

土 木 研 究 所 資 料

高強度R C部材の変形性能等に関する 実験的研究

平成15年2月

独立行政法人 土木研究所
耐震研究グループ（耐震）

Copyright © (2003) 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 Chief Executive of P.W.R.I.

この報告書は、独立行政法人土木研究所理事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、独立行政法人土木研究所理事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。

高強度R C部材の変形性能等に関する 実験的研究

耐 震 チ ー ム	上席研究員	運上	茂樹
前 耐震研究室	主任研究員	足立	幸郎*
耐 震 チ ー ム	主任研究員	河藤	千尋
前 耐震研究室	研 究 員	長屋	和宏**

要 旨

経済性に優れた橋梁の建設において、高強度材料の使用はその目的を達するための1つの手段と思われる。本報告書は、高強度コンクリート、高強度鉄筋を用いた鉄筋コンクリート部材の変形性能等について実験的に検討した結果を報告するものである。

本報告は大きく2つの内容から構成されており、1つは長大吊橋等の鉄筋コンクリート主塔を想定し、高軸力下における高強度鉄筋コンクリート部材の力学的特性、特に変形性能について実験を行いその検討結果をまとめたものである。もう1つは一般橋梁の橋脚に対して高強度鉄筋を使用する場合の、変形性能及び道路橋示方書の設計式の適用性について実験、解析を行った結果をまとめたものである。

キーワード：高強度コンクリート、高強度鉄筋、鉄筋コンクリート主塔、高軸力、変形性能

*：現 阪神高速道路公団工務部工務第一課

**：現 国土交通省総合政策局国際建設課

目 次

1. 長大吊橋RC主塔の変形性能に関する実験的検討	1
1. 1 はじめに	1
1. 2 実験供試体および実験方法	2
1. 2. 1 実験供試体	2
1. 2. 2 材料試験結果	3
1. 2. 3 載荷実験方法	7
1. 2. 4 計測項目	10
1. 3 実験結果	14
1. 3. 1 荷重-変位関係と損傷状況	14
1. 3. 2 吸収エネルギーおよび累積吸収エネルギー	51
1. 3. 3 軸方向鉄筋ひずみの進展	54
1. 3. 4 帯鉄筋ひずみの進展	61
1. 3. 5 塑性曲率の分布	92
1. 3. 6 変形性能に関する実験結果の考察	103
1. 4 解析的検討	105
1. 4. 1 変形性能に関する解析的検討	105
1. 4. 2 等価塑性ヒンジ長に関する検討	108
2. 高強度鉄筋を用いた橋脚の変形性能に関する実験的検討	112
2. 1 はじめに	112
2. 2 実験供試体および実験方法	113
2. 2. 1 実験供試体	113
2. 2. 2 材料試験結果	118
2. 2. 3 載荷実験方法	119
2. 2. 4 計測項目	121
2. 3 実験結果	126
2. 3. 1 損傷状況	126
2. 3. 2 荷重-変位関係	133
2. 3. 3 ひずみ、曲率分布	138
2. 4 解析的検討	163
2. 4. 1 荷重-変位関係包絡線と地震時保有水平耐力の比較	163
2. 4. 2 軸方向鉄筋比と応答塑性率、塑性ヒンジ長、曲率の関係	166
3. まとめ	169
4. 参考文献	171

1. 長大吊橋RC主塔の変形性能に関する実験的検討

1. 1 はじめに

明石海峡大橋をはじめとする我が国の長大橋梁には鋼製主塔が多く採用されている。これは我が国の地震や風の厳しい条件下で鉄筋コンクリート製（RC）主塔とした場合は、ケーブル反力が作用するまでのフリースタANDING状態での主塔の設計が厳しくなるためとされている¹⁾。一方、地震等の設計条件の違いもあるが、グレートベルトイースト橋（デンマーク）、ツインマ橋（香港）等の海外における長大吊橋においては、経済性の観点からRC主塔が採用される事例も少なくない。現在検討が進められている海峡横断道路プロジェクト等においては建設コストを縮減することが必要とされており、そのための一つの方法として、RC主塔を採用することが考えられる。しかしながら、その採用にあたっては、自重の軽減のために高強度材料が必要となること、ケーブルからの作用力として高軸力が作用することなどを考慮し、高軸力下における高強度鉄筋コンクリート部材の力学的特性を明らかにする必要がある。

高強度コンクリートおよび高強度鉄筋を用いたRC部材に関する研究は、建築分野を中心に精力的に行われている。しかしながらこれまでの高強度RC部材に関する研究は、建築構造物を対象とした事例²⁾が多く、橋梁構造物に着目した研究としては増川ら³⁾が道路橋橋脚を対象として低鉄筋比RC部材の破壊性状における高強度鉄筋の材料特性の影響を報告した事例があるのみである。

したがって、本研究では吊橋等長大橋梁にRC主塔を採用した場合における構造条件に着目し、高軸力下における高強度鉄筋コンクリート部材の力学的特性に関する実験を行った。着目する力学的特性としては、兵庫県南部地震以降大規模地震に対する耐震安全性確保として部材の変形性能を確保することが不可欠となっていることから、変形性能に着目した検討を行った。なお、吊橋主塔のような構造部材に変形性能を期待した設計を行うか否かについては、地震時の全体構造挙動や修復性といった観点での検討が今後必要であるが、ここでは部材としての変形性能にのみ着目して検討を行った。

1. 2 実験供試体および実験方法

1. 2. 1 実験供試体

図-1.1に供試体の形状および断面、表-1.1に配筋状況などを示す。実験は、普通強度RC供試体1体、高強度RC供試体3体に対して行った。吊橋等長大橋梁の主塔にRC構造を採用する場合、躯体重量を軽減するため中空断面となる場合が多いが、ここでは高軸力下における高強度RC部材の変形性能のみに着目するため、中実断面の供試体を用いた。部材断面は、 $450 \times 450\text{mm}$ 、せん断スパン比は5とした。主鉄筋比は1.25%とした。これは、道路橋橋脚の一般的な値であり、主塔についても施工性の観点からこの程度の配筋量となると考えられたためである。供試体Nおよび供試体Hは、寸法および配筋が同一で使用材料強度がほぼ倍、若しくは半分の関係になるようにした。供試体HA、HBは横拘束鉄筋比が供試体Hの倍、若しくは半分となるよう中間帯鉄筋および帯鉄筋間隔を調整した。供試体の詳細および実際に使用した材料強度等は表-1.1に示している。なお、使用した高強度鉄筋は、降伏比0.8以下、降伏棚が降伏ひずみの3倍以上有するものを用いている。

表-1.1 供試体の断面、配筋状況、材料試験値および試験条件

供試体		供試体N	供試体H	供試体HA	供試体HB
断面寸法(mm)		450×450			
有効高さ(mm)		1,850			
せん断支間比		5.0			
コンクリート強度(N/mm ²)		37.1	65.7	66.8	64.3
軸方向鉄筋	使用鉄筋	SD345-D13	USD685-D13		
	本数	20			
	鉄筋比(%)	1.25			
	降伏強度(N/mm ²)	399	795		
	引張強度(N/mm ²)	587	998		
横拘束鉄筋	使用鉄筋	SD295A-D6	SD490-D6		
	間隔(mm)	40			80
	中間帯鉄筋	—		1本	—
	有効長(mm)	380		190	380
	鉄筋体積比(%)	0.833		1.667	0.417
	降伏強度(N/mm ²)	335	571		
	引張強度(N/mm ²)	522	942		
軸力(MN)・軸力比(%)		0.90 (12.1)	1.79 (13.7)	1.79 (13.5)	1.79 (14.0)

1. 2. 2 材料試験結果

(1)コンクリート強度試験

供試体製作時にコンクリート強度試験用のテストピースを供試体毎に3本ずつ製作し、載荷実験日に圧縮強度試験を行った。圧縮強度試験の結果による、圧縮強度および弾性係数を表-1.2に示す。

表-1.2 コンクリート圧縮強度試験結果

	試験体No.	1	2	3	Ave.
供試体N	圧縮強度(N/mm ²)	36.0	38.1	37.2	37.1
	弾性係数(N/mm ²)	29,126	31,283	30,106	30,172
供試体H	圧縮強度(N/mm ²)	66.1	65.1	65.6	65.7
	弾性係数(N/mm ²)	33,735	31,577	29,812	31,708
供試体HA	圧縮強度(N/mm ²)	67.0	67.9	65.4	66.8
	弾性係数(N/mm ²)	39,400	38,100	38,900	38,800
供試体HB	圧縮強度(N/mm ²)	64.3	63.3	65.3	64.3
	弾性係数(N/mm ²)	38,000	37,900	38,100	38,000

(2)鉄筋

鉄筋の強度試験は、模型製作で使用した鉄筋の製作ロットごとに3本の引張試験片を作成し、実施した。引張試験より得られた、鉄筋の機械的性質を表-1.3に示す。

表-1.3 鉄筋の引張試験結果

鉄筋の種類 (使用供試体)	鉄筋径(mm) 断面積(mm ²)	試験体 No.	降伏荷重 (kN)	降伏応力度 (N/mm ²)	最大荷重 (kN)	引張強さ (N/mm ²)	弾性係数 (N/mm ²)
SD345A D13 軸筋 (N供試体)	12.70 126.70	1	52.42	413.71	75.76	597.92	169655
		2	50.95	402.10	75.27	594.05	171616
		3	48.44	382.36	71.93	567.73	167694
		Ave.	50.60	399.39	74.32	586.57	169655
SD295A D6 帯筋 (N供試体)	6.35 31.67	1	10.59	334.42	16.46	519.59	167694
		2	10.30	325.13	16.18	510.92	166713
		3	10.89	343.71	16.98	536.01	172597
		Ave.	10.59	334.42	16.54	522.17	169001
USD685 D13 軸筋 (H, HA, HB 供試体)	12.70 126.70	1	101.40	800.32	127.09	1003.11	202998
		2	100.22	791.03	126.02	994.60	181423
		3	100.52	793.36	126.21	996.15	194172
		Ave.	100.71	794.90	126.44	997.95	192864
SD490 D6 帯筋 (H, HA, HB 供試体)	6.35 31.67	1	18.33	578.74	30.32	957.44	179462
		2	17.79	561.71	29.32	925.86	178481
		3	18.18	574.09	29.85	942.58	175539
		Ave.	18.10	571.51	29.83	941.96	177827

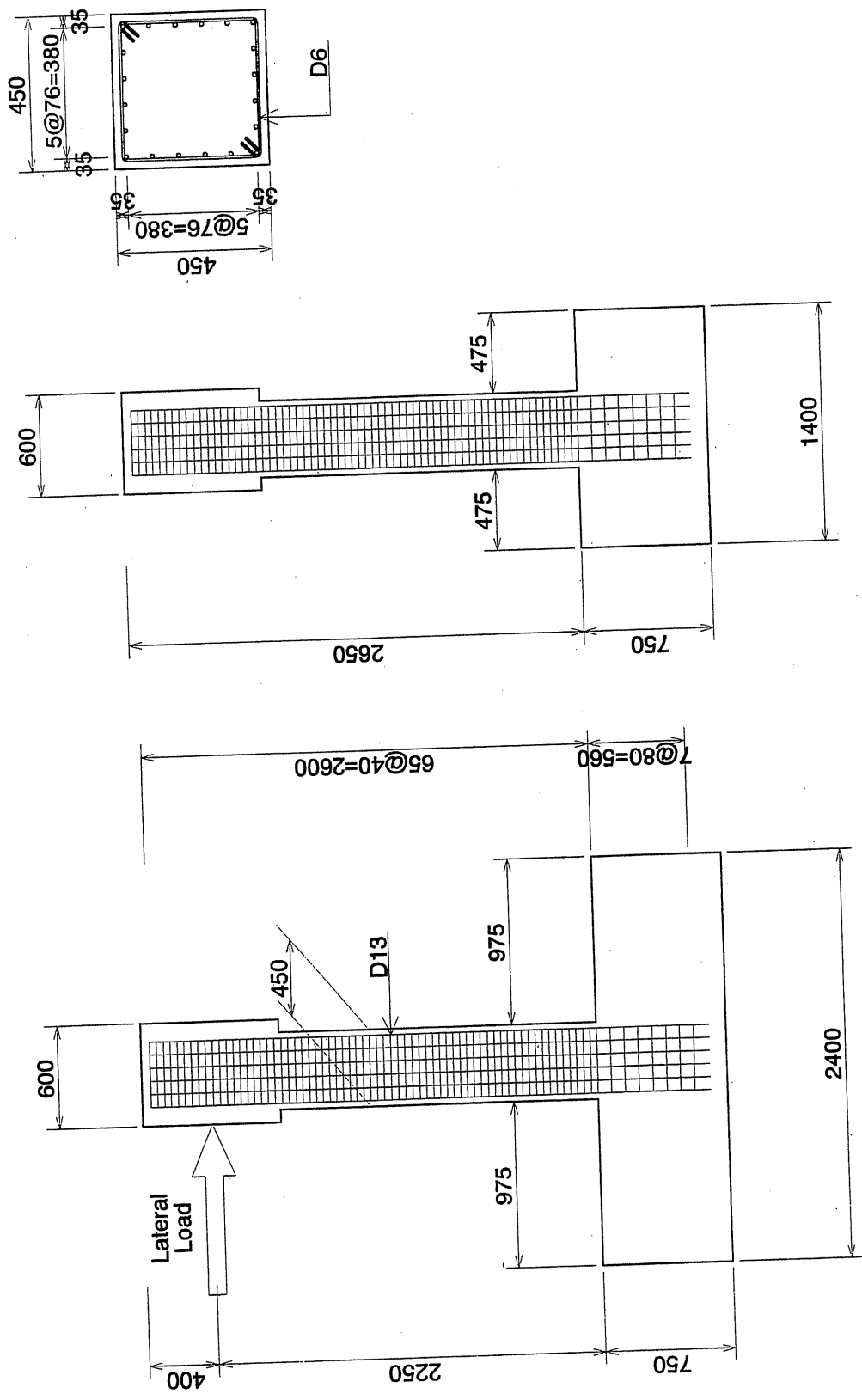


图-1.1(a) 供試体緒元 (Type N, H供試体、配筋図)

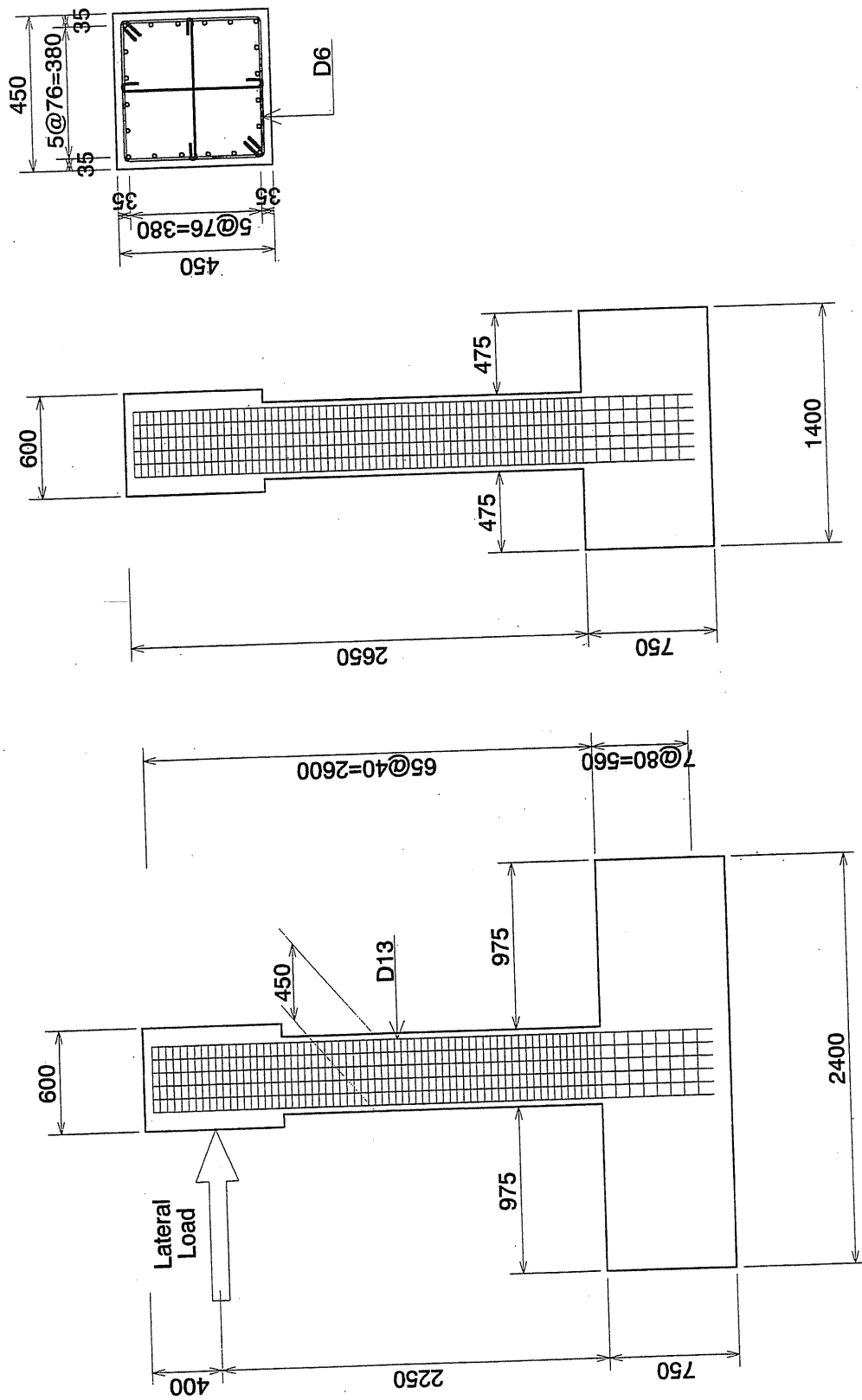


图-1.1(b) 供試体緒元 (Type HA供試体、配筋図)

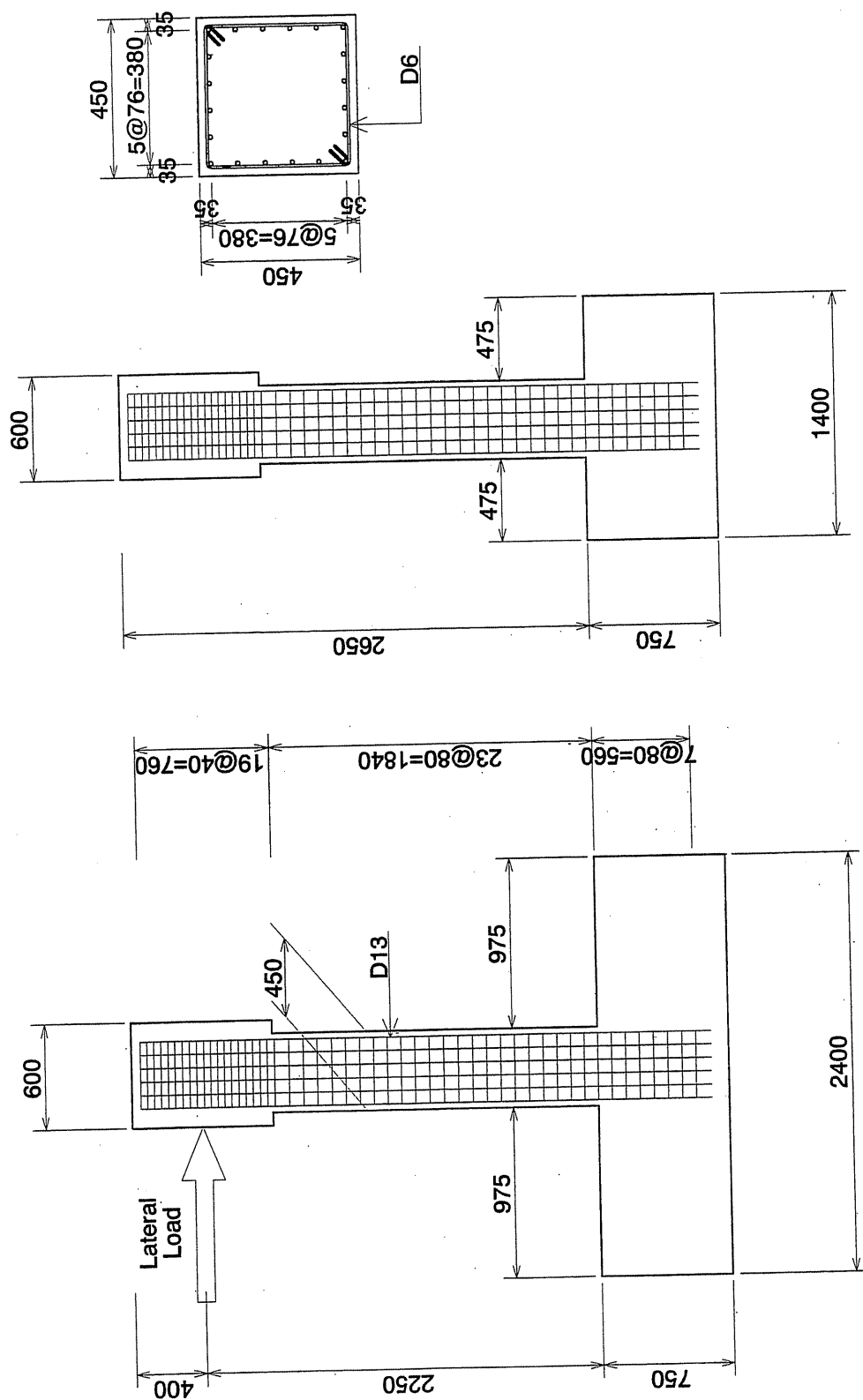


圖-1.1(c) 供試體緒元 (Type HB供試體、配筋圖)

1. 2. 3 載荷実験方法

供試体の載荷実験の状況を図-1.2、写真-1.1に示す。載荷実験は土木研究所・部材耐震強度実験施設にて行い、供試体を横にした状態で、死荷重反力に相当する軸力を与えながら、反力壁に取り付けた動的加振機により載荷した。

水平方向加力は、図-1.3(a)に示す載荷履歴のように一定振幅変位漸増法により行い、水平同一変位振幅における正負繰り返し回数は1回、載荷速度は3cm/secとした。変位漸増の基準変位は、供試体の軸方向鉄筋に添付したひずみゲージの値より引張軸方向鉄筋が降伏した変位(δy_0)の1/3とした。ただし、1 δy 決定のための予備計測として、供試体N、供試体HAと供試体HBでは3回、供試体Hでは4回にわたり最大変位を順次増加させていって載荷した。一般に道路橋橋脚のRC部材の変形性能は、図-1.3(b)に示すような、降伏変位を基準としその整数倍変位を3回づつとした漸増載荷によって検証される場合が多い。しかしながら、本研究では、普通強度材料を使用した供試体と比較して高強度材料を使用した場合、降伏変位が大きくなること、高軸力の作用のため終局変位が小さくなることなどから、従来の載荷方法では、損傷進展等を十分に把握出来ない可能性が想定されるため、このような載荷方法とした。なお、本研究で採用した載荷履歴は、各載荷ステップの載荷繰り返し回数は1回であるが、水平変位を1/3 δy_0 づつ漸増させているため、図-1.3(a)の載荷履歴における黒色の部分と降伏変位の整数倍で3回づつ載荷する、図-1.3(a)の変位履歴の黒色の部分と比較して、マクロ的に等価と見なすことができる。

軸力の設定にあたっては、日本での斜張橋RC主塔の事例から、軸応力度として設計基準強度の15%を導入した。なお、供試体Nと供試体Hシリーズではコンクリート強度が異なるため、軸力の絶対値そのものは倍半分の関係となっている。

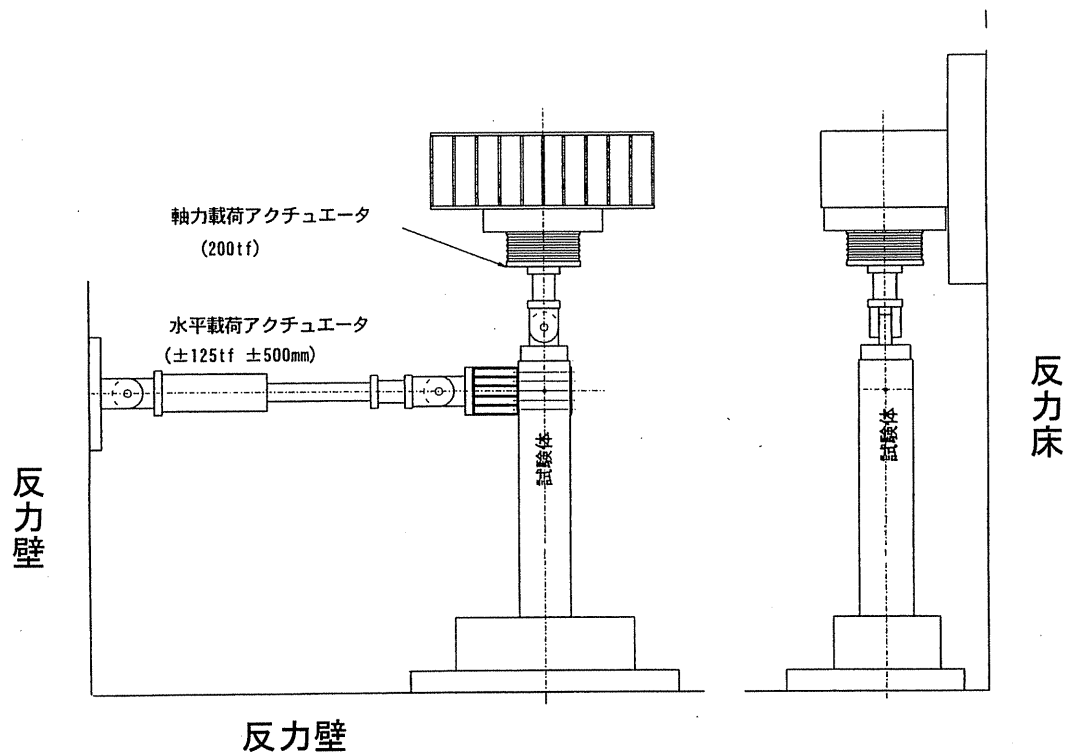


図-1.2 载荷状況

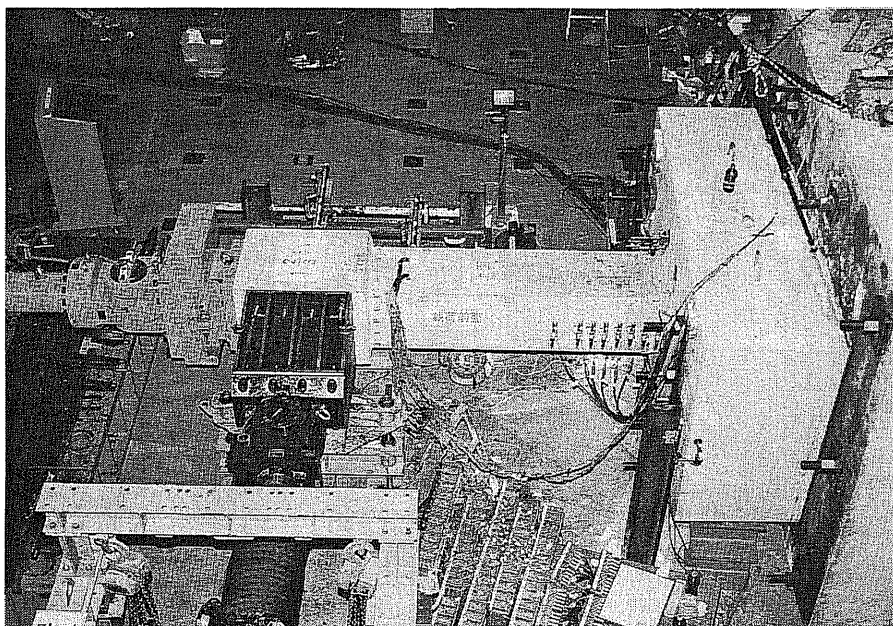
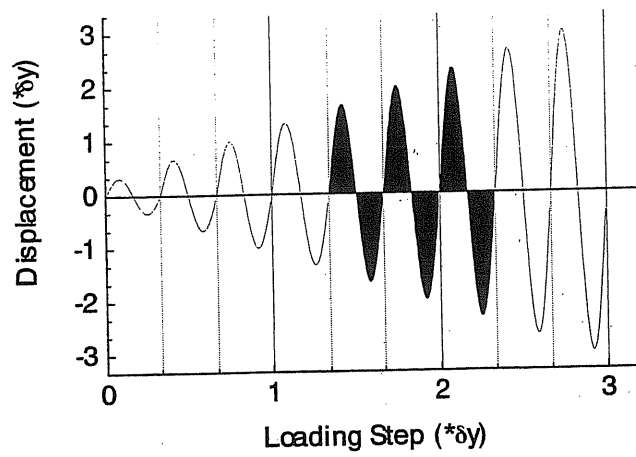
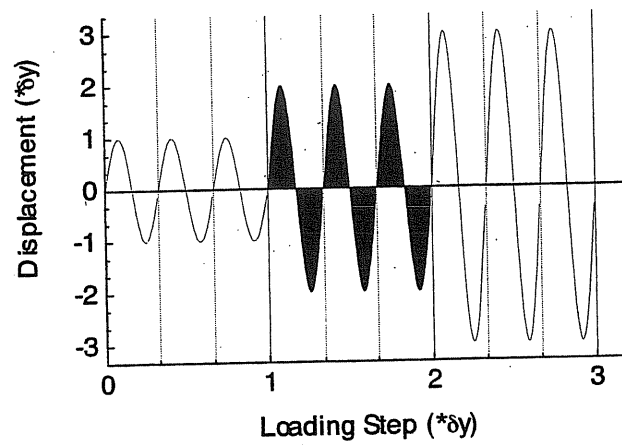


写真-1.1 载荷状況



(a) 本載荷実験の載荷履歴



(b) 一般的な道路橋脚RC部材の載荷実験における載荷履歴

図-1.3 正負交番載荷実験における載荷履歴の比較

1. 2. 4 計測項目

本載荷実験における計測項目は、供試体の載荷点における水平荷重および水平変位、供試体天端における鉛直荷重および鉛直変位、フーチングの変形または回転により橋脚躯体部に生じる水平変位を補正するためのフーチングの水平変位および回転鉛直変位(2箇所)、橋脚躯体基部に生じる塑性回転角および軸方向鉄筋のフーチングからの伸び出しを計測するための変位、さらに軸方向鉄筋および帯鉄筋に生じるひずみである。供試体における鉄筋ひずみの計測位置を図-1.5に示す。

軸方向鉄筋のフーチングからの伸び出しによる橋脚躯体の回転および橋脚躯体基部に生じる塑性回転角の高さ分布の計測は、図-1.4に示すように専用の取り付け治具および変位計を用いて行った。これらの計測では載荷実験の進展に伴う供試体の損傷の影響をうけやすい。このため、供試体製作時にねじ切り鋼棒を断面を貫通させて内部コンクリートに定着させるとともに、かぶりコンクリートと鋼棒の付着は発泡スチロールにより絶つことなかぶりコンクリートの剥離などに伴う鋼棒の変形を防止した。なお、各計測区間は、橋脚躯体基部のフーチング上面から60mmの区間、それより上部では80mm間隔で、高さ540mmの位置までの6区間、その上部160mmの1区間合計橋脚躯体基部より高さ700mmまでの合計8区間である。

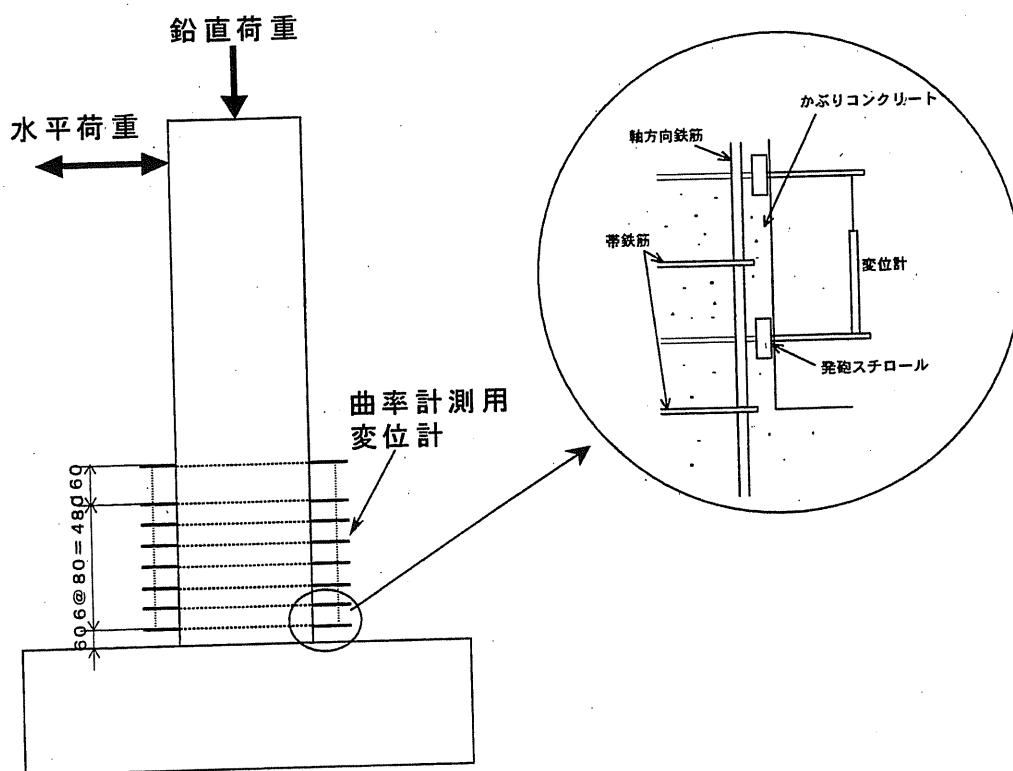
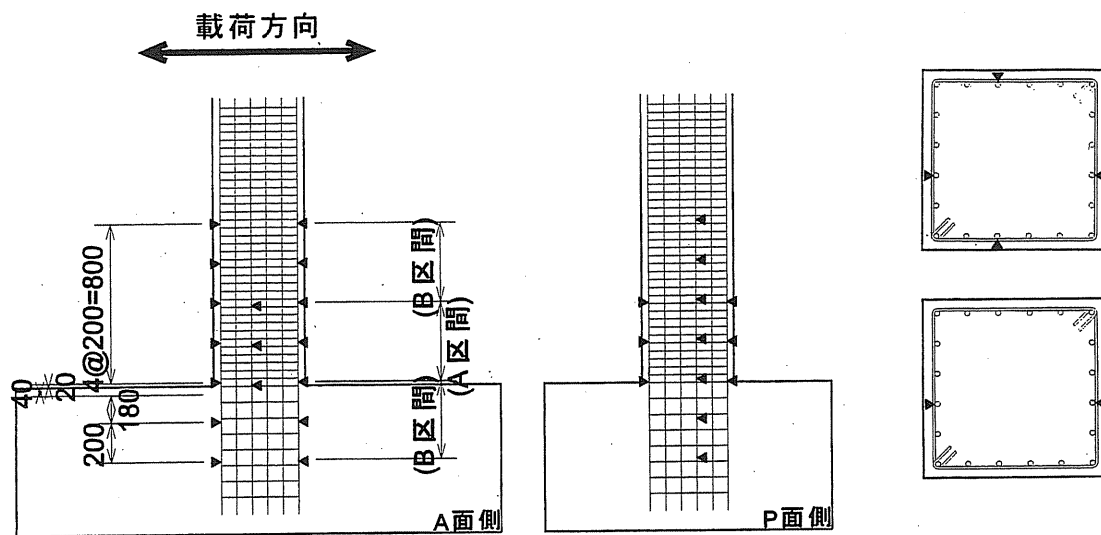
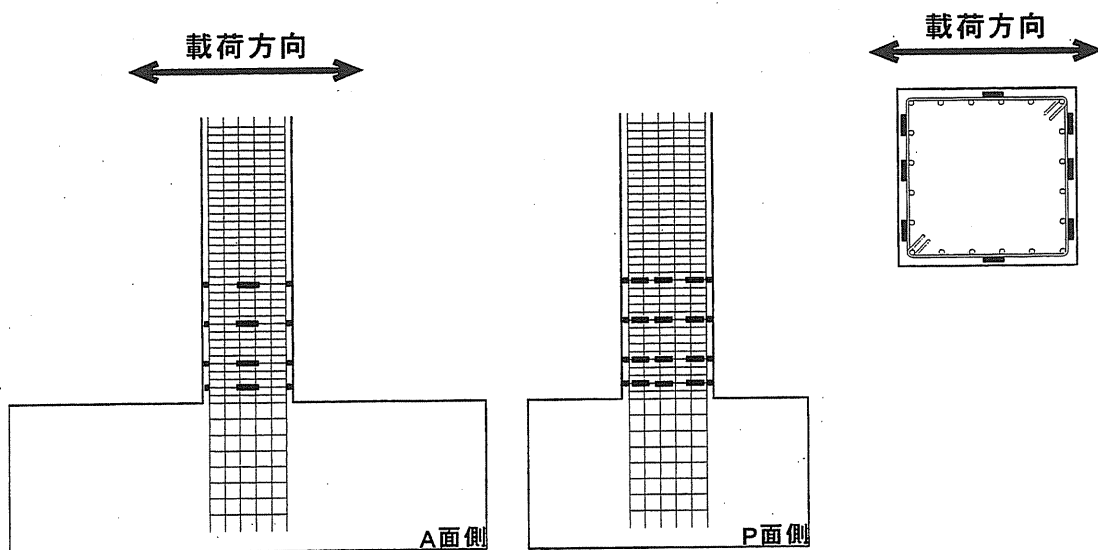


図-1.4 曲率計測方法

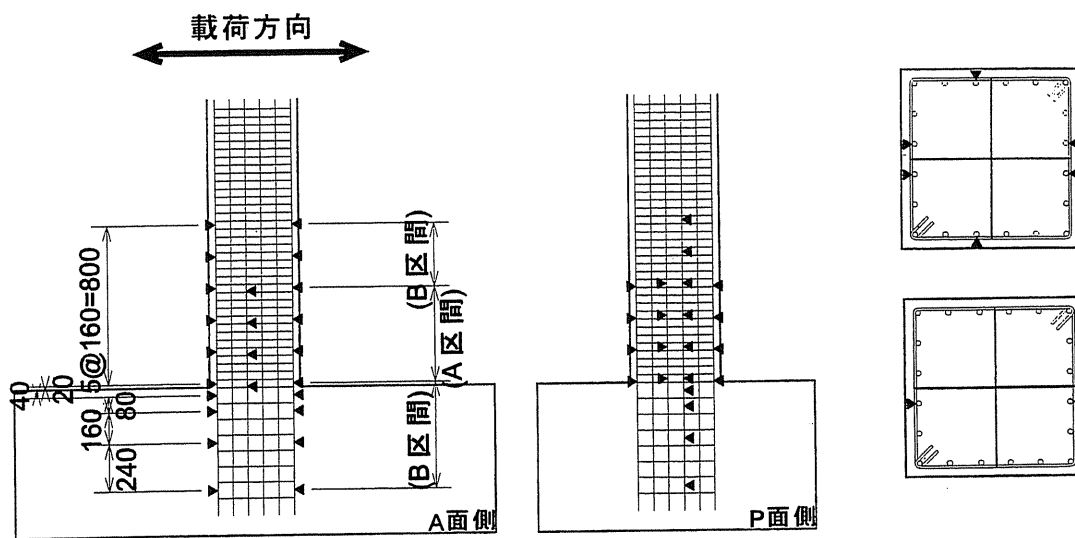


(1) 軸方向鉄筋

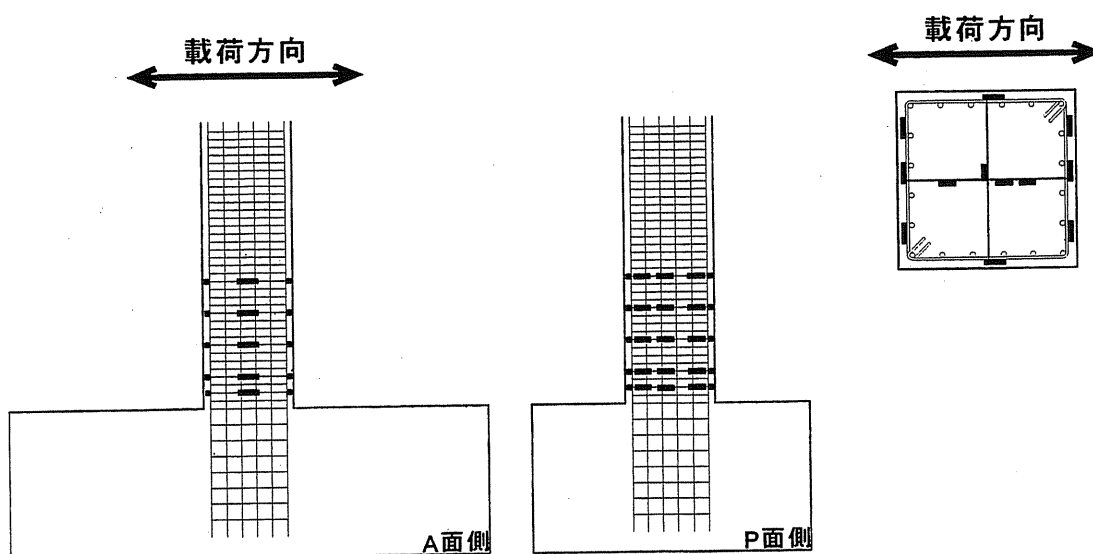


(2) 帯鉄筋

図-1.5(a) 供試体緒元 (Type N, H供試体、ひずみゲージ位置図)

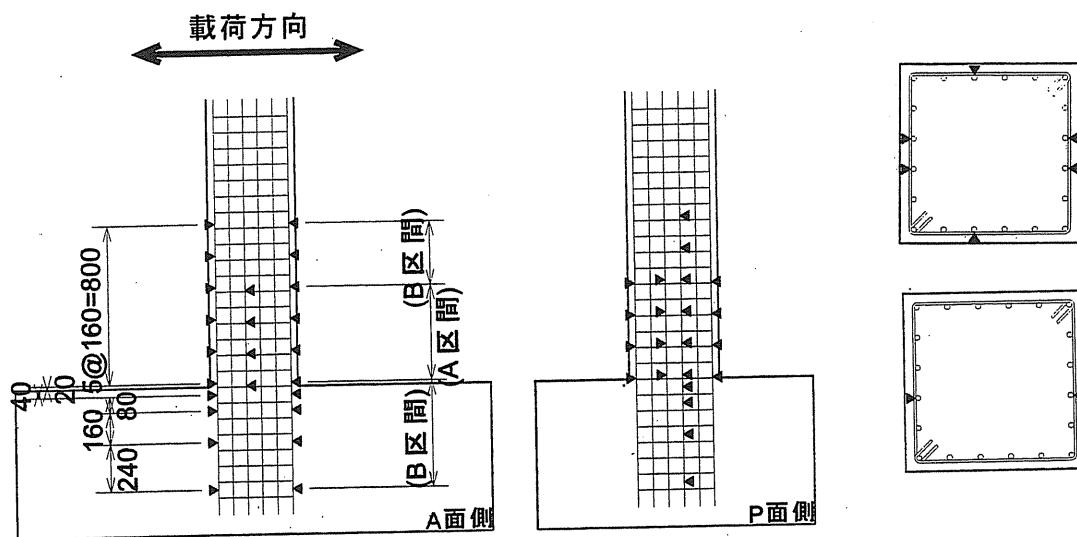


(1) 軸方向鉄筋

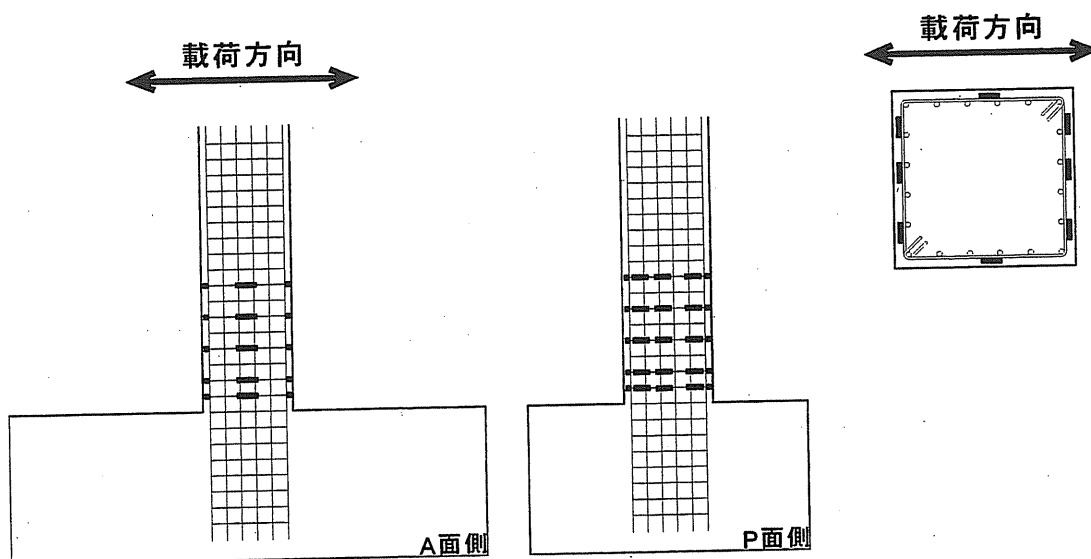


(2) 帯鉄筋

図-1.5(b) 供試体緒元 (Type HA供試体、ひずみゲージ位置図)



(1) 軸方向鉄筋



(2) 帯鉄筋

図-1.5(c) 供試体緒元 (Type HB供試体、ひずみゲージ位置図)

1. 3 実験結果

1. 3. 1 荷重-変位関係と損傷状況

図-1.6に水平力載荷位置における荷重-変位関係を示す。図-1.6(a)は、水平力載荷装置のロードセルより計測された荷重を用いて荷重-変位関係を示したものであり、一般的な、柱部材の耐力-変形性能の検討では、本図が用いられている。しかし、本載荷実験では軸力が大きいことから、軸力が柱部材の曲げ耐力に与える、いわゆるP- δ 効果の影響が大きいと、水平変位が大きい領域では、この影響から各載荷ステップの最大荷重が、グラフ上の1,3次象限ではなく、2,4次象限で生じている。このため、P- δ 効果の影響を除去した図(図-1.6(b))も併せて示している。このP- δ 効果の除去は以下のように行った。

$$\text{付加されるモーメント } \Delta M = N \cdot \delta$$

$$\text{補正する水平荷重 } \Delta P' = P + \Delta M / a$$

ここで、

N：軸力，P：水平力， δ ：水平変位，a：荷重載荷点までの距離(=2.25m)

P- δ 効果を除去した各供試体の水平載荷-水平変位履歴曲線の包絡線を図-1.7に示す。図-1.7(1)は各供試体の水平変位、水平荷重の包絡線を示し、図-1.7(2)は水平荷重、水平変位をそれぞれ降伏荷重、降伏変位で正規化したものを示す。

図-1.8に各供試体における損傷の進展状況を示す。ただし、供試体Nに関してはコンクリートの剥離状況を記録しなかったため、クラック図のみを追った。載荷実験時には各載荷ステップの終了時に供試体の損傷状況としてひび割れなどの観察を行ったが、本観察は載荷試験機を0点に戻した状態で行っており、また供試体には常時コンクリート強度の15%と高い軸力が作用していたため損傷観察でひび割れを確認することが困難なひび割れが存在したと考えられるため注意が必要である。

なお、供試体の各面の名称は、図-1.9に示すように、載荷実験時に圧縮をうけるフランジ面の加振機設置側をP面、P面の反対側をM面とし、載荷方向と平行な面については、載荷装置に設置した状態において柱部の上面をA面、下面をB面としている。

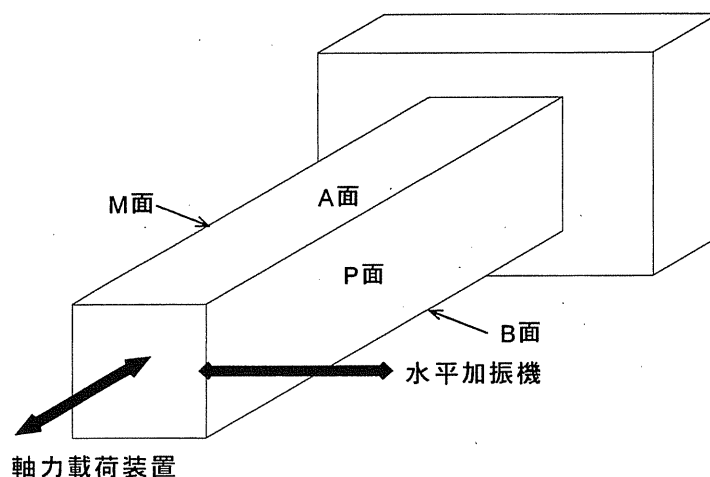


図-1.9 供試体の面の名称

N供試体

本供試体の降伏変位は、軸方向鉄筋ひずみおよび予備載荷時の水平変位－水平荷重の関係から14.3mmとした。これは柱高さの比(以下：ドリフト比)では0.77%となる。本供試体の最大荷重は、正側170.8kN(17.42tf)、負側-172.8kN(-17.62tf)であり、いずれも $2\delta_y$ 載荷時に示した。

載荷開始時より柱基部から800mm程度の範囲に置いて水平方向ひび割れが発生、進展し、 $2\delta_y$ 載荷時には、損傷領域は柱基部から200mm程度の範囲となった。その後ひび割れが進展し、 $3\delta_y$ 載荷時には柱基部、隅角部におけるかぶりコンクリートがわずかに剥離、 $4\delta_y$ 載荷時には軸方向鉄筋の座屈によるものと思われるかぶりコンクリートが剥離が生じた。 $4.33\delta_y$ 載荷時にはM面、P面のかぶりコンクリートが大きく剥離するが、急激な水平耐力の低下は見られなかった。

$7.66\delta_y$ 載荷時、 $8\delta_y$ 載荷時には軸方向鉄筋が破断し、載荷実験を終了した。

H供試体

本供試体の降伏変位は、軸方向鉄筋ひずみおよび予備載荷時の水平変位－水平荷重の関係から32.4mmとした。ドリフト比では1.76%となる。本供試体の最大荷重は、正側326.7kN(33.3tf)、負側-321.4kN(-32.8tf)であり、いずれも $1.33\delta_y$ 載荷時に示した。

$1.66\delta_y$ 時にかぶりコンクリートの剥離が生じ、 $2.66\delta_y$ で主鉄筋が座屈し、 $3.33\delta_y$ では載荷前後面のかぶりコンクリートがほぼ崩落した。また最大耐力発生から主鉄筋の座屈までの水平荷重の低下率はほぼ一定であり、これは以下の供試体HAおよびHBにおいても同様の傾向であった。水平荷重の低下傾向は、供試体HBは供試体H、HAと比較してその勾配が大きい。

HA供試体

本供試体の降伏変位は、軸方向鉄筋ひずみおよび予備載荷時の水平変位－水平荷重の関係から35.7mmとした。ドリフト比では1.93%となる。本供試体の最大荷重は、正側337.0kN(34.36tf)、負側-315.4kN(-32.16tf)であり、いずれも $1.33\delta_y$ 載荷時に示した。

載荷開始時より、柱基部から1000mm程度の範囲で水平方向ひび割れが数本発生した。

$1\delta_y$ 載荷時には、載荷方向と平行なA面およびB面の柱基部から500mm程度の範囲で斜め方向ひび割れが発生した。その後、載荷方向と平行な面の斜めひび割れの発生範囲は載荷の進展と共に拡がり、 $1.66\delta_y$ 載荷時には柱基部から400mm程度の範囲で断面隅角部のかぶりコンクリートが剥離した。このとき載荷前面で帯鉄筋が2本破断した。

$2.66\delta_y$ 載荷時には、軸方向鉄筋がわずかに座屈し、かぶりコンクリートがわずかに剥離した。さらに $3\delta_y$ 載荷時では、軸方向鉄筋の座屈がさらに進展し、柱基部から150mm程度の範囲の全幅でかぶりコンクリートが剥離した。

$3.66\delta_y$ 載荷～ $4\delta_y$ 載荷時にかけて軸方向鉄筋の座屈がさらに進展し、鉄筋の破断するよ

うな音が発生した。4 δy 載荷終了時の損傷観察では、柱基部から300mm程度の範囲でかぶりコンクリートが剥離しており、帯鉄筋が3本破断していた。

HB供試体

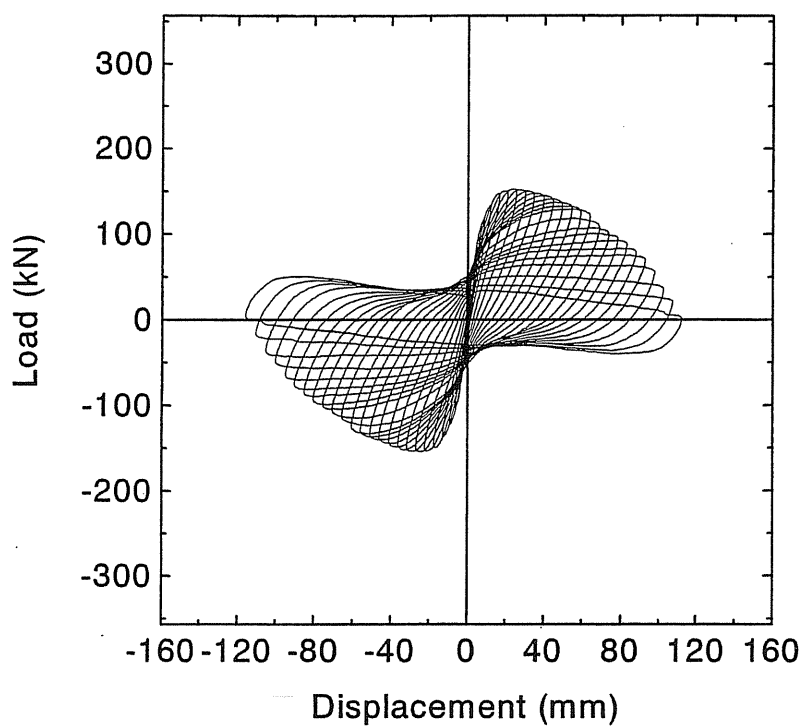
本供試体の降伏変位は、軸方向鉄筋ひずみおよび予備載荷時の水平変位－水平荷重の関係から26.98mmとした。ドリフト比では1.46%となる。本供試体の最大荷重は、正側318.9kN (32.51tf)、負側-303.7kN (-30.97tf)であり、いずれも1.33 δy 載荷時に示した。

載荷開始時より、柱基部から900mm程度の範囲で水平方向ひび割れが数本発生した。1.33 δy 載荷時には、HA供試体同様に載荷方向と平行なA面およびB面の柱基部から1000mm程度の範囲で斜め方向ひび割れが発生した。また、柱基部から400mm程度の範囲で断面隅角部のかぶりコンクリートが剥離した。また、フーチングからの軸方向鉄筋の伸び出しによりフーチング上面にひび割れが発生し、2 δy 載荷時には、軸方向鉄筋がわずかに座屈し、隅角部のかぶりコンクリートの剥離範囲が柱基部から500mm程度の範囲となった。2.33 δy 載荷時では、M面、P面でも軸方向鉄筋が座屈し、柱基部から150mm程度の範囲の全幅でかぶりコンクリートが剥離した。その後の載荷では軸方向鉄筋の座屈がさらに進展し、3 δy で載荷実験を終了した。軸方向鉄筋および帯鉄筋の破断は生じなかった。

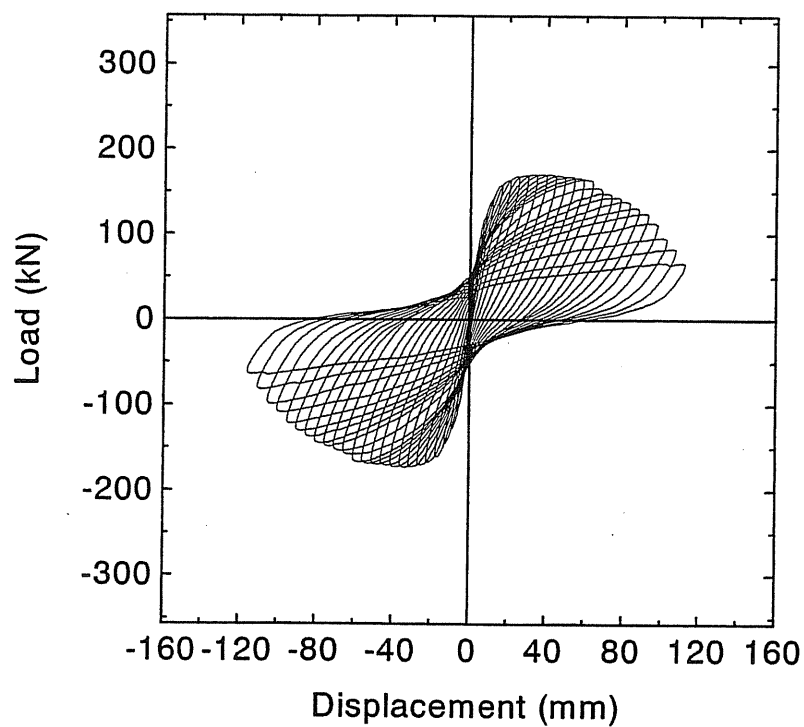
まとめ

エネルギー吸収性能については、1. 2. 2で後述するが、履歴曲線から見た各供試体のエネルギー吸収性能は、HB供試体が多少いびつな履歴曲線になっているが、残り3供試体は紡錘型の履歴曲線となっており、エネルギー吸収性能は良好である。

図-1.7(1)に示す水平変位－水平荷重の包絡線の各供試体の比較では、高強度材料であるTYPE-Hシリーズが普通強度のTYPE-Nに比べ水平荷重で大きく上回っているのがよくわかる。また、高強度材料のTYPE-Hシリーズの中でも、横拘束筋比の高い順に水平変位が大きくなっているのがわかる。しかし、図-1.7(2)に示す降伏変位、降伏荷重で正規化した水平変位－水平荷重の関係では、最高荷重に達するまでは4供試体とも大差がない。最高荷重以降の水平変位比では普通供試体のTYPE-Nが約9と飛び抜けて大きな値となっている。また、TYPE-HとTYPE-HAの最高荷重からの下降勾配には大差がなく、横拘束筋の少ないTYPE-HBは水平変位比が小さいことがわかる。これにより高強度コンクリート、高強度鉄筋を用いた供試体は普通強度の鉄筋コンクリートと比較して水平変位、水平荷重の絶対値そのものは大きい、水平変位比（すなわちじん性）は普通強度コンクリートに比べ劣ることがわかる。

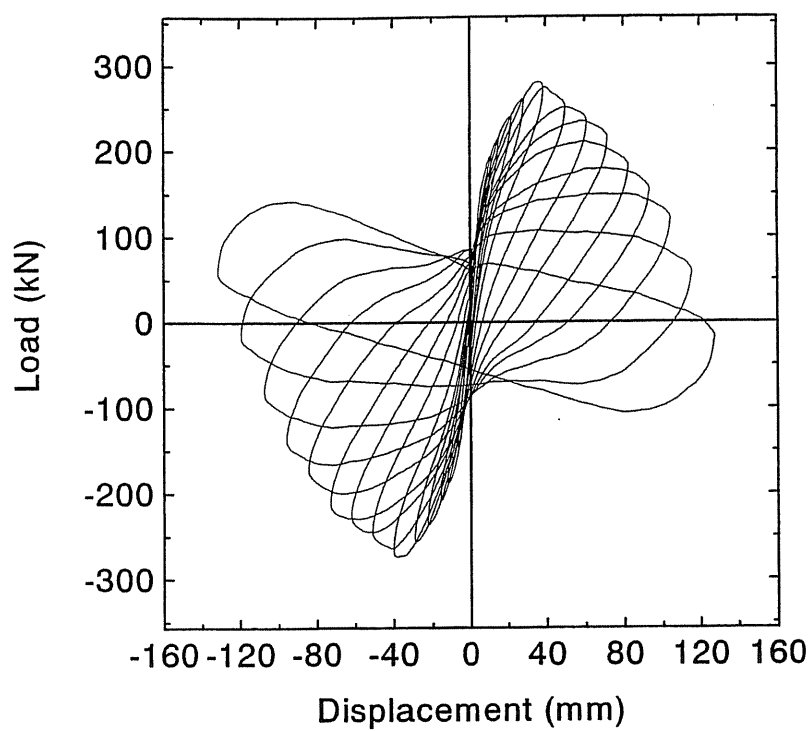


(a) 水平加振機の荷重を用いた履歴曲線

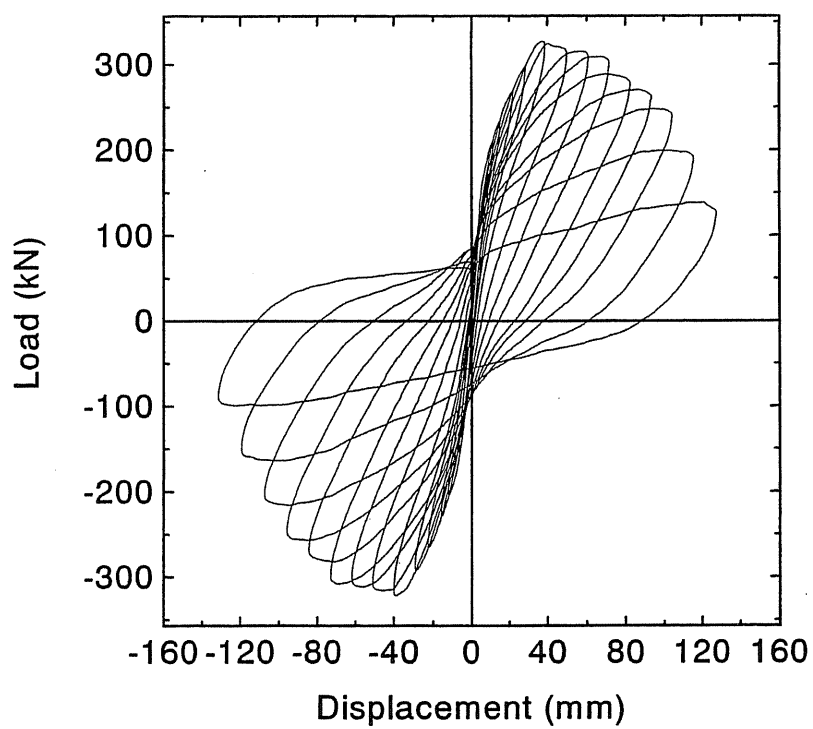


(b) P- δ 効果の影響を除去した履歴曲線

図-1.6(N) 水平荷重-水平変位履歴曲線 (Type N供試体)

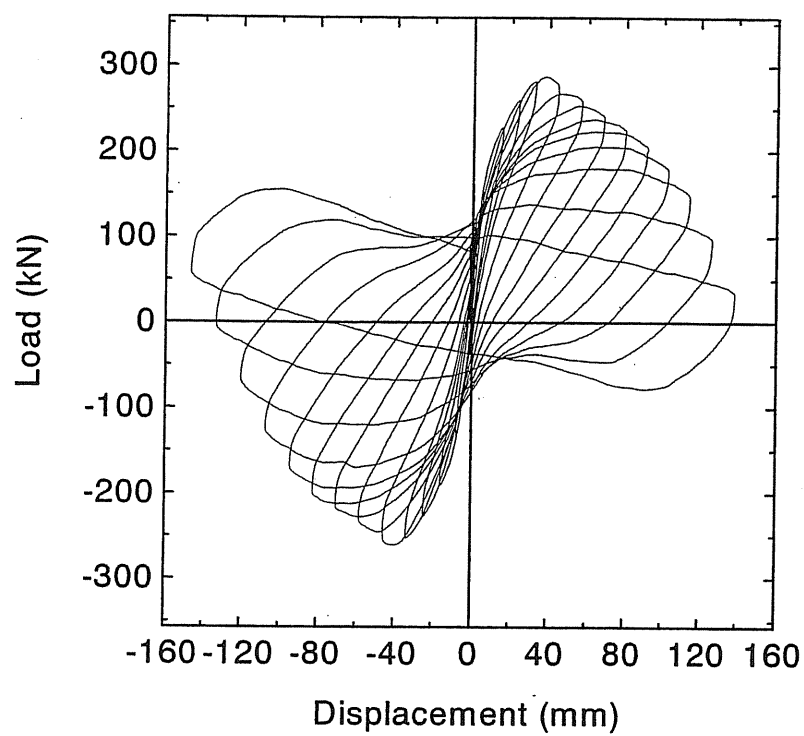


(a) 水平加振機の荷重を用いた履歴曲線

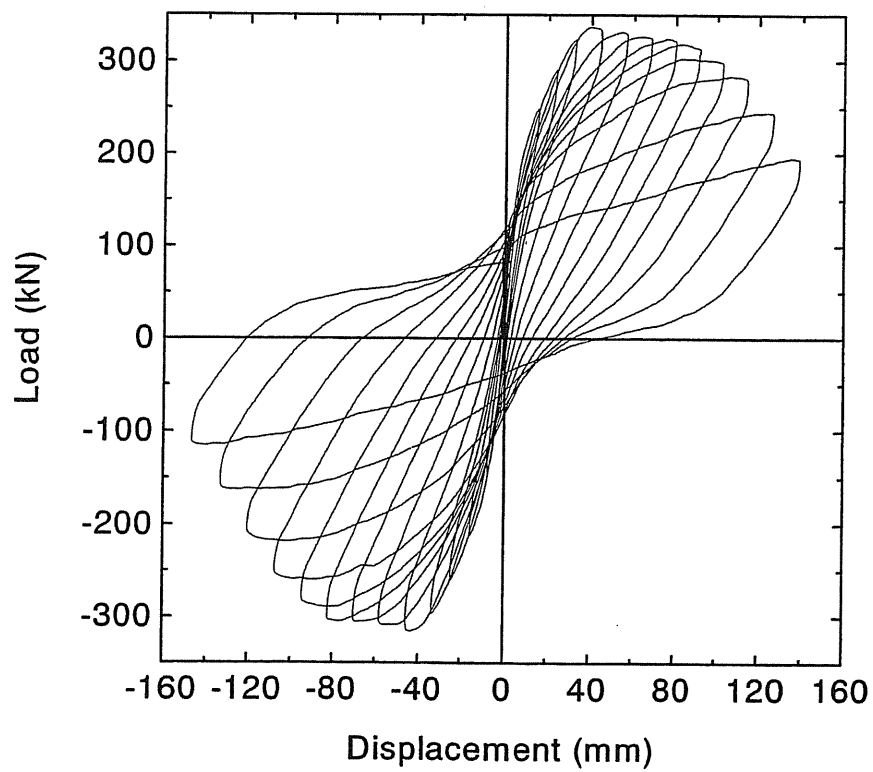


(b) P- δ 効果の影響を除去した履歴曲線

図-1.6 (H) 水平荷重-水平変位履歴曲線 (Type H 供試体)

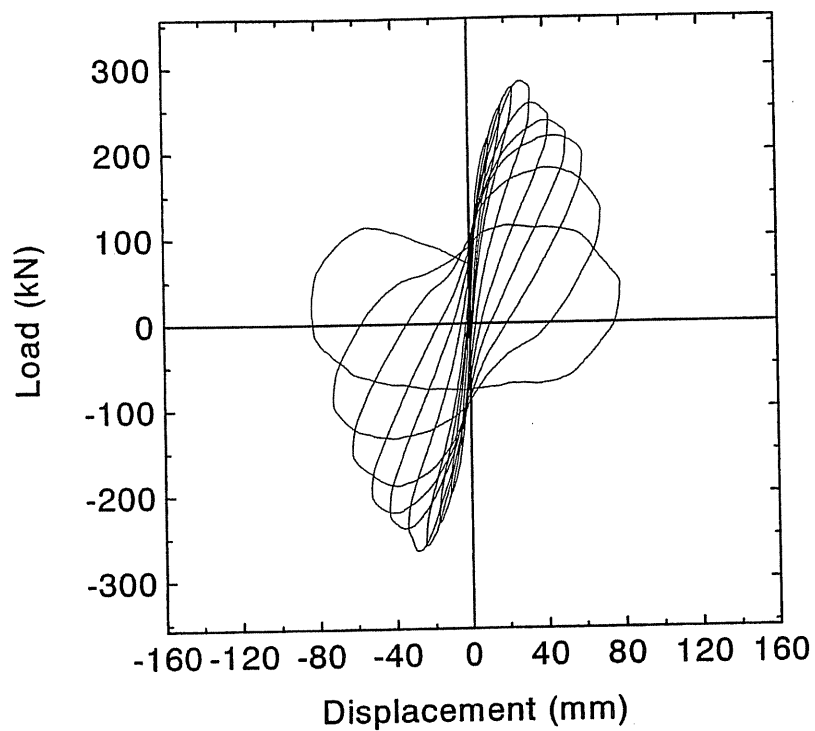


(a) 水平加振機の荷重を用いた履歴曲線

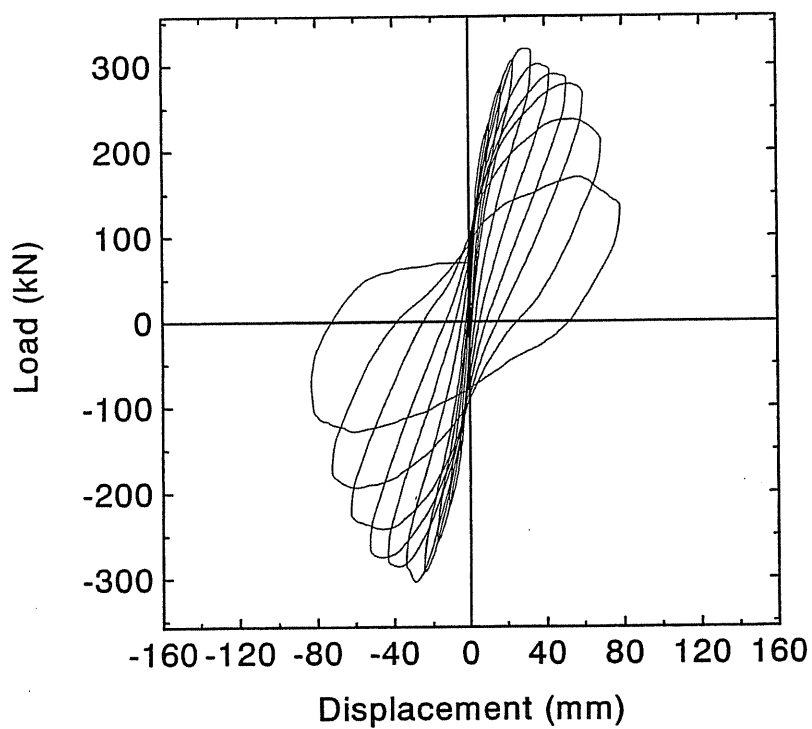


(b) P- δ 効果の影響を除去した履歴曲線

図-1.6(HA) 水平荷重-水平変位履歴曲線 (Type HA供試体)



(a) 水平加振機の荷重を用いた履歴曲線



(b) P- δ 効果の影響を除去した履歴曲線

図-1.6 (HB) 水平荷重-水平変位履歴曲線 (Type HB供試体)

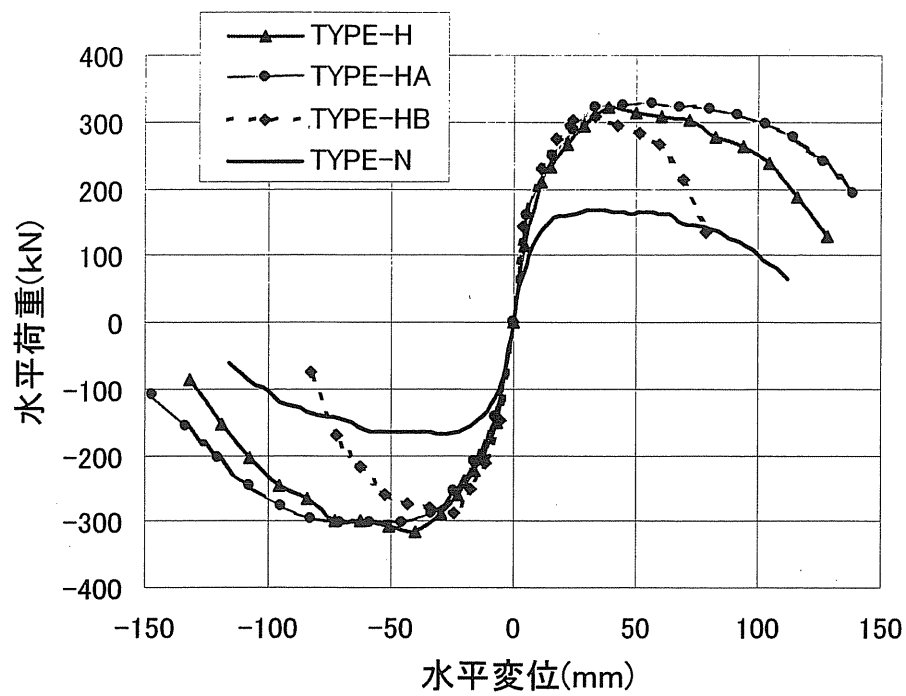


図-1.7(1) 各供試体の水平変位－水平荷重包絡線

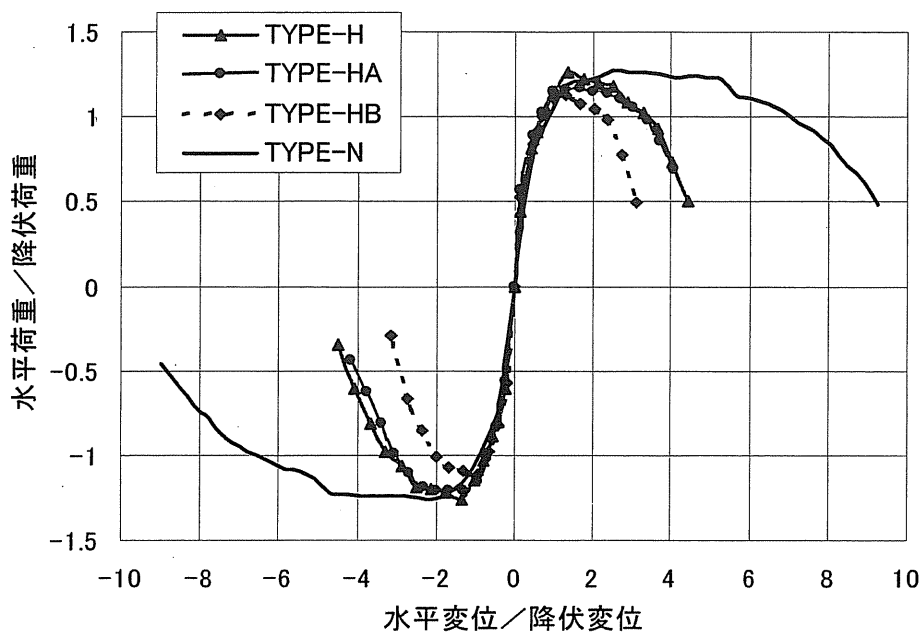


図-1.7(2) 各供試体の正規化した水平変位－水平荷重包絡線

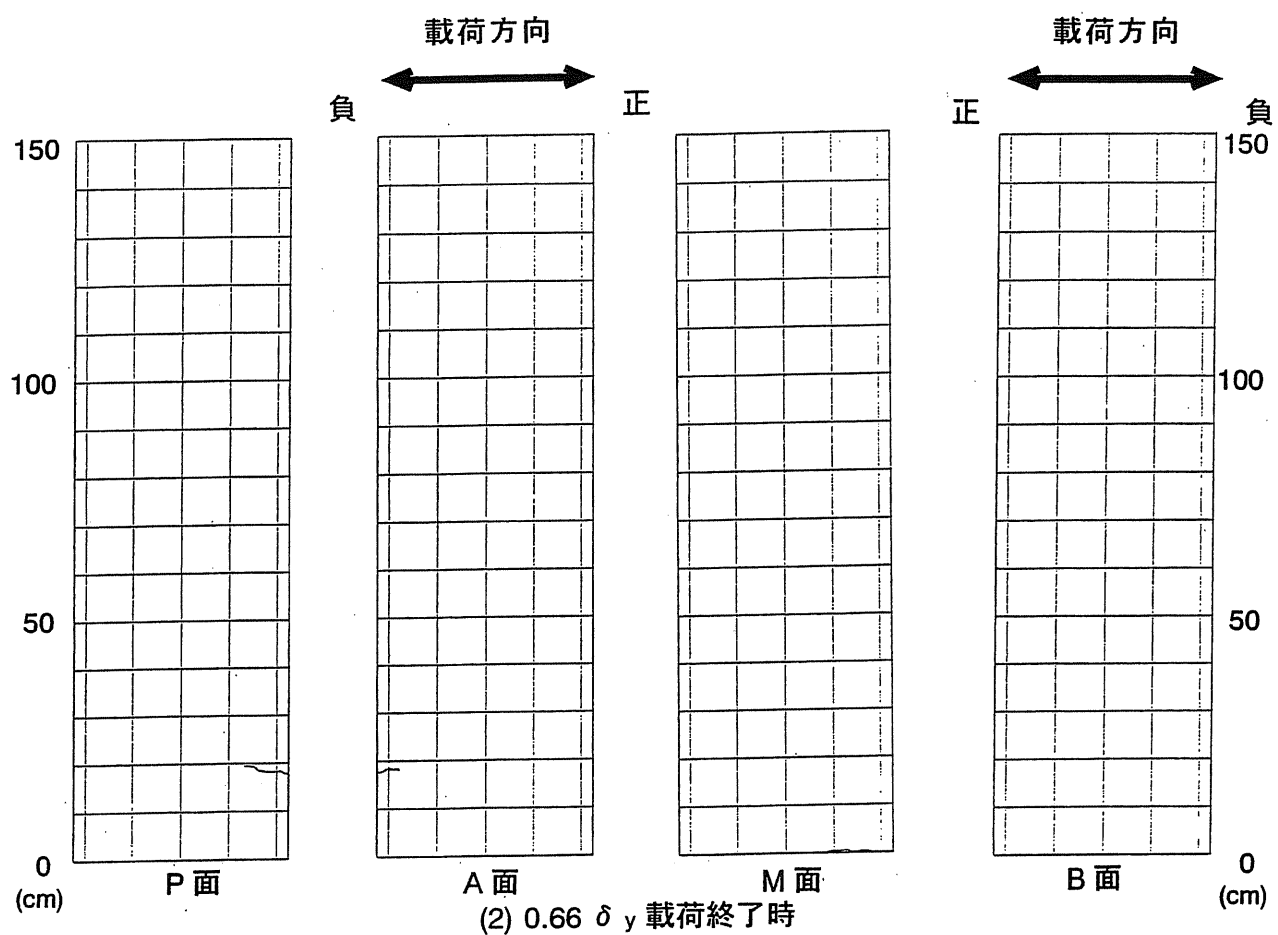
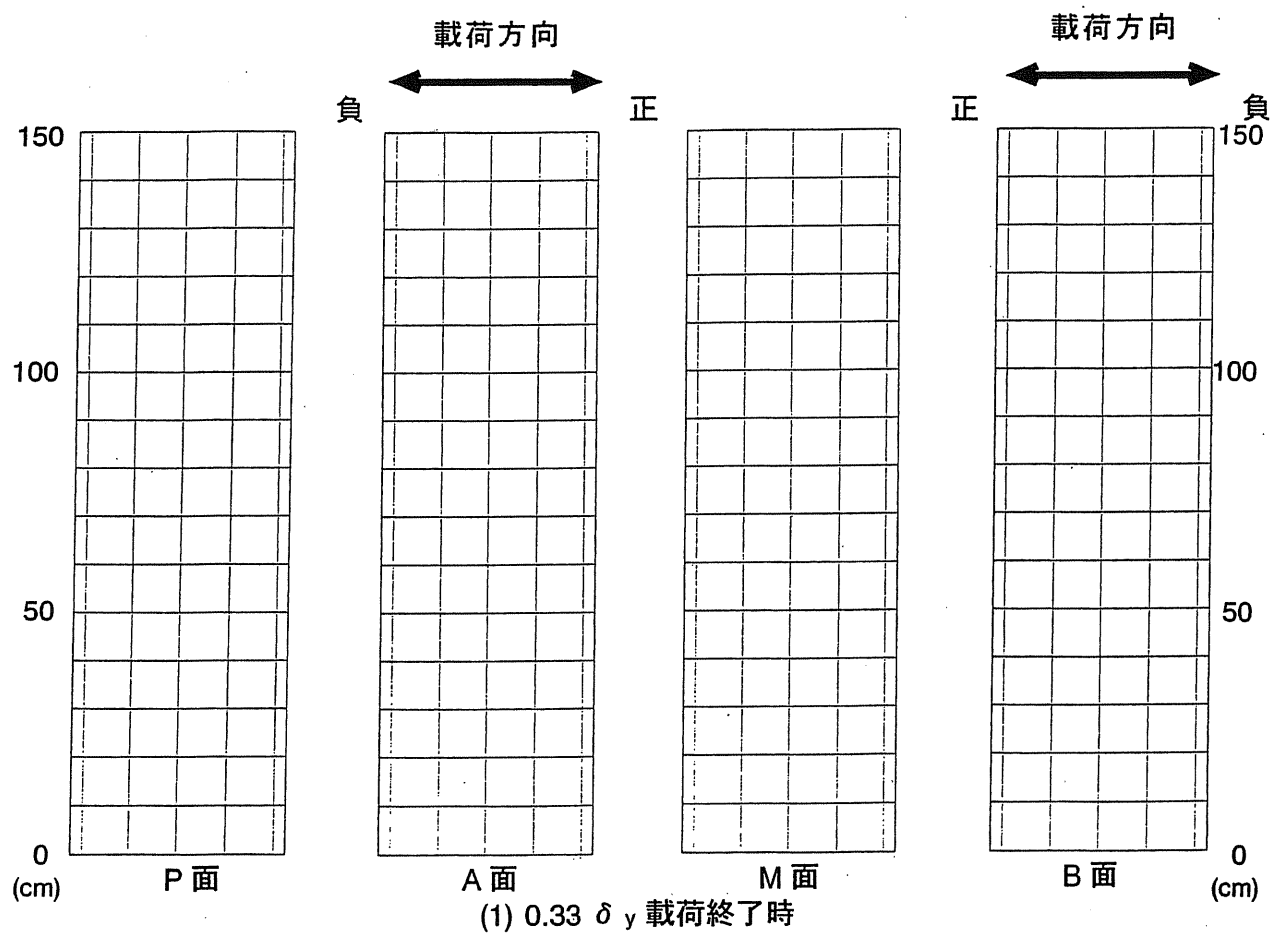


図-1.8(a-1) 供試体に生じた損傷の状況 (Type N供試体)

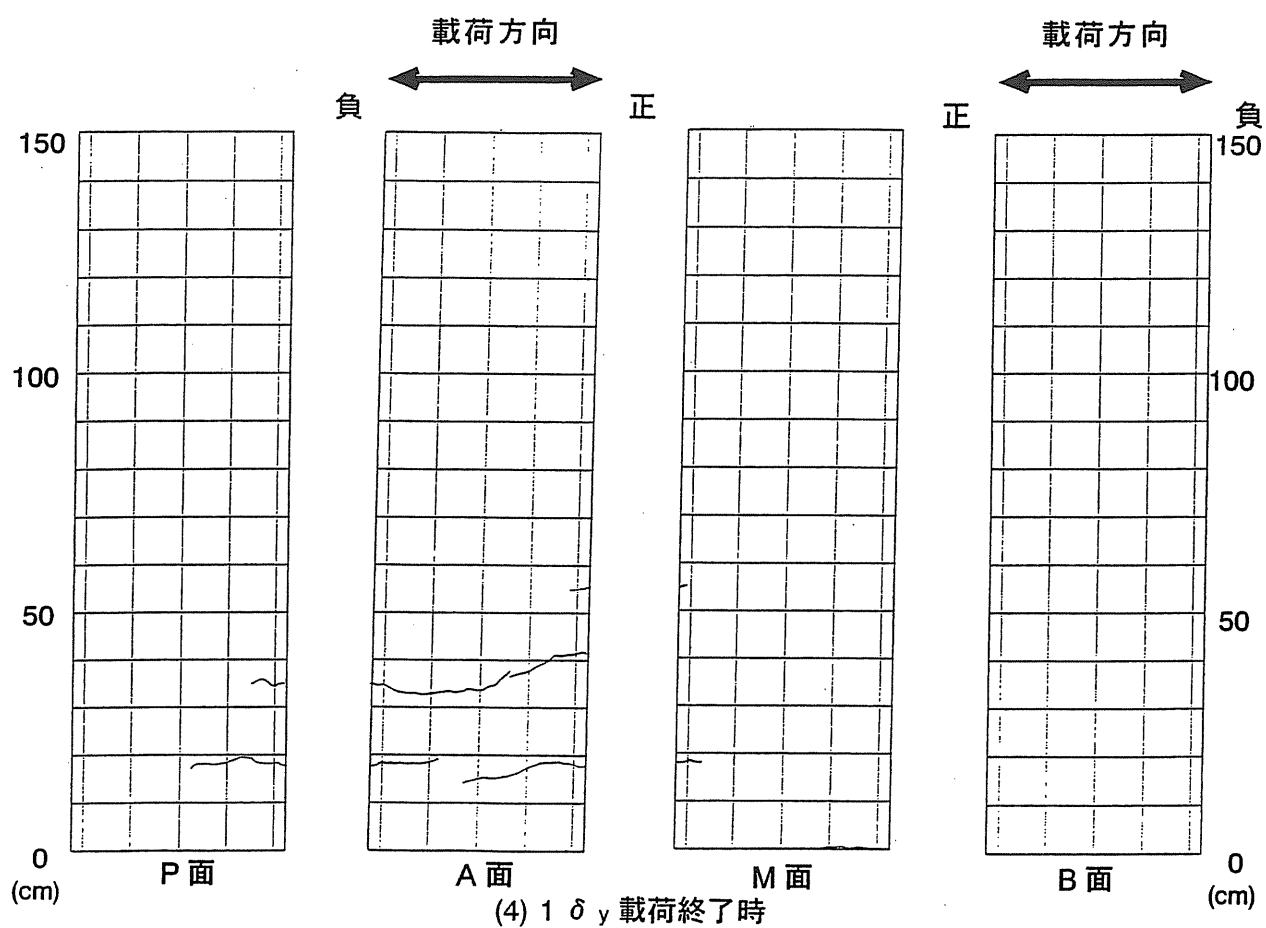
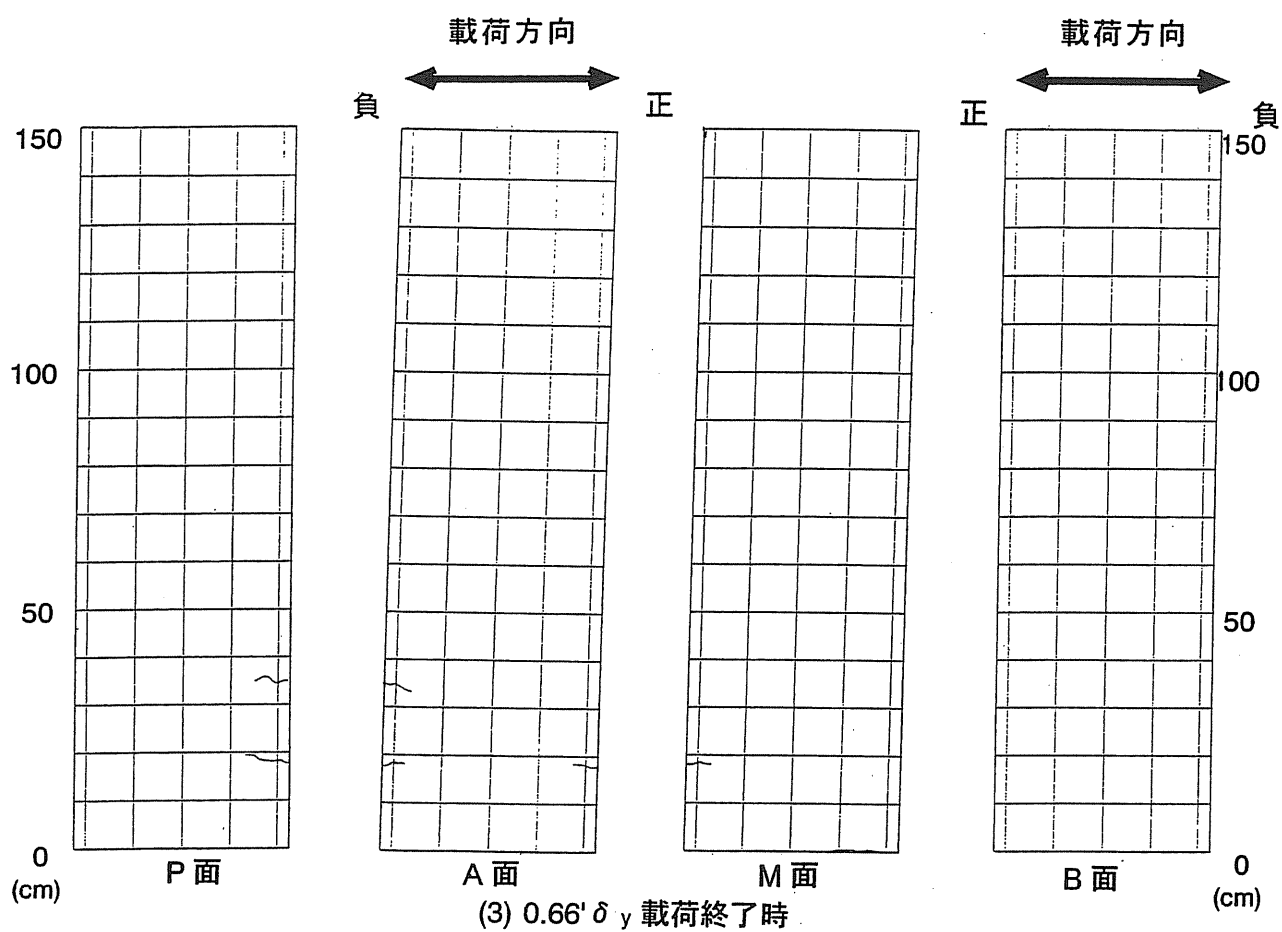


図-1.8(a-2) 供試体に生じた損傷の状況 (Type N供試体)

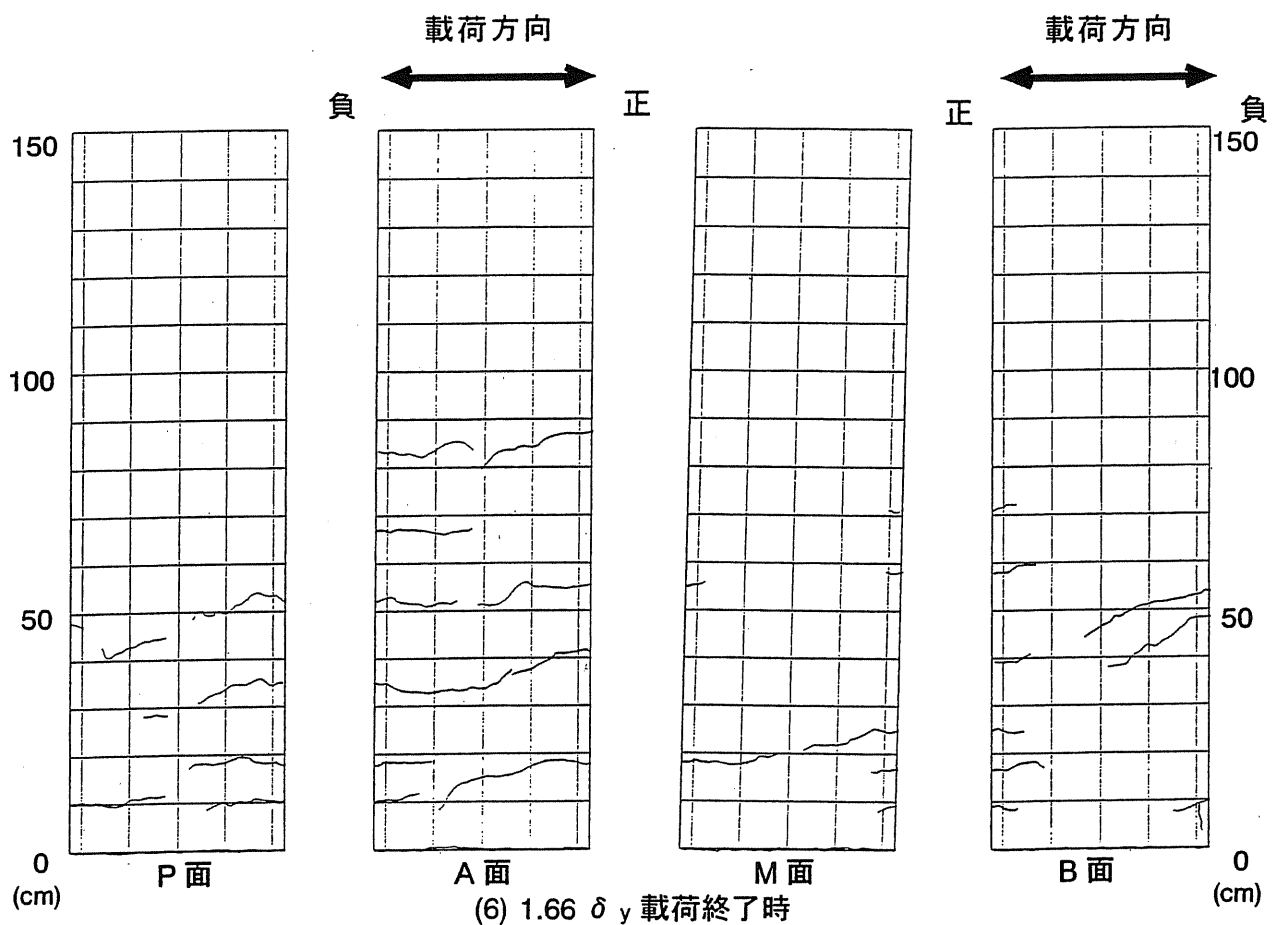
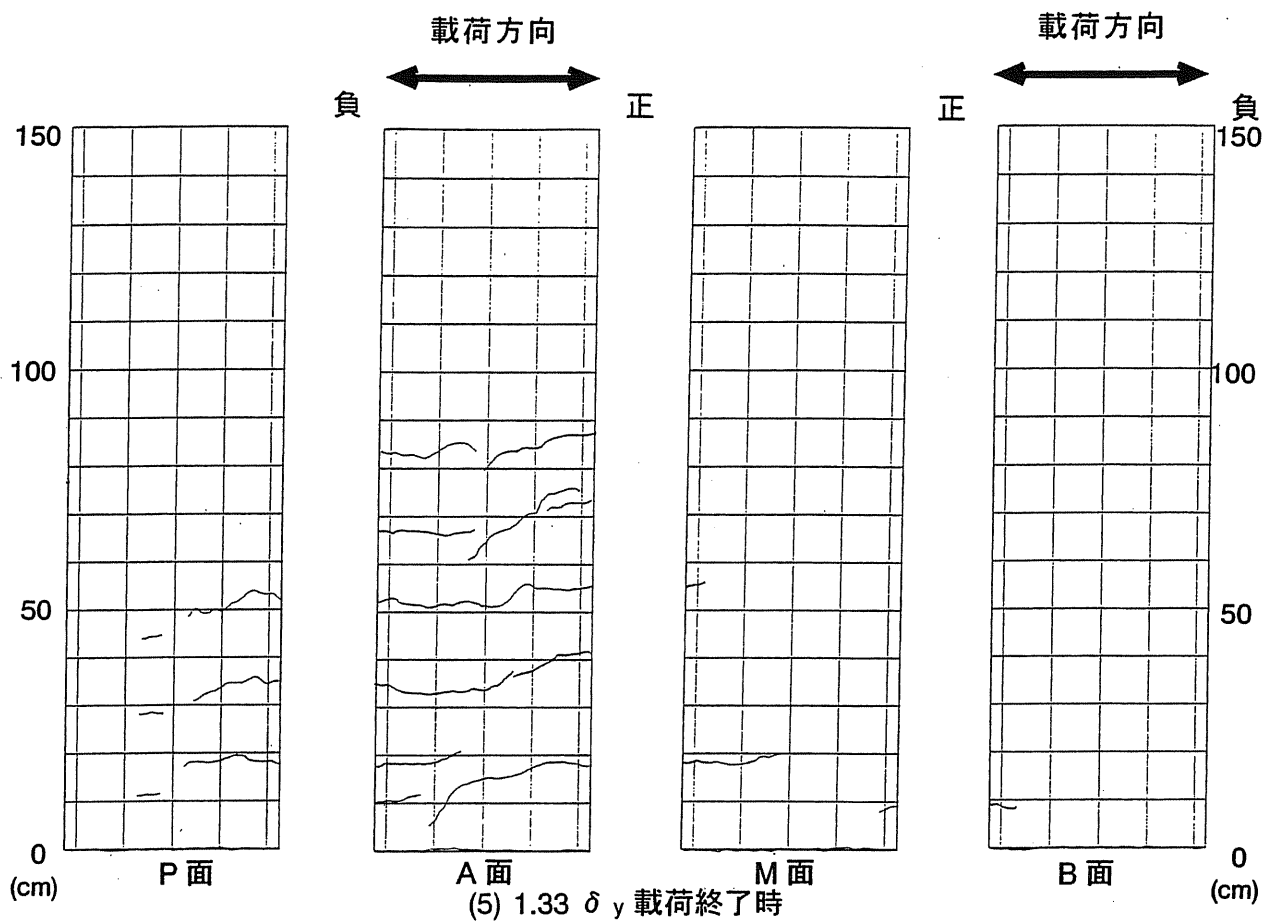


