

I S S N 0386—5878

土木研究所資料第2710号
020

土 木 研 究 所 資 料

パイプ構造に関する試験調査報告書

平成元年 2月

建設省土木研究所
構造橋梁部構造研究室

Copyright ©(1989)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。

パイプ構造に関する試験調査報告書

構造研究室 室長 横山 功一

研究員 井上 純三

永原 隆^(*)

要 旨

パイプ構造の限界状態設計法について検討するため、昭和61年度～昭和63年度にかけて大型供試体を用いた圧縮、曲げ、曲げ圧縮載荷実験を行い、パイプ断面の耐荷力特性を調査した。実験結果は既往の検討事例と概ね一致する傾向を示し、限界状態設計法においても、現行の道路橋示方書の耐荷力規定を準用して特に問題ない、ただし、設計法の信頼性を高めるために、耐力の規格値と実際の終局強度との差異や許容応力度の安全率に含まれる耐力に関する要因について適切な取扱いをする必要があることが明らかとなった。

キーワード：パイプ構造，限界状態設計法，載荷実験，耐荷力特性

^(*) 現在 四国地方建設局富郷ダム工事事務所

ま え が き

パイプ構造は橋脚、アーチリブなどの橋梁部材として用いられる他、海洋構造物、地中構造物などにその用途が広がっている。これらパイプを用いた構造物の耐荷力、疲労強度に関する研究はかなり行なわれてきているが、未だ十分に解明されていない点も多い。現在、道路橋の設計法を許容応力度設計法から限界状態設計法に移行するための調査、研究が進められている。パイプ構造についても限界状態設計法の観点から、その耐荷力特性を明らかにし、耐荷力照査式や適切な安全率のとり方について検討しておく必要がある。

橋脚など構造物を支える主要な部材は過大な外力（地震力）が作用した場合でも、これが構造物全体の破壊に結びつかないような耐荷力特性を持つことが要求される。すなわち弾性限界を超えた塑性域においても弾性限界と同程度かそれ以上の耐荷力を持つことが望まれる。しかし鋼構造物は一般に弾性限界内での耐荷力を大きくとろうとするため薄肉構造となることが多く、塑性域での余剰耐荷力が少ないと言われている。また薄肉構造では圧縮力を受けた場合、弾性限界荷重以下の荷重で断面の局部座屈が生じることがある。

今回の検討では、こうした薄肉パイプ断面の限界状態における耐荷力特性を大型供試体を用いた載荷実験により明らかにすることにより、限界状態設計法を検討するための基礎資料を得ることとした。61年度、62年度はパイプ断面の耐荷力特性に影響するパラメータである板厚を変化させた供試体に対してそれぞれ純圧縮、純曲げ載荷実験を行った。63年度は同一板厚の供試体に対して曲げと圧縮力の比率を変化させた曲げ圧縮載荷実験を行った。本報告書は、これら一連の実験、検討をとりまとめたものである。

目 次

まえがき

1. 既往の調査	1
1.1 設計基準	1
1.2 既往の実験, 解析	3
1.3 設計事例	5
2. 鋼管供試体圧縮荷重実験	9
2.1 実験概要	9
2.2 実験方法	9
2.3 実験結果	9
2.4 ま と め	11
3. 鋼管供試体曲げ荷重実験	32
3.1 実験概要	32
3.2 実験内容	32
3.3 実験結果	32
3.4 ま と め	34
4. 鋼管供試体曲げ圧縮荷重実験	58
4.1 実験概要	58
4.2 実験内容	58
4.3 実験結果	58
4.4 ま と め	60
5. 鋼管の限界状態設計法に関する検討	90
6. ま と め	94
謝 辞	95
参 考 文 献	95

1. 既往の調査

1.1 設計基準

1) 道路橋示方書¹⁾

道路橋示方書では局部座屈に対する許容応力度、許容せん断応力度および軸方向圧縮応力度とせん断応力度を同時に受ける場合の照査式をそれぞれ次のように規定している。

(1) 局部座屈に対する許容圧縮応力度 (kg/cm²) (図-1.1 参照)

SS41 SM41 SMA41 STK41	SM50 STK50	SM50Y SM53 SMA50	SM58 SMA58
1,400 : $R/\alpha t \leq 50$ 1,400 $-4.3 (R/\alpha t) - 50$: $50 < R/\alpha t \leq 200$	1,900 : $R/\alpha t \leq 40$ 1,900 $-6.1 (R/\alpha t) - 40$: $40 < R/\alpha t \leq 200$	2,100 : $R/\alpha t \leq 35$ 2,100 $-6.7 (R/\alpha t) - 35$: $35 < R/\alpha t \leq 200$	2,600 : $R/\alpha t \leq 25$ 2,600 $-8.3 (R/\alpha t) - 25$: $25 < R/\alpha t \leq 200$

ここに、

R : 鋼管の半径 (中心から外縁までの距離) (cm)

t : 鋼管の板厚 (cm)

$$\alpha = 1 + \frac{\phi}{10}$$

$$\phi = \frac{(\sigma_1 - \sigma_2)}{\sigma_1} \quad 0 \leq \phi \leq 2$$

σ_1 : 曲げにより、鋼管に圧縮が生じる側の合応力度 (kg/cm²)。ただし、符号は圧縮応力度を負とする。

σ_2 : 曲げにより、鋼管に引張が生じる側の合応力度 (kg/cm²)。ただし、符号は圧縮応力度を負とする。

(2) 許容せん断応力度 (kg/cm²)

SS41 SM41 SMA41 STK41	SM50 STK50	SM50Y SM53 SMA50	SM58 SMA58	備考
$800 - 0.019 (R/t)^2$: $R/t \leq 125$ $75,000 / (R/t) - 90$: $125 < R/t \leq 200$	$1,100 - 0.044 (R/t)^2$: $R/t \leq 95$ $75,000 / (R/t) - 90$: $95 < R/t \leq 200$	$1,200 - 0.057 (R/t)^2$: $R/t \leq 85$ $75,000 / (R/t) - 90$: $85 < R/t \leq 200$	$1,500 - 0.106 (R/t)^2$: $R/t \leq 70$ $75,000 / (R/t) - 90$: $70 < R/t \leq 200$	補剛材を設ける
500	600	—	—	補剛材を設けない

(3) 軸方向圧縮応力度とせん断応力度とを同時に受ける場合の照査式

$$\frac{\sigma}{\sigma_a} + \left(\frac{\tau}{\tau_a} \right)^2 \leq 1$$

ここに、

σ : 垂直応力度 (kg/cm²)。圧縮応力度と曲げ圧縮応力度の和をとる。

τ : せん断応力度 (kg/cm²)

σ_a : (1)項に規定した垂直応力に対する許容応力度 (kg/cm²)

τ_a : (2)項に規定したせん断応力に対する許容応力度 (kg/cm²)

2) 鋼管構造設計施工指針・同解説²⁾

建築物に使われる鋼管では局部座屈が生じるような径厚比の大きい断面は用いないことを原則としている。この板厚の制限値は鋼種により異なり、次のとおりである。

円形鋼管の外径と管厚の比は次式による。

$$\frac{D}{t} \leq \frac{240}{F}$$

ここに、

D : 円形鋼管の公称外径 (cm)

t : 管厚 (cm)

F : 許容応力度を決定する場合の基準値

(t/cm²)

Fの値：

鋼 材 種 別 鋼 管 厚 別	一般構造用	溶 接 構 造 用			
	SS 41 STK 41 STKR 41 SSC 41	SM 41	SM 50 SM 50 Y STK 50 STKR 50 SCW 50-CF	SM 53	SM 58
t ≤ 40 mm	2.4	2.4	3.3	3.6	4.1
t > 40 mm	2.2	2.2	3.0	3.4	4.1

ただし、鋼管の径厚比が上式の値を超える場合は局部座屈を考慮し、次式で与えられる許容圧縮応力度、許容せん断応力度を用いる。

(1) f_c' : 円形鋼管の局部座屈に対する許容圧縮応力度 (t/cm²) で、以下の式による。

STK 41 および STK 50 の f_c' と D/t の関係を図-1.2 に示す。

$$\frac{240}{F} < \frac{D}{t} < \frac{1400}{F} \text{ のとき, } f_c' = \frac{1.08 - 0.00034F (D/t)}{1.34 + 0.00065F (D/t)} F$$

$$\frac{1400}{F} \leq \frac{D}{t} \text{ のとき, } f_c' = \frac{373}{D/t}$$

(2) f_s' : 円形鋼管の局部座屈に対する許容せん断応力度 (t/cm) で、以下の式による。

$$f_s' = \frac{E}{2.25} \left(\frac{t}{1} \right)^2 \left[1.8 + \sqrt{1.2 + 0.201 \left(\frac{1}{\sqrt{t \cdot D/2}} \right)^3} \right]$$

かつ、

$$f_s' \leq \frac{F}{1.53}$$

ここに、 l : 部材のせん断座屈長さ (cm) である。

部材のせん断座屈長さとは、せん断座屈が対象となる荷重点または反力点間の距離である。

(3) せん断応力度と圧縮応力度との相互作用については、下記の放物線式あるいは直線式が提案されている。

$$\left(\frac{\tau}{\tau_{cr}} \right)^2 + \frac{\sigma}{\sigma_{cr}} = 1$$

$$\frac{\tau}{\tau_{cr}} + \frac{\sigma}{\sigma_{cr}} = 1$$

3) 公団の基準

日本道路公団、首都高速道路公団、阪神高速道路公団では許容応力度は道路橋示方書で定められた値を用いることを原則としている。特徴的なものとして、首都高速道路公団の基準では車の衝突等不慮の事故の可能性、破損した場合の影響、地震時に温度変化の影響を無視する等の条件を考慮し、以下のよう橋脚の最小板厚 [t (板厚) / R (半径)] を定めている。

t/R	SS41 SM41	SM50	SM50Y SM53	SM58
一般部	1/110	1/80	1/70	1/60
隅角部	1/40	1/40	1/40	1/40

1.2 既往の実験、解析

1) 軸圧縮力

パイプ断面は軸方向圧縮力に対して抵抗力が大きい。鋼管は同じ断面積をもつ部材の中では回転2次半径が最も大きく、また等方性なので全体座屈に対しては有利な断面である。また断面がシェル作用を有しているため、局部座屈に対する安全度が高く、板厚を薄くし、半径を大きくとることができる。しかし、パイプ構造は板構造と異なり、座屈後の余剰耐荷力がなく、急激な耐荷能力の低下を示すため、パイプ構造物の合理的な設計法を確立するためにはパイプ部材の座屈や座屈後の挙動について明らかにしておく必要がある。

パイプ部材の座屈は細長比 (L/r)、径厚比 (D/t)、の値により全体座屈または局部座屈が生じる。局部座屈は D/t の値により生じた方が異なり、 $D/t < 70$ では断面の塑性化が生じる前には局部座屈が生じないが、全断面塑性に至るまでには生じる可能性がある。 D/t が 50 程度の部材では局

部座屈することなく塑性ヒンジが生じるが、塑性変形量がある程度を超えると局部座屈が生じる。D/t が30より小さい部材ではかなりの塑性変形が生じた後でも局部座屈は生じないとされている⁹⁾。

現行道路橋示方書の鋼管の局部座屈に対する許容応力度は、鋼管の製作誤差を考慮した座屈の式 (Donnell-Wan の式) を基本とし、管壁の凹凸係数 (unevenness factor) U を 0.001 とし、鋼管の半径と管厚との比 R/t の関数として求められている⁹⁾。

Donnell-Wan の式は次式のとおりである。

$$\sigma_{cr} = \sigma_y (N - \sqrt{N^2 - \sigma_{c1} / \sigma_y})$$

ここに、

σ_{cr} : 初期変形、残留応力の影響を考慮した、鋼管の局部座屈応力度

σ_{c1} : 弾性座屈理論による、鋼管の局部座屈応力度

$$\sigma_{c1} = \frac{E}{\sqrt{3(1-\nu^2)}} \cdot \frac{t}{R}$$

R, t : それぞれ鋼管の半径、板厚

$$N = (1 + \sigma_{c1} / \sigma_y + UE / 2 \sigma_y) / 2$$

U : 初期不整の程度を表わす定数。ここでは、U = 0.001 とした。

また許容応力度の低減を行う R/t の範囲は、図-1.3 に示す Plantema の式⁹⁾ を参考に定められている。安全率は R/t が小さい範囲では 1.68-1.77 とし、R/t が大きいところでは研究資料の不足からある程度安全側に定められている。なお、図-1.1 には Donnell-Wan の式と道路橋示方書の許容応力度との関係が示されている。

2) 曲 げ

パイプ構造は断面の等方性により、荷重の方向性が定まっていない場合や2軸以上の曲げを受ける場合は有利な断面であり、断面の形状係数 (全断面塑性モーメント/縁端降伏モーメント) も I 形断面よりも大きい。しかし、パイプ断面は他の断面に比べて断面2次モーメントは必ずしも大きくなく、一方向曲げ部材としては有利とは言えない。また曲げに対して断面の偏平化が生じ、曲げ剛性が低下する。さらに曲げを加え、ある形状まで偏平化が進むと抵抗曲げモーメントは最大値に達し、それ以後曲げモーメントは減少する (パイプの曲げ屈服)。しかし、通常パイプ部材が曲げを受けて屈服が生ずる前あるいはその近傍で圧縮側の管壁には局部座屈が生ずる。パイプ部材の曲げ強度は断面の偏平化による屈服と局部座屈によって決まるが、一般に径厚比が大きい部材では局部座屈が、径厚比が小さい部材では屈服や降伏による影響が支配的となる⁹⁾。

現行道路橋示方書の鋼管の曲げ局部座屈に対する許容応力度は、純曲げの場合は純圧縮に対するものの20%増しとし、曲げと圧縮の組合せによって直線変化するように定めている。これは図-1.4 に示す実験結果⁹⁾ により純曲げに対する局部座屈強度は純圧縮に対するものよりも約20~30%程度大きくなることを考慮したものである。この効果は曲げにより断面内に生じる応力勾配によるものと考えられている⁹⁾。

3) せん断力

ねじれせん断力を受ける断面のせん断強度 V_{cr} は理論解により、

$$v_{cr} = \frac{0.596 a}{(1-u^2)^{5/8}} E \left(\frac{t}{R} \right)^{5/4} \left(\frac{R}{L} \right)^{1/2} = 0.632 a E \left(\frac{t}{R} \right)^{5/4} \cdot \left(\frac{R}{L} \right)^{1/2}$$

aは塑性低減係数と呼ばれ、

$$a = \left(\frac{1-u^2}{1-u_p^2} \right)^{3/4} \cdot \left(\frac{E_s}{E} \right) = 1.16 \frac{E_s}{E}$$

で表わされる。uはポアソン比(=0.3)， u_p は塑性域におけるポアソン比(=0.5)，Eは弾性係数， E_s は割線弾性係数，Rは半径，Lは部材長である。

現行の許容せん断応力度は上式において、弾性範囲内と仮定し($E_s=E$)， L/R を最大補剛材間隔(=6.0)とし、安全率を3.0として簡略式を

$$\tau = (75,000 t/R) - 90$$

と定めて、これを基本式とした。塑性域内では現行道路橋示方書に規定する許容せん断応力度と連続的にすりつけたものである。

補剛材を設けないものの許容応力度は L/R の値を実用上十分な大きさにとり、 R/t を30として求めた。曲げせん断座屈耐力は、断面内の応力勾配によりねじれせん断強度よりも20～60%高くなるといわれているが、資料の不足と実際の設計での影響が小さいとの判断から区別していない。

4) 合成応力度の照査

様々な組合せ荷重下 ①軸圧縮力と曲げ、②軸圧縮力とねじれ、③軸圧縮力と曲げとねじれ、④曲げとねじれ、⑤曲げと曲げせん断における実験によると次式で与えられる照査式が安全側の結果を与え、かつ合理的であるとされている⁷⁾。

$$\frac{f}{f_{cr}} + \left(\frac{v}{v_{cr}} \right)^2 = 1$$

ここに、f、vはそれぞれ垂直応力、せん断応力である。 f_{cr} は許容圧縮応力度、 v_{cr} は許容せん断応力度である。現行の道路橋示方書の照査式も全くこれを踏襲したものとなっている。ただし、道路橋示方書のプレートガーダーの合成応力度の照査式

$$\left(\frac{\sigma}{\sigma_a} \right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_a} \right)^2 \leq 1$$

とは若干異なった式の形となっている。

1.3 設計事例

参考のため、パイプ断面を用いた橋梁部材の設計事例を以下に示す。

1) 橋脚

		直径D (mm)	板厚t (mm)	D/t
一般部	首都公団	2,000	12, 16, 22, 28	71～167
	阪神公団	2,000	19, 22, 25	80～105
		2,400	16, 19	126～150
隅角部	首都公団	2,000	15	80

2) アーチリブ⁹⁾

橋 梁 名	D (mm)	t (mm)	D / t
Askerof jord 橋	3,800	14 ~ 15	253 ~ 271
天 草 5 号 橋	1,850	12 ~ 16	116 ~ 154
和 田 橋	1,300	14	93
Kaiserlei 橋	2,000	20	100

3) 鋼管トラス⁹⁾

橋 梁 名	D (mm)	t (mm)	D / t
金 比 羅 橋	406	11	37

4) 横構, 対傾構⁹⁾

橋 梁 名	D (mm)	t (mm)	D / t
阪神高速西出町工区	140	6.6	21

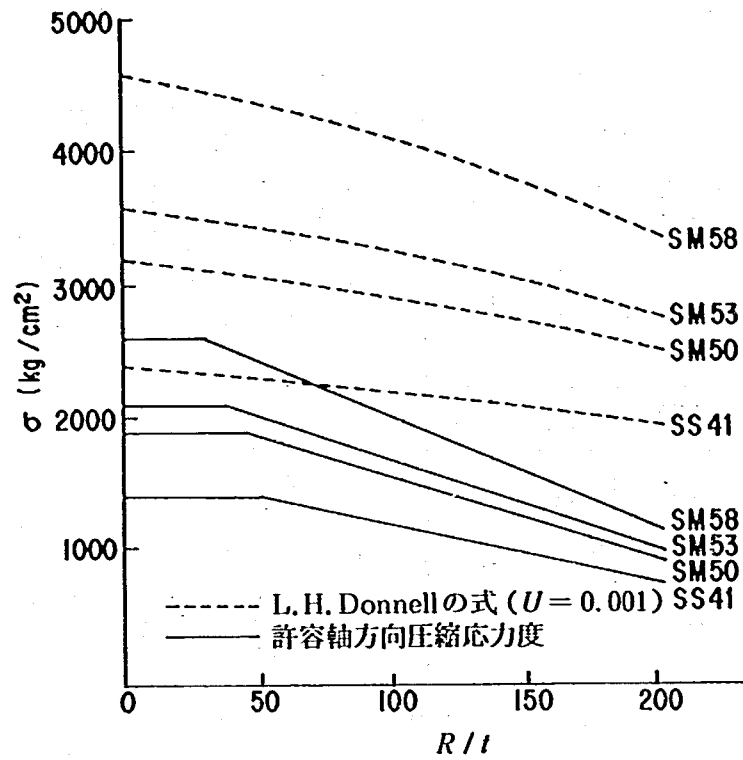


図-1.1 道路橋の鋼管の局部座屈による許容軸方向圧縮応力度¹⁾

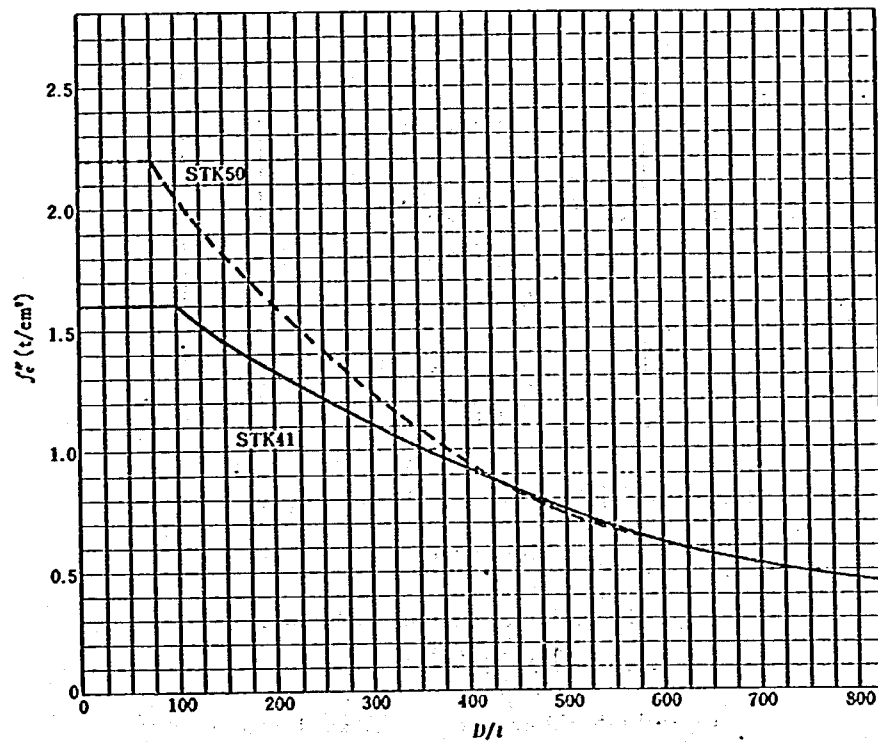


図-1.2 建築物の円形鋼管の局部座屈に対する許容圧縮応力度²⁾

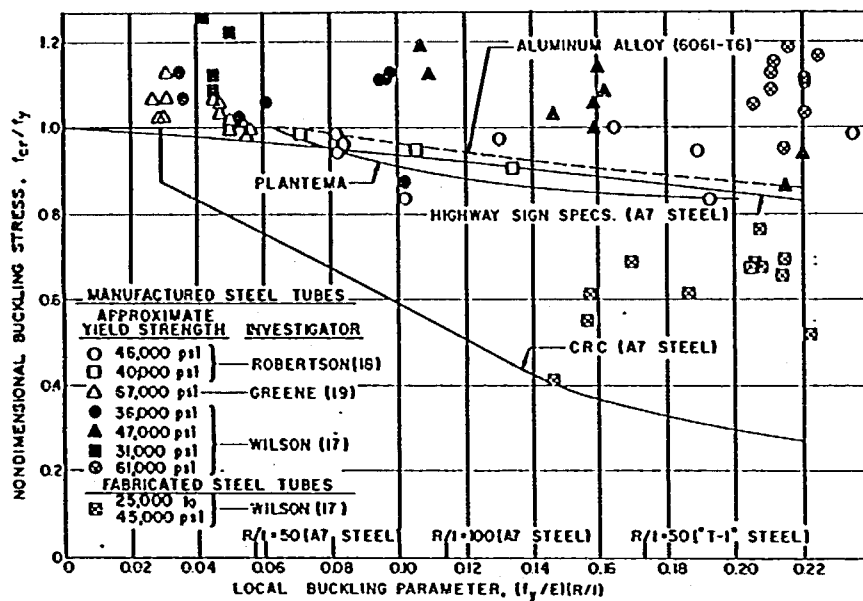
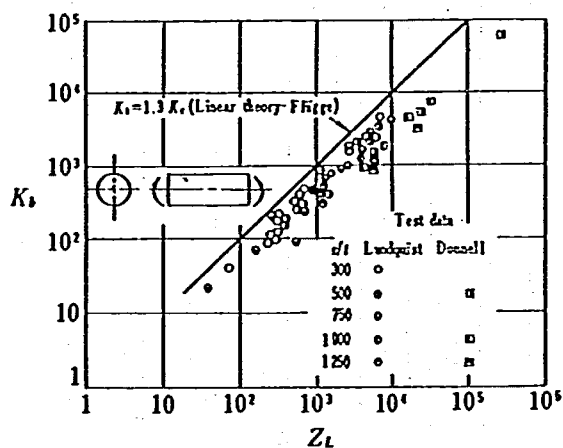


図- 1.3 軸圧縮力を受ける鋼管の局部座屈強度⁵⁾

Comparison of linear theory with bending-buckling data



$$Z_L = \frac{l^2}{rt} \sqrt{1 - \nu_e^2}, \quad \nu_e = \text{elastic Poisson's ratio} = 0.3$$

$$K_b = \frac{\sigma_{bcr} \cdot 12(1 - \nu_e^2) l^2}{\pi^2 E t^3}$$

(σ_{bcr} : the buckling stress under bending)

$$K_c = \frac{\sigma_{ocr} \cdot 12(1 - \nu_e^2) l^2}{\pi^2 E t^3}$$

(σ_{ocr} : the buckling stress under axial compression)

図- 1.4 鋼管の曲げ局部座屈強度⁷⁾

2. 鋼管供試体圧縮載荷実験

2.1 実験概要

パイプ部材の限界状態における耐荷力特性を明らかにするため、大型供試体を用いた載荷実験を行った。橋脚など土木構造物に用いられるパイプ部材は径厚比が比較的大きいものが多く、柱としての全体座屈よりもシェルとしての局部座屈強度が問題となる。今回の実験では板厚を変化させた供試体3体に対し純圧縮載荷実験を行ない、局部座屈による耐荷力特性について調査することとした。

2.2 実験方法

1) 供試体

実験に用いた供試体の形状、寸法、使用材料を図-2.1、表-2.1に示す。本供試体は都市内高架道路の鋼製円柱ラーメン橋脚の設計例を参考に、約1/3縮尺を目安として諸元を設定した。供試体は鋼管の柱とベースプレートで構成されている。鋼管はJIS規格の既製鋼管を用いた。ただし、STPY41とSTK41は化学成分や基本的な機械的性質は全く同じである。供試体は鋼管の高さ方向1/3点、2/3点位置に環補剛材を溶接した後、上面、下面のベースプレートを溶接して取付け、製作した。

2) 載荷実験方法

実験は建設省土木研究所構造物実験施設内の3,000t大型構造部材万能試験機を用いて行った。載荷は鉛直1方向の純圧縮とし、供試体の最大耐荷力に達するまでは荷重制御で行い、以後は変位制御で行った。本載荷に先立ち仮載荷を行ない、パイプ断面に荷重が一樣に作用するように上面ベースプレートと載荷板との間にスペーサ（薄紙、石膏）を挿入し、調整した。

3) 計測方法

計測器の配置を図-2.2に示す。計測項目は以下の通りである。

- | | |
|-----------------|-------|
| (1) 鉛直圧縮荷重 | |
| (2) 鋼管外周面の3軸ひずみ | 120か所 |
| (3) 鋼管柱頭の鉛直変位 | 4か所 |
| (4) 鋼管外周面の面外変位 | 44か所 |

2.3 実験結果

1) 載荷実験状況

載荷実験状況を表-2.2、写真-2.1に示す。

供試体Aでは最大荷重に達するまでは、特に変状は見られなかった。最大荷重（439.2t）に達した後、供試体下端（15番ゲージと下端との間）で面外方向の膨らみが急激に増大した。荷重が127.8t（ステップ17）に達すると、破壊断面で図-2.3(1)に示すようないびつな変形が生じた。

供試体Bでは最大荷重に達するまでは特に変状は見られなかった。最大荷重（642.8t）に達した後、供試体上端（1番ゲージと上端との間）で面外方向の膨らみが急激に増大した。荷重が150.6t（ステッ

ブ29)に達すると、破壊断面で図-2.3(2)に示すようないびつな変形が生じた。

供試体Cでは最大荷重(977.6t)に達する前に、930.2tで供試体全体が約30cmピッチの蛇腹状に変形し始めた。変形量は1~2mm程度であった。最大荷重に達する前後から12番ゲージと13番ゲージとの間の膨らみが大きくなり、この断面で破壊した。その後も変形は面外にはほぼ一様、対称に進行し、供試体A、Bのようないびつな変形は生じなかった。

2) 変 形 特 性

(1) 荷重-変位曲線

①荷重-短縮量

供試体A、B、Cの荷重-短縮量曲線を図-2.4に示す。薄い板厚の供試体ほど非線形領域での耐荷力、変位の増加量は小さくなっている。特に供試体Aでは、ほとんど非線形状態を経ずに突然最大荷重に達している。

②荷重-面外変位

供試体A、B、Cの破壊断面に最も近い断面における代表的な測点の荷重-面外変位曲線を図-2.5に示す。供試体AのNo5-15では最大荷重に達した後、しばらく膨らみ出しが進行するが、その後逆にへこむといった複雑な挙動を示す点と、単調に面外に膨らみ出す点とが生じた。これは、図-2.3に示したように破壊断面では変形が進行すると、面外に膨らむ部分とへこむ部分が交互に現れるいびつな変形が生じるためである。供試体Bでも、No5-1のように単調に面外に膨らみ出す点と、一度膨らみ出した後に逆にへこむ点とが生じた。供試体Cでは、測点と測点との間で変形が生じたため、参考データとして破壊断面に最も近いNo5-12とNo5-13の荷重-面外変位曲線を示したが、いずれも変形量は小さい。

(2) 荷重-ひずみ曲線

供試体A、B、Cの破壊断面に最も近い断面における代表的な測点の荷重-ひずみ曲線を図-2.6(a)に示す。

供試体A、B、Cともに部材軸方向には圧縮ひずみが、円周方向には引張りひずみが生じる。荷重の増大とともにこれらのひずみは徐々に増大するが、最大荷重に達する直前から急激な増大を示すようになる。更に変形が進行し、荷重が減少した後も、かなりの残留ひずみが生じている。

また供試体A、B、Cの一般部(破壊断面より離れた位置)での荷重-ひずみ曲線を図-2.6(b)に示す。供試体Aでは、変形が進行し、荷重が減少した後も残留ひずみはほとんどなく、最大荷重作用時でも一般部は弾性域にあることがわかる。一方、供試体B、Cでは、一般部でもかなりの残留ひずみが生じており、最大荷重作用時には塑性域にあることがわかる。

(3) ひずみ分布

図-2.7に鋼管外周面の3軸ひずみより求めた最大荷重作用時の主ひずみ分布図(展開図)を示す。図より鋼管には部材軸方向の圧縮ひずみに加えて、円周方向には引張りひずみが生じていることが分かる。また、環補剛材やベースプレートに近い断面では、他の断面と比較し、応力が大きくなる傾向がある。供試体A、B、Cで比較すると、供試体Aでは最大荷重作用時においてもダイヤフラムやベー

スプレートに近い断面を除いて弾性域にあるのに対して、供試体B、Cでは全体が塑性域にある。

3) 考 察

(1) 軸圧縮力を受ける鋼管の限界状態

最大耐力の実験値とDonnell-Wanの式より求めた理論値、設計強度、降伏強度を表-2.3に對比して示す。供試体Cでは実験値が理論値を3%程度上回ったが、供試体A、Bでは実験値が理論値をそれぞれ9%、4%程度下回る値となった。

軸圧縮力を受ける鋼管の限界状態を明らかにするために最大耐力(実験値)を降伏強度(計算値)と比較すると、供試体Cでは最大耐力は降伏強度と一致し、材料の降伏により破壊が生じていることがわかる。しかし、供試体A、Bでは最大耐力が降伏強度をそれぞれ14%、7%下回る値となっており、局部座屈により破壊が生じていることがわかる。道路橋示方書では局部座屈に対する許容応力度の低減を $R/t \geq 50$ の範囲に対して行っているが、今回の結果では、 $R/t = 37.5$ の供試体Bで局部座屈が生じており、やや異なる結果となったが、供試体A、Cでは道路橋示方書の許容応力度の考え方と一致する結果となった。

最大耐力を設計強度と比較すると局部座屈で破壊する供試体A、Bでは最大耐力が設計強度をそれぞれ7%、12%下回る値となったが、降伏で破壊する供試体Cでは最大耐力と設計強度は一致している。破壊がダイヤフラムやベースプレートに近い断面で生じていることから推察すると、板厚の小さい供試体では溶接部の残留応力の影響やダイヤフラムやベースプレートの拘束による応力集中の影響を受けたためと考えられる。

(2) 限界状態における変形性能

板厚が薄い鋼管では弾性的な状態で局部座屈が生じ、最大耐力に達した後の強度低下が著しい。一方、比較的板厚の大きい鋼管では非弾性的な状態で破壊が生じ、強度低下もやや緩やかになる。じん性について検討するために最大耐力に対する変位 δu を降伏変位 $\delta y (= \sigma_y L / E$ (計算値, L は部材長))で無次元化した結果を表-2.4に整理する。板厚が増大するとじん性が増大し、供試体Bでは供試体Aの2.6倍、供試体Cでは供試体Aの5.3倍程度の値となる。

2.4 ま と め

今回の鋼管供試体圧縮実験により明らかとなった事項を以下にまとめる。

- (1) 軸圧縮力を受ける鋼管の限界状態は板厚の比較的薄いもの($R/t = 55.5, 37.5$)では局部座屈、板厚の厚いもの($R/t = 28$)では降伏となり、道路橋示方書の許容応力度の考え方と概ね一致する傾向となった。破壊は最大荷重に達する前後からある断面において面外変形が急速に進行する形で生じた。
- (2) 板厚が薄い鋼管では弾性的な状態で局部座屈が生じ、最大耐力に達した後の強度低下が著しい。一方、比較的板厚の大きい鋼管では非弾性的な状態で破壊が生じ、強度低下もやや緩やかとなる。変形性能(じん性)を見ても、板厚の大きいものほど大きくなっている。
- (3) 限界状態設計法においては、板厚による破壊形態(降伏、座屈)やじん性の違い、溶接部の残留応力や応力集中の影響の受けやすさを適切に考慮する必要がある。

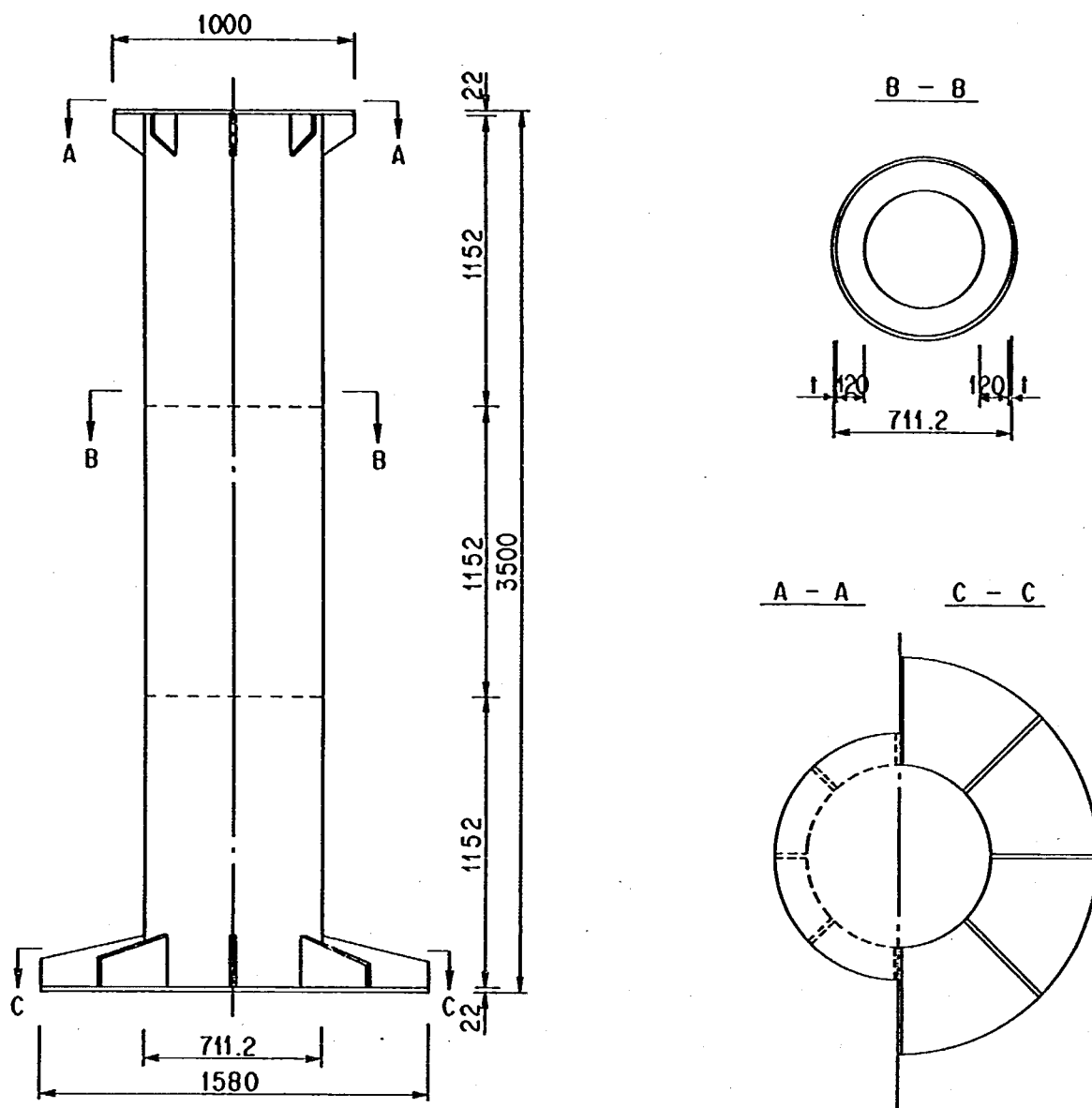
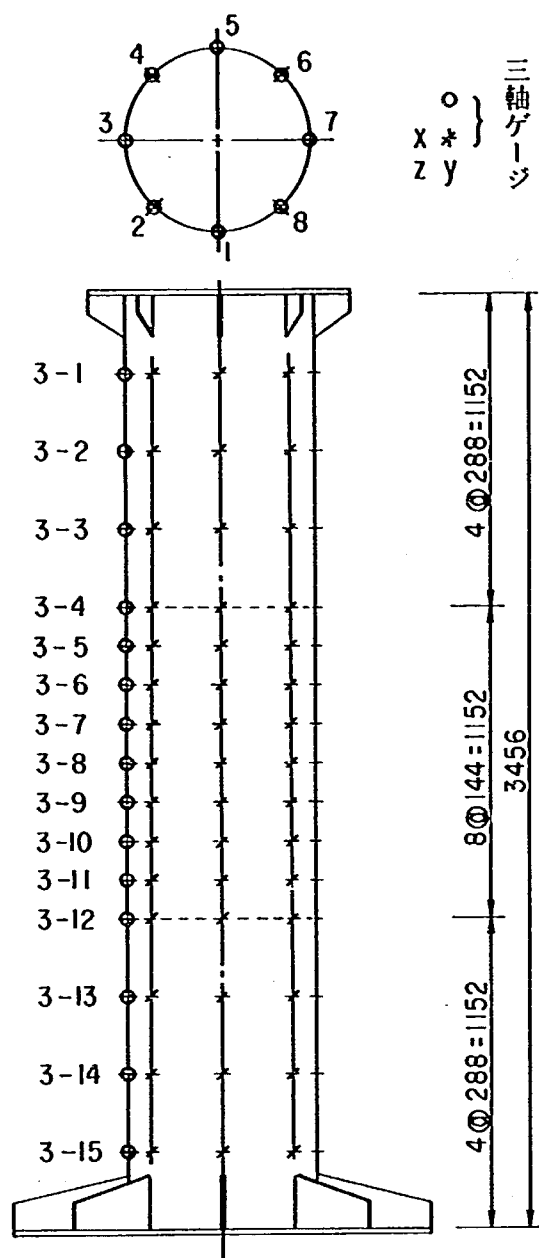


図-2.1 供試体概要図

表-2.1 供試体諸元

	外径 (mm)	板厚 (mm)	半径板厚比 R/t	高さ (mm)	使用鋼材	降伏強度 σ_y (kg/cm ²)
供試体 A	711.2	6.4	55.0	3500	STPY41	3600
供試体 B	711.2	9.5	37.5	3500	STK41	3300
供試体 C	711.2	12.7	28.0	3500	STK41	3500

