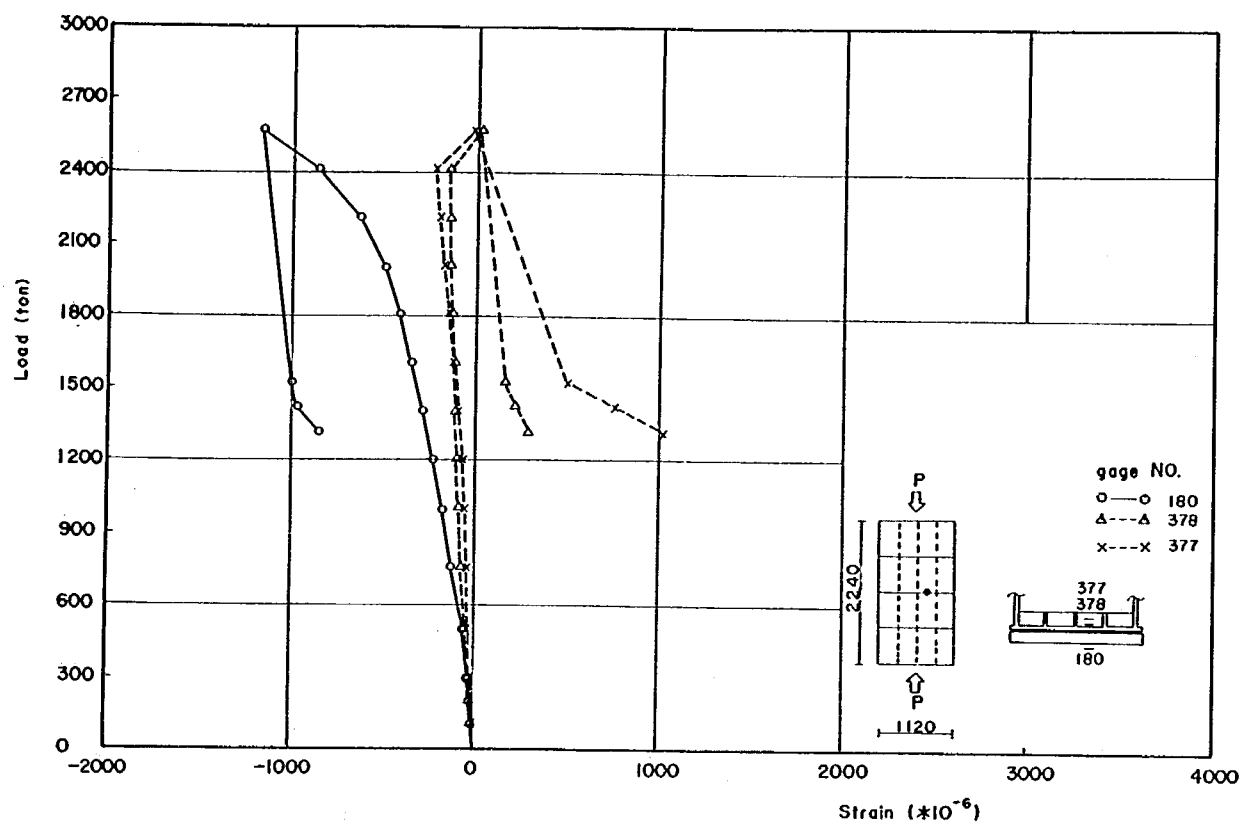
図C-13-6 荷重—ひずみ曲線 (No. 13)



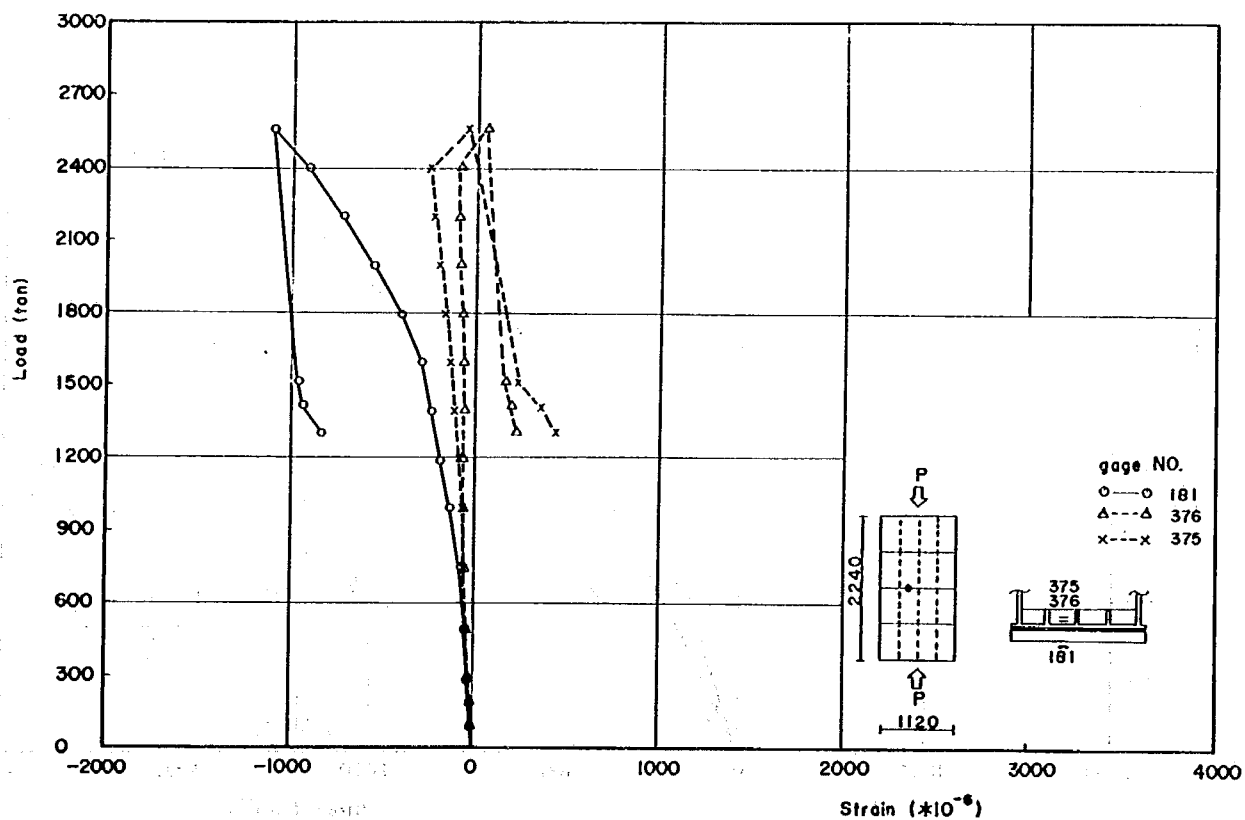
図C-13-7 荷重-ひずみ曲線 (No.13)



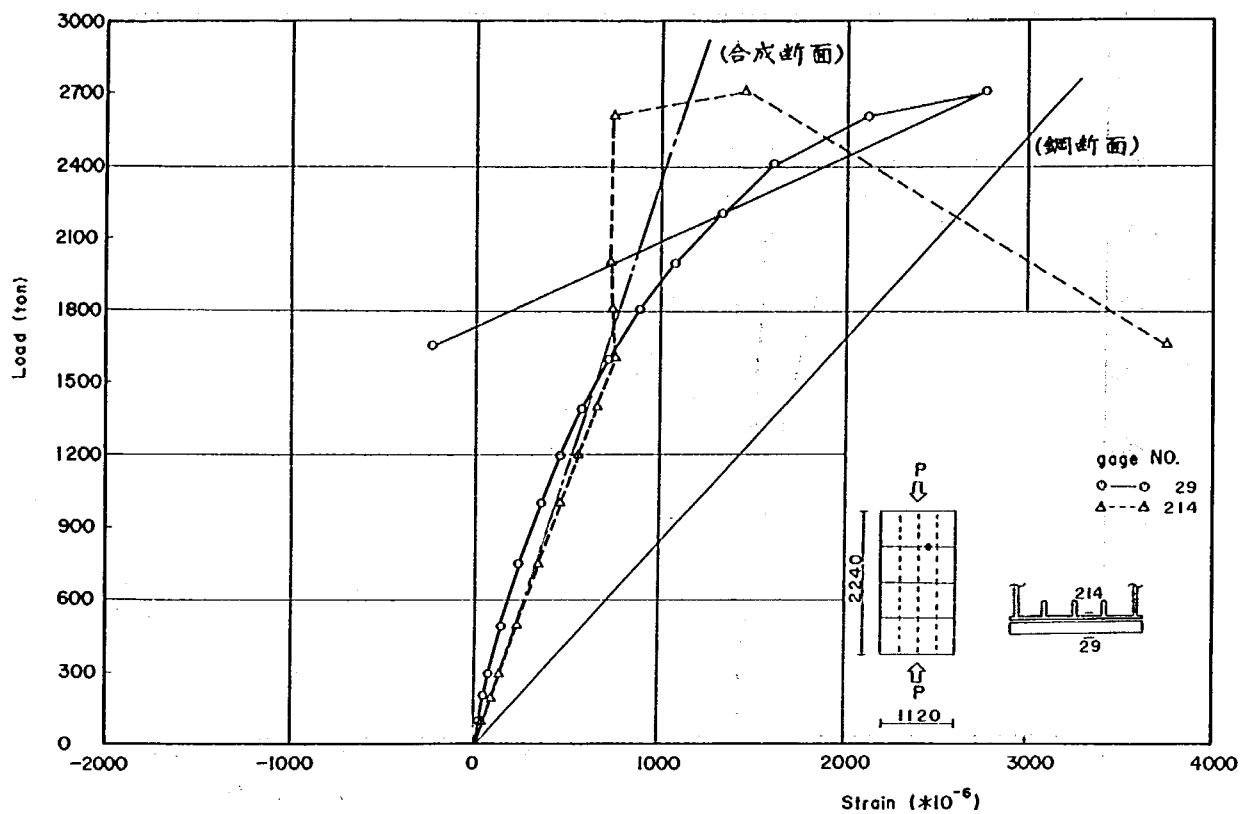
図C-13-8 荷重-ひずみ曲線 (No.13)



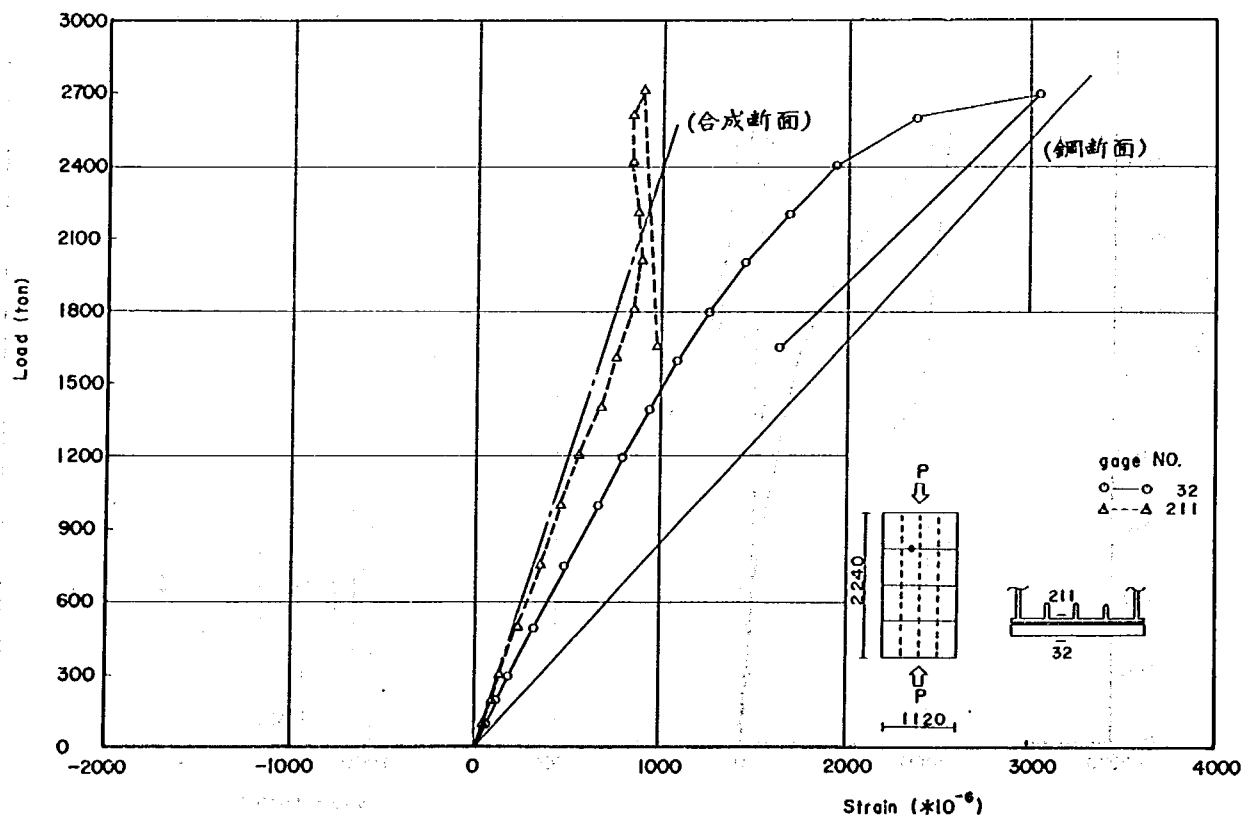
図C-13-9 荷重-ひずみ曲線 (No. 13)



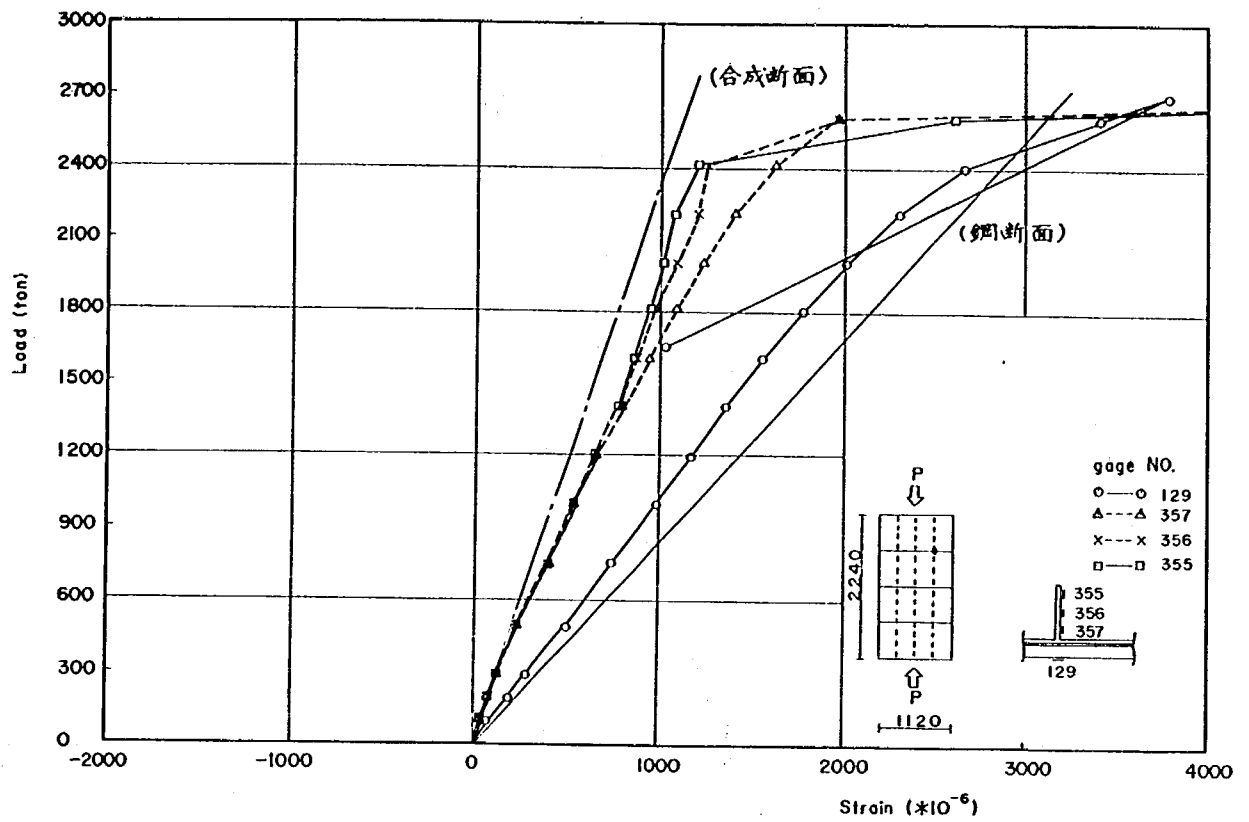
図C-13-10 荷重-ひずみ曲線 (No. 13)



