

土木研究所資料

鉄筋コンクリート橋脚の塑性変形性能 に関する実験的研究

(その3) 鉄筋コンクリート橋脚の配筋合理化の検討

平成12年11月

建設省土木研究所
耐震技術研究センター耐震研究室

Copyright © (2000) by P.W.R. I.

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

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

鉄筋コンクリート橋脚の塑性変形性能 に関する実験的研究

(その3)鉄筋コンクリート橋脚の配筋合理化の検討

耐震研究室 室 長 運上 茂樹
主任研究員 星隈 順一
研 究 員 長屋 和宏

要旨

現在、鉄筋コンクリート橋脚の設計においては大規模地震に対して適切に地震エネルギーを吸収し抵抗できるじん性に富むねばり強い構造が求められている。こうした背景から、鉄筋の配置が量的にも質的にも従来に比較して多くなり、現場での施工性の低下が問題となっている。本報告は、このような背景から①帯鉄筋や中間帯鉄筋を密に配筋すべき橋脚の範囲の合理化、②高施工性を有する帯鉄筋の配筋方法、③高施工性・高耐震性構造の適用、について8体の模型供試体を用いた繰り返し載荷実験による検討結果である。

キーワード：鉄筋コンクリート橋脚、配筋合理化、耐震設計、非線形履歴、動的載荷実験

目 次

1. まえがき	1
2. 実験供試体および実験方法	2
2. 1 実験供試体	2
2. 2 材料試験結果	21
2. 3 載荷実験方法	23
2. 4 計測項目	26
3. 動的載荷実験結果	28
3. 1 水平荷重－水平変位履歴および損傷の進展状況	28
3. 2 軸方向鉄筋ひずみの進展	84
3. 3 帯鉄筋のひずみの進展	94
3. 4 塑性曲率の分布	118
4. 配筋合理化構造の検討	152
4. 1 短形断面橋脚の損傷領域に及ぼすせん断支間比の影響の検討	152
4. 2 円形断面橋脚の損傷領域に及ぼす軸方向鉄筋径の影響の検討	160
4. 3 円形断面橋脚におけるスパイラル鉄筋、高強度鉄筋の適用性の検討	165
4. 4 インターロッキング構造の適用性の検討	171
5. 結論	175
5. 1 まとめ	176
5. 2 今後の課題	176
参考文献	177

1.まえがき

兵庫県南部地震の被災を教訓に道路橋示方書が平成8年11月に改訂され、大規模地震に対して適切に地震エネルギーを吸収し、抵抗できるようにじん性に富むねばり強い構造が求められている。じん性に富むRC橋脚の実現には、軸方向鉄筋の座屈を防ぎ、適切にコアコンクリートを拘束することが重要であり、部材を囲む帯鉄筋や中間帯鉄筋を適切に設置するとともに、かぶりコンクリートが剥離してもこれらが有効に作用するための鉄筋端部の定着などを確保する必要がある。こうした要求を満足させるために鉄筋の配置が量的にも質的にも従来に比較して多くなり、現場での施工性が低下するなどの課題が挙げられている。このため、耐震安全性を確保したままで構造の合理化を図るとともに、従来よりコストパフォーマンスに優れた橋脚構造の開発が求められている。

このような背景から、①帯鉄筋や中間帯鉄筋を密に配筋すべき橋脚の範囲の合理化、②高施工性を有する帯鉄筋の配筋方法、③高施工性・高耐震性構造の適用、について模型供試体を用いた繰り返し載荷実験により検討した。本報告は、耐震安全性を確保した上での配筋構造の合理化に資する基礎的データの収集を目的として実施した、以上の載荷実験結果をまとめたものである。

2.実験供試体および実験方法

2.1 実験供試体

本検討では、RC橋脚における配筋構造の合理化技術の開発を目的として、以下の4つの検討項目に着目して8体の供試体を用いて載荷実験を行った。

- ①帯鉄筋や中間帯鉄筋を密に配筋すべき範囲の明確化を目的として、矩形断面橋脚の損傷領域に及ぼすせん断支間比の影響の検討(No.1, No.2)
- ②円形断面橋脚の終局状態の評価法の高度化を目的として、損傷領域に及ぼす軸方向鉄筋径の影響の検討(No.3, No.4)
- ③高施工性を有する帯鉄筋による配筋の合理化を目的として、円形断面橋脚におけるスパイラル鉄筋、高強度鉄筋の適用性の検討(No.5, No.6)
- ④高施工性・高耐震性構造を用いることによる配筋の合理化を目的として、インターロッキング構造¹⁾の適用性の検討(No.7, No.8)

供試体の諸元を表-2.1、図-2.1に示す。以下に各供試体の条件を示す。

No.1供試体の橋脚躯体部の断面は、600mm×600mmの正方形であり、柱高さは3,010mm、せん断支間比は5.0である。軸方向鉄筋にD10-SD295Aを48本配置しており、鉄筋比は0.951%である。なお、本報告において示している軸方向鉄筋比とは、供試体断面における軸方向鉄筋の公称断面積の和を全断面積で除した値である。

帯鉄筋は、D6-SD295Aを75mm間隔で全高にわたって配筋した。道路橋示方書の規定によって求めた帯鉄筋比(体積比)は、0.325%である。帯鉄筋は、断面隅角部で135度フック(フック長60mm)を用いて内部コンクリートに定着した。

なお、No.1供試体は、これまでに耐震研究室において数多く行っているRC橋脚の基準となっている供試体と同一諸元のものであるが、本載荷実験では、曲げ破壊型の矩形断面RC橋脚の帯鉄筋のせん断耐力への寄与とコンクリートの拘束効果への影響を断面高さ別に検討することを目的として、図-2.1(a)に示しているように多くのひずみゲージを帯鉄筋に添付している。

No.2供試体の基本諸元は、No.1供試体と同一であるが、せん断支間比3.0と短くしており、柱高さは1,800mmである。

No.3供試体は、前述したように円形断面橋脚の損傷領域に及ぼす軸方向鉄筋径の影響の検討を目的とした供試体であるが、同時に③高施工性を有する帯鉄筋の適用性、④インターロッキング構造の適用性の3つの検討の基準供試体とも位置づけている。

橋脚躯体部の断面は、 $\phi 600\text{mm}$ 、柱高さは $3,010\text{mm}$ 、せん断支間比は 5.0 である。軸方向鉄筋にD10-SD295Aを40本配置しており、鉄筋比は 1.009% である。帯鉄筋は、D6-SD295Aを 75mm 間隔で全高にわたって配筋しており、帯鉄筋比は、 0.325% である。帯鉄筋は、断面隅角部で 135 度フック(フック長 60mm)を用いて内部コンクリートに定着した。

No.4供試体は、円形橋脚における損傷領域に及ぼす軸方向鉄筋径の影響の検討を目的とした比較供試体である。外形寸法、帯鉄筋配置などの基本緒元はNo.3供試体と同一であるが、軸方向鉄筋に1ランク太径のD13-SD295Aを22本配置している。鉄筋比は 0.986% である。

No.5、6供試体は、円形断面橋脚における高施工性を有する帯鉄筋の適用性の検討を目的とした供試体であり、外形寸法、軸方向鉄筋配置の基本緒元はNo.3供試体を基準としている。No.5供試体は、横拘束筋にスパイラル鉄筋を用いている。スパイラル鉄筋の材質、配置間隔はNo.3供試体と同一である。一方、No.6供試体は、横拘束筋としてPC鋼線(ウルボンスパイラル)を用い、No.5供試体同様にスパイラル状に配置している。用いたウルボンスパイラルの基本性状を表-2.2に示す。

表-2.2 ウルボンの機械的性質

降伏点応力 (N/mm^2)	引張強さ (N/mm^2)	伸び (%)	曲げ性能
1,275以上	1,420以上	7以上	4d, 180° 曲げにて その外側にき裂が生じないこと

No.7供試体は、インターロッキング構造の適用性の検討を目的とした供試体であり、No.3供試体の帯鉄筋を2つ連ねた断面諸元を有する橋脚模型である。供試体の断面は八角形であり、断面高さ 600mm 、断面幅 $1,000\text{mm}$ である。軸方向鉄筋はD10-SD295Aを78本配置しており、軸方向鉄筋比は 1.034% である。帯鉄筋はNo.3供試体と同様に配置し、柱中心部での帯鉄筋のラップ長は 136mm とした。なお、帯鉄筋比については、道路橋示方書ではインターロッキング構造の有効長 d について規定がされていないため算出することができないが、参考のために、ラップ部を含む全帯鉄筋体積をかぶりコンクリート部分を除く有効断面内の体積で除した値で表した帯鉄筋比は 0.347% となる。

No.8供試体は、No.7供試体のインターロッキング構造の適用性に関する比較の長方形断面供試体であり、断面寸法は $900\text{mm} \times 600\text{mm}$ である。軸方向鉄筋はD10-SD295Aを72本配置し、軸方向鉄筋比は 0.951% である。軸方向鉄筋は、地震時保有水平耐力法の計算によ

る曲げ耐力をNo.7供試体と同一となるように配置し、インターロッキング橋脚と長方形断面橋脚の双方におけるじん性能などの耐震性能について直接比較検討を行えるようにした。また、帯鉄筋としては他の供試体同様にD6鉄筋を75mm間隔で配置し、中間帯鉄筋も配置している。中間帯鉄筋の配置には、Hoshikuma²⁾らの報告を基にNo.3供試体と柱の断面形状を考慮したコアコンクリートの拘束効果が同一となるように、道路橋示方書に示されている ε_{cc} が同一となるように鉄筋量を設定した。なお、道路橋示方書の規定によって求めた帯鉄筋比は、0.619%であり、No.7供試体と比較してほぼ2倍の帯鉄筋比である。

表-2.1 供試体緒元

供試体No.		No.1	No. 2	No. 3	No .4	No. 5	No. 6	No. 7	No. 8
断面形状		矩形		円形				8角形 (インタ-ロッキング)	長方形
断面寸法 (mm)		600×600		φ 600				600×1,000	600×900
有効高さ (mm)		3,010	1,800	3,010					
せん断支間比		5.0	3.0	5.0					
軸方向 鉄筋	使用鉄筋	SD295-D10			SD295-D13	SD295-D10			
	本数	48		40	22	40		78	72
	鉄筋比 (%)	0.951		1.009	0.986	1.009		1.034	0.951
横拘束 鉄筋	使用鉄筋	SD295-D6				φ 6.4PC鋼線		SD295-D6	
	間隔 (mm)	75							
	中間帯鉄筋	—							2本
	有効長 (mm)	520						—	273
	鉄筋体積比 (%)	0.325				0.308		(0.347)	0.619
検討項目									
損傷領域に及ぼすせん断支間比の影響		○	○						
損傷領域に及ぼす軸方向鉄筋径の影響				○	○				
高施工性を有する帯鉄筋の適用性				○		○	○		
インターロッキング構造の適用性				○				○	○

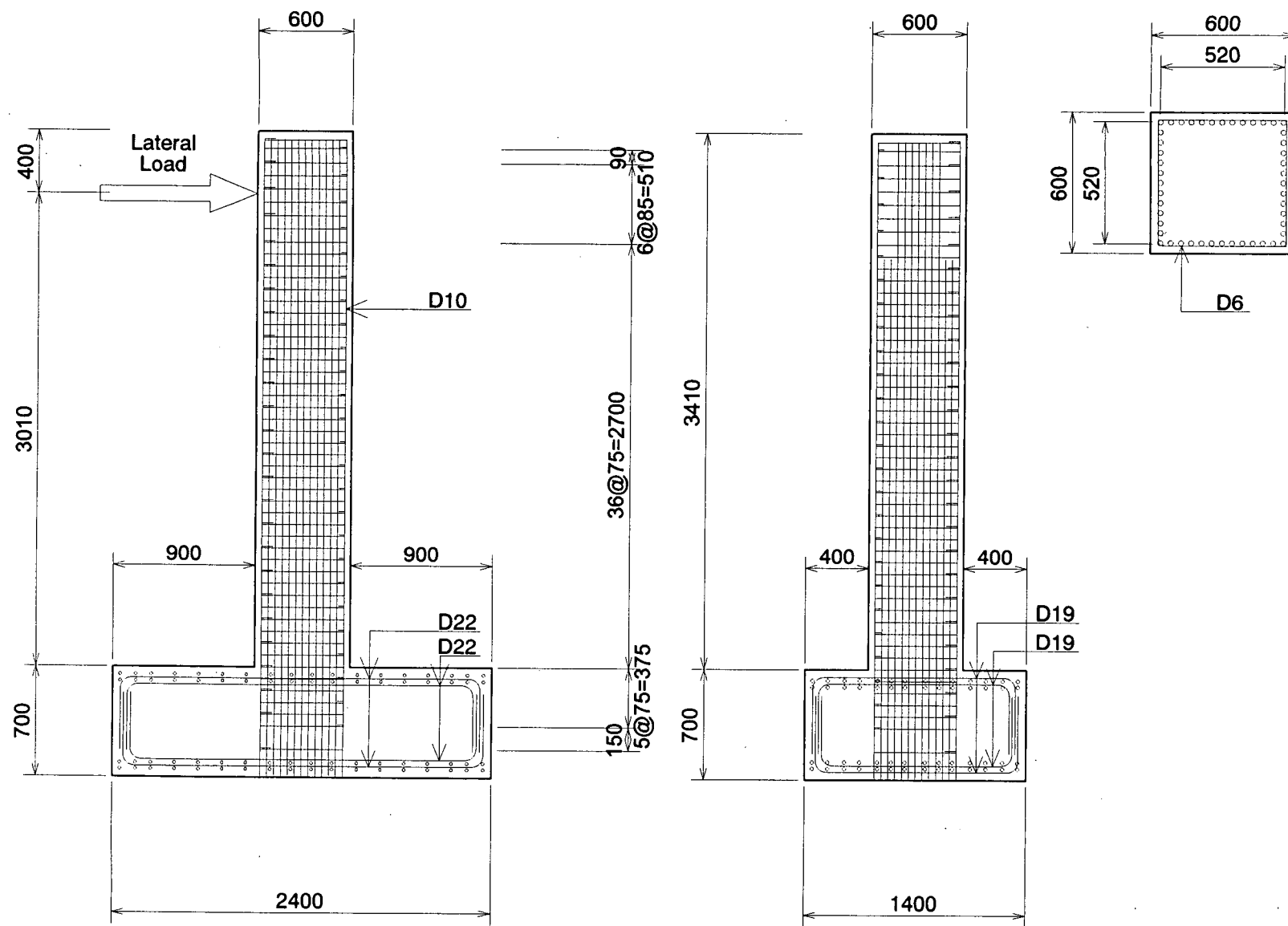


図-2.1(a-1) No.1供試体緒元配筋図 (単位mm)