図-1.8(a-3) 供試体に生じた損傷の状況 (Type N供試体)

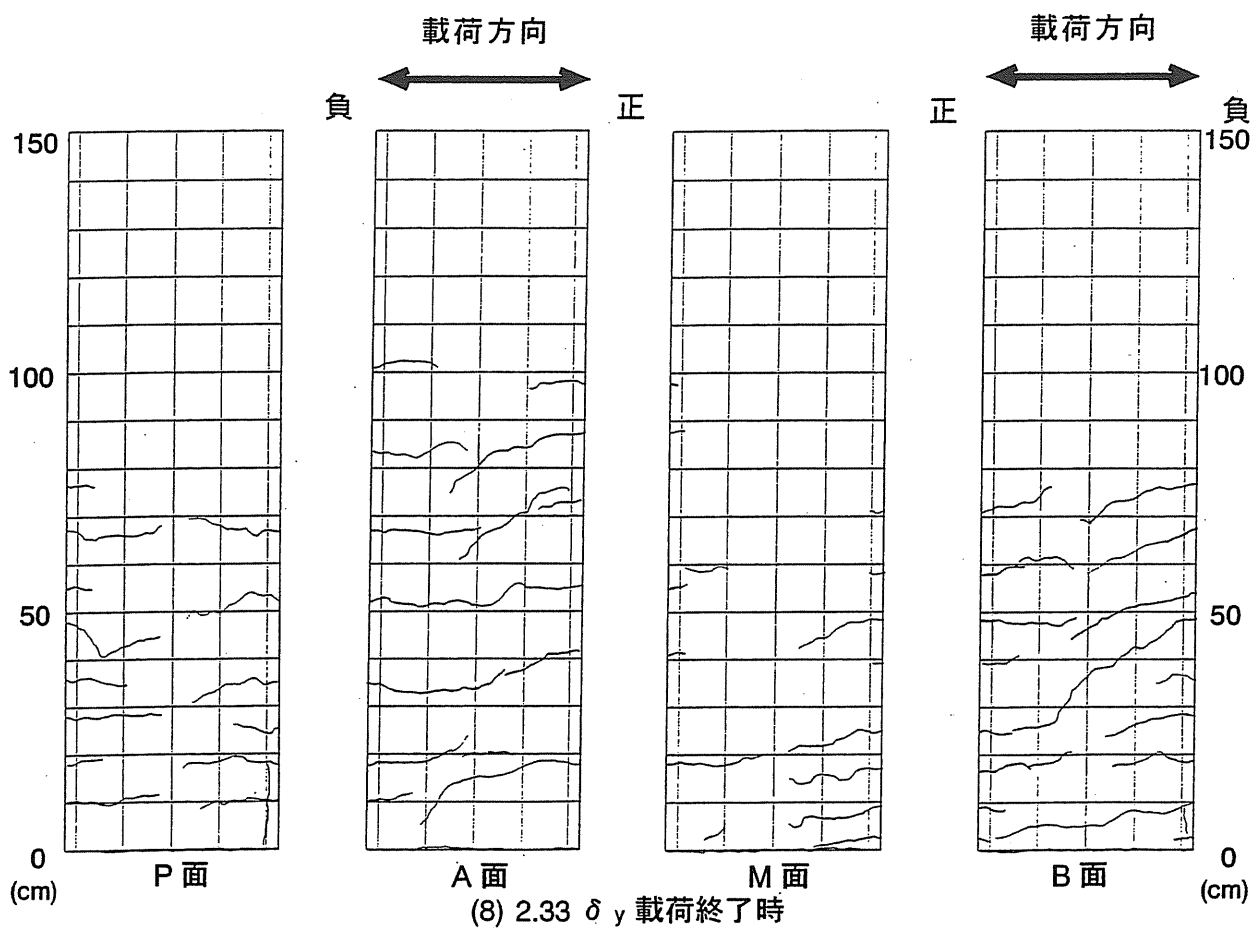
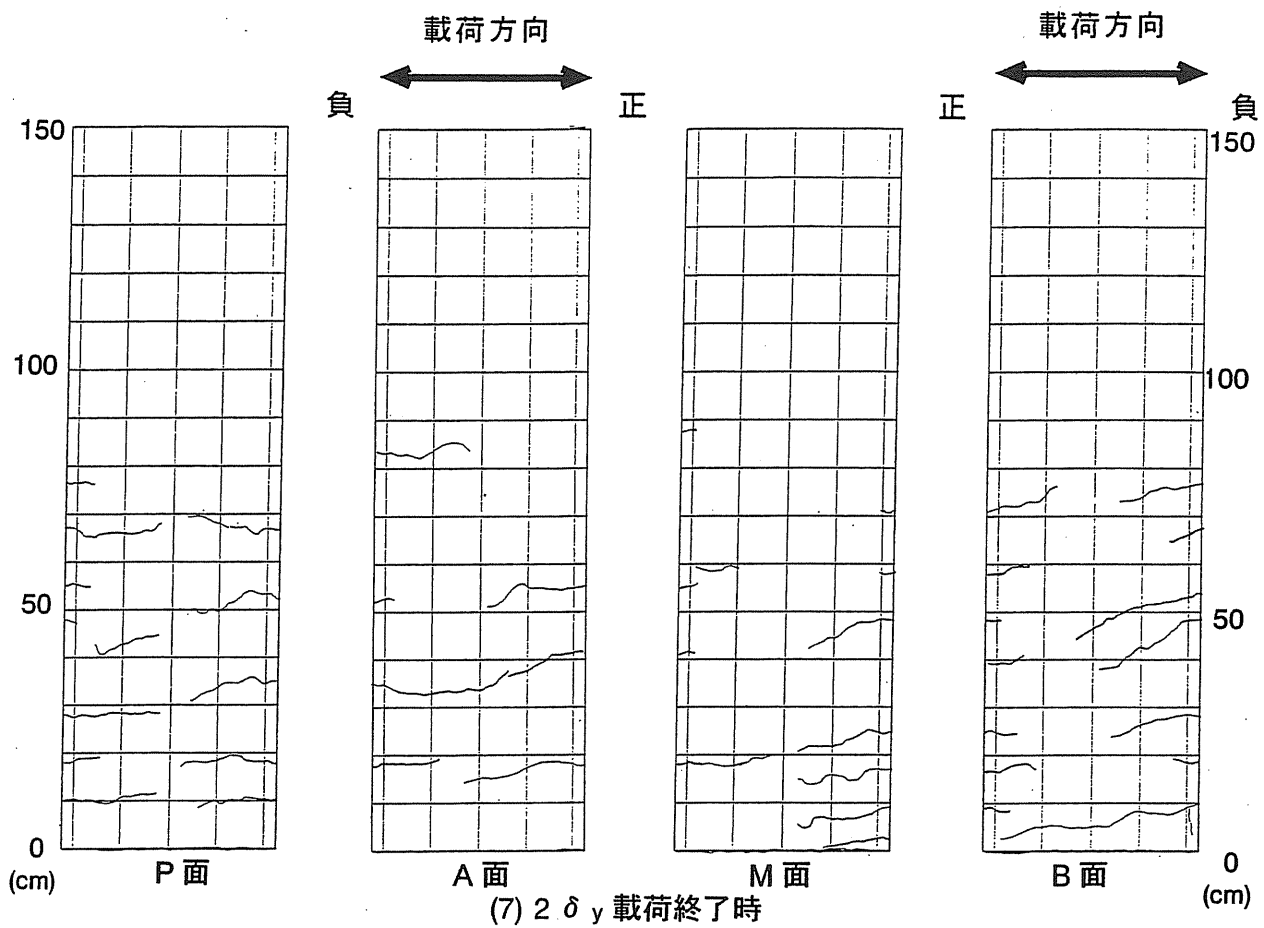


図-1.8(a-4) 供試体に生じた損傷の状況 (Type N供試体)

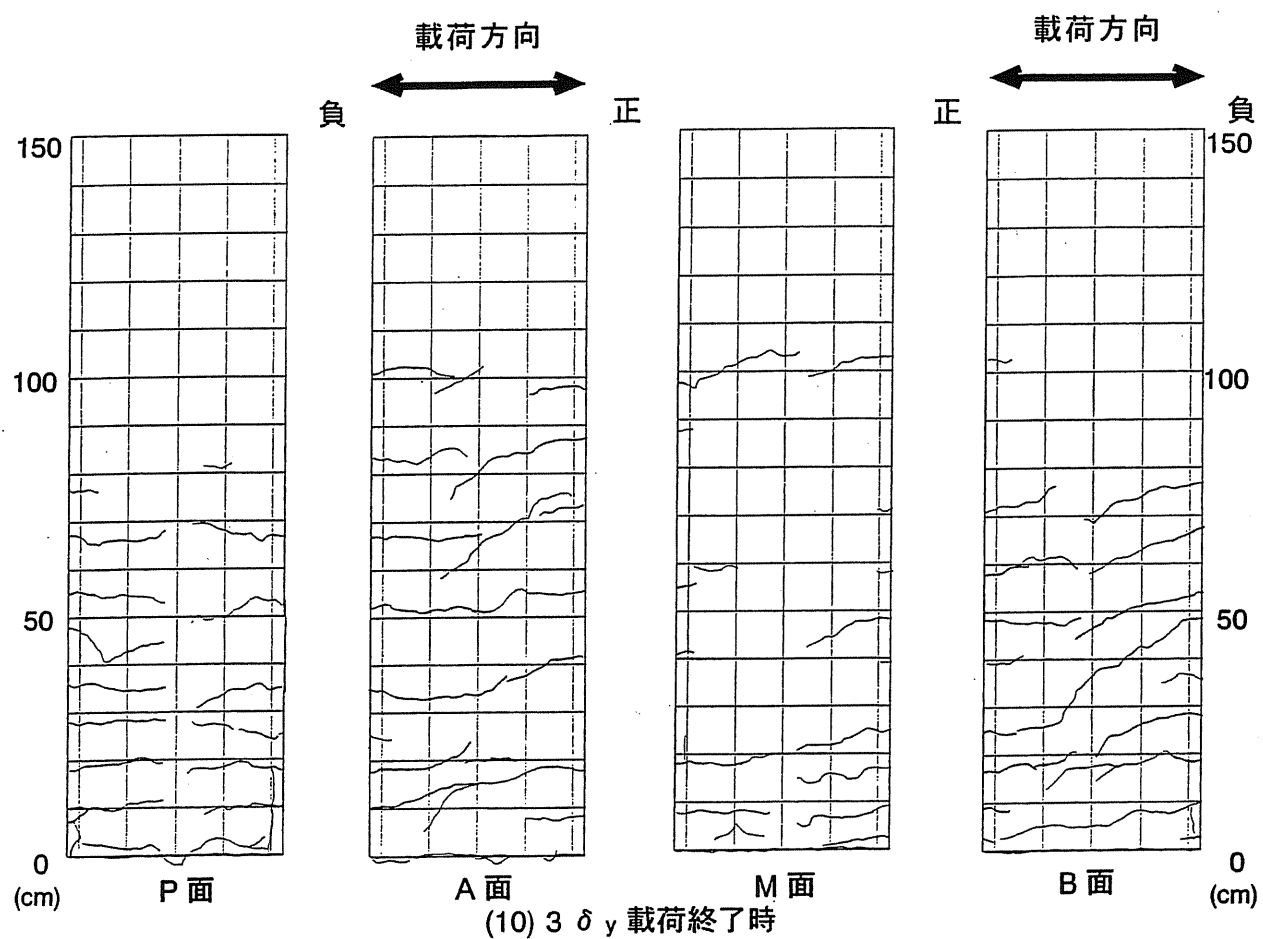
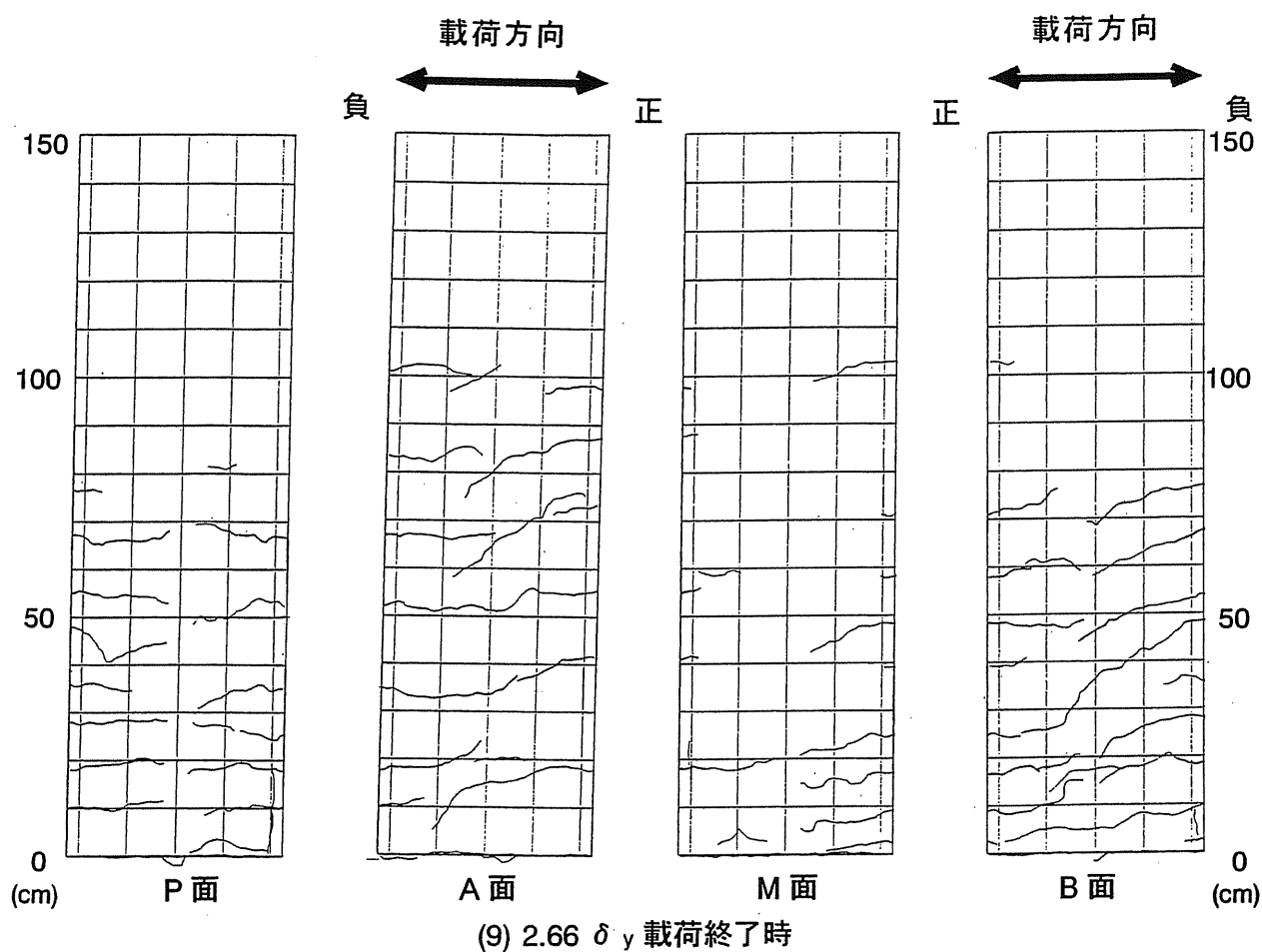


図-1.8(a-5) 供試体に生じた損傷の状況 (Type N供試体)

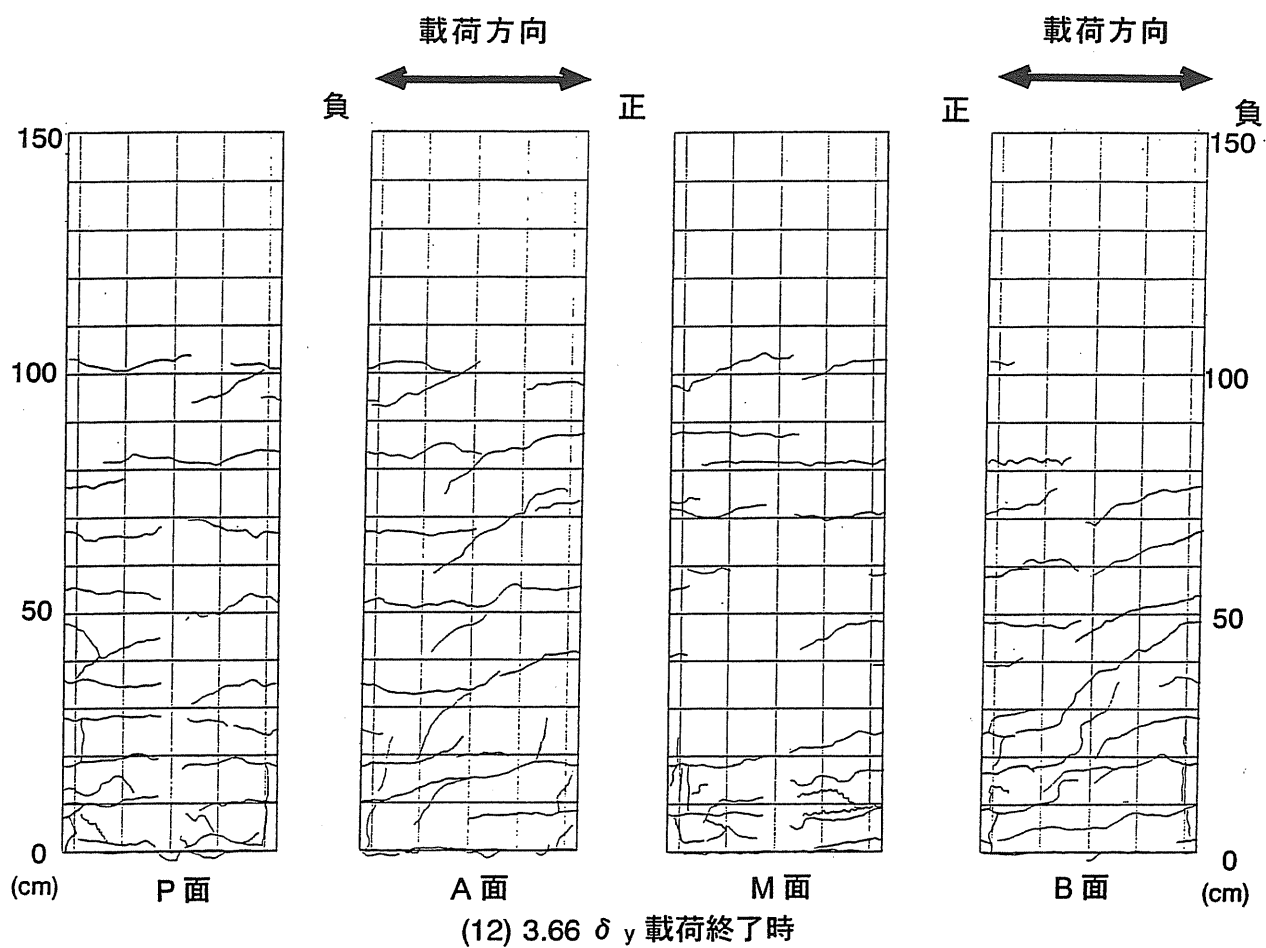
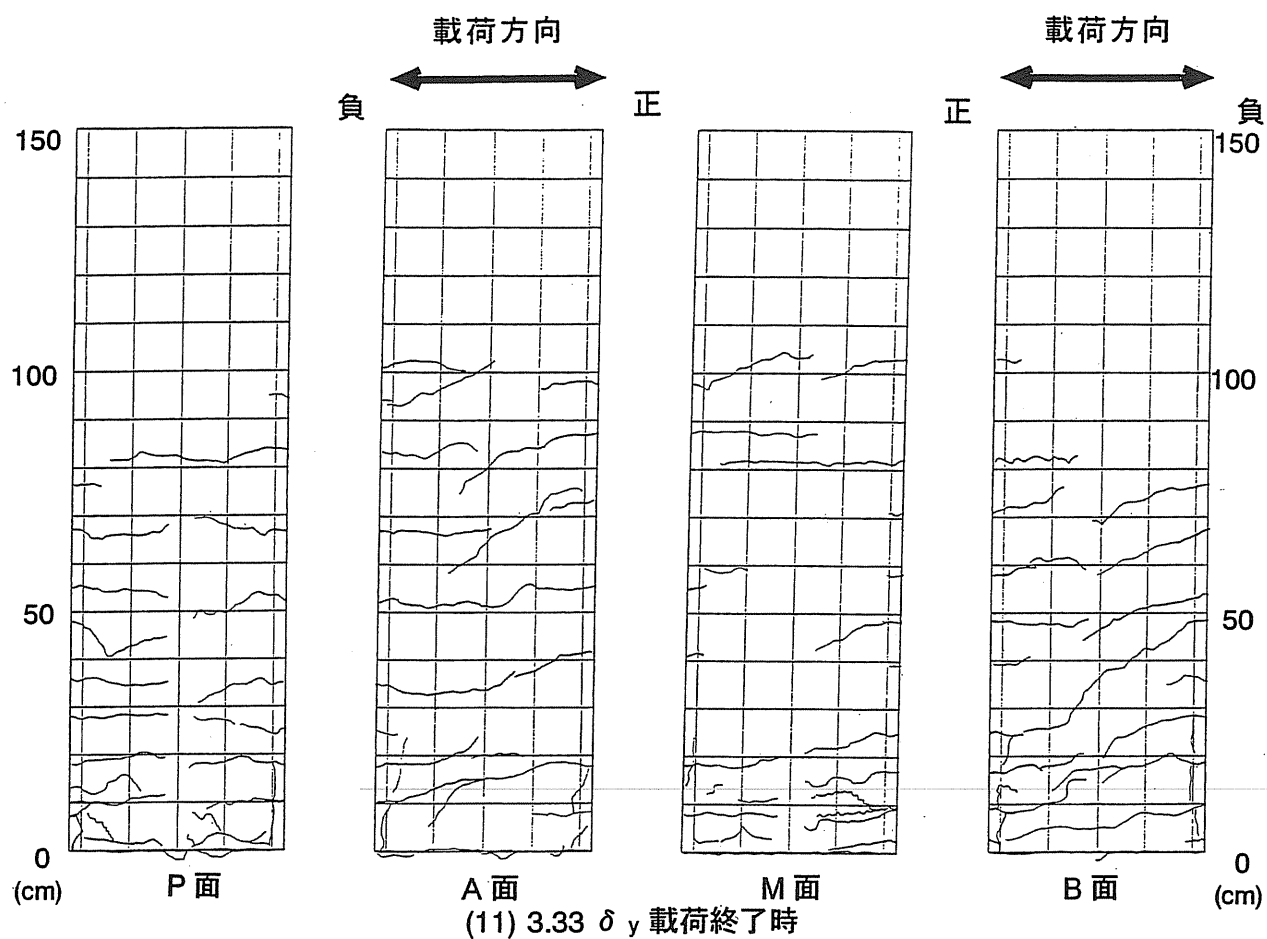


図-1.8(a-6) 供試体に生じた損傷の状況 (Type N供試体)

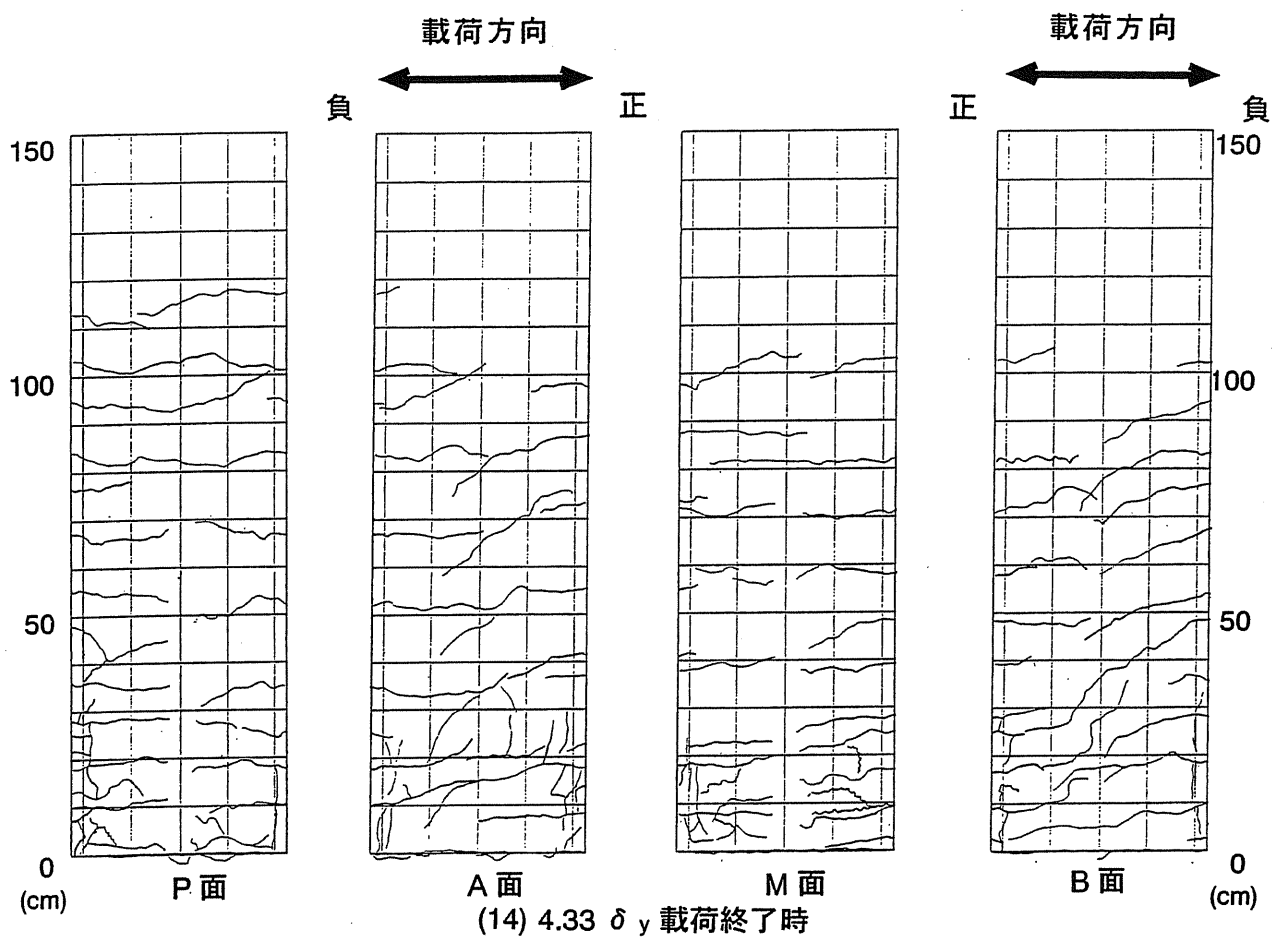
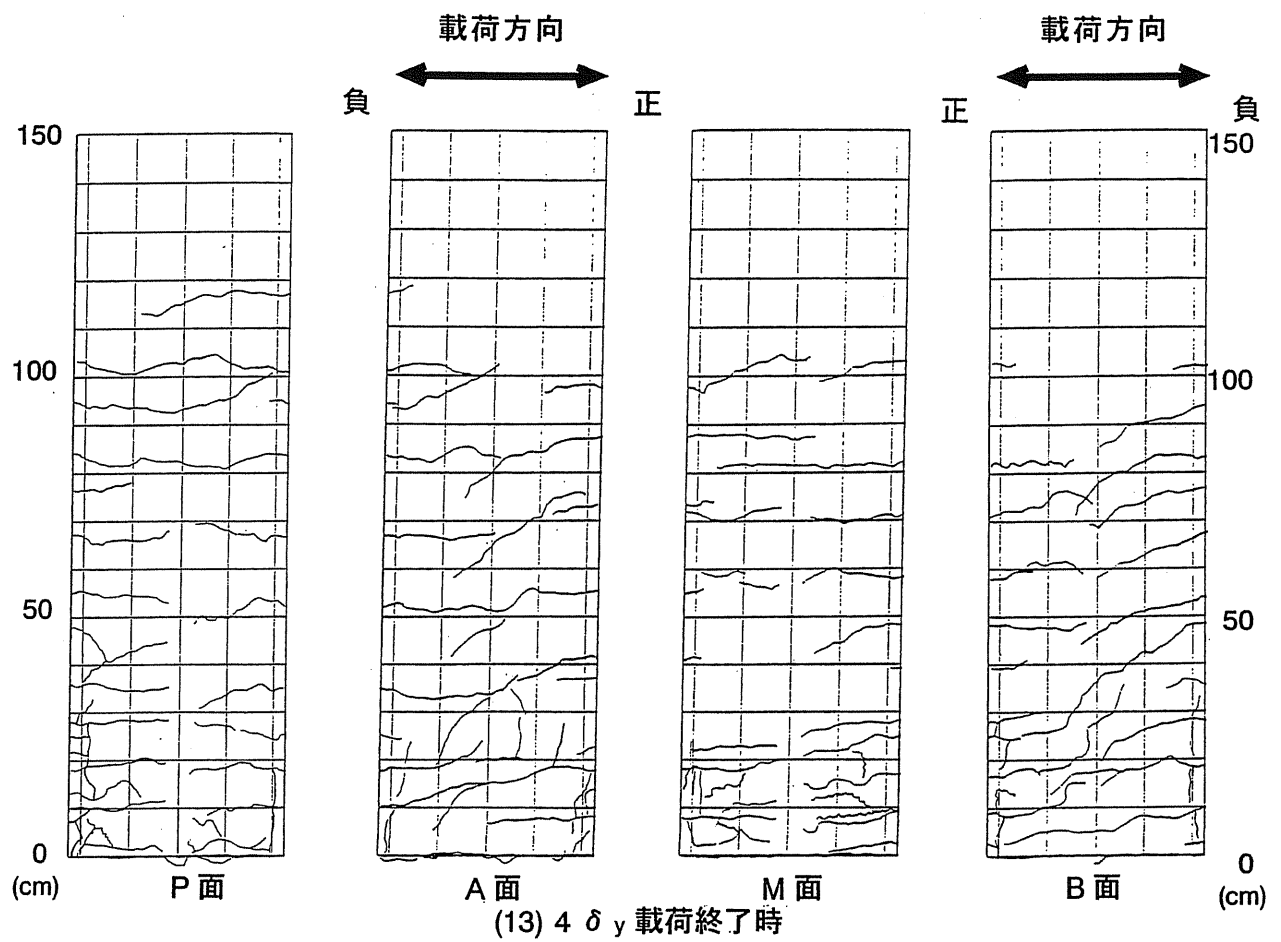


図-1.8(a-7) 供試体に生じた損傷の状況 (Type N供試体)

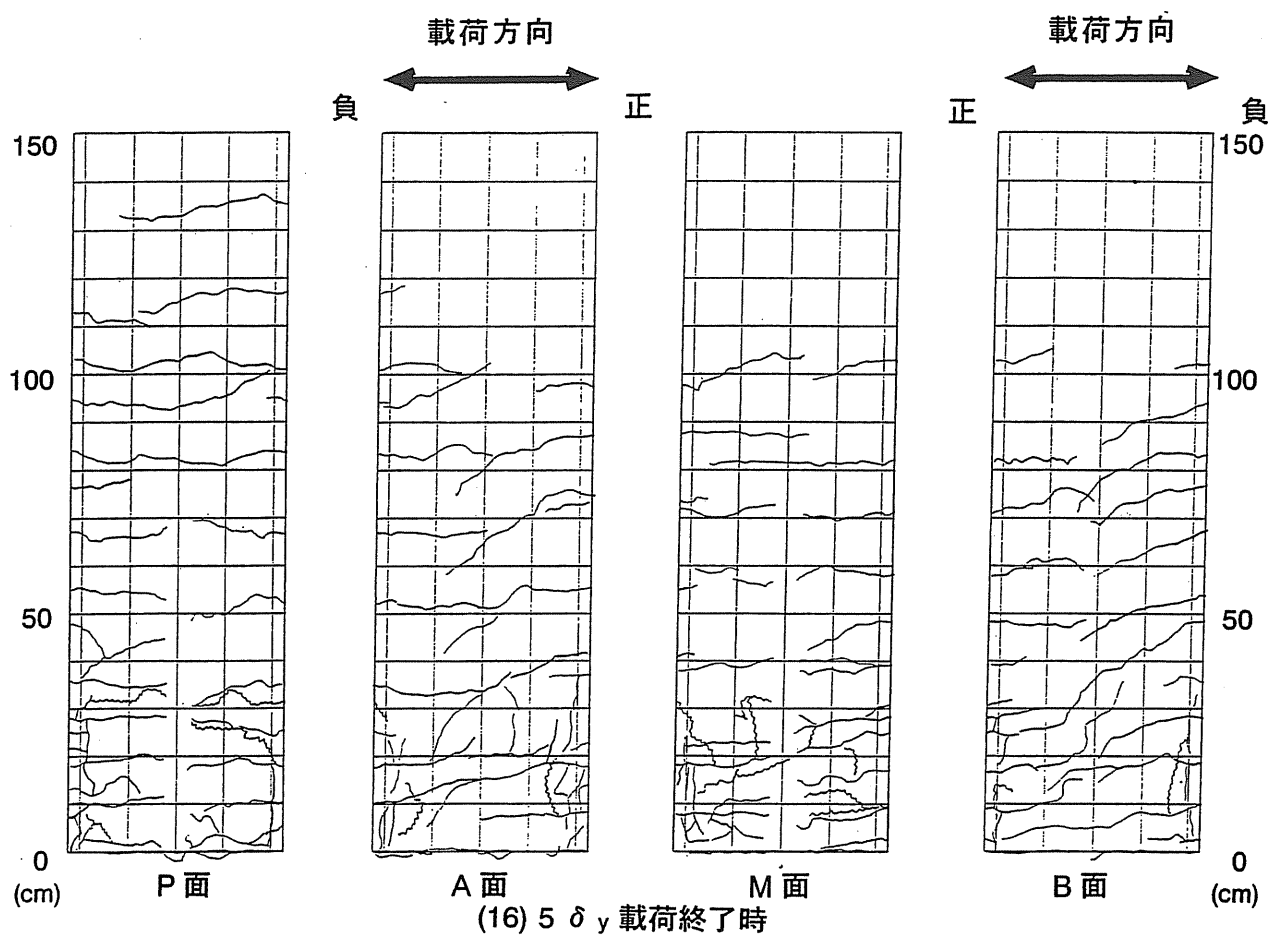
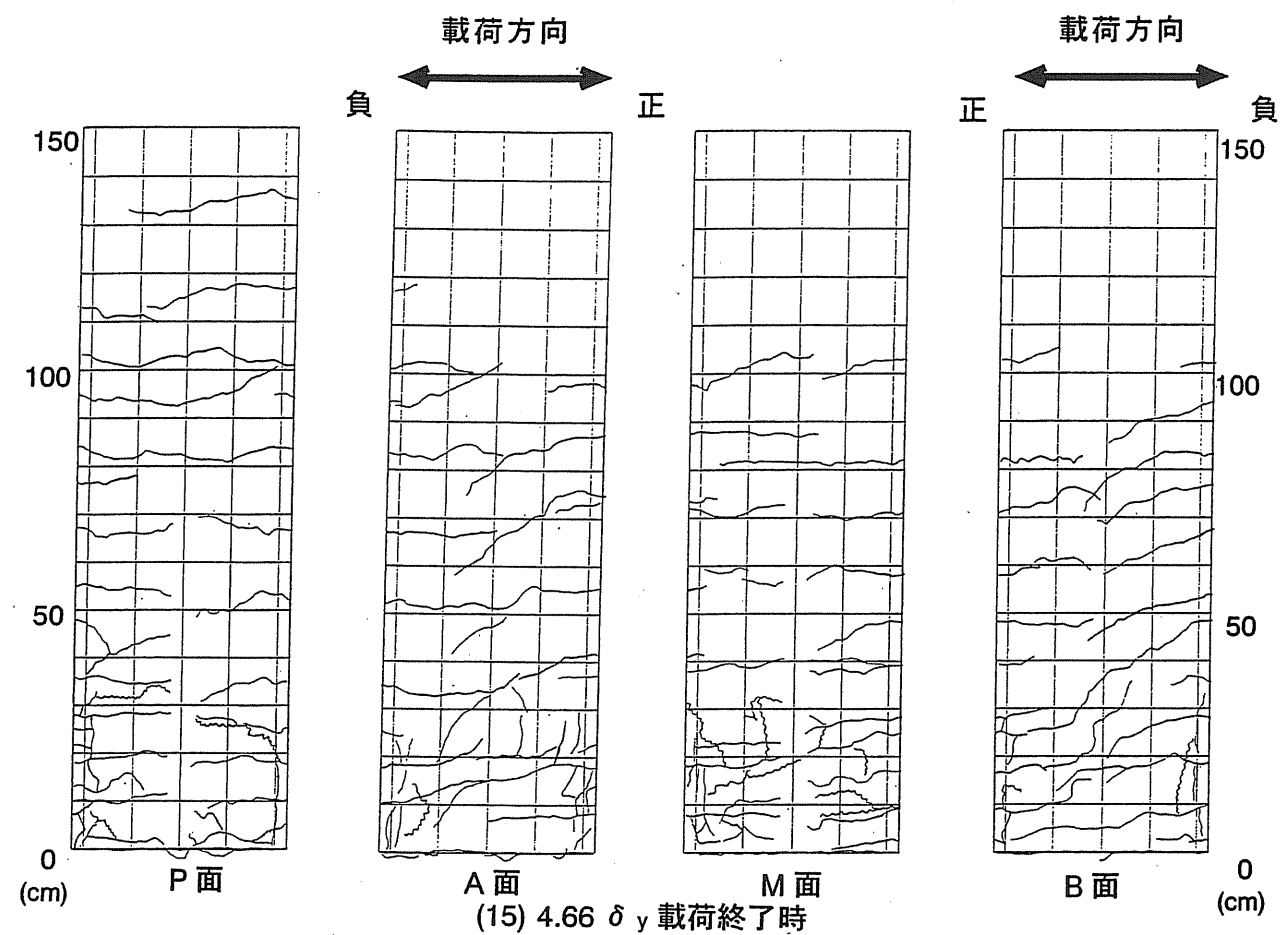


図-1.8(a-8) 供試体に生じた損傷の状況 (Type N供試体)

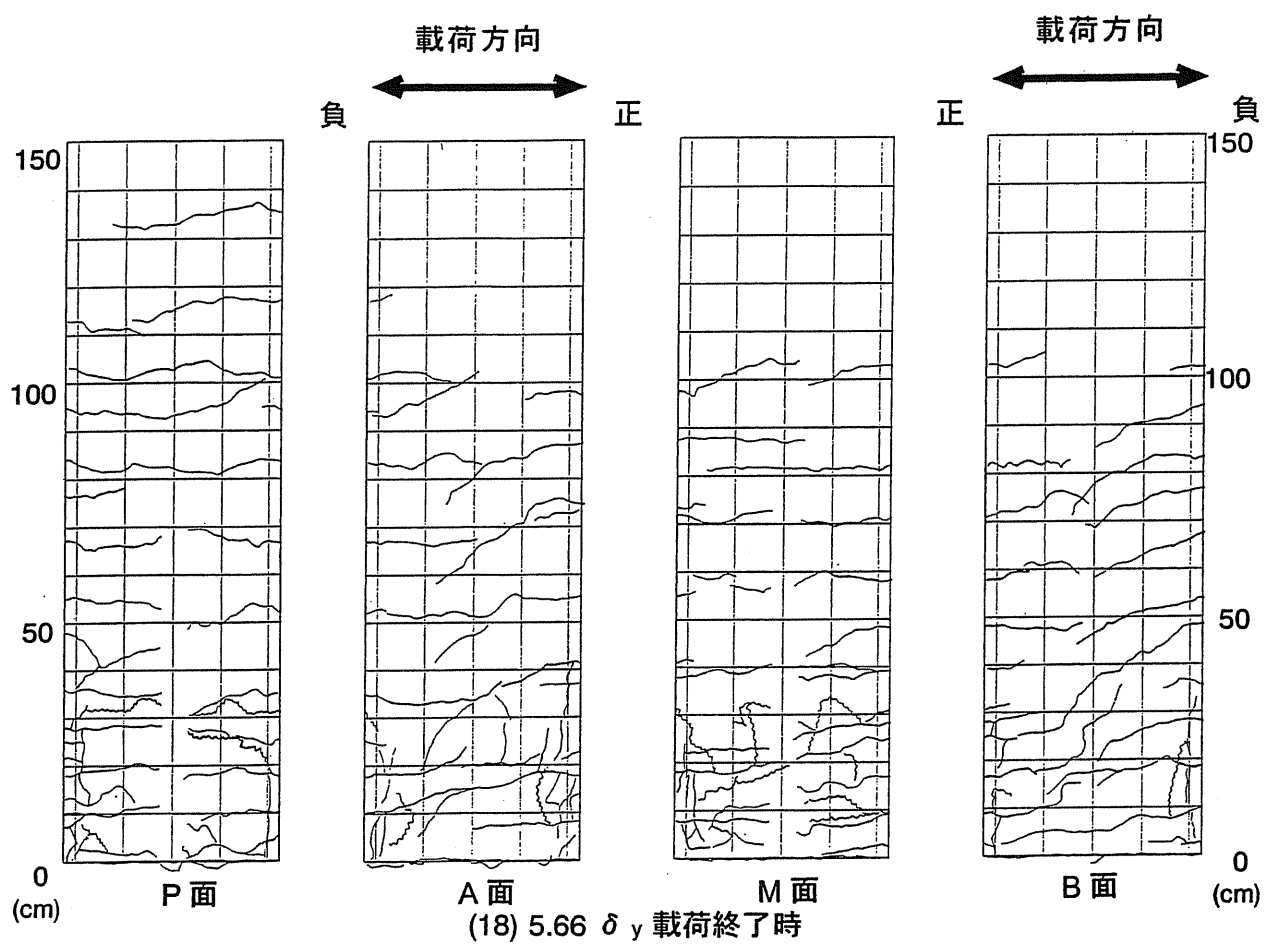
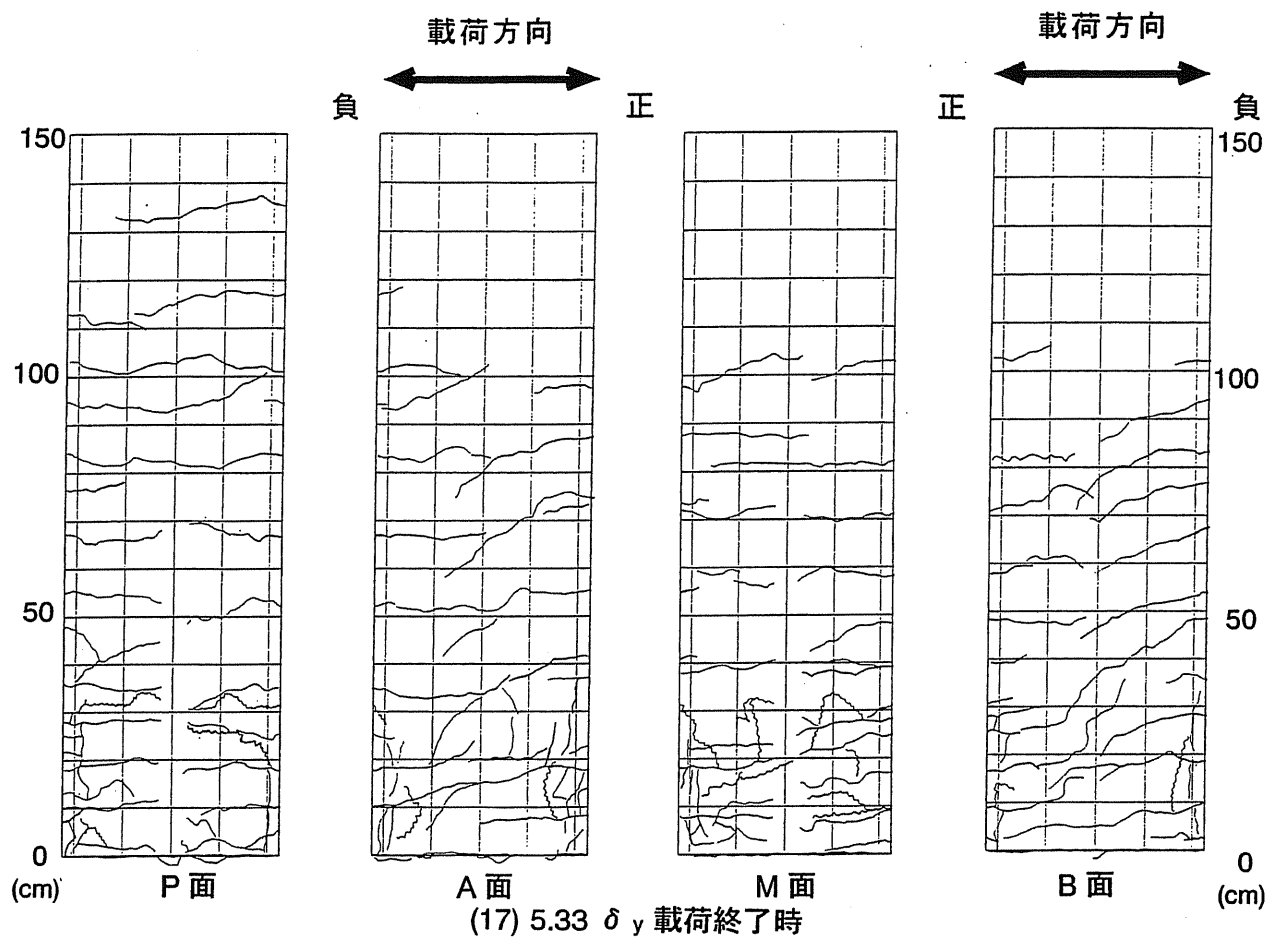


図-1.8(a-9) 供試体に生じた損傷の状況 (Type N供試体)

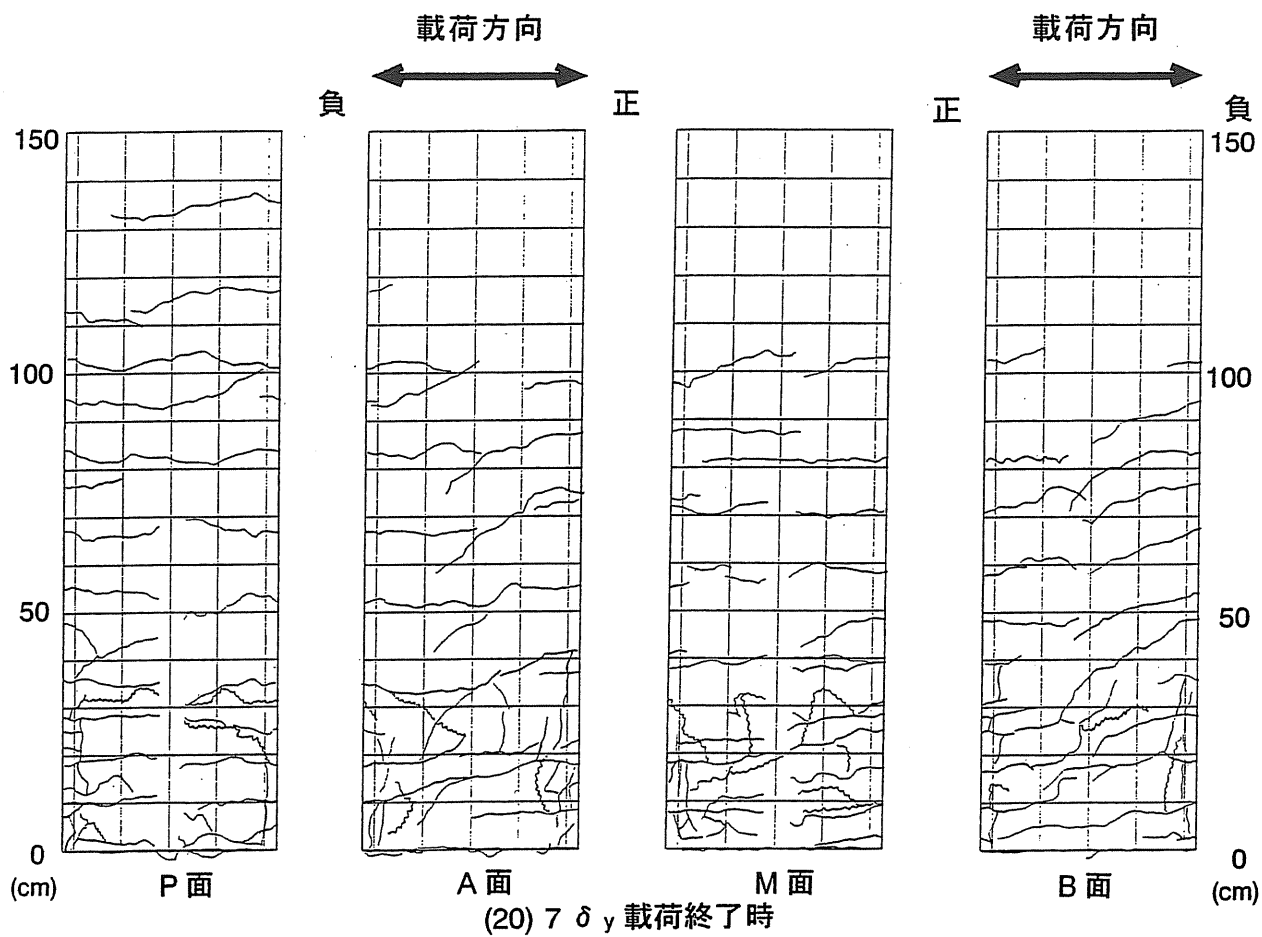
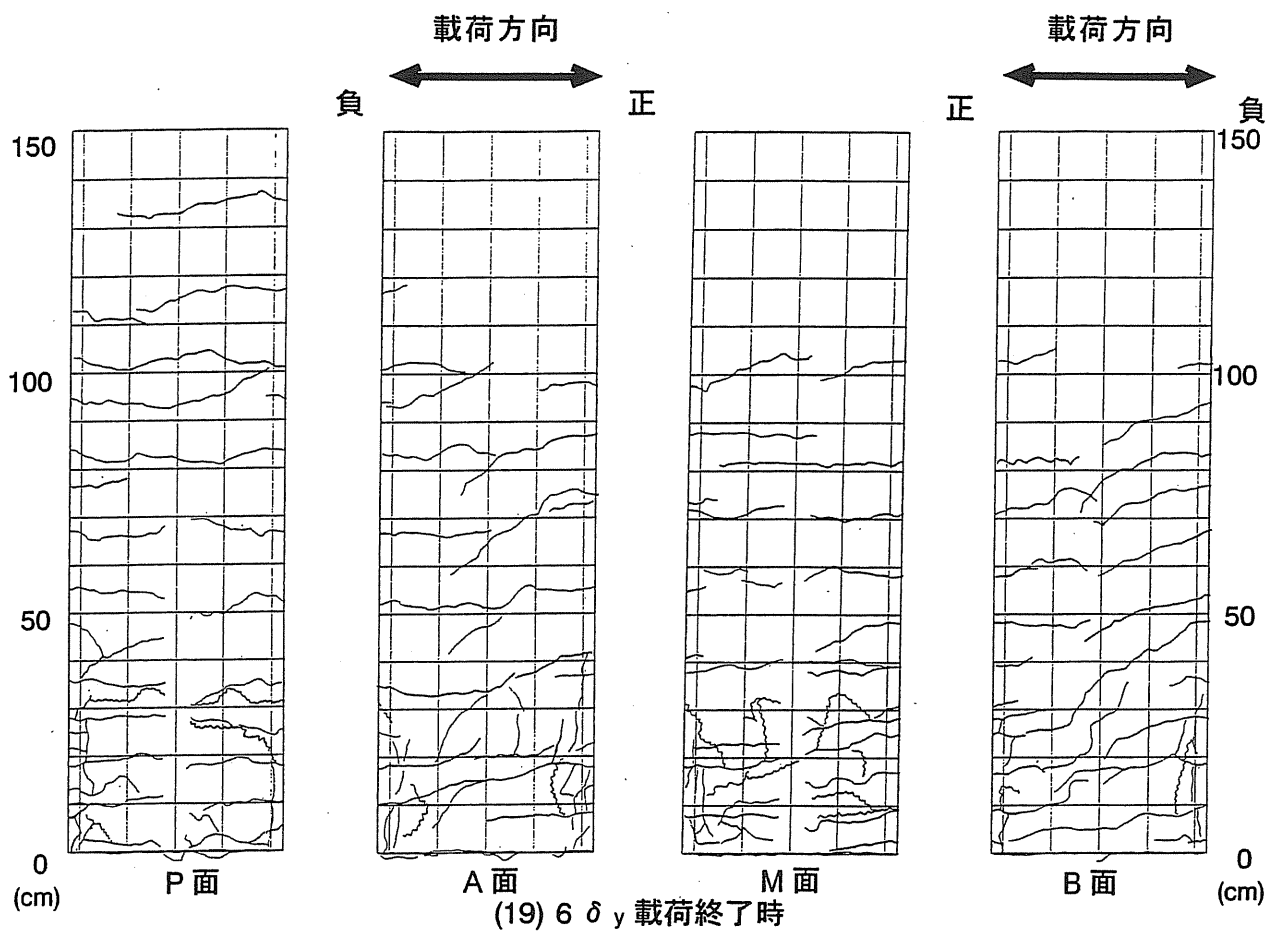


図-1.8(a-10) 供試体に生じた損傷の状況 (Type N 供試体)

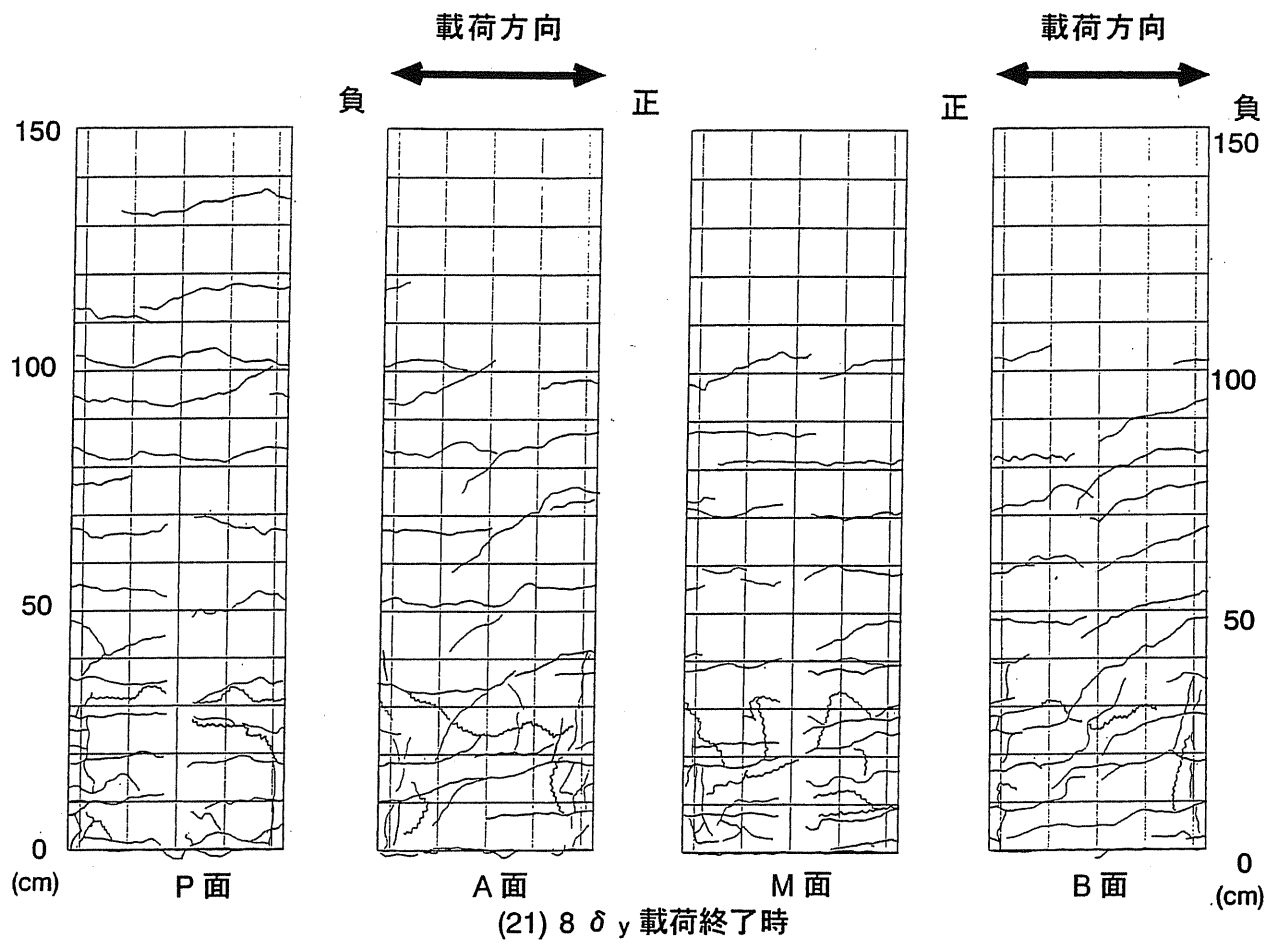


図-1.8(a-11) 供試体に生じた損傷の状況 (Type N供試体)

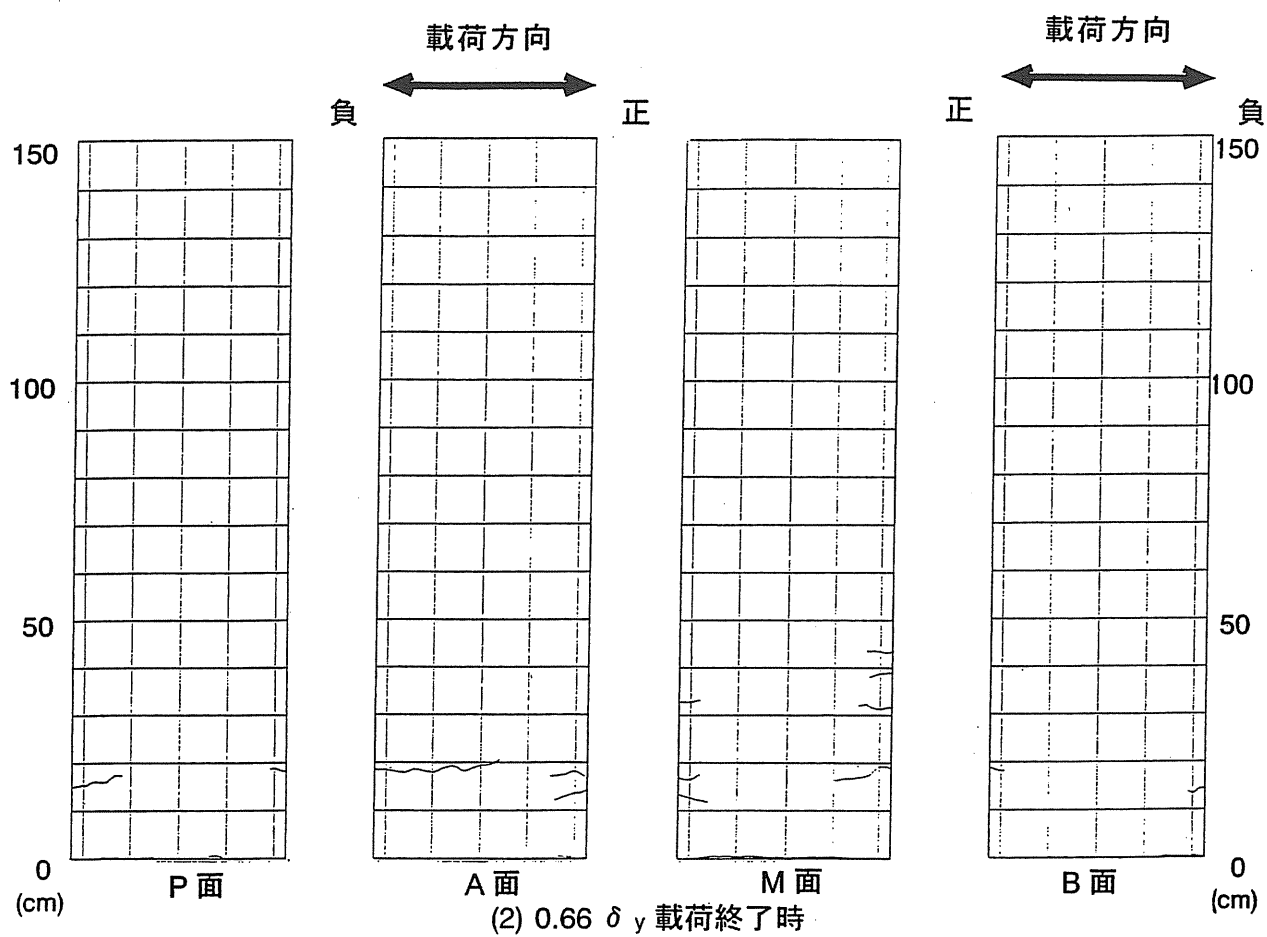
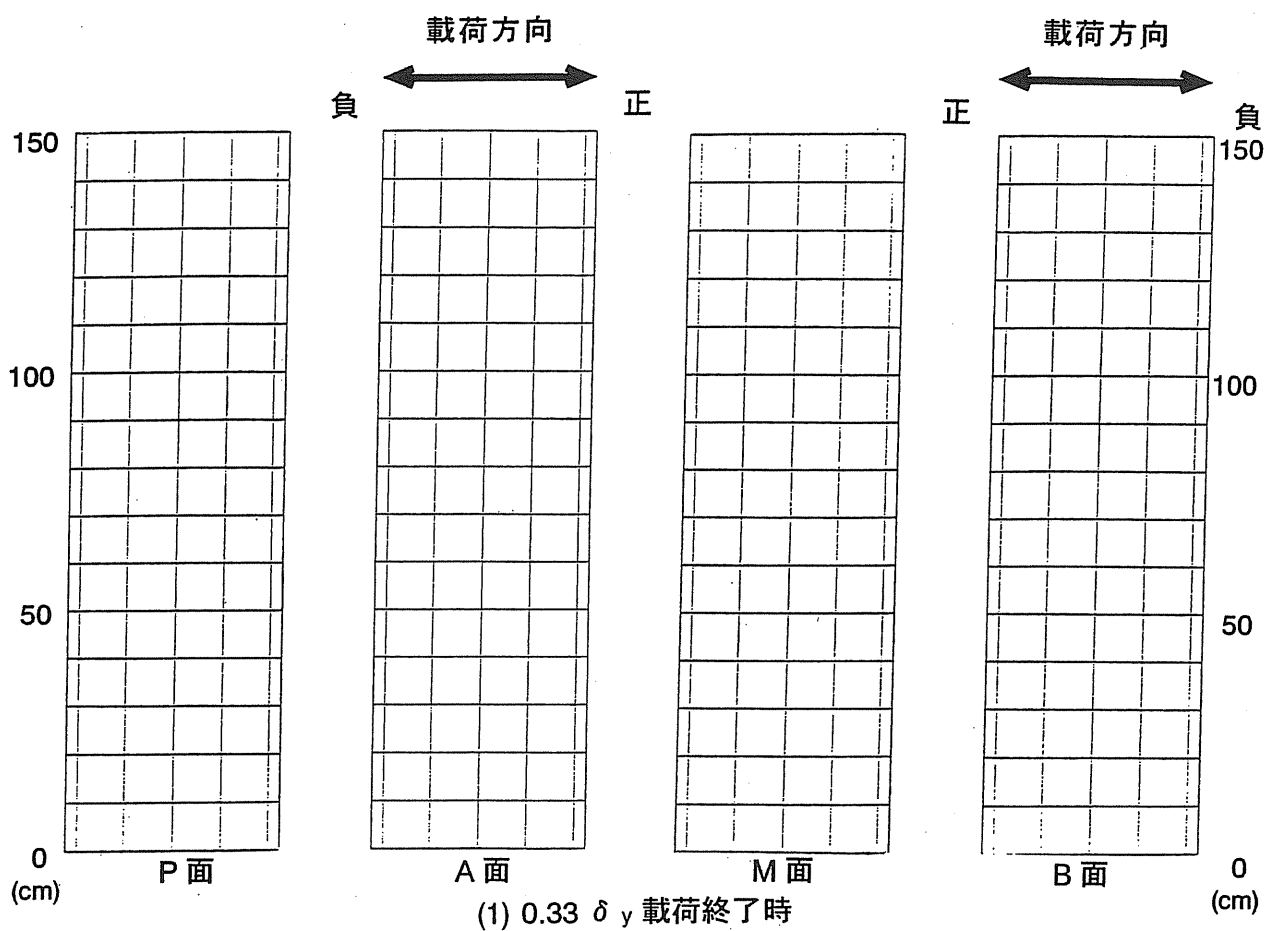


図-1.8(b-1) 供試体に生じた損傷の状況 (Type H供試体)

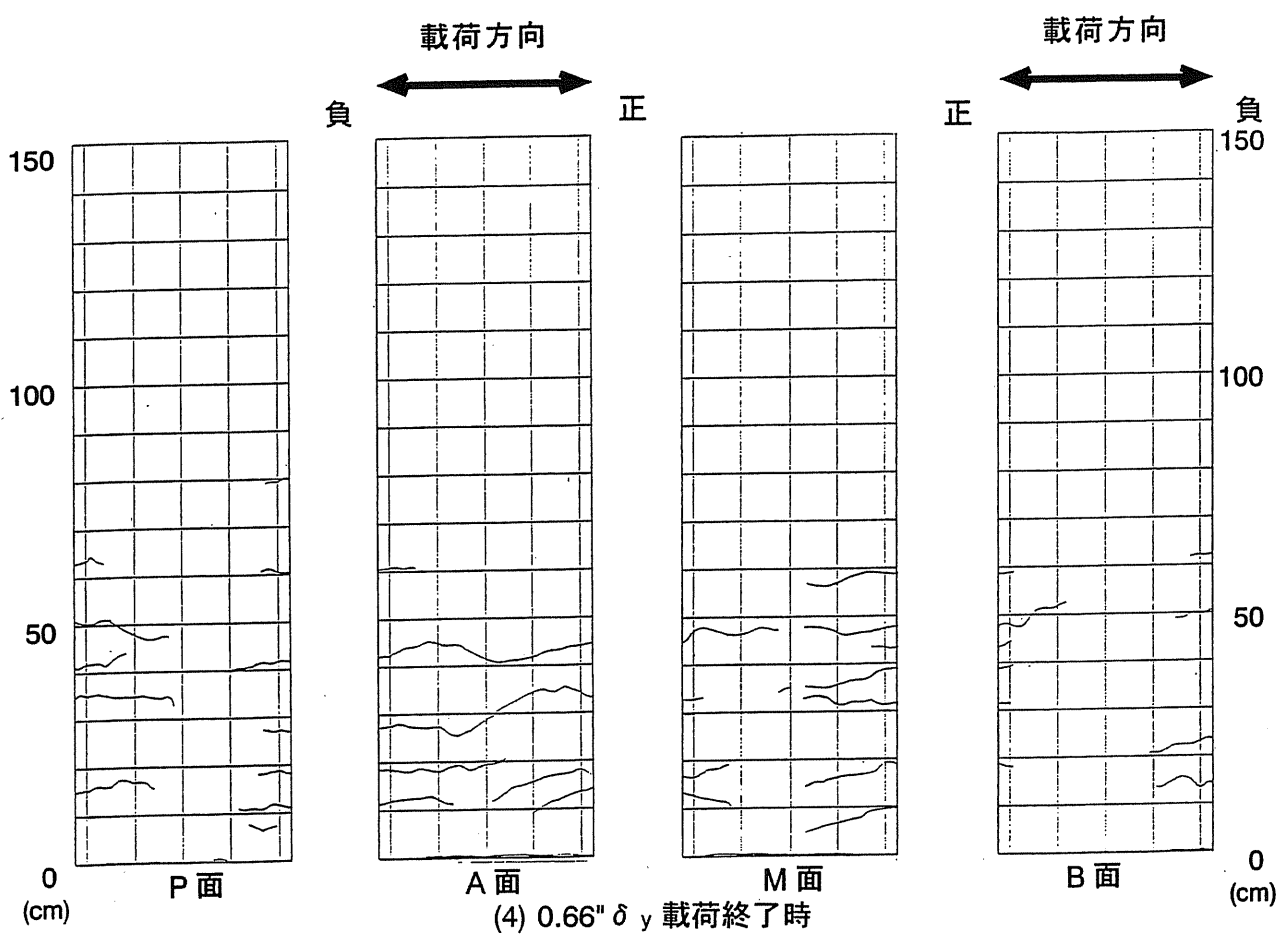
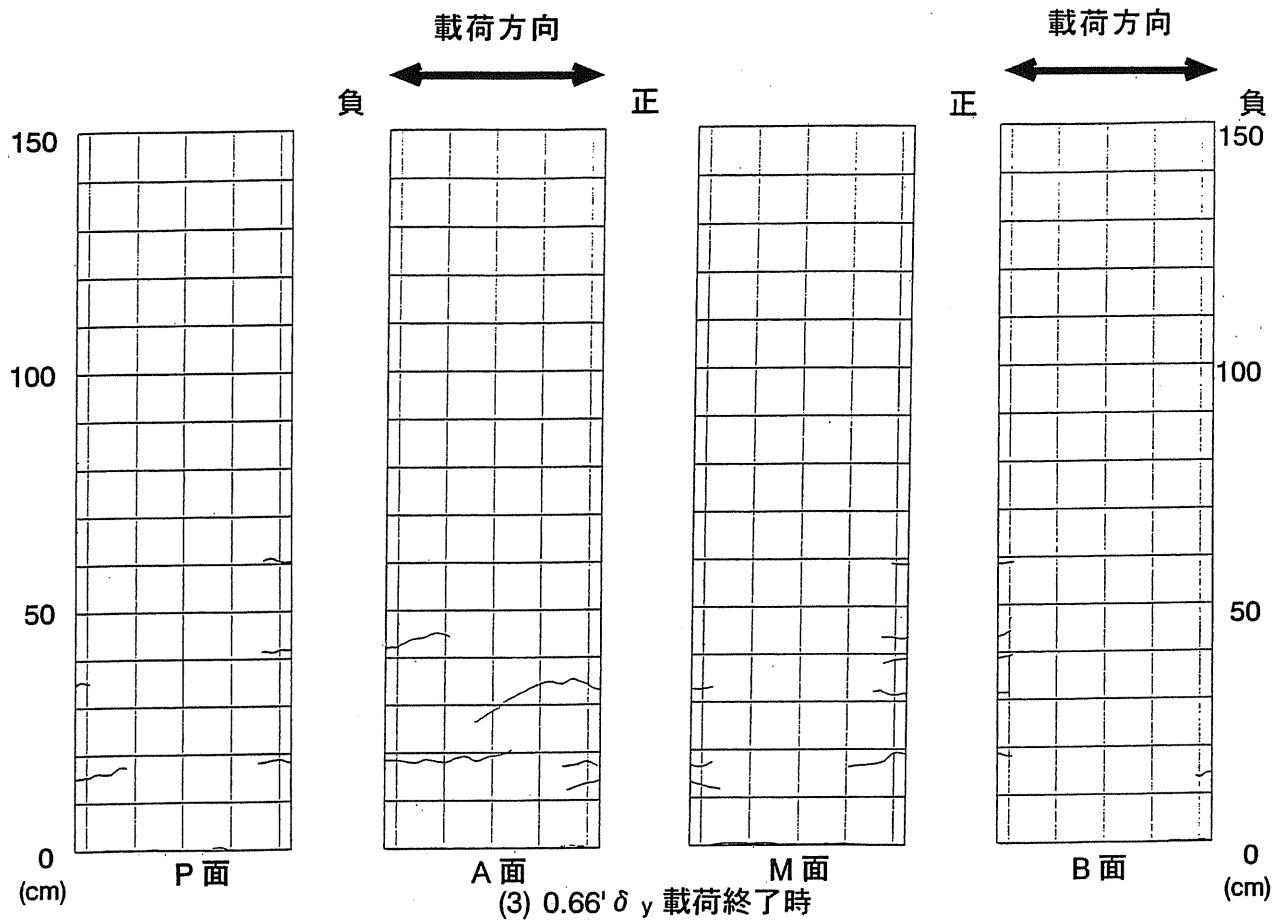


図-1.8(b-2) 供試体に生じた損傷の状況 (Type H供試体)

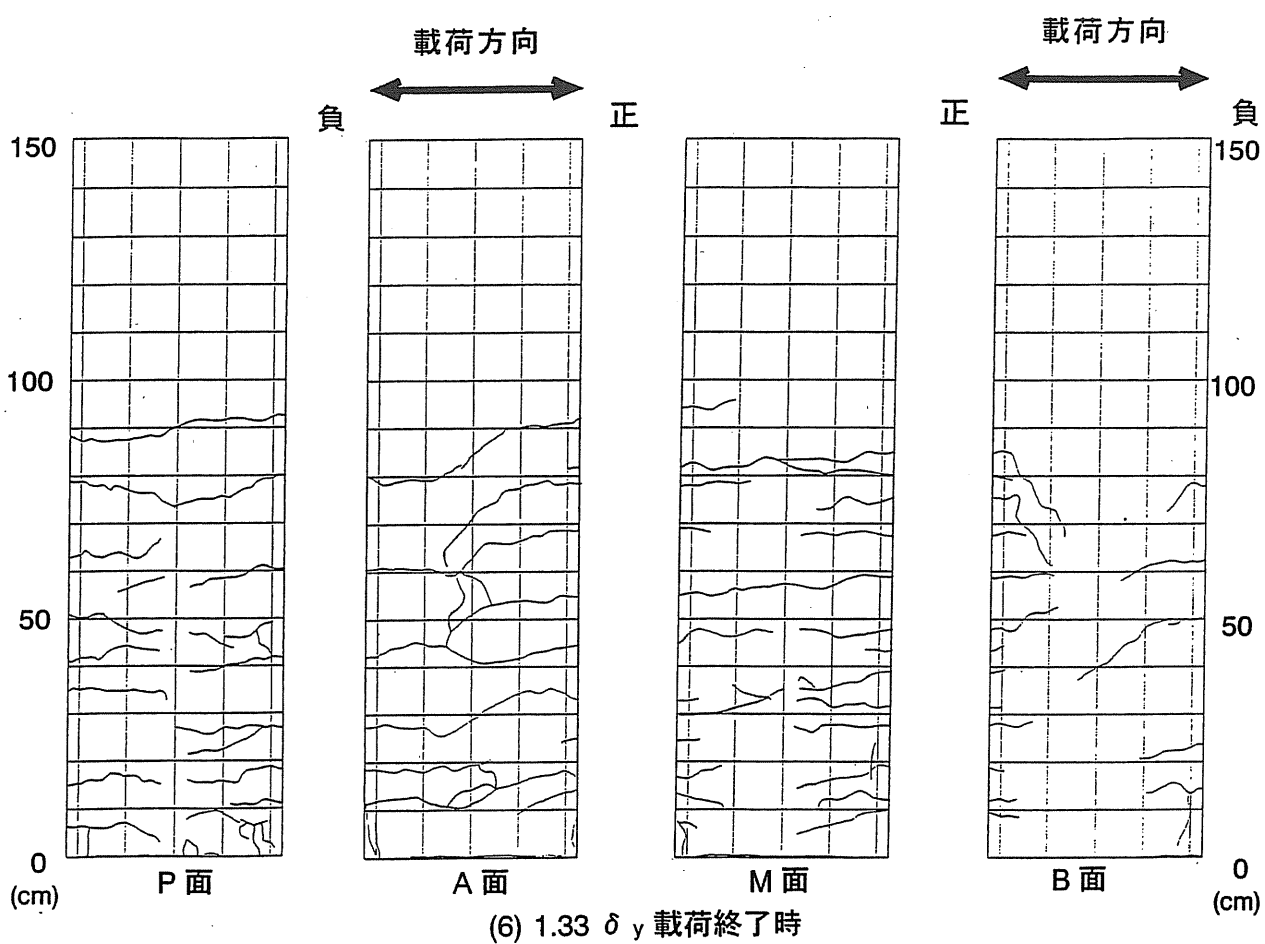
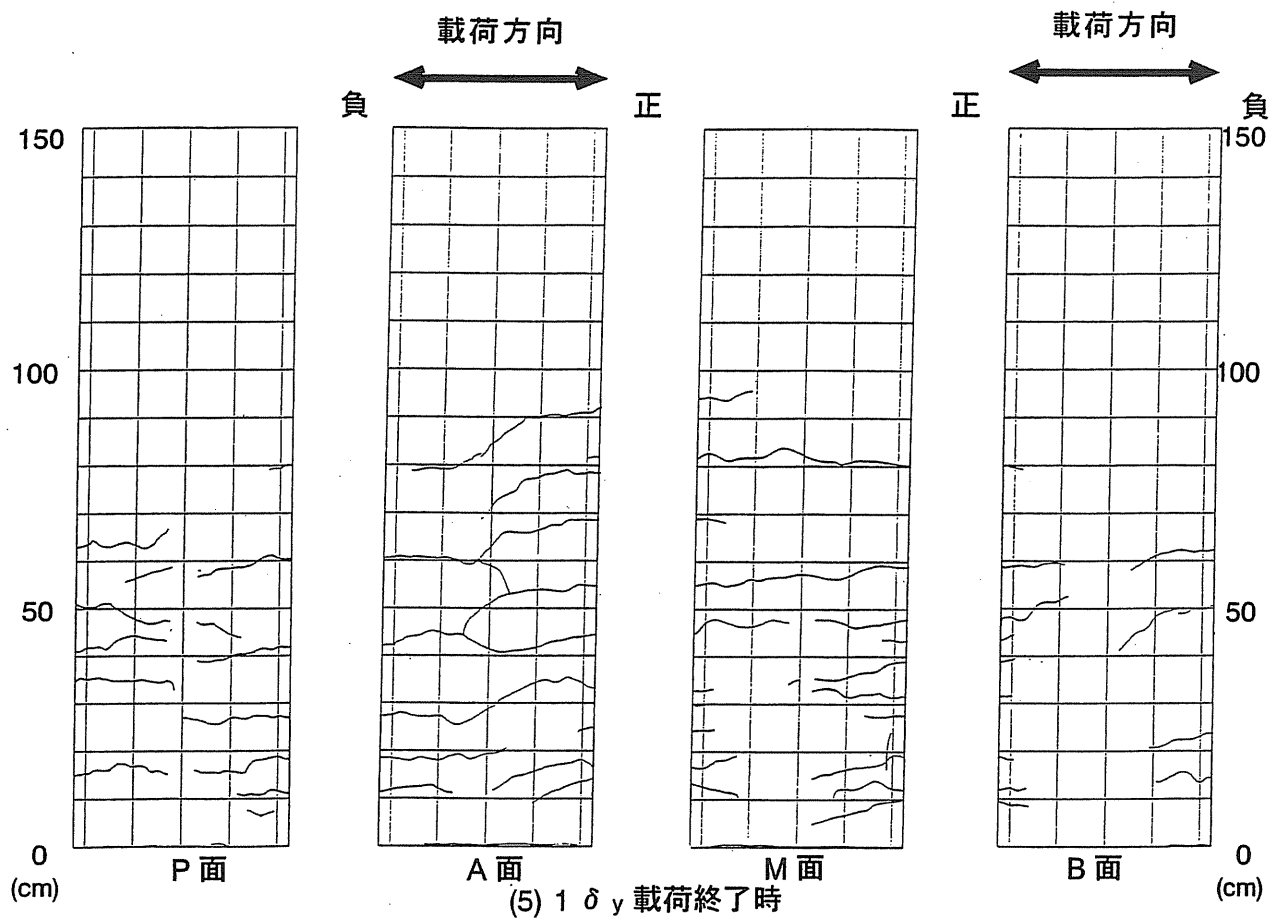


図-1.8(b-3) 供試体に生じた損傷の状況 (Type H供試体)

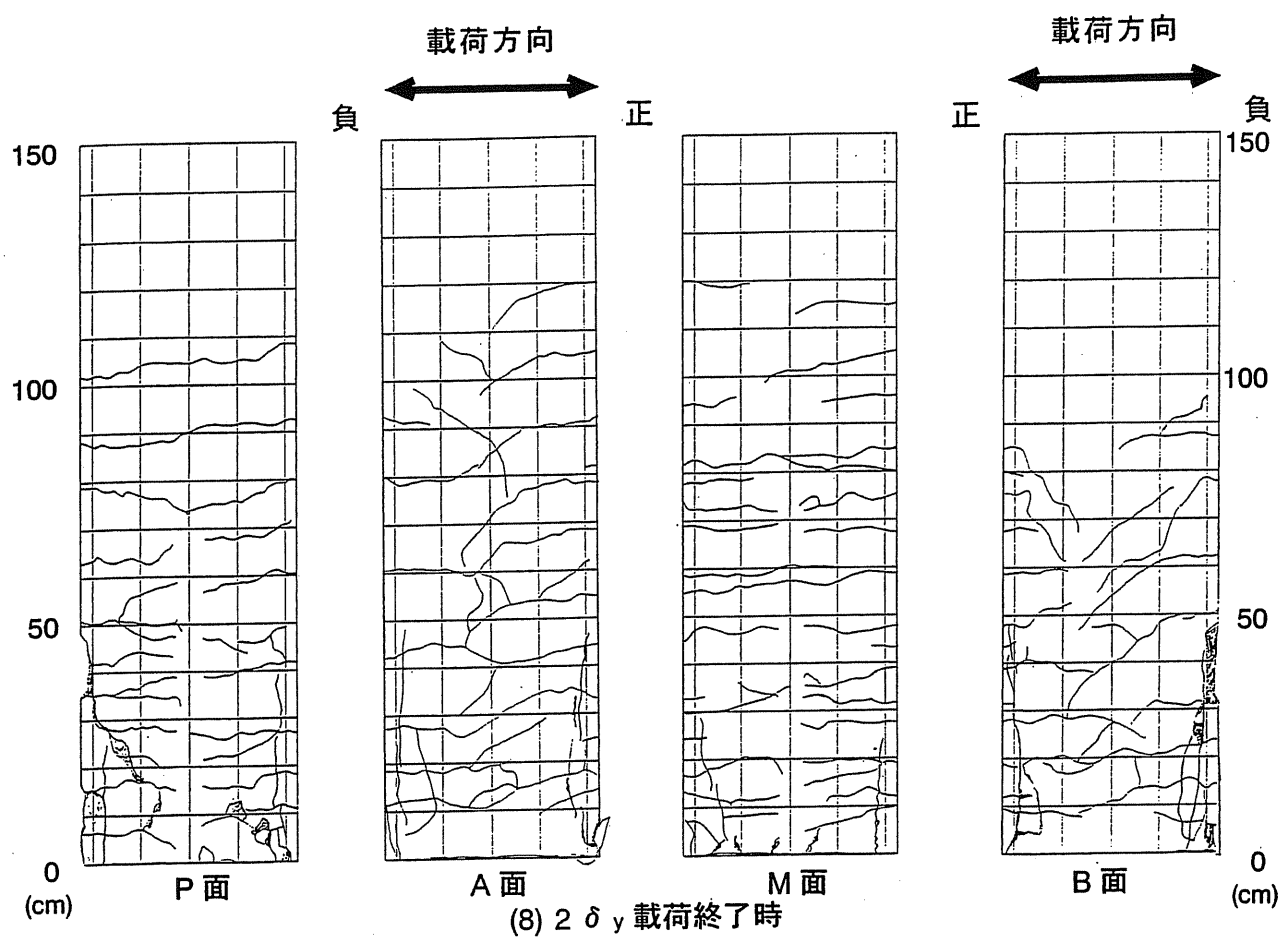
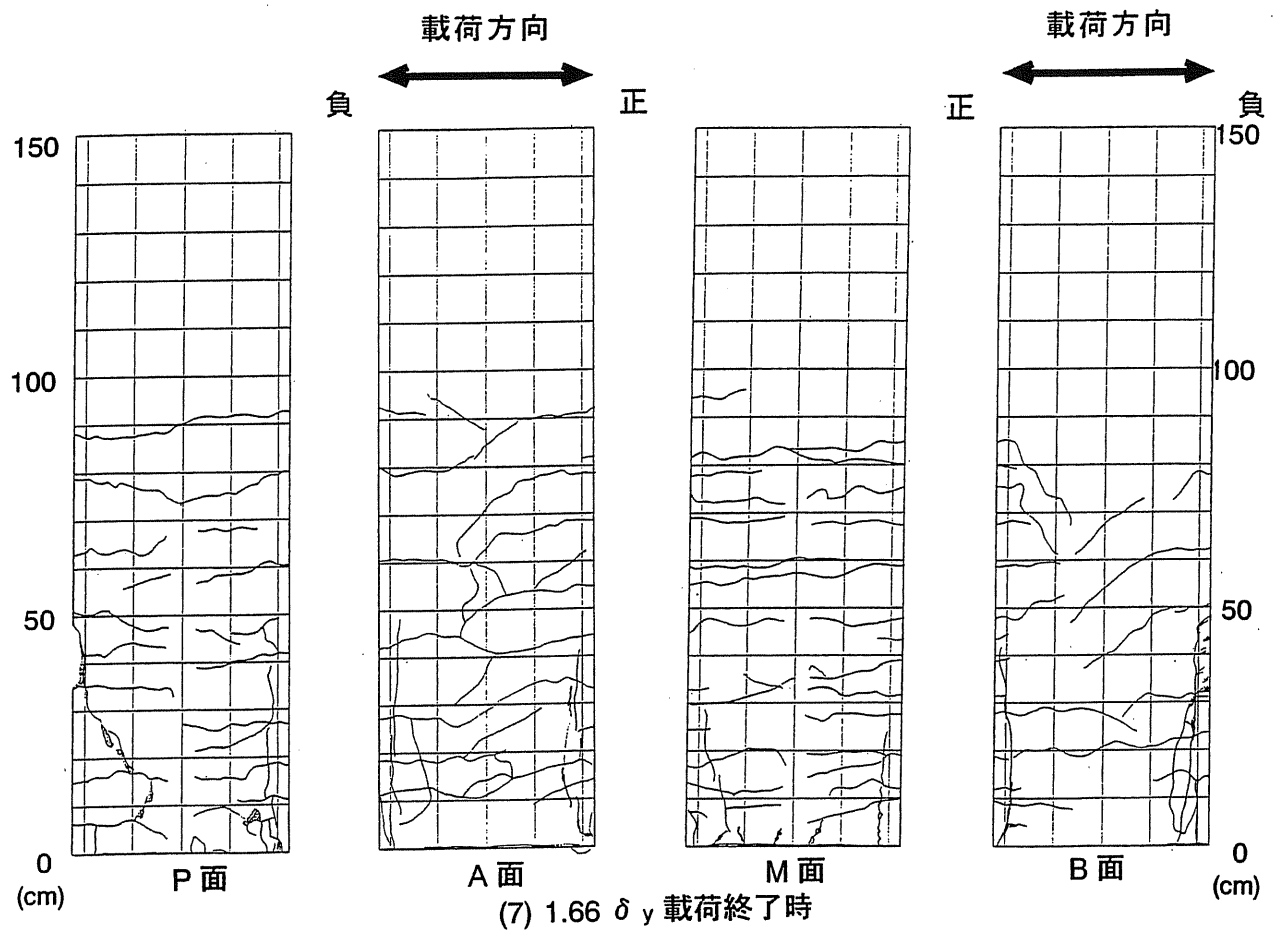


図-1.8(b-4) 供試体に生じた損傷の状況 (Type H供試体)

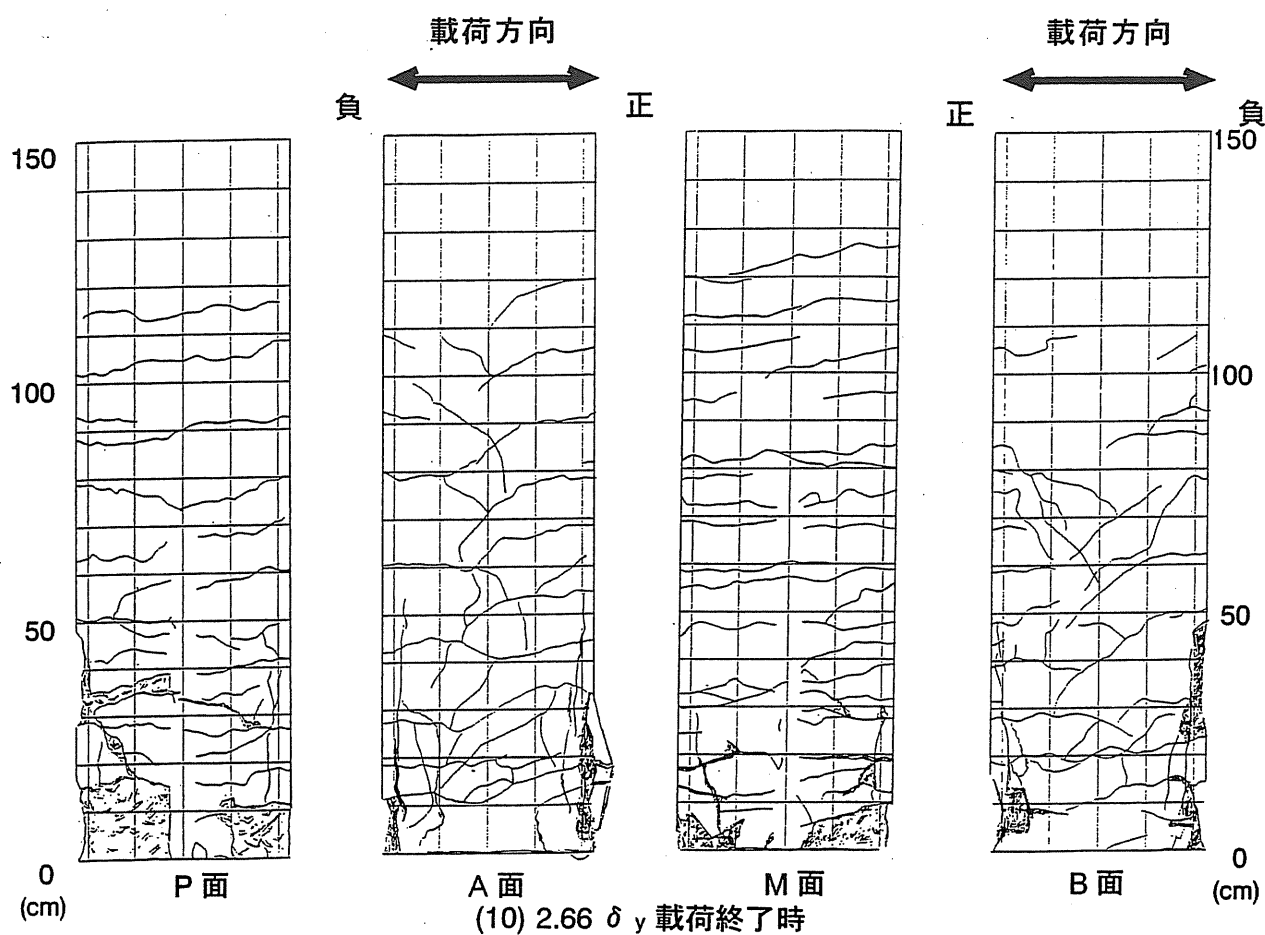
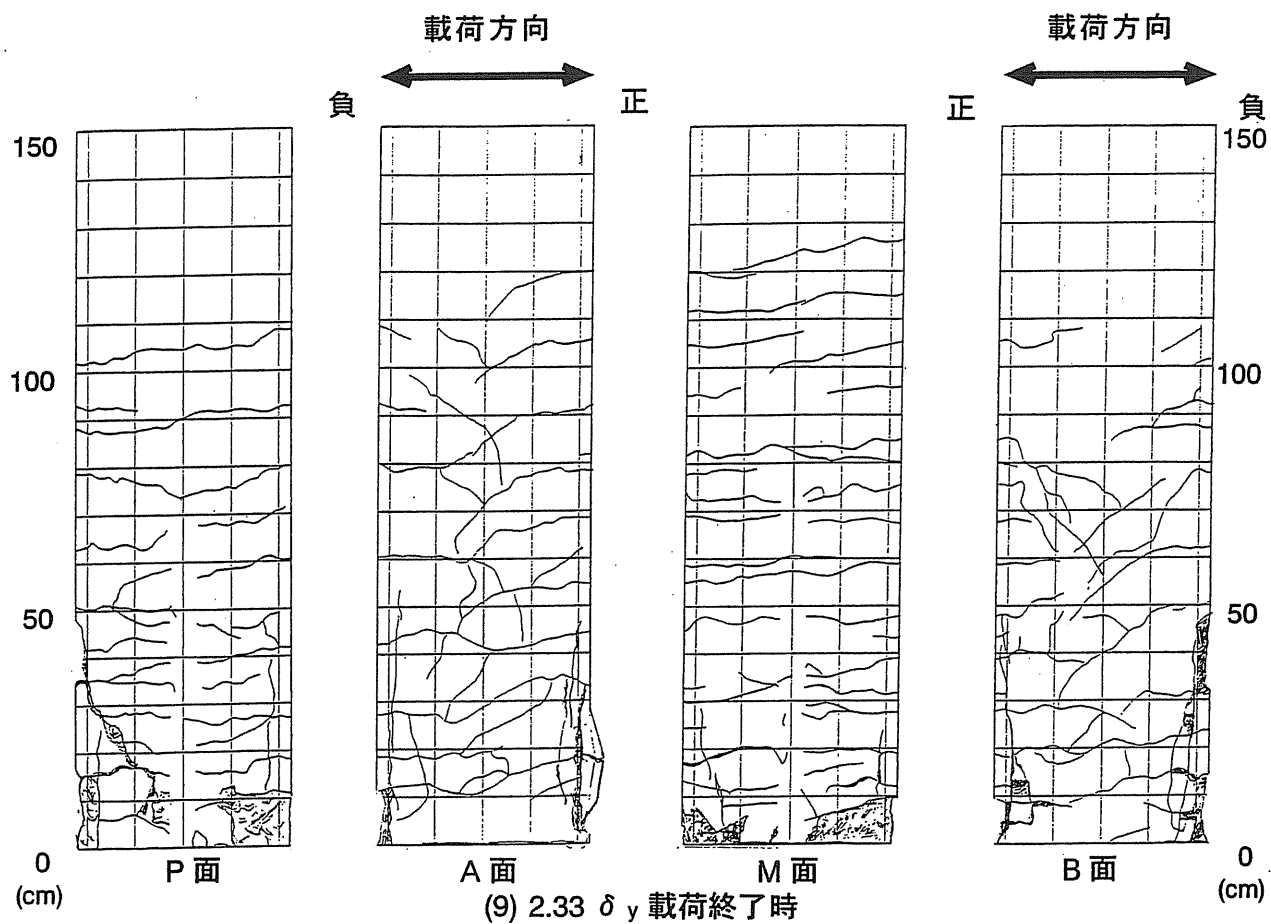


