

道路橋橋脚の地震時限界状態設計法に関する 共同研究報告書 (II)

—鋼製橋脚の正負交番繰返し載荷実験—
—鋼製橋脚のハイブリッド地震応答実験—

平成9年9月

建設省土木研究所
首都高速道路公団
阪神高速道路公団
名古屋高速道路公社
(社) 鋼材倶楽部
(社) 日本橋梁建設協会

Copyright © (1997) by P.W.R.I.

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

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

道路橋橋脚の地震時限界状態設計法に関する 共同研究報告書 (II)

—鋼製橋脚の正負交番繰返し載荷実験—
—鋼製橋脚のハイブリッド地震応答実験—

建設省土木研究所
首都高速道路公団
阪神高速道路公団
名古屋高速道路公社
(社) 鋼材倶楽部
(社) 日本橋梁建設協会

要 旨

平成7年1月17日に発生した兵庫県南部地震では、都市内高速道路橋における多数の鋼製橋脚に座屈、変形、われ等の被害が生じた。こうした被災状況を踏まえ、地震以降既設橋脚の補強方法および新設橋脚の耐震設計法に関する調査研究を進めているところであるが、その検討の一環として鋼製橋脚の耐力および変形性能を確認するために大型供試体を用いた載荷実験を行っている。本報告書は、平成7～8年度に行った大型供試体5体の実験結果についてとりまとめたものである。

キーワード：鋼製橋脚，変形性能，じん性，耐力，繰返し載荷実験，角補強，
隙間あけ鋼板巻立て補強，コンクリート充填補強，耐震設計法

ま え が き

平成7年1月17日に発生した兵庫県南部地震では、道路橋においても橋脚の倒壊や落橋等の多くの被害が生じた。都市内高架橋の鋼製橋脚についても、我が国では初めて大きな被害を受け、その被害は橋脚を構成する補剛板や鋼管の局部座屈、変形、われ等であり、そのうち2基は倒壊に至っている。

平成7年2月には、こうした状況を踏まえ、建設省より関係機関に「兵庫県南部地震により被災した道路橋の復旧に係る仕様」¹⁾が通知され、当面の措置として、鋼製橋脚については、コンクリートを充填すること等により必要なじん性を確保するものとし、コンクリートを充填した鋼製橋脚の地震時保有水平耐力法が示された。しかしながら、鋼製橋脚の大地震時における応答、抵抗メカニズムおよびじん性の評価等については未解明な部分が多く、これらの特性を明らかにし早急に既設橋脚の補強方法および新設橋脚の耐震設計法を確立していく必要がある。

このような観点から、鋼製橋脚の耐震設計法の確立のための基礎的データを得ることを目的として、建設省土木研究所、首都高速道路公団、阪神高速道路公団、名古屋高速道路公社（平成8年度から）、（社）鋼材倶楽部、（社）日本橋梁建設協会の6者において、地震以降、平成7年度～9年度の予定で鋼製橋脚の正負交番繰返し載荷実験を中心とした検討を行っている。

本報告書は、共同研究において平成7年度から8年度に土木研究所耐震技術研究センター耐震研究室が実施した正負交番繰返し載荷実験およびハイブリッド地震応答実験についてとりまとめたものである。

目 次

まえがき

共同研究担当者名簿

共同研究報告書の主担当および内容

はじめに

1 鋼製橋脚の正負交番繰返し載荷実験	1
1.1 はじめに	1
1.2 実験概要	2
1.2.1 実験供試体	2
1.2.2 載荷方法	7
1.2.3 計測	9
1.2.4 材料試験結果	14
1.3 実験結果	15
1.3.1 供試体の損傷状況	15
1.3.2 水平荷重～水平変位関係	55
1.3.3 エネルギー吸収性能	61
1.3.4 等価減衰定数の比較	62
1.3.5 等価剛性	63
1.4 考察	64
1.4.1 耐力および変形性能	64
1.4.2 エネルギー吸収量	67
1.4.3 等価減衰定数および等価剛性	68
1.5 まとめ	69
2 鋼製橋脚のハイブリッド地震応答実験	70
2.1 はじめに	70
2.2 ハイブリッド地震応答実験の概要	71
2.3 供試体の設計	73
2.3.1 実構造物の設計、諸元、パラメータ	73
2.3.2 相似則の考え方	74
2.3.3 実験供試体の諸元	75
2.3.4 ひずみゲージ、変位計の設置位置	79

2.3.5 材料試験結果	82
2.4 ハイブリッド地震応答実験	84
2.4.1 弾性範囲内でのハイブリッド地震応答実験の妥当性の確認	84
2.4.2 実験結果	89
2.5 解析	104
2.6 まとめ	107
3 最後に	108
謝辞	108
参考文献	108
参考資料 ひずみ分布の比較	111

共同研究担当者名簿

(平成7～8年度)

建設省土木研究所 構造橋梁部

藤城 泰行

橋梁研究室

西川 和廣

村越 潤

山本 悟司 (～H7.10)

上仙 靖

高橋 実

耐震技術研究センター

(H8.5以前は地震防災部)

横山 功一

耐震研究室

大塚 久哲 (～H8.9)

運上 茂樹

寺山 徹

長屋 和宏

佐藤 貴志

名古屋高速道路公社

吉田 守孝

深田 清明

岡本 真悟

柴田 昌弘

(社)鋼材倶楽部

大田 孝二

安波 博道

寺田 昌弘

橋本 修身

中村 聖三

篠原 敏雄

水谷 慎吾

小林 洋一

関 崇彦

下畑 隆司

中川 知和

首都高速道路公団

山崎 和夫 (～H9.1)

小坂 寛巳

高野 晴夫

柄川 伸一 (～H8.5)

半野 久光

田嶋 仁志

川田 成彦

(社)日本橋梁建設協会

高久 達将

熊谷 洋司

興 守

石毛 立也

塚原 弘光

岡本 隆茂

池田 三

安藤 紘

川井 豊

森下 泰光

阪神高速道路公団

中島 裕之

鈴木 巖

長沼 敏彦

南荘 淳

西岡 敬治

堀江 佳平

小林 寛

共同研究報告書の主担当および内容

報 告 書 番 号	主 担 当	内 容
(Ⅰ) 第178号	建設省土木研究所 構造橋梁部 橋梁研究室	・ 鋼製橋脚の正負交番繰返し載荷実験
(Ⅱ) 第179号	建設省土木研究所 耐震技術研究センター 耐震研究室	・ 鋼製橋脚の正負交番繰返し載荷実験 ・ 鋼製橋脚のハイブリッド地震応答実験
(Ⅲ) 第180号	首都高速道路公団	・ 鋼製橋脚の正負交番繰返し載荷実験
(Ⅳ) 第181号	阪神高速道路公団	・ 鋼製橋脚の正負交番繰返し載荷実験
(Ⅴ) 第182号	名古屋高速道路公社	・ 鋼製橋脚の正負交番繰返し載荷実験
(Ⅵ) 第183号	(社)鋼材倶楽部	・ 鋼製橋脚の正負交番繰返し載荷実験
(Ⅶ) 第184号	(社)日本橋梁建設協会	・ 鋼製橋脚の正負交番繰返し載荷実験 ・ 鋼製橋脚の弾塑性有限変位解析 ・ 鋼製橋脚のハイブリッド地震応答実験 ・ 鋼製橋脚の非線形動的解析

はじめに

平成7年1月17日に発生した兵庫県南部地震では、道路橋においても橋脚の倒壊や落橋等多くの被害が生じた。鋼製橋脚については、我が国では初めて大きな被害を受け、その被害は橋脚を構成する補剛板や鋼管の局部座屈、変形、割れ等であり、うち矩形断面橋脚2基では倒壊に至っている。

こうした被災状況を踏まえ、平成7年2月に建設省より通知された「兵庫県南部地震により被災した道路橋の復旧に係る仕様」¹⁾（以下、復旧仕様）では、当面の措置として、鋼製橋脚においては中埋めコンクリートを充填する等により必要なじん性を確保するものとし、コンクリートを充填した鋼製橋脚の地震時保有水平耐力照査法が示されている。平成7年6月には『「兵庫県南部地震により被災した道路橋の復旧に係る仕様」の準用に関する参考資料(案)」²⁾が出版され、新設橋梁の設計や既設橋梁の補強をできるだけ円滑に行うことができるように設計計算例とこれを行う際に参考となる補足事項が示された。

しかしながら、鋼製橋脚の大地震時における応答、抵抗メカニズムおよびじん性の評価等については未解明な部分が多く、これらの特性を明らかにし早急に既設橋脚の補強方法および新設橋脚の耐震設計法を確立していく必要がある。

コンクリートを充填した鋼製橋脚については、既に提案されている地震時保有水平耐力照査法について、実験データの蓄積を図ることにより妥当性の検証を行っていく必要があると考えられる。一方、コンクリートを充填する補強方法に関しては、変形性能の向上とともに必然的に耐荷力が増加するため、基礎やアンカー部に負担がかかり、特にアンカー部や基礎の補強の困難な既設橋脚においてはその適用の難しいケースが生じることが指摘されている。したがって、コンクリートを充填せずに、耐力上昇を極力抑え変形性能のみを向上させるような鋼断面の補強方法についても検討していく必要がある。

以上の点を踏まえ、兵庫県南部地震以降、鋼製橋脚の耐力および変形性能の向上策を中心とした各種調査研究を進めているところであるが、その一環として矩形断面を有する鋼製橋脚の角部にコーナープレートを高力ボルトにて取り付ける補強方法（角補強）が耐力および変形性能に及ぼす影響および幅厚比が耐力および変形性能に及ぼす影響を評価するために大型供試体を用いた正負繰返し載荷実験およびハイブリッド地震応答実験を行っている。

本報告書は、これら一連の実験の中から、平成7～8年度に行った5体の鋼製橋脚大型供試体の正負繰返し載荷実験およびハイブリッド地震応答実験結果についてとりまとめたものである。

1 鋼製橋脚の正負交番繰返し載荷実験

1.1 はじめに

都市部や沿岸部等の道路橋では、用地や地盤などの設計条件の制約から鋼製橋脚が採用される例が多い。このような現状の中で、平成7年兵庫県南部地震では、いくつかの鋼製橋脚には著しい損傷を生じ、また補剛板の局部座屈による残留面外変形などの損傷は、多数みられた。

兵庫県南部地震後、大きな地震を受けたときの鋼製橋脚の挙動については、土木研究所橋梁研究室、同耐震研究室、首都高速道路公団、阪神高速道路公団、名古屋高速道路公社、橋梁建設協会、鋼材クラブの共同研究として、主に実験により精力的に検討されてきている。

共同研究では、ぜい性的な破壊を防ぎ、またじん性を伸ばす手法として、矩形の鋼製橋脚に角補強を行い、地震時性能を向上させる方法が提案されている。細長比が小さい供試体については、角補強の有効性については実験により確かめられているところであるが、細長比が大きい鋼製橋脚の耐震性能については、明らかにされてはいないので、細長比の大きい鋼製橋脚の角補強の有効性を検証するために行った。

1.2 実験概要

1.2.1 実験供試体

図-1.2.1(1)に、想定した実構造物を示す。ここで想定した鋼製橋脚は、道路橋示方書(平成2年)以前に設計したものを想定している。その諸元は以下の通りである。

地震力載荷高さ : 13,900mm

橋脚幅 : 2,500mm

角溶接 : すみ肉溶接サイズ = 7mm

レ形溶接のど厚 = 7mm

これを1/2.78でスケールダウンした供試体が、T1供試体である(図-1.2.1(2)(i))。ここで、この縮尺は実験施設の制約により決めた。

したがって、

地震力載荷高さ : $13,900\text{mm} / 2.78 = 5,000\text{mm} \rightarrow 5,000\text{mm}$

橋脚幅 : $2,500\text{mm} / 2.78 = 899\text{mm} \rightarrow 900\text{mm}$

角溶接 : すみ肉溶接サイズ : $7\text{mm} / 2.78 = 2.5\text{mm} \rightarrow 3\text{mm}$

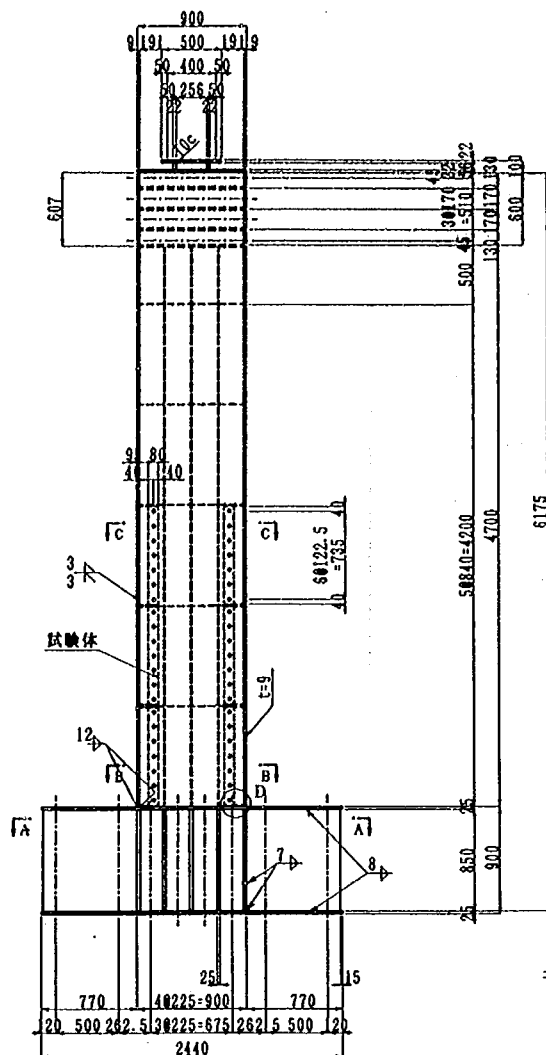
レ形溶接のど厚 : $7\text{mm} / 2.78 = 2.5\text{mm} \rightarrow 3\text{mm}$

である。

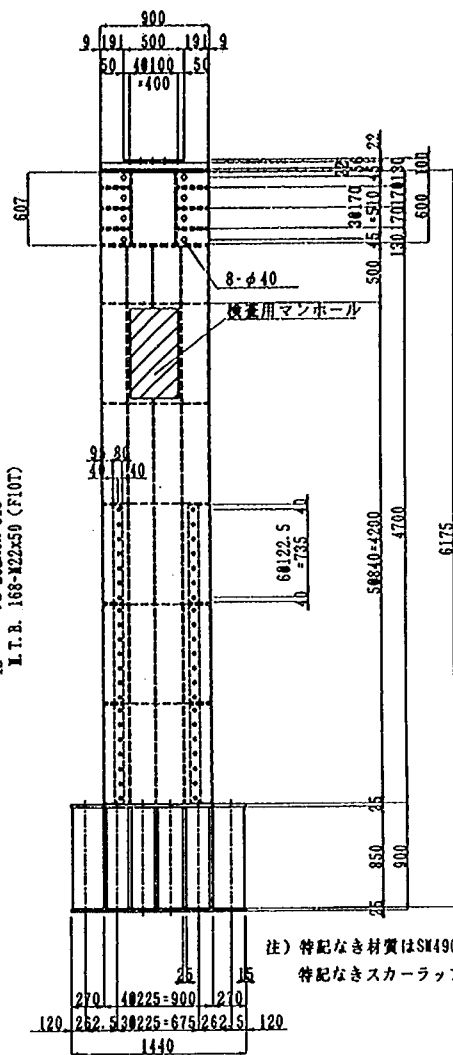
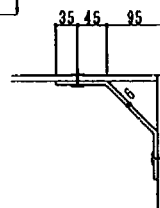
T1供試体は既設の橋脚をモデル化しており幅厚比 $R_f = 0.503$ 、補剛材剛比 $\gamma / \gamma^* = 1.02$ で、角溶接の部分溶け込み溶接のど厚およびすみ肉溶接のサイズは、実橋脚に対する相似比から3.0mmとした。

T2供試体は、T1供試体と同じ形状の供試体の角溶接部に補強板を高力ボルトで取り付けることによって耐震性の向上を期待した供試体である(図-1.2.1(2)(ii))。ここで、角補強の取り付け高さは実験供試体のうち損傷を生じると予想される高さに対して余裕をもたせてダイヤフラム間隔で3間隔分とした。

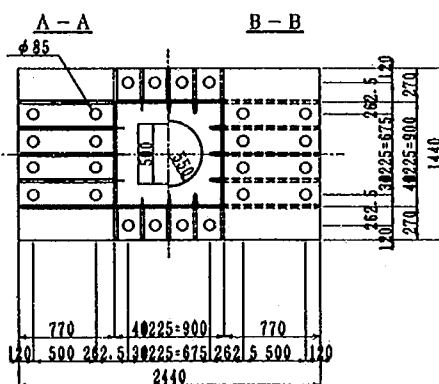
なお、T1およびT2供試体は後述するハイブリッド地震応答実験で用いるP1およびP3供試体と同じ供試体である。



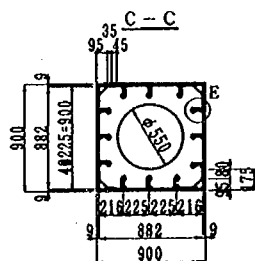
2-Flg PL 900x9x6175
 2-Web PL 882x3x575
 12-Rib PL 80x6x559
 5-Dia PL 882x6x 882
 5-Ring PL 50x6x1728
 1-Cov PL 607x9x 882
 12- PL 282x6x 815
 M.T.B. 168x22x50 (F10T)



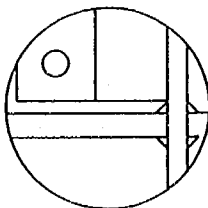
注) 特記なき材質はSM490とする。
 特記なきスカーラップはR35とする。



1-上Base PL 1440x25x2440
 1-下Base PL 1440x25x2440
 10-Rib PL 255x25x 850
 10-Rib PL 755x25x 850
 1-Ring PL 50x 6x1728



D 部詳細



E 部詳細

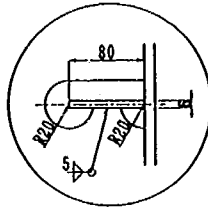


図-1.2.1(2)(ii) T2供試体の形状寸法

供試体の諸元を表-1.2.1に示す。断面積、断面二次モーメントとも、全断面有効として計算した。ただしT2供試体は角補強板の鋼材は無視した場合である。

表-1.2.1 供試体諸元

断面	900mm×900mm
板厚	9mm
縦リブ断面	6mm×80mm
ダイヤフラム間隔	840mm
断面積	378.36cm ²
断面二次モーメント	480637cm ⁴
載荷軸力	182tf

1.2.2 載荷方法

供試体の軸力は182tfとした。この軸力は $A\sigma_y$ の15%に相当する。ここで σ_y は降伏応力の公称値、 A は鋼材断面積である。軸力を載荷した後、加振機によって変位制御で水平方向に正負交番載荷する。ここでは、加振機のジャッキが伸長する方向を正方向、収縮する方向を負方向とする。

まず、載荷変位(基部の滑りや回転変位が含まれた変位で、それらを除いた基部の垂直軸に対する変位を供試体変位と呼ぶ)の $0.7\delta_y$ の片振幅で予備的に両振り載荷する。この予備載荷の結果から供試体変位が δ_y となる載荷変位 $(\delta_y)_n$ を計算する。

以降、載荷変位が $(\delta_y)_n$ の整数倍となる片振幅とした両振り載荷を $\pm(\delta_y)_n$ 、 $\pm 2(\delta_y)_n$ 、 $\pm 3(\delta_y)_n$ 、 $\pm 4(\delta_y)_n$ 、 $\dots$ というように振幅を増加させながら行う。なお、各振幅における繰り返し回数は1回とし、載荷は供試体の耐力が降伏耐力を大きく下回るような終局状態に至ったと見なせるか、載荷装置の載荷限界に達するまで行う。載荷サイクルの概念を図-1.2.2(1)に示す。

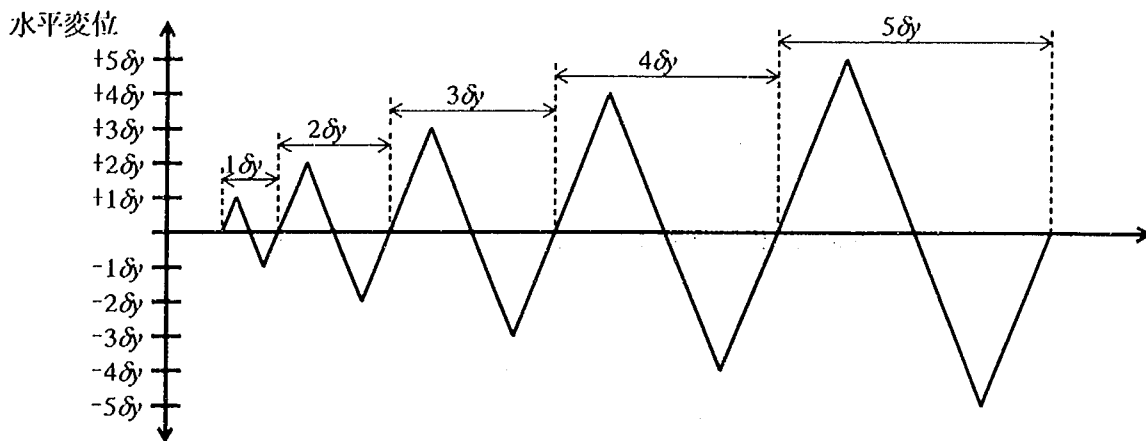


図-1.2.2(1) サイクルの概念図

降伏変位 δ_y は、以下により算出する。ここで、 σ_y は鋼材の降伏応力の公称値である。

$$\delta_y = Hyh^3 / (3EI)$$

$$Hy = (\sigma_y - P/A)Z/h$$

ここで、 Hy ：降伏水平荷重(kgf)

h ：供試体載荷高さ(cm)

P ：軸力(kgf)

A ：供試体断面積(cm^2)

Z ：断面係数(cm^3)

E ：ヤング率(kgf/cm^2)

I ：断面2次モーメント(cm^4)

なお、本実験における載荷速度は、 $\pm 20\text{mm/s}$ とした。

供試体および試験装置の設置状況を図-1.2.2(2)に、実験状況を写真-1.2.1に示す。

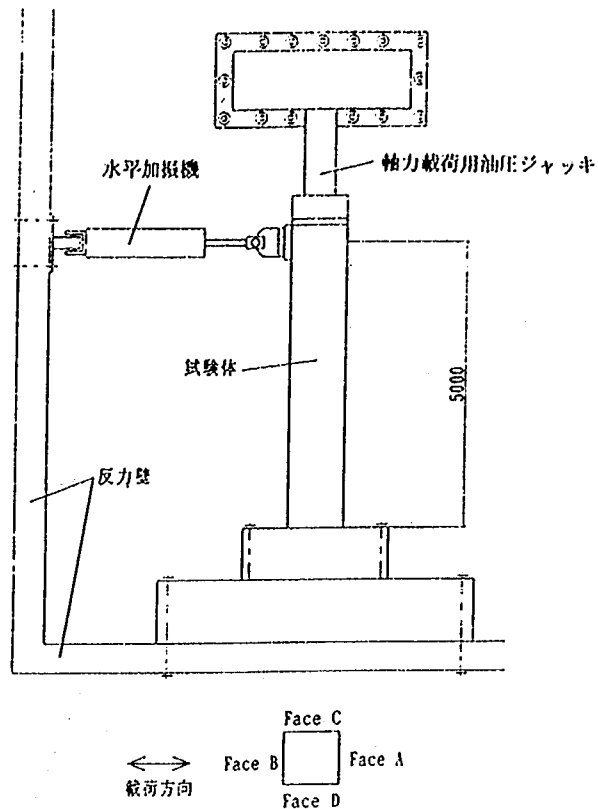


図-1.2.2(2) 供試体および試験装置設置状況

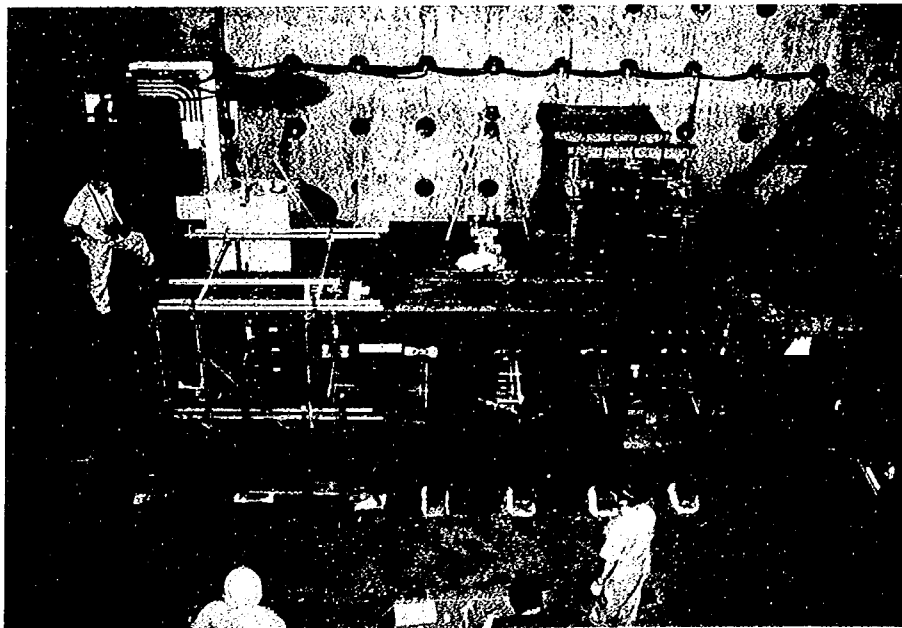


写真-1.2.1 実験状況

1.2.3 計測

角柱の補剛板は、図-1.2.2(2)に示すように、水平荷重の正方向載荷時に圧縮となるフランジをA面、逆面をB面、上のウェブをC面、下のウェブをD面とする。

(1)荷重

軸力および水平荷重は、試験機に内蔵されているロードセルによって測定した。

(2)水平変位関連

変位は、ひずみゲージ式変位計で測定する。その設置位置を図-1.2.3(1)に示す。H-1～H-6が水平変位の測定用変位計である。VC-1～VC-4が基部の回転変位の測定用変位計で、HC-1～HC-4が基部の滑りの測定用変位計である。VC-1～VC-4およびHC-1～HC-4は水平変位の補正に用いた。

(3)鉛直変位

軸力載荷装置に内蔵している変位計VC-5で測定した。

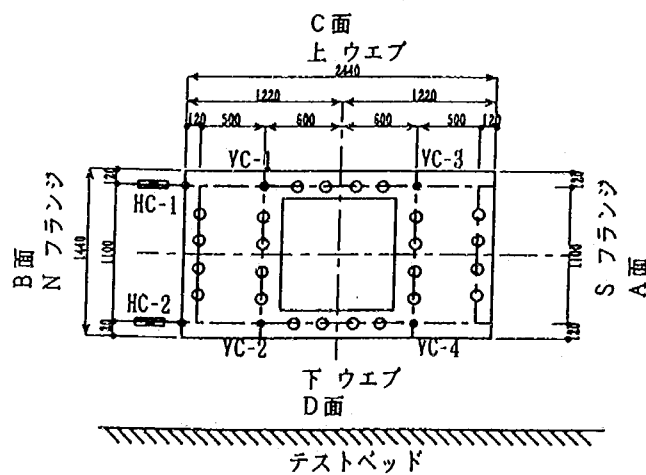
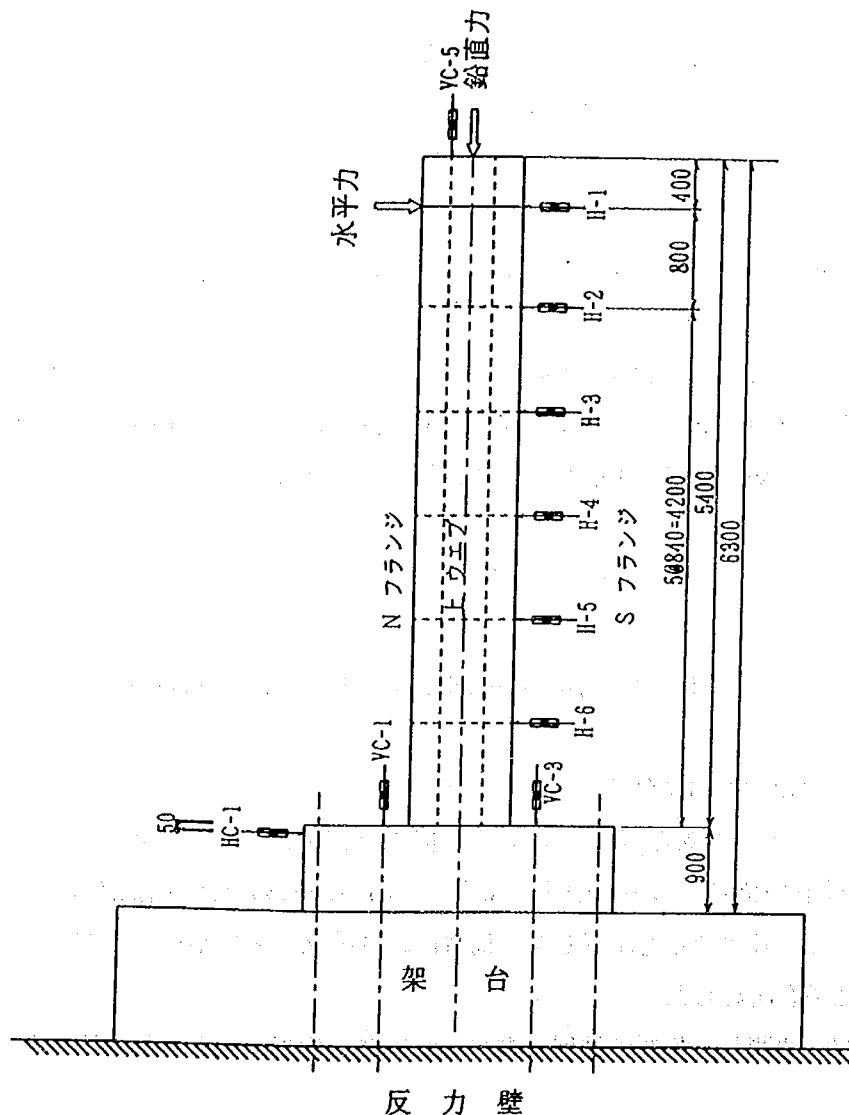
(4)鋼材のひずみ

図-1.2.3(2)(i)～(ii)に示すように、供試体表面の鋼材のひずみを、長さ2mmのひずみゲージを貼り付けて計測した。

(5)柱の変形状況・亀裂の観測および計測

柱下部付近の局部変形(面外変形)や亀裂の発生進展を目視で観察した。観測のタイミングを、図-1.2.3(3)に示す。変形の様子や位置がわかりやすいように、あらかじめ角柱の補剛板の表面にメッシュを描いておき、定規によって面外変形量を記録した。同時に、載荷ステップや荷重などがわかるように写真撮影を行い、供試体の様子を記録した。

実験終了後、内部を観測し、亀裂の進展を調べるために、変形の大きい角溶接付近を切断して、マクロ写真を撮る。



テストベッドからの絶対変位を測定する。

図-1.2.3(1) 変位計の設置位置

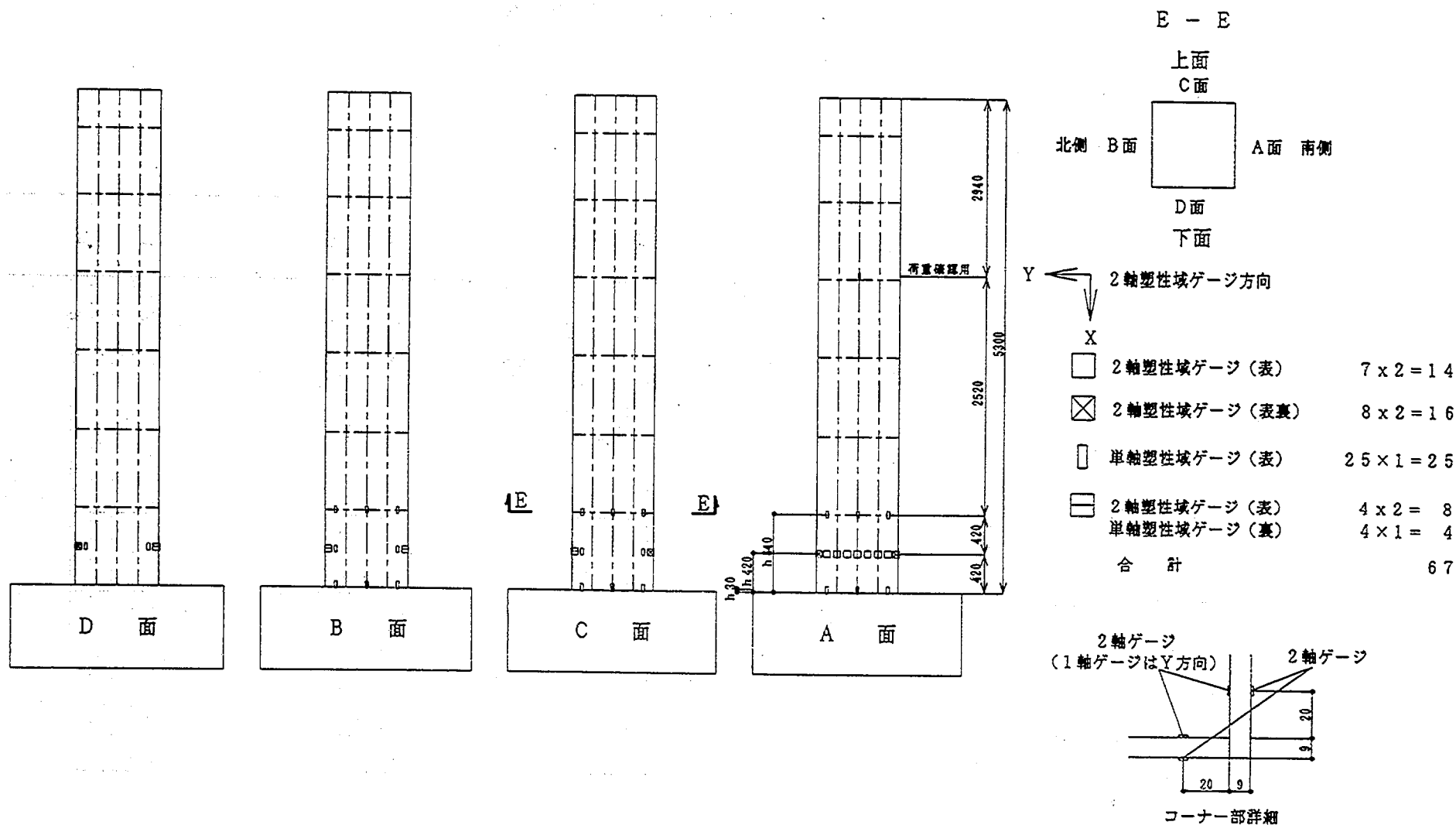
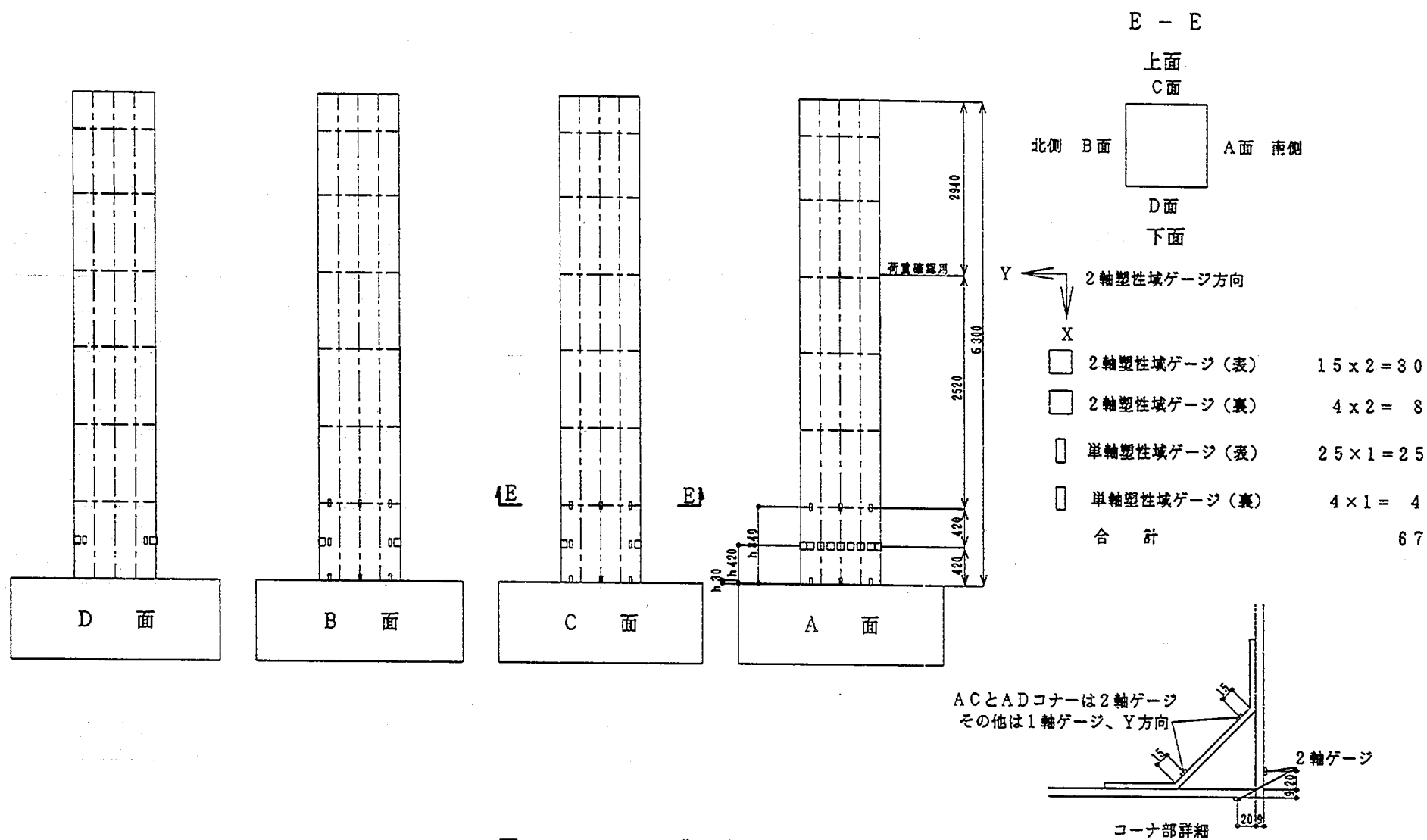


図-1.2.3(2)(i) ひずみゲージ位置(T1供試体)



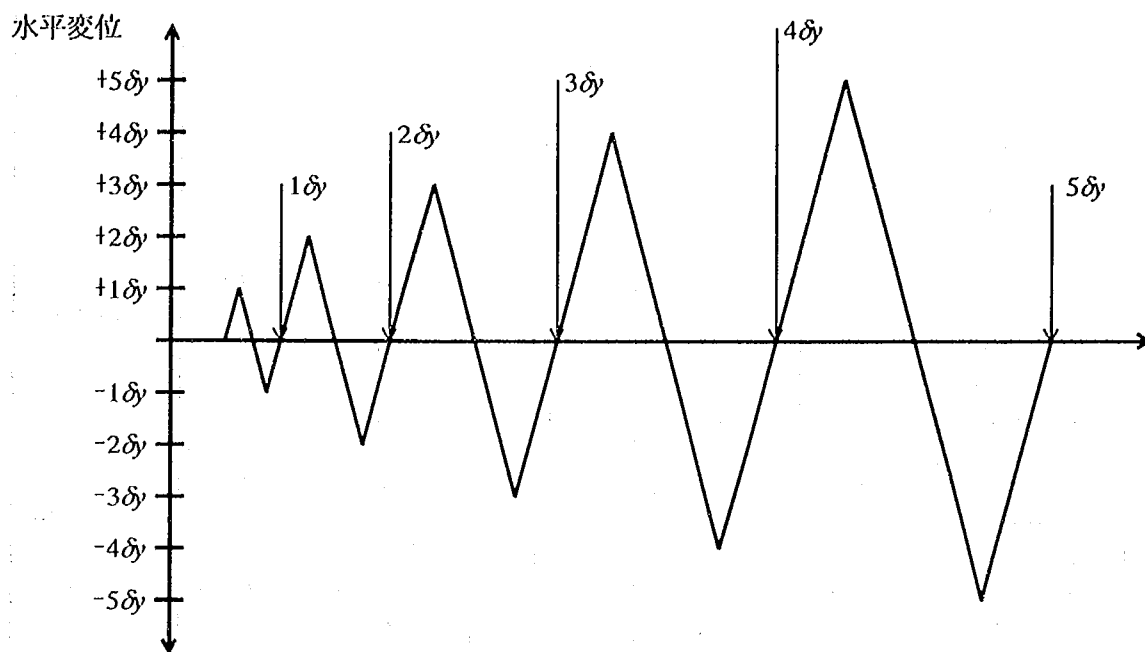


図-1.2.3(3) 面外変形の観測

1.2.4 材料試験結果

供試体に用いた鋼材の材料試験結果を表-1.2.2に示す。試験片は、原板毎に圧延(L)方向、圧延直角(C)方向にそれぞれ6本ずつ切り出した、JIS Z 2201 5号の試験片である。

表-1.2.2 材料試験結果

方向	試験片の寸法		上降伏点 (N/mm ²)	下降伏点 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	伸び (%)	鋼種
	板厚(mm)	幅(mm)					
L-1	9.12	25.00	404	396	561	37.7	SM490
L-2	9.11	24.99	-	381	555	41.6	
L-3	8.99	25.02	380	387	548	39.1	
L-4	9.22	25.03	441	418	566	35.0	
L-5	9.16	25.00	409	393	564	34.1	
L-6	8.93	25.00	378	365	554	35.2	
平均				390	558	37.1	
C-1	9.22	25.03	441	418	566	35.0	SM490
C-2	9.16	25.00	409	393	564	34.1	
C-3	8.93	25.00	378	365	554	35.2	
C-4	9.06	25.01	-	428	559	36.5	
C-5	9.11	25.02	-	430	560	35.5	
C-6	9.23	25.02	430	411	556	33.9	
平均				408	560	35.0	

1.3 実験結果

1.3.1 供試体の損傷状況

(1) T1供試体

T1供試体の各载荷サイクルにおける供試体の損傷状況を表-1.3.1(1)～(2)および図-1.3.1(1)～(6)に、試験後の内面の損傷状況を図-1.3.1(7)に示す。

また、T1供試体の損傷状況を写真-1.3.1(1)～(22)に、試験後の内面の損傷状況を写真-1.3.1(23)～(28)に示す。

表-1.3.1(1) T1供試体の損傷状況

载荷段階	D面	B面	C面	A面
1δy	* 目立った変化なし	* 目立った変化なし	* 目立った変化なし	* 目立った変化なし
2δy	* 目立った変化なし	* 黒皮のひび割れが発生	* 目立った変化なし	* 黒皮のひび割れが発生
3δy	* 黒皮のひび割れが多数発生し、AB面寄りには45° 方向の黒皮のひび割れも認められる	* 黒皮のひび割れ密度が増えて、第1パネル中央が最大で約14mm窪む	* 黒皮のひび割れが多数発生し、AB面寄りには45° 方向の黒皮のひび割れも認められる * 第1パネルの一部が膨らみ始める	* 黒皮のひび割れ密度が増えて、第1パネル中央が窪み始める
4δy	* 第1パネル全体に図の様な凹凸が認められ、凹凸の差は最大約30mmである	* 第1パネル全体が窪み、特に図の様に带状の範囲で窪みが深く最大約50mmであった * 第2パネルも膨らみ始める	* 第1パネル全体が膨らみ、B面寄りに最大約30mmの膨らみが認められる	* 第1パネル全体が窪み、窪みの最大値は中央で約30mmであった * 第2パネルも膨らみ始める
5δy	* 第1パネル全体の凹凸はさらに増大し、凹凸の差は最大約65mmである * 基部から20cm付近のD-A面角部にライン曲り発生(D=9mm)	* 基部から40cm付近が顕著に窪み、黒皮が完全に剥離し、窪みの最大値は約80mmに達する * 第2パネルの膨らみは広がり、膨らみの最大値は約25mmである	* 第1パネル全体の膨らみはさらに増大し、膨らみの最大値は約65mmに達する * 基部から20cm付近のC-A面角部にライン曲り発生(D=13mm)	* 第1パネル全体の窪みはさらに増大し、窪みは最大約70mmに達する * 基部から20cm付近のA-C面およびA-D面角部にライン曲りが発生し、それぞれD=9mmと D=8mmであった

表-1.3.1(2) T1供試体の損傷状況

載荷段階	D面	B面	C面	A面
6 δy	*第1パネルの凹凸の差は最大約90mmに達する *ライン曲りはD-A面角部でD=30mm、D-B面角部でD=12mmであった	*-6.0δyのピークに達する直前に音も無くB-C面角部に橋脚軸方向(X方向)の割れが発生(L=125mm、W=3mm) *第1パネルの窪みの最大値は約110mmに達する *第2パネルの膨らみは変わらなかった *基部から20cm付近のライン曲りはB-C面角部でD=20mm、B-D面角部でD=30mmあった	*第1パネル全体の膨らみはさらに増大し、膨らみの最大値は約90mmに達する *基部から20cm付近のライン曲りはC-A面角部でD=40mm、C-B面角部でD=52mmであった *C-A面角部に橋脚軸方向(X方向)の割れが発生(L=95mm) *C-B面角部(基部から275mmの位置)の溶接部に横割れが数条発生(L=30mm)	*第1パネルの窪みの最大値は約110mmに達する *第2パネルの膨らみはほとんど変わらなかった *基部から20cm付近のライン曲りはA-C面角部でD=12mm、A-D面角部でD=16mmあった