(1) ひずみゲージ取付位置およびゲージNo



(2) 変位計取付位置および変位計No

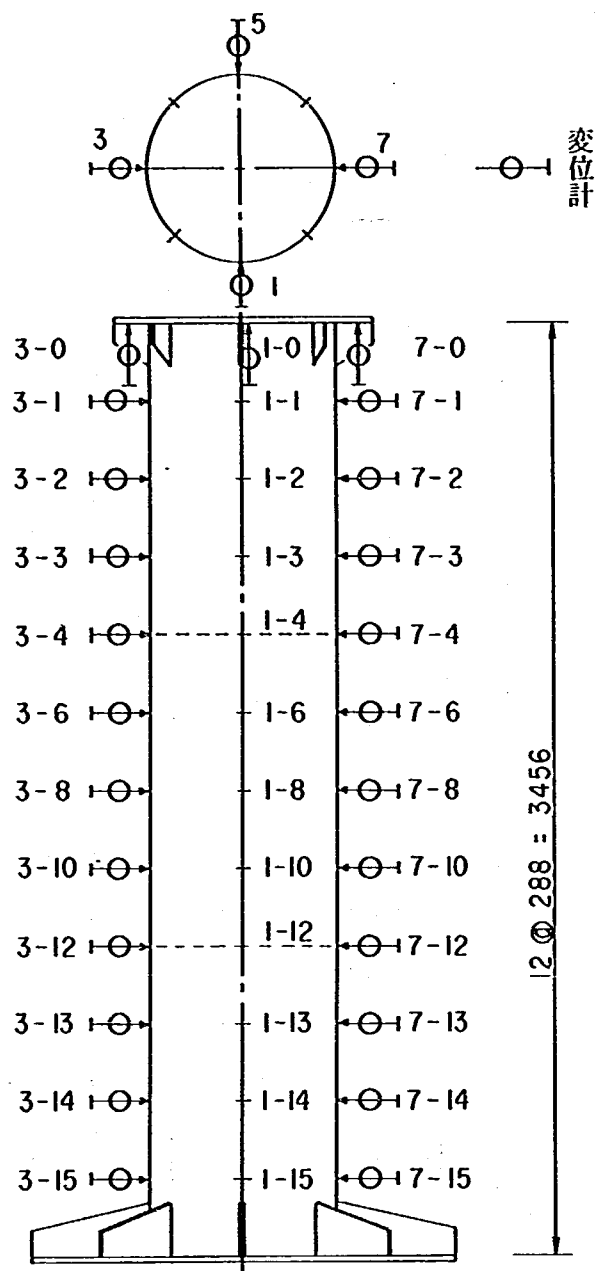


図-2.2 計測器配置図

表-2.2 載荷実験状況

(I) 供試体 A

ステップ	荷 重 (t)	鉛直変位 (mm)	面外変位 (mm)	備 考
1	0	0.0	0	
2	50.0	0.6	0	
3	100.0	1.2	0	
4	150.0	1.8	0	
5	200.0	2.5	0	
6	250.0	3.1	0	
7	300.0	3.7	0	
8	350.2	4.4	0	
9	400.0	5.1	0	
10	439.2	6.5	0	最 大 荷 重
11	394.4	7.2	3	15と下端との間に膨みが生じる。
12	355.6	7.8	5	
13	277.6	9.7	9	
14	239.4	11.4	13	
15	210.8	13.5	15	
16	169.4	18.7	20	
17	127.8	28.9	25	イビツな変形が生じる。
18	107.0	39.0	27	
19	93.2	49.0	28	

表-2.2 載荷実験状況

(2) 供試体 B

ステップ	荷 重 (t)	鉛直変位 (mm)	面外変位 (mm)	備 考
1	0	0.0	0	
2	100.0	1.0	0	
3	200.0	1.8	0	
4	300.2	2.7	0	
5	350.0	3.1	0	
6	400.0	3.6	0	
7	450.6	4.1	0	
8	490.0	4.5	0	
9	520.0	4.9	0	
10	550.2	5.4	0	
11	580.0	6.2	0	
12	600.0	7.2	0	
13	610.0	8.2	0	
14	615.2	8.8	0	
15	620.0	9.7	0	
16	625.0	10.4	0	
17	630.2	11.5	1	
18	635.0	12.6	1	
19	640.0	14.2	1	
20	642.8	15.1	2	最 大 荷 重
21	630.8	16.1	3	1と上端との間に膨みが生じる。
22	546.6	18.4	8	
23	468.6	20.7	13	
24	415.4	22.9	16	
25	335.2	28.2	23	
26	290.0	33.4	29	
27	237.8	43.7	35	
28	183.2	63.9	45	
29	150.6	84.0	49	イビツな変形が生じる。
30	131.2	104.3	52	

表-2.2 載荷実験状況

(3) 供試体 C

ステップ	荷 重 (t)	鉛直変位 (mm)	面外変位 (mm)	備 考
0	0	0.0	0	
1	100.0	1.1	0	
2	200.4	1.7	0	
3	300.2	2.4	0	
4	400.2	3.0	0	
5	500.2	3.6	0	
6	600.0	4.2	0	
7	650.2	4.5	0	
8	700.0	5.1	0	
9	750.4	5.6	0	
10	800.2	6.4	0	
11	850.2	8.0	0	
12	870.4	9.2	0	
13	890.2	11.0	0	
14	910.2	13.7	0	
15	930.2	17.2	2	約 30cm ピッチの蛇腹状に変形し始める。
16	950.0	22.0	2	
17	970.0	28.1	4	12と13断面(下部スティフナの下)の間の膨みが大きくなる。
18	977.6	33.4	11	最 大 荷 重
19	620.7	46.6	31	
20	421.4	67.3	47	
21	317.8	98.0	62	
22	242.0	148.4	73	

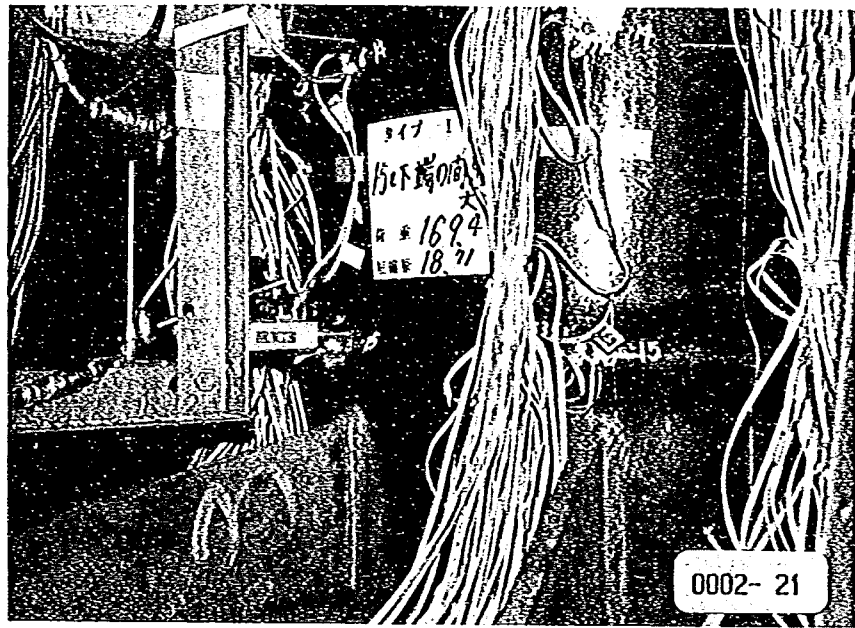


供試体A 载荷ステップ10 (439.2 t, 最大荷重)

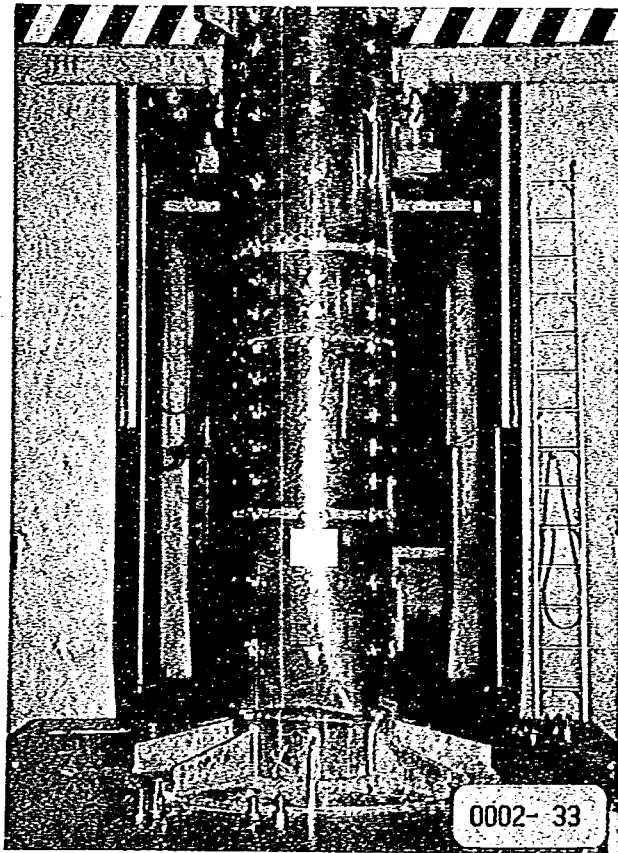


供試体A 载荷スラップ12 (355.6 t)

写真-2.1 载荷実験状況 (その1)

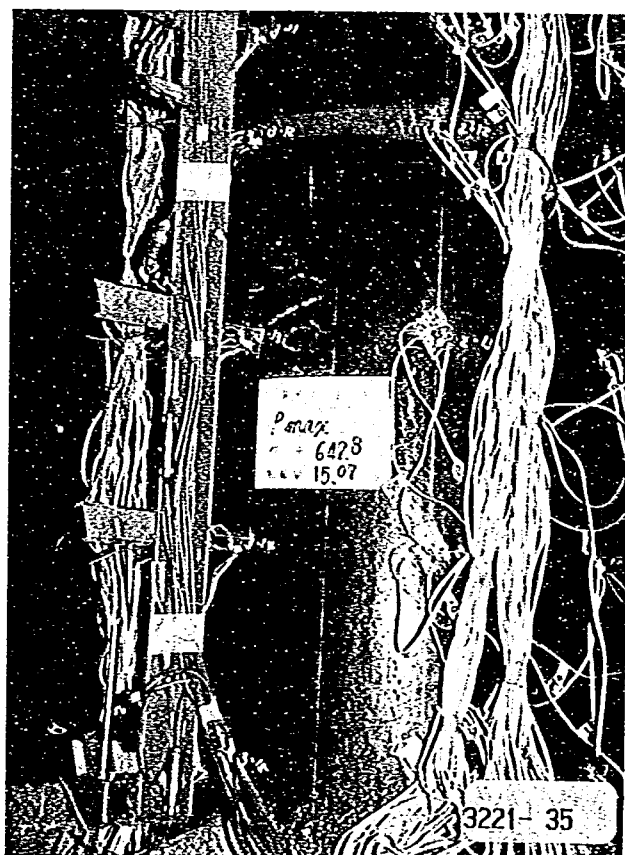


供試体A 荷重ステップ 16 (169.4 t)

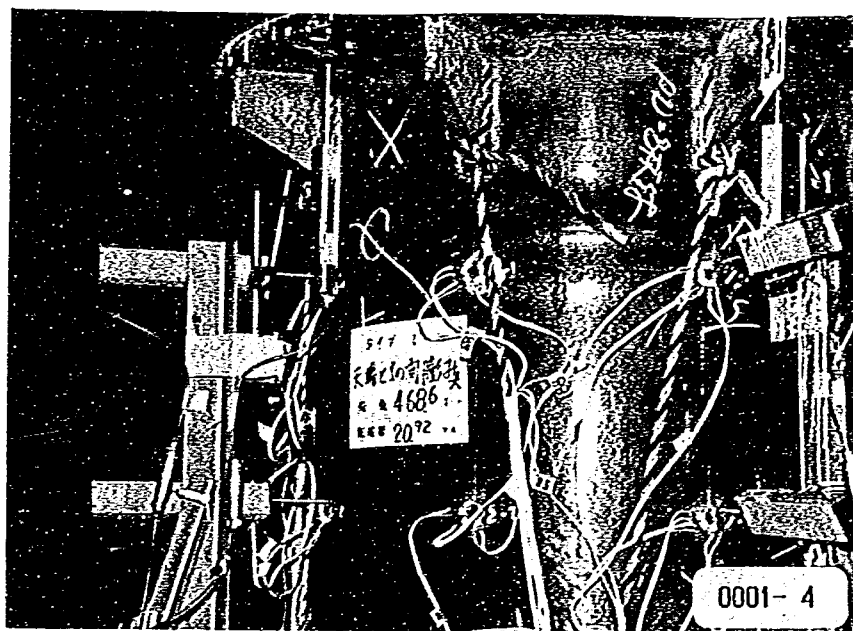


供試体A 荷重実験終了後

写真-2.1 荷重実験状況 (その2)

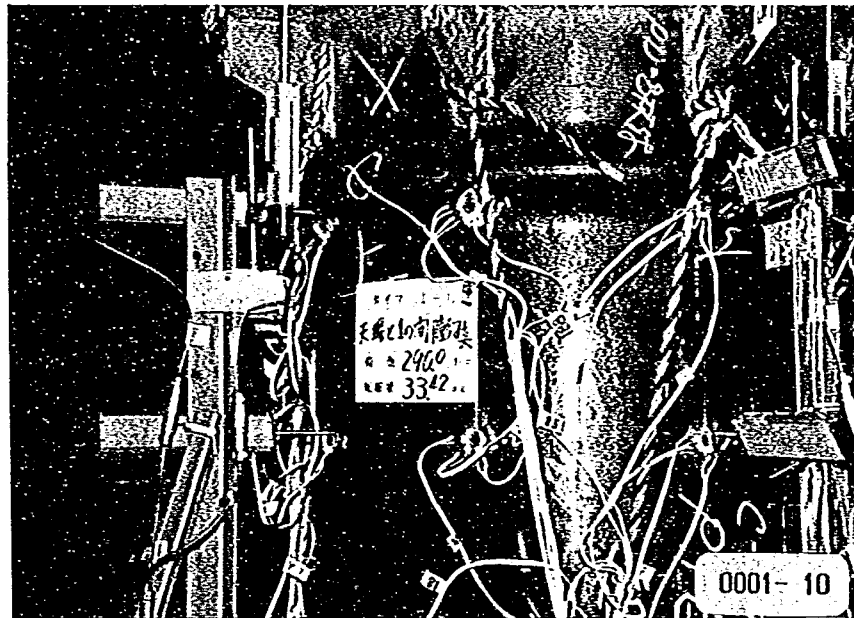


供試体B 荷重ステップ 20 (642.8 t, 最大荷重)

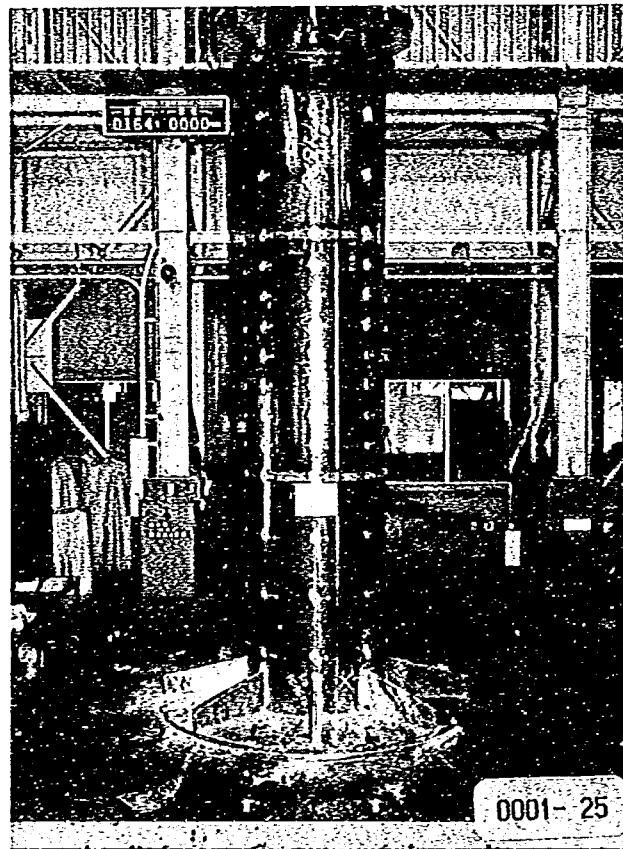


供試体B 荷重ステップ 23 (468.6 t)

写真-2.1 荷重実験状況 (その3)

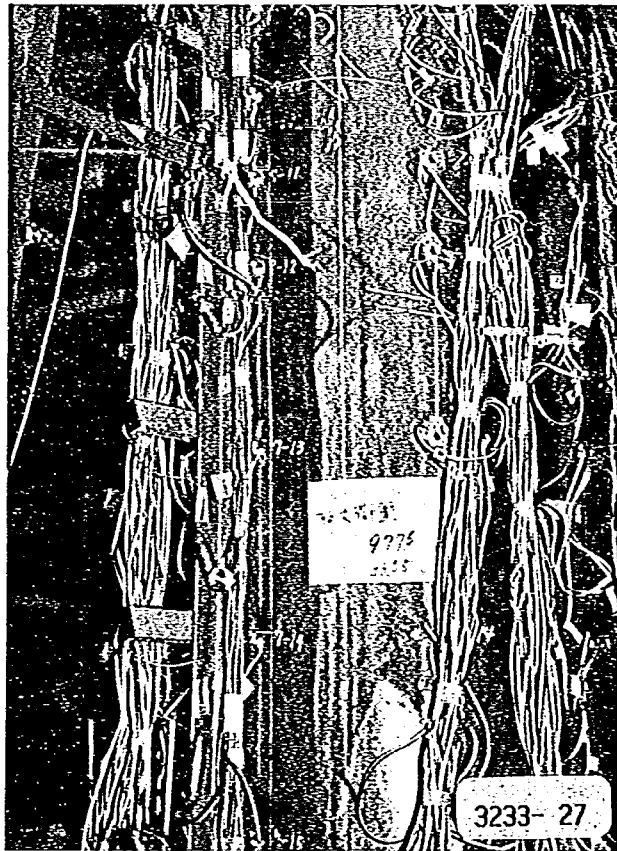


供試体B 荷重ステップ 26 (290.0 t)

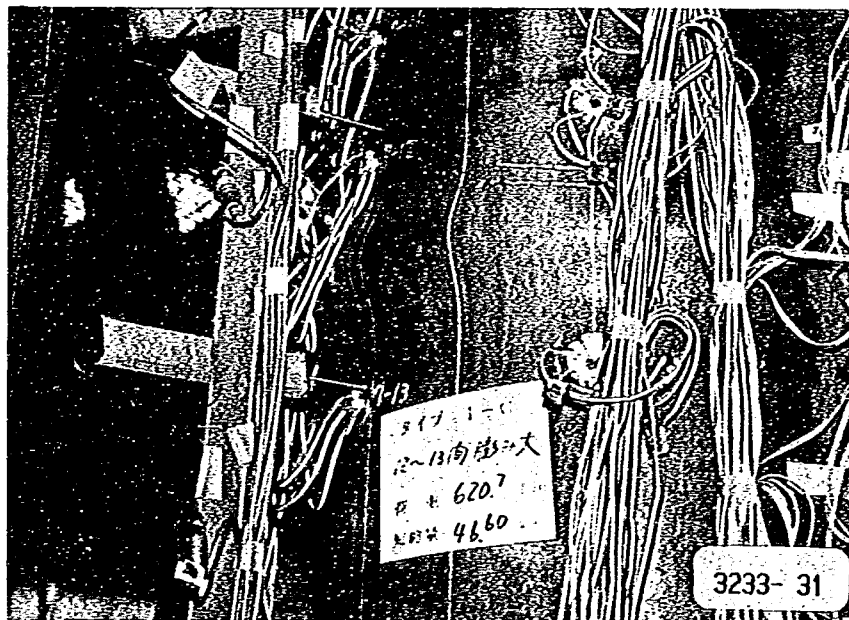


供試体B 荷重実験終了後

写真-2.1 荷重実験状況 (その4)

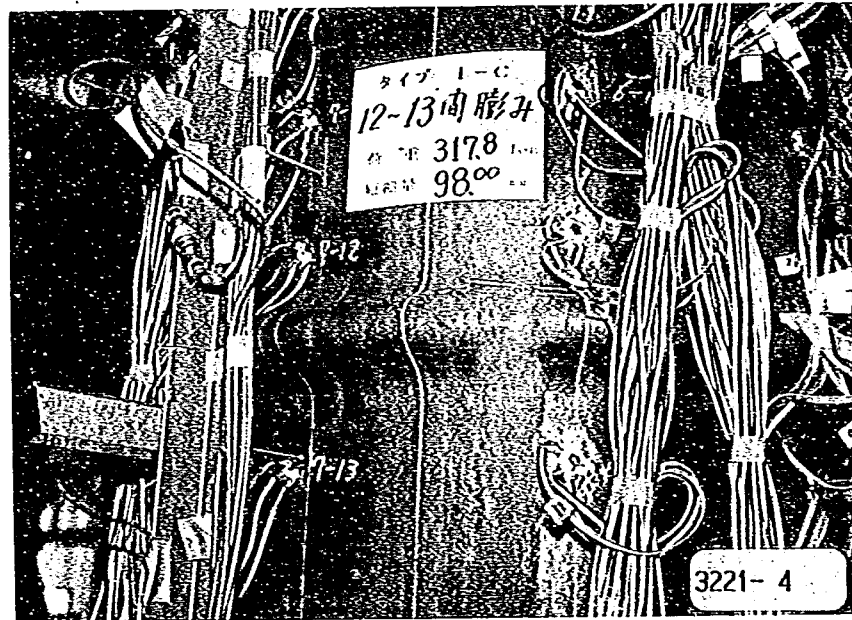


供試体C 荷重ステップ18 (977.6 t, 最大荷重)

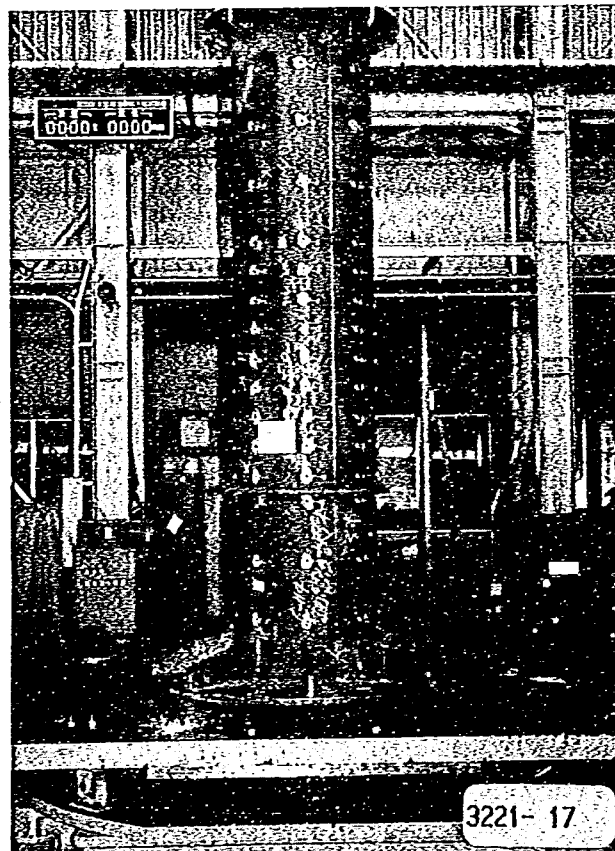


供試体C 荷重ステップ19 (620.7 t)

写真-2.1 荷重実験状況 (その5)



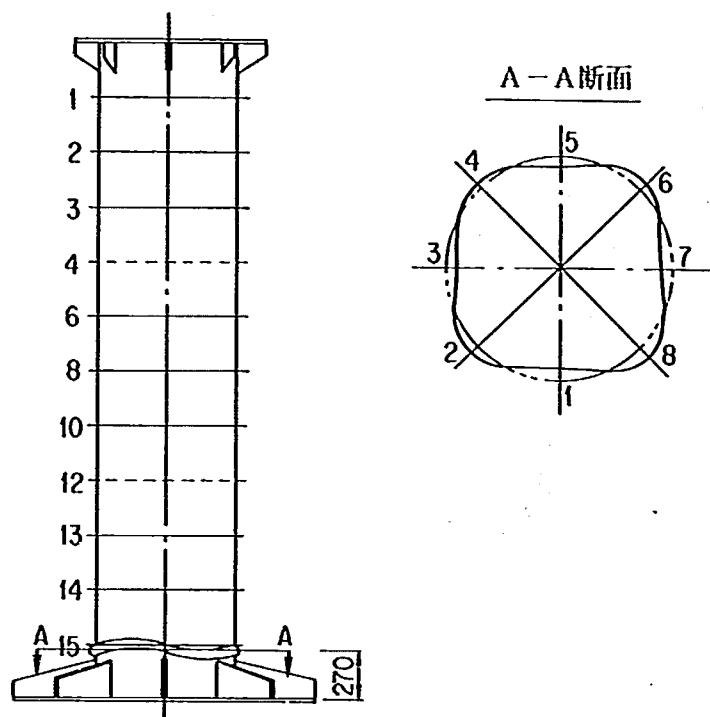
供試体C 荷重ステップ 21 (317.8 t)



供試体C 荷重実験終了後

写真-2.1 荷重実験状況 (その6)

(1) 供試体A ステップ 17, 荷重 127.8 t, 短縮量 28.9 mm



(2) 供試体B ステップ 29, 荷重 150.6 t, 短縮量 84.0 mm

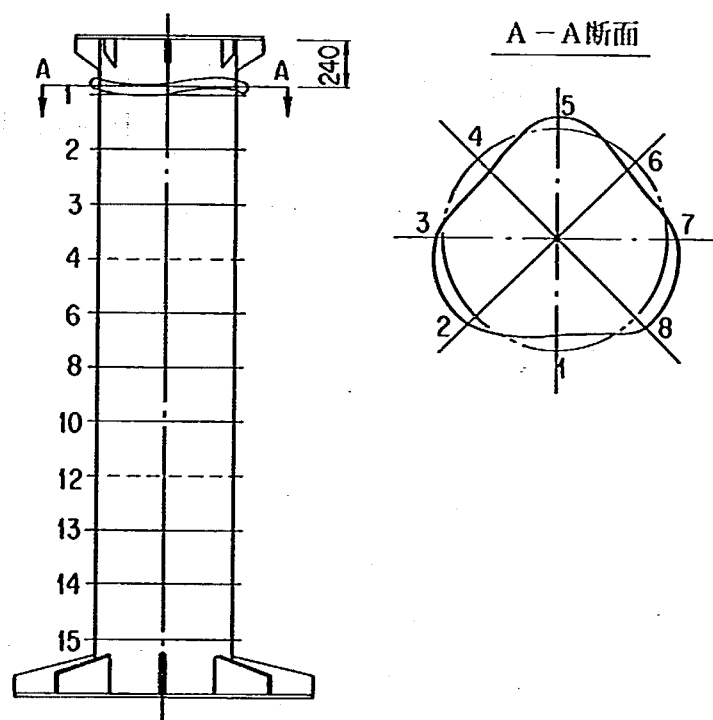


図-2.3 破壊断面の変形図

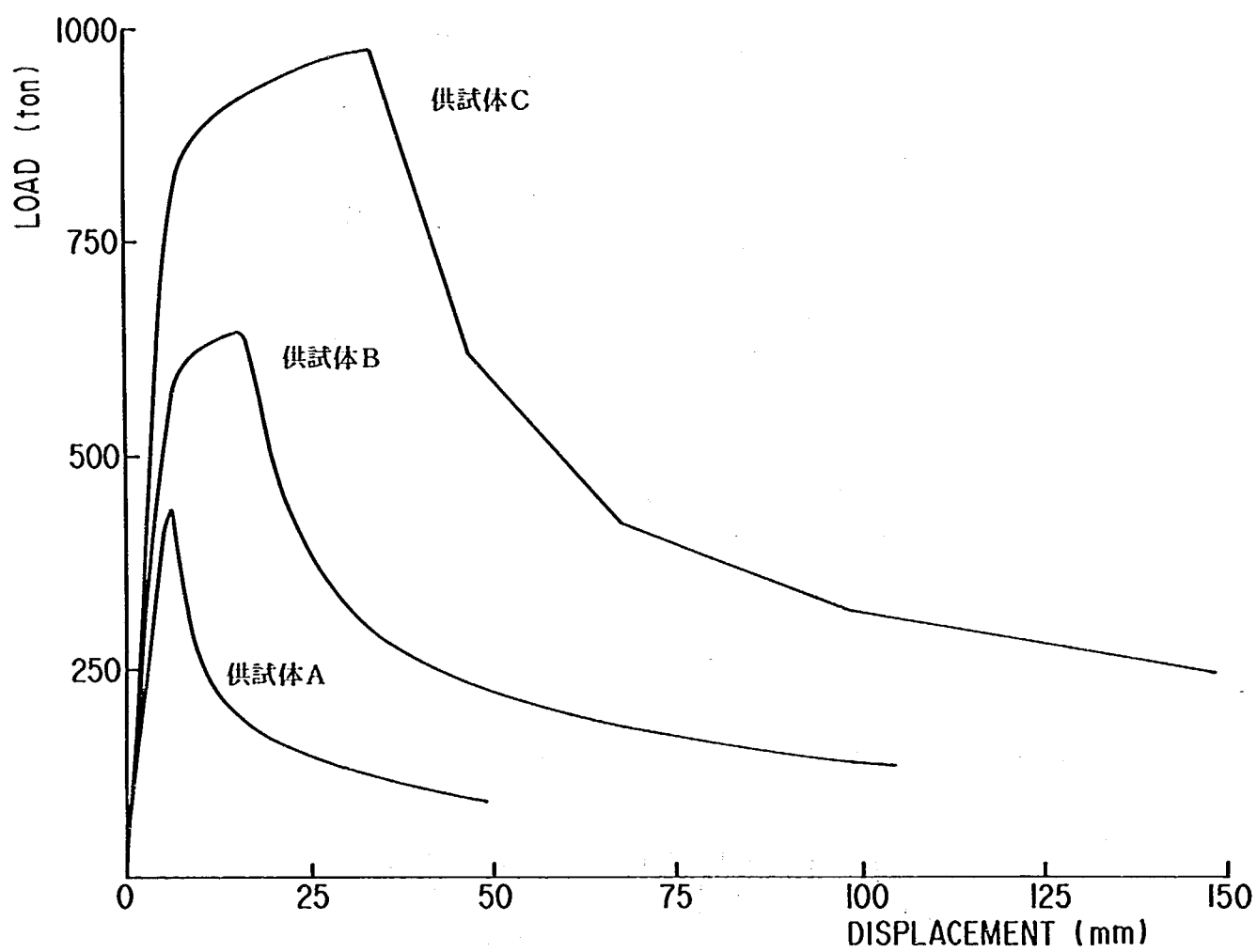
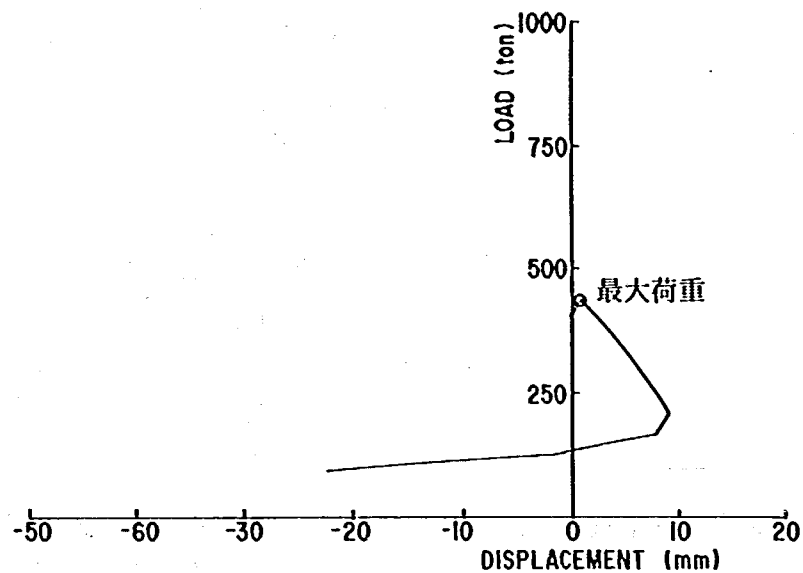


圖 - 2.4 荷重 - 短縮量曲線

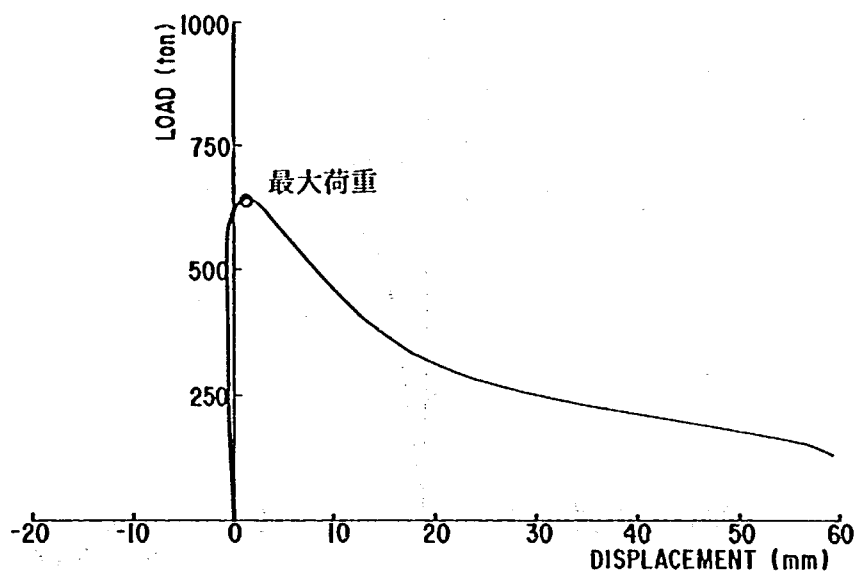
(1) 供試体 A

№ 5 - 15



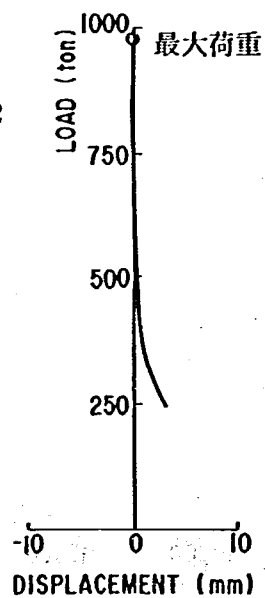
(2) 供試体 B

№ 5 - 1



(3) 供試体 C

№ 5 - 12



№ 5 - 13

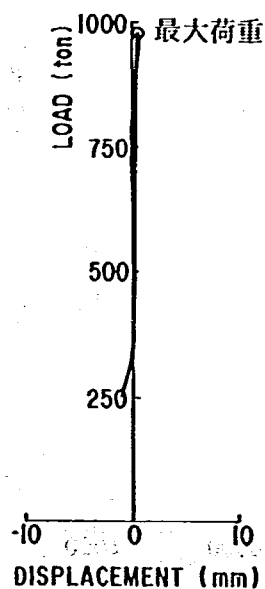
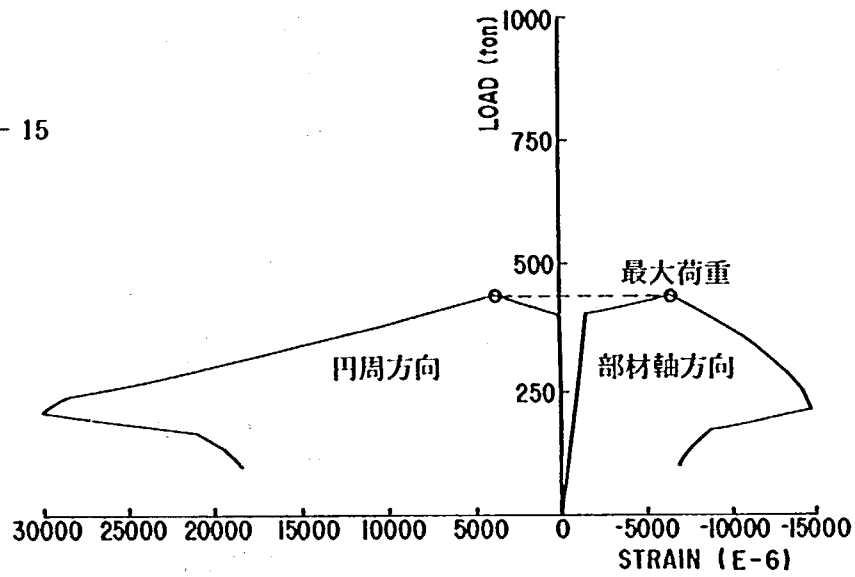


図 - 2.5 荷重 - 面外変位図

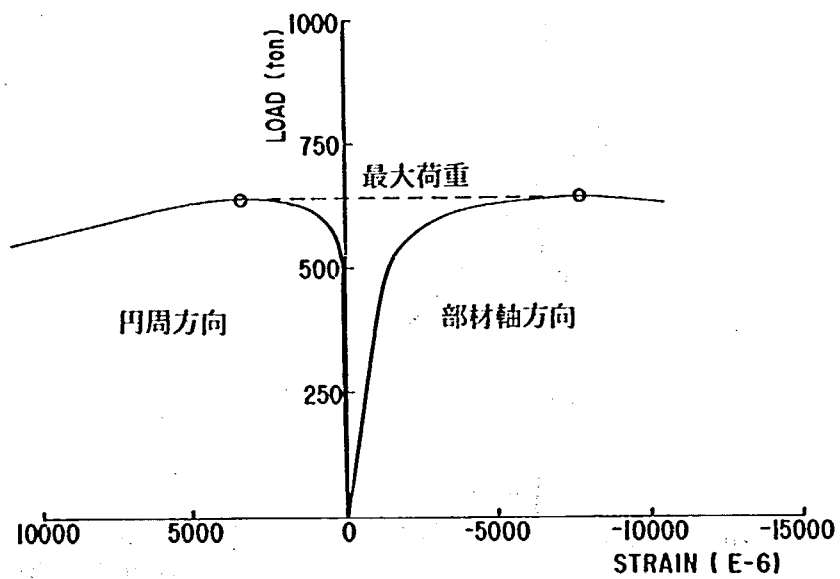
(1) 供試体A

No 5 - 15



(2) 供試体B

No 5 - 1



(3) 供試体C

No 5 - 13

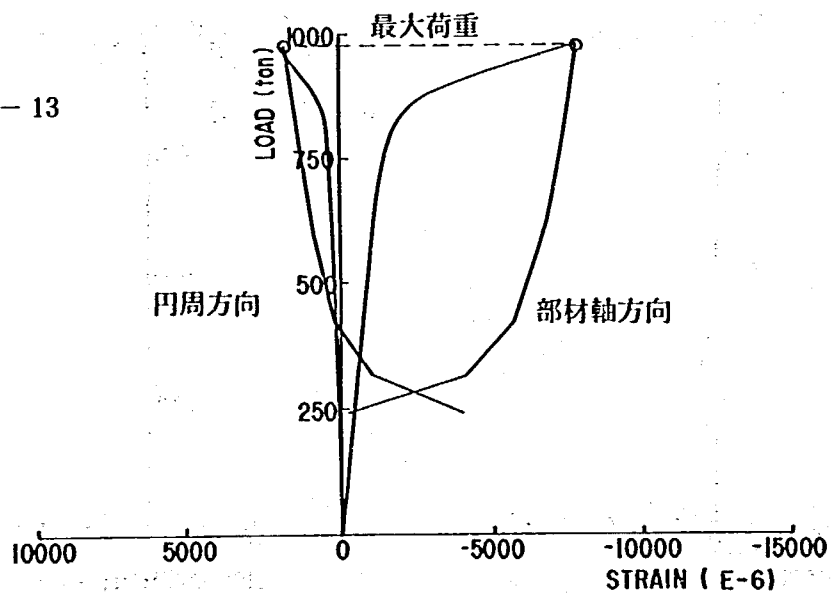
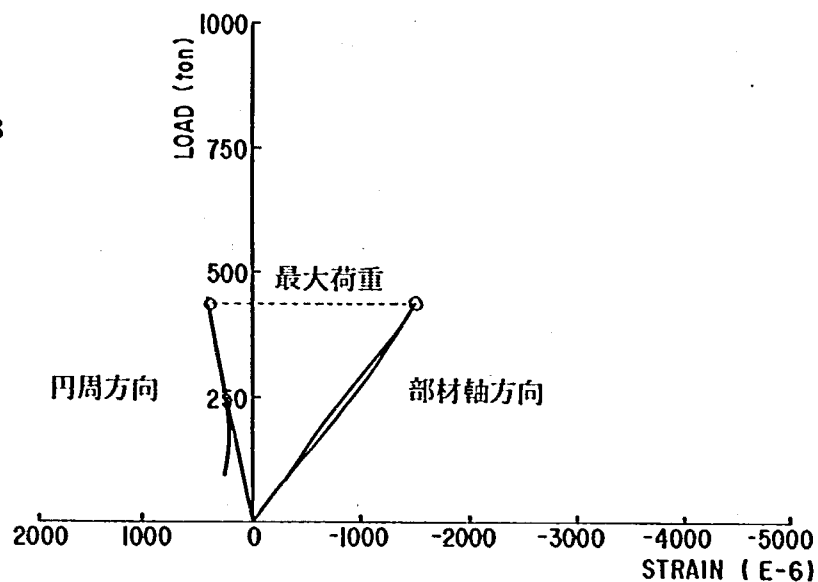