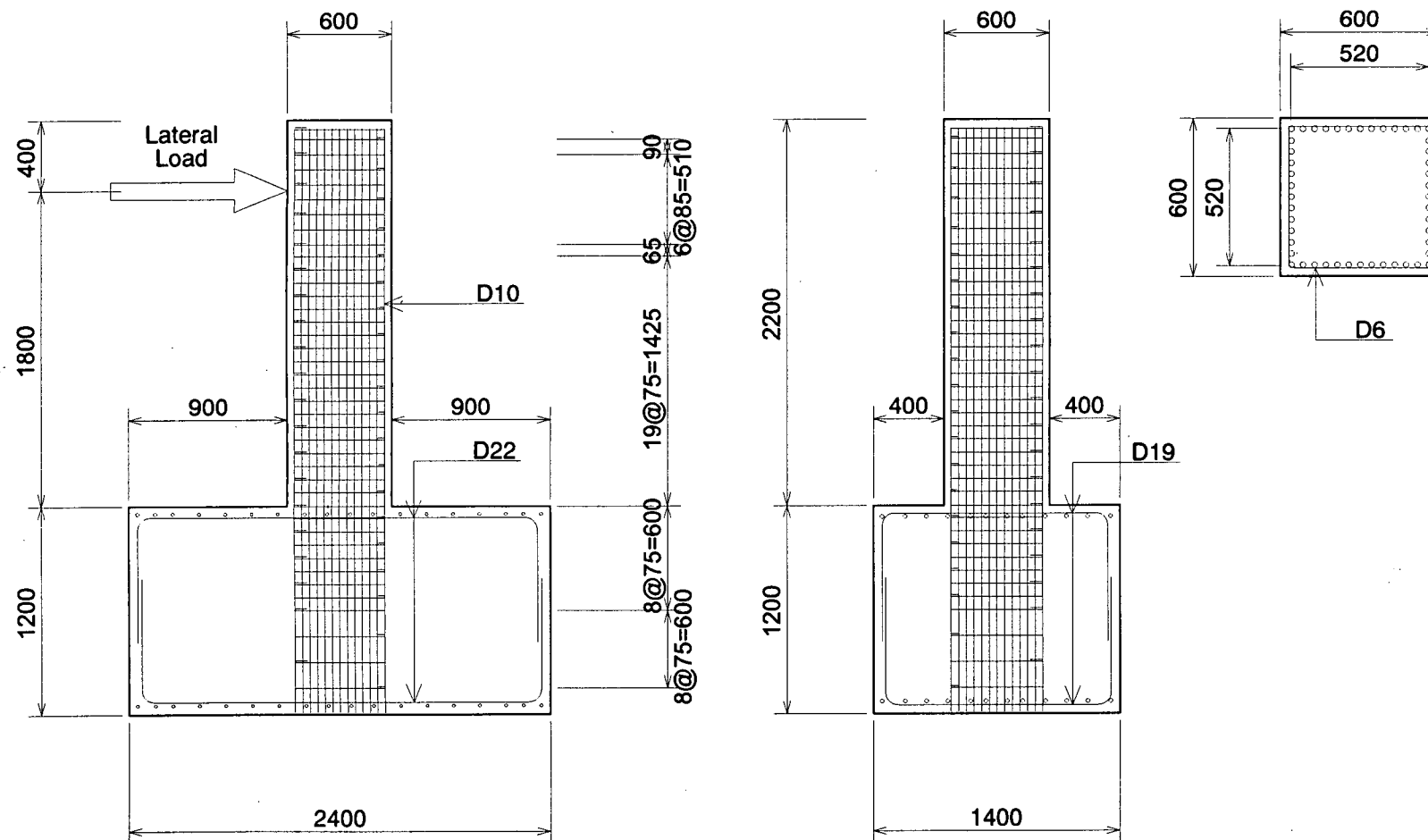
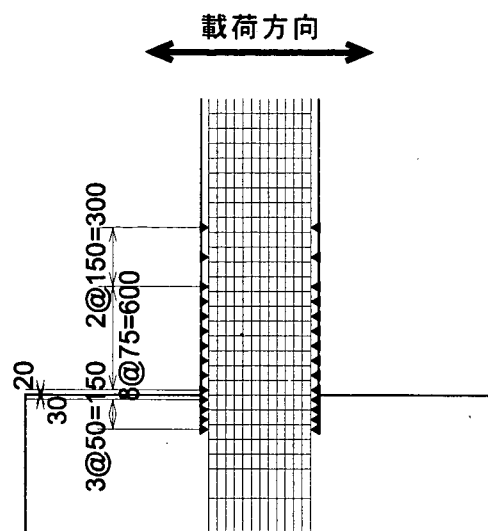
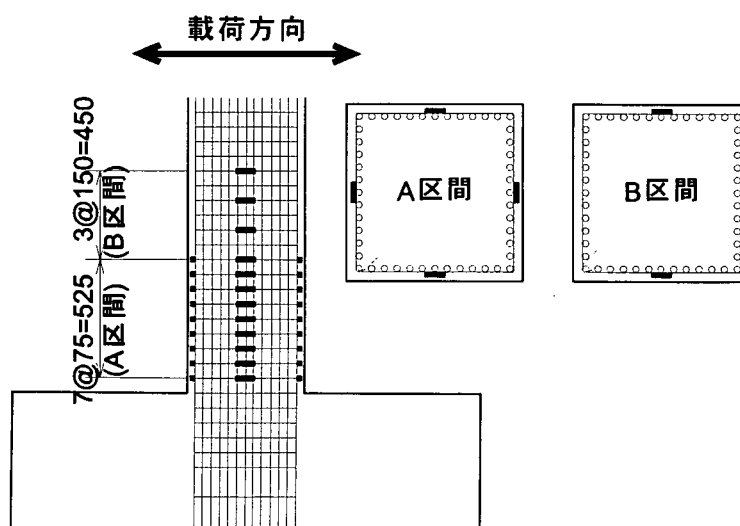


図-2.1(b-1) No.2供試体配筋図 (単位mm)



(1) 軸方向鉄筋



(2) 帯鉄筋

図-2.1(ab-2) No.1, 2供試体ひずみゲージ位置 (単位mm)

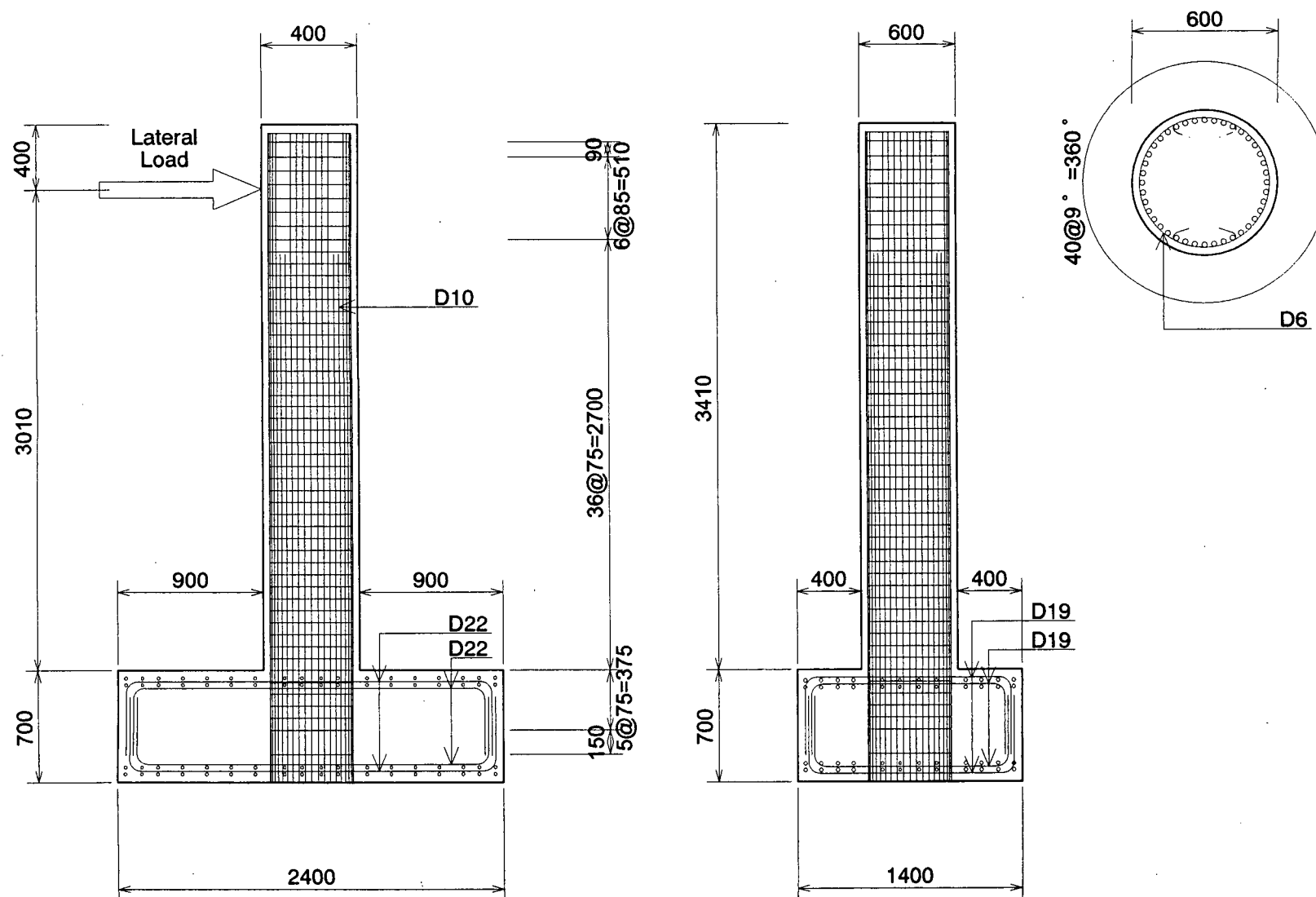
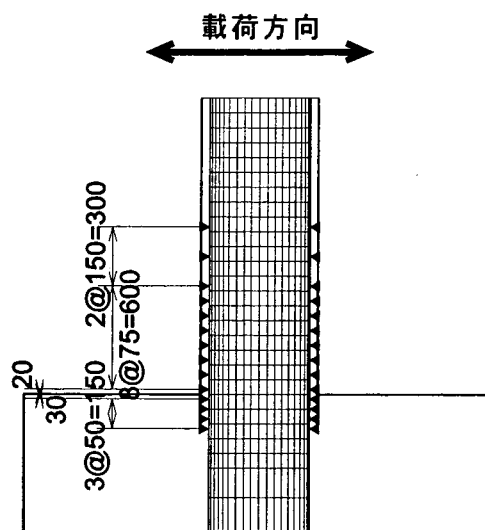
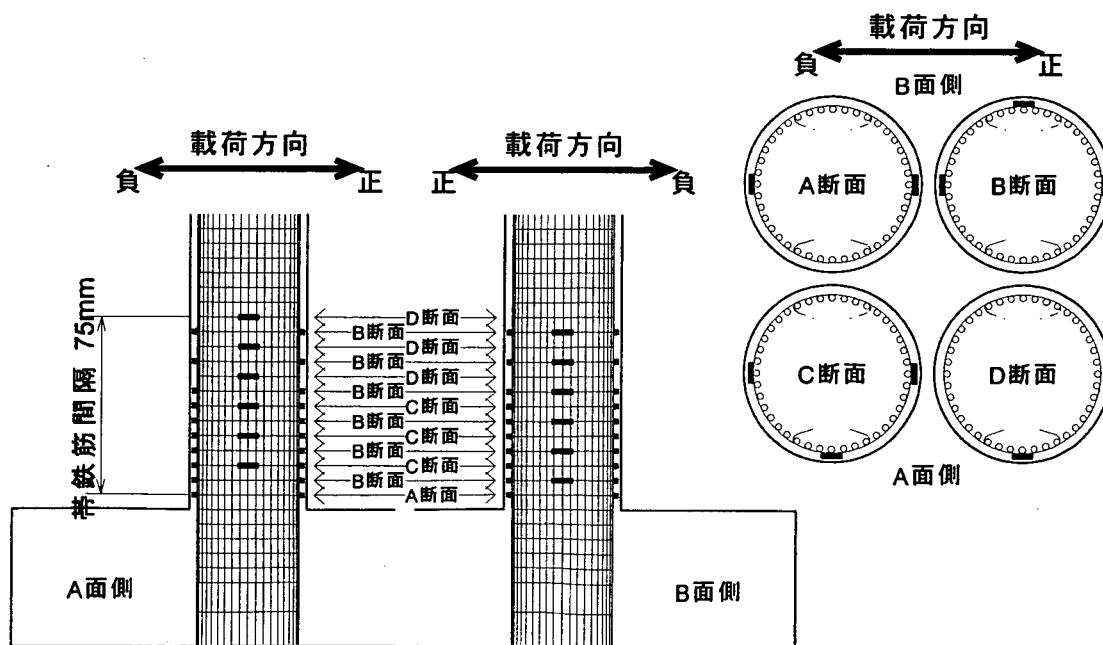