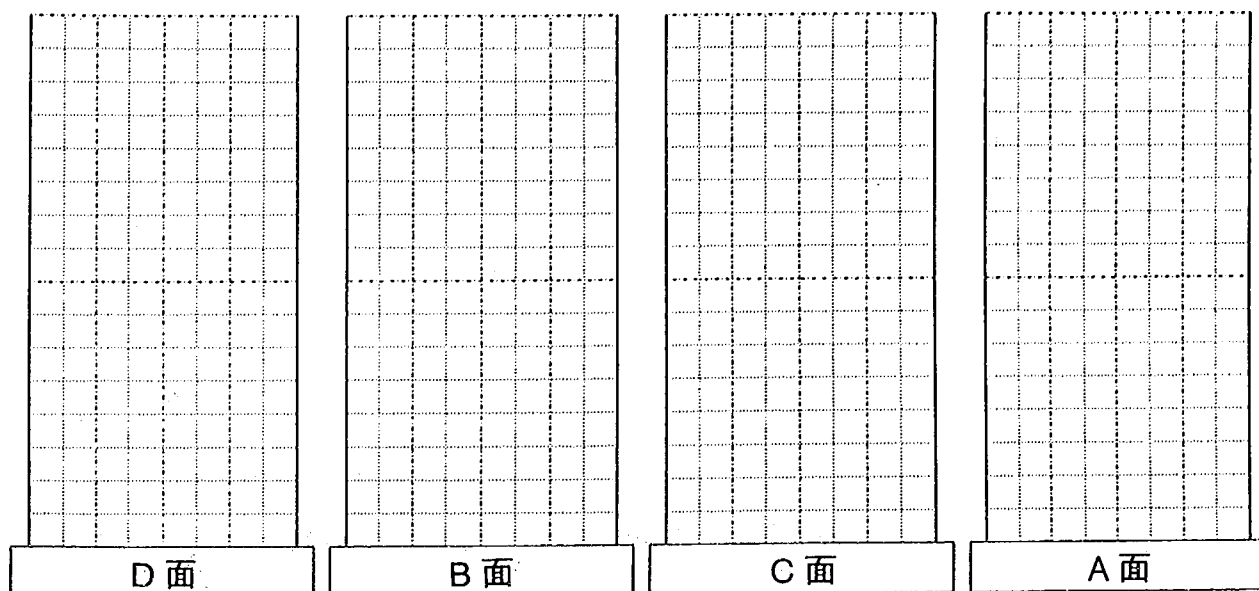


図-1.3.1(1) $1\delta y$ 終了後の損傷状況

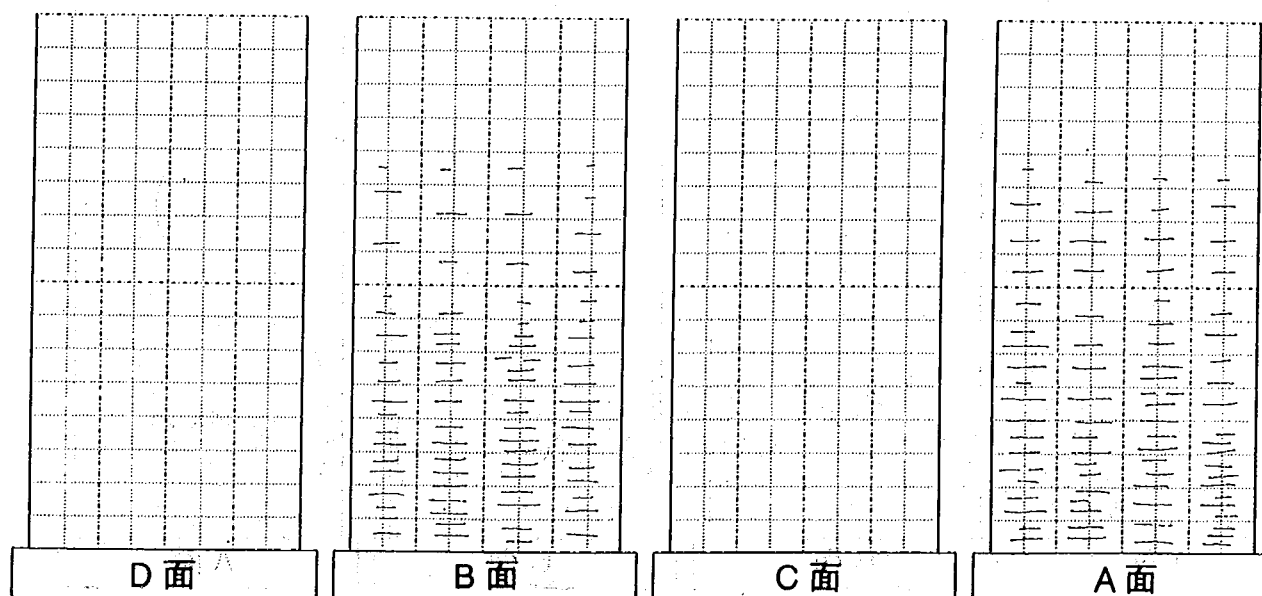


図-1.3.1(2) $2\delta y$ 終了後の損傷状況

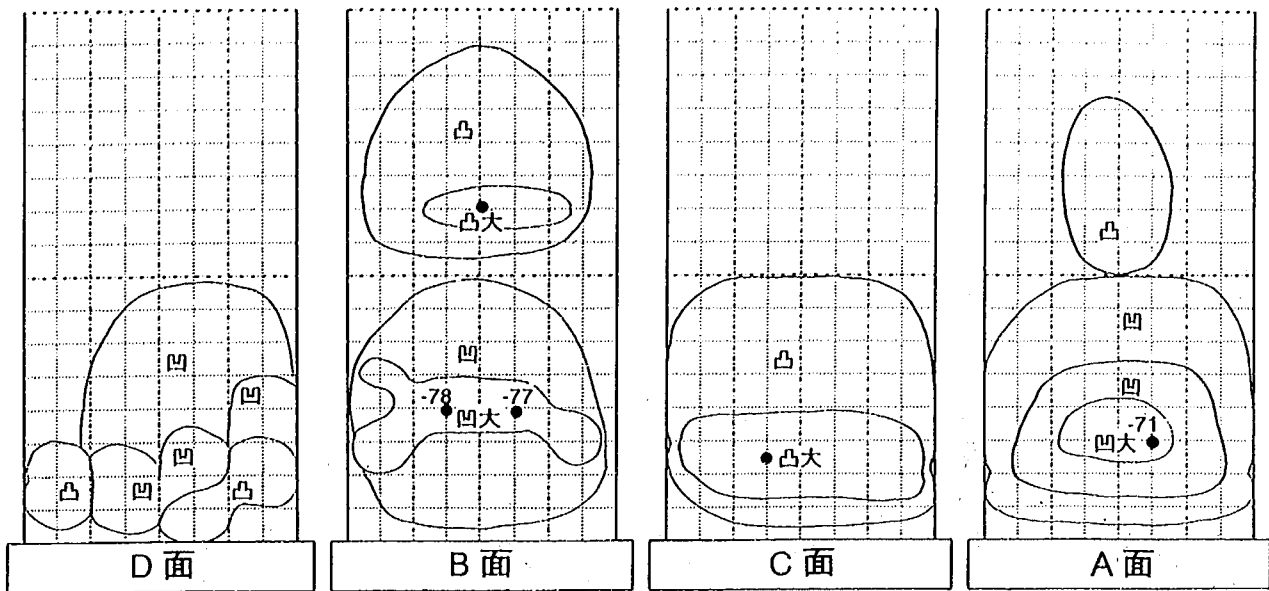


図-1.3.1(5) 5δy終了後の損傷状況

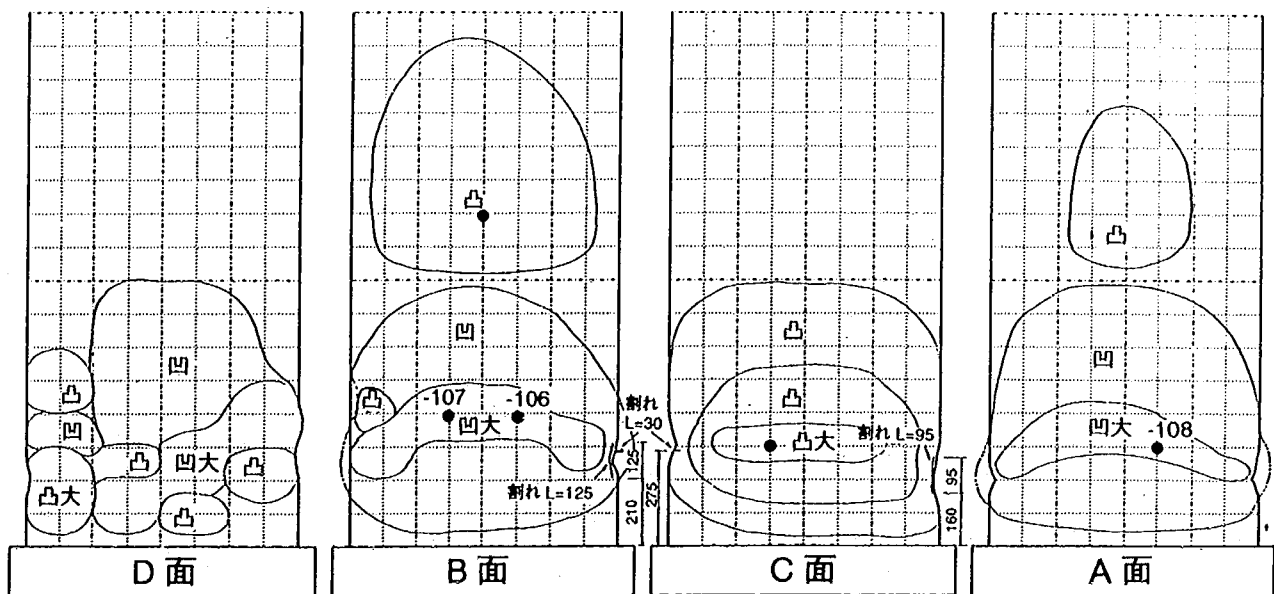


図-1.3.1(6) 6δy終了後の損傷状況

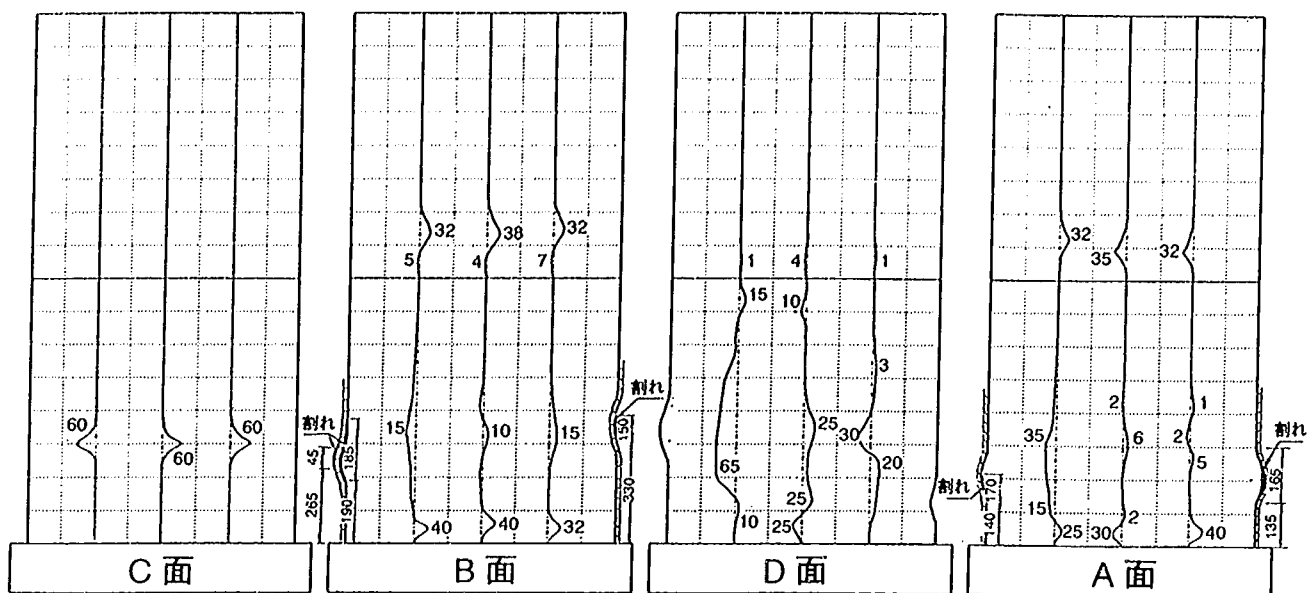


図-1.3.1(7) 終局後の内面の損傷状況



写真-1.3.1(1) $3\delta y$ でB面中央付近に3mmの凹みが生じた

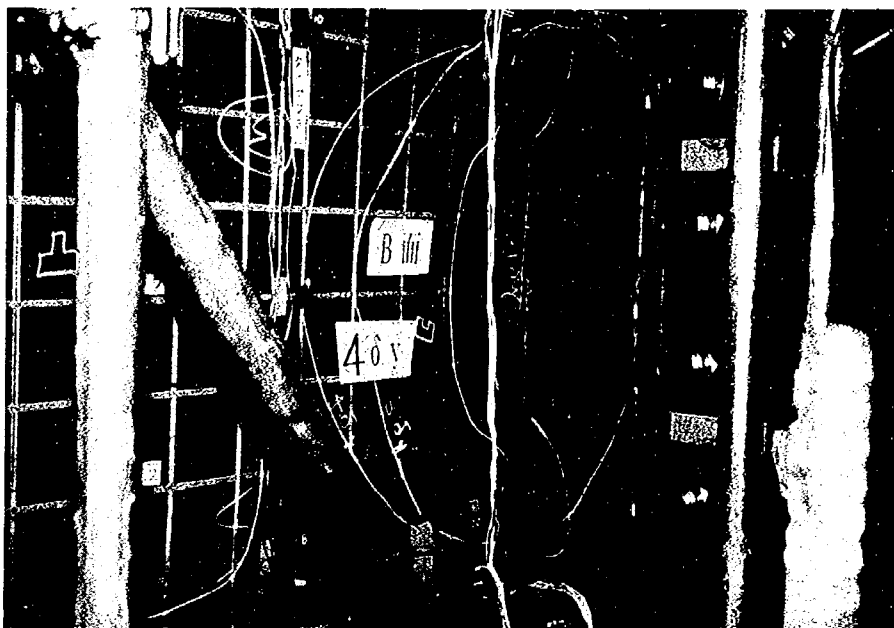


写真-1.3.1(2) $4\delta y$ でB面の第1パネルの中央付近が帯状に49mmの凹みが生じた

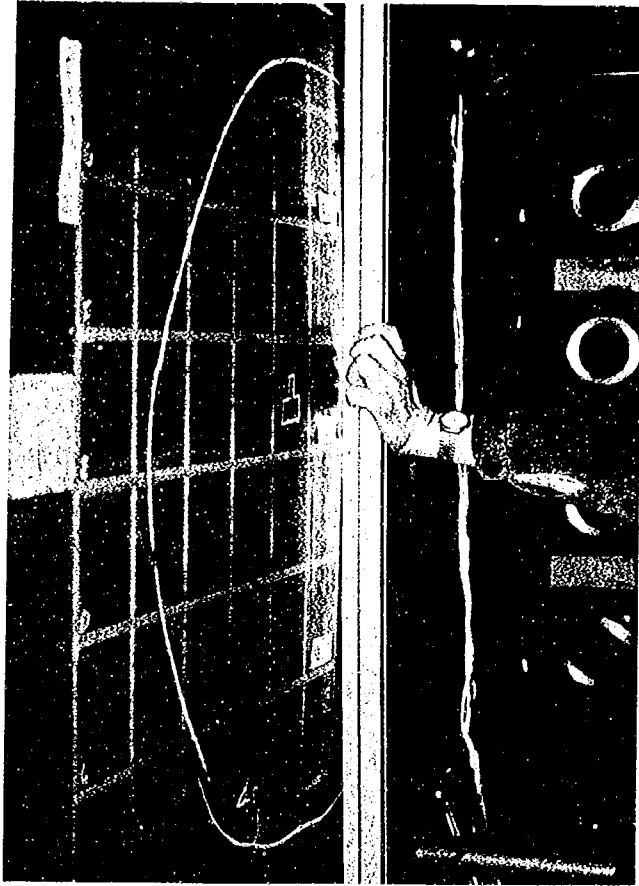


写真-1.3.1(3) $4\delta y$ でB面の第2パネルに出っ張りが生じた

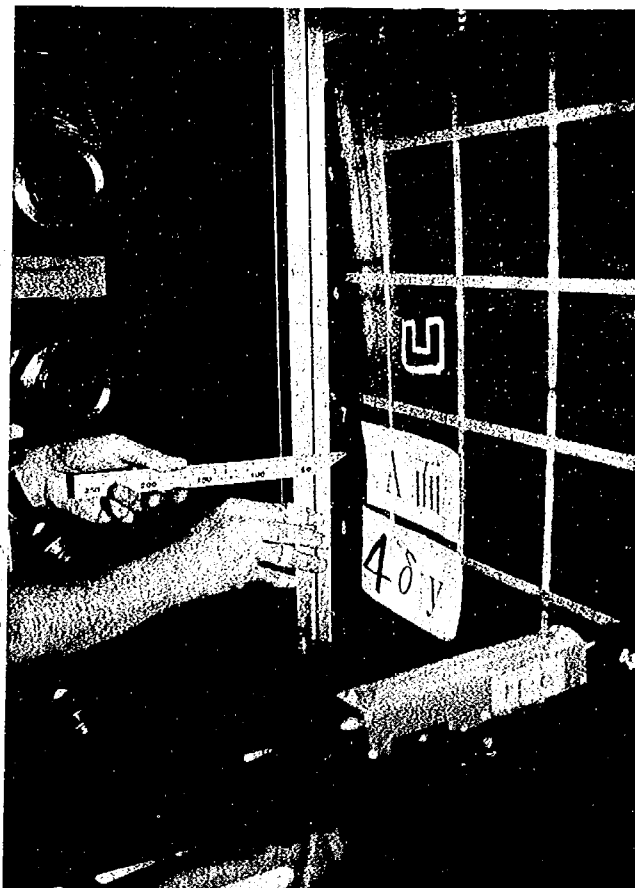


写真-1.3.1(4) $4\delta y$ でA面の第1パネルが全体的に凹み(最大28mm)が生じた

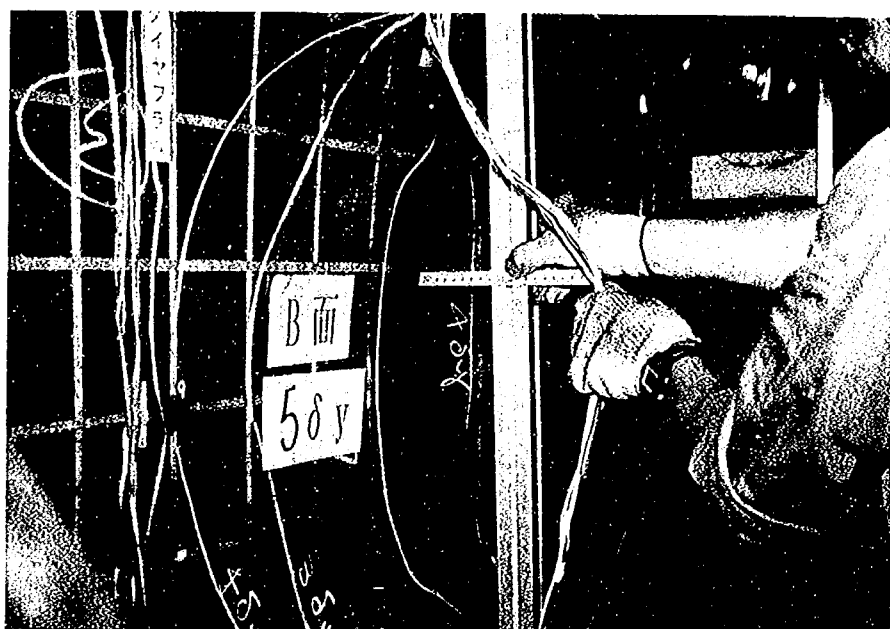


写真-1.3.1(5) 5δyでB面中央付近に78mmの凹みが生じた

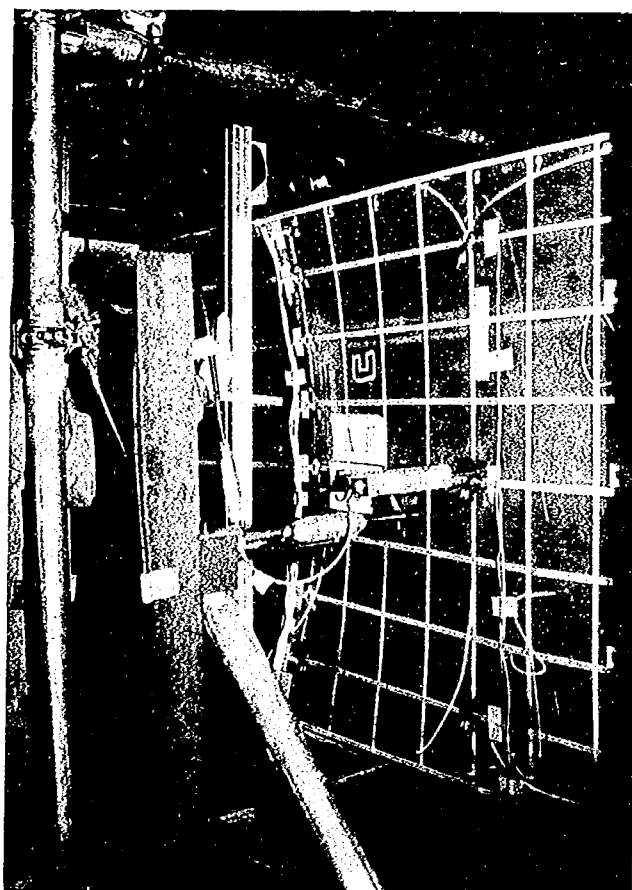


写真-1.3.1(6) 5δyでA面中央付近に71mmの凹みが生じた



写真-1.3.1(7) $5\delta y$ でB面とC面の角の直線が折れ曲がった



写真-1.3.1(8) $5\delta y$ でA面とC面の角の直線が折れ曲がった

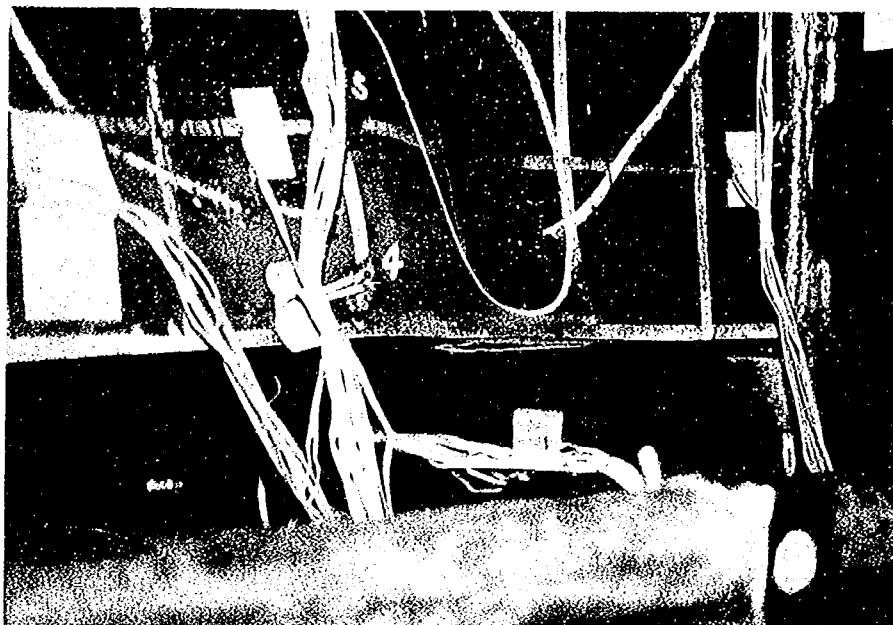


写真-1.3.1(9) $5\delta y$ でB面とD面の角の直線が折れ曲がった



写真-1.3.1(10) $6\delta y$ でB面とC面の角の直線が折れ、曲が大きくなった

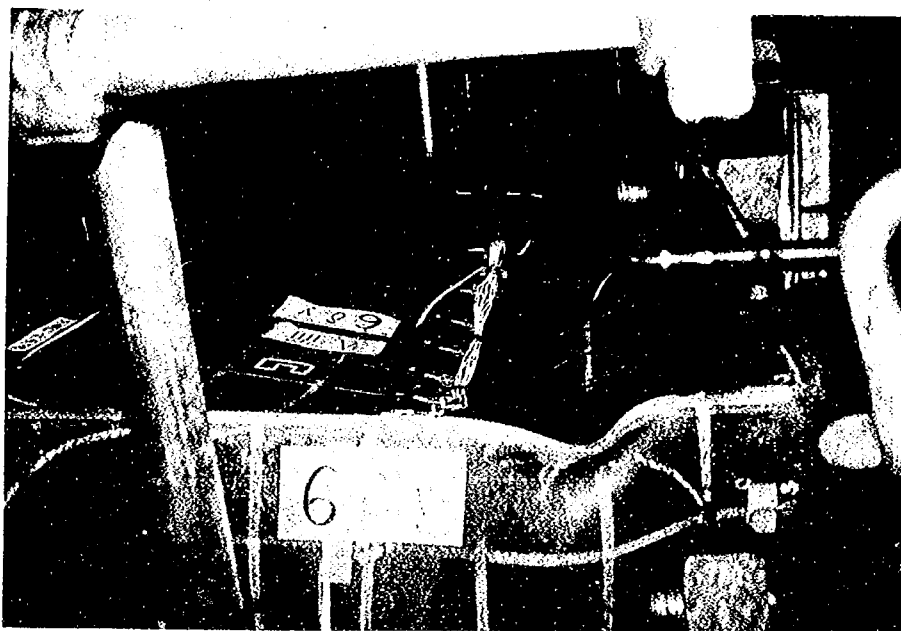


写真-1.3.1(11) $6\delta y$ でA面とC面の角の直線が折れ曲が大きくなった

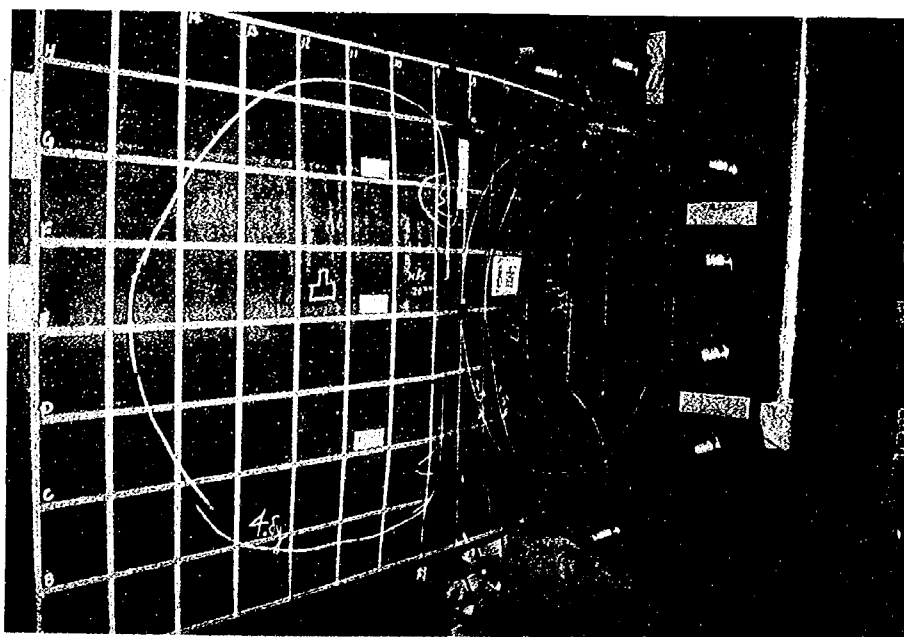


写真-1.3.1(12) 試験終了後、B面の変形状況

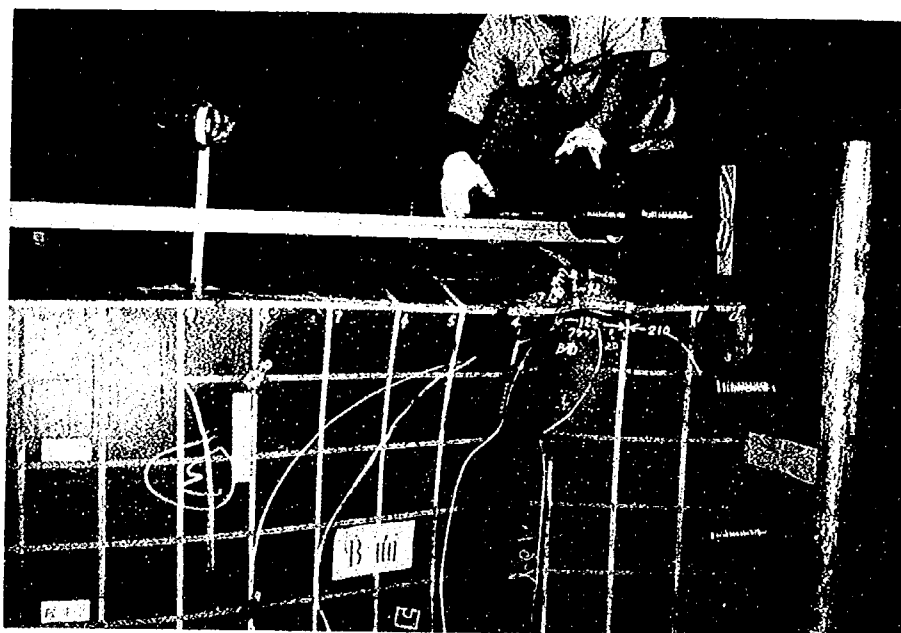


写真-1.3.1(13) 試験終了後、B面とC面の角部分の変形状況

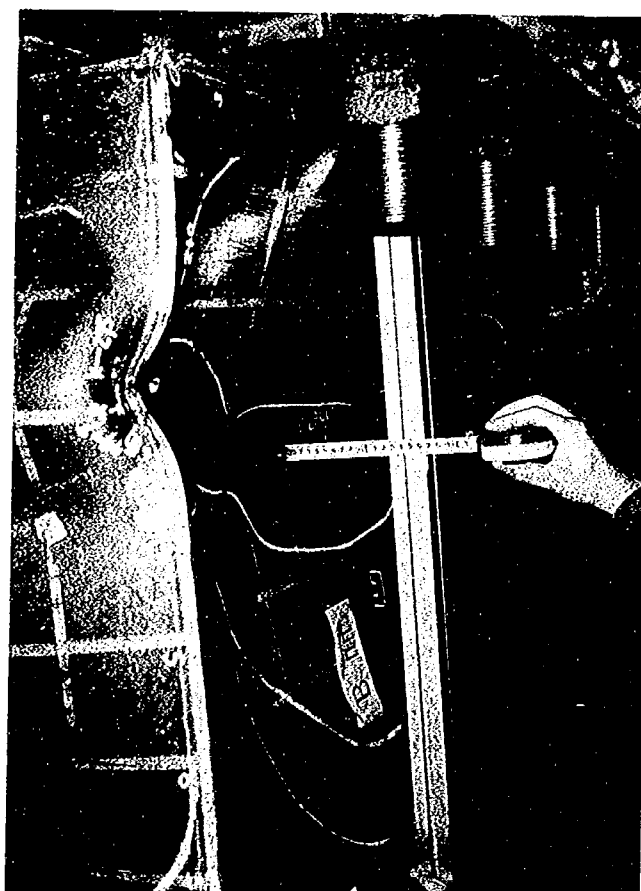


写真-1.3.1(14) 試験終了後、B面とC面の角部分の変形状況

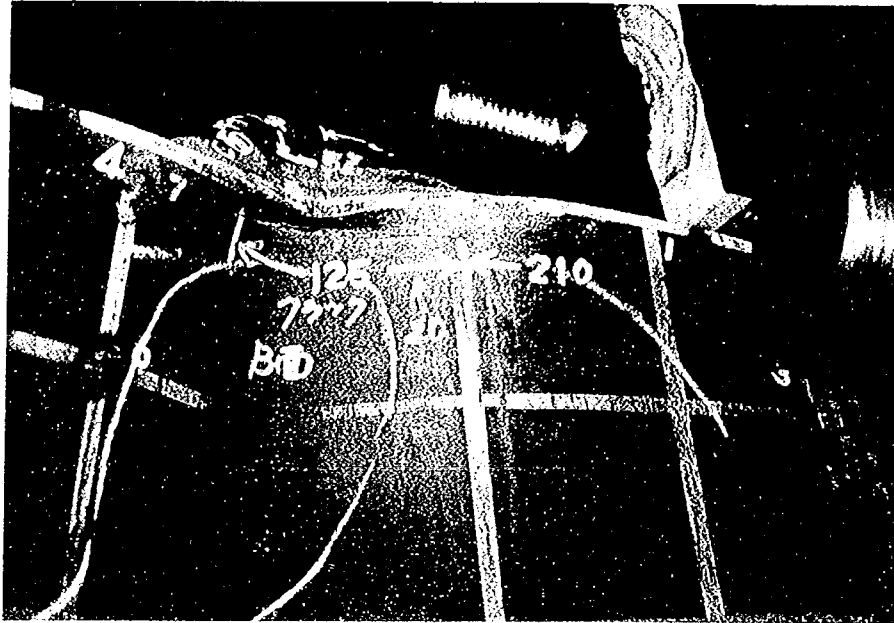


写真-1.3.1(15) 試験終了後、B面とC面の角部分の亀裂

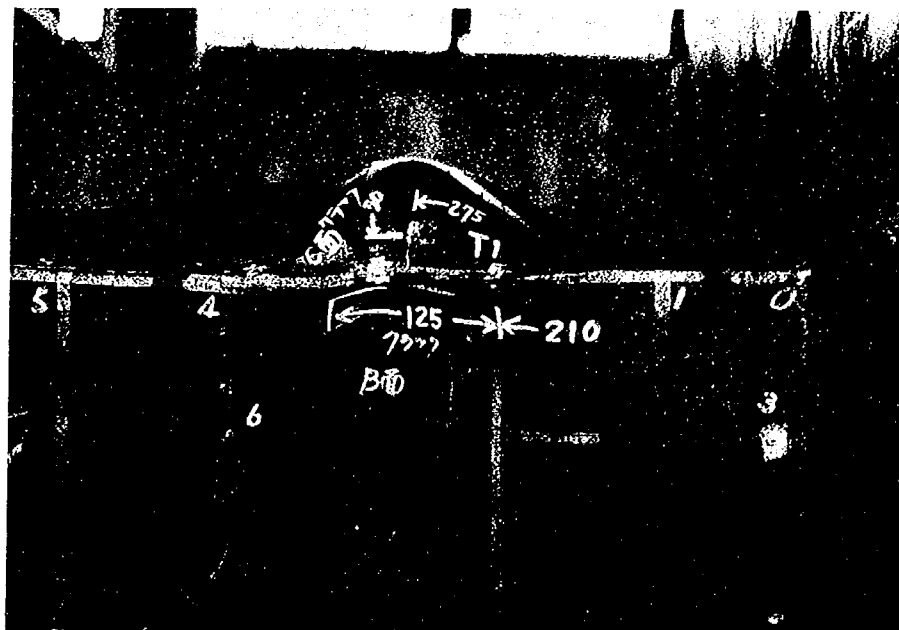


写真-1.3.1(16) 試験終了後、B面とC面の角部分の亀裂

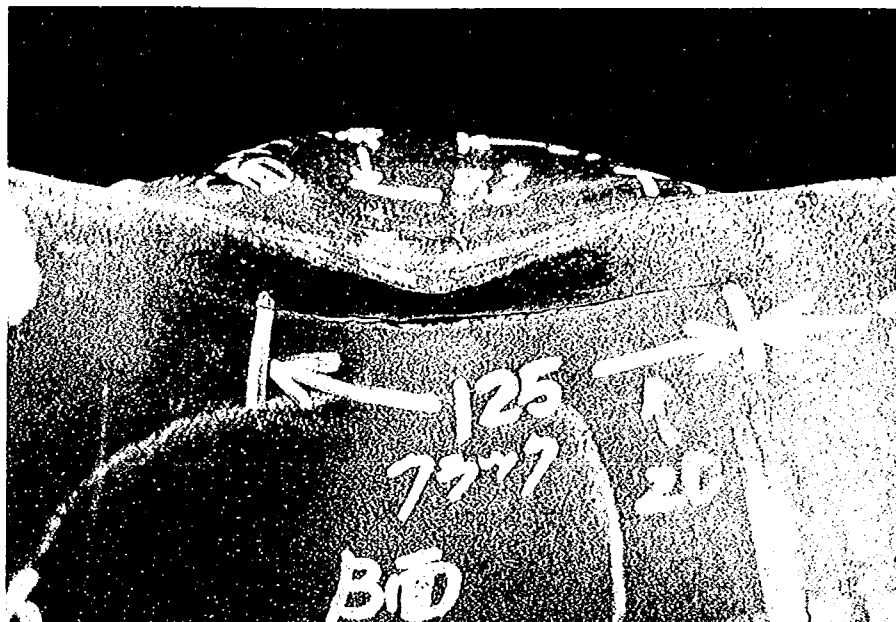


写真-1.3.1(17) 試験終了後、B面とC面の角部分の亀裂



写真-1.3.1(18) 試験終了後、B面とC面の角部分の亀裂

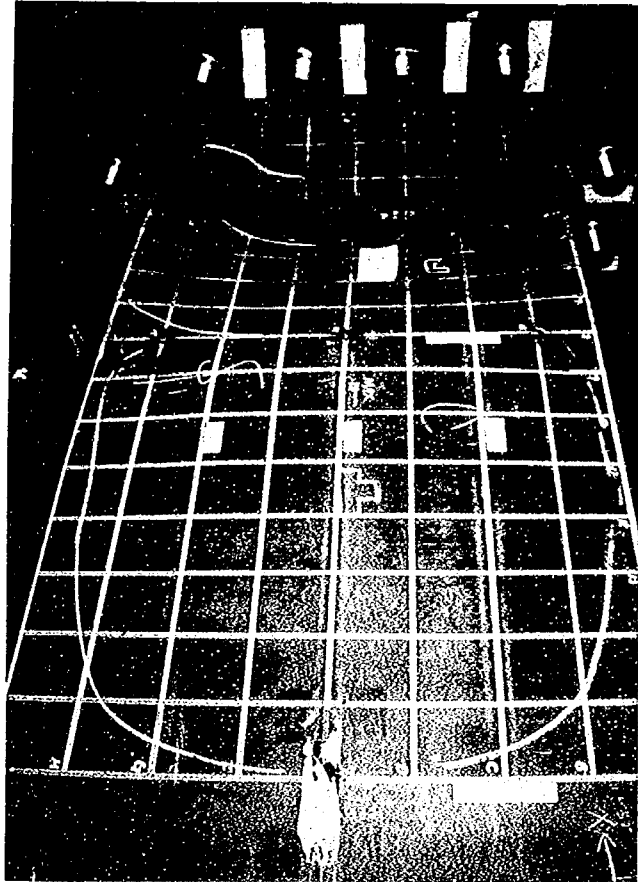


写真-1.3.1(19) 試験終了後、A面の変形状況

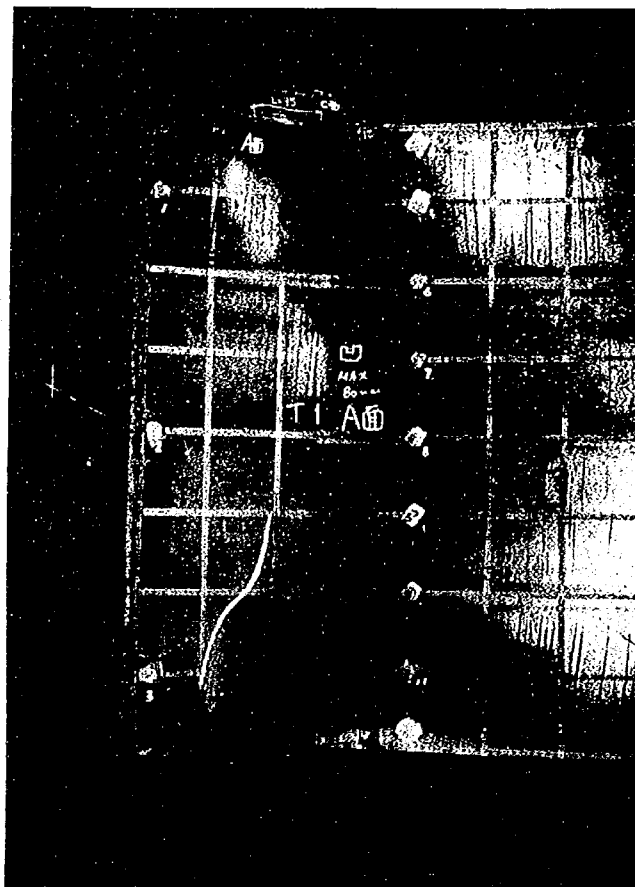


写真-1.3.1(20) 試験終了後、A面の変形状況

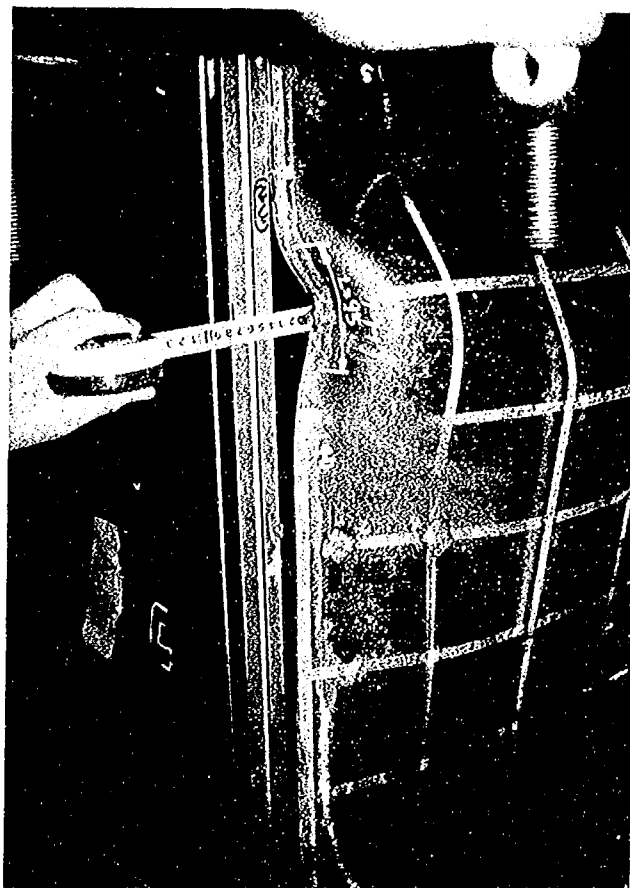


写真-1.3.1(21) 試験終了後、A面とC面の角部分の亀裂

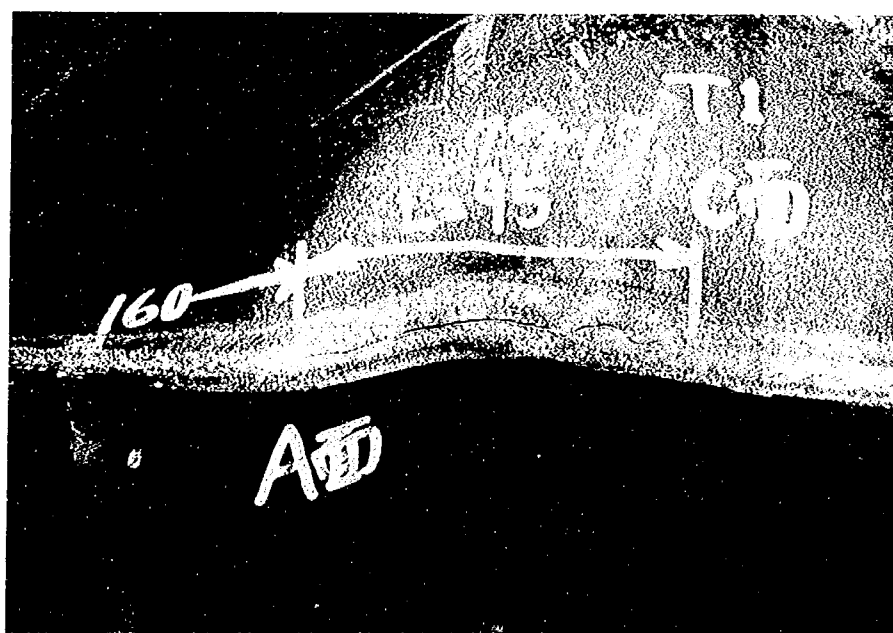


写真-1.3.1(22) 試験終了後、A面とC面の角部分の亀裂

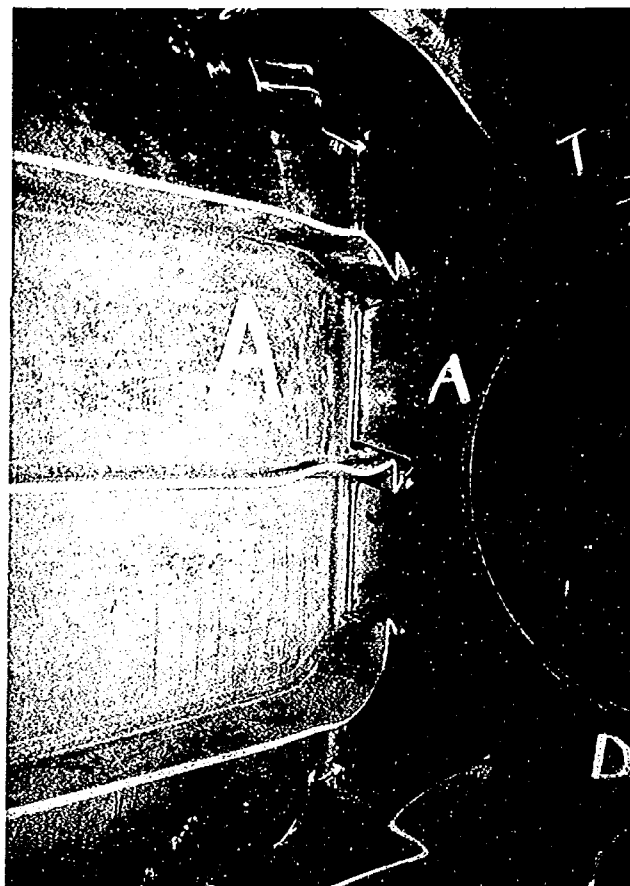


写真-1.3.1(23) 試験終了後、ボックス内部の様子(A面)

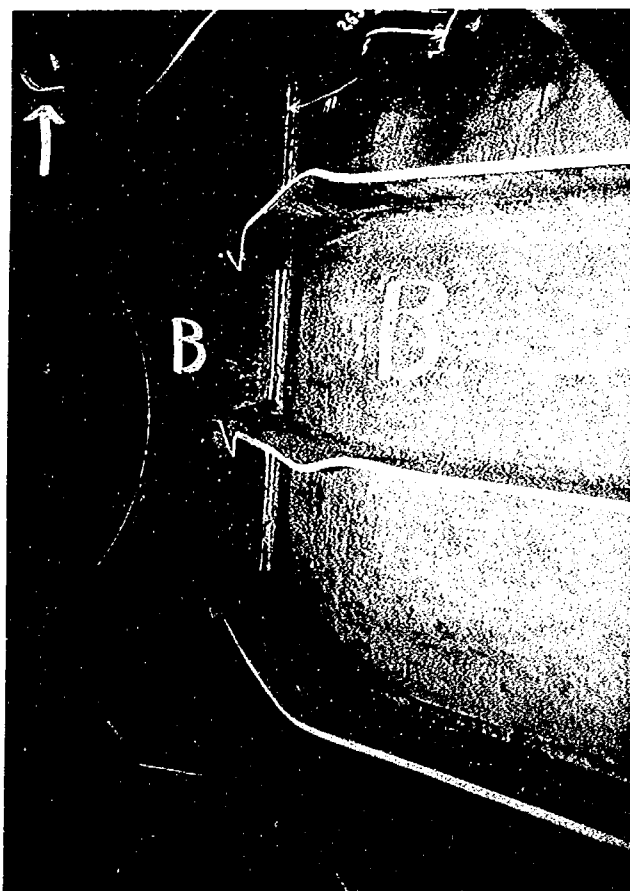


写真-1.3.1(24) 試験終了後、ボックス内部の様子(B面)

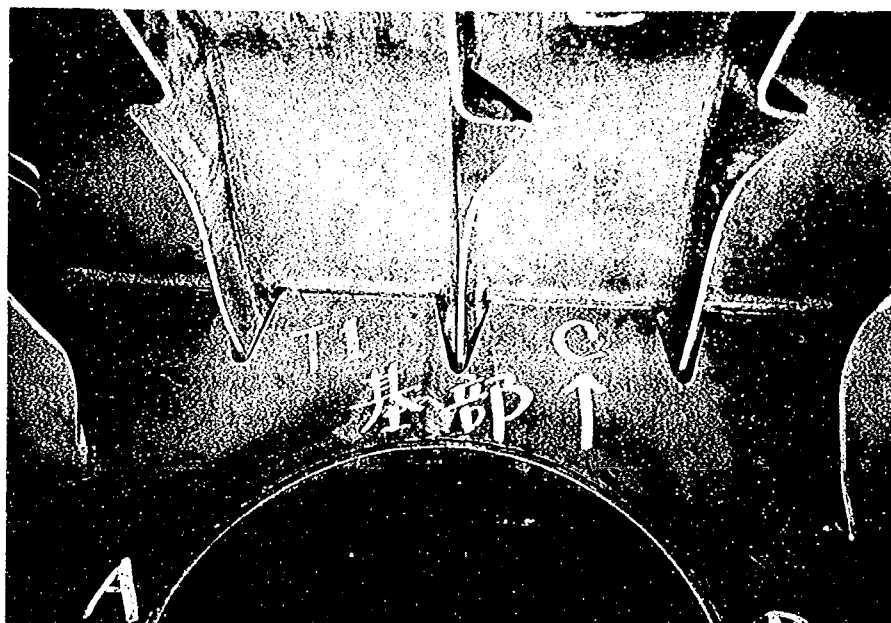


写真-1.3.1(25) 試験終了後、ボックス内部の様子(C面)