図-1.8(b-5) 供試体に生じた損傷の状況 (Type H 供試体)

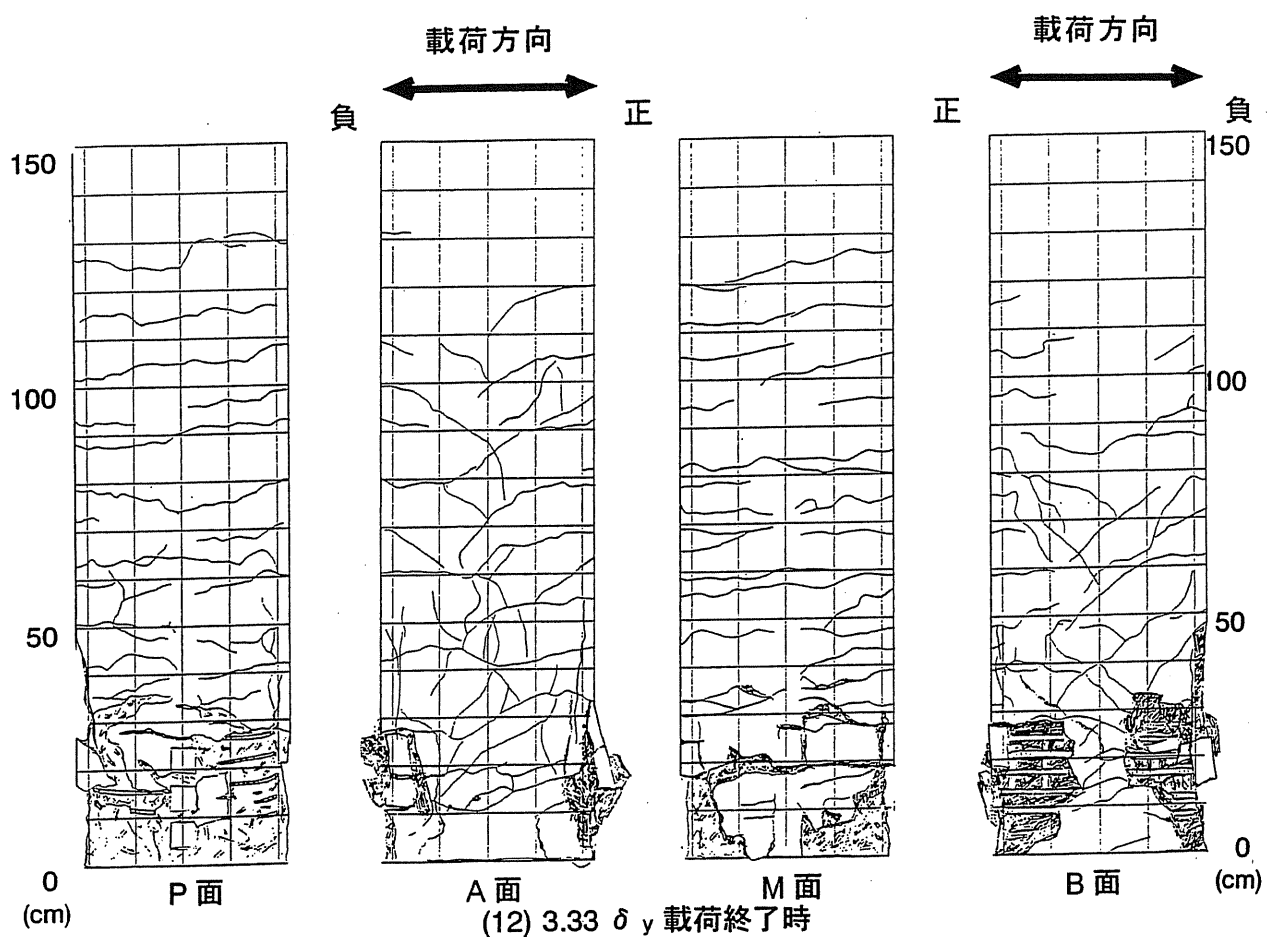
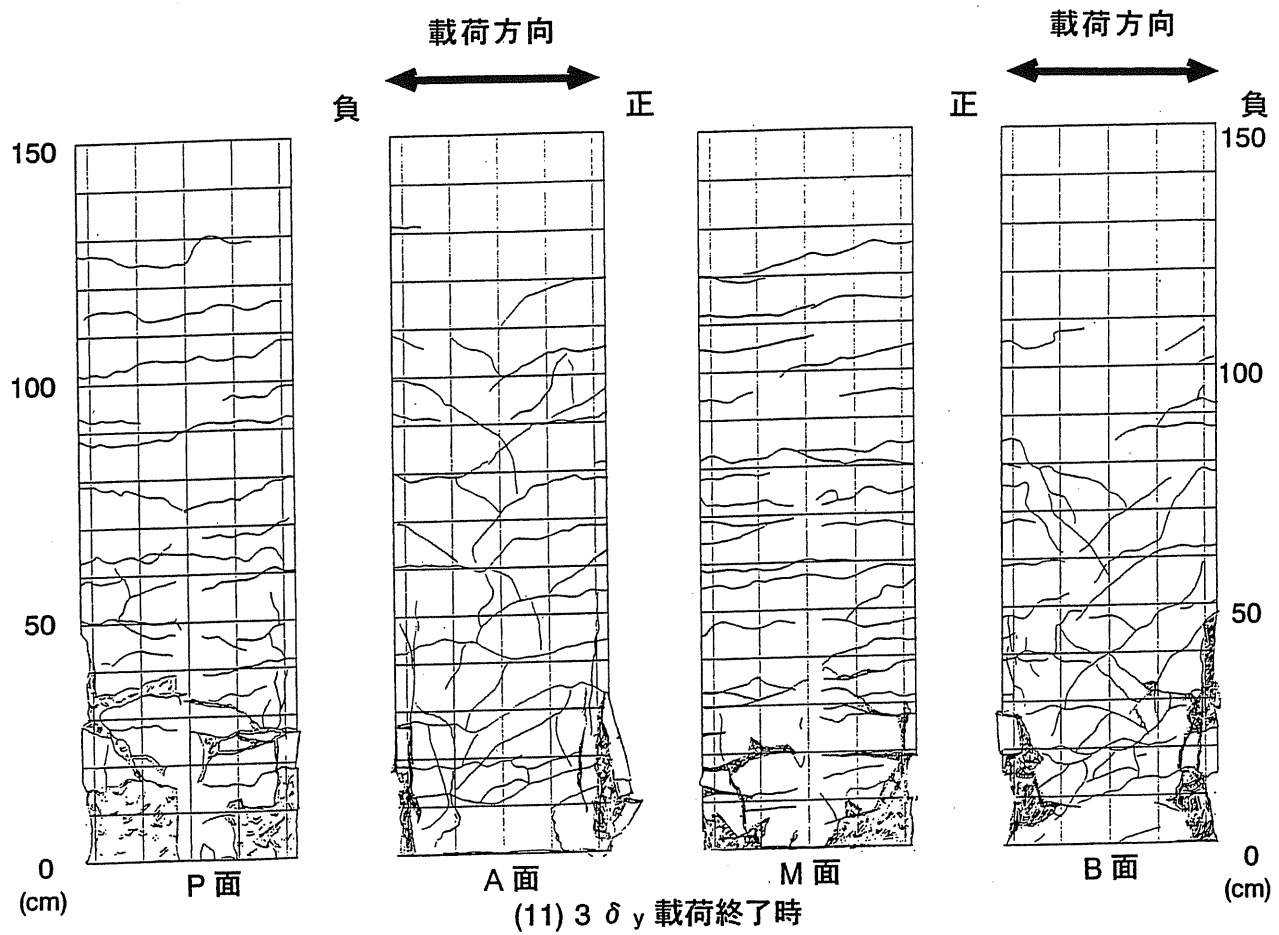


図-1.8(b-6) 供試体に生じた損傷の状況 (Type H 供試体)

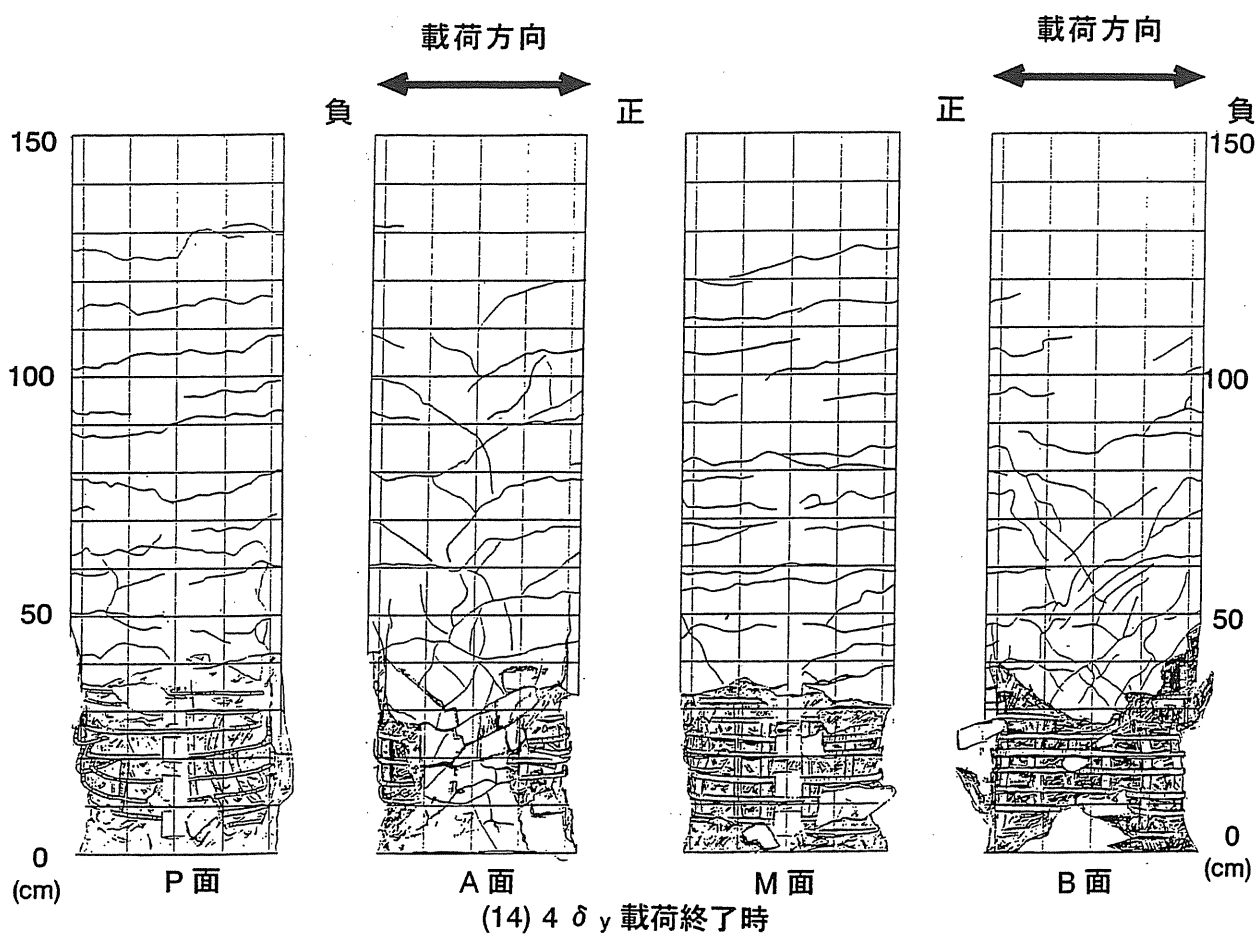
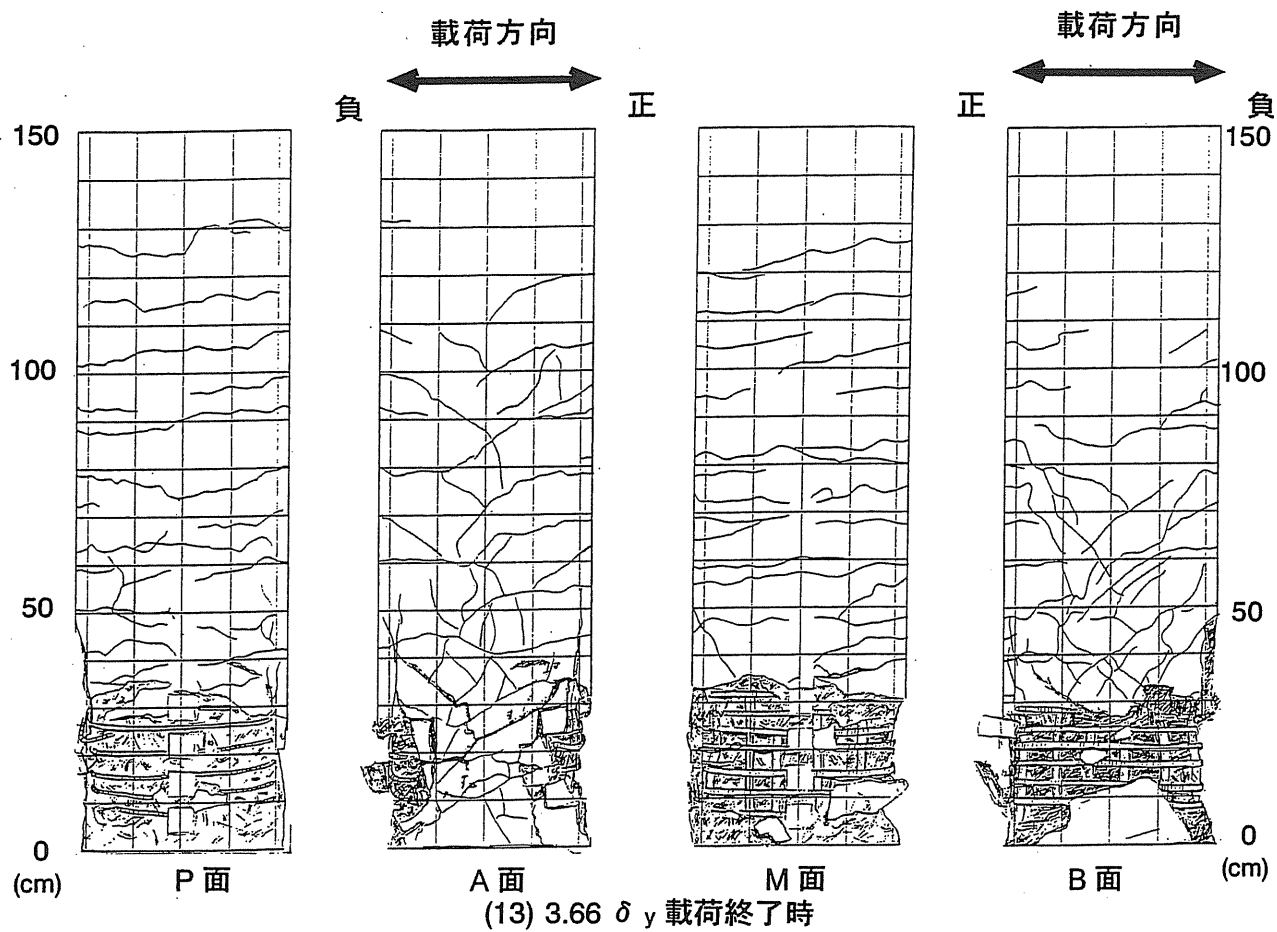


図-1.8(b-7) 供試体に生じた損傷の状況 (Type H供試体)

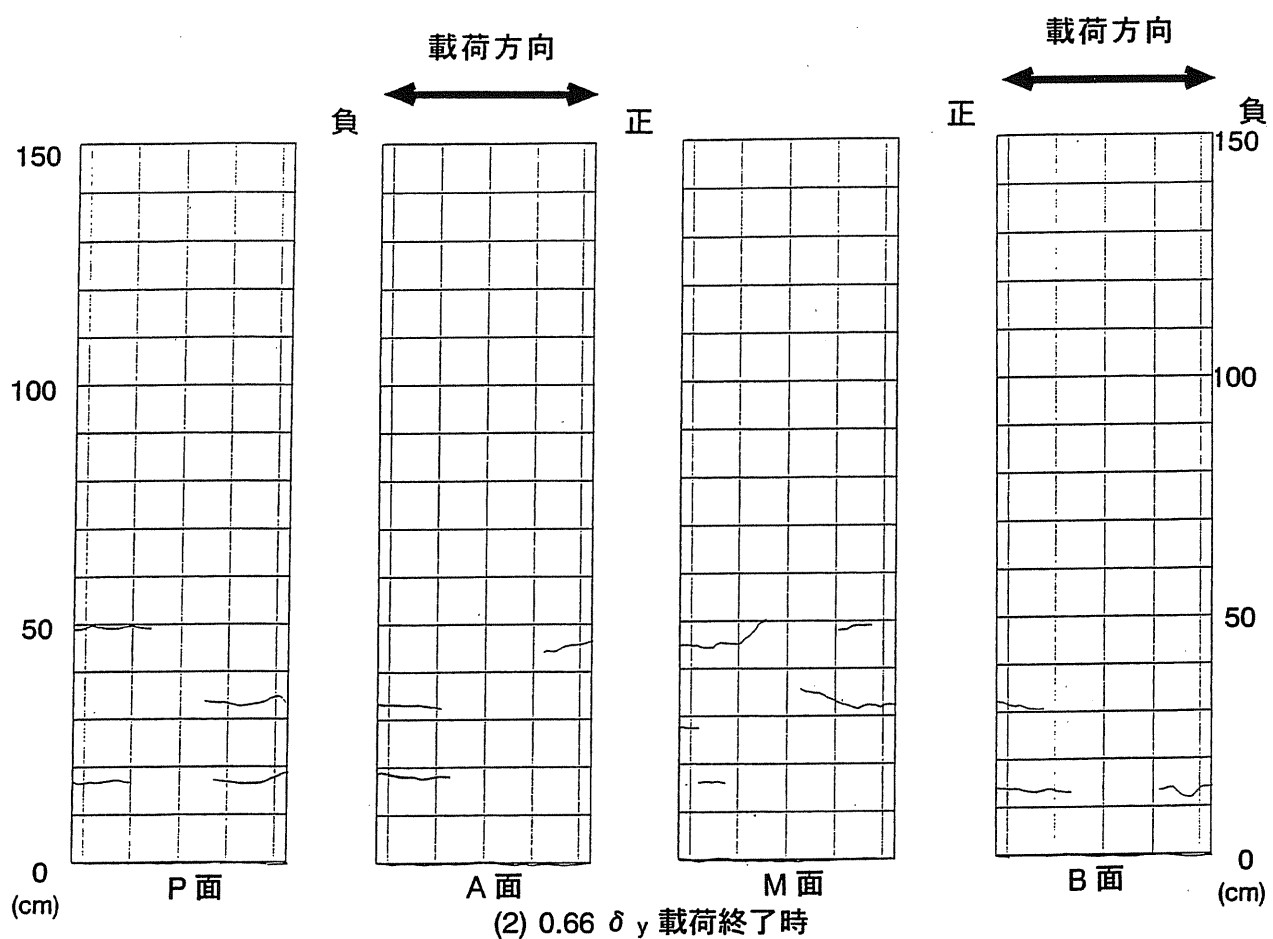
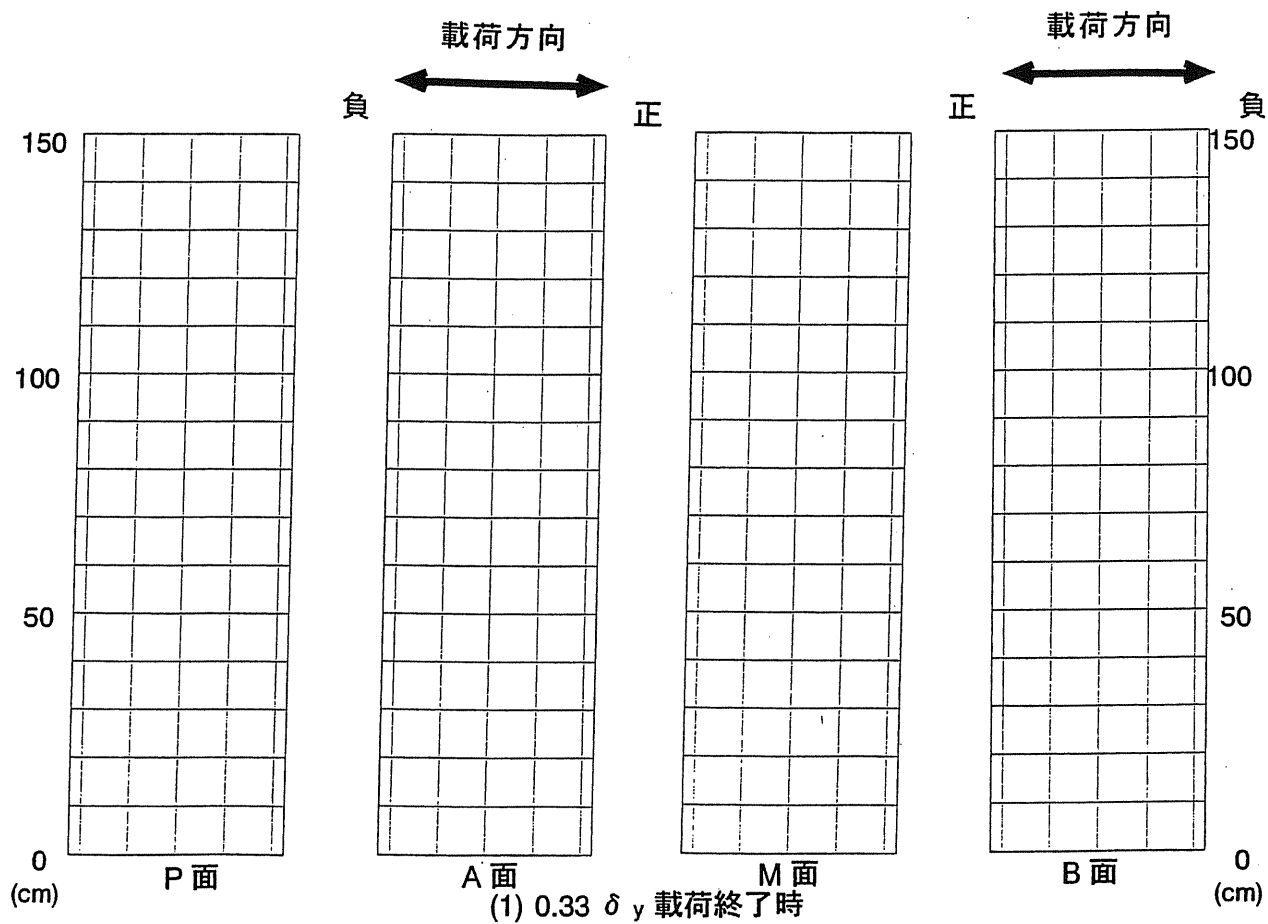


図-1.8(c-1) 供試体に生じた損傷の状況 (Type HA供試体)

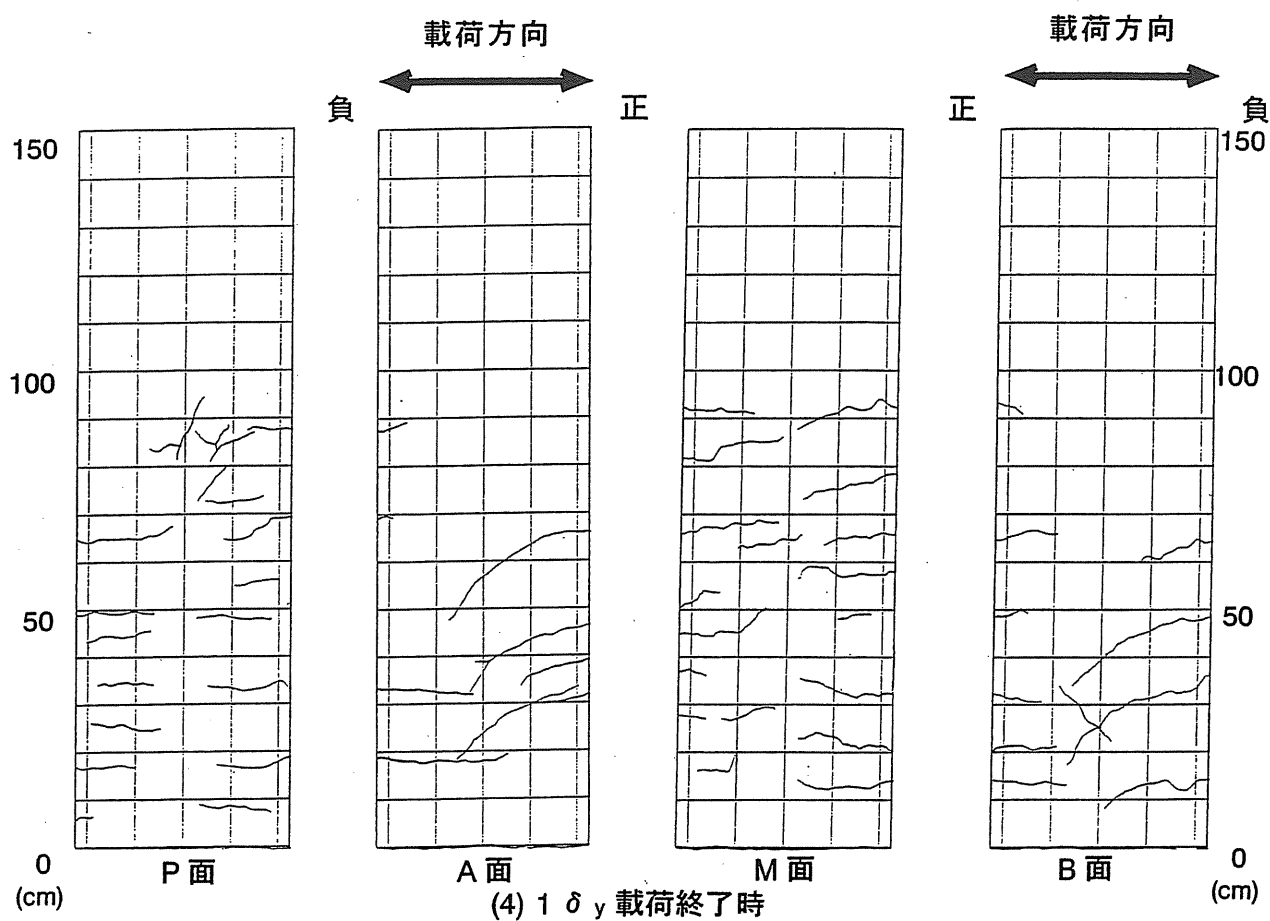
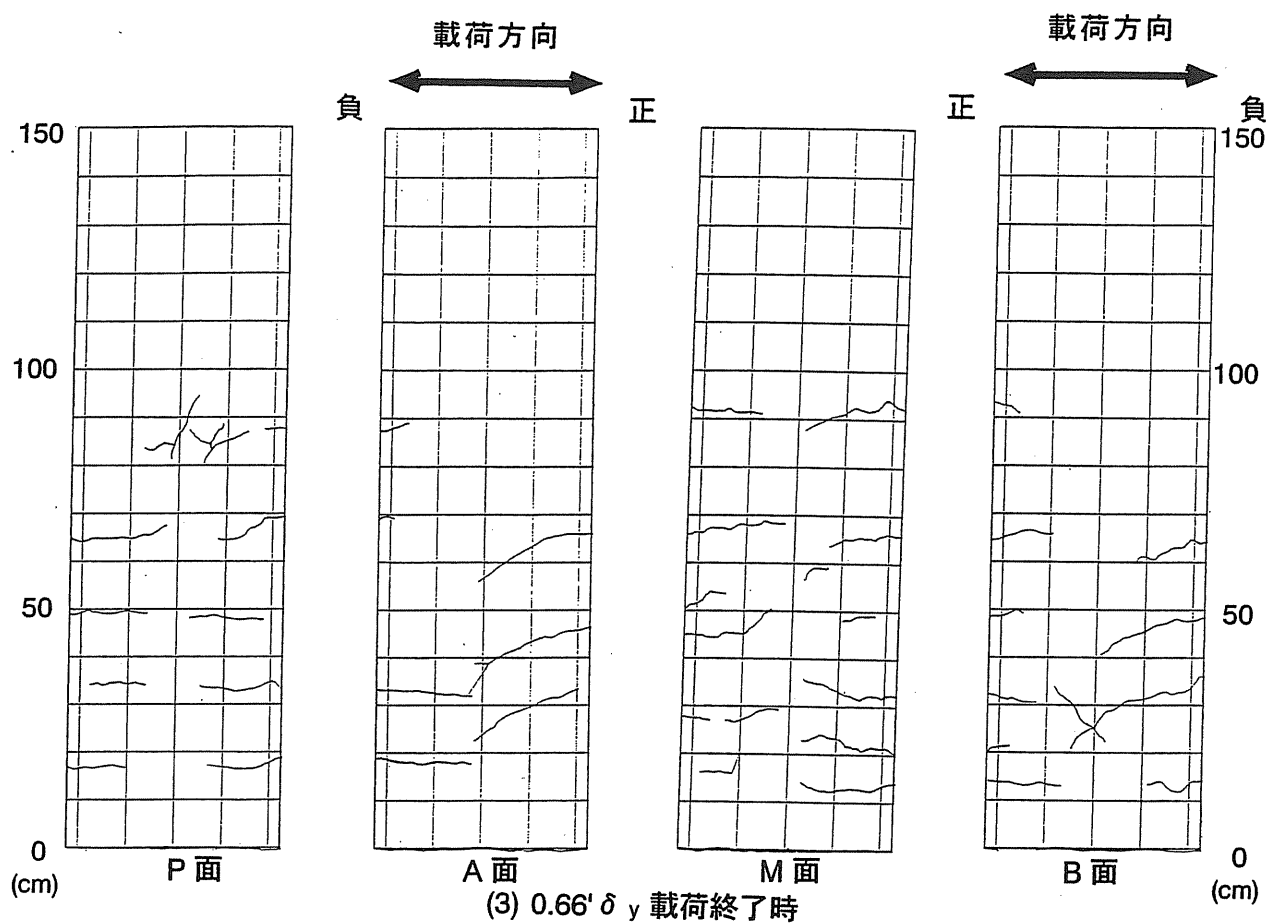


図-1.8(c-2) 供試体に生じた損傷の状況 (Type HA供試体)

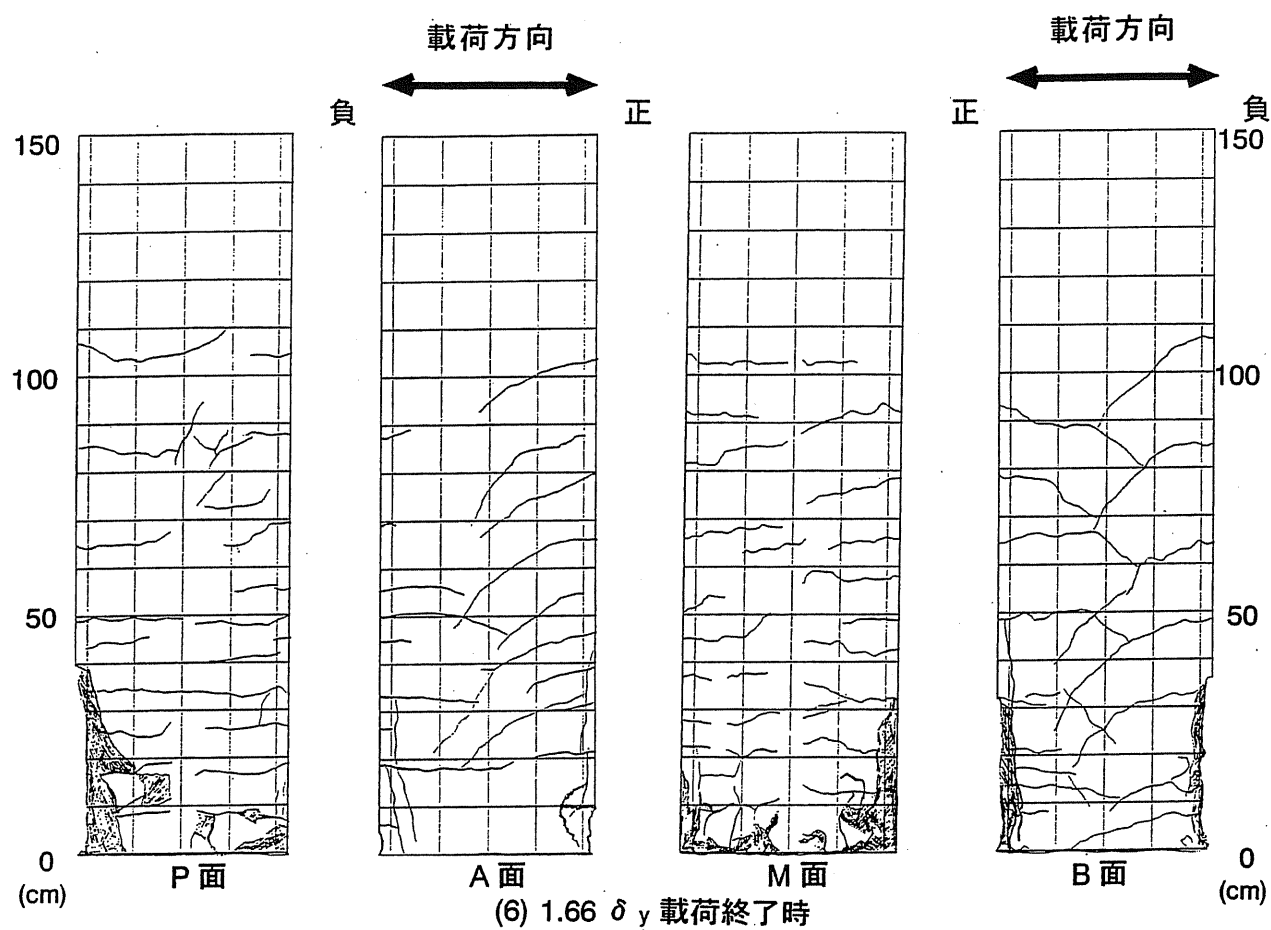
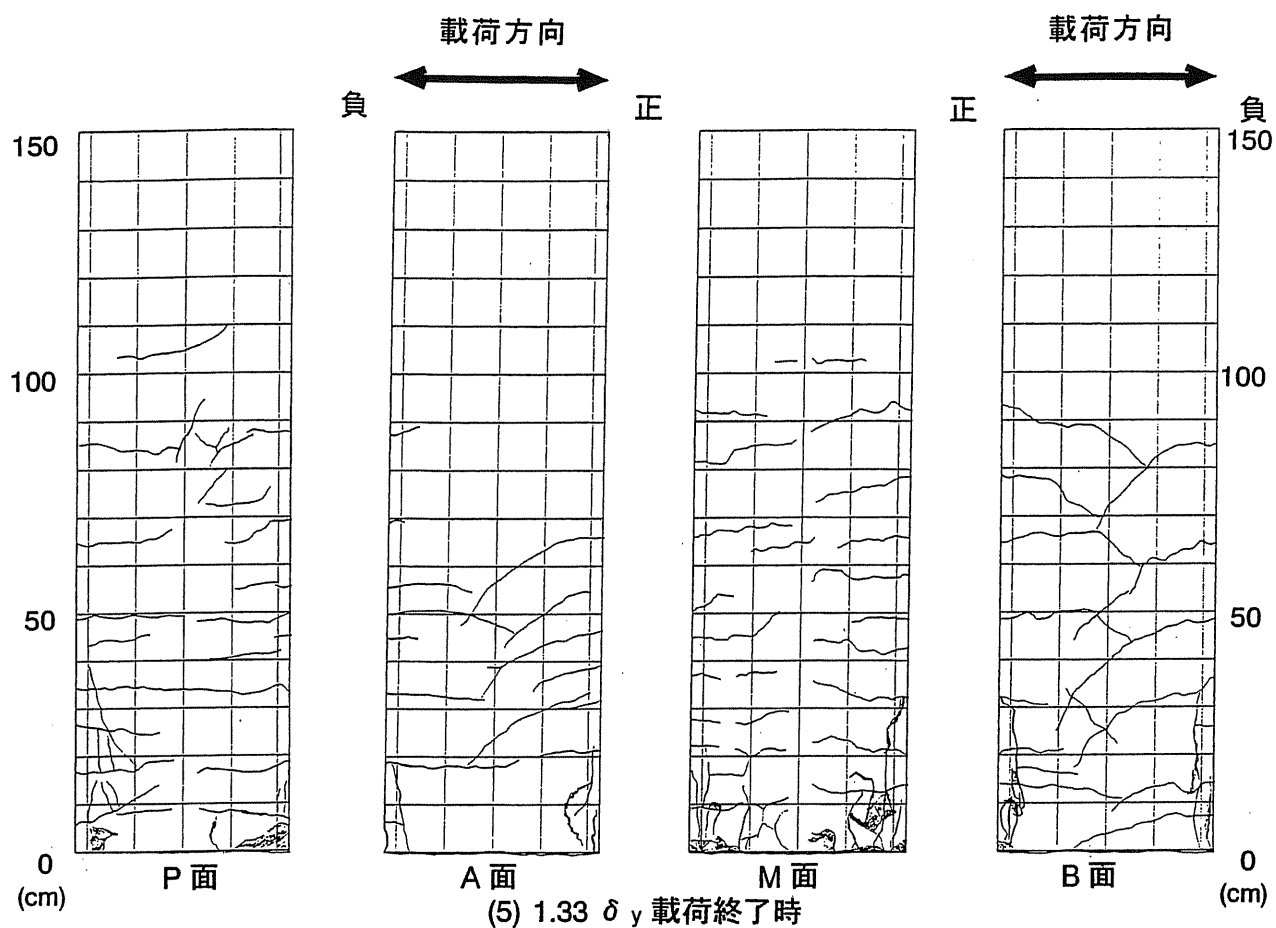


図-1.8(c-3) 供試体に生じた損傷の状況 (Type HA供試体)

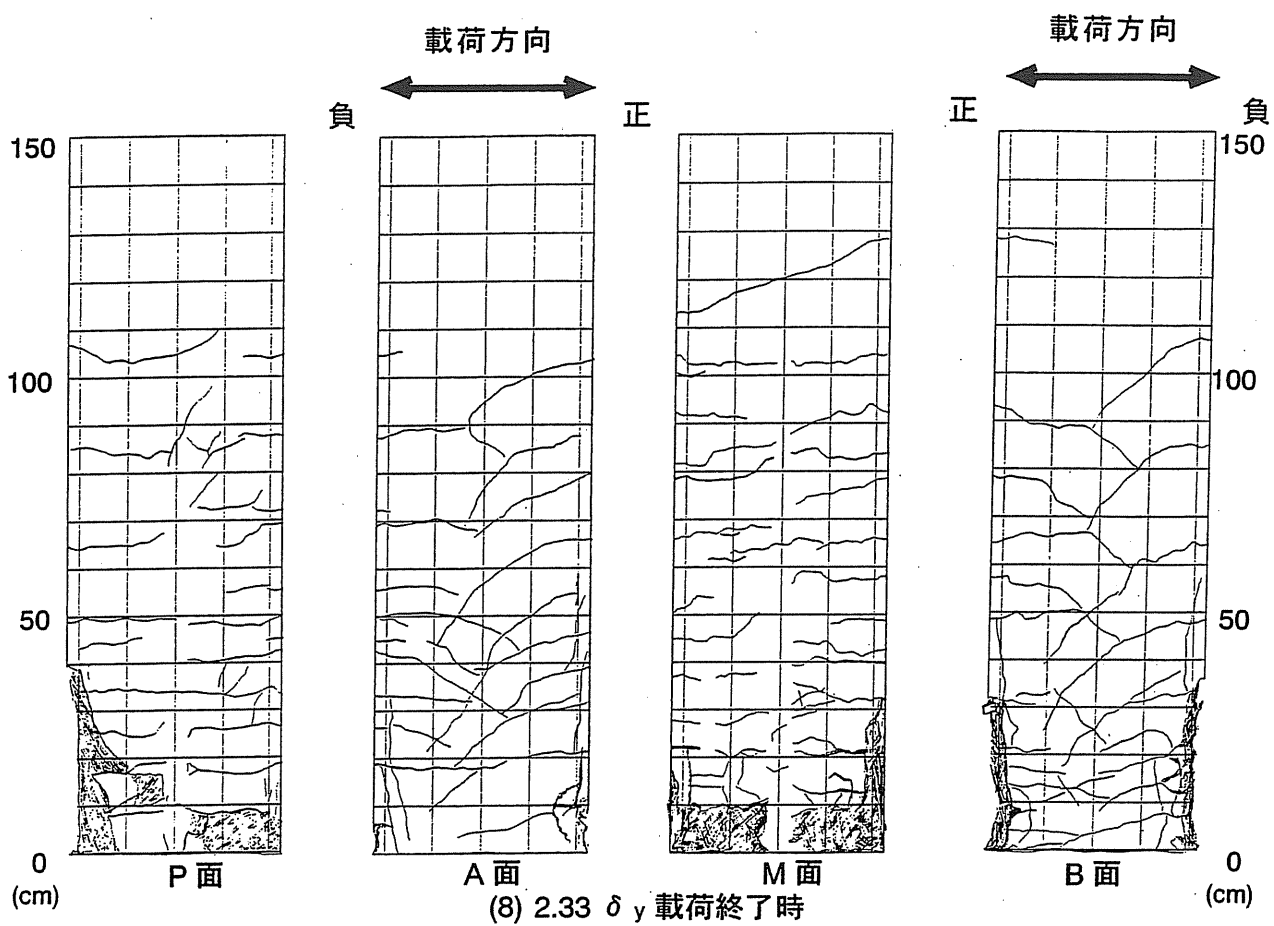
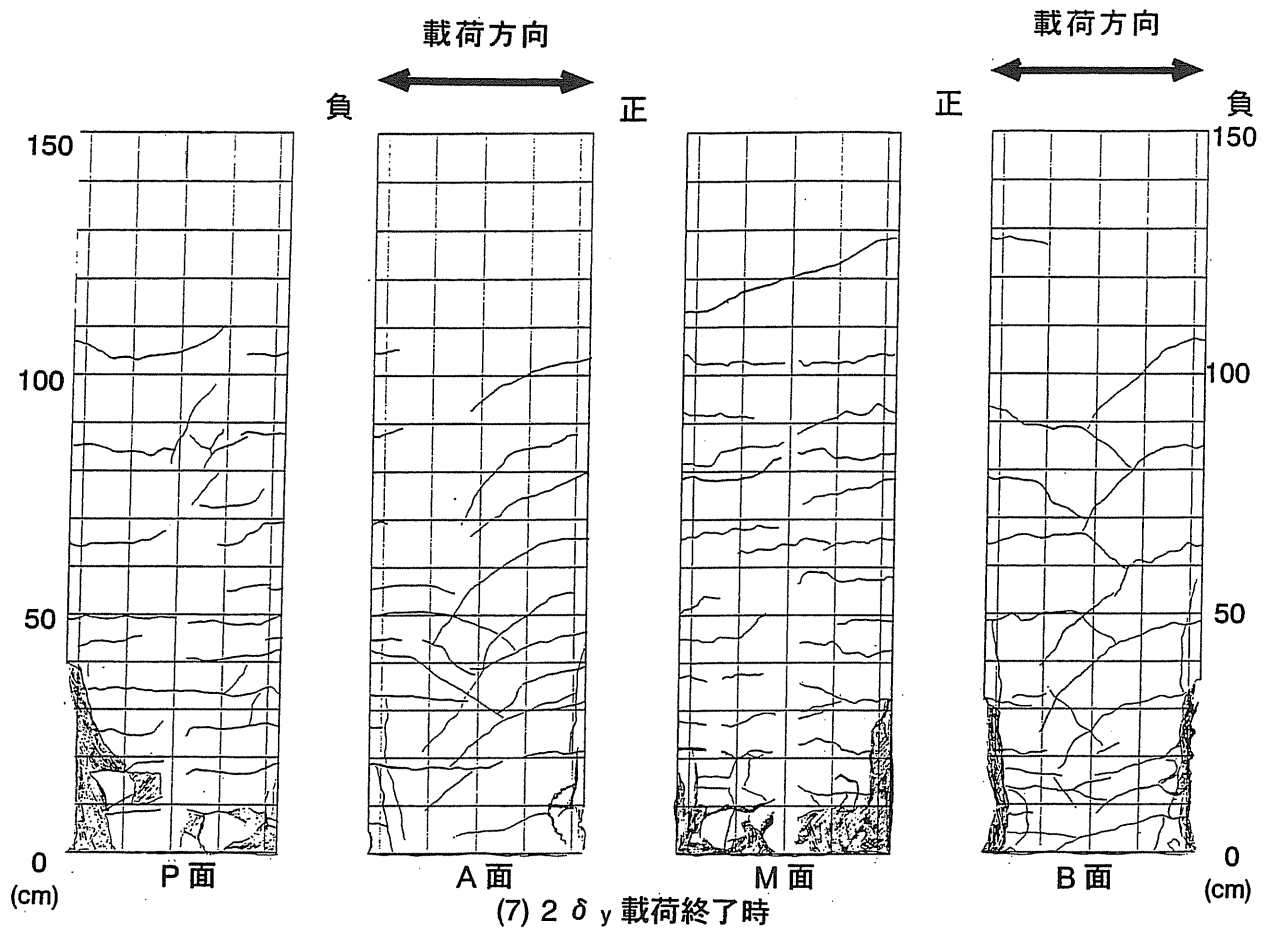


図-1.8(c-4) 供試体に生じた損傷の状況 (Type HA供試体)

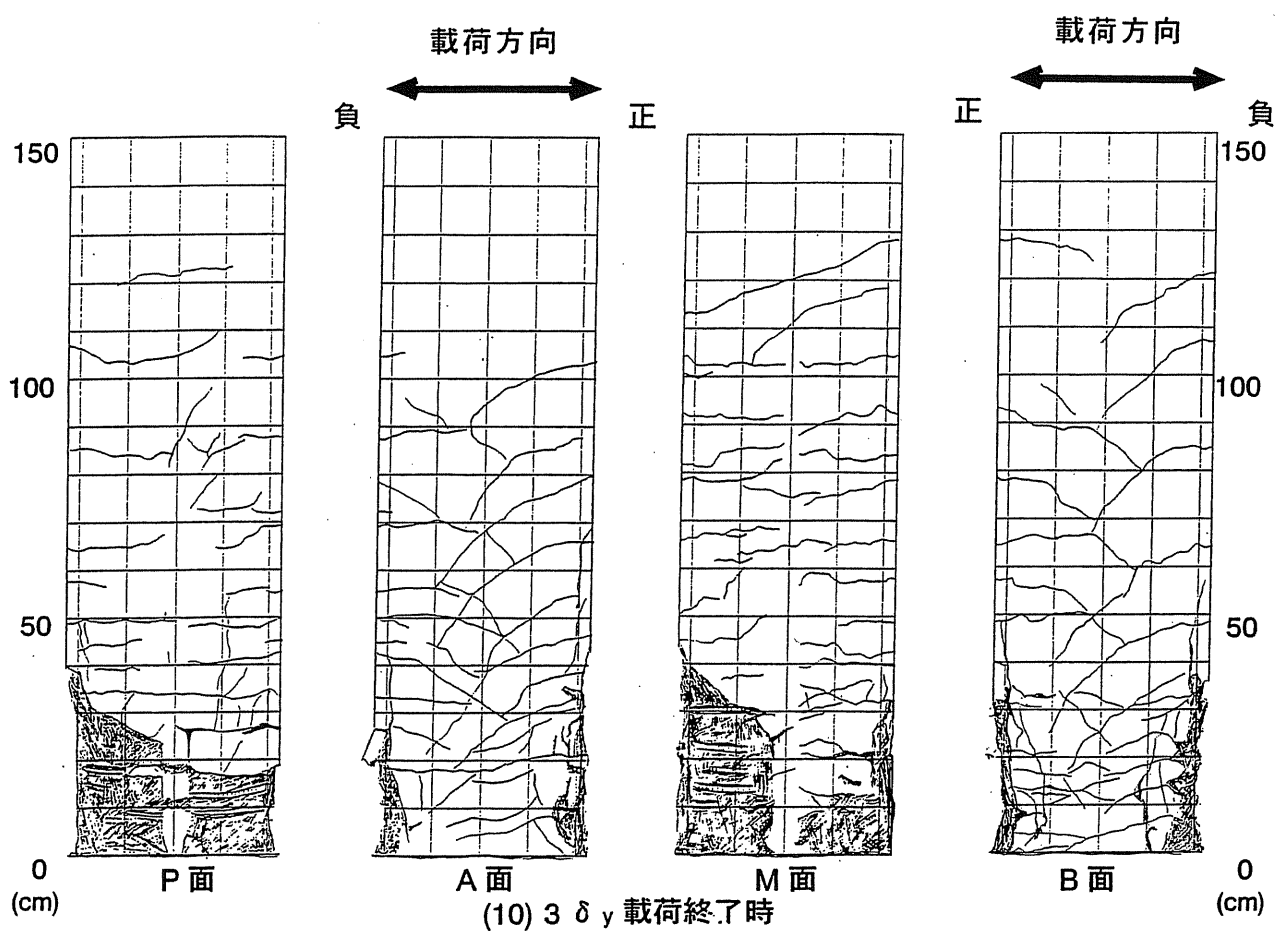
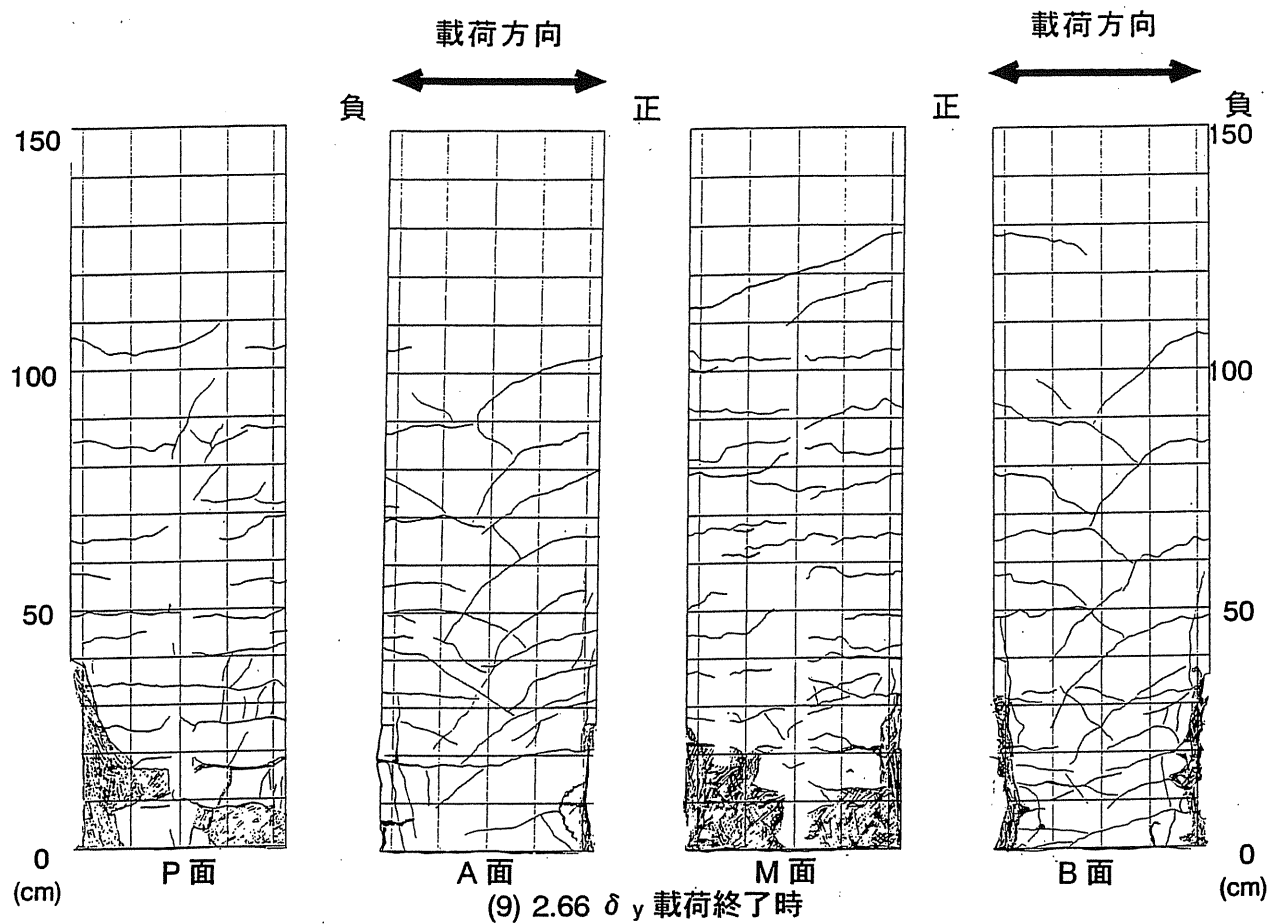


図-1.8(c-5) 供試体に生じた損傷の状況 (Type HA供試体)

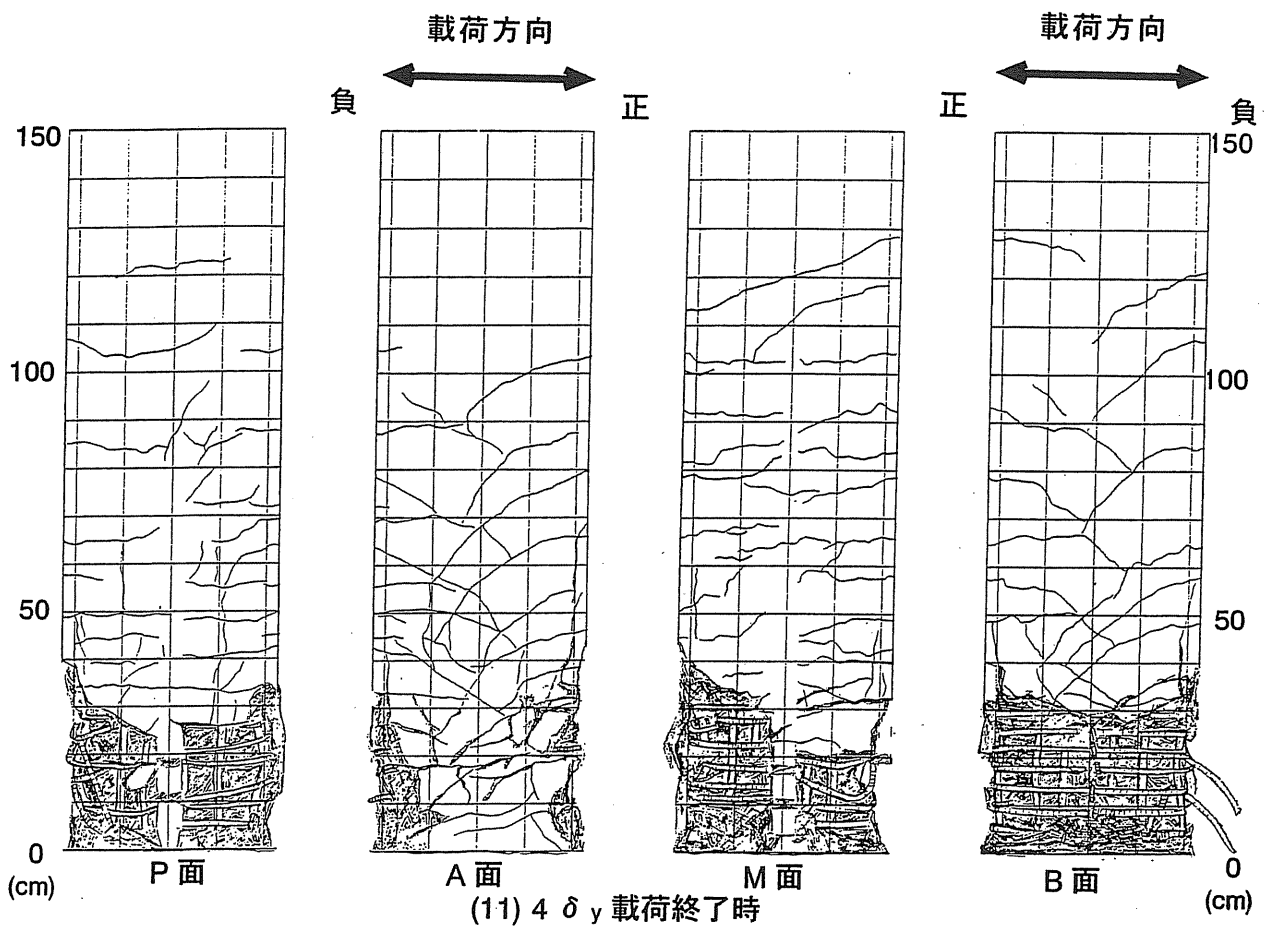


図-1.8(c-6) 供試体に生じた損傷の状況 (Type HA供試体)

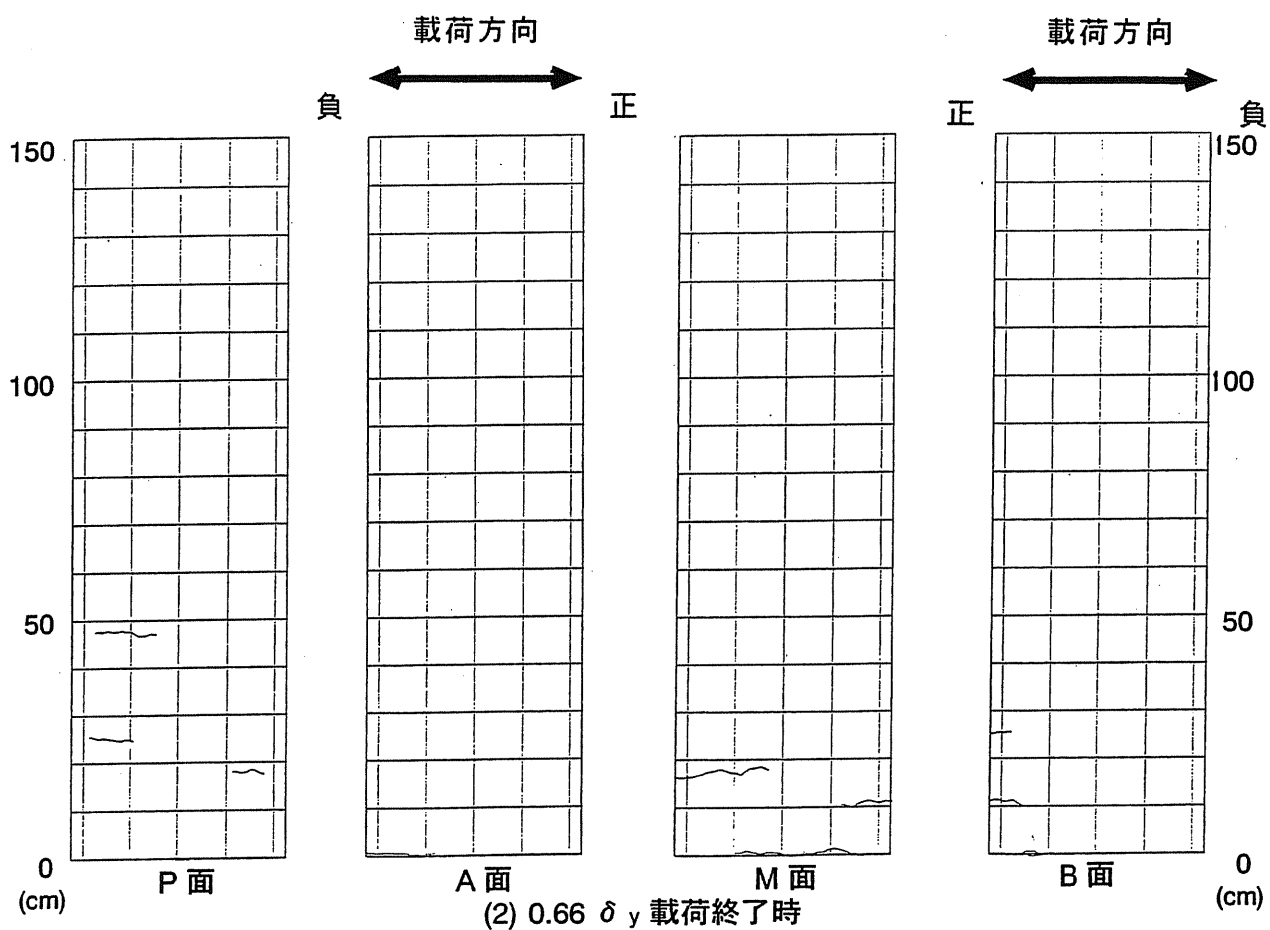
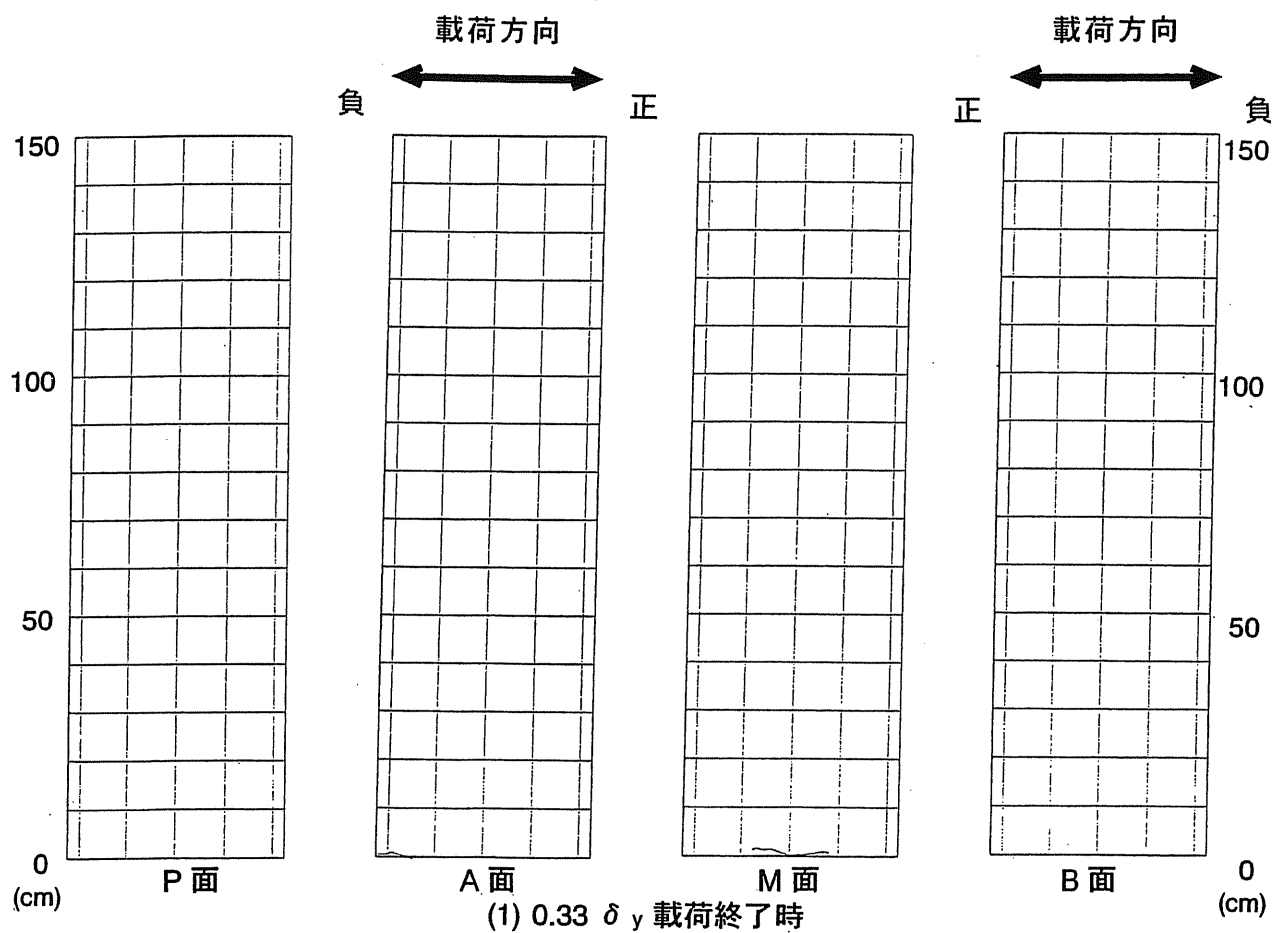


図-1.8(d-1) 供試体に生じた損傷の状況 (Type HB供試体)

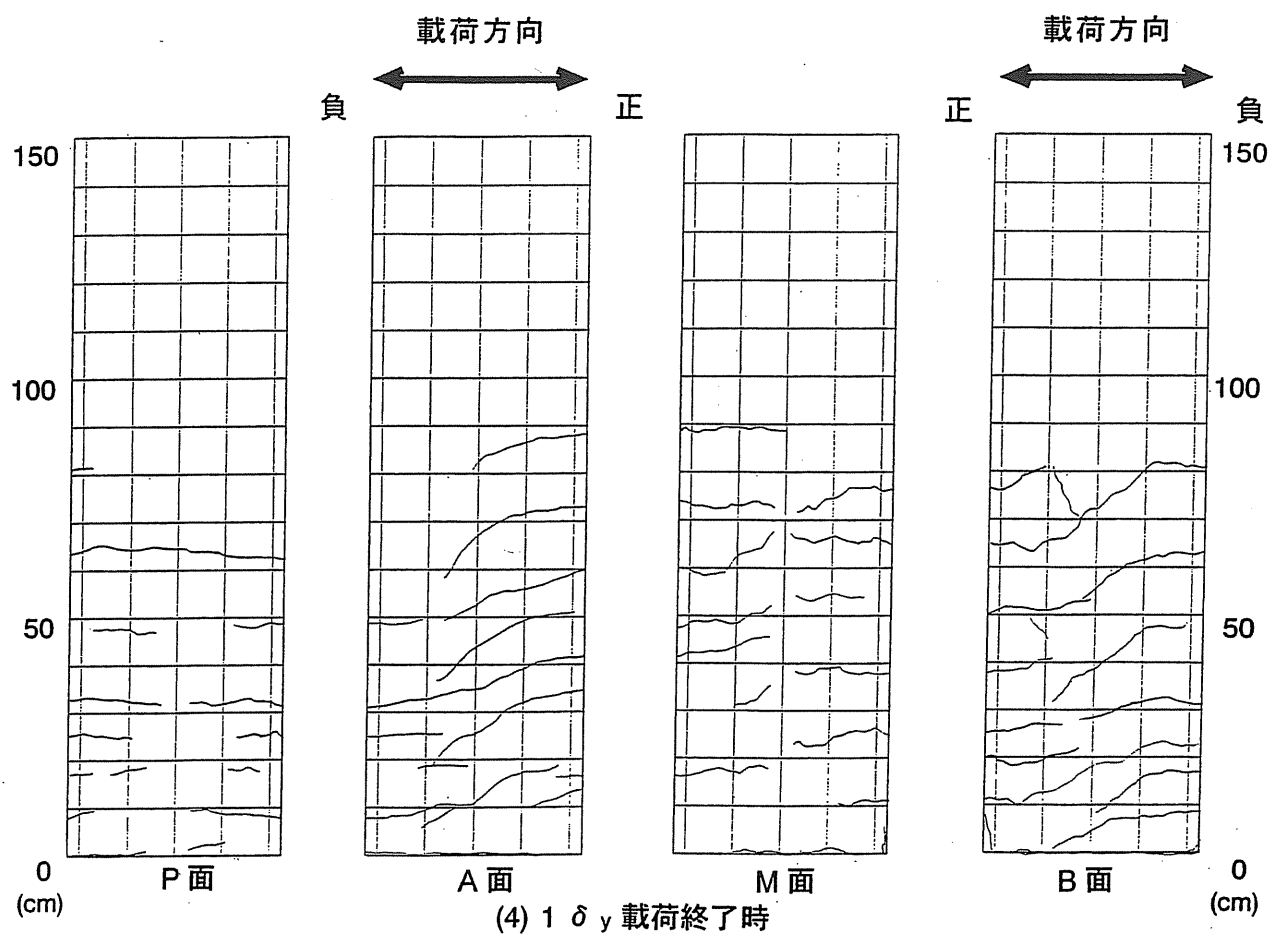
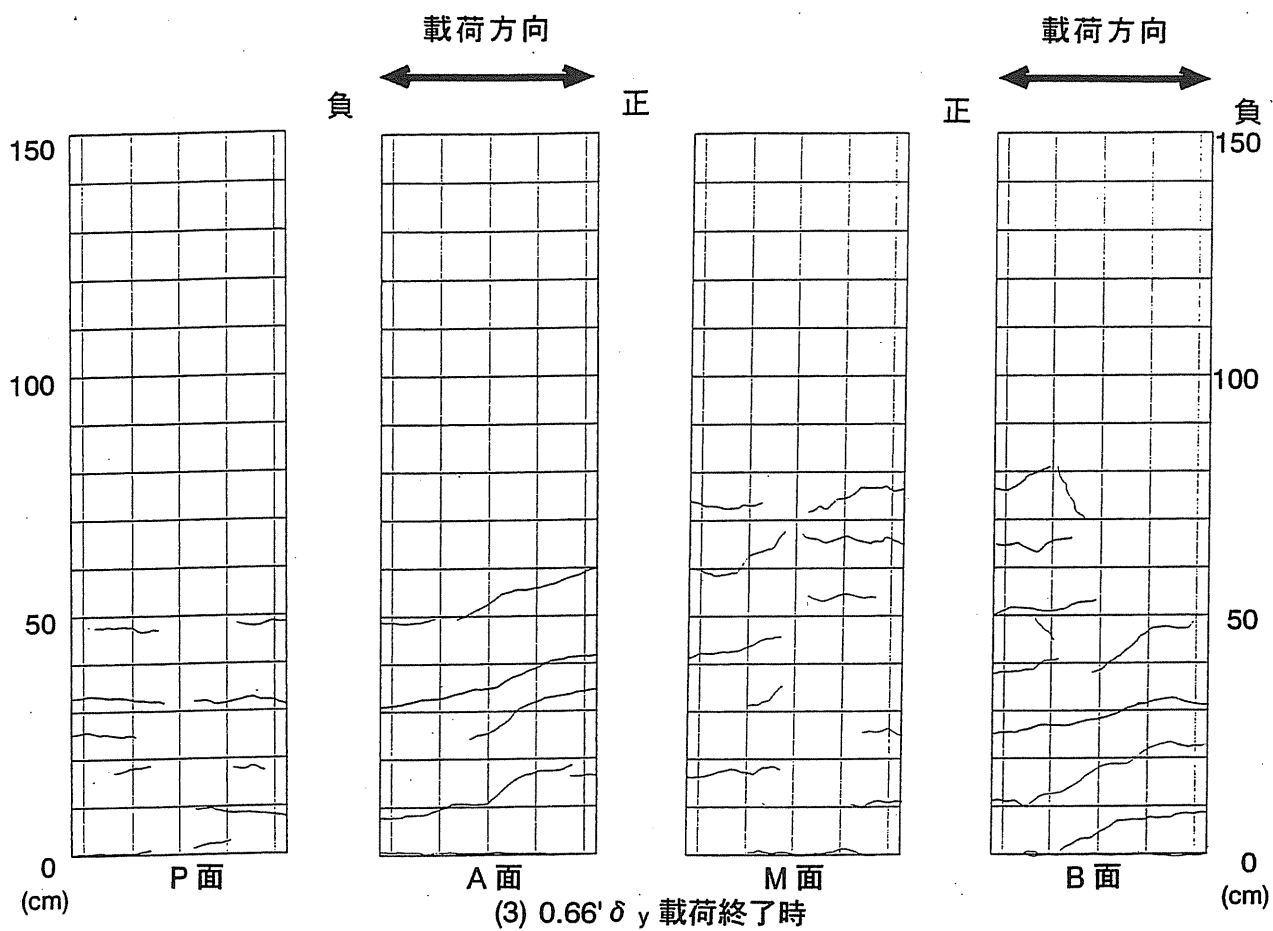


図-1.8(d-2) 供試体に生じた損傷の状況 (Type HB供試体)

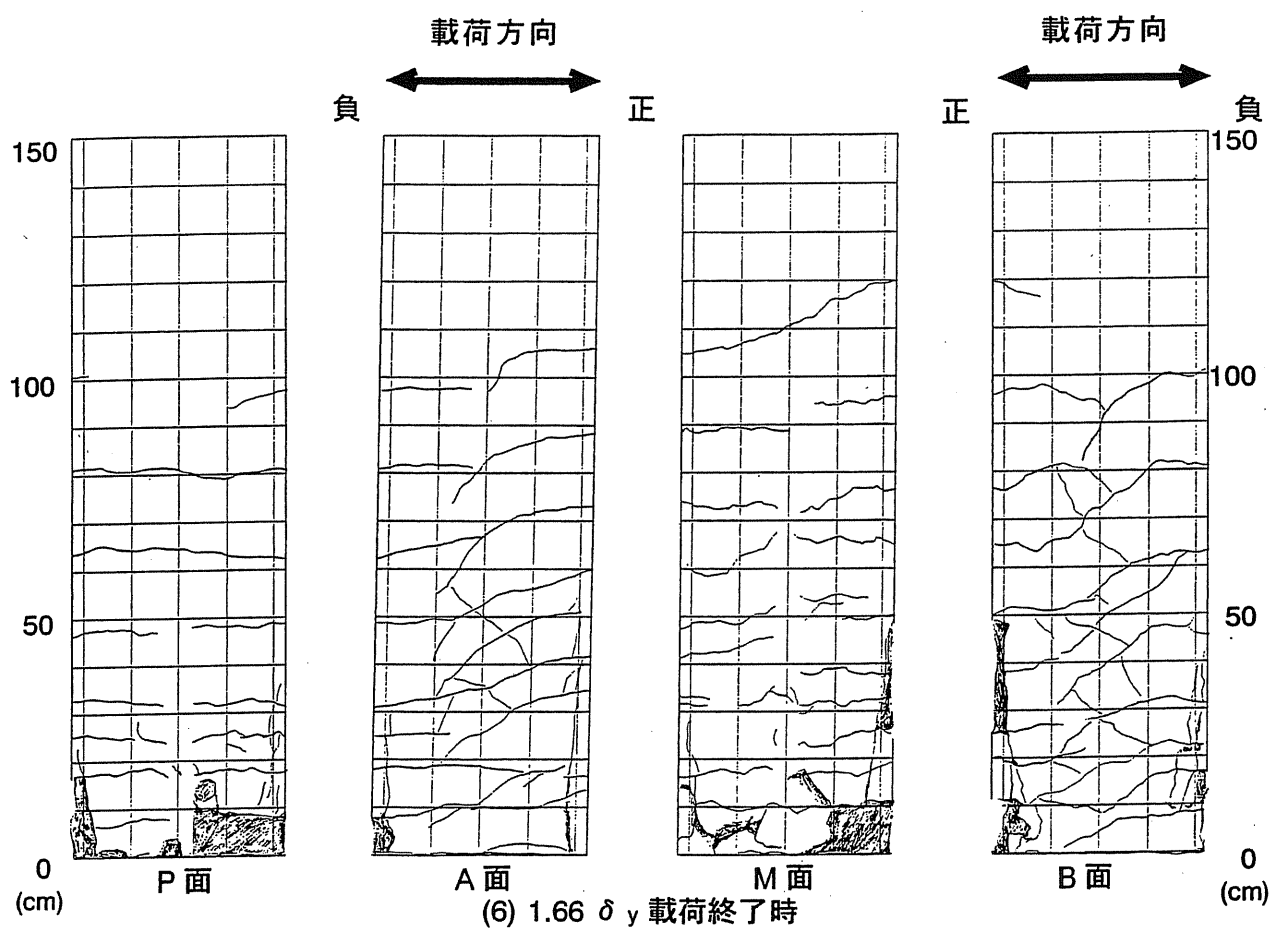
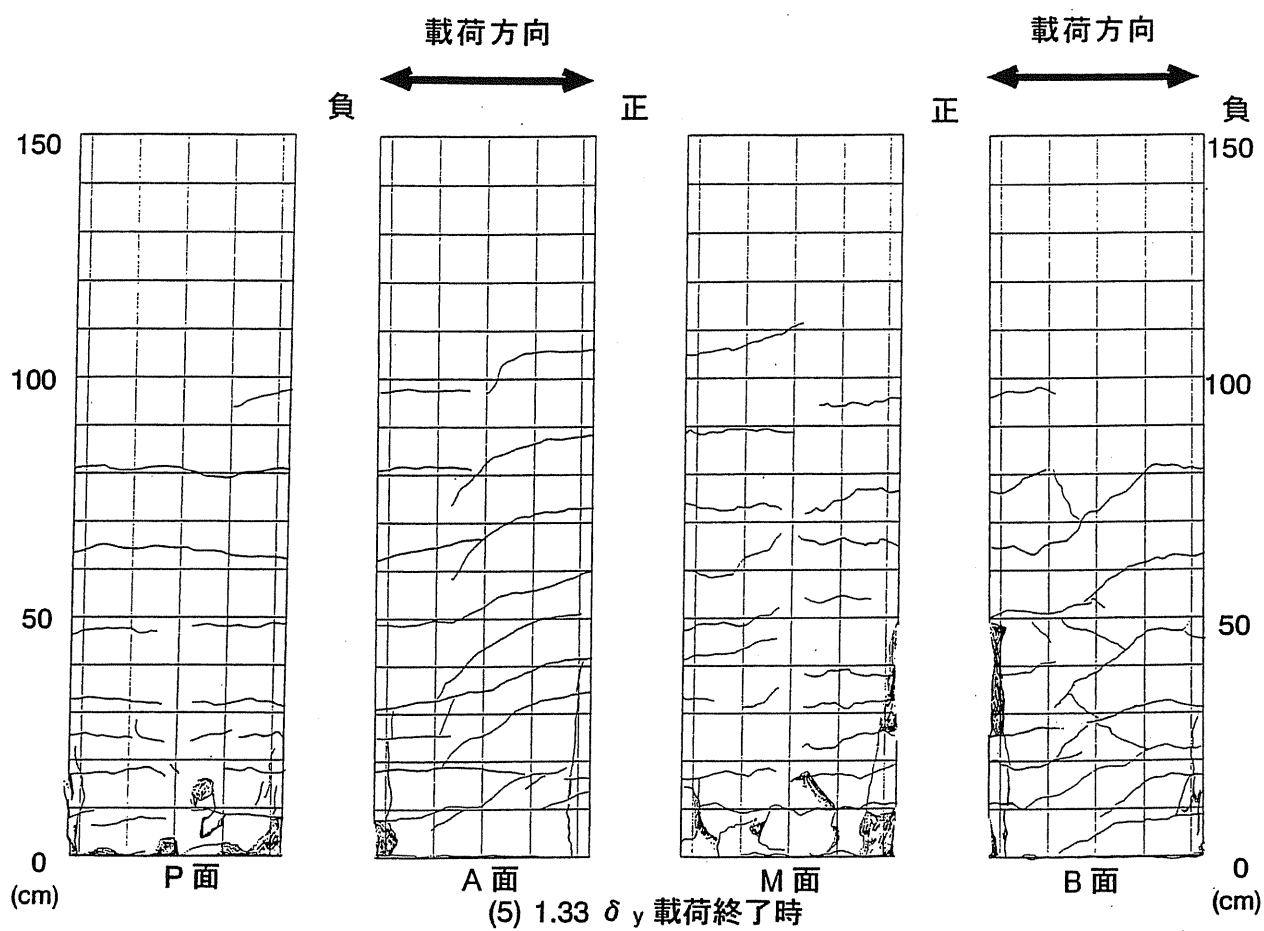


図-1.8(d-3) 供試体に生じた損傷の状況 (Type HB供試体)

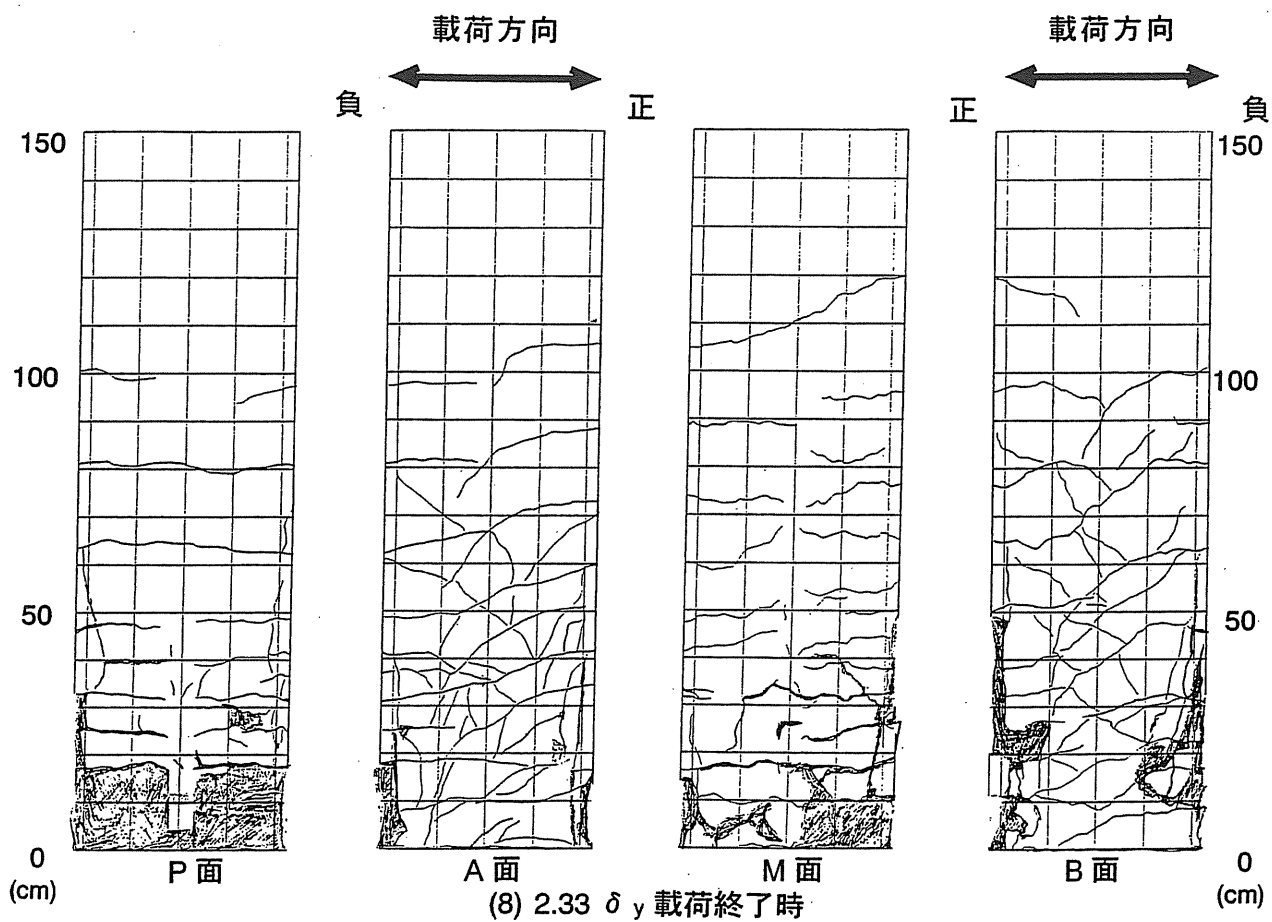
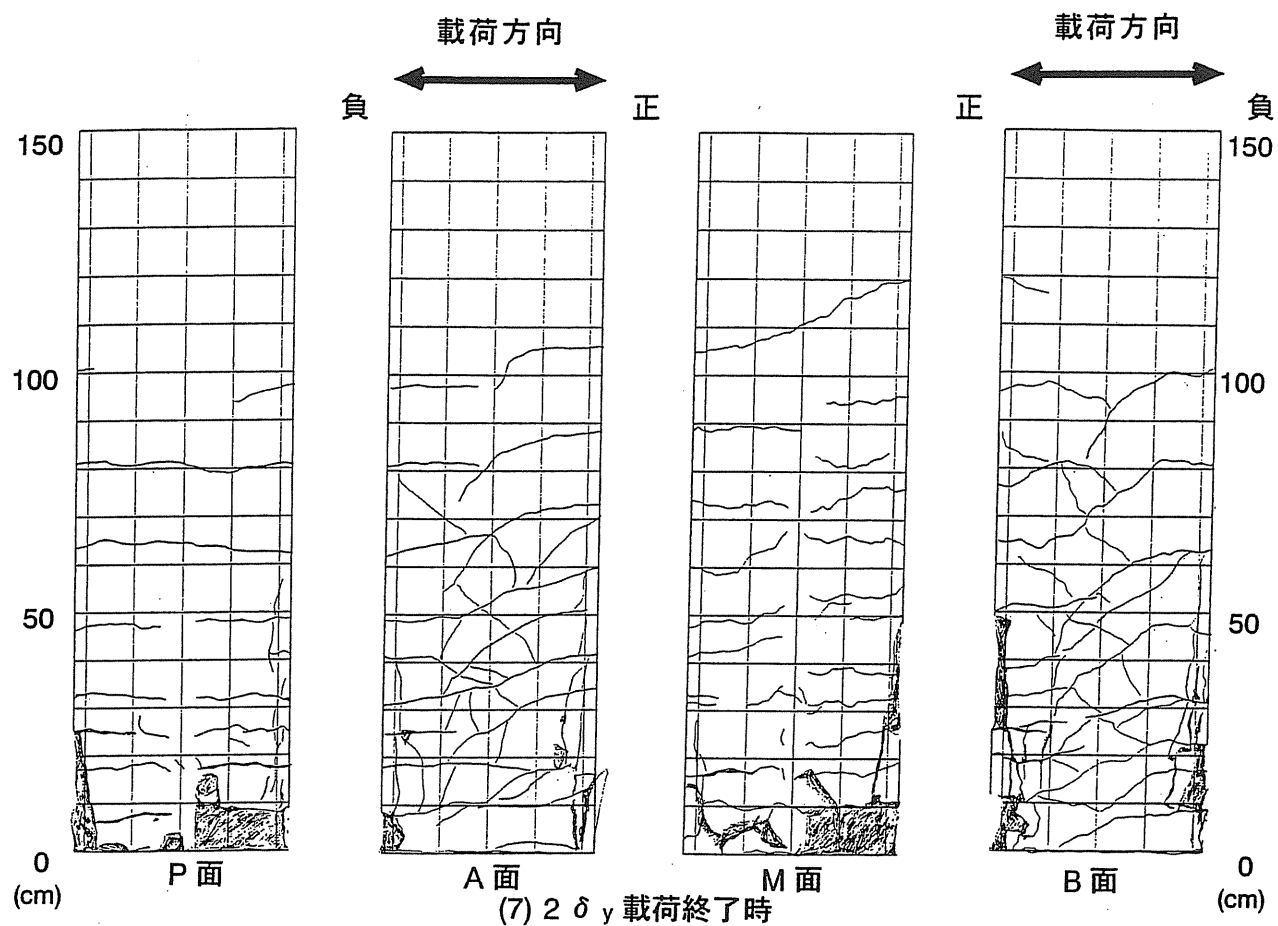


図-1.8(d-4) 供試体に生じた損傷の状況 (Type HB供試体)

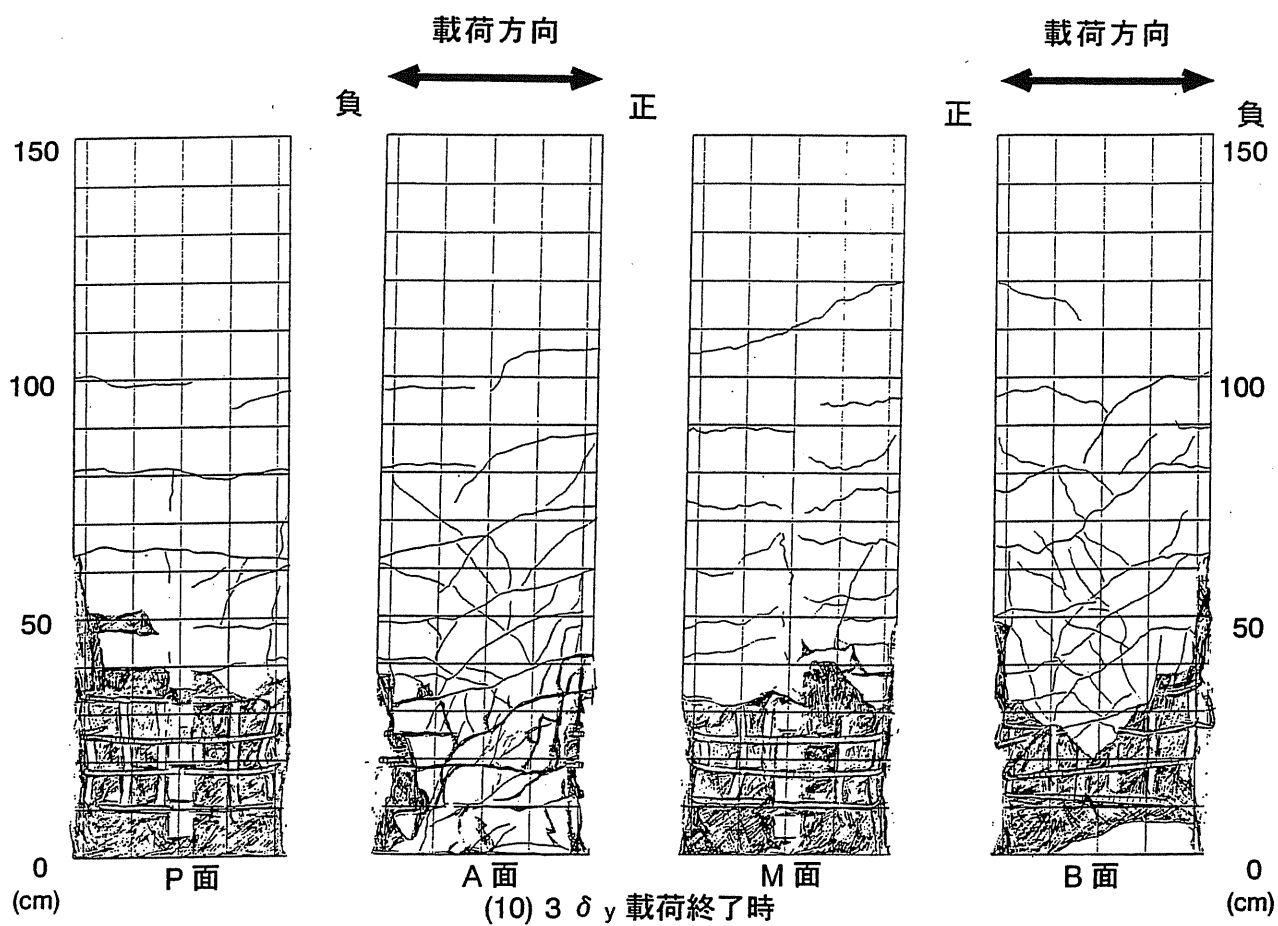
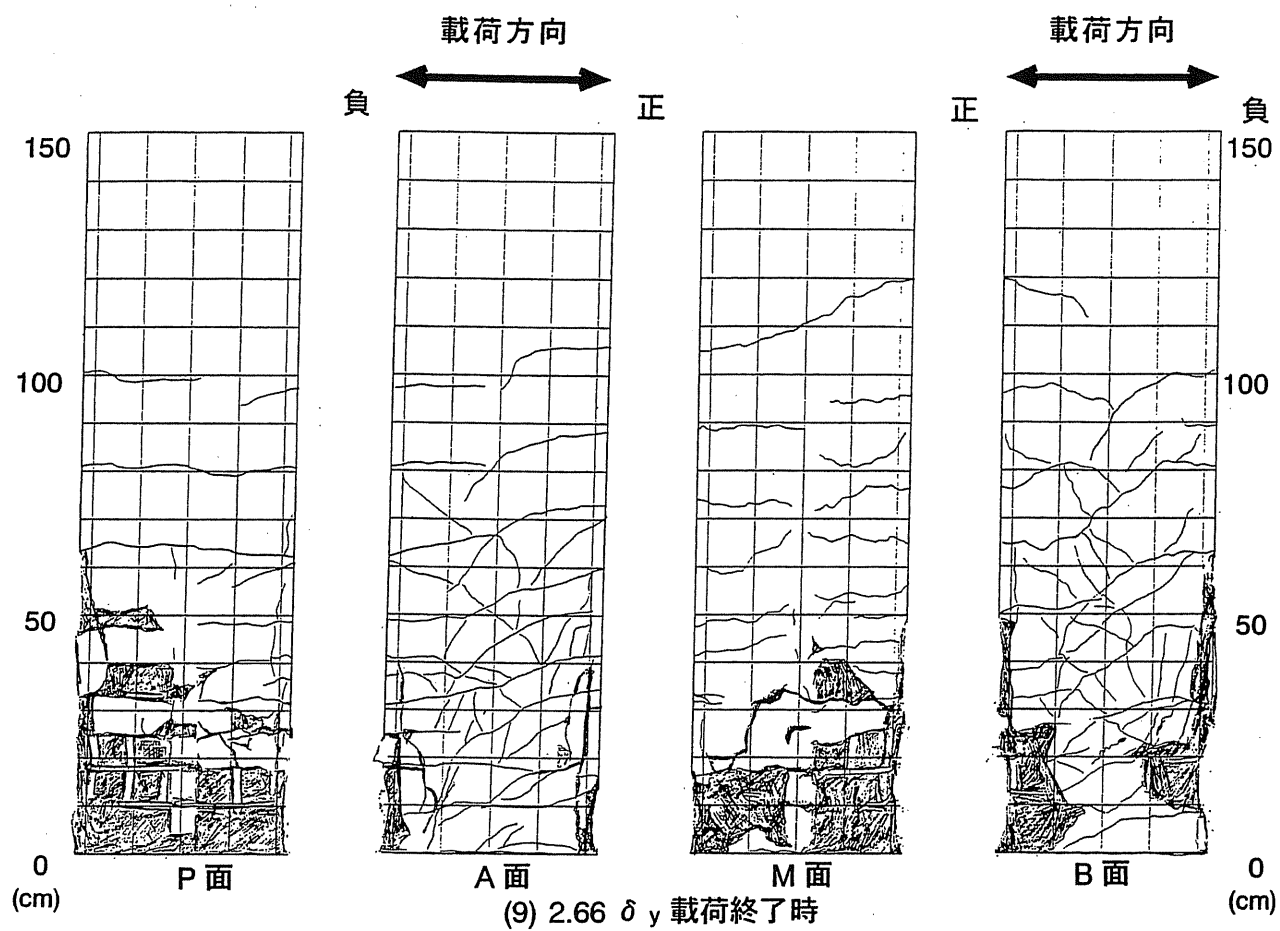