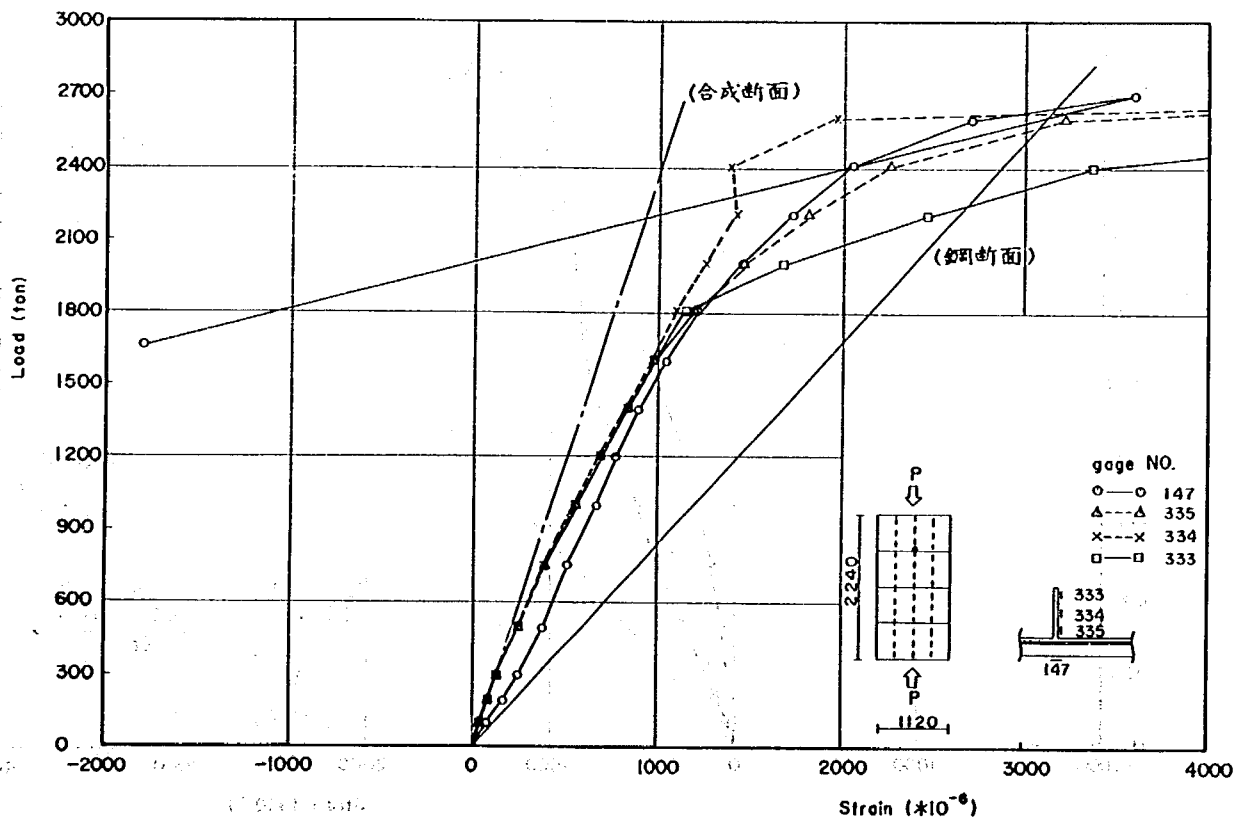
図C-14-1 荷重-ひずみ曲線 (No. 14)



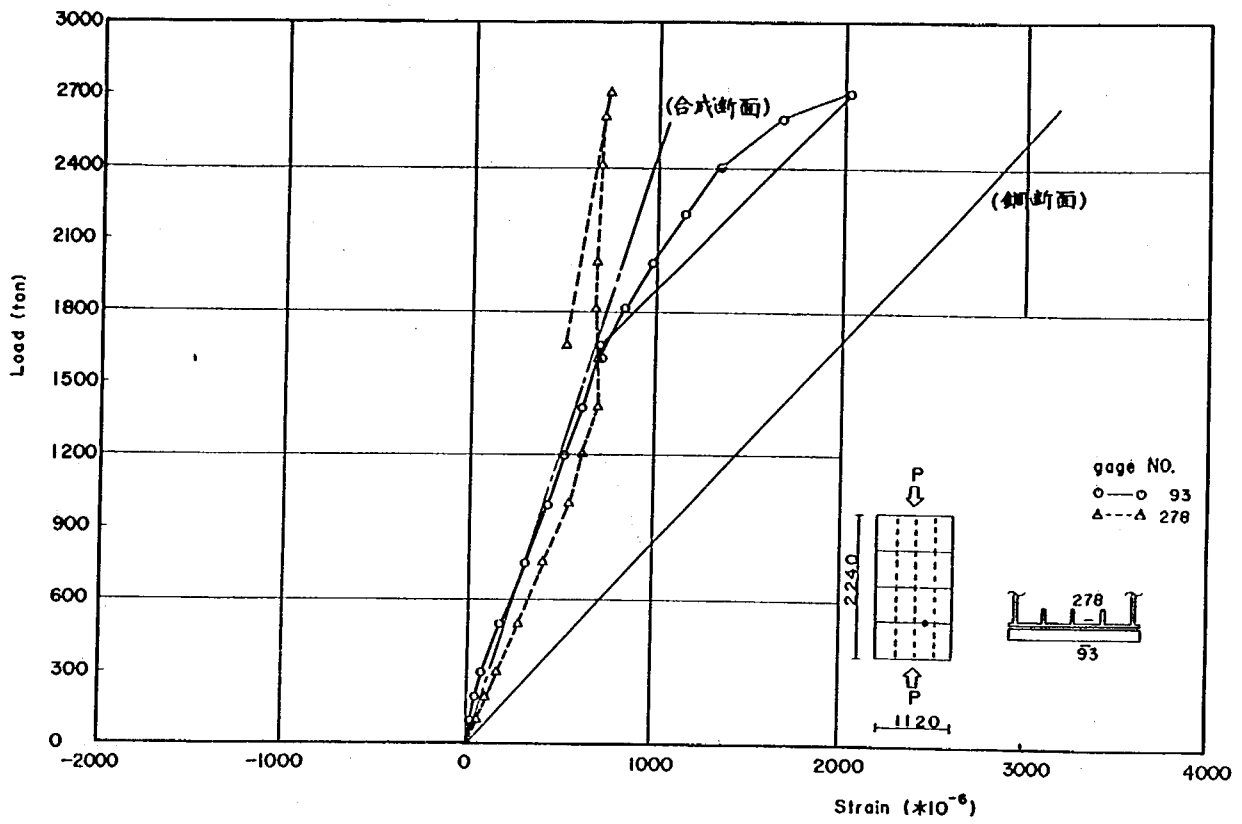
図C-14-2 荷重-ひずみ曲線 (No. 14)



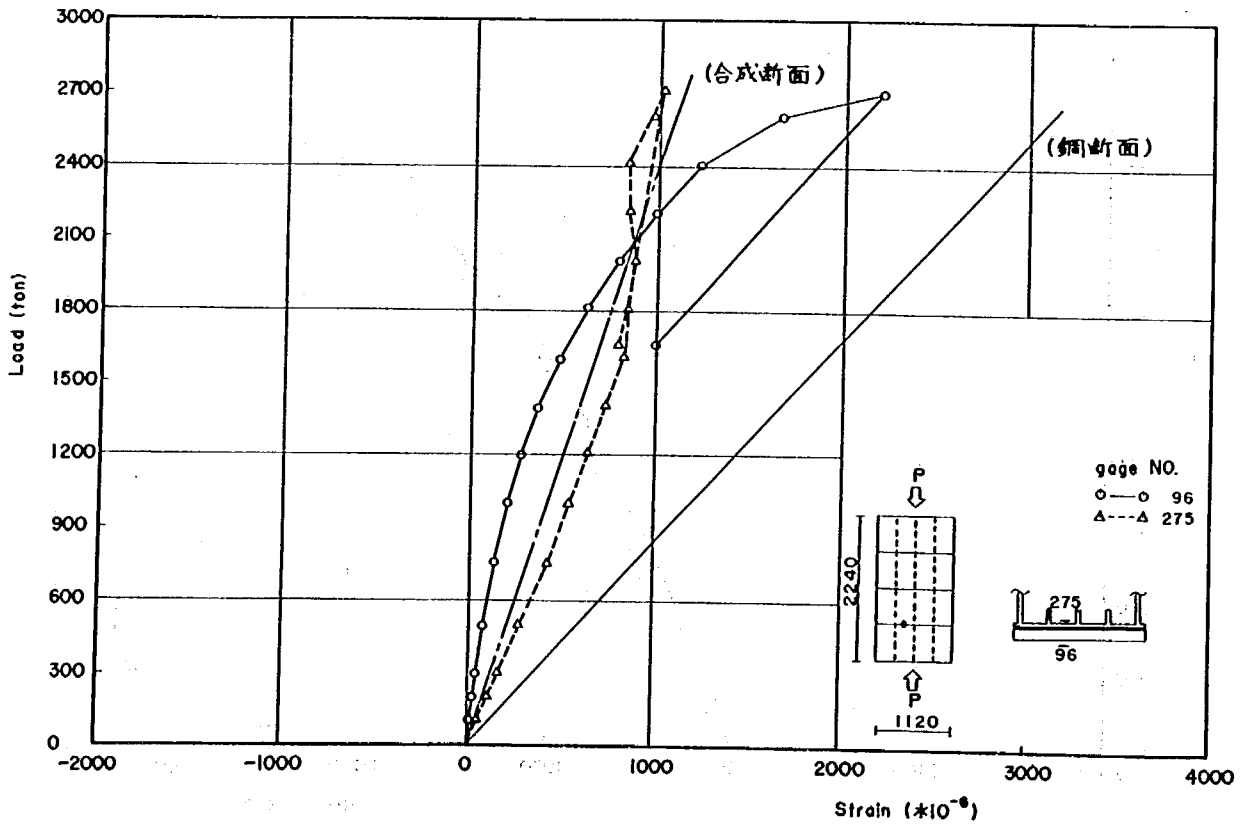
図C-14-3 荷重-ひずみ曲線 (No. 14)



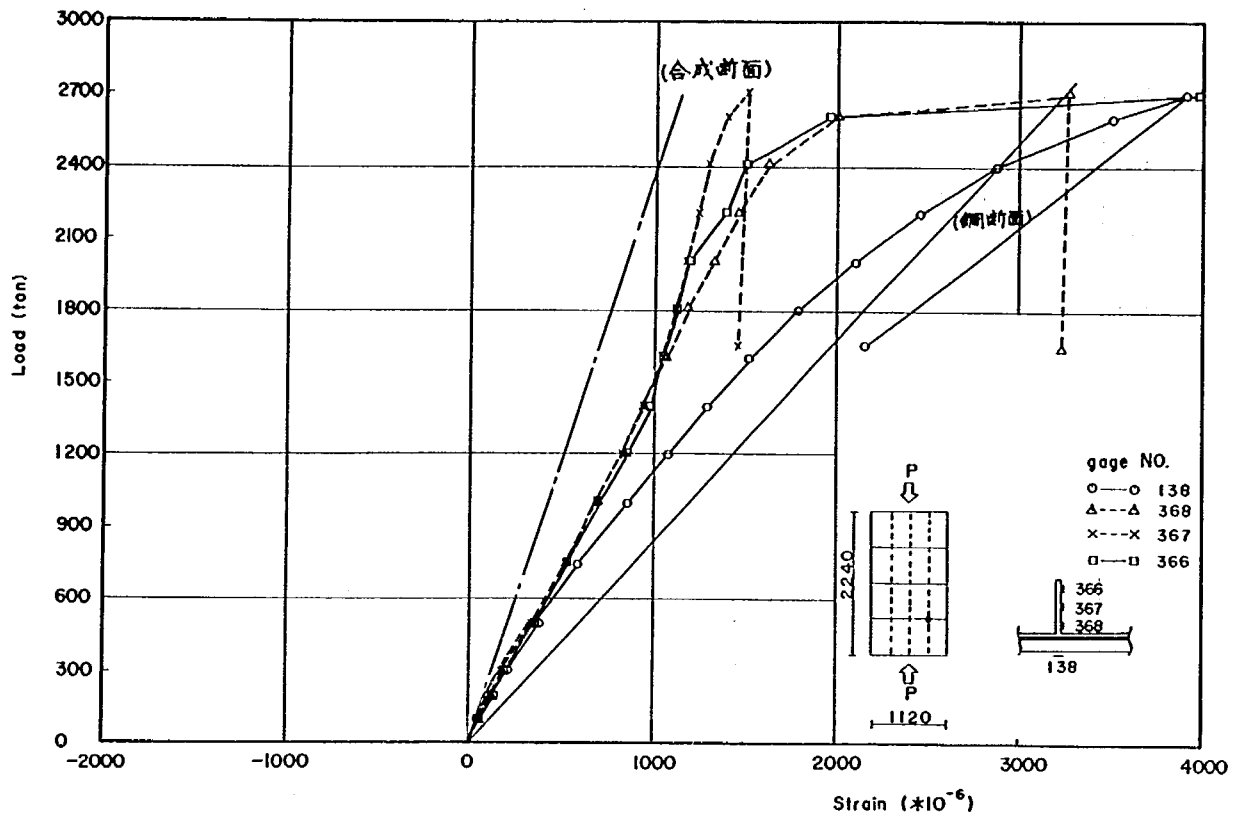
図C-14-4 荷重-ひずみ曲線 (No. 14)



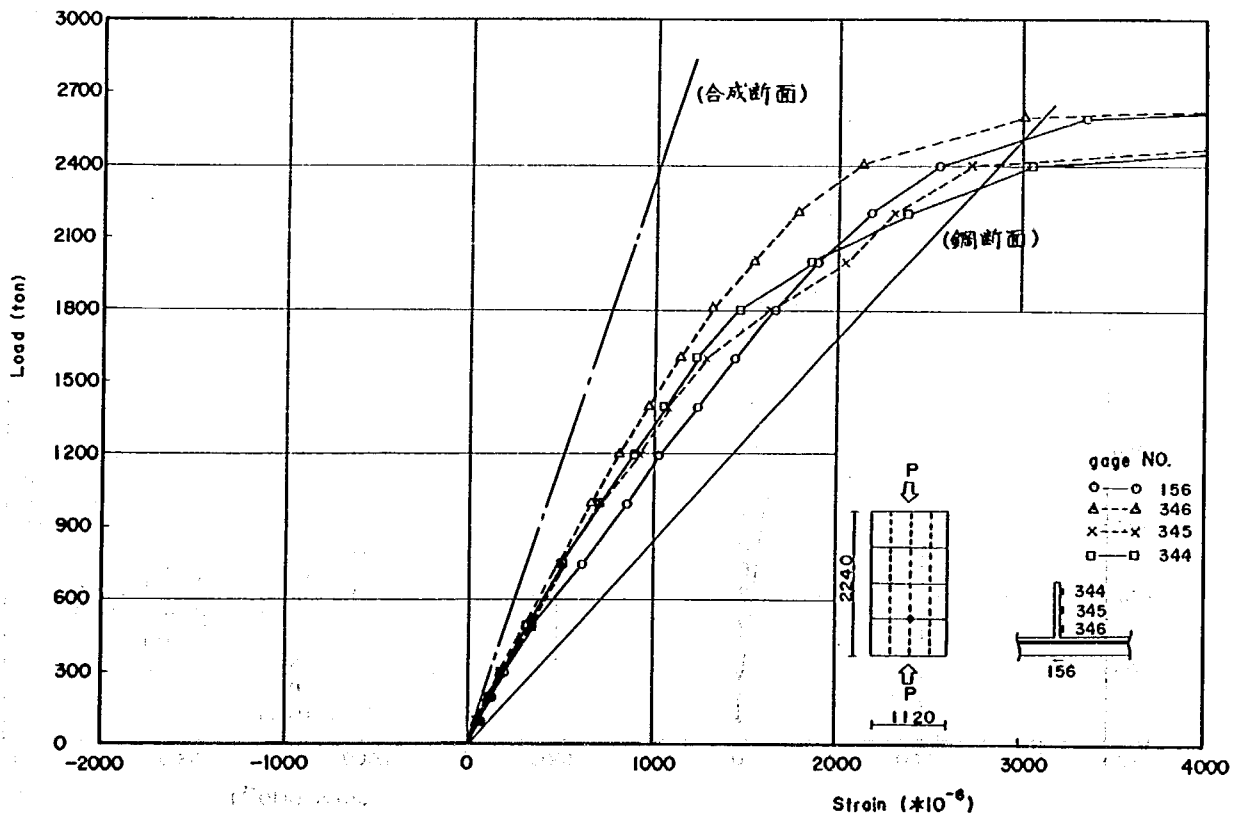
図C-14-5 荷重-ひずみ曲線 (No 14)



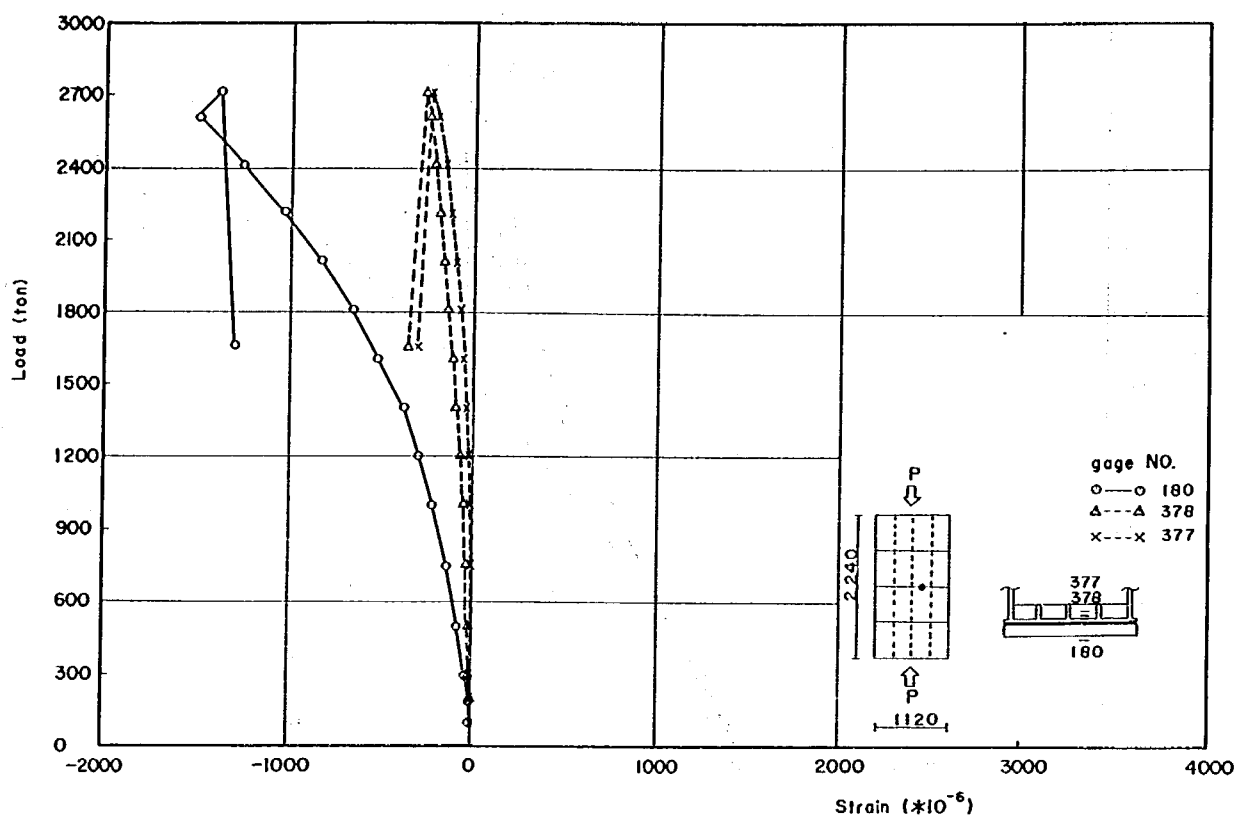
図C-14-6 荷重-ひずみ曲線 (No 14)