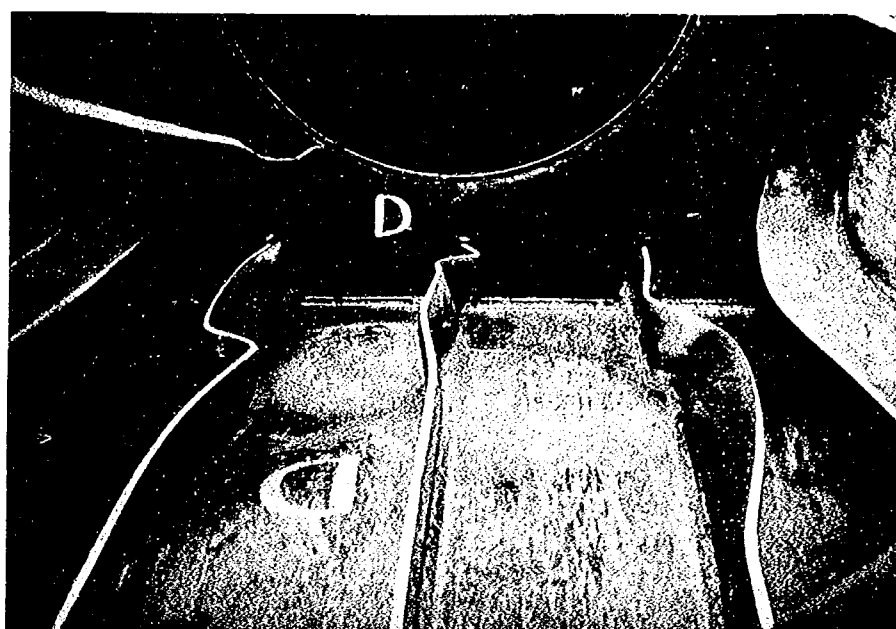


写真-1.3.1(26) 試験終了後、ボックス内部の様子(D面)

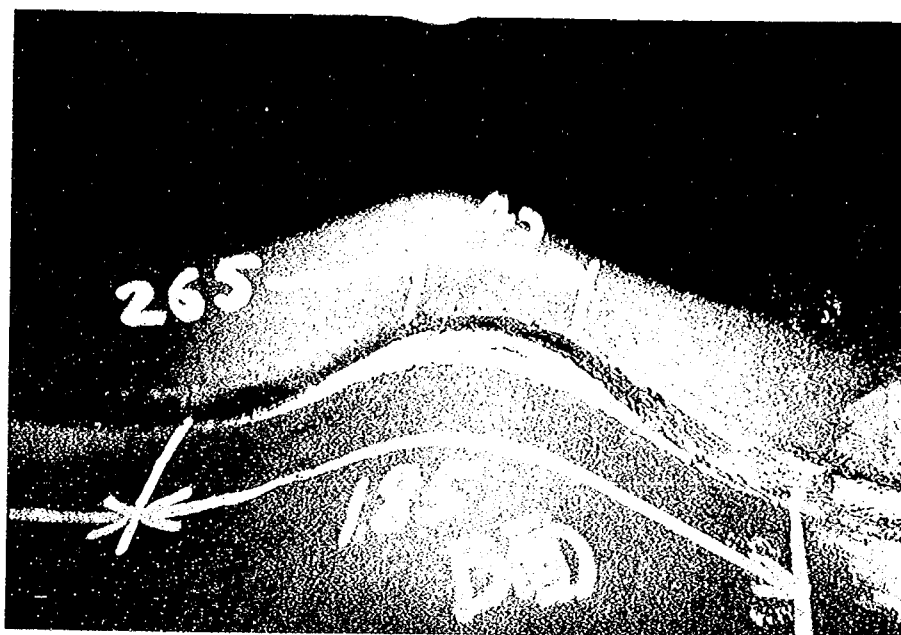


写真-1.3.1(27) B面とC面の角のボックス内部の亀裂

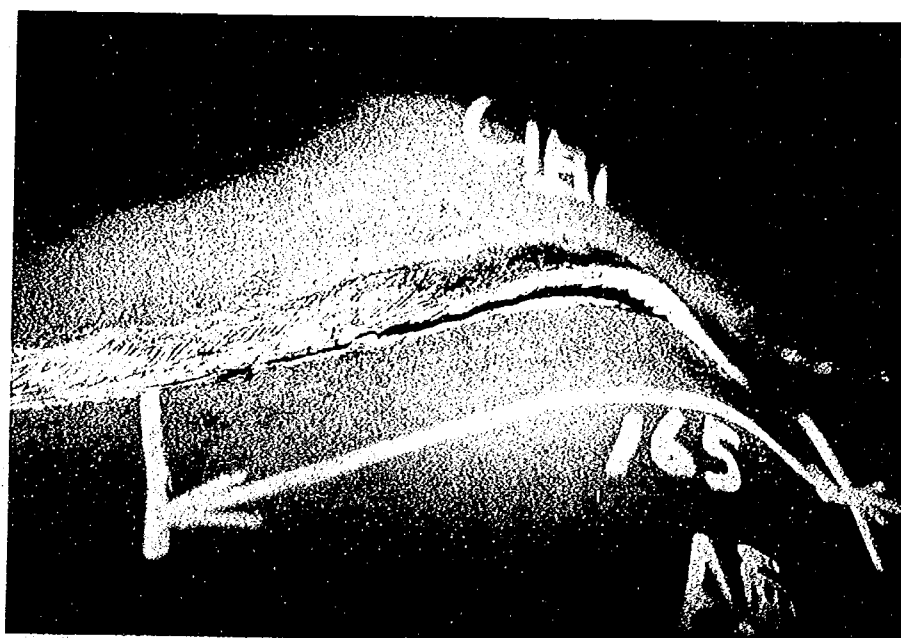


写真-1.3.1(28) A面とC面の角のボックス内部の亀裂

(2)T2供試体

T2供試体の各載荷サイクルにおける供試体の損傷状況を表-1.3.1(3)～(4)および、図-1.3.1(8)～(14)に、試験後の内面の損傷状況を図-1.3.1(15)に示す。

また、T2供試体の損傷状況を写真-1.3.1(29)～(51)に、試験後の損傷状況を写真-1.3.1(52)～(55)に示す。

表-1.3.1(3) T2供試体の損傷状況

載荷段階	D面	B面	C面	A面
1δy	* 目立った変化なし	* 目立った変化なし	* 目立った変化なし	* 目立った変化なし
2δy	* 黒皮のひび割れが発生	* 黒皮のひび割れが発生	* 黒皮のひび割れが発生	* 黒皮のひび割れが発生
3δy	* 黒皮のひび割れ密度が増え、特に基部近くで密	* 黒皮のひび割れ密度が増える * 第1パネル中央が窪み始め、最大値は約6mmである	* 黒皮にひび割れ密度が増える	* 黒皮のひび割れ密度が増え、特にボルト周りが密
4δy	* 第1パネルのボルトの内側全体が窪み始める(最大値：約5mm)窪みは特に基部近くで大	* 第1パネルのボルトの中央部が窪み、特に著しい窪みが4カ所認められる(最大値：約20mm) * 第2パネルも膨らみ始める	* 第1パネルのボルトの中央部が窪み始める(最大値：約6mm) * A面寄り基部角部に長さ14mmのひび割れ発生	* 基部から20～30cmの範囲で-4～+5mmの凹凸が認められる * 基部溶接部C面寄り角部に長さ14mmのひび割れ発生
5δy	* 凸部の最大値は約10mmである * 凹部の最大値は約20mmである * A面寄り基部角部に長さ12mmのひび割れ発生 * B面寄り基部角部にも長さ15mmのひび割れ発生	* 第1パネルの窪みの最大値は約50mmである * 第2パネルの膨らみの最大値は約10mmである * C面寄り基部角部に長さ5mmのひび割れ発生 * D面寄り基部角部にも長さ20mmのひび割れ発生	第1パネルのB面寄りのボルト外側が膨らみ始める(最大値：6mm) * 凹部の最大値は約20mm * B面寄り基部角部に長さ16mmのひび割れ発生 * A面寄り基部角部のひび割れ長さは変わらず	* 第1パネルの凸部の範囲が広がり、膨らみの最大値は約18mmである * D面寄り基部角部にも長さ12mmのひび割れ発生 * C面寄りのひび割れの長さは変わらず

表-1.3.1(4) T2供試体の損傷状況

載荷段階	D面	B面	C面	A面
6 δ_y	* 凸部凹部とも最大は約30mmである * 基部角部のひび割れ長さ変わらず	* 第1パネルの窪みの最大値は約80mmである * 第2パネルの膨らみは変わらず * C面寄り基部角部のひび割れL=25mmに伸びる * D面寄りのひび割れの長さは変わらず	* 第1パネルのボルト外側のB面寄りが膨らみ始める(最大値: 約6mm) * 凸部の最大値は約10mmである * 凹部の最大値は約40mmである * B面寄り基部角部のひび割れL=43mmに伸びる * A面寄り基部角部のひび割れ長さは変わらず * A面寄り角部の基部から105mmの位置に橋脚軸直角方向のひび割れが発生(ひび割れ長さ18mm) * B面寄り角部の基部から200mmの位置に橋脚軸直角方向のひび割れが発生(ひび割れ長さ20mm、幅2.5mm)	* 第1パネルの凸部の最大値は約40mmである * C面寄り基部角部のひび割れ長さ19mmに伸びる * D面寄り基部角部のひび割れ長さは変わらず * C面寄り角部の基部から105mmの位置に橋脚軸直角方向のひび割れが発生(ひび割れ長さ23mm)
7 δ_y	* 凸凹の差は約90mmである * 基部角部のひび割れは変わらず * A面寄り角部の基部から105mmの位置を起点として橋脚軸方向にL=137mmの裂ける様なひび割れが発生 * B面寄り角部の基部から約150mmの位置にも橋脚軸方向にL=65mmのひび割れ発生	* 第1パネルの窪みの最大値は約110mmである * 第2パネルの変形は減少したように見える * 基部角部のひび割れは変わらず * C面寄り角部の基部から150mmの位置の橋脚軸方向に20mm、さらに軸直角方向に25mmのひび割れが発生	* 凸部の最大値は約15mmである * 凹部の最大値は約70mmである * 基部角部のひび割れは変わらず * A面寄り角部の基部から105mmの位置のひび割れは橋脚軸直角方向には37mm軸方向には102mmの十文字のひび割れとなる * B面寄り角部の基部から200mmの位置の橋脚軸直角方向のひび割れは長さ51mm、幅6mmに進展	* 第1パネルの凸部の最大値は約80mmである * 基部角部のひび割れ長さ変わらず * C面寄り角部の基部から105mmの位置の橋脚軸直角方向のひび割れL=55mmに伸びる * D面寄り角部の基部から150mmの位置にも橋脚軸直角方向のひび割れ発生(ひび割れ長さ32mm)