圖-2.1(c-1) No.3供試体配筋図 (単位mm)



(1) 軸方向鉄筋



(2) 帯鉄筋

図-2.1(c-2) No.3供試体ひずみゲージ位置 (単位mm)

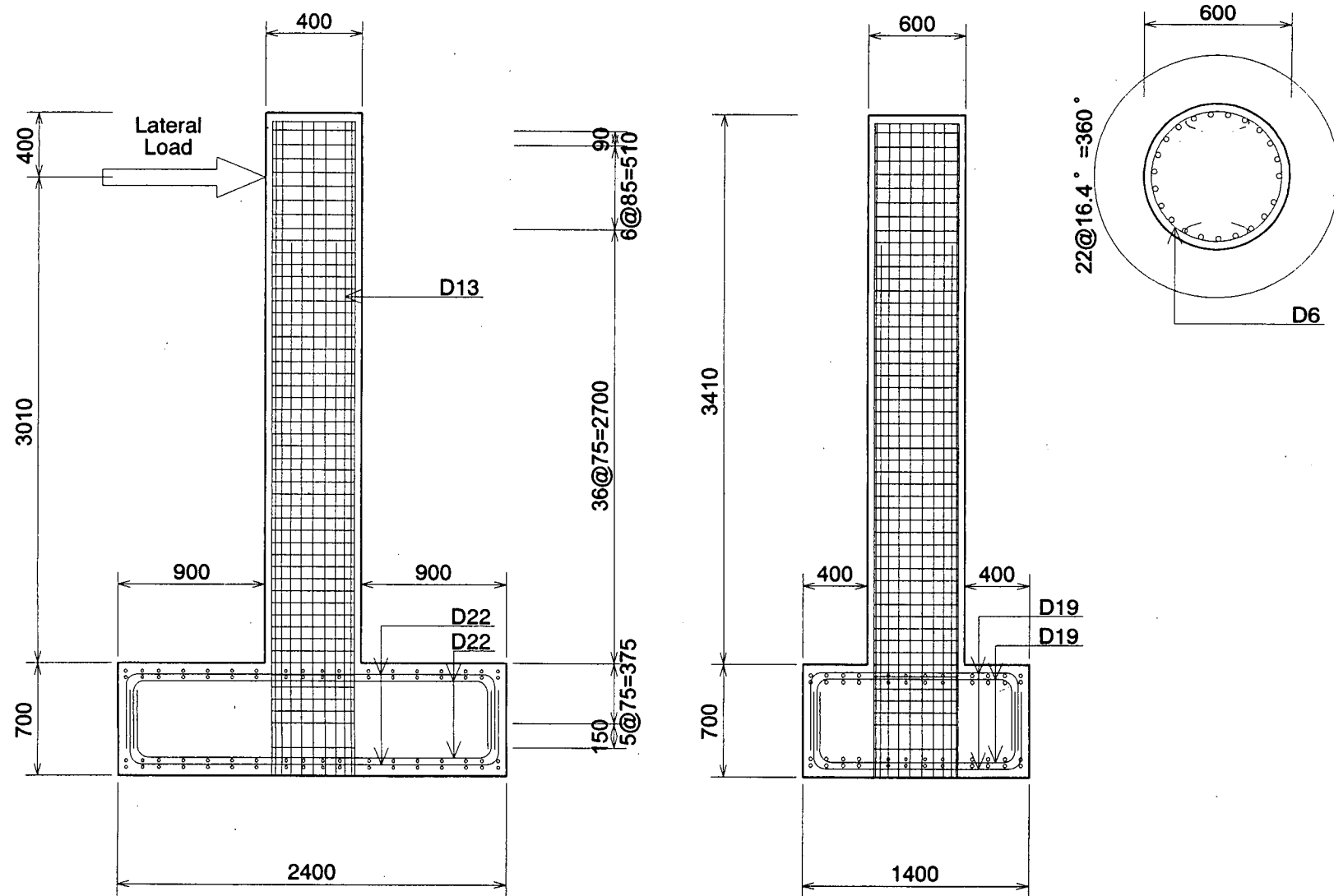
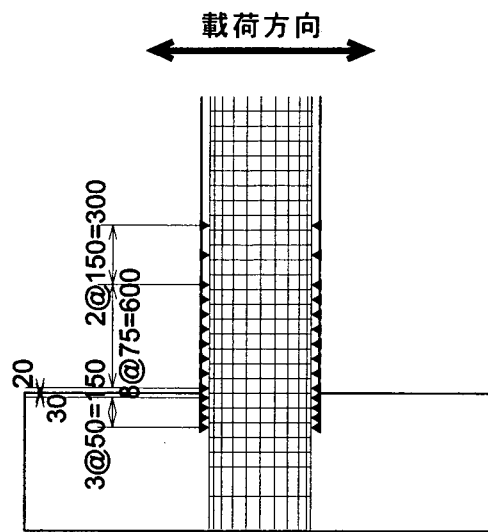
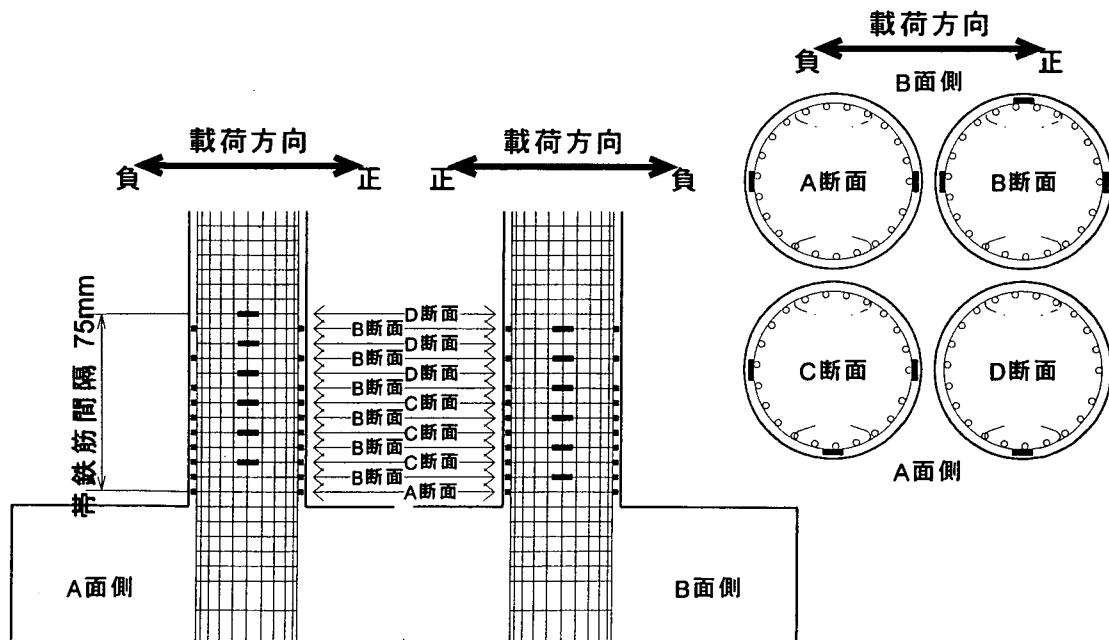


圖-2.1(d-1) No.4供試体配筋圖 (單位mm)



(1) 軸方向鉄筋



(2) 帯鉄筋

図-2.1(d-2) No.4供試体ひずみゲージ位置 (単位mm)

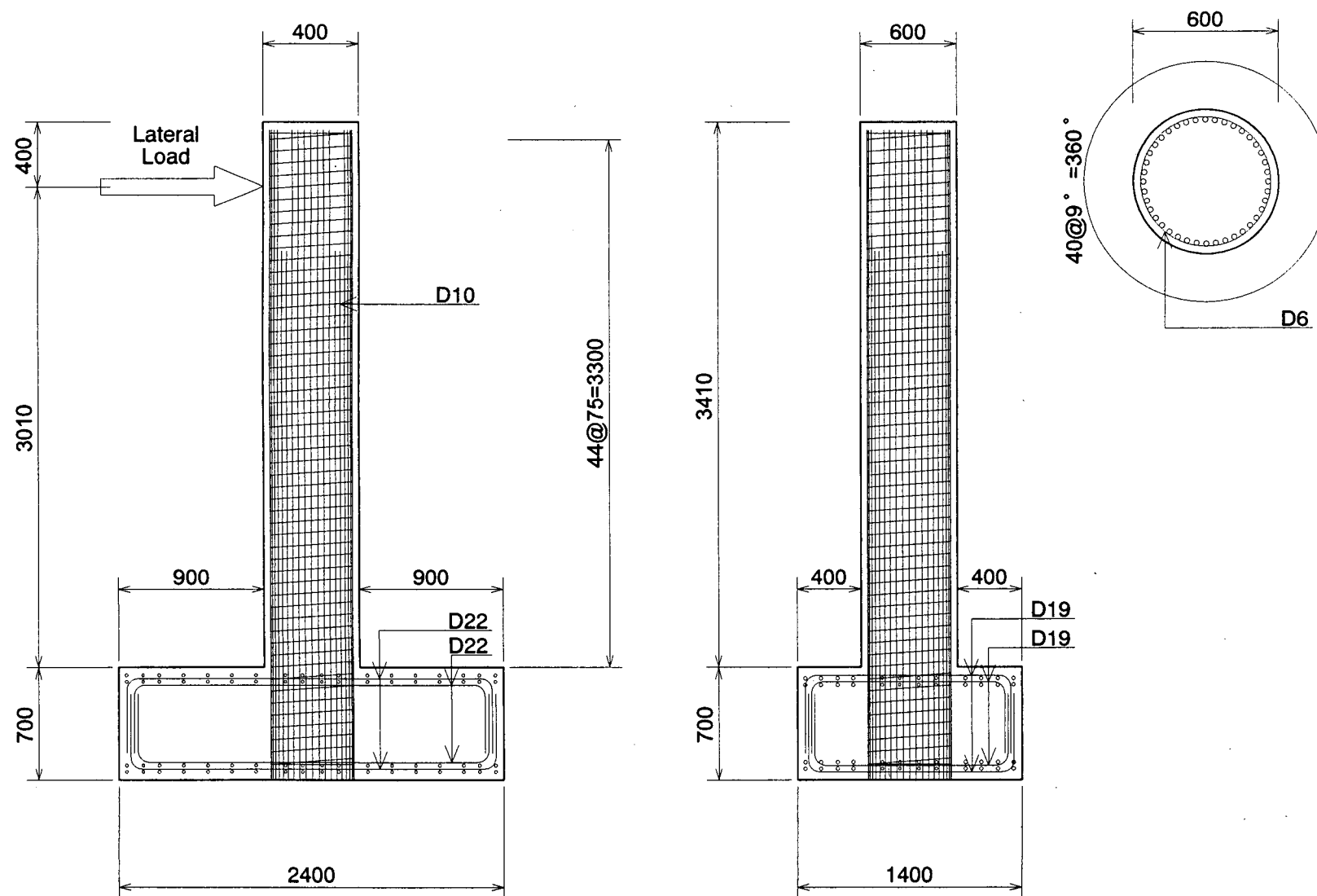


圖-2.1(e-1) No.5供試体配筋圖 (單位mm)