図-2.6 荷重-ひずみ図 (a)破壊断面

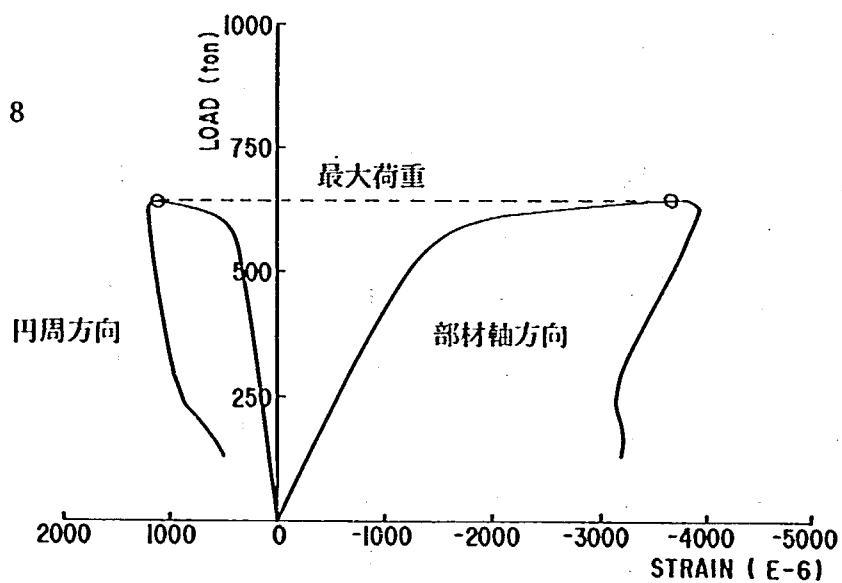
(1) 供試体 A

№ 5 - 8



(2) 供試体 B

№ 5 - 8



(3) 供試体 C

№ 5 - 8

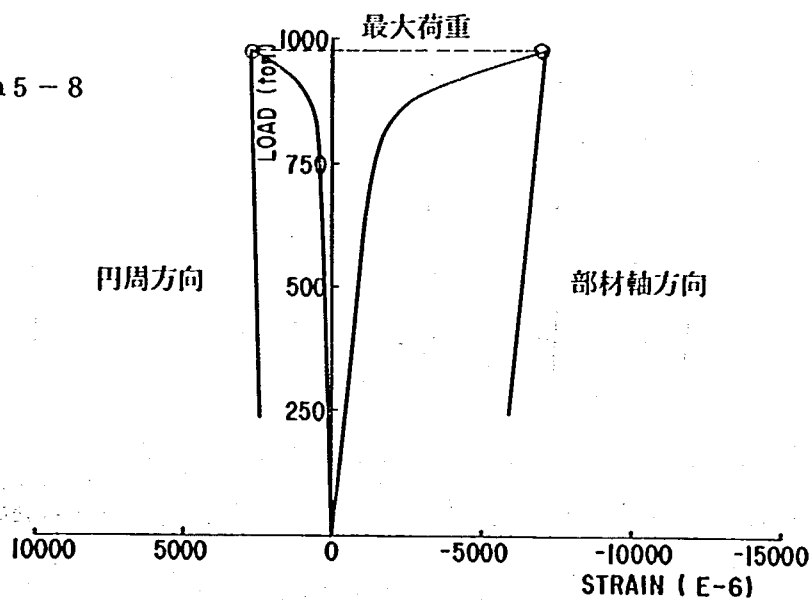


図-2.6 荷重-ひずみ図 (b) 一般部

ステップ10 (439.2 t, 最大荷重)

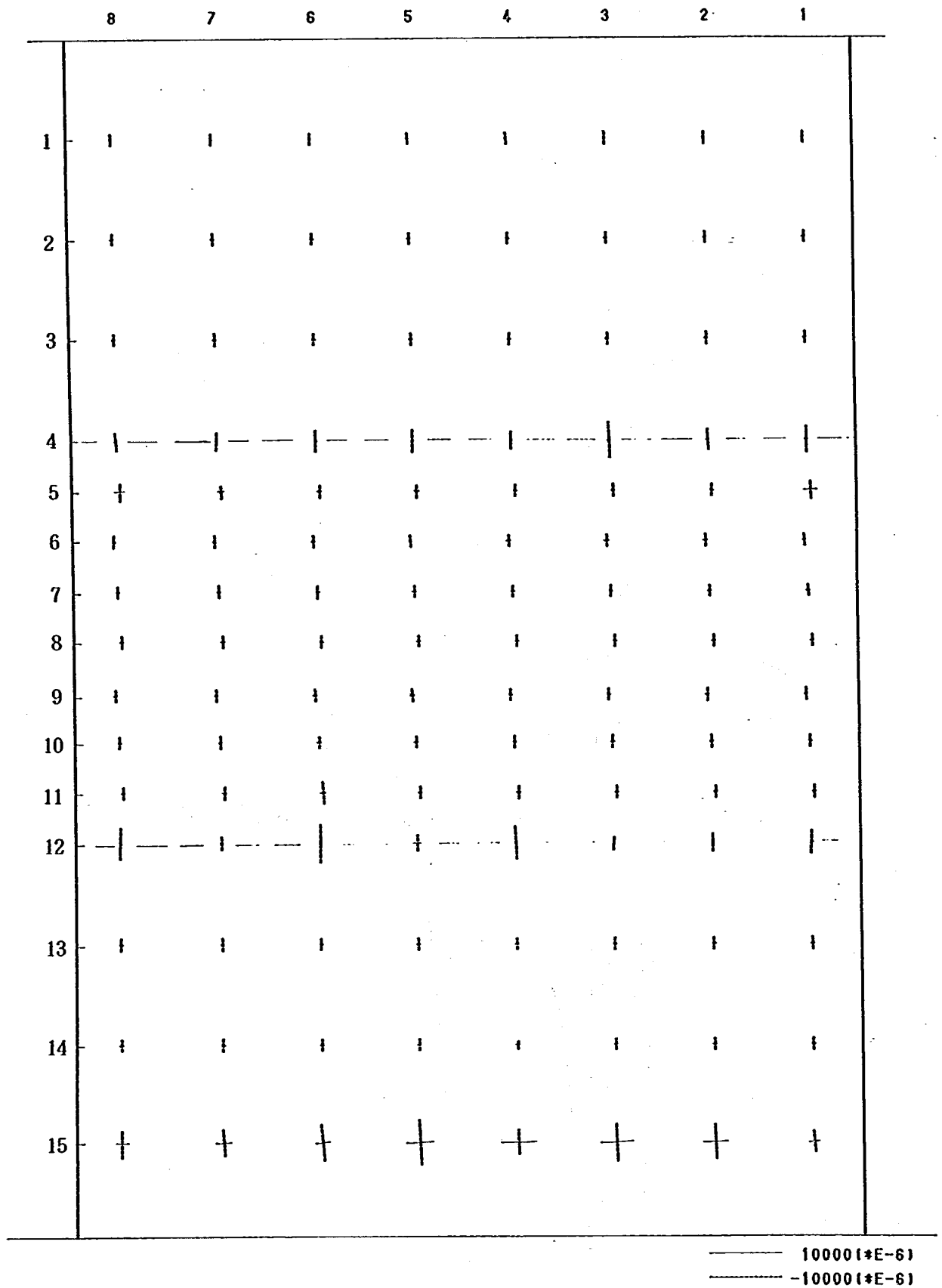


図-2.7 主ひずみ分布図 (1) 供試体A

スラップ 20 (642.8 t, 最大荷重)

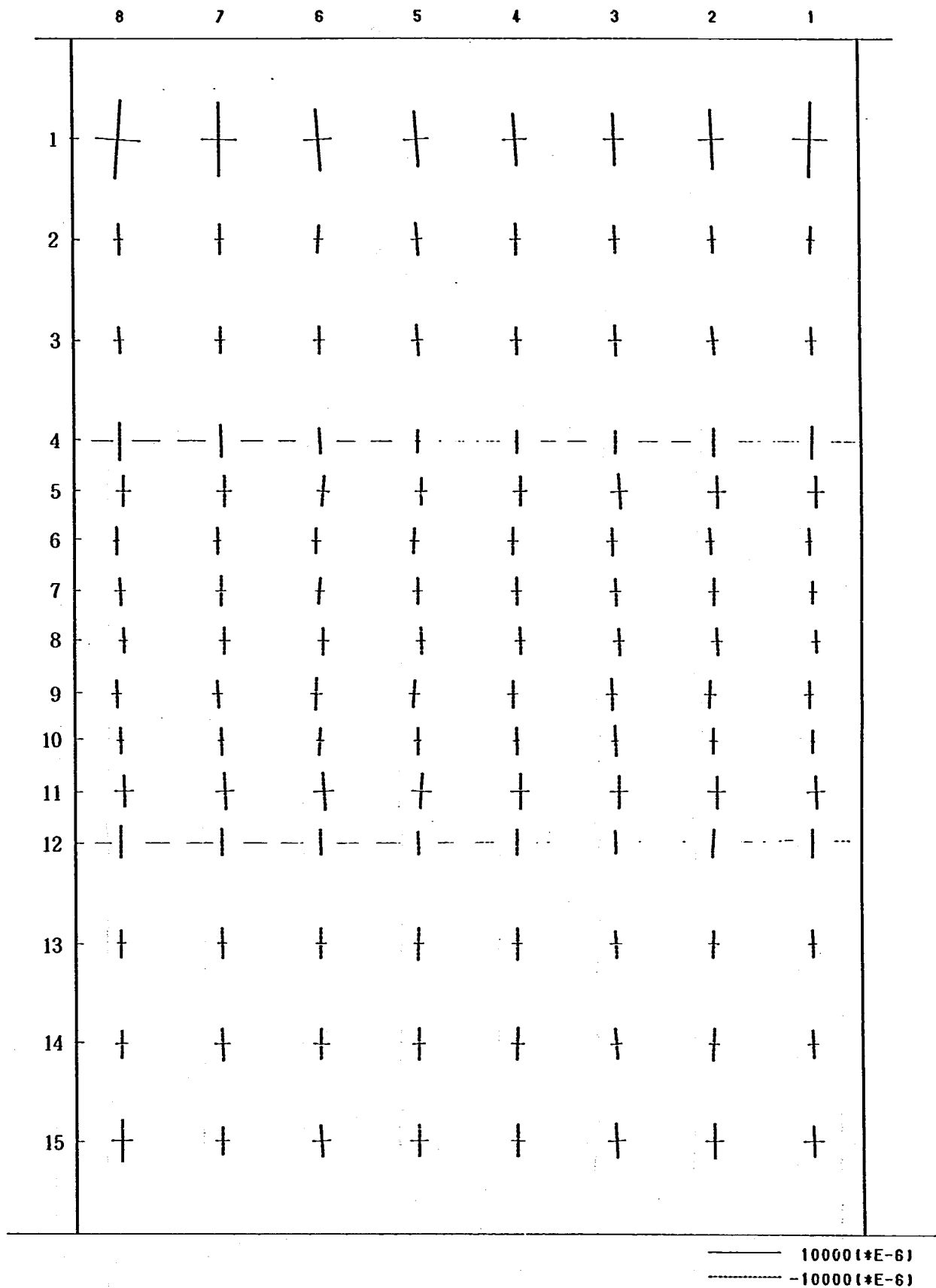


図-2.7 主ひずみ分布図 (2) 供試体B

ステップ18 (977.6 t, 最大荷重)

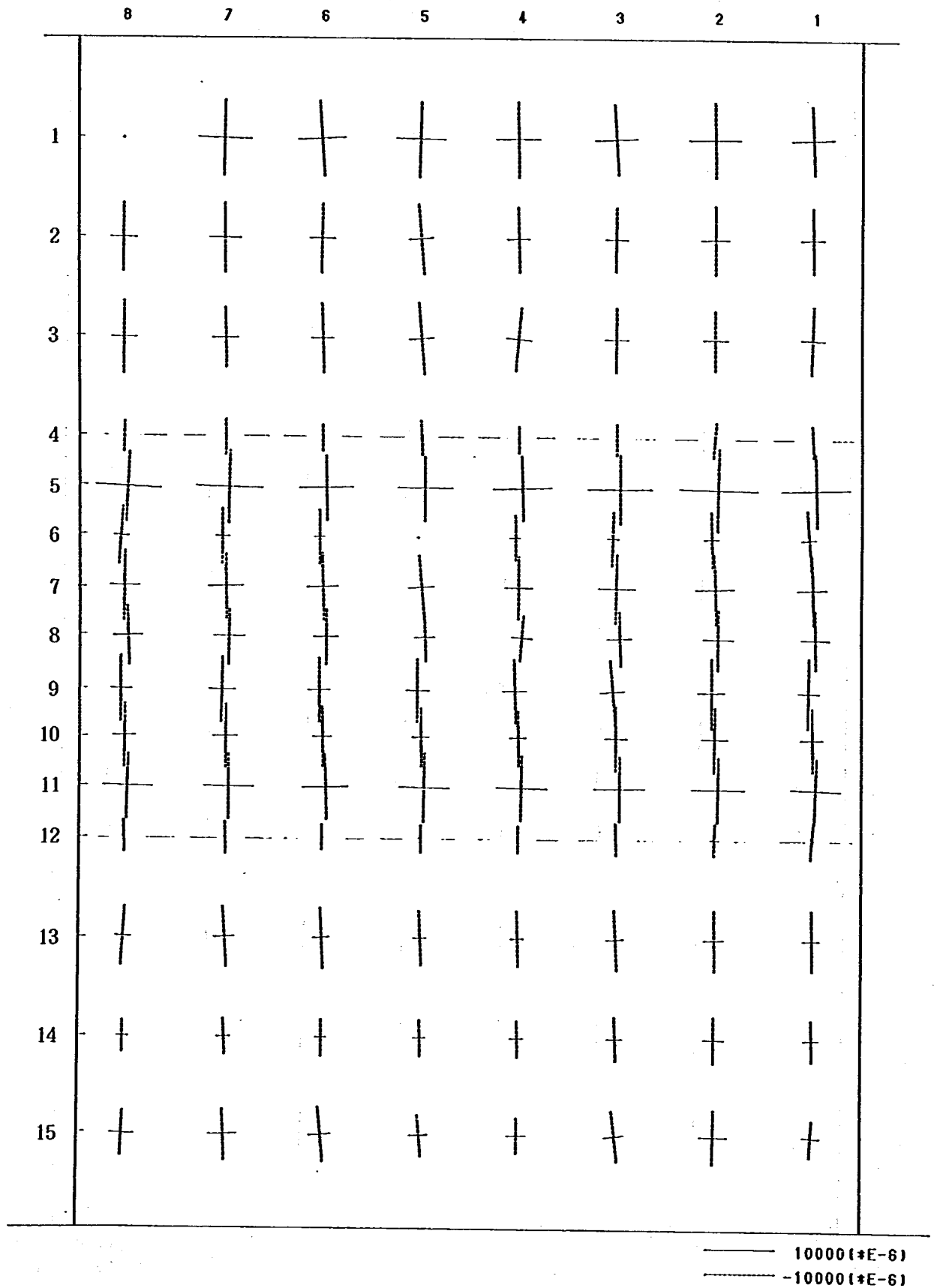


図-2.7 主ひずみ分布図 (3) 供試体C

表-2.3 実験強度と計算強度の対比

	実験強度(t)	計 算 強 度 (t)		
		Donnell-Wanの 式による理論値	設 計 強 度	降 伏 強 度
供試体 A	439 (0.86)	484 (0.95)	502 (0.98)	510
供試体 B	643 (0.93)	668 (0.97)	691 (1.00)	691
供試体 C	978 (1.00)	951 (0.98)	975 (1.00)	975

() 内は降伏強度との比率

表-2.4 供試体のじん性率

	終 局 変 位 δ_u (mm)	降 伏 変 位 δ_y (mm)	じ ん 性 率 δ_u / δ_y
供試体 A	6.47	6.00	1.08
供試体 B	15.10	5.50	2.75
供試体 C	33.42	5.83	5.73

3. 鋼管供試体曲げ載荷実験

3.1 実験概要

62年度は61年度の圧縮載荷実験に引続き、曲げを受ける鋼管の耐荷力特性を明らかにするための載荷実験を行った。

3.2 実験方法

1) 供試体

実験に用いた供試体の形状、寸法、使用材料を図-3.1、表-3.1に示す。供試体の外径、板厚は61年度行った圧縮載荷実験の供試体と同じである。

2) 載荷実験方法

実験は建設省土木研究所構造物実験施設内の3000t大型構造部材万能試験機を用いて行った。載荷は2点載荷により供試体中央部に純曲げが作用するようにした。本載荷に先立ち仮載荷を行い、供試体中央部の応力状態より、この部分に純曲げが作用していることを確認した。

3) 計測方法

計測器の配置を図-3.2に示す。計測項目は以下の通りである。

(1) 鉛直圧縮荷重、変位	試験機で測定
(2) 鋼管外周面の3軸ひずみ	132か所
(3) 鋼管の鉛直変位	13か所
(4) 鋼管の外径	スパン中央点(6方向)

3.3 実験結果

1) 載荷実験状況

載荷実験状況を表-3.2、写真-3.1に示す。

供試体Aでは載荷ステップ5(荷重=120.0t)でE、K断面の縁端部が降伏し始めた。載荷ステップ7(荷重=150.0t)でE断面の上部圧縮側が膨らみ始め、載荷ステップ8(荷重=156.5t)で最大荷重に達し、その後は変形の進行とともに荷重は減少した。

供試体Bでは載荷ステップ5(荷重=160.1t)でI断面の縁端部が降伏し始めた。載荷ステップ11(荷重=230.0t)でE～F間の上部圧縮側が膨らみ始め、載荷ステップ13(荷重=240.1t)で最大荷重に達し、その後は変形の進行とともに荷重は減少した。

供試体Cでは載荷ステップ6(荷重=250.1t)でE～M断面の縁端部が降伏し始めた。載荷ステップ13(荷重=340.1t)でE～F間とL～M間の上部圧縮側が膨らみ始め、載荷ステップ14(荷重=344.8t)で最大荷重に達し、その後はL～M間の変形の進行とともに荷重は減少した。

2) 変 形 特 性

(1) 荷重－変位曲線

供試体A, B, Cの荷重－鉛直変位曲線を図－3.3に示す。供試体A, B, Cともに荷重－変位の関係が線形な領域から非線形な領域を経て最大耐荷力に達し、その後荷重は減少している。板厚の厚い供試体では板厚の薄い供試体と比較して非線形な領域が大きくなっている。ひずみのデータによると荷重－変位の関係が非線形となるのは鋼管断面の縁端部が降伏する時とほぼ一致している。さらに荷重を増大させてゆくと降伏域は中立軸に向かって拡大してゆく。いずれの供試体でも最大耐荷力に達する直前から供試体中央部分の圧縮側の断面が面外方向に膨らみ出し、この変形が急速に増大する形で破壊が進行し、これに伴い耐荷力も減少した。

(2) 変 位 分 布 図

各載荷ステップにおいて測定した鋼管各点の鉛直変位から変位分布図を作成し、図－3.4に示した。各供試体とも最大荷重に達するまでは左右対称な変位分布を示すが、最大荷重に達した後は破壊断面に近い測点で変位が大きくなり、非対称な分布形を示すようになる。

(3) 荷重－ひずみ曲線

供試体A, B, Cの破壊断面に最も近い断面における引張側、圧縮側の測点の荷重－ひずみ曲線を図－3.5に示す。引張側では円周方向に圧縮ひずみが、圧縮側では円周方向には引張ひずみが生じている。荷重の増大とともにこれらのひずみは徐々に増大するが、最大荷重に達する直前から急激な増大を示すようになる。その時生じるひずみの大きさは、局部変形が生じる圧縮側の方が大きくなる傾向にある。

(4) ひ ず み 分 布 図

図－3.6に鋼管外周面の3軸ひずみより求めた降伏荷重作用時および最大荷重作用時の主ひずみ分布図(展開図)を示す。図より圧縮側の鋼管断面には円周方向に引張ひずみが、引張側の鋼管断面には円周方向に圧縮ひずみが生じていることが分かる。環補剛材の配置された載荷点に近い断面では、他の断面と比較し、応力が大きくなる傾向がある。供試体A, B, Cで比較すると、供試体Aでは最大荷重作用時においても中立軸及びその両側の測点は弾性域にあるのに対して、供試体B, Cでは中立軸を除いて塑性域にある。

3) 考 察

(1) 曲げを受ける鋼管の限界状態

表－3.3に実験値(終局モーメントと降伏モーメント)と計算値(塑性モーメント, 設計終局モーメント, 降伏モーメント)を対比して示した。終局モーメント(実験値)は降伏モーメント(実験値)を供試体A, B, Cでそれぞれ31%, 50%, 38%上回る値となっており、断面の一部が降伏してから断面全体の破壊するまでかなり荷重が増加することが分る。

曲げを受ける鋼管の限界状態を明らかにするために、終局モーメント(実験値)を塑性モーメント(計算値), 降伏モーメント(計算値)と比較した。供試体B, Cでは終局モーメント(実験値)は塑性モーメント(計算値)とほぼ同程度の値となっているが、供試体Aでは終局モーメント(実験値)

が降伏モーメント（計算値）を下回っている。このことから、曲げを受ける鋼管の限界状態は板厚の薄いもの（ $R/t=55.5$ ）では局部座屈、板厚の比較的厚いもの（ $R/t=28.0, 37.5$ ）では降伏とすることがわかる。道路橋示方書では純曲げが作用した場合の局部座屈に対する許容応力度の低減を行う範囲を $R/t \geq 60$ としており、 $R/t=55.5$ の供試体Aで局部座屈が生じた今回の結果とやや異なるが、供試体B、Cでは道路橋示方書の許容応力度の考え方と一致する結果となった。

終局モーメント（実験値）を設計終局モーメントと比較すると座屈で破壊する供試体Aでは終局モーメント（実験値）が設計終局モーメントを5%下回るが、降伏で破壊する供試体B、Cでは終局モーメント（実験値）が設計終局モーメントをそれぞれ20%、24%上回る値となった。供試体Aでは破壊がダイヤフラムに近い断面で生じていることから推察できるように、板厚が小さいため溶接部の残留応力の影響やダイヤフラムの拘束による応力集中の影響を受けたためと考えられ、また供試体B、Cでは降伏域が断面全体に広がった状態で終局モーメントに達するため設計終局モーメント（＝降伏モーメント）を上回ったと考えられる。

(2) 限界状態における変形性能

曲げを受ける鋼管の限界状態変形特性を明らかにするために、終局モーメント作用時の各供試体のスパン中央点の断面変形を図-3.7に示す。断面の変形量は板厚の厚い供試体ほど大きくなっている。これは板厚の薄い鋼管では変形量の小さい弾性的な状態で破壊が生じているのに対し、板厚の厚い鋼管では変形が進行した非弾性的な状態を経て破壊することに対応している。ただし、変形量は最大1.5mm程度であり、扁平化による断面の剛性に及ぼす影響はほとんど無視できる程わずかである。

部材のじん性について検討するために最大耐荷力に対する変位 δu と降伏変位 δy との比（じん性率）を表-3.4に示した。供試体B、Cでは供試体Aの2倍程度じん性が大きくなっている。

このように板厚の大小により断面の変形性能や部材のじん性がかなり異なる。

(3) 曲げ載荷実験結果と圧縮載荷実験結果の比較

今回の曲げ載荷実験結果を先に行った圧縮載荷実験結果と比較した。表-3.5に終局強度の一覧表を、図-3.8に曲げ強度と軸圧縮強度の対比図を示した。局部座屈で破壊する供試体Aでは曲げ強度が軸圧縮強度を10%しか上回らなかったが、降伏で破壊する供試体B、Cでは曲げ強度が圧縮強度をそれぞれ29%、24%上回っており、曲げ強度が軸圧縮強度を上回る傾向が確認できた。ただし、供試体Aの結果は道路橋示方書の解説にある「純曲げに対する局部座屈耐力は、実験結果によれば純圧縮に対するものより約20%～30%大きい。」という記述からすると、やや小さめの値となっている。

3.4 ま と め

今回の鋼管供試体曲げ試験により明らかになった事項を以下にまとめる。

- (1) 曲げを受ける鋼管の限界は板厚の薄いもの（ $R/t=55.5$ ）では局部座屈、板厚の比較的厚いもの（ $R/t=28.0, 37.5$ ）では降伏となり、道路橋示方書の許容応力度の考え方と概ね一致する傾向となった。破壊は最大荷重に達する前後から断面の圧縮側の局部変形が急速に進行する形で生じた。降伏で破壊する場合、断面の一部の降伏が断面全体の破壊に結び付かず、その結果、終局モーメントは設計終局モー

メントよりもやや大きめの値となる。

- (2) 板厚が薄い鋼管では変形量の小さい弾性的な状態で破壊が生じるのに対し、板厚の厚い鋼管では変形が進行した非弾性な状態を経て破壊する。変形性能（じん性率）を見ても板厚の大きいものほど大きくなっている。
- (3) 鋼管の曲げ強度は軸圧縮強度を上回るという既往の実験結果を確認できた。
- (4) 限界状態設計法では板厚による終局強度と設計強度の違いや破壊形態（降伏、座屈）やじん性の違い、溶接部の残留応力や応力集中の受けやすさの違いを適切に考慮する必要があるだろう。

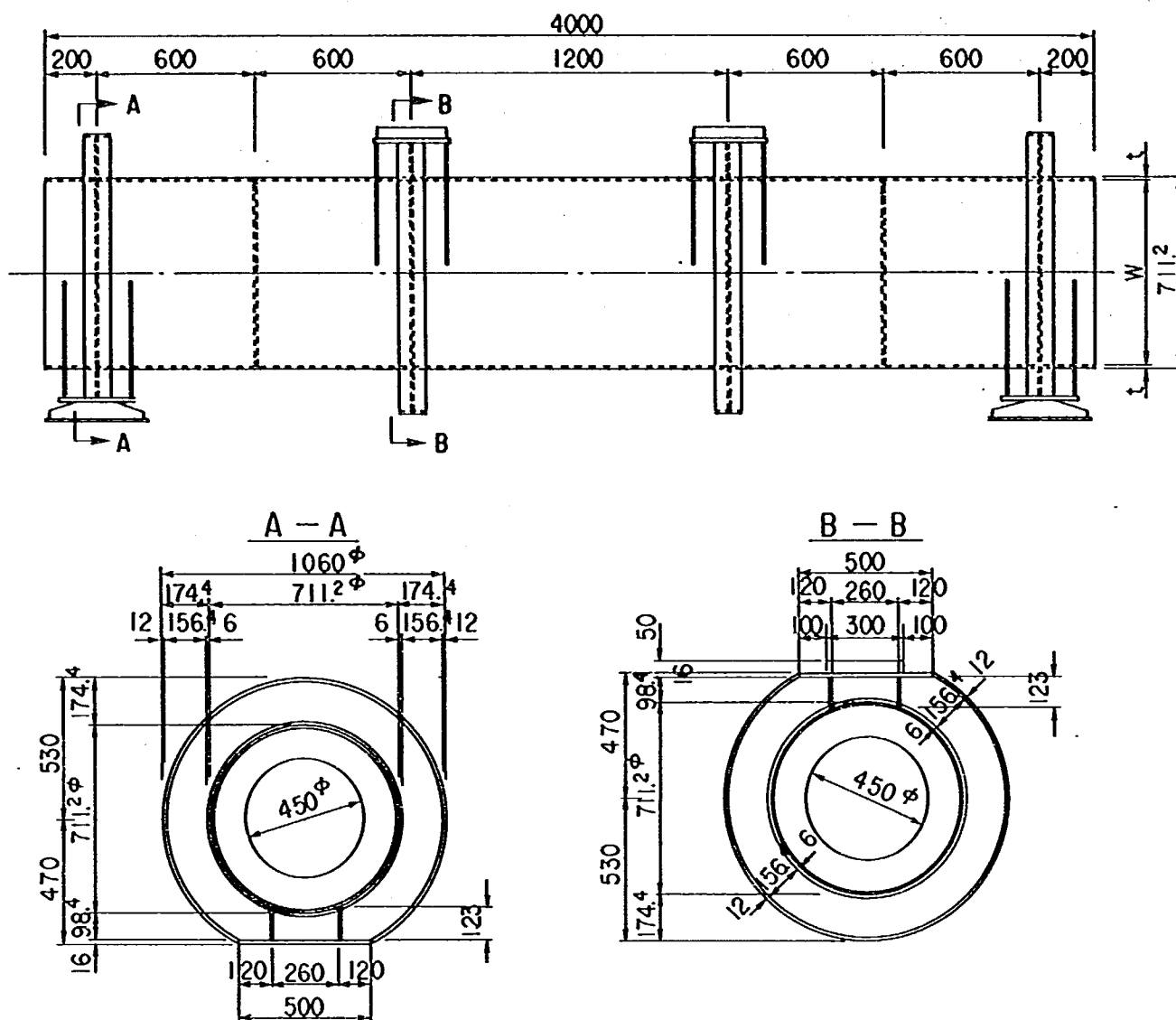
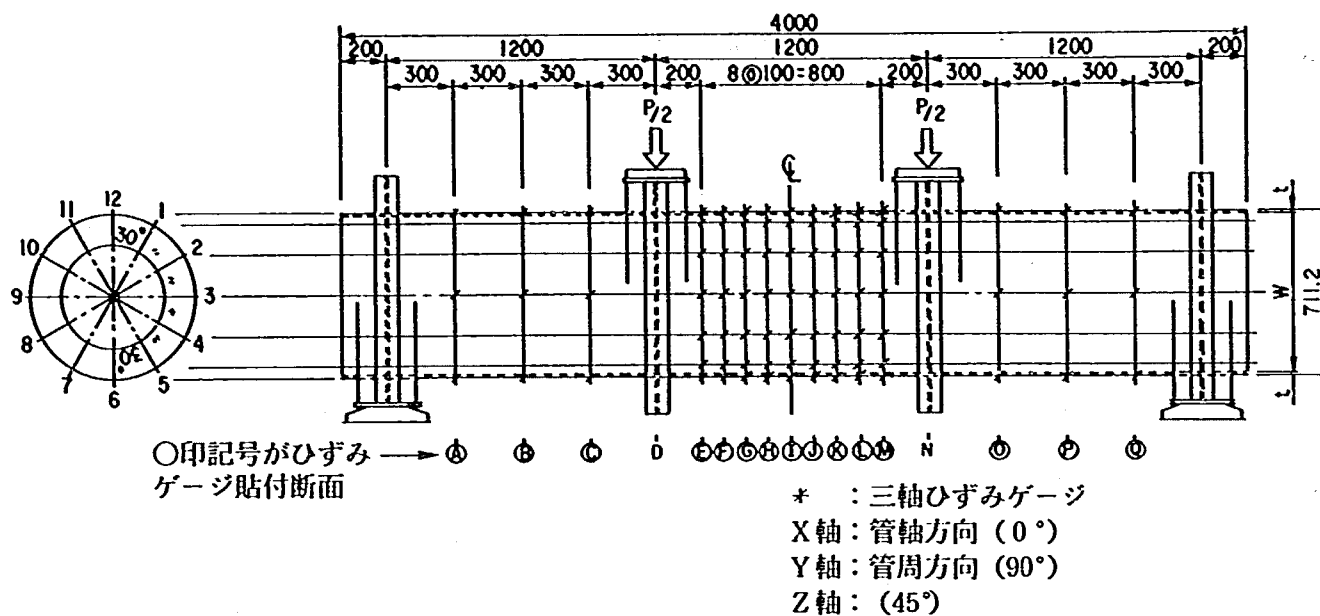


図-3.1 供試体機要図

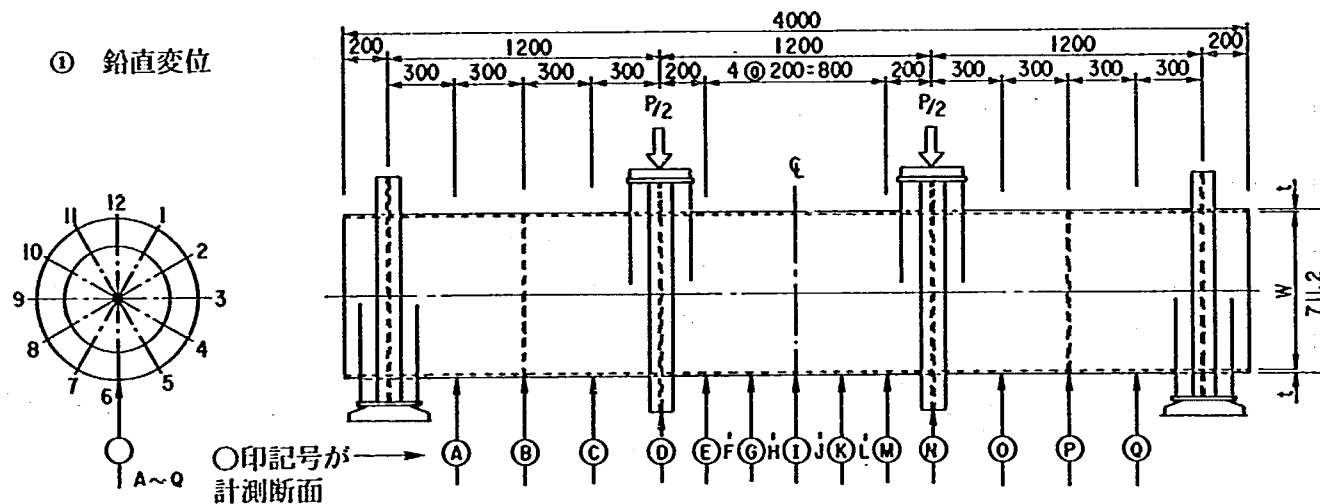
表-3.1 供試体諸元

	外径 (mm)	板厚 (mm)	半径板厚比 R/t	長さ (mm)	使用鋼材	降伏強度 σ_y (kg/cm ²)
供試体 A	711.2	6.4	55.5	4000	STPY41	4000
供試体 B	711.2	9.5	37.5	4000	STK41	3300
供試体 C	711.2	12.7	28.0	4000	STK41	3500

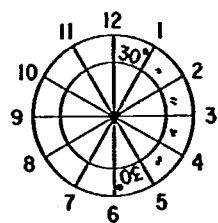


※展開図にした時にゲージは全て同一方向に並ぶ様に貼付した。

(1) 三軸ひずみゲージ貼付位置 (合計 132 ケ所)



② 外径



I 断面 (6 方向)

(2) 変位計取付位置 (鉛直変位13ヶ所, 外径スパン中央点6方向)

図-3.2 計測器取付け位置

表 - 3.2 載荷実験状況

(I) 供 試 体 A

載 荷 ステップ	荷 重 P (ton)	中間部に作用する曲げ モーメントM (t・m)	鉛直変位 (mm)	備 考
1	0.0	0	0.0	
2	30.0	18.0	2.4	
3	60.0	36.0	4.5	
4	90.0	54.0	6.7	
5	120.0	72.0	9.2	EおよびK断面で降伏し始める。
6	140.0	84.0	11.5	
7	150.0	90.0	13.1	E断面の上部圧縮側で膨らみ始める。
8	156.5	93.9	15.9	最大荷重
9	136.5	81.9	18.7	
10	111.5	66.9	23.8	
11	97.5	58.5	28.7	
12	80.8	48.5	38.7	
13	70.0	42.0	48.7	
14	0.0	0	—	

表 - 3.2 載荷実験状況

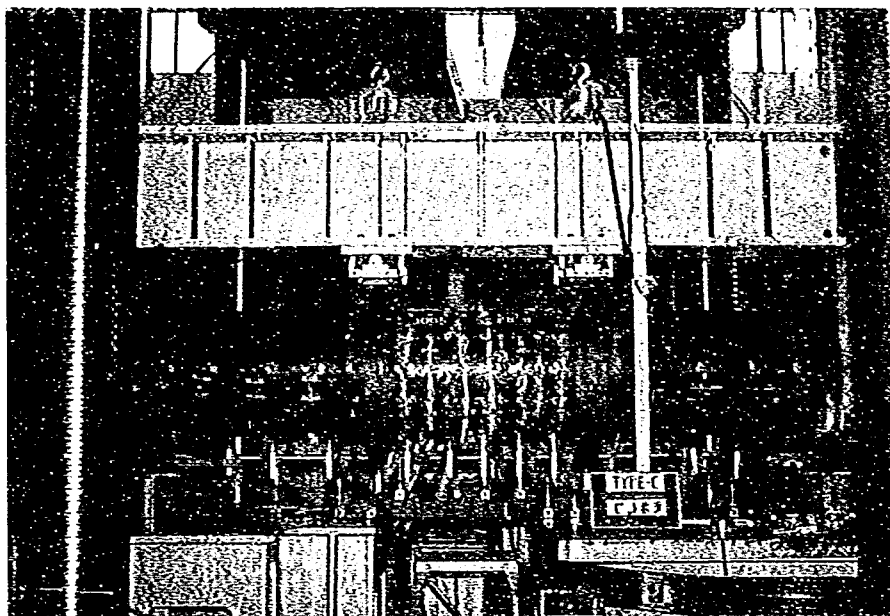
(2) 供試体 B

載荷 ステップ	荷重 P (ton)	中間部に作用する曲げ モーメント M (t・m)	鉛直変位 (mm)	備 考
1	0.0	0	0.0	
2	40.0	24.0	2.4	
3	80.2	48.1	4.4	
4	120.1	72.1	6.6	
5	160.1	96.1	9.2	I断面で降伏し始める。
6	180.0	108.0	11.0	
7	190.0	114.0	12.2	
8	200.0	120.0	13.7	
9	210.1	126.1	15.9	
10	220.1	132.1	19.0	
11	230.0	138.0	22.9	E~F間の上部で脹らみ始める。
12	237.8	142.7	28.4	
13	240.1	144.1	32.3	最大荷重
14	201.5	120.9	43.3	
15	159.9	95.9	58.3	
16	138.1	82.9	73.1	
17	0.0	0	—	

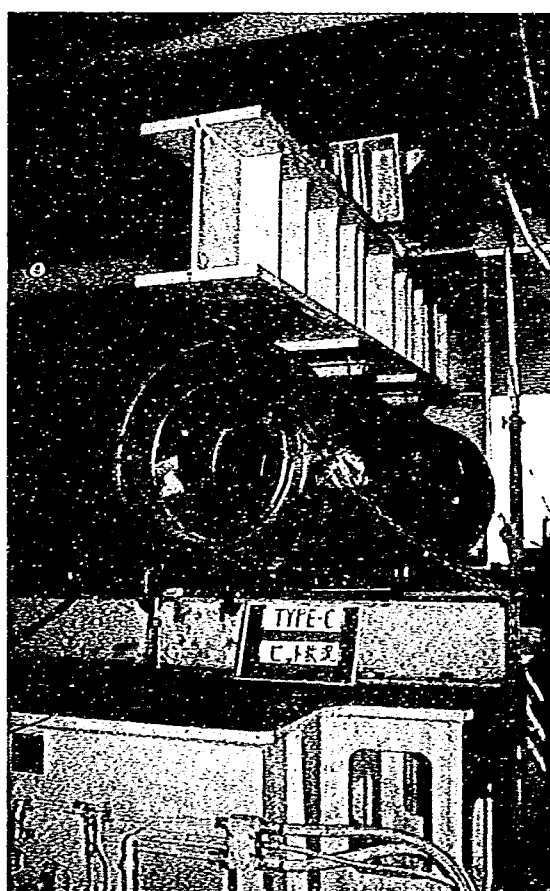
表 - 3.2 載荷実験状況

(3) 供 試 体 C

載 荷 ステップ	荷 重 P (ton)	中間部に作用する曲げ モーメントM (t・m)	鉛直変位 (mm)	備 考
1	0.0	0	0.0	
2	50.1	30.1	3.5	
3	100.0	60.0	5.6	
4	150.1	90.1	7.7	
5	200.0	120.0	10.2	
6	250.1	150.1	13.6	E～M断面で降伏し始める。
7	270.0	162.0	15.8	
8	290.1	174.1	19.4	
9	300.0	180.0	21.7	
10	310.1	186.1	24.9	
11	320.0	192.0	28.8	
12	330.0	198.0	33.8	
13	340.1	204.1	40.5	E～F間とL～M間の上部で膨らみ始める。
14	344.8	206.9	47.9	最大荷重 L～M間の変形が大きくなる。
15	315.8	189.5	57.6	
16	258.5	155.1	72.8	
17	0.0	0	—	

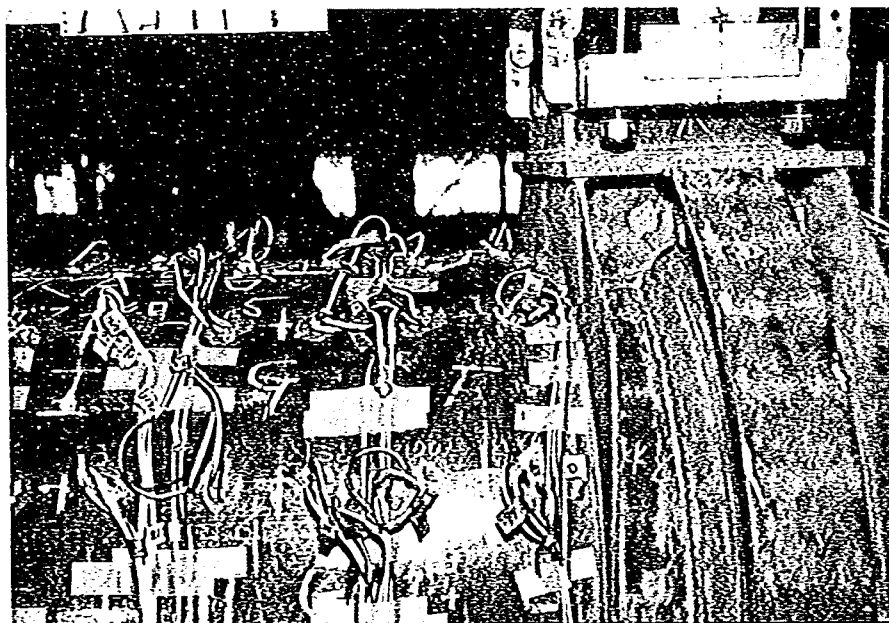


供試体設置状況

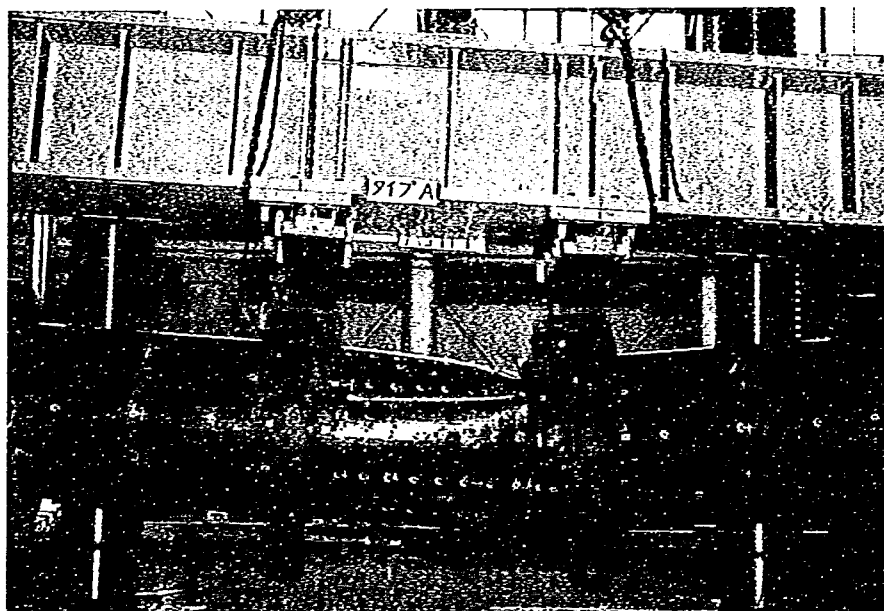


供試体設置状況

写真-3.1 載荷実験状況(その1)