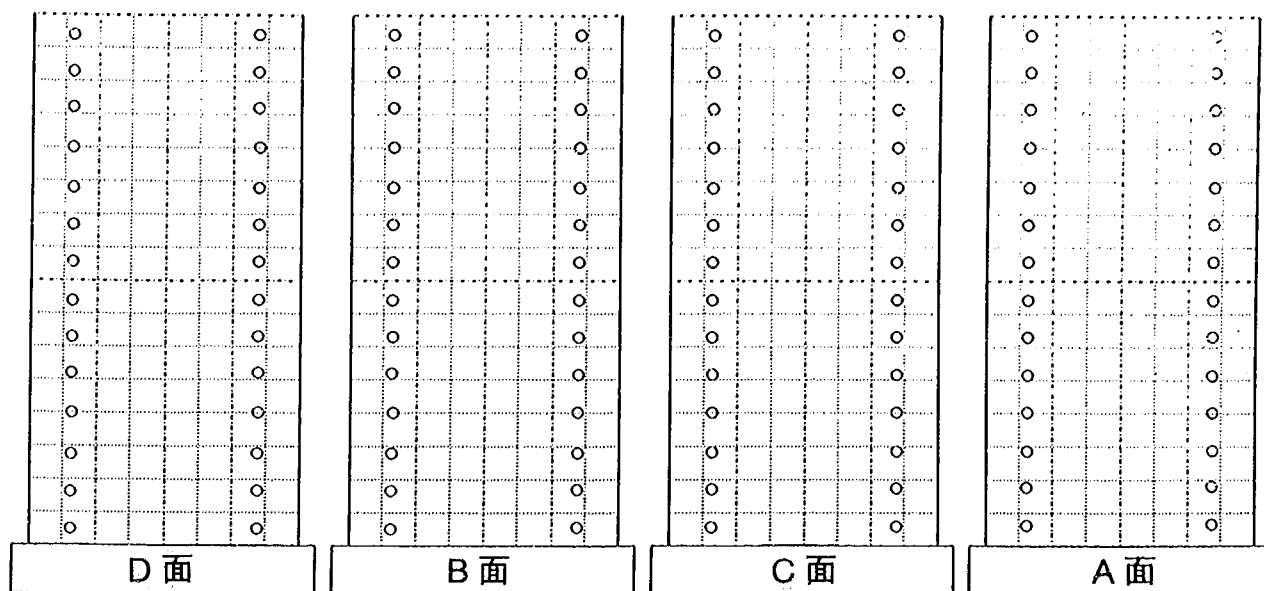


図-1.3.1(8) 1 δy 終了後の損傷状況

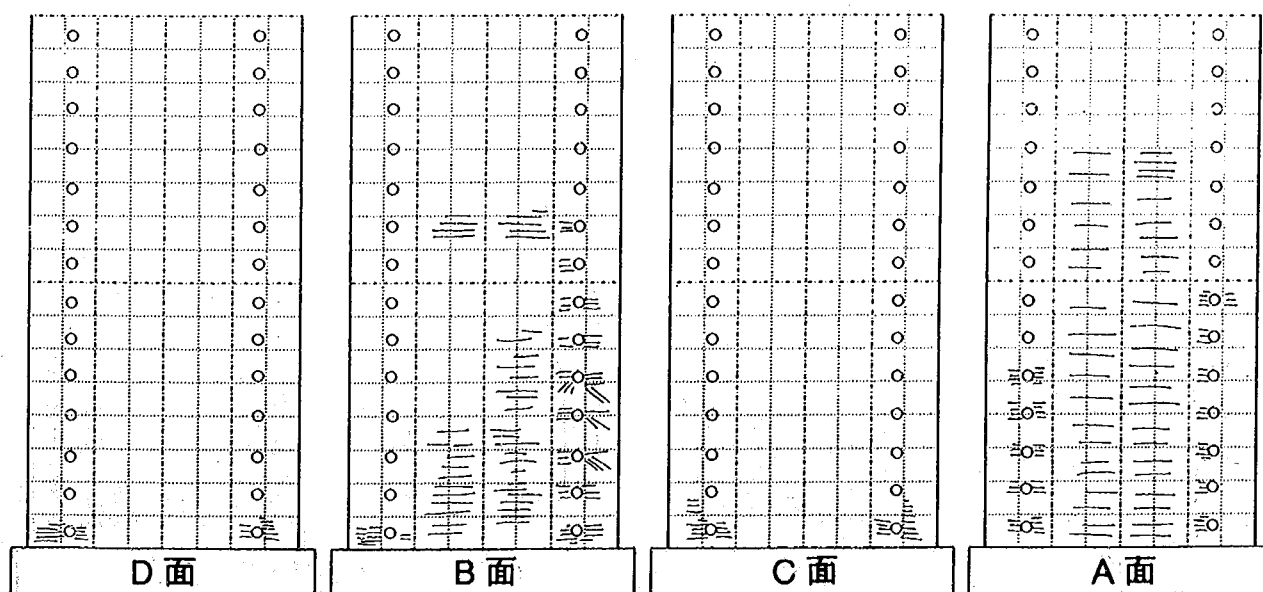


図-1.3.1(9) 2 δy 終了後の損傷状況

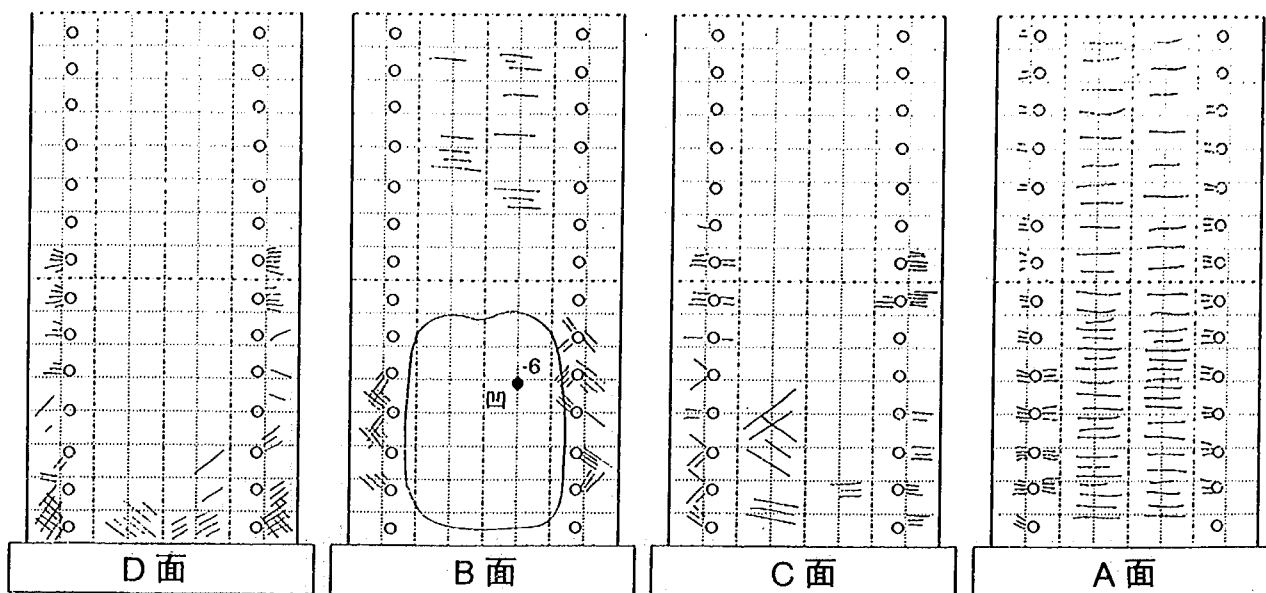


図-1.3.1(10) $3\delta y$ 終了後の損傷状況

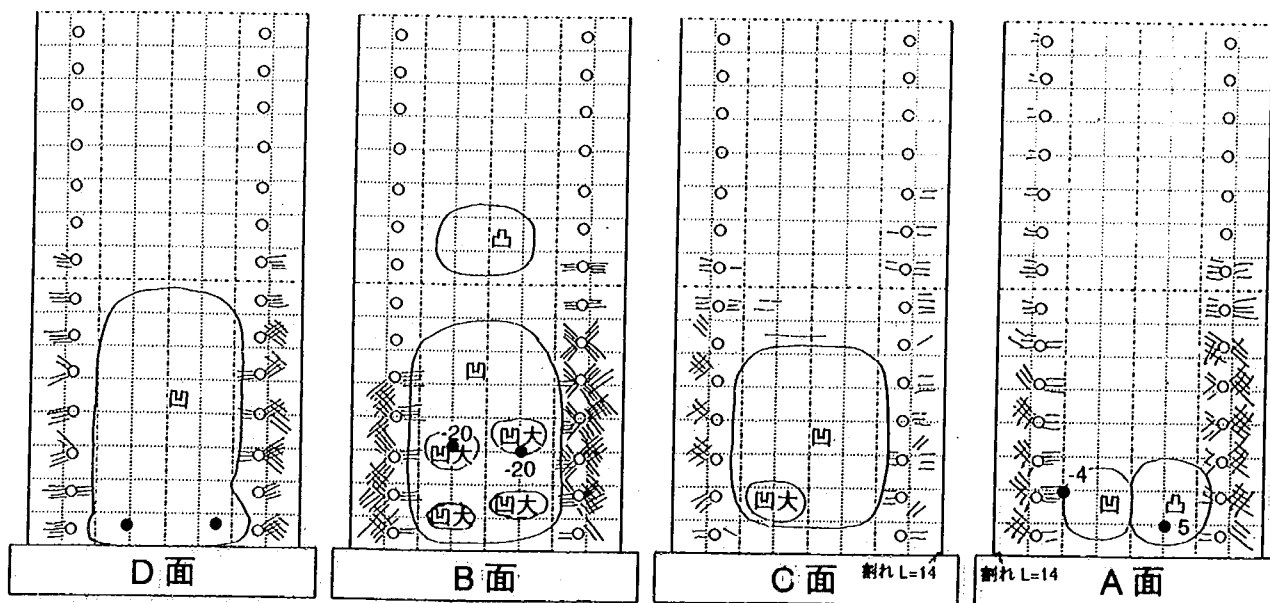


図-1.3.1(11) $4\delta y$ 終了後の損傷状況

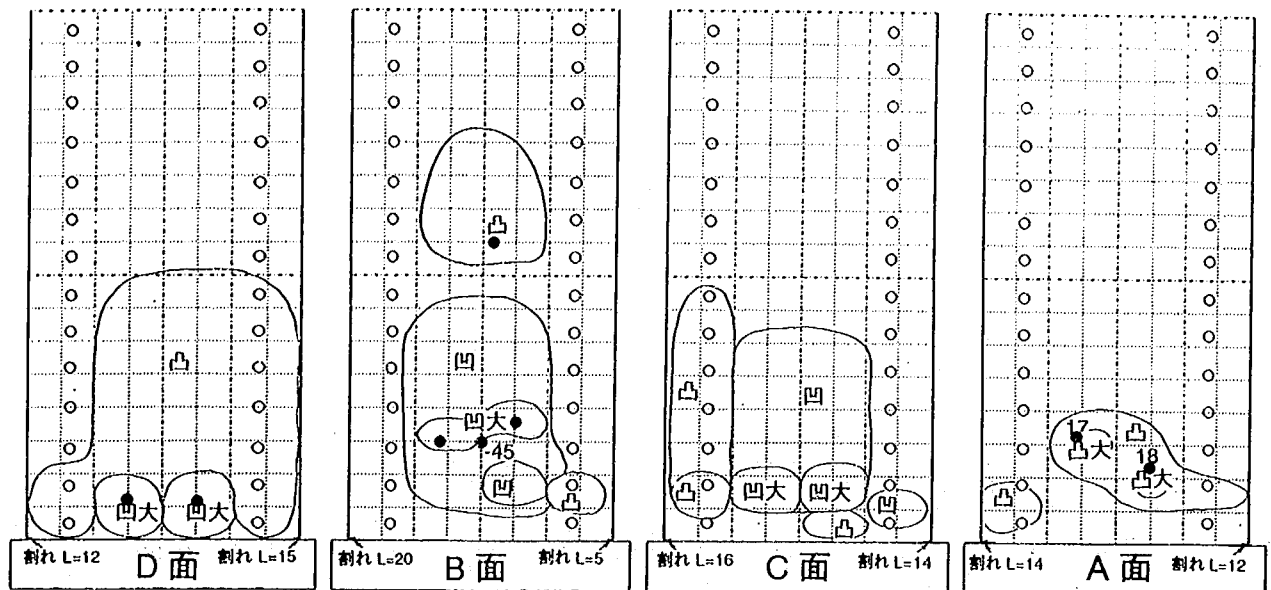


図-1.3.1(12) 5δy終了後の損傷状況

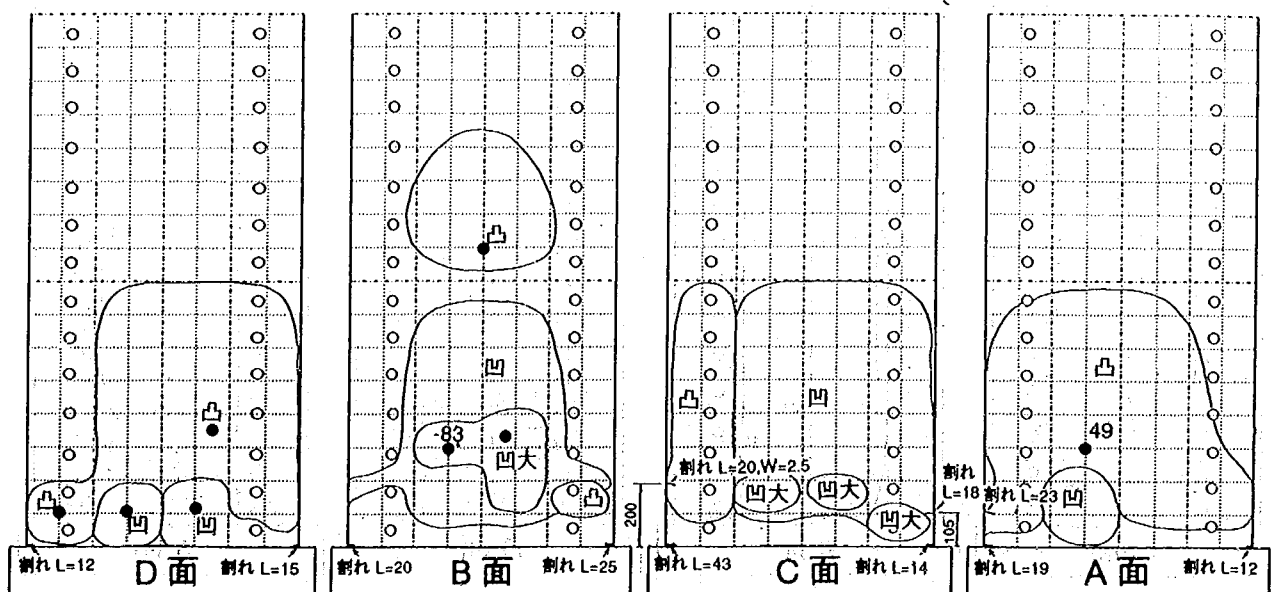


図-1.3.1(13) 6δy終了後の損傷状況

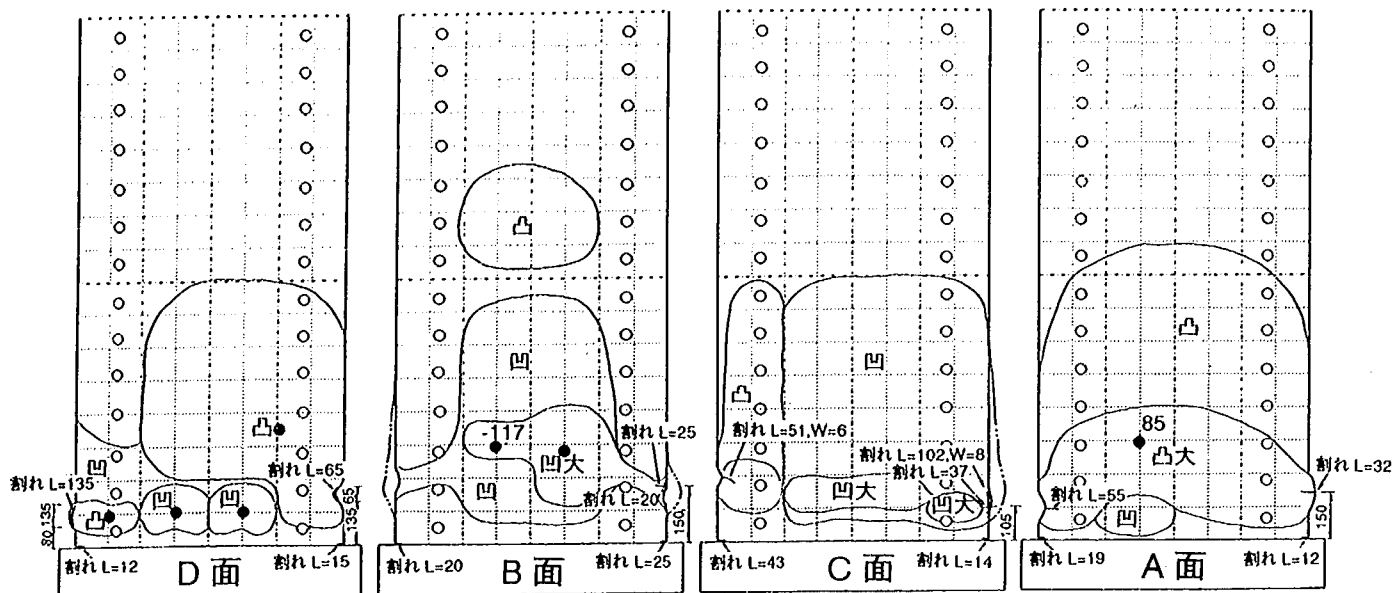


図-1.3.1(14) 7δy終了後の損傷状況

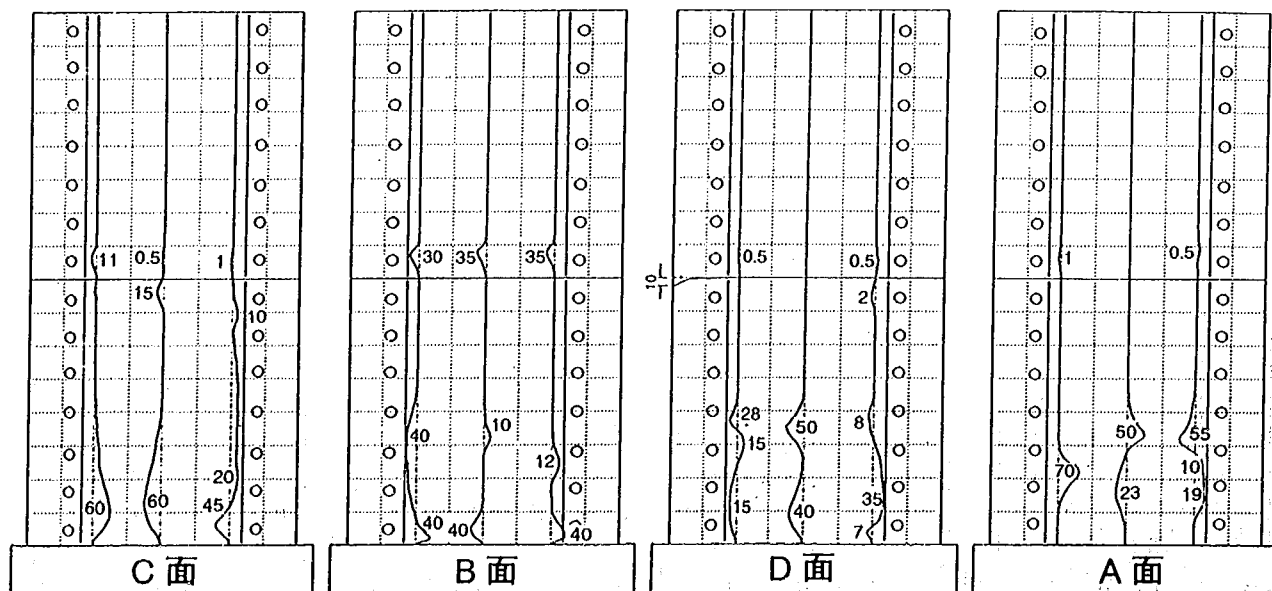


図-1.3.1(15) 終局後の内面の損傷状況

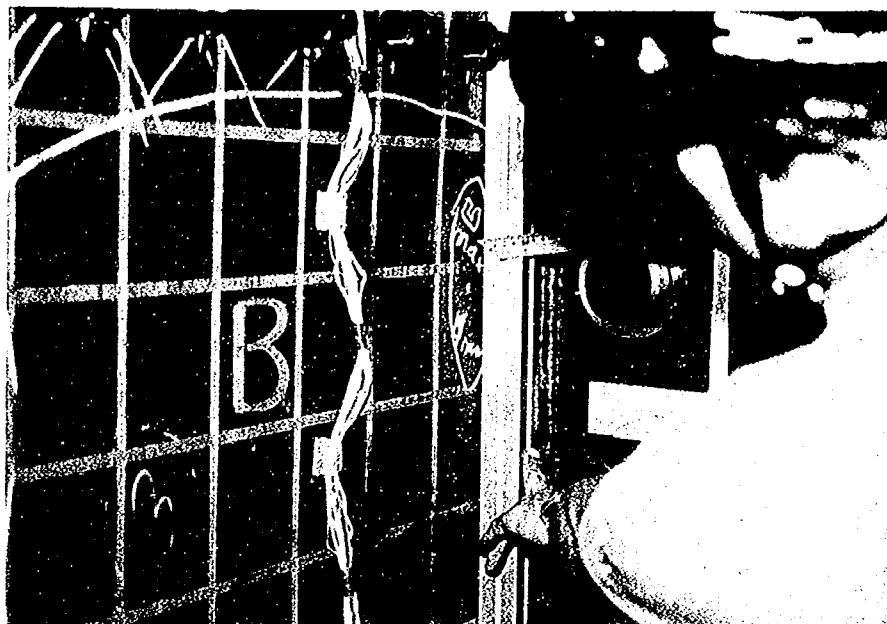


写真-1.3.1(29) 3δyでB面中央付近に6mmの凹みが生じている

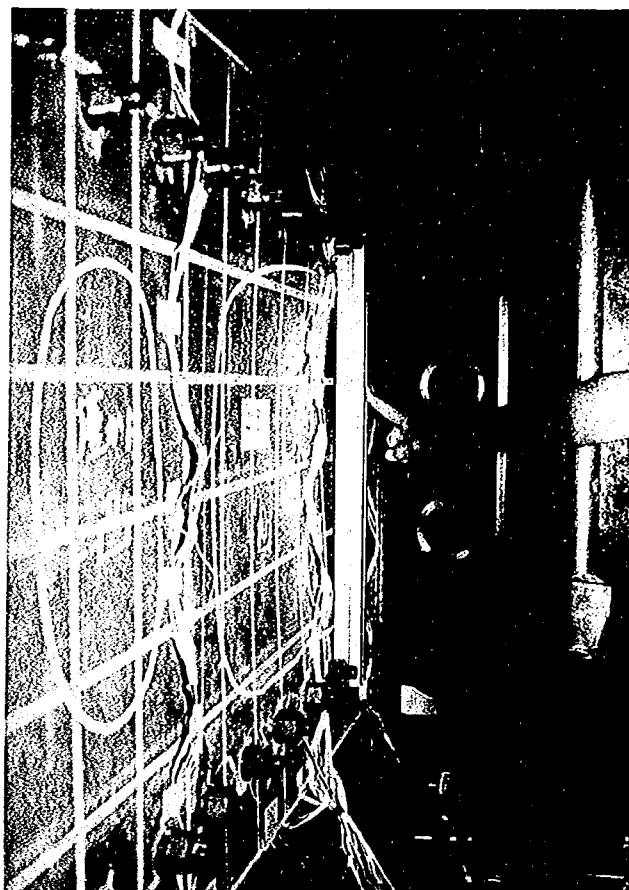


写真-1.3.1(30) 4δyでB面中央付近に20mmの凹みが生じている

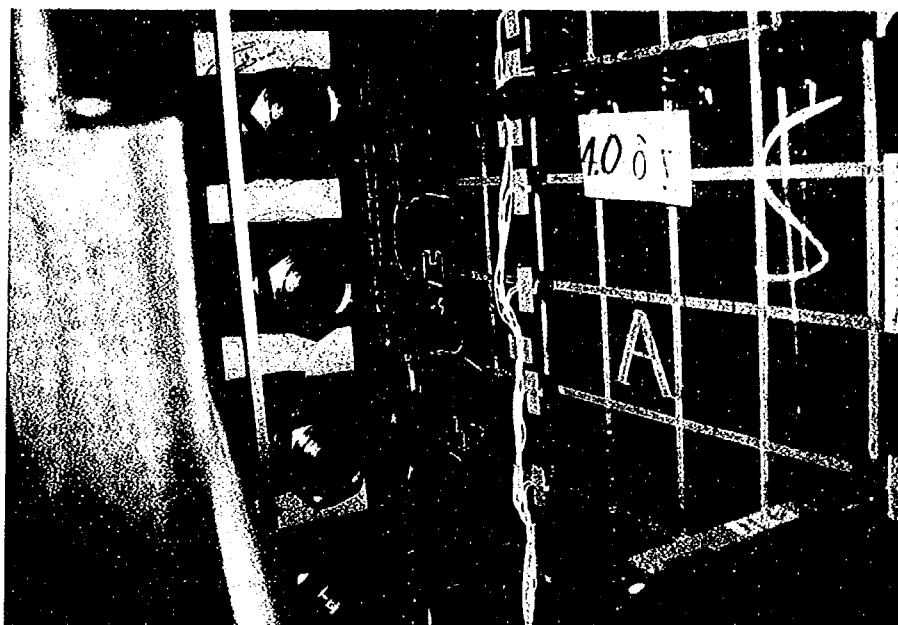


写真-1.3.1(31) 4δyでA面に5mmの凸が生じている



写真-1.3.1(32) 4δyでA面とC面の角がベースプレートとの溶接止端に亀裂が生じている

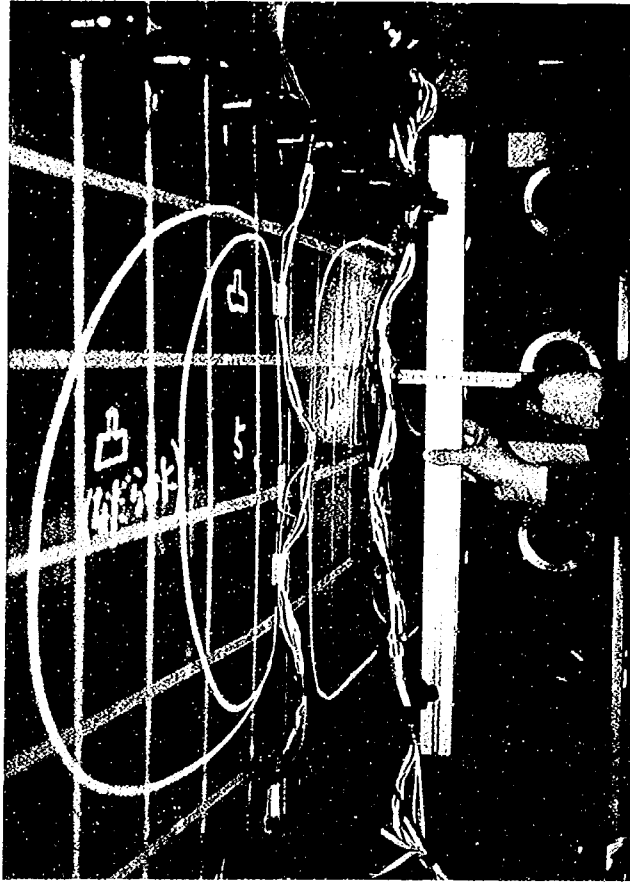


写真-1.3.1(33) 5δyでB面中央付近に45mmの凹みが生じている

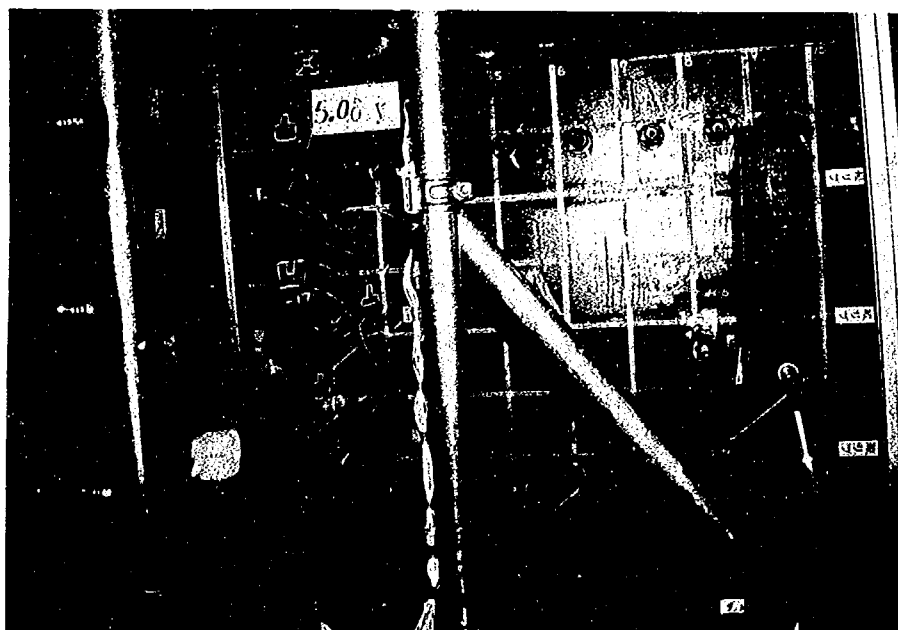


写真-1.3.1(34) 5δyでA面に18mmの凸が生じている

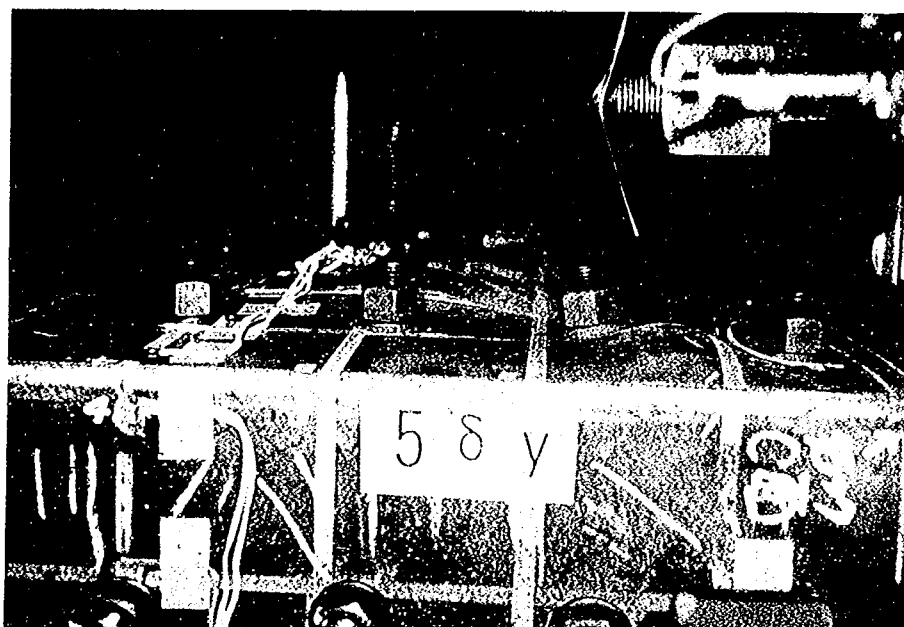


写真-1.3.1(35) 5 δ yでのA面とC面の角部分の変形状況

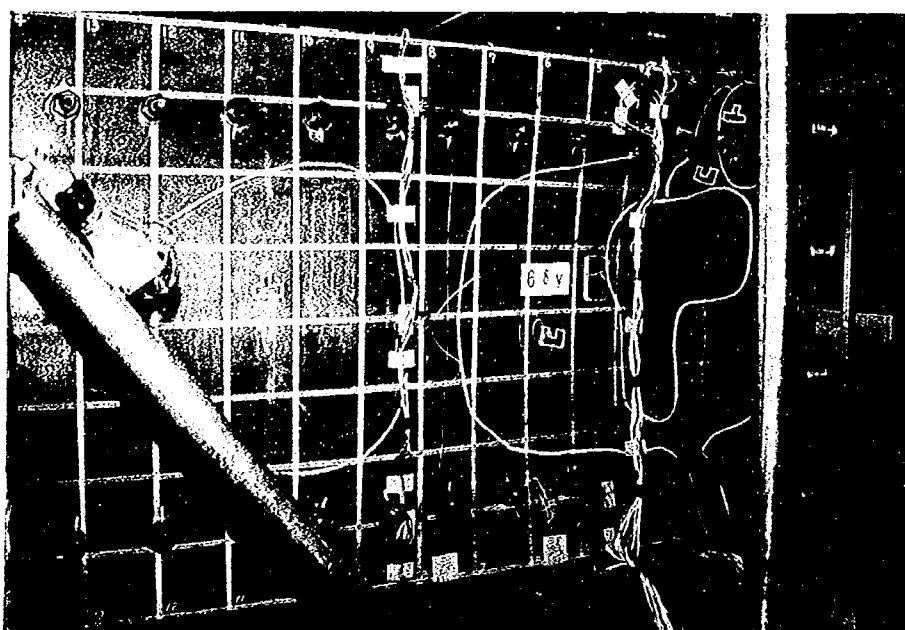


写真-1.3.1(36) 6 δ yでB面に83mmの凹みが生じている

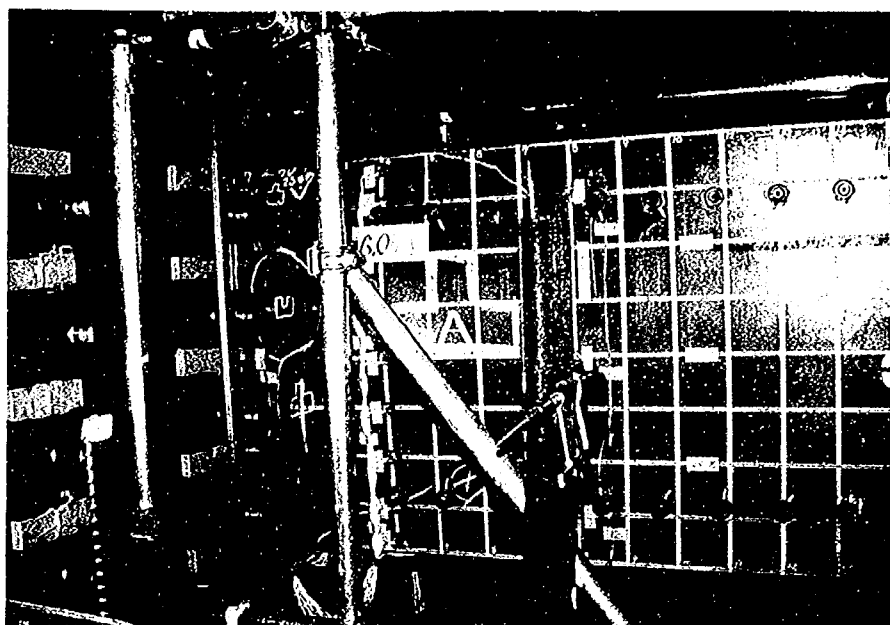


写真-1.3.1(37) 6δyでA面に49mmの凹みが生じている



写真-1.3.1(38) 6δyでA面とC面の角の生じた亀裂



写真-1.3.1(39) $6\delta y$ でA面とC面の角の生じた亀裂

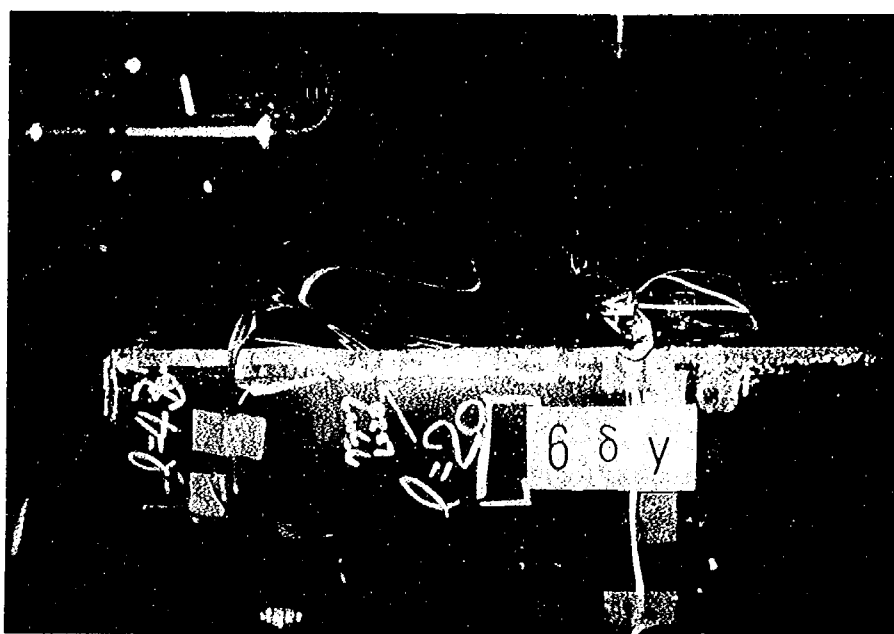


写真-1.3.1(40) $6\delta y$ でB面とC面の角の生じた亀裂



写真-1.3.1(41) 6 δ yでB面とC面の角の生じた亀裂

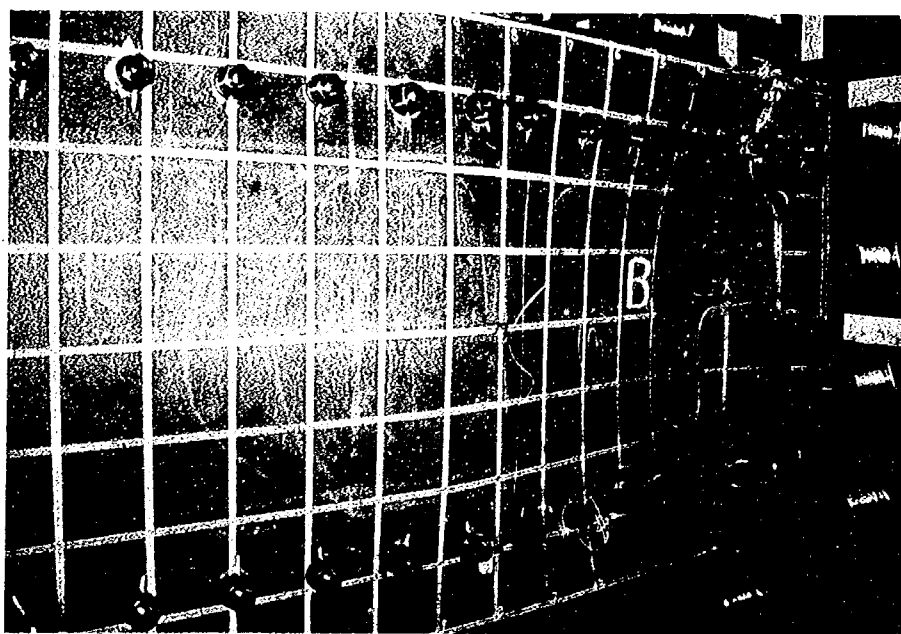


写真-1.3.1(42) 7 δ yでB面に117mmの凹みが生じている

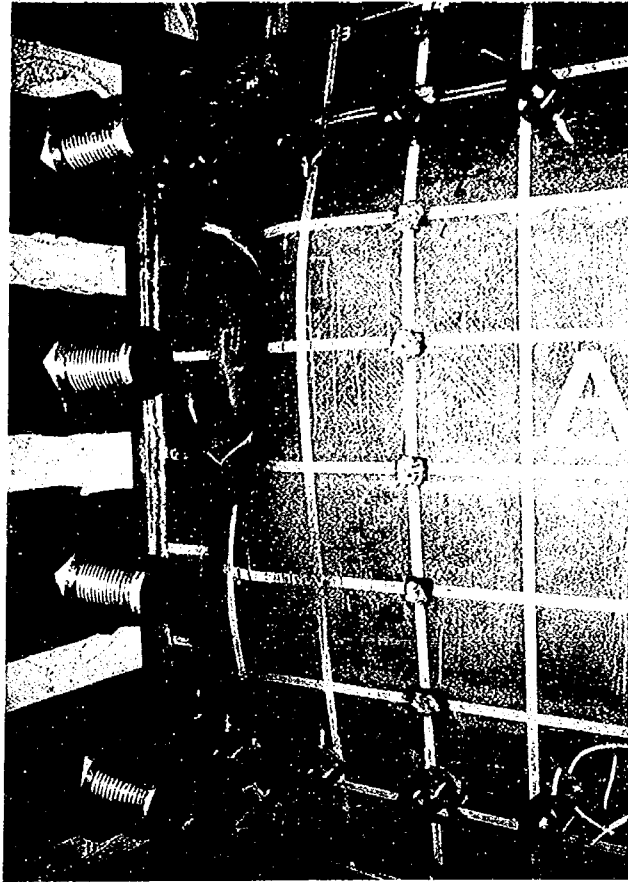


写真-1.3.1(43) 7δyでA面に85mmの凸が生じている

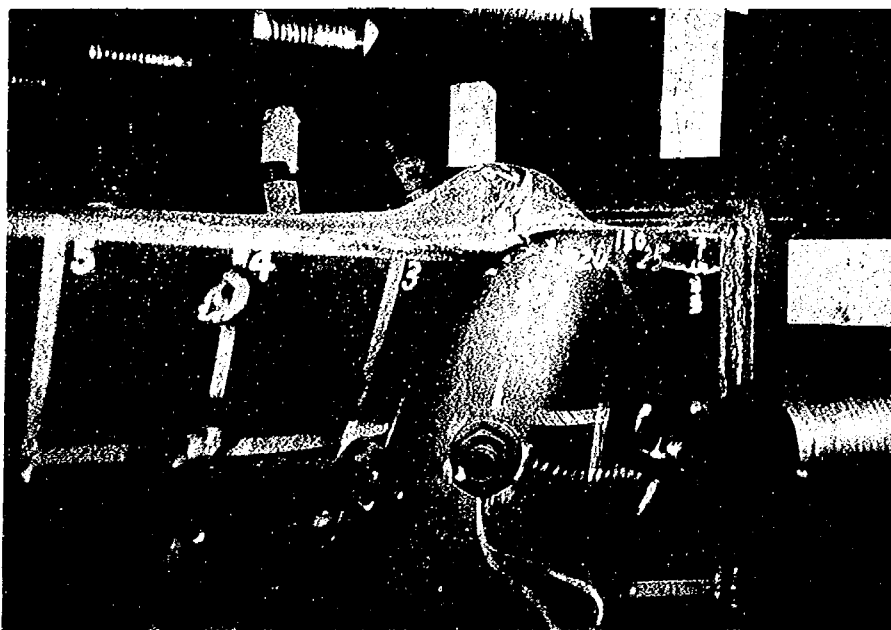


写真-1.3.1(44) 実験終了後、B面とC面の角の生じた亀裂

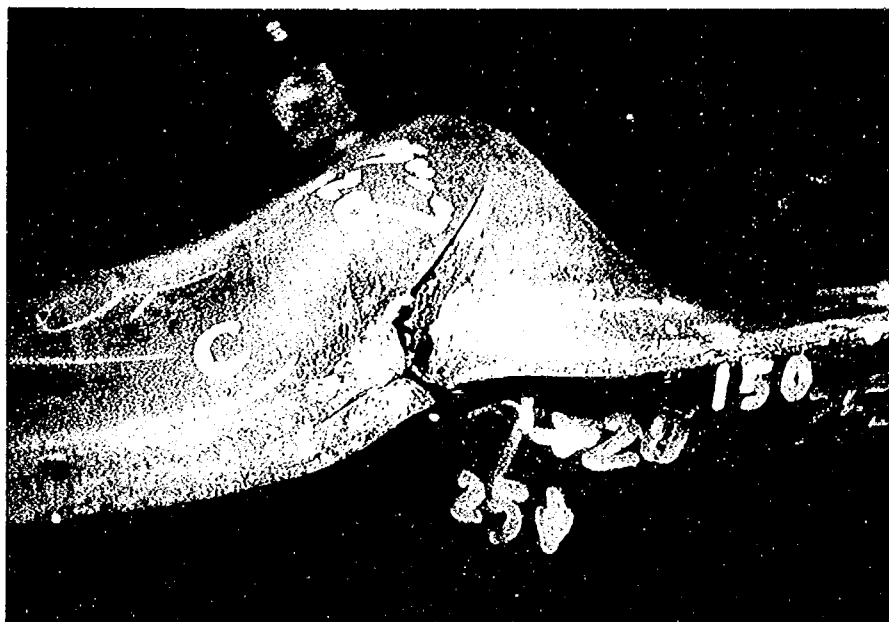


写真-1.3.1(45) 実験終了後、B面とC面の角の生じた亀裂

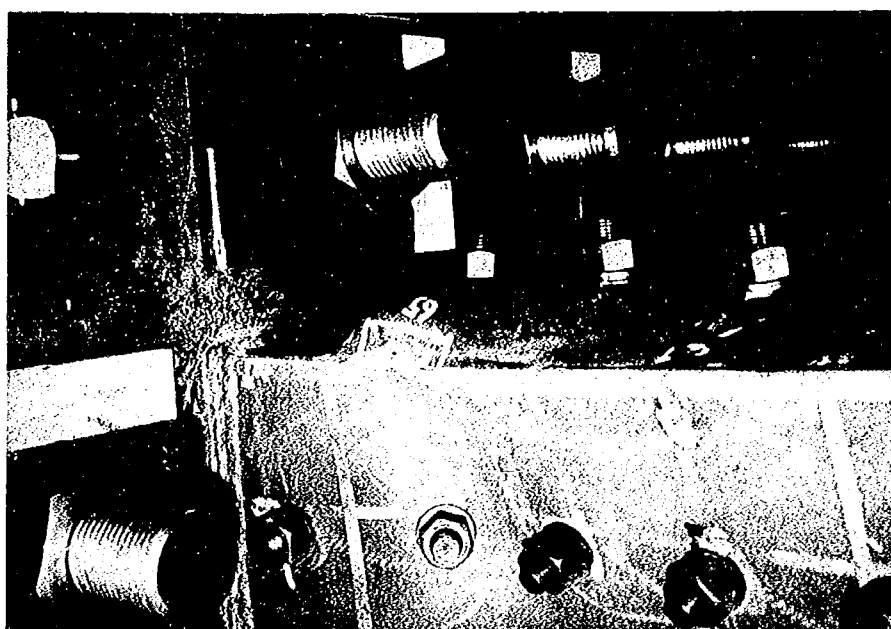


写真-1.3.1(46) 実験終了後、B面とD面の角の生じた亀裂

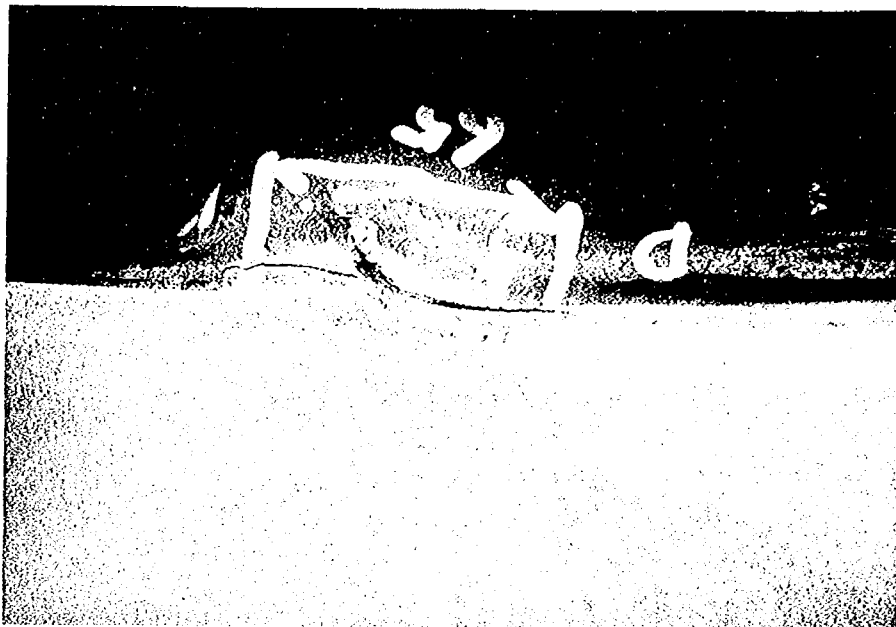


写真-1.3.1(47) 実験終了後、B面とD面の角の生じた亀裂



写真-1.3.1(48) 実験終了後、A面とC面の角の生じた亀裂



写真-1.3.1(49) 実験終了後、A面とC面の角の生じた亀裂

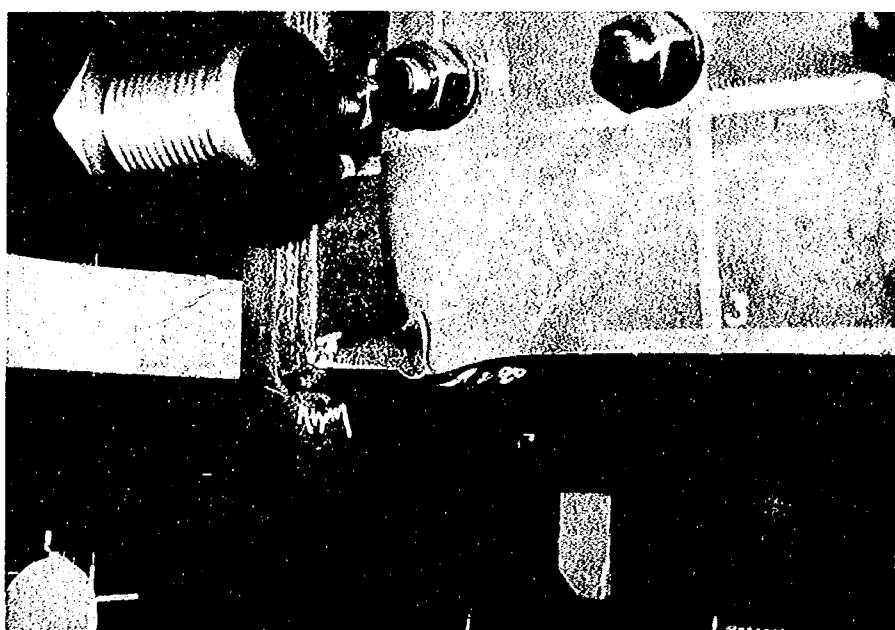


写真-1.3.1(50) 実験終了後、A面とD面の角の生じた亀裂

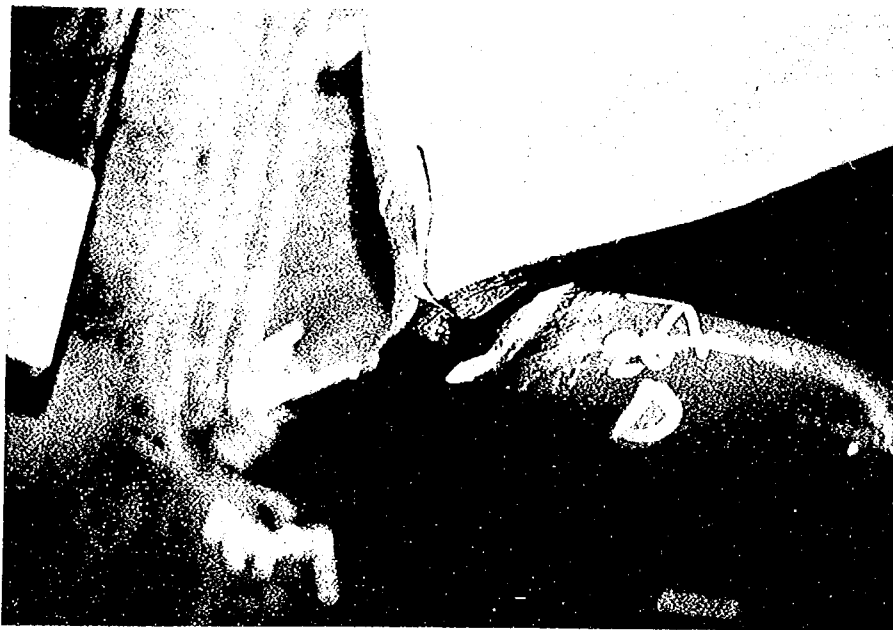


写真-1.3.1(51) 実験終了後、A面とD面の角の生じた亀裂

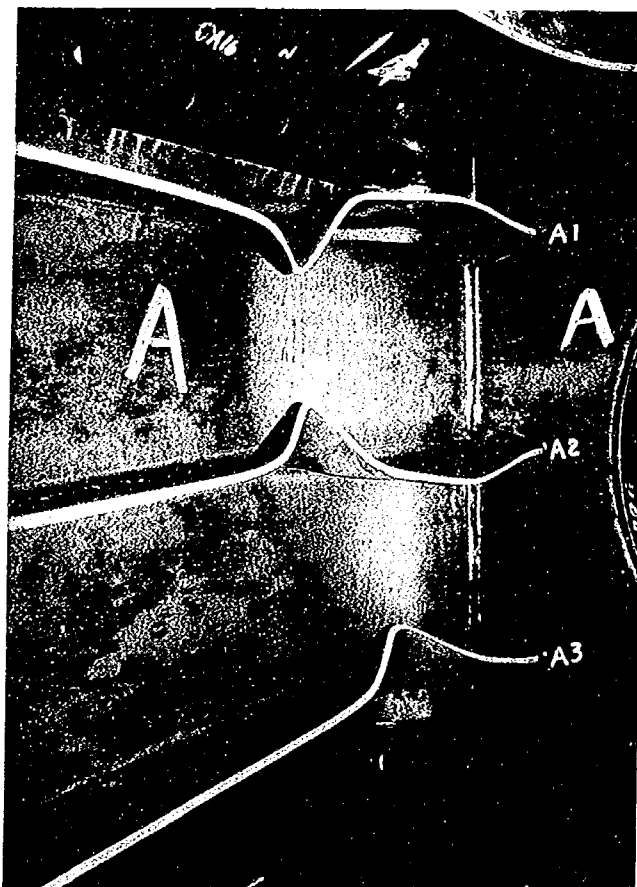


写真-1.3.1(52) 試験終了後、ボックス内部の様子(A面)

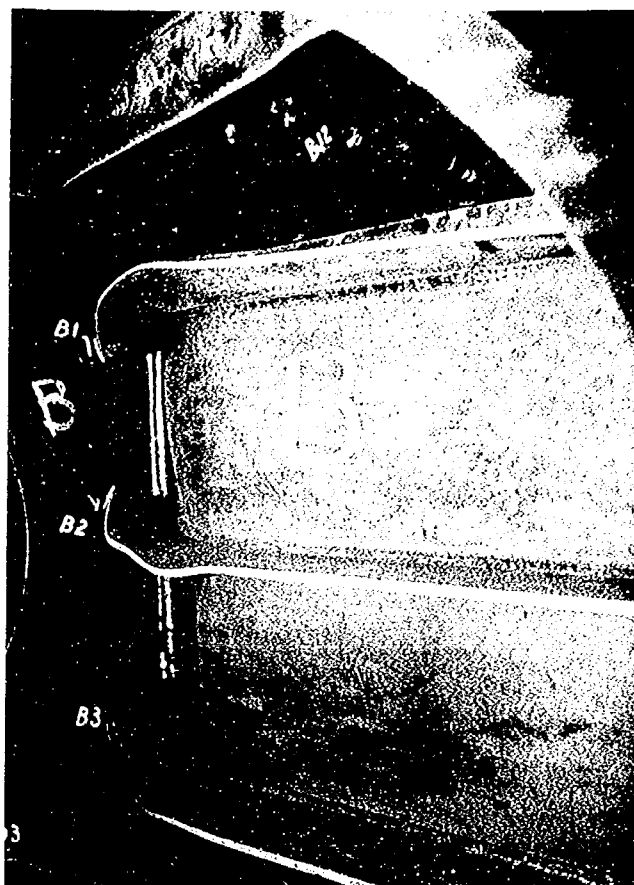


写真-1.3.1(53) 試験終了後、ボックス内部の様子(B面)



写真-1.3.1(54) 試験終了後、ボックス内部の様子(C面)

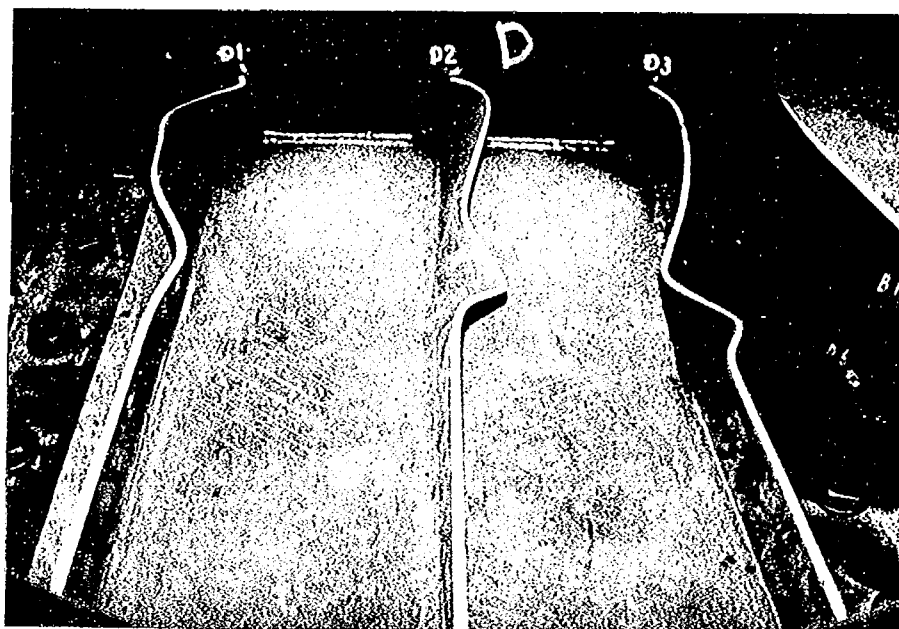


写真-1.3.1(55) 試験終了後、ボックス内部の様子(D面)

1.3.2 水平荷重～水平変位関係

(1)最大荷重の比較

実験により得られたT1供試体およびT2供試体の水平荷重～水平変位の履歴曲線を図-1.3.2(1)(i)～(ii)に示す。

水平変位は、すべて基部の剛体回転と滑りを除いた、基部の鉛直軸に対する変位 δ である。すなわち、基部の剛体回転による水平変位 δr は、

$$\delta r = (\delta va - \delta vb) \cdot h / d$$

ここで、 δva は、変位計VC-3とVC-4で測定された変位の平均値 (m)

δvb は、変位計VC-1とVC-2で測定された変位の平均値 (m)

h は、基部から測定位置までの高さ (m)

d は、変位計VC-3あるいはVC-4と変位計VC-1あるいはVC-2の距離 (m)

基部の滑りによる変位 δs は、

$$\delta s = (\delta h_1 + \delta h_2) / 2 \quad (\text{m})$$

ここで、 δh_1 および δh_2 は、それぞれ変位計HC-1およびHC-2で測定された変位である。

変位 δ は下記の通りである。

$$\delta = \delta m - \delta r - \delta s$$

ここで、 δm は、荷重載荷位置で測定された変位である。

各サイクルのヒステリシスループで、最大および最小変位時(D_{max} 、 D_{min})の荷重(P_{max} 、 P_{min})と、全ヒステリシスループでの最大荷重と最小荷重時(P_u 、 $-P_u$)の変位(δu 、 $-\delta u$)を表-1.3.2(1)(i)～(ii)にそれぞれ示す。

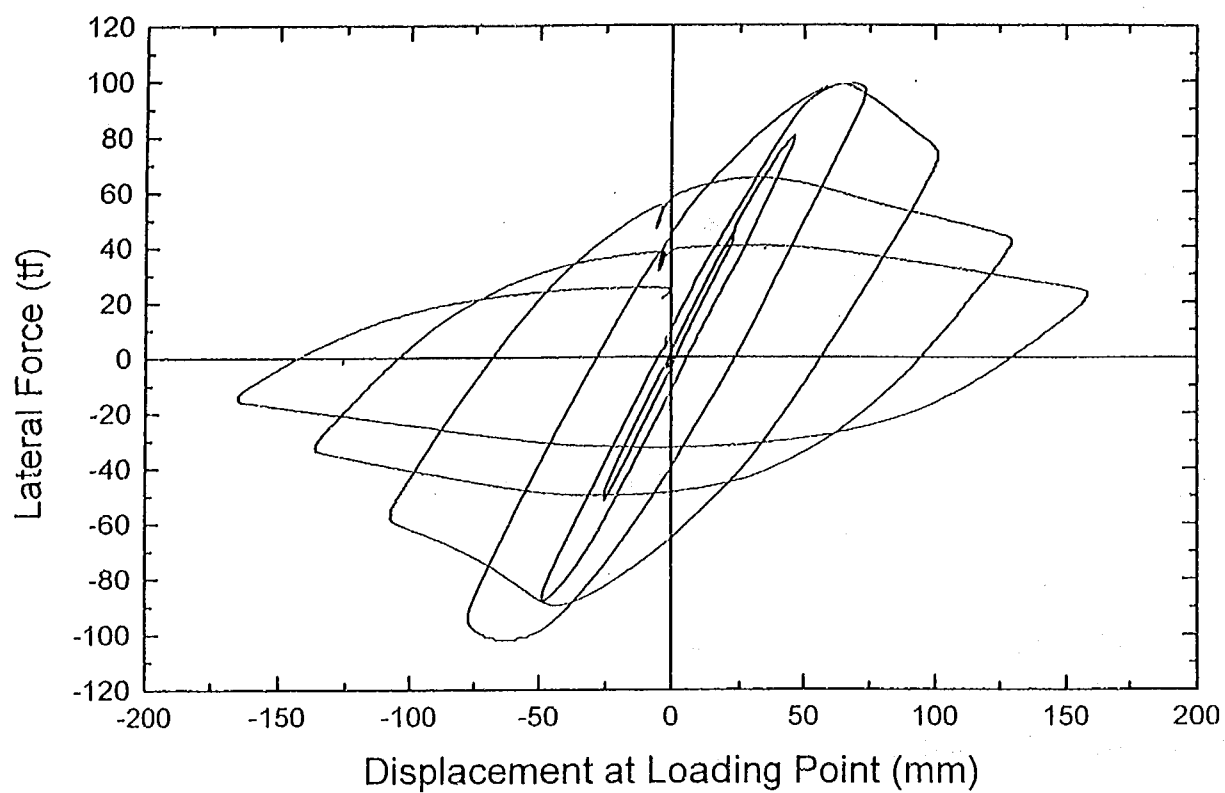


図-1.3.2(1)(i) 荷重～変位曲線(T1供試体)

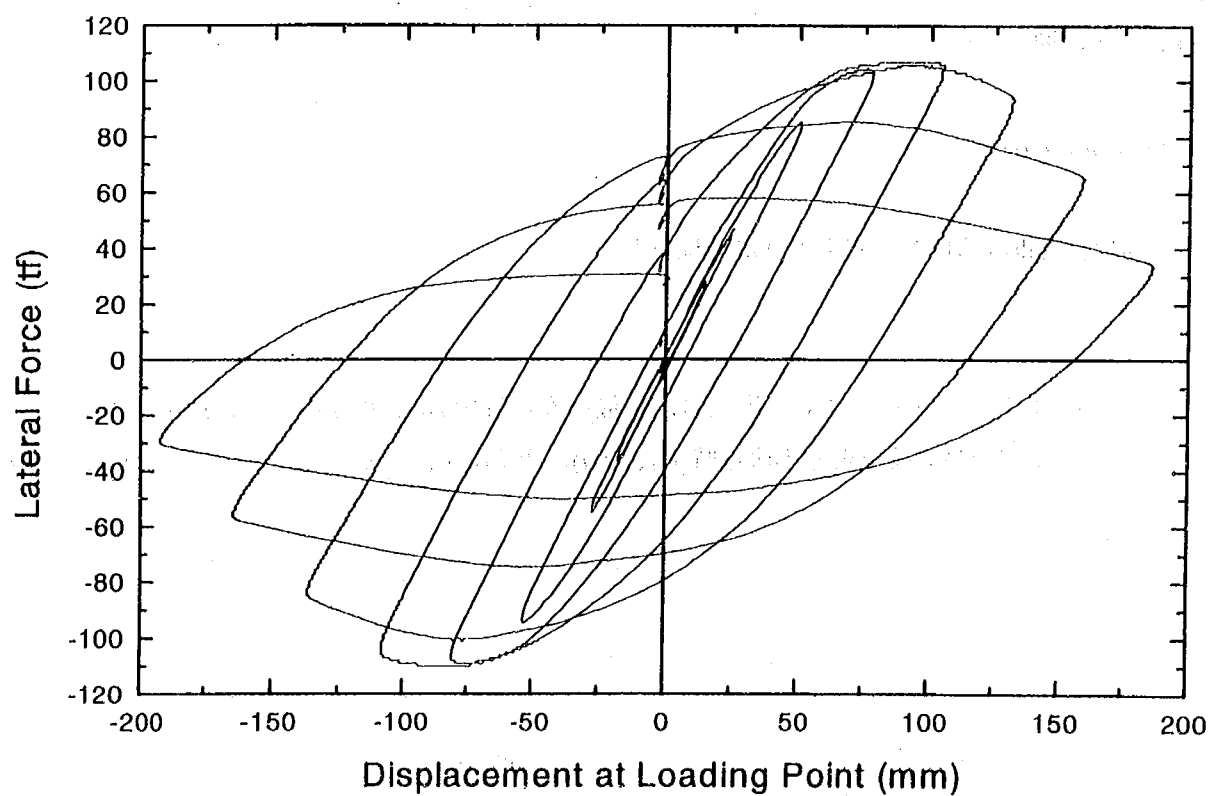


図-1.3.2(1)(ii) 荷重～変位曲線(T2供試体)

表-1.3.2(1)(i) T1供試体試験結果

$n\delta y$ (n)	P_{max} (tf)	P_{min} (tf)	P_{avg} (mm)	D_{max} (mm)	D_{min} (mm)	D_{avg} (mm)	W (tf·m)	ΔW (tf·m)	He (%)	Ek (tf/mm)
1	45.5	-51.8	48.7	23.5	-25.6	24.6	1.200	0.255	3.4	1.985
2	80.0	88.0	84.0	46.8	-48.8	47.8	4.004	1.408	5.6	1.751
3	96.7	-94.0	95.4	73.7	-77.2	75.5	7.186	7.797	17.3	1.265
4	73.2	58.0	65.6	101.3	-107.8	104.6	6.695	17.989	42.8	0.614
5	41.9	-33.0	37.5	129.8	-136.2	133.0	4.681	18.182	61.8	0.266
6	22.9	14.7	18.8	158.3	-164.9	161.6	2.782	15.081	86.3	0.107

表-1.3.2(1)(ii) T2供試体試験結果

$n\delta y$ (n)	P_{max} (tf)	P_{min} (tf)	P_{avg} (mm)	D_{max} (mm)	D_{min} (mm)	D_{avg} (mm)	W (tf·m)	ΔW (tf·m)	He (%)	Ek (tf/mm)
1	46.8	-54.7	50.8	23.4	-25.3	24.4	1.242	0.238	3.0	2.081
2	84.9	-93.6	89.3	47.1	-49.7	48.4	4.323	1.777	6.5	1.845
3	103.1	-106.8	105.0	73.3	-76.2	74.8	7.859	7.728	15.7	1.403
4	105.2	-104.2	104.7	99.9	-103.5	101.7	10.491	17.458	26.5	1.011
5	93.0	-84.0	88.5	127.2	-132.0	129.6	11.344	28.066	39.4	0.673
6	65.0	-56.2	60.6	155.3	-161.3	158.3	9.442	31.580	53.2	0.376
7	33.5	-29.2	31.4	184.5	-190.5	187.5	5.883	26.085	70.6	0.167

(2)包絡線の比較

実験により得られたT1供試体およびT2供試体の包絡線を図-1.3.2(2)に示す。

水平荷重～水平変位関係で、最大荷重の生じたサイクルでは最大荷重の点と最大変位の点、それ以前のサイクルではそのサイクルの最大荷重点、および以降のサイクルではそのサイクルの最大変位点をつなげた曲線を包絡線とする。

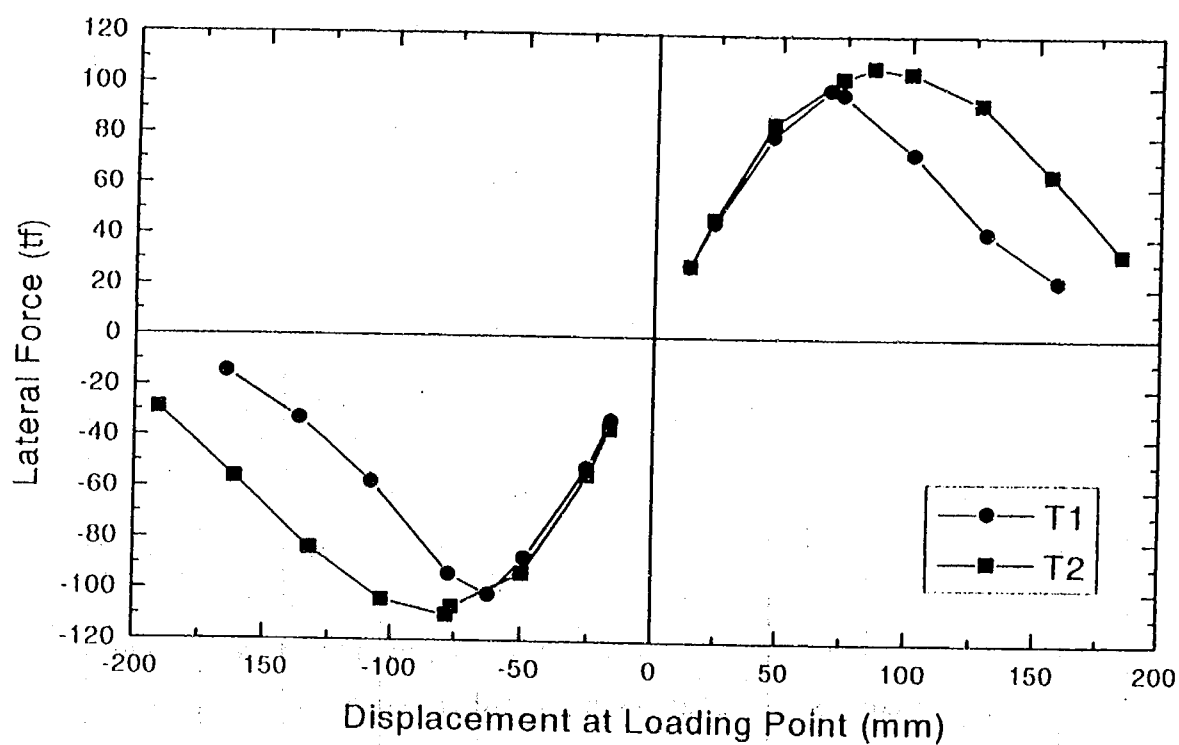
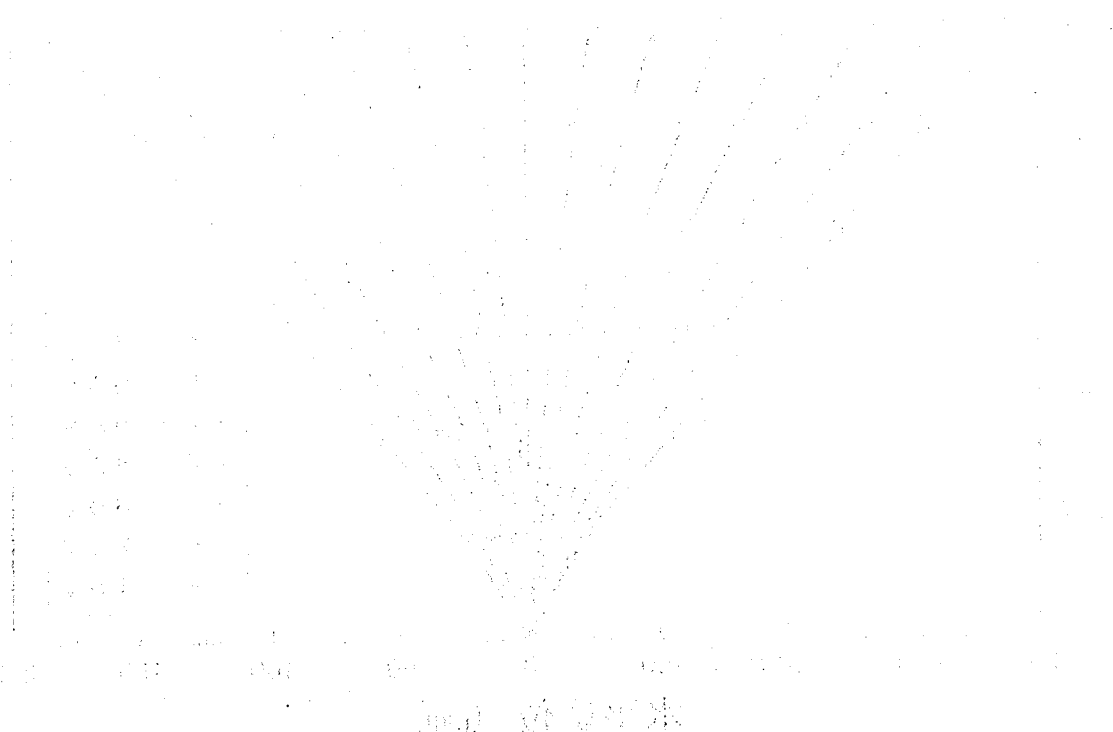


図-1.3.2(2) 包絡線

(3) 水平変位の鉛直方向分布の比較

実験により得られたT1供試体およびT2供試体の水平変位の鉛直方向分布を図-1.3.2(3)(i)～(iii)に示す。

供試体側面の柱高さ方向にならべた変位計による測定値を横軸に、ベースプレートからの高さを縦軸にとってプロットした。変位計設置位置は各ダイヤフラム位置と荷重載荷位置である。



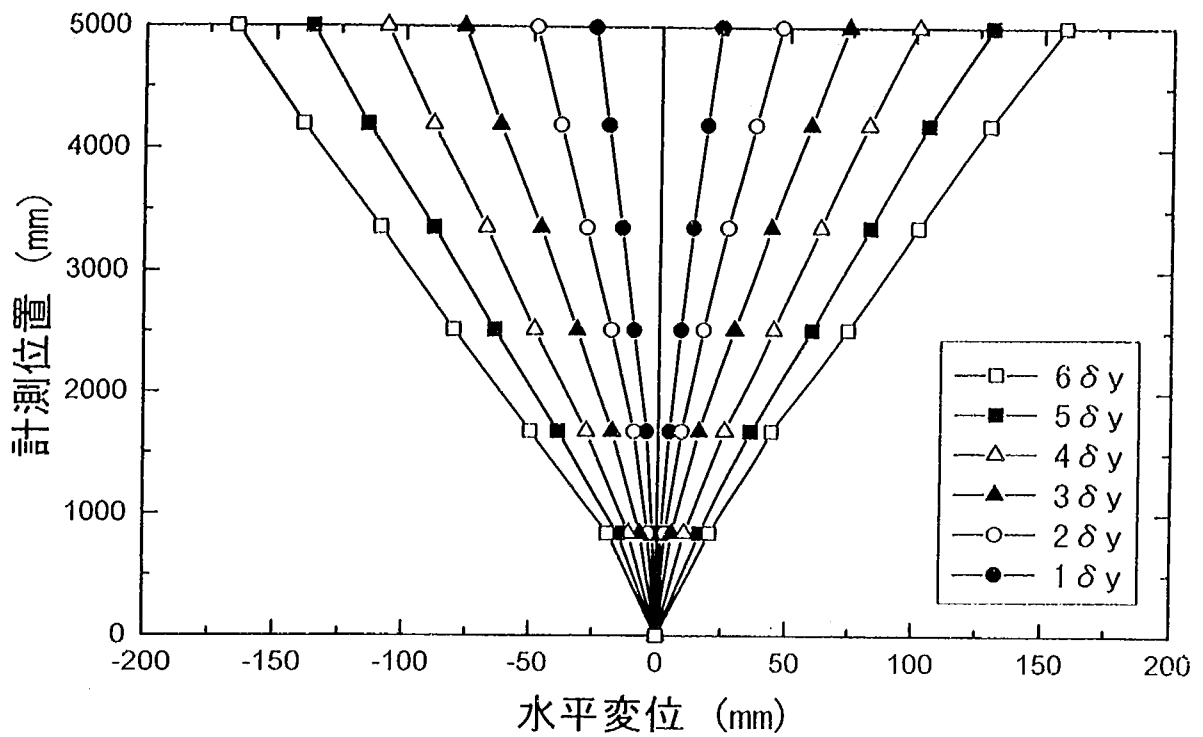


図-1.3.2(3)(i) 水平変位の鉛直方向分布(T1供試体)

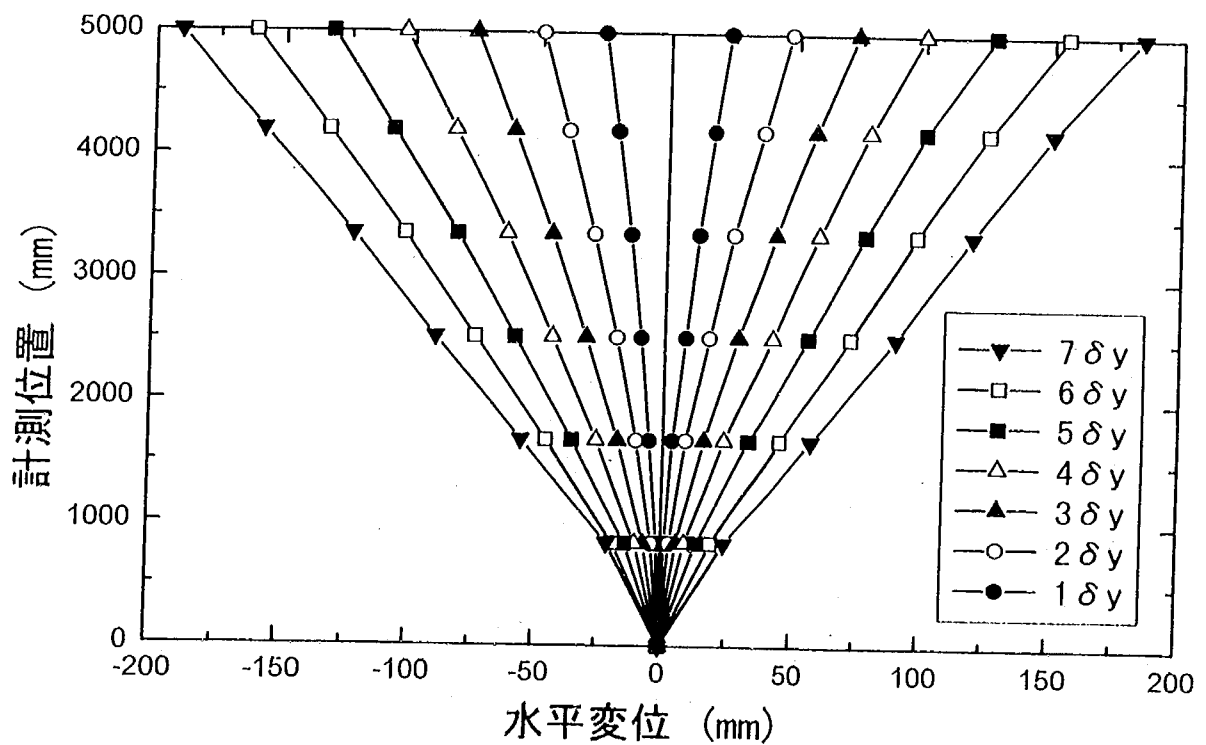


図-1.3.2(3)(ii) 水平変位の鉛直方向分布(T2供試体)

1.3.3 エネルギー吸収性能

実験により得られたT1供試体およびT2供試体の1ループ毎のエネルギー吸収量を図-1.3.3(1)に示す。
履歴吸収エネルギー量 ΔW は、図-1.3.3(2)に示す斜線の面積とした。