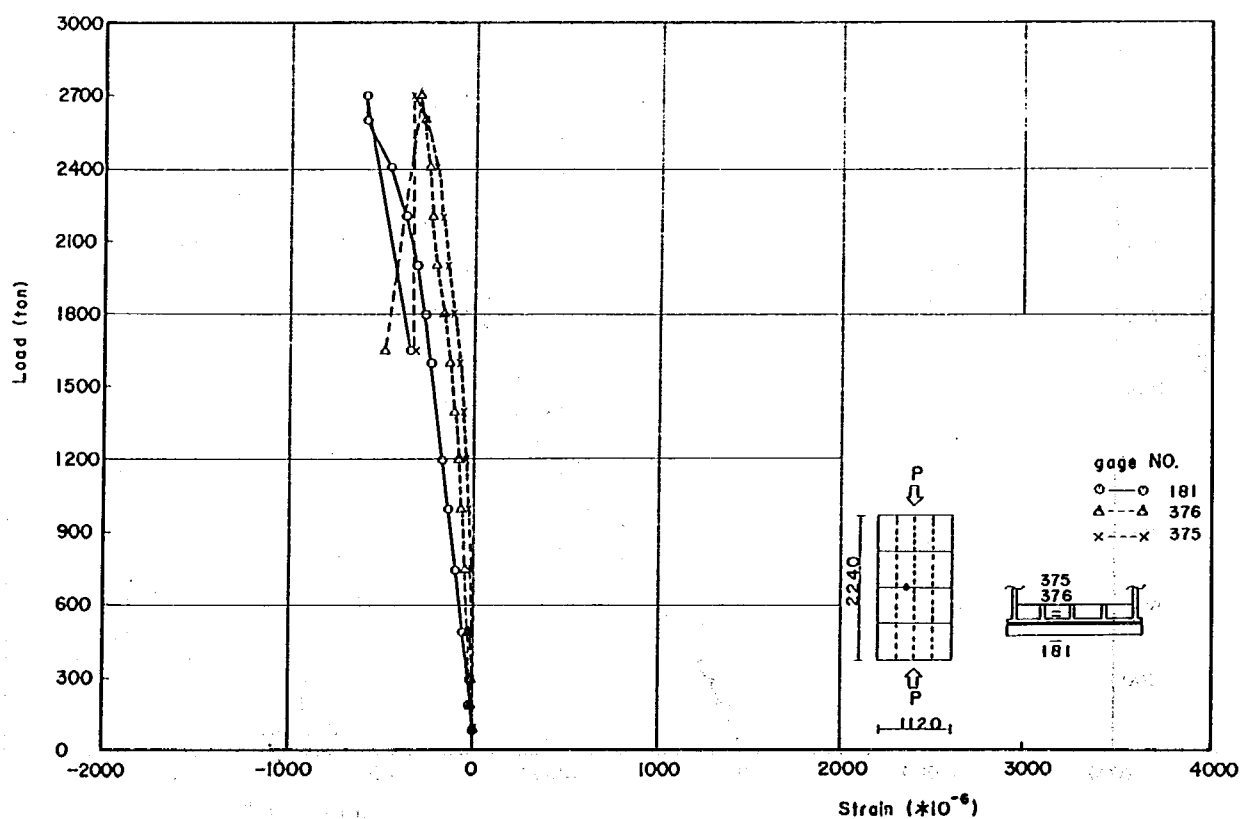
図C-14-7 荷重-ひずみ曲線 (No. 14)



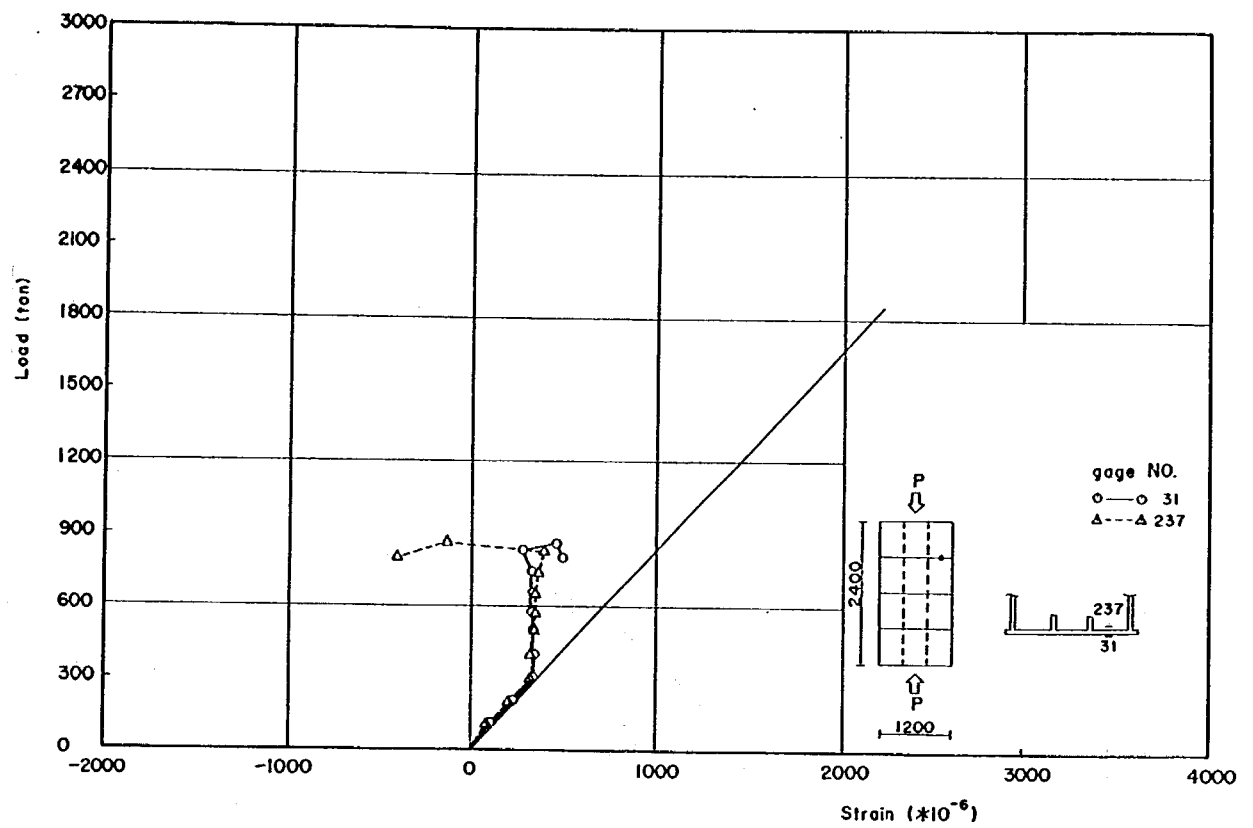
図C-14-8 荷重-ひずみ曲線 (No. 14)



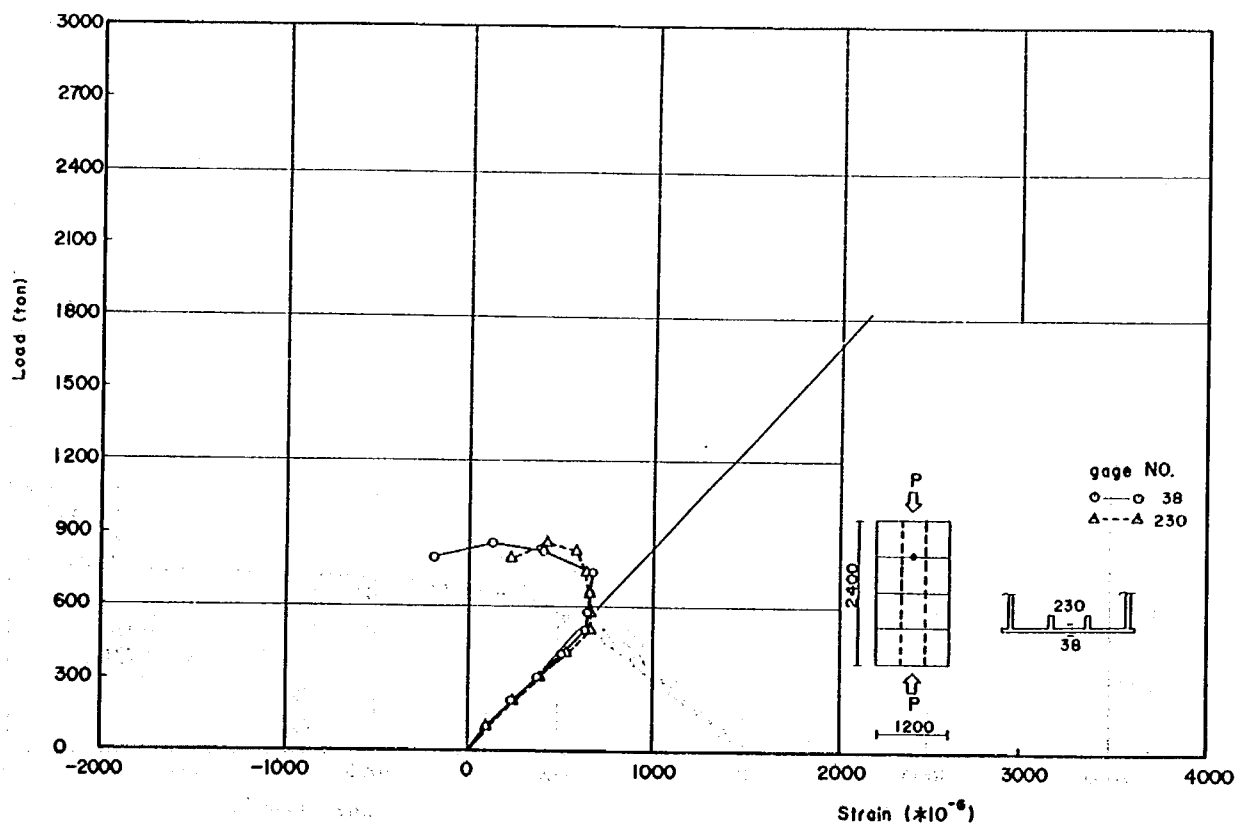
図C-14-9 荷重-ひずみ曲線 (No 14)



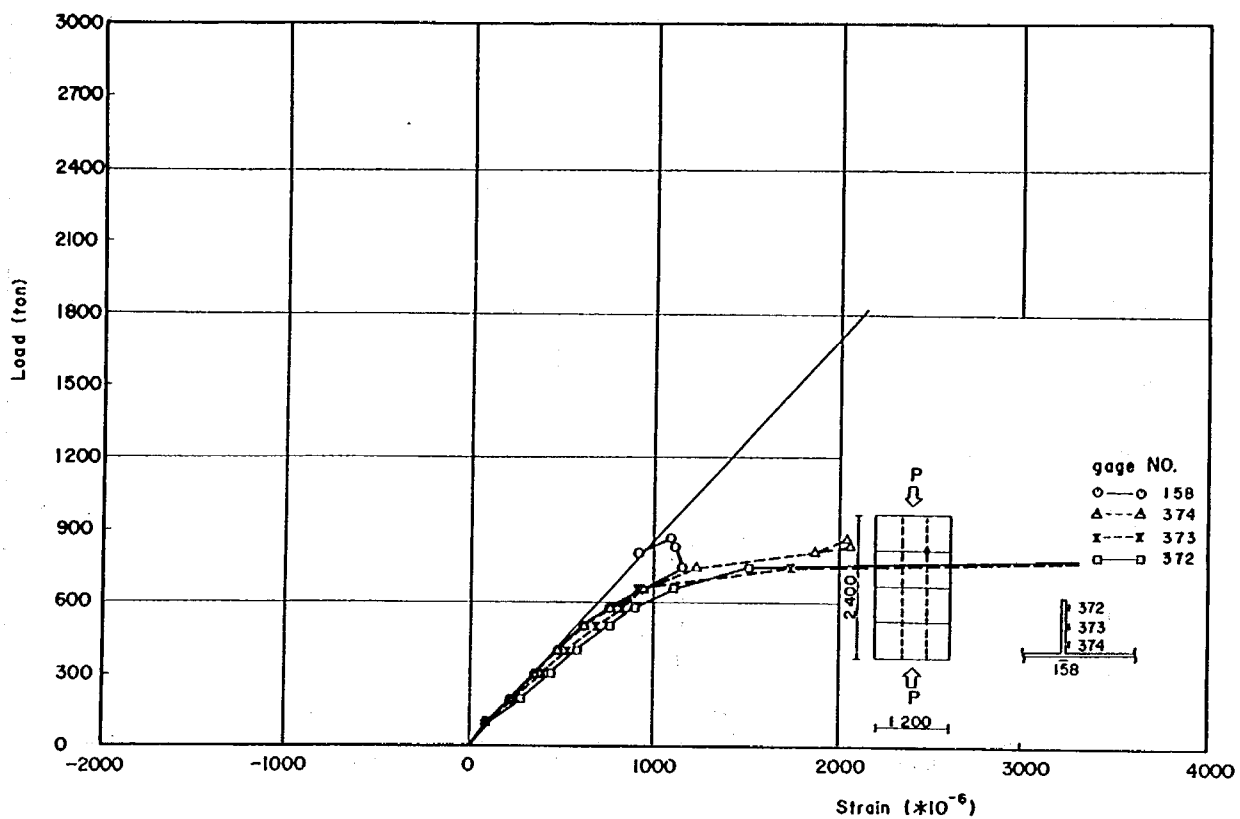
図C-14-10 荷重-ひずみ曲線 (No 14)



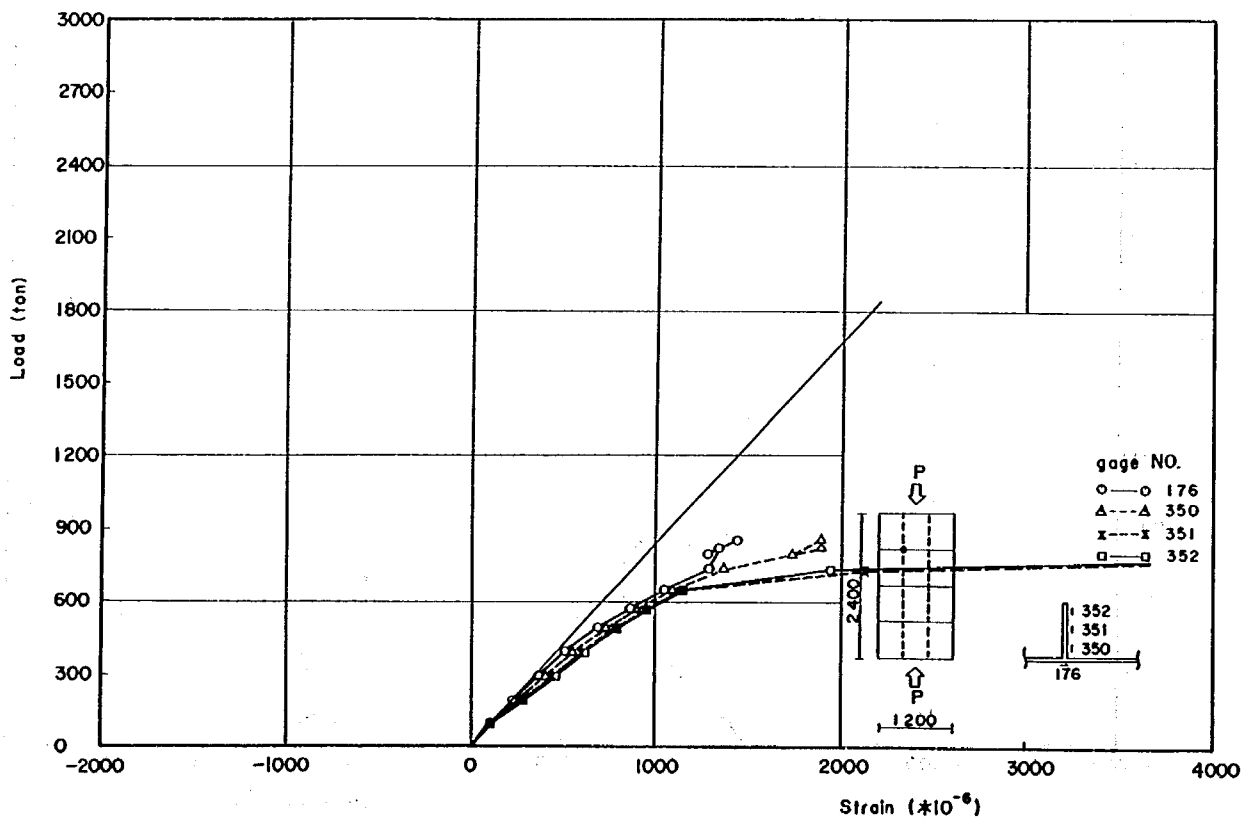
図C-15-1 荷重-ひずみ曲線 (No.15)