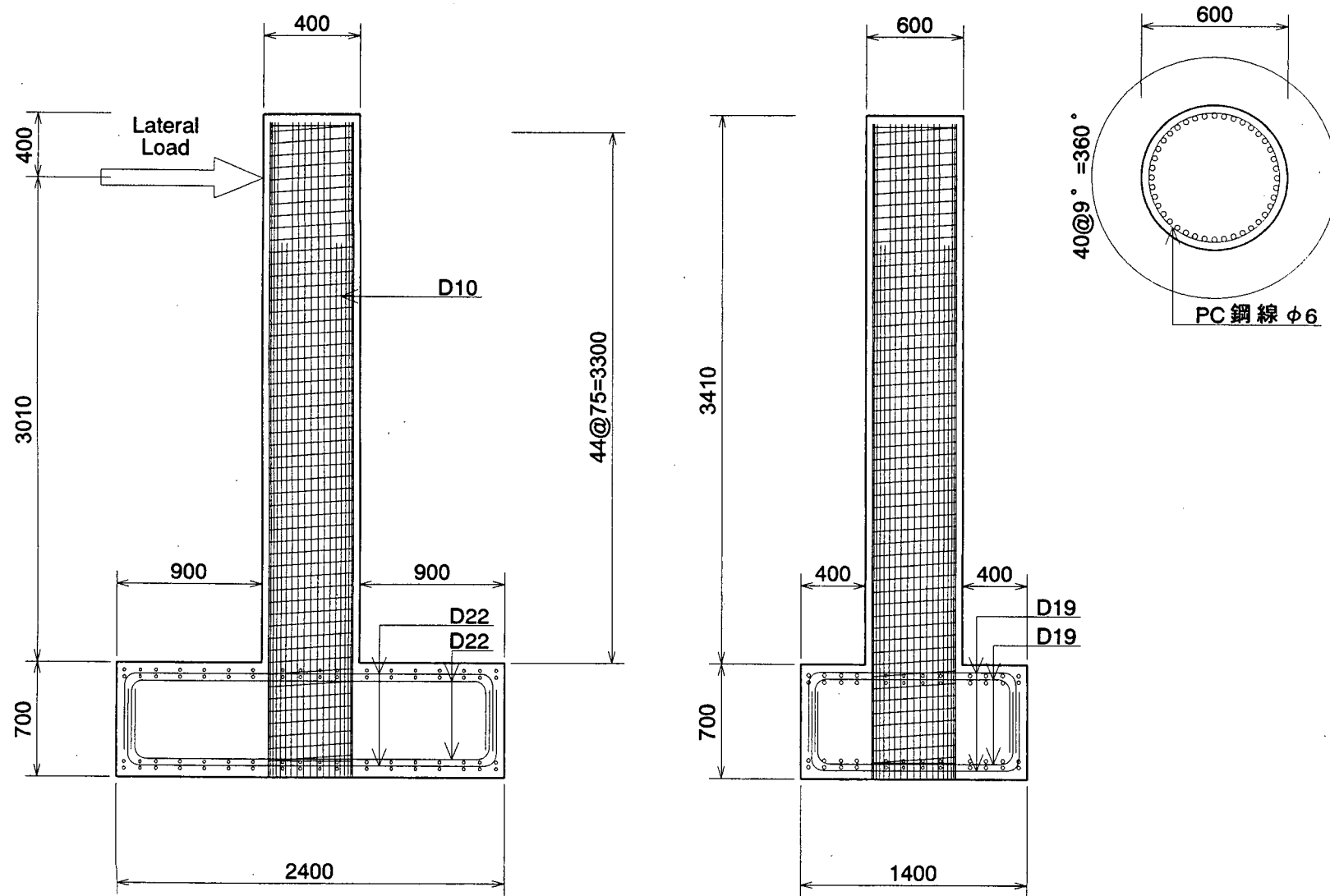
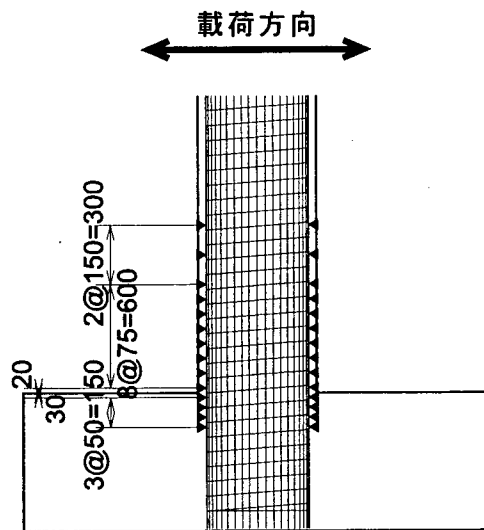
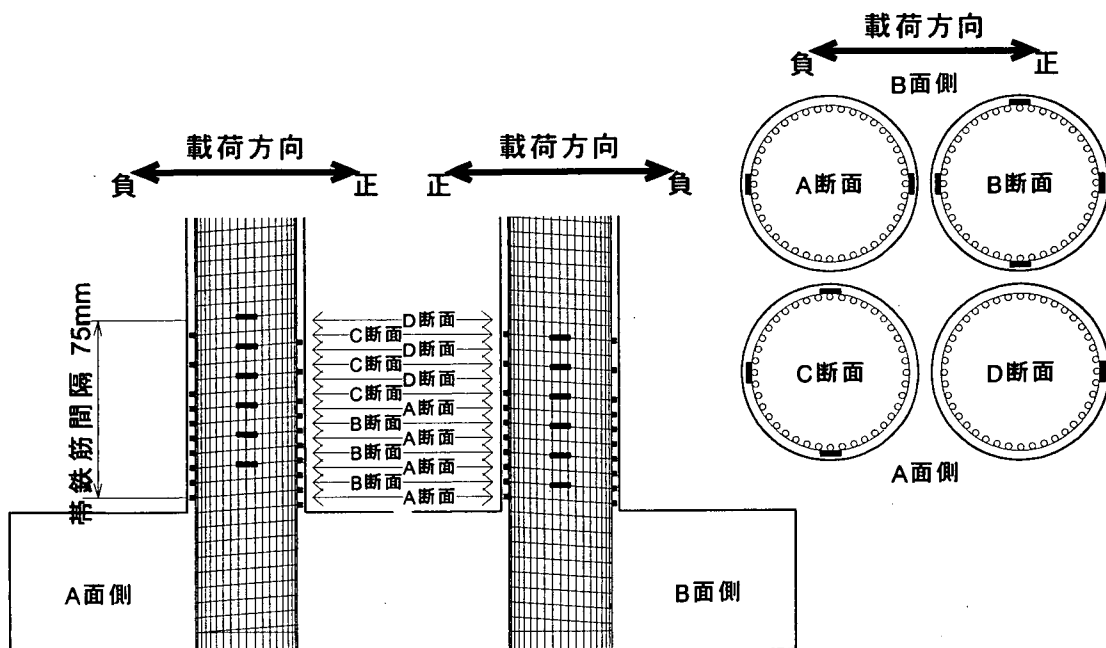


圖-2.1(f-1) No.6供試体配筋図 (単位mm)



(1) 軸方向鉄筋



(2) 帯鉄筋

図-2.1(eF-2) No.5, 6供試体ひずみゲージ位置 (単位mm)

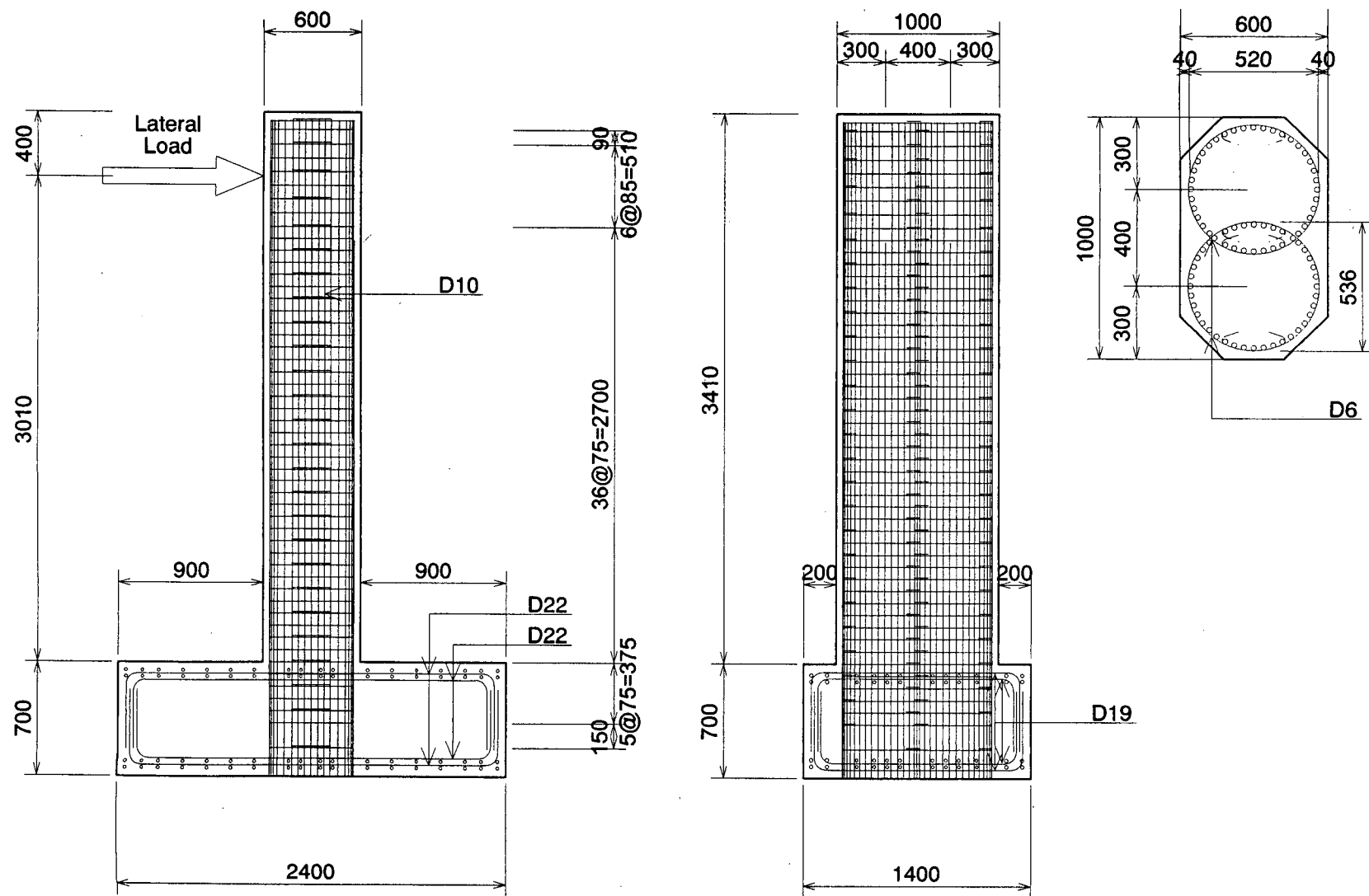


図-2.1(g-1) No.7供試体配筋図 (単位mm)

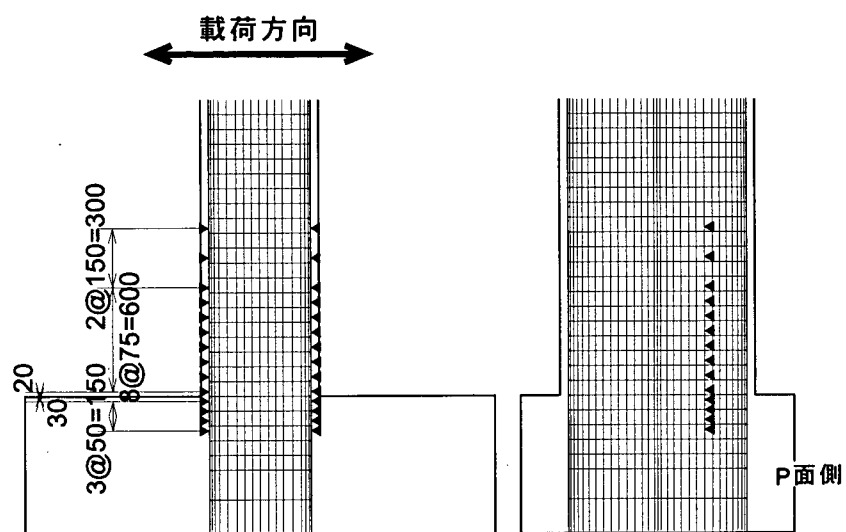


図-2.1(g-2) No.7供試体ひずみゲージ位置 (軸方向鉄筋 単位mm)

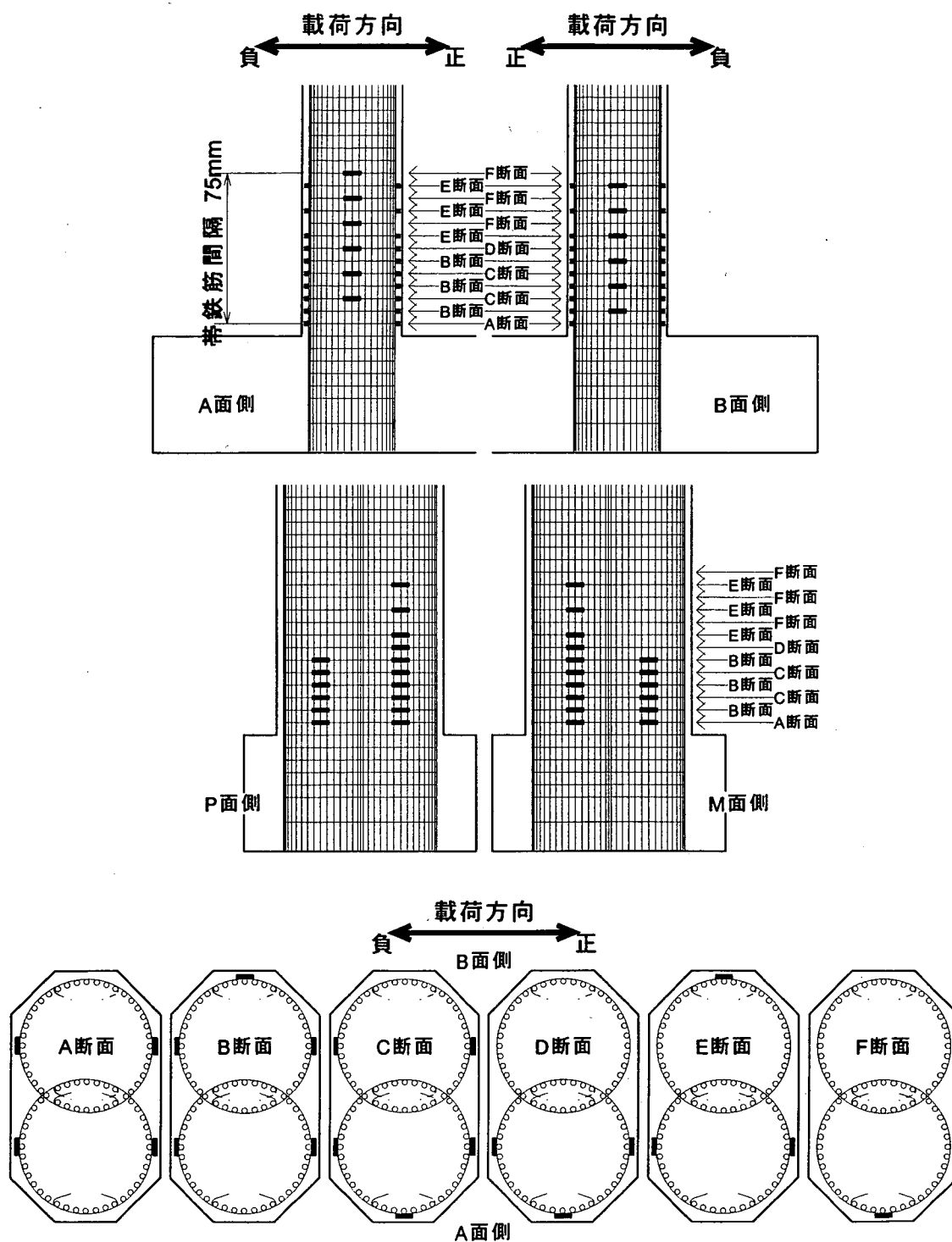


図-2.1(g-3) No.7供試体ひずみゲージ位置 (帯鉄筋 単位mm)