図-1.8(d-5) 供試体に生じた損傷の状況 (Type HB供試体)

1. 3. 2 吸収エネルギーおよび累積吸収エネルギー

図-1.10、図-1.11に各载荷ステップ毎の吸収エネルギーおよび累積吸収エネルギーを示す。
吸収エネルギーの算出には $P-\delta$ 効果の影響を除去した水平荷重-水平変位関係を用いた。

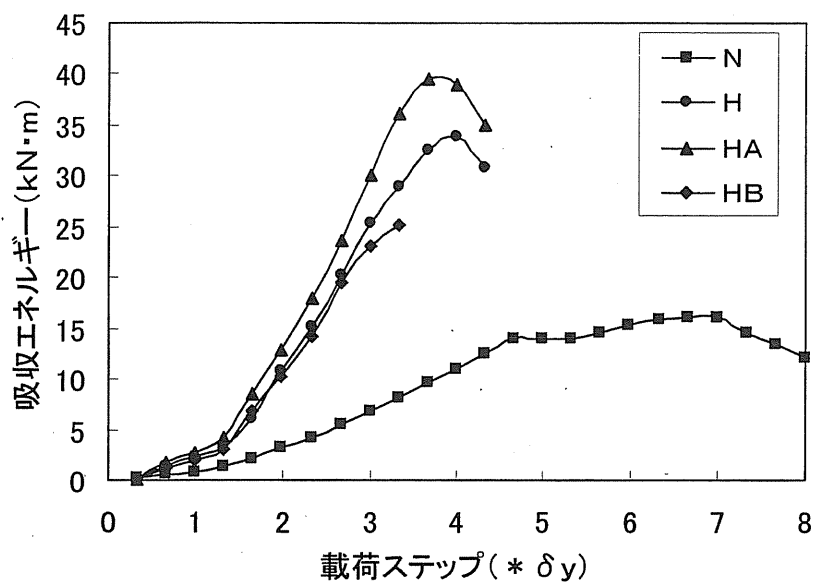


図-1.10 吸収エネルギー

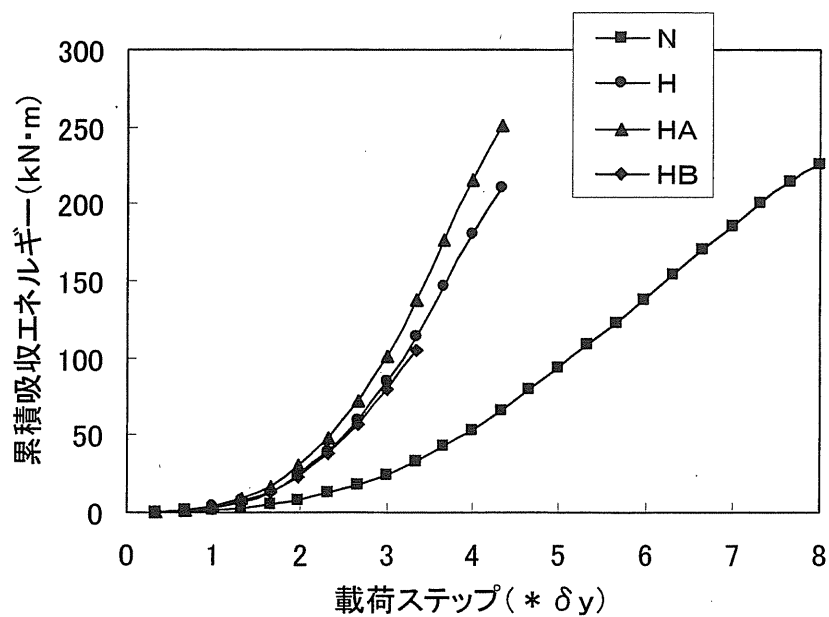


図-1.11 累積吸収エネルギー

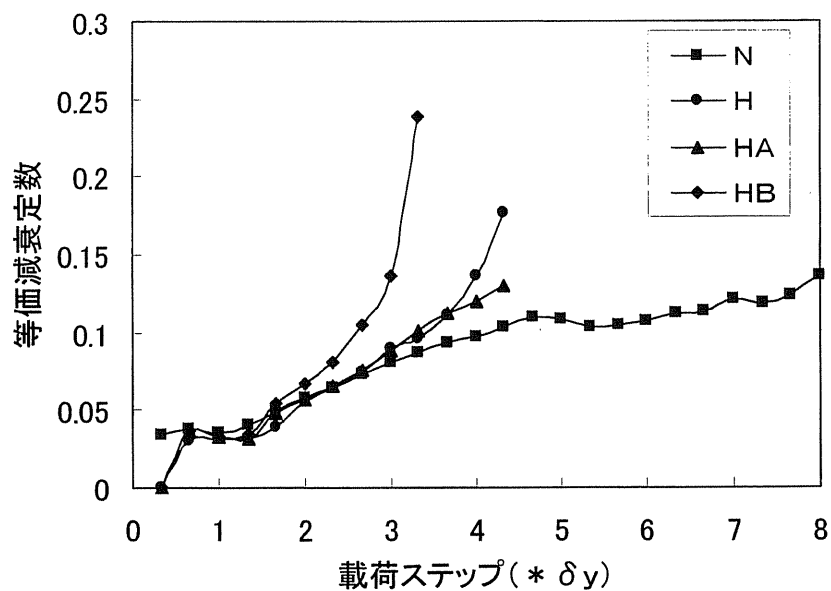


図-1.12 等価減衰定数

表-1.4 各荷重ステップ毎の吸収エネルギー (単位: kN-m)

荷重ステップ	供試体N	供試体H	供試体HA	供試体HB
1/3dy	0.26	1.38	1.63	1.16
2/3dy	0.53	2.33	2.72	1.90
1dy	0.79	3.29	4.07	3.02
1-1/3dy	1.34	6.13	8.47	6.74
1-2/3dy	2.13	10.84	12.82	10.27
2dy	3.14	15.09	17.97	14.26
2-1/3dy	4.21	20.25	23.62	19.40
2-2/3dy	5.42	25.42	30.12	22.97
3dy	6.75	28.89	36.19	25.19
3-1/3dy	8.17	32.59	39.47	
3-2/3dy	9.56	33.87	38.91	
4dy	11.05	30.89	34.98	
4-1/3dy	12.57			
4-2/3dy	13.94			
5dy	14.01			
5-1/3dy	13.93			
5-2/3dy	14.65			
6dy	15.26			
6-1/3dy	15.84			
6-2/3dy	16.05			
7dy	16.04			
7-1/3dy	14.64			
7-2/3dy	13.44			
8dy	12.18			

図-1.10と表-1.4より高強度材料を用いた供試体Hシリーズは普通供試体Nに比べ、良好なエネルギー吸収性能を示している。高強度材料を用いたHシリーズの中でも、横拘束筋比の大きな供試体HAのエネルギー吸収性能が高く、軸方向鉄筋が座屈し、基部のコンクリートが剥離した状態である $3\delta y$ 以上においても高いエネルギー吸収性能を保っている。供試体Hも供試体HAと同様なエネルギー吸収性能特性を示し、その値は供試体HAの約8割程度となっている。供試体HBはかぶりコンクリートが剥離する $2.33\delta y$ までは、供試体Hと同等のエネルギー吸収性能を保っているが、それ以降の軸方向鉄筋の座屈が進展する荷重ステップでは、エネルギー吸収性能が落ちてくるのがわかる。供試体Nは $4.66\delta y$ 以降の荷重ステップで吸収エネルギーの伸びが低くなっている。これは $4.33\delta y$ 時においてM,P面のかぶりコンクリートが大きく剥離した次のステップであり、エネルギー吸収性能がこれ以上増加しない構造への分岐点となっているものと考えられる。

また図-1.11の累積吸収エネルギーのグラフより、供試体HAは供試体Nのおよそ半分の荷重ステップで同じ累積吸収エネルギーとなっており、供試体HBに対しては供試体Nは1.5倍でほぼ同じ累積吸収エネルギーとなっている。

図-1.12に荷重ステップ毎の等価減衰定数を示す。荷重ステップ $2\delta y$ までは、すべての供試体ともに等価減衰定数 $0.05\sim 0.06$ 程度であるが、それ以降の荷重ステップで供試体HBの等価減衰定数が大きくなる。これは供試体HBが荷重ステップ $2\delta y$ 以降、軸方向鉄筋が座屈し、かぶりコンクリートの剥離等、損傷が急速に進展することに対応している。同様に供試体Hも荷重ステップ $3\delta y$ 以降、これはかぶりコンクリートが剥離してこれ以降損傷が急速に進展するステップであるが、供試体Nに比べ等価減衰定数が大きくなっている。これらの現象と比較して、供試体Nと供試体HAは終局時に対応する最終荷重ステップ時においても、等価減衰定数の上昇がほとんど見られない。主鉄筋の座屈、帯鉄筋の破断といった終局状態時に等価減衰定数が急上昇するとすれば、これら供試体N,HAは見た目ほどには損傷が大きくないといえるのかもしれない。これについては別途検討が必要である。

1. 3. 3 軸方向鉄筋ひずみの進展

図-1.13に各供試体に添付した軸方向鉄筋の各載荷ステップにおける最大ひずみ分布の進展を示す。また、当該鉄筋の降伏ひずみを破線で示している。なお、本図では正側載荷の際のP面側軸方向鉄筋の値を正の値で示しており、負側載荷のM面側の値を負の値として示している。

なお、各ひずみの計測位置は図-1.1に示した通りであるが、すべてのひずみゲージのリード線は各計測点より一箇所にとめて供試体外部へ取り出していた。このため、各供試体ともある程度損傷が進展すると橋脚躯体の損傷に伴いリード線が断線し、測定不能となったひずみゲージが存在した。特に、フーチング内の軸方向鉄筋に添付したひずみゲージでは降伏を確認する事ができず断線に至ったものが多くあった。図-1.13に示している各載荷ステップ毎の最大ひずみは、時刻歴波形よりリード線が断線したと判断された以降のデータは示していない。

Type N供試体

本供試体に用いた軸方向鉄筋の降伏ひずみは約 2400μ である。載荷ステップ毎の最大ひずみの進展は載荷当初より、柱基部より高さ 400mm 程度の範囲でのひずみが進展し、 $1.66\delta_y$ 載荷時にはM面、P面ともに柱基部より高さ 300mm 程度の範囲において降伏ひずみを超える値を示した。 $4\delta_y$ 以降の載荷ではリード線の破断により測定不能となる箇所が出てきたが、P面の柱基部から 600mm より高い範囲、M面の柱基部から 400mm より高い範囲の軸方向鉄筋では、降伏ひずみを越えることはなく載荷ステップ毎の最大ひずみ値に進展も見られなかった。

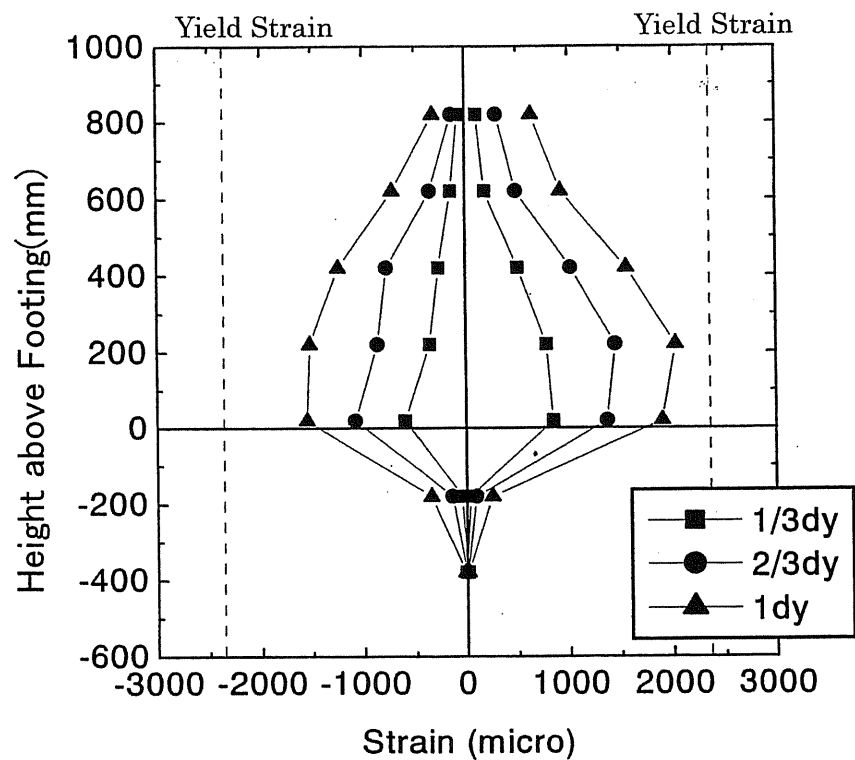
一方、フーチング内部のひずみの進展では、フーチング上面より深さ 400mm の位置ではほとんどひずみ値は生じておらず、軸方向鉄筋の伸び出しの影響範囲は、フーチング上面～深さ 400mm の範囲であると考えられる。また、柱部の軸方向鉄筋が降伏した後は、最大ひずみ値が大きく進展することはなかった。

Type H供試体

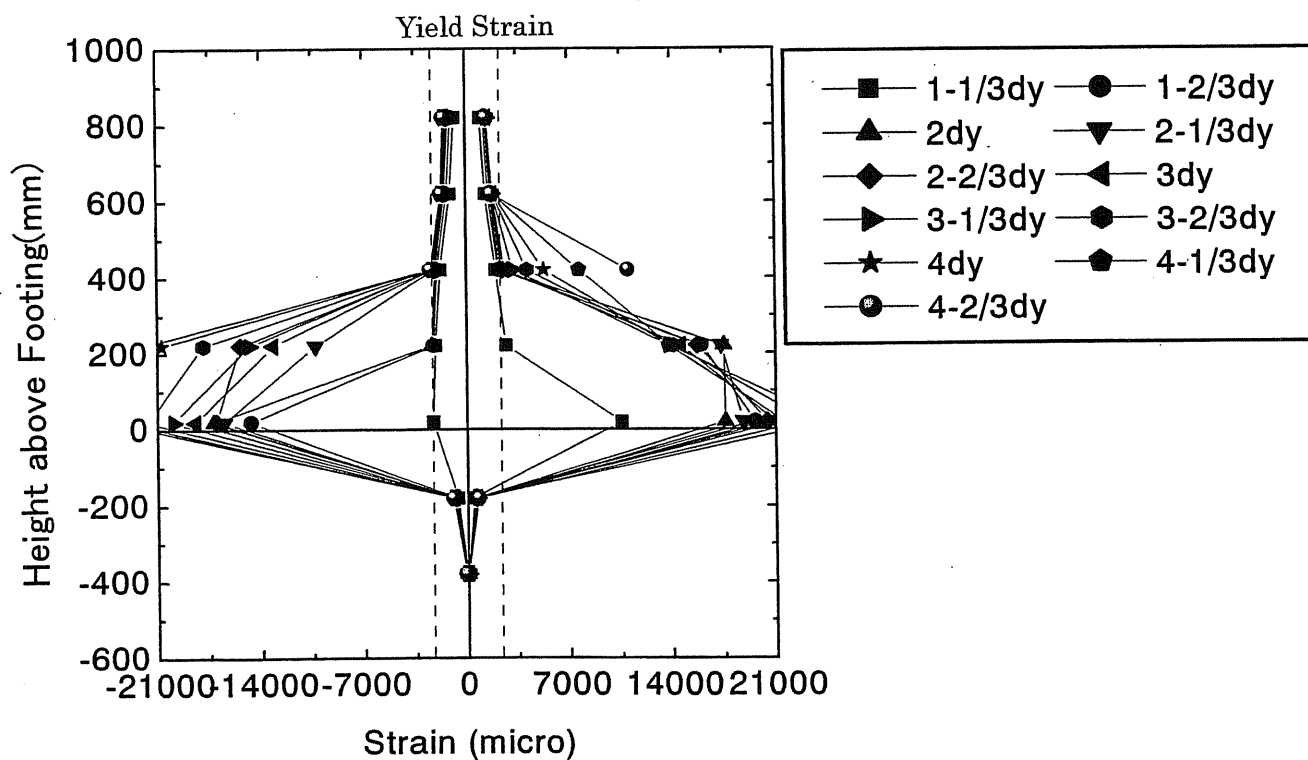
本供試体に用いた軸方向鉄筋の降伏ひずみは約 4100μ である。載荷ステップ毎の最大ひずみの進展は載荷当初より、柱基部より高さ約 200mm の位置を最大として徐々にひずみが進展し、 $2\delta_y$ 載荷時にはM面、P面ともに柱基部より高さ 400mm 程度の範囲において降伏ひずみを超える値を示した。フーチング内部のひずみの進展は、フーチング上面より深さ 400mm の位置ではほとんどひずみ値は生じておらず、深さ 200mm の位置では降伏ひずみに達することもなかった。この結果より軸方向鉄筋の伸び出しの影響範囲は、フーチング上面～深さ 400mm の範囲であると考えられる。また、柱部の軸方向鉄筋が降伏した後は、最大ひずみ値が大きく進展することはなかった。

Type HA, HB供試体

本供試体に用いた軸方向鉄筋の降伏ひずみType H供試体と同じく約 4100μ である。載荷ステップ毎の最大ひずみの進展については、Type H供試体同様であり、載荷当初より、柱基部より高さ約200mmの位置を最大として徐々にひずみが進展した。1.33 δ_y 載荷時にはM面、P面ともに柱基部より高さ300mm程度の範囲、2 δ_y 載荷時には柱基部より高さ400mm程度の範囲において降伏ひずみを超える値を示した。フーチング内部のひずみの進展についてもType H供試体同様にフーチング上面より深さ400mmの位置ではほとんどひずみ値は生じておらず、深さ200mmの位置では降伏ひずみに達することもなかった。この結果より軸方向鉄筋の伸び出しの影響範囲は、フーチング上面～深さ400mmの範囲であると考えられる。また、柱部の軸方向鉄筋が降伏した後は、最大ひずみ値が大きく進展することはない。

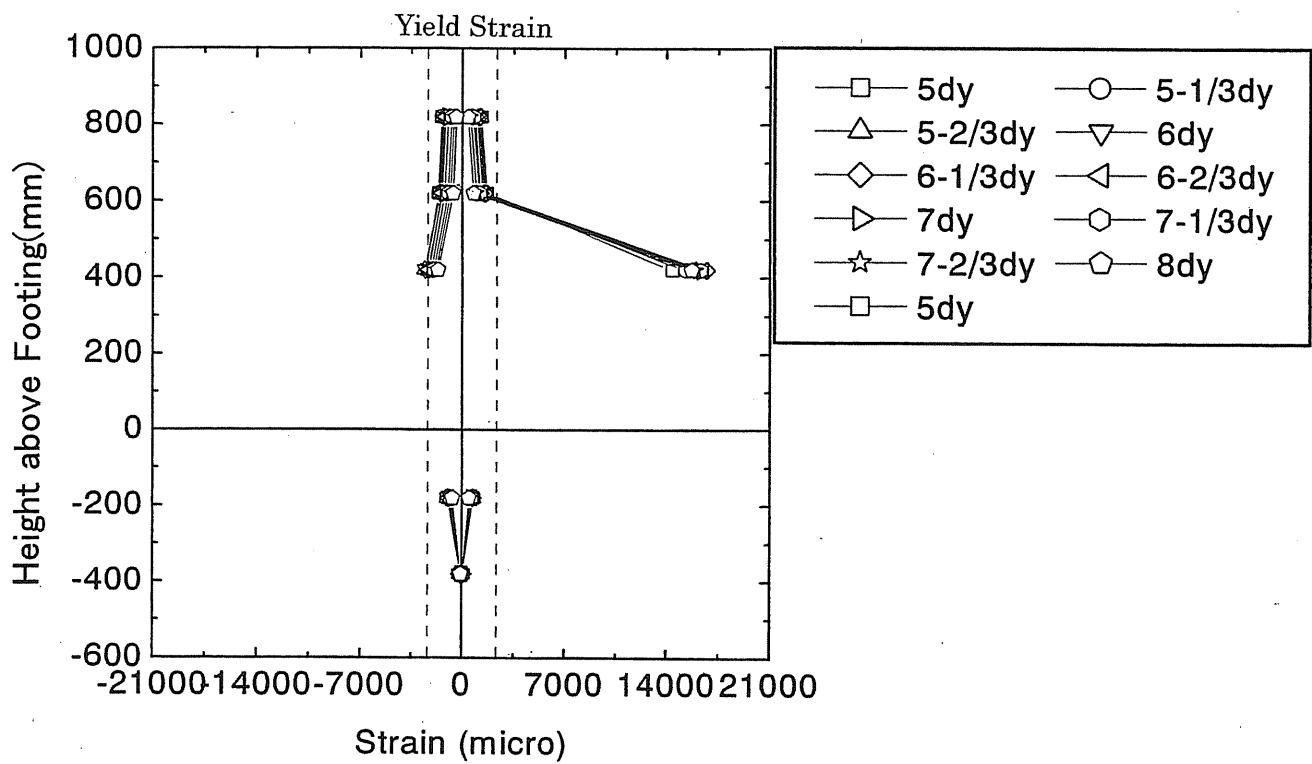


(1) 載荷開始～ $1 \delta_y$ 載荷時



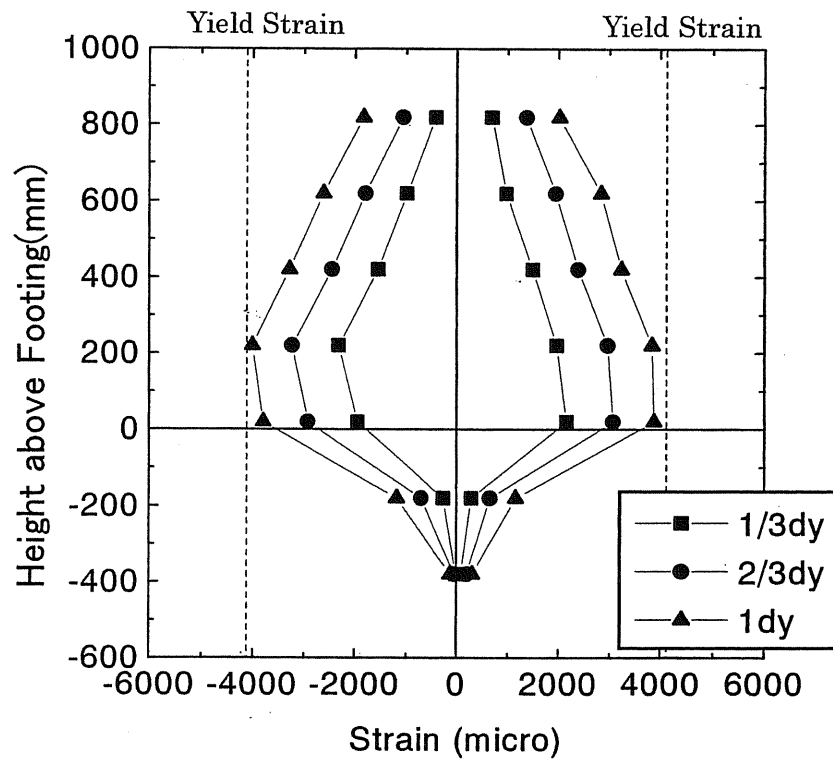
(2) $1.33 \delta_y \sim 4.66 \delta_y$ 載荷

図-1.13(a-1) 軸方向鉄筋ひずみ最大値分布 (Type N供試体)

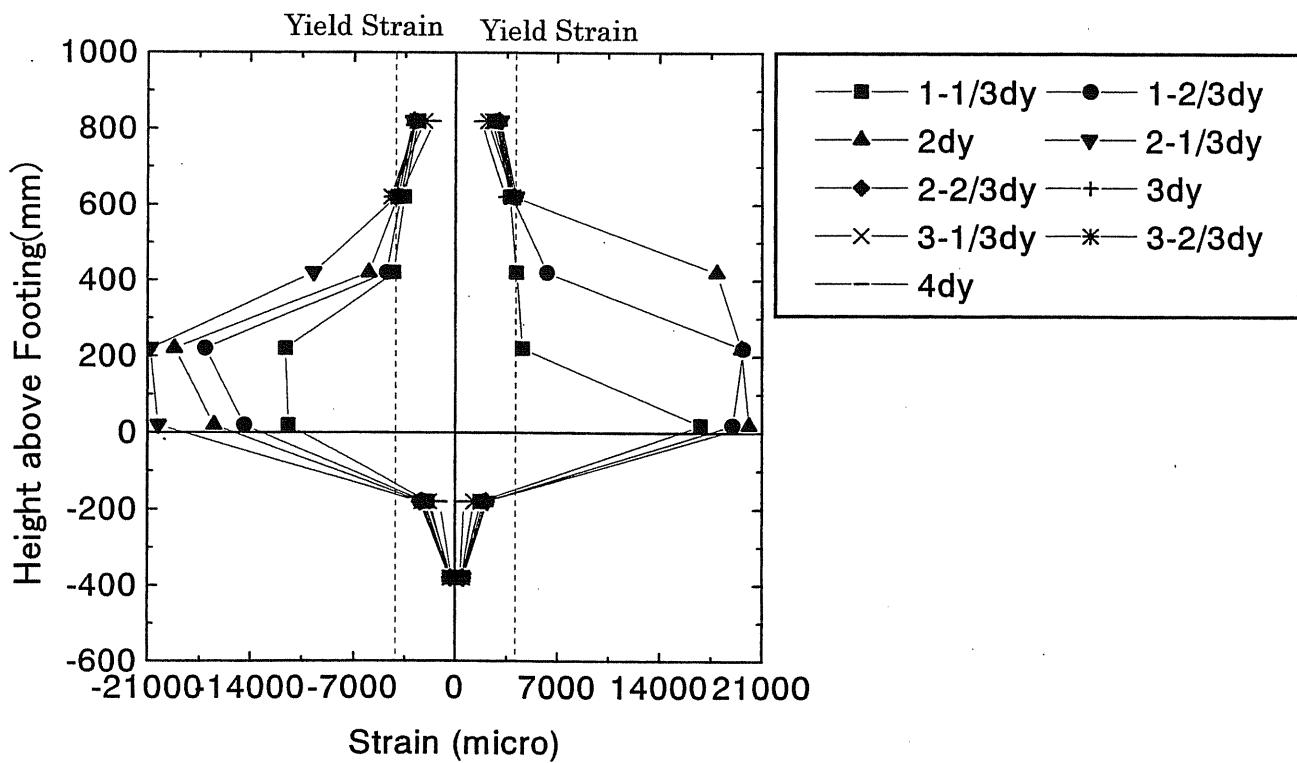


(3) $5\delta_y$ 載荷以降

図-1.13(a-2) 軸方向鉄筋ひずみ最大値分布 (Type N 供試体)

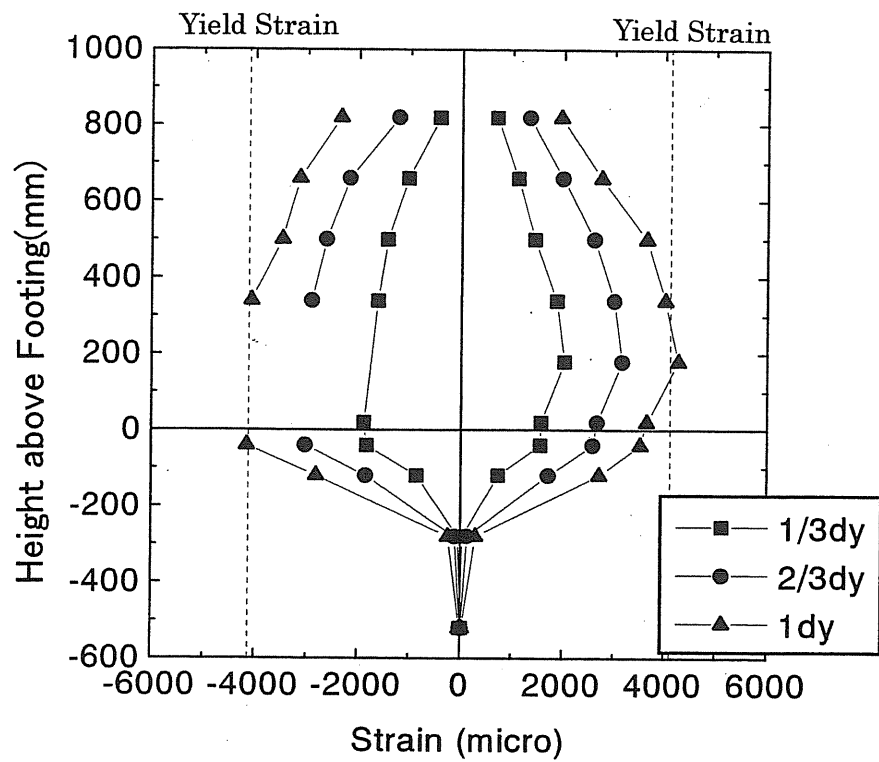


(1) 載荷開始～ $1\delta_y$ 載荷時

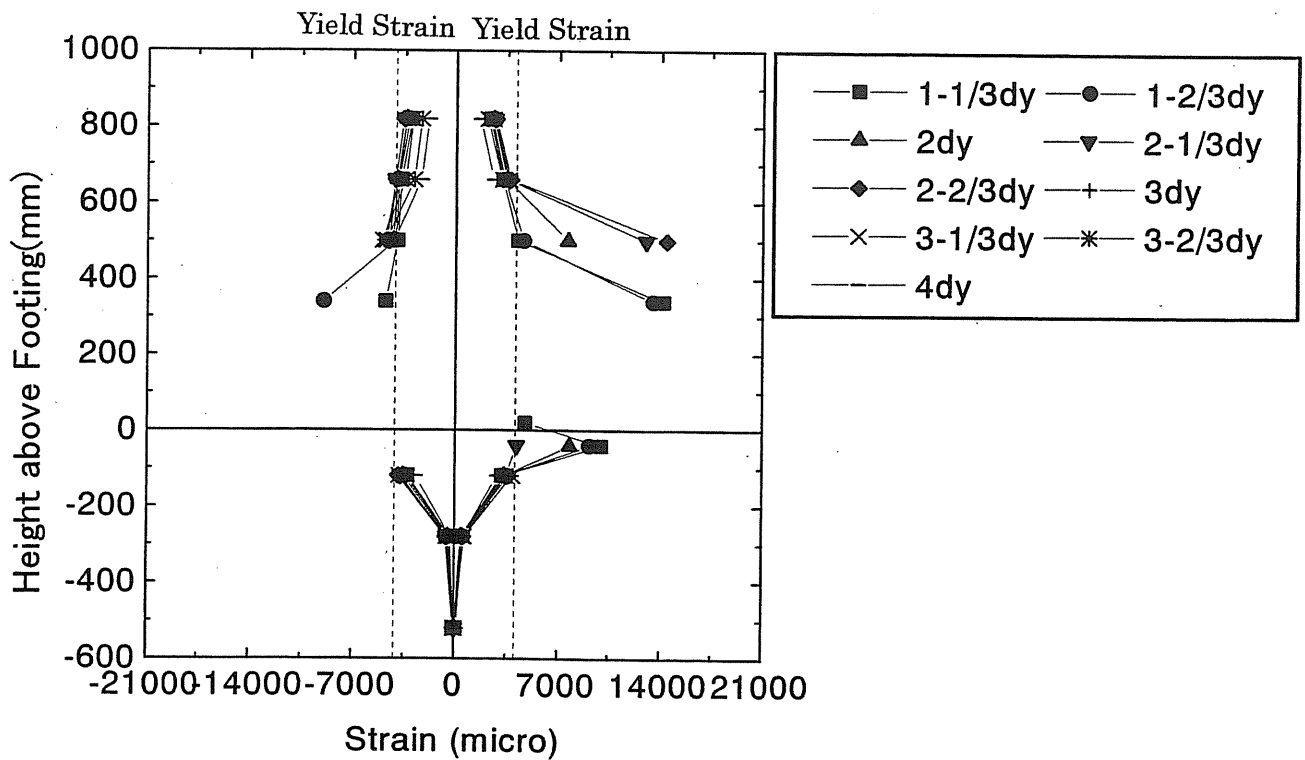


(2) $1.33\delta_y$ 載荷以降

図-1.13(b) 軸方向鉄筋ひずみ最大値分布 (Type H 供試体)

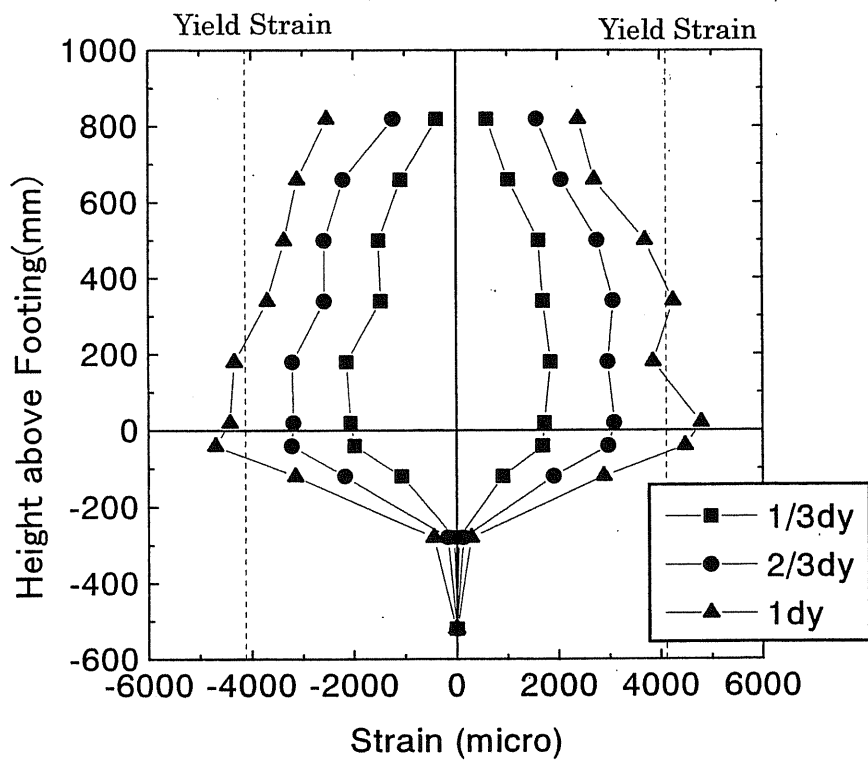


(1) 載荷開始～ $1\delta_y$ 載荷時

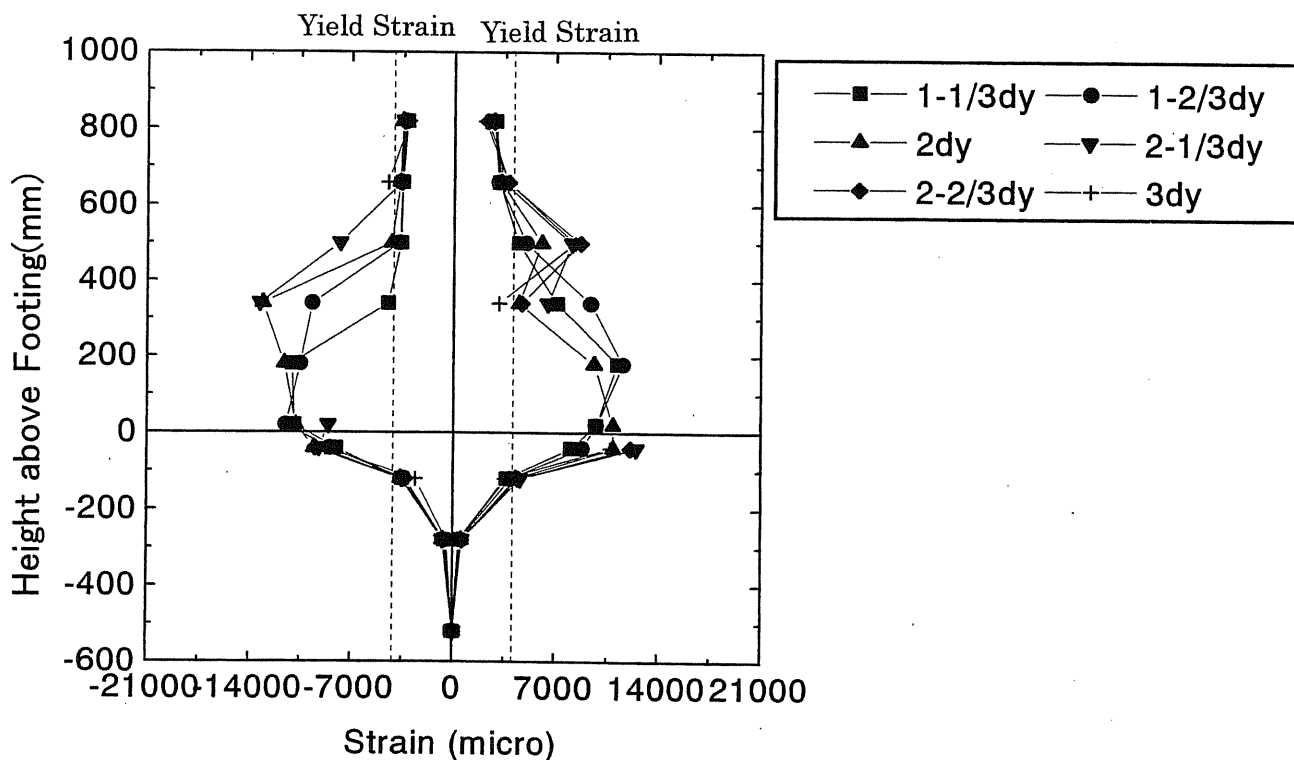


(2) $1.33\delta_y$ 載荷以降

図-1.13(c) 軸方向鉄筋ひずみ最大値分布 (Type HA供試体)



(1) 載荷開始～ $1\delta_y$ 載荷時



(2) $1.33\delta_y$ 載荷以降

図-1.13(d) 軸方向鉄筋ひずみ最大値分布 (Type HB供試体)

1. 3. 4 帯鉄筋ひずみの進展

図-1.14～図-1.16に各供試体で計測された帯鉄筋ひずみを計測点における高さ方向の最大値分布として示す。

図-1.14は、載荷実験時に水平加振機の変位が負となるときに圧縮フランジ側となるP面、図-1.15は、載荷実験時に水平加振機の変位が正となるときに圧縮フランジ側となるM面の帯鉄筋におけるひずみを示している。この値は、主に圧縮をうけるコンクリートの帯鉄筋による拘束効果を示していると考えられる。一方、図-1.16は、圧縮フランジ面と直交、すなわち載荷方向と平行となるA面およびB面のひずみを示している。また、中間帯鉄筋を配置したType HA供試体では、中間帯鉄筋の最大値分布を図-1.17に示す。(Type N供試体・Type H供試体・Type HA供試体・Type HB供試体は、それぞれ(a),(b),(c),(d)に相当する) 各供試体における帯鉄筋ひずみの進展は以下の通りである。

Type N供試体

本供試体における各帯鉄筋のひずみは、柱基部より600mmの範囲において、柱基部から80, 200, 400, 600mmの4つの断面にて計測を行った。

圧縮フランジとなるP面およびM面のひずみは、載荷開始時より柱基部から80mm, 200mmの位置において徐々に進展し、 $4.66\delta_y$ 載荷時にはいずれの箇所も概ね $1,500\mu$ 程度の値を示した。 $5\delta_y$ 載荷時には、軸方向鉄筋の座屈に伴い同範囲で急激に降伏に至った。なお、本供試体に用いた帯鉄筋の降伏ひずみは約 $2,000\mu$ である。しかしながら、柱基部から400mm, 600mmの位置では、いずれの載荷ステップにおいても 300μ 程度の値となっている。

一方、圧縮フランジと直交するA, B面では、柱基部から200mmの位置におけるひずみが載荷開始時より載荷の進展に伴い徐々に増大しているが、P面, M面の帯鉄筋が降伏に至った $5\delta_y$ 載荷以降ひずみ値は増大することなく、いずれの箇所も降伏に至ることはなかった。

Type H供試体

本供試体における各帯鉄筋のひずみは、Type N供試体同様に柱基部より600mmの範囲において、柱基部から80, 200, 400, 600mmの4つの断面にて計測を行った。

圧縮フランジとなるP面およびM面のひずみについては、計測箇所により若干の差異はあるものの載荷開始時より柱基部から200mmの位置を頂点として徐々に進展し、 $2.66\delta_y$ 載荷時には、軸方向鉄筋の座屈に伴い同範囲で急激に降伏に至った。なお、本供試体に用いた帯鉄筋の降伏ひずみは約 $3,200\mu$ である。しかしながら、柱基部から600mmの位置では、載荷の進展に伴い徐々にひずみ値が進展しているものの、急激にひずみ値が進展したり、降伏に至ることはなく最大でも $1,500\mu$ 程度の値となっている。

一方、圧縮フランジと直交するA, B面では、柱基部から計測を行った各位置のひずみが

載荷開始時より載荷の進展に伴い徐々に増大したが、P面、M面の帯鉄筋が降伏に至った2.66 δy 載荷以降ひずみ値は増大することなく、いずれの箇所も降伏に至ることはなかった。

Type HA供試体

本供試体における各帯鉄筋のひずみは、Type N供試体同様に柱基部より600mmの範囲において、柱基部から80, 160, 320, 480, 640mmの5つの断面にて計測を行い、各断面では中間帯鉄筋に生じたひずみの計測も行った。

圧縮フランジとなるP面およびM面のひずみについては、計測箇所により若干の差異はあるものの載荷開始時より柱基部から160mmの位置を頂点として徐々に進展し、3 δy 載荷時には、軸方向鉄筋の座屈に伴い同範囲で急激に降伏に至った。なお、本供試体に用いた帯鉄筋の降伏ひずみは約3,200 μ である。しかしながら、柱基部から480, 640mmの位置では、載荷の進展に伴い徐々にひずみ値が進展しているものの、急激にひずみ値が進展したり、降伏に至ることとはなく最大でも480mm時には1,400 μ 程度、640mm時には900 μ 程度の値となっている。

一方、圧縮フランジと直交するA, B面では、柱基部から計測を行った各位置のひずみが載荷開始時より載荷の進展に伴い徐々に増大したが、いずれの箇所も降伏に至ることはなかった。

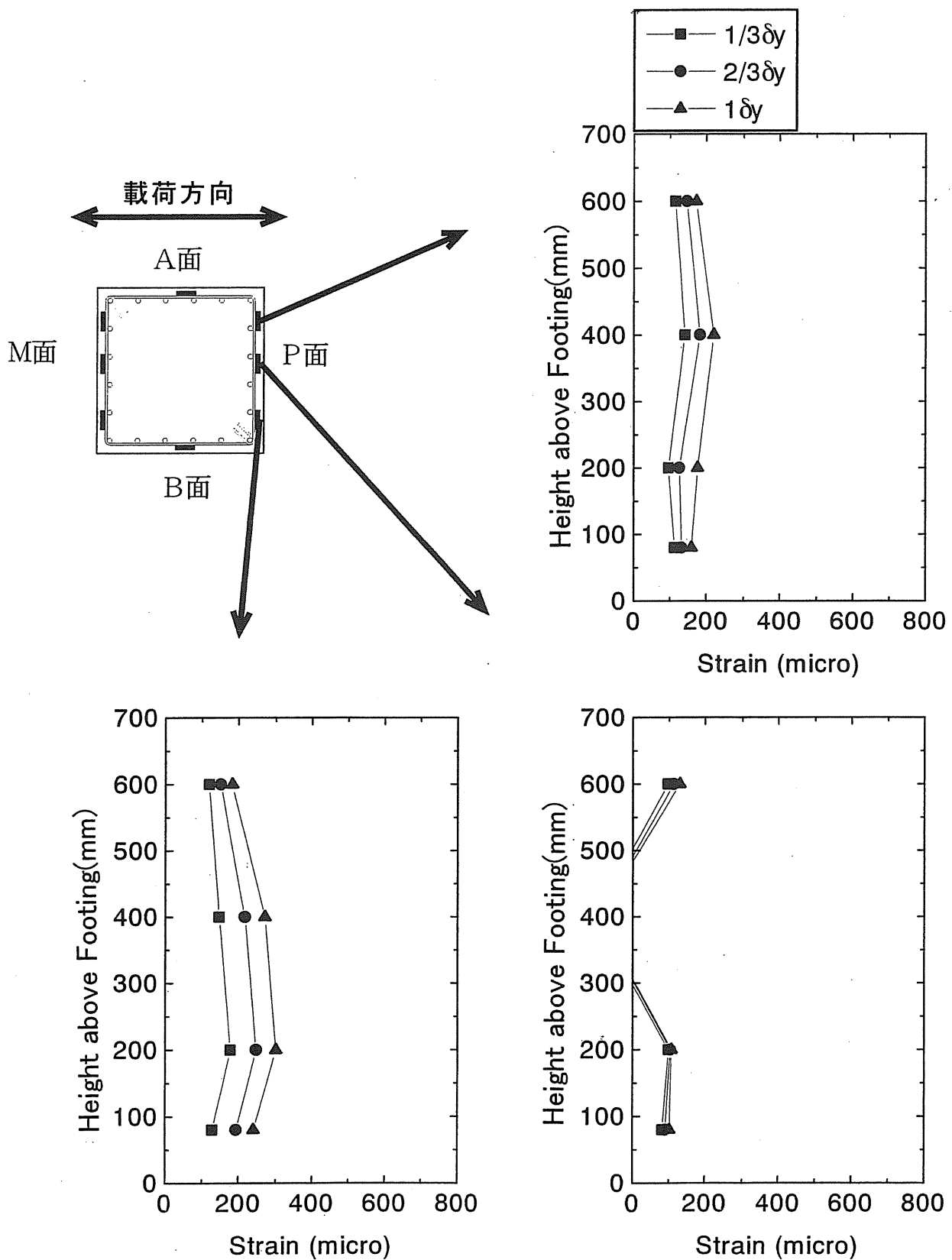
また、中間帯鉄筋ひずみについては、各断面で徐々に進展した。しかし、降伏に至った位置は一箇所しかなく他の位置も一箇所を除いては降伏にはほど遠かった。

Type HB供試体

本供試体における各帯鉄筋のひずみは、Type N供試体同様に柱基部より600mmの範囲において、柱基部から80, 160, 320, 480, 640mmの5つの断面にて計測を行った。

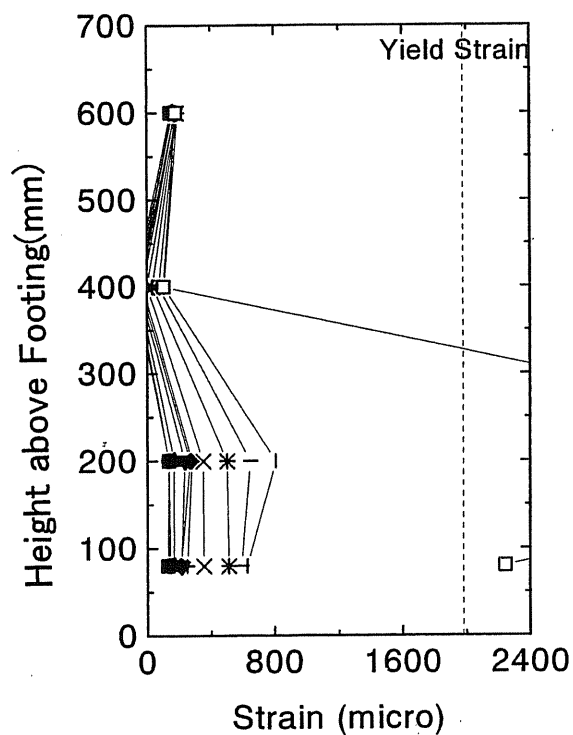
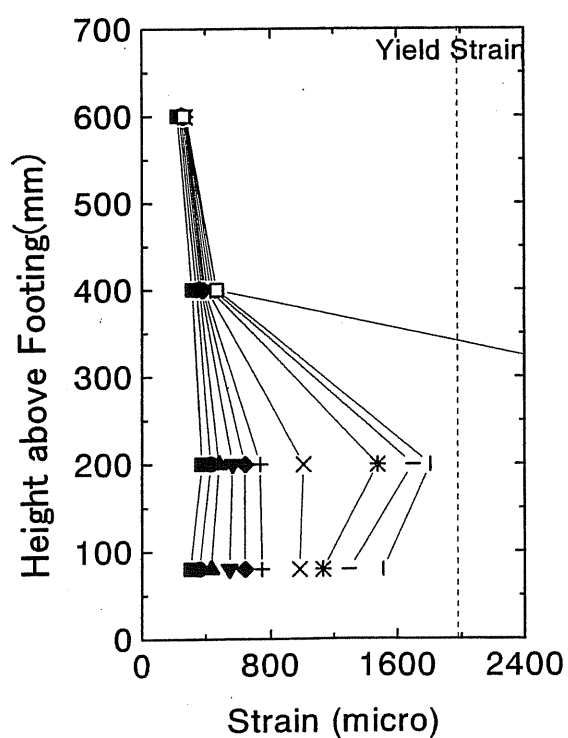
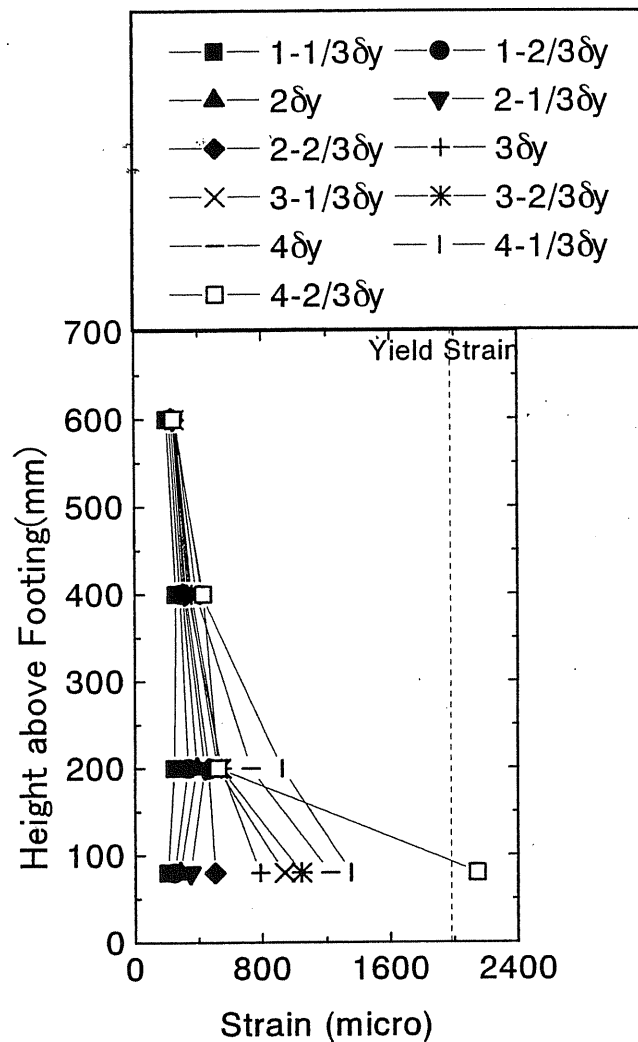
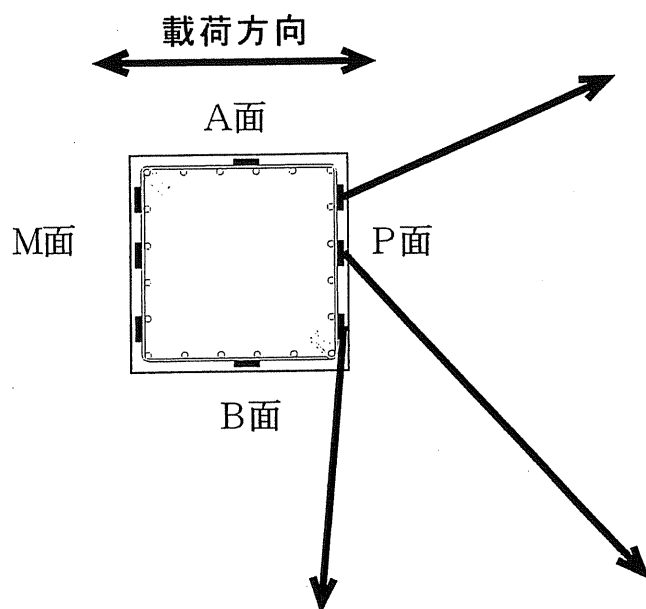
圧縮フランジとなるP面およびM面のひずみは、位置により若干の差異はあるものの載荷開始時より柱基部から160mmの位置を頂点として徐々に進展し、2.66 δy 載荷時には、軸方向鉄筋の座屈に伴い同範囲で急激に降伏に至った。なお、本供試体に用いた帯鉄筋の降伏ひずみは約3,200 μ であるが、柱基部から640mmの位置では、載荷の進展に伴い値は進展しているが、降伏には至らず最大でも2,300 μ 程度の値となっている。

一方、圧縮フランジと直交するA, B面では、柱基部から計測を行った各位置のひずみが載荷開始時より載荷の進展に伴い徐々に増大し、3 δy 載荷時には柱基部から480mmの位置で降伏に至った。



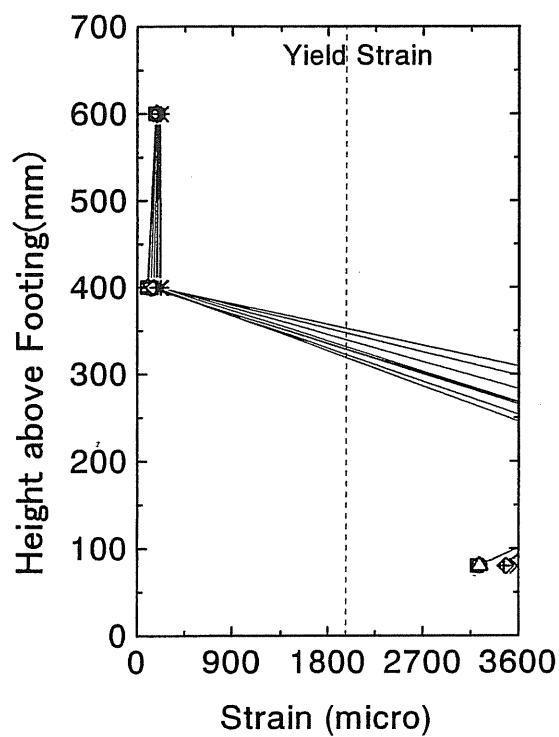
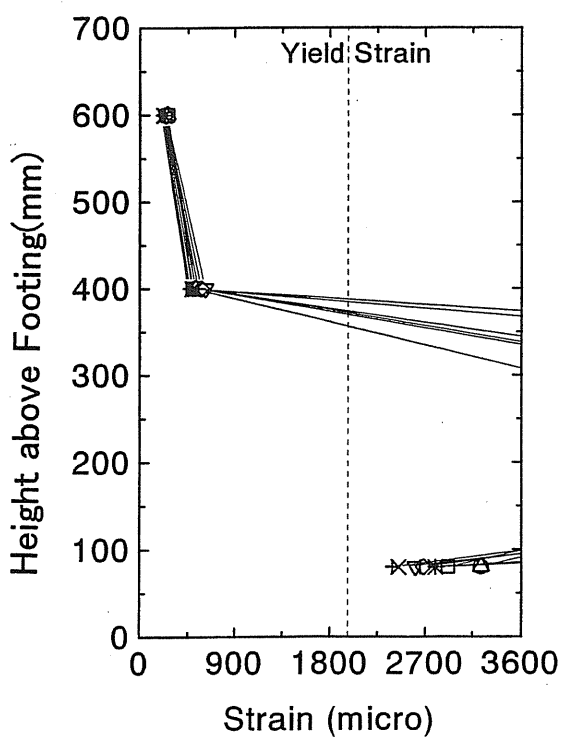
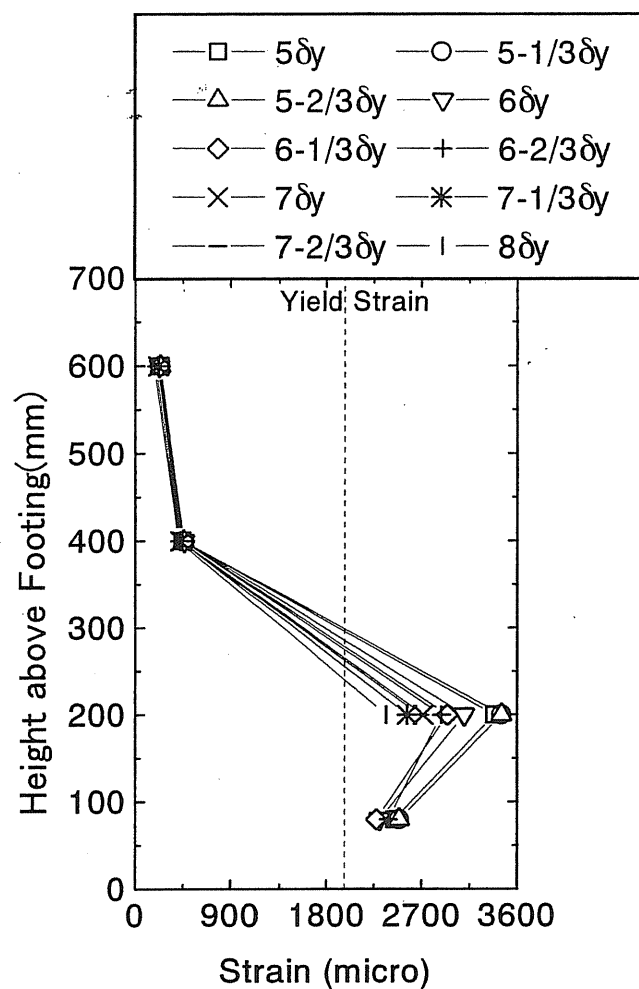
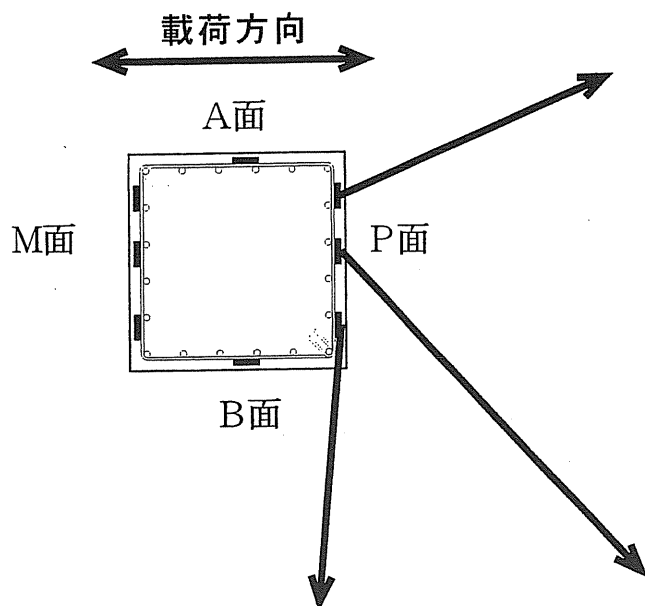
(1) 載荷開始～1 δ_y 載荷

図-1.14(a) 帯鉄筋ひずみ最大値分布 (Type N 供試体、P 面)



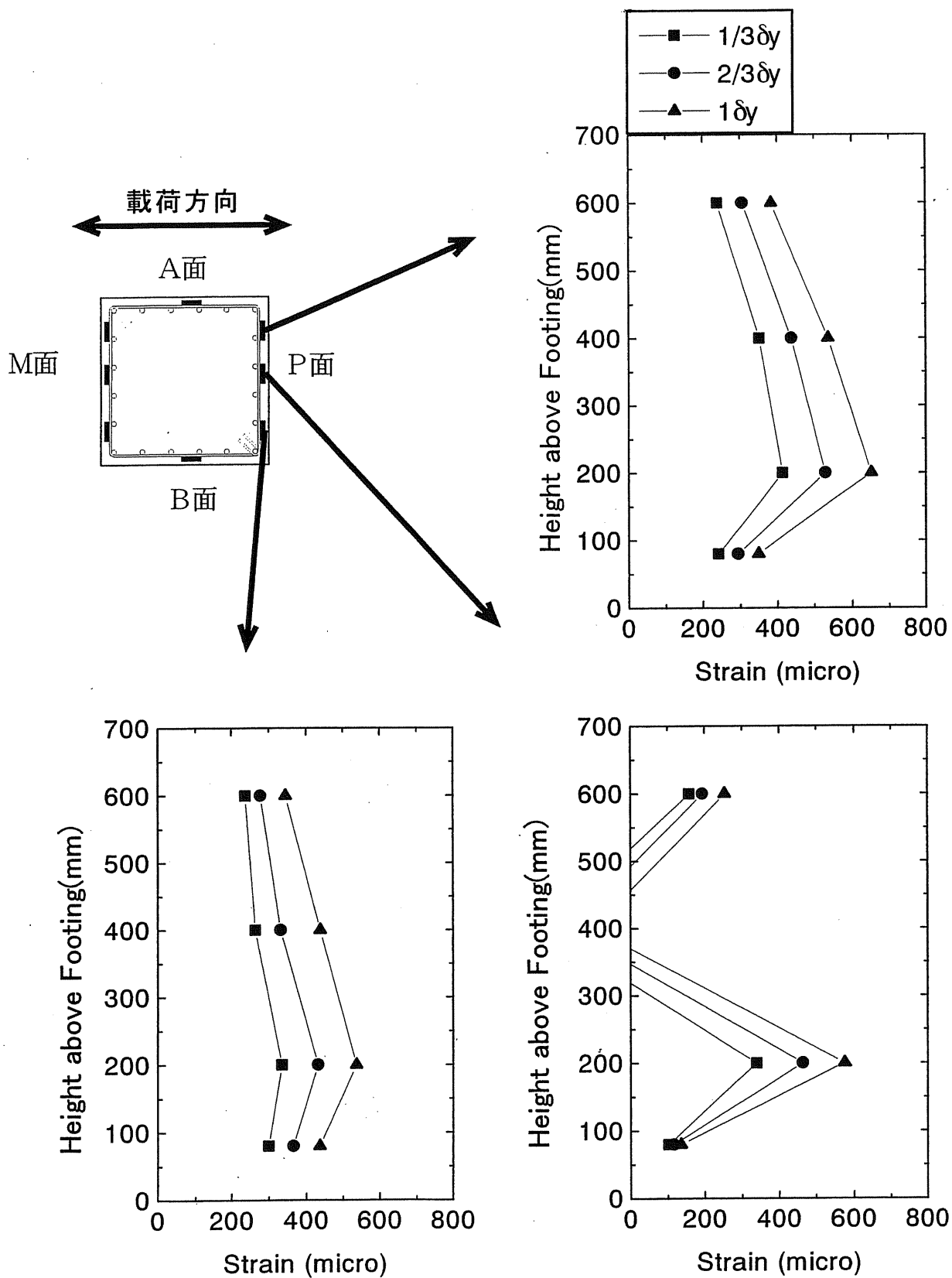
(2) $1.33 \sim 4.66 \delta_y$ 載荷

図-1.14(a) 帯鉄筋ひずみ最大値分布 (Type N供試体、P面)



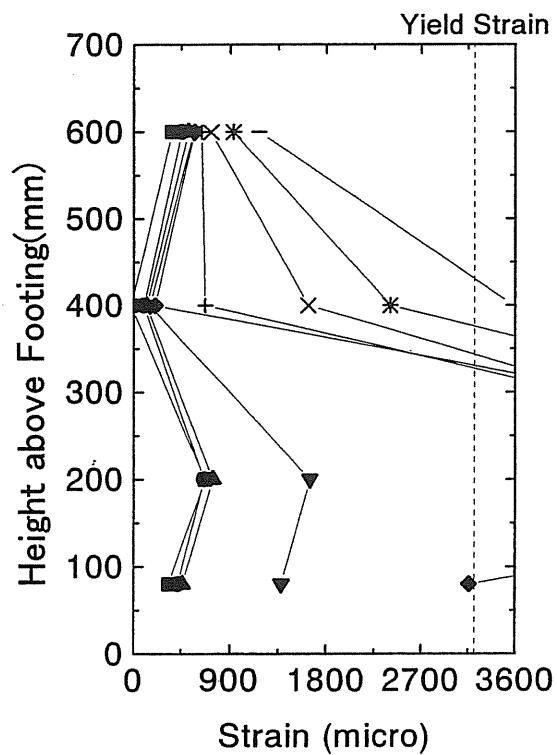
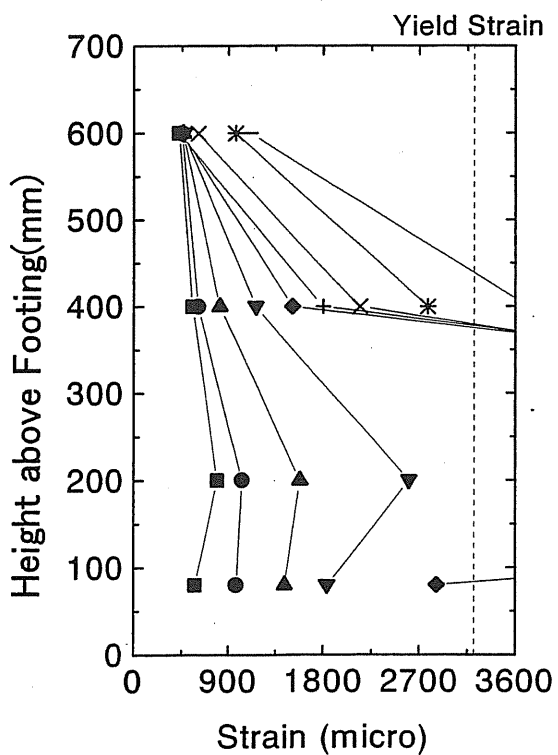
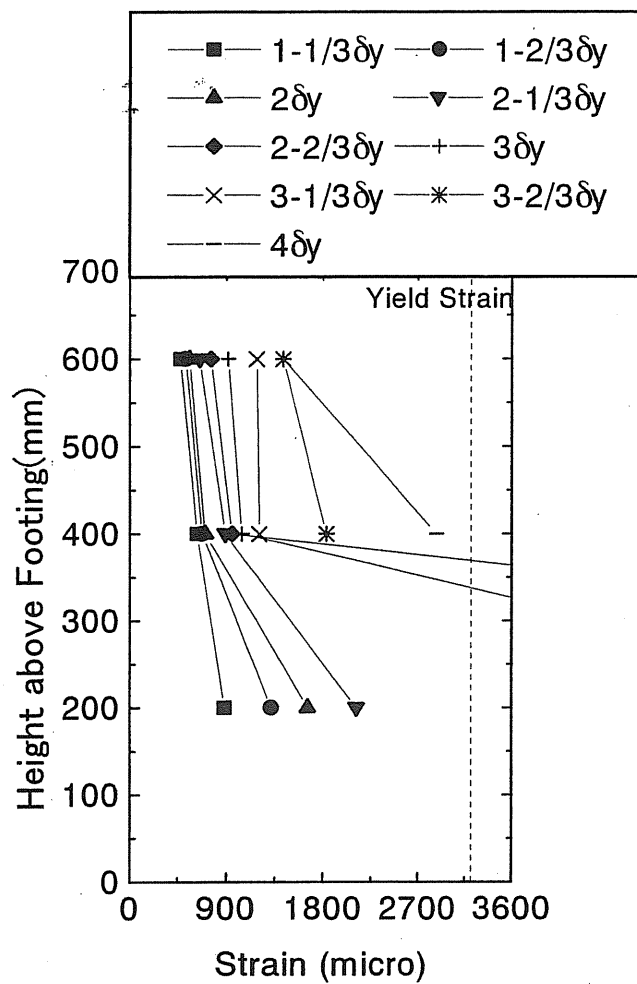
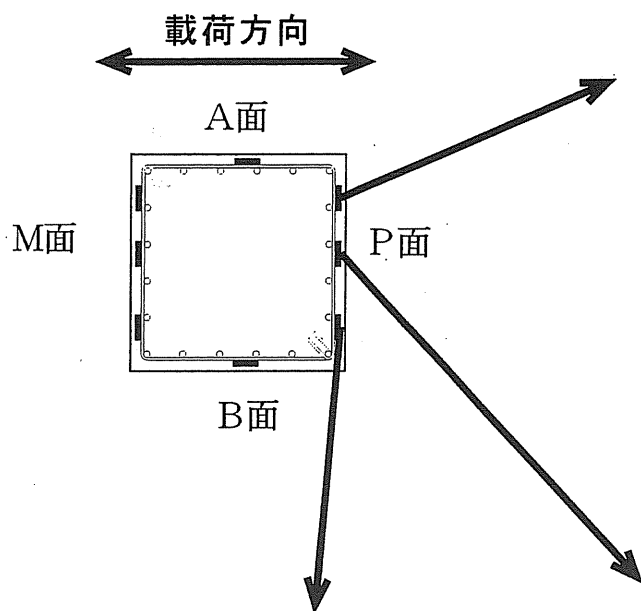
(3) 5δ , 載荷以降

図-1.14(a) 帯鉄筋ひずみ最大値分布 (Type N 供試体、P 面)



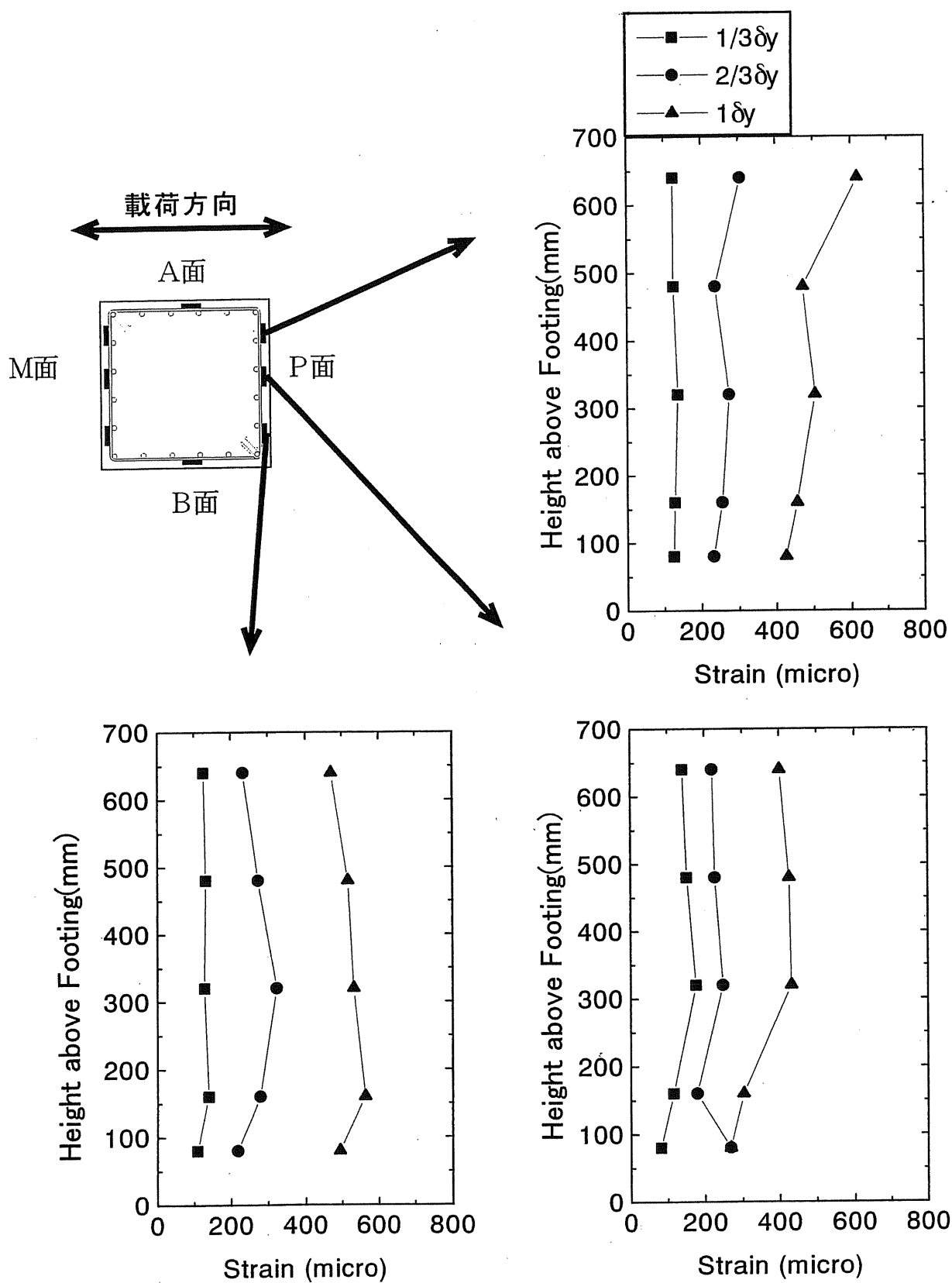
(1) 載荷開始～1 δ_y 載荷

図-1.14(b) 帯鉄筋ひずみ最大値分布 (Type H供試体、P面)



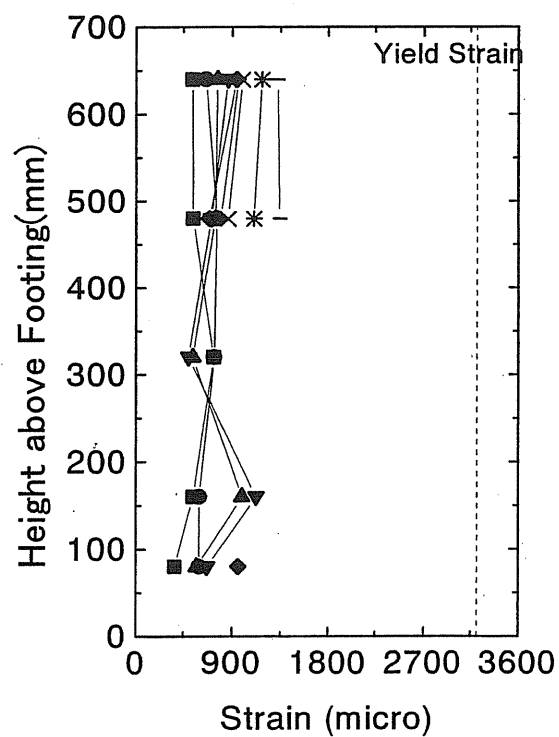
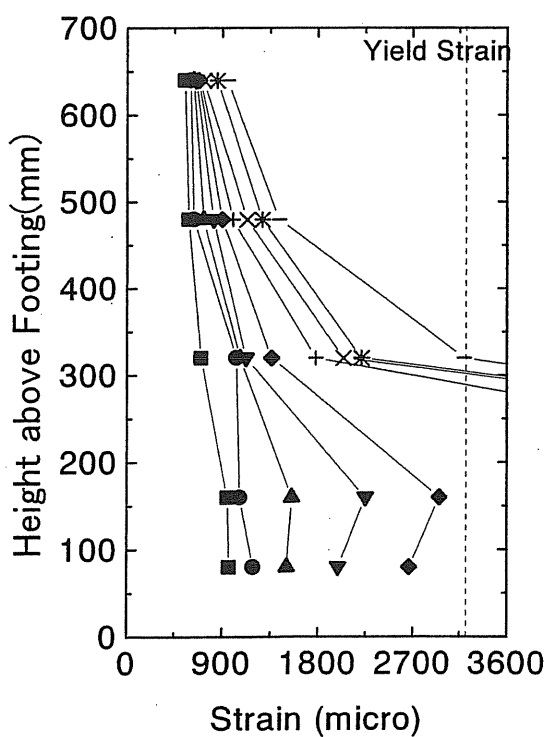
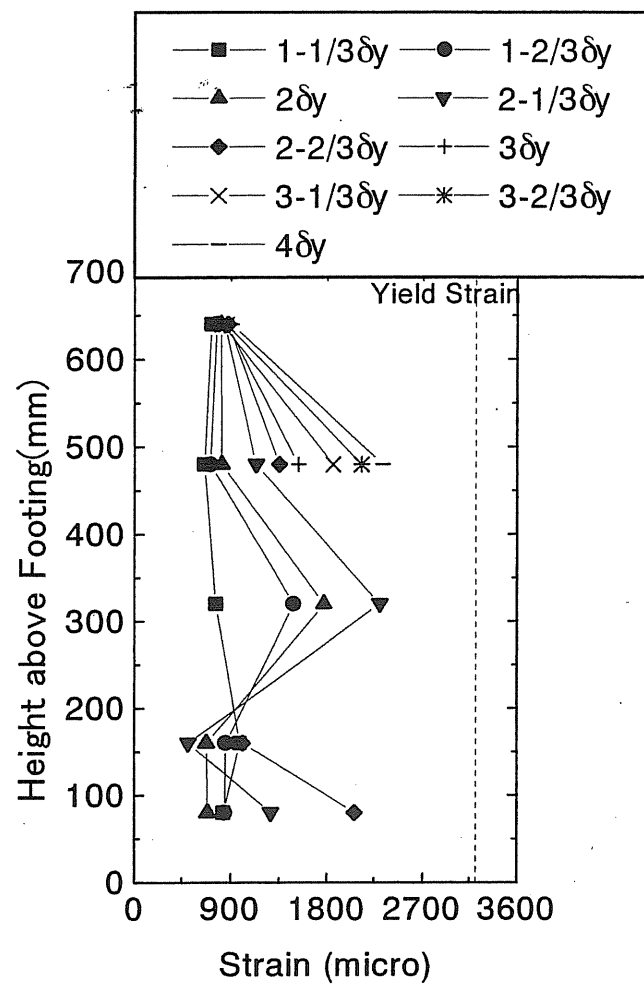
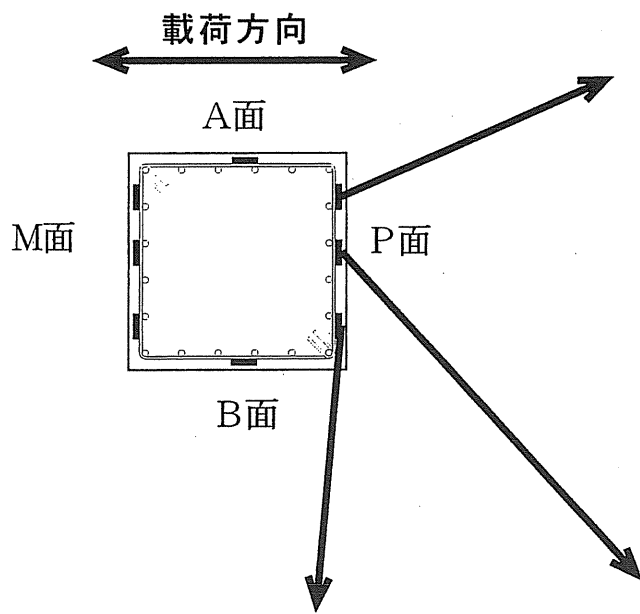
(2) $1.33\delta_y$ 載荷以降

図-1.14(b) 帯鉄筋ひずみ最大値分布 (Type H供試体、P面)



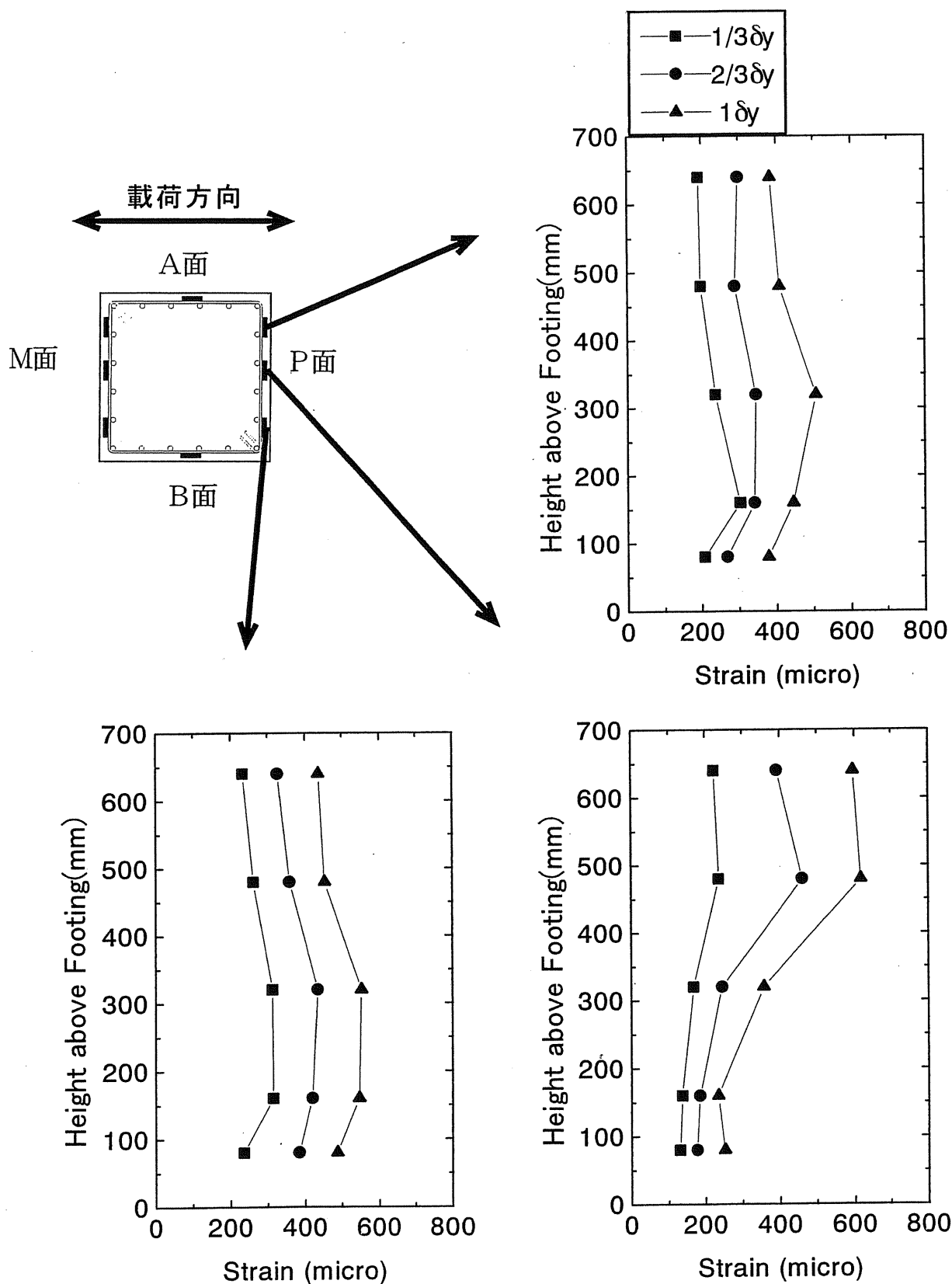
(I) 載荷開始～1 δ_y 載荷

図-1.14(c) 帯鉄筋ひずみ最大値分布 (Type HA供試体、P面)



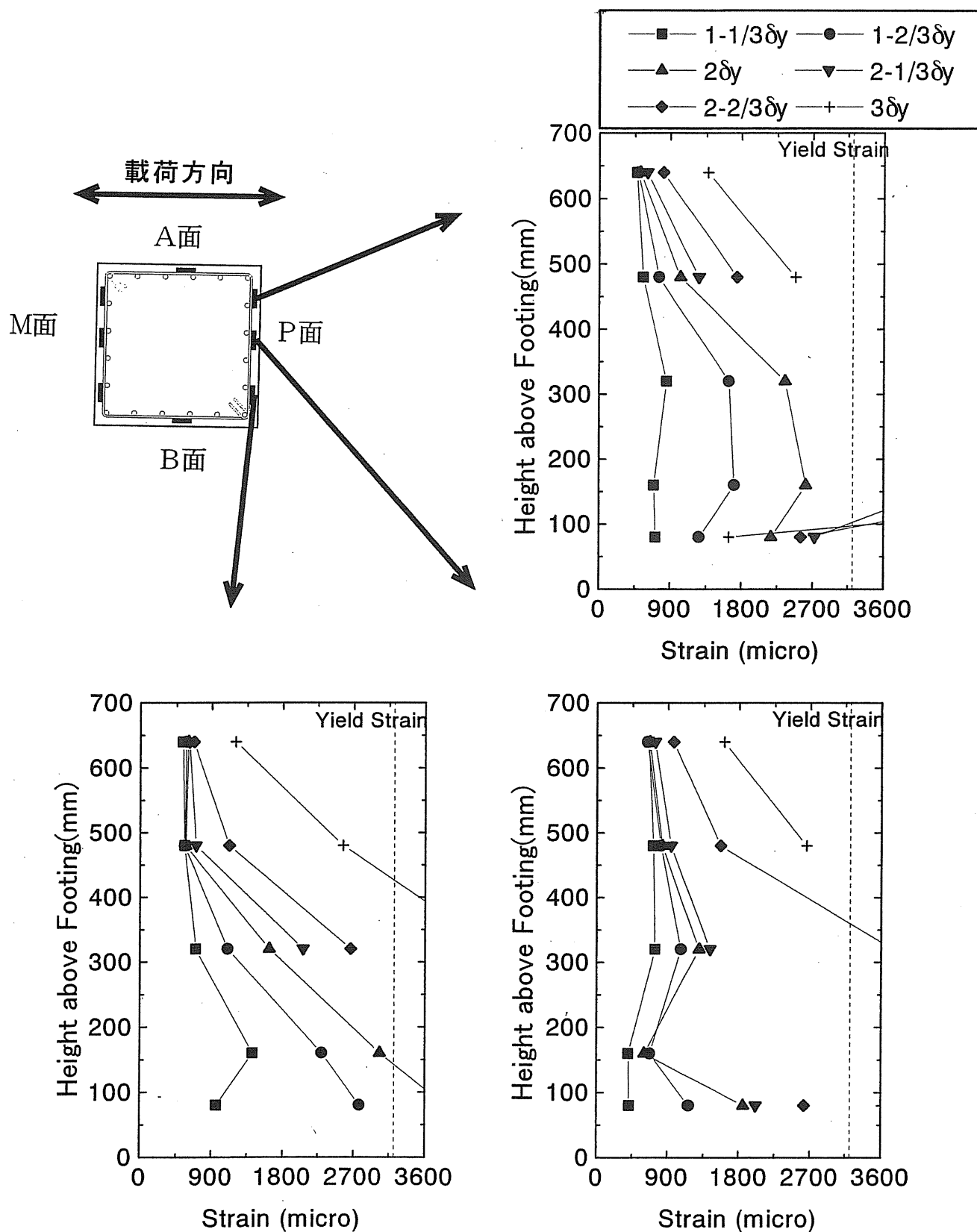
(2) 1.33 δ_y 載荷以降

図-1.14(c) 帯鉄筋ひずみ最大値分布 (Type HA供試体、P面)



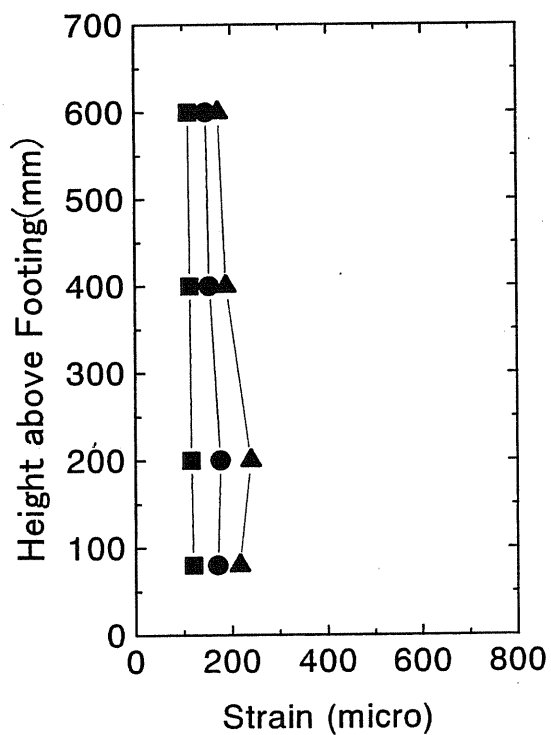
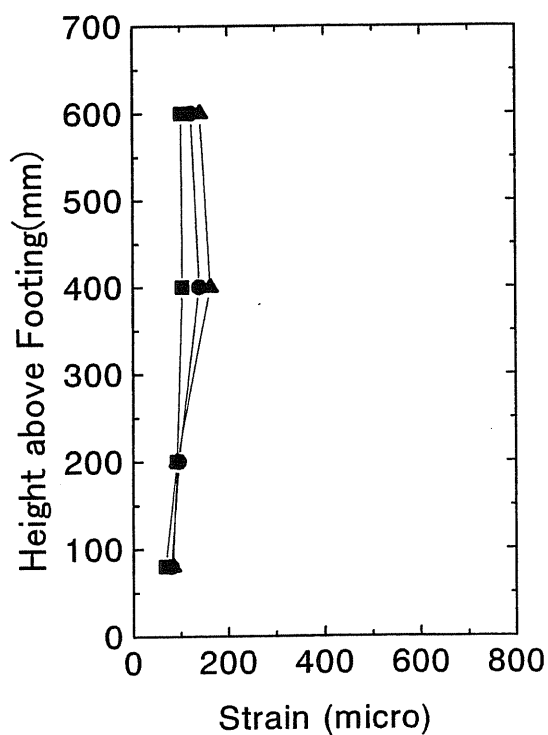
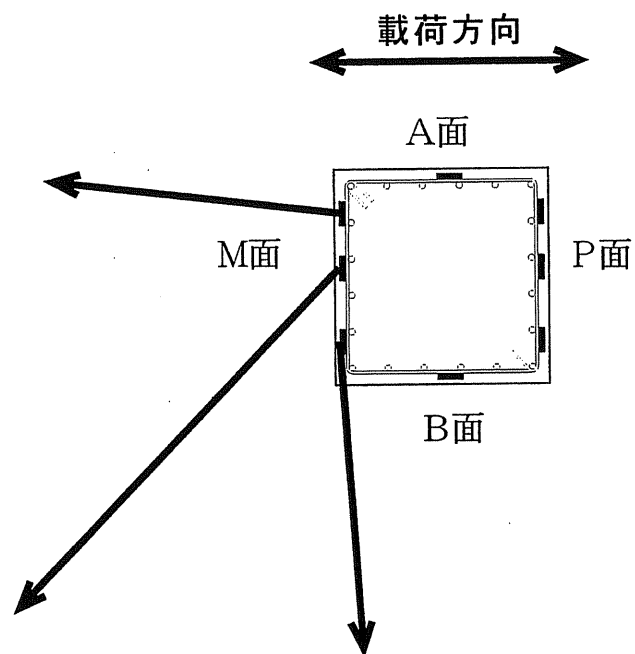
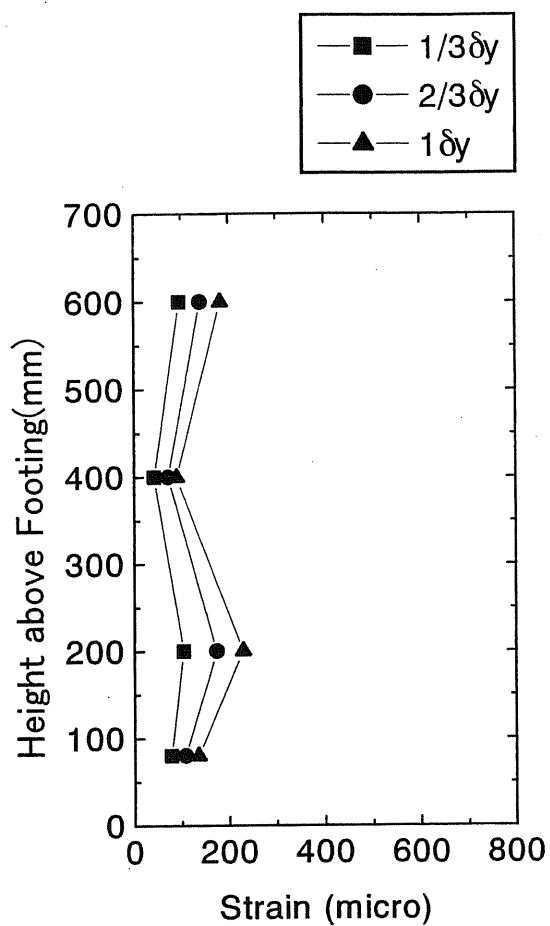
(1) 載荷開始～1 δ_y 載荷

図-1.14(d) 帯鉄筋ひずみ最大値分布 (Type H B 供試体、P 面)