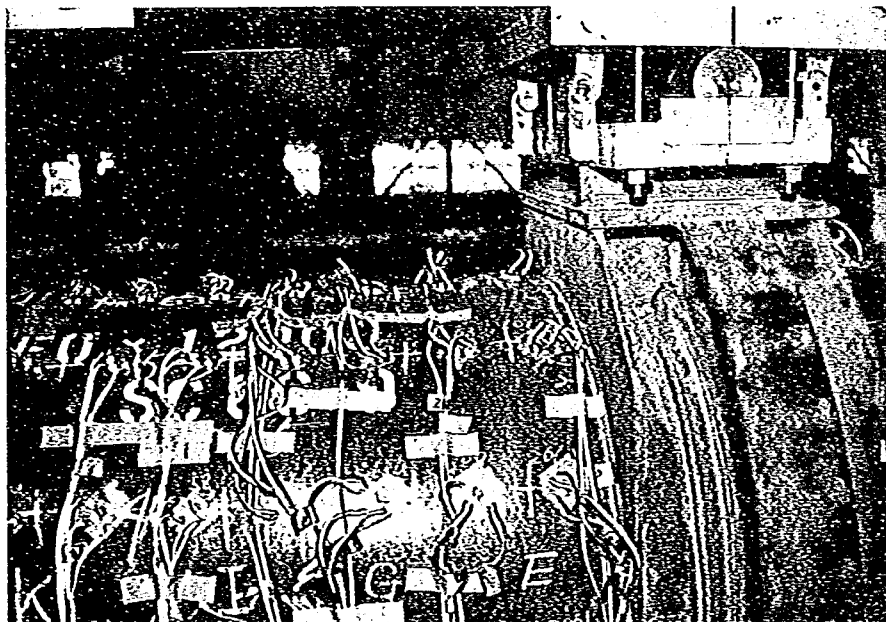


供試体A 荷重ステップ8 (93.9 t・m, 最大荷重)

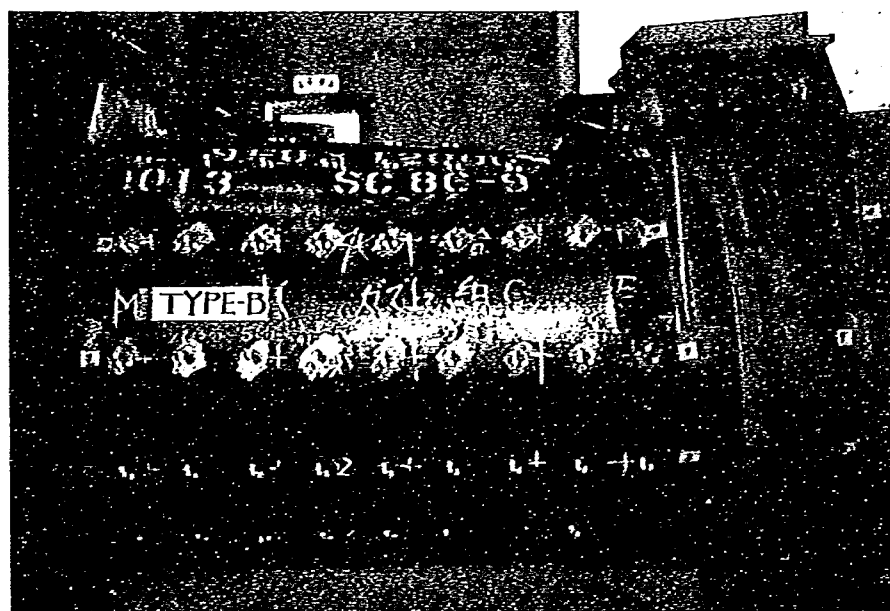


供試体A 荷重実験終了後

写真-3.1 荷重実験状況(その2)



供試体B 荷重ステップ13 (144.1 t・m, 最大荷重)

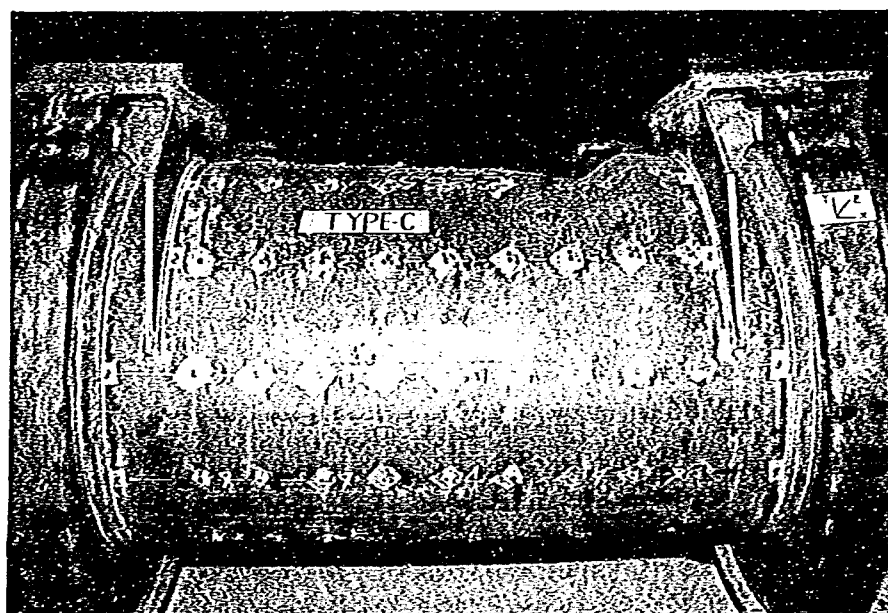


供試体B 荷重実験終了後

写真- 3.1 荷重試験状況 (その 3)



供試体C 荷重ステップ14 (206.9 t・m, 最大荷重)



供試体C 荷重実験終了後

写真- 3.1 荷重実験状況 (その4)

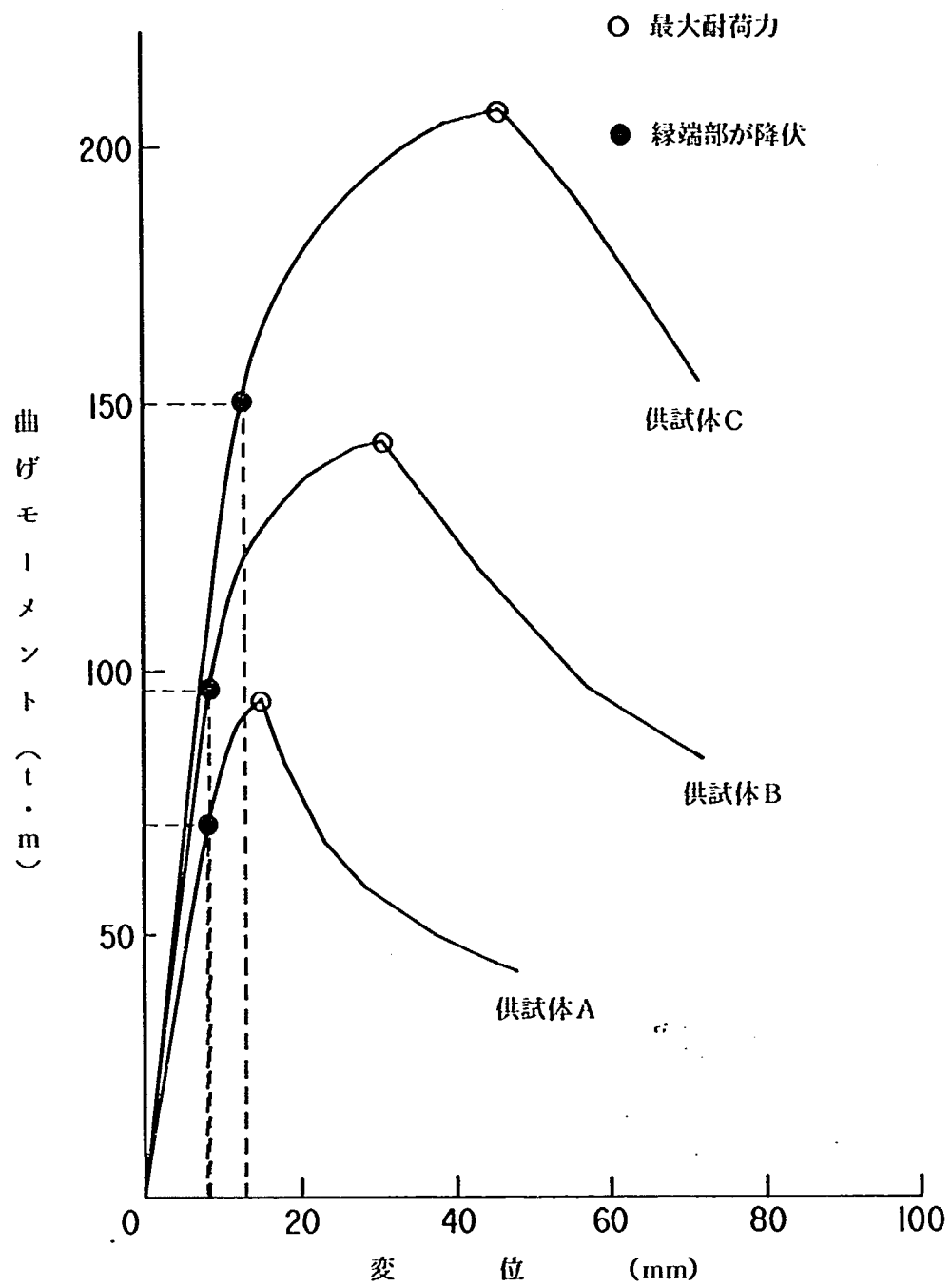


図 - 3.3 荷重 - 変位曲線

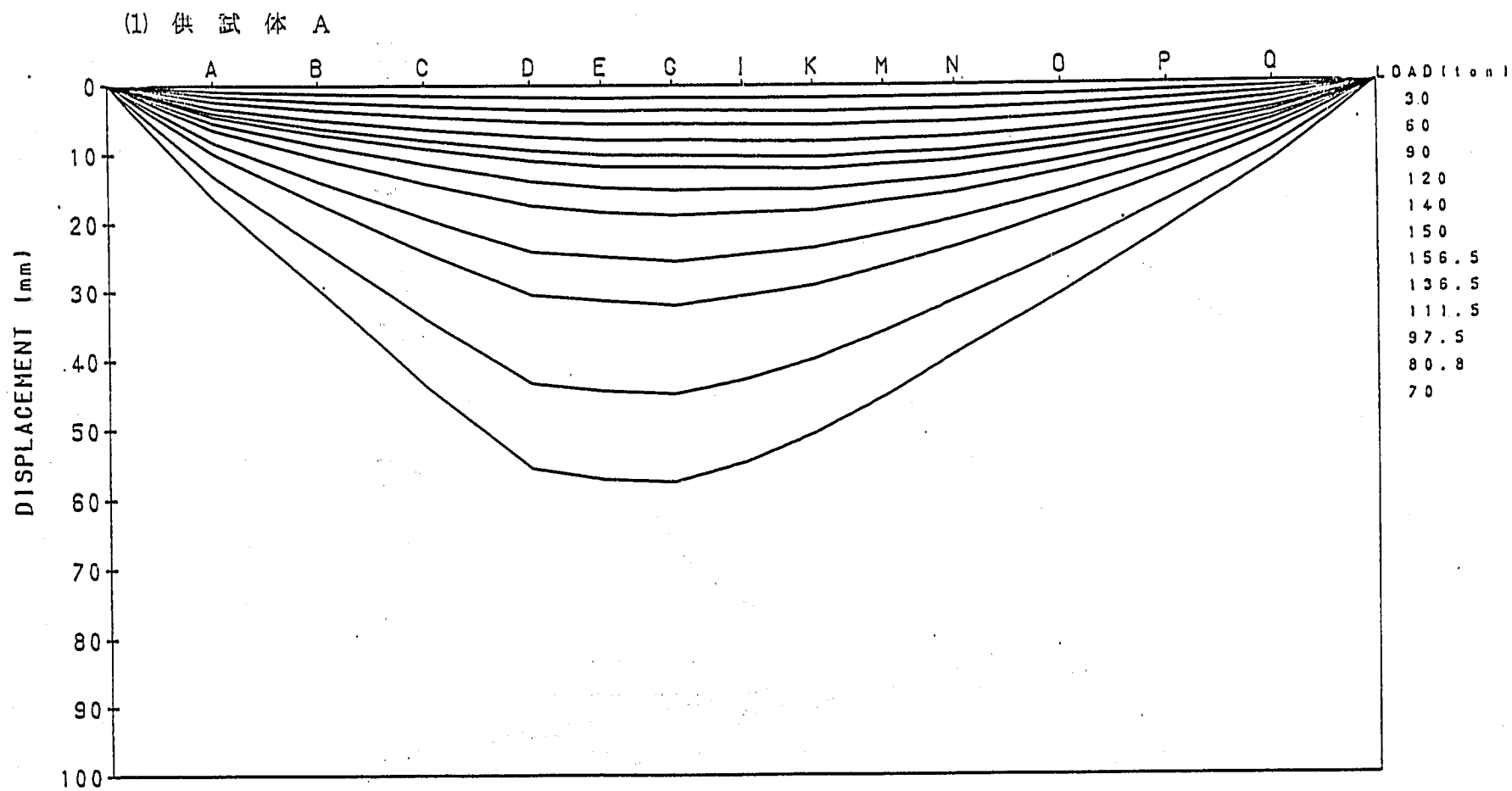


図-3.4 鋼管の鉛直変位分布図 (その1)

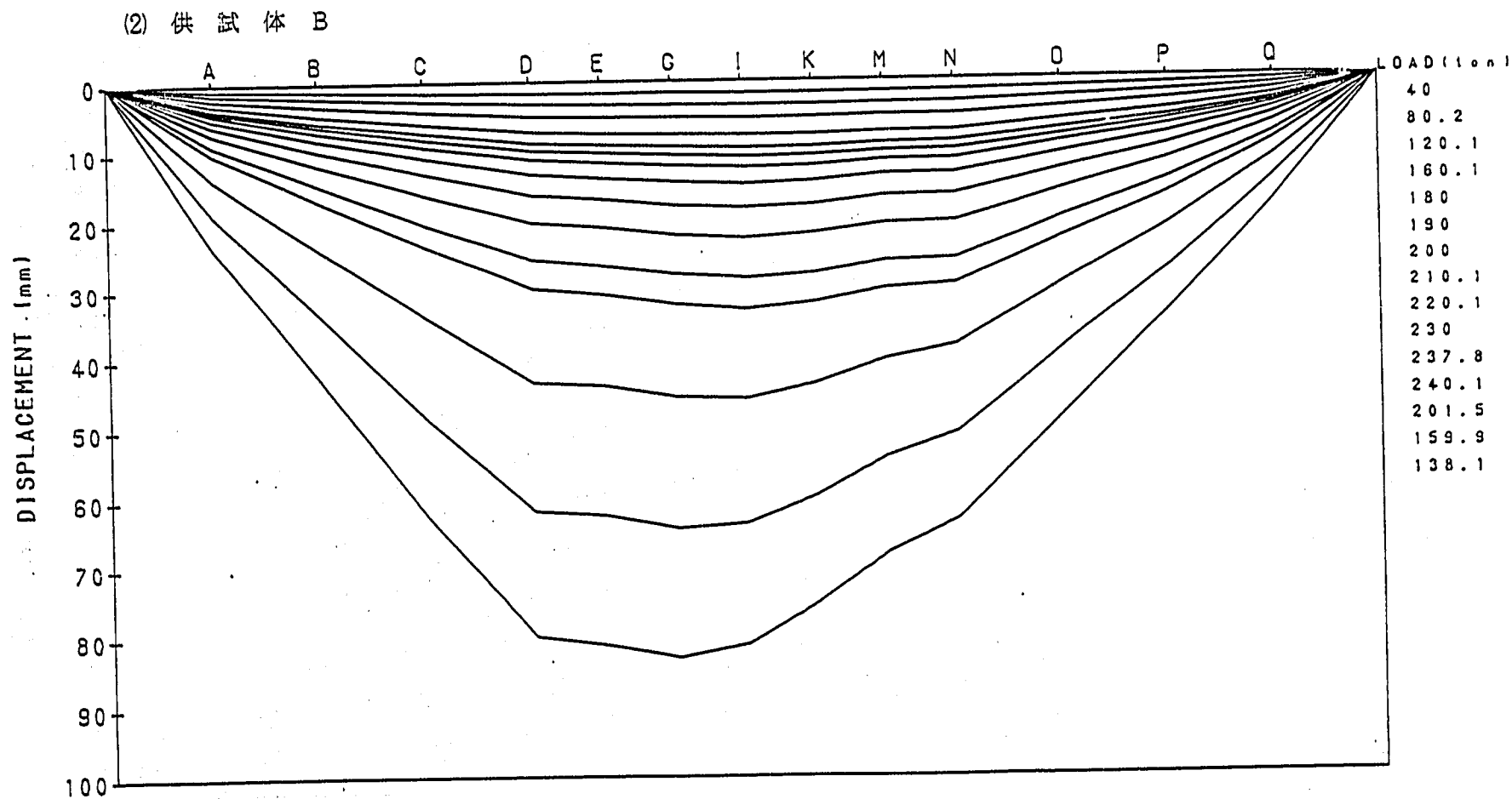


図-3.4 鋼管の鉛直変位分布図 (その2)

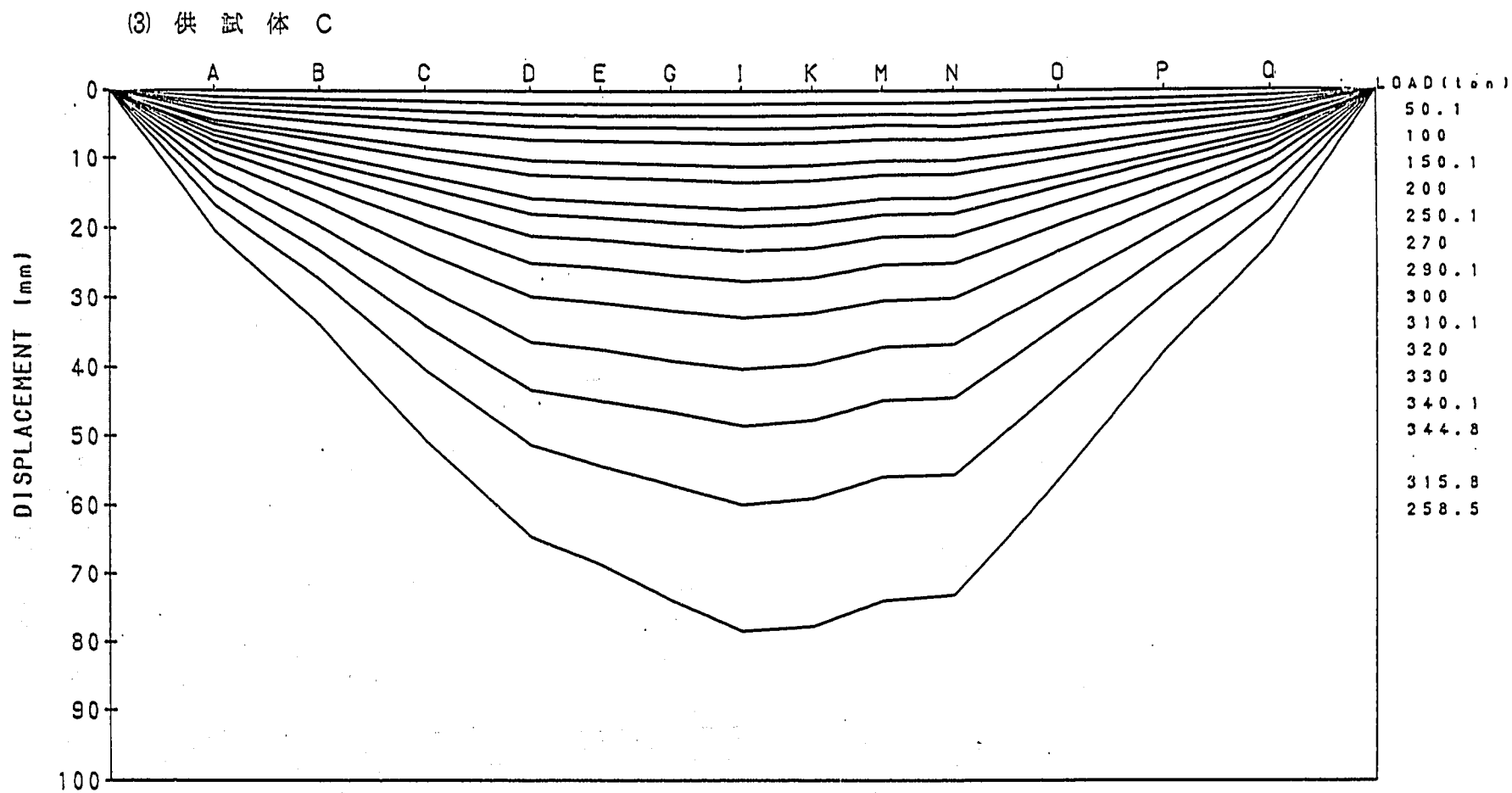
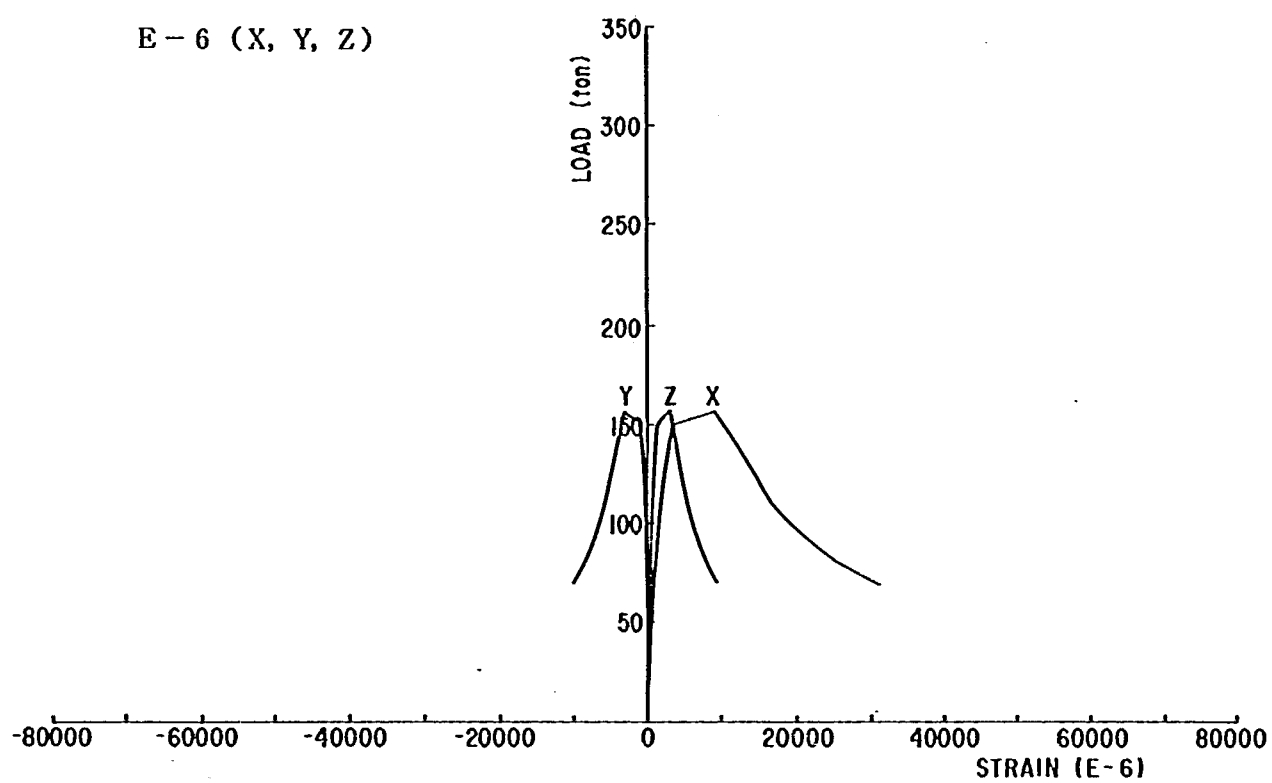


図-3.4 鋼管の鉛直変位分布図 (その3)

引側側

E-6 (X, Y, Z)



圧縮側

E-12 (X, Y, Z)

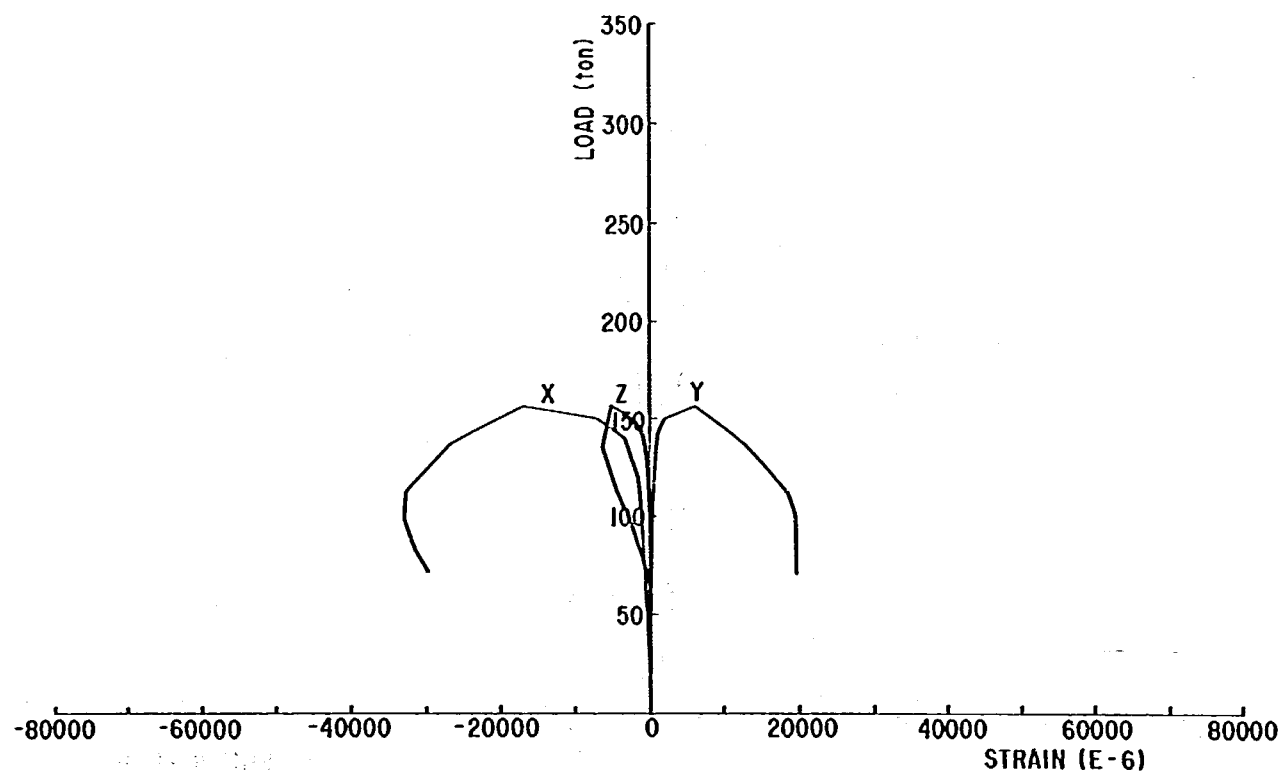
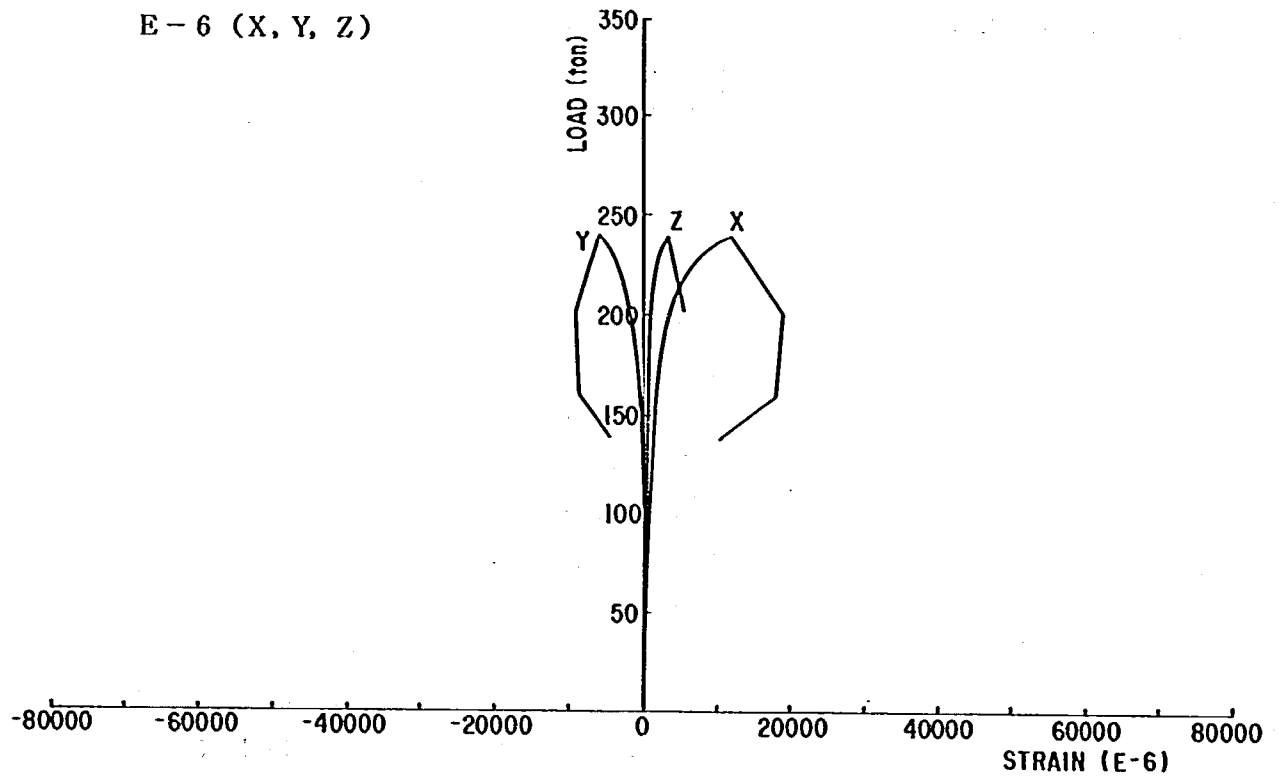


図-3.5 荷重-ひずみ曲線 (1) 供試体A

引 張 側

E - 6 (X, Y, Z)



圧 縮 側

E - 12 (X, Y, Z)

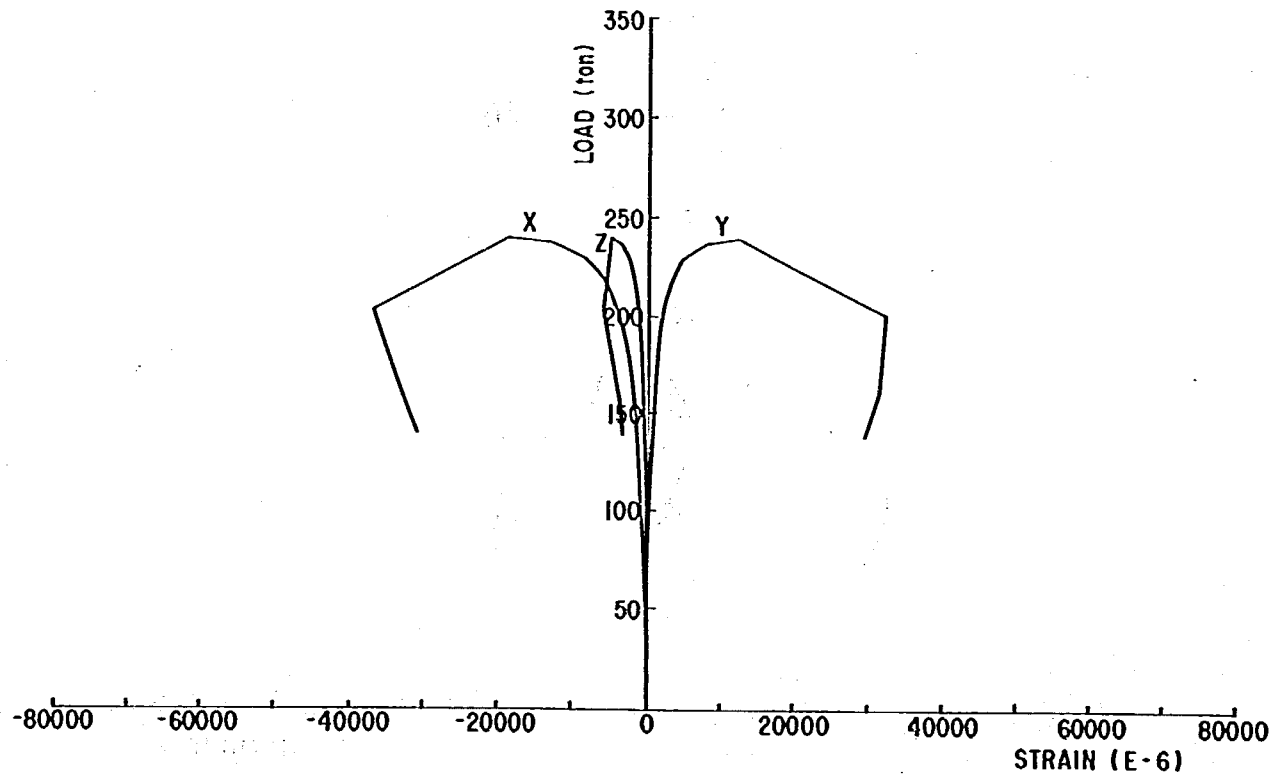
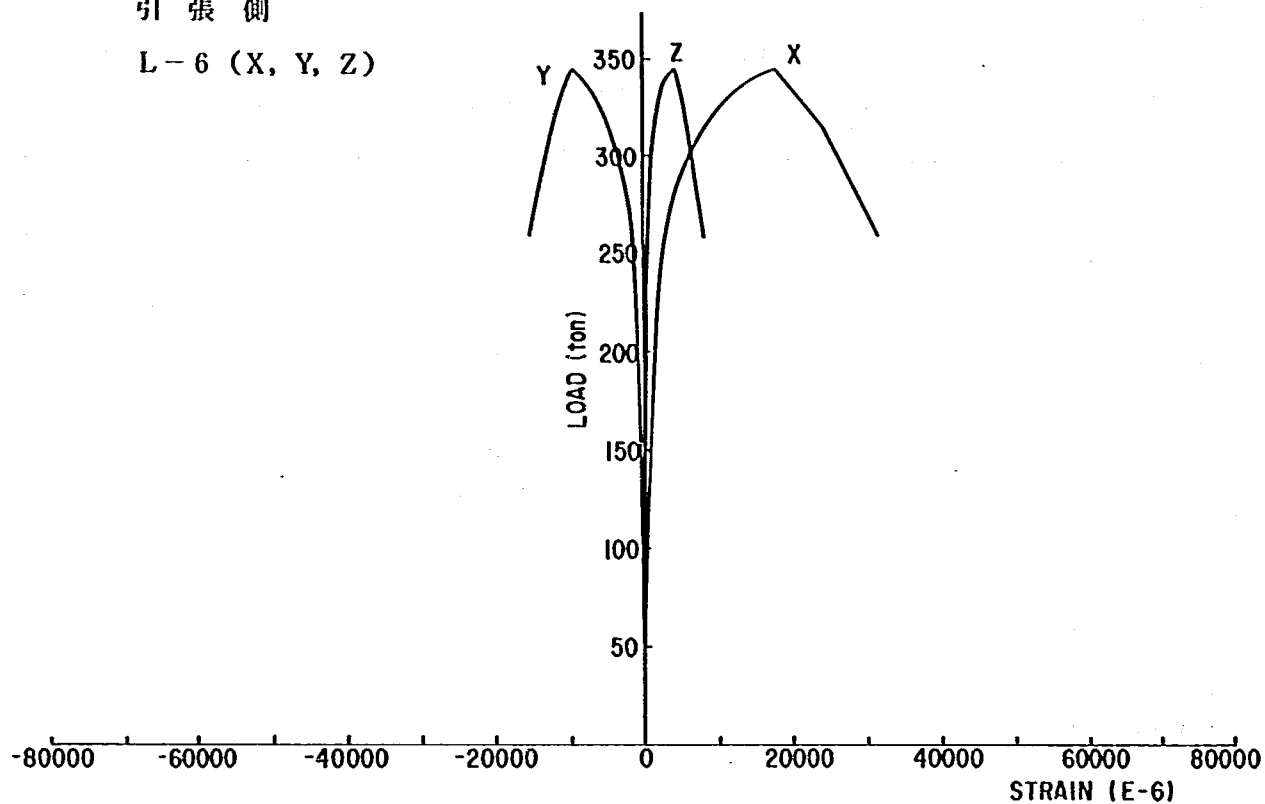


図-3.5 荷重-ひずみ曲線 (2) 供試体B

引張側

L-6 (X, Y, Z)



圧縮側

L-12 (X, Y, Z)