図C-15-2 荷重-ひずみ曲線 (No.15)



図C-15-3 荷重-ひずみ曲線 (No.15)



図C-15-4 荷重-ひずみ曲線 (No.15)

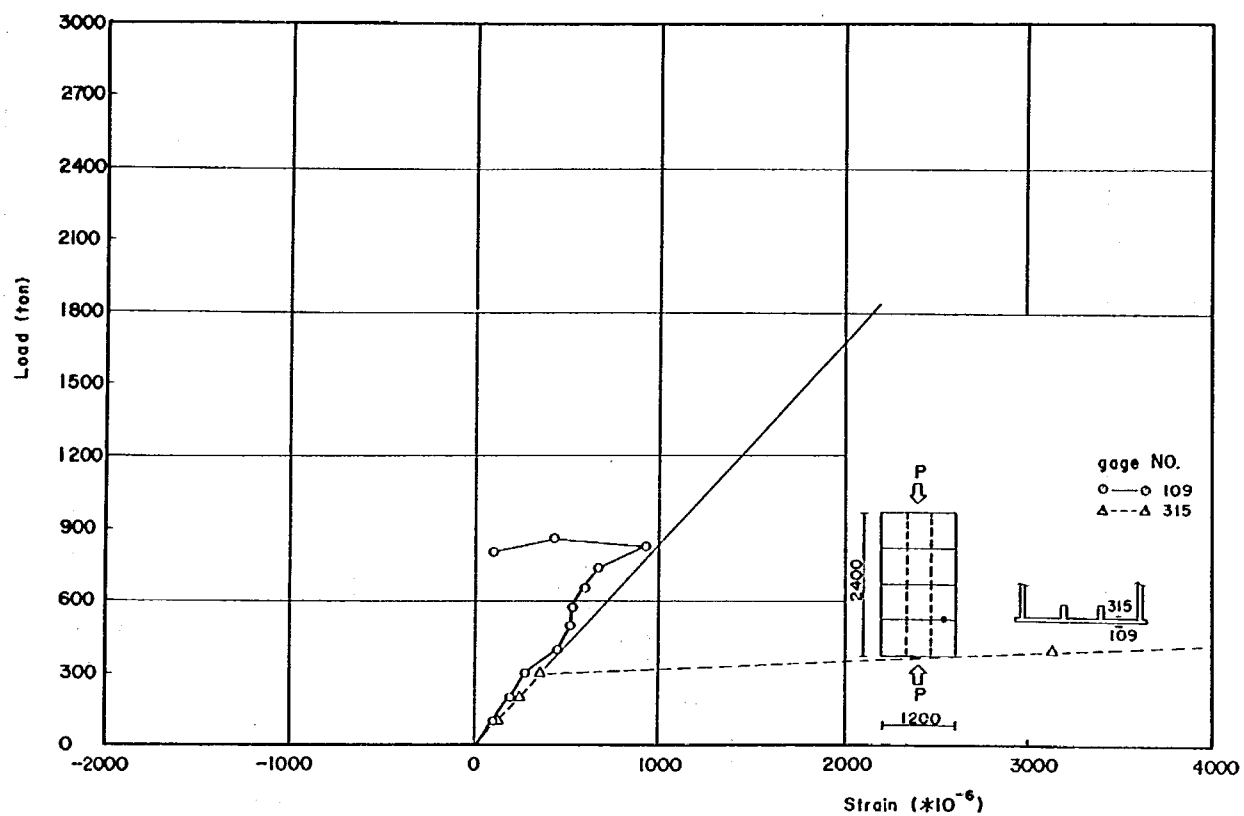


図 C-15-5 荷重-ひずみ曲線 (No. 15)

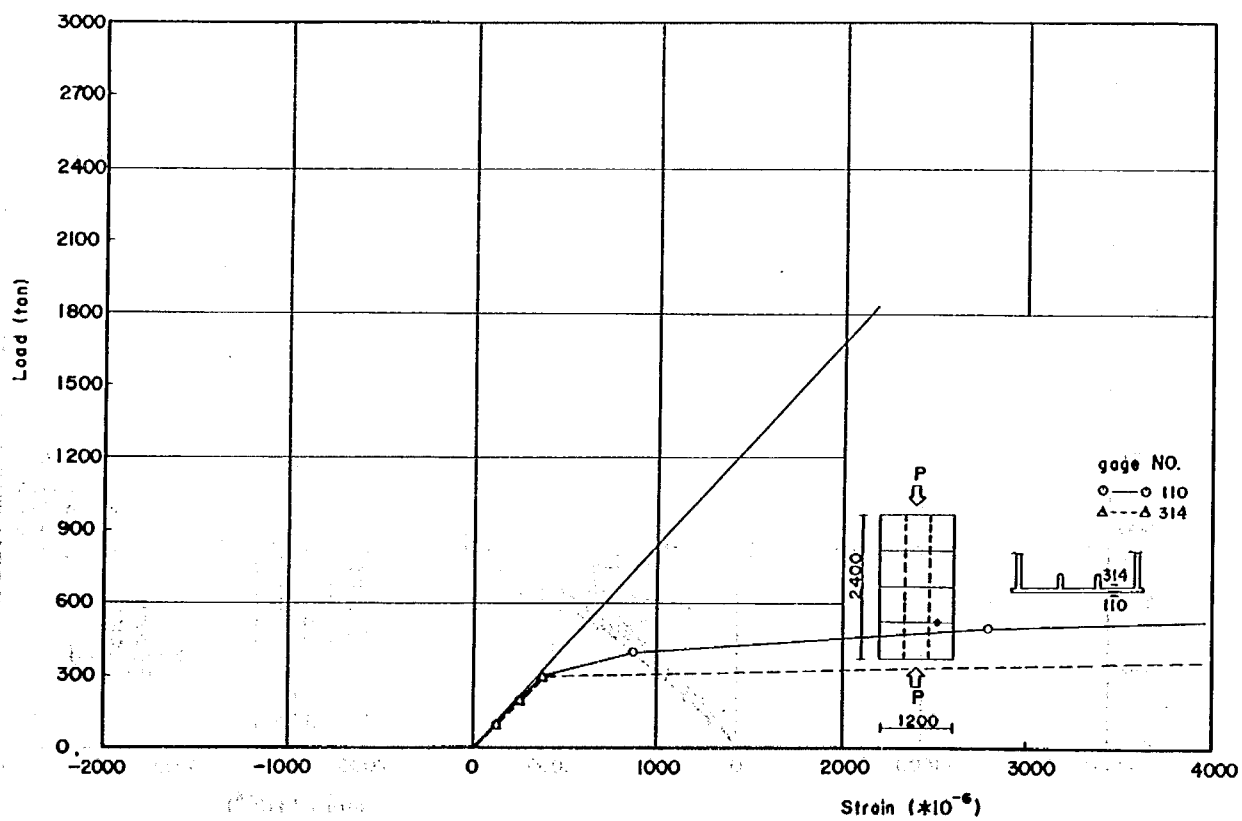
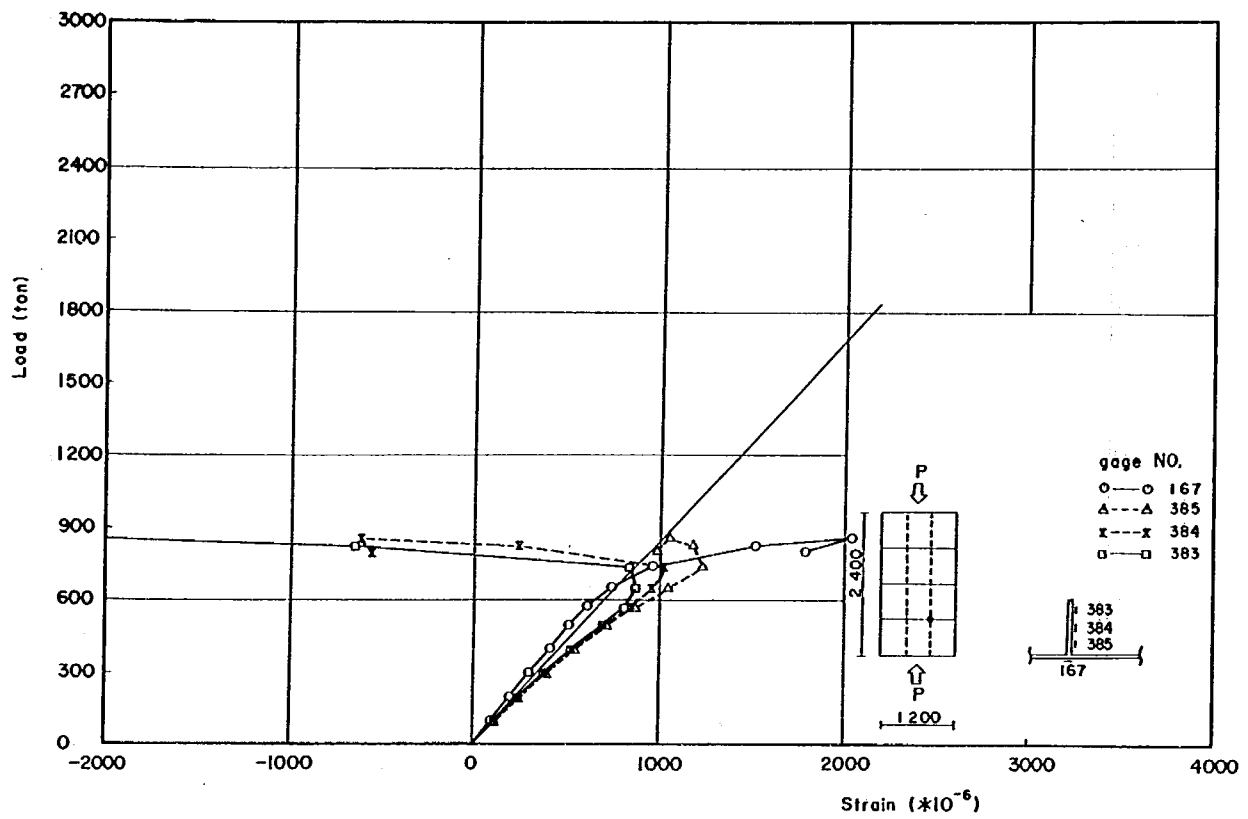
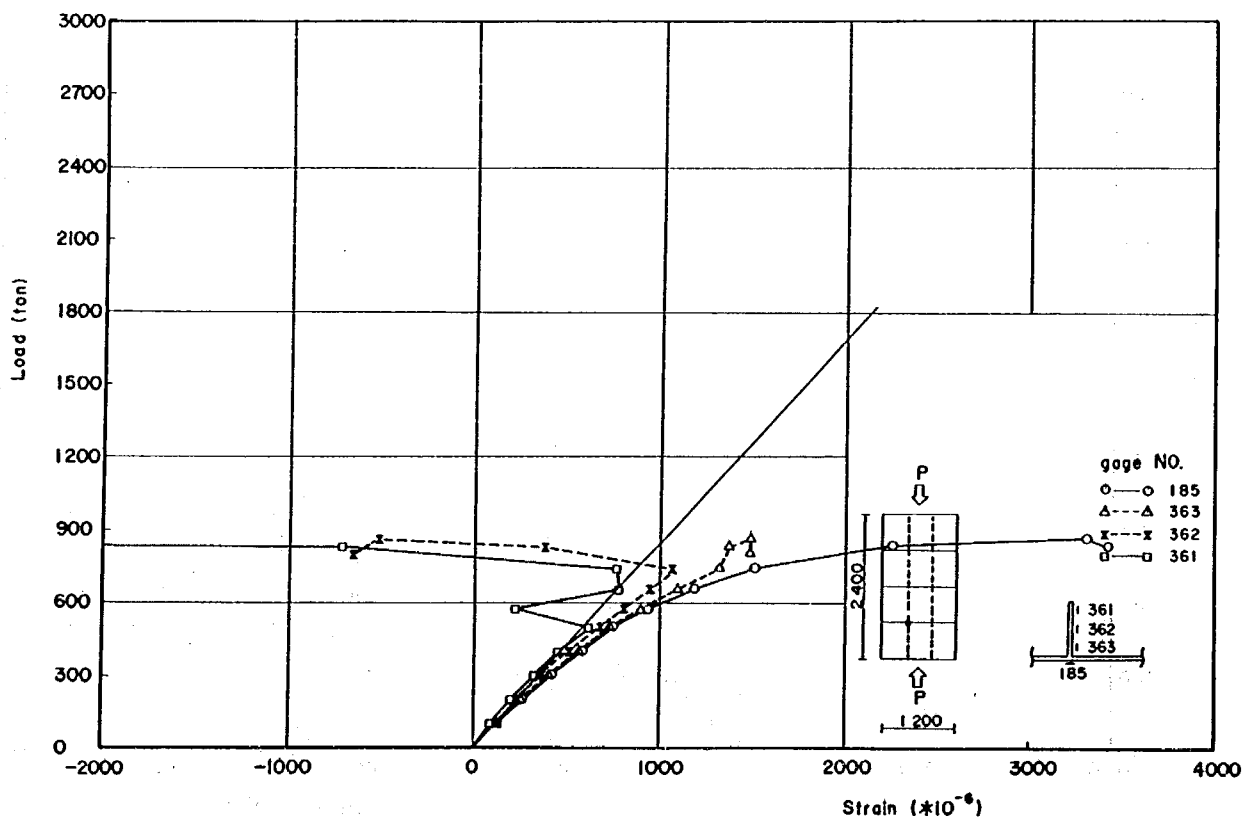


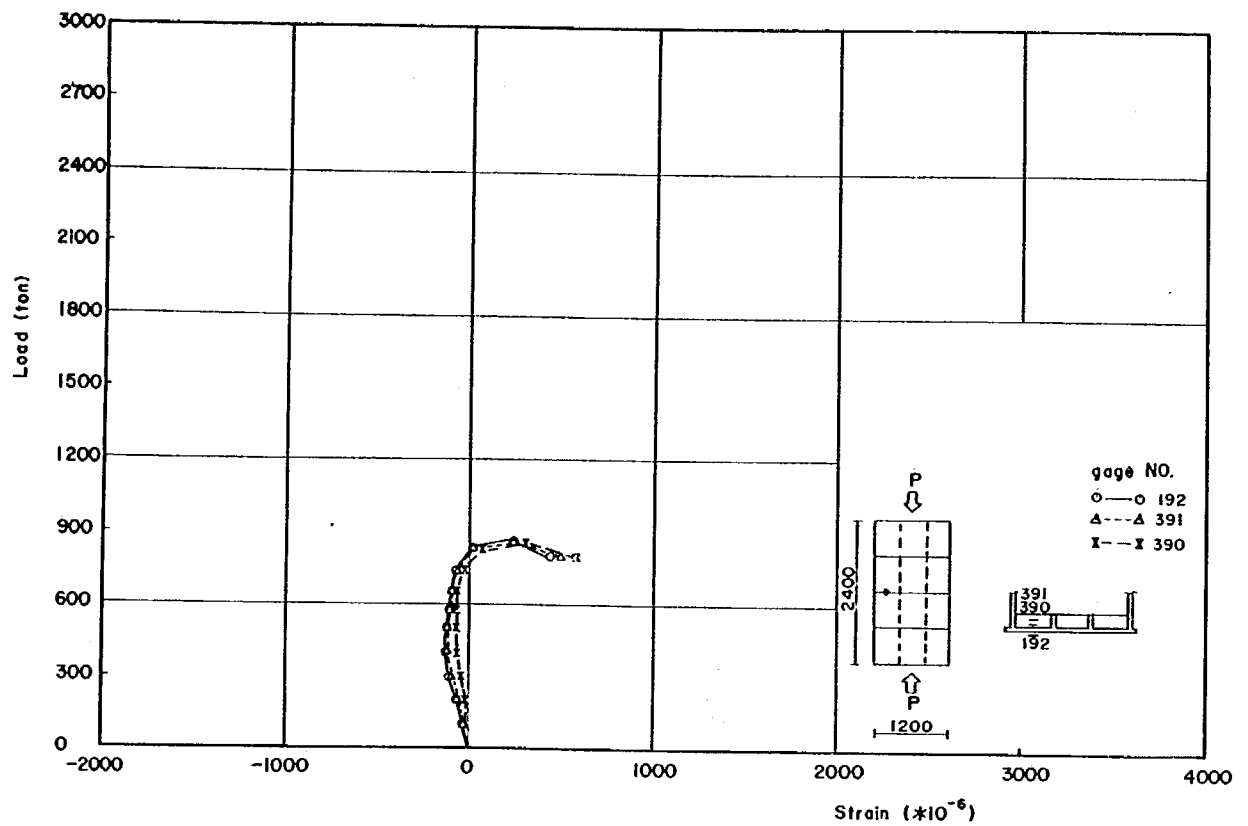
図 C-15-6 荷重-ひずみ曲線 (No. 15)