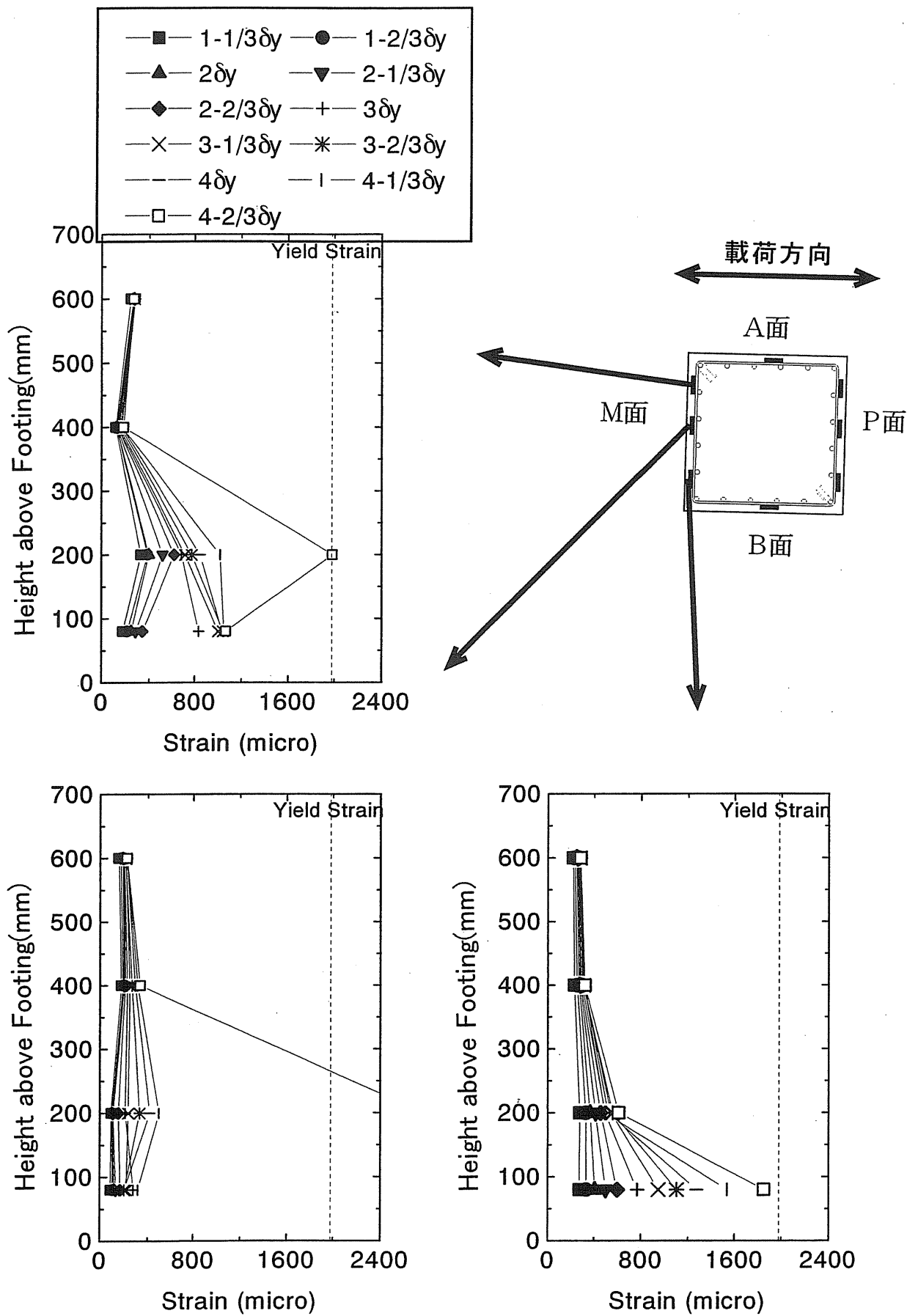
(2) 1.33 δ_y 載荷以降

図-1.14(d) 帯鉄筋ひずみ最大値分布 (Type HB供試体、P面)



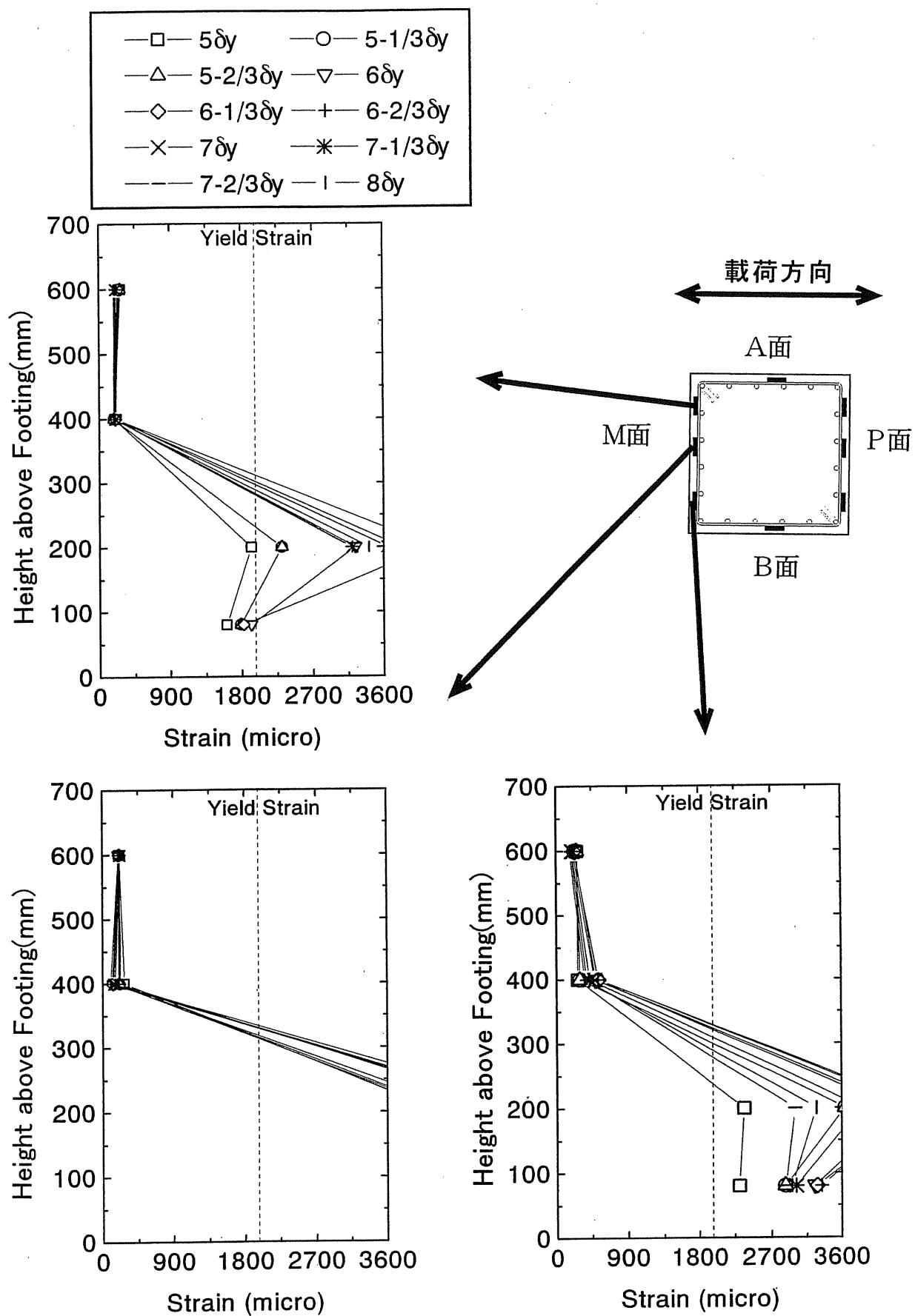
(1) 載荷開始～ $1\delta_y$ 載荷

図-1.15(a) 帯鉄筋ひずみ最大値分布 (Type N 供試体、M面)



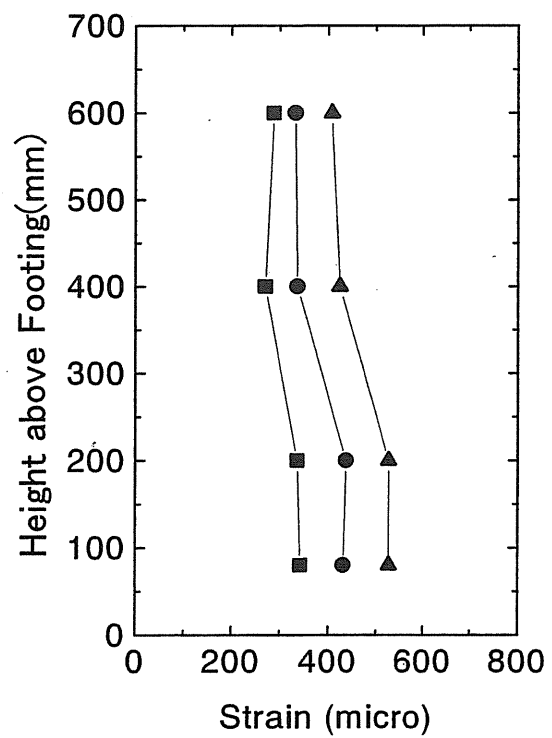
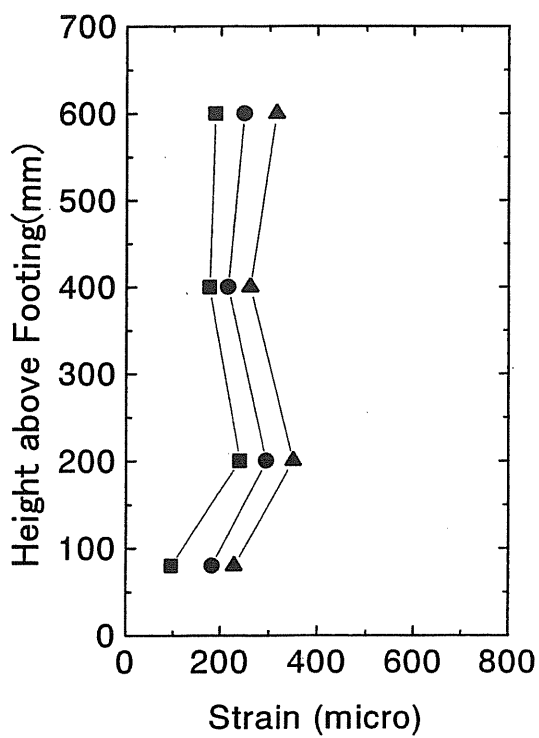
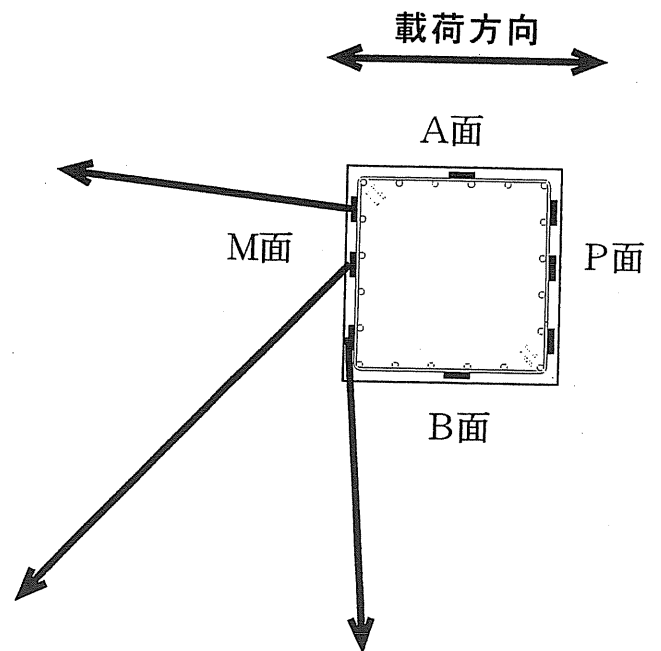
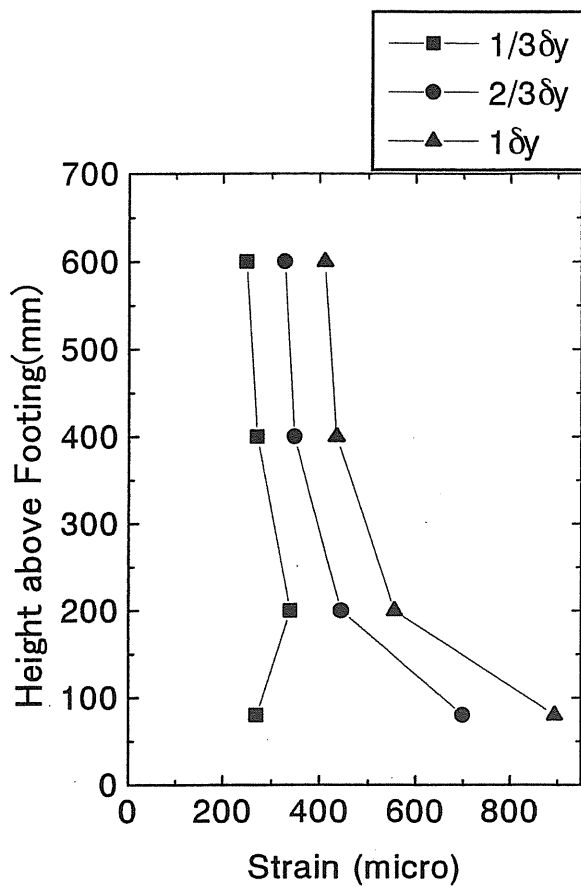
(2) 1.33~4.66 δ_y 載荷

図-1.15(a) 帯鉄筋ひずみ最大値分布 (Type N供試体、M面)



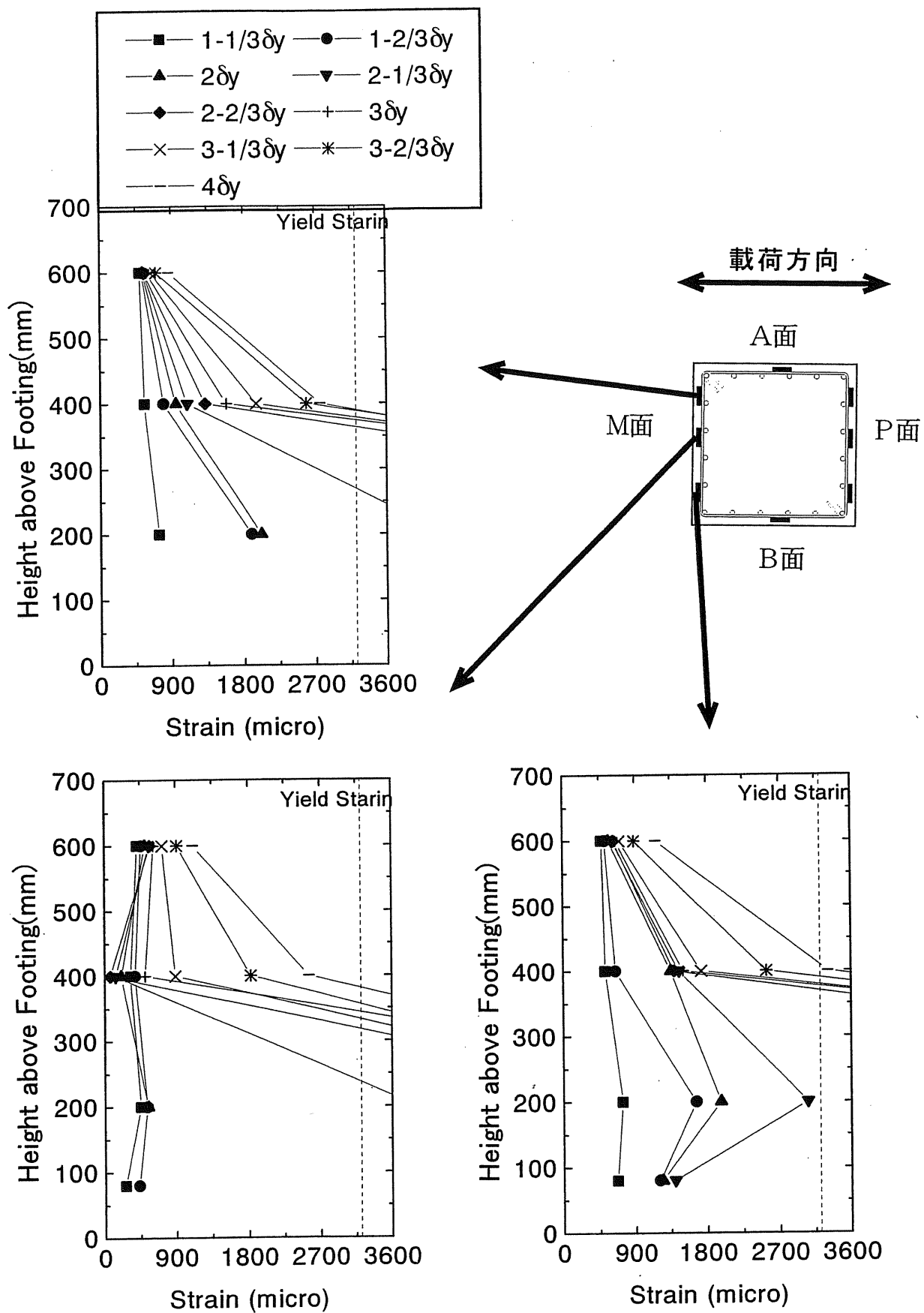
(3) $5\delta_y$ 載荷以降

図-1.15(a) 帯鉄筋ひずみ最大値分布 (Type N供試体、M面)



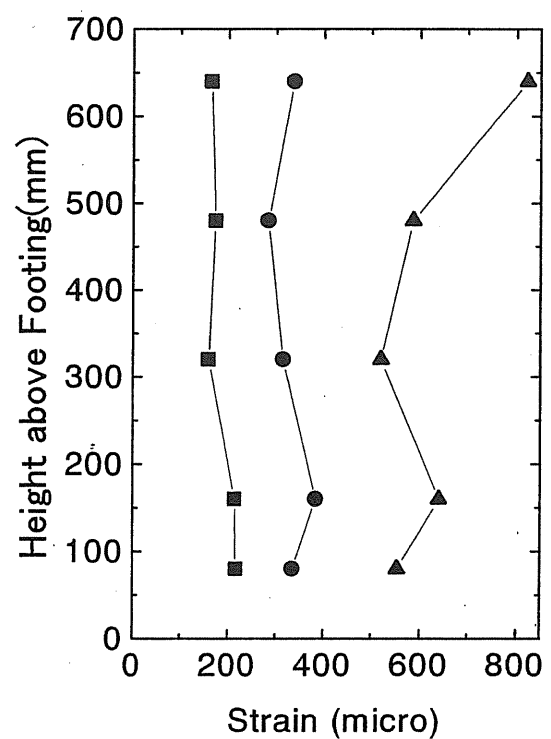
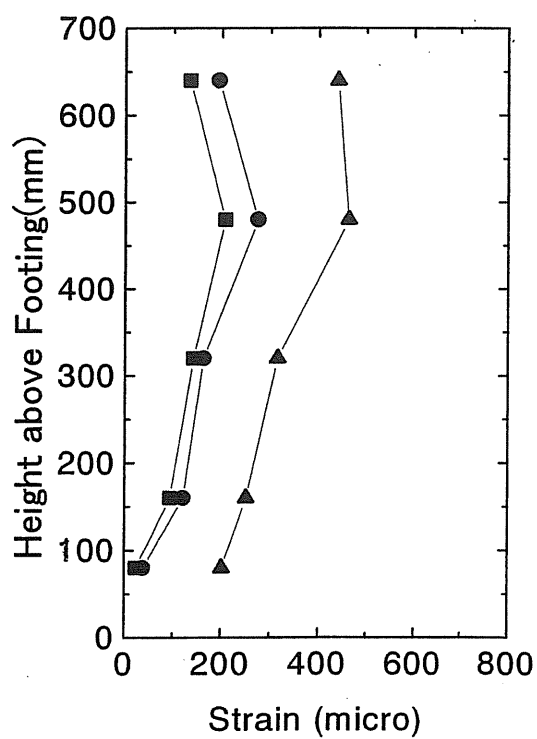
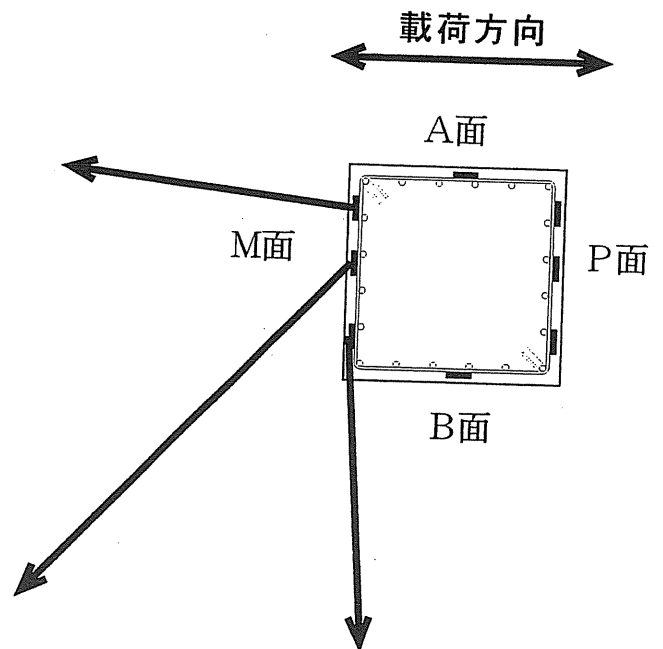
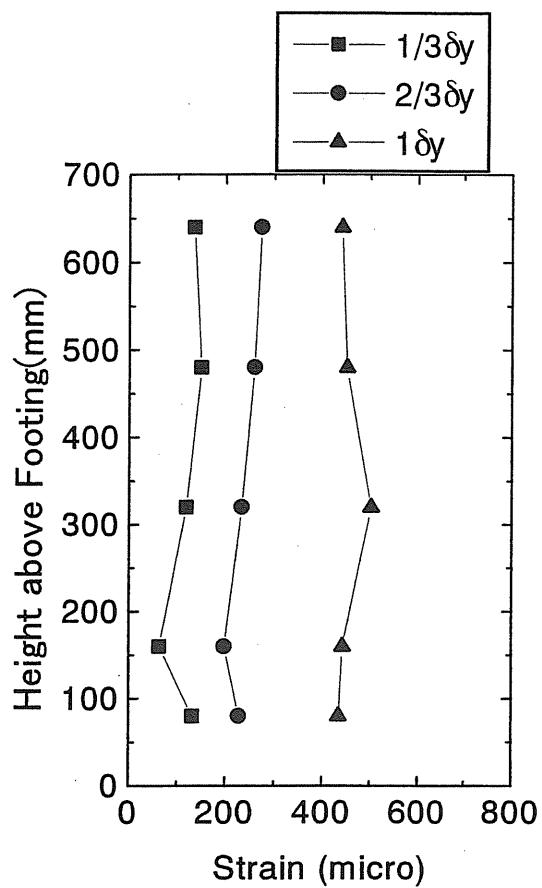
(1) 載荷開始～ $1\delta_y$ 載荷

図-1.15(b) 帯鉄筋ひずみ最大値分布 (Type H供試体、M面)



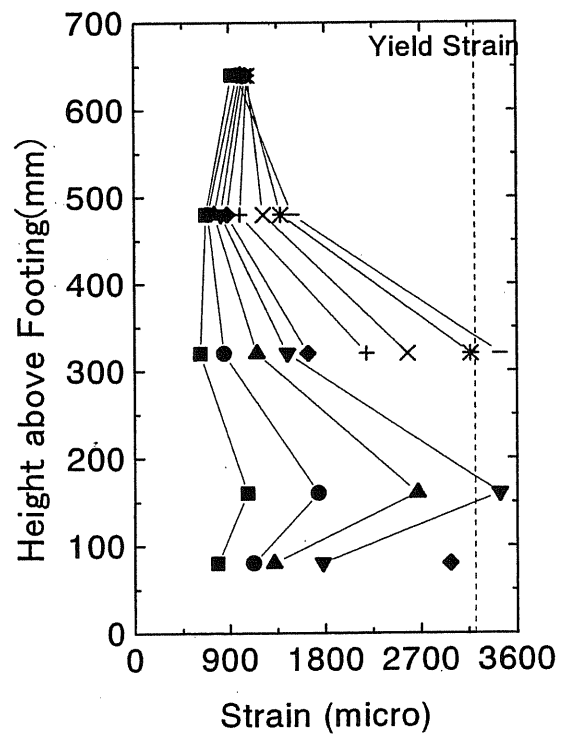
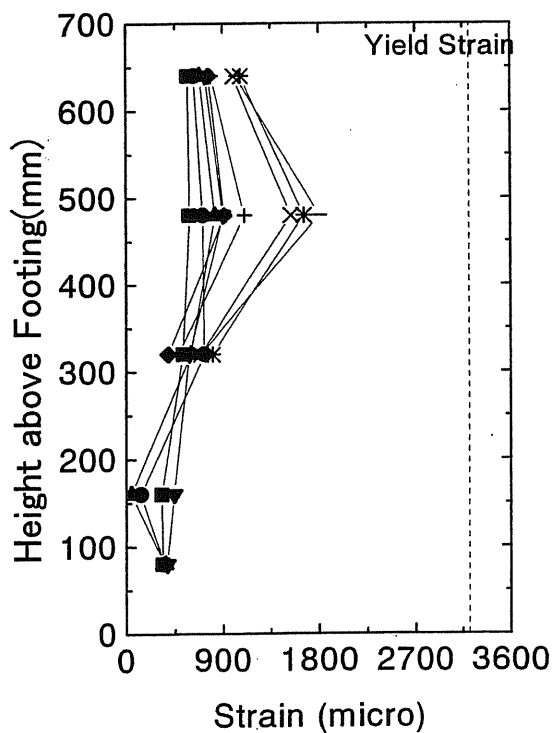
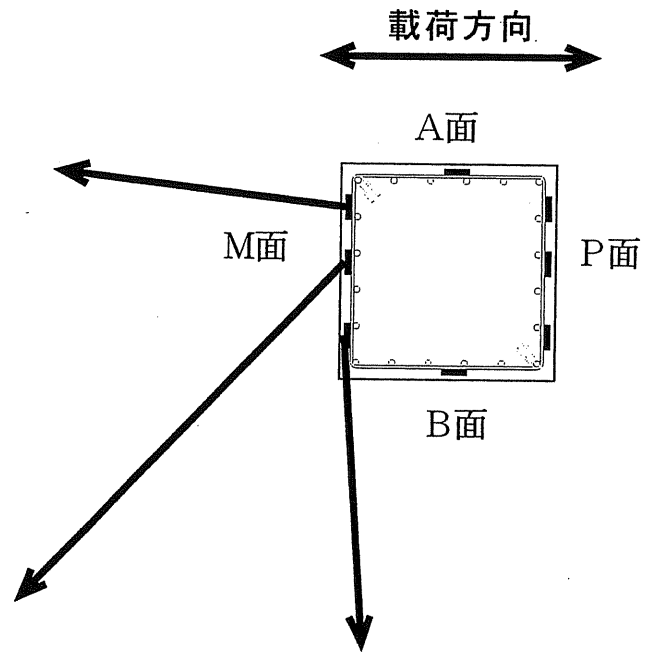
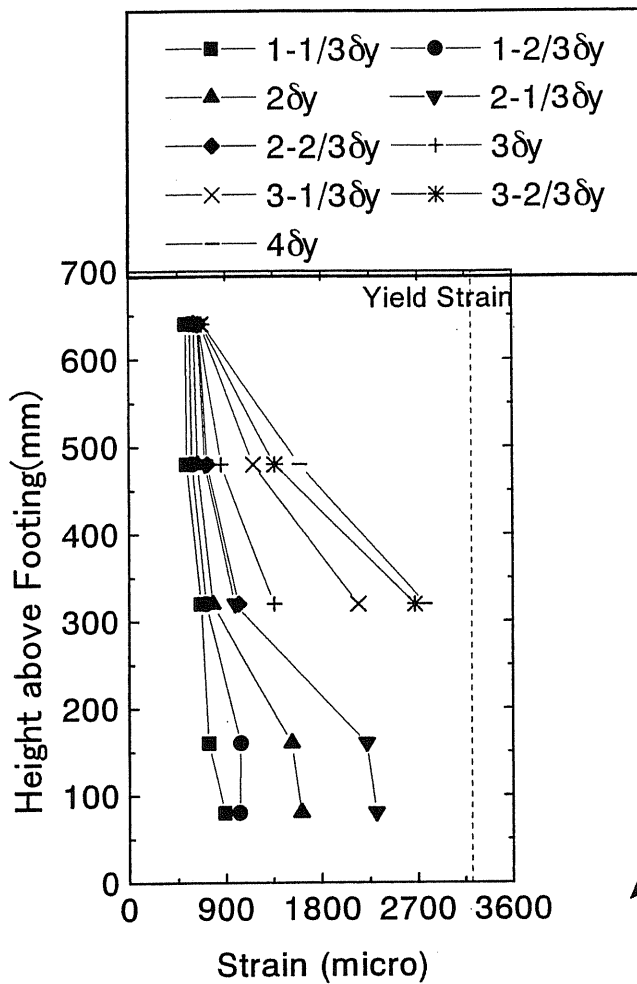
(2) 1.33 δ_y 載荷以降

図-1.15(b) 帯鉄筋ひずみ最大値分布 (Type H 供試体、M面)



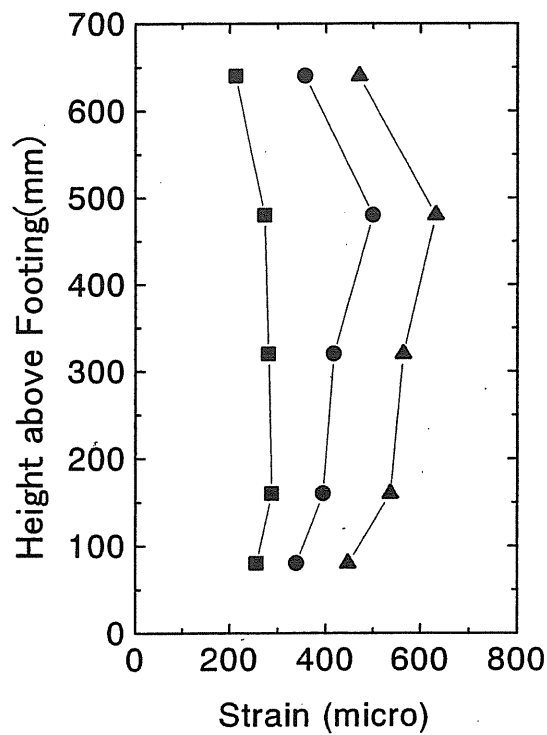
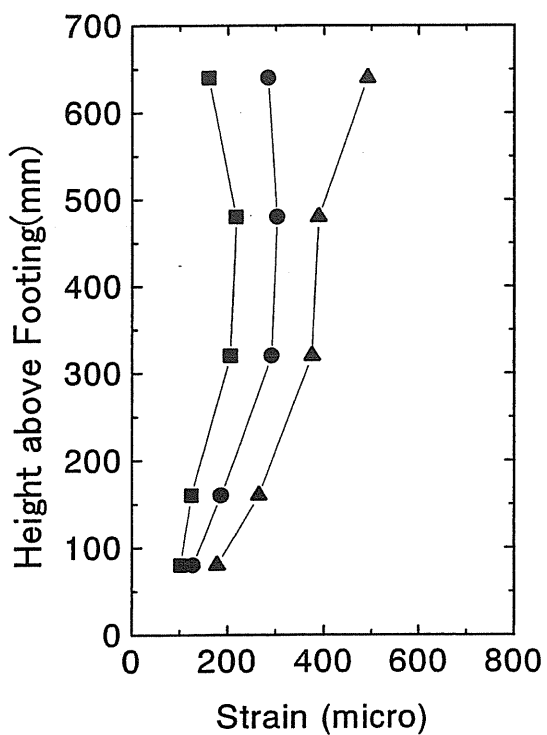
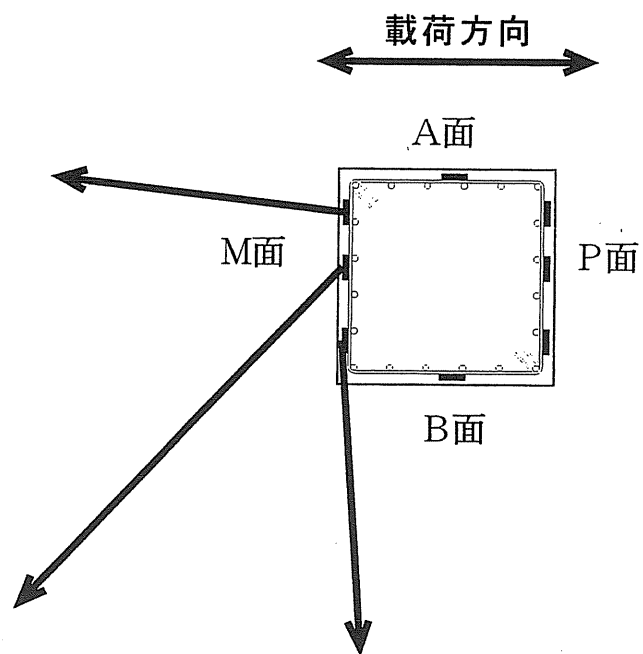
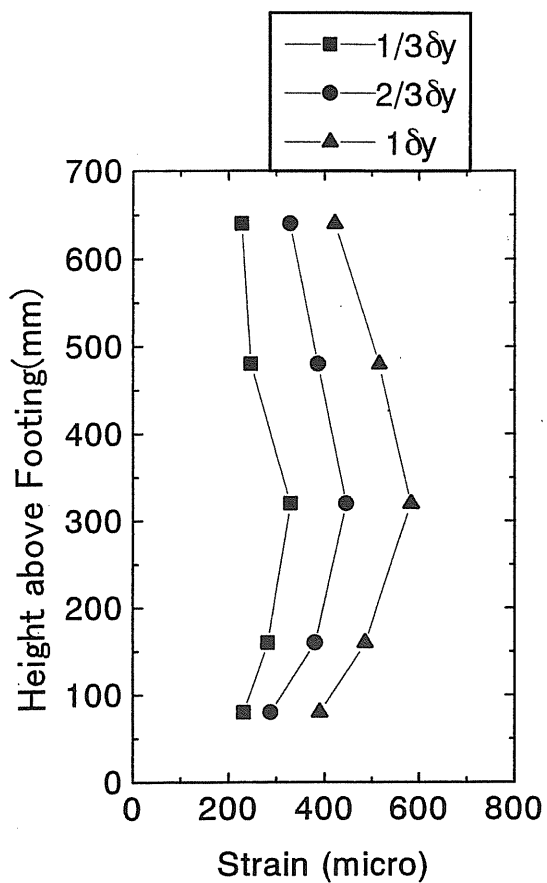
(1) 載荷開始～ $1\delta_y$ 載荷

図-1.15(c) 帯鉄筋ひずみ最大値分布 (Type H A 供試体、M面)



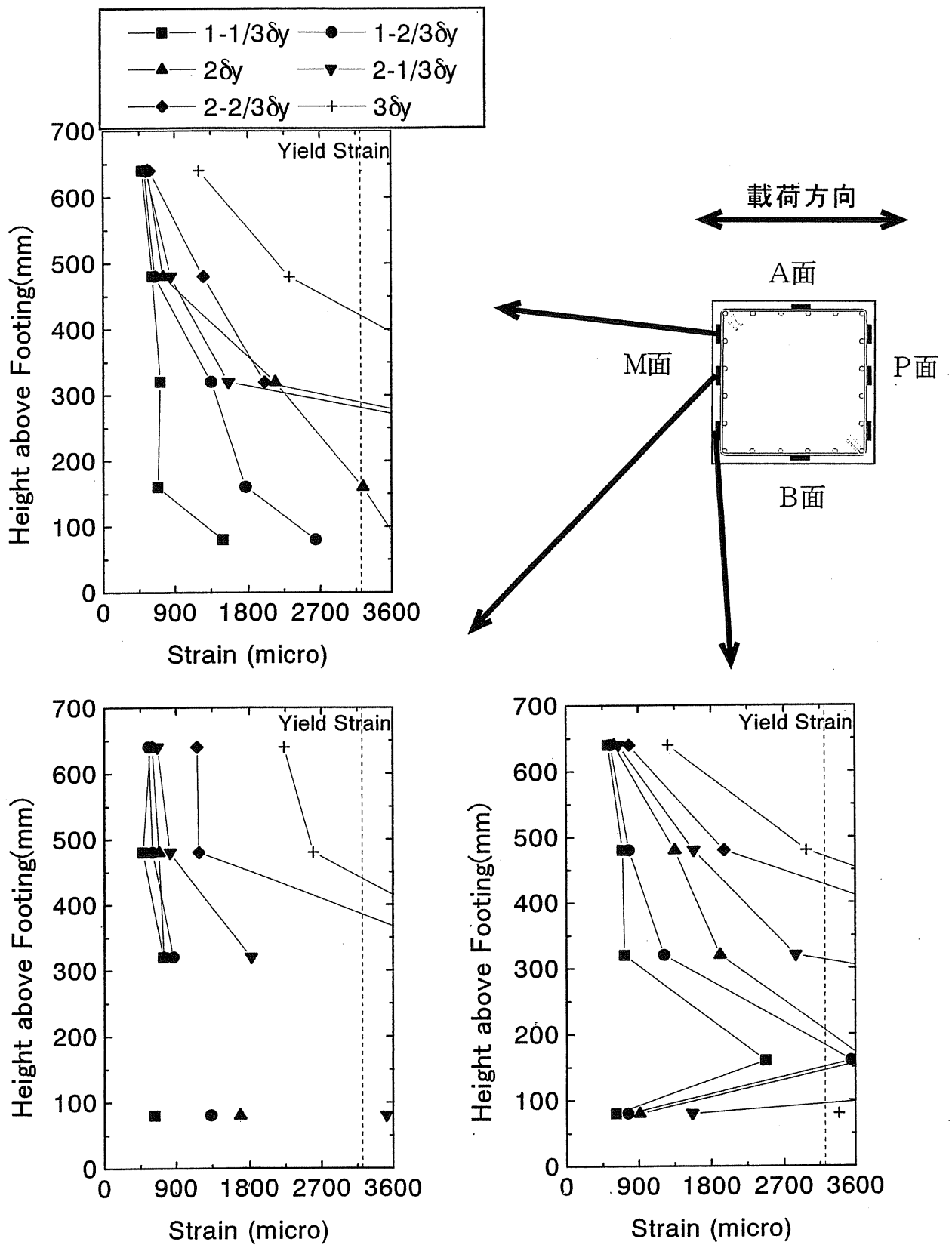
(2) $1.33\delta_y$ 載荷以降

図-1.15(c) 帯鉄筋ひずみ最大値分布 (Type H A供試体、M面)



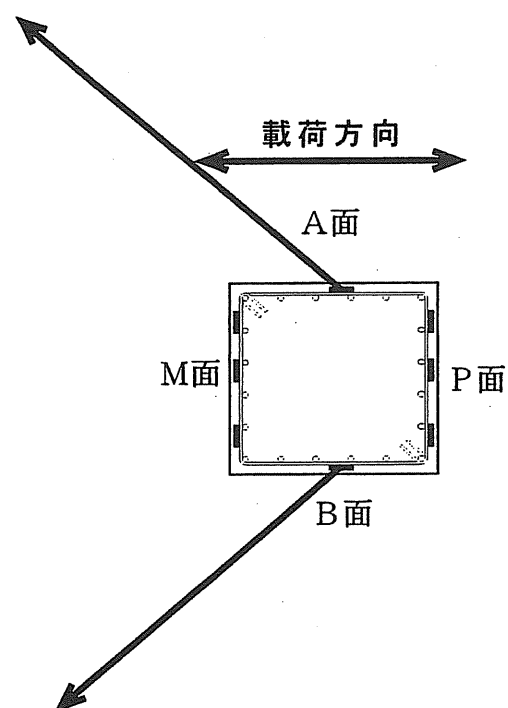
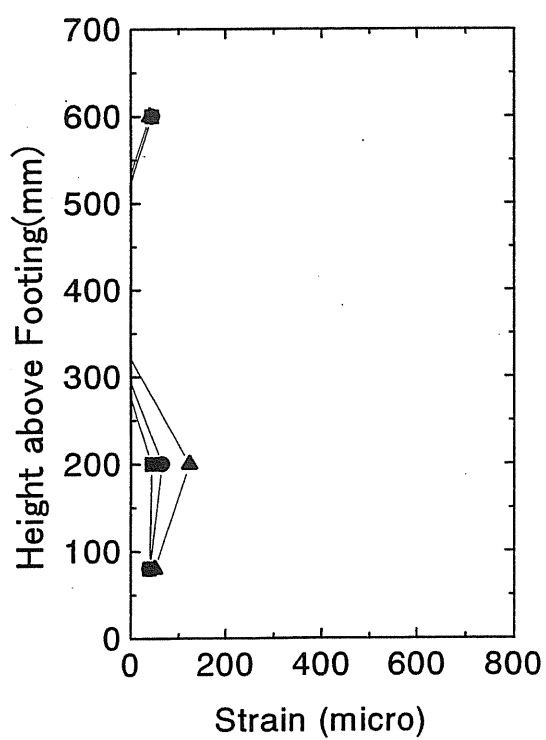
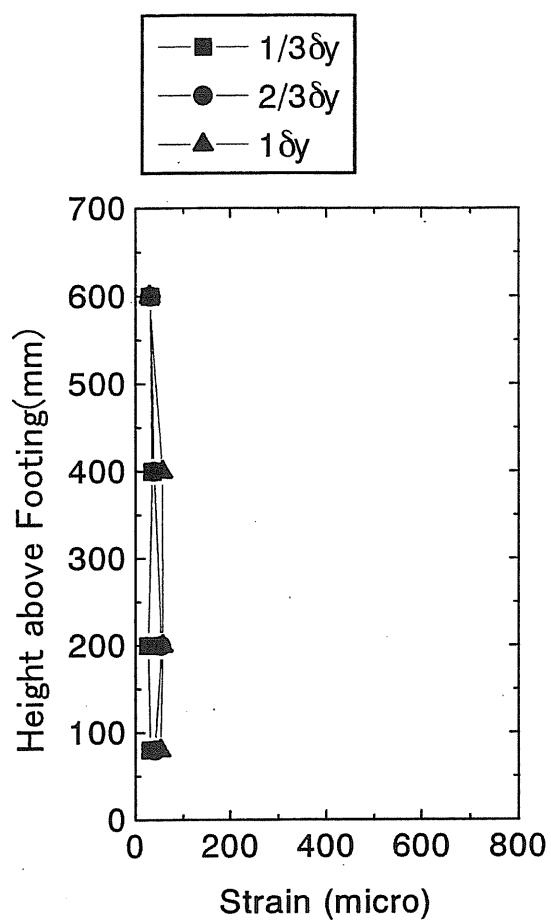
(1) 載荷開始～ $1\delta_y$ 載荷

図-1.15(d) 帯鉄筋ひずみ最大値分布 (Type H B 供試体、M面)



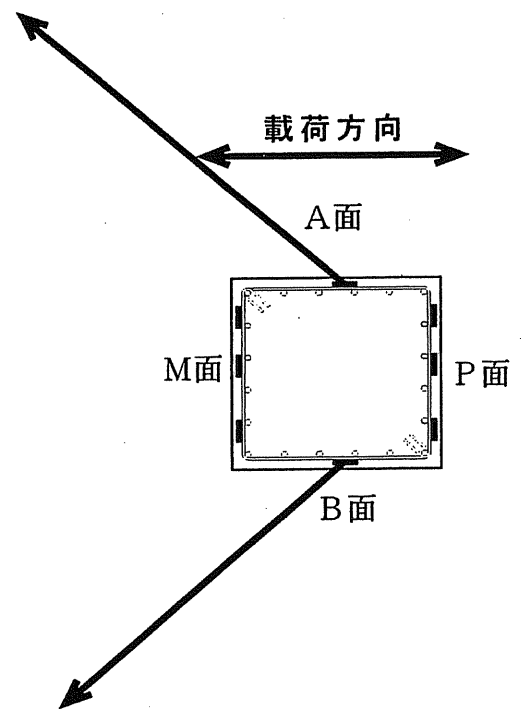
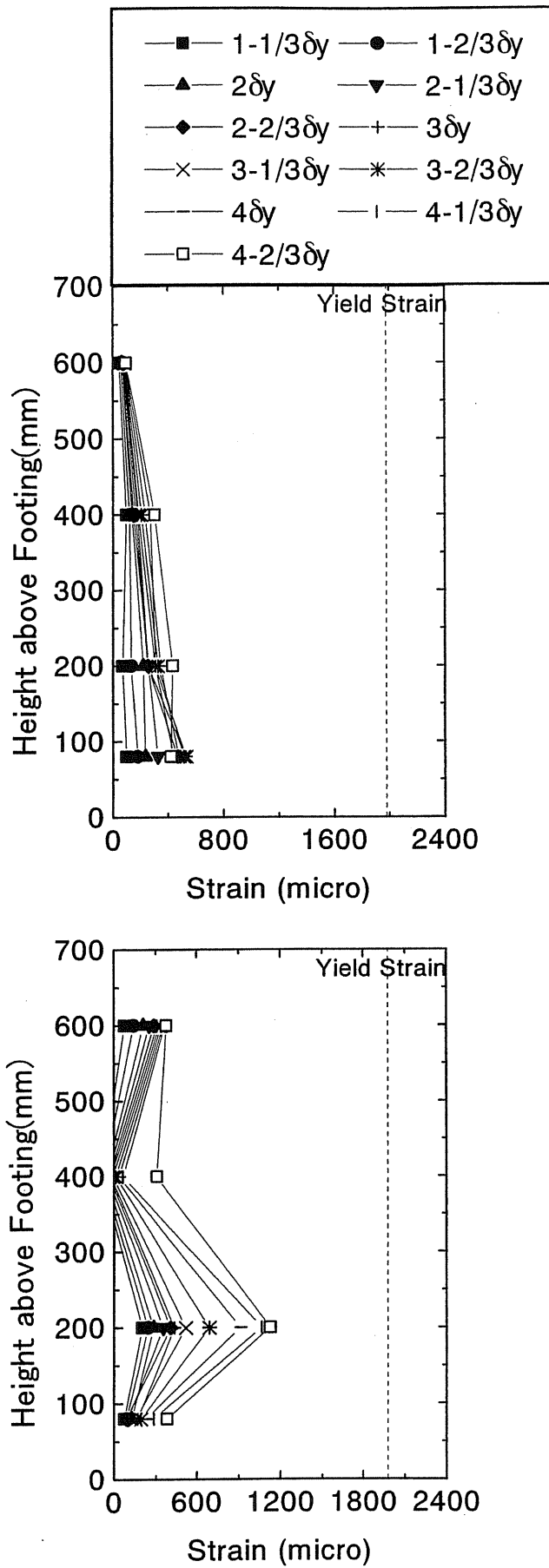
(2) 1.33 δ_y 載荷以降

図-1.15(d) 帯鉄筋ひずみ最大値分布 (Type H B 供試体、M面)



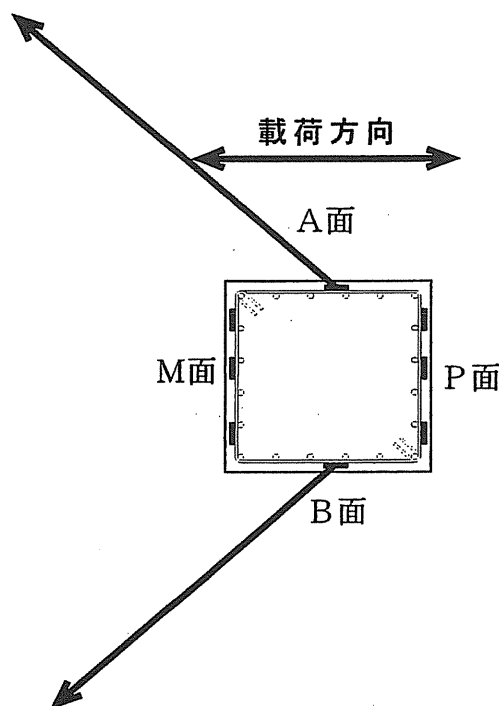
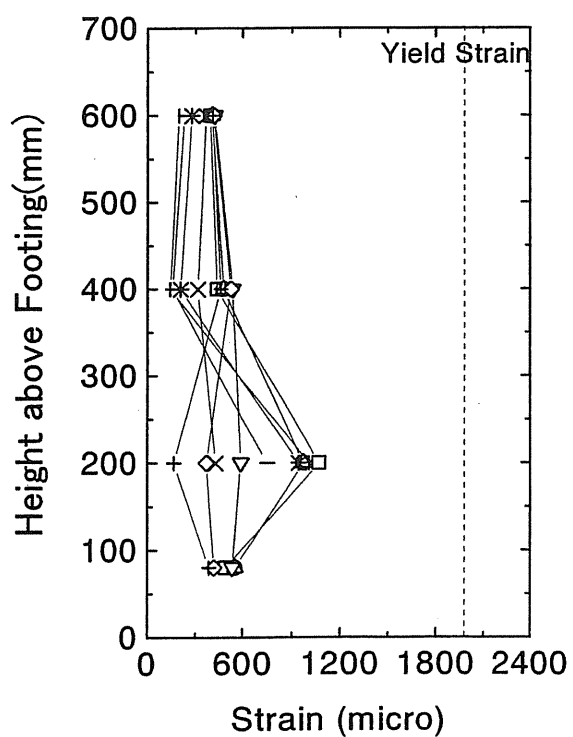
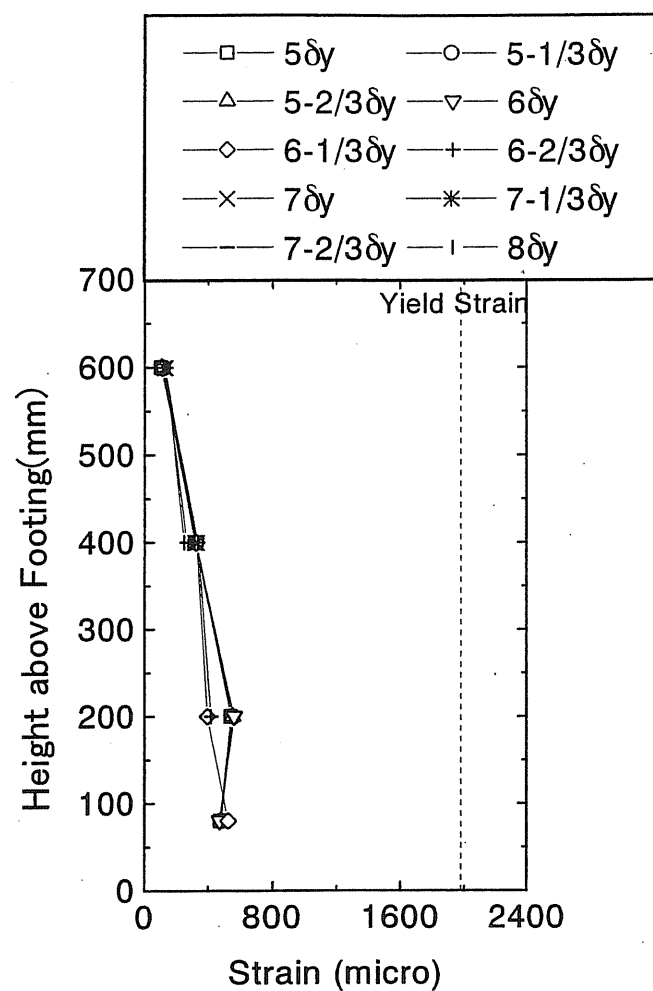
(1) 载荷開始～1 δ_y 载荷

図-1.16(a) 帯鉄筋ひずみ最大値分布 (Type N供試体、A B面)



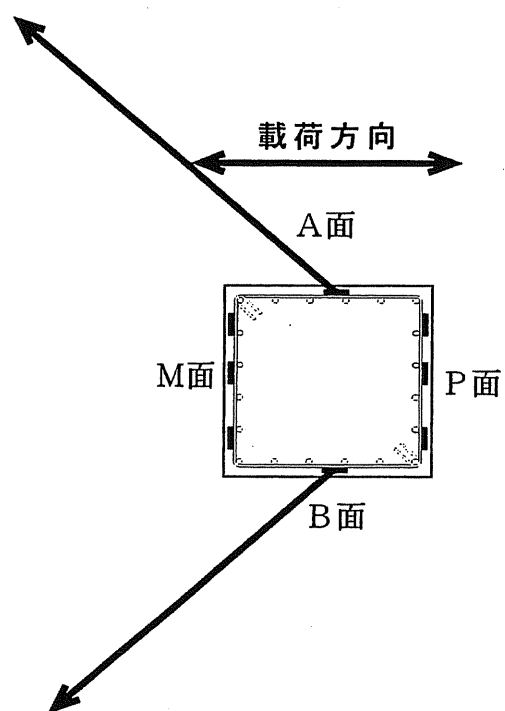
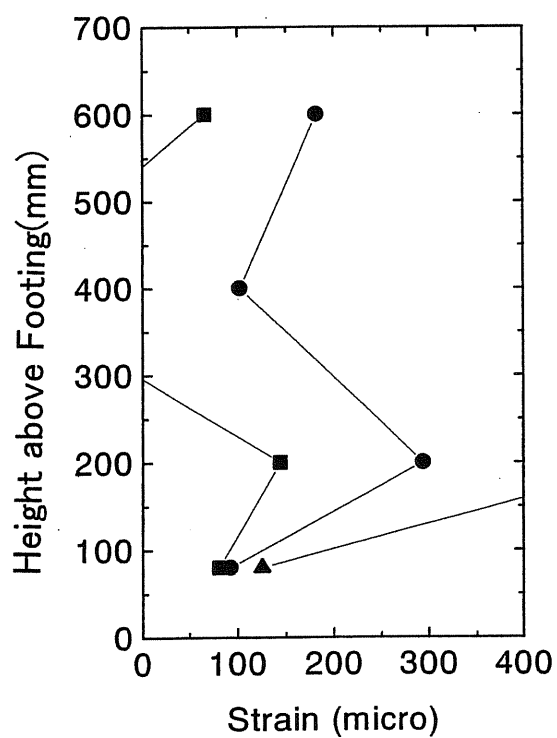
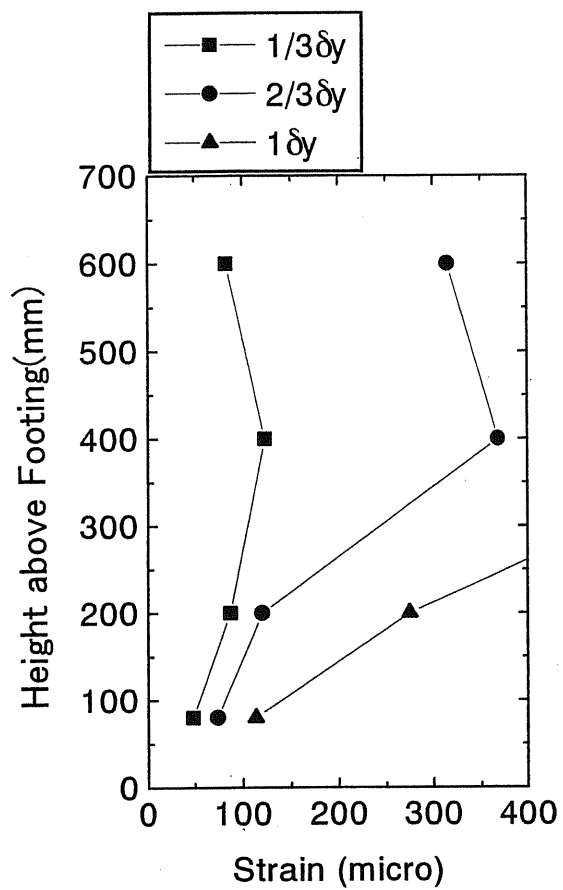
(2) $1.33 \sim 4.66 \delta_y$ 載荷

図-1.16(a) 帯鉄筋ひずみ最大値分布 (Type N 供試体、A B 面)



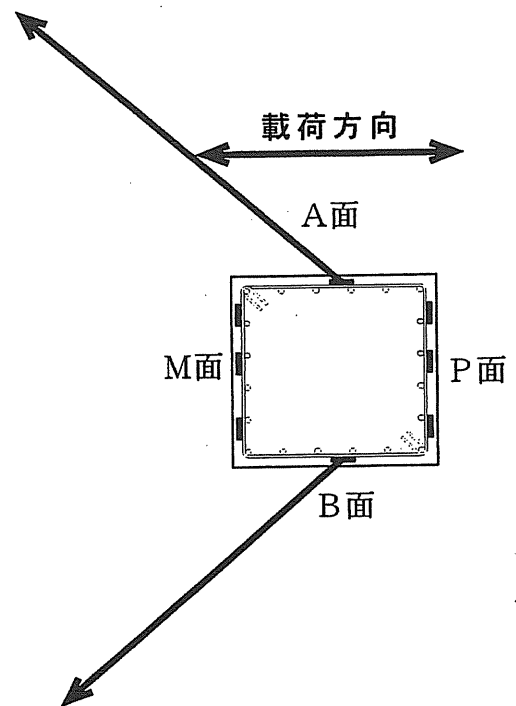
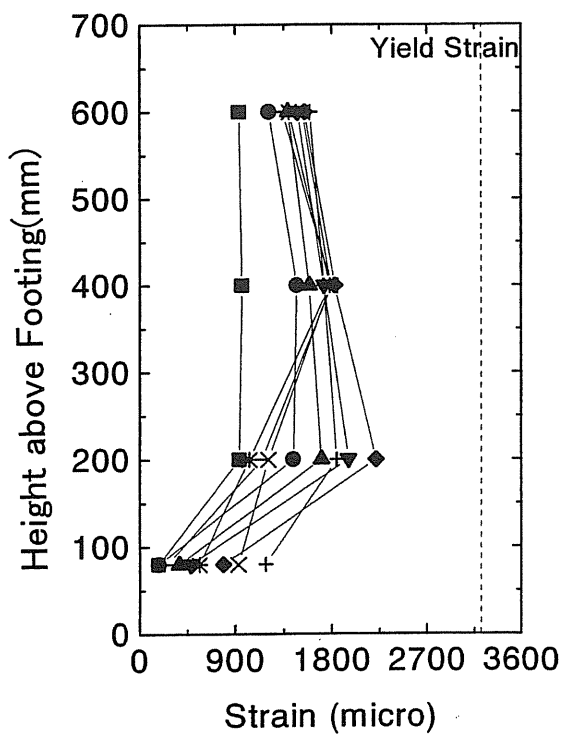
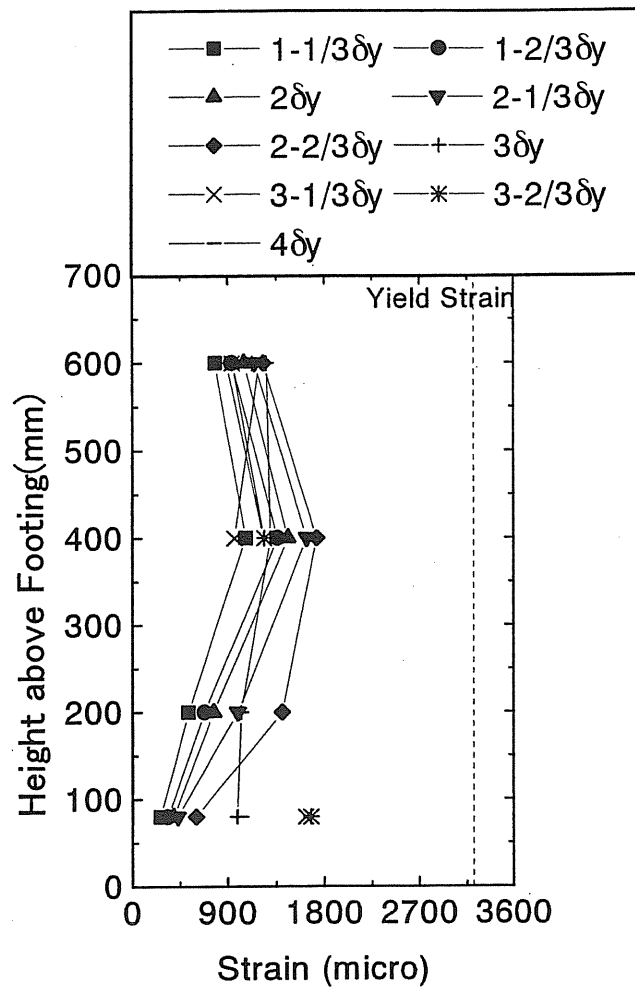
(3) 5δ , 載荷以降

図-1.16(a) 帯鉄筋ひずみ最大値分布 (Type N供試体、A B面)



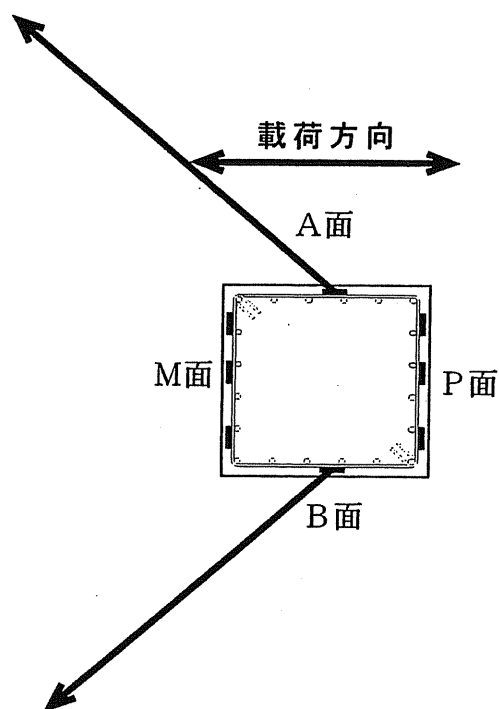
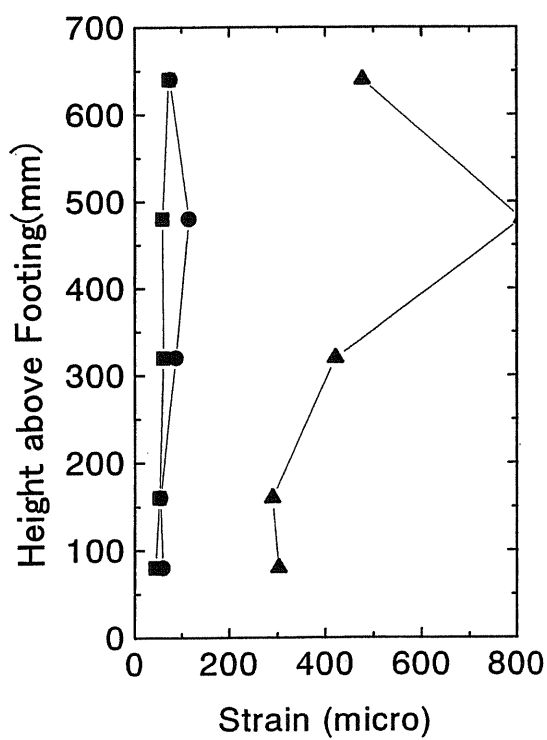
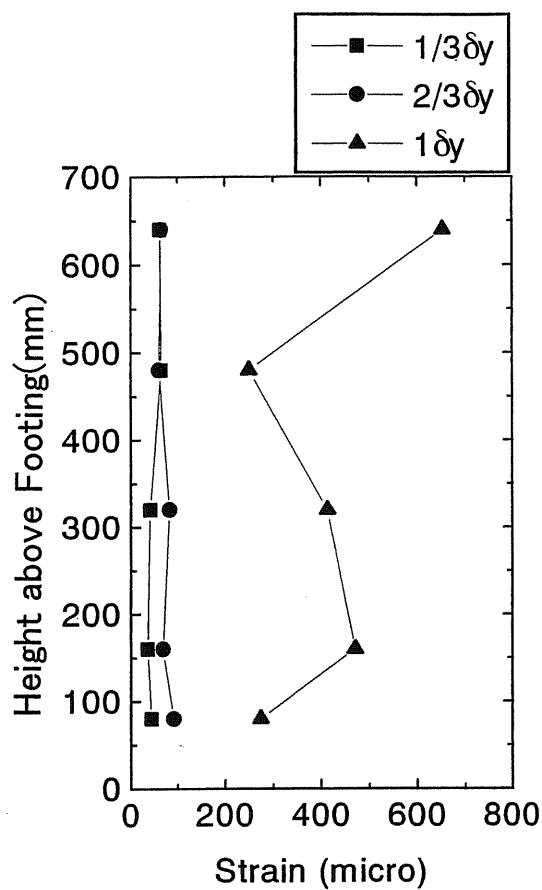
(1) 載荷開始～1 δ , 載荷

図-1.16(b) 帯鉄筋ひずみ最大値分布 (Type H 供試体、A B 面)



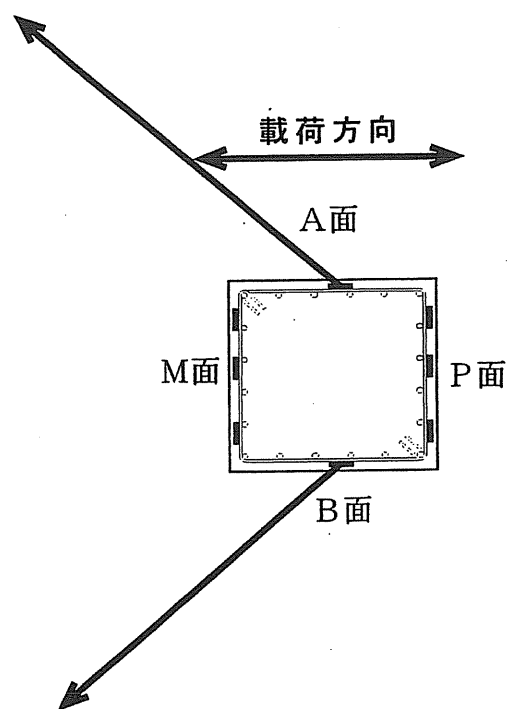
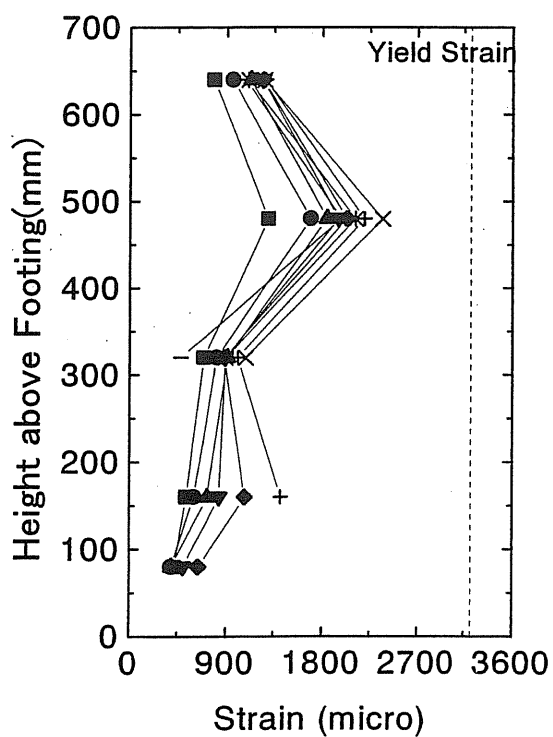
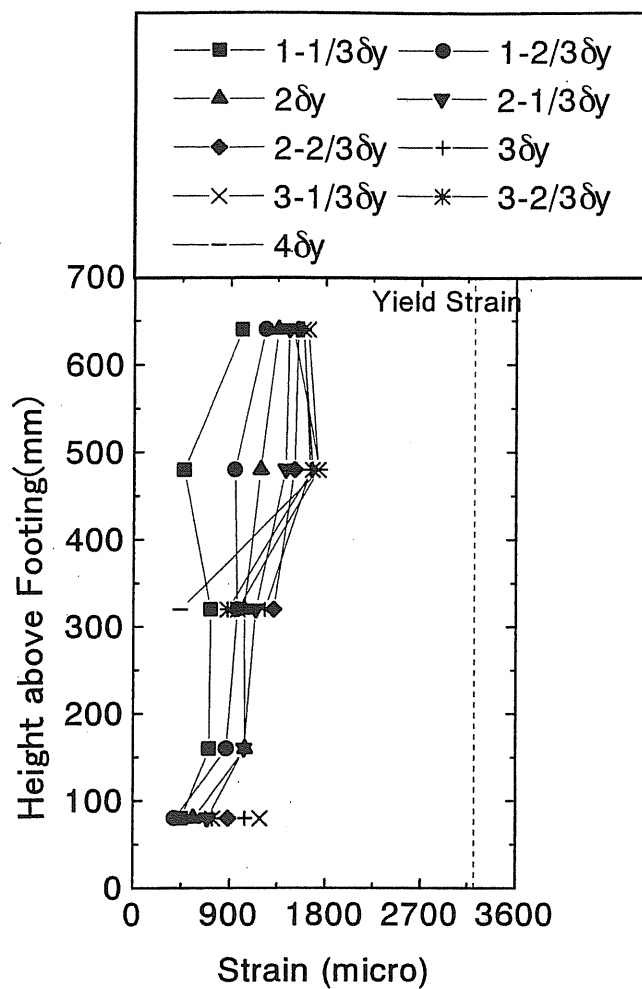
(2) 1.33 δ_y 載荷以降

図-1.16(b) 帯鉄筋ひずみ最大値分布 (Type H 供試体、AB面)



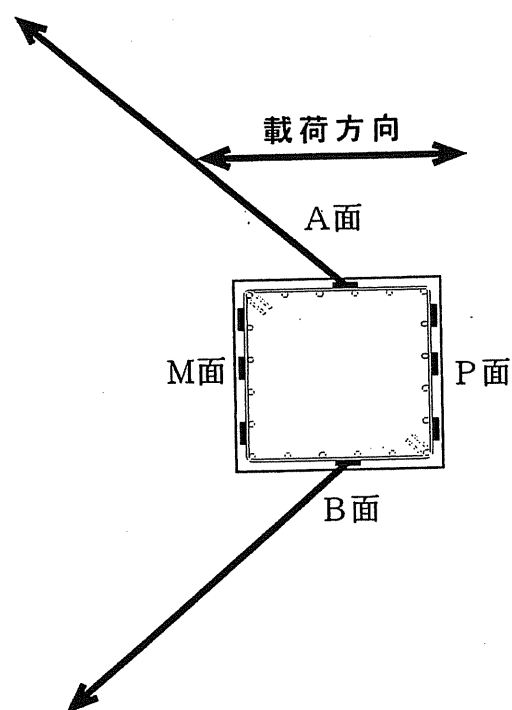
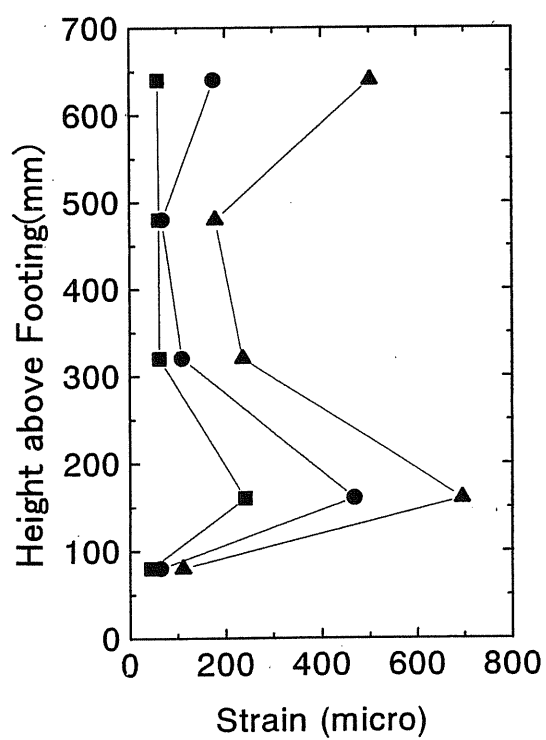
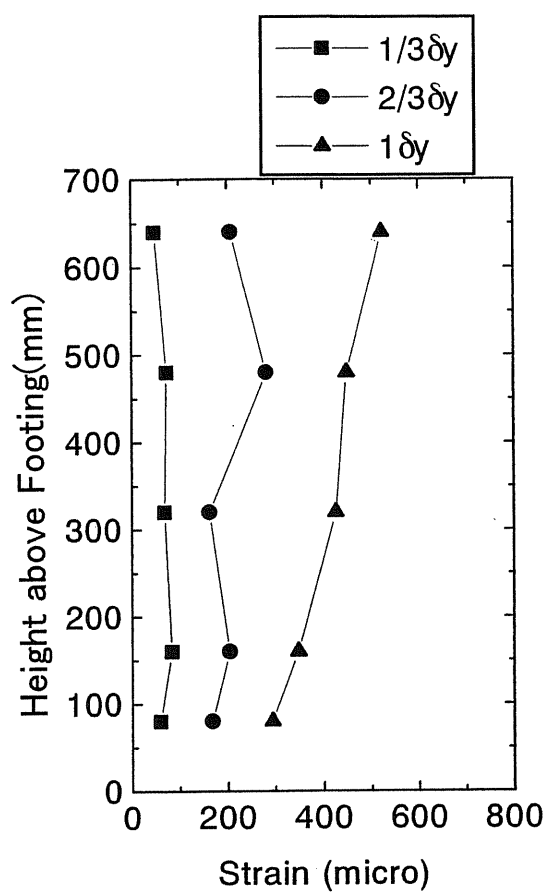
(1) 載荷開始～ $1\delta_y$ 載荷

図-1.16(c) 帯鉄筋ひずみ最大値分布 (Type HA供試体、AB面)



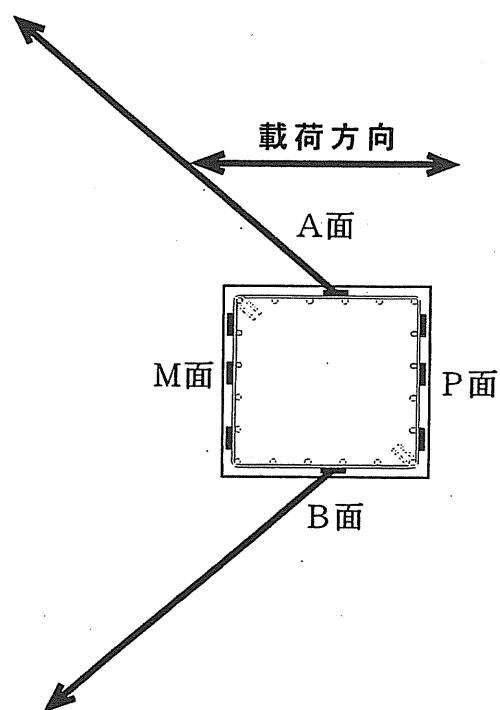
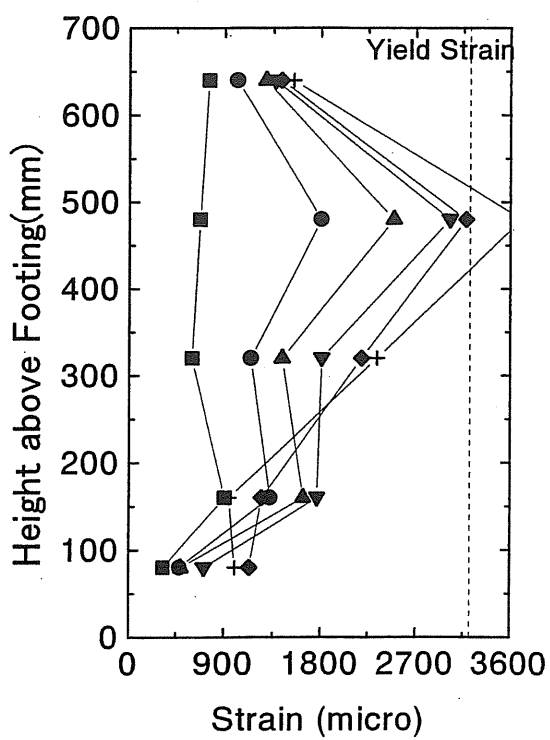
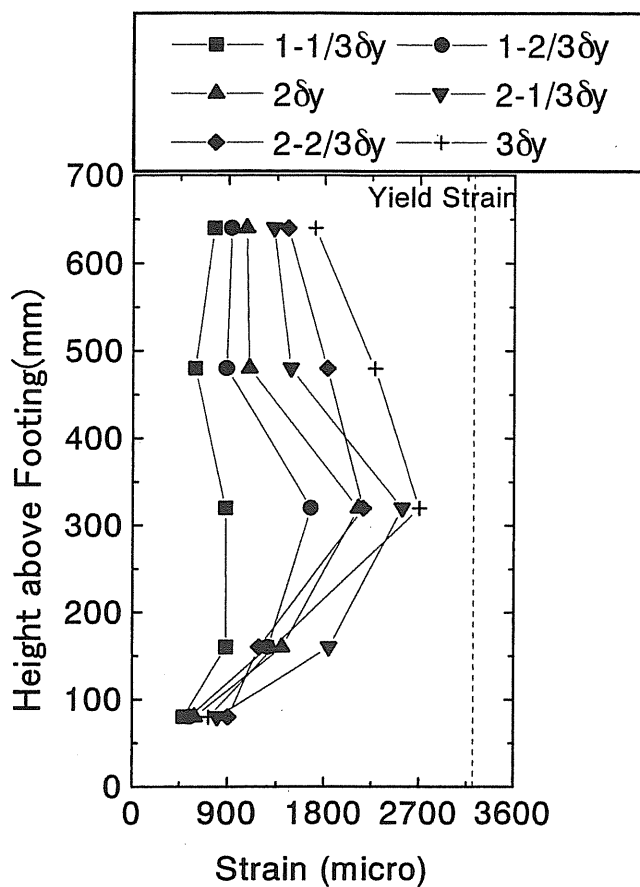
(2) $1.33\delta_y$ 载荷以降

図-1.16(c) 帯鉄筋ひずみ最大値分布 (Type HA供試体、AB面)



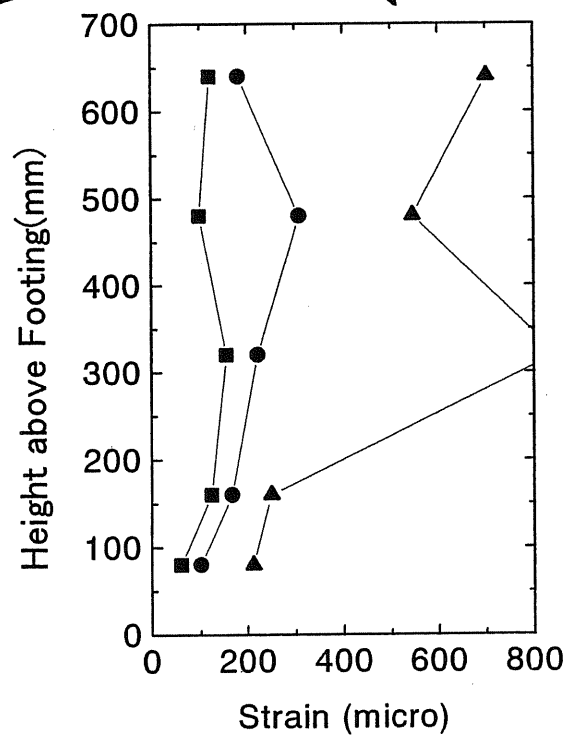
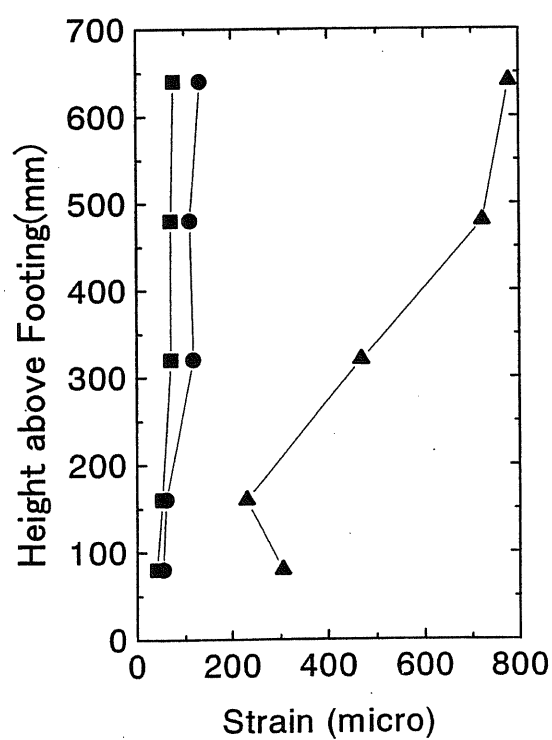
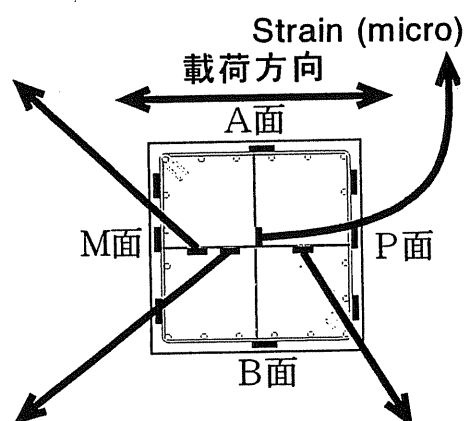
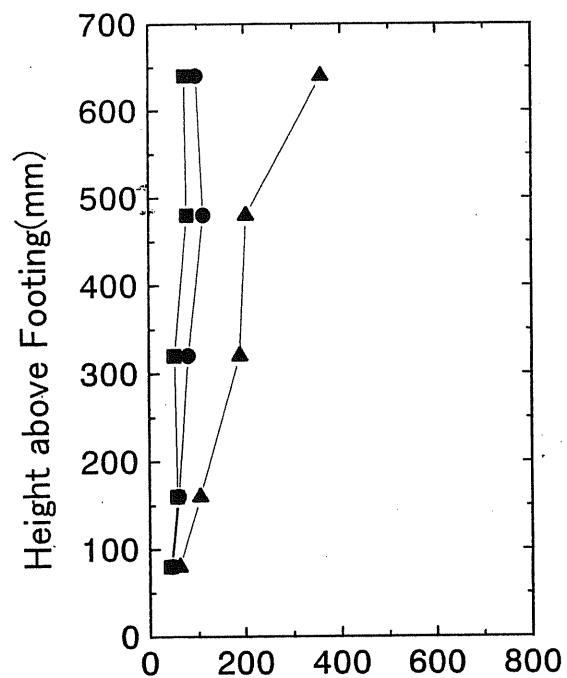
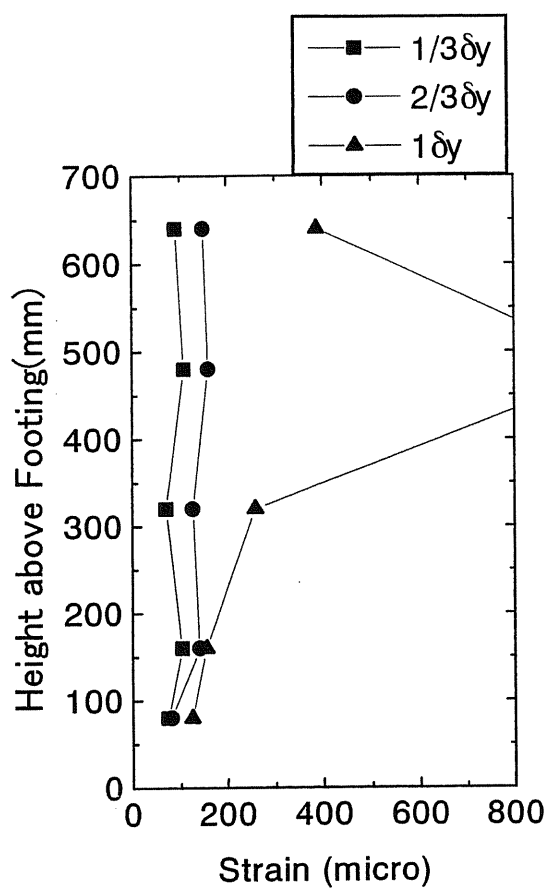
(1) 載荷開始～ $1\delta_y$ 載荷

図-1.16(d) 帯鉄筋ひずみ最大値分布 (Type HB供試体、AB面)



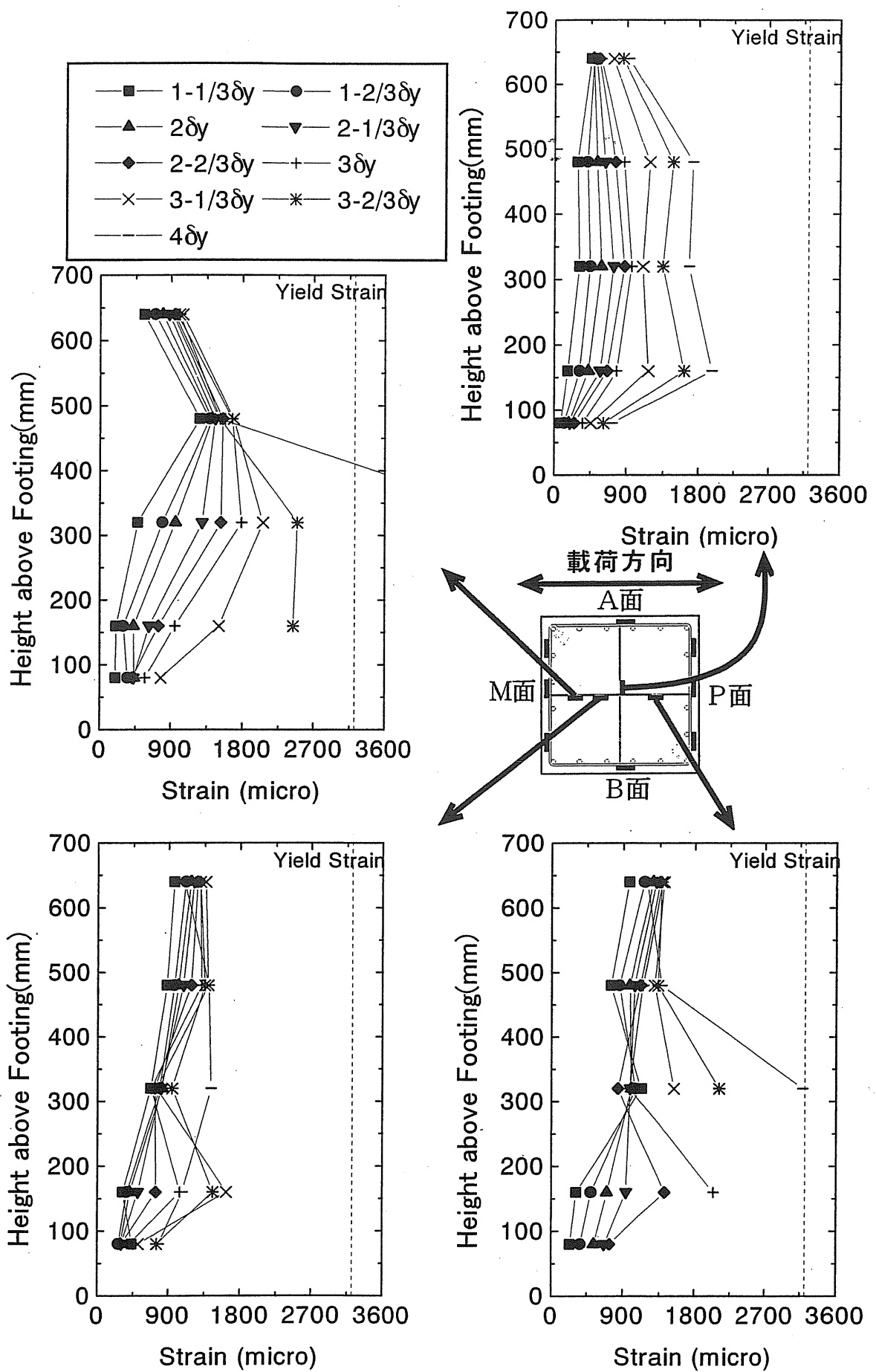
(2) $1.33\delta_y$ 載荷以降

図-1.16(d) 帯鉄筋ひずみ最大値分布 (Type H B 供試体、A B 面)



(1) 載荷開始～1 δ_y 載荷

図-1.17(c) 帯鉄筋ひずみ最大値分布 (Type HA供試体、中間筋)



(2) 1.33 δ , 載荷以降

図-1.17(c) 帯鉄筋ひずみ最大値分布 (Type HA供試体、中間筋)

1. 3. 5 塑性曲率の分布

図-1.18は各供試体において橋脚基部～700mmの範囲で計測した曲率の履歴を計測区間ごとに示したものであり、図-1.19は各载荷ステップごとの最大曲率の高さ方向の分布を示したものである。供試体によって、損傷の進展に伴いかぶりコンクリートに剥離などの影響により、層間変位を正しく計測することが困難となってくる。このため図-1.18から正しく層間変位が計測できていないと判断される载荷ステップのデータは図-1.19には示していない。

曲率は、微少区間の相対変位から算出しているため、計測誤差が生じやすく、ひび割れの進展などにも敏感に変化している。今回の計測では、いずれの供試体も正側の値と負側の値がばらつき、あまり対象性を有していない。

以下に各供試体における载荷ステップごとの最大曲率分布の進展の特徴を示す。

Type N供試体

本供試体の曲率分布は、柱基部を底辺とした三角形分布であり、その頂点は柱基部から約400mm付近の位置となっている。しかしながら、その分布形状には凹凸が多く見られ、柱基部140～220mm区間と柱基部220～300mm区間で卓越している。いずれの箇所も、ひび割れが大きく開いており、その影響により大きな曲率が生じたと考えられる。

Type H供試体

本供試体の最大曲率分布は、载荷が進むにつれて凹凸の度合いが大きくなっていった。曲率の大きくなる範囲はコンクリートの損傷における、ひび割れが多く発生した範囲と概ね一致している。4つの供試体の中で最も対称性を有しなかった。

Type HA供試体

本供試体の曲率分布は、他の3つの供試体と比べ全体的に値が約1.6倍となったが、柱基部140～220mm区間を除いては約400mmの位置を頂点とした三角形分布である。柱基部140～220mm区間にはひび割れが大きく広がっており、この影響から大きな曲率が生じたと考えられる。

Type HB供試体

本供試体の最大曲率分布の進展は、他の供試体に比べ凹凸が多く三角形分布とは言い難い。ひび割れが大きく広がった柱基部220～300mm区間において、その傾向が顕著である。特に $3\delta_y$ 载荷時には柱基部220～300mm区間で大きい曲率を示し、線でつなぐことによって、さらに分布の形状が乱れると思われたため、計測値のみを示した。

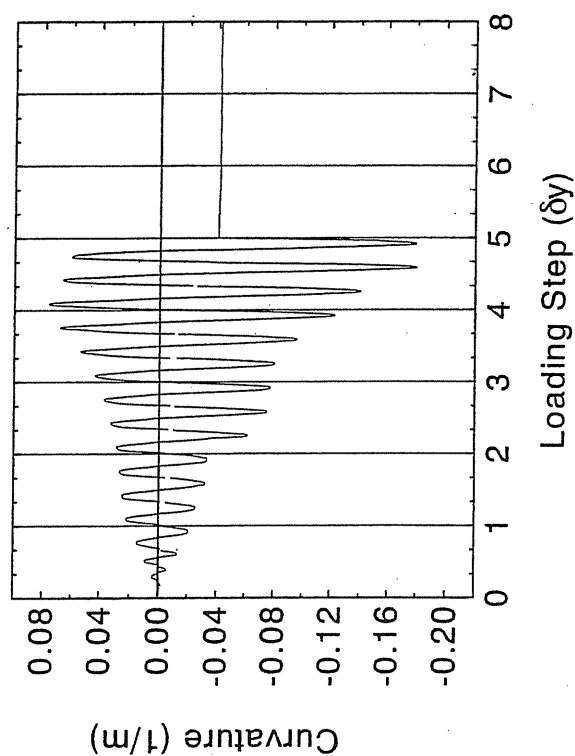
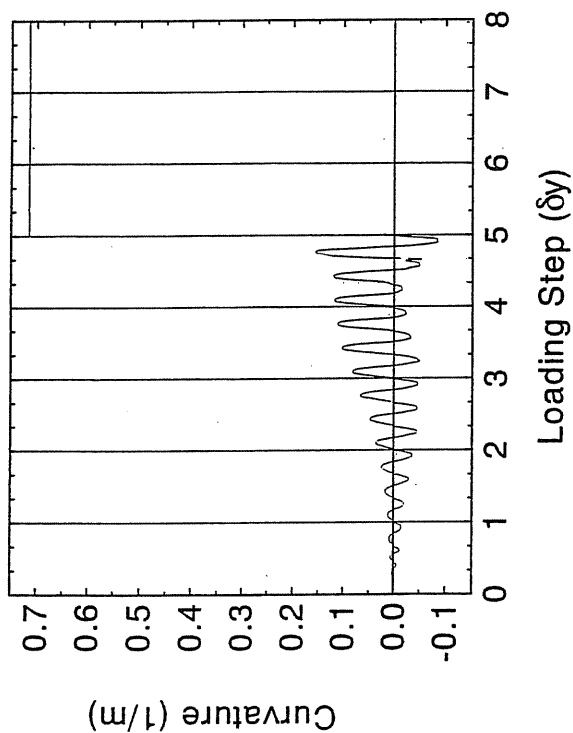
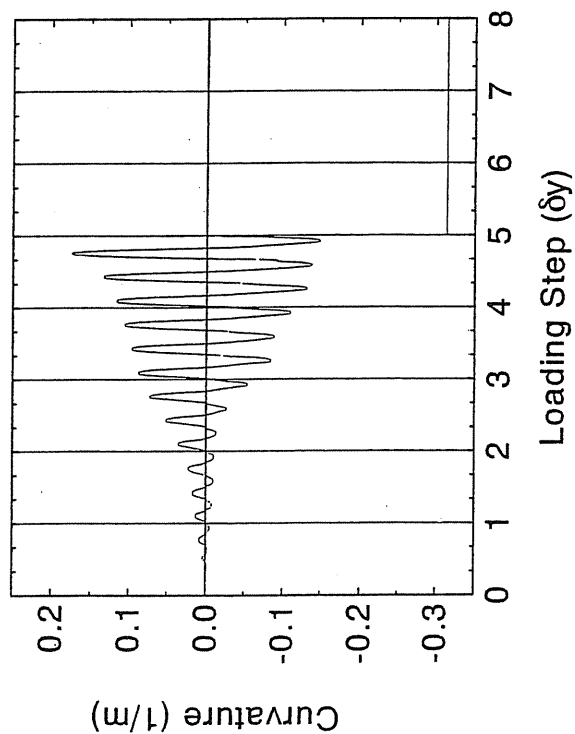
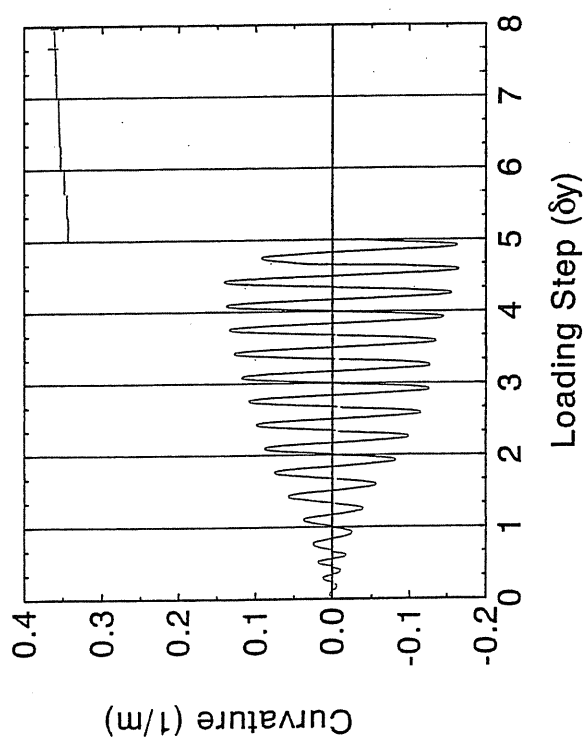
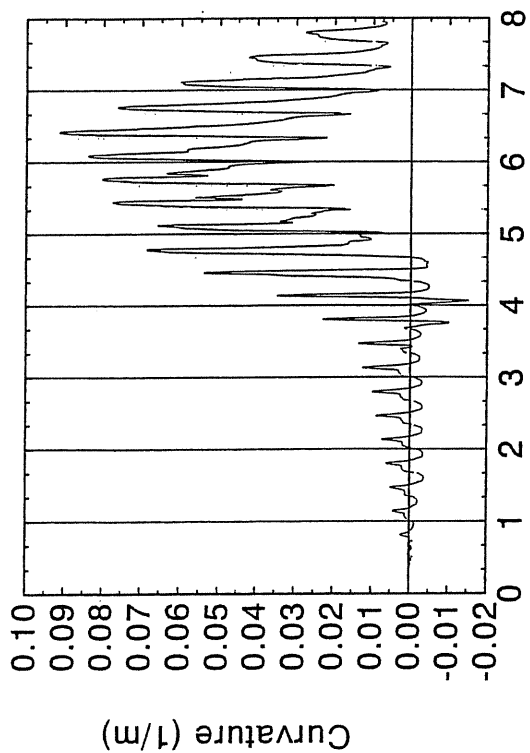
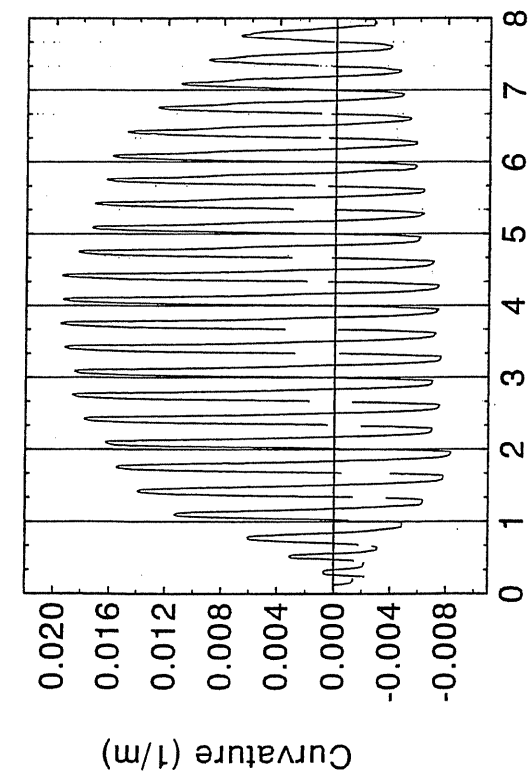