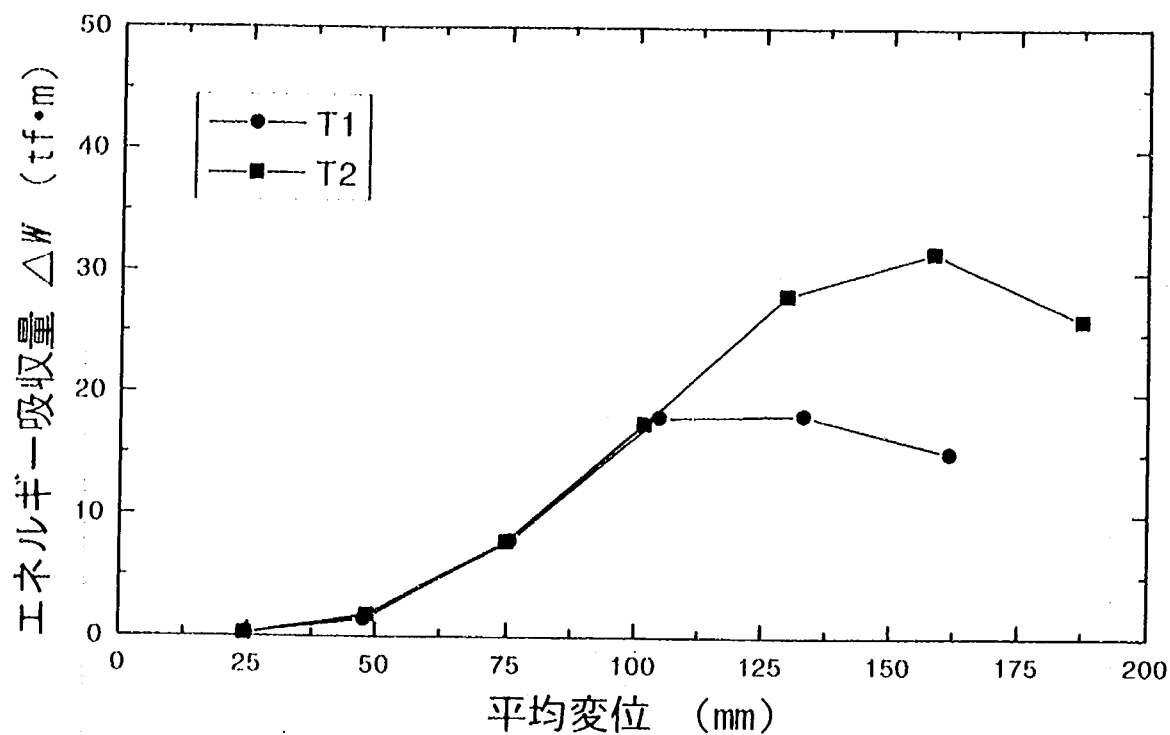


図-1.3.3(1) 1ループ毎のエネルギー吸収量

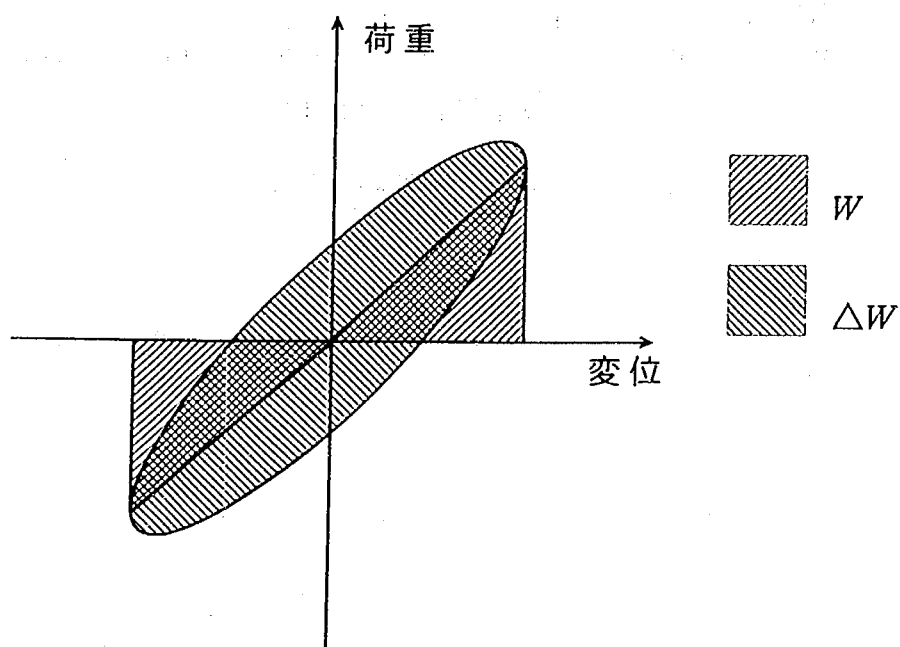


図-1.3.3(2) エネルギー吸収量および等価減衰定数の定義

1.3.4 等価減衰定数の比較

実験により得られたT1供試体およびT2供試体の1ループ毎の等価減衰定数を図-1.3.4に示す。
等価減衰定数 heq は次式で表す。

$$heq = (1/2\pi)(\Delta W/W)$$

ここで、 W は図-1.3.3(2)に示す二つの三角形の面積の合計である。

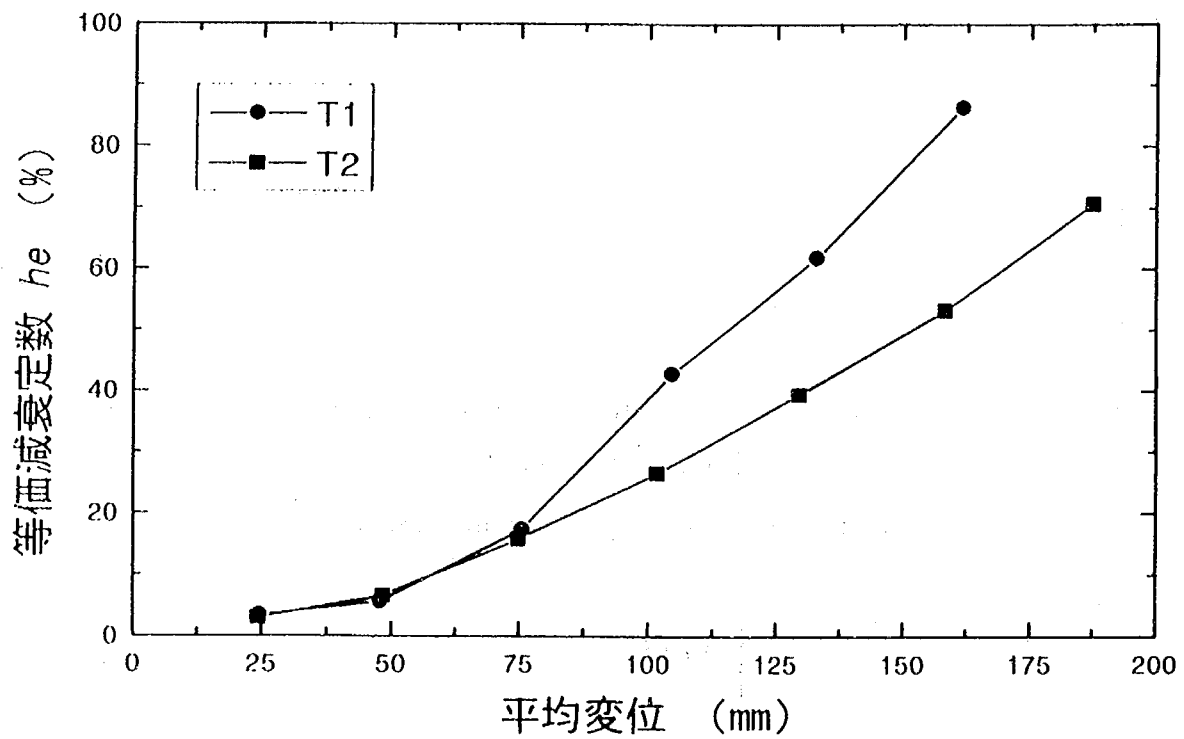


図-1.3.4 1ループ毎の等価減衰定数

1.3.5 等価剛性

実験により得られたT1供試体およびT2供試体の1ループ毎の等価剛性を図-1.3.5に示す。

水平荷重～水平変位関係で、そのサイクルの最大変位点と最小変位点をつなげた直線の勾配を等価剛性とする。

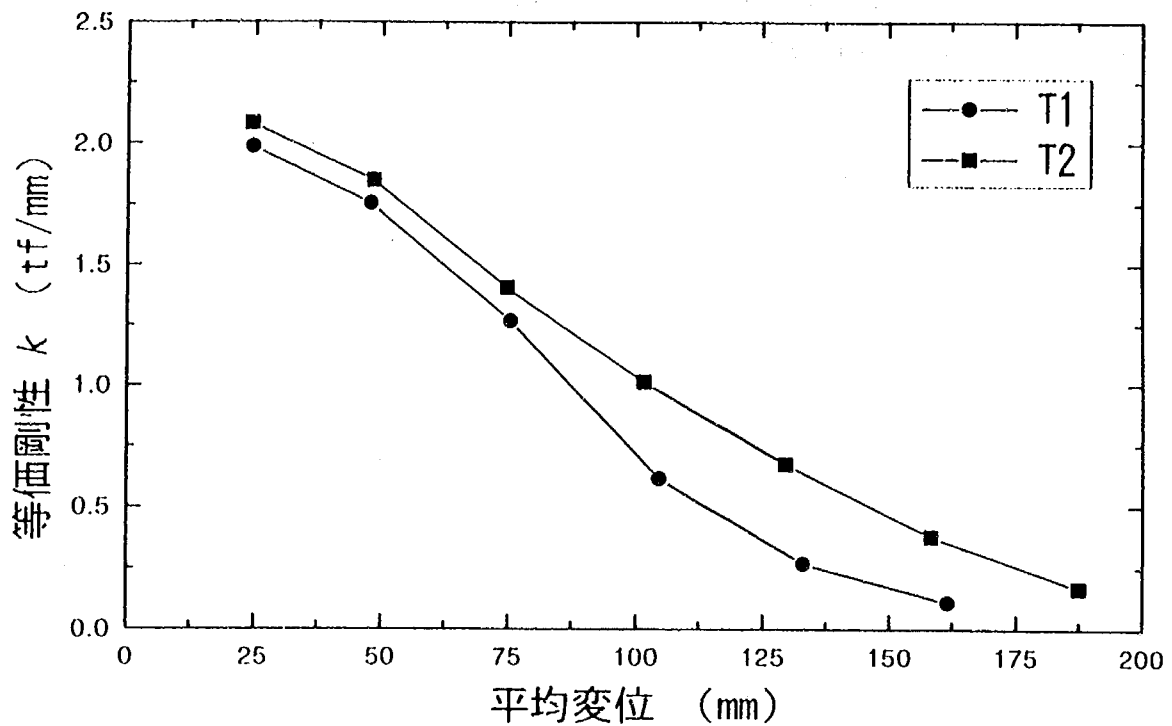


図-1.3.5 1ループ毎の等価剛性

1.4 考察

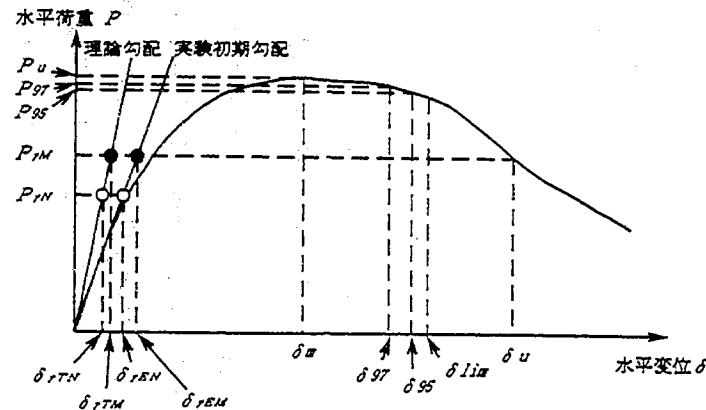
1.4.1 耐力および変形性能

繰返し載荷実験における各載荷ステップの最大値の正負の平均値をもとに算出した耐力および変形性能に関する実験結果一覧を表-1.4.1に示す。また、表中の記号の説明を図-1.4.1に示す。これらの記号についての詳細な説明は「本共同研究報告書(Ⅰ)」の3.1.1 実験結果一覧に記述されているので、参照されたい。また、正負の平均値の包絡線を図-1.4.2に示す。

表-1.4.1 実験結果一覧

矩形断面 供試体	外形寸法 $b \times b$ (mm)	板厚 t (mm)	縦リブ 寸法 (mm)	横リブ 間隔 (mm)	パネル 数	鋼種	鋼材降伏点 σ_y (kgf/cm ²)	断面積 A (cm ²)	断面2次 モーメント (cm ⁴)	断面2次 半径 (cm)	細長比 パラメータ λ	厚比 パラメータ		リブ剛度 $\gamma I / \gamma I^*$	リブ剛度 $\gamma I / \gamma I^* req$	軸力 N (tf)	軸力比 $N / N_y N$	軸力比 $N / N_y M$
												RR	RF					
T1基本	900×900	9	80×6	840	4	SM490	3,980	378.4	480,600	35.6	0.349	0.503	0.497	1.024	1.024	182	0.15	0.121
T2角補強	900×900	9	80×6	840	4	SM490	3,980	378.4	480,600	35.6	0.349	0.503	0.497	1.024	1.024	182	0.15	0.121

矩形断面 供試体	実験 場所	P_{yN} (tf)	P_{yM} (tf)	P_u (tf)	P_u / P_{yM}	δ_{yTN} (mm)	δ_{yTM} (mm)	δ_{yEN} (mm)	δ_{yEM} (mm)	δ_m (mm)	δ_{97} (mm)	δ_{95} (mm)	δ_{lim} (mm)	δ_u (mm)	δ_m / δ_{yEN}	$\delta_{97} / \delta_{yEN}$	$\delta_{95} / \delta_{yEN}$	$\delta_{lim} / \delta_{yEN}$	δ_u / δ_{yEN}
T1基本	土研	58.1	74.7	98.6	1.32	24	30.8	31	39.7	68	74	76	74	103	2.2	2.4	2.5	2.4	3.3
T2角補強	土研	58.1	74.7	107.5	1.44	24	30.8	28.3	36.4	86	98	106	100	147	3.0	3.5	3.7	3.5	5.2



図中の記号の説明:

P_u : 最大水平荷重

P_{97} : P_u の97%の荷重

P_{95} : P_u の95%の荷重

$$P_{yM} = \left(\sigma_y - \frac{N}{A} \right) \frac{Z}{h}$$

$$P_{yN} = \left(\sigma_y - \frac{N}{A} \right) \frac{Z}{h} \quad \dots \text{式(2.2.2)}$$

$$\delta_{yTN} = \frac{P_{yN} h^3}{3EI} = \delta_{y0} \quad \dots \text{式(2.2.1)}$$

$$\delta_{yTM} = \frac{P_{yM} h^3}{3EI}$$

δ_{yEN} : 実験初期勾配において水平荷重が P_{yN} の時の水平変位

δ_{yEM} : 実験初期勾配において水平荷重が P_{yM} の時の水平変位

δ_m : 包絡線において水平荷重が P_u の時の水平変位

δ_{97} : 包絡線において水平荷重が P_{97} の時の水平変位

δ_{95} : 包絡線において水平荷重が P_{95} の時の水平変位

δ_{lim} : ヒステリシスループのそれぞれの変位の折り返し点において、この点と同じ水平変位における次の繰返し載荷のループの水平荷重が P_u の2%以上低下(劣化)していない最大の変位折り返し点の水平変位。

δ_u : 包絡線において水平荷重が P_{yM} の時の水平変位

図-1.4.1 各記号の説明

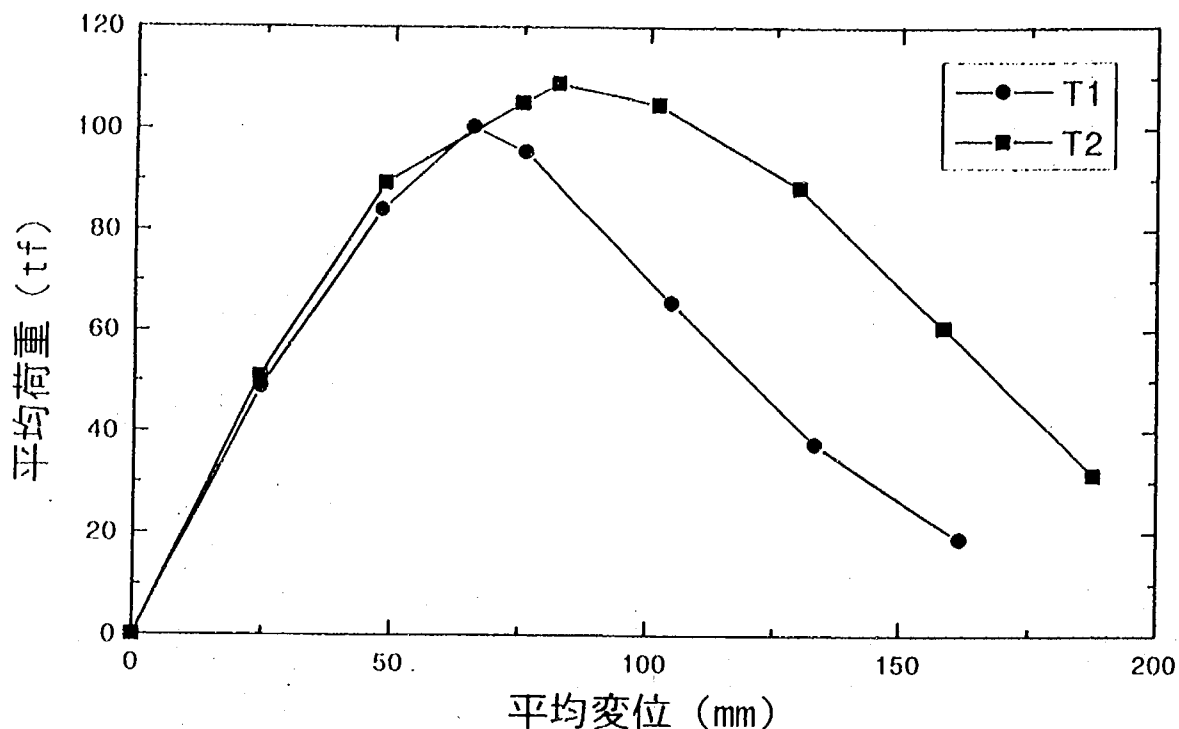


図-1.4.2 包絡線(正負平均)

表-1.4.1および図-1.4.2によれば、水平変位が70mm程度までは、T1供試体とT2供試体とでは、ほとんど違いは認められなかったが、水平変位が70mmを超えると、両者に違いが認められた。角補強をしていないT1供試体は、水平変位70mm程度で最大耐力を生じ、それ以降は耐力が急激に低下した。一方、角補強をしたT2供試体は、水平変位が80mm程度で最大耐力を生じ、それ以降は耐力がT1供試体よりも緩やかに低下した。

角補強をしたT2供試体は、T1供試体に比べて最大耐力(図-1.4.1に示した P_u)の増加は9%程度であった。計算上無視している角補強部材が実際は耐力の増加に寄与しているためであると思われる。これに対して最大荷重時の変位(δ_u)および終局変位(δ_{lim})の増加はそれぞれ26%および35%程度と大きく増加した。

角補強は、最大耐力をあまり増加させることなく、変形性能を向上させることが可能な工法であることを確認した。また、最大耐力の発生を遅らせ、最大耐力以降の耐力の低下を緩やかにする効果も確認した。

ただし、本共同研究報告書(1)に示した細長比パラメータ0.259を有する角補強供試体であるNo.11供試体の δ_{97}/δ_{yEN} が5.7であるのに対して、本供試体 δ_{97}/δ_{yEN} が3.5である。細長比が大きい供試体は細長比が小さい供試体ほど角補強による変形性能の向上が期待できないことに注意しなければならない。

1.4.2 エネルギー吸収量

表-1.4.2に、各载荷ステップにおけるエネルギー吸収量を示す。

表-1.4.2 各载荷ステップにおけるエネルギー吸収量(tf・m)

供試体	T1	T2	変化率
1 δy	0.255	0.238	-0.07
2 δy	1.408	1.777	0.26
3 δy	7.797	7.728	-0.01
4 δy	17.989	17.458	0.03
5 δy	18.182	28.066	0.54
6 δy	15.081	31.580	1.09
7 δy	-	26.085	-

1.3.3の図-1.3.3(1)に1ループ毎のエネルギー吸収量の関係を示したが、これによれば、1~4 δy の载荷変位振幅の場合には、T1供試体とT2供試体とでは、ほとんど違いは認められないが、最大耐力発生以降である5 δy の载荷変位振幅の場合には、T2供試体はT1供試体に比べ54%程度、6 δy の载荷変位振幅の場合には、109%程度と飛躍的にエネルギー吸収量が増加した。

角補強は、最大耐力発生以降の载荷変位振幅が大きい場合のエネルギー吸収量の低下を防ぐ効果があることがわかった。

1.4.3 等価減衰定数および等価剛性

表-1.4.3に、各載荷ステップにおける等価減衰定数および等価剛性を示す。

表-1.4.3 各載荷ステップにおける等価減衰定数(%)および等価剛性(tf/mm)

供試体	等価減衰定数 (%)			等価剛性 (tf/mm)		
	T1	T2	変化率	T1	T2	変化率
1 δy	3.4	3.0	-0.12	1.985	2.081	0.05
2 δy	5.6	6.5	0.16	1.751	1.845	0.05
3 δy	17.3	15.7	-0.09	1.265	1.403	0.13
4 δy	42.8	26.5	-0.38	0.614	1.011	0.65
5 δy	61.8	39.4	-0.36	0.266	0.673	1.53
6 δy	86.3	53.2	-0.35	0.107	0.376	2.51
7 δy	-	70.6	-	-	0.167	-

1.3.4の図-1.3.4に1ループ毎の等価減衰定数の関係を示したが、これによれば、1～3 δy の載荷変位振幅の場合には、T1供試体とT2供試体とでは、ほとんど違いは認められないが、4 δy 以降の載荷変位振幅の場合には、T2供試体はT1供試体に比べ35%程度等価減衰定数が小さい。

これは、1～3 δy の載荷変位振幅の場合には、T1供試体とT2供試体とでは、ほとんど違いは認められないが、4 δy の載荷変位振幅の場合には、T2供試体はT1供試体に比べ65%程度、5 δy の載荷変位振幅の場合には153%程度、6 δy の載荷変位振幅の場合には251%程度、と飛躍的に等価剛性が増加しており、エネルギー吸収量 ΔW が増加したが、弾性エネルギー W が飛躍的に増加した結果、等価減衰定数が減少したためである。

1.4.2に示したように、T1供試体はT2供試体に比較して、エネルギー吸収量が小さいので、損傷の進展とともに等価剛性が小さくなり、等価減衰定数が大きくなったからといってT2供試体より耐震性が優れているとはいえない。水平力-水平変位の包絡線やエネルギー吸収量の結果をあわせて耐震性の程度を論ずることが必要である。

1.5 まとめ

細長比が大きい鋼製橋脚に対する角補強効果の有効性および柱としての細長比が大きいことによる変形性能に対する影響を検討するために、柱としての細長比パラメータ 0.35 の無補強供試体とウェブとフランジの角部に補強プレートをボルトで取り付けた角補強供試体の正負繰返し載荷実験を行った。実験から得られた水平変位－水平荷重関係、エネルギー吸収性能、および等価減衰定数を比較した結果、角補強構造は変形性能を向上させることができることを確認した。

ただし、本共同研究報告書(1)に示した細長比パラメータ 0.259 を有する角補強供試体である No.11 供試体の δ_{97}/δ_{yEN} が 5.7 であるのに対して、本供試体の δ_{97}/δ_{yEN} は 3.5 である。細長比が大きい供試体は細長比が小さい供試体ほど角補強によるじん性の向上が期待できないことに注意しなければならないことがわかった。

2 鋼製橋脚のハイブリッド地震応答実験

2.1 はじめに

兵庫県南部地震以降、大地震に対する道路橋の安全性については、弾性領域だけでなく塑性領域まで含めた動的な挙動を把握し、検討することが求められている。鋼製橋脚についても、本共同研究を中心として塑性領域での動的耐力や変形性能を精度良く把握するために数多くの実験や解析が行われてきている。復元力モデルの開発を主な目的としているために、これらの実験は主に一定軸力のもとで水平荷重を一定振幅変位漸増方式で載荷する正負繰返し載荷実験として行われてきた。しかし、正負繰返し載荷実験では構造物が実際に地震力を受けたときの動的な挙動を直接再現することはできない。

構造物の動的な応答特性を検討するためには振動台実験が最も望ましい実験であるが、この実験には主に以下に示すような制約がある。

- ① 振動台装置の大きさに制限があるので、スケールダウンモデルで実験を行わなければならない、加速度や供試体の剛性、時間軸等で相似則を満足させる必要がある。
- ② スケールダウンモデルで実験供試体を作成する必要があるため、実構造物の製作方法と同じ製作方法で供試体を製作できないことがある。特に、鋼製橋脚の場合、溶接のサイズや方法が制約を受けることがある。

このような制約を解決するために、コンピューターによる微分方程式の計算と実験装置による復元力特性の計測を組み合わせた実験手法として開発された実験手法がハイブリッド地震応答実験であり⁹⁾、鋼製橋脚を対象とした実験も報告されている^{7), 9)}。本実験手法ではリアルタイムで地震応答を再現できないため、速度に依存する粘性減衰や衝撃の影響などは実験で再現できないところであるが、これらの影響が小さい構造物の挙動に関しては、動的な地震応答を検討するには信頼できる手法であると考えられる。

そこで、本研究では、1.鋼製橋脚の正負交番繰返し載荷実験で用いた大型模型供試体と同じ模型供試体2体を対象としてハイブリッド地震応答実験を行い、動的解析結果と比較することにより地震応答特性を検討した。また、幅厚比を制限して設計した大型模型供試体1体を対象としてハイブリッド地震応答実験を行い、地震応答特性を検討した。

2.2 ハイブリッド地震応答実験の概要

ハイブリッド地震応答実験の概念図を図-2.2.1に示す。

図に示すように、実構造物をモデル化した模型供試体を対象としてハイブリッド地震応答実験を行う。供試体は変位制御で載荷し、時々刻々の復元力を測定し、入力加速度と復元力から振動方程式を解き、応答変位を算出するものである。振動方程式はニューマークの β 法により解いていく。なお、実構造物と模型供試体の相似則に関しては、才塚らの研究成果⁹⁾に示される固有周波数特性同調解析型手法(その2)に基づく相似則を考慮した。

ここで、ニューマークの β 法による解法を簡単に記す。

①時刻 t_i での変位、速度および加速度をそれぞれ x_i 、 $\dot{x}_i$ 、 $\ddot{x}_i$ とすると、時刻 t_{i+1} での応答変位はニューマークの β 法により次式のように求められる。

$$x_{i+1} = x_i + \Delta t \cdot \dot{x}_i + \Delta t^2 / 2 \cdot \ddot{x}_i$$

② x_{i+1} を供試体に載荷する

③時刻 t_{i+1} での地震加速度を α_{i+1} とし、供試体から測定される復元力を R_{i+1} とすると、時刻 $i+1$ での応答加速と速度は以下のように算出される。

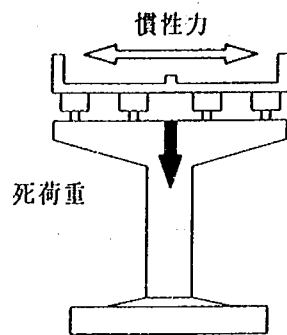
$$\ddot{x}_{i+1} = (M + \Delta t / 2 \cdot C)^{-1} \cdot (-M \alpha_{i+1} - R_{i+1} - C x_i - \Delta t / 2 \cdot C \cdot \dot{x}_i)$$

$$\dot{x}_{i+1} = \dot{x}_i + \Delta t / 2 \cdot (\ddot{x}_i + \ddot{x}_{i+1})$$

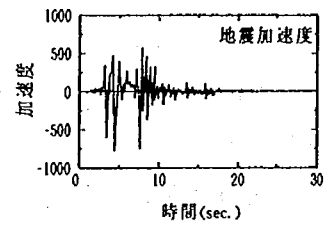
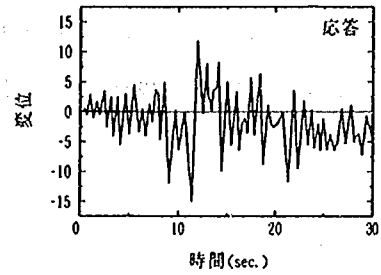
ここで、 M は質量、 C は粘性減衰係数である。

④ i を $i+1$ に置き換えて①に戻り、繰り返し計算を行い、逐次時々刻々の応答変位を算出し、その値を変位制御として模型供試体に載荷していく。

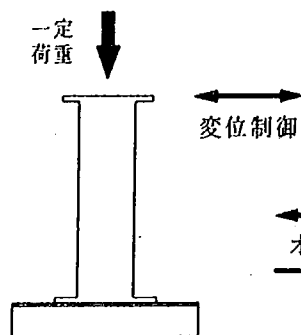
実構造物



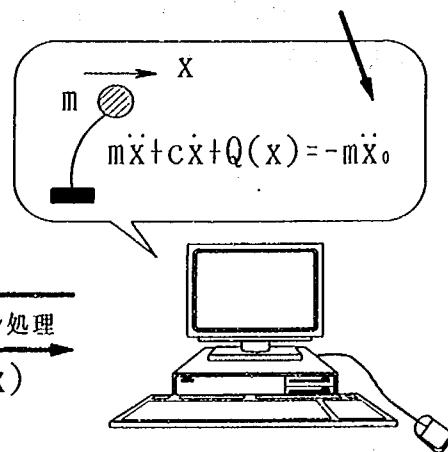
モデル化



実験



復元力の測定



次のステップの変位を計算

図-2.2.1 ハイブリッド地震応答実験の概要

2.3 供試体の設計

2.3.1 実構造物の設計、諸元、パラメータ

実橋脚は、図-2.3.1に示す橋脚を想定した。1.の正負交番繰り返し載荷実験で想定した実橋脚同様に道路橋示方書(平成2年)以前に設計したものと想定した。したがって本検討ではこの橋脚を基本橋脚として角補強の効果や横リブを増すことにより座屈パラメータを向上させる効果を実験により検討するものである。主な諸元を表-2.3.1に示す。

表-2.3.1 実橋脚の諸元

慣性力作用高	13,900mm
橋脚幅	2,500mm
使用鋼材	SM490
角溶接	すみ肉溶接サイズ 7mm レ型溶接のど厚 7mm
断面積	2,928mm ²
断面2次モーメント	28,680,000mm ⁴
上部構造による軸力	1405tf
等価重量	1566tf
固有周期	0.969sec
縦リブ剛比	$\gamma = 1.035$
補剛板の幅厚比パラメータ	$R_F = 0.495$ $R_R = 0.503$
細長比パラメータ	$\lambda = 0.349$

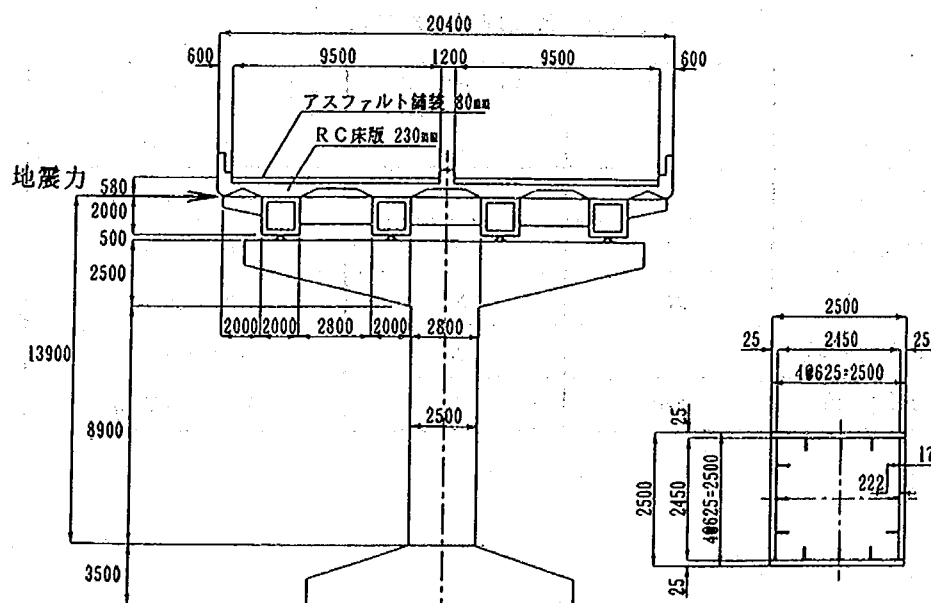


図-2.3.1 想定した実橋脚

2.3.2 相似則の考え方

実構造物の振動方程式は、(1)式のように示される。なお、本章では添字 p により実構造物を示し、添字 m により模型供試体を示すこととする。

$$MpXp'' + CpXp' + Rp = -MpXop'' \quad (1)$$

ここで、 M は質量、 C は粘性減衰係数、 R は復元力、 X'' は加速度、 X' は速度、 Xo'' は地震加速度を示す。各物理量の相似率を添記号 $*$ で表わすと(2)式のような関係が得られる。

$$Mp = M^*Mm, Cp = C^*Cm, Rp = R^*Rm, Xp = X^*Xm, Xo = Xo^*Xom, Xp' = X^*Xm' \quad (2)$$

模型供試体での振動方程式は(3)のようになる。

$$MmXm'' + CmXm' + Rm = -MmXom'' \quad (3)$$

また、(2)の関係式を(1)に代入すると(4)式が得られる。

$$MmXm'' + t^*(C^*/M^*) CmXm' + t^*R^*/(M^*X^*)Rm = -t^*Xo^* X^* MmXom'' \quad (4)$$

(3)式と(4)式は同じ式でなければならないので、(5)の関係が成り立つ。

$$t^*C^*/M^* = 1, t^*R^*/(M^*X^*) = 1, t^*Xo^*/X^* = 1 \quad (5)$$

未知数が6つあり、式が3つある。ここで、材料のひずみ速度依存性を無視すると、復元力 R と変位 δ の関係は静的荷重と同じであり、片持はり部材の R という荷重に対するたわみ量を δ 、はりの長さを L 、ヤング係数を E 、断面2次モーメントを I とすると式(6)のように表される。

$$\delta = \frac{RL^3}{3EI} \quad (6)$$

実構造物と模型供試体で同一の材料を使用するので E^* となり、式(6)から次元解析を行うと、 $R^* = S^2$ となる。また、長さの相似則 X^* を S 、実構造物と模型供試体で時間軸を同じとすることにより t^* を1とすると、残りの3つの相似率 M^* 、 C^* 、 Xo^* は次元解析により算出される。その結果を表-2.3.2に示す。

表-2.3.2 各物理量の相似率

物 理 量	記 号	相 似 率	実構造物と模型供試体
長 さ	X^*	S	$Xp = SXm$
時 間	t^*	1	$tp = tm$
上部構造の質量	M^*	S	$Mp = SMm$
復元力	R^*	S^2	$Rp = S^2Rm$
粘性減衰係数	C^*	S	$Cp = SCm$
入力加速度	Xo^*	S	$Xop = SXom$

2.3.3 実験供試体の諸元

図-2.3.2(a)～(c)に、P1からP3の模型供試体の詳細図を示す。想定している実構造物を1/2.78の相似率でスケールダウンした供試体がP1である。このP1供試体に対して、横リブ間隔を短くして幅厚比パラメータの値を小さくし補剛板の幅厚比パラメータの影響を検討するための供試体がP2供試体である。また、P1供試体のフランジとウェブの角部にボルトで補強プレートを取り付けた供試体がP3供試体である。なお、P1供試体とP3供試体は1.で報告した正負交番繰り返し載荷実験のT1供試体とT2供試体と同じ諸元をもつものである。

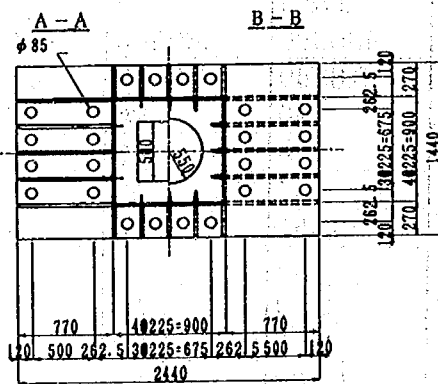
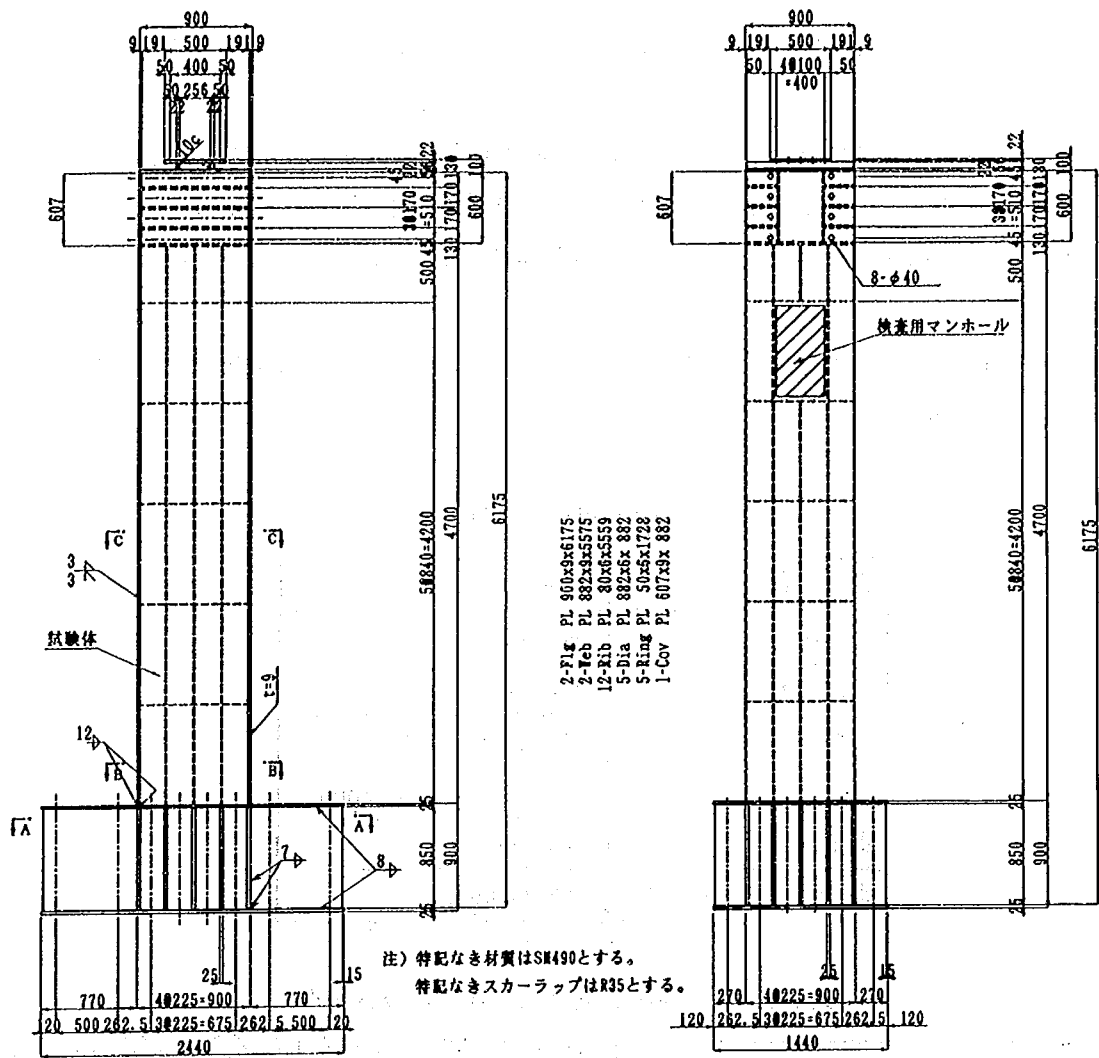
表-2.3.3には、P1、P2およびP3供試体に共通の主な諸元を示す。また、表-2.3.4には実供試体と実験供試体の主なパラメータを比較した表を示す。

表-2.3.3 供試体の諸元

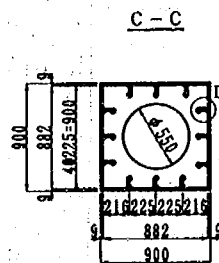
慣性力作用高	5,000mm
橋脚幅	900mm
使用鋼材	SM490
角溶接	すみ肉溶接サイズ 3mm レ型溶接のど厚 3mm
断面積	378.4mm ²
断面2次モーメント	480,600mm ⁴

表-2.3.4 実橋脚と実験供試体のパラメータ

項目		実橋脚	P1 供試体	P2 供試体	P3 供試体
柱高さ	h(cm)	1390	500	500	500
断面積	A(cm ²)	2928	378.4	378.4	378.4
断面二次モーメント	I(cm ⁴)	28680000	480600	480600	480600
細長比パラメータ	λ	0.8177	0.8349	0.8349	0.8349
補剛板の幅	b(cm)	250	90	90	90
補剛板の板厚	t(cm)	25	9	9	9
横リブ間隔	a(cm)	233.5	84	49	84
縦横寸法比	$\alpha = a/b$	0.953	0.952	0.556	0.952
パネル数	n	4	4	4	4
補剛板の幅厚比	b/t	98	97.9	97.9	97.9
1パネルの幅厚比	b/(nt)	24.5	24.5	24.5	24.5
補剛板の幅厚比パラメータ	RR	0.503	0.503	0.503	0.503
補剛板の幅厚比パラメータ	RF	0.495	0.497	0.294	0.497
縦リブの幅	bl(cm)	22.2	8	8	8
縦リブの板厚	tl(cm)	1.7	0.6	0.6	0.6
縦リブの幅厚比	bl/tl	13.1	13.3	13.3	13.3
縦リブの幅厚比パラメータ	RI	0.818	0.835	0.835	0.835
縦リブの剛比	γ_l	17.8	17.5	17.5	17.5
縦リブの必要剛比	$\gamma_l.req$	17.2	17.1	5.71	17.1
$\gamma_l / \gamma_l.req$		1.04	1.02	3.07	1.02



- 1-上Base PL 1440x25x2440
- 1-下Base PL 1440x25x2440
- 10-Rib PL 255x25x 850
- 10-Rib PL 755x25x 850
- 1-Ring PL 50x 6x1728



D部詳細

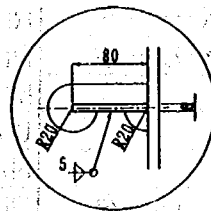
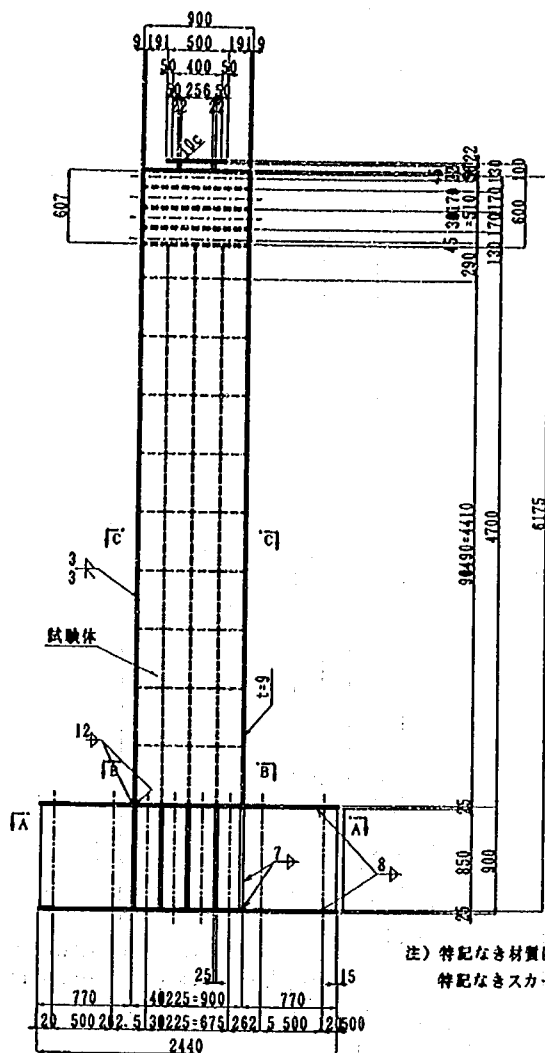
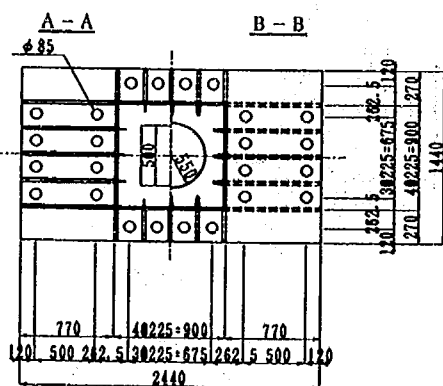
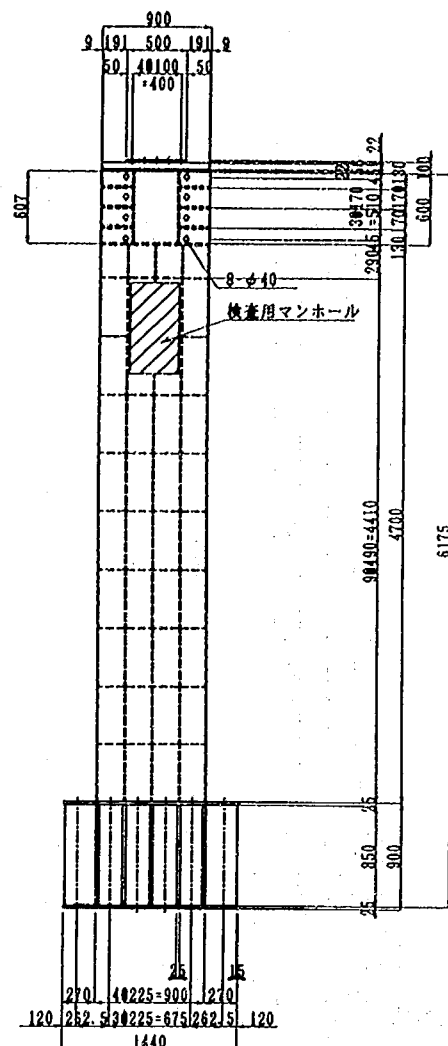


図-2.3.2(a) P1供試体

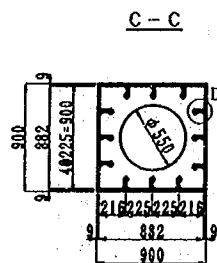


2-Flg PL 900x9x6175
 2-Web PL 882x9x5575
 12-Rib PL 800x6x5555
 9-Dia PL 882x6x 882
 9-Ring PL 50x6x1728
 1-Cov PL 607x9x 882

注) 特記なき材質はSM490とする。
 特記なきスカーラップはR35とする。



1-上Base PL 1440x25x2440
 1-下Base PL 1440x25x2440
 10-Rib PL 255x25x 850
 10-Rib PL 755x25x 850
 1-Ring PL 50x 6x1728



D部詳細

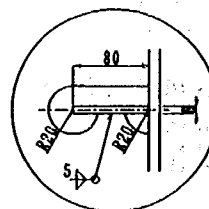


図-2.3.2(b) P2供試体

2.3.4 ひずみゲージ、変位計の設置位置

図-2.3.3(a)～(c)には、P1からP3のそれぞれの供試体に取り付けたひずみ計の位置を示す。P1およびP2供試体には合計67点、P3供試体には63点のひずみ計を設置した。また、図-2.3.4には変位計の設置位置を示す。H-1～H-6が水平変位を測定する変位計であり、VC-1～VC-4が基部の回転変位の測定用の変位計である。HC-1～HC-4は基部の水平変位を測定する変位計である。

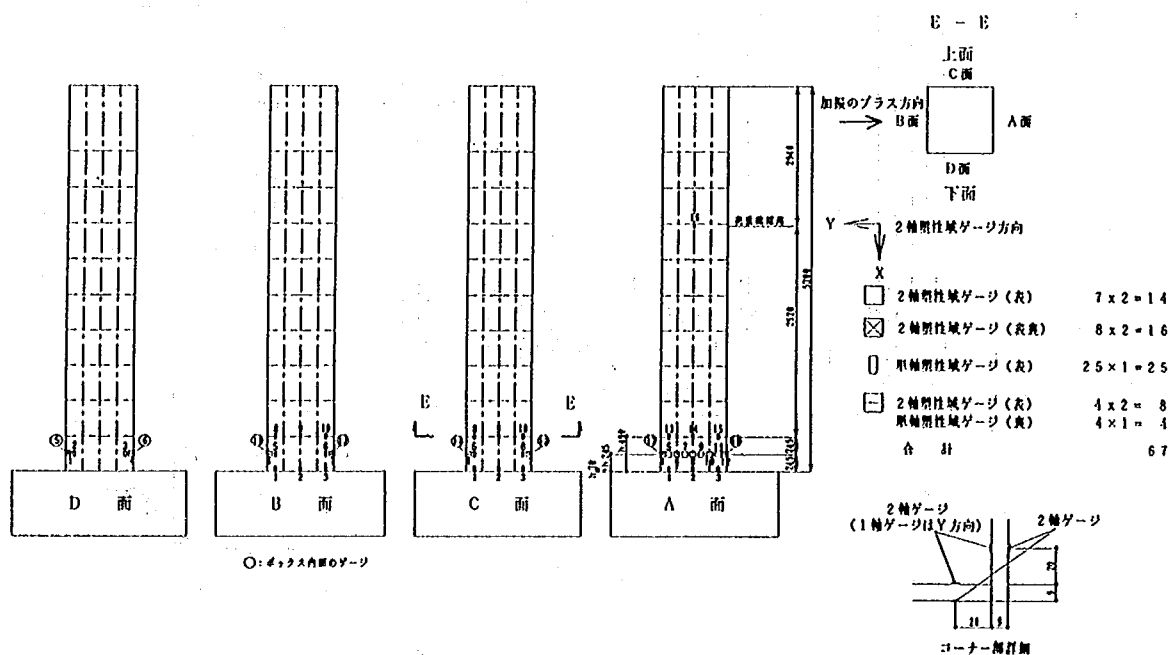


図-2.3.3(a) P1供試体のひずみ計設置位置

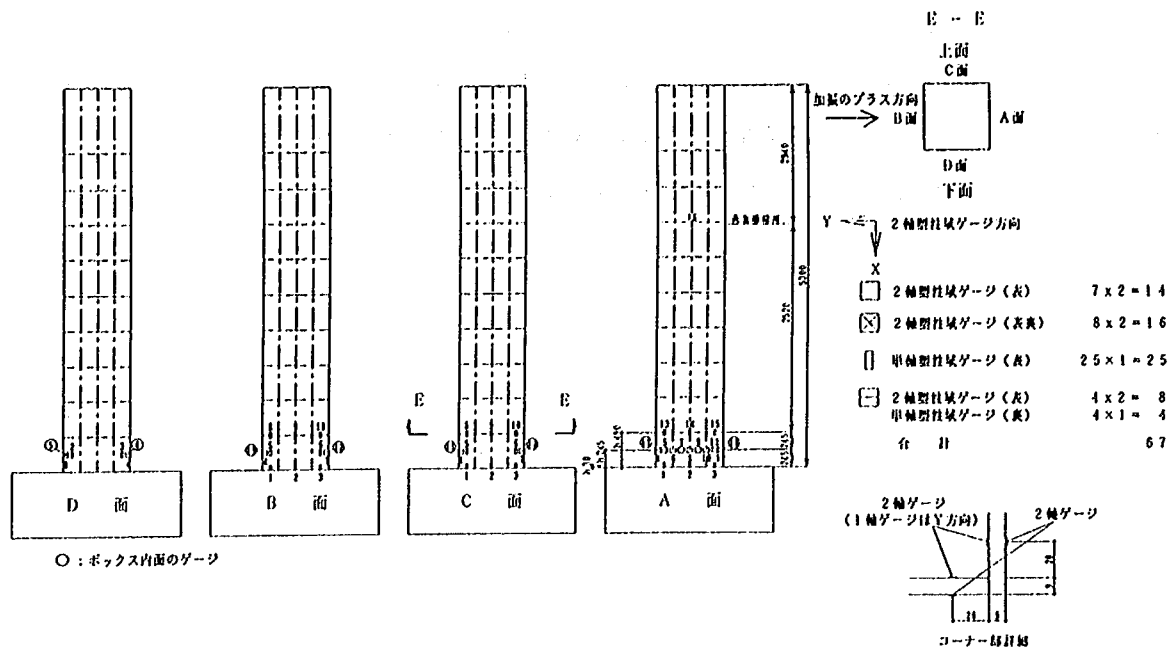


図-2.3.3(b) P2供試体のひずみ計設置位置

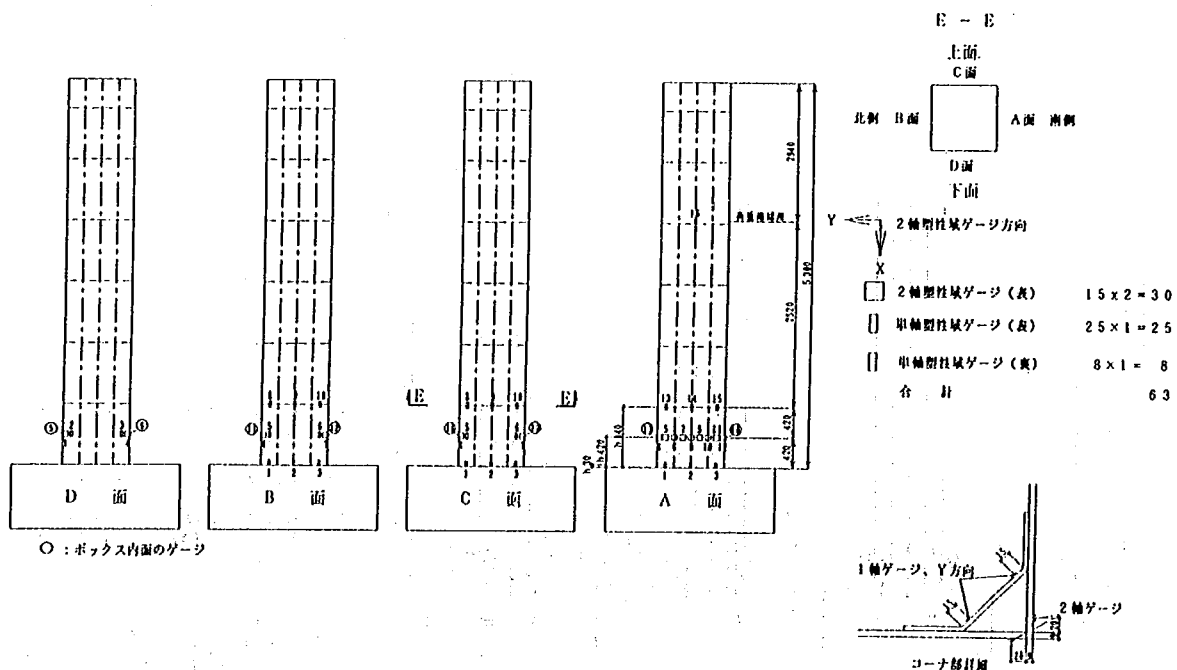
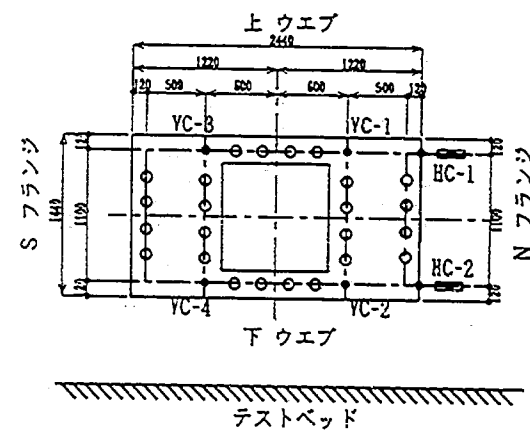
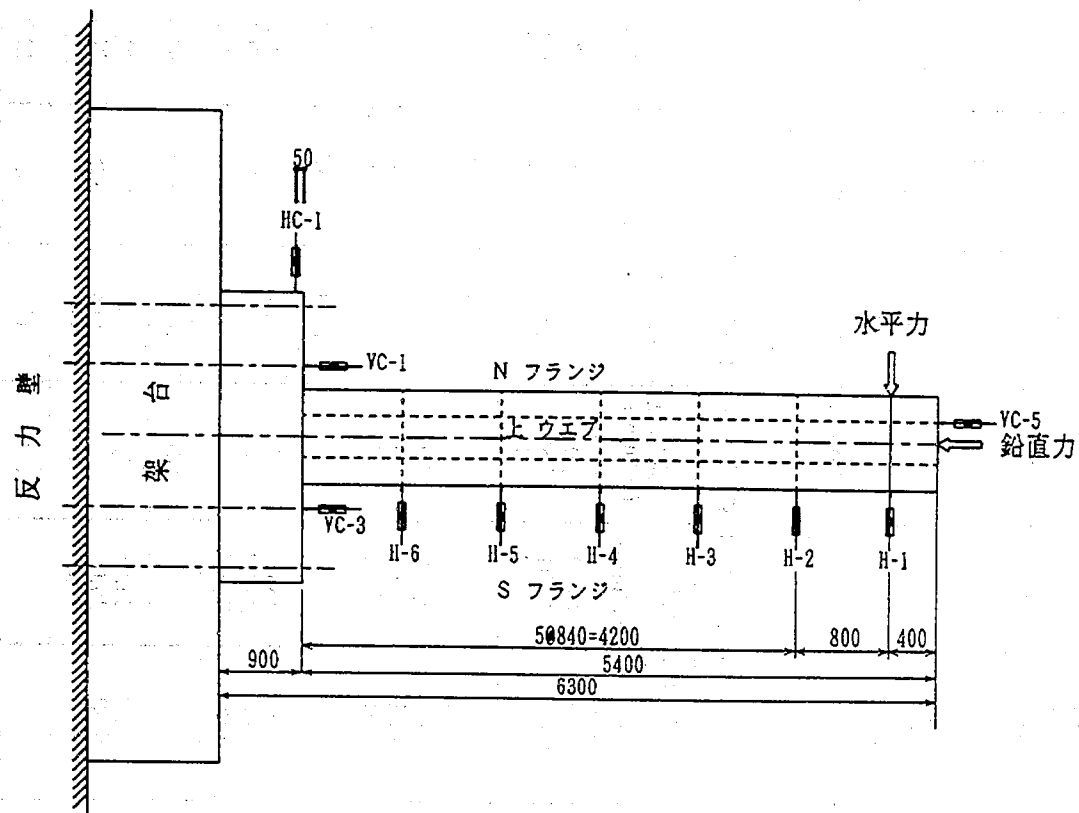