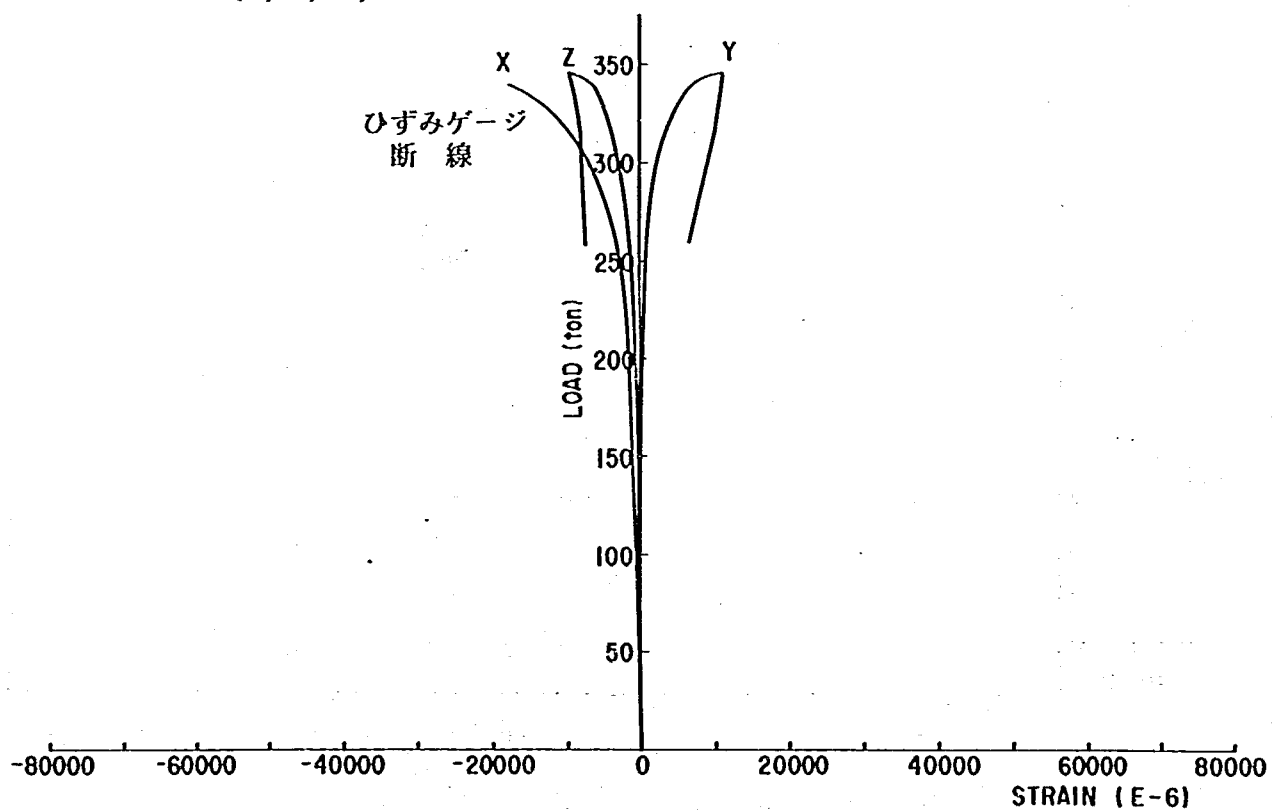
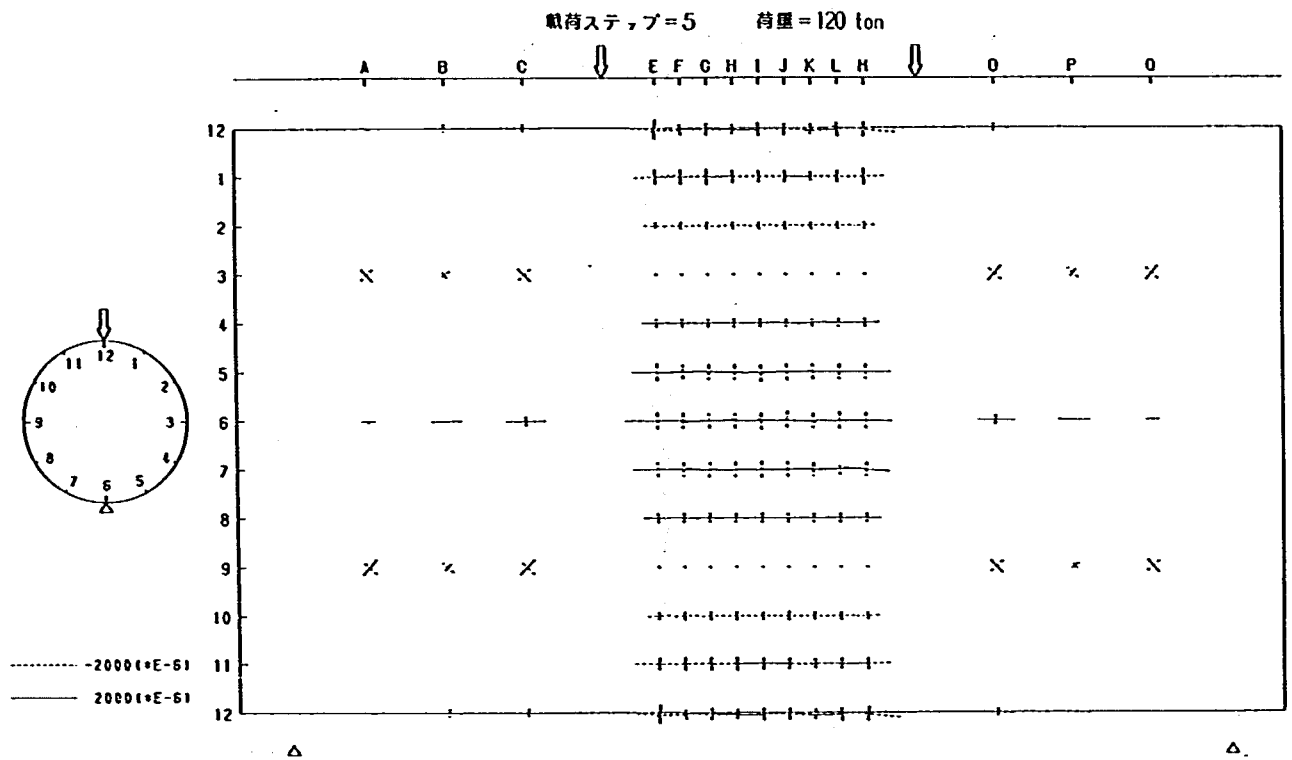


図-3.5 荷重-ひずみ曲線 (3) 供試体C

(1) 降 伏 荷 重



(2) 最 大 荷 重

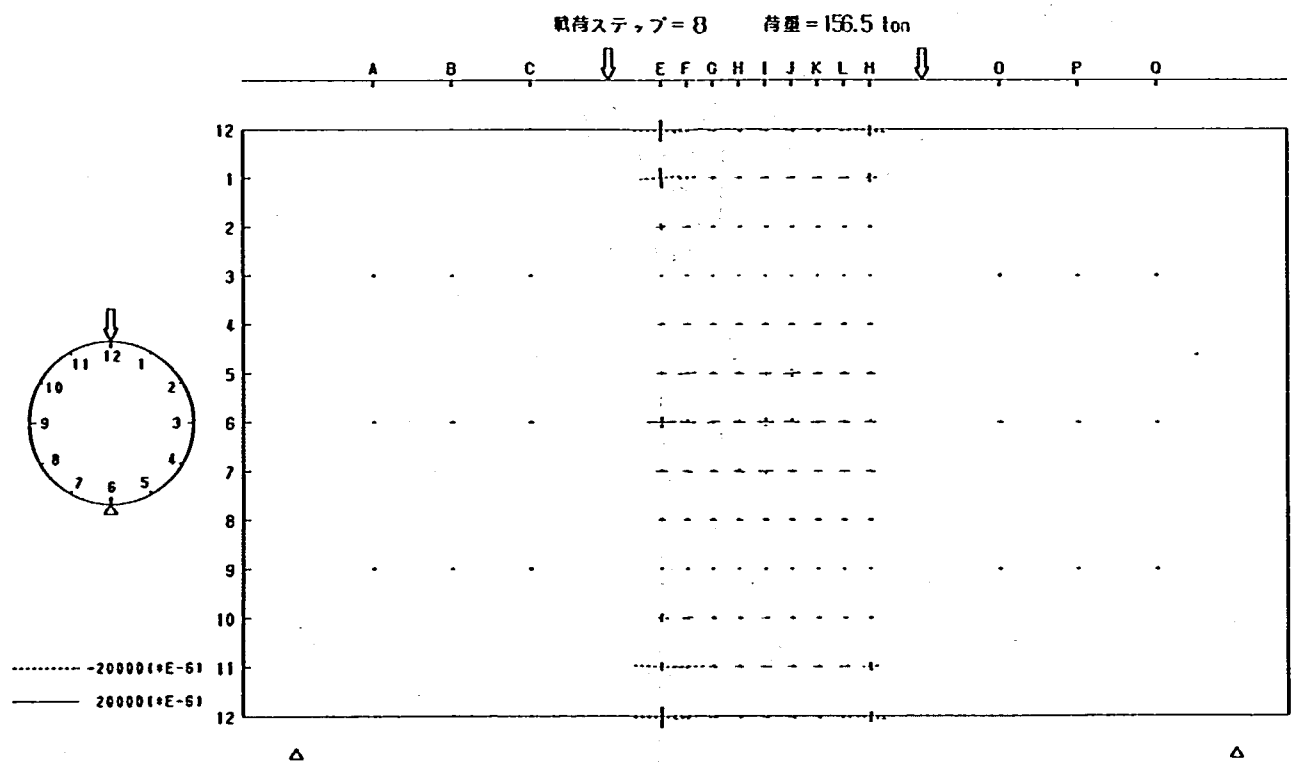
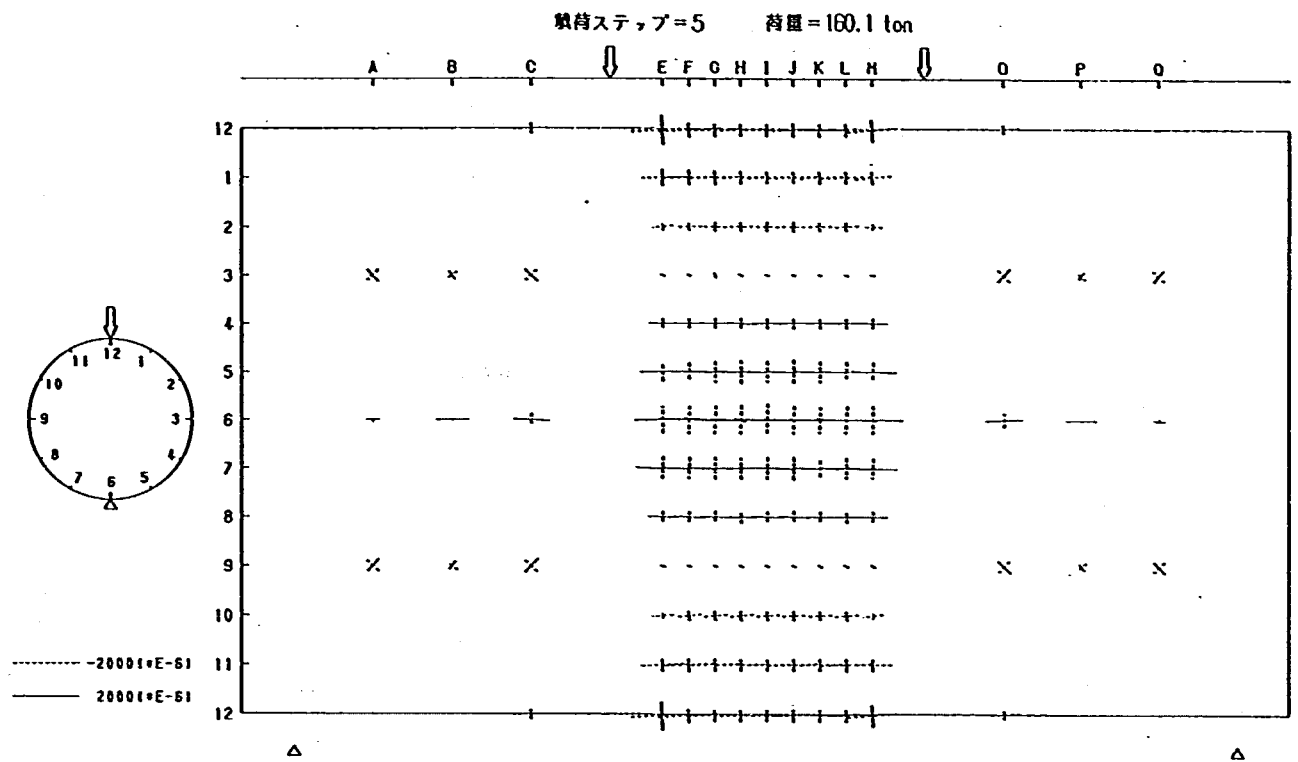


図-3.6 主ひずみ分布図 (1) 供試体A

(1) 降伏荷重



(2) 最大荷重

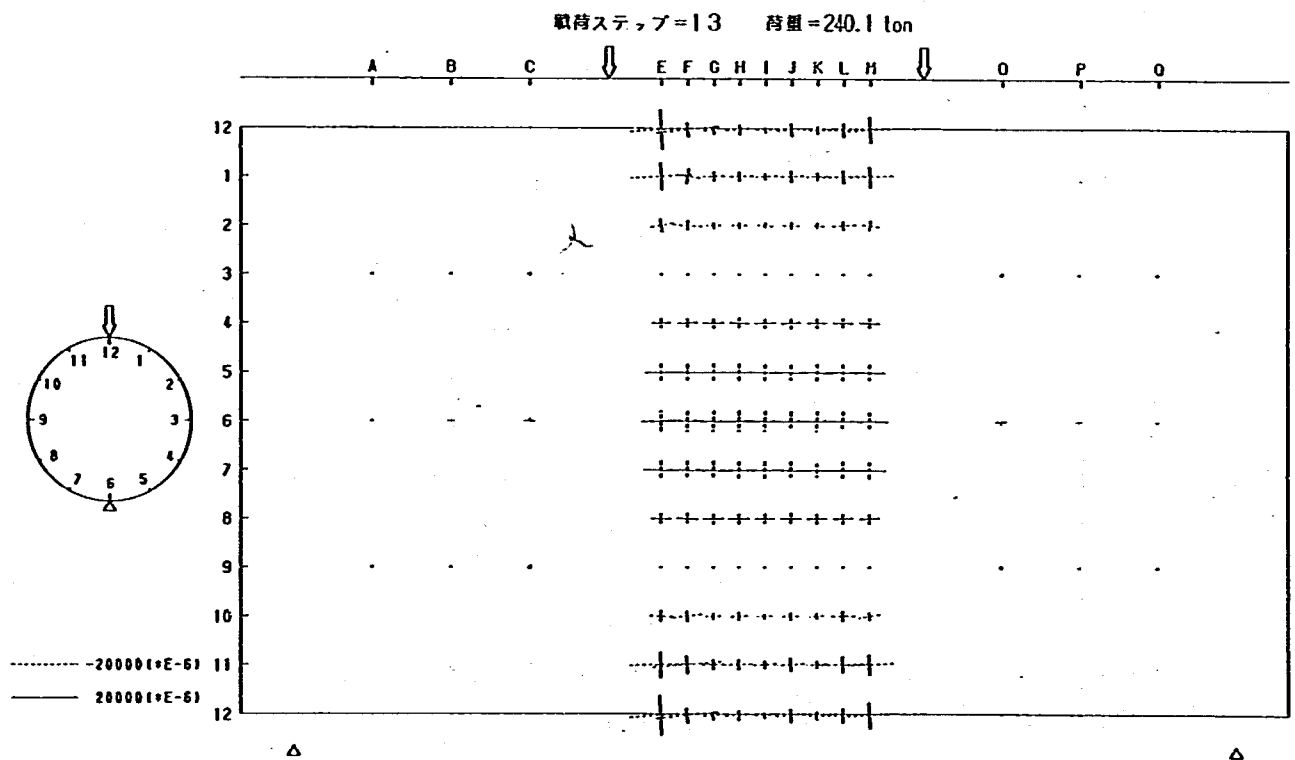
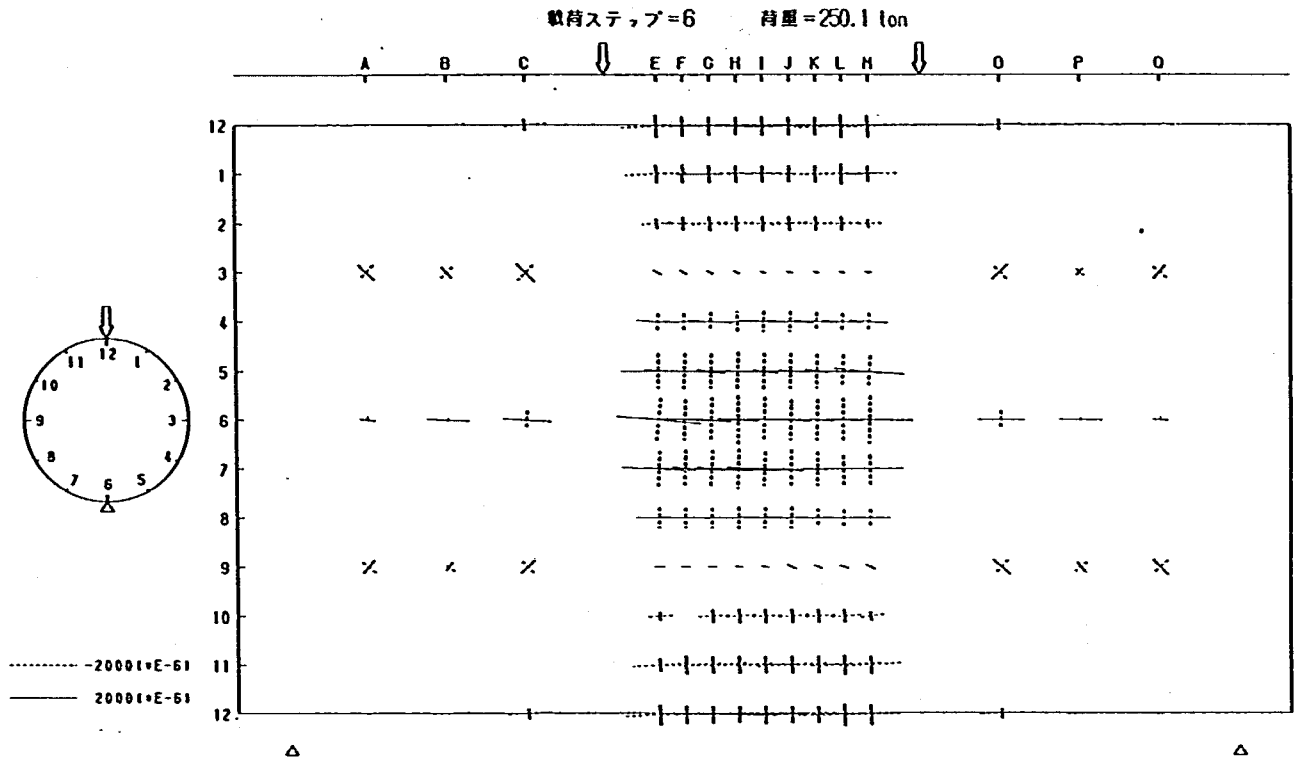


図-3.6 主ひずみ分布図 (2) 供試体B

(1) 降 伏 荷 重



(2) 最 大 荷 重

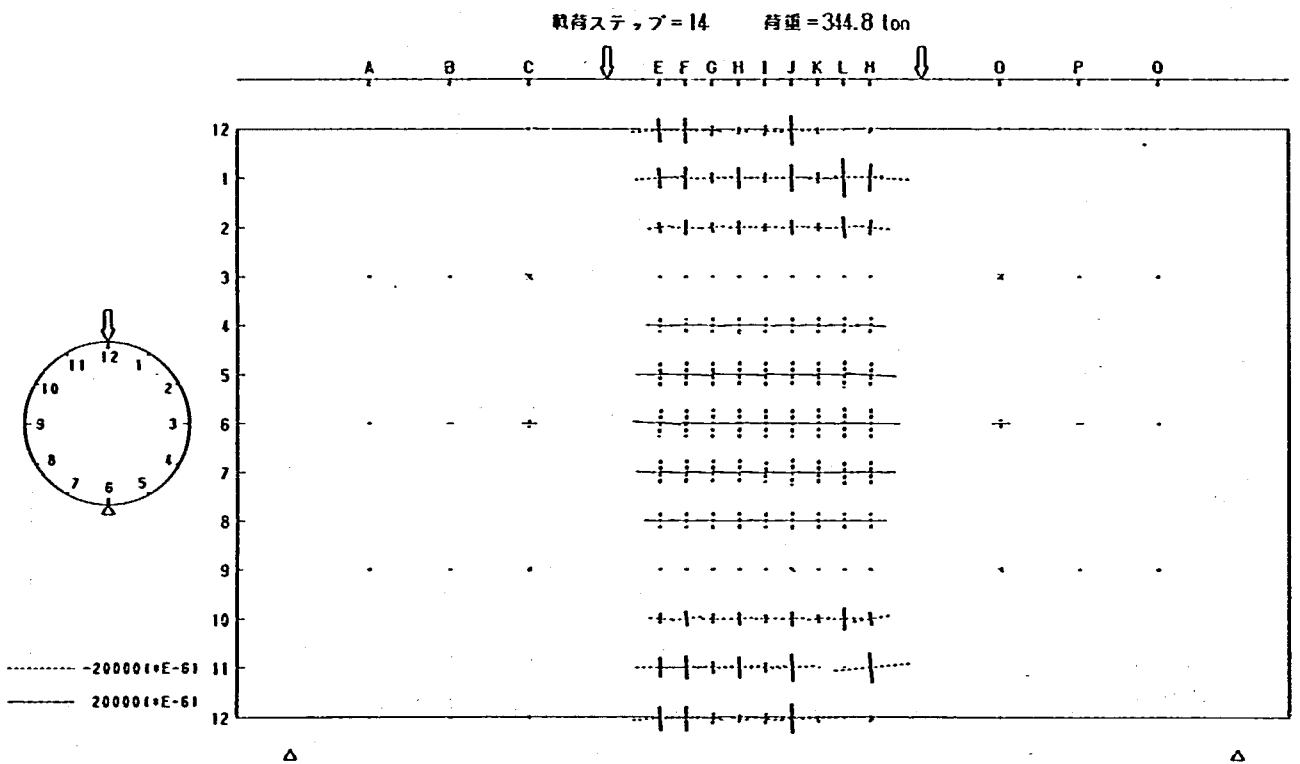
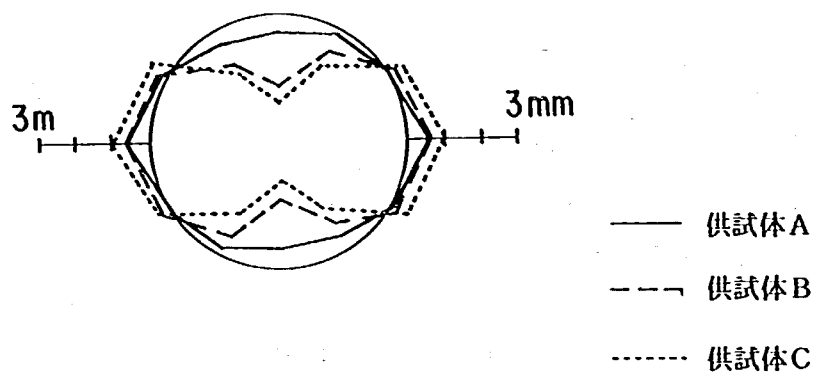


図-3.6 主ひずみ分布図 (3) 供試体C



図－3.7 鋼管の断面変形図

表－3.3 実験強度と計算強度の対比

	実験強度		計算強度		
	終 局 モーメント M_u (t・m)	降 伏 モーメント M_y (t・m)	塑 性 モーメント M_p (t・m)	設計終局 モーメント M_u (t・m)	降 伏 モーメント M_y (t・m)
供試体 A	94 (0.95)	72 (0.73)	127 (1.28)	99 (1.00)	99
供試体 B	144 (1.20)	96 (0.80)	154 (1.28)	120 (1.00)	120
供試体 C	207 (1.24)	150 (0.90)	217 (1.30)	167 (1.00)	167

() 内は降伏モーメント（計算強度）との比率

表－3.4 供試体の体じん性

	終局変位 δu (mm)	降伏変位 δy (mm)	じん性率 $\delta u / \delta y$
供試体 A	15.9	9.2	1.73
供試体 B	32.3	9.2	3.51
供試体 C	47.9	13.6	3.52

表- 3.5 曲げ強度と軸圧縮強度の比較

供 試 体	断面定数		Nu (t)	Mu (t・m)	σ_u (kg/cm ²)		$\frac{n}{\sigma_y \cdot A} = \frac{Nu}{\sigma_y \cdot A}$	$\frac{m}{\sigma_y \cdot Z} = \frac{Mu}{\sigma_y \cdot Z}$	m/n	σ_y (kg/cm ²)
	A (cm ²)	Z (cm ³)			$\frac{Nu}{A}$	$\frac{Mu}{Z}$				
61-A 711.2 ϕ ×6.4	141.7	—	439.2	—	3100	—	0.86	—	1.10	3600
62-A "	—	2475	—	93.9	—	3794	—	0.95		4000
61-B 711.2 ϕ ×9.5	209.4	—	642.8	—	3070	—	0.93	—	1.29	3300
62-B "	—	3630	—	144.1	—	3970	—	1.20		3300
61-C 711.2 ϕ ×12.7	278.7	—	977.6	—	3508	—	1.00	—	1.24	3500
62-C "	—	4780	—	206.9	—	4328	—	1.24		3500

記 号 の 説 明

A : 鋼管の断面積 (cm²)

Z : 鋼管の断面係数 (cm³)

Nu : 最大荷重 (t)

Mu : 最大曲げモーメント (t・m)

σ_u : 極限応力度 (kg/cm²)

n : 軸圧縮強度

m : 曲げ強度

σ_y : 実験材料のミルシートからピックアップした降伏点強度 (kg/cm²)

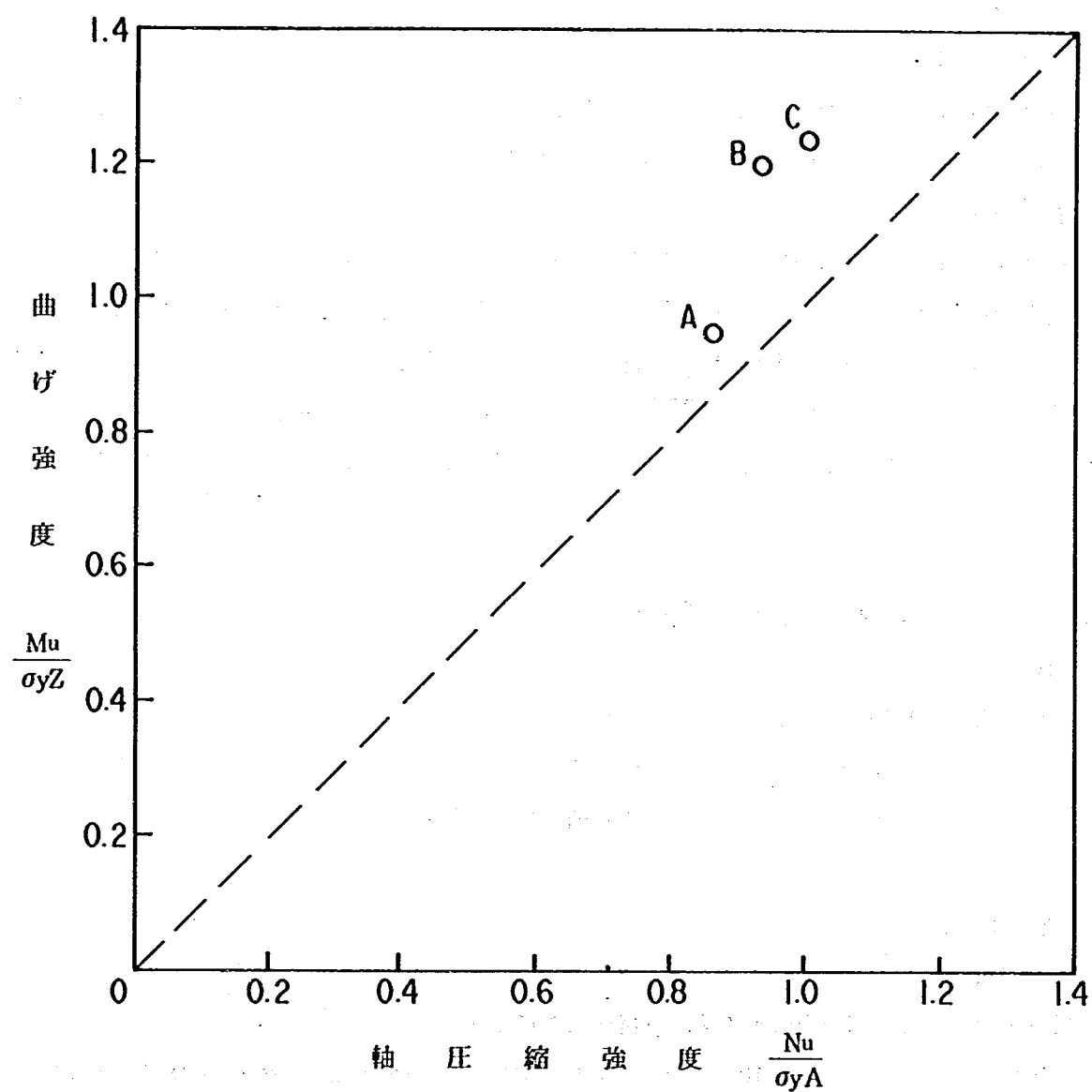


図-3.8 曲げ強度と軸圧縮強度の比較

4. 鋼管供試体曲げ圧縮載荷実験

4.1 実験概要

63年度は61年度の圧縮載荷実験、62年度の曲げ載荷実験に引続き、軸圧縮力と曲げを同時に受ける鋼管の耐荷力特性を明らかにするための載荷実験を行った。

4.2 実験方法

1) 供試体

実験に用いた供試体の形状、寸法、使用材料を図－4.1、表－4.1に示す。供試体の形状、寸法は3体とも同じであり、偏心軸圧縮力を加える際の偏心量が異なる。

2) 載荷実験方法

実験は建設省土木研究所構造物実験施設内の3000t大型構造部材万能試験機を用いて行った。載荷は偏心軸圧縮載荷とし、載荷治具により、偏心量を変化できるようにした。偏心量は61年度、62年度の実験結果をもとに、最大荷重作用時の軸力と曲げモーメントによる発生応力の比率を供試体B 1、B 2、B 3でそれぞれ3 : 1、1 : 1、1 : 3となるように設定したものである。

本載荷に先立ち、仮載荷を行い、供試体のセット状況、計測器の作動状態が正確であることを確認した。

3) 計測方法

計測器の配置を図－4.2に示す。計測項目は以下の通りである。

- | | |
|-----------------|--------------|
| (1) 鉛直軸圧縮荷重 | 1 箇所（試験機で測定） |
| (2) 鋼管外周面の3軸ひずみ | 84 箇所 |
| (3) 鋼管の面外変位 | 28 箇所 |
| (4) 鋼管の鉛直変位 | 1 箇所（圧盤で測定） |

4.3 実験結果

1) 載荷実験状況

各供試体の載荷実験状況を表－4.2、写真－4.1に示す。

供試体B 1では載荷ステップ10（荷重＝575 t）でD 6、D 7の位置で降伏し始めた。載荷ステップ14（荷重＝675 t）でD 1－D 2、D 6－D 7間で膨らみ出し始め、載荷ステップ16（荷重＝720 t）で最大荷重に達し、その後は1～2断面の間の変形の進行とともに荷重は減少した。

供試体B 2では載荷ステップ7（荷重＝350 t）でD 7の位置で降伏し始めた。載荷ステップ12（荷重＝475 t）でD 面側で波状の変形が生じ始め、載荷ステップ14（荷重＝510 t）で最大荷重に達し、その後は6～7断面の間の変形の進行とともに荷重は減少した。

供試体B 3では載荷ステップ5（荷重＝175 t）でD 面側で降伏し始めた。載荷ステップ6（荷重＝200 t）でD 1－D 2の間、D 7付近で膨らみ出し始め、載荷ステップ8（荷重＝234.2 t）で最大荷

重に達し、その後は6～7断面の間の変形の進行とともに荷重は減少した。

2) 変形特性

(1) 荷重－変位

① 鉛直変位

供試体B 1, B 2, B 3の荷重－鉛直変位曲線を図－4.3に示す。供試体B 1, B 2, B 3ともに荷重－変位の関係が線形な領域から非線形な領域を経て最大耐荷力に達し、その後荷重は減少している。ただし、B 1, B 2, B 3の順に、すなわち、軸力に対する曲げモーメントの比率が大きくなる程、非線形な領域が大きくなり、最大耐荷力に達した後の荷重の減少の仕方がゆるやかになっている。

ひずみのデータによると荷重－変位の関係が非線形となるのは鋼管のD面側が降伏する時とほぼ一致している。

② 荷重－面外変位

供試体B 1, B 2, B 3の破壊断面に最も近い断面における圧縮側(D)と引張側(J)の荷重－面外変位曲線を図－4.4に示す。変位計の符号は鋼管が膨らむ方向を+に、へこむ方向を－としている。供試体B 1, B 2, B 3ともに曲げ変形によると考えられる圧縮側では－の、引張側では＋の変位が生じていることが分かる。

(2) 面外変位分布図

鉛直方向に並べて取り付けた変位計から、面外変位分布図を作成した。図－4.5は供試体B 1, B 2, B 3それぞれについて降伏荷重作用時、最大荷重作用時、除荷時(実験終了後)における面外変位分布図を示したものである。供試体B 1, B 2, B 3ともに降伏荷重に達するまでの変形はわずかであるが、降伏後の変形は大きくなっている。また最大荷重に近づくと、鋼管の曲げ変形に加えて、圧縮側(D側)の局部座屈による変形が生じていることが分かる。供試体B 1, B 2, B 3で比較すると、B 3, B 2, B 1の順で、つまり、軸力に対する曲げモーメントの比率が大きい供試体程、変位が大きくなっている。

(3) 荷重－ひずみ曲線

供試体B 1, B 2, B 3の破壊断面に最も近い断面において曲げ応力が圧縮(D面側)、引張(J面側)となる測点の荷重－ひずみ曲線を図－4.6に示す。供試体B 1では軸圧縮応力が曲げ応力を上回るため、D面側だけではなくJ面側でも軸方向には圧縮応力が作用している。供試体B 2, B 3では曲げ応力が軸圧縮応力よりも大きく、J面では軸方向には引張応力が作用している。ただし、最大荷重に達した後は座屈による局部的な変形のため、応力状態が圧縮から引張に変化している測点もある。

(4) ひずみ分布図、応力分布図

図－4.7に鋼管の3軸ひずみより求めた降伏荷重および最大荷重作用時の主ひずみ分布図を展開図として示す。また、図－4.8は供試体B 1, B 2, B 3の破壊断面に最も近い断面の降伏荷重および最大荷重作用時の直応力分布図を示したものである。供試体B 1, B 2, B 3ともに圧縮側(D側)

の緑端部が最初に降伏し、その後荷重が増大すると降伏域が拡大していることが分かる。図－4.8の直応力分布図では参考のため作用軸力、モーメントから計算応力を求め、実測応力と比較した。計算値と実測値は最大荷重作用時には若干の差があるものの、概ね良好な一致を示しており、実験の妥当性を確認できた。

4) 考 察

(1) 曲げと軸圧縮力を受ける鋼管の限界状態

表－4.3に実験強度（終局，降伏）と計算強度（終局，設計，降伏）を対比して示す。なお，終局強度の計算値は軸力についてはDonnell-Wanの理論値を，曲げモーメントについては全塑性モーメントを用いている。また，降伏強度の実験値は，荷重－ひずみのデータを内挿して正確な値を求めている。

曲げと軸圧縮力を受ける鋼管の限界状態を明らかにするために，終局強度の実験値と降伏強度の計算値を比較すると，供試体B 1では軸力の終局強度が降伏強度をやや下回っており，局部座屈により強度が決まっている。一方，供試体B 2，B 3では終局強度が降伏強度を上回っており，降伏により，強度が決まっていることが分かる。このように同一寸法，板厚の鋼管でも軸圧縮力に対する曲げモーメントの比率により終局強度の降伏強度に対する比率が異なっている。

(2) 限界状態における変形性能

じん性について検討するために終局状態における変位 δu と降伏変位 δy との比（じん性率）を表－4.4にとりまとめて示す。じん性率は軸圧縮力による鉛直変位に関するものと曲げによる水平変位に関するものとで値が異なり，水平変位，すなわち曲げに対するじん性率の方が鉛直変位すなわち軸圧縮力に対するじん性率より大きくなっている。また，供試体B 1，B 2，B 3で比較すると，鉛直変位に関するじん性率はB 1，B 2，B 3の順で大きくなるが，水平変位に関するじん性率は逆にB 1，B 2，B 3の順で小さくなっていることが分かる。

(3) 純圧縮，純曲げ載荷実験結果との比較

今回の曲げ圧縮載荷実験結果を先に行った純圧縮，純曲げ載荷実験結果と比較した。表－4.5に最大荷重，降伏荷重の一覧表を，図－4.9に最大荷重，降伏荷重における軸圧縮力，曲げモーメントの相関関係を示した。曲げ圧縮強度は終局時，降伏時ともにほぼ純圧縮，純曲げの直線相関式上にある。このことから，純圧縮，純曲げの直線相関式を弾性域のみならず，塑性域においても用いることができると言える。

4.4 ま と め

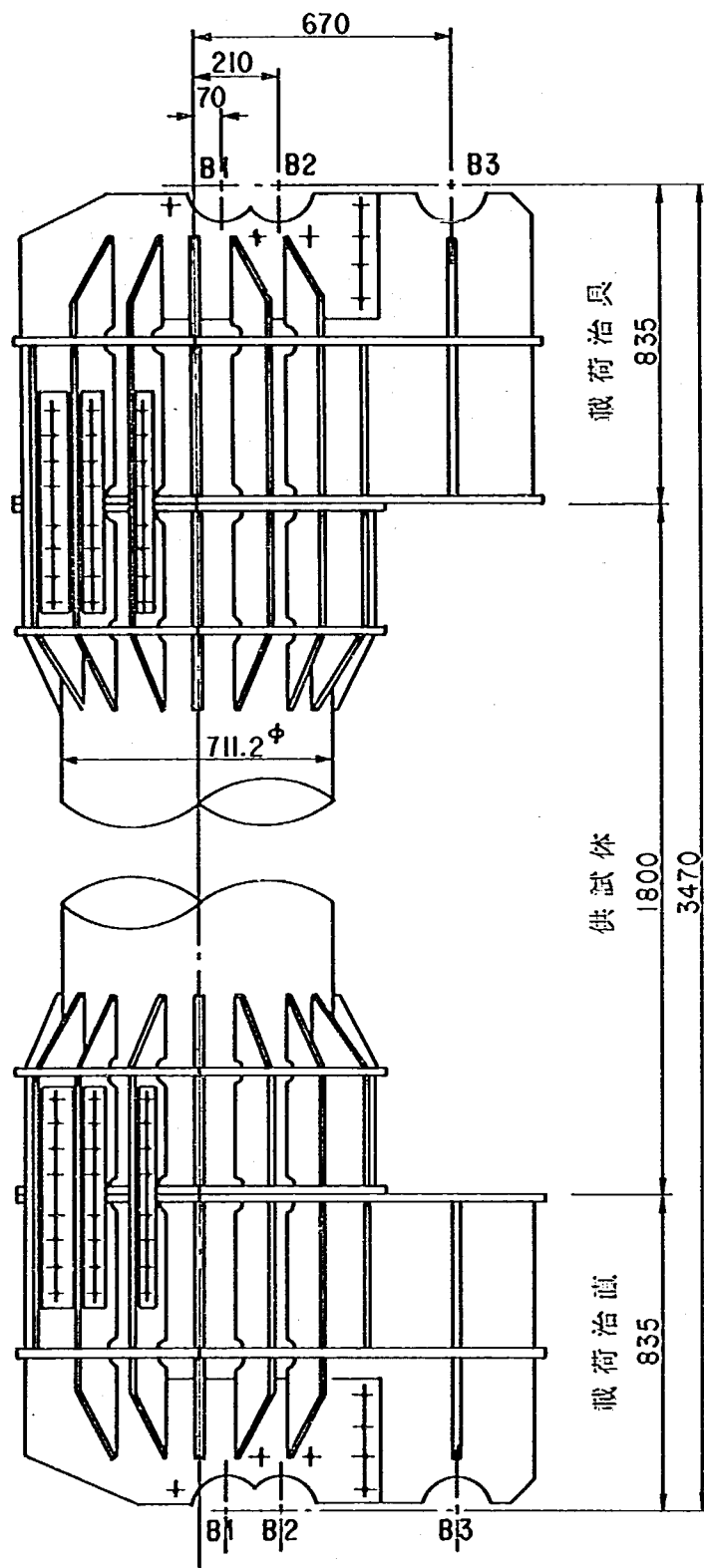
今回の曲げ圧縮載荷実験により明らかになった事項を以下にまとめる。

- (1) 今回実験に用いた鋼管（ $R/t=37.5$ ）では，軸力／曲げモーメント比が比較的大きな供試体（B 1）では局部座屈，小さな供試体では降伏が限界状態となった。破壊は最大荷重に達する前後から圧縮側で局部的な面外変形が生じ，最大荷重に達した後，この変形が急速に進行した。
- (2) 供試体の耐荷力特性は軸力／曲げモーメント比に応じて異なる特性を示した。耐荷力に関しては純圧

縮，純曲げ耐荷力の直線相関式により弾性域，塑性域ともにほぼ精度良く推定できる。

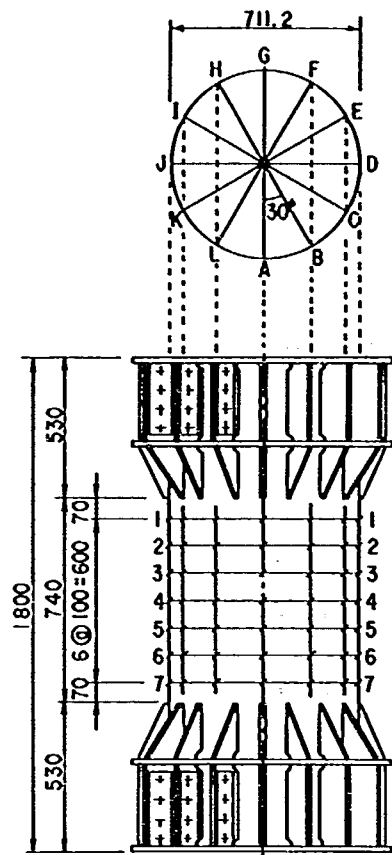
表-4.1 供 試 体 諸 元

供試体	外 径 (mm)	板 厚 (mm)	長 さ (mm)	偏心量 (mm)	材 質	降伏点強度 σ_y (kg/cm ²)	破断強度 σ_B (kg/cm ²)
B 1	711.2	9.5	1800	70	STPY41	5000	6460
B 2	同上	同上	同上	210	同 上	同 上	同 上
B 3	同上	同上	同上	670	同 上	同 上	同 上



単位 (mm)