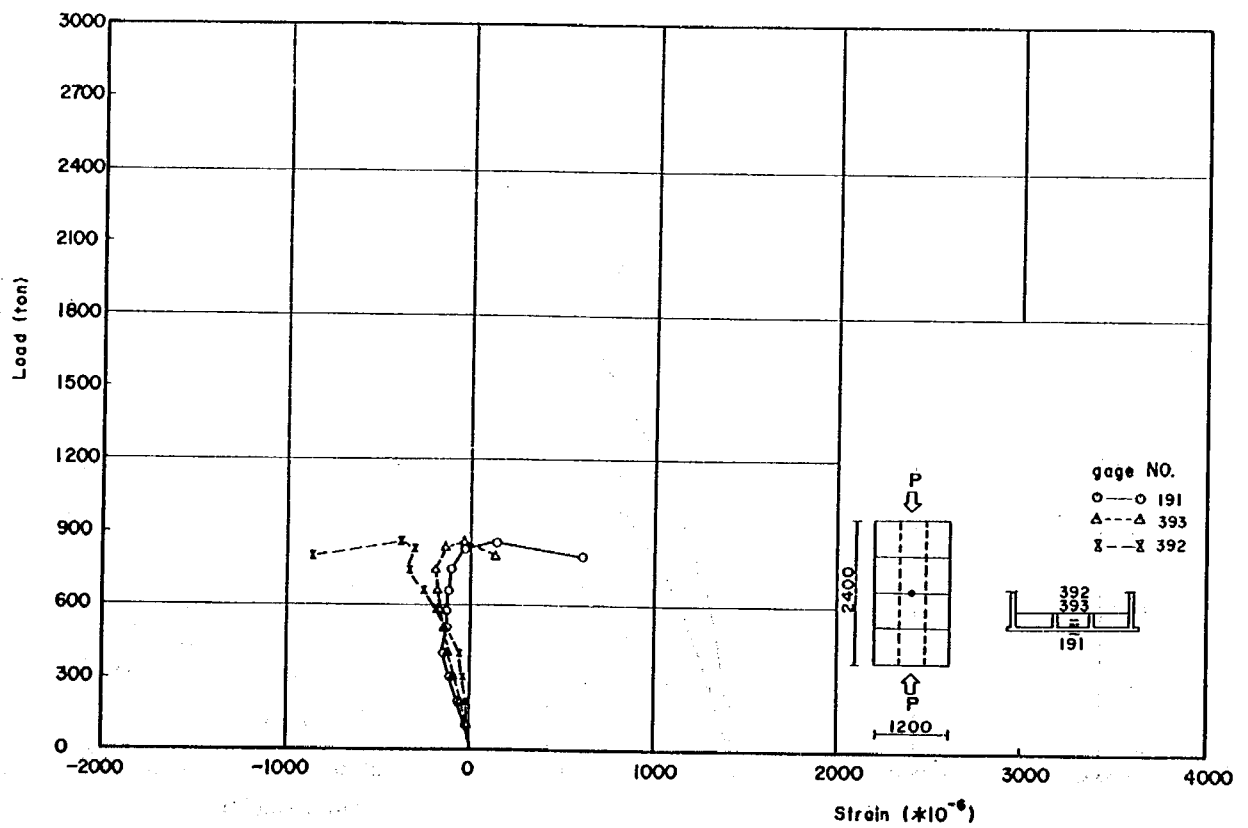
図C-15-7 荷重—ひずみ曲線 (No.15)



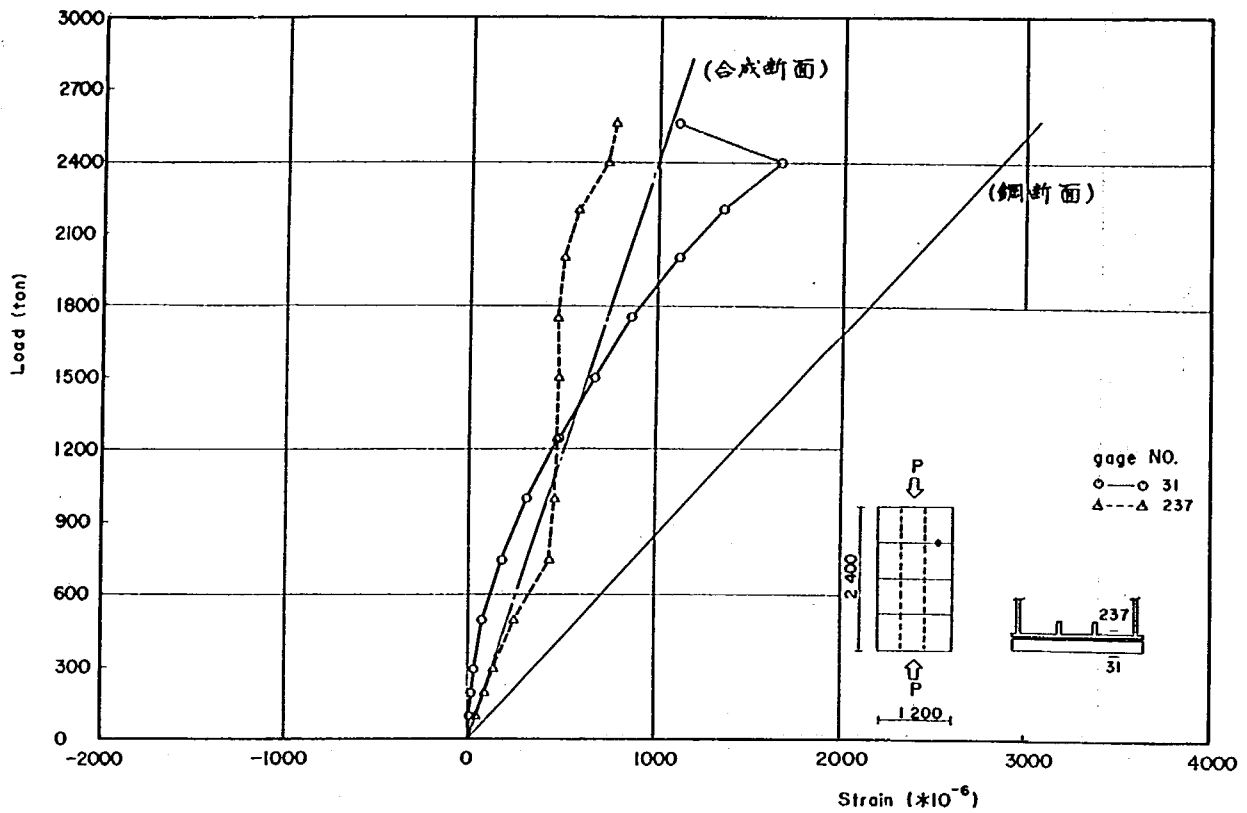
図C-15-8 荷重—ひずみ曲線 (No.15)



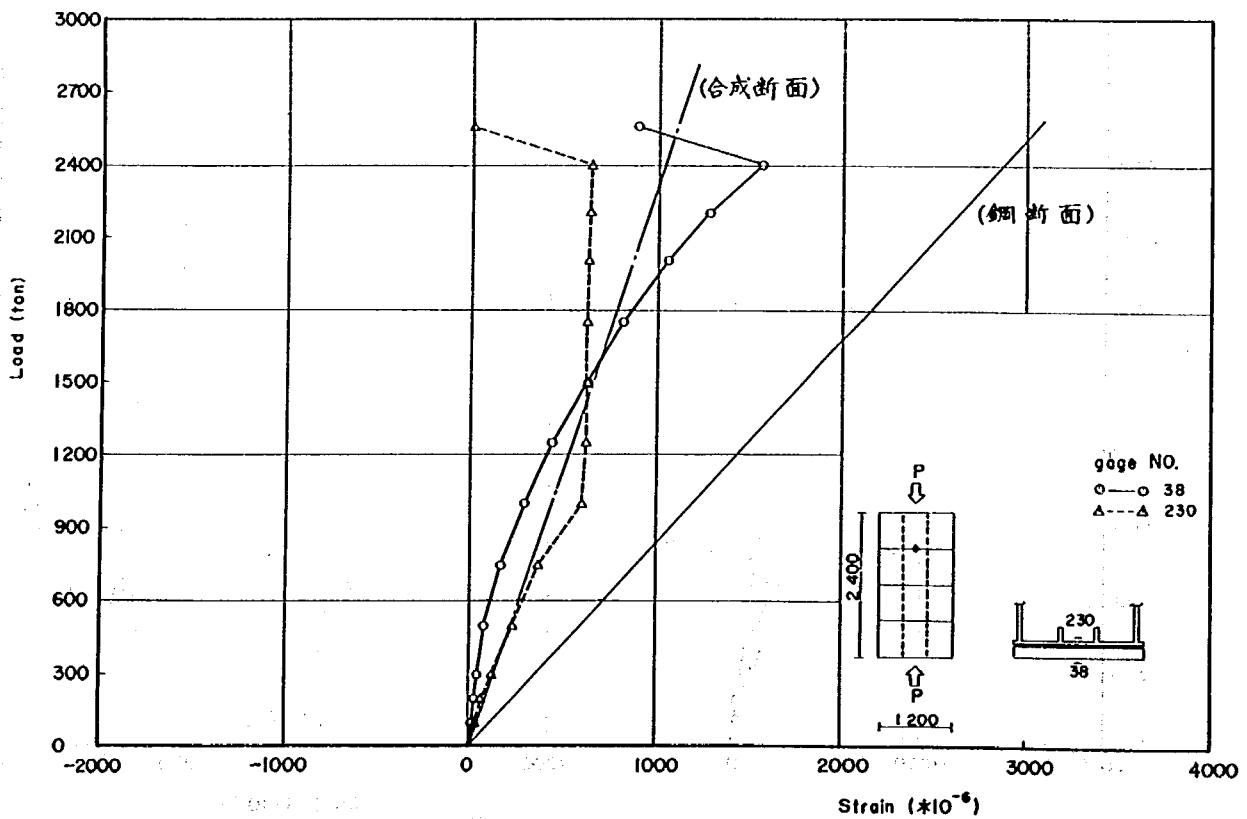
図C-15-9 荷重-ひずみ曲線 (No 15)



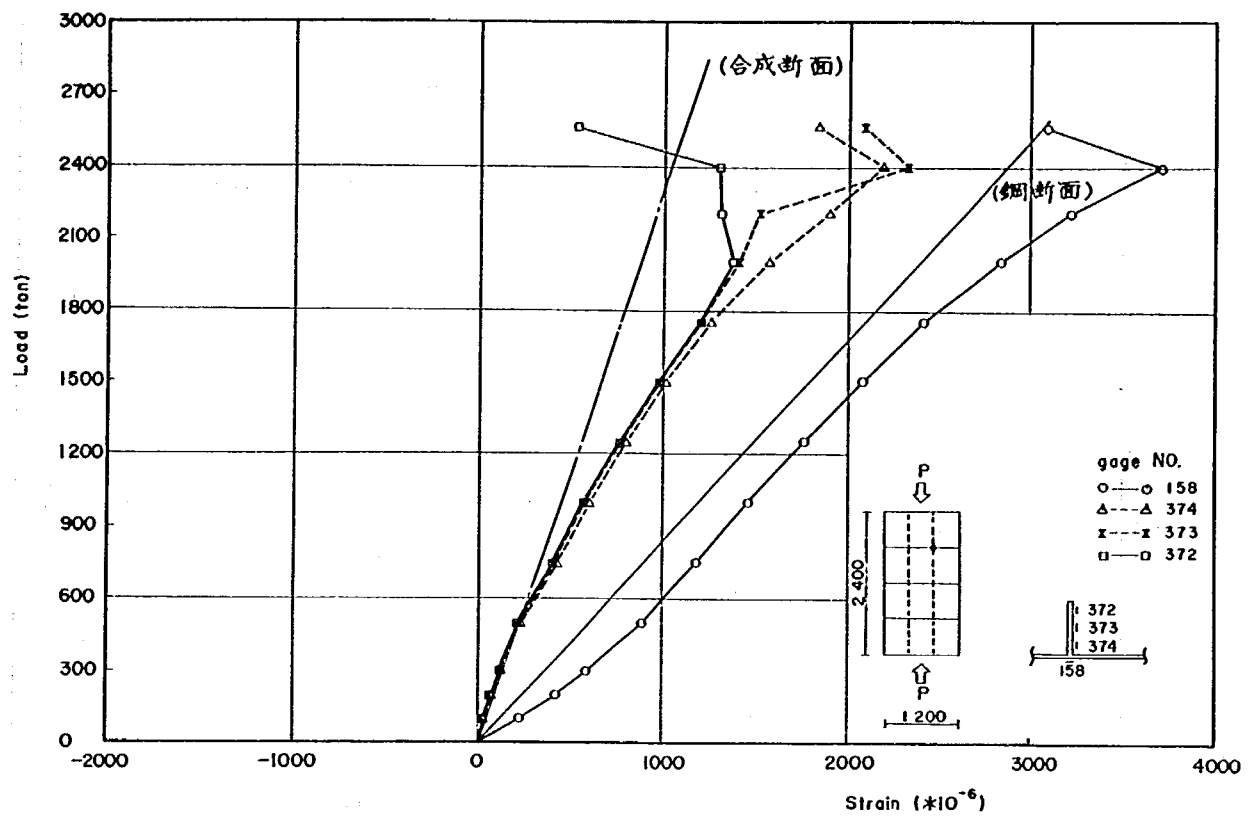
図C-15-10 荷重-ひずみ曲線 (No 15)



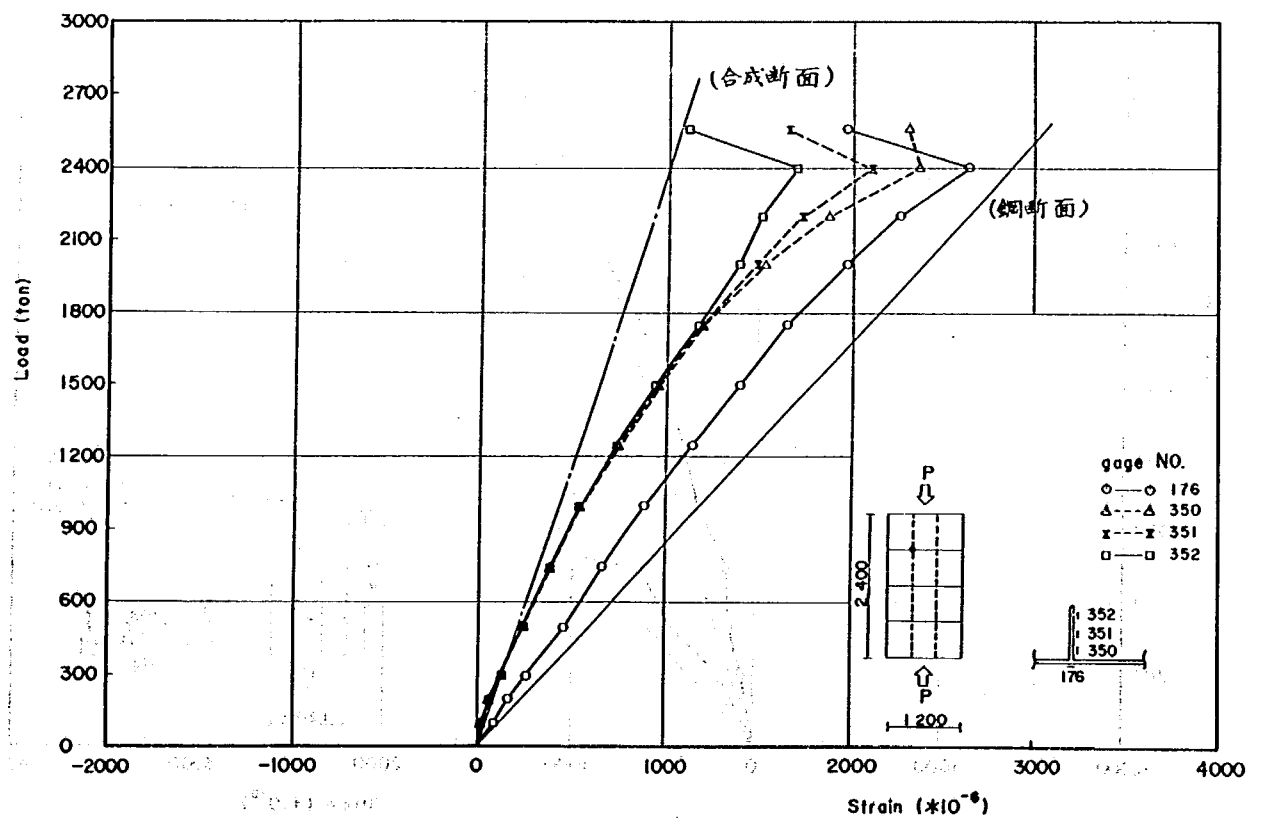
図C-16-1 荷重-ひずみ曲線 (No.16)



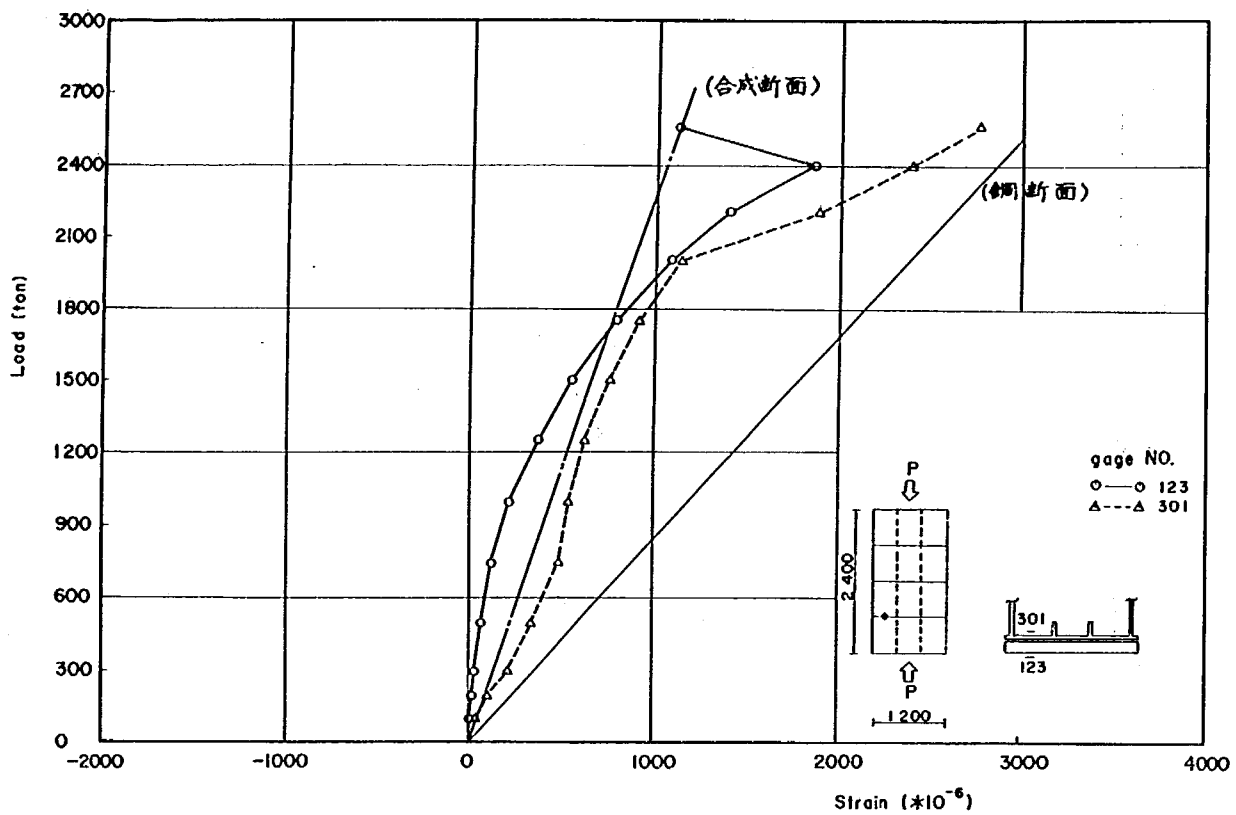
図C-16-2 荷重-ひずみ曲線 (No.16)