図-2.3.3(c) P3供試体のひずみ計設置位置

図-2.3.4 変位計の設置位置



テストベッドからの絶対変位を測定する。

2.3.5 材料試験結果

模型供試体に用いた鋼材の材料試験結果を模型供試体別に別にそれぞれ表-2.3.5、表-2.3.6、表-2.3.7に示す。材料試験はJIS Z 2201 5号に従って行い、材料試験片の抽出はフランジ、ウェブの原板から圧延方向(L)、圧延直角方向(C)にそれぞれ3本ずつ抽出し、縦リブ、補強プレートからは使用部材が細長いいため圧延方向(L)のみ3本抽出した。なお、P2模型供試体については、フランジ、ウェブ各々の材料試験片について抽出し、縦リブについては圧延直角方向も抽出した。

表-2.3.5 P1模型供試体材料試験結果

部位	方向	試験片の寸法		上降伏点 (N/mm ²)	下降伏点 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	伸 び (%)	鋼 種
		板厚(mm)	幅(mm)					
フランジ ・ウェブ	L1	9.18	25.01	406	399	556	35.1	SM490
	L2	9.15	25.02	400	398	558	36.4	"
	L3	9.16	25.02	396	387	555	34.2	"
	平均			401	394	556	35.2	
	C1	9.15	25.02	392	390	557	34.9	SM490
縦リブ	C2	9.16	25.03	407	392	558	37.2	"
	C3	9.15	25.03	396	393	560	34.2	"
	平均			398	391	559	35.5	
	L1	5.98	25.02	389	384	527	29.5	SM490
	L2	5.98	25.03	401	381	526	32.3	"
縦リブ	L3	5.97	25.03	—	380	525	31.0	"
	平均			395	382	526	30.9	

表-2.3.7 P3模型供試体材料試験結果

部位	方向	試験片の寸法		上降伏点 (N/mm ²)	下降伏点 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	伸 び (%)	鋼 種
		板厚(mm)	幅(mm)					
フランジ ・ウェブ	L1	9.02	25.03	393	387	556	37.0	SM490
	L2	9.02	25.01	389	380	557	34.0	"
	L3	9.03	25.02	392	387	557	35.9	"
	平均			391	385	557	35.7	
	C1	9.02	25.02	392	387	558	36.2	SM490
縦リブ	C2	9.01	25.03	408	390	556	33.1	"
	C3	9.01	25.01	395	388	556	34.1	"
	平均			398	388	557	34.5	
	L1	5.98	25.03	384	374	522	28.6	SM490
	L2	5.98	25.02	403	384	525	30.4	"
縦リブ	L3	5.99	25.02	389	372	526	29.1	"
	平均			392	377	524	29.4	
補 強 プレート	L1	5.99	25.01	394	381	525	29.6	SM490
	L2	6.00	25.03	—	373	526	29.8	"
	L3	6.03	25.02	383	378	524	29.6	"
	平均			388	377	525	29.7	

表-2.3.6 P2模型供試体材料試験結果

部位	方向	試験片の寸法		上降伏点 (N/mm ²)	下降伏点 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	伸 び (%)	鋼 種
		板厚(mm)	幅(mm)					
フランジ	L1	9.13	25.00	406	388	556	37.7	SM490
	L2	9.06	25.03	416	393	551	40.6	"
	L3	9.07	25.00	408	384	554	35.8	"
	平均			410	388	553	38.1	
	C1	9.07	25.03	432	411	553	33.5	SM490
	C2	9.07	25.03	421	406	554	35.3	"
	C3	9.07	25.03	419	402	554	33.3	"
	平均			424	406	553	34.0	
ウェブ	L1	9.12	25.00	404	396	561	37.7	SM490
	L2	9.11	24.99	—	381	555	41.6	"
	L3	8.99	25.02	380	367	548	39.1	"
	平均			392	381	555	39.5	
	C1	9.22	25.03	441	418	566	35.0	SM490
	C2	9.16	25.00	409	393	564	34.1	"
	C3	8.93	25.00	379	365	554	35.2	"
	平均			410	392	561	34.8	
縦リブ	L1	6.11	25.02	420	419	571	32.3	SM490
	L2	6.11	24.98	434	418	571	33.8	"
	L3	6.10	25.03	442	420	572	32.7	"
	平均			431	419	571	32.9	
	C1	6.11	25.02	461	429	573	32.3	SM490
	C2	6.09	25.01	460	435	573	31.1	"
	C3	6.08	25.02	454	429	572	30.9	"
	平均			458	431	572	31.4	

2.4 ハイブリッド地震応答実験

2.4.1 弾性範囲内でのハイブリッド地震応答実験の妥当性の確認

ハイブリッド地震応答実験を行うにあたり、システム全体の動作確認と模型供試体特性の確認を目的として、弾性応答範囲内での予備載荷実験を行った。

載荷には、事前の応答計算より模型供試体の応答が弾性範囲内となるようにⅡ種地盤・タイプⅠ地震波の入力加速度を0.02倍した波を用いた。ここで、タイプⅠの波形としては道路橋の免震設計法マニュアル(案)⁹⁾に提案されている波形を用いた。

実際の載荷実験は、供試体製作順としP1模型供試体、P3模型供試体、P2模型供試体の順で行った。

図-2.4.1は、P1模型供試体の予備載荷実験の入力加速度および応答水平荷重と応答解析結果の荷重を時刻歴で示した図である。2.2で示した式の粘性減衰係数 $c=2h\sqrt{mk}$ を算出する際の減衰定数 h は0.02、質量 m は561.0ton、剛性 k は2.42tf/mmとした。ここで、質量は表2.3.1および表2.3.2より $m=\frac{1566t}{2.78}=561t$ として算出し、剛性は降伏剛性を用いた。図-2.4.1に示すように応答水平荷重と解析結果は概ね一致しており減衰定数については妥当な数値と判断し本載荷実験を行った。しかし、粘性減衰係数を算出する際の剛性については図-2.4.2に示す水平荷重-水平変位の結果より1.87tf/mmとした。

図-2.4.3は、2体目として行ったP3模型供試体の予備載荷実験の入力加速度および応答水平荷重と応答解析結果の荷重を時刻歴で示した図である。模型供試体の減衰定数 h は0.05、質量 m は561.0ton、剛性 k は2.42tf/mmとした。この結果、応答解析結果に対して実験結果の荷重は小さな値となった。これは、模型供試体とそれを支える台との間に摩擦が生じていたためと考えられる。このため、減衰定数を0.02に変更して再度予備載荷実験を行った。なお、剛性についてはP1模型供試体同様に図-2.4.4に示す水平荷重-水平変位のグラフより1.89tf/mmと修正した。修正を行った後の予備載荷実験における応答水平荷重と応答解析結果の荷重を時刻歴で図-2.4.5に示す。実験結果は応答解析結果と概ね一致しておりこれらのパラメータを本載荷実験に用いた。

図-2.4.6は、最後に載荷実験を行ったP2模型供試体の予備載荷実験の入力加速度および応答水平荷重と応答解析結果の荷重を時刻歴で示した図である。模型供試体の減衰定数 h は0.02、質量 m は561.0ton、剛性 k は1.89tf/mmとした。図から判るように、荷重の振幅に多少の差異が見られたが、先に行った2体の実験結果を踏まえ、減衰定数については特に修正は行わなかった。粘性減衰係数を算出する際の剛性については図-2.4.7に示す水平荷重-水平変位のグラフより1.72tf/mmと修正して本載荷実験を行った。

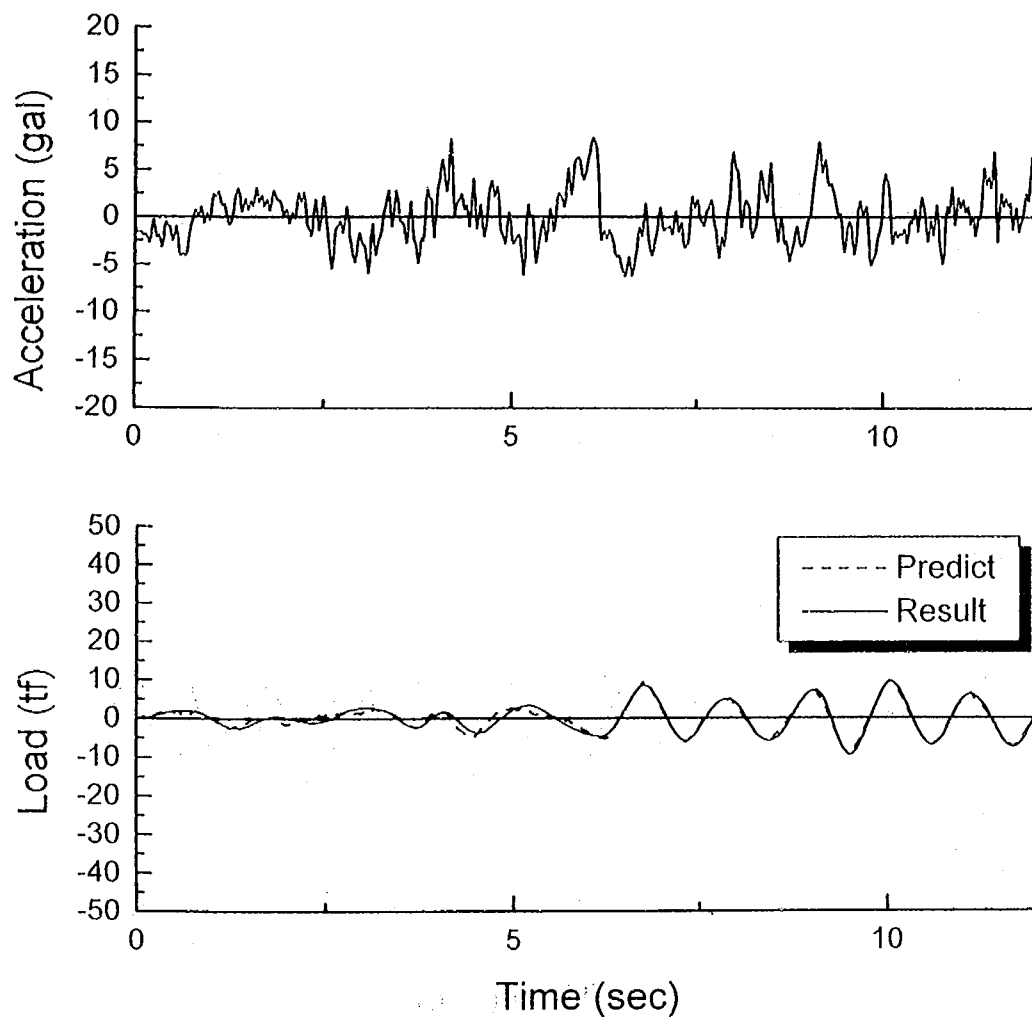


図-2.4.1 入力時刻歴地震波および応答水平荷重と応答解析結果の比較 (P1模型供試体)

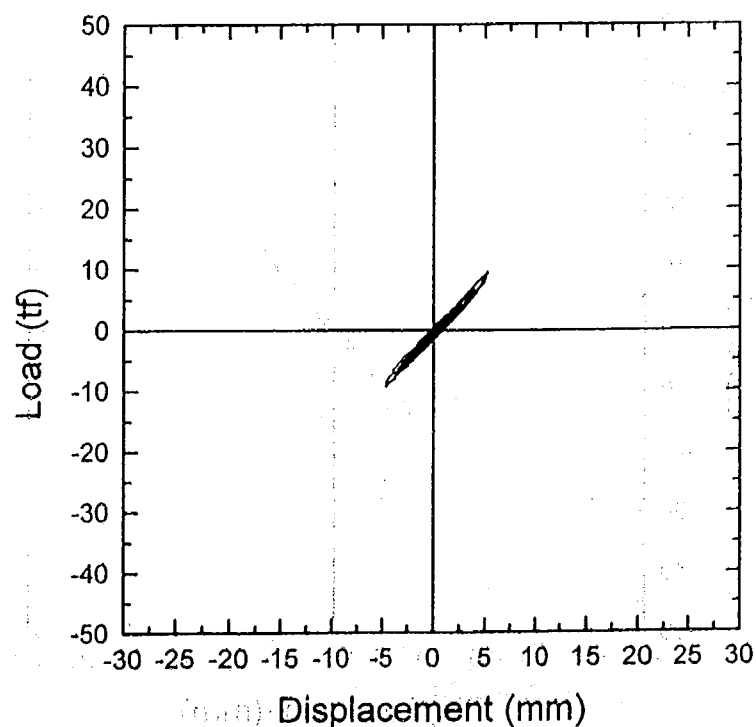


図-2.4.2 予備載荷実験の水平荷重-水平変位履歴 (P1模型供試体)

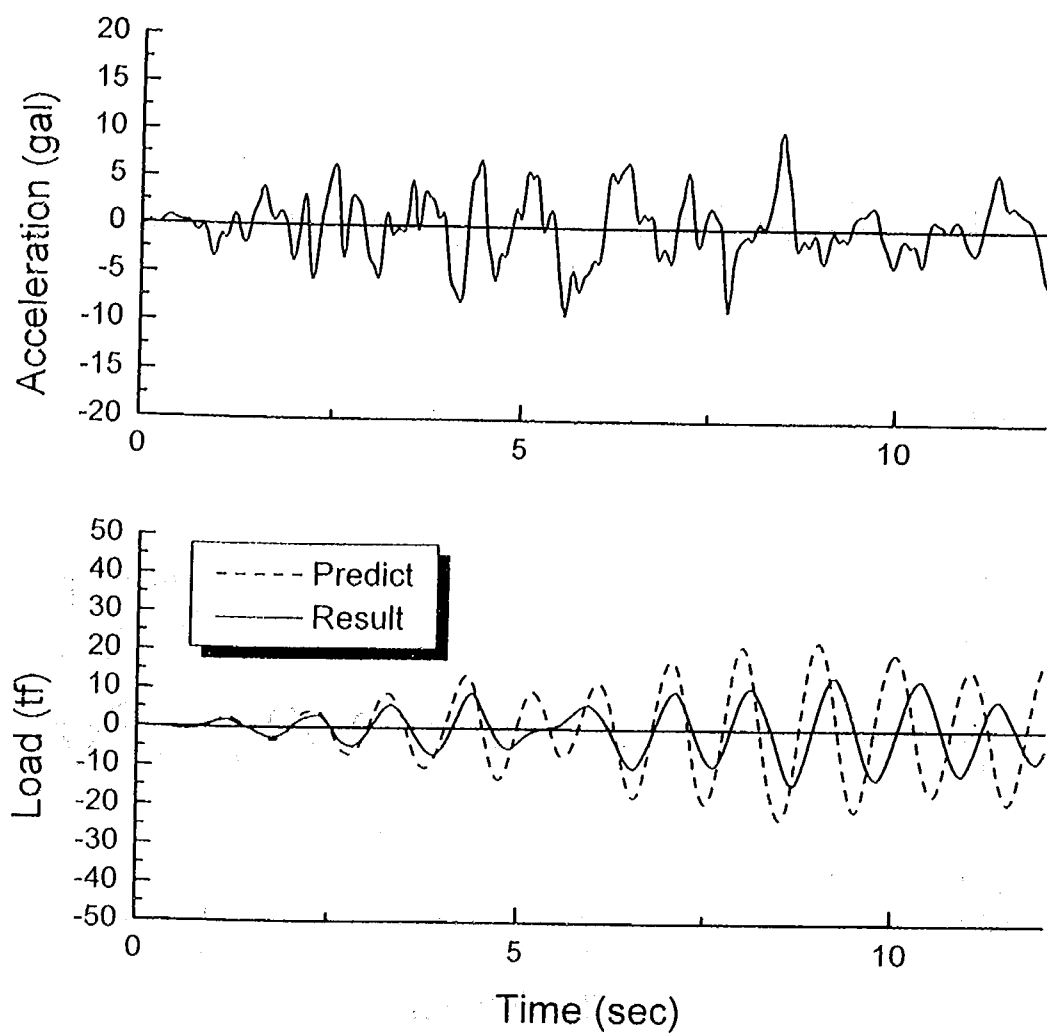


図-2.4.3 入力時刻歴地震波および応答水平荷重と応答解析結果の比較 (P3模型供試体1回目)

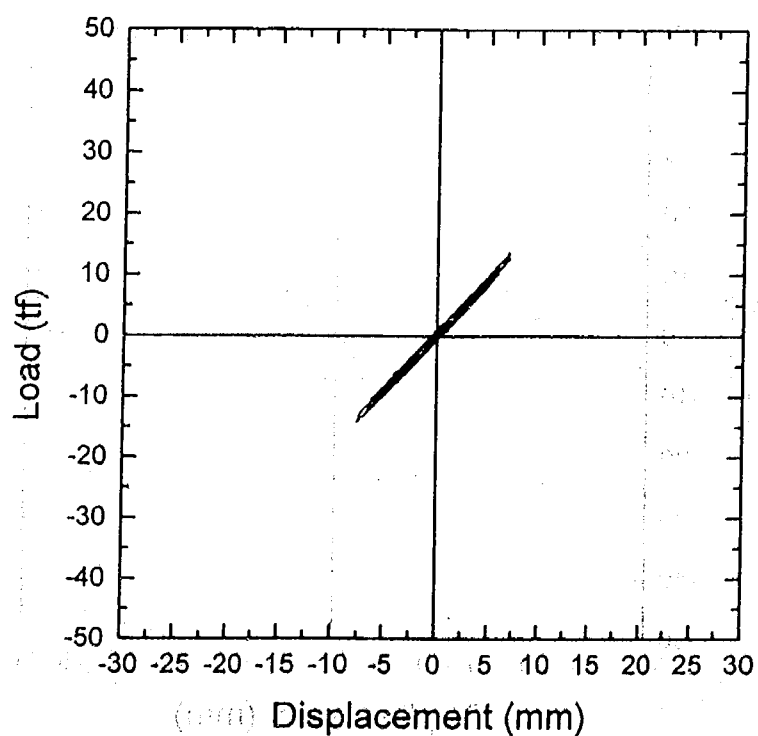


図-2.4.4 予備載荷実験の水平荷重-水平変位履歴 (P3模型供試体1回目)

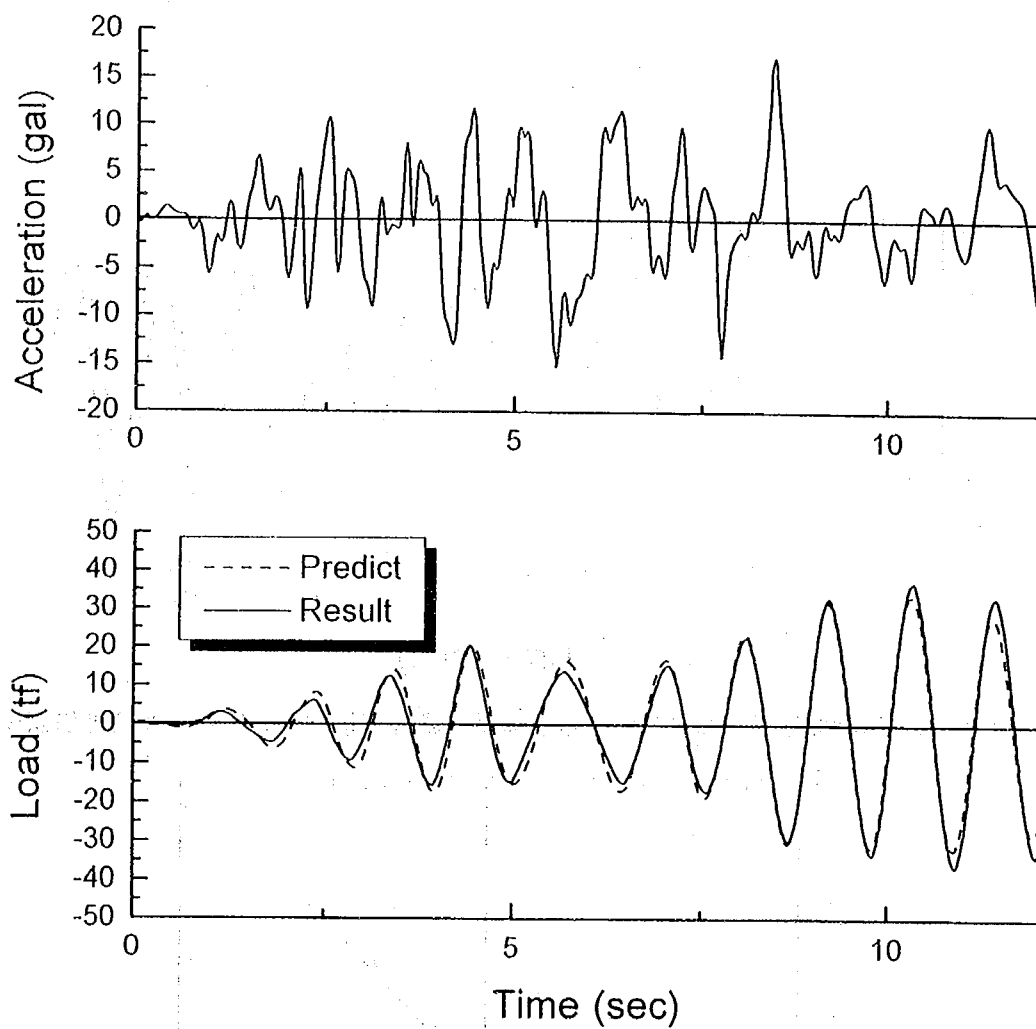


図-2.4.5 入力時刻歴地震波および応答水平荷重と応答解析結果の比較 (P3模型供試体2回目)

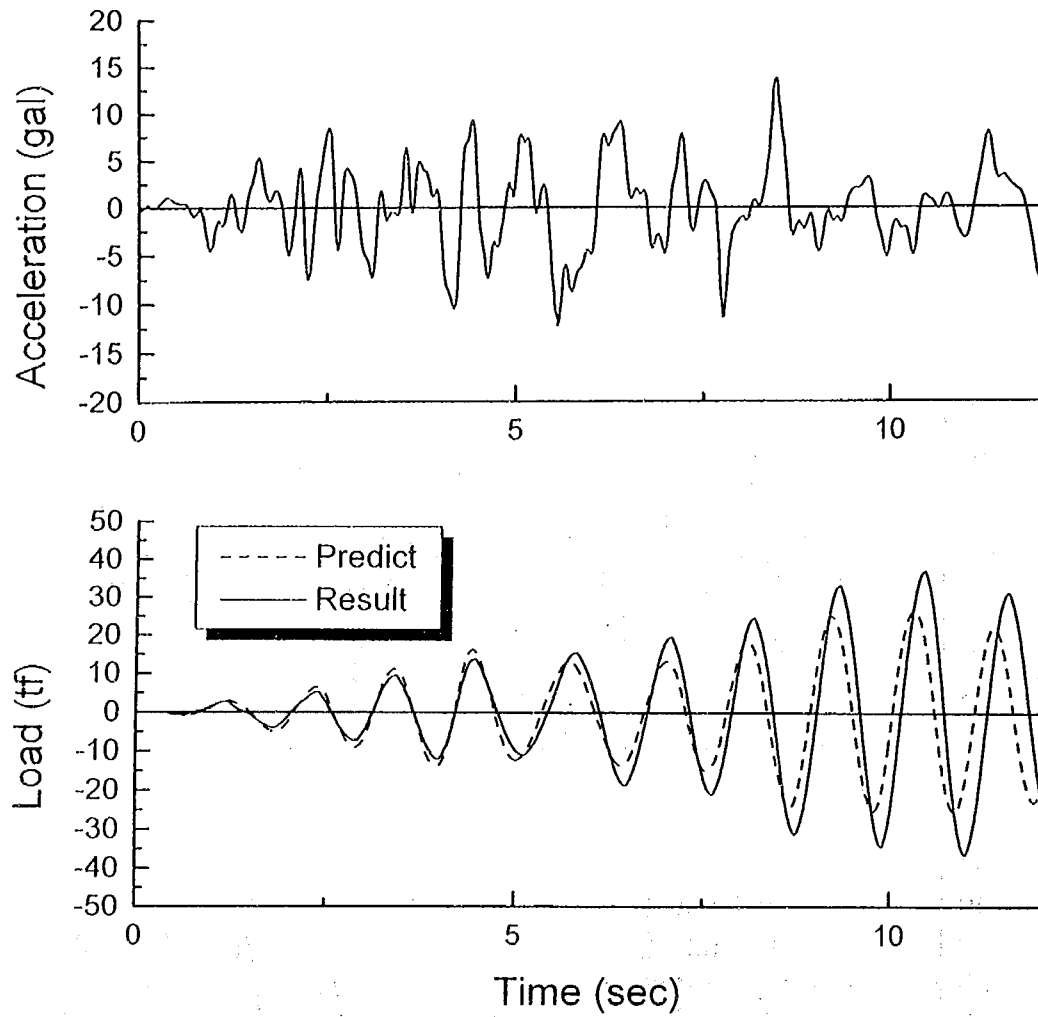


図-2.4.6 入力時刻歴地震波および応答水平荷重と応答解析結果の比較 (P2模型供試体)

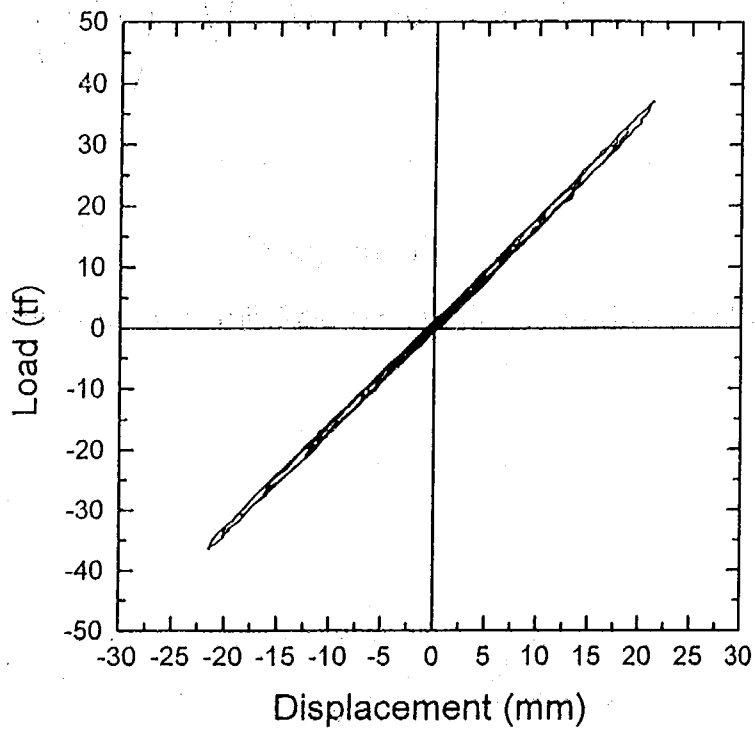


図-2.4.7 予備載荷実験の水平荷重-水平変位履歴 (P2模型供試体)

2.4.2 実験結果

・P1模型供試体

タイプⅠ地震波による載荷

入力加速度、水平変位、水平荷重の時刻歴波形を図-2.4.8に、水平変位—水平荷重履歴曲線を図-2.4.9に示す。最大・最小水平荷重は、それぞれ11.80秒に94.09tf(39.57mm)、10.98秒に-94.19tf(-66.67mm)を生じ、また最大・最小水平変位は11.98秒に59.65mm(80.85tf)、28.97秒に-112.42mm(-49.49tf)を生じた。時刻歴による、水平変位、水平荷重の変化および損傷の進展は次の通りである。

載荷開始より徐々に水平変位が大きくなり、10.98秒には負側最大荷重-94.09tfを生じた。水平変位はさらに負側に大きくなったが水平荷重は低下し、水平変位が正側に反転した際(-106.66mm)には-70.02tfまで低下した。水平荷重が低下し始めた頃よりB面(フランジ)の第1パネル下部に、縦リブを節とした縦リブ間の局部座屈による変形と、縦リブの座屈箇所を中心とした全体座屈によりフランジ面が内側へ変形した。これらの変形は水平変位が正側へ反転すると徐々に小さくなった。

この後、水平変位は正側へと反転し、11.80秒には、正側最大荷重94.09tfを示した。負側同様にさらに水平変位は大きくなったが、水平荷重は低下し、再び水平変位が反転した際(59.65mm)には、80.84tfとなった。この、水平荷重の低下の際にA面(フランジ)の第1パネル下部に、B面同様フランジ面の全体座屈による変形と縦リブを節とした縦リブ間の局部座屈による変形が連なるように生じた。この後、柱全体の水平残留変位は負側に生じたため、これらの変形はこれより大きく進展しなかった。

それ以降正側、負側共に50mm程度の小さな水平変位で変動していたが、20秒過ぎには、再び負側に大きな水平変位が生じ21.25秒(58.00mm)には、この波での最大荷重-68.63tfを示した。これは最大水平荷重に比べ67.53%に低下している。21.49秒に、この波での最大水平変位-99.02mmとなり、水平荷重は-61.82tfとなった。この波による加振で、B面の座屈変形はさらに進展し、変形の深さおよび範囲が大きくなった。

それ以降、負側に残留変位が大きくなりながら、水平変位を繰返し、28.97秒には、加振全体を通しての負側最大変位-112.42mmとなり荷重は-49.45tfとなった。この波によりB面の座屈変形は、変形の深さおよび範囲がさらに大きくなった。

29.97秒に加振が終了した。終了時の水平残留変位は、-49.92mmであった。

タイプⅠ地震終了後の模型供試体の損傷状況(面外変形)を図-2.4.10に示す。A、B面ともに縦リブを節とした縦リブ間の局部座屈による変形と、これらの変形が連なって全体的な凹みを生じた。最大の凹み量はA面側が19.5cm、B面側が32.5cmであった。

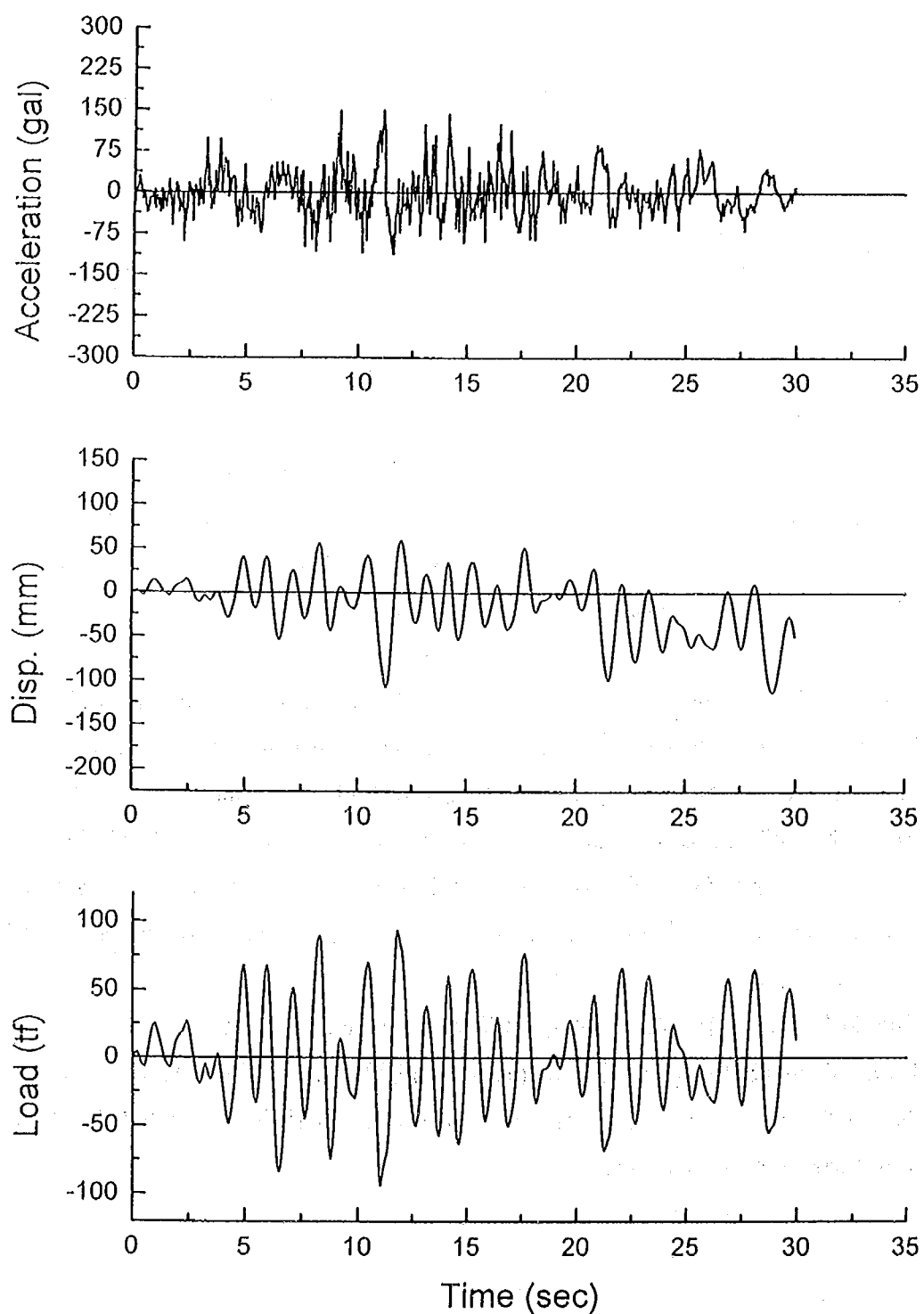


図-2.4.8 入力加速度、水平変位、水平荷重時刻歴波形(P1模型供試体)

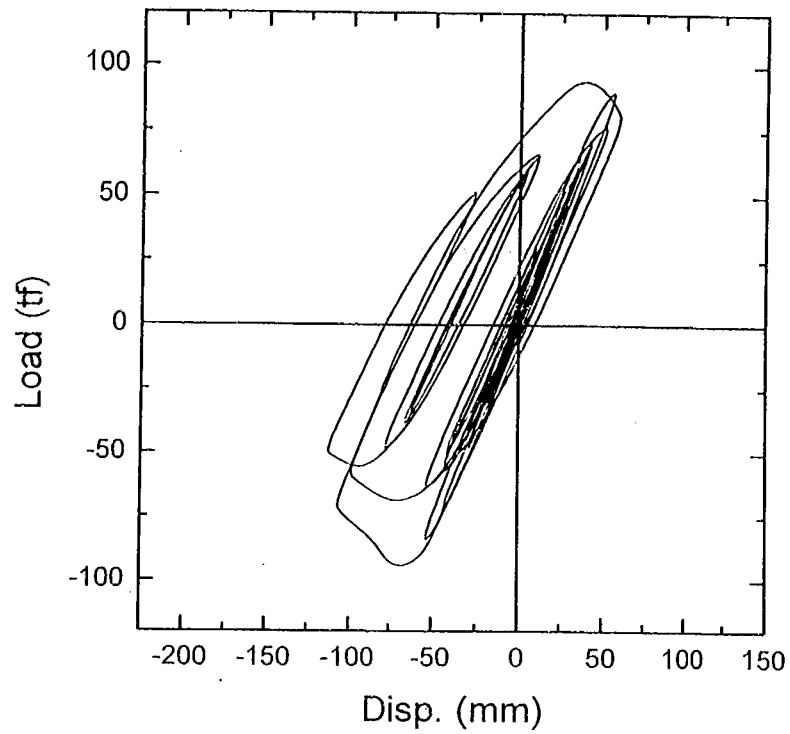


図-2.4.9 水平変位－水平荷重履歴曲線(P1模型供試体)

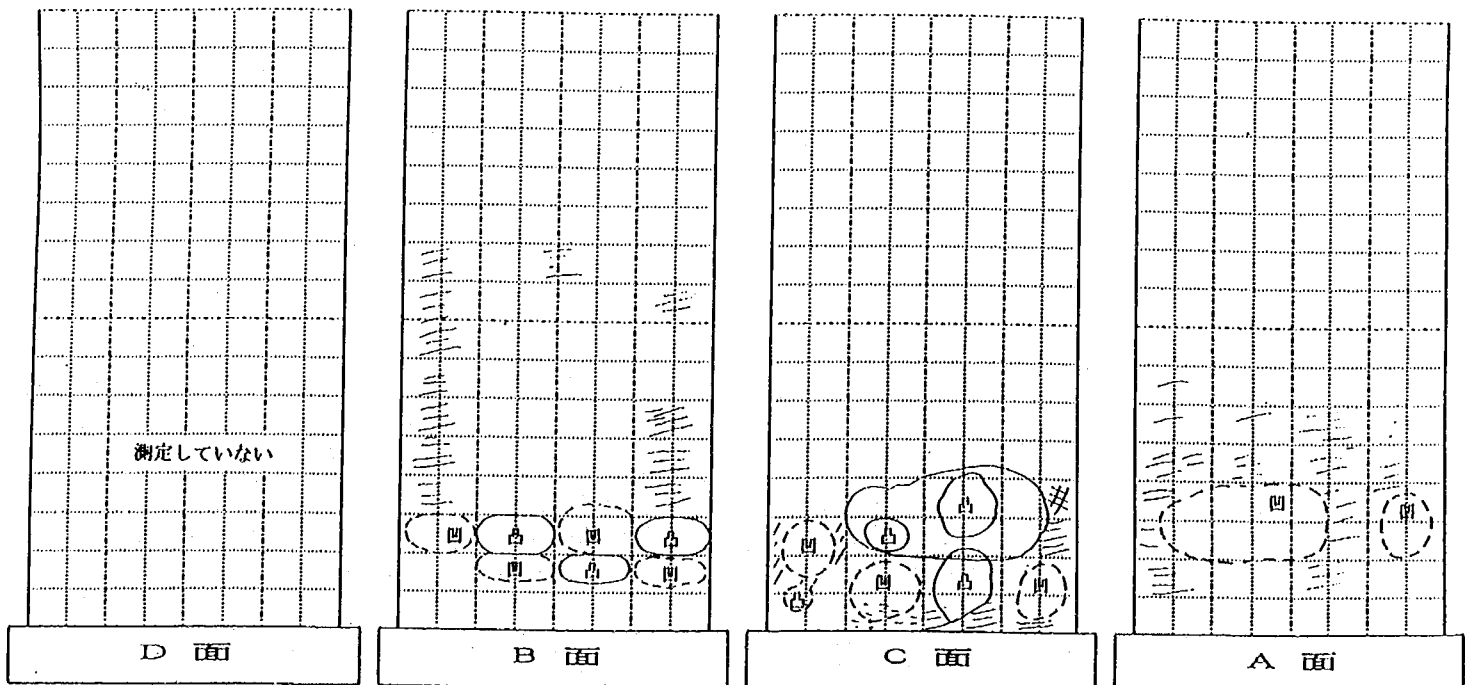


図-2.4.10 載荷終了後の面外変形状況

タイプⅡ地震波による再載荷

タイプⅠ地震波による載荷終了後、載荷により生じた残留変位を載荷前のゼロ点に戻し、タイプⅡ地震波による載荷実験を行った。入力加速度、水平変位、水平荷重の時刻歴波形を図-2.4.11に、水平変位－水平荷重履歴曲線を図-2.4.12に示す。

水平変位は一度負側に加振した後、正側に大きく変形した。この水平変位により模型供試体の基部の隅角部が割れを生じ、座屈による変形が大きくなった。模型供試体の取り外しに支障をきたすため、2.28秒で載荷を中止した。

本加振終了後の模型供試体の損傷状況を図-2.4.13に示す。

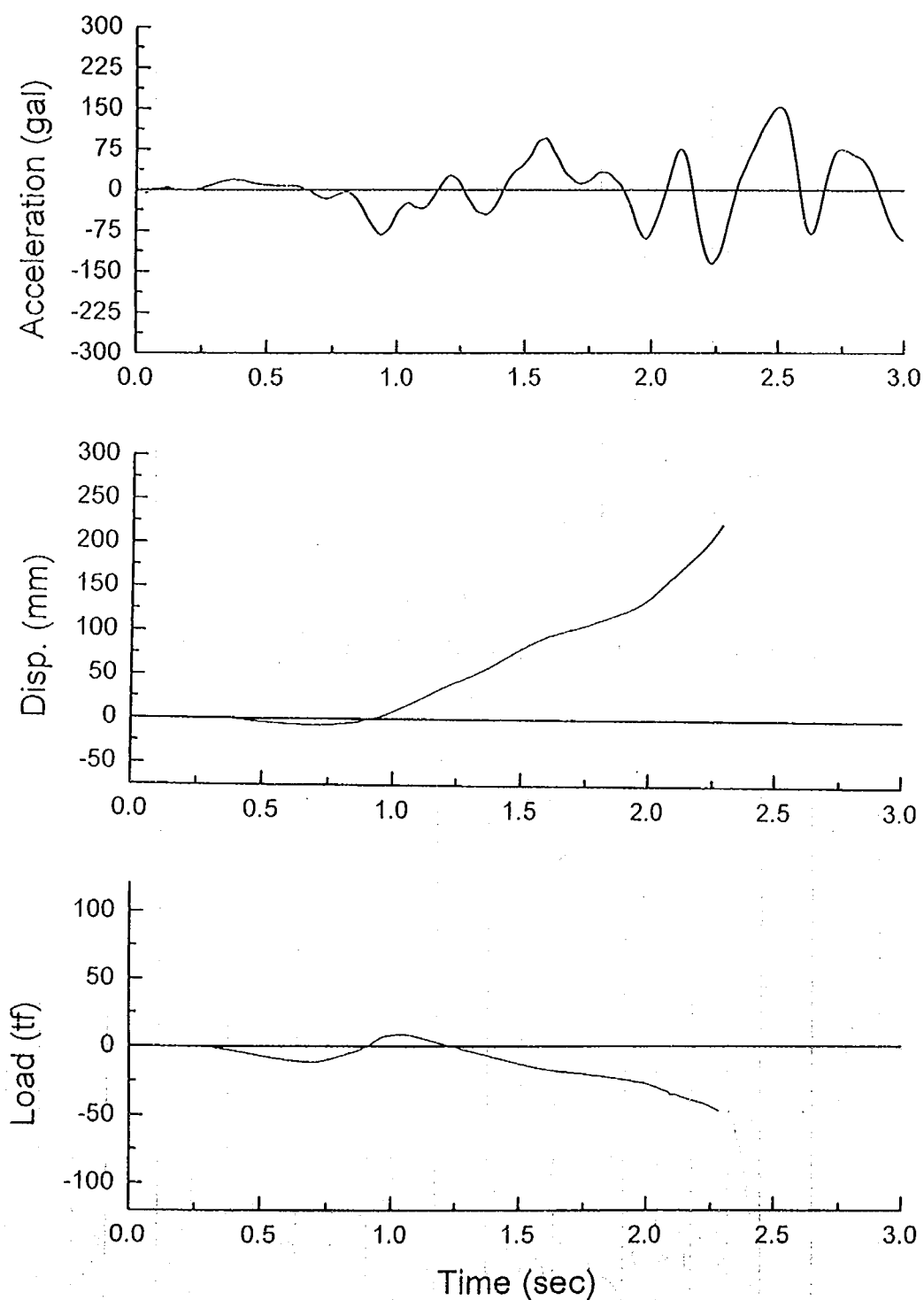


図-2.4.11 入力加速度、水平変位、水平荷重時刻歴波形(P1模型供試体再載荷)