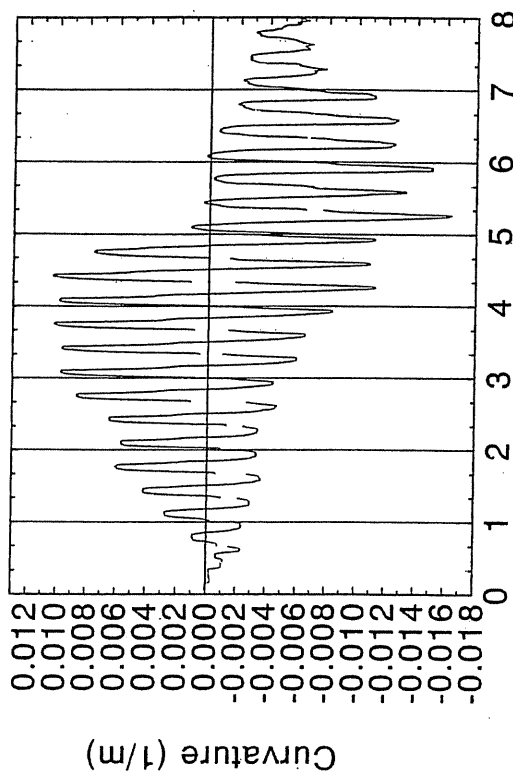
図-1.18(a-1) 曲率の進展 (Type N 供試体)



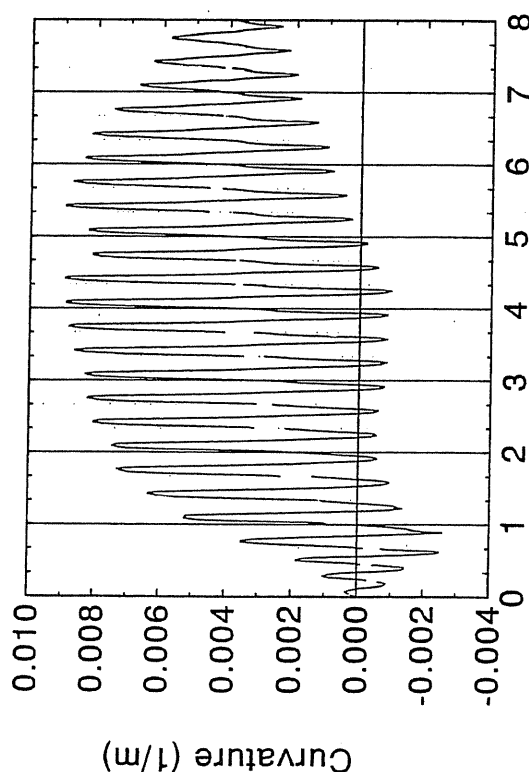
(5) 橋脚基部から300mm～380mm区間



(7) 橋脚基部から460mm～540mm区間



(6) 橋脚基部から380mm～460mm区間



(8) 橋脚基部から540mm～700mm区間

図-1.18(a-2) 曲率の進展 (Type N 供試体)

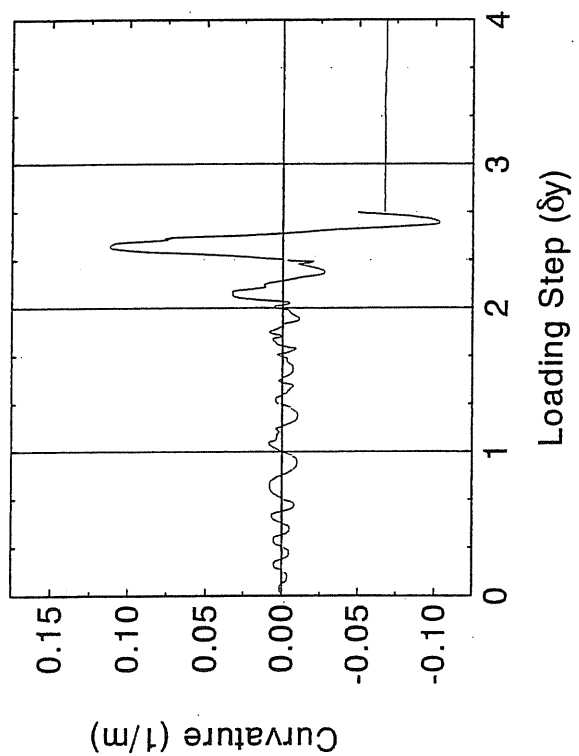
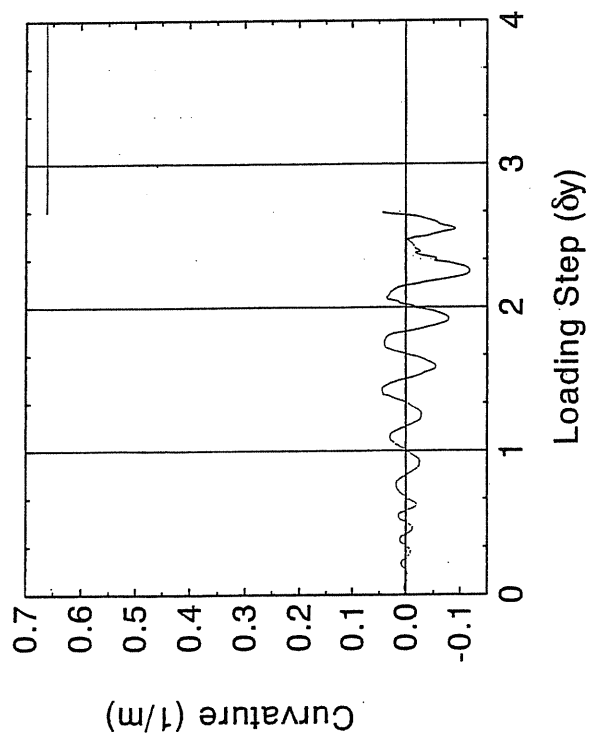
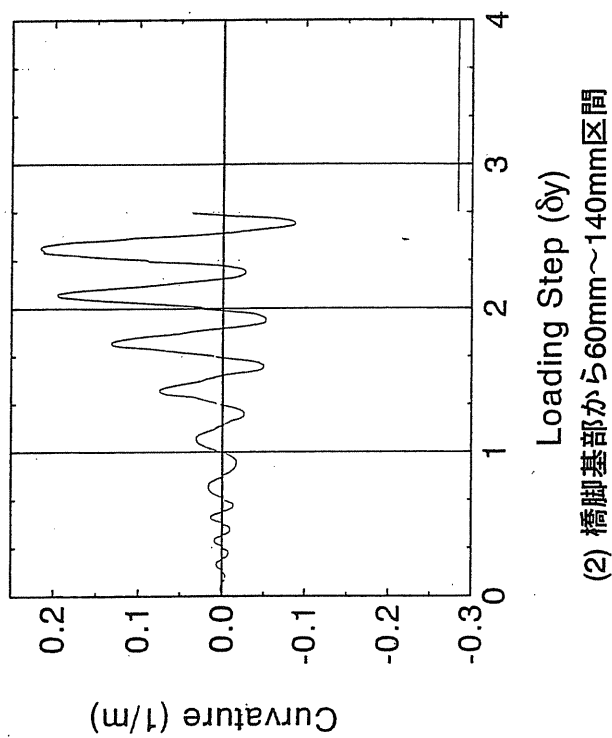
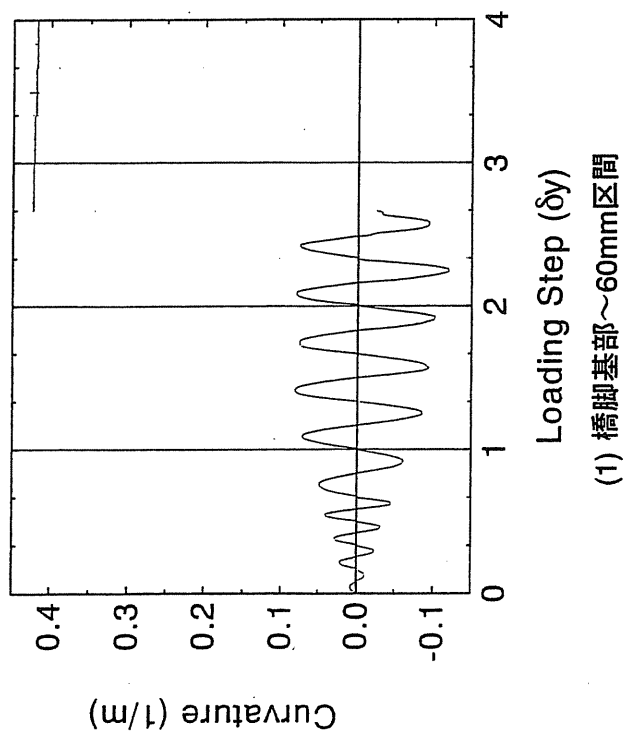
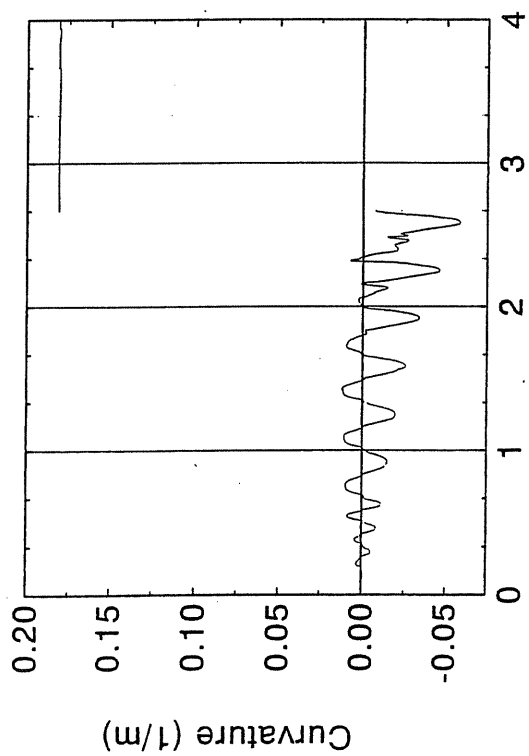
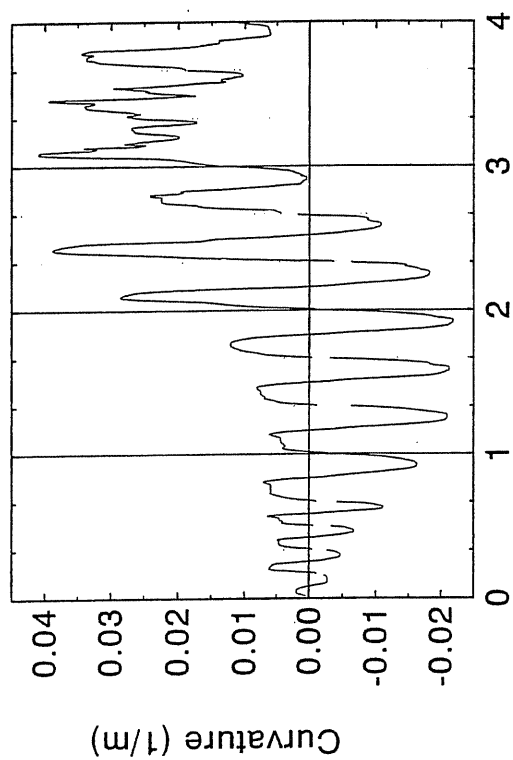


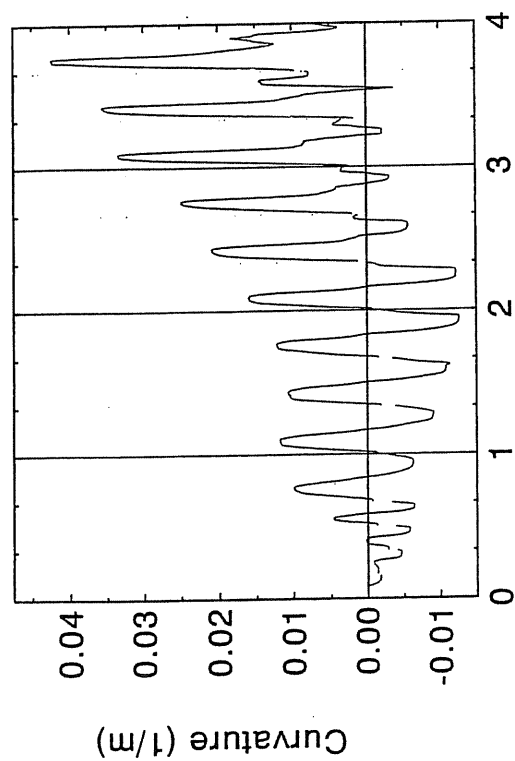
図-1.18(b-1) 曲率の進展 (Type H 供試体)



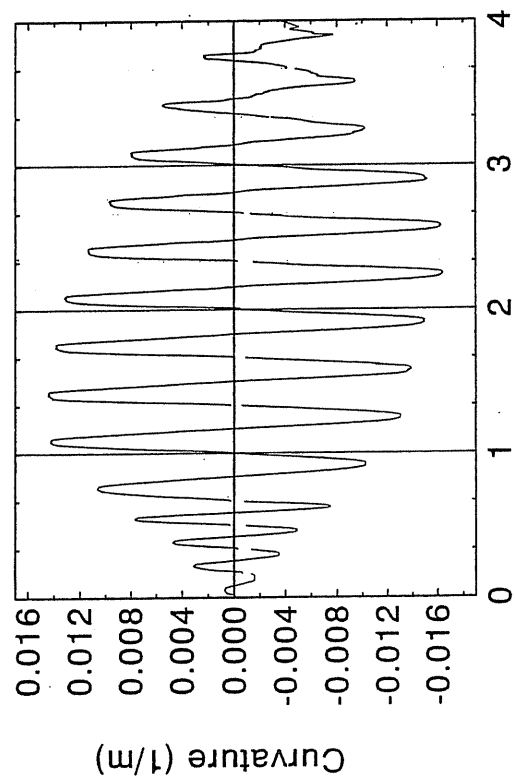
(5) 橋脚基部から300mm～380mm区間



(6) 橋脚基部から380mm～460mm区間



(7) 橋脚基部から460mm～540mm区間



(8) 橋脚基部から540mm～700mm区間

図-1.18(b-2) 曲率の進展 (Type H 供試体)

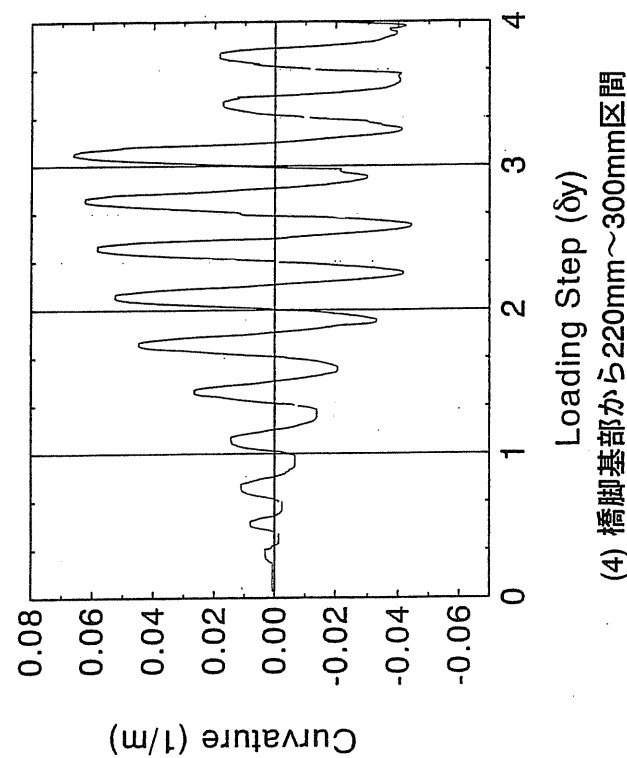
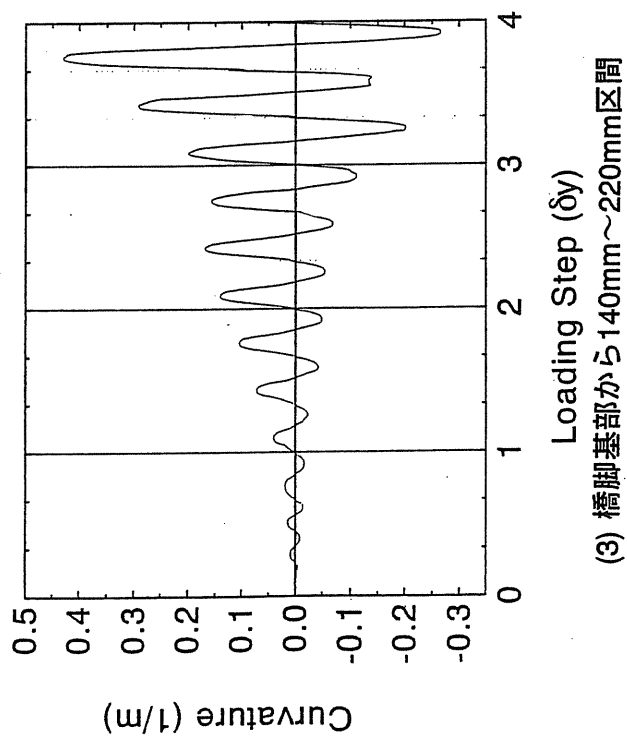
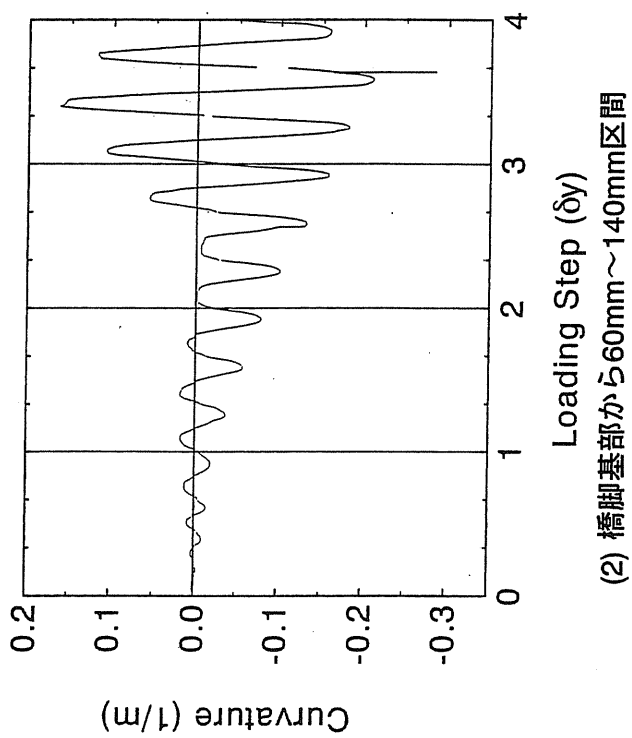
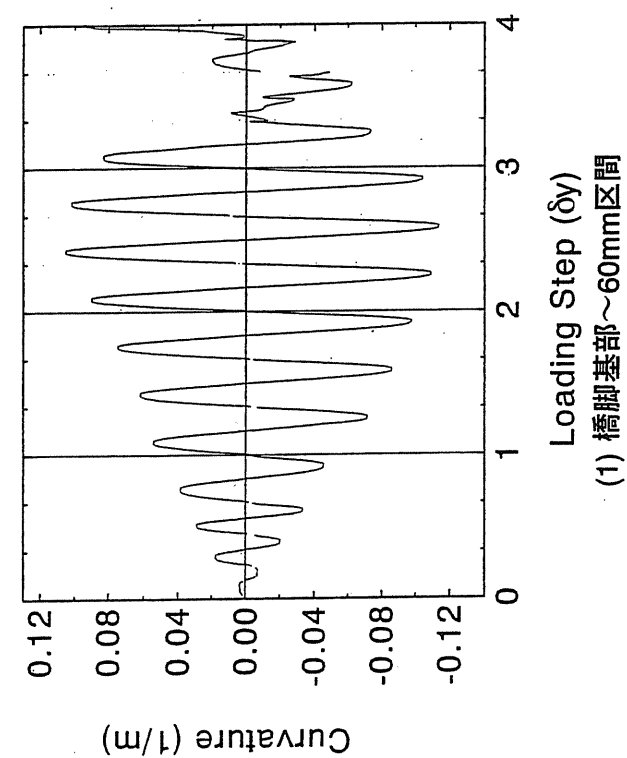
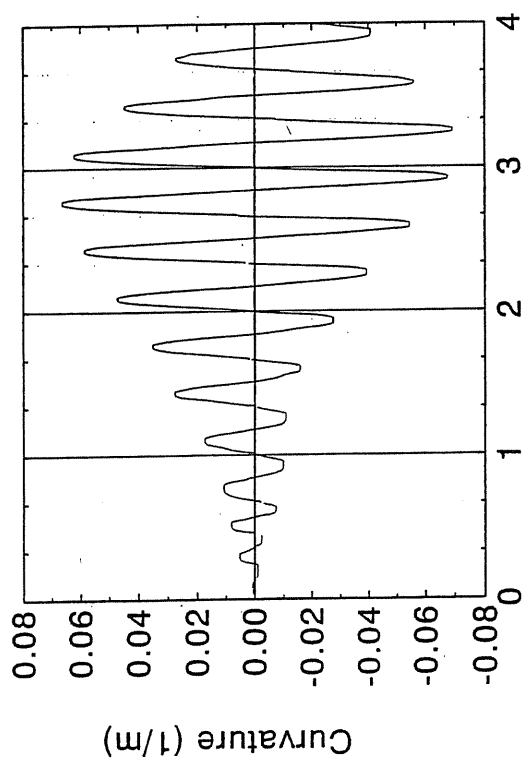
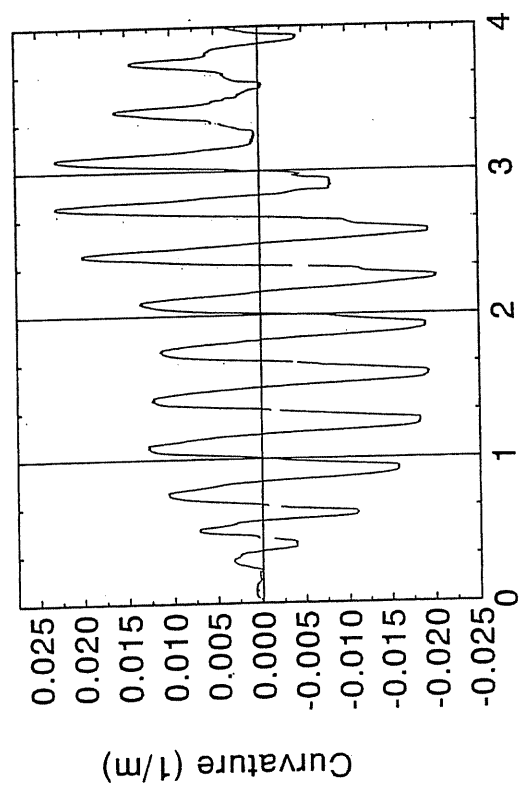


図-1.18(c-1) 曲率の進展 (Type HA 供試体)



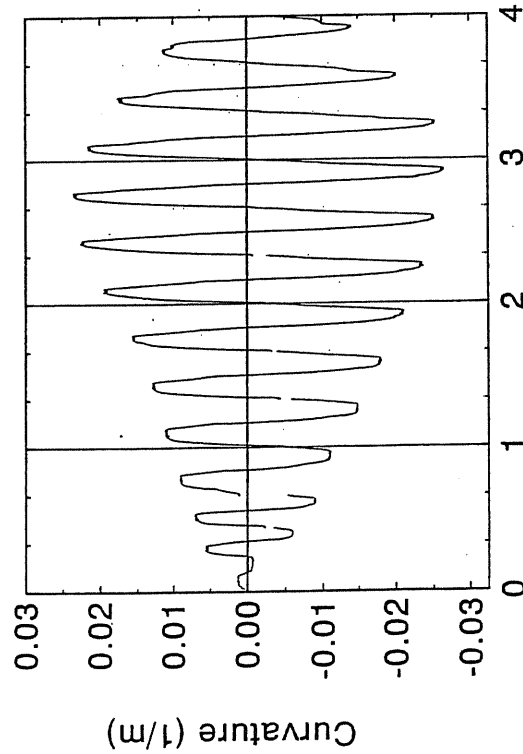
Loading Step (δy)

(5) 橋脚基部から300mm~380mm区間



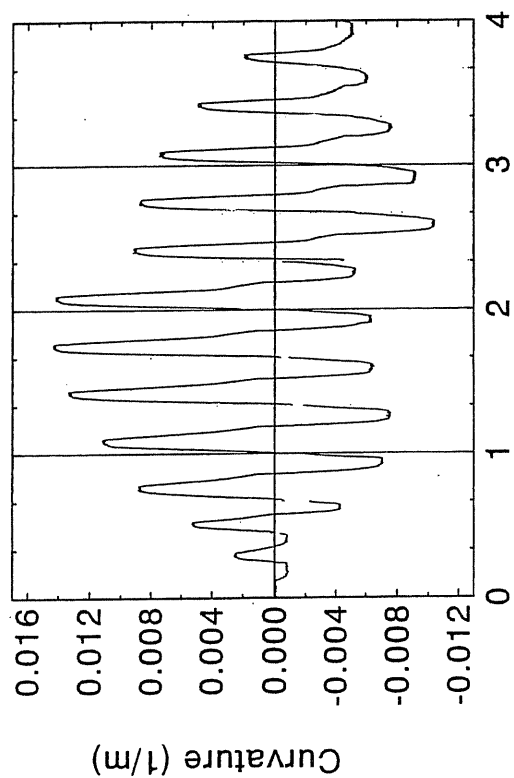
Loading Step (δy)

(6) 橋脚基部から380mm~460mm区間



Loading Step (δy)

(7) 橋脚基部から460mm~540mm区間



Loading Step (δy)

(8) 橋脚基部から540mm~700mm区間

図-1.18(c-2) 曲率の進展 (Type HA 供試体)

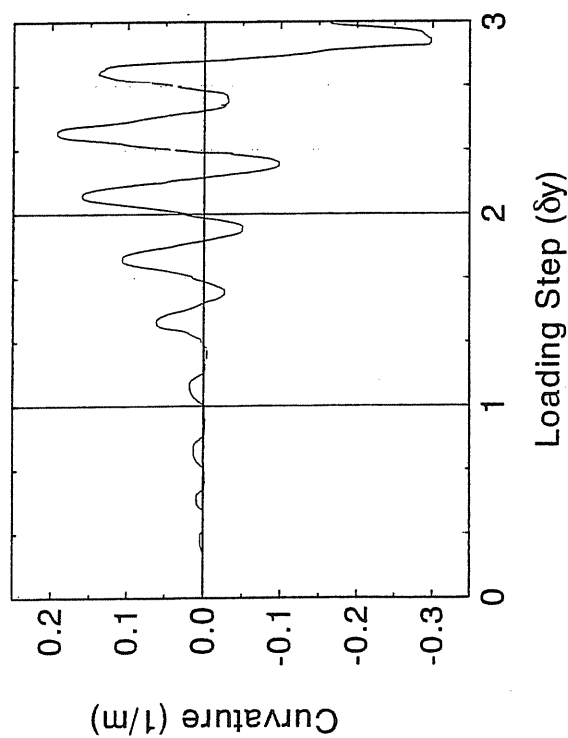
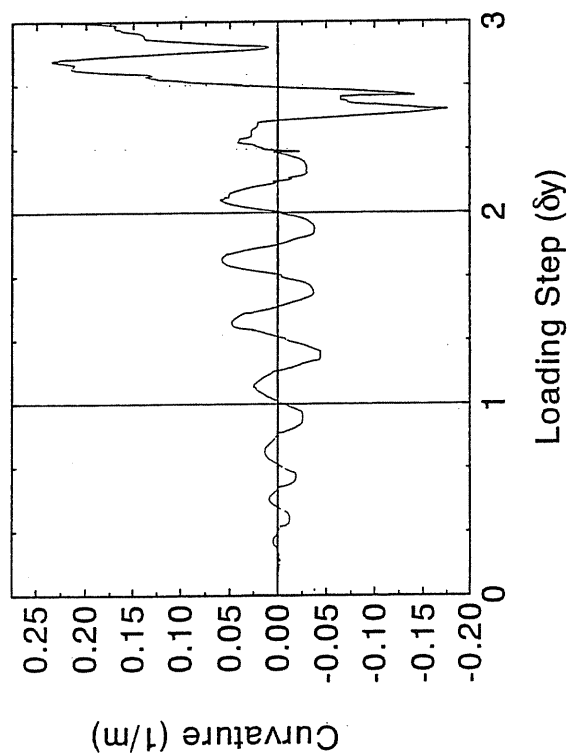
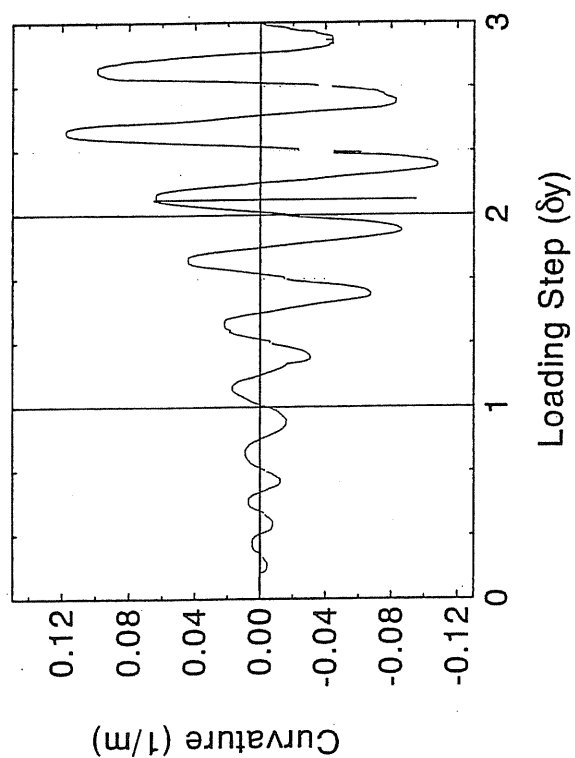
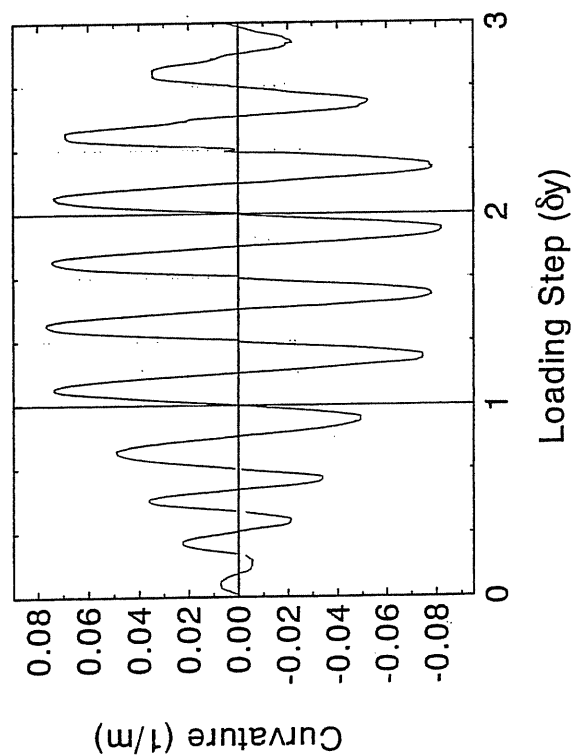
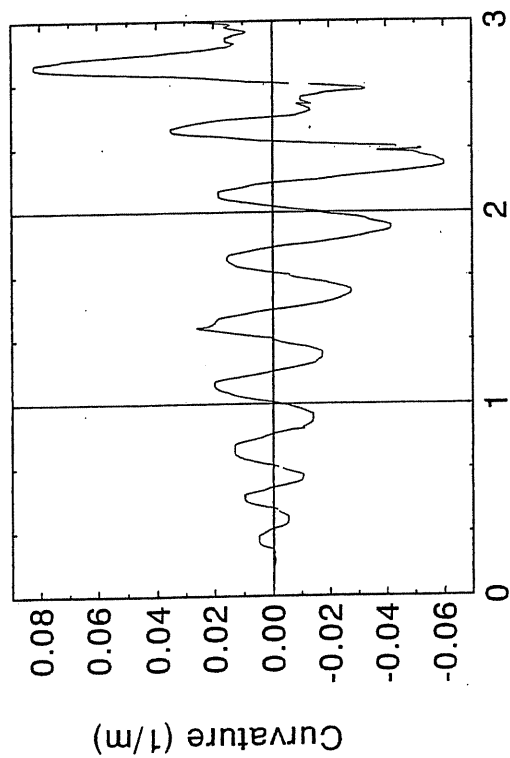
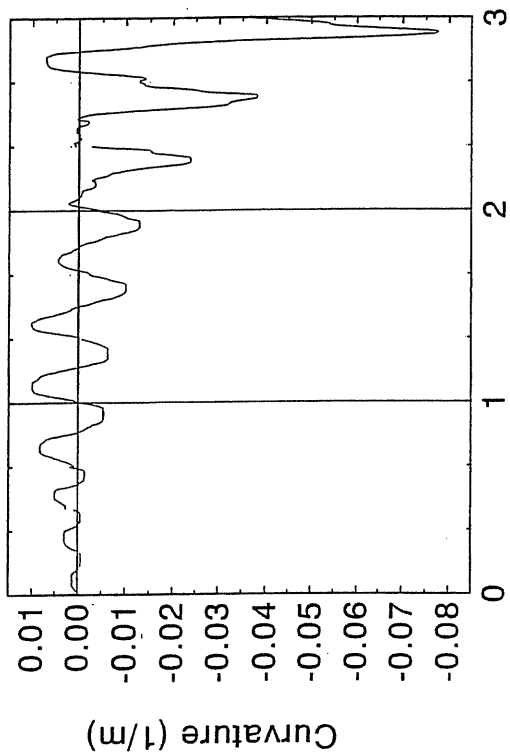


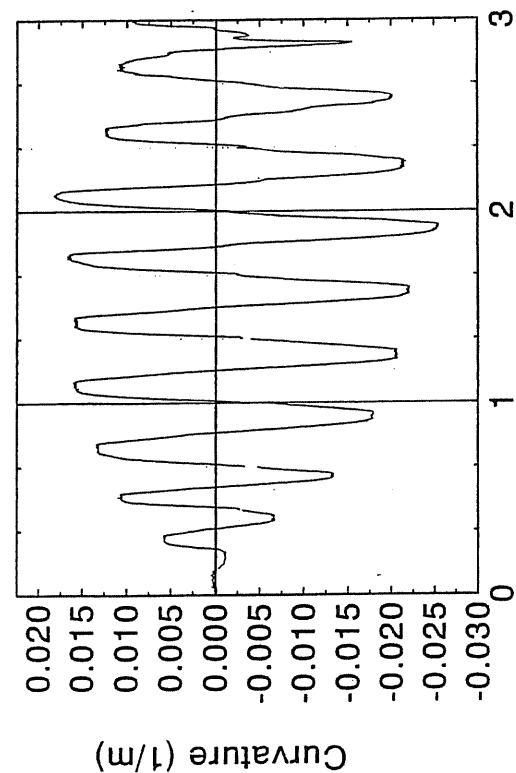
図-1.18(d-1) 曲率の進展 (Type HB 供試体)



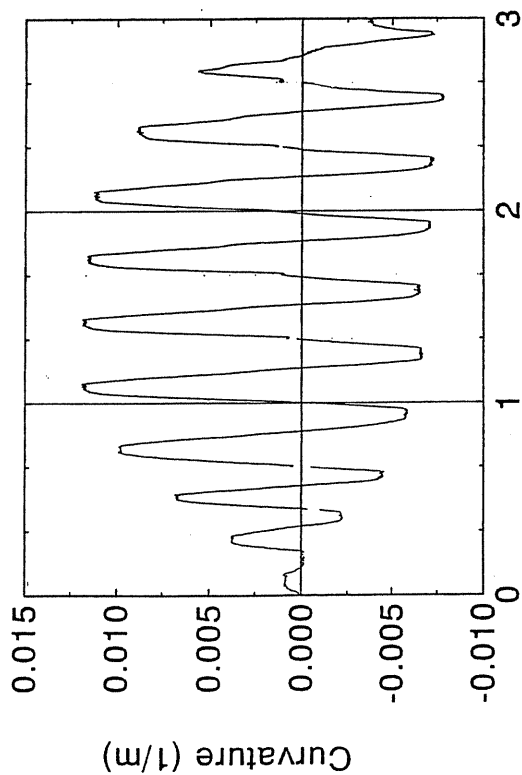
(5) 橋脚基部から300mm～380mm区間



(6) 橋脚基部から380mm～460mm区間



(7) 橋脚基部から460mm～540mm区間



(8) 橋脚基部から540mm～700mm区間

図-1.18(d-2) 曲率の進展 (Type HB 供試体)

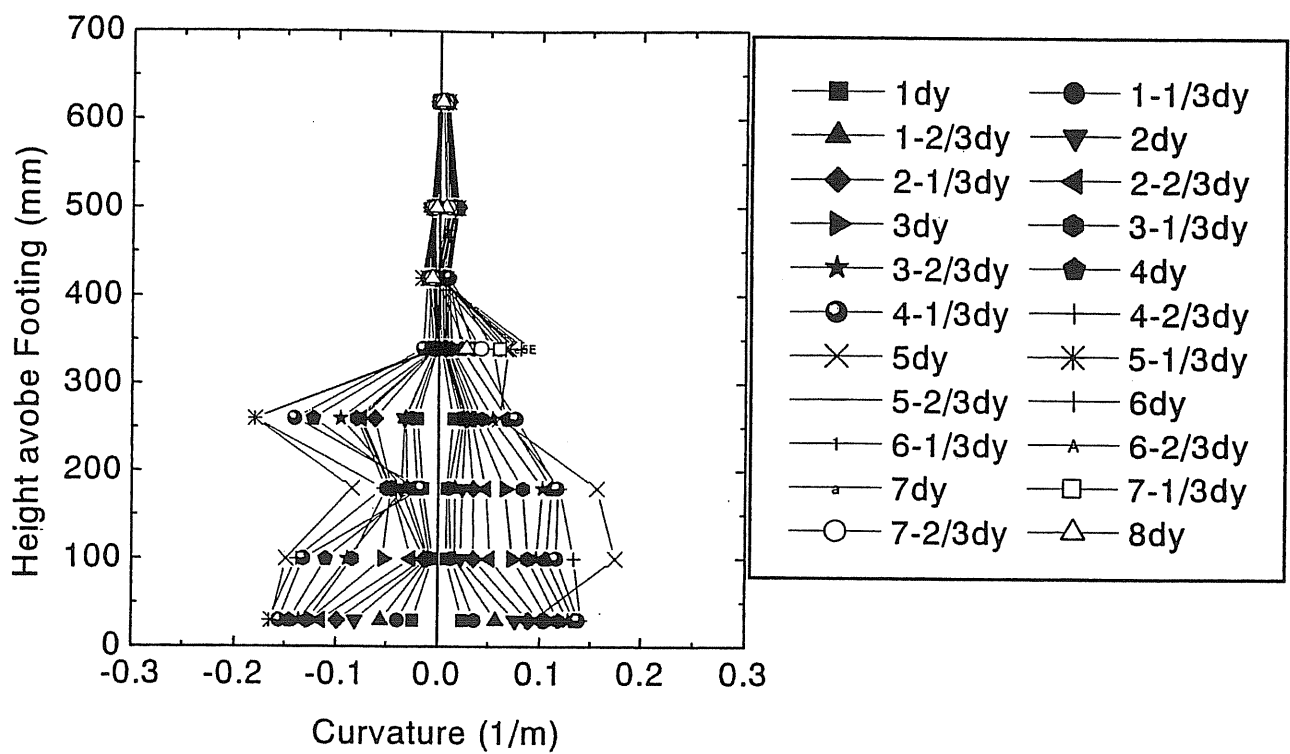


図-1.19(a) 最大塑性曲率の分布 (Type N 供試体)

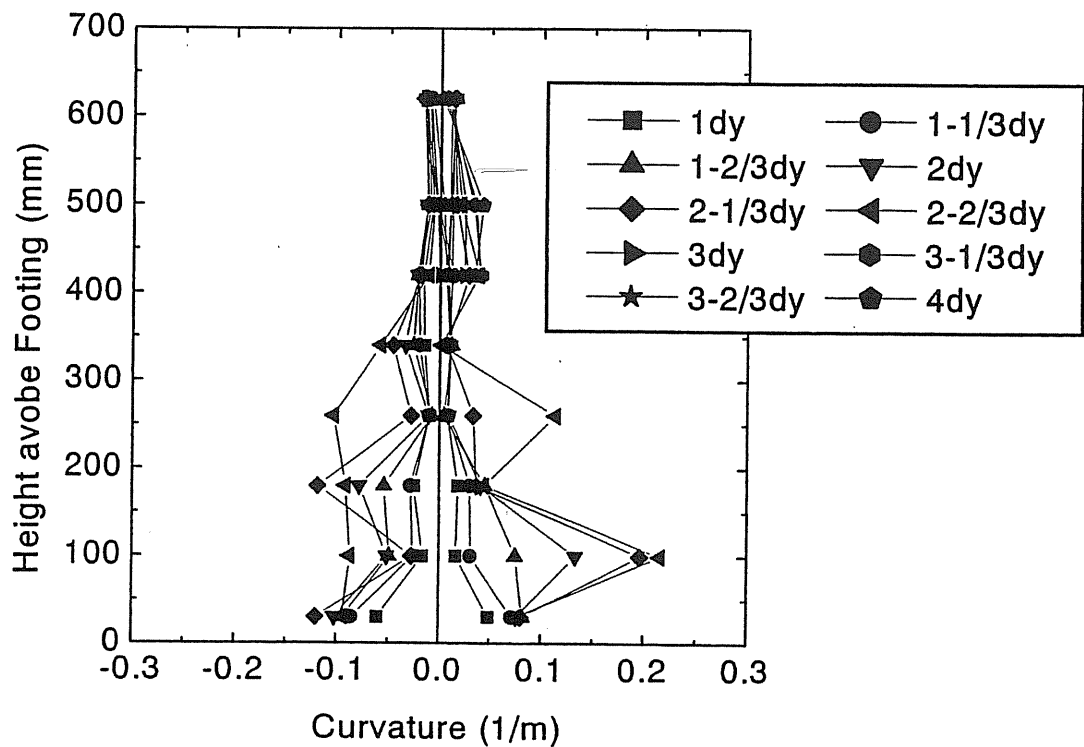


図-1.19(b) 最大塑性曲率の分布 (Type H 供試体)

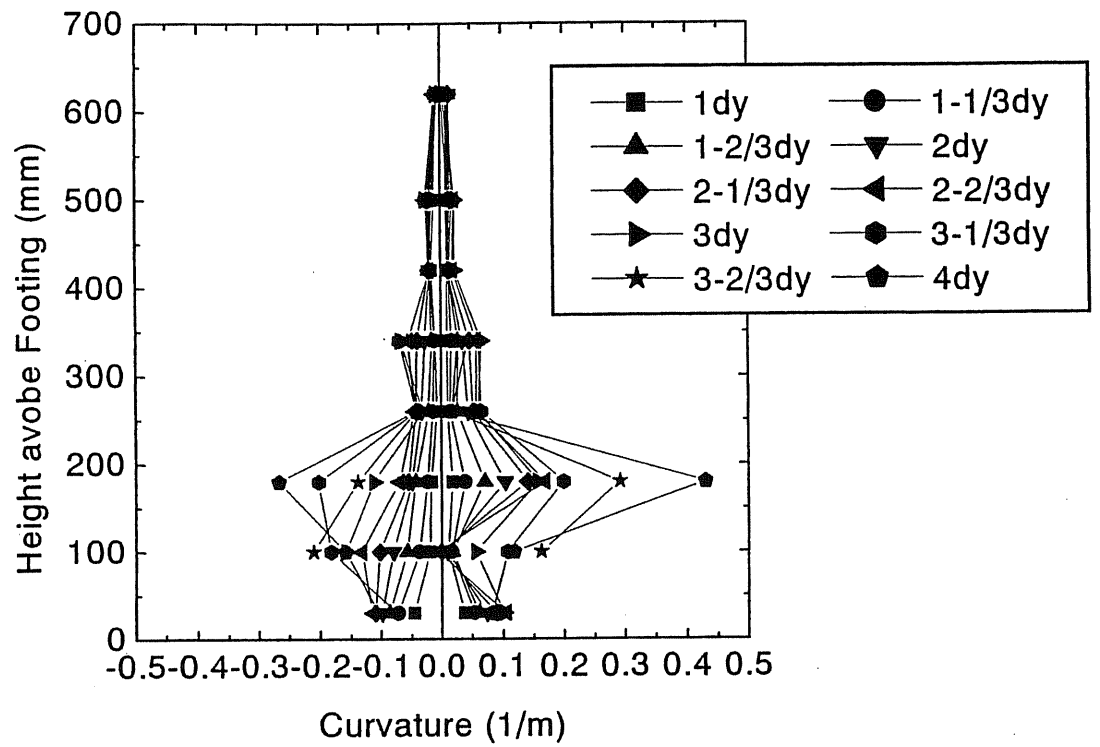


図-1.19(c) 最大塑性曲率の分布 (Type HA 供試体)

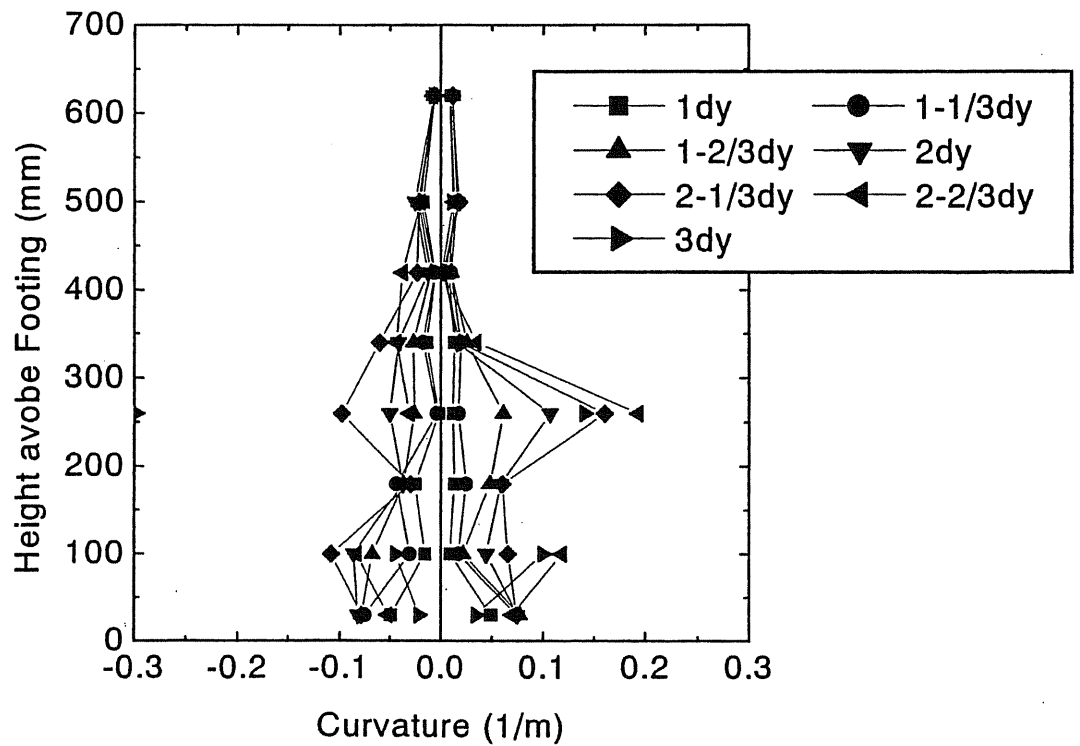


図-1.19(d) 最大塑性曲率の分布 (Type HB 供試体)

1. 3. 6 変形性能に関する実験結果の考察

図-1.20に各供試体の荷重-変位包絡線の比較を示す。図-1.20では図-1.6に示す荷重-変位曲線から主鉄筋の伸び出しの影響を補正した包絡線を示す。なお、主鉄筋の伸び出しの影響はフーチング内の主鉄筋ひずみを積分する⁴⁾ことによって算出した。

じん性の評価法としては、実測の主鉄筋ひずみが降伏した点を初降伏点として、以降最大荷重後に降伏荷重まで低下した点を終局点とする方法が考えられる。しかしながら、本実験ではほぼ同一の断面形状およびほぼ同一の強度材料を用いているにも関わらず、実測ひずみによる主鉄筋の降伏変位はばらついていたため、じん性を評価するにあたり本手法を適用することは適当でないと考えた。そこで、荷重-変位包絡線上で計算上の初降伏荷重に達した変位を初降伏変位と定義し、以降最大荷重後に実験での初降伏荷重まで低下した時の変位を終局変位と定義した。表-1.5に各供試体の変形性能についてまとめたものを示す。

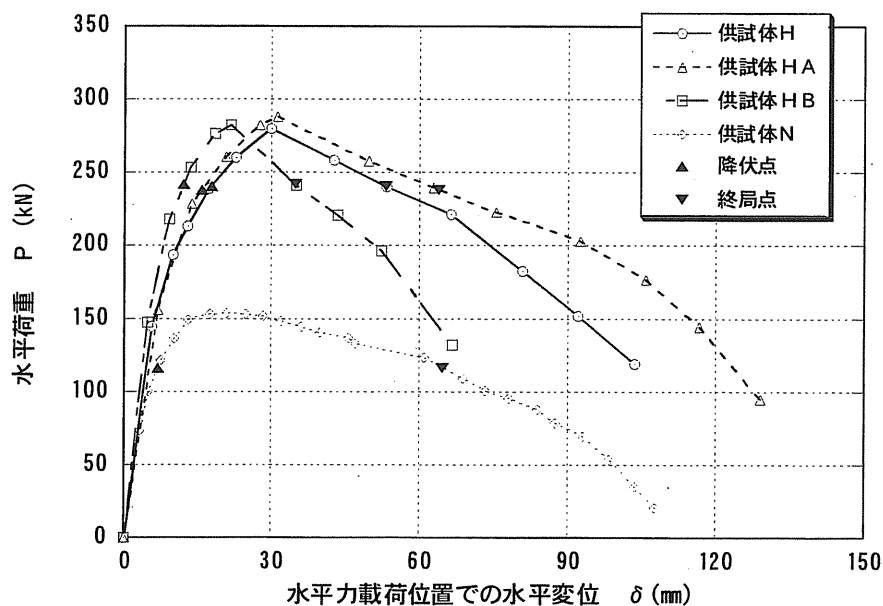


図-1.5 各供試体の荷重-変位包絡線の比較

供試体Hシリーズでは、供試体Nと比較して軸力による付加曲げ作用が大きいため載荷変位の増大とともに水平荷重が低下している。供試体HおよびHAにおいては最大耐力以降の水平荷重の低下は主に付加曲げ作用によるものと考えられるが、供試体HBにおいては付加曲げ作用以上の水平荷重の低下が認められる。これは、横拘束鉄筋量が不足しているためである。このように横拘束鉄筋量が最大耐力以降の耐力の保持に影響を及ぼしていることがわかる。

表-1.5 各供試体の変形性能

	帯鉄筋比 ρ_s	変形性能		
		降伏変位 δ_y	終局変位 δ_u	じん性率 μ
供試体 N	0.833%	7.0mm	64.8mm	9.29
供試体 H	0.833%	17.8mm	53.1mm	2.98
供試体 H A	1.667%	15.9mm	63.9mm	4.01
供試体 H B	0.417%	12.2mm	34.8mm	2.85

1. 4 解析的検討

1. 4. 1 変形性能に関する解析的検討

道路橋示方書⁵⁾に示されるコンクリートの応力-ひずみ関係、式(1-1)は、コンクリート強度が40N/mm²以上の場合には適用外とされている。一方、高強度コンクリートの応力ひずみの代表的評価式としてNewRC総プロで提案された評価式²⁾式(1-2)（以下NewRC式）がある。ここでは、これら二つの評価式を用いて実験で得られた変形性能特性を解析的に検討した。

以下に式(1-1)と式(1-2)を示す。

$$\begin{aligned}\sigma_c &= \begin{cases} E_c \varepsilon_c \left\{ 1 - \frac{1}{n} \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}} \right)^{n-1} \right\} & (0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cc}) \\ \sigma_{cc} - E_{des} (\varepsilon_c - \varepsilon_{cc}) & (\varepsilon_{cc} < \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cu}) \end{cases} \\ \sigma_c &= \sigma_{cc} - E_{des} (\varepsilon_c - \varepsilon_{cc}) \\ n &= \frac{E_c \varepsilon_{cc}}{E_c \varepsilon_{cc} - \sigma_{cc}} \\ \sigma_{cc} &= \sigma_{ck} + 3.8 \alpha \rho_s \sigma_{sy} \\ \varepsilon_{cc} &= 0.002 + 0.033 \beta \frac{\rho_s \cdot \sigma_{sy}}{\sigma_{ck}} \\ E_{des} &= 11.2 \frac{\sigma_{ck}^2}{\rho_s \sigma_{sy}} \\ \varepsilon_{cu} &= \varepsilon_{cc} + \frac{0.2 \sigma_{cc}}{E_{des}} \\ \rho_s &= \frac{4 \cdot A_h}{s \cdot d} \leq 0.018\end{aligned} \quad (1-1)$$

ここに、

σ_c : コンクリート応力度 (N/mm²)

σ_{cc} : 横拘束筋で拘束されたコンクリート強度 (N/mm²)

σ_{ck} : コンクリートの設計基準強度 (N/mm²)

ε_c : コンクリートのひずみ

ε_{cc} : コンクリートが最大圧縮応力に達する時のひずみ

ε_{cu} : 横拘束筋で拘束されたコンクリートの終局ひずみ

E_c : コンクリートのヤング係数 (N/mm²)

E_{des} : 下降勾配 (N/mm²)

ρ_s : 横拘束筋の体積比

A_h : 横拘束筋 1 本あたりの断面積 (mm²)

s : 横拘束筋の間隔 (mm)

d : 横拘束筋の有効長 (mm)

σ_{sy} : 横拘束筋の降伏点 (N/mm²)

α, β : 断面補正係数 円形断面 $\alpha=1.0$, $\beta=1.0$ 、

矩形断面、中空円形断面および中空矩形断面 $\alpha=0.2$, $\beta=0.4$

$$\frac{\sigma_c}{\sigma_{cB}} = \frac{AX + (D-1)X^2}{1 + (A-2)X + DX^2} \quad (1-2)$$

$$\sigma_{cB} = \sigma_p + k\rho_h \sigma_{hy}$$

$$\sigma_p = \mu_c \sigma_B = \begin{cases} 0.8 \sigma_{cB} & \text{円形断面の場合} \\ 1.0 \sigma_{cB} & \text{正方形断面の場合} \end{cases}$$

$$k = \begin{cases} \kappa_c \left(1 - \frac{s}{2D_c}\right)^2 & \kappa_c = 2.09 \quad \text{円形断面の場合} \\ \kappa_s \left(\frac{d''}{C}\right) \left(1 - \frac{s}{2D_c}\right) & \kappa_s = 11.5 \quad \text{正方形断面の場合} \end{cases}$$

$$X = \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{co}}, \quad A = \frac{E_c \epsilon_{co}}{\sigma_{cB}}, \quad K = \frac{\sigma_{cB}}{\sigma_p}$$

$$\epsilon_{co} = \epsilon_o \begin{cases} 1 + 4.7(K-1), & K \leq 1.5 \\ 3.35 + 20(K-1.5), & K > 1.5 \end{cases}$$

$$\epsilon_o = 0.5243 (\sigma_B)^{1/4} \times 10^{-3}$$

$$E_c = 4k (\sigma_B / 1000)^{1/3} \times 10^5 \times (\gamma / 2.4)^2$$

$$k = \begin{cases} 1.0 & \text{一般} \\ 1.2 & \text{高弾性 (石灰岩)} \\ 0.9 & \text{低弾性 (石英片岩、安山岩、軽量骨材)} \end{cases}$$

$$D = \alpha + \beta \sigma_B + \gamma \sqrt{(k-1) \sigma_B / 23}$$

$$\alpha = 1.50, \quad \beta = -1.68 \times 10^{-3}$$

$$\gamma = \begin{cases} 0.75, & \text{鋼管} \\ 0.50, & \text{帯筋} \end{cases}$$

ここに、

σ_c, ϵ_c : コンクリートの軸方向応力およびひずみ

ρ_h : 横補強筋の体積比

σ_B : コンクリートのシリンダー強度

σ_p : プレーンコンクリートの強度

σ_{cB} : コンファインドコンクリートの強度

ϵ_{co} : コンファインドコンクリートの強度時のひずみ

d'' : 横補強筋の公称直径 (鋼管の場合管厚)

C : 横補強筋の有効横支持長さ (鋼管の場合は内幅)

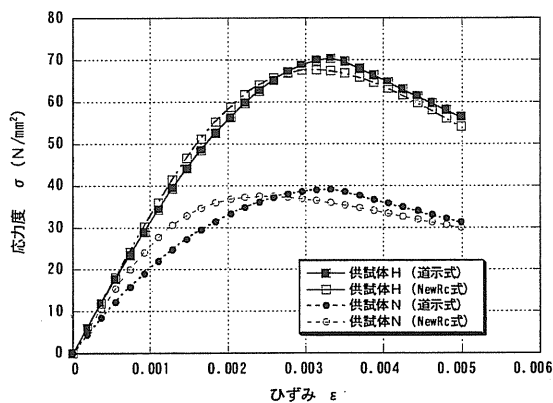
s : 横補強筋の間隔 (鋼管の場合は零)

D_c : 周辺横補強筋の断面内の中心距離 (鋼管の場合内幅)

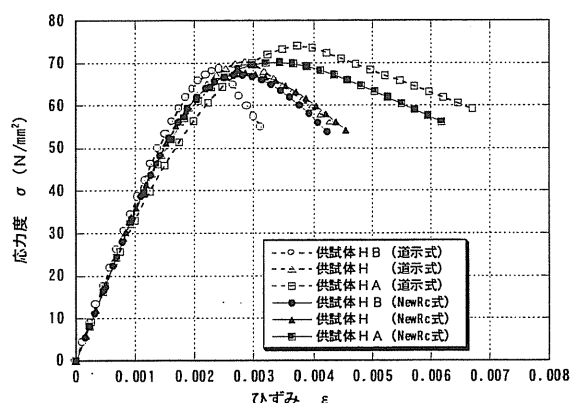
σ_{hy} : 横補強筋の降伏点応力

まず、道示式とNewRC式の特性の違いを把握するために各供試体のコンクリートの応力-ひずみ特性について比較を行った。なお、終局時は $0.8\sigma_{cc}$ 低下時と定義した。その結果を図-1.21に示す。横拘束鉄筋比 $\rho_s=0.83\%$ の供試体Nおよび供試体Hを比較した場合、道示式とNewRC式はほぼ同じ値を示すことがわかる。一方、供試体Hシリーズを比較した場合、道示式はNewRC式と比較して、応力-ひずみ関係の下降勾配は横拘束鉄筋量に敏感であることがわかる。横拘束鉄筋比 $\rho_s=1.67\%$ である供試体HAの場合は道示式が大きな終局ひずみを与え、横拘束鉄筋比 $\rho_s=0.42\%$ である供試体HBの場合は道示式が小さな終局ひずみを与えていることがわかる。

次にこれら二つの評価式を用いて各供試体のじん性率を算出した。じん性率の算出にあたっては付加曲げ効果による見かけ上のじん性率の変化を補正した。補正法の概念図を図-1.22に示す。まず初降伏点(Y0)-終局点(U)を算定し、初降伏変位($\delta y0$)および終局変位(δu)時に作用する軸力(N)による付加曲げモーメント($N \cdot \delta y0$ 、 $N \cdot \delta u$)の作用を控除した荷重-変位関係を求める。付加曲げ作用を控除した荷重-変位関係を完全バイリニア近似した降伏点(Y')および終曲点(U')から算定されるじん性率を、付加曲げ作用を考慮したじん性率として算出した。



(1)普通強度および高強度 R C 部材の比較



(2)横拘束鉄筋量の比較

図-1.21 コンクリートの応力-ひずみ関係

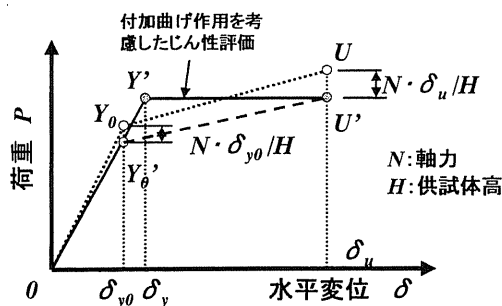


図-1.22 じん性率算定における
付加曲げ作用の補正

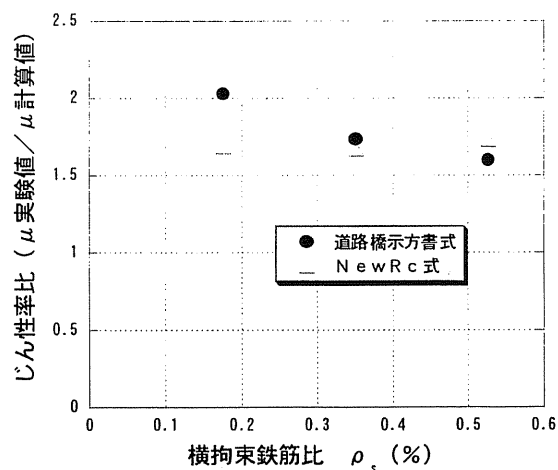


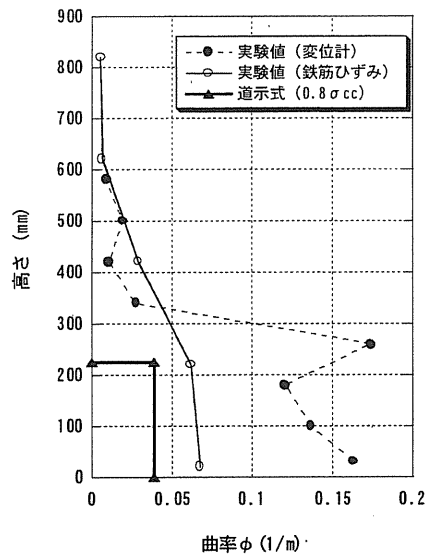
図-1.23 じん性率比と横拘束鉄筋比との関係

このようにして求めたじん性率と実験結果を整理して求めたじん性率とを比較するために、それらの比と横拘束鉄筋量との関係を図-1.23に示した。実験結果の整理においては初降伏耐力に基づくじん性率の整理を行っており、図-1.22に基づく解析的に定義したじん性率とは定義手法自体が異なっているため、比の値そのものには意味がない。しかしながら評価式の傾向を知ることは可能である。NewRC式は横拘束鉄筋比に対してほぼ同じじん性率比を有しているのに対して、道示式は横拘束鉄筋比の増加とともにじん性率比が減少する傾向にあることがわかる。したがって、高強度RC部材に道示式を適用するにあたっては、横拘束鉄筋量と下降勾配の関係を検討する必要があることがわかる。

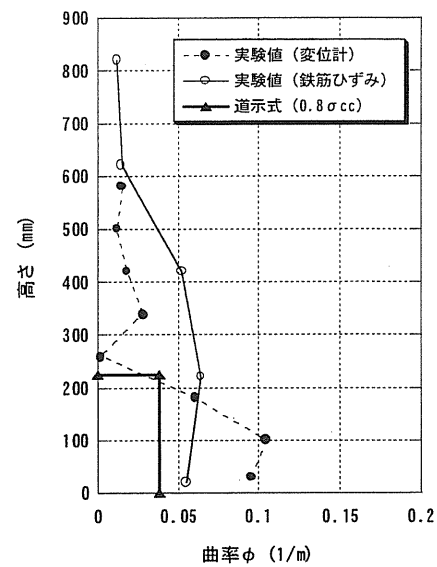
1. 4. 2 等価塑性ヒンジ長に関する検討

図-1.24に、高さ方向の曲率分布を示す。ここでは、前述した実験で定義した終局時に、図-1.4に示す曲率計測用変位計を用い単位高さ当たりの距離の変化より曲率を算出した曲率分布結果(変位計による曲率分布)と、同様の終局状態における主鉄筋のひずみ測定値より算定した曲率分布結果(鉄筋ひずみによる曲率分布)を示している。図中にはさらに道路橋示方書に示される塑性ヒンジ長と $0.8\sigma_{cc}$ 時に対応する終局ひずみより算出される終局曲率を示している。

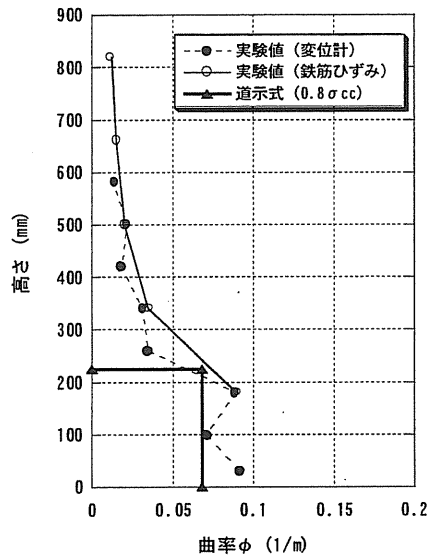
横拘束鉄筋量が等しい供試体Nおよび供試体Hを比較した場合、変位計を用いた曲率分布からは、高強度材料を用いた供試体Hにおいて曲率が集中的に大きくなる領域が狭いことがわかる。一方供試体HA、HBを比較した場合、拘束鉄筋量の多い供試体HAにおいて曲率が集中的に大きく分布する領域が狭いことがわかる。



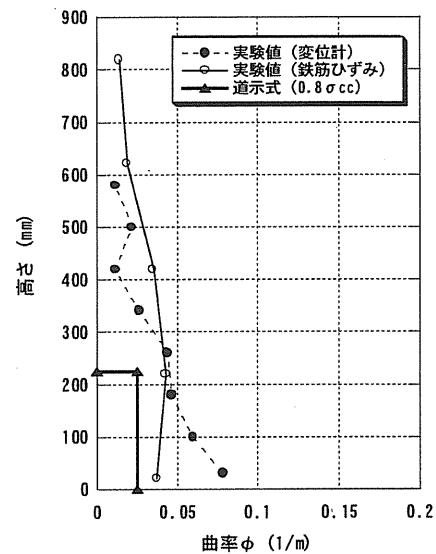
(a) 供試体 N



(b) 供試体 H



(c) 供試体 H A



(d) 供試体 H B

図-1.24 高さ方向への曲率分布

図-1.25に基部から0.5D(225mm、D:断面幅)区間において実験で定義した終局時における変位計による曲率分布の平均と、道路橋示方書に示された方法によって算定された終局曲率との関係を示す。道路橋示方書を用いた曲率算定時では $0.5\sigma_{cc}$ および $0.8\sigma_{cc}$ 時に対応する終局ひずみを算出した。この図より $0.5\sigma_{cc}$ で定義した場合の終局曲率が変位計による曲率分布の平均値とよく一致することがわかる。しかしながら、道路橋示方書式では横拘束鉄筋量の増加に対応する終局ひずみの増加傾向が、実験で得られた増加傾向と比較して大きいことがわかる。

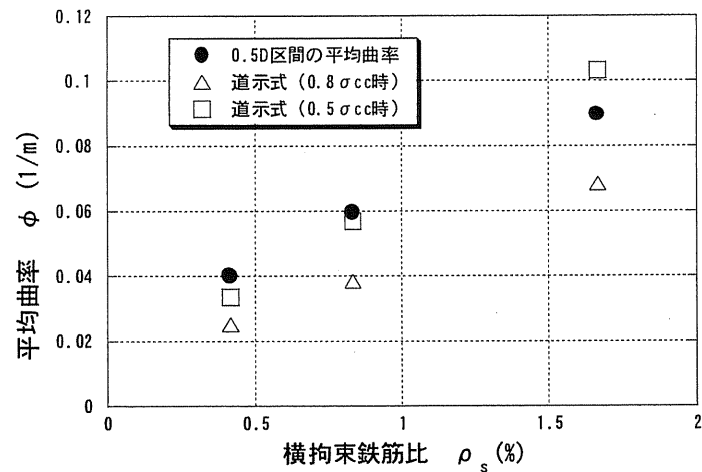


図-1.25 塑性ヒンジ区間（0.5D）の平均曲率と道路橋示方書による
終局曲率算定値との関係

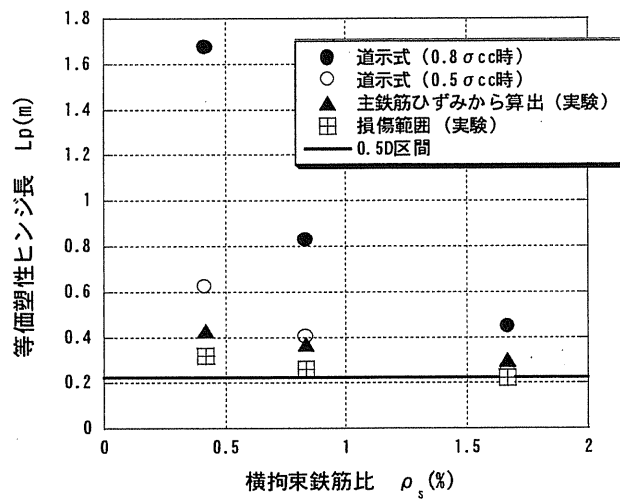


図-1.26 等価塑性ヒンジ長と横拘束鉄筋比との関係

図-1.26に、基部の実測平均曲率もしくは道示式により得られた曲率に基づいて、実測された終局変位を算出する等価塑性ヒンジ長(L_p)を逆算した結果を示す。等価塑性ヒンジ長の算定には次式を用いた。

$$\delta u = \delta y + (\phi u - \phi y) \cdot L_p \cdot (H - L_p / 2) \quad (1-3)$$

ここに、 δu :終局変位、 δy :降伏変位、

ϕu :終局曲率、 ϕy :降伏曲率、 H :供試体高

図-1.26中に示す供試体の損傷範囲と主鉄筋の平均終局ひずみから逆算される等価塑性ヒンジ長は概ね一致している。この場合の等価塑性ヒンジ長は約0.5~1.0Dの範囲となっている。また横拘束鉄筋量の増加とともに等価塑性ヒンジ長が減少する傾向にある。道路橋示方書の手法で $0.5\sigma_{cc}$ 時を終局と定義した場合の等価塑性ヒンジ長は供試体の損傷範囲とほぼ一致する。しかし、横拘束鉄筋量の増加による等価塑性ヒンジ長の減少傾向については、やや過大に算定される傾向にあることがわかる。

2. 高強度鉄筋を用いた橋脚の変形性能に関する実験的検討

2. 1 はじめに

本報告書は、道路橋示方書に示される範囲を超える高強度鉄筋を使った橋脚を想定した部材の正負交番載荷実験を行い、その特性をまとめ、実橋脚への耐震性の適用を検討したものである。

道路橋示方書に示される範囲を超える高強度鉄筋の使用実績は国内では少ないため、設計手法の確立が重要であり、これらの課題を克服する必要がある。このため、橋脚をモデル化した変形性能試験を実施して、耐震性の検討を行った。

変形性能試験ではある着目橋脚を縮小した供試体を用いた。使用した鉄筋コンクリート用棒鋼は材質SD490であり、道路橋示方書の適用範囲を超える材質のものである。このSD490は一般に使用されているSD295やSD345と比較して伸び量が小さいため、鉄筋コンクリート橋脚に使用した場合、終局状態においてコンクリートの圧壊前に鉄筋が破断することが懸念される。このためSD490鉄筋を使用した場合の橋脚の設計が、普通材料を用いた場合と同じ、すなわち鉄筋の伸び等を考慮し、橋脚のねばりを期待した設計ができるかの確認のため、変形試験を実施したものである。

2. 2 実験供試体および実験方法

2. 2. 1 実験供試体

本実験に用いる供試体は、着目する橋梁の代表支間区間における中間橋脚の平均軸方向鉄筋比に着目し、それに近似した橋脚（橋脚高さ 19m、軸方向鉄筋比 1.64%）をモデル化したものである。この基本供試体は、耐力、破壊形態に影響を与える軸方向鉄筋比をパラメータとして、軸方向鉄筋比が 150%（軸方向鉄筋比 2.64%）のケースと 50%（軸方向鉄筋比 0.80%）のケースの計 3 ケースを実験供試体として作成し、実験を行った。この 3 ケースの供試体の違いを軸方向鉄筋比だけとするため、断面形状、柱高さ、帯鉄筋、中間帯鉄筋の径、配置も同一とした。表-4.1 に供試体の主な諸元を示す。

軸方向鉄筋のかぶりは実橋脚の一段目が 160mm、2 段目が 300mm であり、供試体も 1/6.429 スケールとすることが望ましいが、入手可能な骨材寸法やコンクリートの充填性から供試体は 1 段目 30mm（1/5.3）、2 段目（1/4.6）とした。

帯鉄筋の配置は横拘束筋の体積比に着目し、横拘束筋の体積比が実橋脚と等しくなるように、横拘束筋の間隔で調節した。実橋脚では D25 鉄筋が 150mm ピッチで配筋されているのに対して、供試体では材料入手やコンクリート打設の関係から D6 鉄筋を 38mm ピッチで配筋した。

本実験で対象とした橋梁の橋脚基礎は深礎杭形式であるが、本実験では橋脚の変形性能、破壊形状に着目したものであるから、供試体の柱部と基礎部は深礎杭形式とせず、柱の軸方向鉄筋を基礎コンクリートに充分定着させ、90° フックを設けた形式とした。また基礎コンクリートと柱コンクリートは同時にコンクリート打設を行い、打ち継ぎ目に弱点を生じないようにした。

図-2.1 に CASE-1 の配筋図を、図-2.2 に CASE-2 の配筋図を図-2.3 に CASE-3 の配筋図を示す。

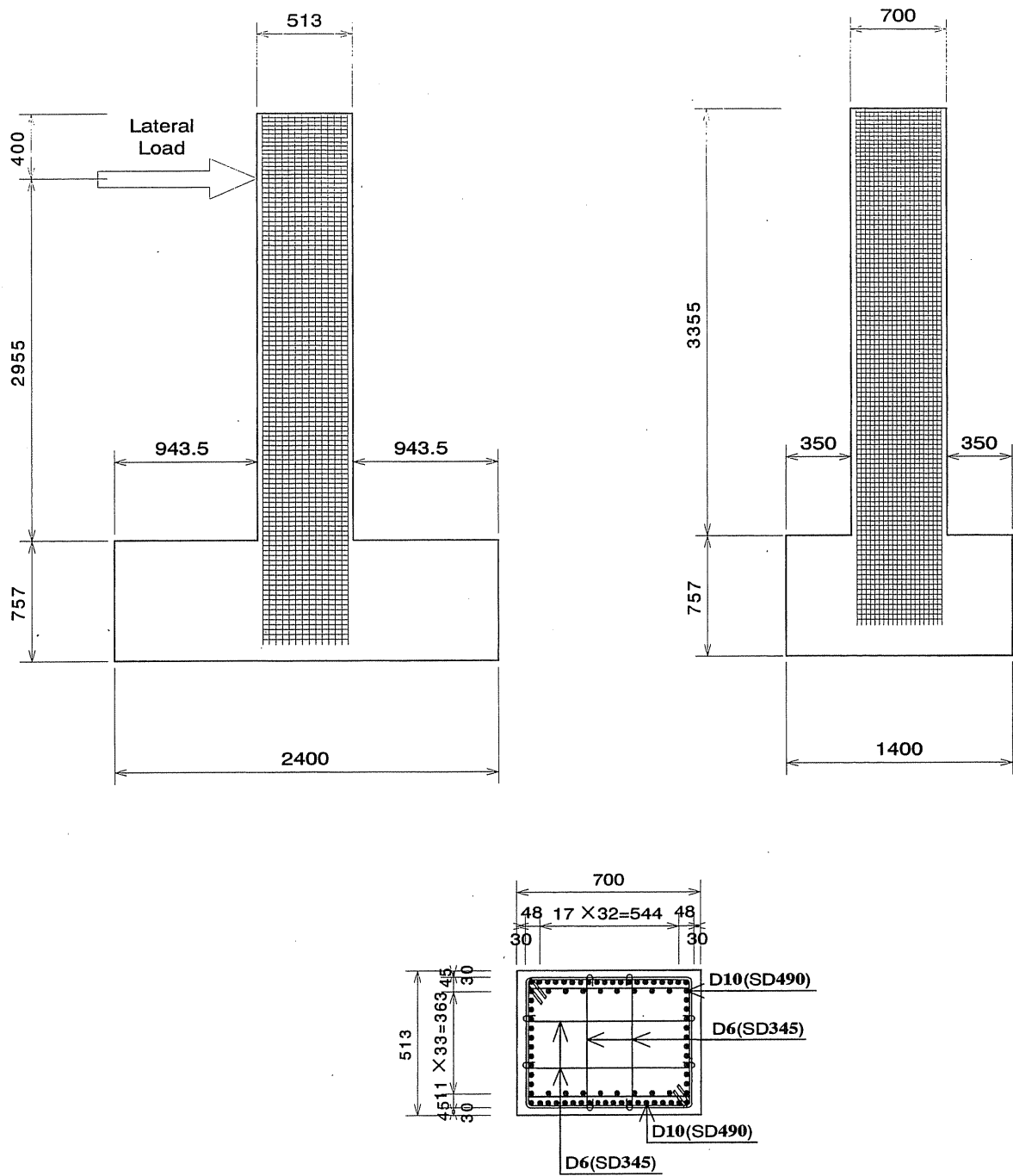


図-2. 1 供試体 CASE-1 配筋図

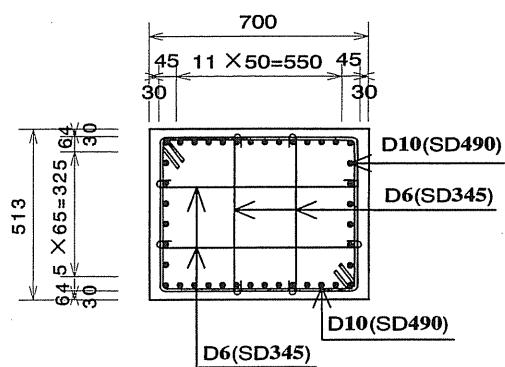
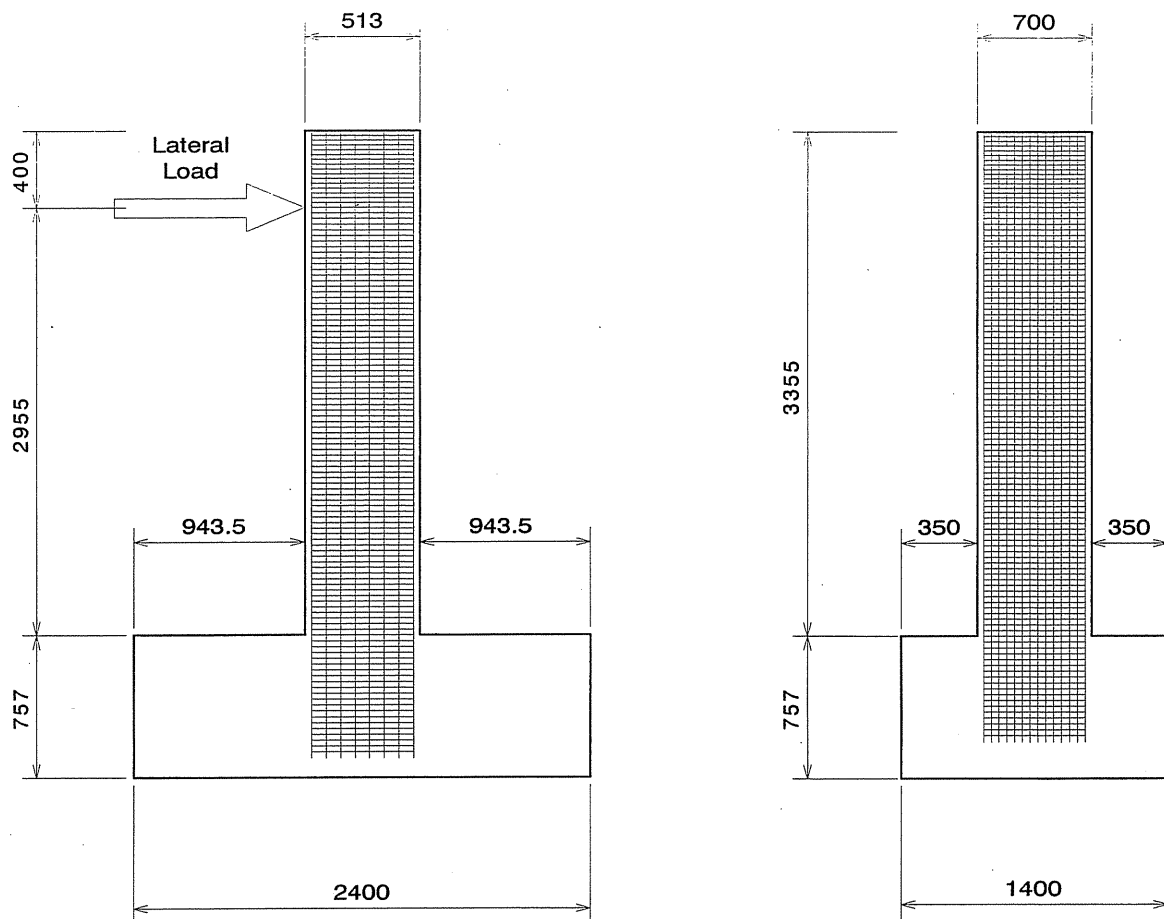


図-2.2 供試体 CASE-2 配筋図

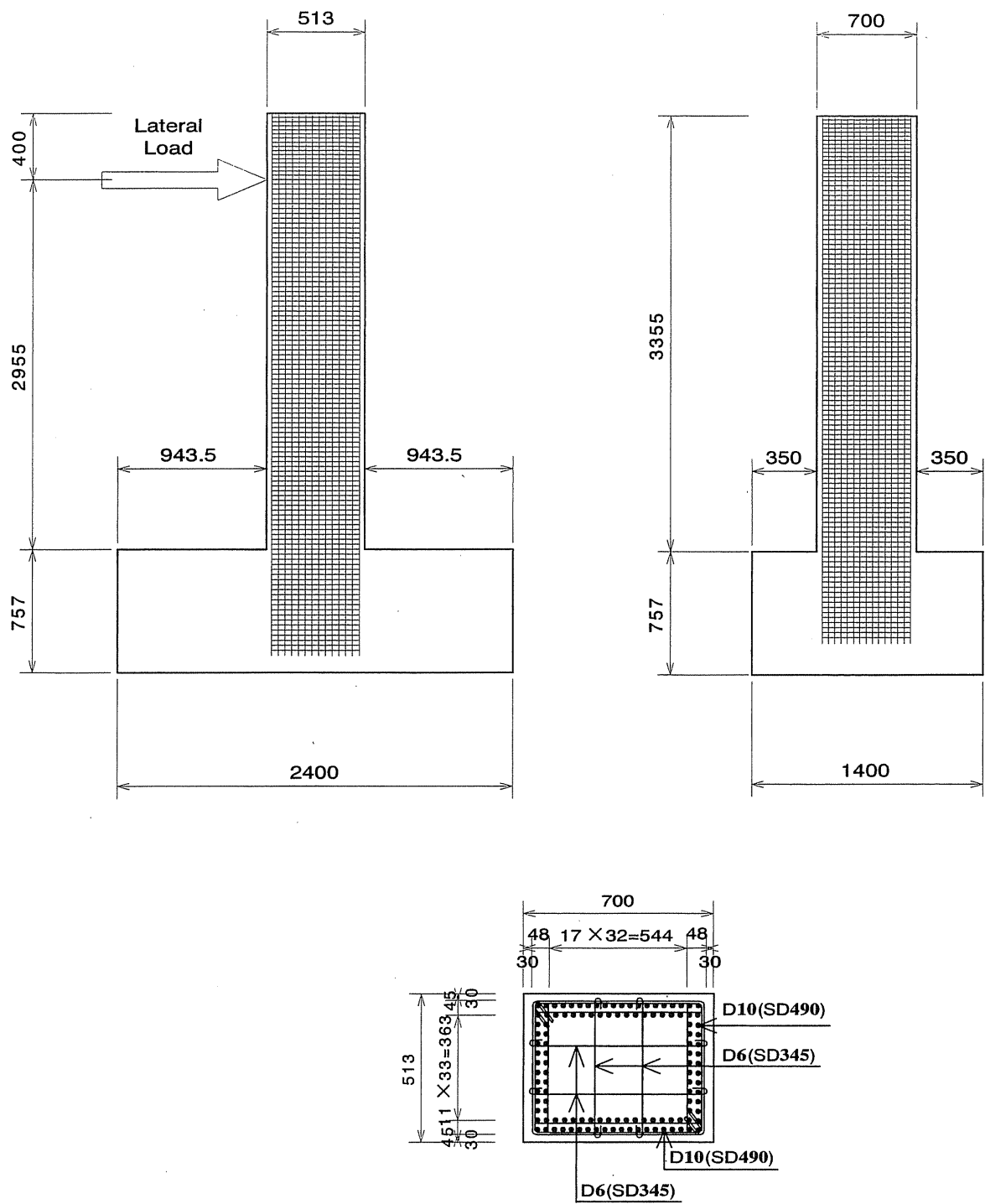


図-2. 3 供試体 CASE-3 配筋図

表-2.1 供試体の断面諸元、配筋状況および試験条件

名称		CASE-1	CASE-2	CASE-3
寸法(m)	橋軸方向幅	0.700	0.700	0.700
	橋軸直角方向幅	0.513	0.513	0.513
	高さ	2.955	2.955	2.955
軸方向鉄筋		84-D10	40-D10	124-D10
軸方向鉄筋(cm^2)		59.917	28.532	88.449
軸方向鉄筋比		0.01669	0.00795	0.02463
帯鉄筋		D6	D6	D6
帯鉄筋間隔(mm)		38	38	38
体積比		0.01488	0.01488	0.01488
基部にかかる軸力(kN)		442.3	442.3	442.3
基部にかかる応力(N/cm^2)		123.2	123.2	123.2
せん断支間比		5.76	5.76	5.76

2. 2. 2 材料試験結果

(1) コンクリート試験強度

テストピースは供試体の打設時と同一のコンクリートによって3体製作し、養生条件（気中養生）を供試体と同一にし、変形試験同日に圧縮強度試験を行った。圧縮強度および弾性係数を表-4.2 に示す。

表-2.2 コンクリートの圧縮試験結果

		No.1	No.2	No.3	平均
CASE-1	圧縮強度 N/mm^2	39.7	38.8	39.2	39.2
	弾性係数(1) N/mm^2	3.05×10^4	3.03×10^4	3.04×10^4	3.04×10^4
	弾性係数(2) N/mm^2	3.15×10^4	3.09×10^4	3.09×10^4	3.11×10^4
CASE-2	圧縮強度 N/mm^2	38.8	37.1	37.4	37.8
	弾性係数(1) N/mm^2	3.03×10^4	2.97×10^4	2.98×10^4	3.00×10^4
	弾性係数(2) N/mm^2	2.93×10^4	3.02×10^4	2.84×10^4	2.93×10^4
CASE-3	圧縮強度 N/mm^2	39.9	42.5	40.7	41.0
	弾性係数(1) N/mm^2	3.05×10^4	3.11×10^4	3.07×10^4	3.08×10^4
	弾性係数(2) N/mm^2	3.06×10^4	3.02×10^4	3.12×10^4	3.07×10^4

* 弾性係数(1) 道路橋示方書Ⅰ共通編 表-3.3.3 より直線補完して得た弾性係数

** 弾性係数(2) 試験で得られた弾性係数

(2) 鉄筋

供試体の軸方向鉄筋と同一性能の D10 鉄筋(SD490)および帯鉄筋と同一性能である D6 鉄筋(SD345)について引張試験を行った。結果を表-4.3 に示す。

表-2.3 鉄筋の引張試験結果

	試験番号	断面積 mm^2	降伏点荷重 kN	降伏点 N/mm^2	引張荷重 kN	引張強さ N/mm^2	伸び %	弾性係数 N/mm^2
D10 (SD490)	No.1	71.33	40.8	572	49.11	688	20	2.03×10^5
	No.2	71.33	39.24	550	47.58	667	21	1.98×10^5
	No.3	71.33	39.72	556	48.69	683	19	2.06×10^5
	平均	71.33	39.92	560	48.69	679	20	2.02×10^5
D6 (SD345)	No.1	31.67	11.37	359	18.07	571	19	1.97×10^5
	No.2	31.67	11.85	374	18.02	569	18	1.99×10^5
	No.3	31.67	11.97	378	18.06	570	20	2.01×10^5
	平均	31.67	11.73	370	18.05	570	19	1.99×10^5

2. 2. 3 載荷実験方法

供試体の載荷実験の状況を図-2.4 に示す。載荷実験は土木研究所・部材耐震強度実験施設にて行い、供試体を横にした状態で、死荷重反力に相当する軸力を与えながら、反力壁に取り付けた大変位加振機により載荷した。そのため、載荷の供試体は載荷の方向が橋軸方向で柱高さ方向が水平面内となる。

橋脚の柱頭部には一定軸力の 442.3 kN (45.1tf) を軸力載荷装置により載荷し、慣性力作用位置に大変位加振機により変位制御で正負交番載荷試験を行った。この水平方向の加力は、図-2.5 に示すように降伏変位を基準としてその整数倍変位を 3 回づつとした漸増載荷とした。ここで、降伏変位とは橋脚基部の最外軸方向鉄筋が降伏ひずみに達したときの変位としている。載荷速度は 30mm/s とした。

予備載荷は事前計算結果より得られた初降伏変位の 1/3 を第 1 回目の予備載荷とし、以降 2/3, 3/3・・・と予備載荷を行った。予備載荷の繰り返し回数は 1 回である。

載荷は最大荷重発生後に耐力の低下が生じて降伏耐力を下回るなど、橋脚としての機能が損なわれたことが確認できるまで行った。

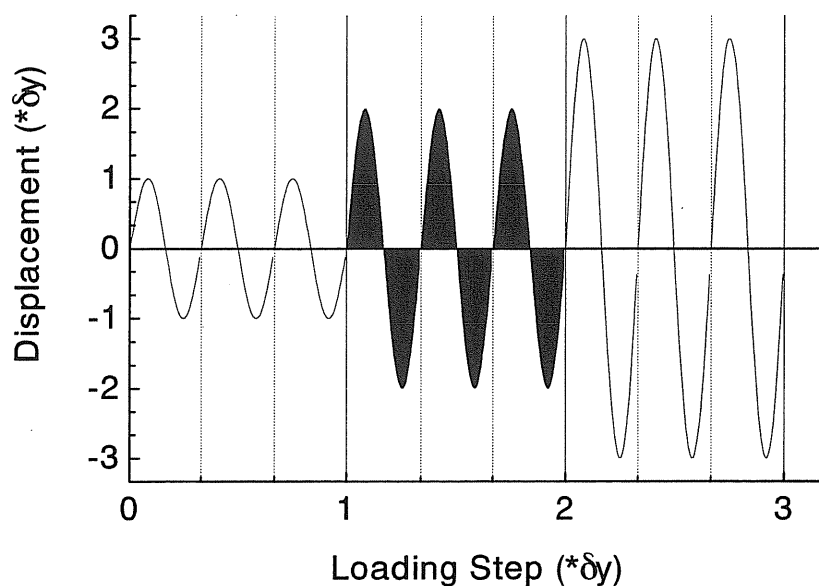
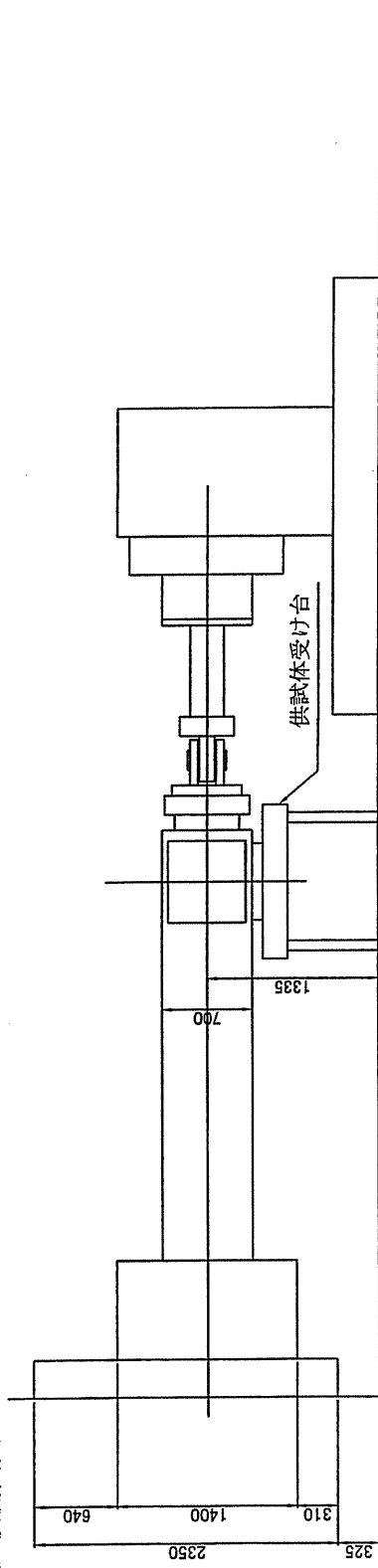