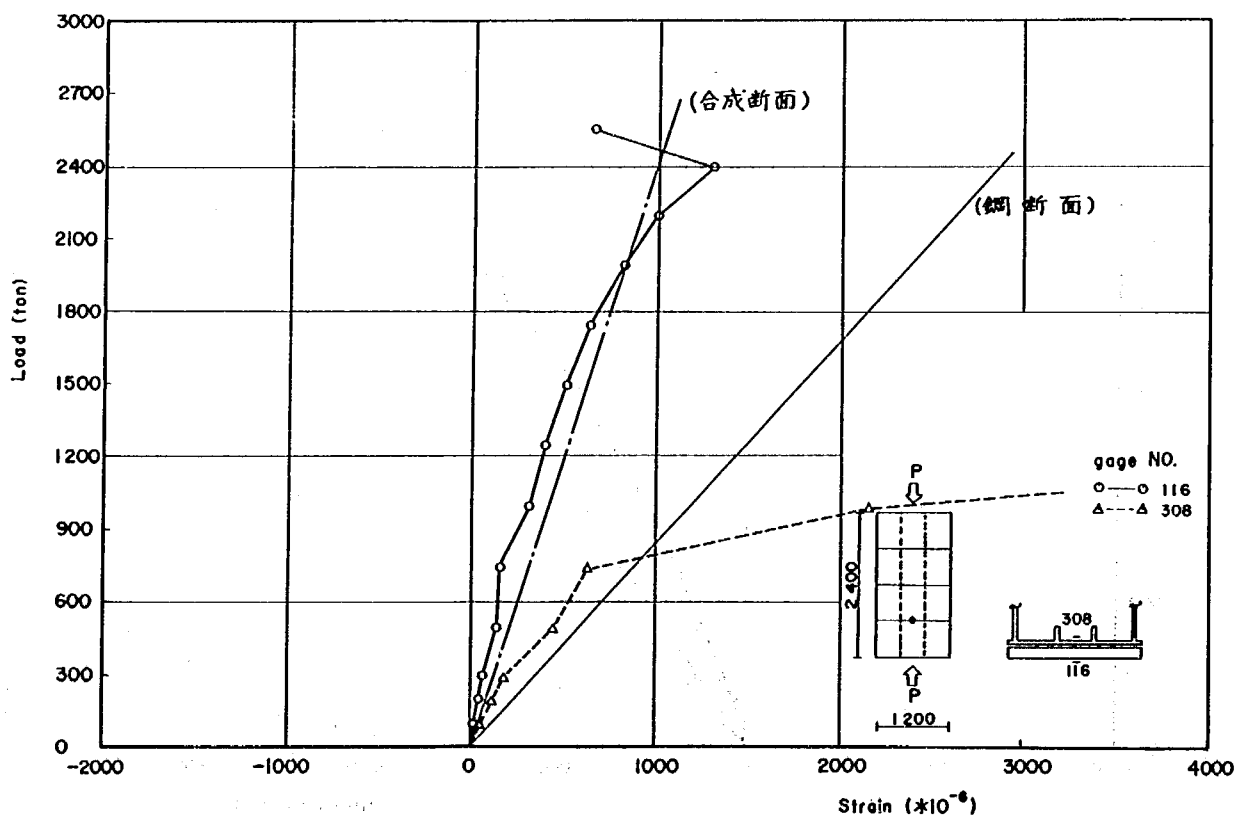
図C-16-3 荷重-ひずみ曲線 (No 16)



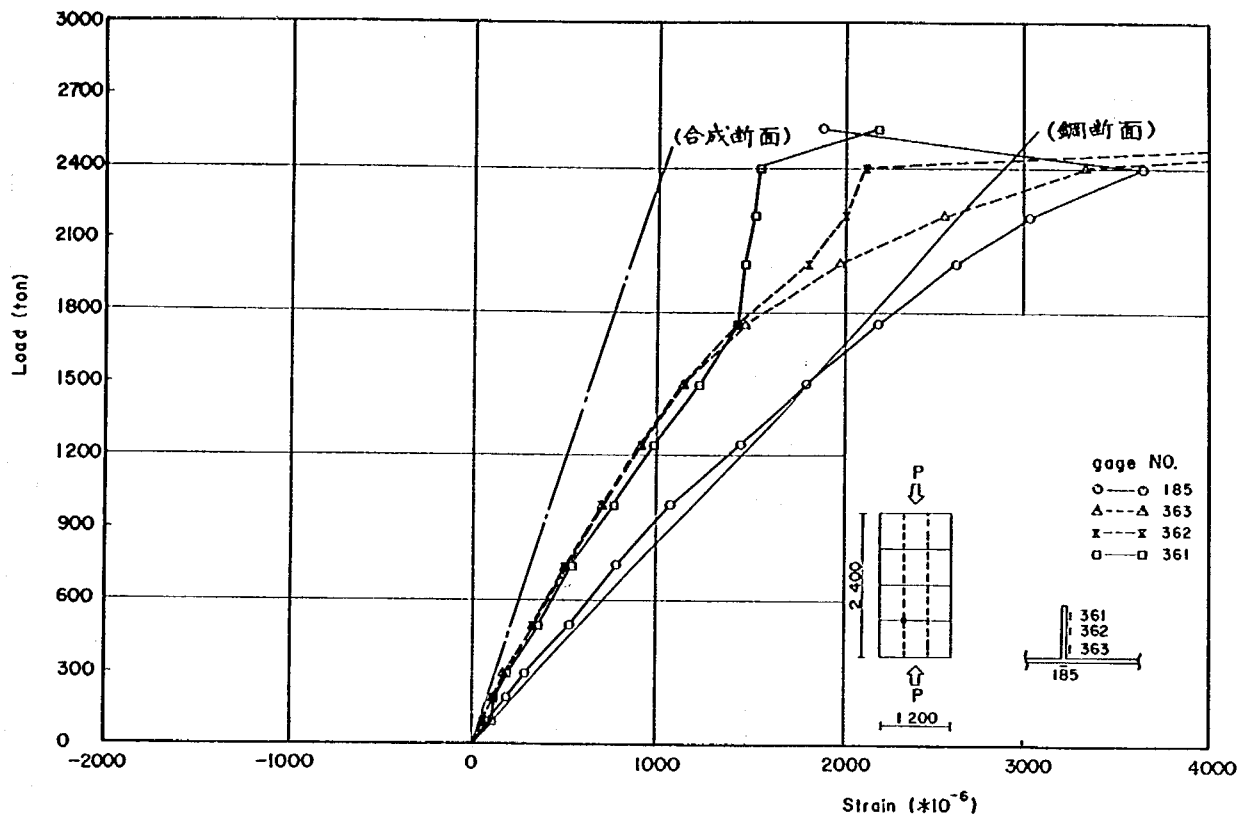
図C-16-4 荷重-ひずみ曲線 (No 16)



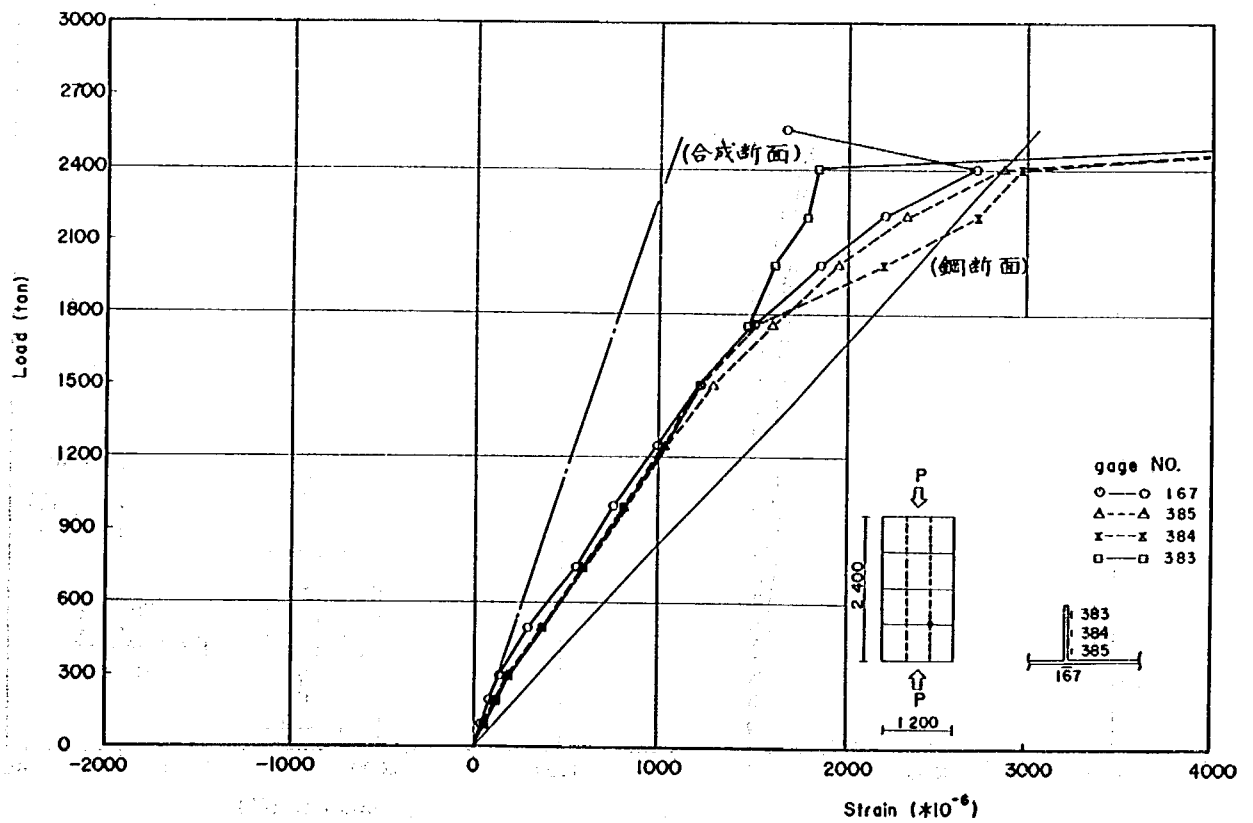
図C-16-5 荷重-ひずみ曲線 (No. 16)



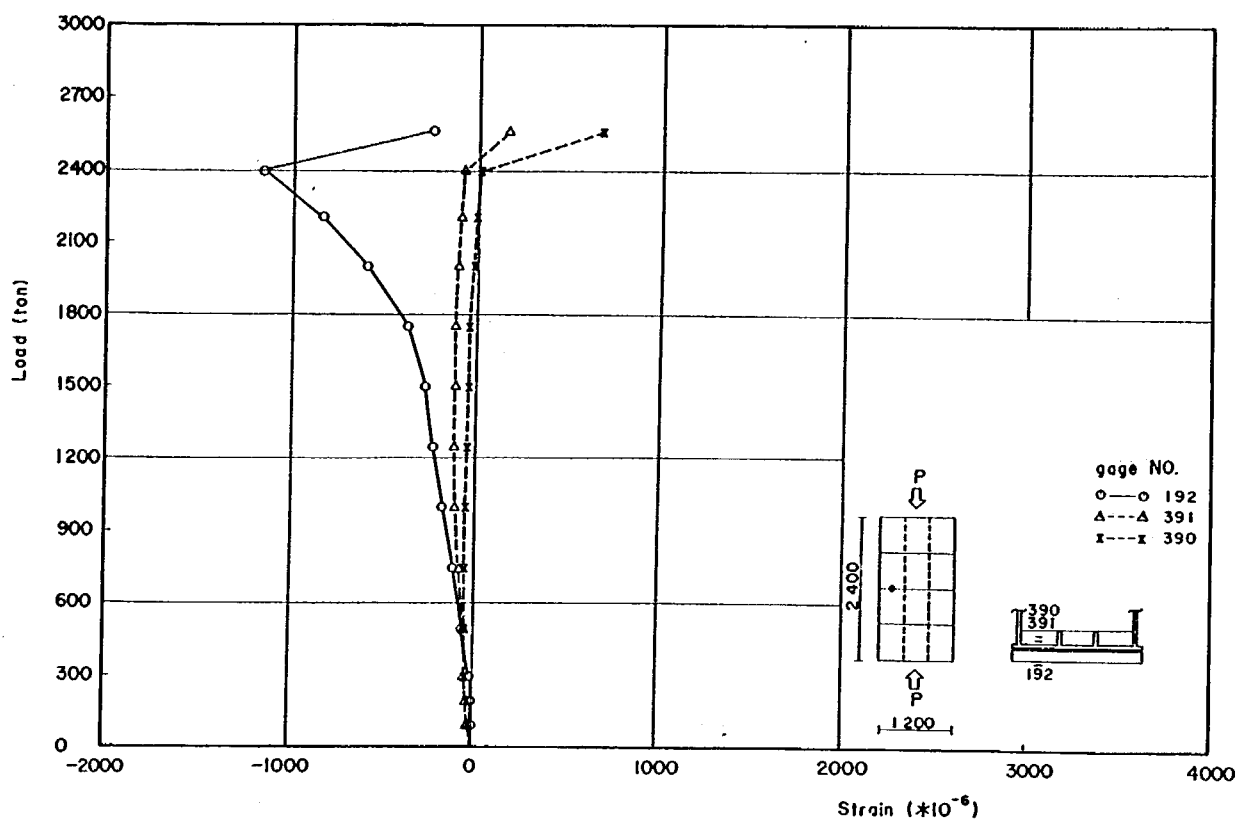
図C-16-6 荷重-ひずみ曲線 (No. 16)



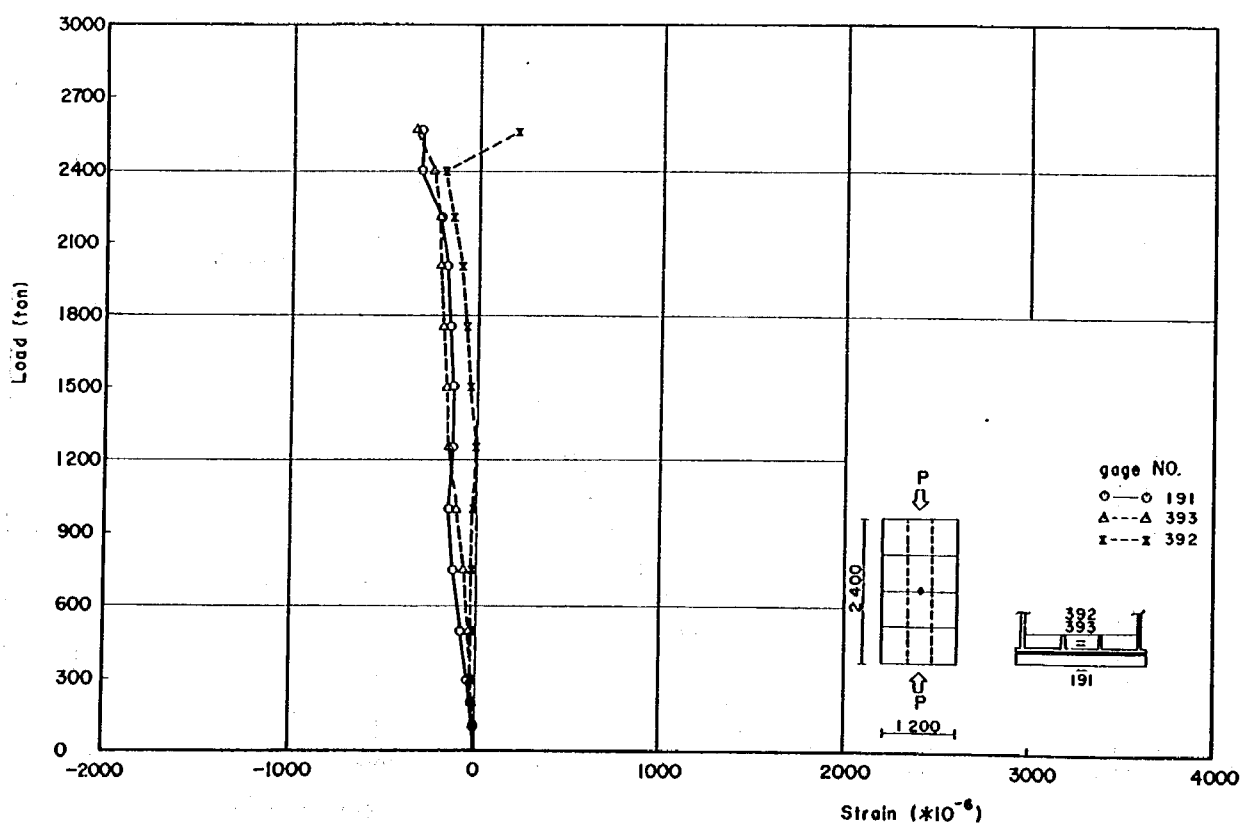
図C-16-7 荷重-ひずみ曲線 (No 16)