図 - 4.1 供試体の外形寸法



X  Y : 三軸ひずみゲージ

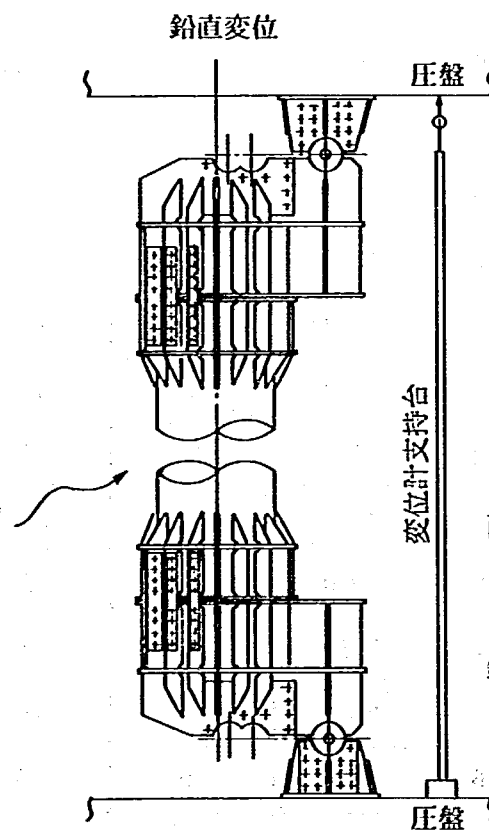
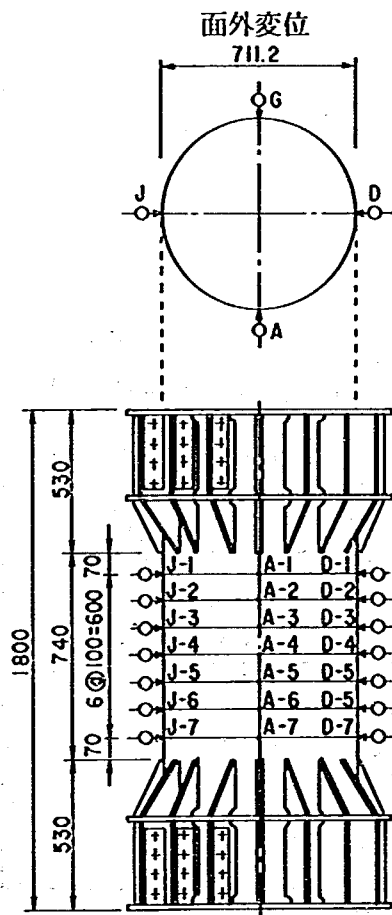
X 軸：鋼管周方向

Y 軸：鋼管軸方向

Z 軸：鋼管に向って右上から左下方向
(X 軸に対して45°の傾き)

※展開図にした時にひずみゲージは全
て同一方向に並ぶ様に貼付した。

(1) ひずみゲージ貼付位置



※変位計の符号

面外変位計：全て鋼管が膨
らむ方向を+
に、へこむ方
向を-とした。
鉛直変位計：圧盤が下がっ
てくる方向を
+とした。

(2) 変位計取付位置

図 - 4.2 計測器取付け位置図

表 - 4.2 載荷実験状況

(I) 供試体 B1 ※ 偏心量: 70mm

載荷 ステップ	荷重 (t)	鉛直変位 (mm)	曲げモーメント (t・m)			備 考
			偏心曲げ モーメント	付加曲げ モーメント	偏心曲げ モーメント + 付加曲げ モーメント	
1	0	0	0	0	0	
2	50	1.0	3.5	0.0	3.5	
3	100	1.7	7.0	0.0	7.0	
4	200	2.5	14.0	0.1	14.1	
5	300	3.4	21.0	0.1	21.1	
6	400	4.4	28.0	0.2	28.2	
7	450	4.7	31.5	0.3	31.8	
8	500	5.2	35.0	0.4	35.4	
9	550	5.6	38.5	0.6	39.1	
10	575	5.9	40.3	0.7	41.0	D6, D7の位置で降伏
11	600	6.2	42.0	0.9	42.9	
12	625	6.5	43.8	1.0	44.8	
13	650	6.9	45.5	1.3	46.8	
14	675	7.4	47.3	1.6	48.9	D1~D2で1.5mm, D6-D7 で1mm膨み出す。
15	700	8.4	49.0	2.2	51.2	D1~D2で2mm, D6-D7 で1.5mm膨み出す。
16	720	9.2	50.4	3.7	54.1	最大荷重 D1の下約30mmの 位置で膨み出しが大きくなる。
17	666	10.2	46.4	5.1	51.7	D1断面下の変形が さらに進行する。
18	600	11.2	42.0	6.4	48.4	
19	500	13.2	35.0	7.9	42.9	
20	400	17.1	28.0	9.4	37.4	
21	0	12.6	0	0	0	

表 - 4. 2 載荷実験状況

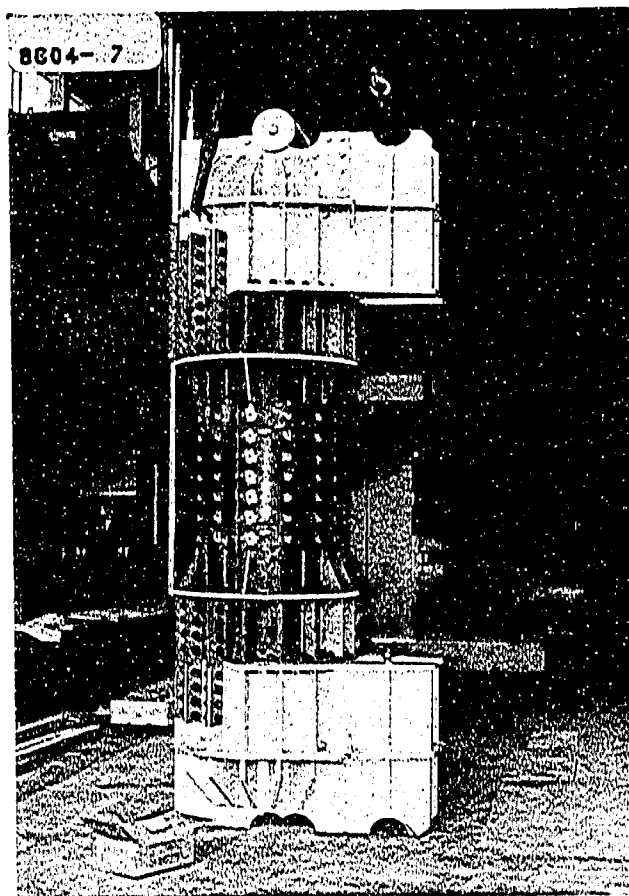
(2) 供試体 B2 ※ 偏心量: 210 mm

載荷 ステップ	荷重 (t)	鉛直変位 (mm)	曲げモーメント (t・m)			備 考
			偏心曲げ モーメント	付加曲げ モーメント	偏心曲げ モーメント + 付加曲げ モーメント	
1	0	0	0	0	0	
2	100	1.9	21.0	0.1	21.1	
3	200	2.9	42.0	0.2	42.2	
4	250	3.5	52.5	0.4	52.9	
5	300	4.1	63.0	0.6	63.6	
6	325	4.4	68.3	0.7	69.0	
7	350	4.7	73.5	0.9	74.4	D 7 の位置で降伏
8	375	5.0	78.8	1.1	79.9	
9	400	5.4	84.0	1.3	85.3	
10	425	5.7	89.3	1.6	90.9	
11	450	6.4	94.5	2.0	96.5	
12	475	6.9	99.8	2.5	102.3	D 面側で 0.5 mm 程度の波状の変形が発生する。
13	500	8.1	105.0	3.4	108.4	D1~D2, D6~D7 付近の膨み出しが進行する。
14	510	9.5	107.1	4.4	111.5	最大荷重 D6~D7 付近の変形が最も大きくなる。
15	500	10.1	105.0	4.9	109.9	D 面側 7 断面の上, 約 30 mm の位置で変形がさらに進行する。
16	450	12.3	94.5	6.1	100.6	
17	350	17.1	73.5	7.4	80.9	
18	250	27.7	52.5	8.9	61.4	
19	0	22.6	0	0	0	

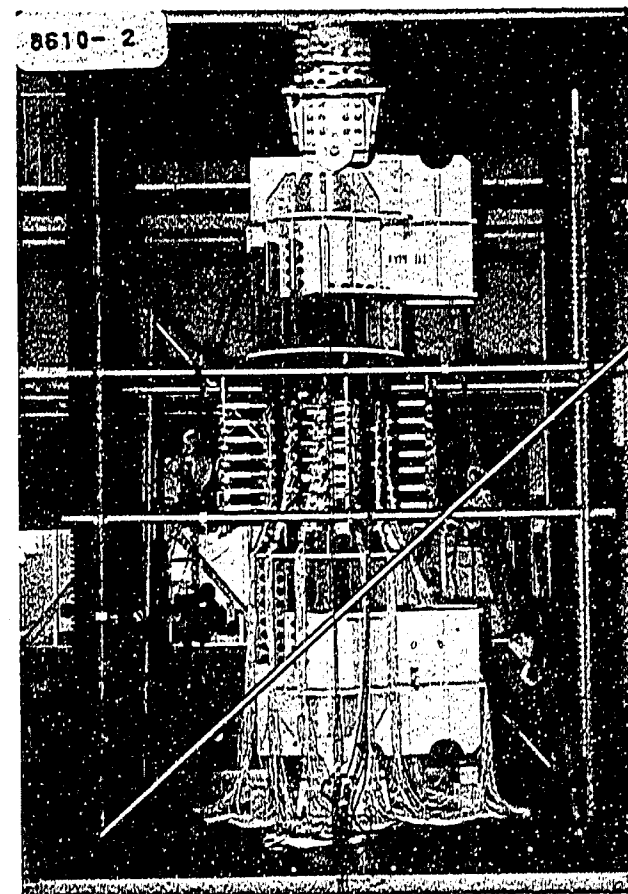
表 - 4. 2 載荷実験状況

(3) 供試体 B3 ※ 偏心量: 670 mm

載荷 ステップ	荷重 (t)	鉛直変位 (mm)	曲げモーメント (t・m)			備 考
			偏心曲げ モーメント	付加曲げ モーメント	偏心曲げ モーメント + 付加曲げ モーメント	
1	0	0	0	0	0	
2	50	2.3	33.5	0.1	33.6	
3	100	4.3	67.0	0.3	67.3	
4	150	6.4	100.5	0.7	101.2	
5	175	7.9	117.3	0.9	118.2	D面側で降伏 D面側で波状 の変形が生じ始める。
6	200	9.6	134.0	1.4	135.4	D1~D2の間, D7付近で0.5 mm程度の膨み出しが生じる。
7	225	12.6	150.8	2.1	152.9	D1~D2の間, D7付近の 膨み出しが1mm程度になる。
8	234.2	16.1	156.9	2.9	159.8	最大荷重 D7の上約30mmの 位置の膨み出しが大きくなる。
9	225	18.8	150.8	3.3	154.1	6~7断面の間の変形が 進行する。
10	200	23.6	134.0	3.8	137.8	
11	150	38.3	100.5	4.5	105.0	
12	130	48.3	87.1	4.8	91.9	
13	0	39.7	0	0	0	

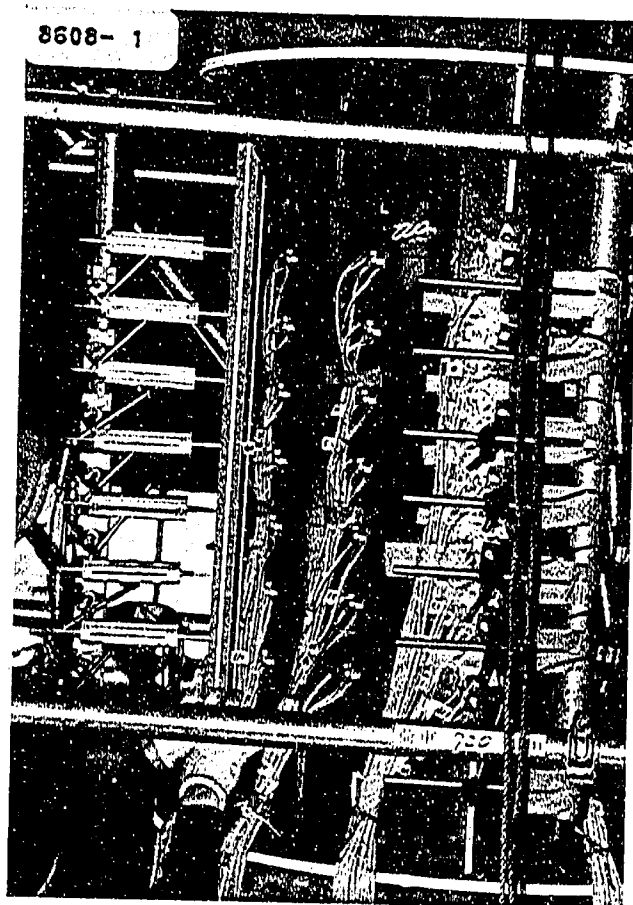


供試体組立て状況

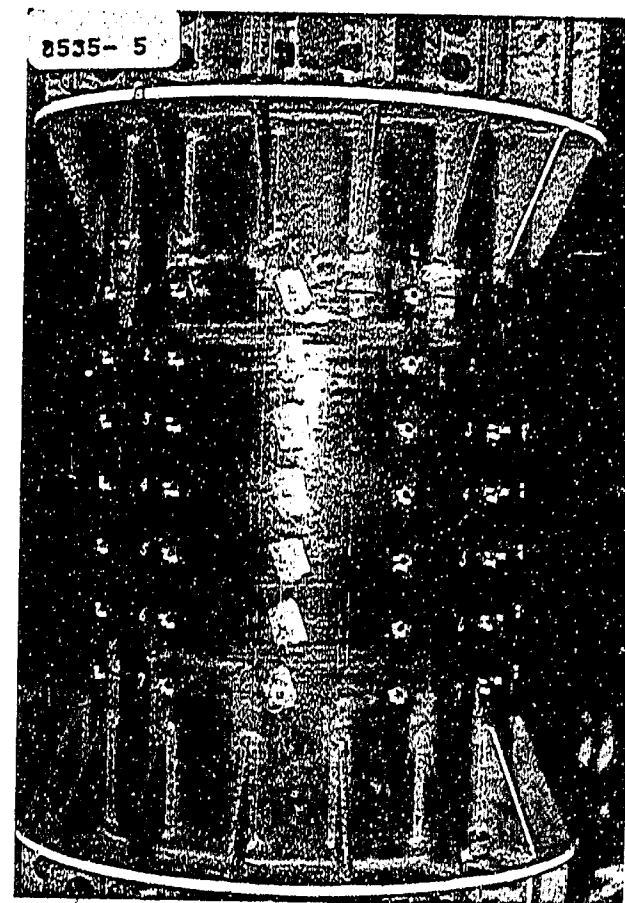


供試体設置状況

写真-4.1 載荷実験状況(その1)

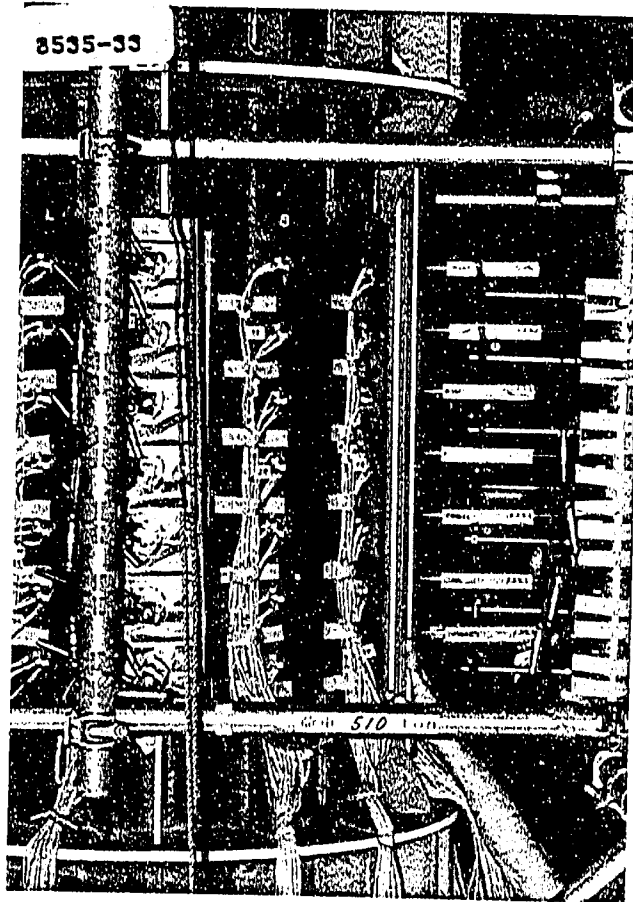


供試体B 1 ステップ16 (720 t. 最大荷重)

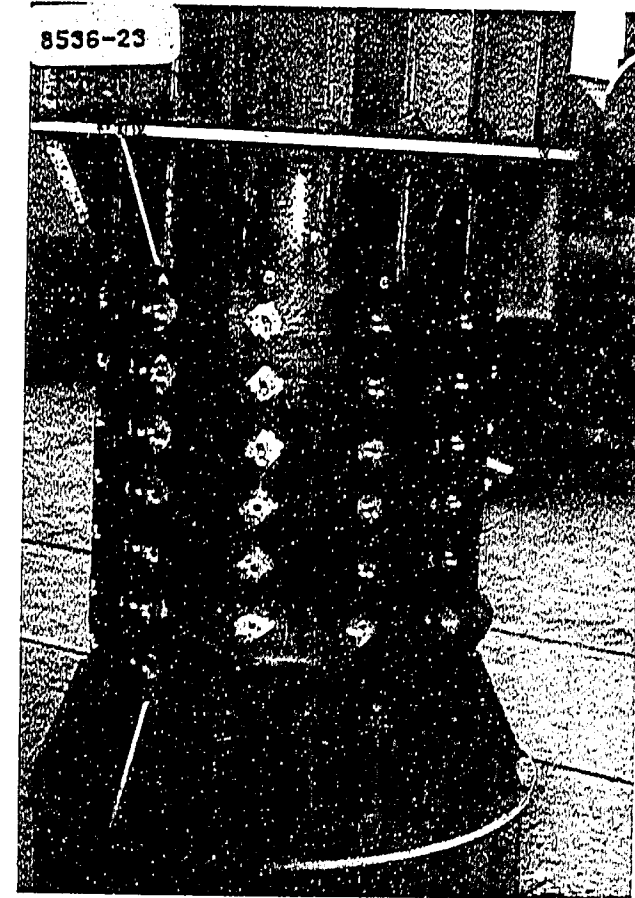


供試体B 1 載荷実験終了後

写真- 4.1 載荷実験状況 (その2)

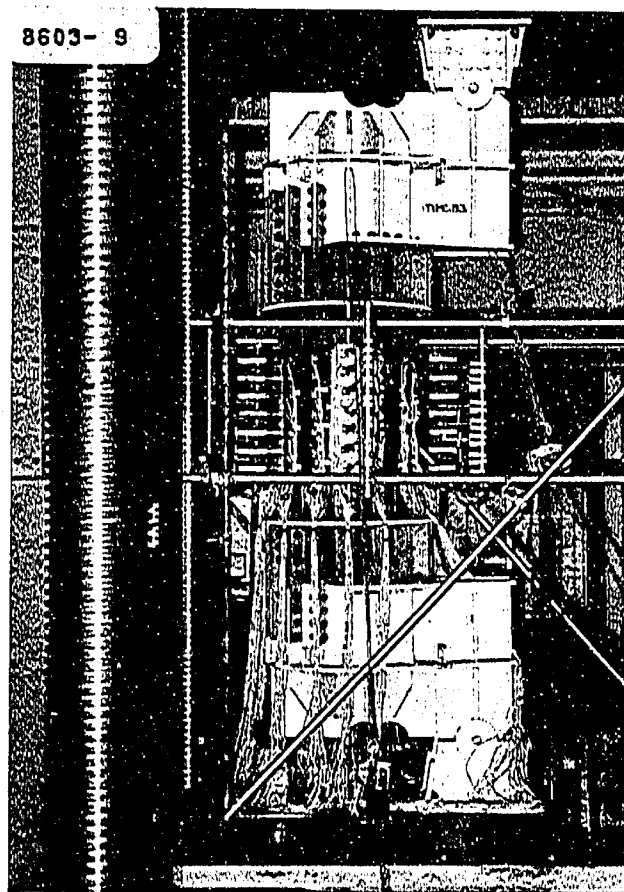


供試体B 2 ステップ14 (510 t, 最大荷重)

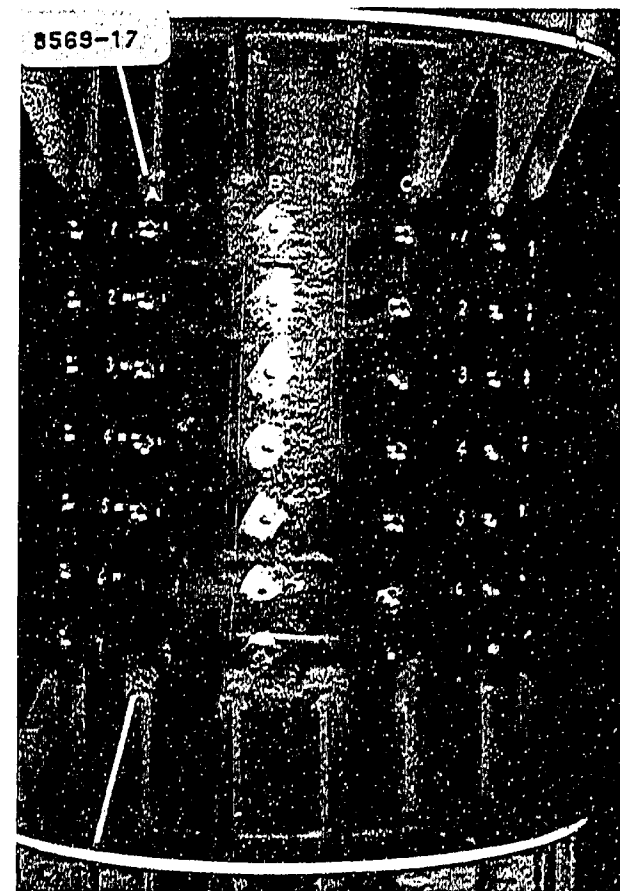


供試体B 2 載荷実験終了後

写真-4.1 載荷実験状況 (その3)



供試体B3 ステップ8 (234.2t, 最大荷重)



供試体B3 載荷実験終了後

写真-4.1 載荷実験状況 (その4)

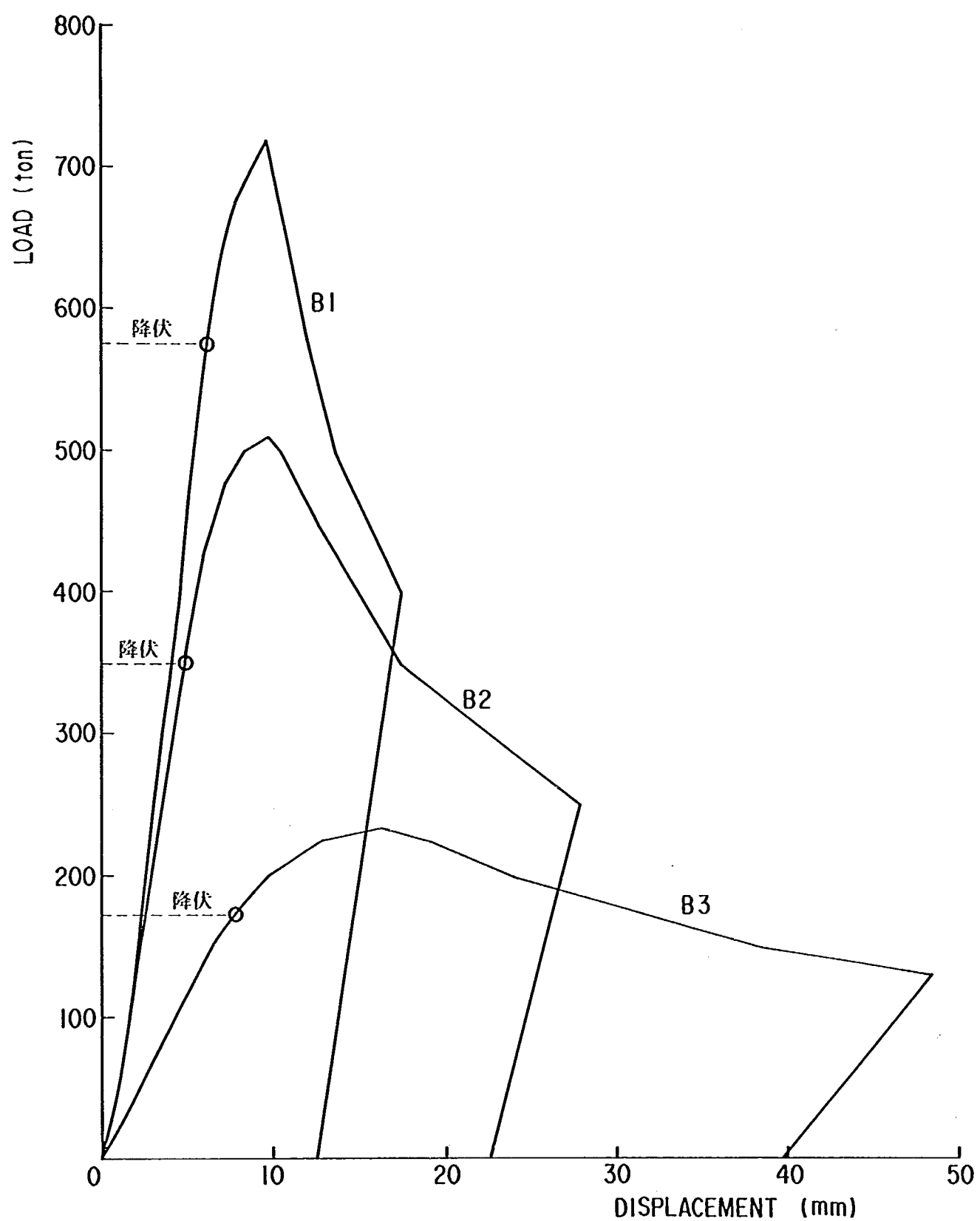
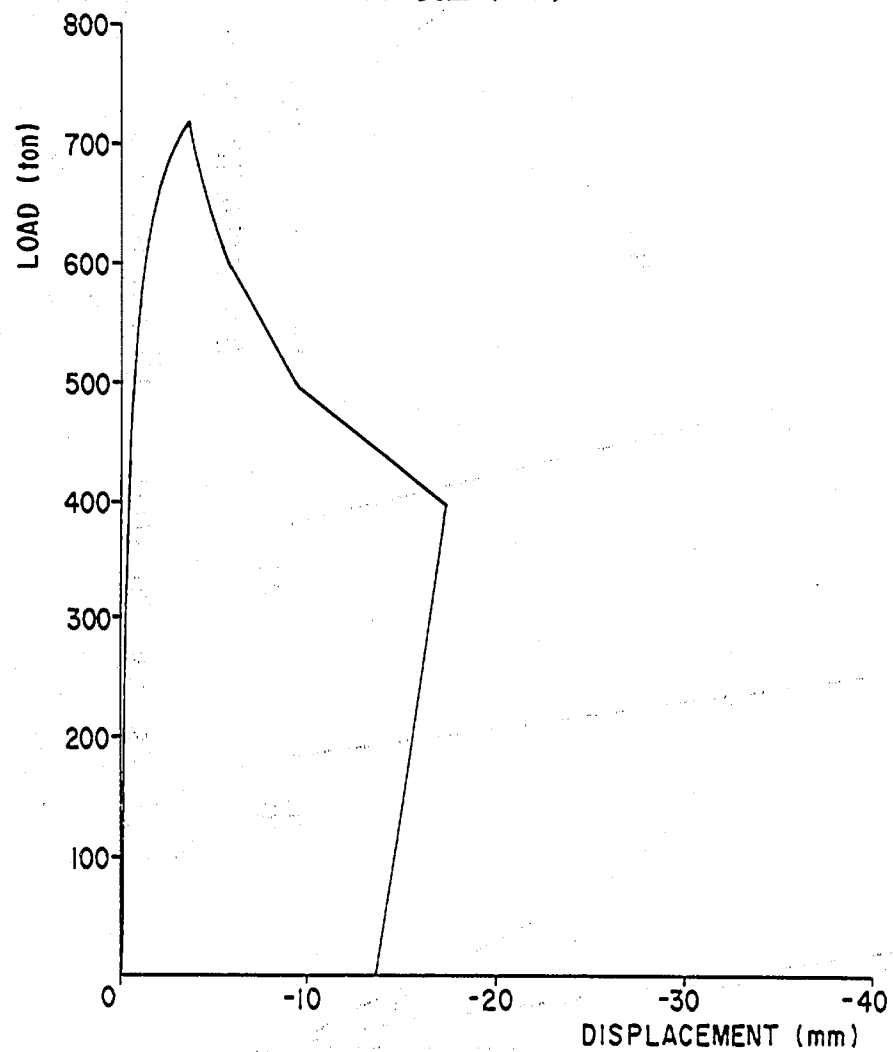


圖-4.3 荷重-鉛直變位曲線 (B 1, B 2, B 3)

供試体 B 1
面外変位 (D 1)



供試体 B 1
面外変位 (J 1)

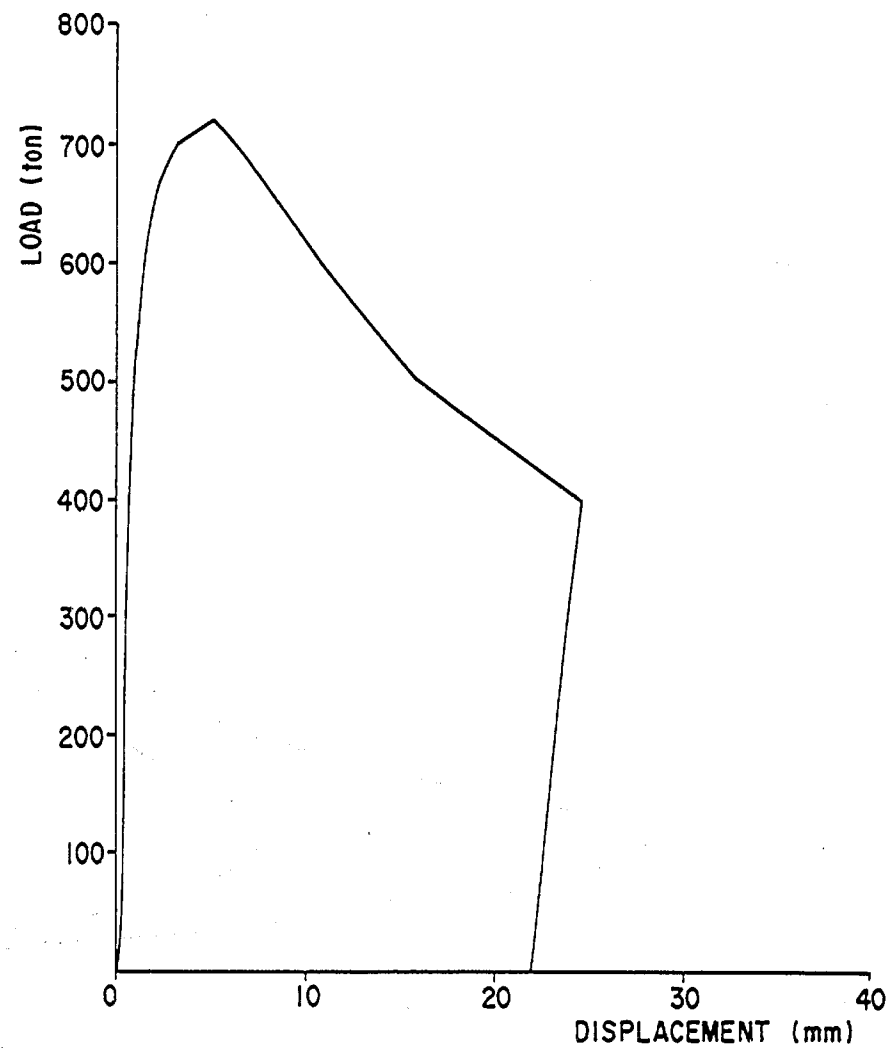
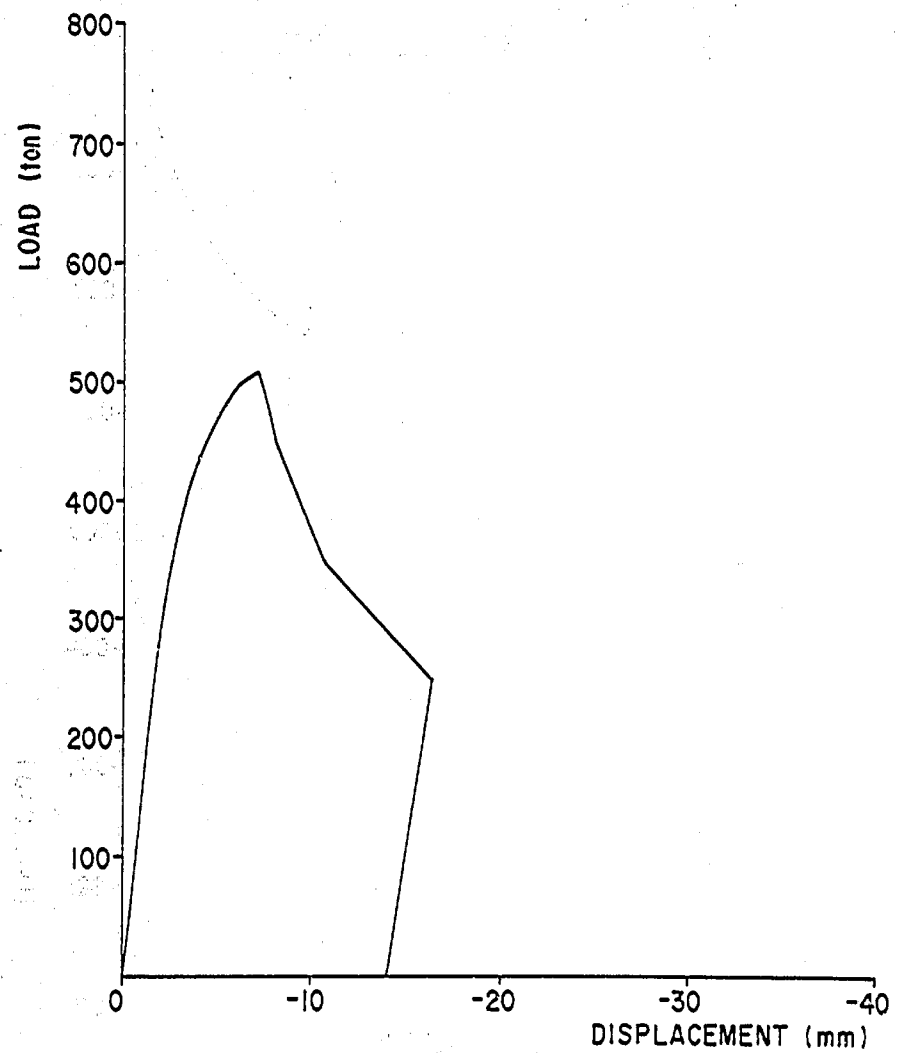


図 - 4. 4 荷重 - 面外変位図 (1) 供試体 B 1

供試体 B 2
面外変位 (D 7)



供試体 B 2
面外変位 (J 7)

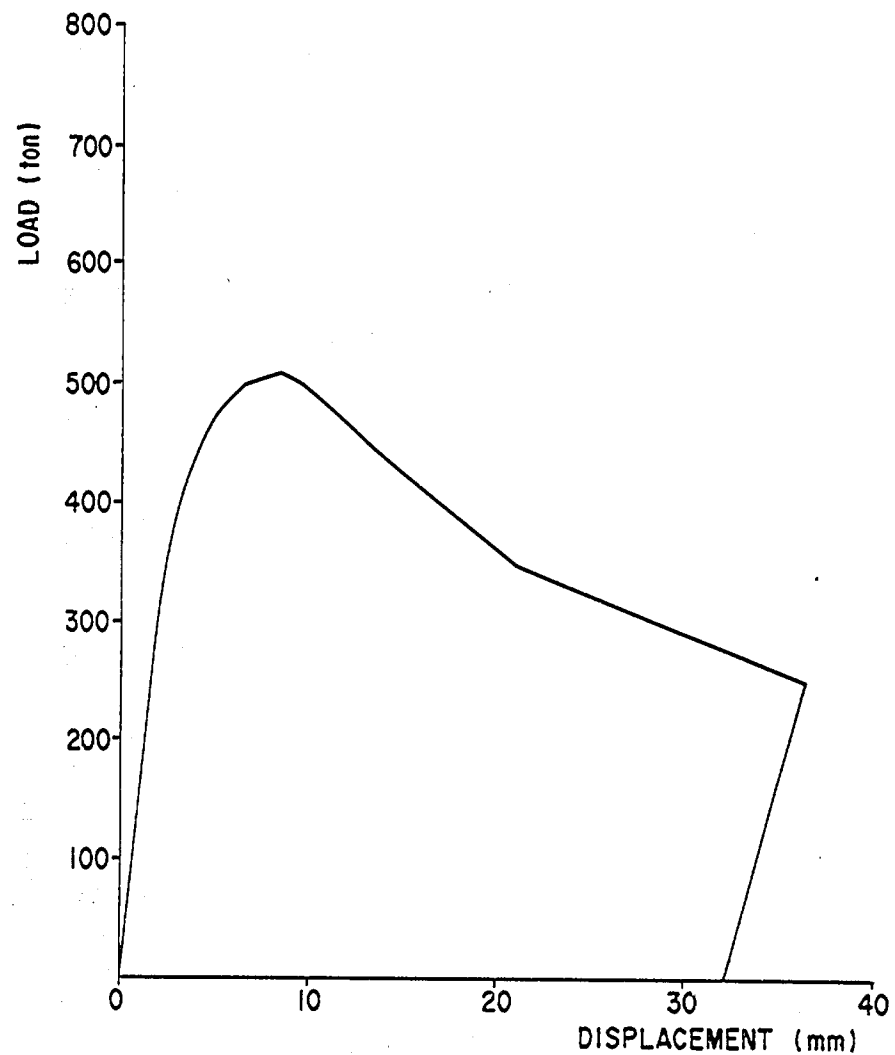
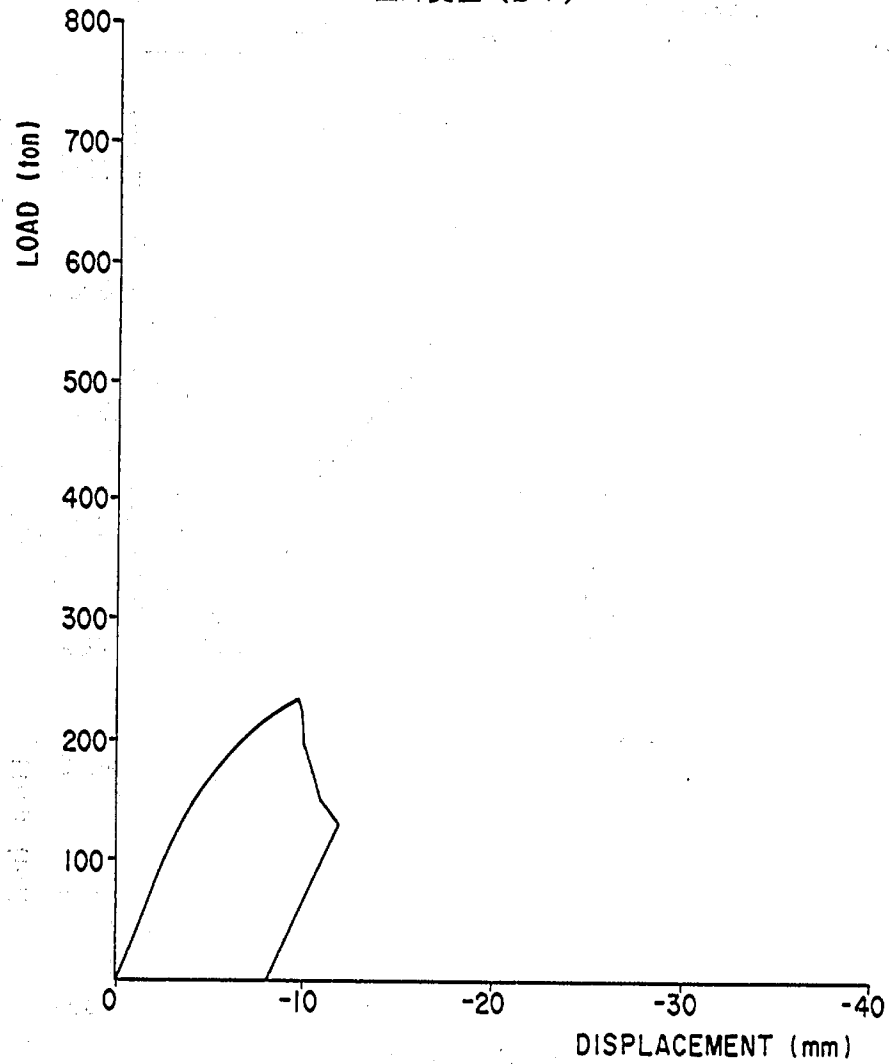


図-4.4 荷重-面外変位図 (2) 供試体 B 2

供試体 B 3
面外変位 (D 7)



供試体 B 3
面外変位 (J 7)