図-2.5 正負交番載荷実験における載荷履歴

試験側面図



試験平面図

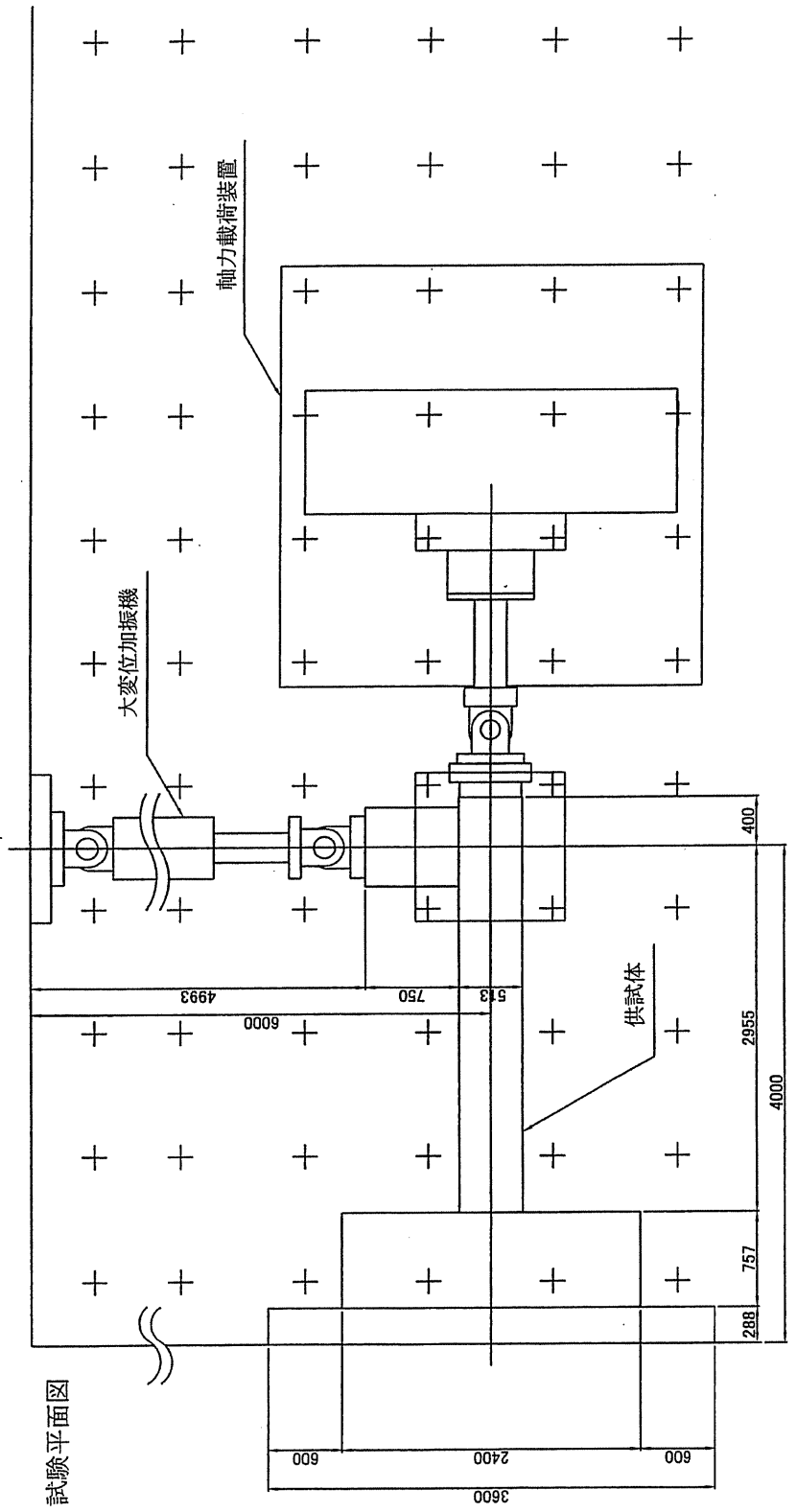


図-2.4 試験全体図

2. 2. 4 計測項目

本載荷実験における計測項目は、供試体の載荷点における水平荷重および水平変位、供試体天端における鉛直荷重、フーチングの変形または回転により橋脚躯体部に生じる水平変位を補正するためのフーチングの水平変位および回転鉛直変位(2箇所)、橋脚躯体基部に生じる塑性回転角および軸方向鉄筋のフーチングからの伸び出しを計測するための変位、さらに軸方向鉄筋および帯鉄筋に生じるひずみである。供試体における変位計の取り付け位置を図-2.6に、鉄筋のひずみ計測位置を図-2.7~2.9に示す。

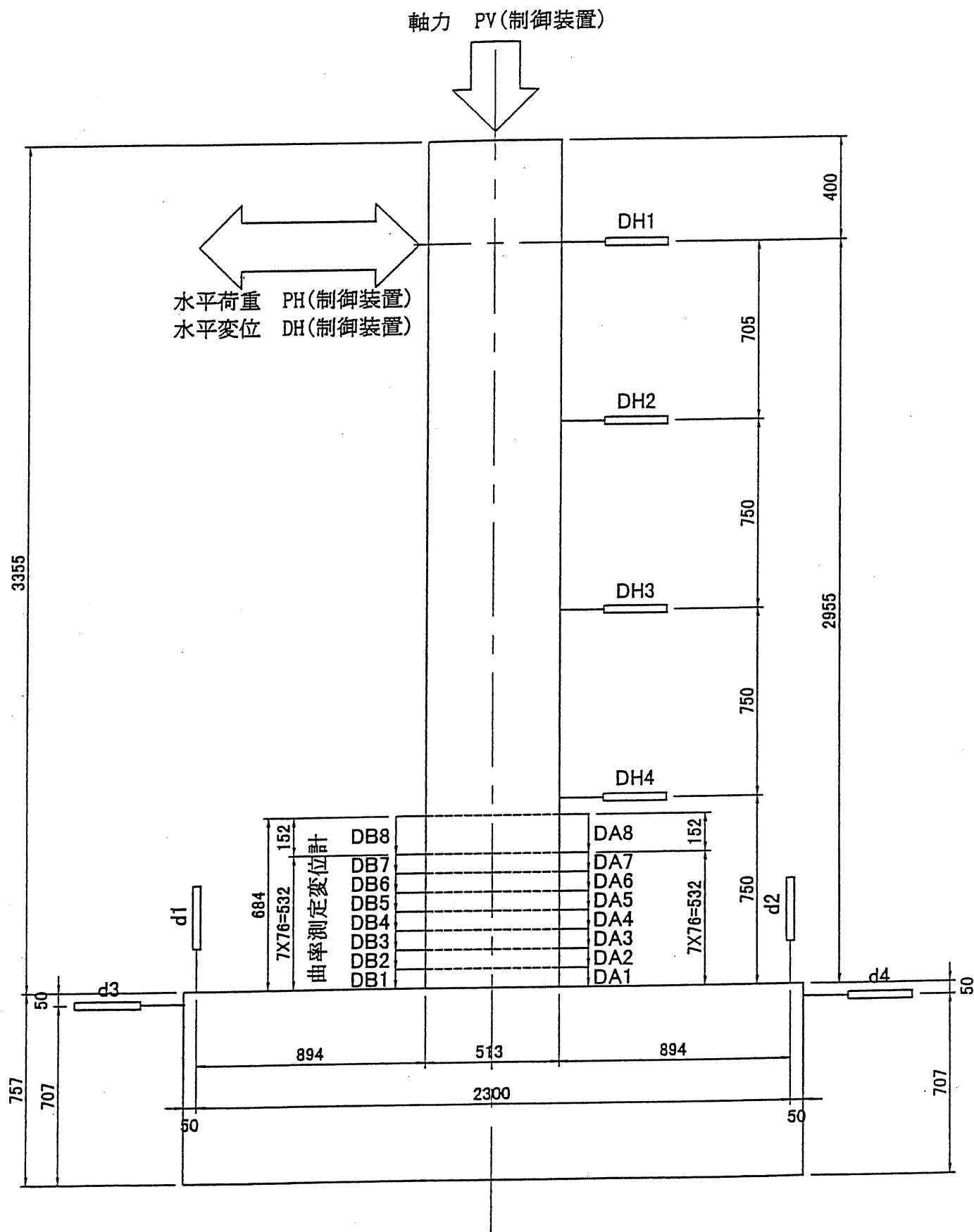
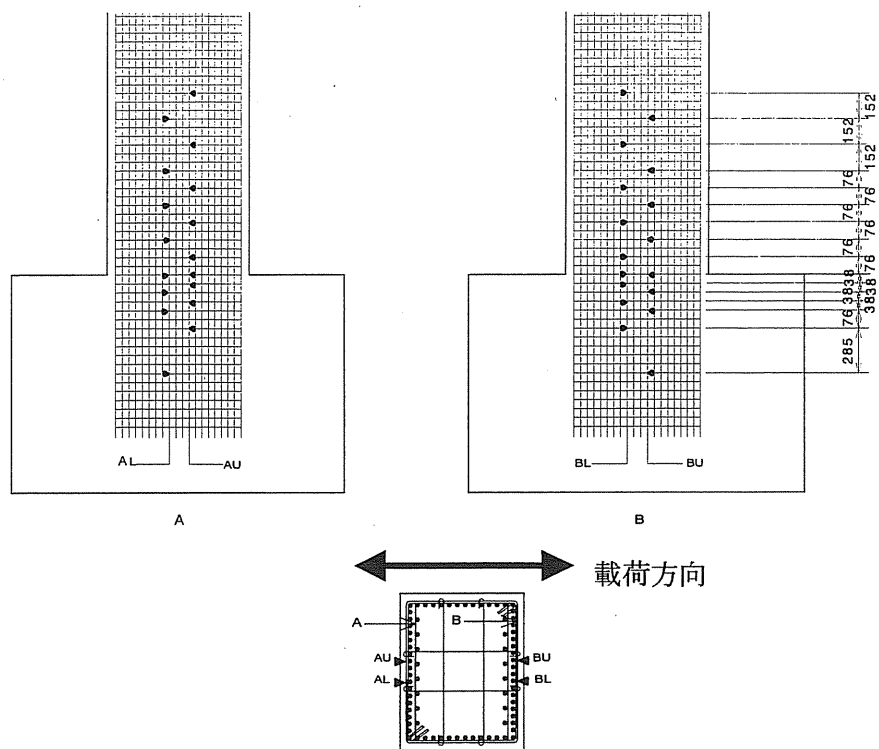
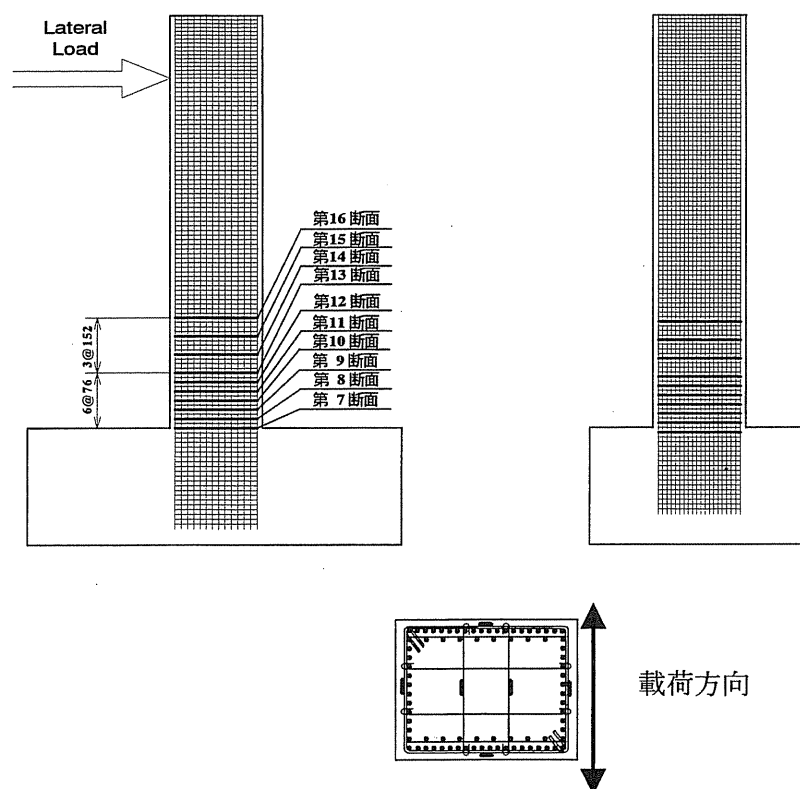


図-2.6 変位計取付位置図



(1) 軸方向鉄筋



(2) 帯鉄筋

図-2.7 ひずみゲージ貼付位置 (CASE-1 供試体)

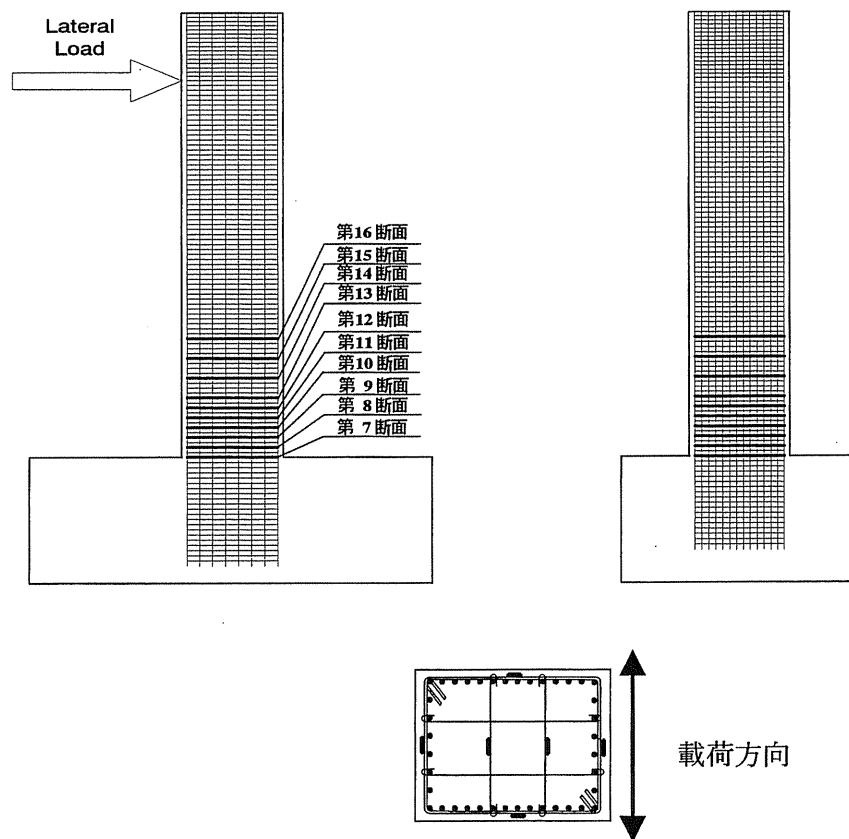
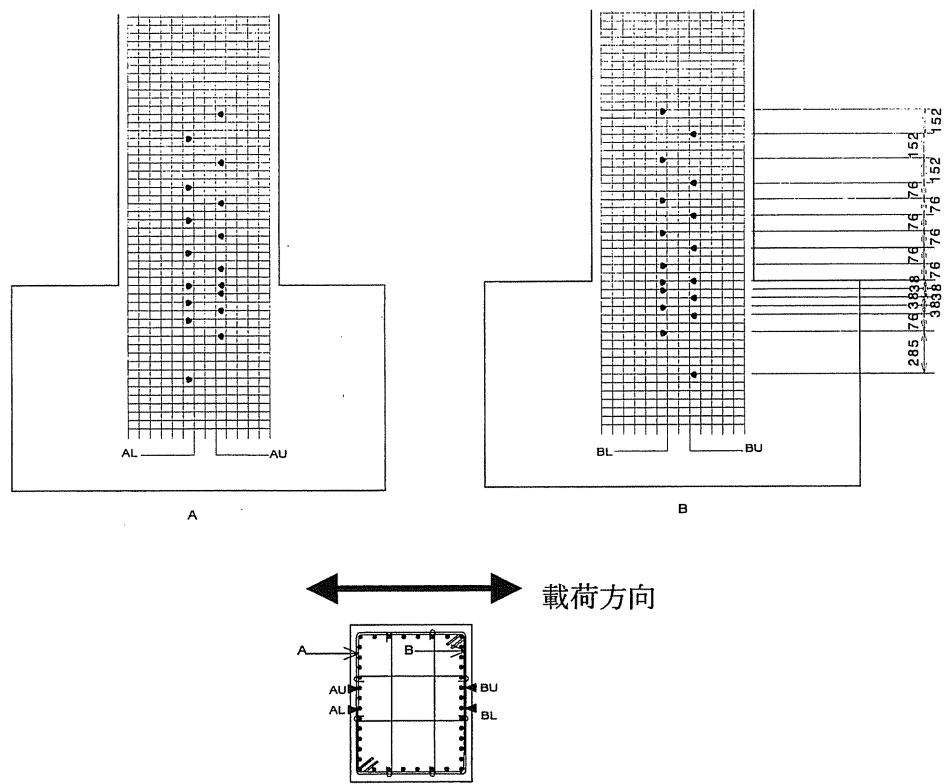
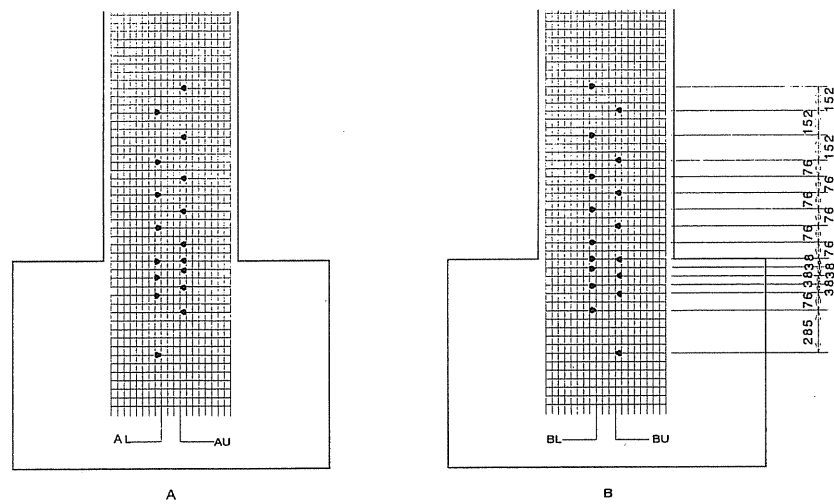
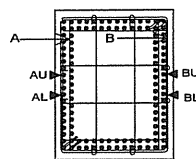


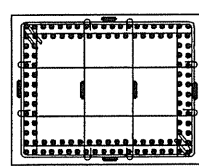
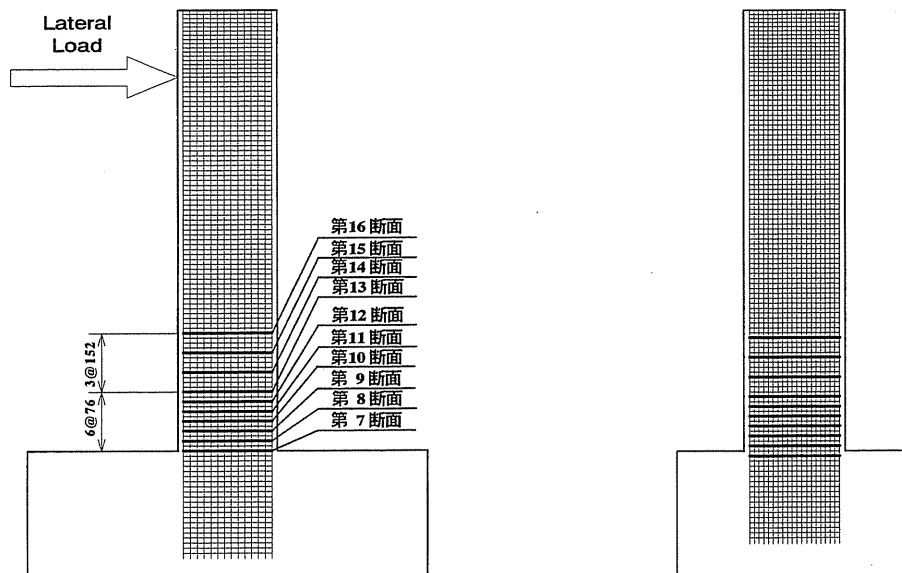
図-2.8 ひずみゲージ貼付位置 (CASE-2 供試体)



←→ 載荷方向



(1) 軸方向鉄筋



↑↓ 載荷方向

(2) 帯鉄筋

図-2.9 ひずみゲージ貼付位置 (CASE-3 供試体)

2. 3 実験結果

2. 3. 1 損傷状況

供試体の損傷状況を各载荷後に各面毎に整理した。また、実験終了後の損傷状況のスケッチを行った。なお、供試体の各面の名称は、図-2.10 に示すように、载荷実験時に加振機側のフランジを加振機面、その反対のフランジ面を反加振機面、载荷装置を設置した状態において柱部の上側を上面、下側を下面とする。

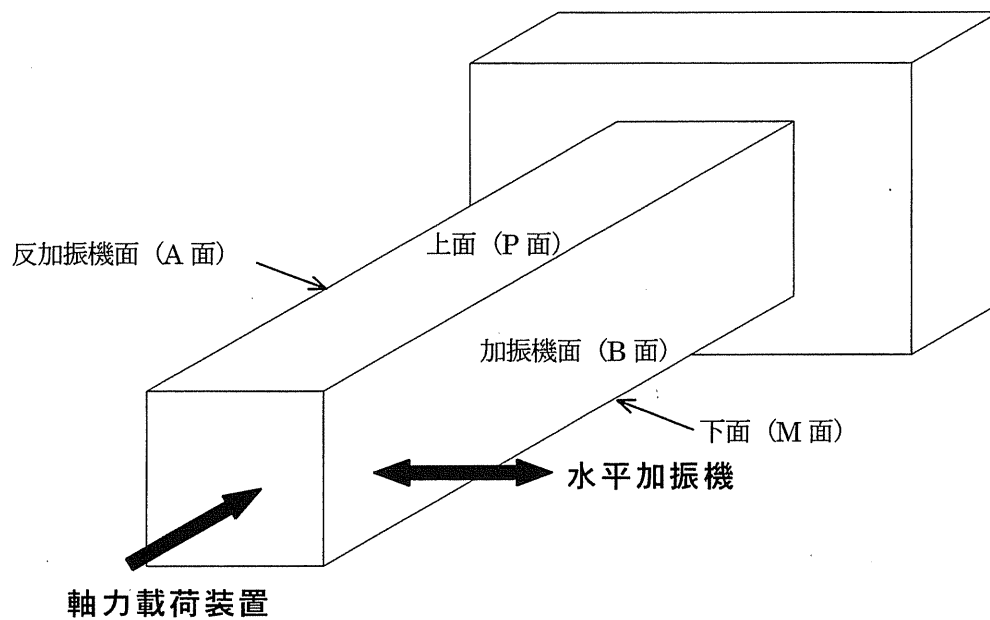


図-2.10 供試体の面の名称

(1) CASE-1 の損傷状況

CASE-1 の損傷状況を表-2.4 に示す。なお、表中の加振条件に示した変位量は制御コマンド量である。試験終了後の損傷状況図を図-2.11 に示す。

表-2.4 CASE-1 の損傷状況

加振条件	損傷状況	
予備載荷 7.4mm	上面	変化無し。
	反加振機面	変化無し。
	加振機面	変化無し。
	下面	変化無し。
予備載荷 14.8mm	上面	変化無し。
	反加振機面	変化無し。
	加振機面	変化無し。
	下面	変化無し。
予備載荷 22.2mm	上面	変化無し。
	反加振機面	変化無し。
	加振機面	変化無し。
	下面	変化無し。
1 δy 29.0mm	上面	変化無し。
	反加振機面	変化無し。
	加振機面	変化無し。
	下面	変化無し。
2 δy 56.0mm	上面	基部から50cmの範囲でひび割れが発生する。
	反加振機面	基部から30cmの範囲でひび割れが発生する。
	加振機面	基部から80cmの範囲でひび割れが発生する。
	下面	基部から50cmの範囲でひび割れが発生する。
3 δy 84.0mm	上面	基部から100cmの範囲でひび割れが発生する。
	反加振機面	基部の上面側の角部でコンクリートが剥離する。
	加振機面	基部から100cmの範囲でひび割れが発生する。
	下面	基部から100cmの範囲でひび割れが発生する。
4 δy 112.0mm	上面	基部の加振機面、反加振機面側の角部でコンクリートがはく落する。
	反加振機面	基部から15cmの範囲で下面側のコンクリートがはく落し、軸方向鉄筋5本と帯鉄筋2本が露出する。
	加振機面	基部から10cmの範囲で上面側のコンクリートがはく落し、帯鉄筋1本が露出する。
	下面	基部から10cmの範囲で上面側のコンクリートがはく落し、帯鉄筋1本が露出する。範囲で加振機面、反加振機面の角部のコンクリートが剥離する。
5 δy 140.0mm	上面	基部から20～30cmの範囲で加振機面、反加振機面側の角部のコンクリートのはく落が広がる。
	反加振機面	基部から30～40cmの範囲で、コンクリートのはく落が広がり、軸方向鉄筋が全て露出し、帯鉄筋が1本破断する。
	加振機面	基部から30cmの範囲で、コンクリートのはく落が広がり、軸方向鉄筋が全て露出し、帯鉄筋が1本破断する。
	下面	基部から30cmの範囲で、加振機面、反加振機面の角部のコンクリートのはく落が広がり、軸方向鉄筋が全て露出する。
6 δy 168.0mm	上面	基部から20～30cmの範囲で加振機面、反加振機面の角部のコンクリートのはく落が広がり、軸方向鉄筋が全て露出する。
	反加振機面	基部から10～15cmの範囲で、軸方向鉄筋が16本破断する。
	加振機面	基部から10～15cmの範囲で、軸方向鉄筋が17本破断する。
	下面	基部から20cmの範囲で加振機面、反加振機面の角部のコンクリートのはく落が広がり、軸方向鉄筋と帯鉄筋が露出する。

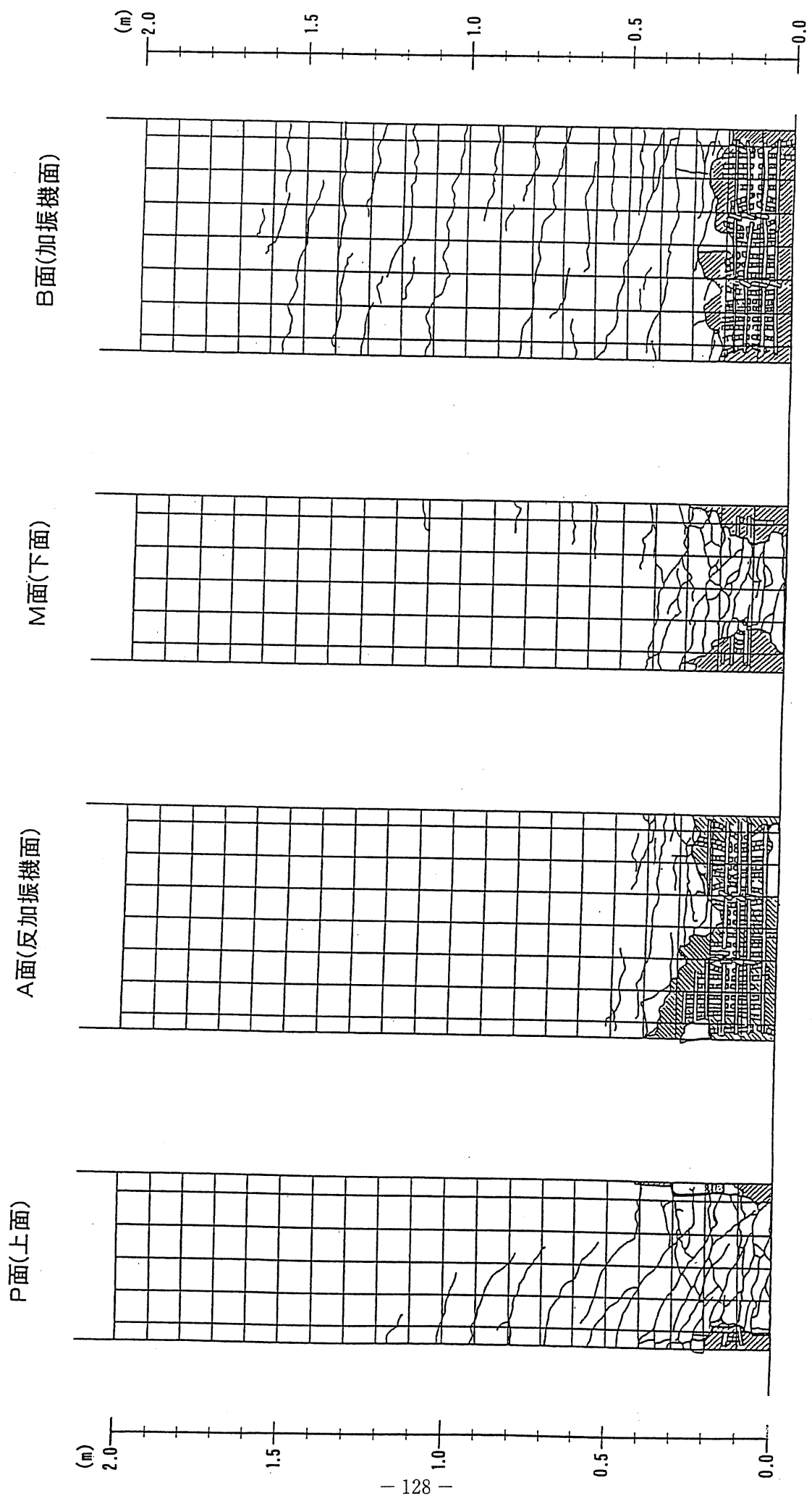


図-2.11 試験終了後の損傷状況図 CASE-1

(2) CASE-2 の損傷状況

CASE-2 の損傷状況を表-2.5 に示す。また載荷終了時の損傷状況を図-2.12 に示す。載荷時には大変位加振機の自重による影響をなくするためにクレーンで大変位加振機を吊り上げている。本供試体の載荷時では予備載荷から $2\delta y$ までの載荷中に大変位加振機の吊り上げすぎによるねじれの影響がひび割れとして生じた。しかし、 $3\delta y$ 載荷時に修正を行い、その後の載荷においてねじれの影響は確認されなかった。

表-2.5 CASE-2 の損傷状況

加振条件	損傷状況	
予備載荷 6.2mm	上面	変化無し。
	反加振機面	基部から1mの範囲で下面側から中央付近までひび割れが発生する。
	加振機面	基部から1mの範囲で下面側から上面側付近までひび割れが発生する。
	下面	基部から60cmの範囲でひび割れが発生する。
予備載荷 12.4mm	上面	基部から25cm付近と45cm付近の加振機面側にひび割れが発生する。
	反加振機面	ひび割れが上面側へ伸びる。
	加振機面	ひび割れが上面側へ伸びる。
	下面	ひび割れが伸びる。
予備載荷 18.6mm	上面	基部から50cmの範囲で反加振機側にひび割れが発生する。加振機側のひび割れが伸びる。
	反加振機面	ひび割れが伸びる。
	加振機面	ひび割れが伸びる。
	下面	ひび割れが伸びる。
$1\delta y$ 18.6mm	上面	変化無し。
	反加振機面	変化無し。
	加振機面	ひび割れが伸びる。
	下面	ひび割れが伸びる。
$2\delta y$ 37.2mm	上面	基部から60cmの範囲でひび割れが伸びる。基部の加振機側の軸方向にひび割れが発生する。基部の反加振機側でコンクリートが剥離する。
	反加振機面	基部から20cmの範囲でひび割れが伸びる。
	加振機面	基部から20cmの範囲でひび割れが伸びる。
	下面	基部から20cmの範囲でひび割れが伸びる。
$3\delta y$ 55.8mm	上面	基部から20cmの範囲でひび割れが伸びる。
	反加振機面	基部から20cmの範囲でひび割れが伸びる。
	加振機面	基部の上面側の角部でコンクリートが剥離する。基部から20cmの範囲でひび割れが伸びる。
	下面	基部のひび割れが伸びる。
$4\delta y$ 74.4mm	上面	基部の加振機面、反加振機面側の角部でコンクリートがはく落する。
	反加振機面	基部から20cmの範囲で上面側のコンクリートがはく落し、帯鉄筋2本が露出する。
	加振機面	基部から20cmの範囲でひび割れが伸び、基部の上面側の角部でコンクリートの剥離が広がる。
	下面	基部のひび割れが伸びる。
$5\delta y$ 93.0mm	上面	基部の加振機面、反加振機面の角部でコンクリートがはく落し、帯鉄筋1本が露出する。
	反加振機面	基部から20cmの範囲で、上面側のコンクリートのはく落が広がり、軸方向鉄筋が4本、帯鉄筋が3本露出する。
	加振機面	基部から20cmの範囲でコンクリートのはく落が広がり、軸方向鉄筋が9本、帯鉄筋が3本露出する。
	下面	基部の加振機面の角部でコンクリートの剥離が広がる。
$6\delta y$ 111.6mm	上面	基部の加振機面側、反加振機面側の角部でコンクリートがはく落し、軸方向鉄筋と帯鉄筋が露出する。
	反加振機面	基部から20cmの範囲で、上面側のコンクリートのはく落が広がり、軸方向鉄筋が全て露出し、5本が破断する。
	加振機面	基部から20cmの範囲でコンクリートのはく落が広がり、軸方向鉄筋が全て露出し、4本が破断する。
	下面	基部から20cmの範囲で加振機面、反加振機面側の角部のコンクリートのはく落が広がり、加振機面、反加振機面側で軸方向鉄筋が露出する。

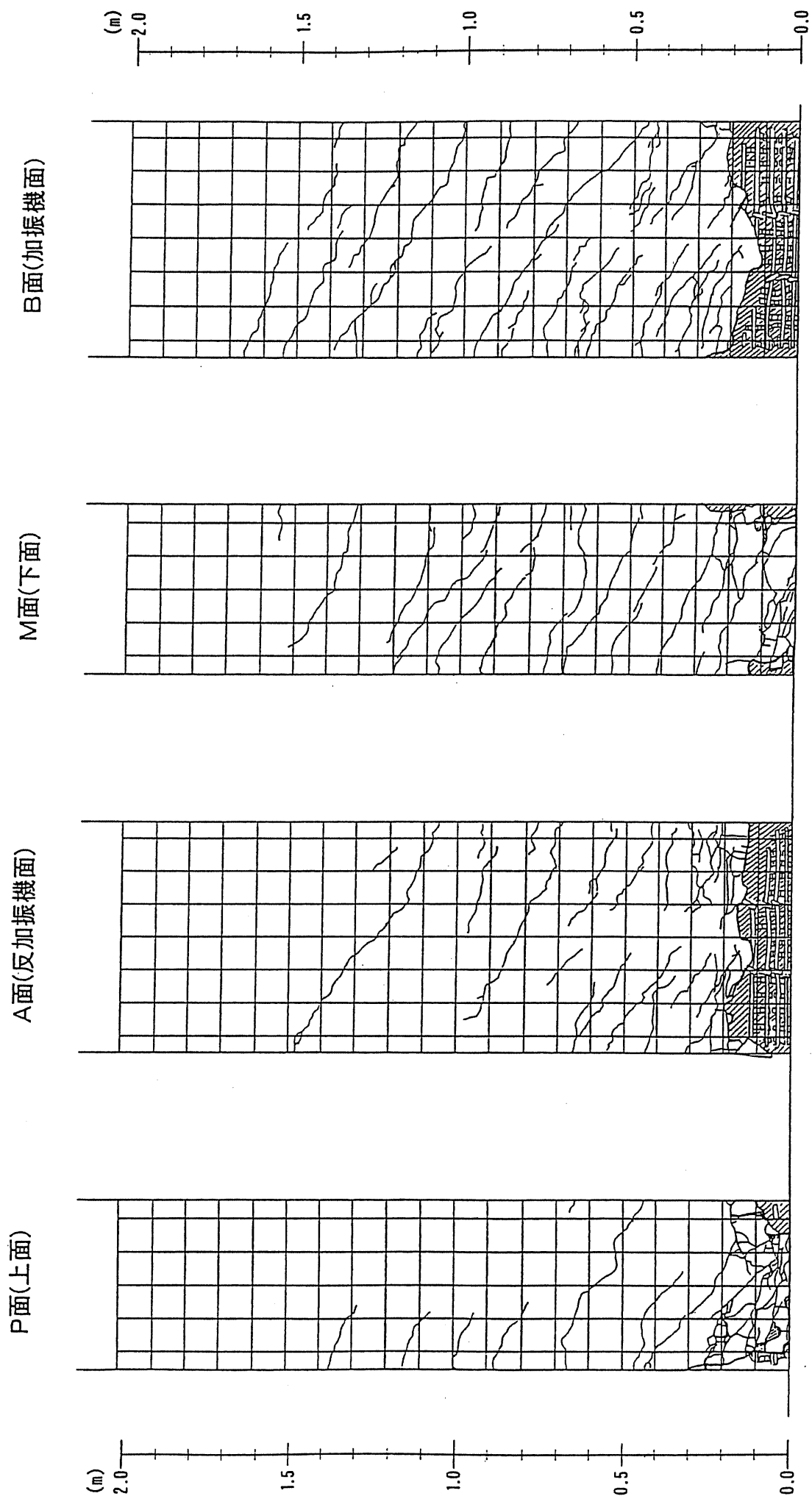


図-2.12 試験終了後の損傷状況図 CASE-2

(3) CASE-3 の損傷状況

CASE-3 の損傷状況を表-2.6 に示す。また載荷終了時の損傷状況を図-2.13 に示す。

表-2.6 CASE-3 の損傷状況

加振条件	損傷状況	
予備載荷 7.9mm	上面	変化無し。
	反加振機面	変化無し。
	加振機面	変化無し。
	下面	変化無し。
予備載荷 15.8mm	上面	変化無し。
	反加振機面	変化無し。
	加振機面	変化無し。
	下面	変化無し。
予備載荷 23.7mm	上面	変化無し。
	反加振機面	変化無し。
	加振機面	変化無し。
	下面	変化無し。
予備載荷 33.0mm	上面	変化無し。
	反加振機面	変化無し。
	加振機面	変化無し。
	下面	変化無し。
1 δy 35.0mm	上面	変化無し。
	反加振機面	変化無し。
	加振機面	変化無し。
	下面	変化無し。
2 δy 70.0mm	上面	基部から60cmの範囲でひび割れが発生する。
	反加振機面	基部から30cmの範囲でひび割れが発生する。
	加振機面	基部から70cmの範囲でひび割れが発生し、下面側の角部でコンクリートが剥離する。
	下面	基部から70cmの範囲でひび割れが発生し、加振機面側の角部でコンクリートが剥離する。
3 δy 105.0mm	上面	基部から50～80cmの範囲でひび割れが伸びる。
	反加振機面	基部の下面側の角部でコンクリートが剥離する。基部から30cmの範囲でひび割れが伸びる。
	加振機面	基部から5cmの範囲でコンクリートが剥離する。基部から30cmの範囲でひび割れが伸びる。
	下面	基部で反加振機側の角部のコンクリートが剥離する。基部から30cmの範囲でひび割れが伸びる。
4 δy 140.0mm	上面	基部の加振機面、反加振機面側の角部でコンクリートがはく落する。
	反加振機面	基部から25cmの範囲で下面側のコンクリートがはく落し、軸方向鉄筋16本と帯鉄筋4本が露出する。
	加振機面	基部から25cmの範囲でコンクリートがはく落し、軸方向鉄筋が18本、帯鉄筋4本が露出する。帯鉄筋2本が破断する。
	下面	基部の加振機面、反加振機面側の角部でコンクリートが剥離が広がる。
5 δy 175.0mm	上面	基部の加振機面、反加振機面側の角部でのコンクリートがはく落し、帯鉄筋が露出する。
	反加振機面	軸方向鉄筋が12本、帯鉄筋が2本破断する。
	加振機面	軸方向鉄筋が6本破断する。
	下面	基部の加振機面、反加振機面側の角部のコンクリートのはく落が広がり、加振機面側の軸方向鉄筋が5本、帯鉄筋が4本露出する。

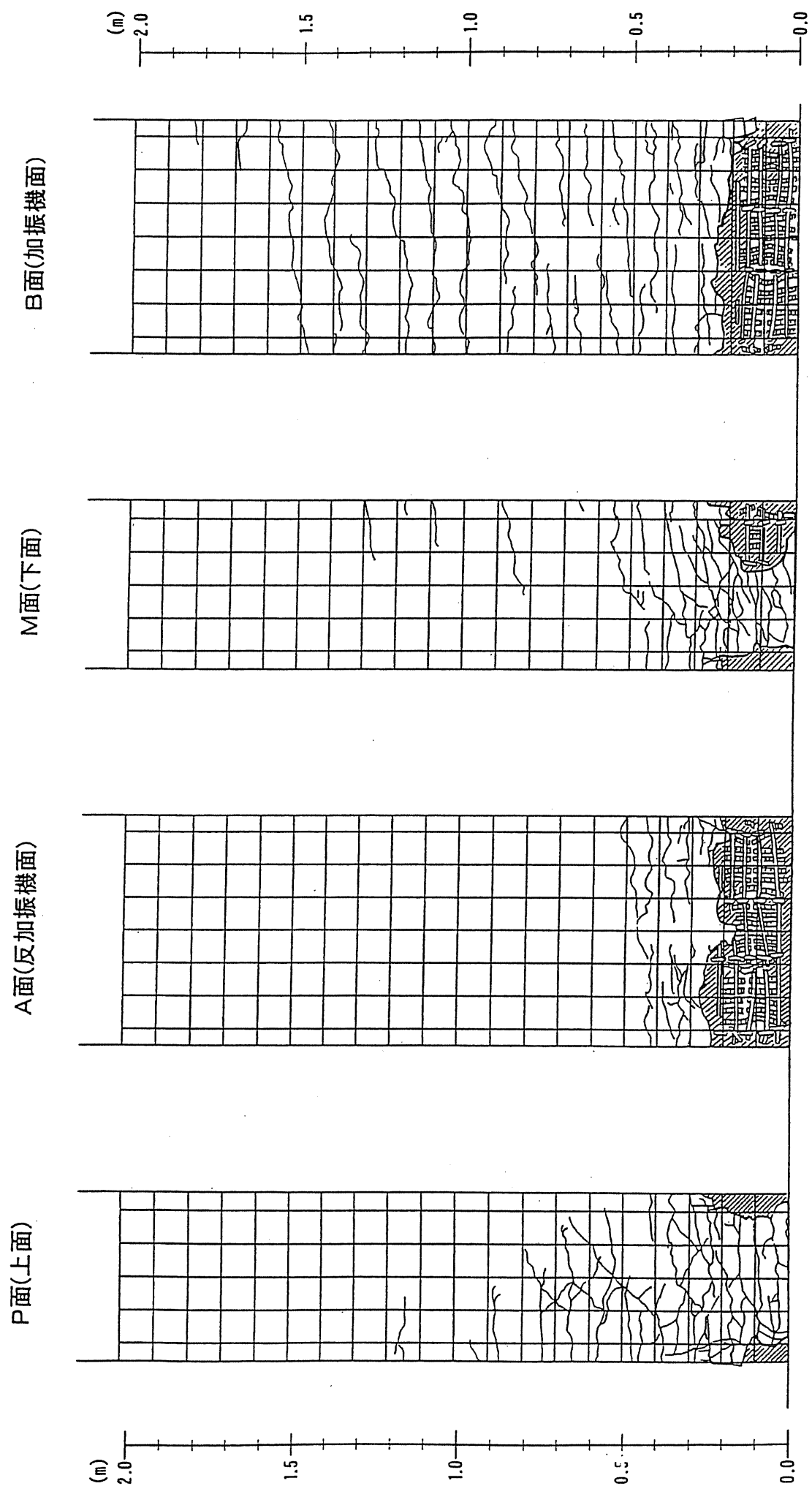


図-2.13 試験終了後の損傷状況図 CASE-3

2. 3. 2 荷重—変位関係

正負交番載荷試験結果より、水平力載荷位置での水平荷重と水平変位の関係に着目し、各供試体ごとに履歴曲線、計測最大最小値、等価剛性、等価減衰定数、吸収エネルギーについて検討をおこなった。ここで、等価剛性、等価減衰定数、吸収エネルギーは各 δy 載荷の 1 波目に着目して、検討を行った。

(1) 荷重—変位関係

水平力載荷位置での水平荷重—水平変位履歴曲線を図-2.14～図-2.16 に示す。また、それら CASE-1～CASE-3 の水平荷重—水平変位包絡線を図-2.17 に示す。図-2.17(1)は各荷重ステップでの最大、最小の水平変位、水平荷重をそのままプロットしたもので、図-2.17(2)は、水平荷重、水平変位を降伏荷重、降伏変位で正規化したものである。ここで降伏変位は再外縁の軸鉄筋のひずみから鉄筋が降伏したときとした。

図-2.17(1)の水平変位—水平荷重の包絡線のグラフから水平荷重、水平変位の大きさの絶対値としては、軸方向鉄筋量を CASE-1 の 150%とした CASE-3 が一番大きく、軸方向鉄筋量を CASE-1 の半分とした CASE-3 が一番小さいという予想通りの結果となっている。一方で図-2.17(2)の水平荷重、水平変位をその降伏荷重、降伏変位で正規化したグラフからは、3 ケースともほとんど同じ形状になっていることがわかる。降伏荷重に対する最大荷重の比で約 1.2、塑性率で約 5 程度となっている。

(2) 等価剛性、等価減衰定数、吸収エネルギーと変位の関係

等価剛性に関しては、3 ケースとも供試体の損傷が進展するにつれて低下している。その低下の度合いは図-2.18(1)より 3 ケースともほぼ一緒であり、上記 (1) の荷重—変位関係の包絡線がほぼ重なったこともそれを裏付けている。

また等価減衰定数と吸収エネルギーは CASE-1 では $5\delta y$ で最大となり、 $6\delta y$ では低下している。この時の損傷状態としては、 $5\delta y$ で軸方向鉄筋が座屈し、かぶりコンクリートが剥離して荷重が低下している状態であり、 $6\delta y$ では軸方向鉄筋が破断して、荷重がさらに低下している状態である。

CASE-2 においても等価減衰定数は $5\delta y$ で最大となり、 $6\delta y$ では低下している。吸収エネルギーは CASE-1、CASE-3 と比べると絶対値量としては小さいが、 $5\delta y$ まではほぼ同じ勾配で上昇し、 $6\delta y$ では横這いとなっている。

CASE-3 は等価減衰定数、吸収エネルギーともに、 $4\delta y$ まではほぼ同じ勾配で上昇し、 $5\delta y$ では横這いとなっている。この $5\delta y$ では、軸方向鉄筋が破断し、荷重が急激に下がった状態となっているときである。

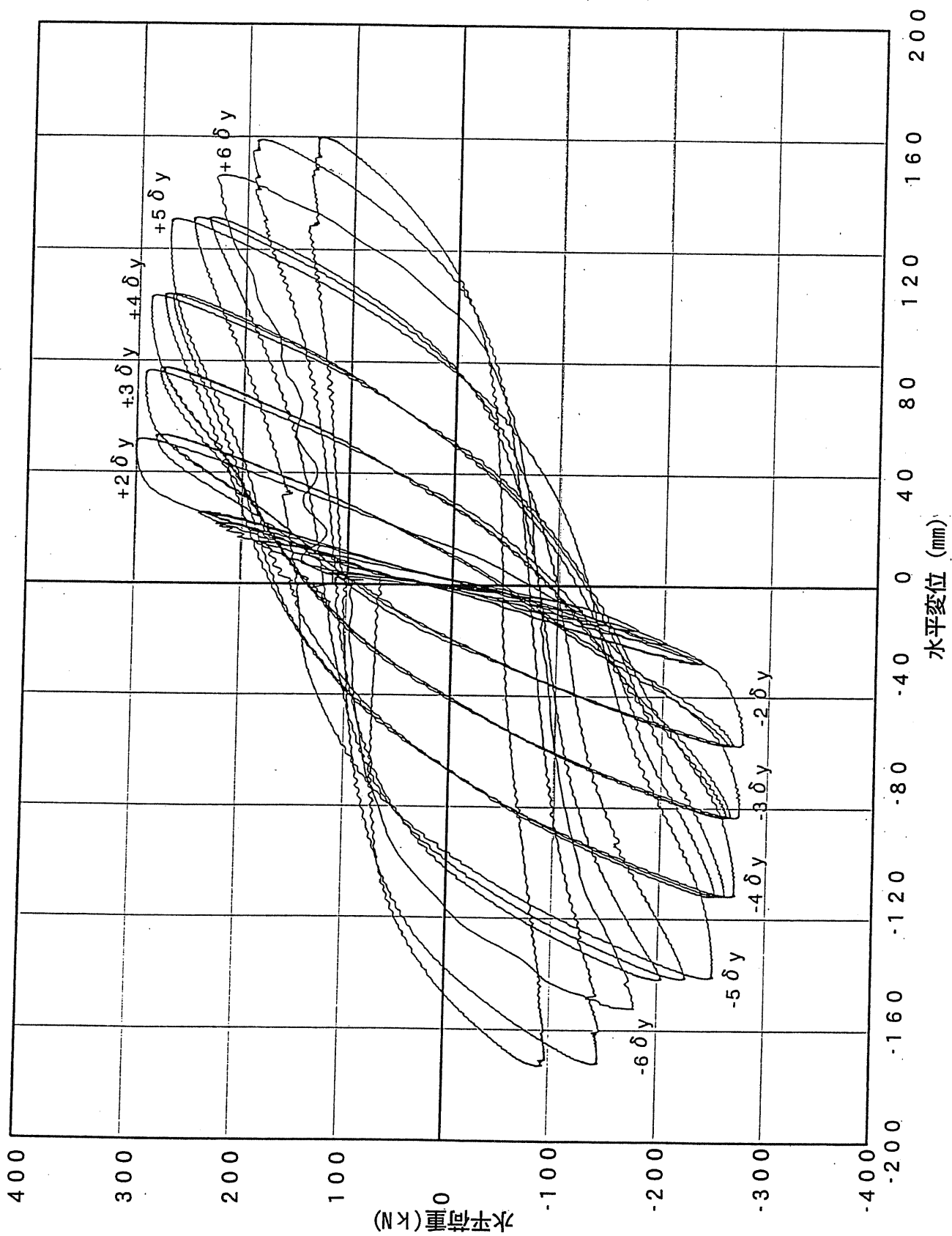


图-2.14 水平荷重—水平変位関係 CASE-1

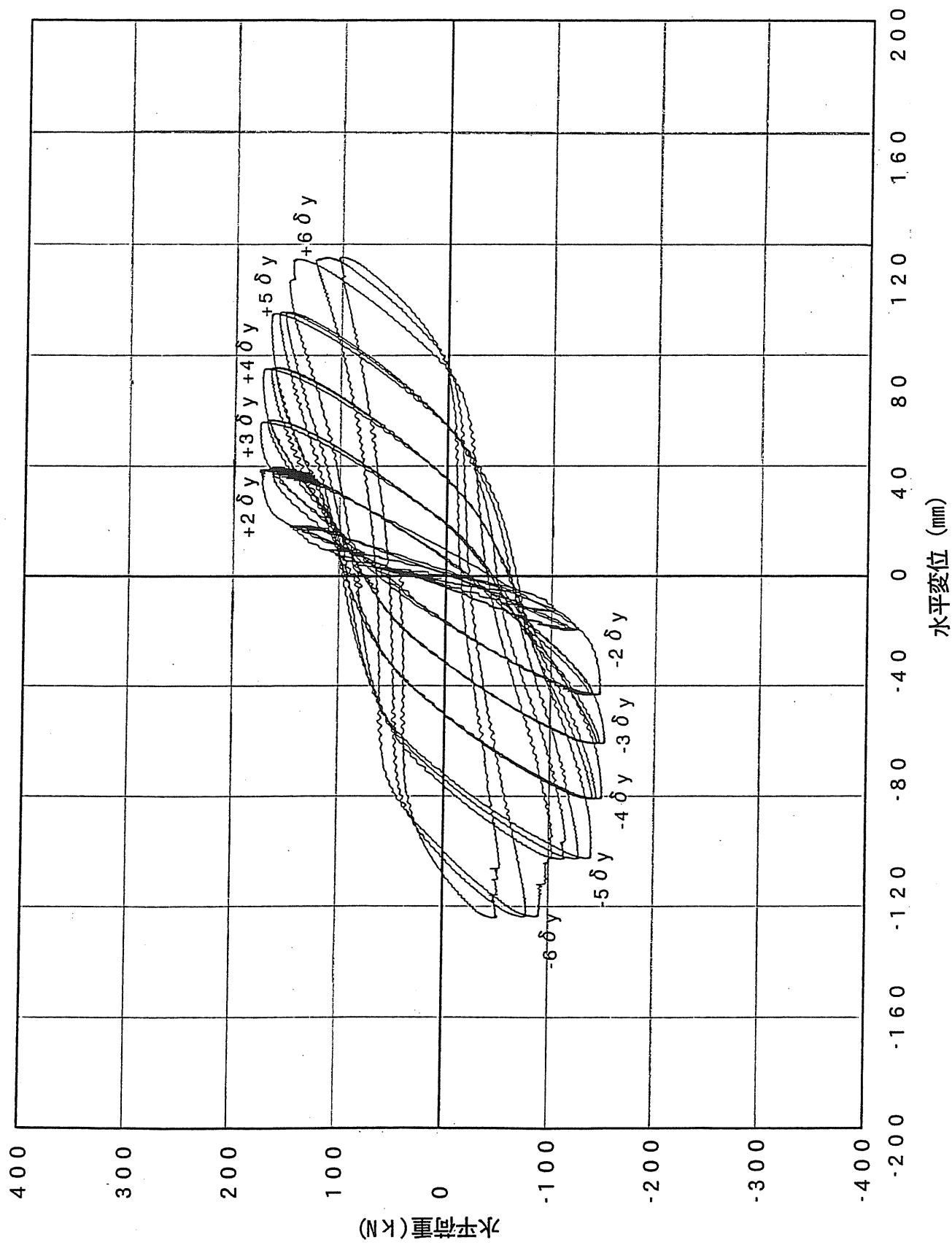


图-2.15 水平荷重—水平変位関係 CASE-2

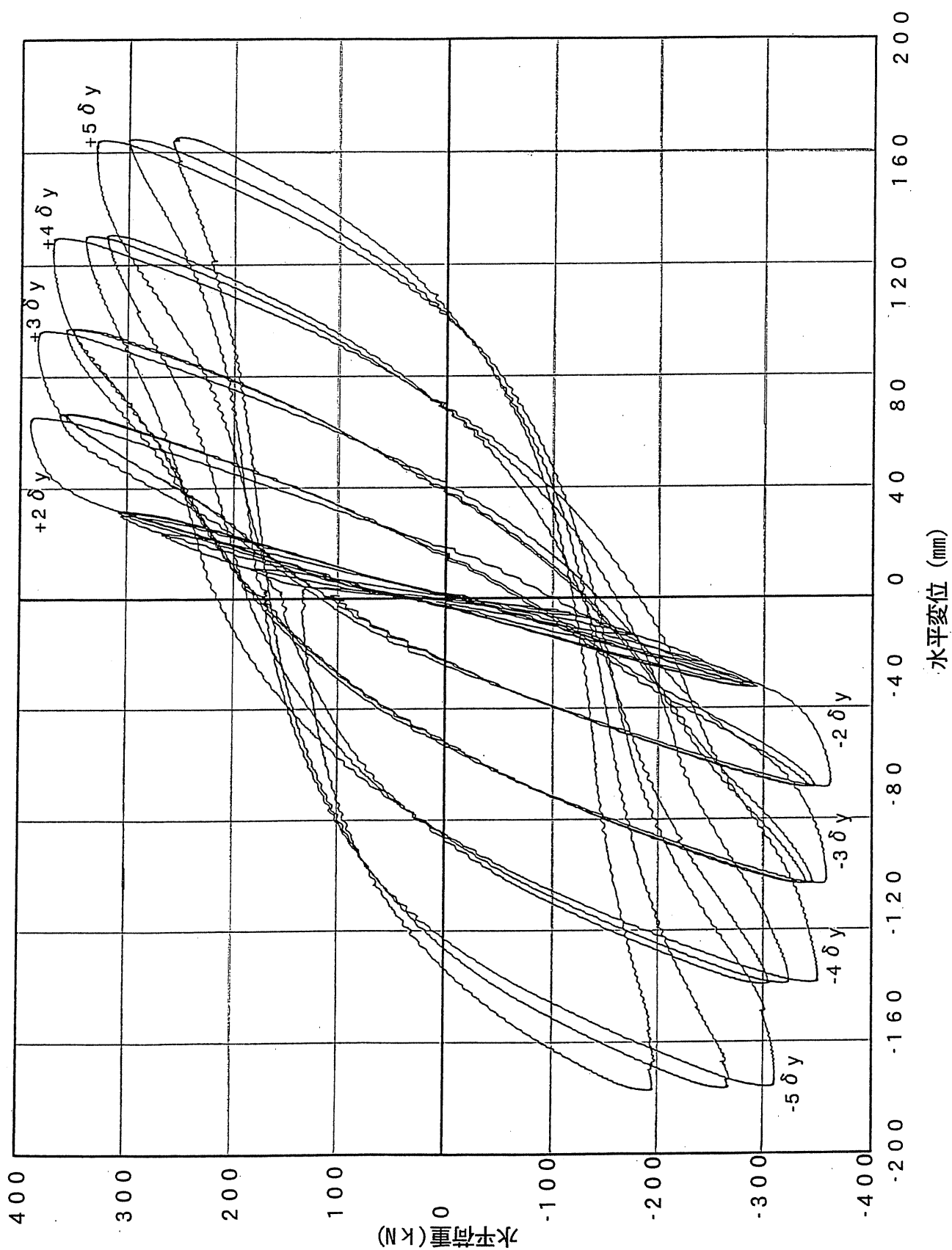


图-2.16 水平荷重—水平変位関係 CASE-3

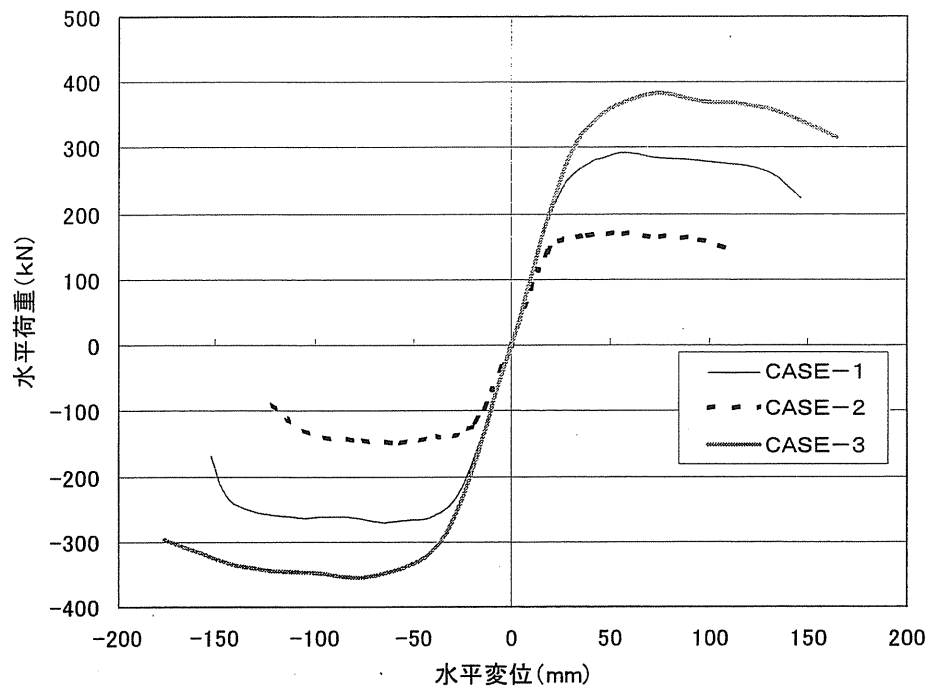


図-2.17(1) 水平変位—水平荷重の包絡線

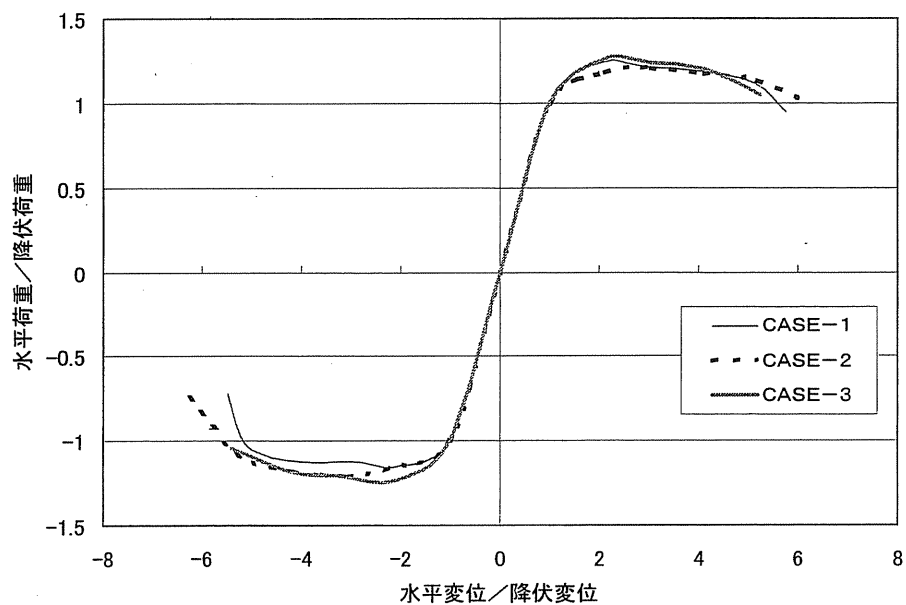


図-2.17(2) 水平変位—水平荷重を降伏変位、降伏荷重で正規化した包絡線

2. 3. 3 ひずみ、曲率分布

軸方向鉄筋および帯鉄筋のひずみ分布は、各 δy 1 波目の載荷で、水平力載荷位置での水平変位が最大および最小になったときのひずみを図化した。

軸方向鉄筋のひずみ分布を図-2.19～21 に示す。横軸に水平変位最大時における加振機面側の軸方向鉄筋ひずみと水平変位最小値における反加振機面側の軸方向鉄筋のひずみを抽出し、縦軸に橋脚基部を 0 点とした計測位置を示した。各供試体ともに 1 δy では全てのひずみが測定可能であったが、2 δy 以降は橋脚基部から高さ約 200mm を中心に測定不能となった。測定不能の範囲は軸方向鉄筋比の高い CASE-3 が広く、軸方向鉄筋比が低い CASE-2 が狭くなっており、軸方向鉄筋比の高い方がひずみ分布が広範囲に広がることが予想される。また、フーチング内のひずみは橋脚基部から 200mm 程度の深さまでは 3 ケースともに変位の増大とともにひずみが増加しており、この部分で鉄筋の抜け出しがあるものと思われる。しかし、橋脚基部から約 500mm 位置ではほとんど、ひずみの増加は認められない。

帯鉄筋のひずみ分布を図-2.22～24 に示す。ここで、帯鉄筋のひずみ分布における第 7 断面から第 16 断面は図-2.7～2.9 における帯鉄筋ひずみゲージ添付位置図における断面番号である。第 7 断面が柱と基礎部境界に相当し、第 16 断面が柱基部から 769mm 位置であり、帯鉄筋ひずみゲージの最上部にあたる。3 ケースともに橋脚基部の 7 断面よりも 8, 9 断面で分布形状が大きくなっており、これは軸方向鉄筋に対し変位とともに主鉄筋のはらみ出しを押さえようとする拘束効果を示しているものと考えられる。

図-2.25～27 に曲率分布を示す。曲率分布は、曲率測定変位計から測定された変位量を用いて曲率を測定し、各載荷時での水平力載荷位置での水平変位が最大と最小になったときの曲率に着目して図化を行った。各ケースともに基部になるにつれて曲率が大きくなる傾向が見て取れる。最下位置の曲率が極端に大きくなっているのは、フーチング内の軸方向鉄筋が抜け出しているために、この変位も含まれていると間挙げられる。

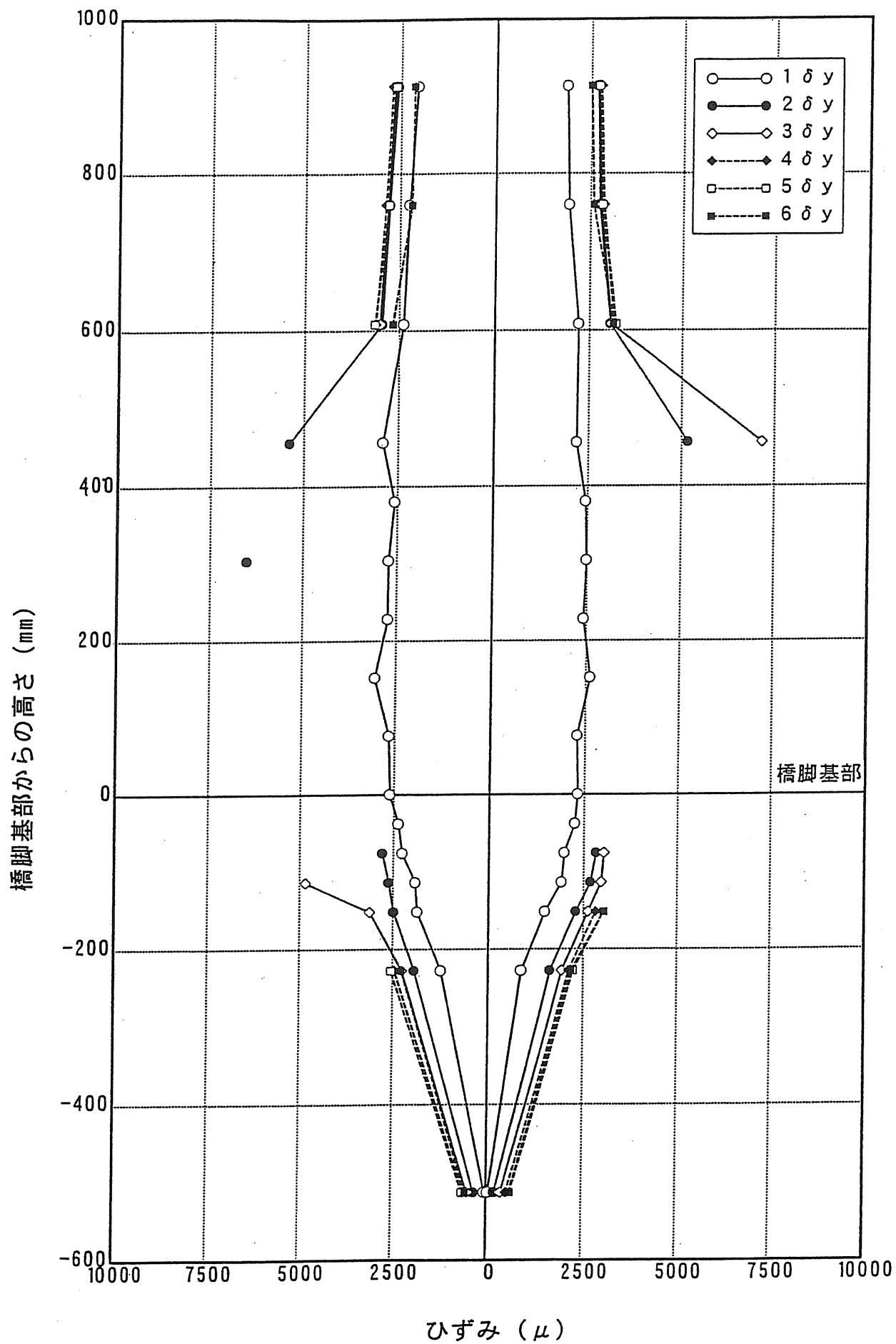


図-2.19 軸方向鉄筋のひずみ分布 CASE-1

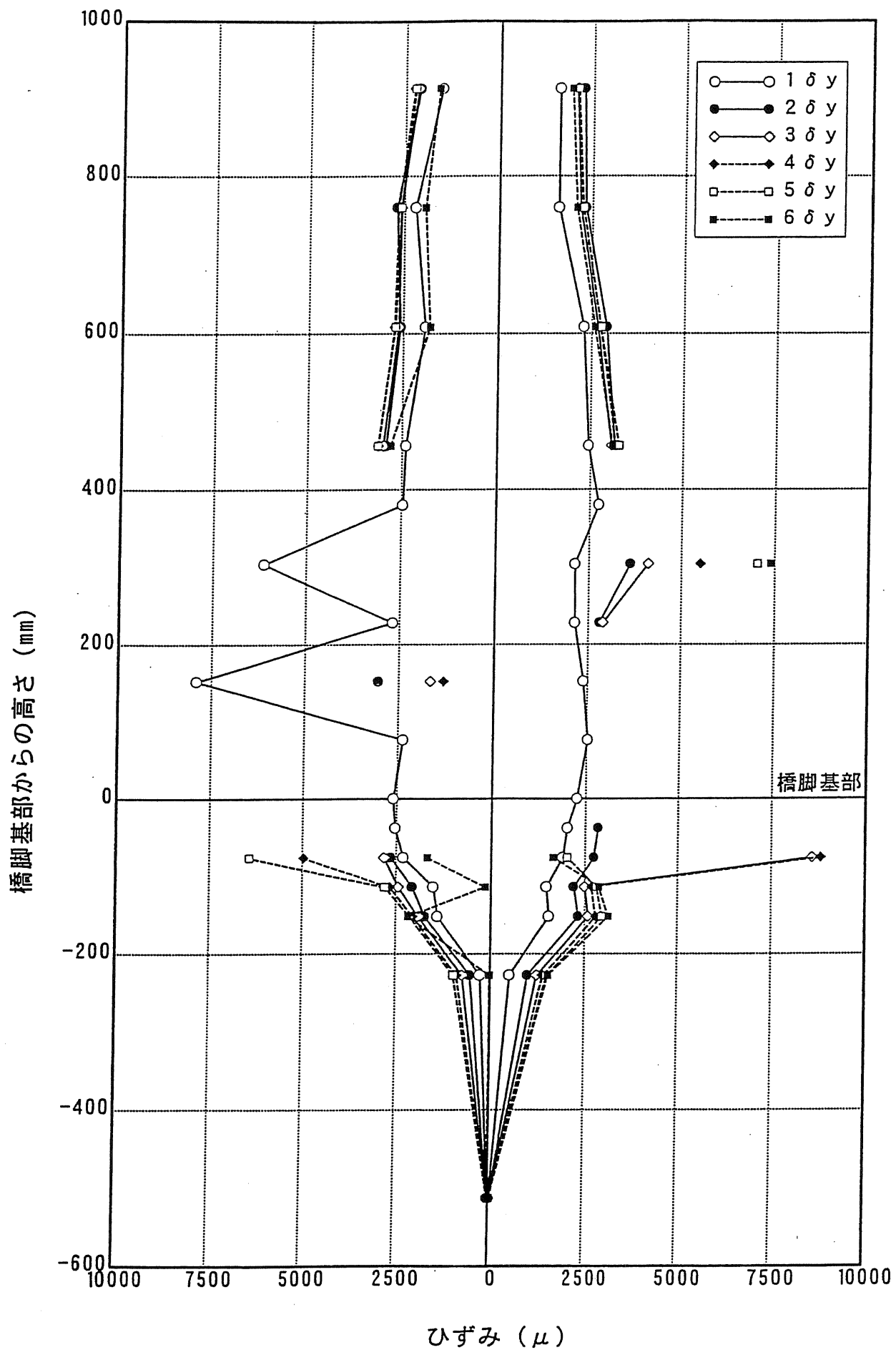


図-2.20 軸方向鉄筋のひずみ分布 CASE-2

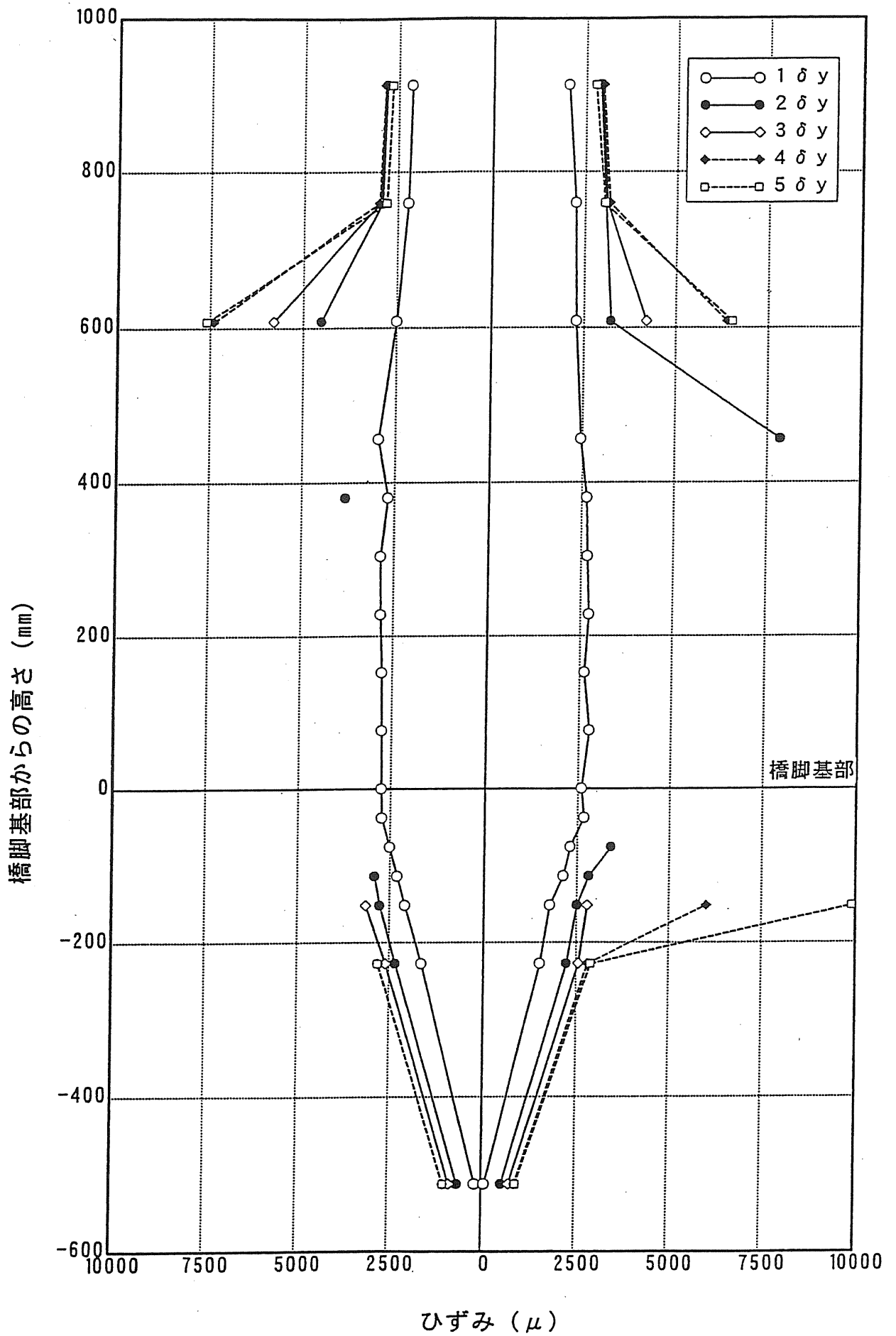
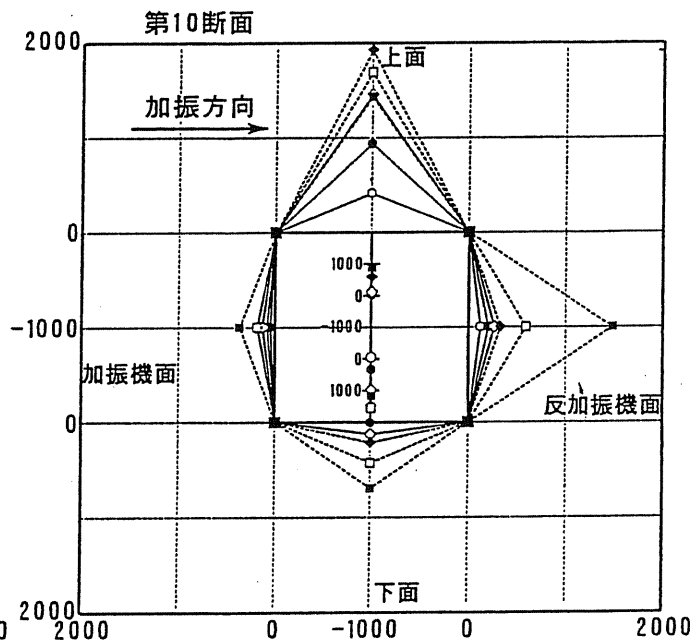
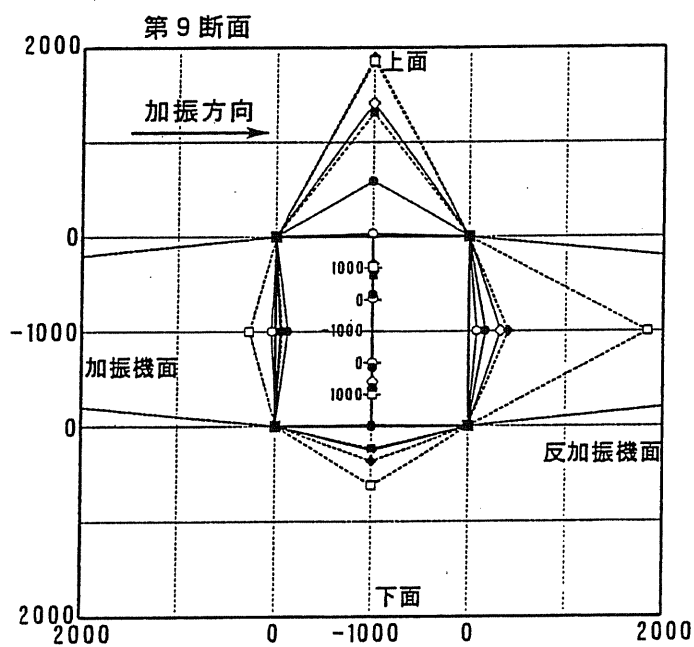
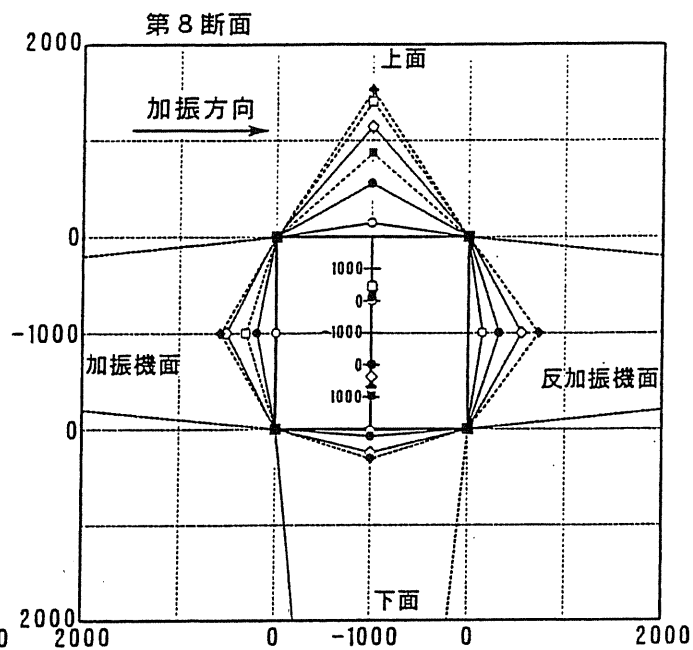
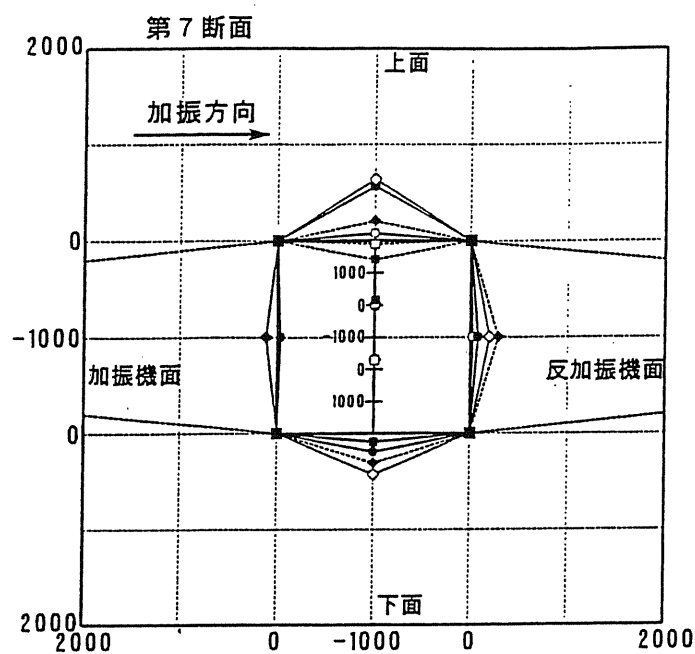
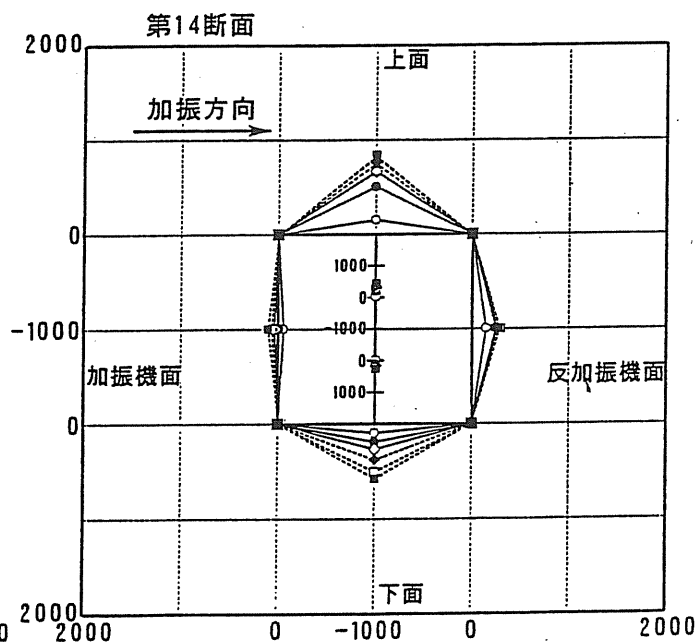
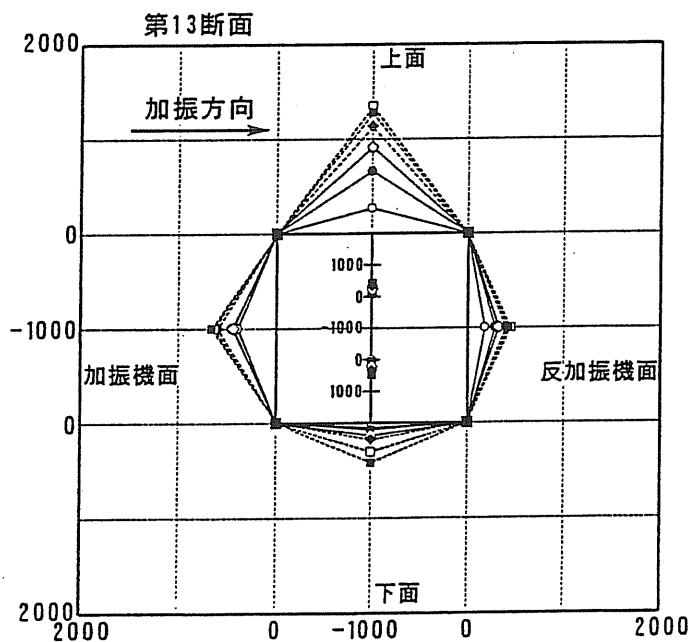
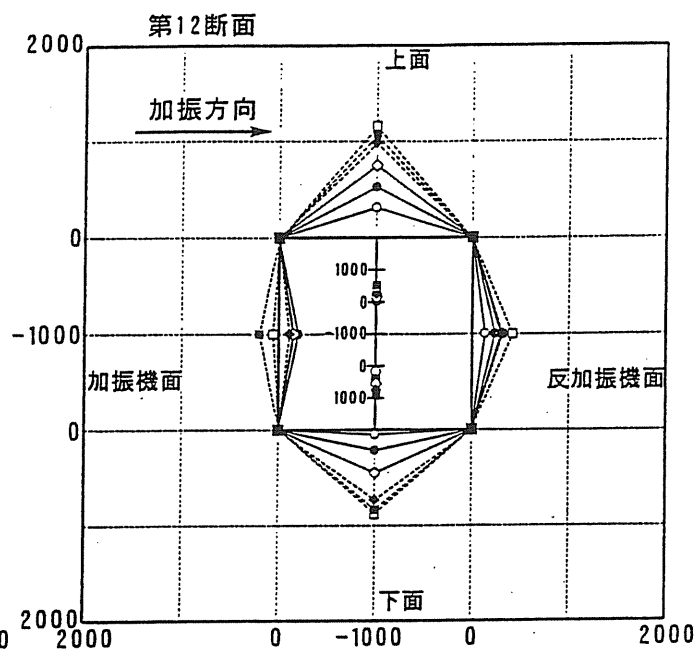
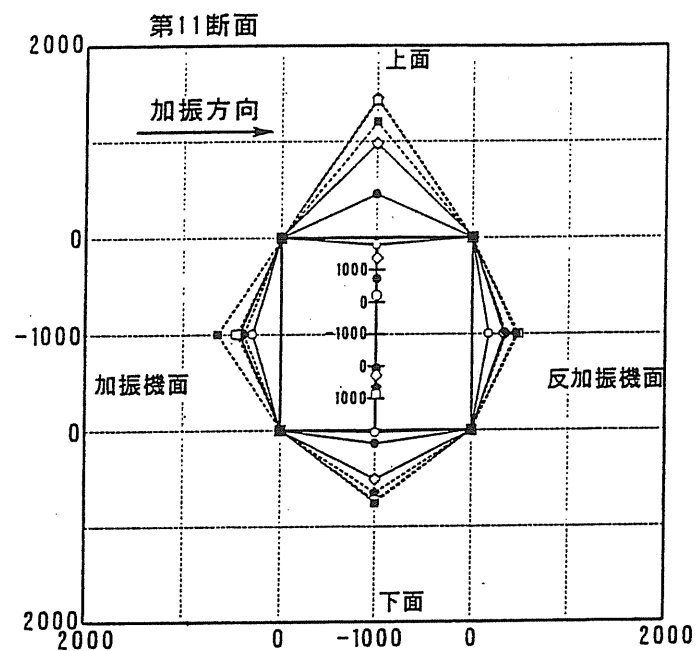


図-2.21 軸方向鉄筋のひずみ分布 CASE-3



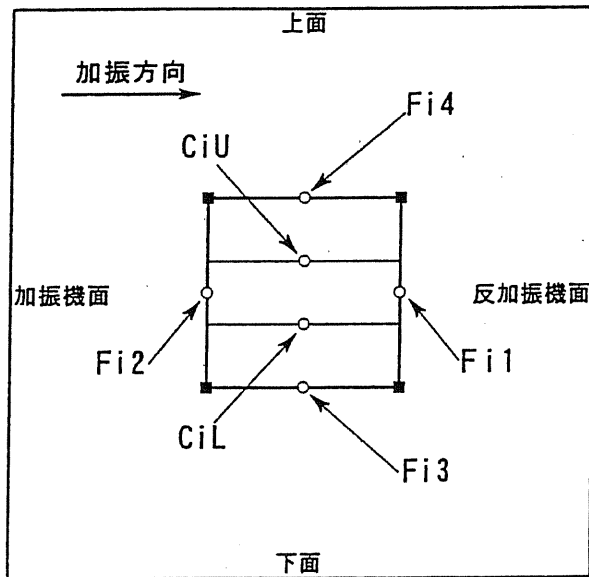
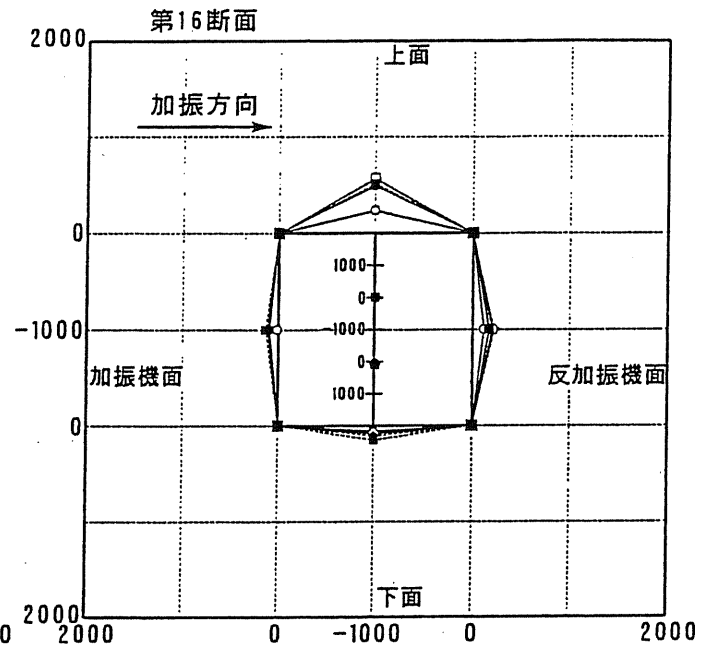
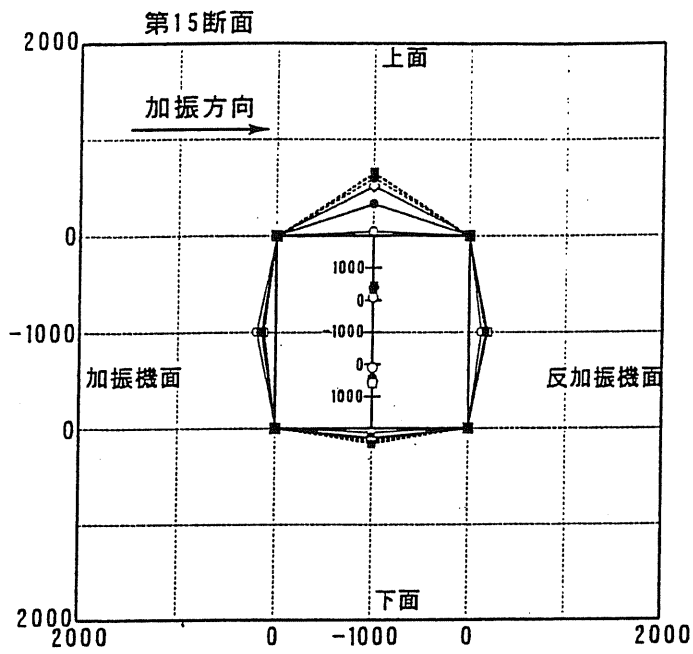
- — ○ 1 δy
- — ● 2 δy
- ◇ — ◇ 3 δy
- ◆ — ◆ 4 δy
- — □ 5 δy
- — ■ 6 δy

図-2.22(1) 帯鉄筋のひずみ分布 (水平変位最大時) CASE-1



- — ○ 1 δy
- — ● 2 δy
- — ○ 3 δy
- ◆ — ◆ 4 δy
- — □ 5 δy
- — ■ 6 δy

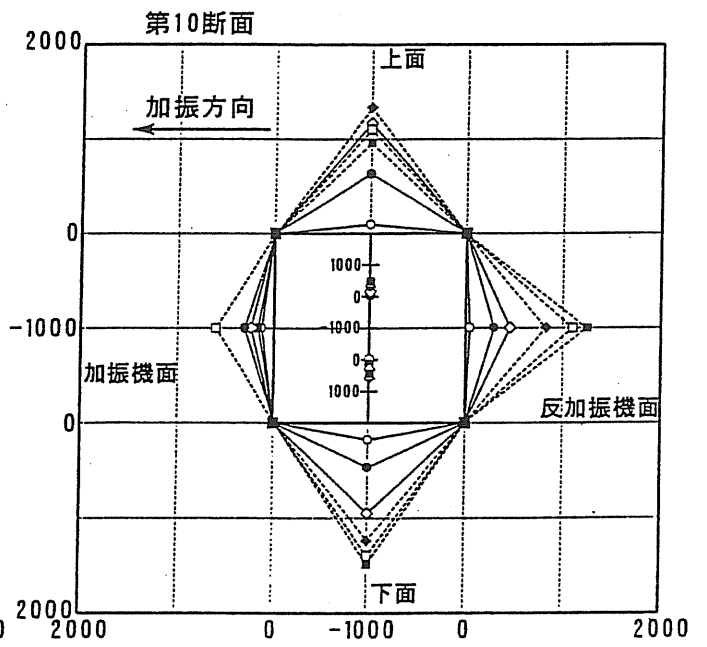
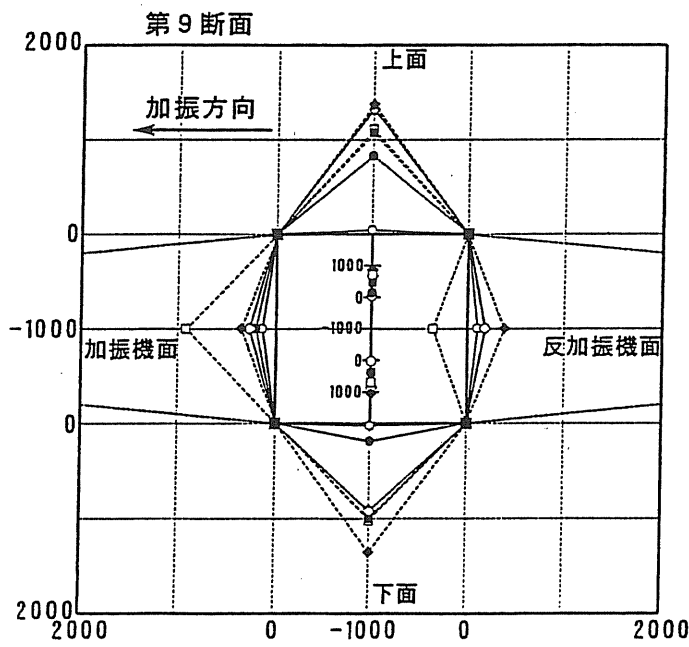
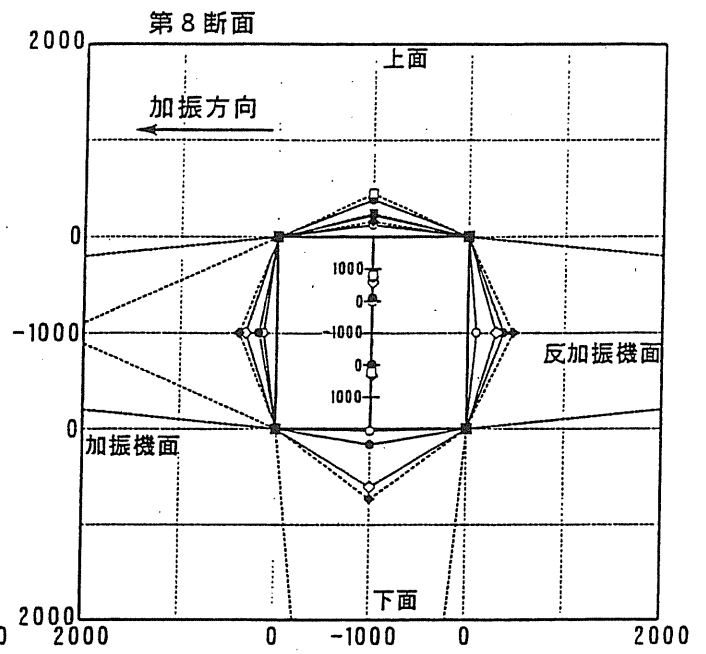
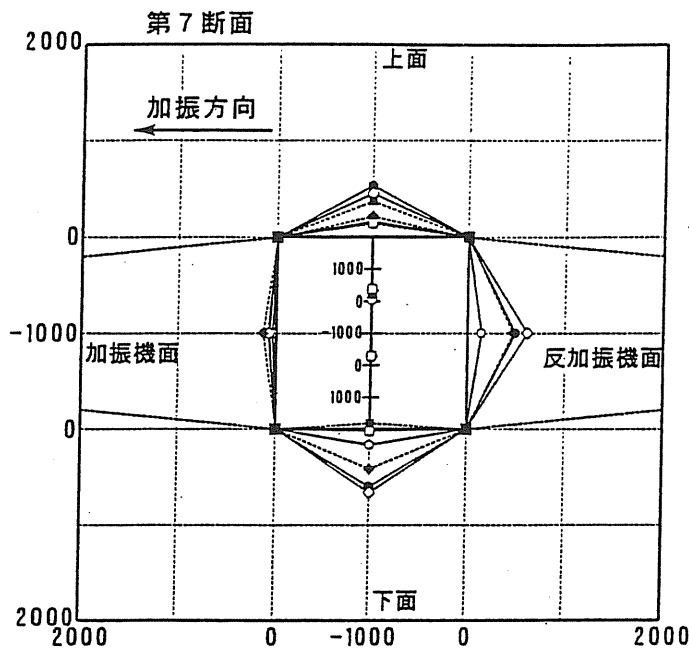
図-2.22(2) 帯鉄筋のひずみ分布 (水平変位最大時) CASE-1