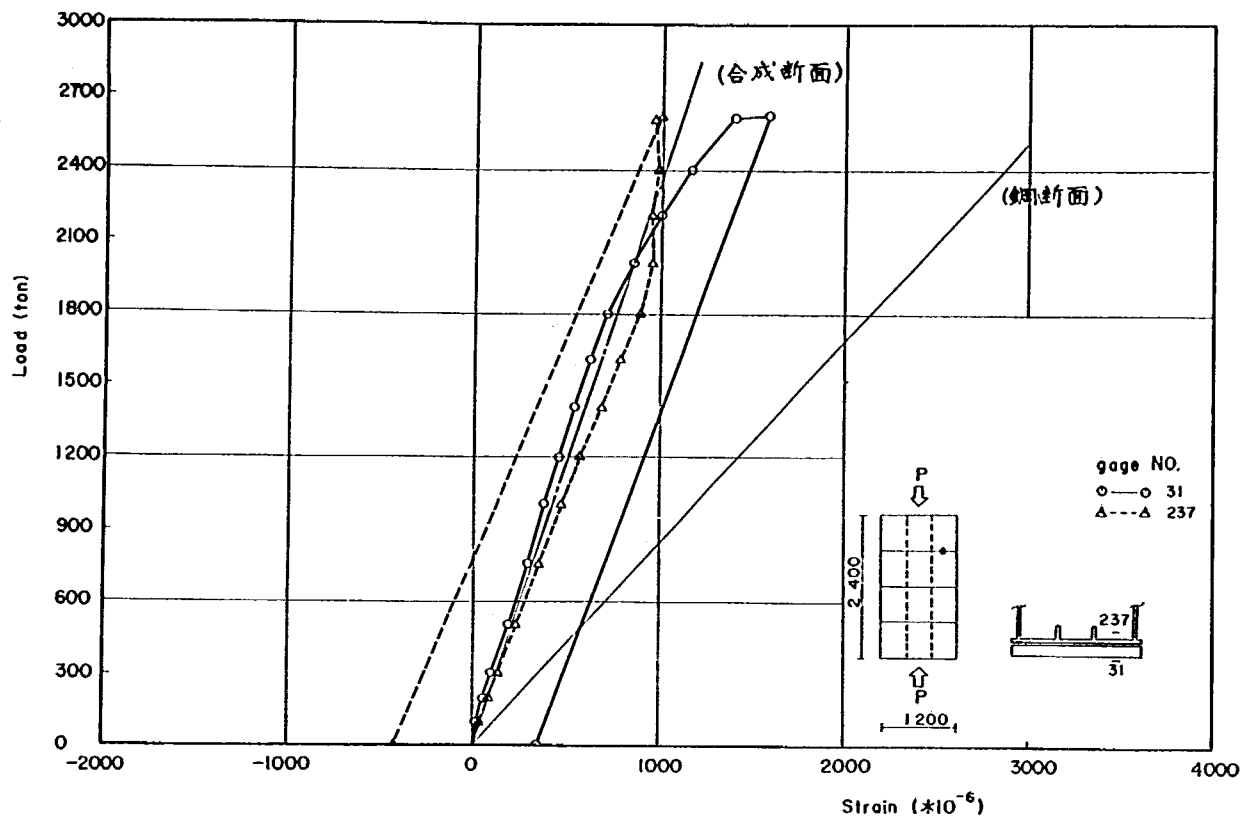
図C-16-8 荷重-ひずみ曲線 (No 16)



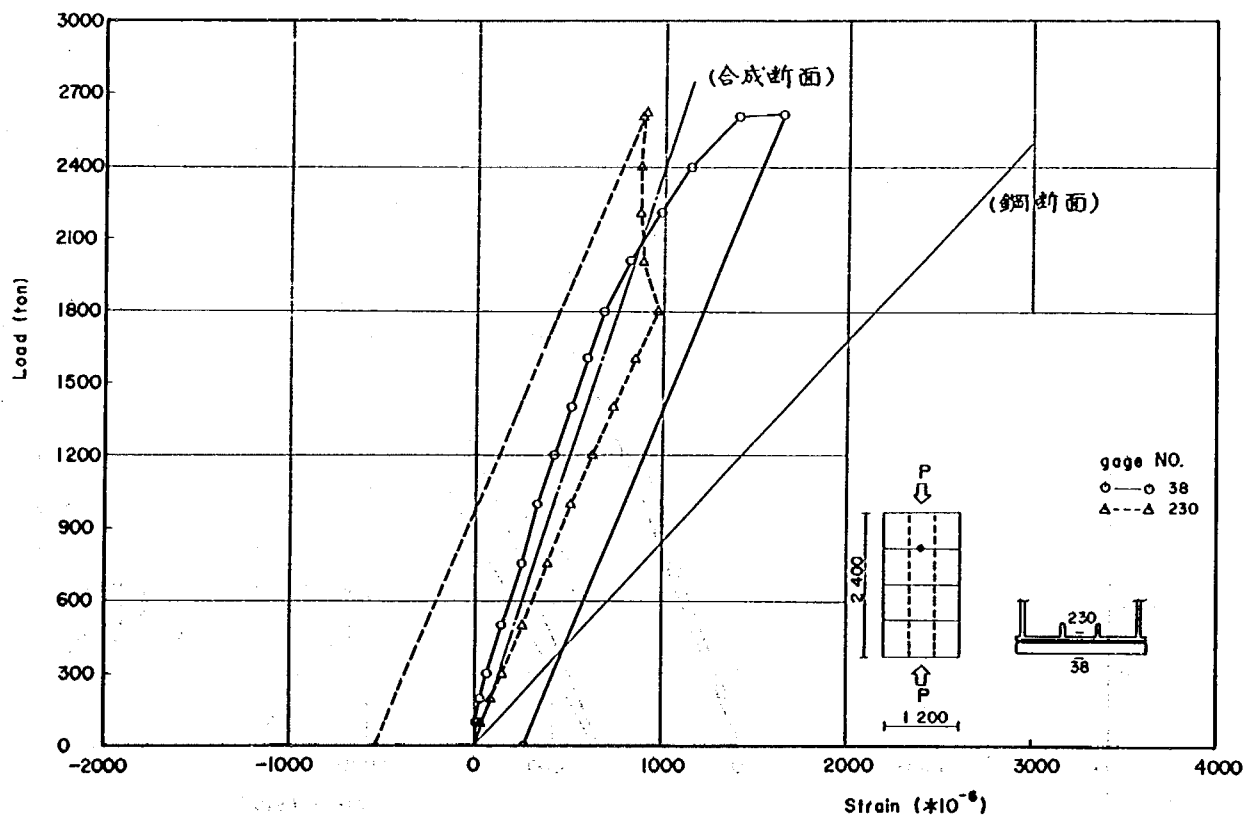
図C-16-9 荷重-ひずみ曲線 (No. 16)



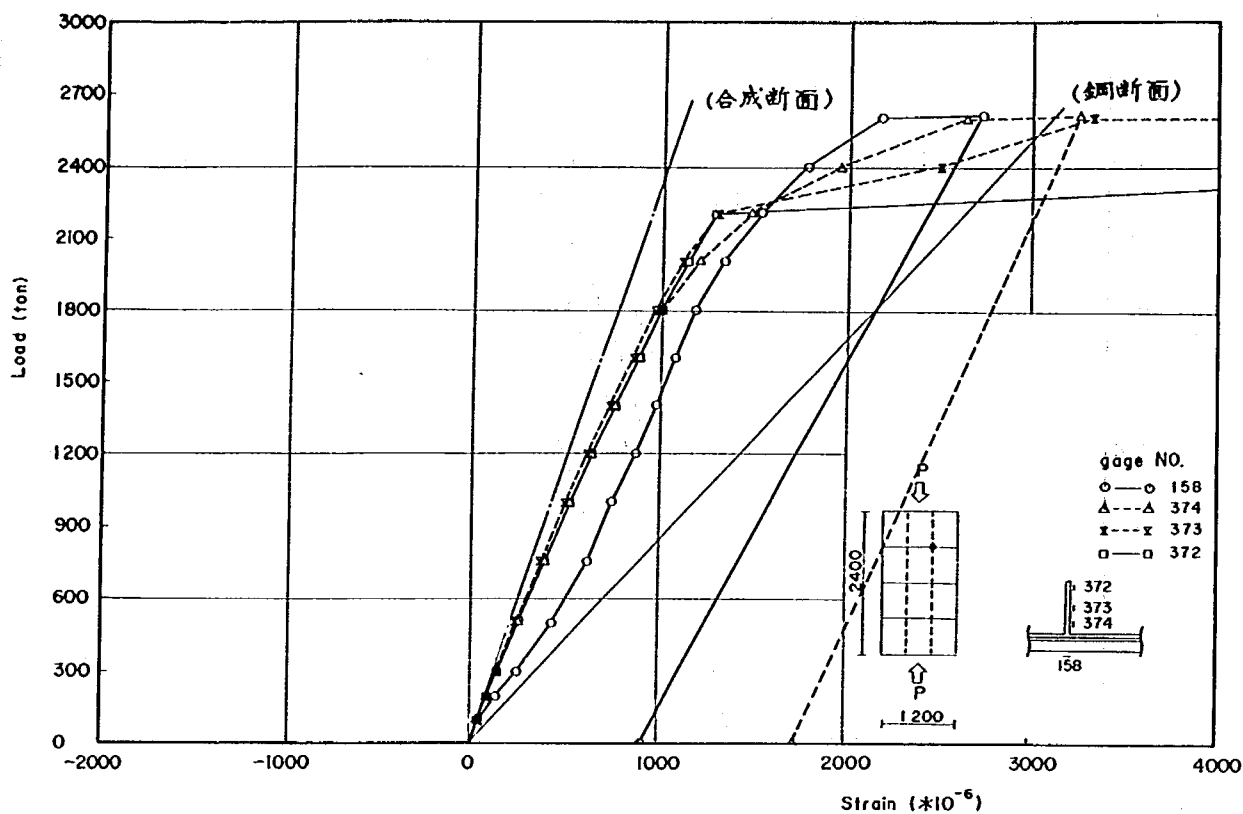
図C-16-10 荷重-ひずみ曲線 (No. 16)



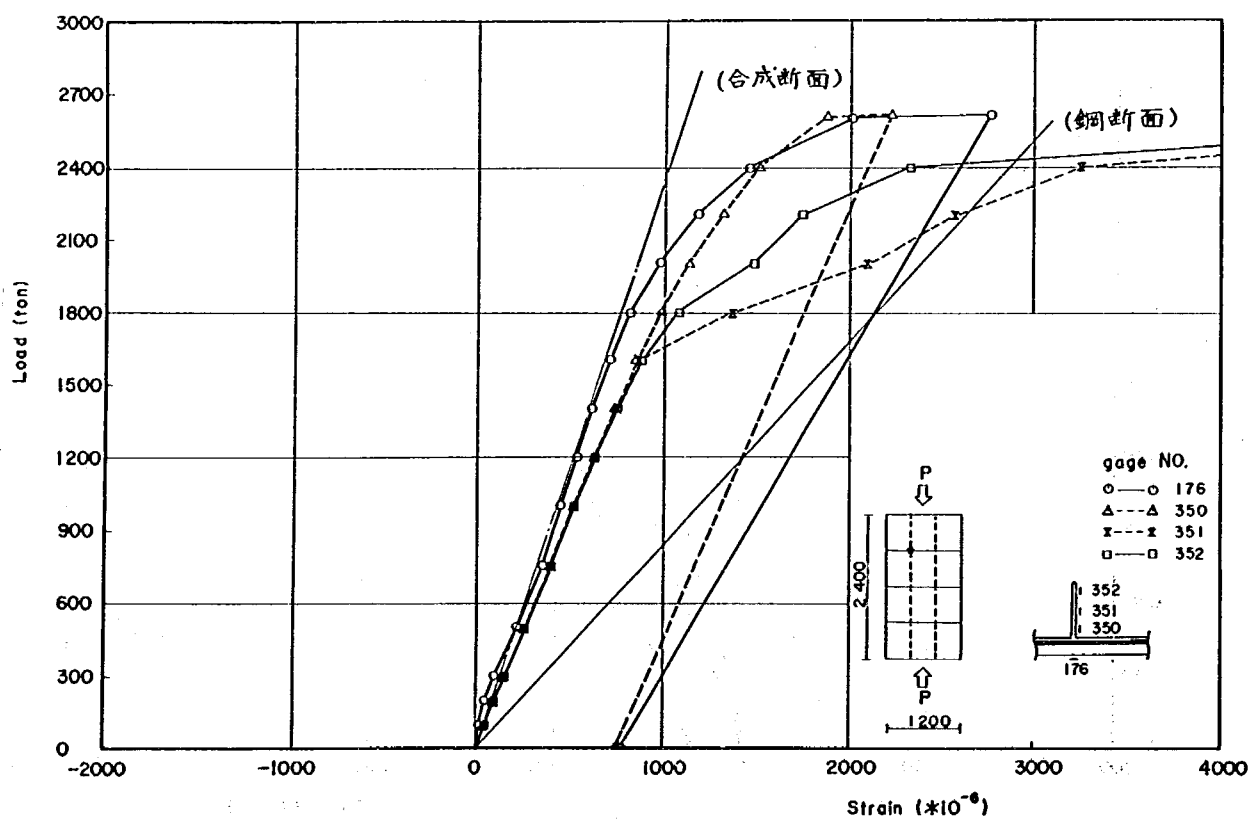
図C-17-1 荷重-ひずみ曲線 (No. 17)



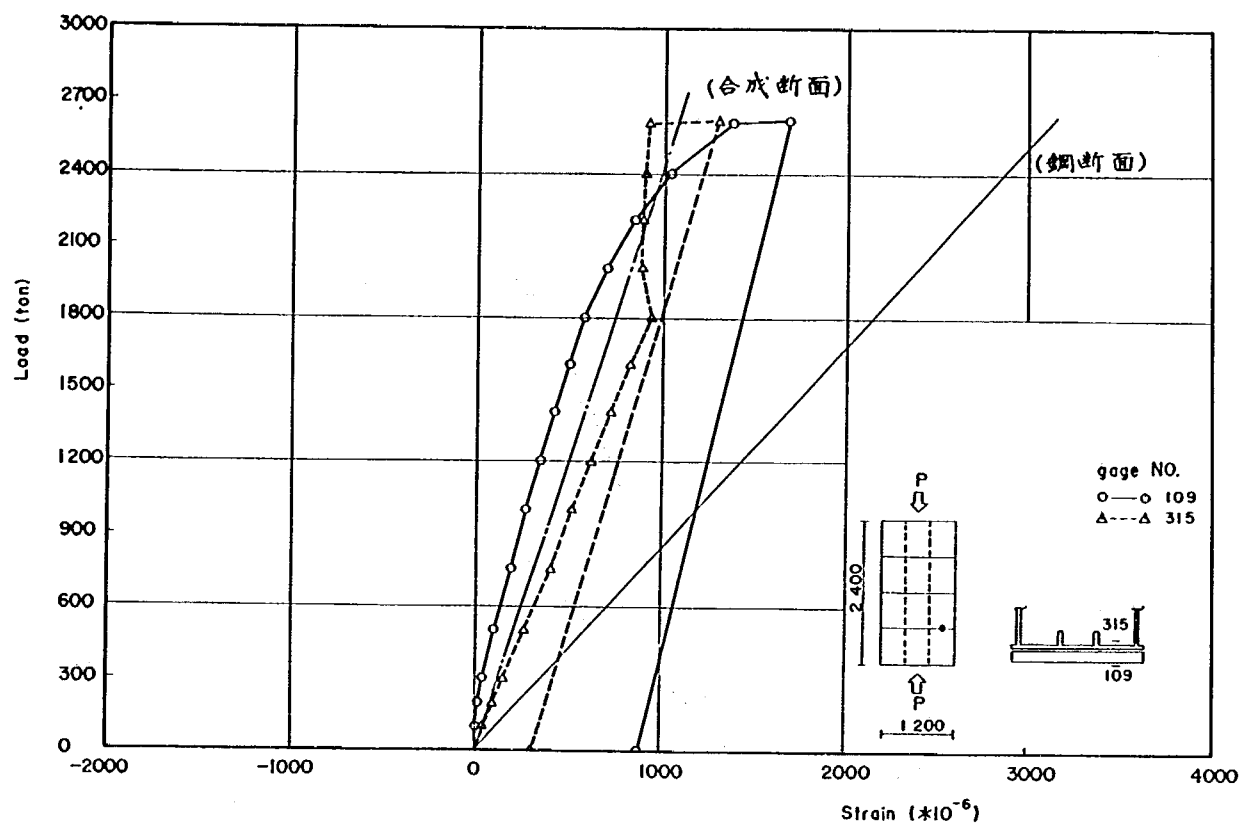
図C-17-2 荷重-ひずみ曲線 (No. 17)