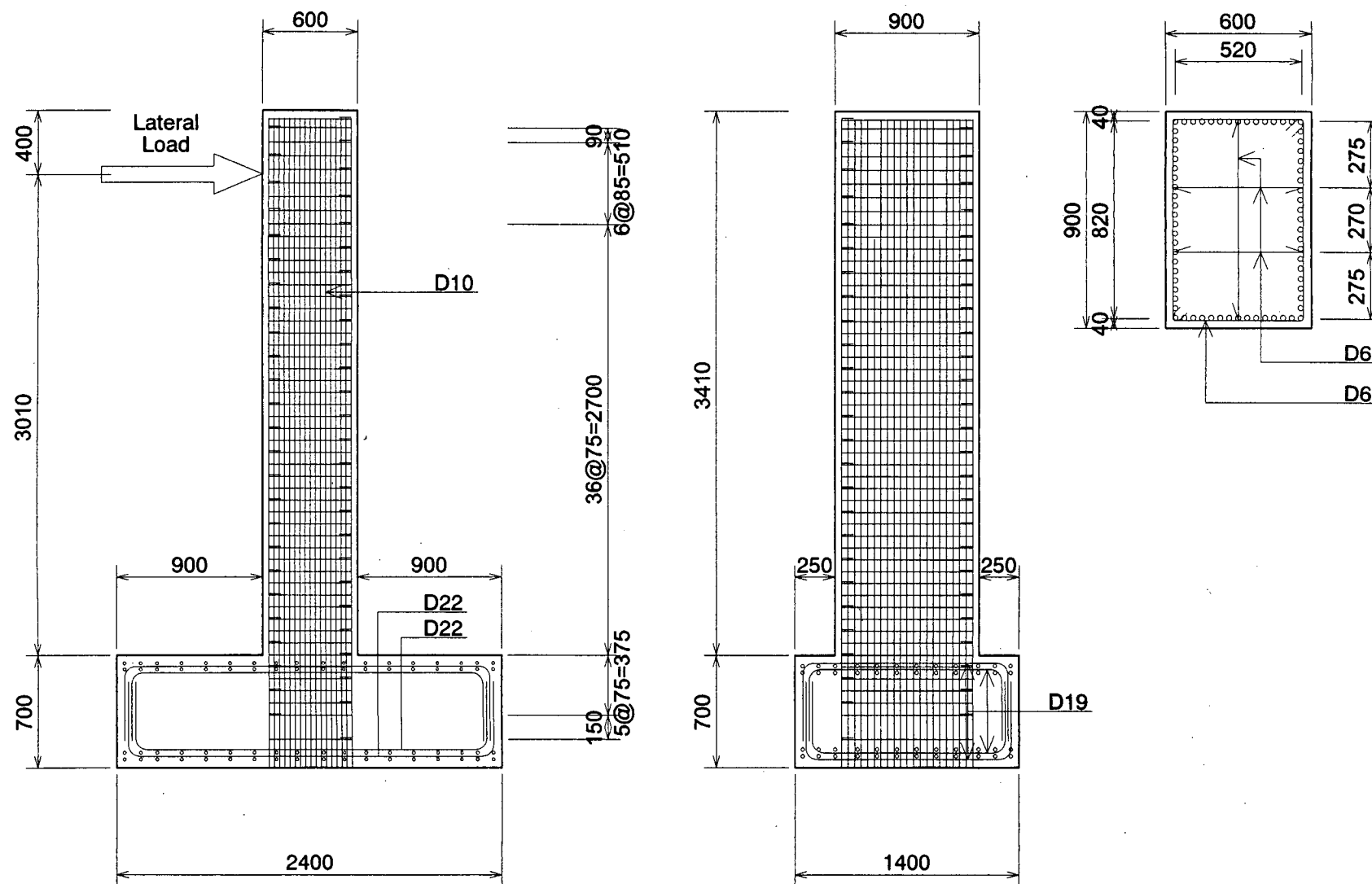
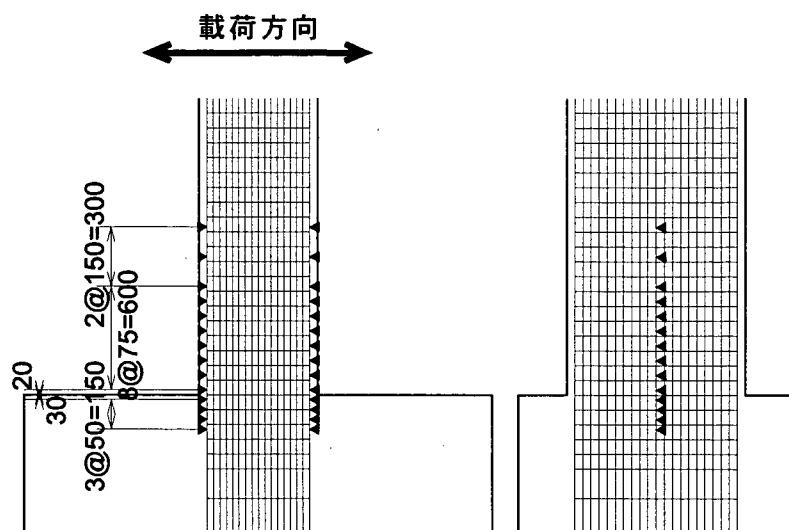
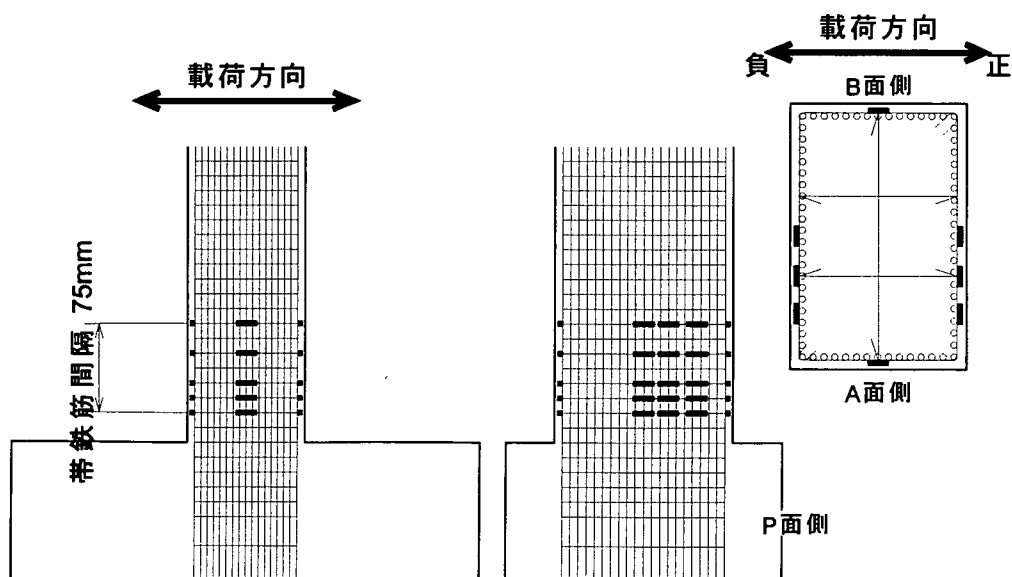


图-2.1(h-1) No.8供試体配筋図 (単位mm)



(1) 軸方向鉄筋



(2) 帯鉄筋

図-2.1(h-2) No.8供試体ひずみゲージ位置 (単位mm)

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-2.3に示す。

表-2.3 コンクリート圧縮強度試験結果

No.1供試体

試験体No.	圧縮強度 (N/mm ²)	弾性係数 (N/mm ²)
1	36.40	29900
2	36.20	29400
3	36.70	30400
Ave.	36.43	29900

No.2供試体

試験体No.	圧縮強度 (N/mm ²)	弾性係数 (N/mm ²)
1	37.40	29900
2	37.40	29700
3	37.20	29500
Ave.	37.33	29700

No.3供試体

試験体No.	圧縮強度 (N/mm ²)	弾性係数 (N/mm ²)
1	33.30	30000
2	31.20	28900
3	30.90	28000
Ave.	31.80	28967

No.4供試体

試験体No.	圧縮強度 (N/mm ²)	弾性係数 (N/mm ²)
1	37.60	29600
2	35.20	30100
3	37.90	30700
Ave.	36.90	30133

No.5供試体

試験体No.	圧縮強度 (N/mm ²)	弾性係数 (N/mm ²)
1	32.70	31700
2	34.20	30000
3	33.10	28900
Ave.	33.33	30200

No.6供試体

試験体No.	圧縮強度 (N/mm ²)	弾性係数 (N/mm ²)
1	32.20	28800
2	32.40	28800
3	33.10	29500
Ave.	32.57	29033

No.7供試体

試験体No.	圧縮強度 (N/mm ²)	弾性係数 (N/mm ²)
1	36.60	30800
2	38.80	29700
3	36.60	32600
Ave.	37.33	31033

No.8供試体

試験体No.	圧縮強度 (N/mm ²)	弾性係数 (N/mm ²)
1	38.70	31600
2	39.30	27700
3	38.30	29700
Ave.	38.77	29667

(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-2.4に示す。

表-2.4 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)
SD295A D6 帯筋 (No.1, 2)	6.35 31.67	1	11.90	375.87	17.54	553.81	184569
		2	11.92	376.48	17.54	553.81	174371
		3	11.96	377.50	17.54	553.81	181509
		Ave.	11.93	376.62	17.54	553.81	180150
SD295A D6 帯筋 (No.3, 4, 7, 8)	6.35 31.67	1	11.22	354.17	16.10	508.37	182562
		2	11.52	363.89	15.76	497.63	181945
		3	11.57	365.28	15.15	478.37	182640
		Ave.	11.44	361.11	15.67	494.79	182382
SD295A D6 スパイラル (No.5)	6.35 31.67	1	9.90	312.50	15.57	491.63	148104
		2	9.46	298.61	15.35	484.69	137608
		3	9.24	291.67	15.85	500.47	107232
		Ave.	9.53	300.93	15.59	492.26	130981
SBPD φ6.4 スパイラル (No.6)	6.40 30.00	1	38.97	1298.9	42.22	1407.3	194738
		2	39.38	1312.5	42.29	1409.7	203804
		3	38.97	1298.9	41.82	1394.0	193289
		Ave.	39.11	1303.4	42.11	1403.6	197277
SD295A D10 軸方向鉄筋 (No.1, 2)	9.53 71.33	1	27.73	388.82	38.24	536.06	179470
		2	27.53	385.96	36.91	517.51	179470
		3	27.63	387.39	36.81	516.08	175391
		Ave.	27.63	387.39	37.32	523.22	178110
SD295A D10 軸方向鉄筋 (No.3, 5, 6, 7, 8)	9.53 71.33	1	28.38	397.87	38.83	544.37	198291
		2	28.19	395.21	39.04	547.32	200208
		3	28.44	398.71	38.65	541.85	225006
		Ave.	28.34	397.26	38.84	544.51	207835
SD295A D13 軸方向鉄筋 (No.4)	12.70 126.70	1	46.13	364.09	65.56	517.44	209127
		2	45.39	358.25	65.29	515.31	198862
		3	45.80	361.48	65.53	517.21	194815
		Ave.	45.77	361.27	65.46	516.65	200935

注 : D6およびφ6.4の試験片は降伏点が明瞭でなかったので0.2%オフセット耐力とした。

2.3 載荷実験方法

供試体の載荷実験の状況を図-2.2、写真-2.1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。

載荷履歴は図-2.3に示す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返し回数は3回、載荷速度は3cm/secとした。変位漸増の基準変位(δ_y)は供試体の軸方向鉄筋に添付したひずみゲージおよび水平荷重の値を元に次のように決定した。

- ・ 正方形断面を有するNo.1, 2供試体では、供試体柱基部付近の最外縁に位置する3本の軸方向鉄筋のひずみ値より鉄筋が降伏した時の水平力載荷点における水平変位を $1\delta_y$ と定義した。No.1供試体では11.5mm、No.2供試体では4.4mmであった。
- ・ 円形断面を有するNo.3, 4, 5, 6供試体では、最外縁に位置する軸方向鉄筋の基部付近が降伏した時の水平変位-荷重関係における剛性を用い、地震時保有水平耐力法に基づく計算より求めた水平耐力を発揮する変位を $1\delta_y$ と定義した。いずれの供試体においても17.0mmであった。
- ・ インターロッキング橋脚の検討に用いたNo.7, 8供試体では、円形断面供試体と同様に最外縁に位置する軸方向鉄筋降伏時の剛性を用い、計算による水平耐力を発揮する変位を $1\delta_y$ とした。いずれの供試体においても17.0mmであった。

また、載荷実験に当たって橋脚天端に作用させた上部構造の死荷重反力に相当する軸圧縮応力としては、各供試体共に980.67kPa(10.0kgf/cm²)の圧縮応力度を導入した。各供試体の断面積から、実際に作用させた軸力は、No.1, 2供試体では353.0kN(36.0tf)、No.3, 4, 5, 6供試体では277.3kN(28.3tf)、No.7供試体では527.6kN(53.8tf)、No.8供試体では529.6kN(54.0tf)である。