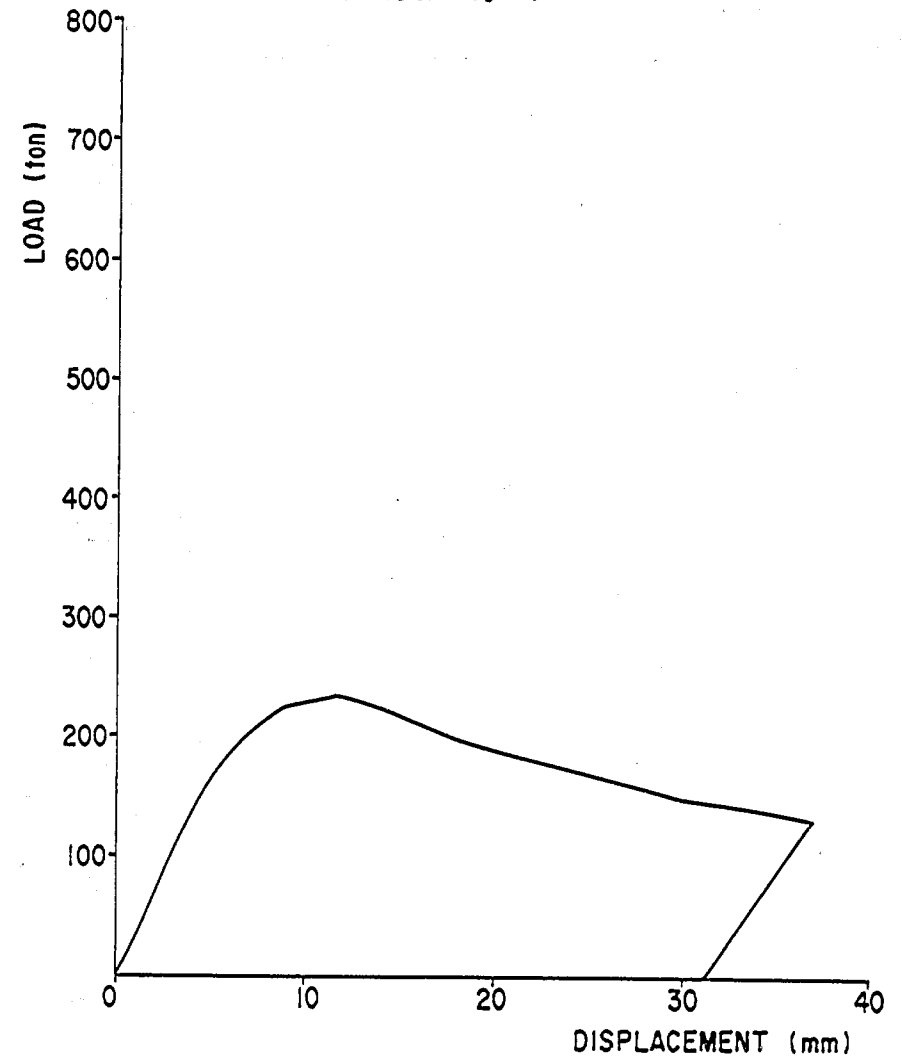


図 - 4.4 荷重 - 面外変位図 (3) 供試体 B 3

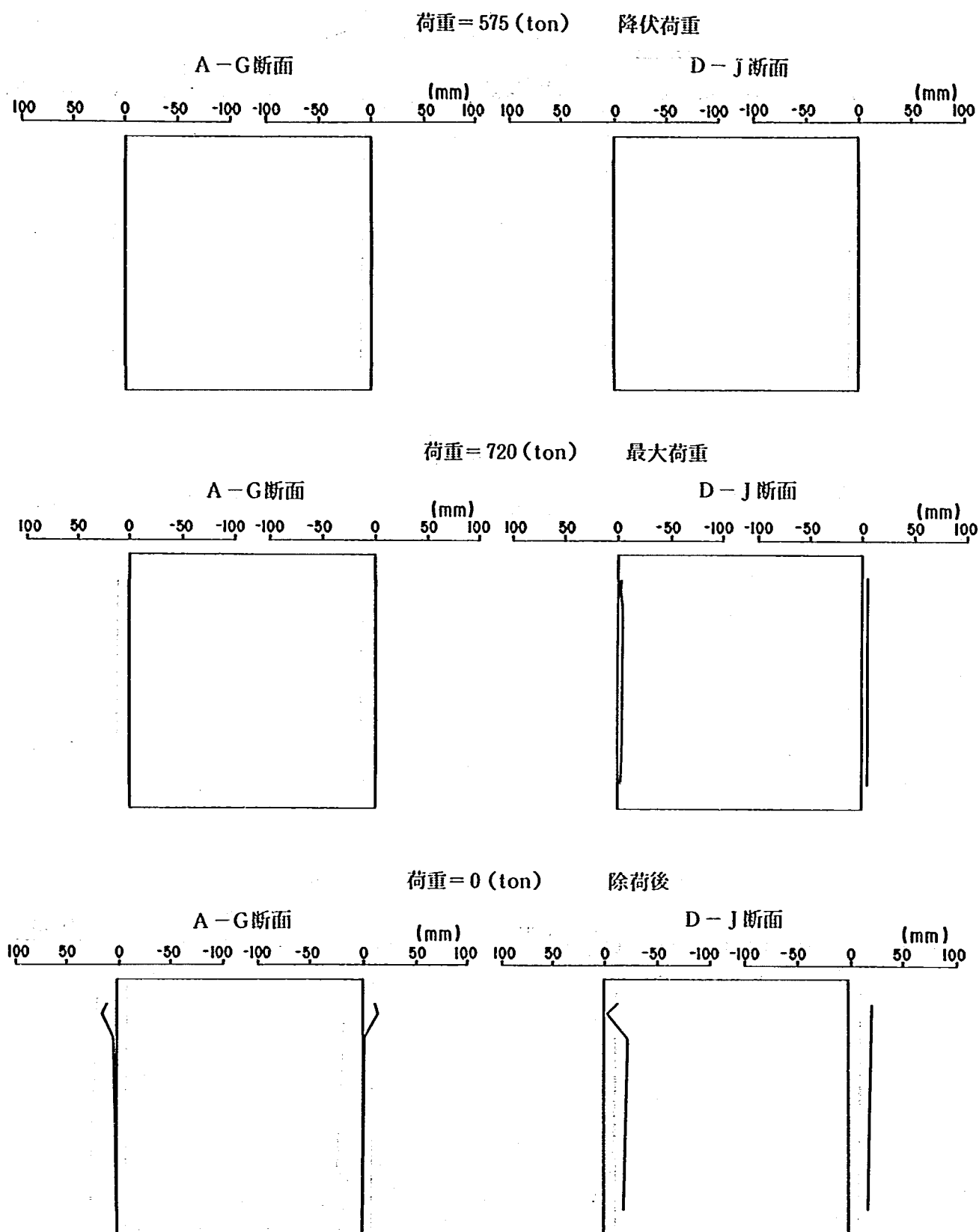


図-4.5 面外変位分布図 (1) 供試体B 1

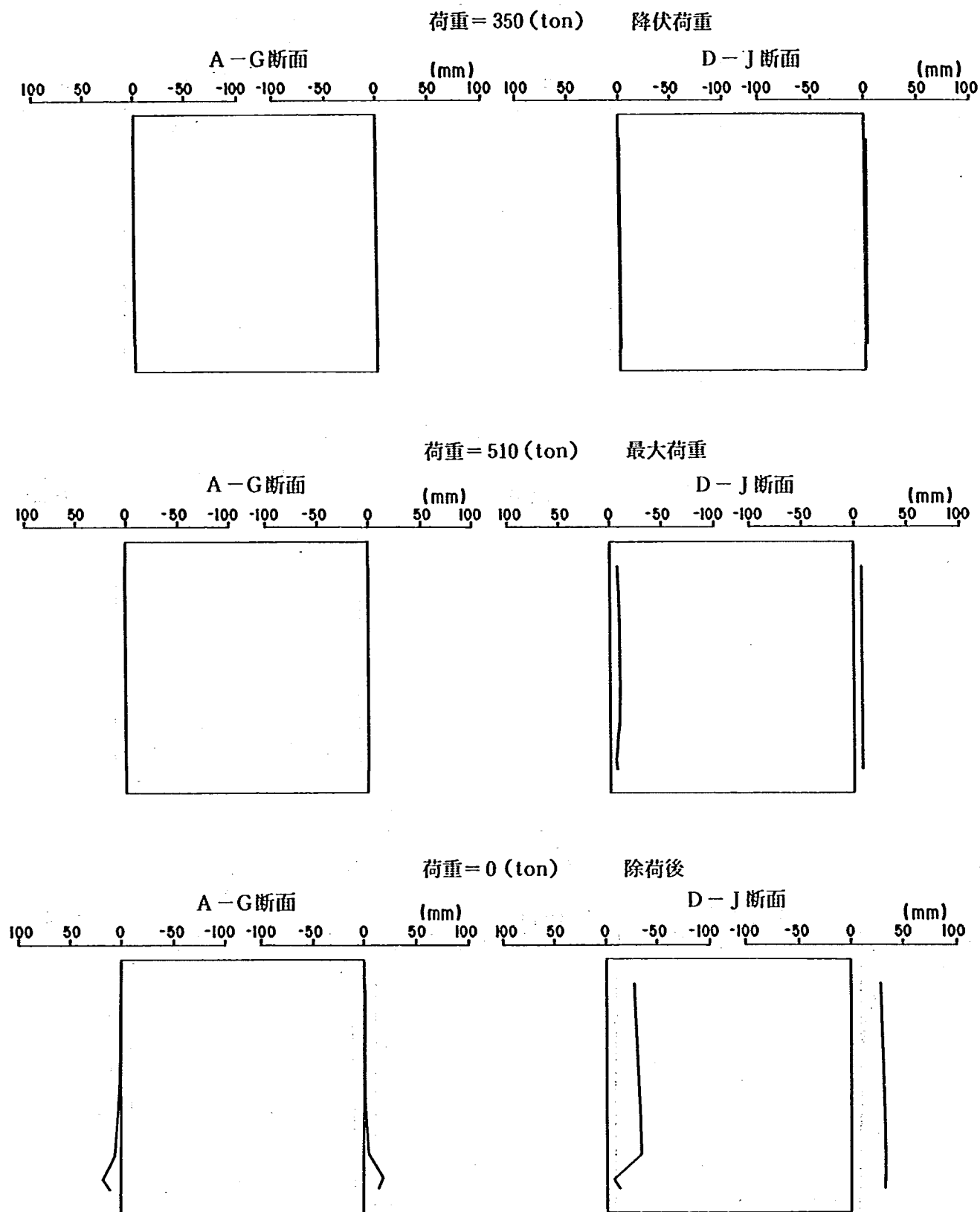


図-4.5 面外変位分布図 (2) 供試体B2

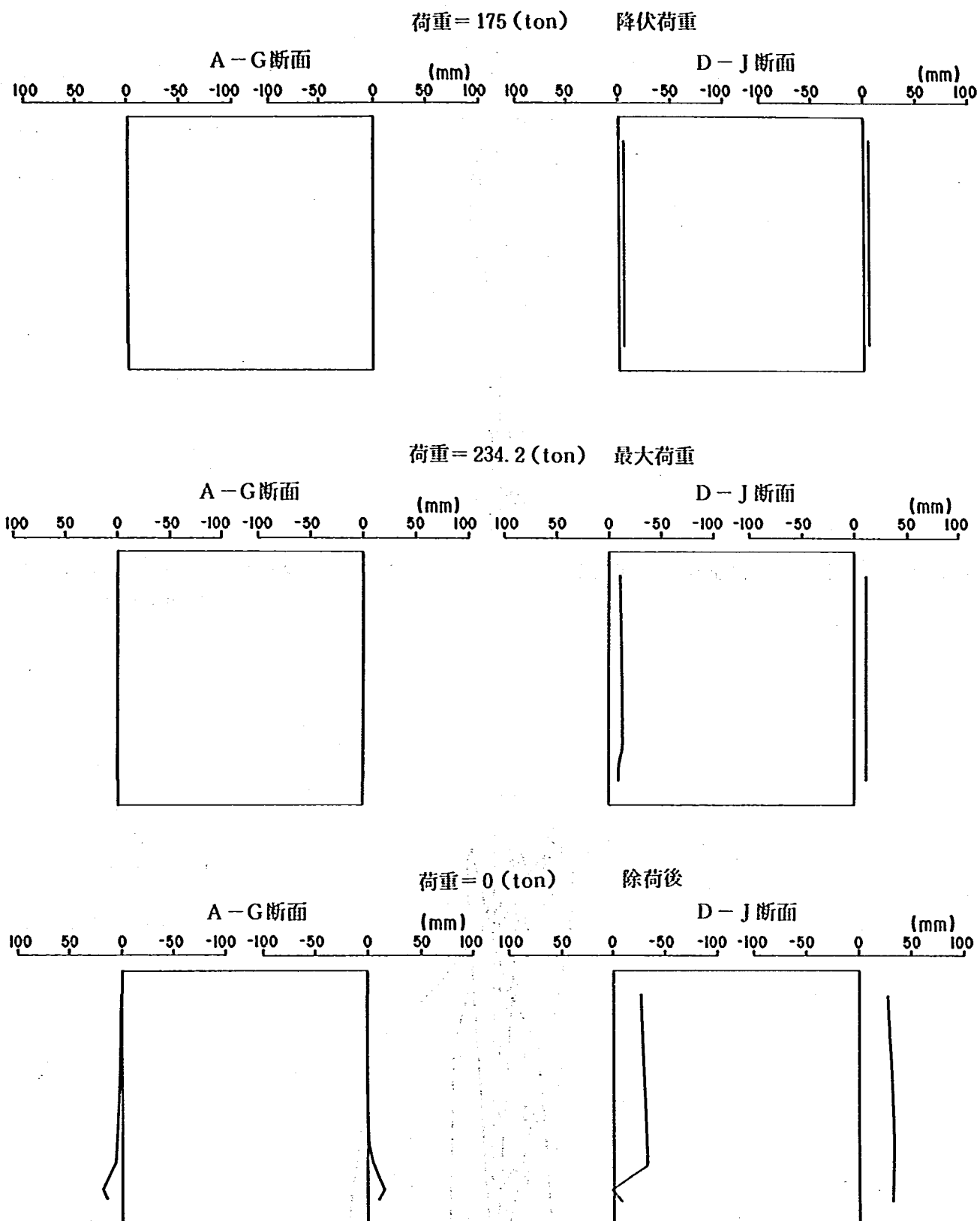


図-4.5 面外変位分布図 (3) 供試体B3

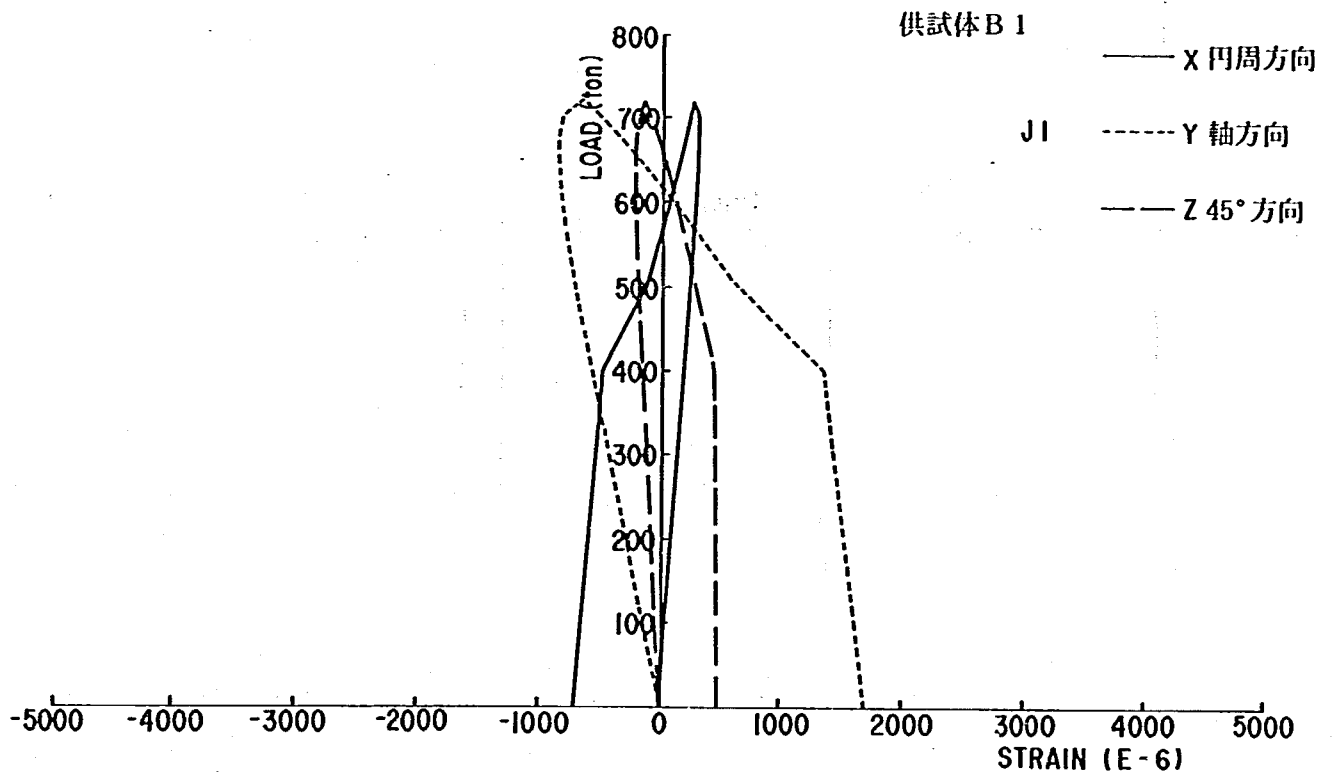
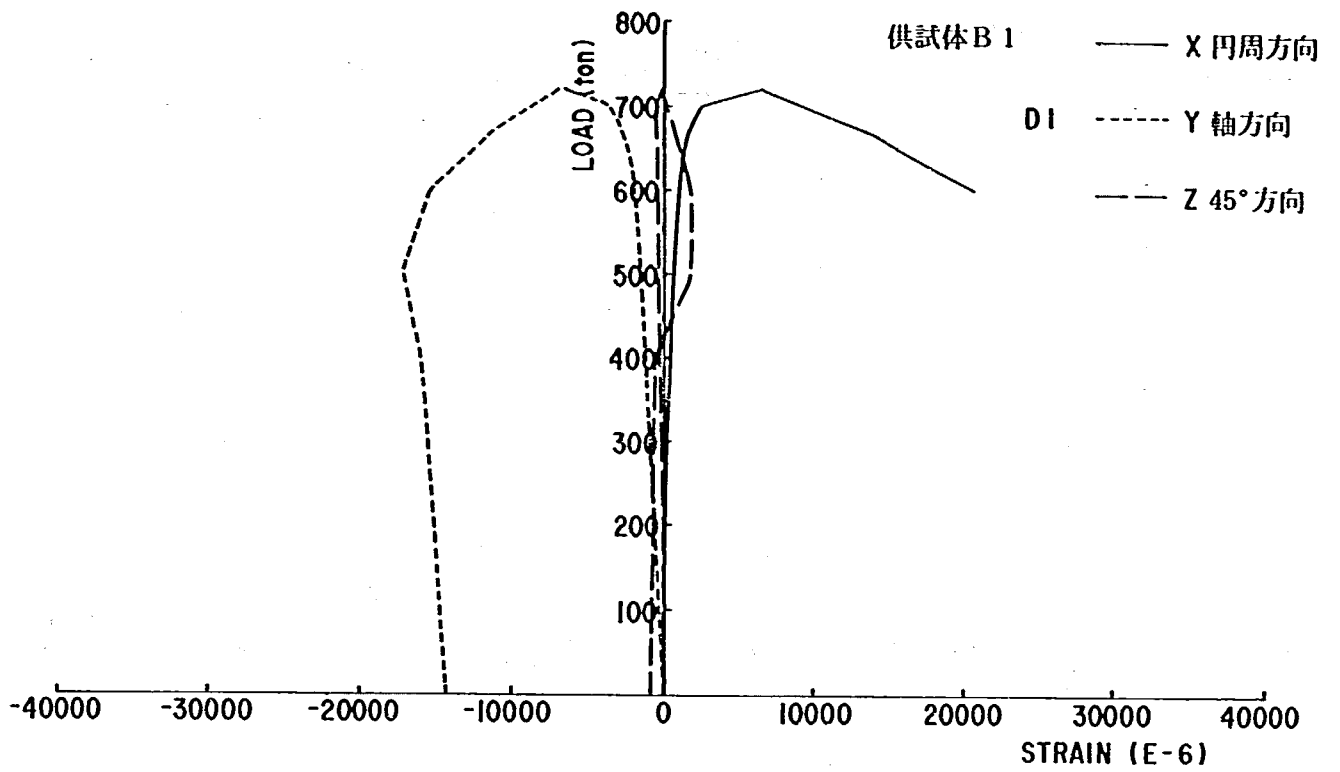


図-4.6 荷重-ひずみ曲線 (1) 供試体 B 1

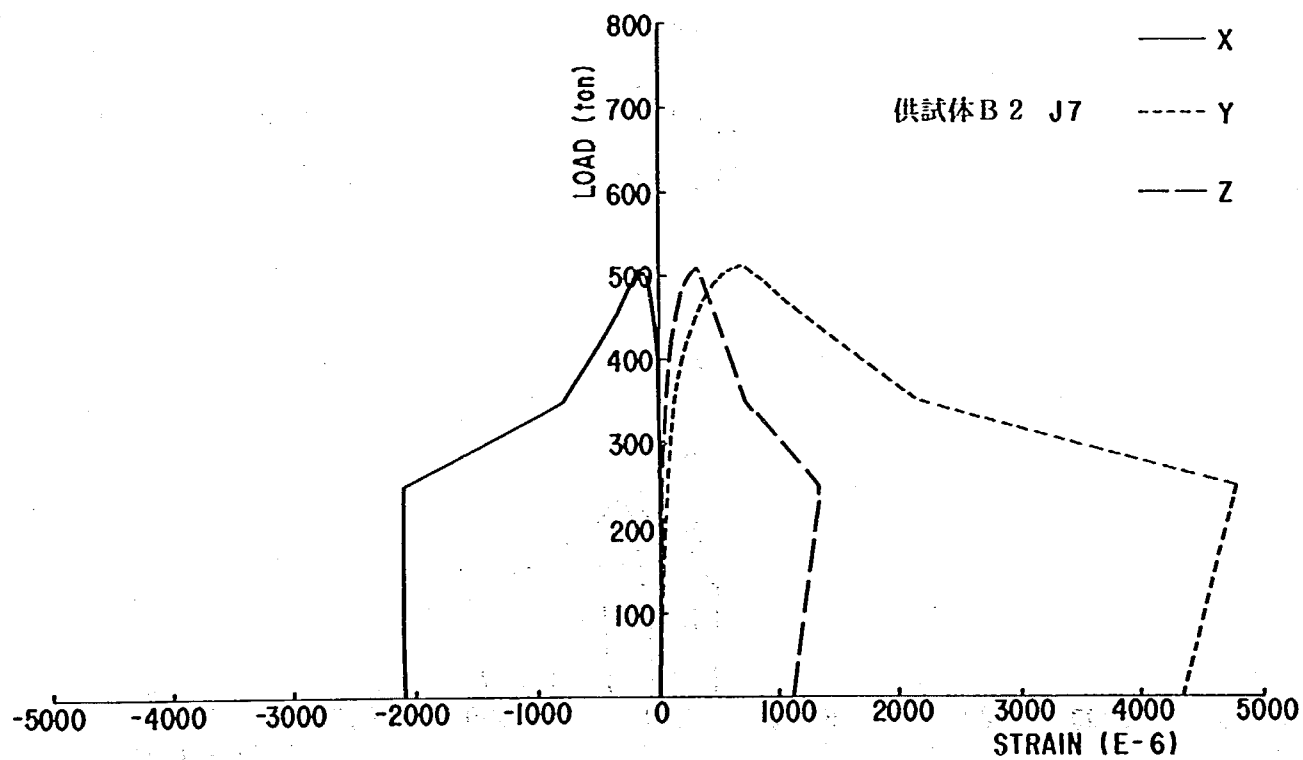
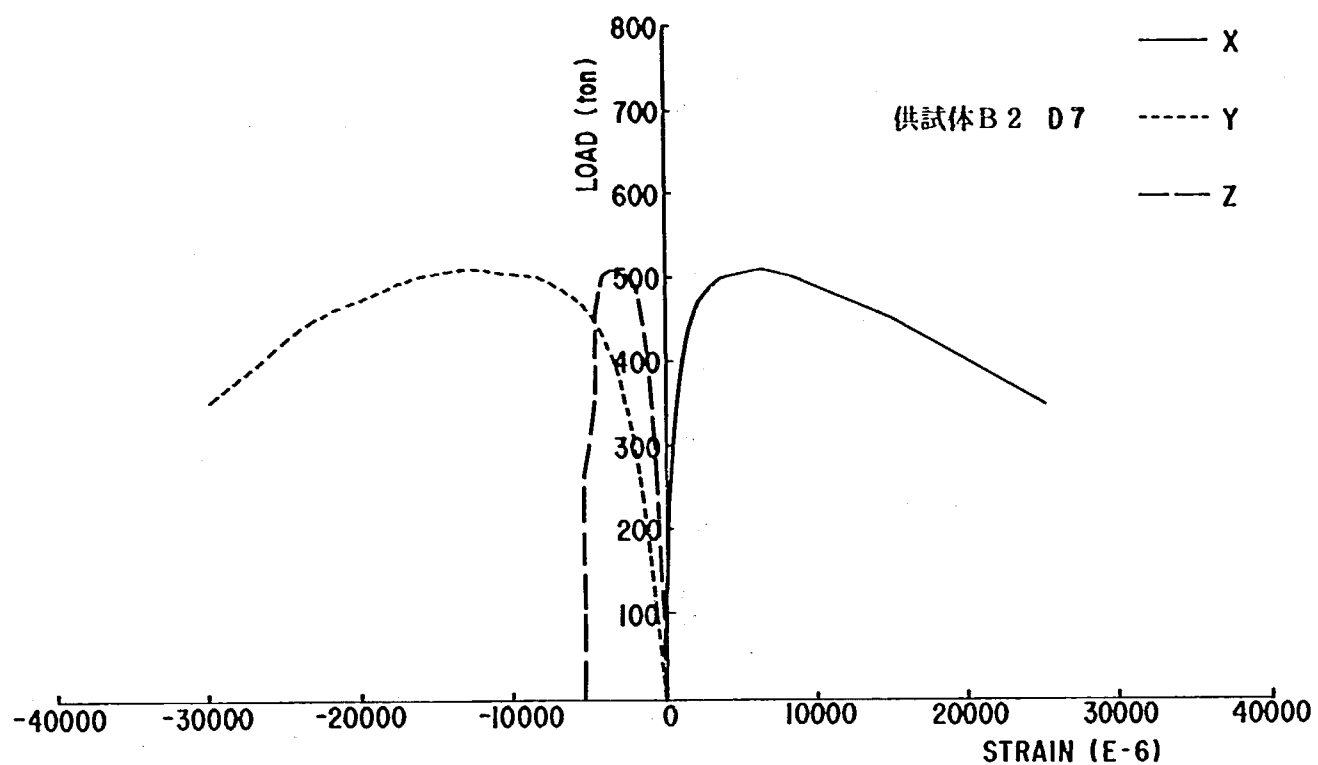


図-4.6 荷重-ひずみ曲線 (2) 供試体 B 2

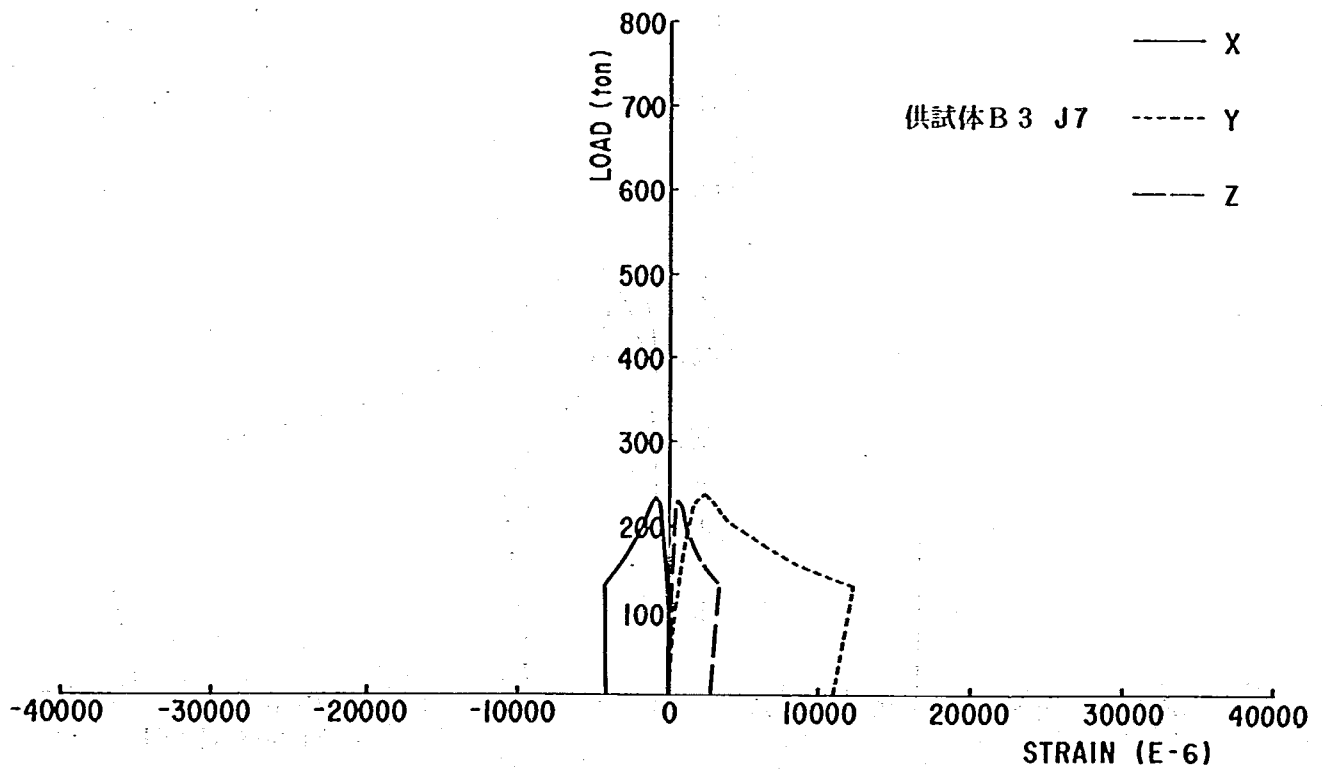
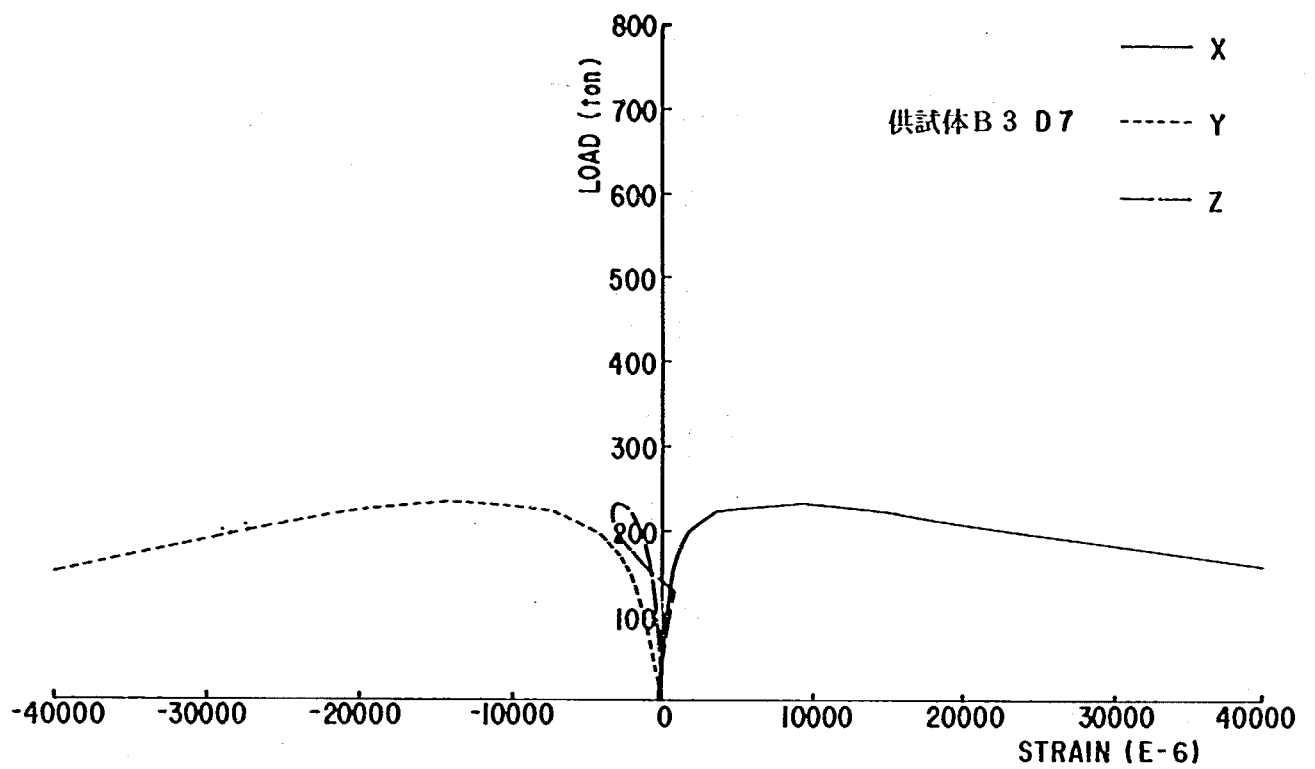