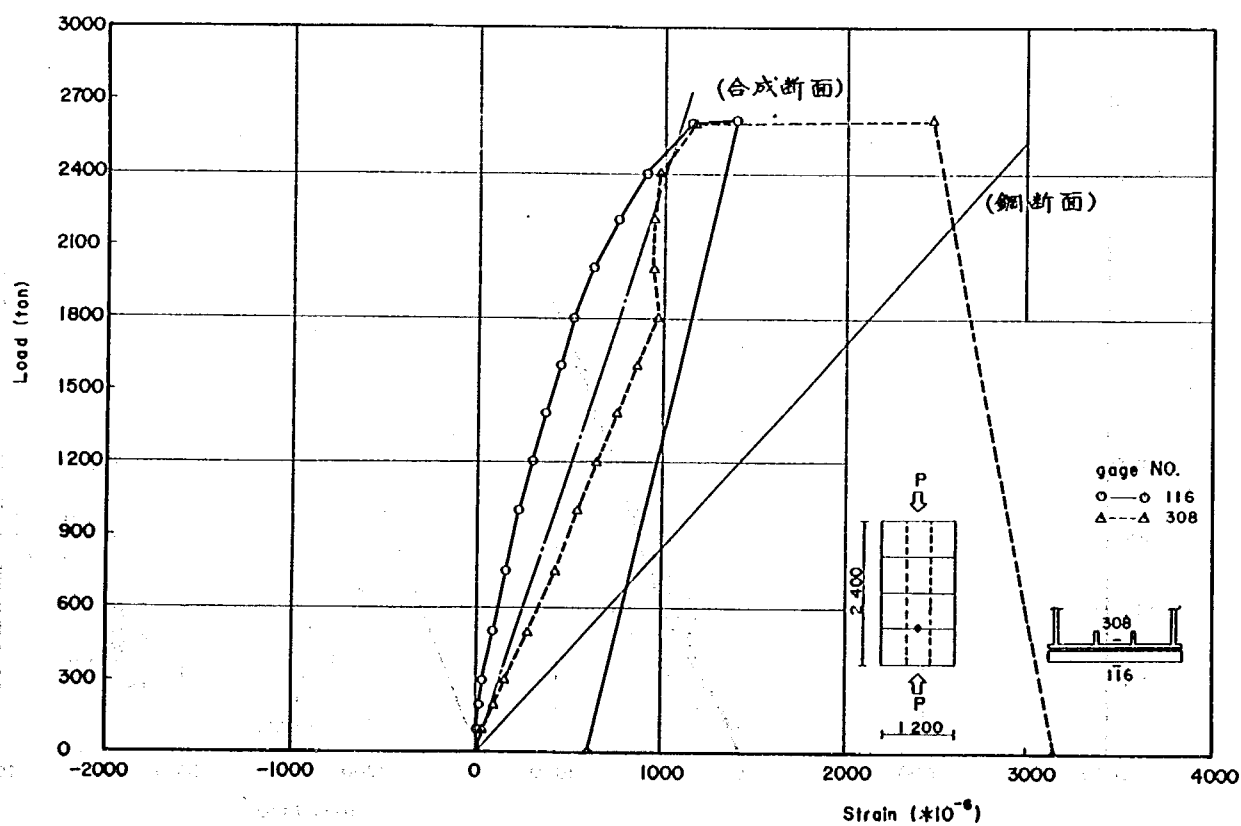
図C-17-3 荷重-ひずみ曲線 (No. 17)



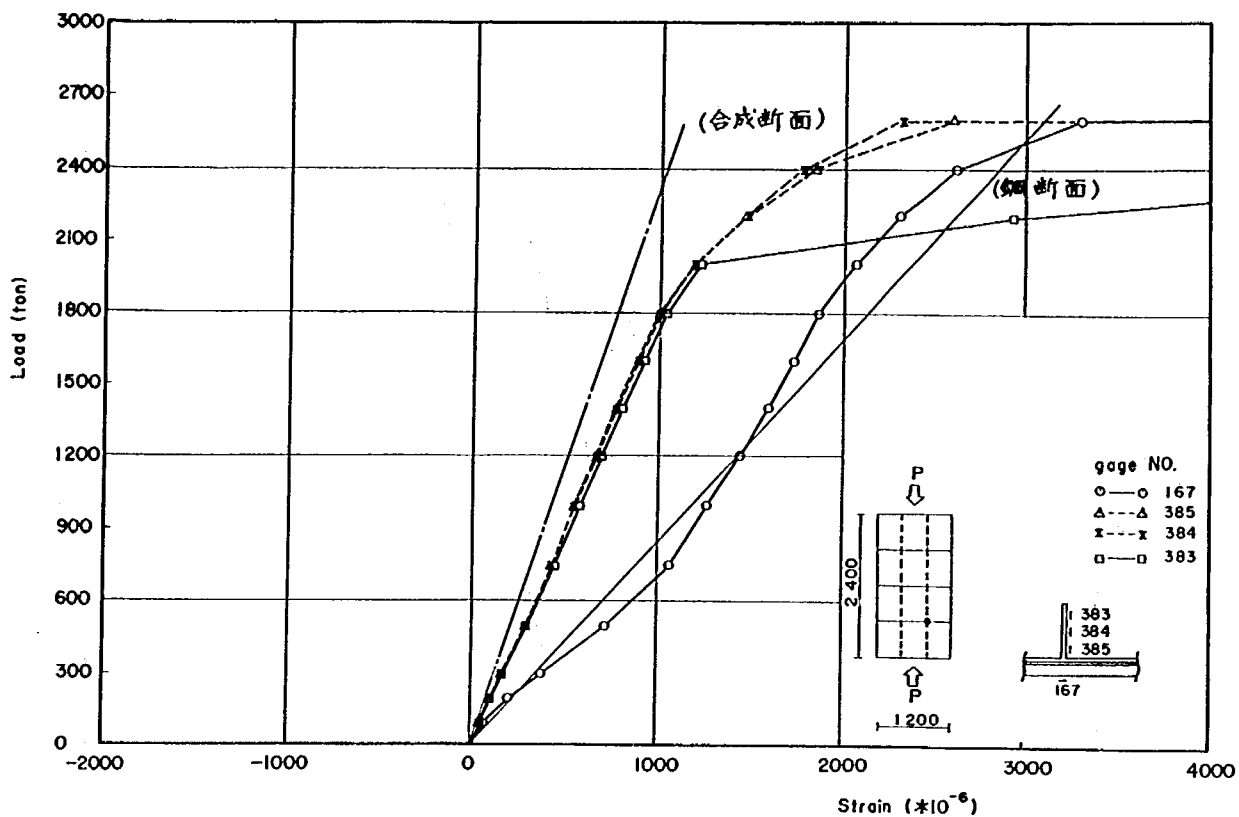
図C-17-4 荷重-ひずみ曲線 (No. 17)



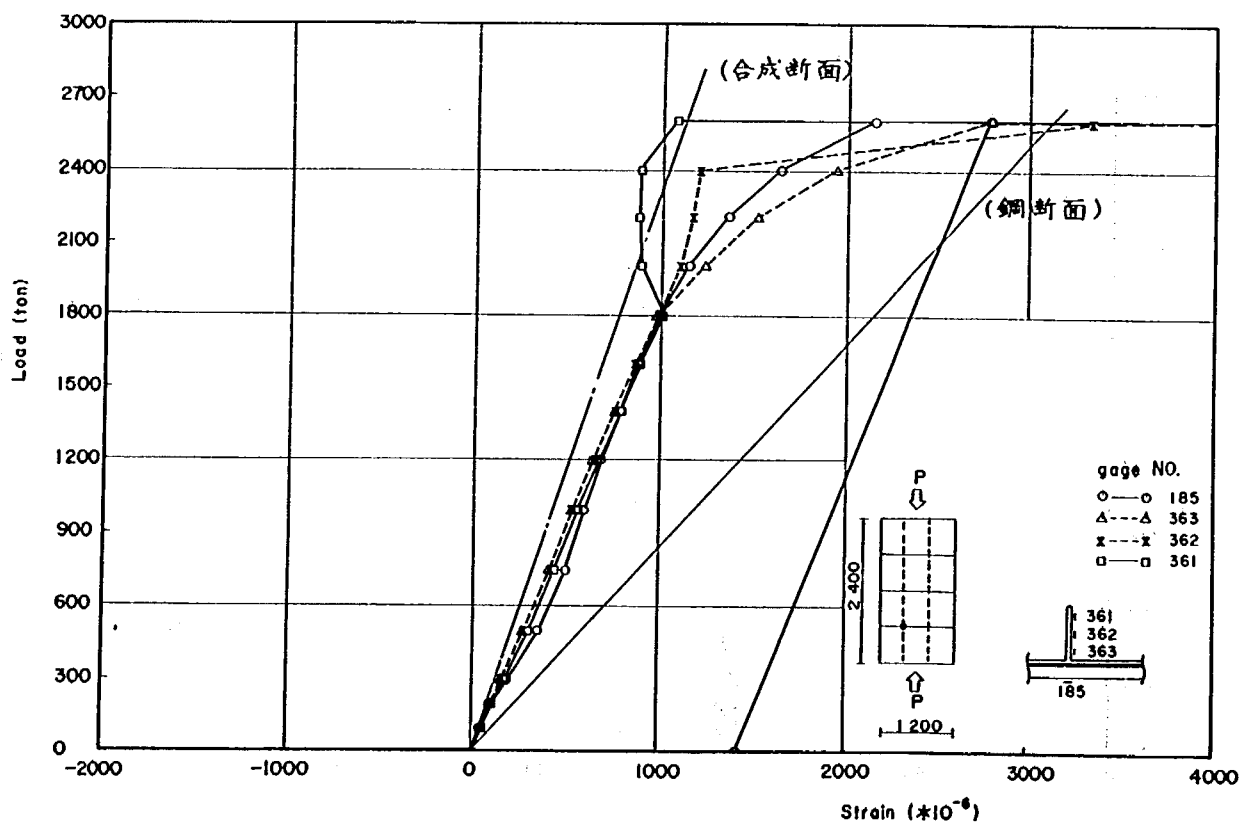
図C-17-5 荷重-ひずみ曲線 (No.17)



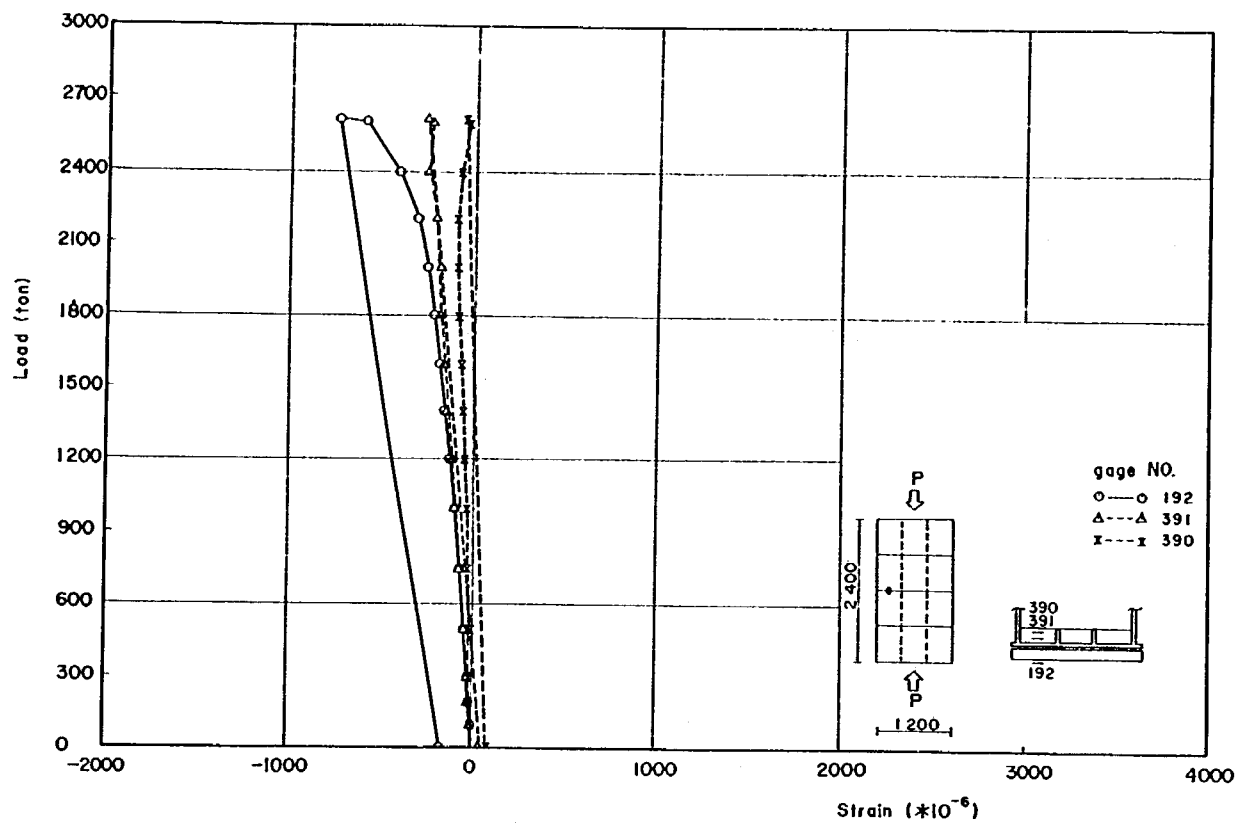
図C-17-6 荷重-ひずみ曲線 (No.17)



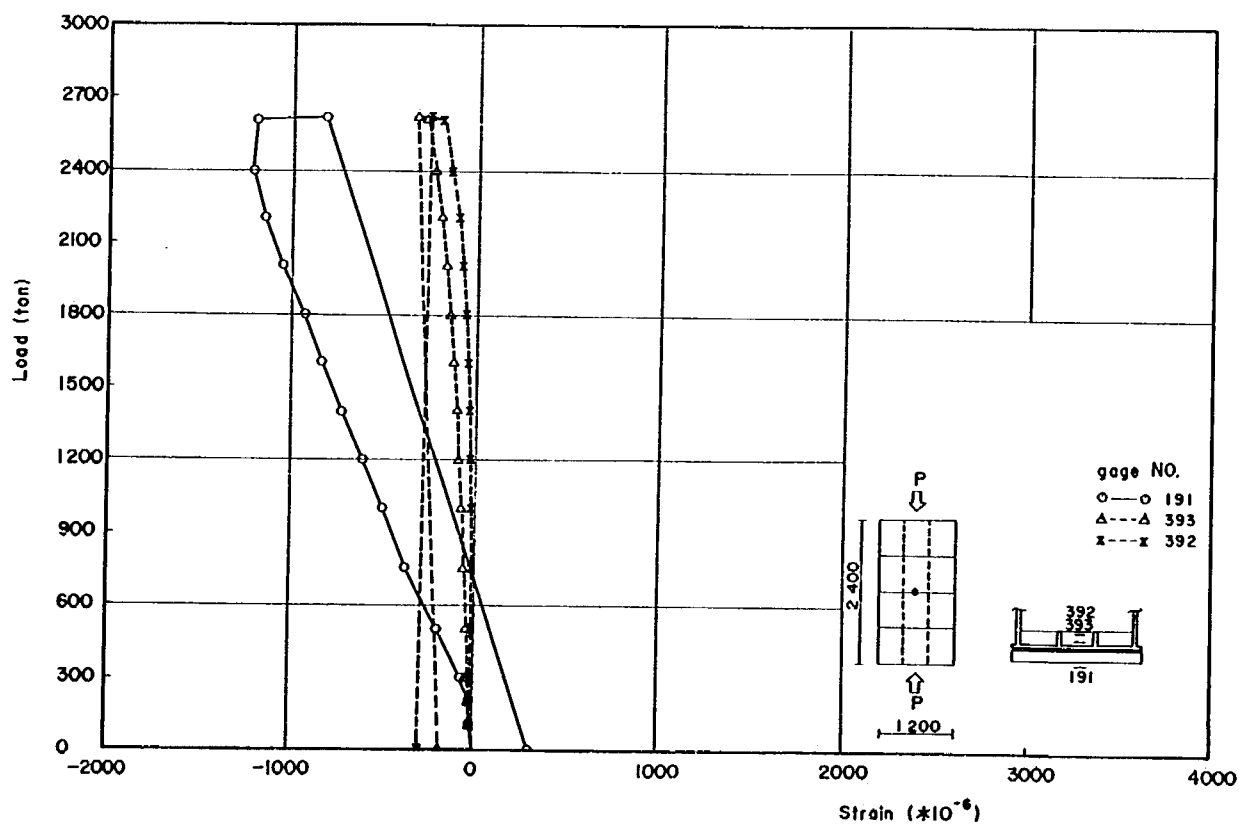
図C-17-7 荷重-ひずみ曲線 (No.17)



図C-17-8 荷重-ひずみ曲線 (No.17)



図C-17-9 荷重-ひずみ曲線 (No.17)



図C-17-10 荷重-ひずみ曲線 (No.17)

4. あ と が き

本報告書では、補剛板の大型供試体による実験結果について、とり急ぎとりまとめて紹介した。詳細な解析については、まえがきにも述べたように、追って発表する。

2章に紹介した中型供試体による実験は、一部は建設省総合技術開発プロジェクトの中で行ったものであり、新日本製鉄㈱および川崎製鉄㈱と共同で実施したものである。

3章に紹介した大型供試体による実験は、建設省土木研究所の3000 t 万能試験機で実施した。供試体の製作は、

52年度 ㈱横河橋梁製作所

54年度 川崎重工㈱

55年度 ㈱横河橋梁製作所

が担当し、実験計測については

52年度 ㈱東亜測器

54年度 ㈱フジケンエンジニアリング

55年度 ㈱フジケンエンジニアリング

に業務委託を行った。ご協力いただいた多くの方々に感謝する次第である。

補剛板の限界状態
(その1. 大型供試体による耐荷
力試験)

土木研究所資料第1779号
昭和57年2月(1982年)

建設省土木研究所橋梁研究室
佐伯彰一, 金井道夫, 小笠原保
大塚和喜, 大塩俊雄, 笹森伸博
佐藤和徳

キーワード:

補剛板, 耐荷力, 限界状態, 長柱, 大形供試体, 局部座屈, 全体座屈

要旨

補剛板の耐荷力について, 横方向補剛材や縦横比の影響,
および補剛材で構成される長柱の耐荷力の解明を主眼として
行った, 大型供試体による載荷試験結果をまとめたものであ
る。



郵便はがき

いは40
円切
下手を

305-□□

茨城県筑波郡豊里町大字旭一
建設省土木研究所構造橋梁部
橋梁研究室
御中

No. 23

No. 23

配布先氏名

配布先住所



土木研究所資料第1779号 部

上記のとおり受領しました。

所 属 (住所)

氏 名

印