供試体における水平力載荷点の変位は、水平力載荷アクチュエータが押す方向を正(+)としている。

なお、載荷実験にあたっては、地震時保有水平耐力法の計算に基づく降伏程度の変位により繰返し回数を1回として予備載荷を数回行った。この予備載荷は、降伏変位決定のための軸方向鉄筋ひずみや水平荷重の計測、供試体とアクチュエータのスイベルヘッド間のなじみを良くすること、データ収録機器のチェックなどを目的としたものである。

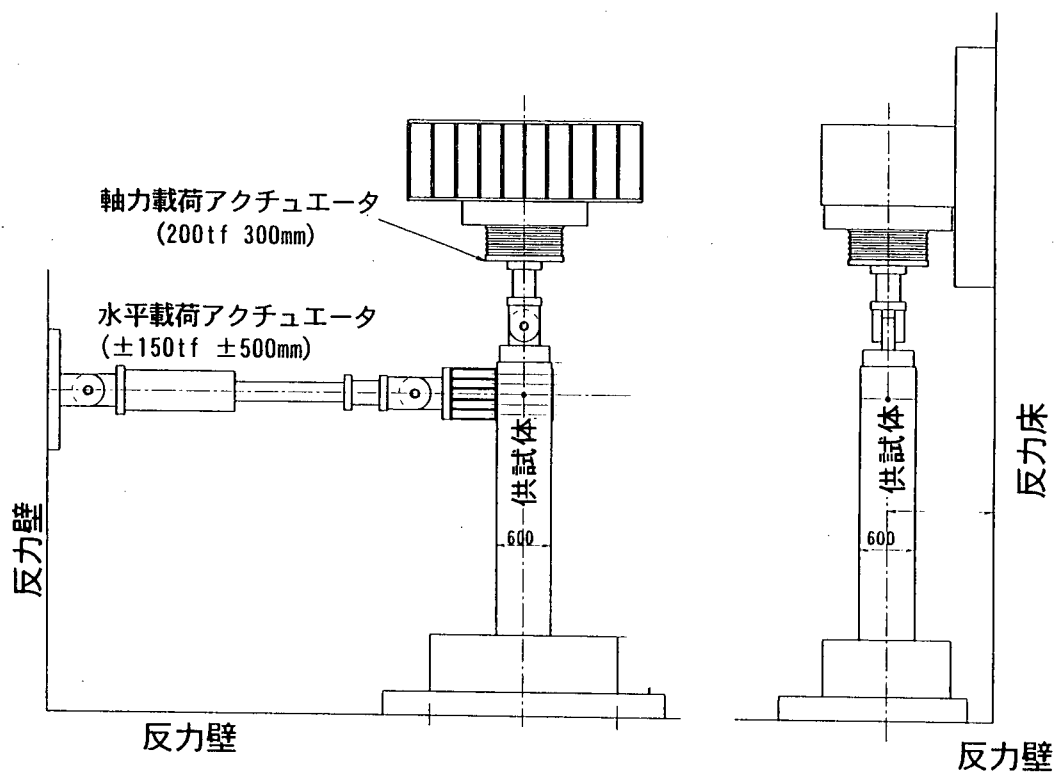


図-2.2 载荷実験状況

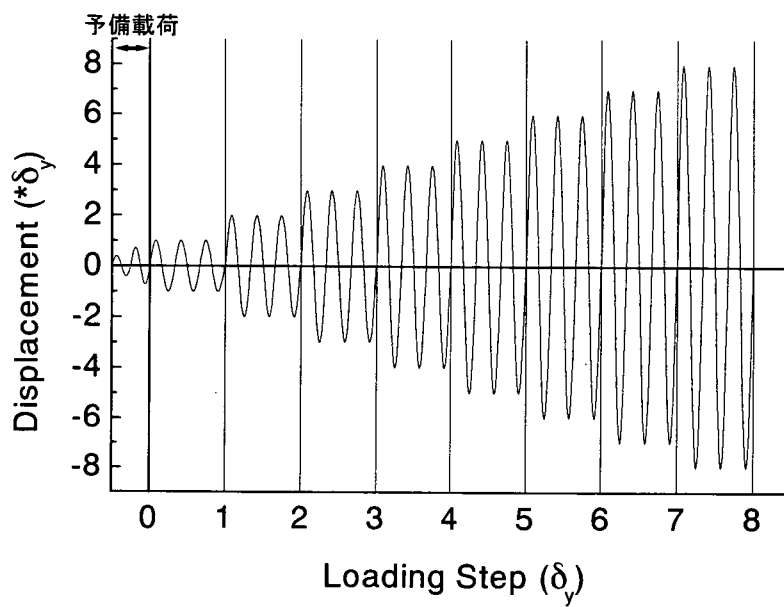


図-2.3 载荷変位履歴

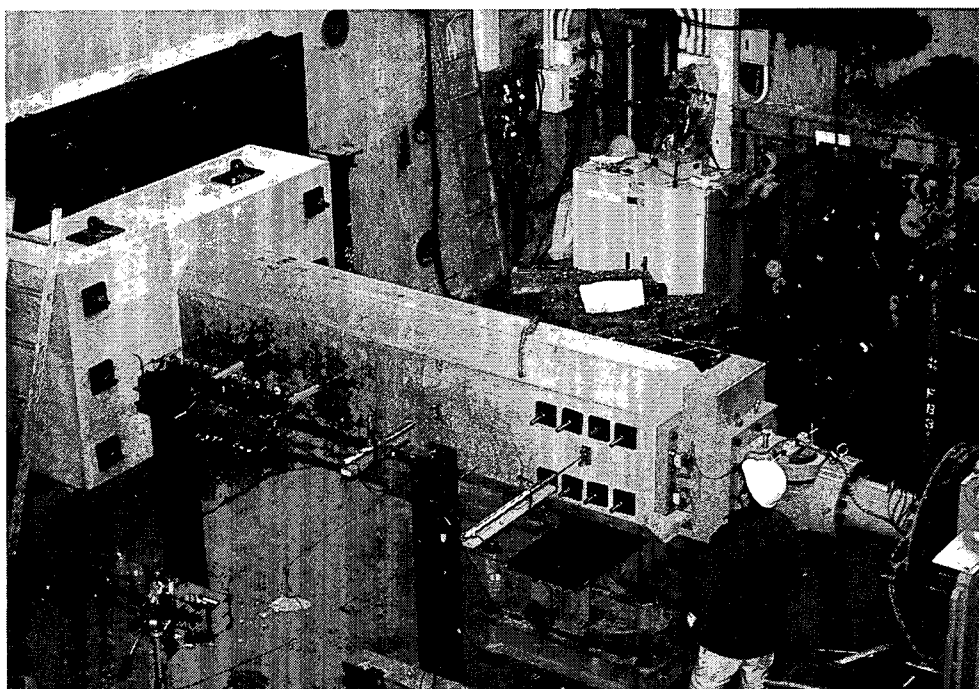
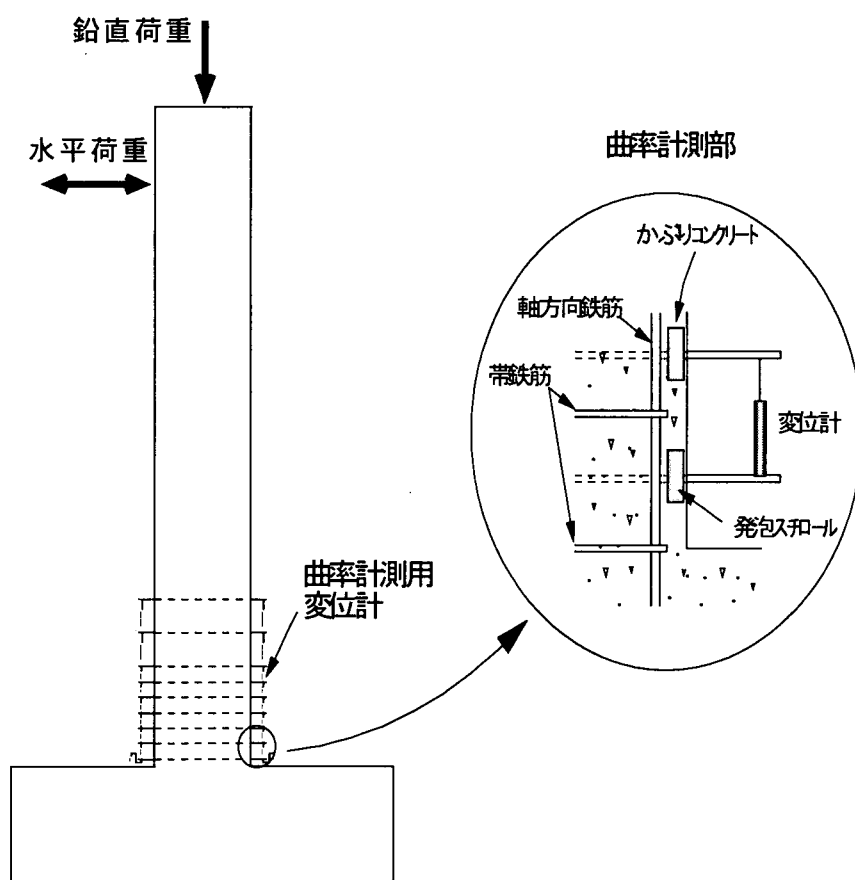


写真-2.1 載荷実験状況

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とした。

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-2.4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受けやすい。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縁することで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37mmの区間、それより上部では80mm間隔で、高さ517mmの位置までの6区間、その上部100mmの1区間、さらにその上部で160mm間隔で2区間、合計橋脚躯体基部より高さ937mmまでの合計10区間である。



図－2.4 曲率計測方法

3. 動的載荷実験結果

3.1 水平荷重-水平変位履歴および損傷の進展状況

図-3.2に各供試体の水平荷重-水平変位履歴曲線を示す。また、各供試体における損傷の進展状況を図-3.3に示す。

なお、供試体の各面の名称は、図-3.1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面の反対面を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。なお、円形断面を有するNo.3~6供試体では、図-3.1(b)に示すように、試験体柱部の円周を4当分し、矩形断面同様に加振機設置側をP面、P面の反対面を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。

No.1供試体

本供試体の降伏変位は前述したように11.5mmである。これは柱高さの比(以下：ドリフト比)では0.382%となる。本供試体の最大荷重は、正側157.82kN (16.09tf)、負側-152.96kN (-15.60tf)であり、いずれも3 δ_y 載荷時に示した。

載荷開始時より、コンクリート表面の帯鉄筋を配置している個所に水平方向ひび割れが発生し、1 δ_y 載荷時には、載荷方向と平行なA面でひび割れが面を横断した。

最大耐力を示した3 δ_y 載荷時には柱基部から600mm程度の範囲で多くのひび割れが生じた。その後載荷の進展に伴い、ひび割れが進展し、5 δ_y 載荷では、P面柱基部から約150mm、300mmの位置に横断したクラックが大きく開いた。また、M面柱基部のかぶりコンクリートがわずかに剥離した。6 δ_y 載荷では、断面隅角部においてかぶりコンクリートが柱基部から高さ約400mmの区間で剥離した。さらに載荷2サイクル目の負側および3サイクル目の正側でM面、P面の軸方向鉄筋が、柱基部から約300mmの範囲で座屈し、水平耐力が15%程度低下した。

7 δ_y 載荷では、コアコンクリートに損傷が進み、載荷中に柱基部よりコンクリートの剥落が多量に生じた。8 δ_y 載荷ではコンクリートの剥離などの損傷がさらに進展し、柱基部より150mmの位置の帯鉄筋における隅角部のフックが開き、コアコンクリートを拘束できない状態となった。

9 δ_y 載荷では、載荷中に金属の破断音がし、載荷終了後の観察では合計5本の軸方向鉄筋の破断を確認した。10 δ_y 載荷では、さらにコンクリートの剥離などの損傷が進展し、11 δ_y 載荷では、再び載荷中に金属の破断音が発生し、さらに5本の軸方向鉄筋が破断した。本載荷ステップにおける最大耐力は、約60kNであり、これ以上の載荷実験は供試体撤去に支障をきたすと判断して実験を終了した。

No.2供試体

本供試体の降伏変位は4.4mmであり、ドリフト比では0.24%となる。本供試体の最大荷重は正側261.75kN (26.69tf)、負側-258.98kN (-26.41tf)であり、いずれも3 δ_y 載荷時に示した。

載荷開始時より、柱基部より400mm程度の範囲で水平方向ひび割れが発生し、2 δ_y 載荷時には、ひび割れの発生する範囲が柱基部より600mm程度の範囲と広がり、A面では柱基部より600mmの位置から柱基部に向けて斜め方向ひび割れが発生した。3 δ_y 載荷では、それぞれのひび割れが進展し、最大耐力を示した。

4 δ_y 以降の載荷では、特に柱基部より400mm程度の範囲でひび割れが多く発生し、斜め方向ひび割れも大きく開いた。7 δ_y 載荷では、柱基部におけるかぶりコンクリートがわずかに剥離した。

8 δ_y 載荷時には、P、M各面の両端において柱基部の軸方向鉄筋が柱基部より約150mmの位置を頂点として約250mm範囲で座屈し、かぶりコンクリートが剥落、水平耐力も低下した。9 δ_y 載荷では、かぶりコンクリートの剥離がさらに進展し、P、M両面における柱基部から約250mmの範囲のかぶりコンクリートがほぼ全幅にわたって剥離した。その後、9 δ_y 、10 δ_y 載荷と損傷が進展し、コンクリートの剥離が多く生じた。