- — ○ $1 \delta y$
- — ● $2 \delta y$
- ◇ — ◇ $3 \delta y$
- ◆ — ◆ $4 \delta y$
- — □ $5 \delta y$
- — ■ $6 \delta y$

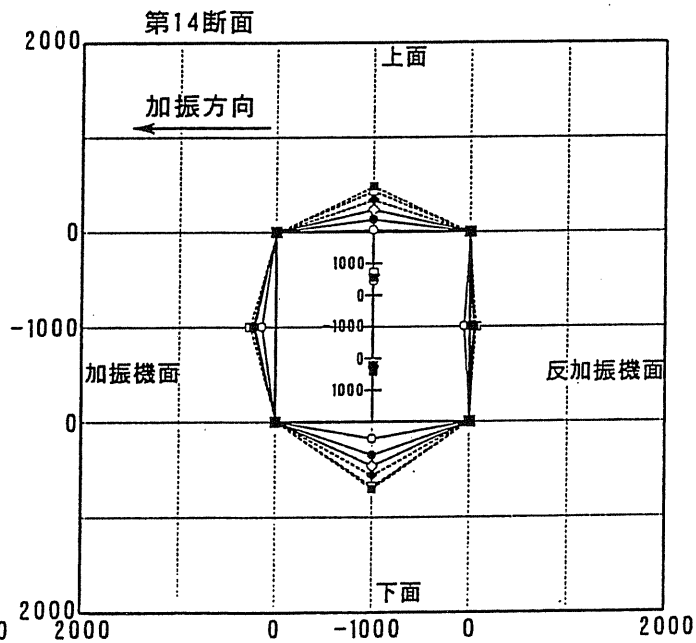
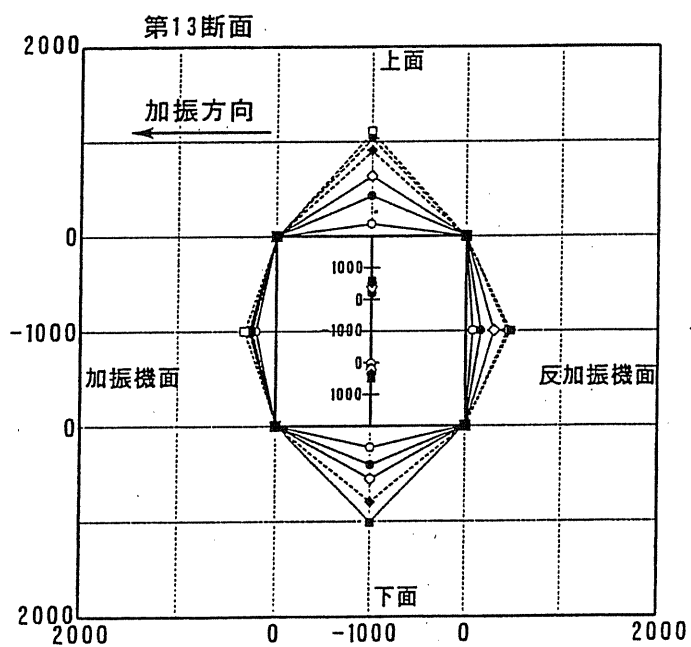
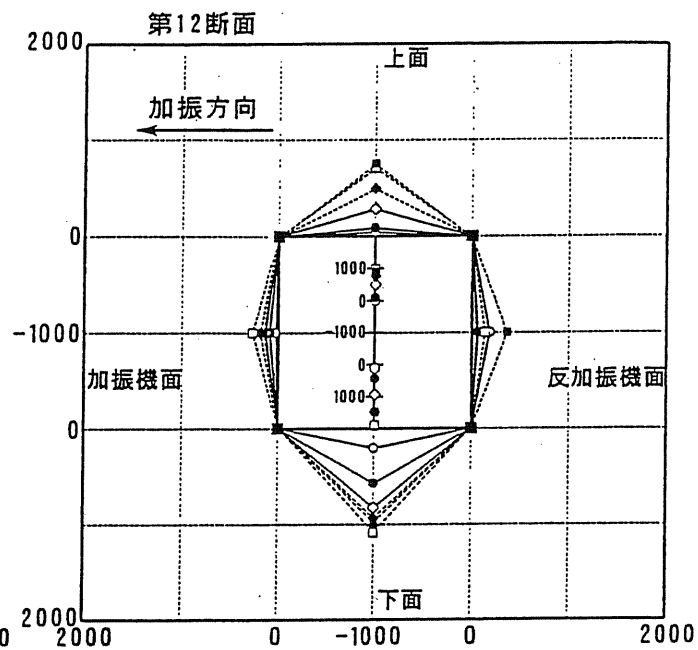
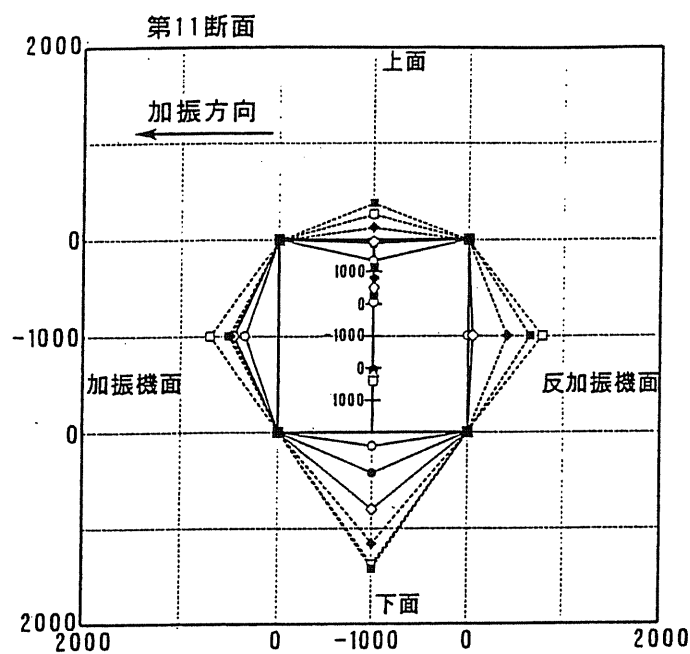
※ i : i は各断面番号(7断面～16断面)

図-2.22(3) 帯鉄筋のひずみ分布 (水平変位最大時) CASE-1



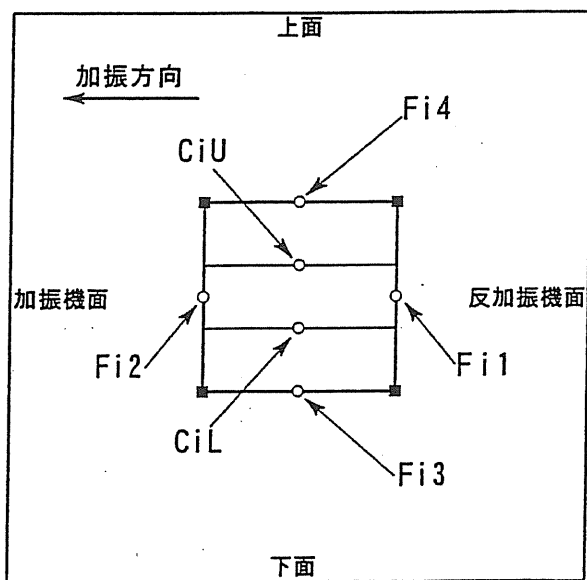
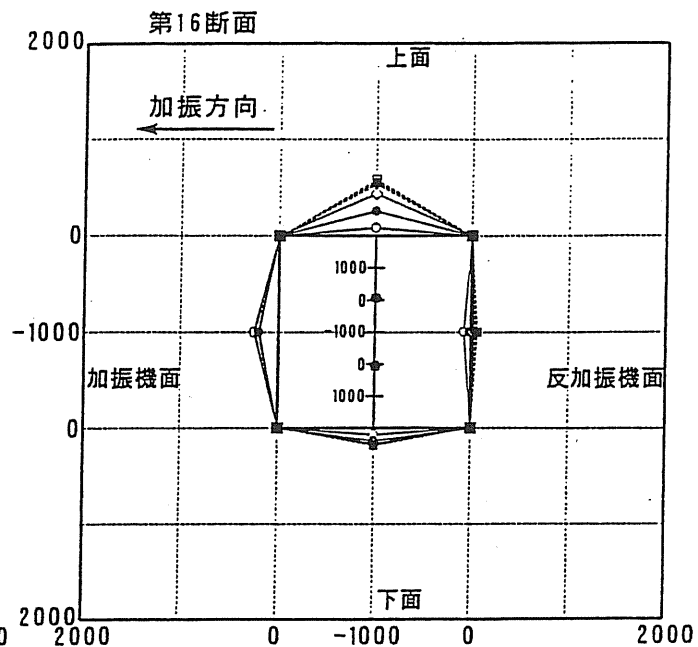
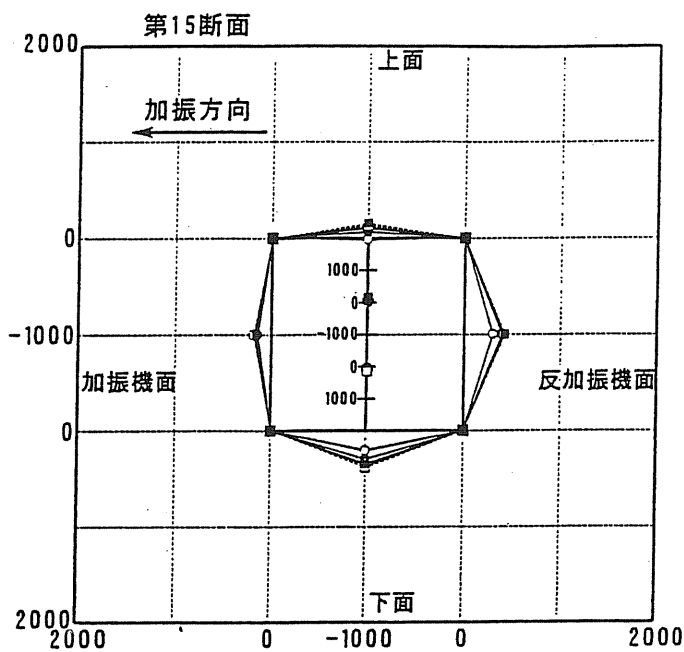
- — 1 δy
- — 2 δy
- ◇ — 3 δy
- ◆ — 4 δy
- — 5 δy
- — 6 δy

図-2.22(4) 帯鉄筋のひずみ分布 (水平変位最小時) CASE-1



- — ○ $1 \delta y$
- — ● $2 \delta y$
- ◇ — ◇ $3 \delta y$
- ◆ — ◆ $4 \delta y$
- — □ $5 \delta y$
- — ■ $6 \delta y$

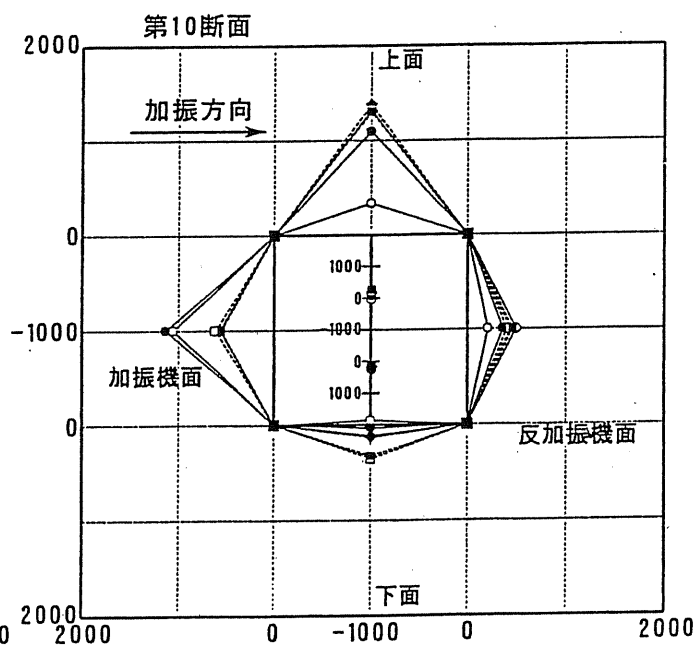
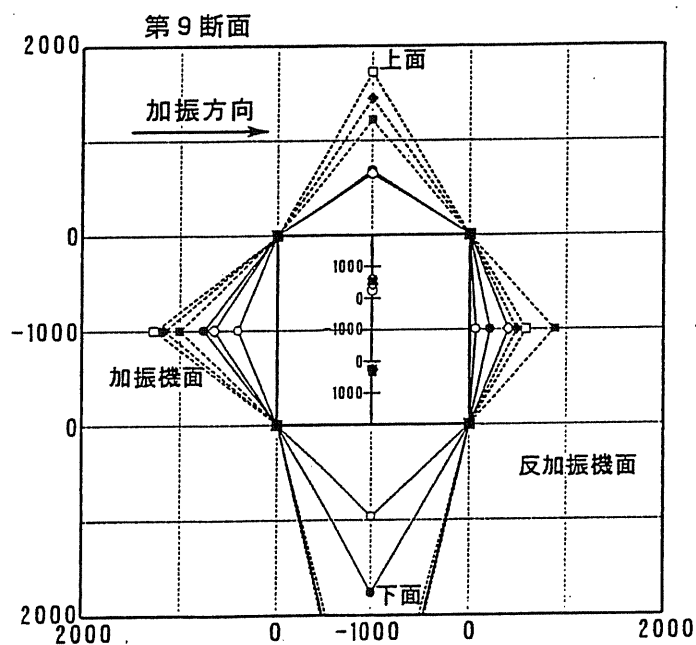
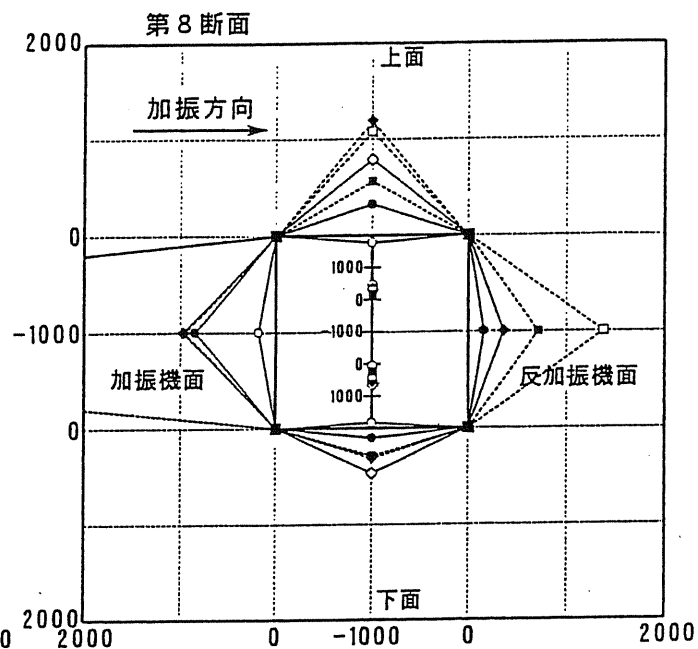
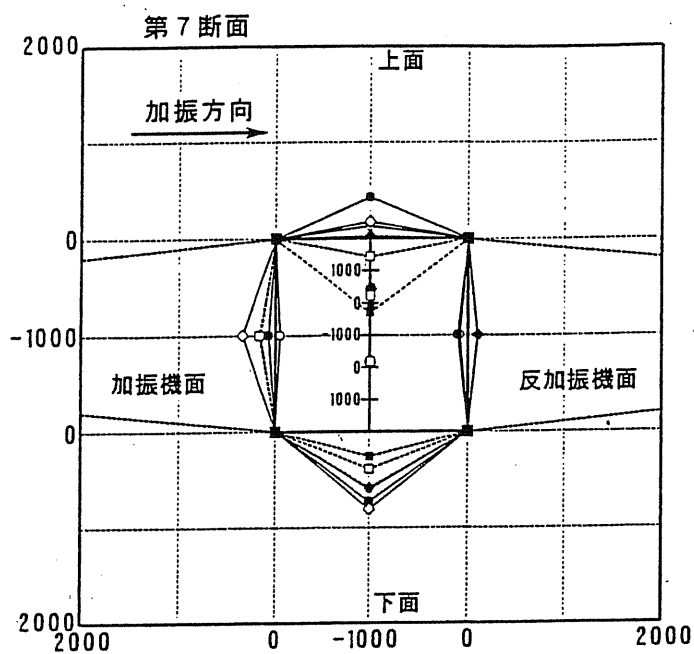
図-2.22(5) 帯鉄筋のひずみ分布 (水平変位最小時) CASE-1



- — ○ $1 \delta y$
- — ● $2 \delta y$
- ◇ — ◇ $3 \delta y$
- ◆ — ◆ $4 \delta y$
- — □ $5 \delta y$
- — ■ $6 \delta y$

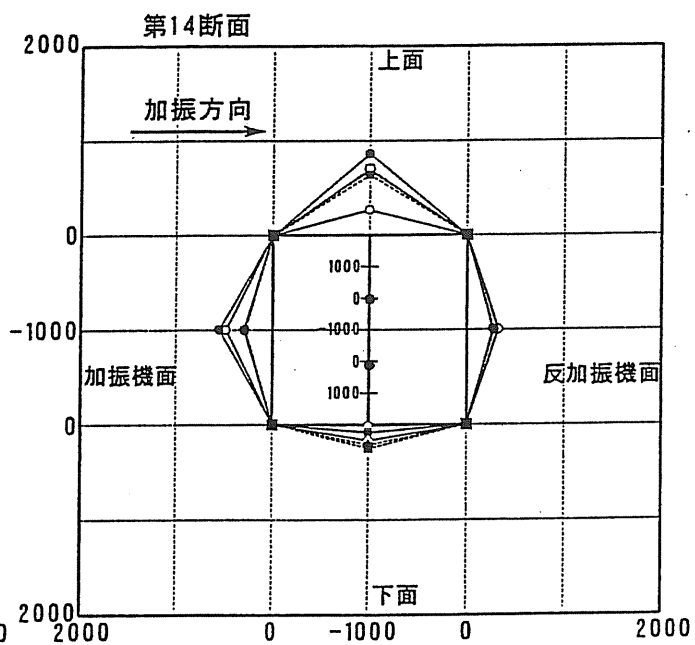
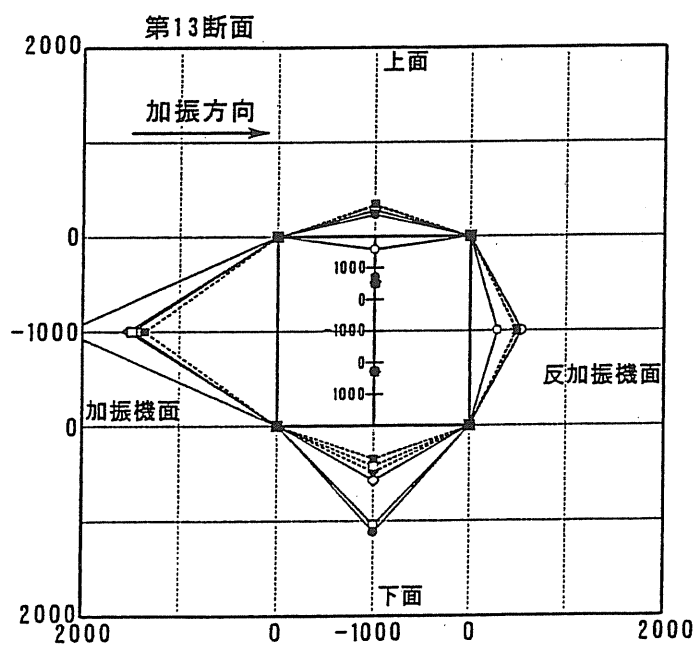
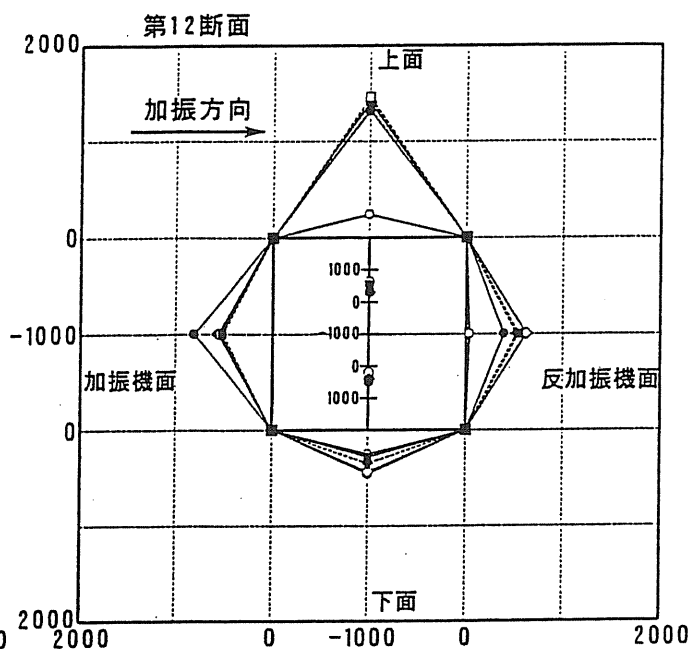
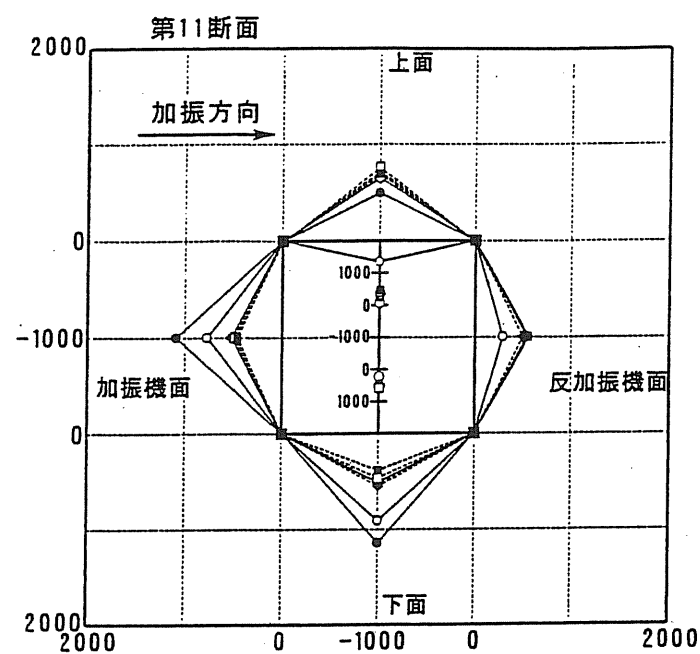
※ i : i は各断面番号(7断面~16断面)

図-2.22(6) 帯鉄筋のひずみ分布 (水平変位最小時) CASE-1



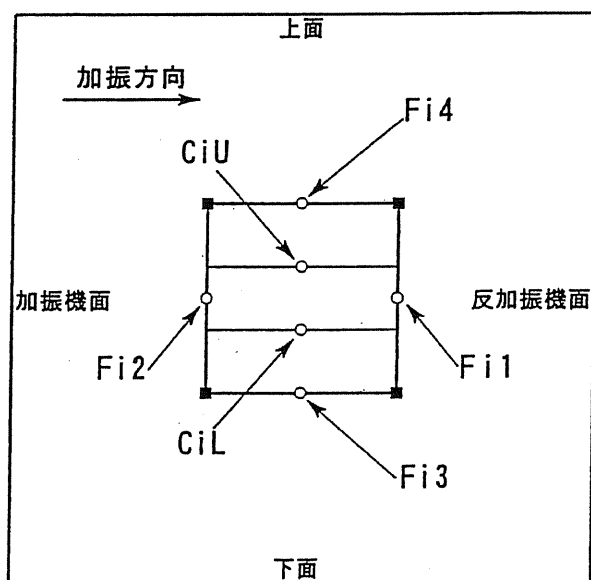
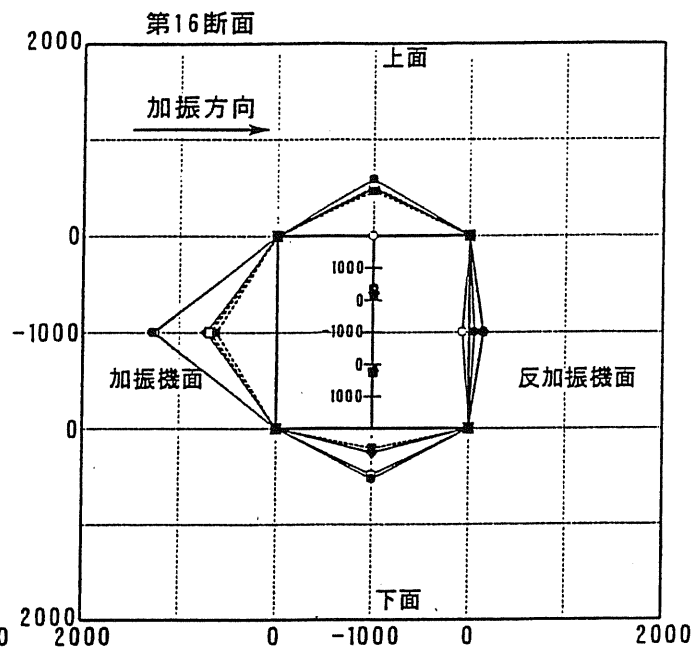
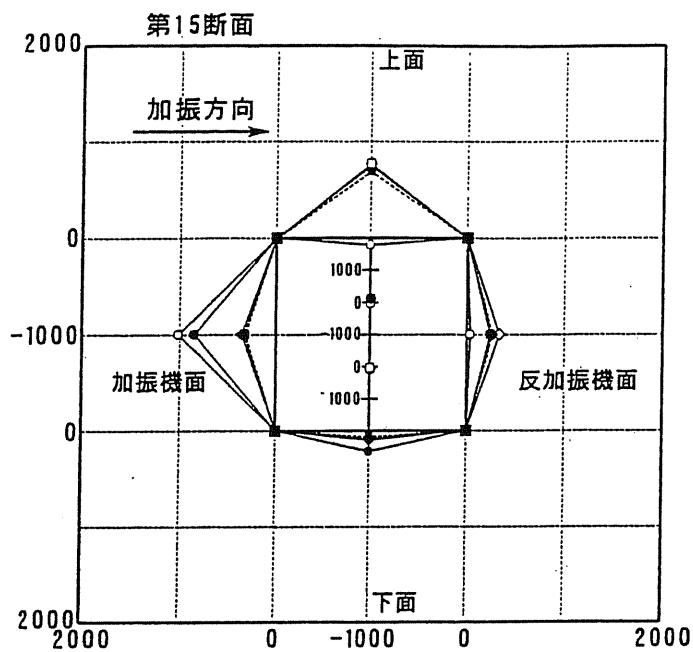
- — ○ $1 \delta y$
- — ● $2 \delta y$
- — ○ $3 \delta y$
- ◆ — ◆ $4 \delta y$
- — ○ $5 \delta y$
- — ■ $6 \delta y$

図-2.23(1) 帯鉄筋のひずみ分布 (水平変位最大時) CASE-2



- — ○ 1 δy
- — ● 2 δy
- ◇ — ◇ 3 δy
- ◆ — ◆ 4 δy
- — □ 5 δy
- — ■ 6 δy

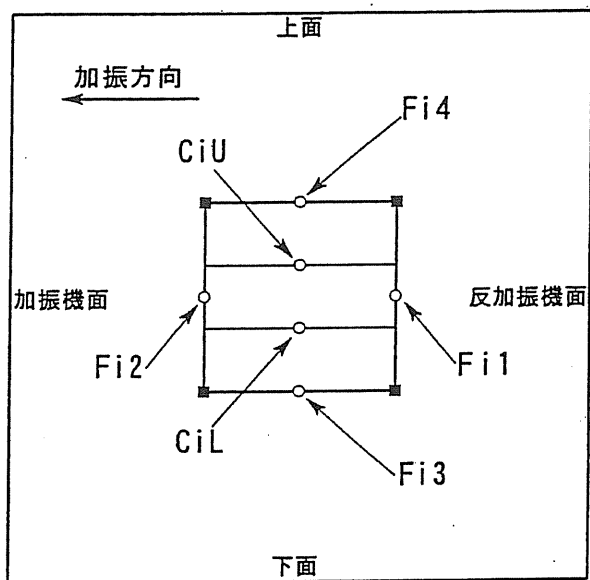
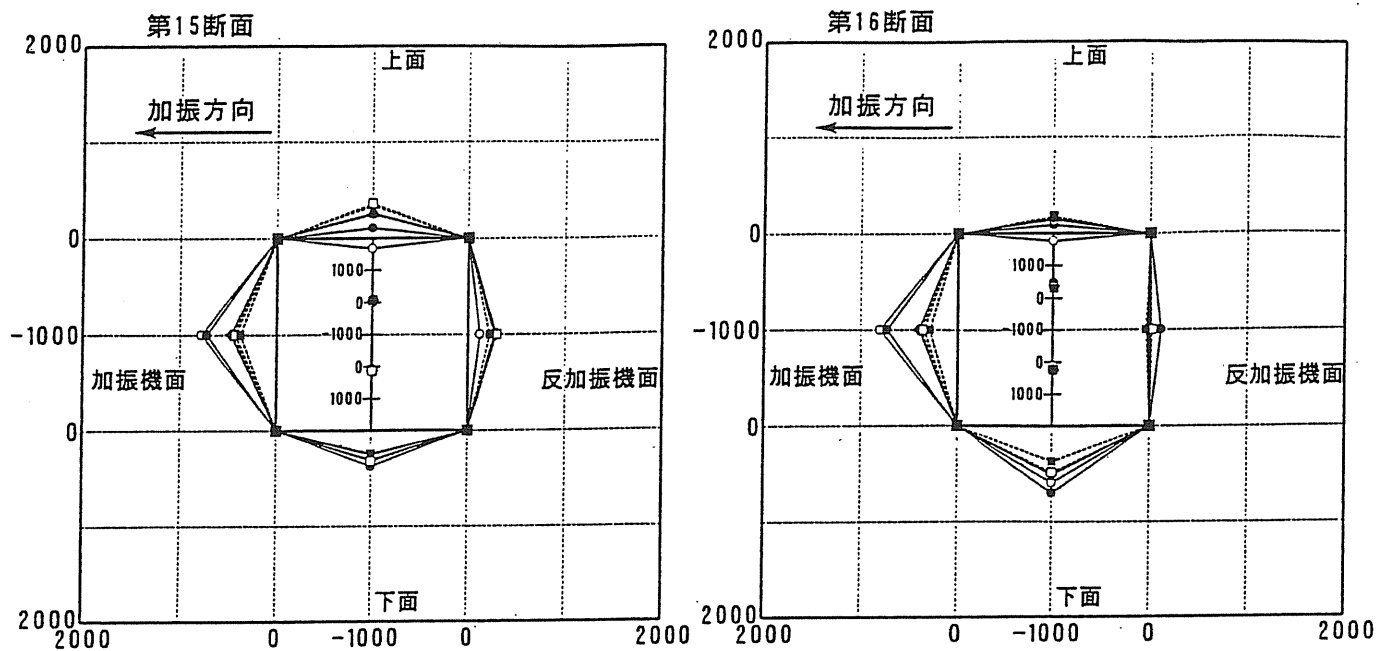
図-2.23(2) 帯鉄筋のひずみ分布 (水平変位最大時) CASE-2



- — ○ $1 \delta y$
- — ● $2 \delta y$
- ◇ — ◇ $3 \delta y$
- ◆ — ◆ $4 \delta y$
- — □ $5 \delta y$
- — ■ $6 \delta y$

※ i : i は各断面番号(7断面～16断面)

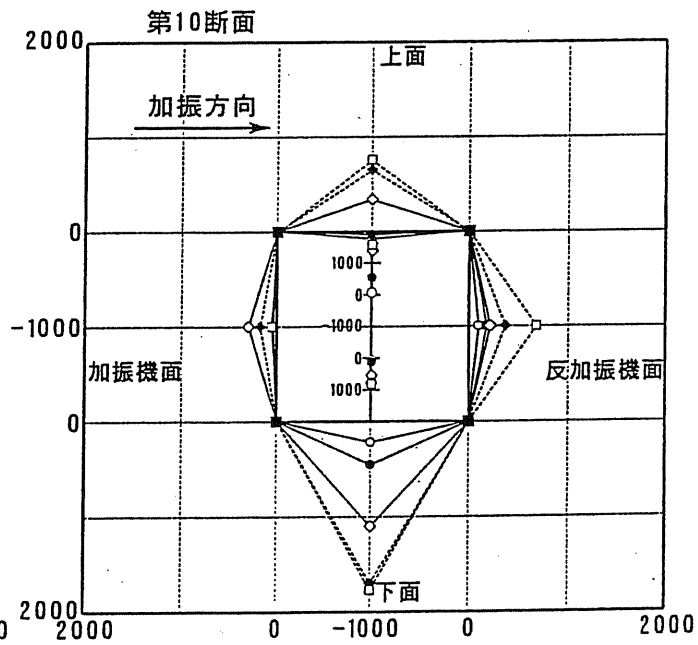
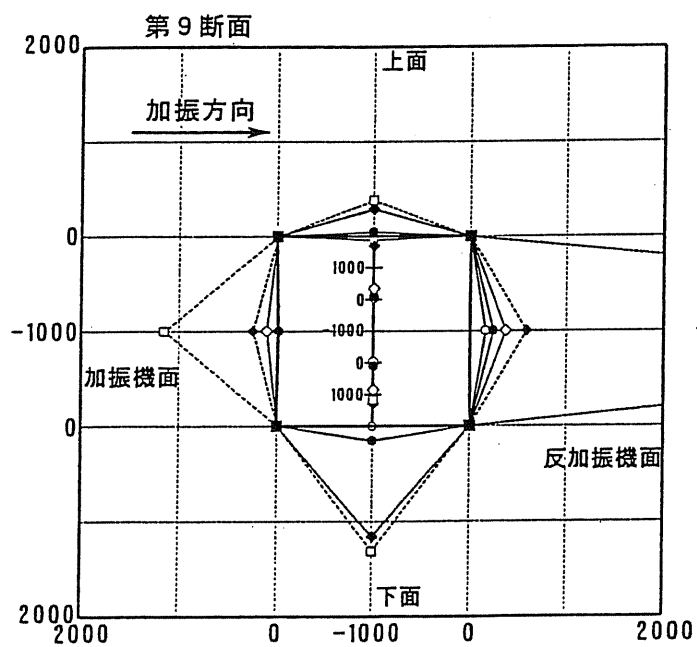
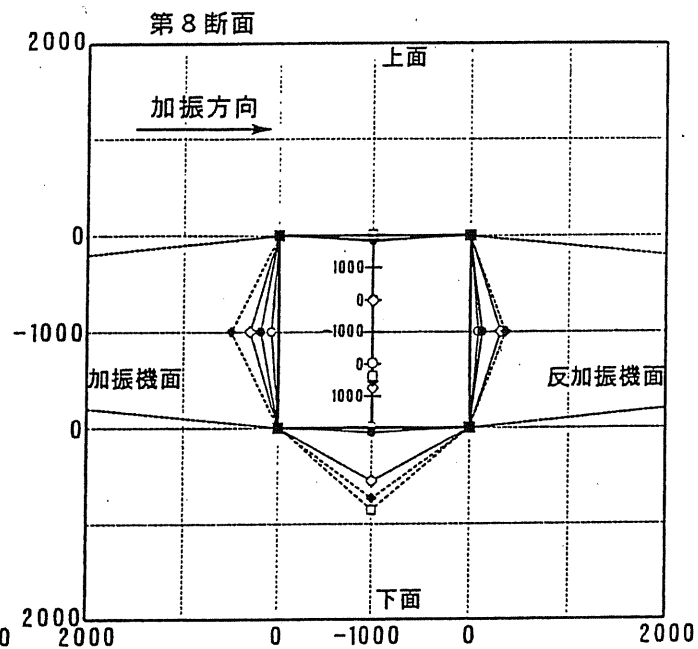
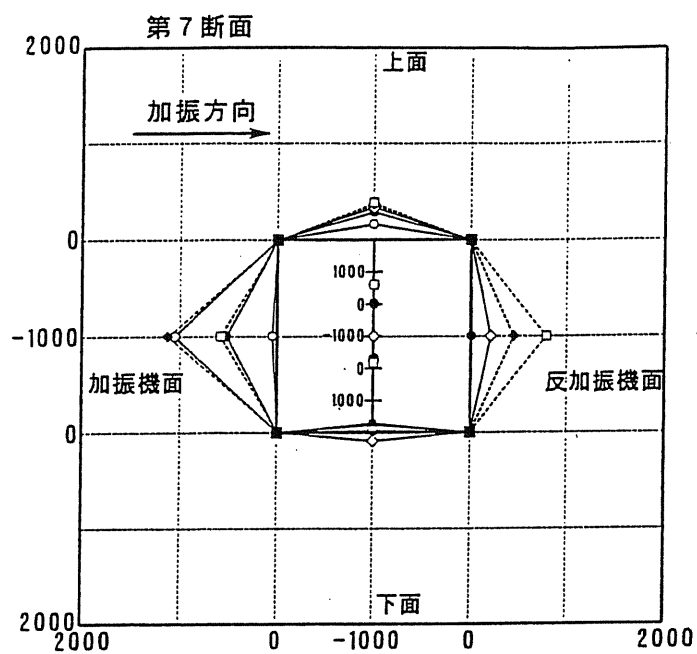
図-2.23(3) 帯鉄筋のひずみ分布 (水平変位最大時) CASE-2



- — ○ $1 \delta y$
- — ● $2 \delta y$
- ◇ — ◇ $3 \delta y$
- ◆ — ◆ $4 \delta y$
- — □ $5 \delta y$
- — ■ $6 \delta y$

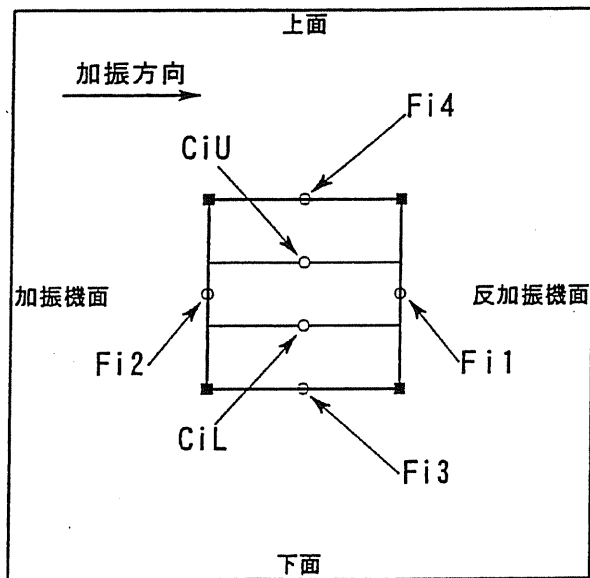
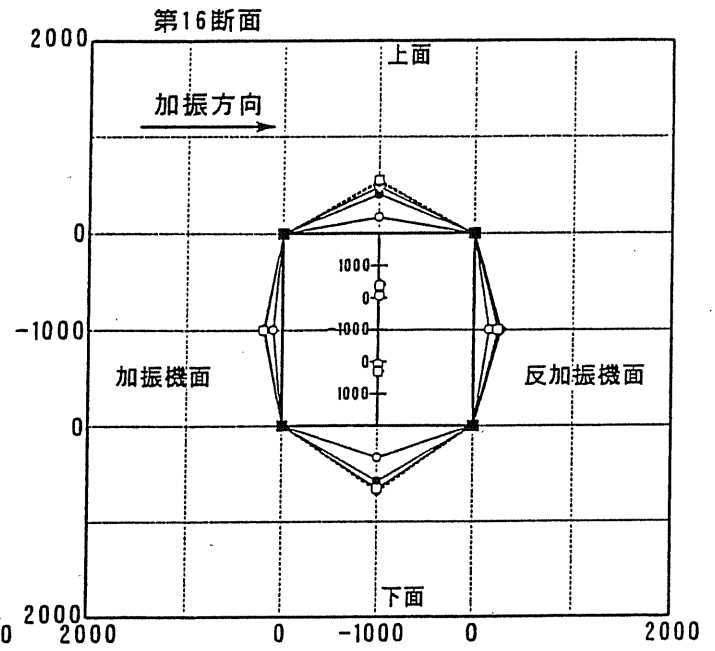
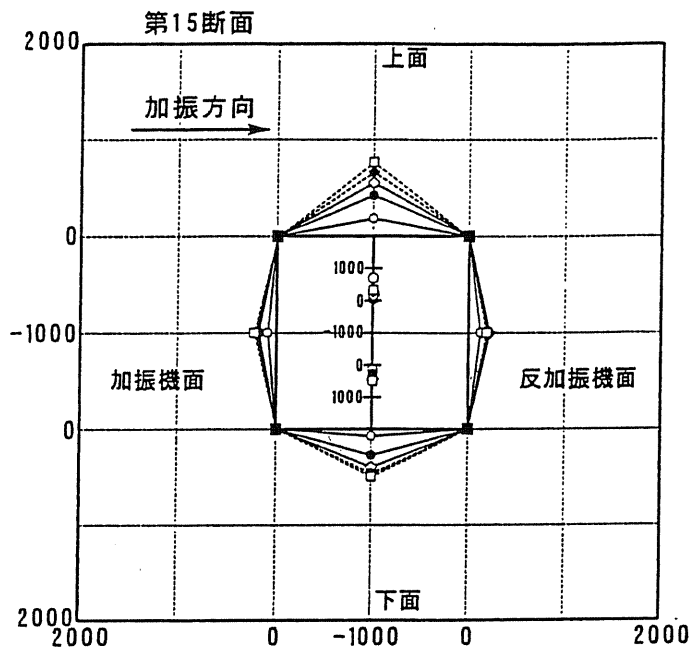
※ i : i は各断面番号(7断面～16断面)

図-2.23(6) 帯鉄筋のひずみ分布 (水平変位最小時) CASE-2



- — ○ $1\delta y$
- — ● $2\delta y$
- ◇ — ◇ $3\delta y$
- ◆ — ◆ $4\delta y$
- — □ $5\delta y$

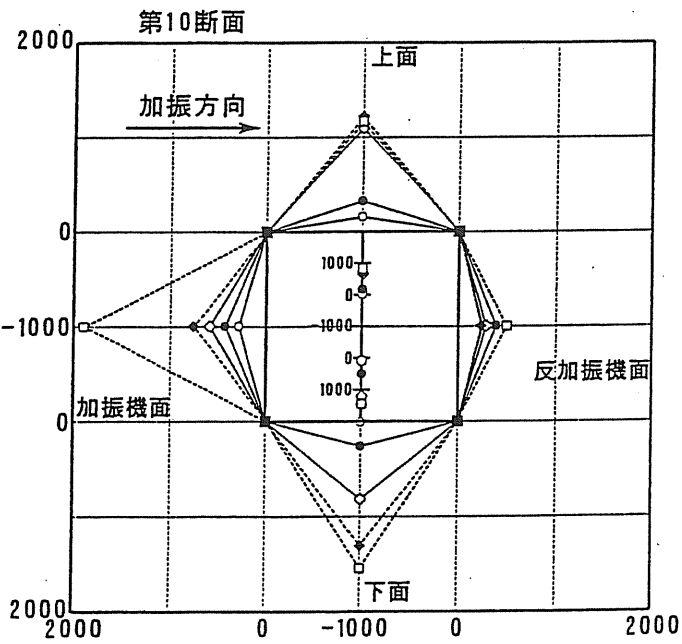
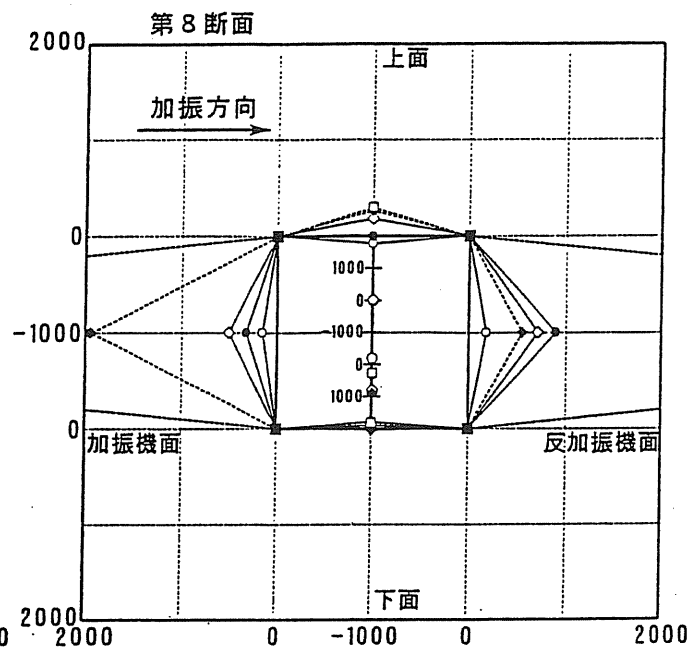
図-2.24(1) 帯鉄筋のひずみ分布 (水平変位最大時) CASE-3



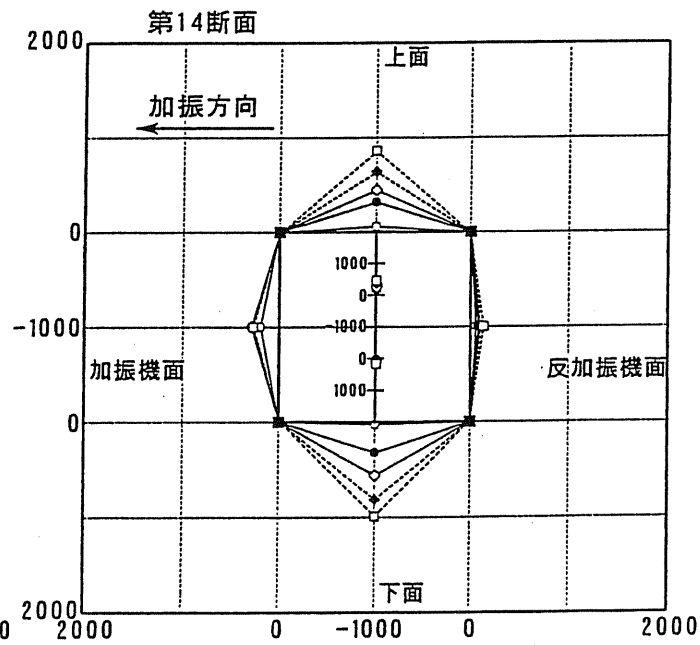
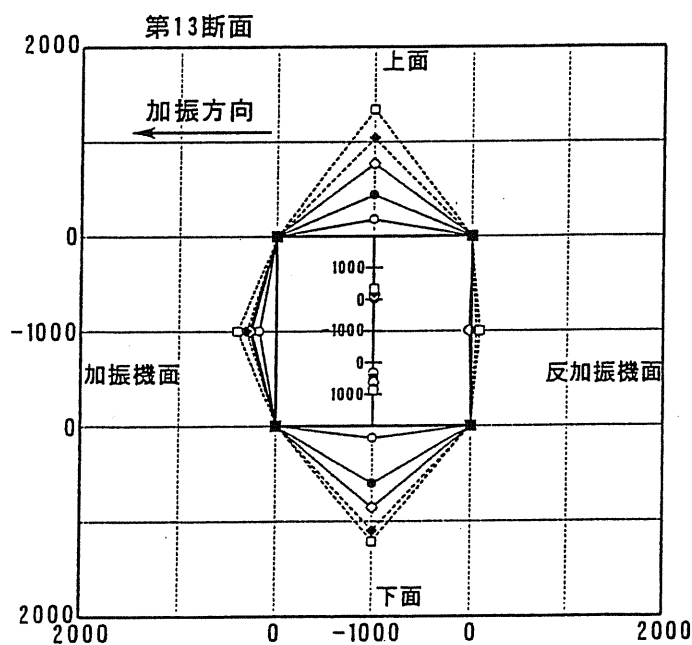
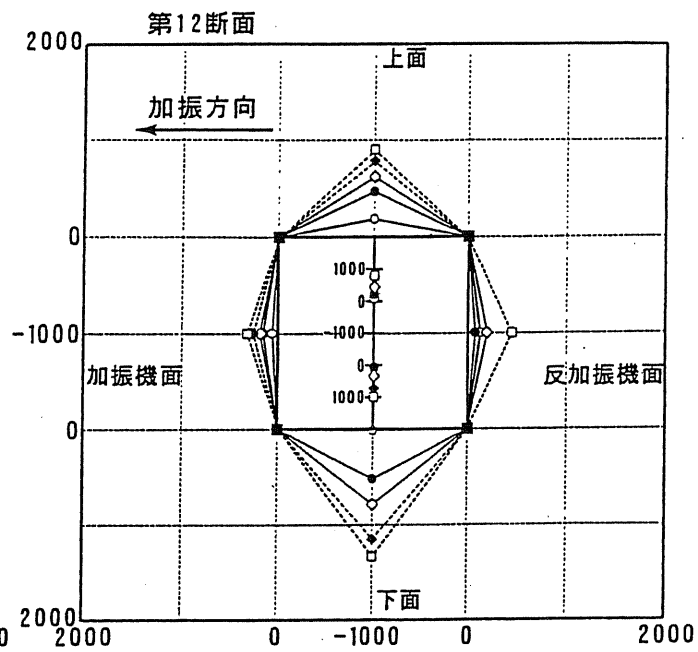
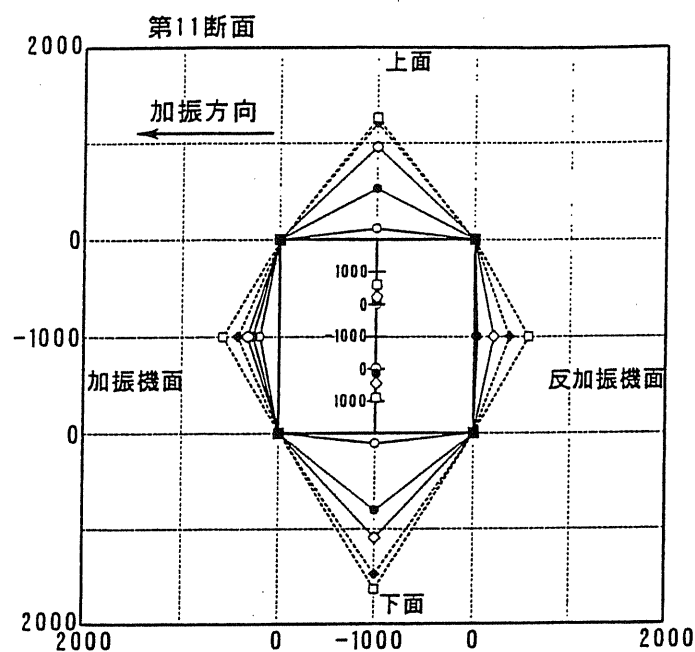
- — ○ $1 \delta y$
- — ● $2 \delta y$
- ◇ — ◇ $3 \delta y$
- ◆ — ◆ $4 \delta y$
- — □ $5 \delta y$

※ i : i は各断面番号(7断面～16断面)

図-2.24(3) 帯鉄筋のひずみ分布(水平変位最大時) CASE-3

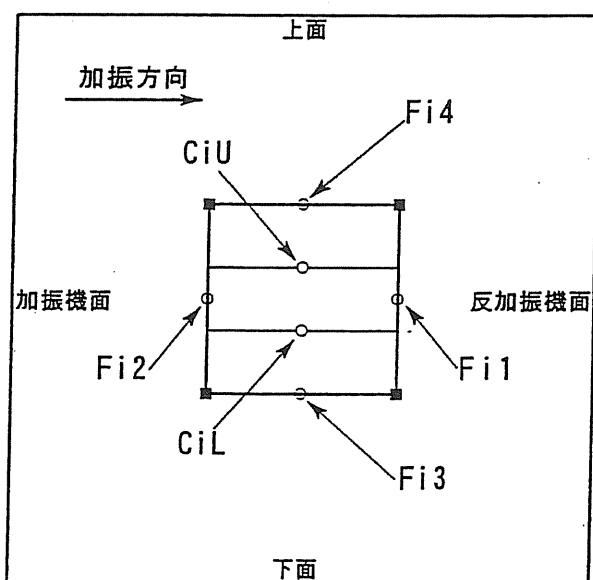
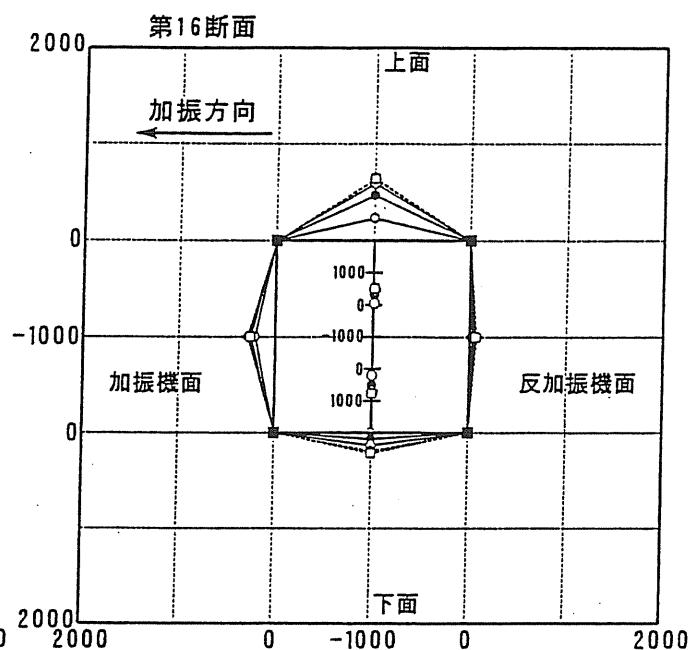
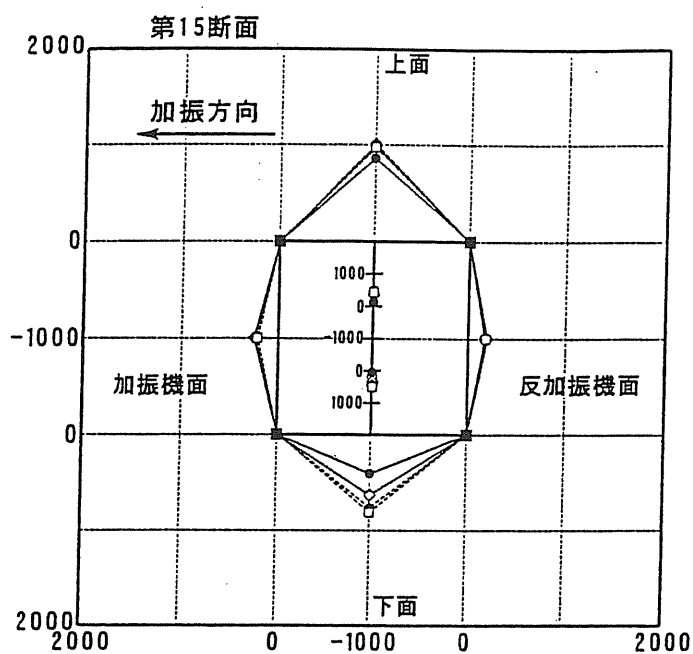


- 図-2.24(4) 帯鉄筋のひずみ分布（水平変位最小時） CASE-3



- — ○ $1 \delta y$
- — ● $2 \delta y$
- ◇ — ◇ $3 \delta y$
- ◆ — ◆ $4 \delta y$
- — □ $5 \delta y$

図-2.24(5) 帯鉄筋のひずみ分布 (水平変位最小時) CASE-3



- — ○ $1 \delta y$
- — ● $2 \delta y$
- ◇ — ◇ $3 \delta y$
- ◆ — ◆ $4 \delta y$
- — □ $5 \delta y$

※ i : i は各断面番号(7断面～16断面)

図-2.24(6) 帯鉄筋のひずみ分布 (水平変位最小時) CASE-3

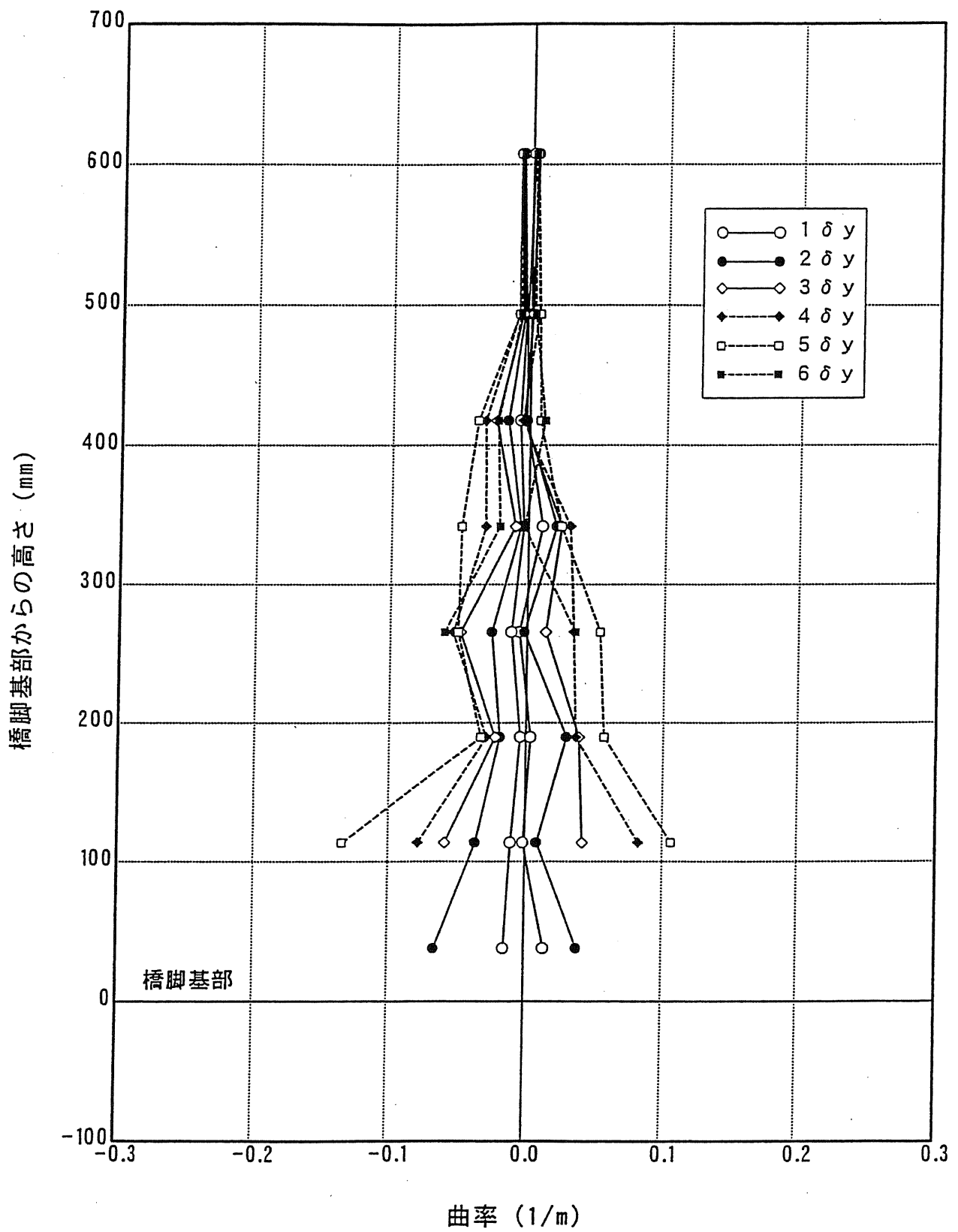


図-2.25 曲率分布 CASE-1

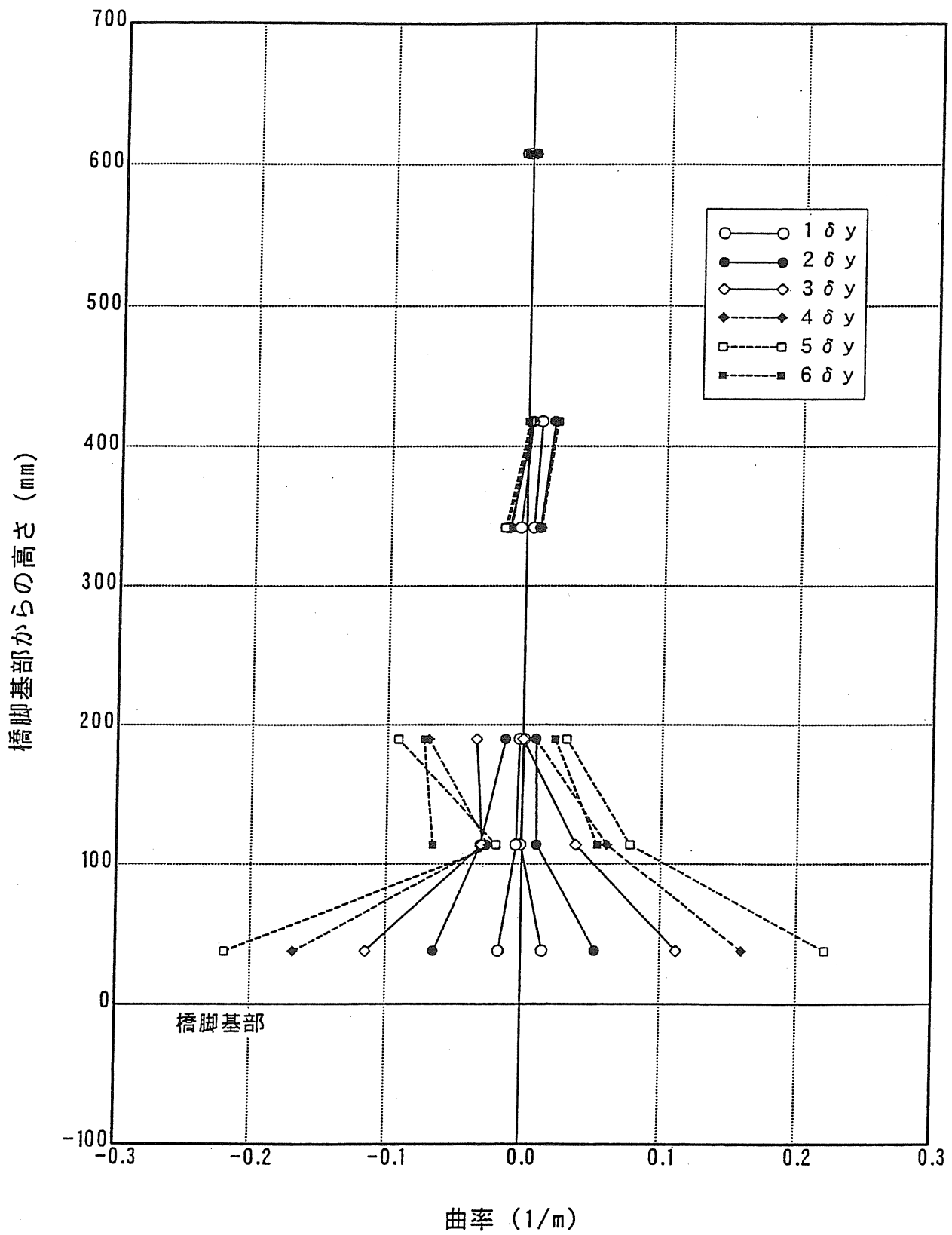


図-2.26 曲率分布 CASE-2

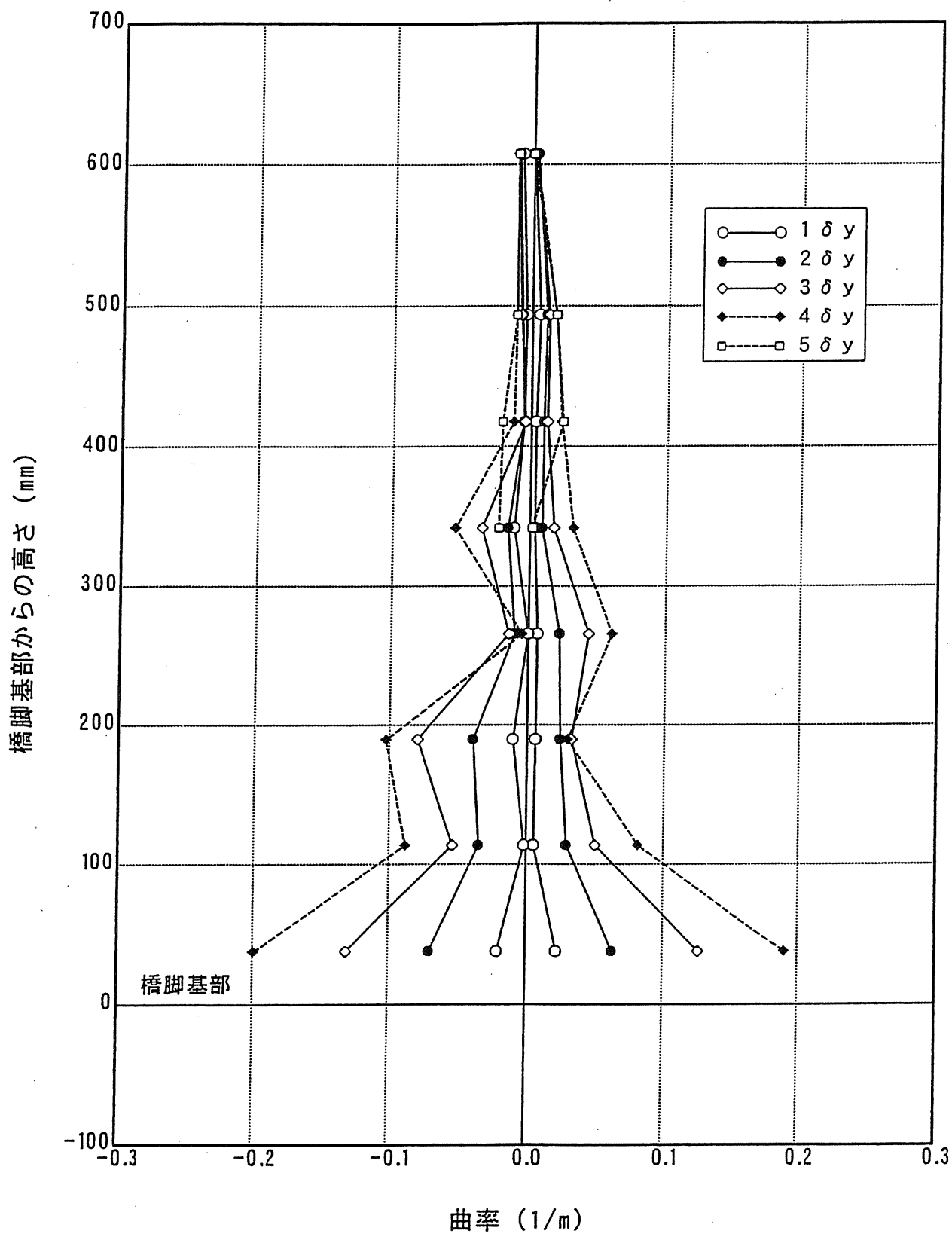


図-2.27 曲率分布 CASE-3

2. 4 解析的検討

2. 4. 1 荷重—変位関係包絡線と地震時保有水平耐力の比較

表-2.7 は試験によって得られた水平力載荷位置での各変位ステップにおける荷重と水平変位および道路橋示方書Ⅴ耐震編による地震時保有水平耐力のタイプⅡの計算結果である。試験結果の変位はフーチングからの鉄筋の抜け出しの影響が大きいため、曲率測定変位計から得られた測定値により水平変位の補正を行った。補正を行った水平変位は終局時までとした。

表-2.7 より各 CASE-1～3 の水平荷重は試験結果と計算結果がほど同程度の値となっていることがわかる。これより、地震時水平力保有耐力法により本橋脚の水平耐力の推定が概ね可能であることが推定される。

図-2.28～30 に表-2.7 を図化した水平荷重—水平変位関係の包絡線と地震時保有水平耐力法の計算結果の比較を示す。図中の計算結果を示したものは、初降伏変位 y_0 、降伏変位 y 、終局変位 u 、そして後述する損傷領域から塑性ヒンジ長 L_p を求めた、この塑性ヒンジ長を使って算出した場合の終局変位 u' も示した。

表-2.7 試験結果と計算結果の比較

		試験結果(変位補正後)						計算結果		
		＋側			－側				荷重 (kN)	変位 (mm)
		荷重 (kN)	変位 (mm)	補正量 (mm)	荷重 (kN)	変位 (mm)	補正量 (mm)			
CASE-1	1 δy	234.4	22	3.4	-233.4	-26.8	-1.0	初降伏	229.5	22.1
	2 δy	290.3	45.4	6.6	-268.7	-51	-6.6	降伏	268.7	25.9
	3 δy	283.4	62.2	14.4	-261.8	-72.9	-10.5	終局	268.7	105.4
	4 δy	278.5	87.7	15.6	-261.8	-95.3	-16.5	終局**	268.7	108.1
	5 δy	261.8	109.3	21.3	-241.2	-126.3	-15.0			
	6 δy^*	221.6	146.4	-	-168.7	-152.2	-			
CASE-2	1 δy	141.2	14.6	3.7	-121.6	-16.9	-2.7	初降伏	133.4	18.8
	2 δy	166.7	29.4	9.5	-141.2	35.4	-7.7	降伏	151.0	21.2
	3 δy	170.6	39.5	16.4	-147.1	-41.6	-19.3	終局	151.0	140.2
	4 δy	165.7	53.0	22.2	-143.2	-48.6	-32.3	終局**	151.0	93.0
	5 δy	160.8	63.0	32.1	-132.4	-57.4	-45.1			
	6 δy^*	141.2	114.7	-	-87.3	-123.7	-			
CASE-3	1 δy	300.1	27.7	3.7	-285.4	-28.4	-4.3	初降伏	295.2	23.6
	2 δy	378.5	57.9	7.7	-351.1	-60.7	-8.0	降伏	365.8	29.2
	3 δy	371.7	79.1	17.4	-346.2	-86.2	-17.0	終局	365.8	82.1
	4 δy	359.9	105.3	24.5	-337.3	-114.1	-25.0	終局**	365.8	76.4
	5 δy^*	314.8	164.4	-	-297.1	-176.1	-			

*：変位の補正は行っていない。**：試験終了後の損傷状況図から求めた塑性ヒンジ長 L_p を用いて算出

図-2.28～30 より以下のことがわかる。

試験時の 1 δy と計算の初降伏変位を比べると、CASE-1 ではほぼ一致し、CASE-2 では試験結果が計算結果を下回っている。CASE-3 では試験結果が計算結果を上回り、初降伏変位ではなく、降伏変位に近い結果となっている。

終局変位に着目すると CASE-1 は試験結果と計算結果が良く一致している。CASE-2 は試験結果が計算結果を大きく下回った。CASE-3 は試験結果が計算結果を上回る結果となった。

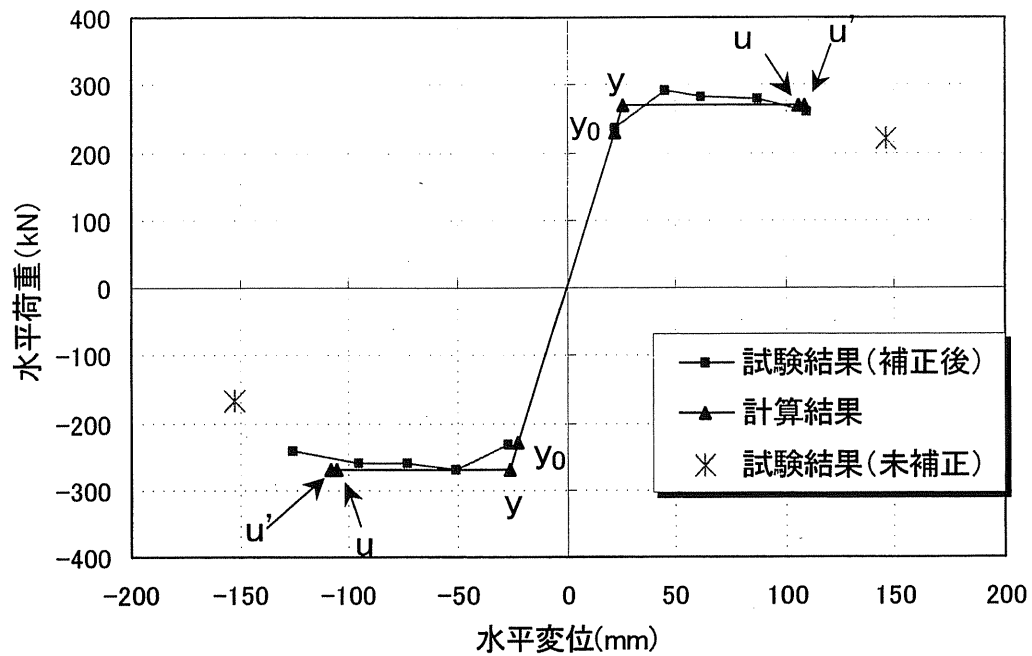


図-2.28 水平荷重－水平変位の包絡線と地震時保有水平耐力の計算結果の比較（CASE-1）

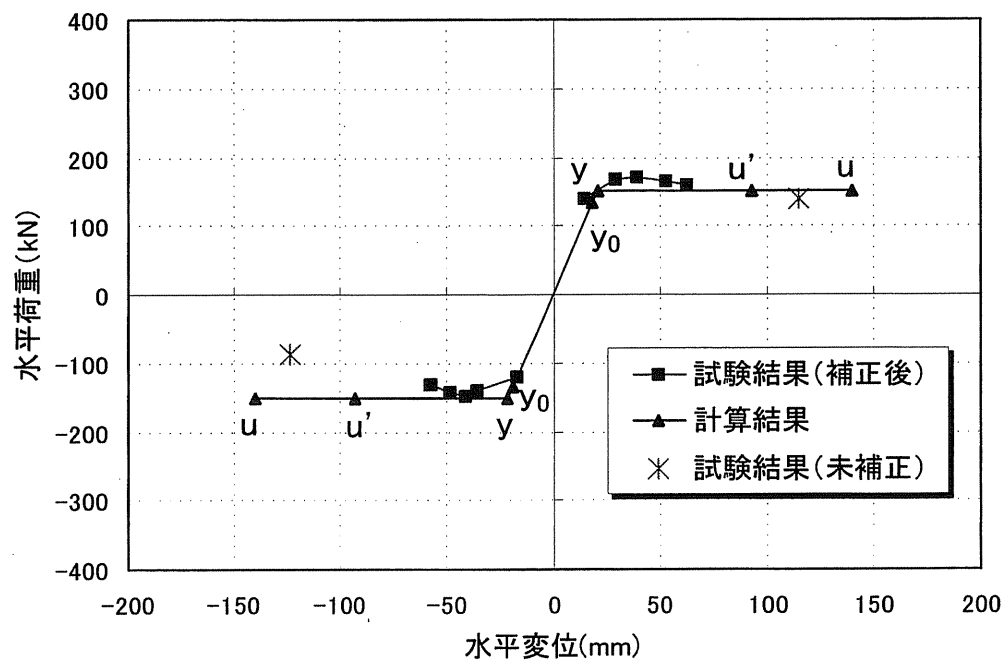


図-2.29 水平荷重－水平変位の包絡線と地震時保有水平耐力の計算結果の比較（CASE-2）

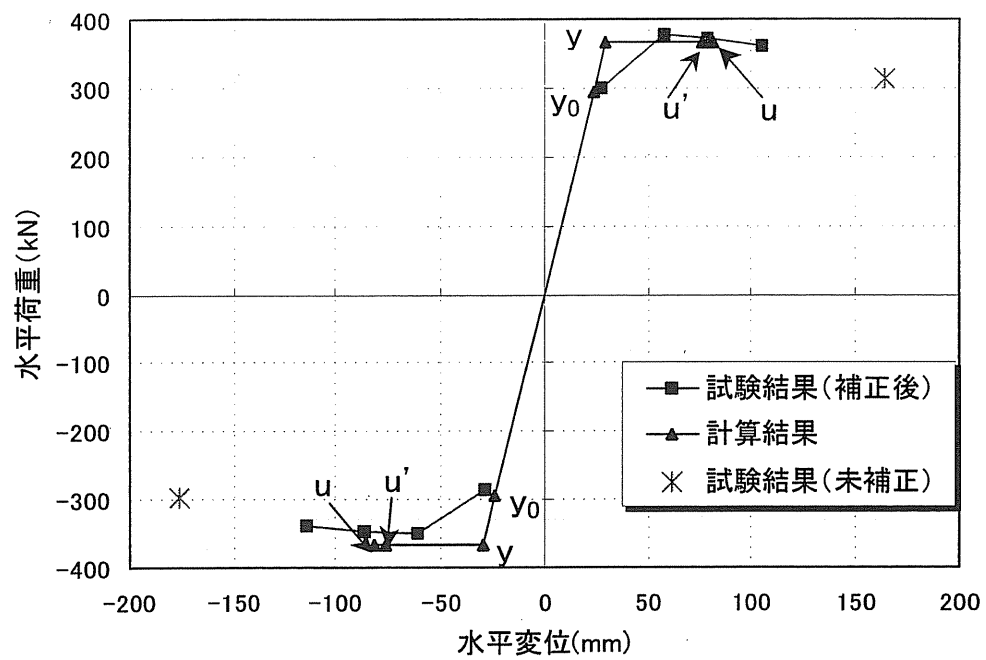


図-2.30 水平荷重－水平変位の包絡線と地震時保有水平耐力の計算結果の比較（CASE-3）

損傷領域から計算された塑性ヒンジ長を用いて終局変位を計算した場合について示す。ここで、損傷領域から求める塑性ヒンジ長は、軸方向鉄筋の破断位置が塑性変形の回転中心と考え、基部から軸方向鉄筋の破断位置の2倍とした。この結果、CASE-1～3の塑性ヒンジ長は266mm、152mm、228mmとなった。計算から求められる塑性ヒンジ長はCASE-1～3一律に256.5mmである。CASE-1,3はほぼ計算結果と一致した。CASE-2では計算結果よりも小さくなった。これは損傷領域から求めた塑性ヒンジ長が計算から求めた塑性ヒンジ長に比べ、4割も短いためである。

以上から、軸方向鉄筋比が標準であるCASE-1、軸方向鉄筋比が標準より高いCASE-3では、地震時保有水平耐力法から求められる保有耐力は試験結果と同程度もしくは安全側の値を示す、また軸方向鉄筋比が標準より低いCASE-2では、計算結果の終局変位は過大評価となり試験結果を超過することが示された。

2. 4. 2 軸方向鉄筋比と応答塑性率、塑性ヒンジ長、曲率の関係

(1) 軸方向鉄筋比と応答塑性率の関係

図-2.31(1)は実験結果と計算結果(表-2.7)の軸方向鉄筋と応答塑性率の関係を示したものである。計算結果の応答塑性率は終局変位を初降伏変位で除したものをを用い、試験結果の応答塑性率はCASE-1,2では $5\delta_y$ 、CASE-3は $4\delta_y$ の時の変位量を試験の $1\delta_y$ で除したものをを用いた。

計算結果から、軸方向鉄筋比が小さくなると応答塑性率が増加する関係になっているが、試験結果のケース1,3は計算結果とほぼ同程度の応答塑性率となっているが、軸方向鉄筋比が低いケース2では実験結果と反対に応答塑性率が低下している。3ケースとう数少ないケース数ではあるが、計算と実験結果からある程度の軸方向鉄筋比を確保すれば、計算によって試験結果を追うことができることが示された。

(2) 軸方向鉄筋比と塑性ヒンジ長の関係

塑性ヒンジ長は、次の3種類の方法により求めた。

①実験供試体の損傷状況図から算出

軸方向鉄筋の破断位置が塑性変形の回転中心と考え、基部から軸方向鉄筋の破断位置の2倍とした長さ

②実験結果の終局変位と計算結果より得られた降伏、終局曲率および降伏変位を用いて式(2.1)に代入して算出したもの。

$$\delta_u = \delta_y + (\phi_u - \phi_y) L_p (h - L_p / 2) \quad (2.1)$$

ここで、 δ_u : 実験結果の終局変位、 δ_y, ϕ_u, ϕ_y : 計算結果の降伏変位、終局曲率、降伏曲率

L_p : 推定した塑性ヒンジ長、 h : 橋脚基部から慣性力作用位置までの距離

③計算結果

道路橋示方書に示されている塑性ヒンジ長の計算式

$$L_p = 0.2h - 0.1D \quad (2.2)$$

ここで、 h : 橋脚基部から慣性力作用位置までの距離 D : 断面高さ(解析方向に対する断面寸法)

表-2.8 各種計算方法による塑性ヒンジ長

単位(mm)

	CASE-1	CASE-2	CASE-3
①試験結果の損傷状況図から算出	266.0	152.0	228.0
②試験結果の終局変位から算出	299.2	81.6	402.2
③計算結果	256.5	256.5	256.5

CASE-1 は3通りの方法で算出した塑性ヒンジ長がほぼ等しくなった。CASE-2 は③の計算結果よりも①、②の算出値が大きく下回った。特に②の値は①の損傷状況図から算出した値の約半分になっており、すなわち、試験体の損傷程度と塑性ヒンジ長を介して結びつく終局変位が一致していないことを示している。CASE-3 は①と③によって算出された値は同程度であるが、②から算出した値は大きく算出されている。これらの結果から顕著な軸方向鉄筋比と塑性ヒンジ長の関係は導き出せないが、低鉄筋比の状態においては塑性ヒンジ長が短めに算出され、計算式と一致しない傾向にあることがわかった。

(3) 軸方向鉄筋比と終局時の曲率の関係

終局時の曲率の算出においては、前述(2)の損傷状況図から推定した塑性ヒンジ長、試験結果の終局変位、計算結果の降伏変位および降伏曲率を用いて終局時の曲率 ϕ_u を式(2.3)により算出した。この曲率と道路橋示方書に示される地震時保有耐力法に基づく計算結果と比較した。

$$\phi_u = \phi_y + \frac{\delta_u + \delta_y}{L_p(h - L_p/2)} \quad (2.3)$$

ここで、

δ_u : 試験結果の終局変位

δ_y, ϕ_y : 計算結果

L_p : 試験結果の損傷状況から推定した塑性ヒンジ長

軸方向鉄筋比と終局時の曲率の関係を表-2.9、図-2.31(3)に示す。

表-2.9 終局時の曲率の比較

(単位: 1/m)

	CASE-1	CASE-2	CASE-3
①試験結果から算出	1.322×10^{-1}	9.789×10^{-2}	1.354×10^{-1}
②計算結果	1.193×10^{-1}	1.728×10^{-1}	8.362×10^{-2}

図-2.31(3)より、②の計算結果は軸方向鉄筋比が減少するに従い終局時の曲率は増加していく傾向が見て取れる。それに対して試験結果から算出される終局時の曲率は軸方向鉄筋比の増加とともに0.15(1/m)に収束していくように見える。CASE-1 は①から算出される値と②から算出される値はほぼ同程度であるが、低鉄筋比であるCASE-3 など試験結果から算出される値が計算結果よりも小さくなっており、低鉄筋時には期待するじん性が得られないことがわかる。

以上の(1)～(3)の結果から、高強度鉄筋を使用した橋脚を設計する場合、地震時保有水平耐力法では低鉄筋時における塑性ヒンジ長の見直し、曲率の上限の設定などが必要であると考えられる。

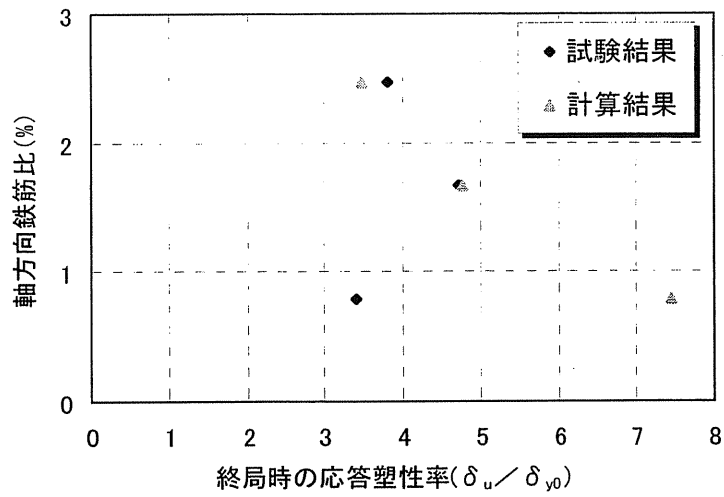


図-2.31 (1) 軸方向鉄筋比と応答塑性率の関係

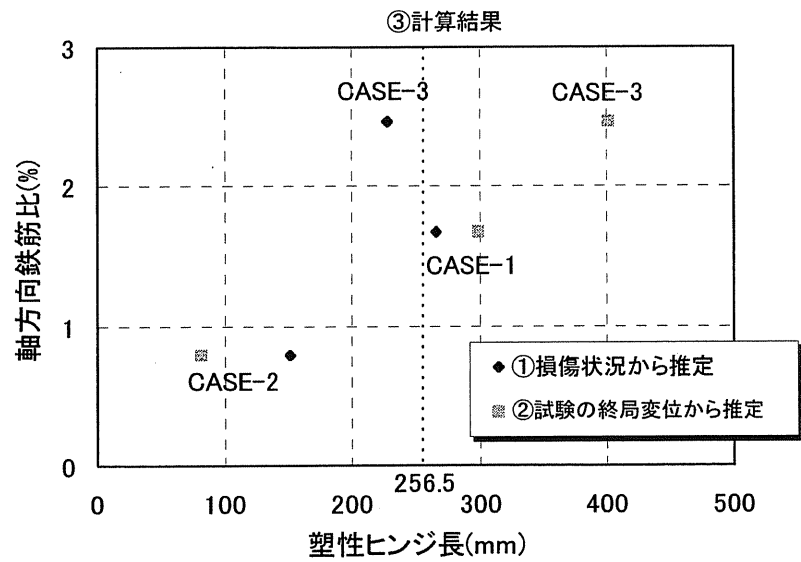


図-2.31 (2) 軸方向鉄筋比と塑性ヒンジ長の関係

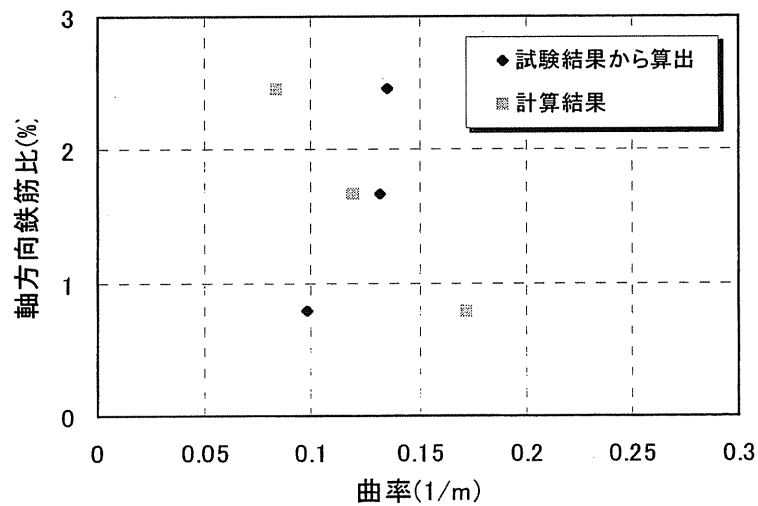


図-2.31 (3) 軸方向鉄筋比と曲率の関係

3. まとめ

3. 1 長大吊橋 RC 主塔の変形性能に関する実験的検討に関するまとめ

高軸力下における高強度 RC 部材の変形性能に関する実験的検討を行った。実験により得られた成果と今後の課題をまとめると以下のとおりとなる。

(1) 実験結果のまとめ

- ①高強度部材の使用により、耐力を増加させるとともに、原点への復元がほぼ可能な弾性範囲を増加させることがわかった。
- ②高軸力下における高強度 RC 部材の変形性能は、軸力による付加曲げ効果により小さくなる。最大耐力以降は、付加曲げにより、変形とともに、耐力が減少する負勾配を有する。このため、最大耐力以降変形が進展した場合は、付加曲げの影響により一方向に変形が進展し、残留変位が残る変形特性となる。
- ③高強度 RC 部材の変形性能は横拘束鉄筋を増加させることにより向上する。
- ④変形性能（終局変位）を推定するコンクリートの応力-ひずみ評価式において、道示式と New RC 式を比較すると、道示式の方は、横拘束筋量が大きい高拘束状態ではより大きな終局ひずみを与え、逆に低拘束状態では小さな終局ひずみを与える関係にある。
- ⑤高強度 RC 部材において塑性ヒンジ長は横拘束鉄筋比の増加に反比例する。道示式では終局時を $0.5\sigma_{cc}$ 時と仮定した場合の等価塑性・ヒンジ長と実際の損傷範囲がよく一致した。

(2) 今後の課題

本実験では、高強度鉄筋と高強度コンクリートを用いた中空断面橋脚を対象に非線形域の基本的な特性を検討したが、主塔に RC 構造を採用する場合には、重量軽減のために中空断面の採用が必要とされる。このため、こうした条件も含めて、今後、曲げによる荷重-変形性能および限界状態の評価法、高強度材料を用いた中空断面橋脚のせん断耐力の評価法の向上とともに、合成構造・複合構造を用いた曲げ耐力・せん断耐力高度化技術を確立していく必要がある。

3. 2 高強度鉄筋を用いた橋脚の変形性能に関する実験的検討

高強度鉄筋 SD490 を使用した場合の橋脚の設計が、普通材料を用いた場合と同じ、すなわち鉄筋の伸等を考慮し、橋脚のねばりを期待した設計ができるかの確認のため、正負交番載荷試験を実施した。得られた成果をまとめると以下のようになる。

(1) 実験結果のまとめ

- ①変形性能に関して、各供試体の水平力載荷位置での水平荷重は試験結果と計算結果が同程度の値を示し、計算により橋脚の保有水平耐力の推定が可能であることがわかった。
- ②実験を行った 3 供試体中、軸方向鉄筋比が標準である CASE-1 と軸方向鉄筋比が高い CASE-3 では計算結果は試験結果と同程度または安全側であるが、軸方向鉄筋比が低い CASE-2 の場合、計算結果の終局変位は過大評価となり試験結果を超過することになった。

- ③変形性能試験結果からは、損傷状況と軸方向鉄筋比との間に比例関係は見られなかった。また、低鉄筋比時には塑性ヒンジ長が短く計算式に一致しない傾向があることが示された。
- ④②、③より従来材料と同じ手法で設計を行った場合、試験結果は軸方向鉄筋比が高い CASE-1,3 は安全側の評価となったが、軸方向鉄筋比の低い CASE-2 は危険側の評価となった。このため高強度鉄筋を使用した場合、軸方向鉄筋比の大小で地震時保有水平耐力法の有効が判断できると思われる。また試験結果を踏まえ、塑性ヒンジ長、曲率の上限の見直しが必要であると考えられる。

(2) 今後の課題

今回の高強度鉄筋を用いた橋脚の変形性能に関する実験的検討は、ある特定の条件（断面形状、主鉄筋比、帯鉄筋比、せん断支間比、軸力比等）を対象に実施したものである。このため今後、高強度鉄筋の限界範囲を含めて、各種条件下での実験的、解析的検討を今後も加えて、高強度鉄筋をより活用できる設計法の整備が必要と考えられる。

謝辞

後半「高強度鉄筋を用いた橋脚の変形性能に関する実験的検討」は、奈良県が土木研究所の施設を活用して実施した実験であり、実験データを今後の設計に活用するために提供していただいたものである。ここに感謝申し上げる次第である。

4. 参考文献

- 1) 建設省土木研究所:海峡横断プロジェクト技術調査委員会報告書、土木研究所資料第 3479 号、pp36-39、1996.3
- 2) 例えば、(財)国土開発技術センター:建設省総合技術開発プロジェクト報告書、1989.3~1993.3
- 3) 増川淳二、天野玲子、須田久美子、大塚一雄:高強度鉄筋を用いた RC 橋脚部材の開発、コンクリート工学論文集、Vol.9、No.1、1998.1
- 4) 島弘、周礼良、岡村甫:異形鉄筋の鉄筋降伏後における付着特性、土木学会論文集第 378 号/V-6、1987.2
- 5) 日本道路協会:道路橋示方書V耐震設計編、1996.12