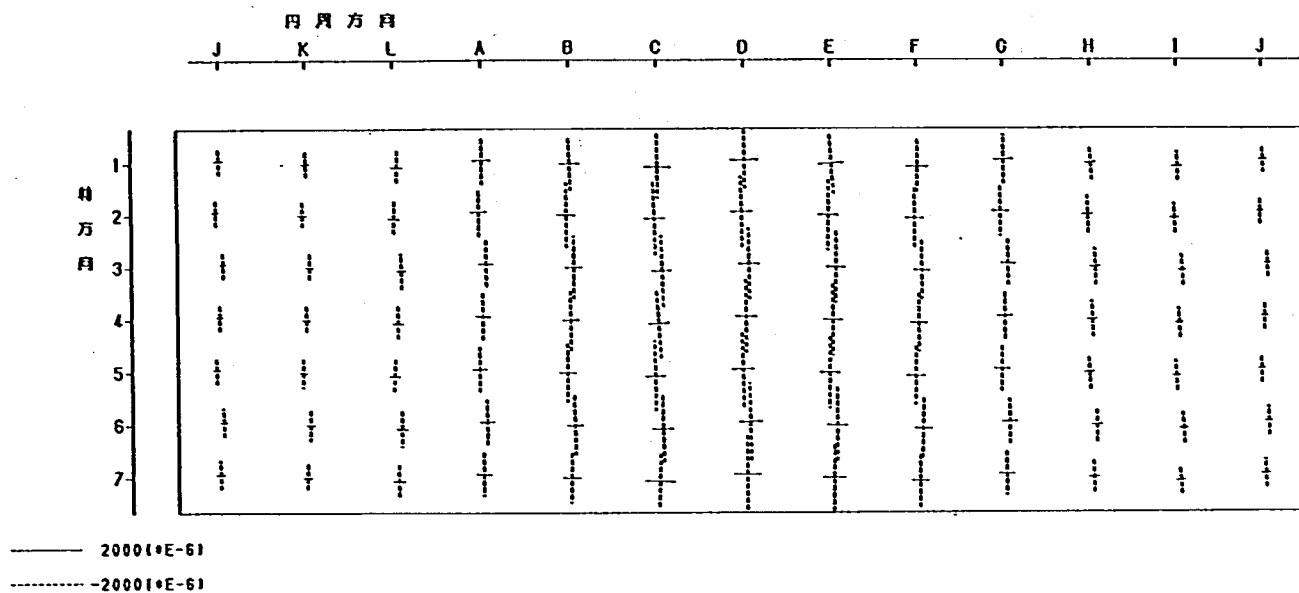
図-4.6 荷重-ひずみ曲線 (3) 供試体 B 3

① 降伏荷重

載荷ステップ = 9

荷重 = 550 ton

傾斜量 = 7 cm



② 最大荷重

載荷ステップ = 16

荷重 = 720 ton

傾斜量 = 7 cm

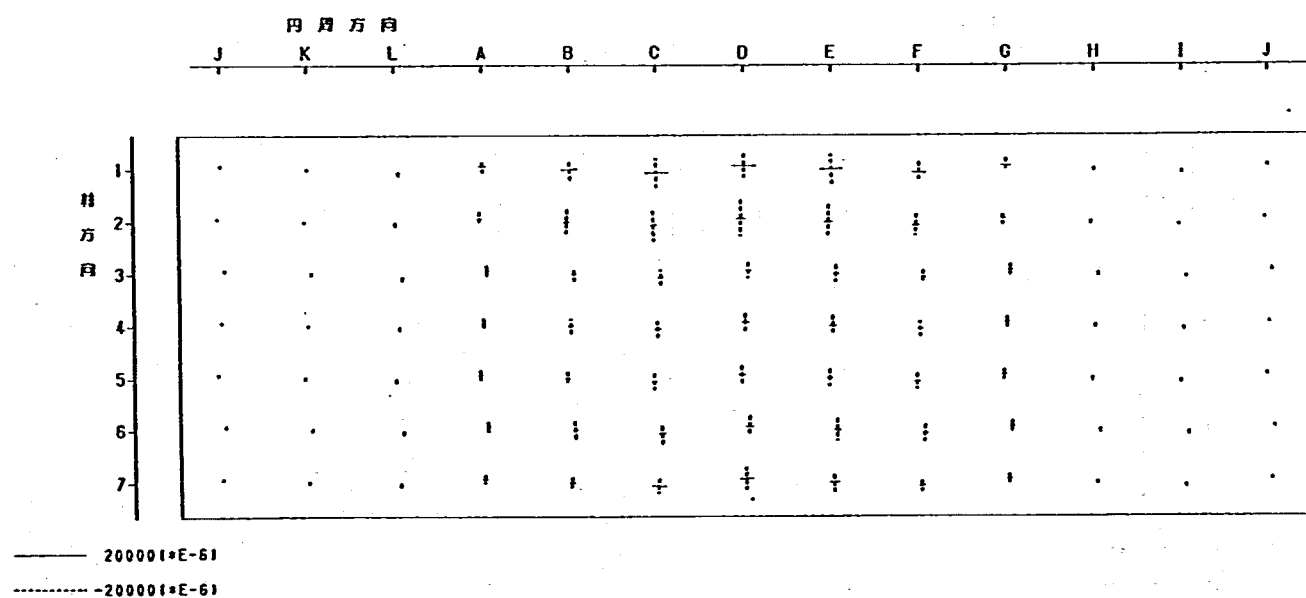


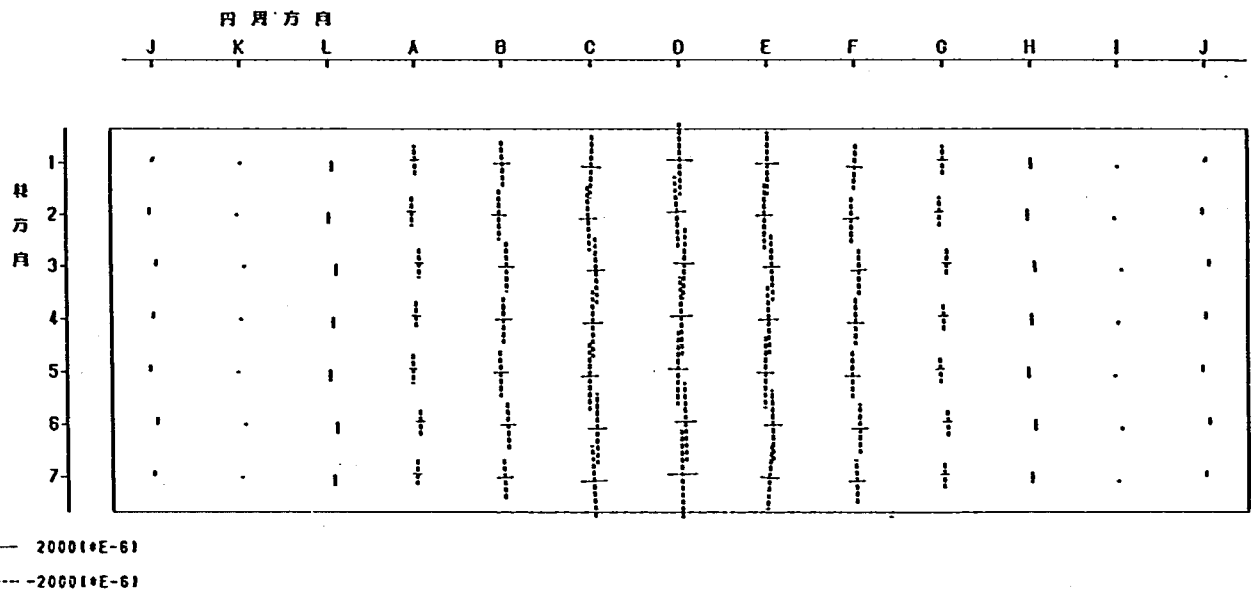
図-4.7 主ひずみ分布図 (1) 供試体B 1

① 降伏荷重

載荷ステップ=7

荷重=350 ton

荷重差=21 cm



② 最大荷重

載荷ステップ=14

荷重=510 ton

荷重差=21 cm

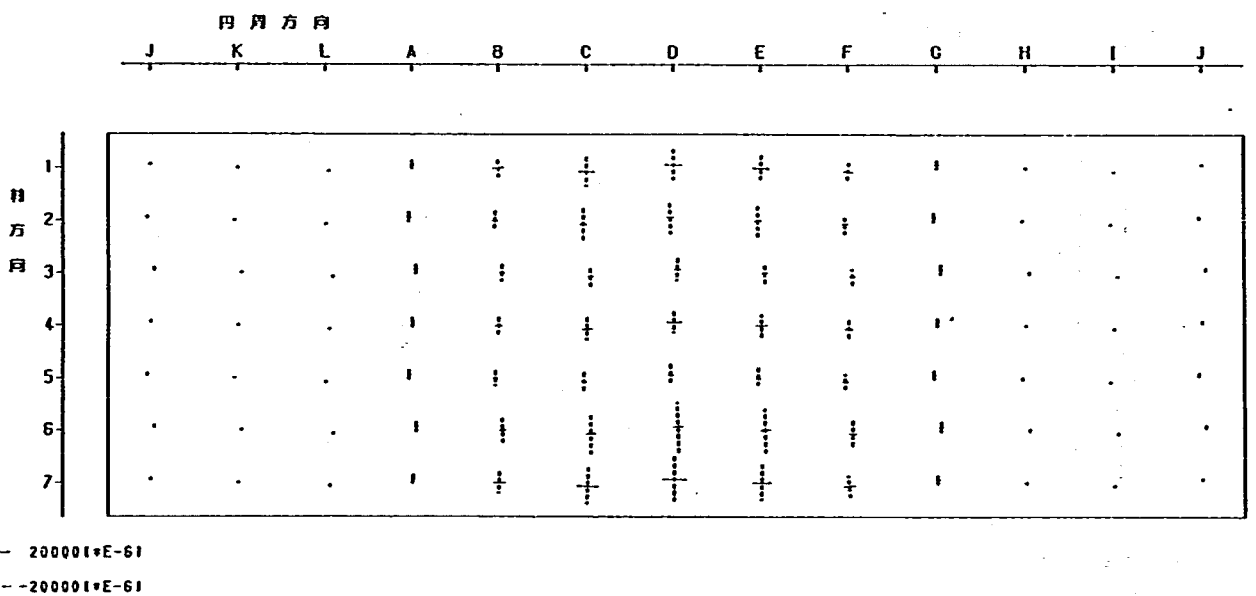


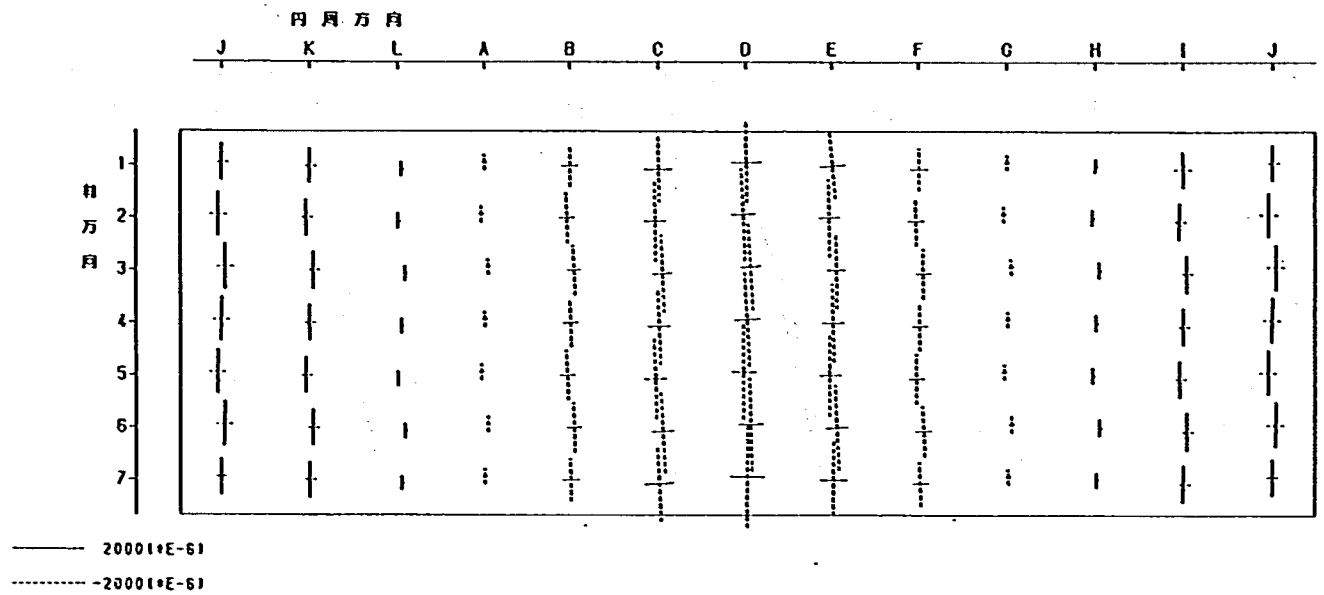
図-4.7 主ひずみ分布図 (2) 供試体B2

① 降伏荷重

載荷ステップ=5

荷重=175 ton

荷重差=67 cm



② 最大荷重

載荷ステップ=8

荷重=234.2 ton

荷重差=67 cm

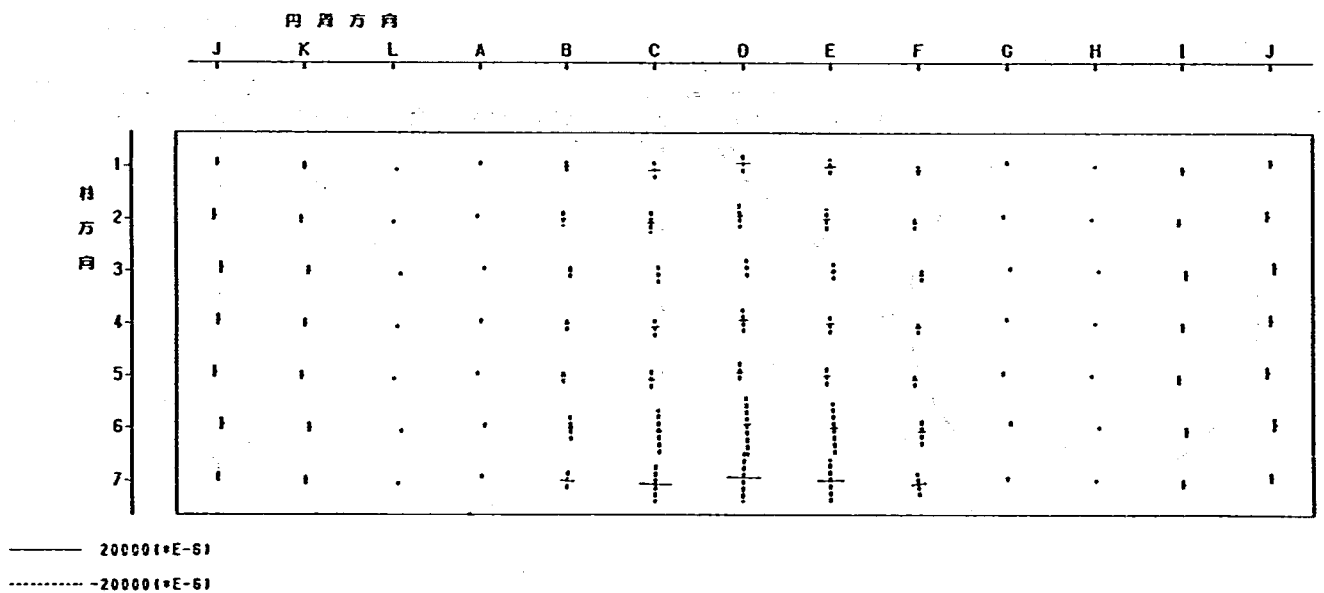
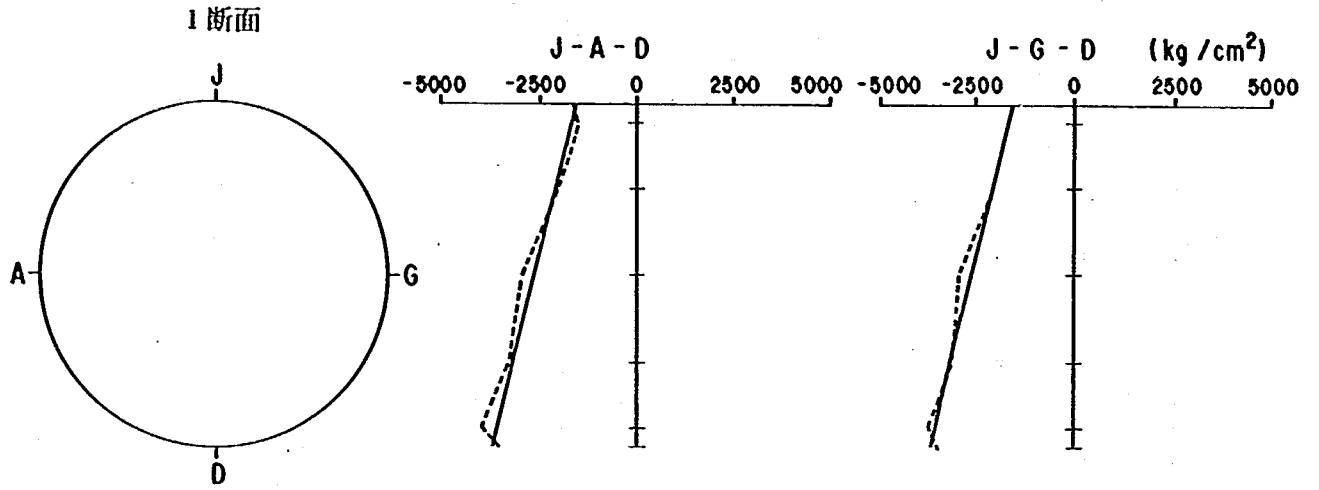


図-4.7 主ひずみ分布図 (3) 供試体B3

荷重 = 550 (ton) 降伏荷重

実線：計算値
点線：実測値



荷重 = 720 (ton) 最大荷重

実線：計算値
点線：実測値

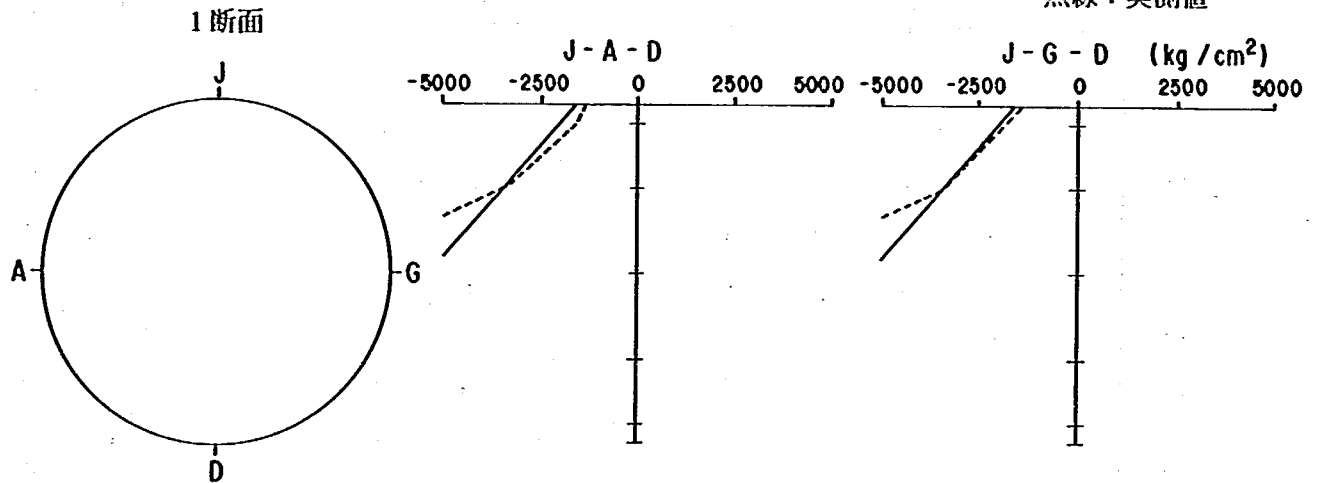


図 - 4.8 直応力分布図 (1) 供試体 B 1

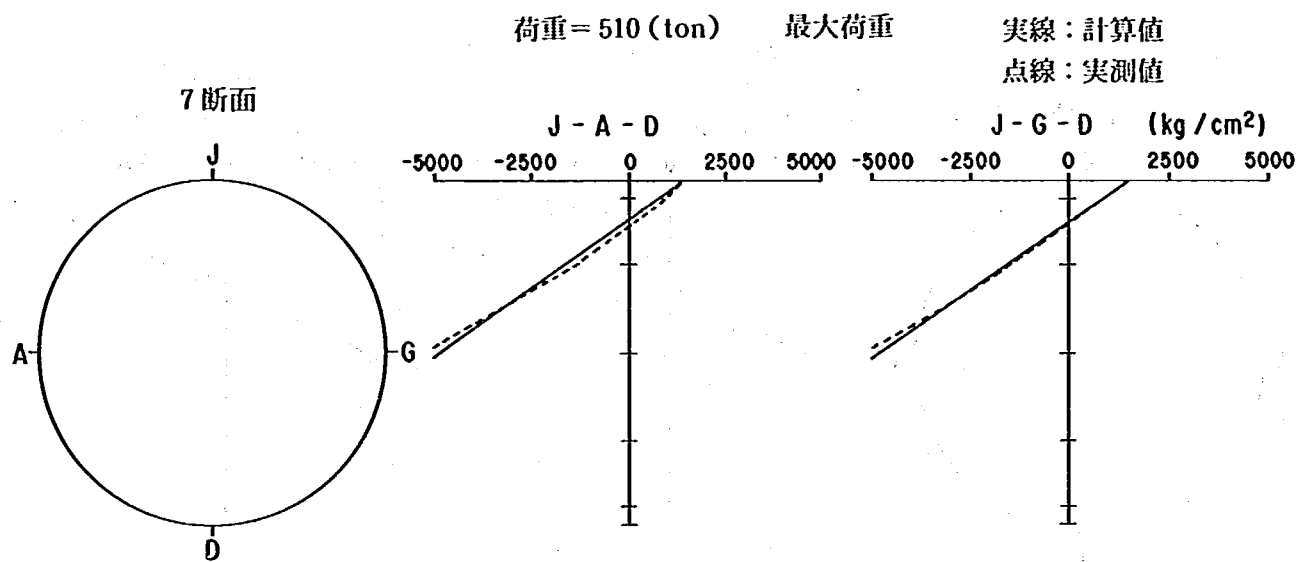
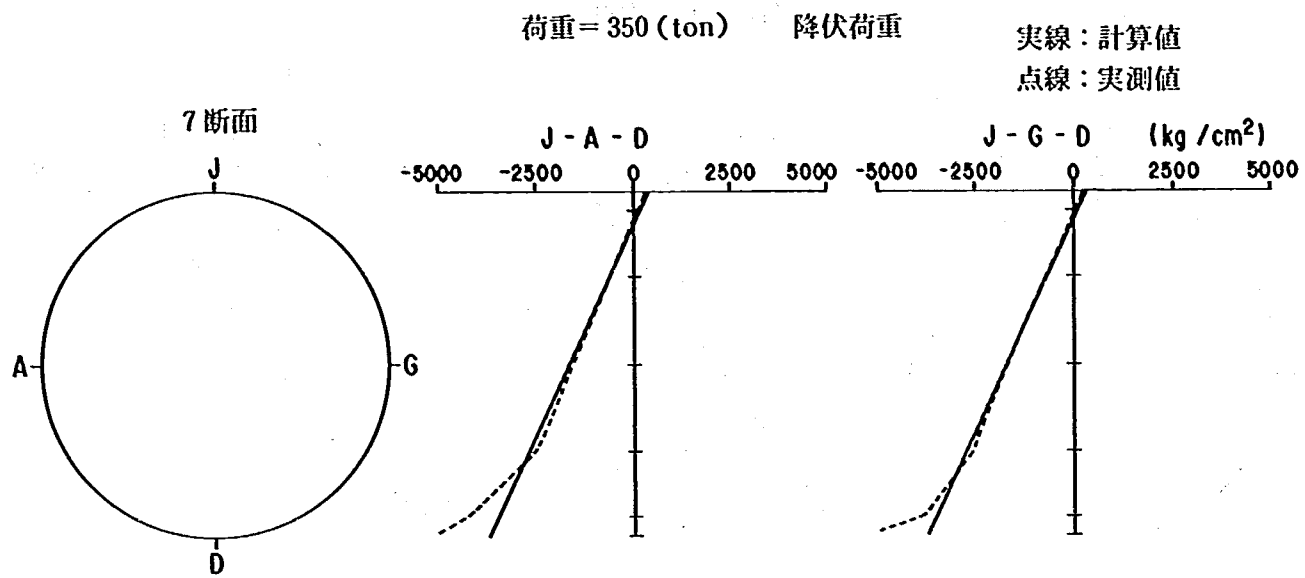


図-4.8 直応力分布図 (2) 供試体B 2

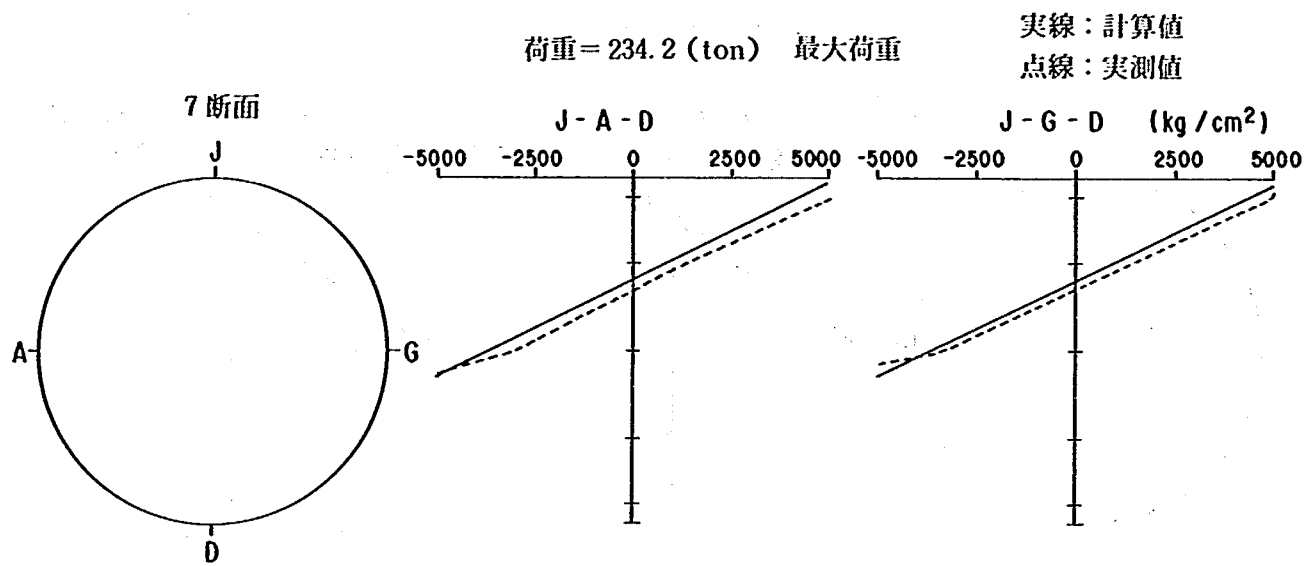
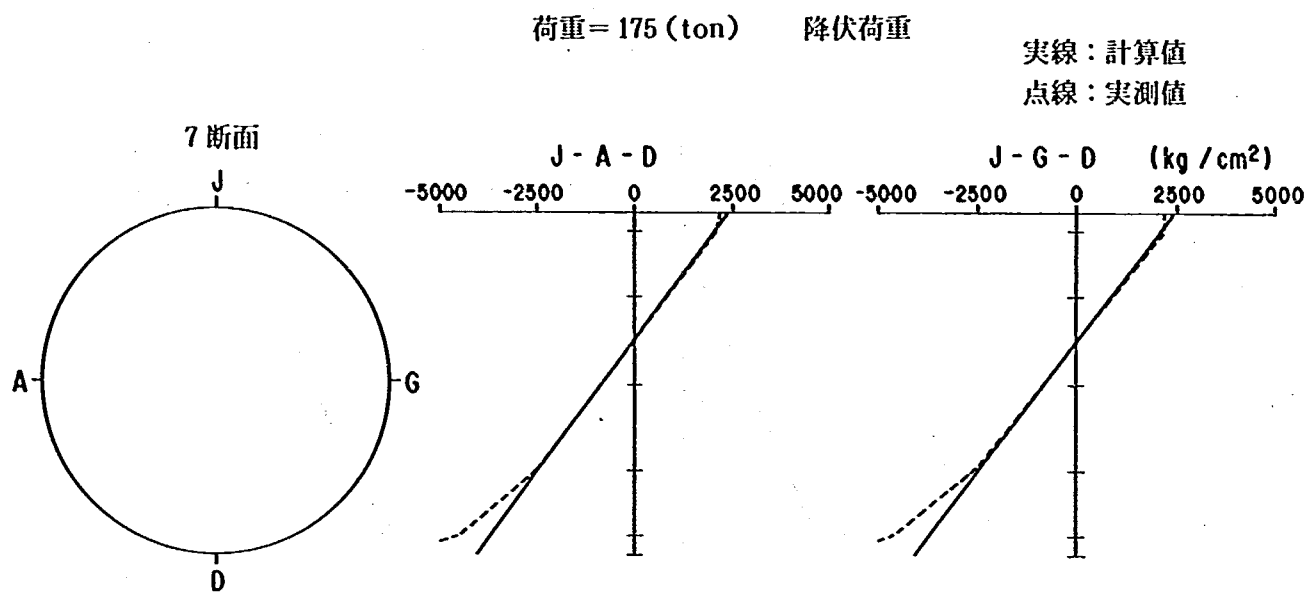


図 - 4.8 直応力分布図 (3) 供試体 B 3

表- 4.3 実験強度と計算強度の対比

	実 験 強 度				計 算 強 度					
	終 局		降 伏		終 局		設 計		降 伏	
	軸 力 (t)	曲 げ モーメント (t・m)	軸 力 (t)	曲 げ モーメント (t・m)	軸 力 (t)	曲 げ モーメント (t・m)	軸 力 (t)	曲 げ モーメント (t・m)	軸 力 (t)	曲 げ モーメント (t・m)
供試体 B 1	720 (0.97)	54.1 (1.04)	587 (0.79)	41.9 (0.81)	776 (1.04)	54 (1.04)	746 (1.00)	52 (1.00)	746	52
供試体 B 2	510 (1.08)	111.5 (1.13)	363 (0.77)	77.2 (0.78)	530 (1.12)	111 (1.12)	473 (1.00)	99 (1.00)	473	99
供試体 B 3	234.2 (1.09)	159.8 (1.11)	164 (0.76)	110.7 (0.77)	259 (1.20)	174 (1.21)	215 (1.00)	144 (1.00)	215	144

() 内は計算降伏強度との比率

表- 4.4 供試体のじん性率

	終局変位 δu (mm)		降伏変位 δy (mm)		じん性率 $\delta u / \delta y$	
	鉛 直	水 平	鉛 直	水 平	鉛 直	水 平
供試体 B 1	9.2	5.1	5.9	1.2	1.56	4.25
供試体 B 2	9.5	8.6	4.7	2.6	2.02	3.31
供試体 B 3	16.1	12.4	7.9	5.1	2.04	2.43

表-4.5 純圧縮, 純曲げ, 曲げ圧縮強度の比較

供試体		断面定数		Nu (t)	Mu (t・m)	σ_u (kg/cm ²)		Nyi (t)	Myi (t・m)	σ_{yi} (kg/cm ²)		$\frac{Nu}{\sigma_y \cdot A}$	$\frac{Mu}{\sigma_y \cdot Z}$	$\frac{Nyi}{\sigma_y \cdot A}$	$\frac{Myi}{\sigma_y \cdot Z}$	σ_y (kg/cm ²)	備 考
		A (cm ²)	Z (cm ³)			$\frac{Nu}{A}$	$\frac{Mu}{Z}$			$\frac{Nyi}{A}$	$\frac{Myi}{Z}$						
61-B	711.2 ϕ × 9.5	209.4	—	642.8	—	3070	—	565	—	2698	—	0.93	—	0.82	—	3300	軸圧縮
62-B	〃	—	3630	—	144.1	—	3970	—	87.0	—	2397	—	1.20	—	0.73	3300	純曲げ
63-B1	〃	209.4	〃	720	54.1	3438	1490	587	41.9	2803	1154	0.69	0.30	0.56	0.23	5000	曲げ圧縮
63-B2	〃	〃	〃	510	111.5	2436	3072	363	77.2	1734	2127	0.49	0.61	0.35	0.43	5000	〃
63-B3	〃	〃	〃	234.2	159.8	1118	4402	164	110.7	783	3050	0.22	0.88	0.16	0.61	5000	〃

記号の説明

A : 鋼管の断面積 (cm²)

Z : 鋼管の断面係数 (cm³)

Nu : 最大荷重 (t)

Mu : 最大荷重時の曲げモーメント (t・m)

Nyi : 降伏荷重 (t)

Myi : 降伏荷重時の曲げモーメント (t・m)

σ_u : 極限応力度 (kg/cm²)

σ_{yi} : 降伏応力度 (kg/cm²)

σ_y : 実験材料のミルシートからピックアップした降伏点強度 (kg/cm²)

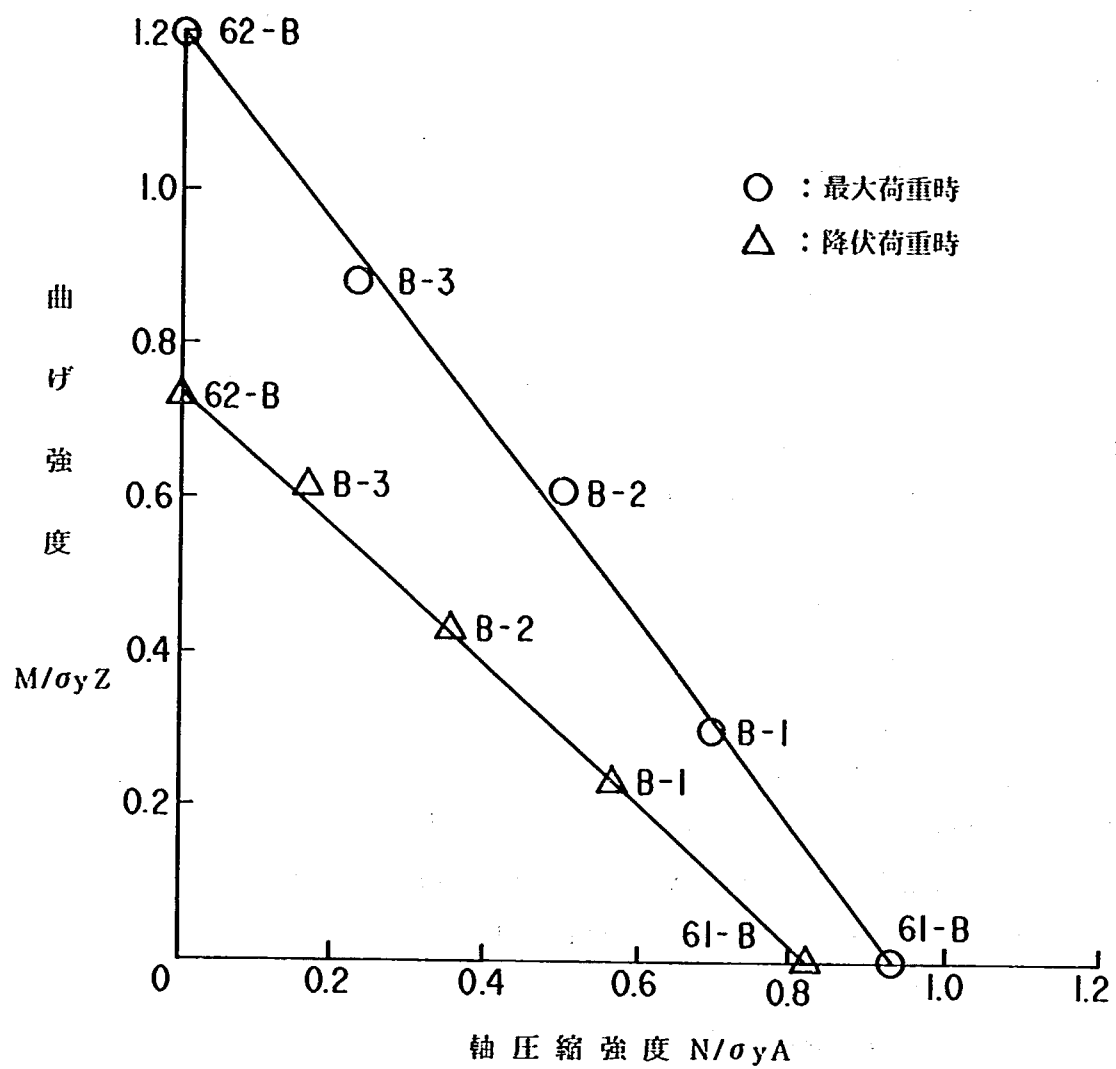


図-4.9 軸圧縮強度と曲げ強度の関係

5. 鋼管の限界状態設計法に関する検討

5.1 限界状態設計法の照査式

日本道路協会限界状態設計法分科会で検討されている限界状態設計法による道路橋示方書では、鋼管の限界状態照査式は次式で与えられている⁹⁾。

1) 軸圧縮力を受ける部材

$$\nu (P/P_u) \leq 1 \quad \dots\dots (5.1)$$

ただし、 ν : 安全率

P : 作用軸力

P_u : 断面の圧縮耐力, $P_u = A \sigma_{cu}$

A : 断面積

σ_{cu} : 軸方向圧縮強度

2) 曲げを受ける部材

$$\nu (M/M_u) \leq 1 \quad \dots\dots (5.2)$$

ただし、 M : 作用曲げモーメント

M_u : 終局曲げモーメント, $M_u = (I/Y) \sigma_{bu}$

I : 断面二次モーメント

Y : 中立軸から断面縁端部までの距離

σ_{bu} : 曲げ強度

3) 曲げと軸圧縮力を受ける部材

$$\nu (P/P_u) + \nu (M^*/M_u) \leq 1 \quad \dots\dots (5.3)$$

ただし、 M^* : 軸圧縮力による付加曲げモーメントを考慮した

作用曲げモーメント, $M^* = M / (1 - \nu (P/P_{cr}))$

P_{cr} : オイラー座屈強度 $P_{cr} = \pi^2 EI / L^2$

E : ヤング係数

L : 部材の有効座屈長

(5.1) (5.2) (5.3) いずれの照査式とも、従来の許容応力度設計法の照査式と比較して、応力表示と断面力表示の違い、安全率が強度に含まれているか否かの違いを除いては、内容的な差異はない。

しかしながら、曲げを受ける部材で、鋼管の終局耐力 M_u として降伏モーメント M_y を用いた場合、実際の断面全体の終局強度である塑性モーメント M_p とは異なる値となることに注意が必要である。通常、薄肉の鋼構造物ではこの違いが小さいため、断面の一部が降伏した状態を断面全体の終局限界状態と見なすことが一般的であるが、限界状態設計法を採用したカナダ・オンタリオ州道路橋設計規準¹⁰⁾のように、梁または桁が塑性モーメントに到達する前に局部座屈を生じないようにフランジと腹板の厚さが制限されたコンパクト断面では、部材耐力として塑性モーメント耐力の設計用値を、局部座屈が生じる可能性があるノ

ソコンパング断面では部材耐力として降伏モーメントを用いることとしているものもある。ただし、「部材耐力として塑性モーメント耐力の設計用値を用いる場合でも構造解析は弾性解析を基本としており、モーメントの再配分を考慮した塑性解析が許可されている訳ではない。塑性設計を行うためには、部材断面が塑性モーメント耐力に達するのみならず、モーメントの再配分を可能にする部材の顕著な回転が生じる間、その耐力を維持しなければならない、そのためにはさらに厳しい板厚制限が必要である。」とある。

また、海洋構造物の設計基準¹⁰⁾のように、この違いを考慮するため、規定した耐力特性値を破壊モード係数により補正して用いることとしているものもある。

すなわち、

$$M_r = M_u / r_m \kappa \quad \dots\dots (5.4)$$

ここに、 M_r : 設計用曲げモーメント耐力

M_u : 照査する断面の曲げモーメント耐力特性値であり、ここでは次式の降伏曲げモーメントとする。

$$M_u = Z \cdot \bar{F}$$

Z : 断面係数

$\bar{F}$: 鋼管の局部座屈強度特性値

r_m : 材料係数 (1.15 とする)

κ : 曲げに対する破壊モード係数 (0.9 とする)

κ の値に関する解説として「鋼管の形状係数 (塑性モーメント / 降伏モーメント) は約 1.3 であり、H 形鋼の約 1.1 に比べて大きく、H 形鋼に比べて降伏後の剰余耐力をある程度期待できるので、 $\kappa = 0.9$ とした。」とある。

今回の実験においても、比較的板厚の大きい鋼管が曲げを受けて破壊する場合、終局耐力は降伏モーメントよりも塑性モーメントに近くなっており、これらの基準における終局耐力評価法の妥当性を確認できた。このような考え方を日本の道路橋の限界状態設計法に取り入れていくべきか、今後検討する必要があるだろう。

また、曲げと軸圧縮力を受ける部材の照査式である式 (5.3) は弾性域において成り立つことは明らかであるが、塑性域 (終局状態) で成り立つかどうか検討する必要があると思われるが、5 章の実験結果により、式 (5.3) を用いて特に問題ないということが確認できた。

5.2 限界状態設計法における強度

軸圧縮力による全体座屈が生じないものとする、現行道路橋示方書の鋼管の許容応力度から、安全率分割増しで求めた鋼管の強度は表-5.1 に示す値となる。

表- 5.1 局部座屈に対する圧縮強度 σ_u (kg/cm²)

SS41 SM41 SMA41 STK41	SM50 STK50	SM50Y SM53 SMA50	SM58 SMA58
2,400 : $(R/ut) \leq 50$ 2,400 $-7.3\{(R/ut)-50\}$: $50 < (R/ut) \leq 200$	3,200 : $(R/ut) \leq 40$ 3,200 $-10.4\{(R/ut)-40\}$: $40 < (R/ut) \leq 200$	3,600 : $(R/ut) \leq 35$ 3,600 $-11.4\{(R/ut)-35\}$: $35 < (R/ut) \leq 200$	4,400 : $(R/ut) \leq 25$ 4,400 $-14.1\{(R/ut)-25\}$: $25 < (R/ut) \leq 200$

ここに、 R : 鋼管の半径 (中心から外縁までの距離) (cm)

t : 鋼管の板厚 (cm)

$$\alpha = 1 + (\phi / 10)$$

$$\phi = (\sigma_1 - \sigma_2) / \sigma_1 \quad 0 \leq \phi \leq 2$$

σ_1 : 曲げにより、鋼管に圧縮が生じる側の合応力度 (kg/cm²)

ただし、符号は圧縮応力度を負とする。

σ_2 : 曲げにより、鋼管に引張が生じる側の合応力度 (kg/cm²)

ただし、符号は圧縮応力度を負とする。

これらの強度式は理論式や種々の実験値と基に定められたものであるが、局部座屈強度の低減を行う R/t の範囲については、道路橋示方書では鋼管の材質に応じて変化させた値となっているのに対し、海洋構造物の設計基準で強度の異なる鋼材を用いた鋼管の載荷実験データの下限に近い値を設計強度とした結果、鋼管の材質に関係なく一律に 30 以上としているものもある¹³⁾。こうした点は、実験データのばらつきの解釈や、基準としての使いやすさ、簡潔さなど基準作成者の判断に係わる事項と考えられ、一概にその良悪を判断することは難しい。

また、今回検討対象としなかった衝突荷重による進行性崩壊限界状態や、耐震設計における耐力評価については、強度の他、じん性や吸収エネルギーに関する照査が必要とされており、今後の検討課題となろう。

5.3 限界状態設計法における安全率

限界状態設計法では耐力のばらつきや、規格値に対する実際の強度との差は耐力係数に、荷重のばらつきや発生確率の違いは荷重係数に反映させることとし、安全率は荷重や耐力に含まれない構造物の重要度に対する配慮や、人的過誤に対する安全性を確保する目的で設定されるものである。

こうした考えに基づくと、式 (5.1) (5.2) (5.3) 中の安全率 ν は構造物の重要度、用いられる部材の構造物における重要度に応じた一定の値を用いるべきものと考えられ、この場合、鋼種や破壊モード (降伏、座屈) により許容応力度の安全率を変化させた従来の方式に代わり、これらの違いを耐力係数で

考慮する必要がある。

鋼管の局部座屈に対する現行の許容応力度の安全率は、 R/t の小さい範囲では1.68～1.77、 R/t が大きいところでは研究資料の不足からある程度安全側に定められたものであり、表-5.1のように許容応力度に一律の値を掛けて割増した場合、現行示方書と内容が若干異なってくることに注意が必要である。

6. ま と め

パイプ構造の耐荷力特性に関する既往の検討事例を調査し、大型供試体を用いた純圧縮、純曲げおよび曲げ圧縮載荷実験を行い、パイプ構造の限界状態設計法について検討した。今回の検討で明らかとなった事項は以下のとおりである。

- (1) パイプ構造物は橋梁部材の他、陸上の建築物や海洋構造物で多くの実績があり、その耐荷力特性に関して多くの実験、解析的検討が行われており、設計基準も整備されて来ている。今回の実験結果も、これら既往の検討結果と概ね一致する傾向を示し、現行の道路橋示方書の鋼管の耐荷力規定についてもその妥当性を確認できた。
- (2) パイプ構造の限界状態設計法を検討する場合、断面の照査式については、許容応力度設計法と同じ式を用いて特に問題ないが、耐力については許容応力度設計法で用いられている耐力の規格値（例えば降伏モーメント）と実際の終局強度（例えば終局モーメント）との差異や実験データのばらつきをどのように扱うか検討する必要がある。
- (3) 限界状態設計法の安全率は、荷重や耐力に含まれない構造物の重要度に対する配慮や、人的過誤に対する安全性を確保するために設定されるものと考えられる。現行の許容応力度設計法の安全率には、鋼種や破壊モードによる違いなど耐力係数に含めるべき要因も含まれており、許容応力度の安全率を限界状態設計法の安全率にそのまま適用できない場合があるので注意する必要がある。
- (4) 今回の検討ではパイプ構造の限界状態として終局限界状態を対象とし、耐荷力に関する照査について検討したが、地震荷重や衝突荷重により、弾性域を超える範囲の载荷を受ける場合、吸収エネルギーや変形性能（じん性）に関する照査が必要と考えられ、設計でこれをどのように取り扱うか今後検討する必要があるだろう。

謝

辞

一連の載荷実験の実施に際しては、橋梁研究室の担当の方々より御協力を頂きました。ここに記して感謝の意を表します。

参 考 文 献

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，昭和55年
- 2) 日本建築学会編：鋼管構造設計施工指針・同解説，昭和55年
- 3) 日本溶接協会：海洋パイプ構造物の構造強度研究における最近の進歩，昭和60年4月
- 4) Donnell, L.H. and Wan, C.C.: Effect of Imperfecctions on Buckling of Thin Cylinders and Columns Under Axial Compression, Journal of Applied Mechanics, Vol. 17, pp. 73-83, Mar. 1950
- 5) Schilling, C.G.: Buckling Strength of Circular Tubes, Proc. of ASCE, Vol. 91, No. ST. 5, pp. 325-348, 1965
- 6) 小西一郎編：鋼橋基礎編 I，丸善株式会社，1982年
- 7) C. R. C. Japan: Handbook of Structural Stability, コロナ社，1971年
- 8) 小松定夫編：鋼構造の補剛設計，森北出版，1982年
- 9) 日本道路協会橋梁委員会総括小委員会限界状態設計法分科会：限界状態設計法の書式による道路橋示方書 I 共通編，II 鋼橋編，昭和60年8月。
- 10) Ontario Highway Bridge Design Code, Ministry of Transportation and Communications, Ontario, 1983
- 11) 土木学会：鋼構造設計指針 PARTB 特定構造物 第16章海洋構造物，昭和62年11月
- 12) American Petroleum Institute: API Recommended Practice for Planning, Designing and Constructing Fixed Offshore Platforms, 17th edition, 1987

パイプ構造に関する試験調査
報告書

I S S N 0386-5878
土 研 資 料 第2710号
平成元年 2 月 (1989)

横山 功一, 井上 純三
永原 隆

要 旨 パイプ構造の限界状態設計法について検討するため、昭和61年度～昭和63年度にかけて大型供試体を用いた圧縮、曲げ、曲げ圧縮載荷実験を行い、パイプ断面の耐荷力特性を調査した。実験結果は既往の検討事例と概ね一致する傾向を示し、限界状態設計法においても、現行の道路橋示方書の耐荷力規定を準用して特に問題ない、ただし、設計法の信頼性を高めるために、耐力の規格値と実際の終局強度との差異や許容応力度の安全率に含まれる耐力に関する要因について適切な取扱いをする必要があることが明らかとなった。

キーワード：パイプ構造、限界状態設計法、載荷実験、耐荷力特性

郵便はがき

郵便切手
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
構造研究室 行

No. 020

No. 020

配布先氏名

配布先住所

土木研究所資料第2710号 部

上記のとおり受領しました。

所 属 (住所)

氏 名

印