11 δ_y 載荷では、載荷中に鉄筋の破断と思われる音が発生し、載荷終了後の観察より、4本の軸方向鉄筋の破断が確認された。その後の載荷では、12 δ_y 載荷で2本、13 δ_y 載荷でさらに2本の軸方向鉄筋が破断し、実験を終了した。

No.3供試体

本供試体の降伏変位17.0mmであり、ドリフト比では0.565%である。本供試体の最大荷重は正側114.13kN (11.64tf)、負側-110.66kN (-11.28tf)であり、いずれも2 δ_y 載荷時に示し、5 δ_y 載荷時までほぼこの耐力を維持した。

損傷の進展としては載荷実験開始時より柱基部より約600mmの範囲で水平方向クラックが帯鉄筋位置で発生、載荷ステップと共にクラックが進展、3 δ_y 載荷時に被りコンクリートがわずかに剥離した。4 δ_y 載荷では、M面、P面の柱基部から、150mm、300mmに位置するひび割れが大きく開き、特にP面では、軸方向鉄筋が座屈によるものと考えられるかぶりコンクリートの浮き上がりが生じた。5 δ_y 載荷では、M面の軸方向鉄筋も柱基部より150mmの位置を頂点に約250mmの高さで座屈し、柱基部の被りコンクリートが剥離した。6 δ_y の載荷ではコンクリートの剥離が進展し、載荷中に軸方向鉄筋が1本破断、水平耐力が30%程度低下した。7 δ_y 載荷時には軸方向鉄筋の破断がさらに進行し、全部で16本の軸方向鉄筋が破断、水平耐力が大きく低下した。8 δ_y の載荷では水平耐力が降伏耐力の50kN程度となり載荷実験を終了した。

No.4 供試体

本供試体の降伏変位はNo.3供試体同様、17.0mmである。本供試体の最大荷重は正側110.77kN (11.30tf)、負側-110.93kN (-11.31tf)であり、いずれも2 δ_y 載荷時に示し、6 δ_y 載荷時までほぼこの耐力を維持した。

損傷の進展としては載荷実験開始時より柱基部より約600mmの範囲で水平方向クラックが帯鉄筋位置で発生、載荷ステップと共にクラックが進展、3 δ_y 載荷時には、柱基部より約200、350mmの位置における水平方向ひび割れが大きく開いた。4 δ_y 載荷時には、各ひび割れ幅が大きくなり損傷が進展した。

5 δ_y 載荷では、P、M両面の最外縁において、かぶりコンクリートがわずかに浮き上がりを生じた。6 δ_y 載荷では、M面最外部において柱基部より100mm程度の範囲で約150mm幅のかぶりコンクリートの剥落が生じ、6 δ_y 載荷では、軸方向鉄筋の座屈、かぶりコンクリートの剥落が進展した。8 δ_y 載荷では、鉄筋の破断と思われる金属が生じた。載荷終了後の観察から、M面側最外縁に位置する軸方向鉄筋と柱基部より75mmに位置する帯鉄筋が破断していた。9 δ_y 載荷でも、同様にM面側で1本、P面側で1本の軸方向鉄筋がさらに破断した。10 δ_y 載荷では、さらに損傷が進展し、M面側で3本、P面側で4本の軸方向鉄筋の破断が発生し、載荷実験を終了した。

No.5 供試体

本供試体の降伏変位もこれまでの円形供試体同様、17.0mmとした。本供試体の最大荷重は正側113.47kN (11.57tf)、負側-110.49kN (-11.27tf)であり、いずれも2 δ_y 載荷時に示し、5 δ_y 載荷時までほぼこの耐力を維持した。

損傷の進展は、No.3供試体とほぼ同様であり、載荷実験開始時より柱基部より約600mmの範囲で水平方向クラックが帯鉄筋位置で発生、載荷ステップと共にクラックが進展、3 δ_y 載荷時に被りコンクリートがわずかに剥離した。5 δ_y 載荷時に、軸方向鉄筋が座屈し、柱基部の被りコンクリートが剥離した。しかしながら、軸方向鉄筋の座屈長は柱基部より75mm付近を頂点に150mmの範囲となっており、No.3供試体と比較して、短くなっていた。

その後、6 δ_y 載荷時に軸方向鉄筋が2本破断、7 δ_y 載荷時にさらに11本破断し、水平耐力が大きく低下した。

No.6供試体

本供試体の最大荷重は正側112.53kN (11.48tf)、負側-114.36kN (-11.66tf)であり、いずれも2 δ_y 載荷時に示し、5 δ_y 載荷時までほぼこの耐力を維持した。

損傷の進展は、No.3、5供試体と同様であり、載荷実験開始時より柱基部より約600mmの範囲で水平方向クラックが帯鉄筋位置で発生、載荷ステップと共にクラックが進展、4 δ_y 載荷時に被りコンクリートがわずかに剥離した。5 δ_y 載荷時には、P面側で柱基部より200mm、M面側で75mmの範囲で軸方向鉄筋が座屈し、柱基部の被りコンクリートが剥離した。なお、軸方向鉄筋の座屈長は各帯鉄筋の間隔となっており、P面では軸方向鉄筋が

波打つように座屈していた。その後、 $6\delta_y$ 載荷時に軸方向鉄筋が3本破断、 $7\delta_y$ 載荷時にさらに13本破断し、 $8\delta_y$ の載荷で実験を終了した。

No.7供試体

本供試体の降伏変位は柱基部の前述の手法により17.0mmとした。なお、ドリフト比では0.565%である。本供試体の最大荷重は正側226.49kN (23.10tf)、負側-223.63kN (-22.80tf)であり、いずれも $3\delta_y$ 載荷時に示し、 $6\delta_y$ 載荷時までほぼこの耐力を維持した。

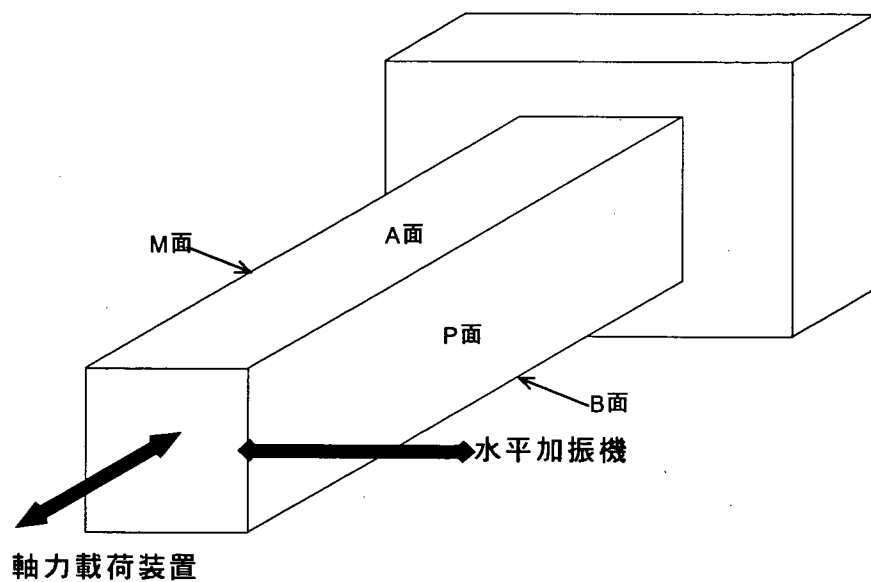
損傷の進展状況は $1\delta_y$ 載荷時に柱基部より900mm程度の範囲における帯鉄筋位置で水平ひび割れが数本発生した。その後、載荷の進展とともに水平方向ひび割れが進展し、 $3\delta_y$ 載荷以降には柱基部より300mm程度の範囲でひび割れが多く発生した。 $5\delta_y$ 載荷時には柱基部より150mm程度の範囲で軸方向鉄筋が座屈によるものと考えられるかぶりコンクリートの浮き上がりが発生した。 $6\delta_y$ 載荷時に柱基部かぶりコンクリートが剥落し、軸方向鉄筋が露出、水平耐力が25%程度低下した。 $7\delta_y$ 載荷時には載荷中、柱基部より多量のコンクリート剥落、金属破断音が生じ、水平耐力が大きく低下した。載荷終了後の観察より、P面で12本、M面で7本、合計19本の軸方向鉄筋が破断していた。 $8\delta_y$ 載荷時にはさらに13本の軸方向鉄筋が破断し、載荷実験を終了した。

No.8供試体

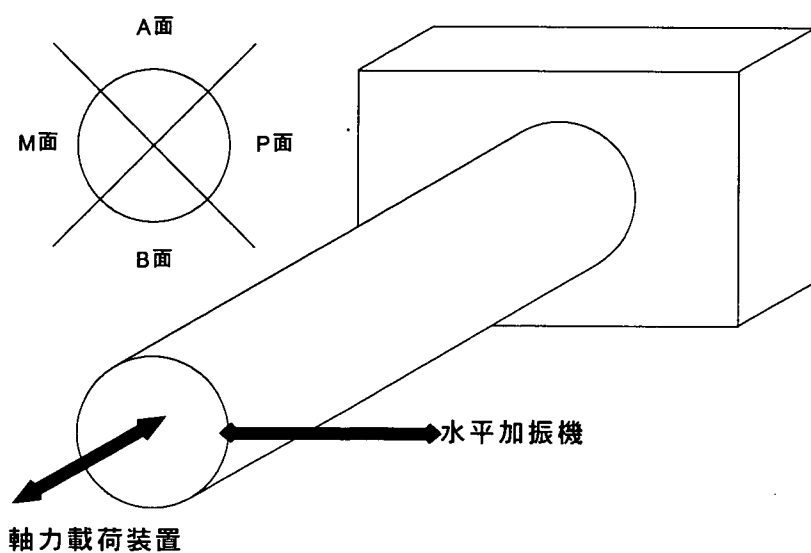
本供試体の降伏変位は柱基部の前述の手法により17.0mmであり、ドリフト比は、0.565%となる。本供試体の最大荷重は正側242.00kN (24.68tf)、負側-234.77kN (-23.94tf)であり、正側では $2\delta_y$ 載荷時に、負側では $3\delta_y$ 載荷時にそれぞれ示し、 $5\delta_y$ 載荷の1サイクル目までほぼこの荷重を維持した。

損傷の進展はインターロッキング橋脚模型と同様に $1\delta_y$ 載荷時より柱基部から900mmの範囲における帯鉄筋位置にひび割れが発生し、 $3\delta_y$ 載荷時より柱基部より300mm程度の範囲でひび割れが多く発生した。 $4\delta_y$ 載荷では、柱基部から150mmの位置に発生したひび割れが大きく開き、隅角部のかぶりコンクリートがわずかに剥離した。

$5\delta_y$ 載荷では、軸方向鉄筋が柱基部から150mmの位置を頂点として、柱基部より300mmの範囲で座屈した。さらに載荷中には鉄筋が破断する音がし、水平耐力が約20%低下した。載荷終了後の観察より柱基部より高さ150mmの位置の帯鉄筋が破断していた。 $6\delta_y$ 載荷では、損傷がさらに進展し、P、M両面の軸方向鉄筋のほとんどが座屈し、柱基部より300mmの範囲でかぶりコンクリートが剥離、水平耐力がさらに20%程度低下した。 $7\delta_y$ 載荷時には、軸方向鉄筋が1本破断し、水平耐力が最大耐力の50%程度まで低下した。その後、 $8\delta_y$ 載荷時に3本、 $9\delta_y$ 載荷時に12本の軸方向鉄筋が破断し、載荷実験を終了した。