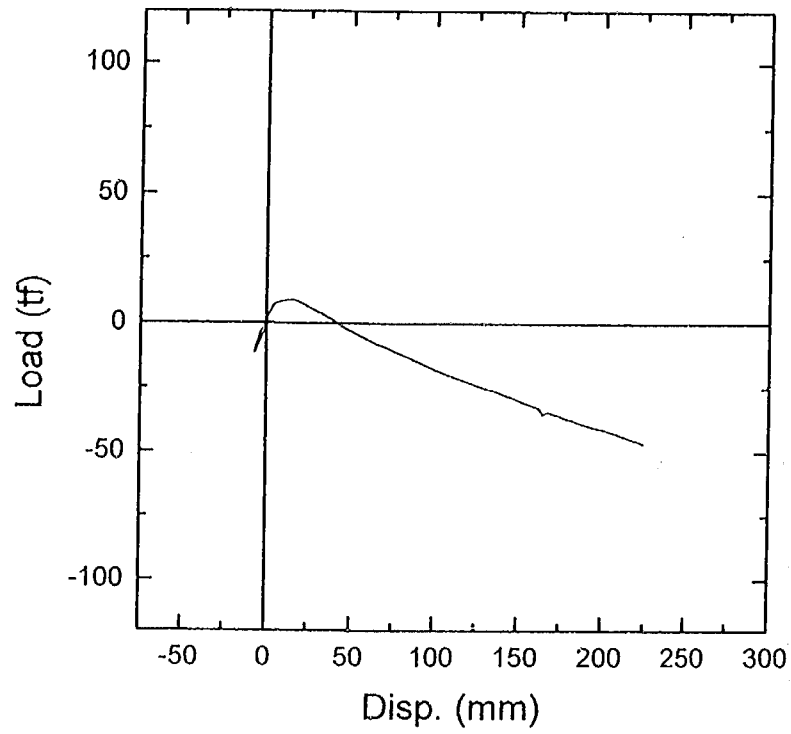


図-2.4.12 水平変位－水平荷重履歴曲線(P1模型供試体再載荷)

単位mm

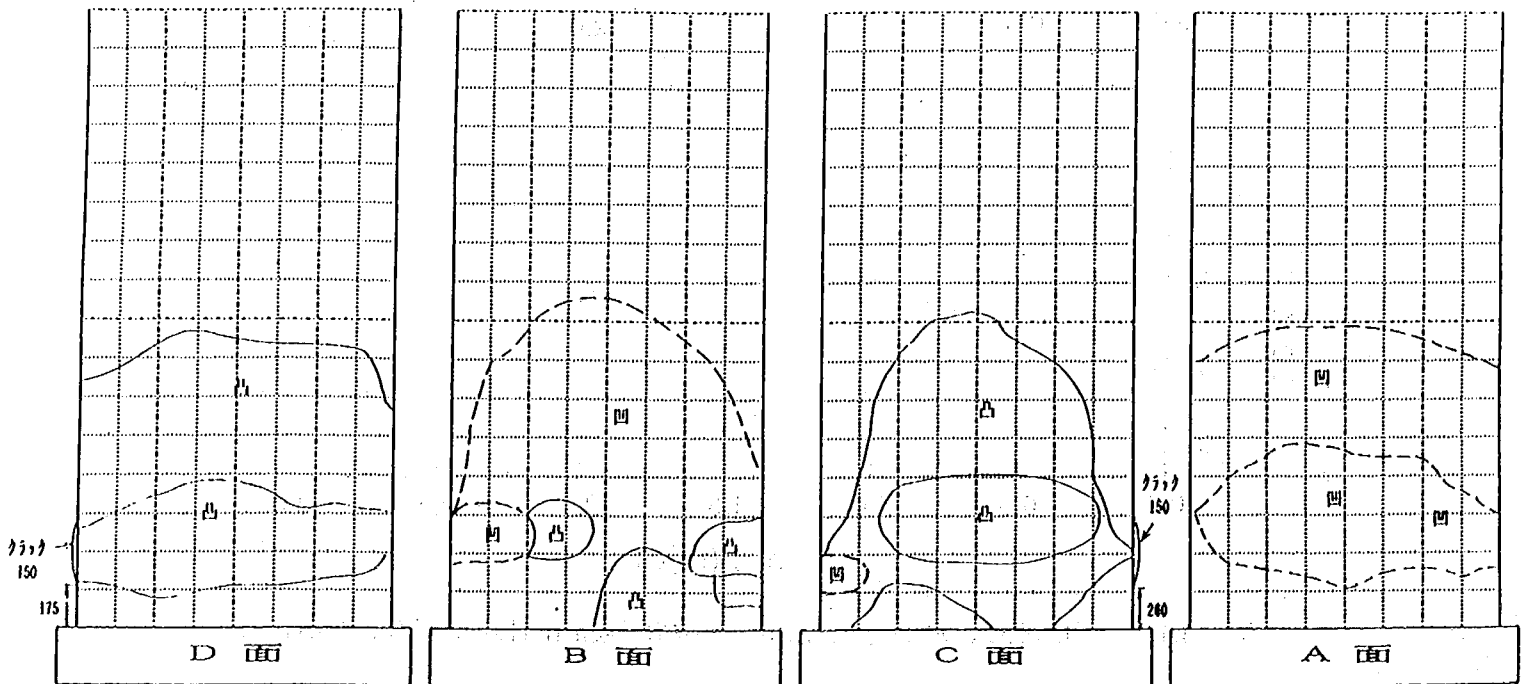


図-2.4.13 載荷終了後の面外変形状況(P1模型供試体再載荷)

P2供試体

タイプII地震波による載荷

入力加速度、水平変位、水平荷重の時刻歴波形を図-2.4.14に、水平変位－水平荷重履歴曲線を図-2.4.15に示す。タイプIIの地震波としては道路橋の耐震設計に関する資料(平成9年3月)¹¹⁾に示されるタイプII－II－Iの加速度波形を用いた。最大・最小水平荷重は、5.83秒に102.88tf(50.21mm)、3.99秒に-98.07tf(-81.01mm)に生じ、同じく最大・最小水平変位は6.20秒に182.86mm(74.32tf)、5.42秒に-115.386mm(-83.13tf)に生じた。時刻歴による、水平変位、水平荷重の変化および損傷の進展は次の通りである。

載荷開始当初より、50mmを越える大きな水平変位が模型供試体に作用しており、3.99秒には、変位-81.01mmで負側最大荷重-98.07tfが生じた。この後の水平変位が反転した際に、B面(フランジ)の第1パネル中央やや下部に、縦リブを節とした縦リブ間の局部座屈による変形が生じた。

この後、水平変位は負側にずれながら何度か繰返し、5.42秒には負側最大変位-115.39mmが生じた、このときの荷重は-83.13tfとなっており、これは同じく負側の最大荷重に比べ84.77%に低下している。この後、水平変位が反転した際にB面の座屈による変形は大きくなった。

この後、水平変位は正側に大きく反転し、5.83秒には、水平変位50.21mmで、正側最大荷重102.88tfを生じた。水平変位はこの後もさらに進み6.20秒には正側最大変位+182.86mmとなった。このときの水平荷重は74.32tfとなりは73.3%低下していた。正側最大荷重を示した5.84秒から正側最大変位となった6.20秒の間に、負側に載荷した際のB面同様、縦リブを節とした縦リブ間の座屈変形が生じ、変形は急激に大きくなった。

この後、8.5秒過ぎに負側に大きな水平変位が生じた。この波での最大変位は8.95秒に-108.74mmであり、最大荷重は8.62秒に-73.78tfであった。これは、同じく負側の最大荷重に対して75.23%低下していた。

この後、10.5秒過ぎに再び負側に大きな水平変位が生じた。この波での最大変位は11.72秒に-103.72mmであり、最大荷重は11.65秒に-54.71tfであった。これは、同じく負側の最大荷重に対して55.79%低下していた。8.5秒、10.5秒過ぎの2回の負側の大きな水平変位の際にB面の座屈変形が大きくなった。A面の変形については、ほとんど増加しなかった。

この後、13秒過ぎに正側の水平変位が大きくなり13.61秒には、水平変位86.98mmに対して、63.75tfを示した。これは正側の最大荷重に対して61.97%の低下であった。

これ以降の水平変位は小さく、耐力の低下もほとんどなかった。

39.98秒に加振は終了した。このときの残留変位は、10.62mmであった。

本加振終了後の模型供試体の損傷状況を図-2.4.16に示す。A、B面ともに縦リブを節とした縦リブ間の局部座屈による変形とこれらの変形が連なって全体的な凹みを生じた。最大の凹み量はA面側が13.0cm、B面側が42.5cmであった。水平変位の最大はA面圧縮側で生じているにもかかわらずB面側の鋼材の座屈による変形が大きいのは、B面が圧縮となる載荷の繰返し回数が多かったためと考えられる。

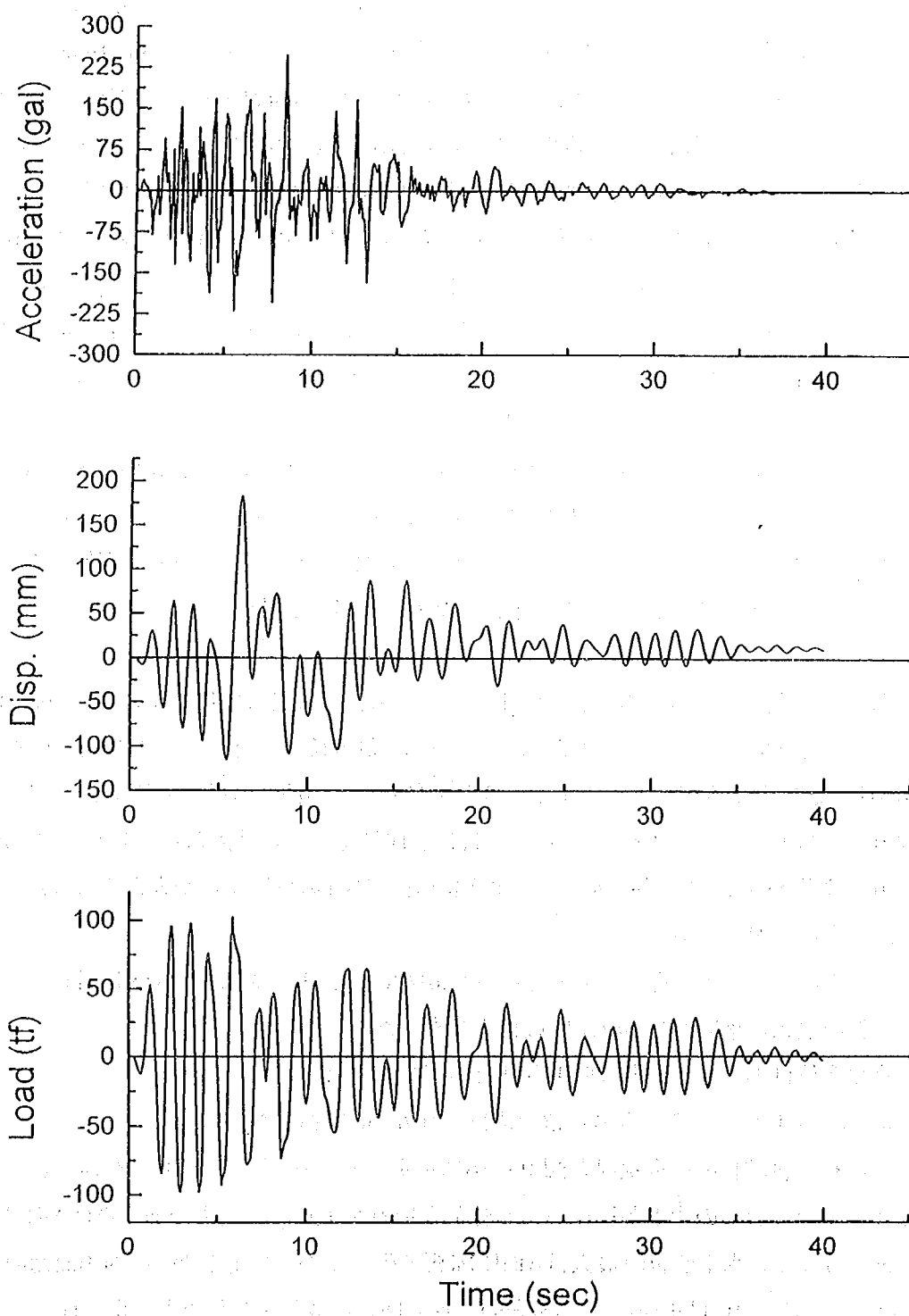


圖-2.4.14 入力加速度、水平変位、水平荷重時刻歴波形(P2模型供試体)

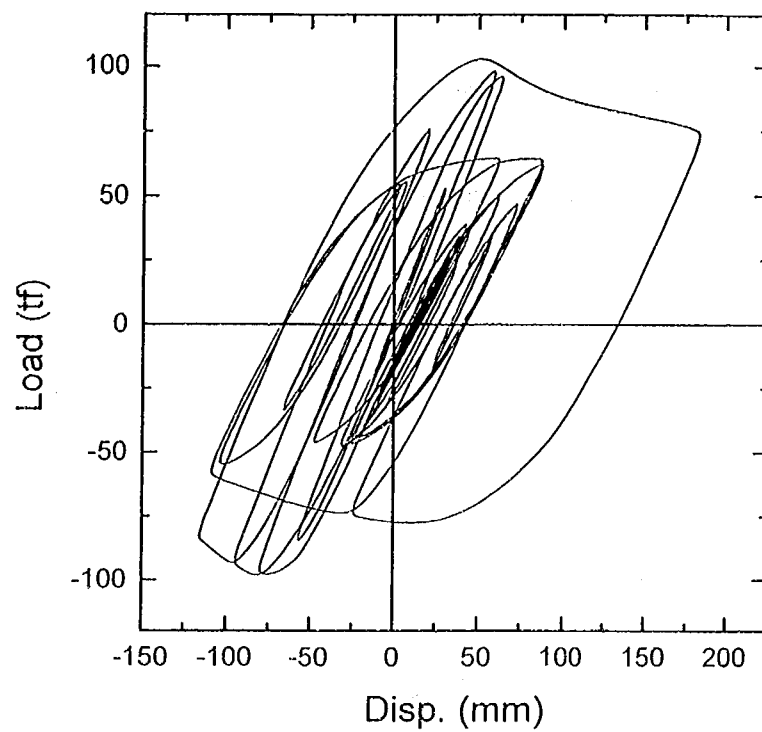


図-2.4.15 水平変位－水平荷重履歴曲線(P2模型供試体)

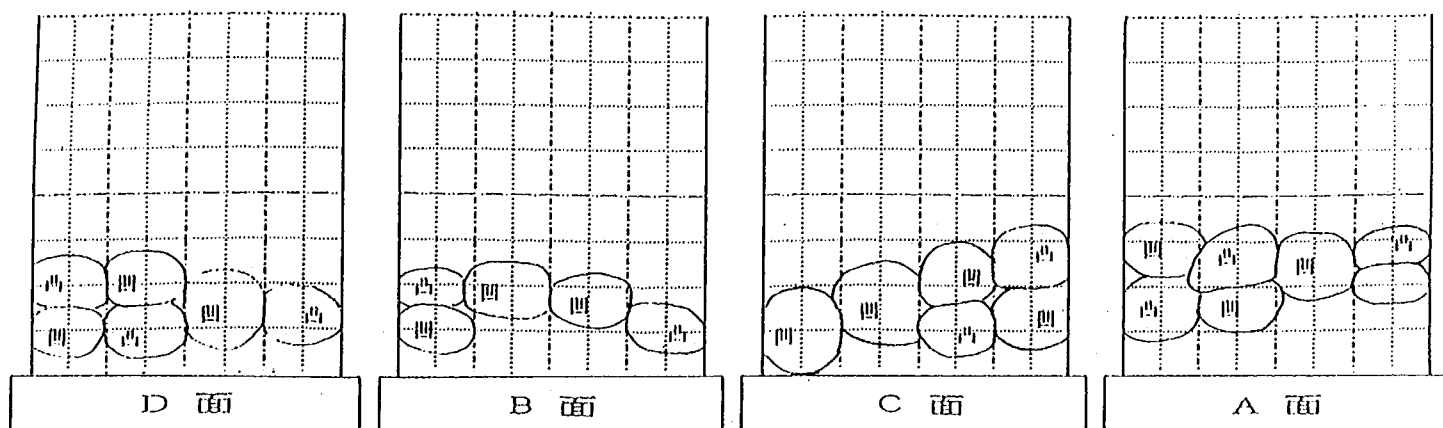


図-2.4.16 載荷終了後の面外変形状況(P2模型供試体)

タイプⅠ地震波による再載荷

タイプⅡ地震波による載荷終了後、載荷により生じた残留変位を載荷前のゼロ点に戻し、タイプⅠ地震波による載荷実験を行った。図-2.4.17は、入力加速度、水平変位、水平荷重の時刻歴波形であり、図-2.4.18は、水平変位－水平荷重履歴曲線である。

図-2.4.18から判るようにながら残留変位を生じながら水平変位が繰返し模型供試体に作用した。応答加重はほとんど生じず、徐々に低下していった。

本加振終了後の模型供試体の損傷状況を図-2.4.19に示す。

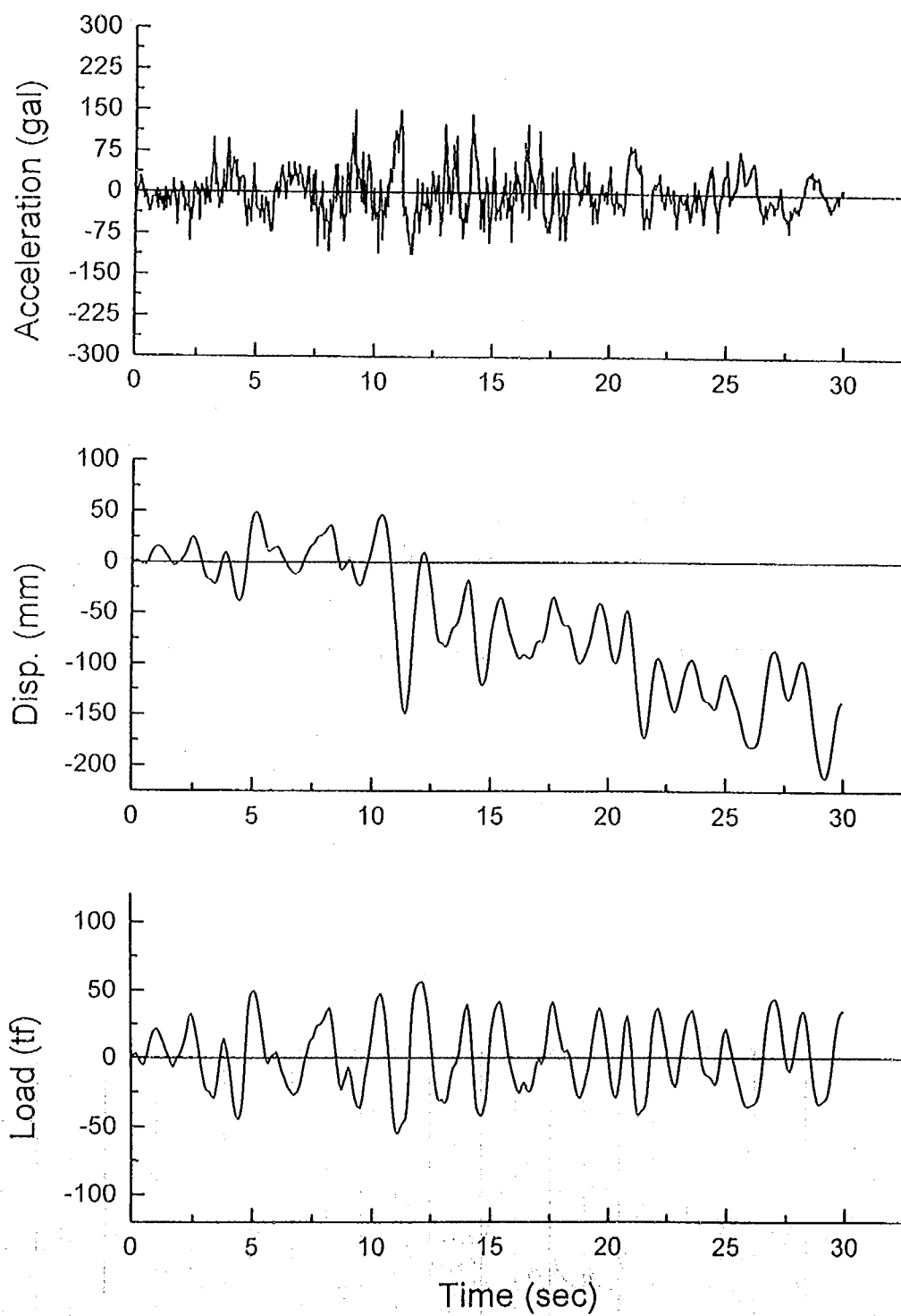


图-2.4.17 入力加速度、水平変位、水平荷重時刻歴波形(P2模型供試体再載荷)

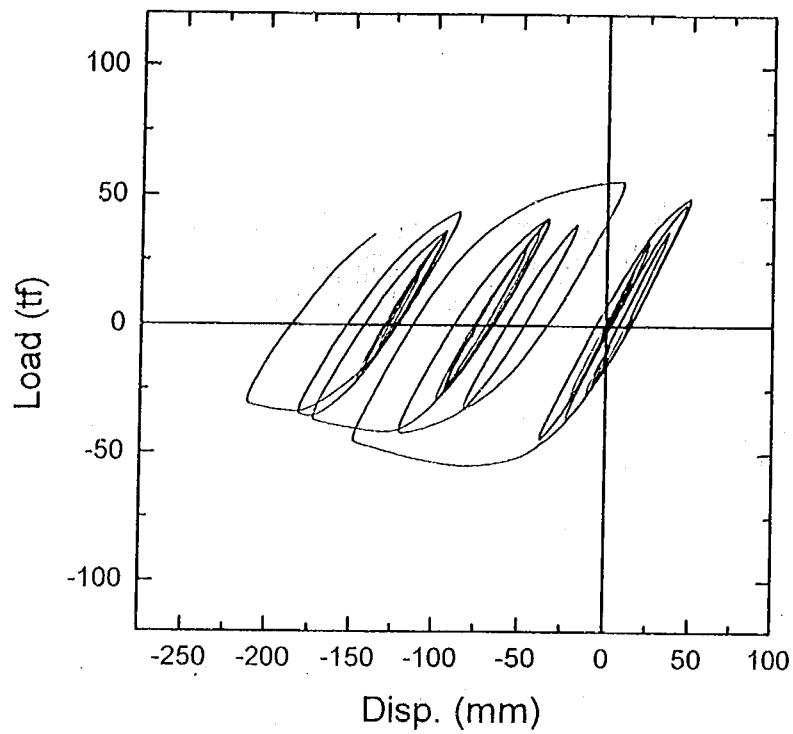


図-2.4.18 水平変位—水平荷重履歴曲線(P2模型供試体再載荷)

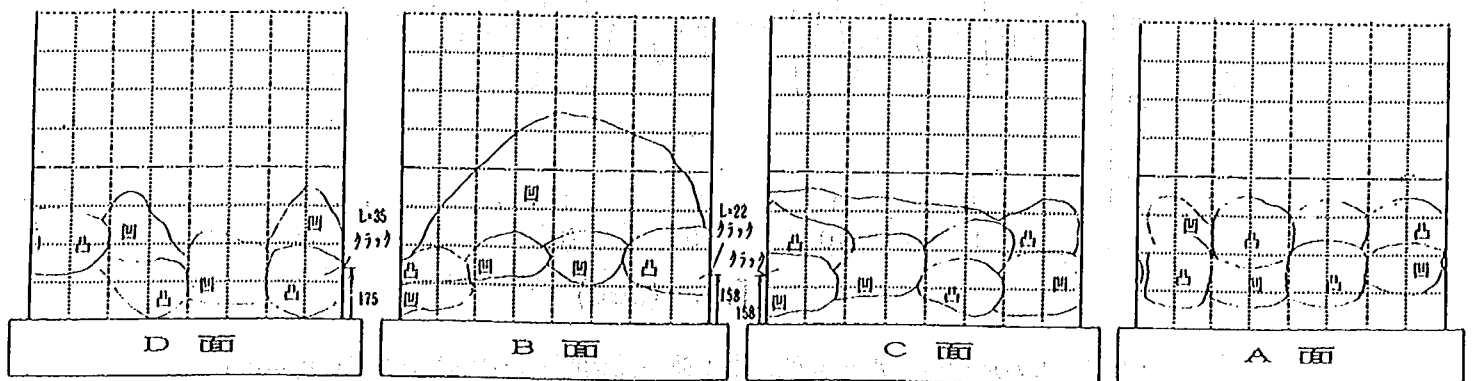


図-2.4.19 載荷終了後の面外変形状況(P2模型供試体再載荷)

P3供試体

タイプII地震波による載荷

入力加速度、水平変位、水平荷重の時刻歴波形を図-2.4.20に、水平変位-水平荷重履歴曲線を図-2.4.21に示す。タイプIIの地震波としてはP2供試体同様にタイプII-Ⅱ-Ⅰの加速度波形を用いた。最大・最小水平荷重は、5.82秒に108.49tf(83.06mm)、4.00秒に-102.44tf(-86.50mm)を生じ、また最大・最小水平変位は6.20秒に182.86mm(74.32tf)、5.42秒に-115.386mm(-83.13tf)を生じた。時刻歴による、水平変位、水平荷重の変化および損傷の進展は次の通りである。

載荷開始当初より、50mmを越える大きな水平変位が模型供試体に作用しており、4.00秒には、変位-86.50mmで負側最大荷重-102.44tfを生じた。この時、B面(フランジ)で縦リブを節とした縦リブ間の座屈変形が生じた。

この後、再び負側に水平変位が大きくなった際の5.37秒には、負側最大変位-94.24mmを示した。この波での最大荷重は5.31秒に-101.00tf(-96.03mm)であった。

5.82秒には、水平変位83.06mmで正側最大荷重108.49tfが生じた。同じ波の載荷の6.18秒には正側最大水平変位209.77mmを示した。このときの荷重は76.06tfであり、最大荷重に対して70.11%低下していた。

最大荷重を示した頃より、A面(フランジ)においてコーナプレートを取り付けているボルト列を固定端とした全体座屈と縦リブを節とした縦リブ間の局部座屈が生じた。この後に固定端となっていたボルト列にまで座屈が徐々に拡がり、全体座屈の固定端はフランジ端部となった。

13秒～15秒にかけて水平変位の中心がずれるように正側に大きくなり、A面の座屈変形が増加した。この後、正側に150mm程度の残留変位を残したまま、小さな加振が地震終了まで続いた。

39.98秒に載荷は終了し、この時の残留変位は130.54mmであった。

本加振終了後の模型供試体の損傷状況を図-2.4.22に示す。A、B面ともに全体的に大きく凹み、フランジ面全体が座屈していた。また、縦リブを節とした縦リブ間の局部座屈による変形も生じていた。最大の凹み量はA面側が58.0cm、B面側が71.5cmであった。

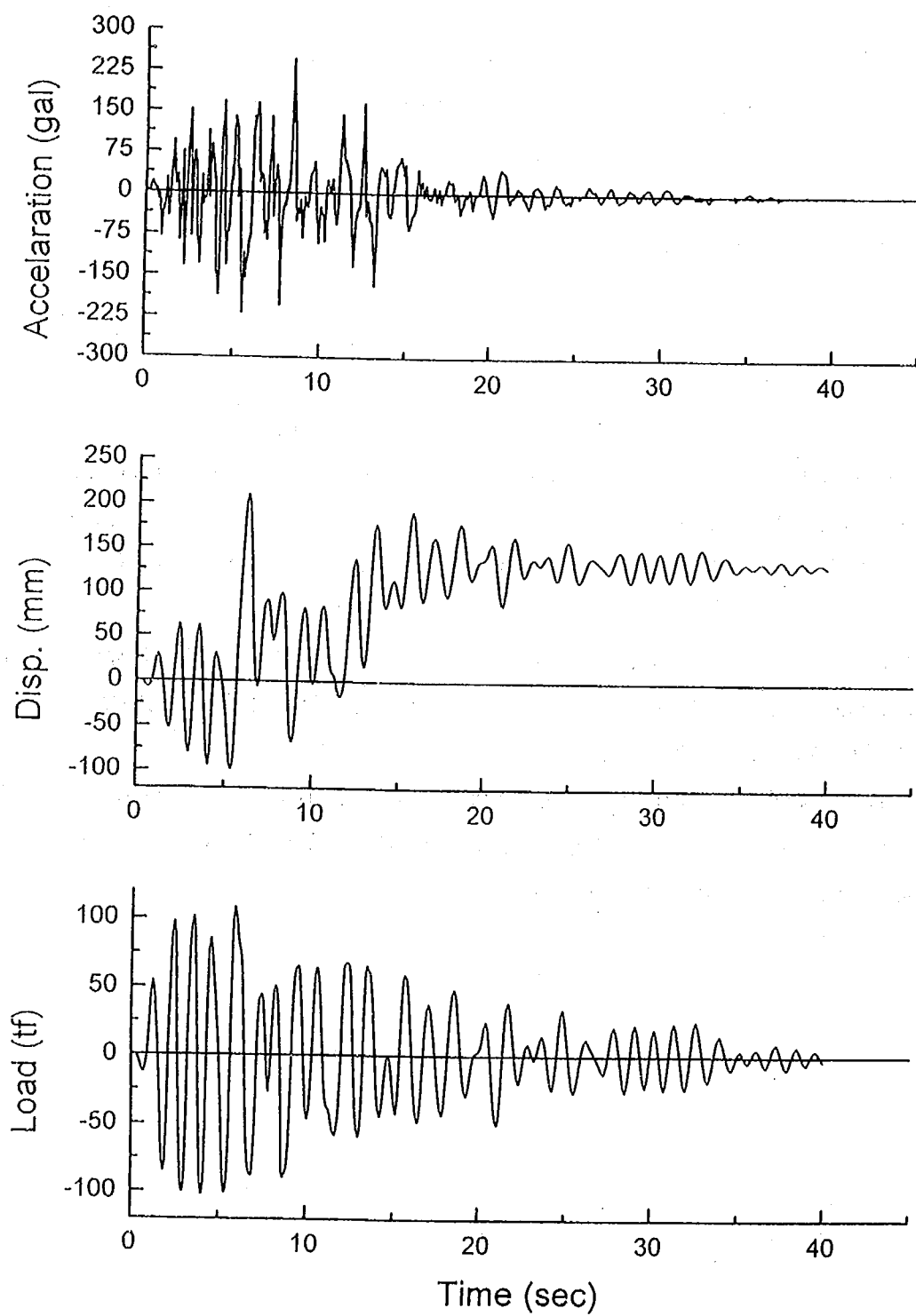


圖-2.4.20 入力加速度、水平変位、水平荷重時刻歴波形(P3模型供試体)

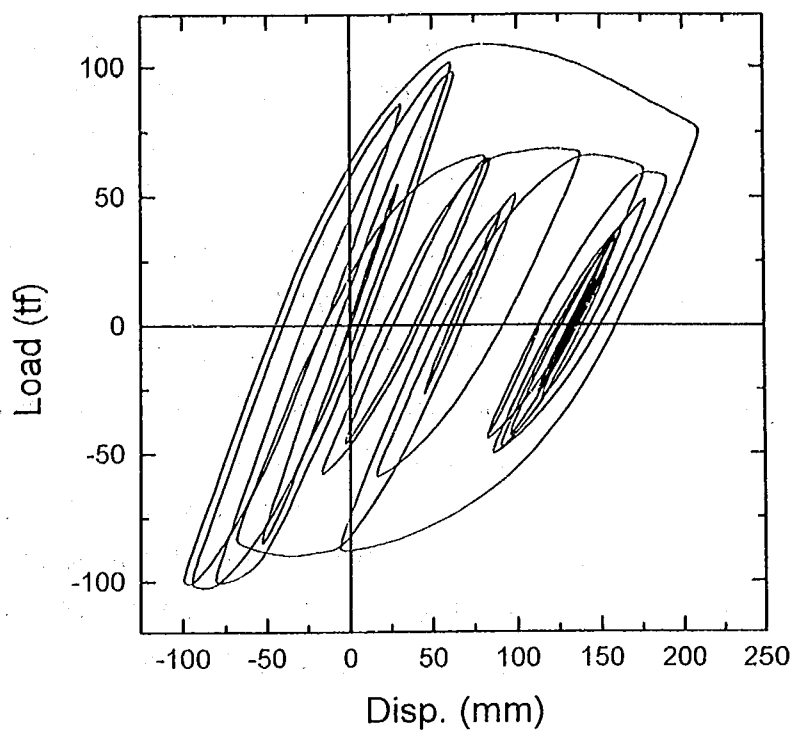


図-2.4.21 水平変位－水平荷重履歴曲線(P3模型供試体)

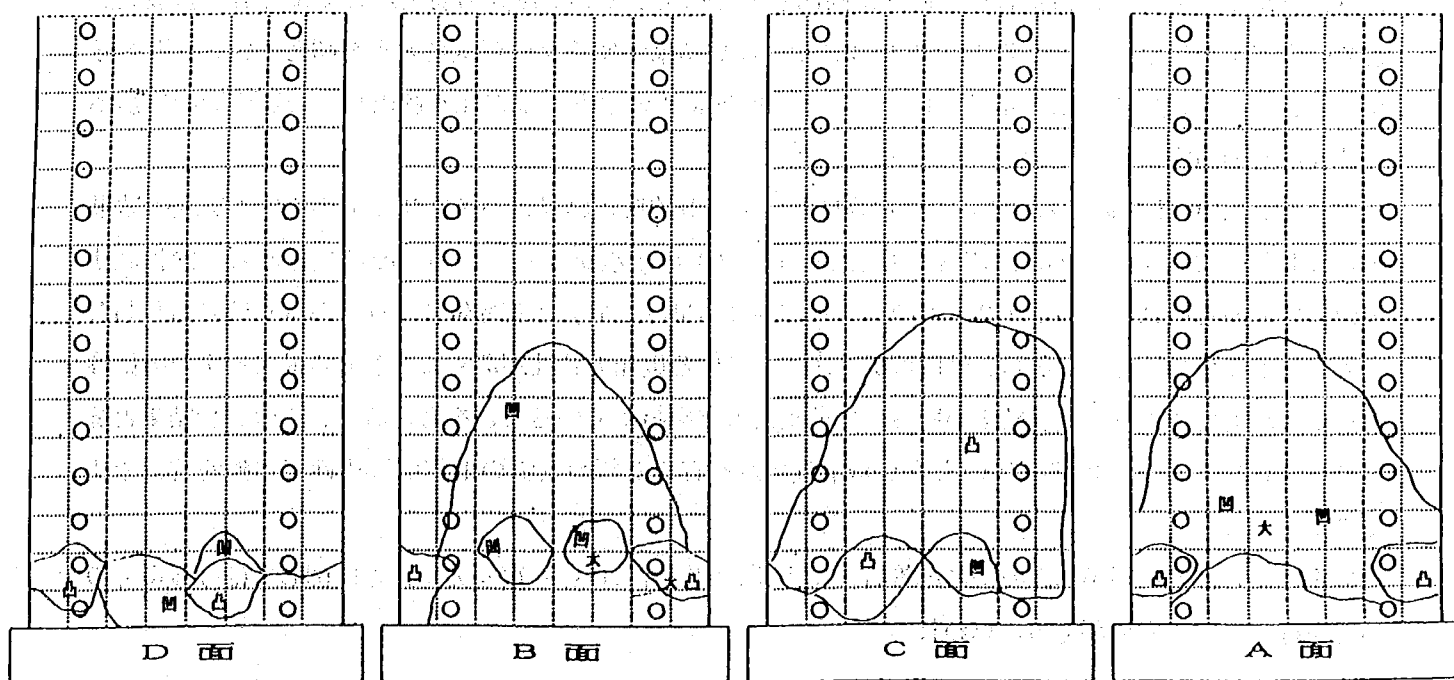


図-2.4.22 載荷終了後の面外変形状況(P3模型供試体)

2.5 解析

ハイブリッド地震応答実験を行ったP1～P3供試体を対象として、道路橋示方書に規定されている手法で動的解析を行いハイブリッド実験の結果得られた水平荷重－水平変位の履歴曲線と比較した。

図-2.5.1は、P1供試体に相当する実構造物についての動的解析結果とP1供試体を用いて行ったハイブリッド地震応答実験結果から相似則によって実構造物の応答に変換して算出した水平変位－水平荷重関係と比較したものである。ここで、P1供試体では、入力地震をタイプⅠの地震動としている。これは、P1供試体は無補強供試体であり、震度法に基づいて設計された橋脚に対してタイプⅡの入力地震で加振しても設計で許容できる変位を大きく超える応答変位となることが容易に予想されるからである。P1供試体と同じT1供試体の正負交番繰り返し載荷実験の結果からじん性はおおむね2.5程度であることがわかっている。本供試体に相当する実構造物の降伏変位が $31\text{mm} \times 2.78 = 86\text{mm}$ であるので、許容変位は $86\text{mm} \times 2.5 = 215\text{mm}$ となる。タイプⅠの入力地震に対する動的解析の結果では、おおむねこの許容変位より小さい応答変位となっているが、ハイブリッド地震応答実験の結果では、応答変位は許容変位を大きく超えて300mm程度となっている。これは、動的解析では荷重最大点までの応答を想定した復元力特性であるのに対して、特に負側の応答においてハイブリッド地震応答実験では荷重最大点に相当する水平変位を超える応答が一度生じた結果、曲げ水平耐力が下り、エネルギー吸収性能が落ち、水平変位が大きくなったものと考えられる。

図-2.5.2は、同様にP2供試体に対応する実構造物において、動的解析結果とハイブリッド地震応答実験の結果を比較したものである。P2供試体では、入力地震をタイプⅡの地震動としている。P2供試体では、動的解析結果とハイブリッド地震応答実験の結果は、最大応答変位に着目する限りはおおむね合っているように見える。しかし、P1供試体と同様に動的解析で想定している復元力特性があくまでも荷重最大点までの応答を想定したものであり、図-2.5.2に示す実験結果が明らかに荷重最大点を超えていることを考えると、この実験結果と解析結果の比較によってP2供試体のような幅厚比を制限した鋼製橋脚の地震応答特性が本動的解析手法で追跡できない。

図-2.5.3は、P3供試体に対応する実構造物において、動的解析結果とハイブリッド地震応答実験の結果を比較したものである。P3供試体も入力地震はタイプⅡの地震動としている。P3供試体でも、P2供試体と同様に動的解析結果とハイブリッド地震応答実験の結果は、最大応答変位に着目する限りはおおむね合っているように見える。しかし、動的解析で想定している復元力特性があくまでも荷重最大点までの応答を想定したものであり、実験結果が明らかに荷重最大点を超えていることを考えると、この実験結果と解析結果の比較によってP3供試体のような角補強構造を有する鋼製橋脚の地震応答特性が本動的解析手法で追跡できない。

いずれにしても、鋼製橋脚の地震応答特性および動的解析に用いる復元力特性等に関しては今後多くの検討を行っていく必要があると思われる。

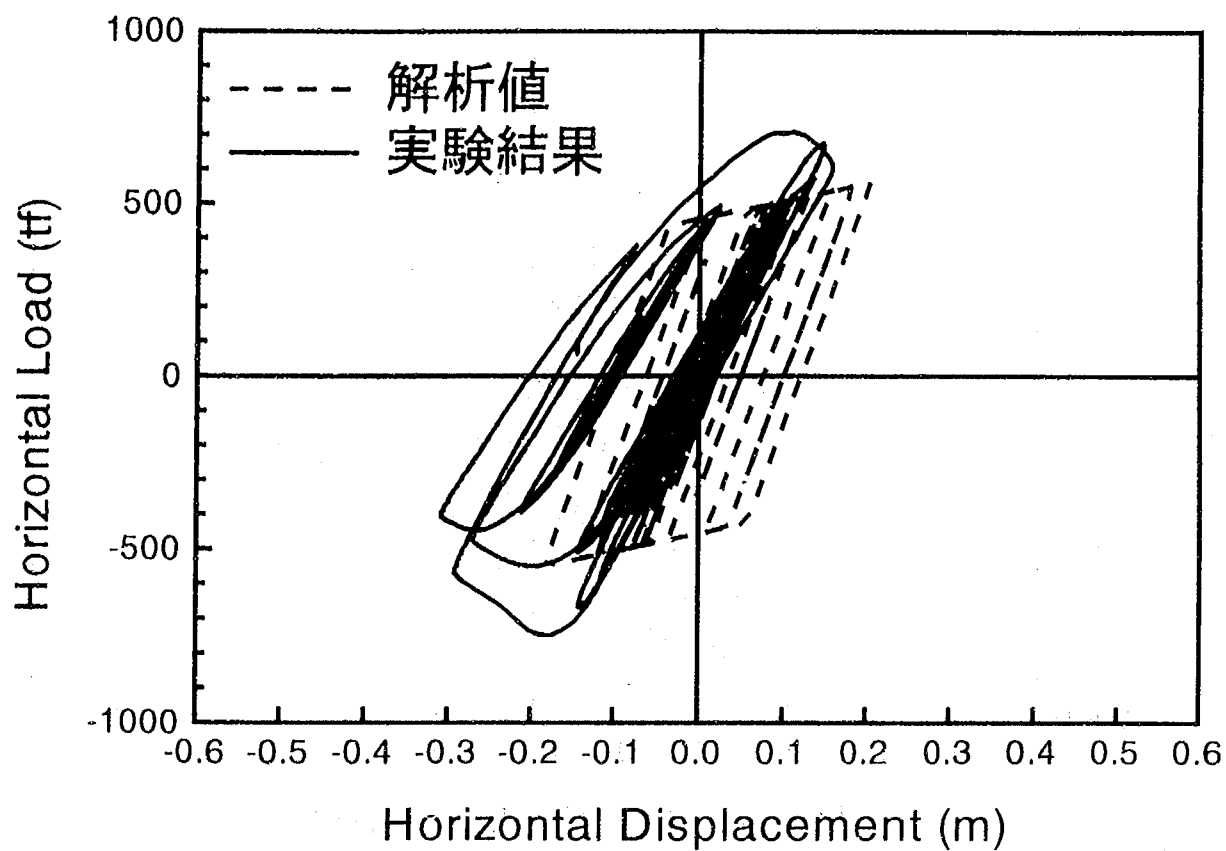


図-2.5.1 P1供試体に対応する実橋脚の動的解析結果とハイブリッド地震応答実験結果の比較

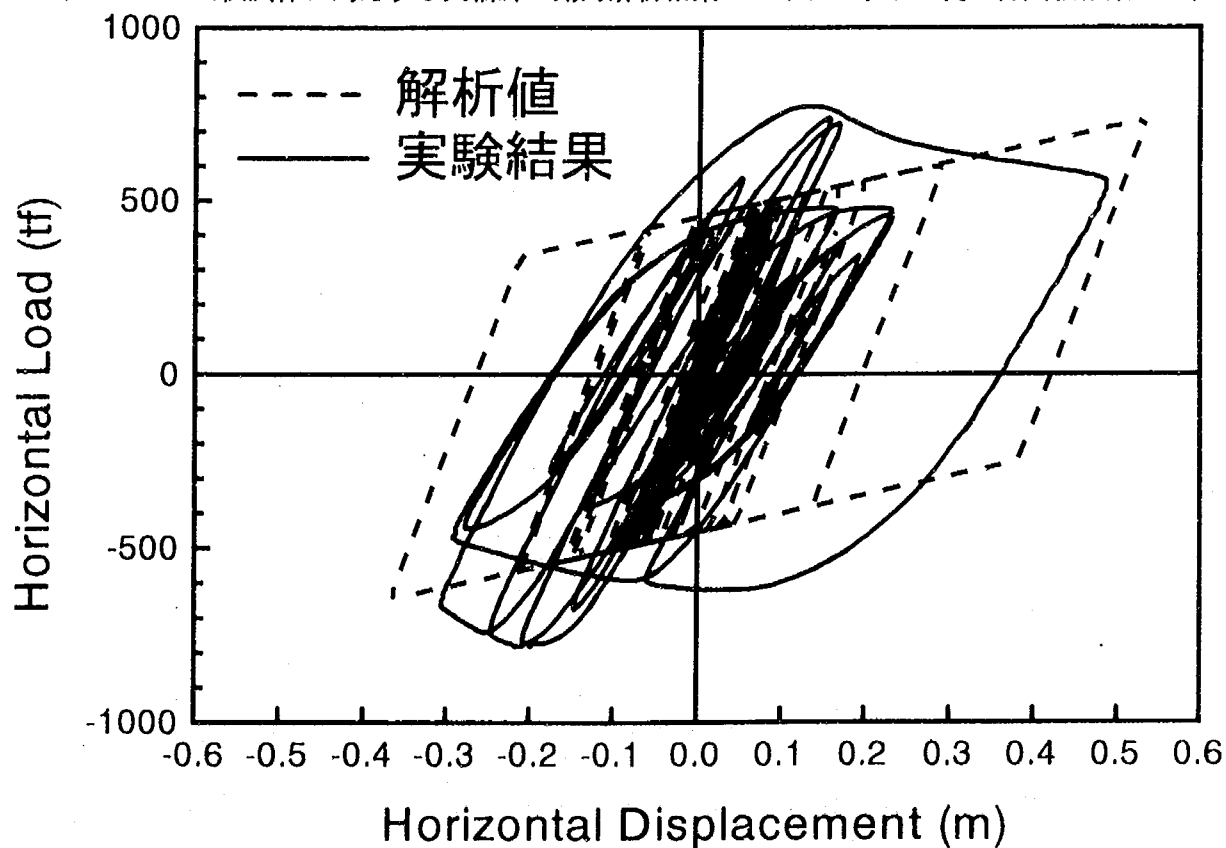


図-2.5.2 P2供試体に対応する実橋脚の動的解析結果とハイブリッド地震応答実験結果の比較

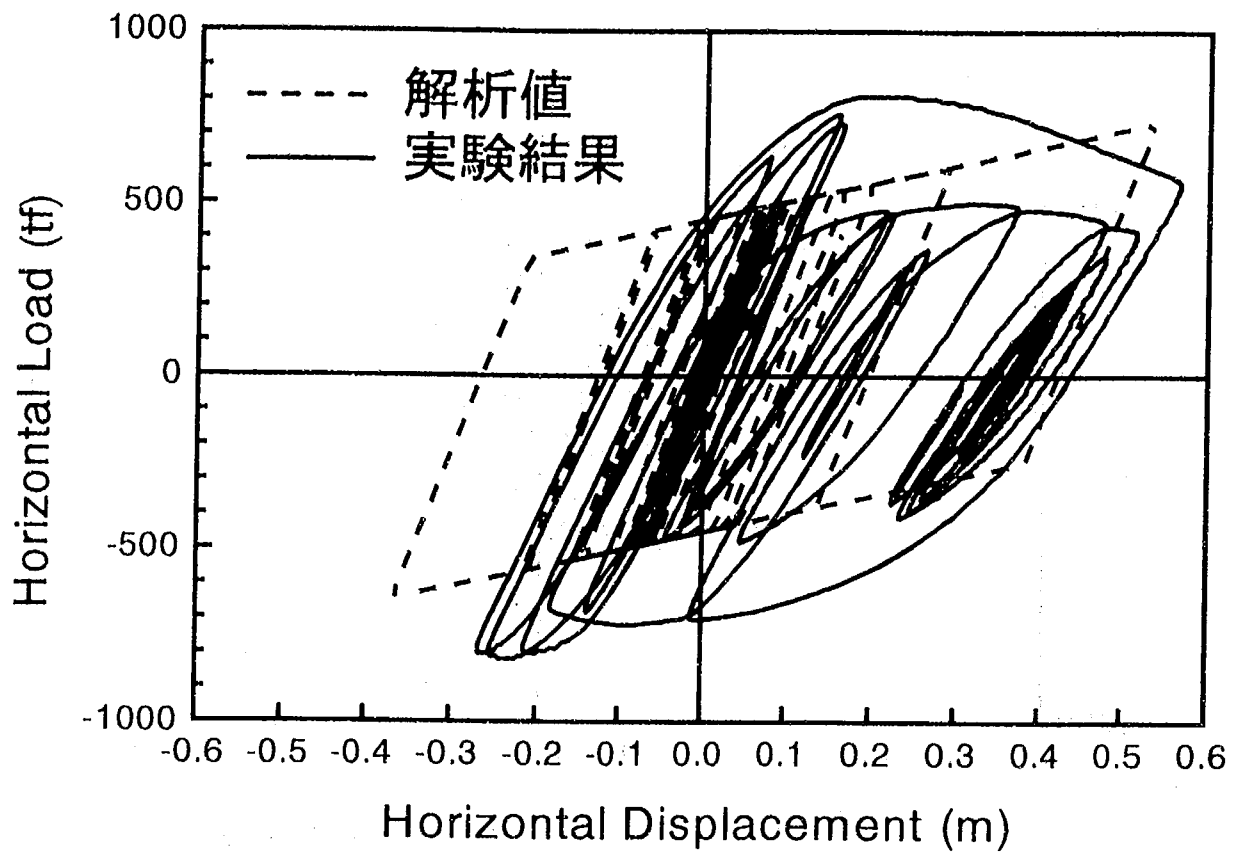


図-2.5.3 P3供試体に対応する実橋脚の動的解析結果とハイブリッド地震応答実験結果の比較

2.6 まとめ

想定している実構造物を1/2.78の相似率でスケールダウンした3種類の鋼製橋脚の模型供試体に対してハイブリッド地震応答実験を行った。P1供試体は既設の構造物を想定している。P1供試体に対して、横リブ間隔を短くして補剛板の剛度を大きくし、幅厚比パラメータの値を小さくした供試体がP2供試体である。また、P1供試体のフランジとウェブの角部にボルトで補強プレートを取り付けた供試体がP3供試体である。

本実験結果をまとめると、以下のとおりになる。

- 1) P1供試体を対象としてタイプIの地震を入力地震としてハイブリッド地震応答実験を実施したところ、最大荷重に相当する水平変位を大きく超える応答変位が生じた。これはまた、道路橋示方書で規定している動的解析手法で算出される応答変位よりも大きかった。動的解析では荷重最大点までの応答を想定した復元力特性であるのに対して、ハイブリッド地震応答実験では荷重最大点に相当する水平変位を超える応答が一度生じた結果、曲げ水平耐力が下り、エネルギー吸収性能が落ち、水平変位が大きくなったものと考えられる。道路橋示方書で規定している動的解析手法を用いる場合は、その適用範囲に十分気をつける必要がある。
- 2) P2およびP3供試体を対象としてタイプIIの地震を入力地震としてハイブリッド地震応答実験を実施したところ、最大応答変位は道路橋示方書で規定している動的解析手法とおおむね等しい値となった。しかし、1)と同様に動的解析で想定している復元力特性はあくまでも荷重最大点までの応答を想定したものであり、実験結果が明らかに荷重最大点を超えていることを考えると、この実験結果と解析結果の比較によってP2供試体やP3供試体のような鋼製橋脚の地震応答特性が本動的解析手法で追跡できると結論づけることはできないと思われる。

3 最後に

本報告書は、鋼製橋脚の模型供試体を対象として行った正負交番繰返し載荷実験2ケースとハイブリッド地震応答実験3ケースの実験結果をまとめたものである。

それぞれの実験の結果については、各実験に関するまとめの章にまとめている。鋼製橋脚の大地震時の地震応答特性については、いまだ研究の途上であり、今後は、ここで得られた本実験結果を用いてより詳細な解析を進めるとともに、鋼製橋脚の合理的な耐震設計法の開発を目的として、実験データを蓄積し、解析を進めていく必要がある。

謝辞

ハイブリッド地震応答実験のシステムの開発にあたり、京都大学工学部土木工学科家村教授および五十嵐助教授から多大なご助力をいただいた。また、名古屋大学宇佐美教授および伊藤教授から貴重なご意見をいただいた。ここに記して、謝意を表します。

参考文献

- 1) 日本道路協会：「兵庫県南部地震により被災した道路橋の復旧に係る仕様」の準用に関する参考資料(案), pp参-1~参-25, 1995年6月(ただし、「兵庫県南部地震により被災した道路橋の復旧に係る仕様」は1995年2月27日に通知された。)
- 2) 日本道路協会：「兵庫県南部地震により被災した道路橋の復旧に係る仕様」の準用に関する参考資料(案), 1995年6月
- 3) 川島 一彦, Gregory A. Macrae, 長谷川金二：The Strength and Ductility of Steel Bridge Piers Based on Loading Tests, Journal of Research PWRI, Vol.29, 1992年3月
- 4) 鈴木 基行, 佐藤 貴志, 大塚 久哲：Mechanical Behavior of Steel Pier under Alternating Cyclic Loading, PSSC' 95, pp463-470, 1995年10月
- 5) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説, V耐震設計編, 1996年12月
- 6) 伯野元彦, 岡田恒夫, 高梨晃一, 土岐憲三, 池田尚治, 家村浩和, 片田敏行：ハイブリッド実験の応用マニュアル, 平成元年度科学研究費補助金研究成果, 1990年3月
- 7) 宇佐美勉, 才塚邦宏, 伊藤義人, 木曾英滋：ハイブリッド地震応答実験による鋼製橋脚の強震時挙動, 土木学会論文集No.519/I-32, 101-103, 1995年7月
- 8) 土木学会 鋼構造新技術小委員会最終報告書(耐震設計研究), 1996年5月
- 9) 才塚邦宏, 伊藤義人, 木曾英滋, 宇佐美勉：相似則を考慮したハイブリッド地震応答実験手法に関する考察, 土木学会論文集No.507/I-30, 179-190, 1995年1月
- 10) 建設省土木研究所：「道路橋の免震設計法マニュアル(案)」
- 11) 日本道路協会：「道路橋の耐震設計に関する資料」, 平成9年3月

参考資料

ひずみ分布の比較

参考資料 ひずみ分布の比較

実験により得られたT1供試体およびT2供試体ひずみ分布を図-参-1.1.1~1.1.7および図-参-1.2.1~1.2.7に示す。

軸方向ひずみ、水平方向ひずみともに、ひずみ値そのものである。

なお、h30、h420およびh840とは基部から30mm、420mmおよび830mmの位置のひずみゲージを意味する。

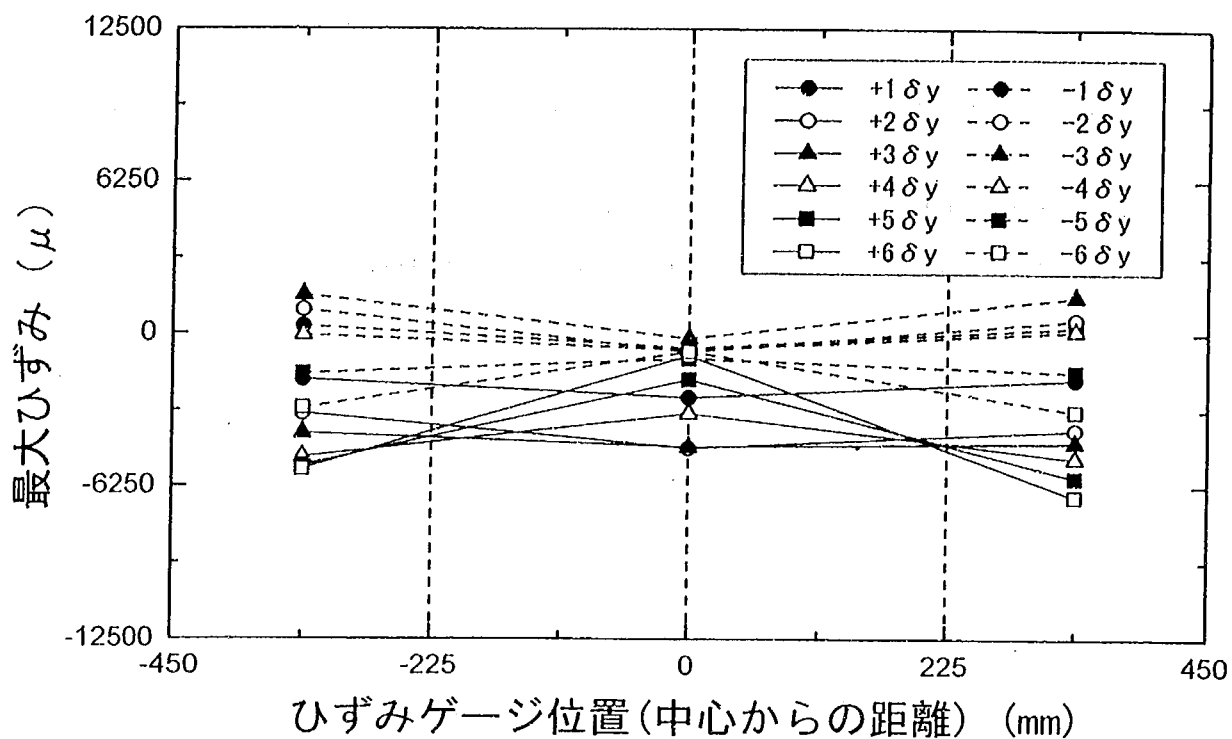


図-参-1.1.1 A面h840の軸方向ひずみ分布(T1供試体)

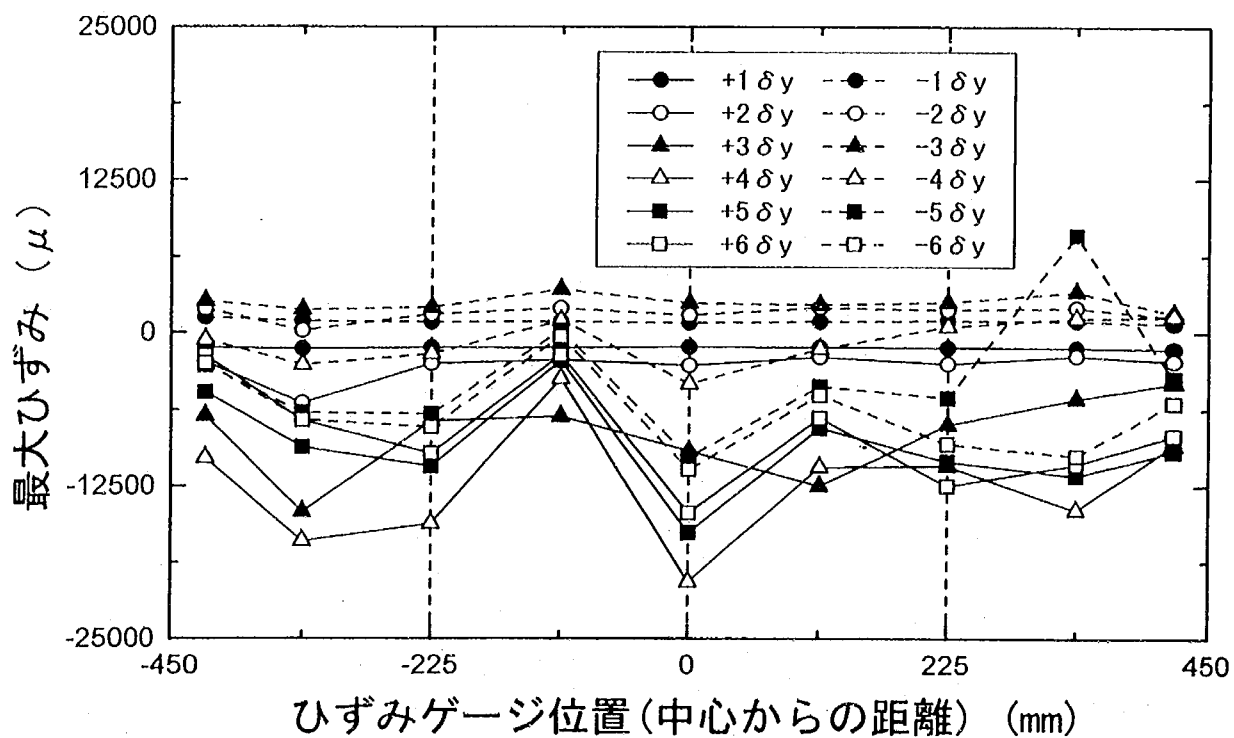


図-参-1.1.2 A面h420の軸方向ひずみ分布(T1供試体)

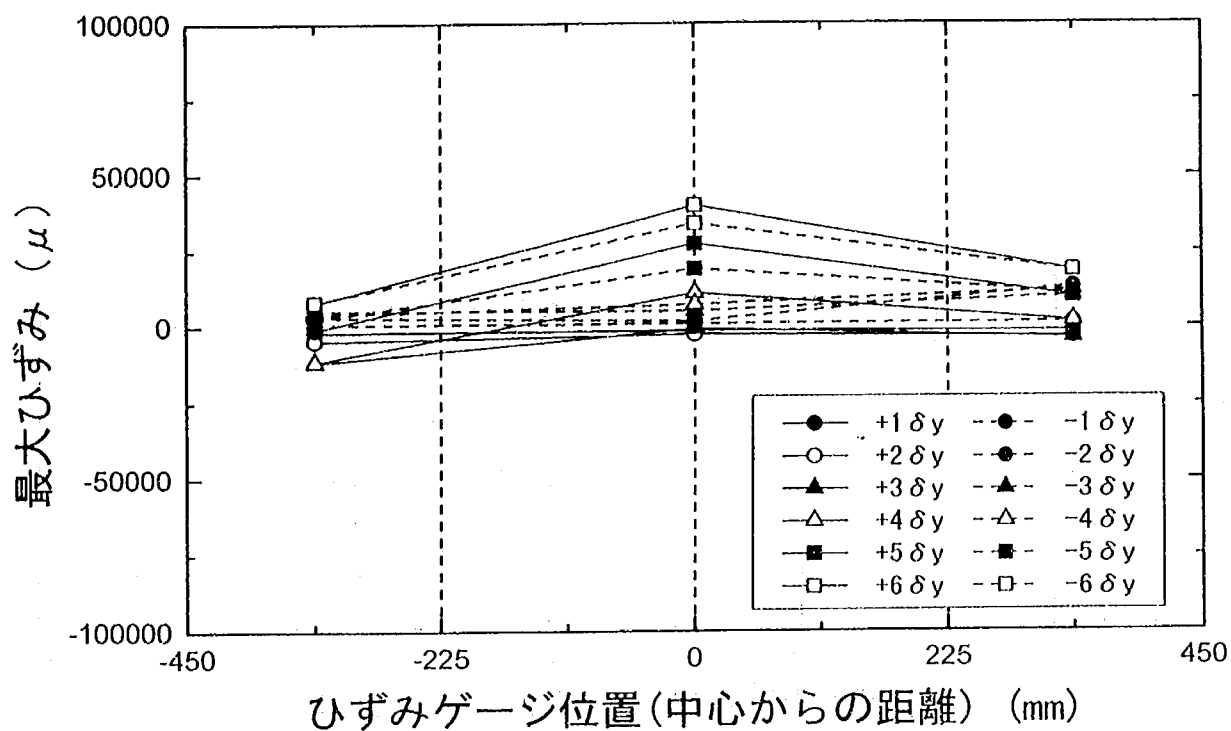


図-参-1.1.3 A面h30の軸方向ひずみ分布(T1供試体)

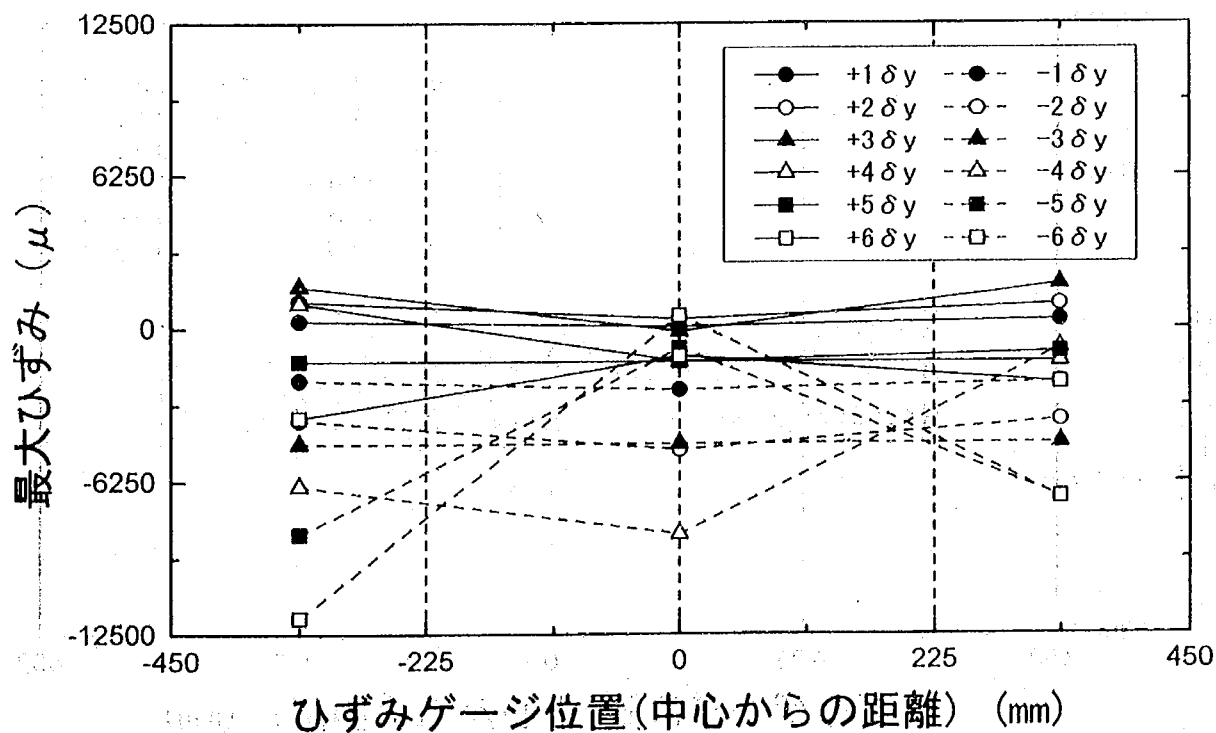
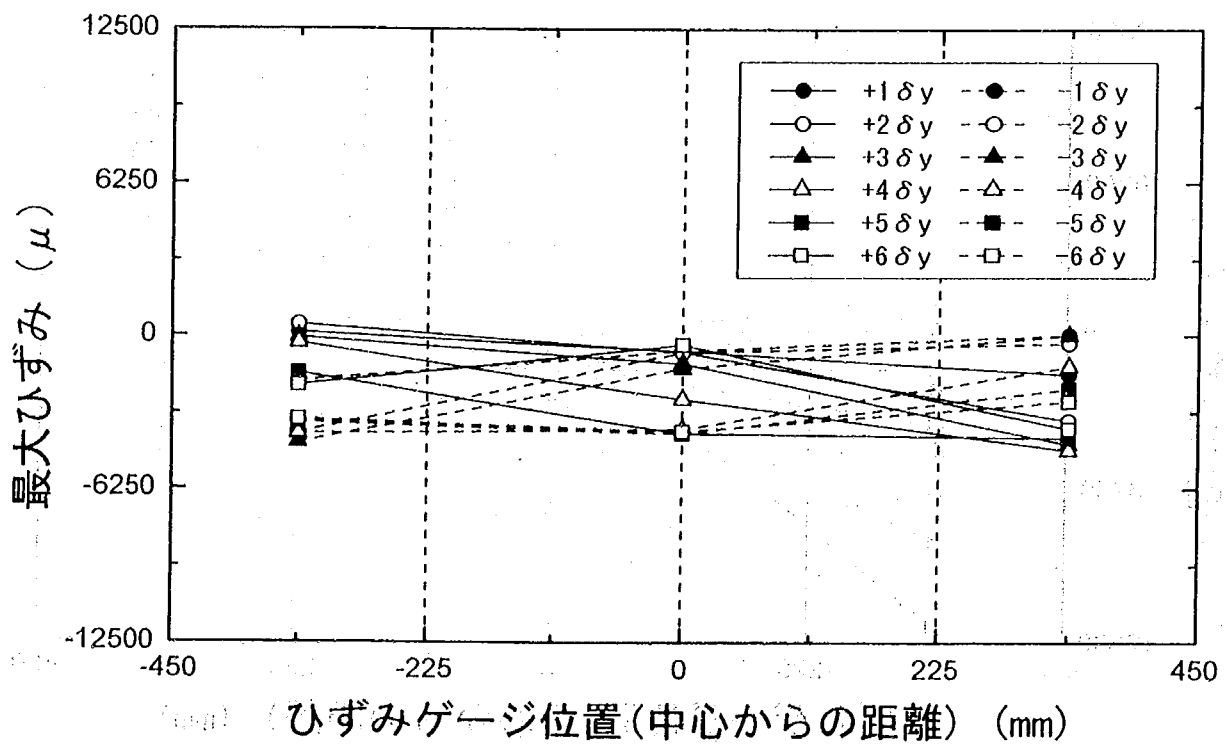
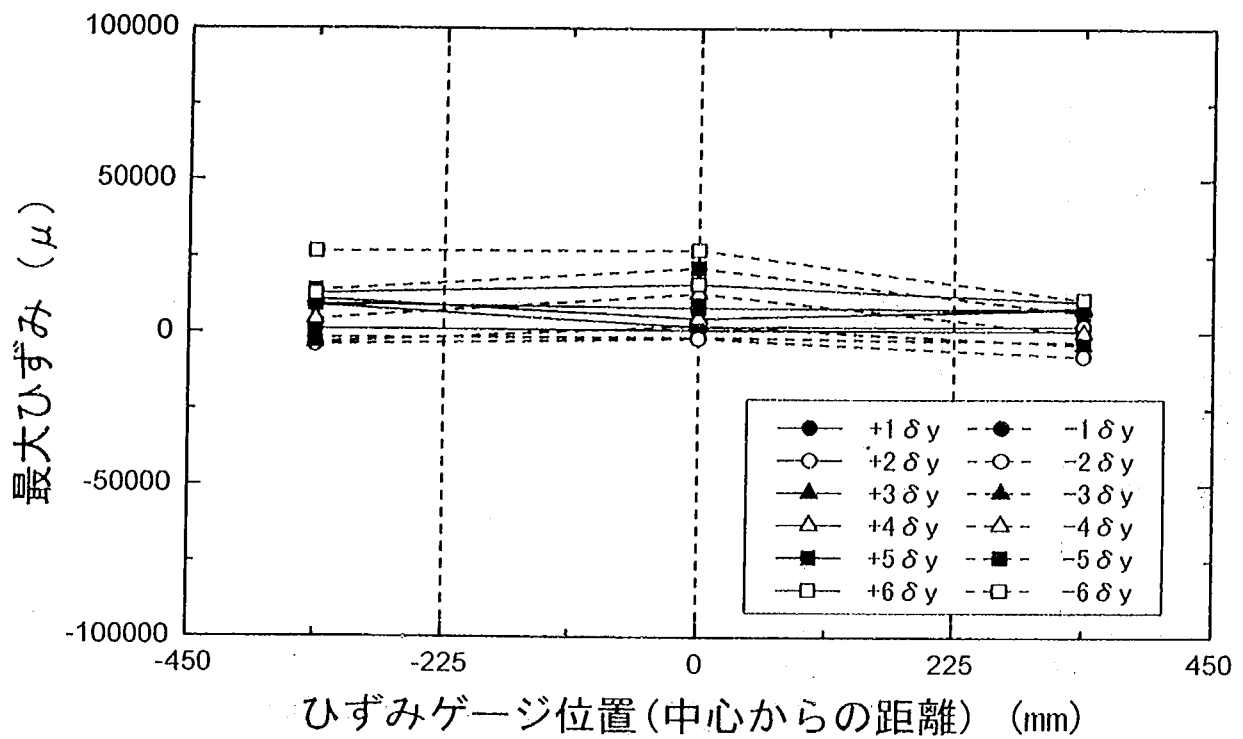


図-参-1.1.4 B面h840の軸方向ひずみ分布(T1供試体)



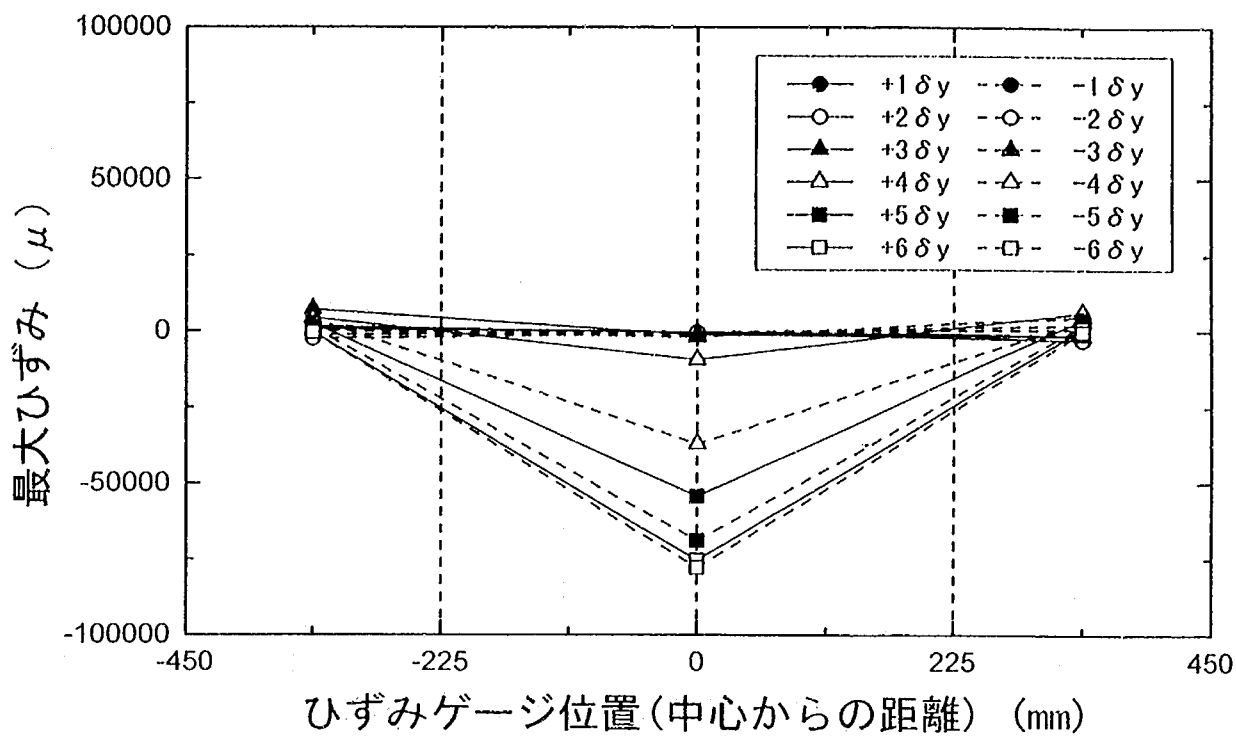
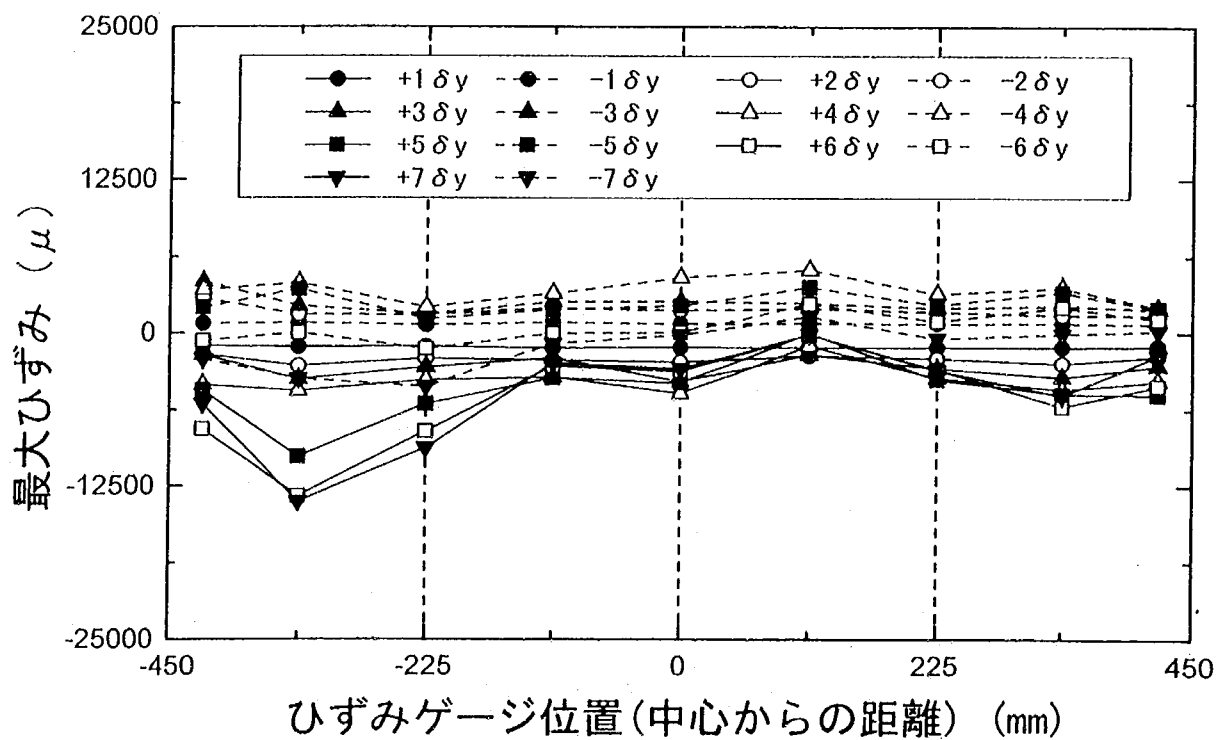
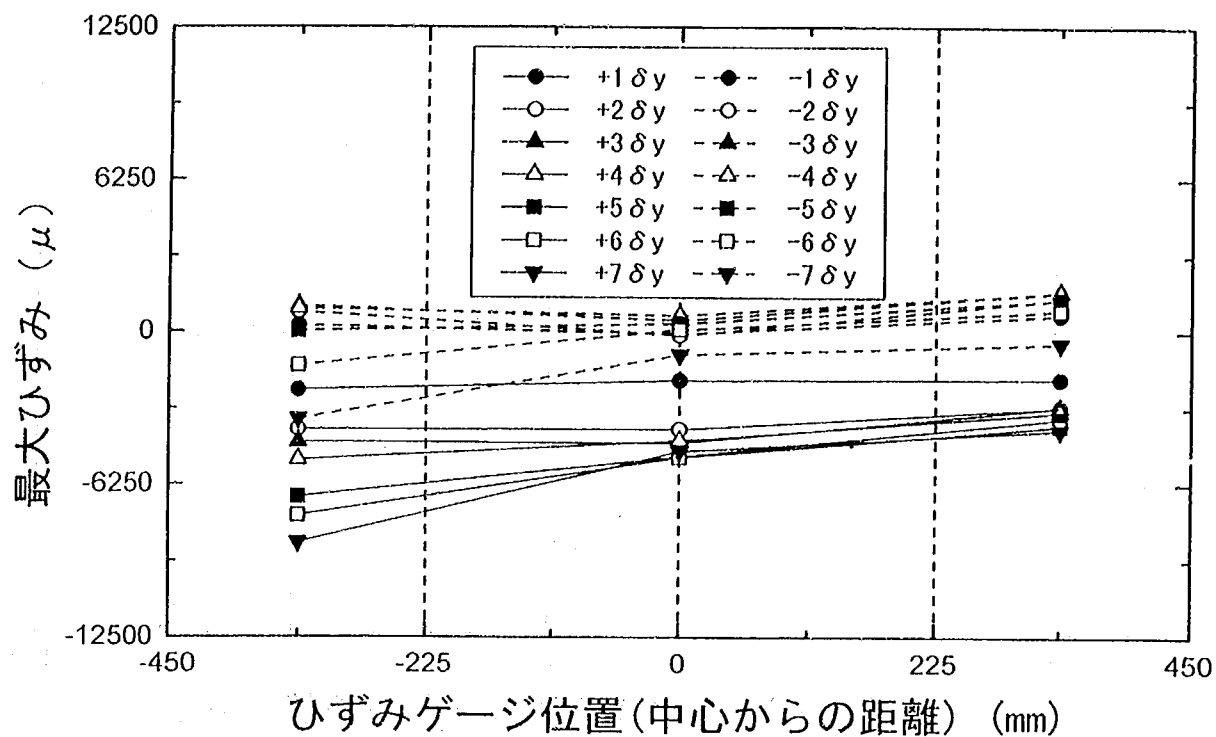
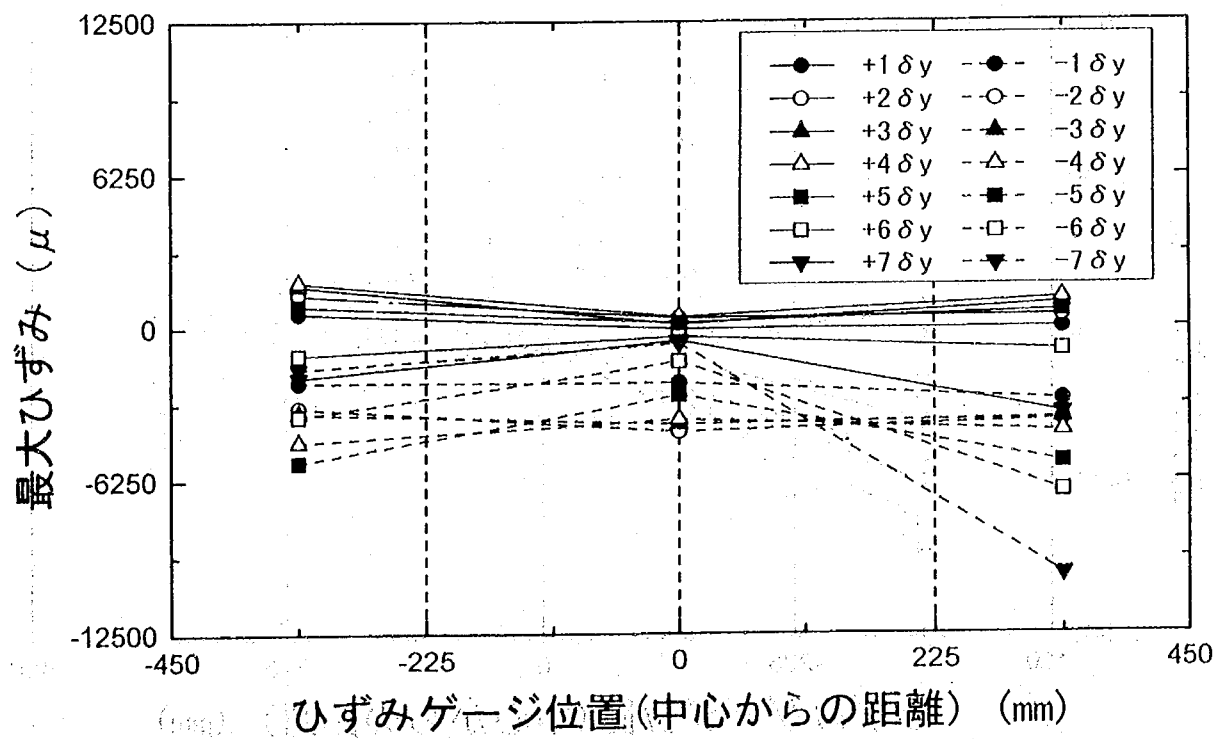
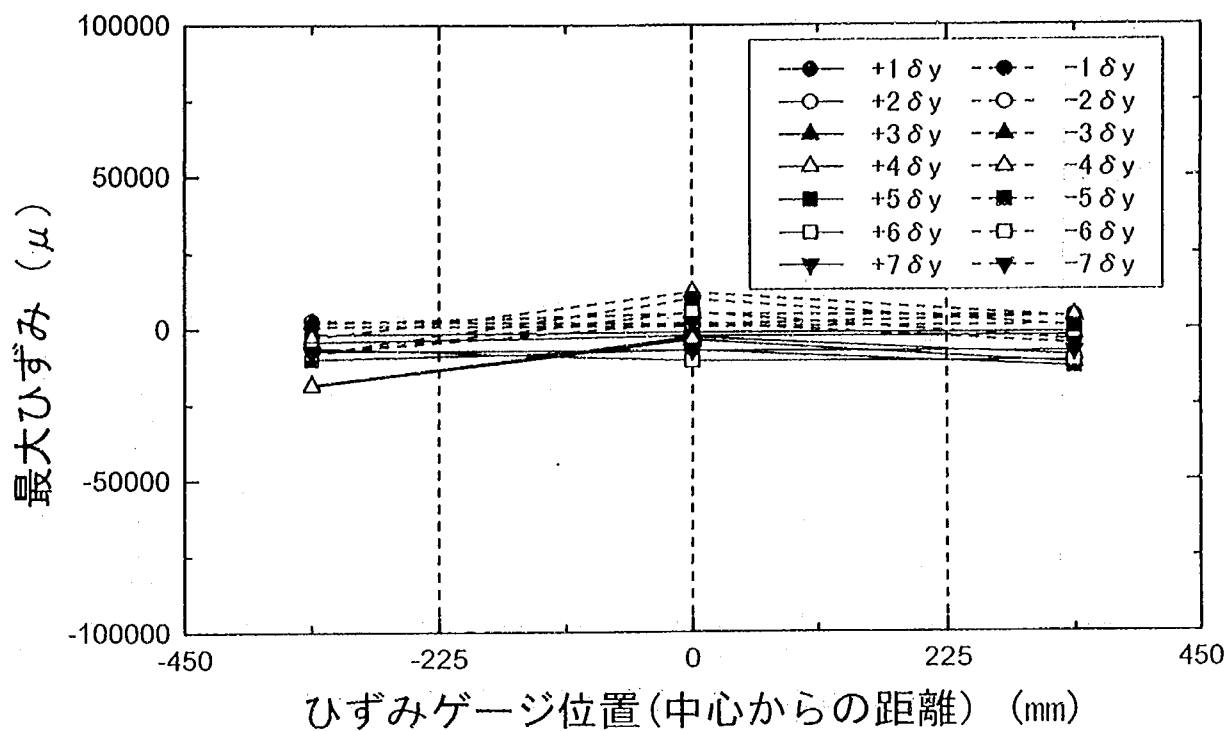


図-参-1.1.7 C面h30の軸方向ひずみ分布(T1供試体)





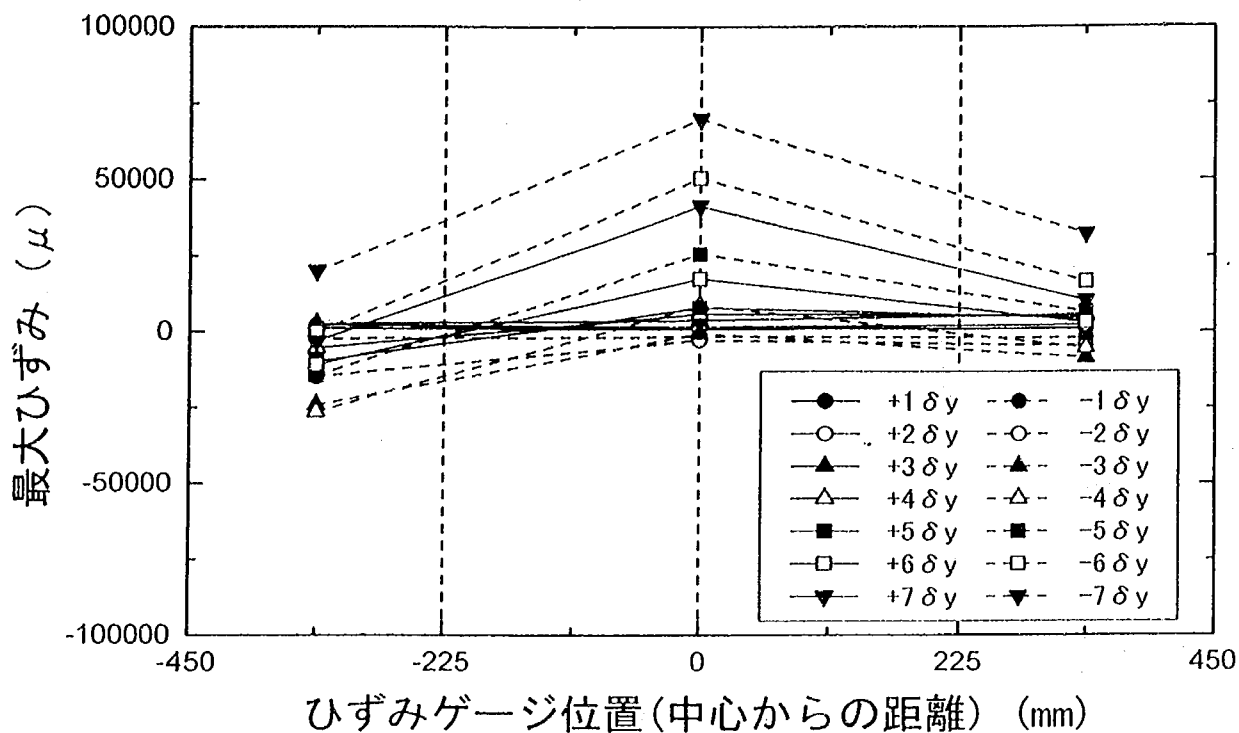


図-参-1.2.5 B面h30の軸方向ひずみ分布(T2供試体)

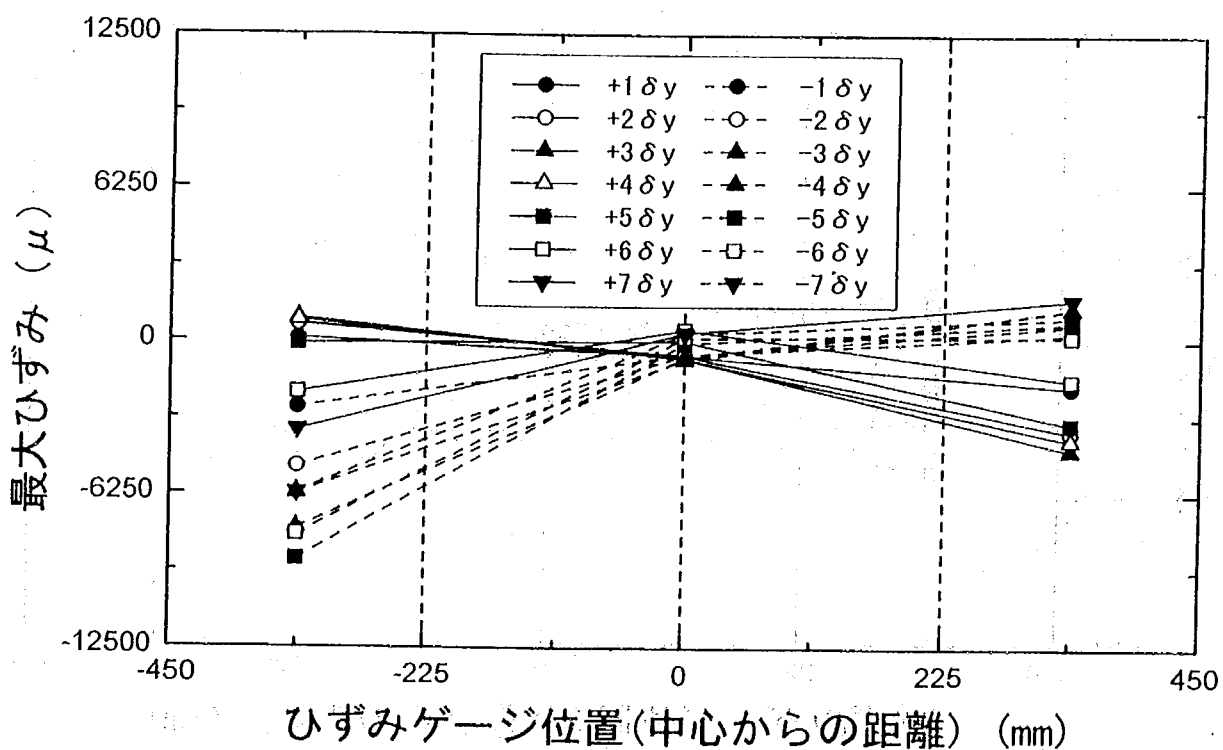


図-参-1.2.6 C面h840の軸方向ひずみ分布(T2供試体)

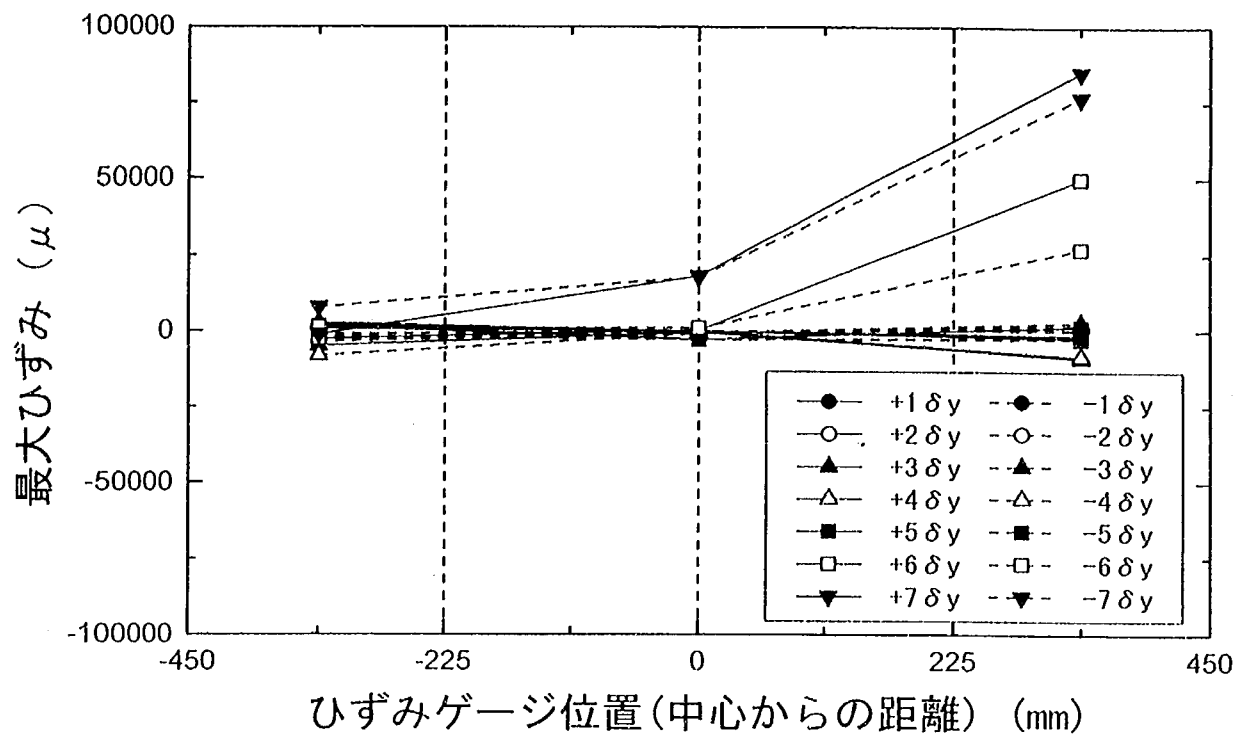


図-参-1.2.7 C面h30の軸方向ひずみ分布(T2供試体)

道路橋橋脚の地震時限界状態設計 共同研究報告書第179号
法に関する共同研究報告書(II) 平成9年9月(1997)

建設省土木研究所, 首都高速道路公団, 阪神高速道路公団,
名古屋高速道路公社, (株)鋼材倶楽部, (株)日本橋梁建設協会

要旨

平成7年1月17日に発生した兵庫県南部地震では、都市内高速道路橋における多数の鋼製橋脚に座屈、変形、われ等の被害が生じた。こうした被災状況を踏まえ、地震以降既設橋脚の補強方法および新設橋脚の耐震設計法に関する調査研究を進めているところであるが、その検討の一環として鋼製橋脚の耐力および変形性能を確認するために大型供試体を用いた載荷実験を行っている。本報告書は、平成7～8年度に行った大型供試体5体の実験結果についてとりまとめたものである。

キーワード：鋼製橋脚、変形性能、じん性、耐力、繰返し載荷実験、角補強、隙間あけ鋼板巻立て補強、コンクリート充填補強、耐震設計法

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

耐震技術研究センター

耐震研究室 行

No. 21

No. 21

配布先氏名

配布先住所

土木研究所資料第 179 号 部

上記のとおり受領しました。

所 属（住所）

氏 名

印