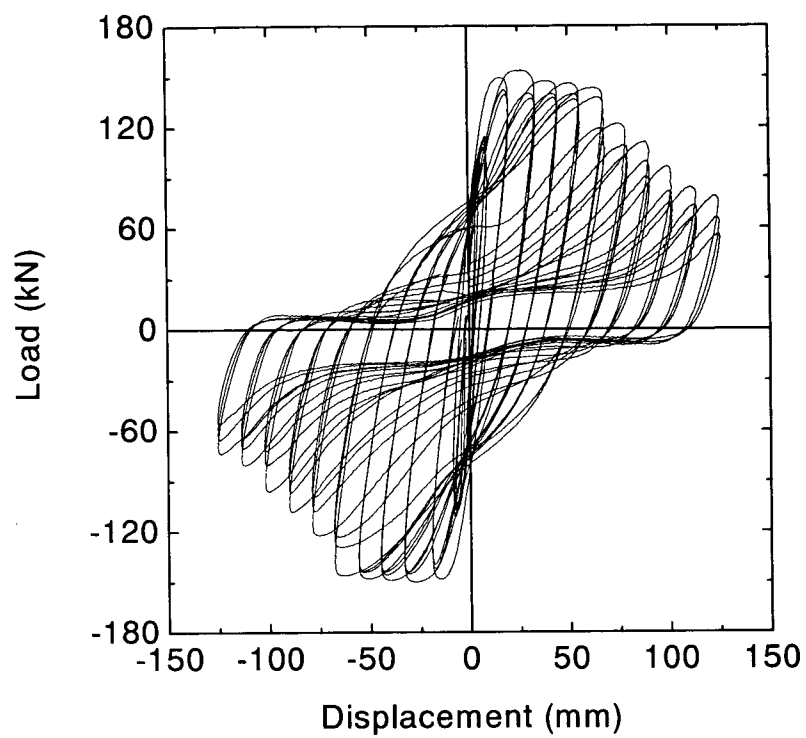


(a) 矩形断面供試体

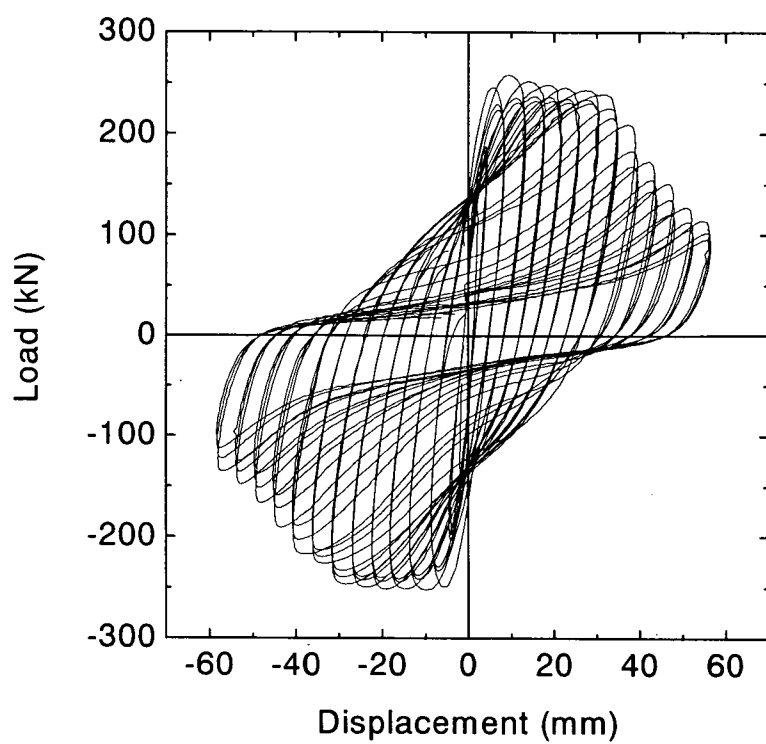


(b) 円形断面供試体

図-3.1 供試体の面の名称

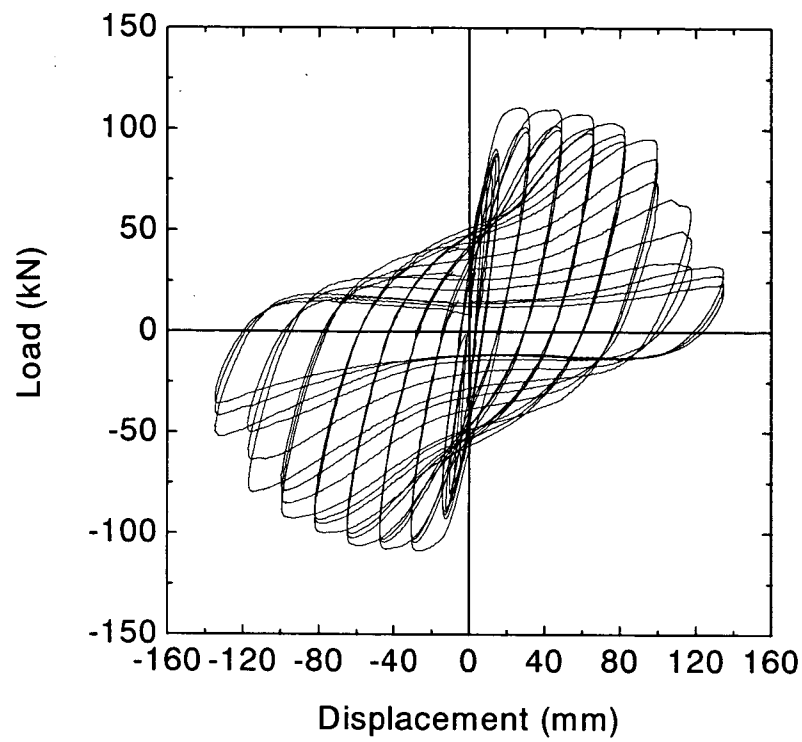


(a) No.1供試体

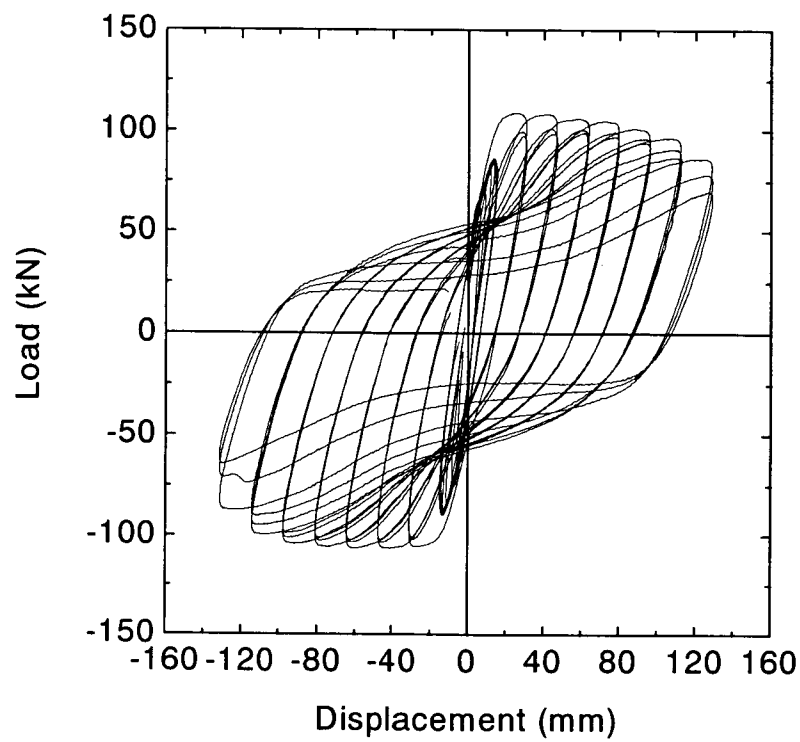


(b) No.2供試体

図-3.2(1) 水平荷重-水平変位履歴曲線

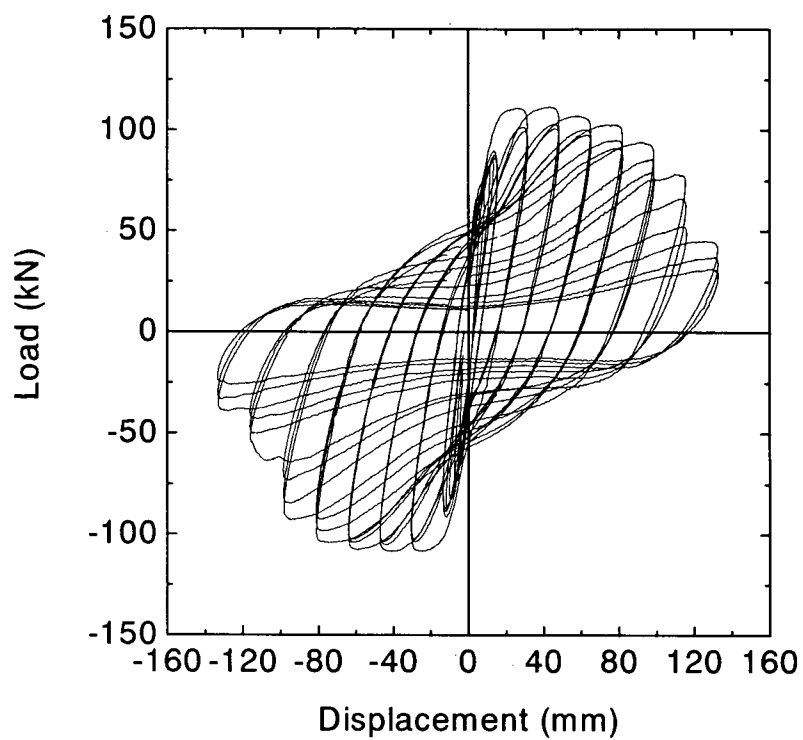


(c) No.3供試体

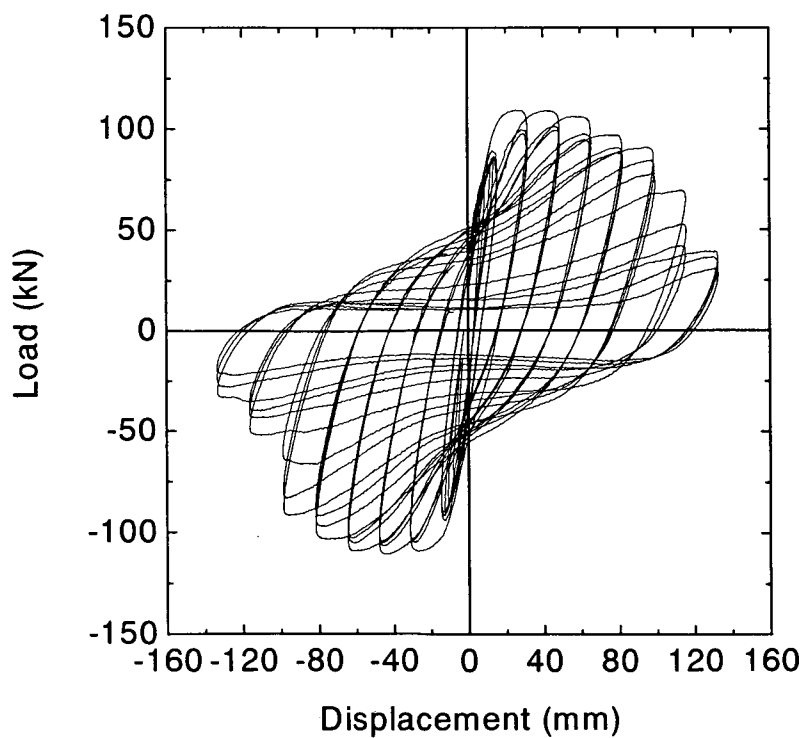


(d) No.4供試体

図-3.2(2) 水平荷重-水平変位履歴曲線

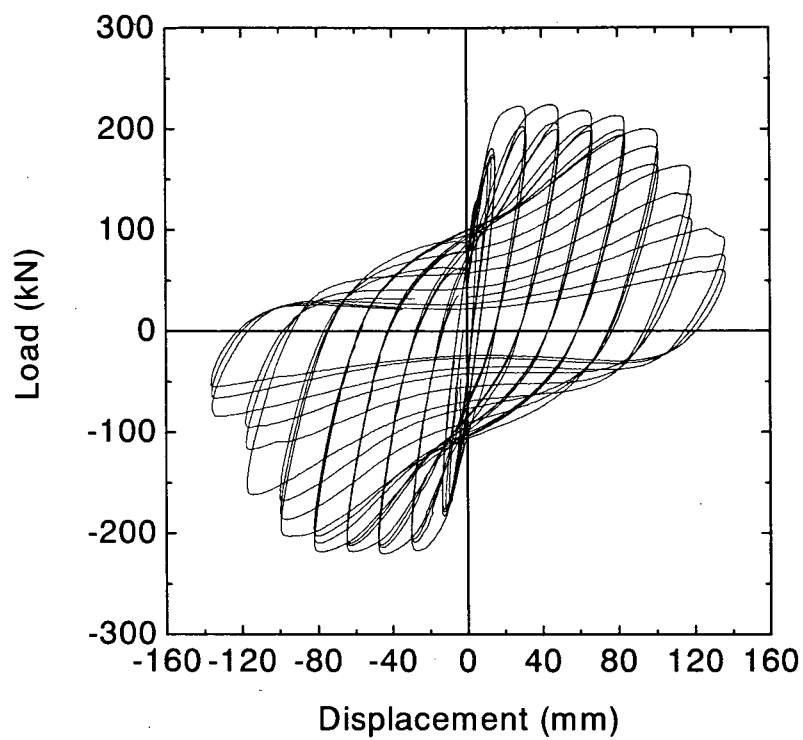


(e) No.5供試体

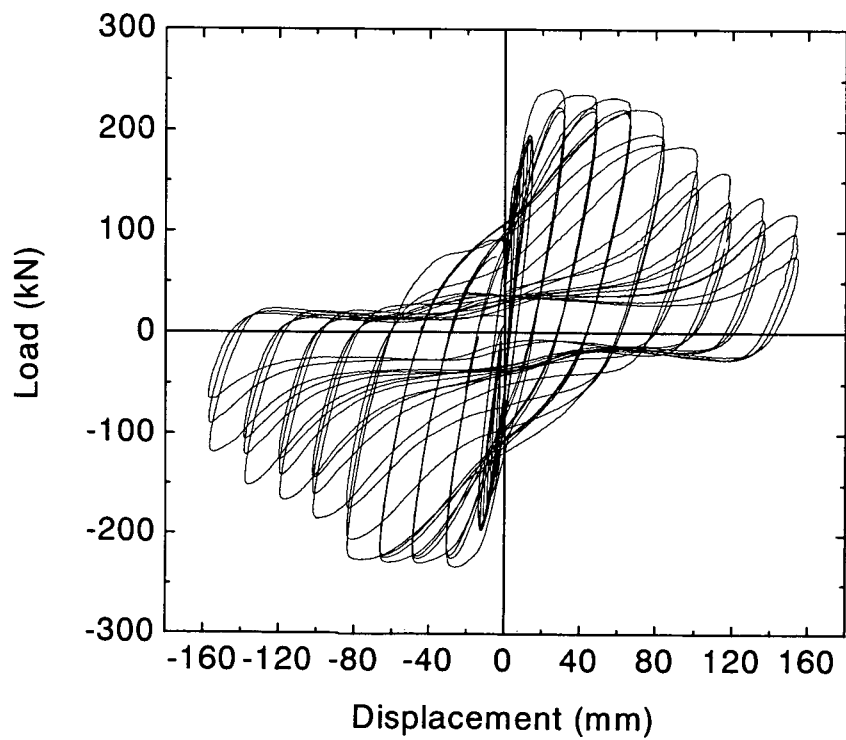


(f) No.6供試体

図-3.2(3) 水平荷重—水平変位履歴曲線



(g) No.7供試体



(h) No.8供試体

図-3.2(4) 水平荷重-水平変位履歴曲線

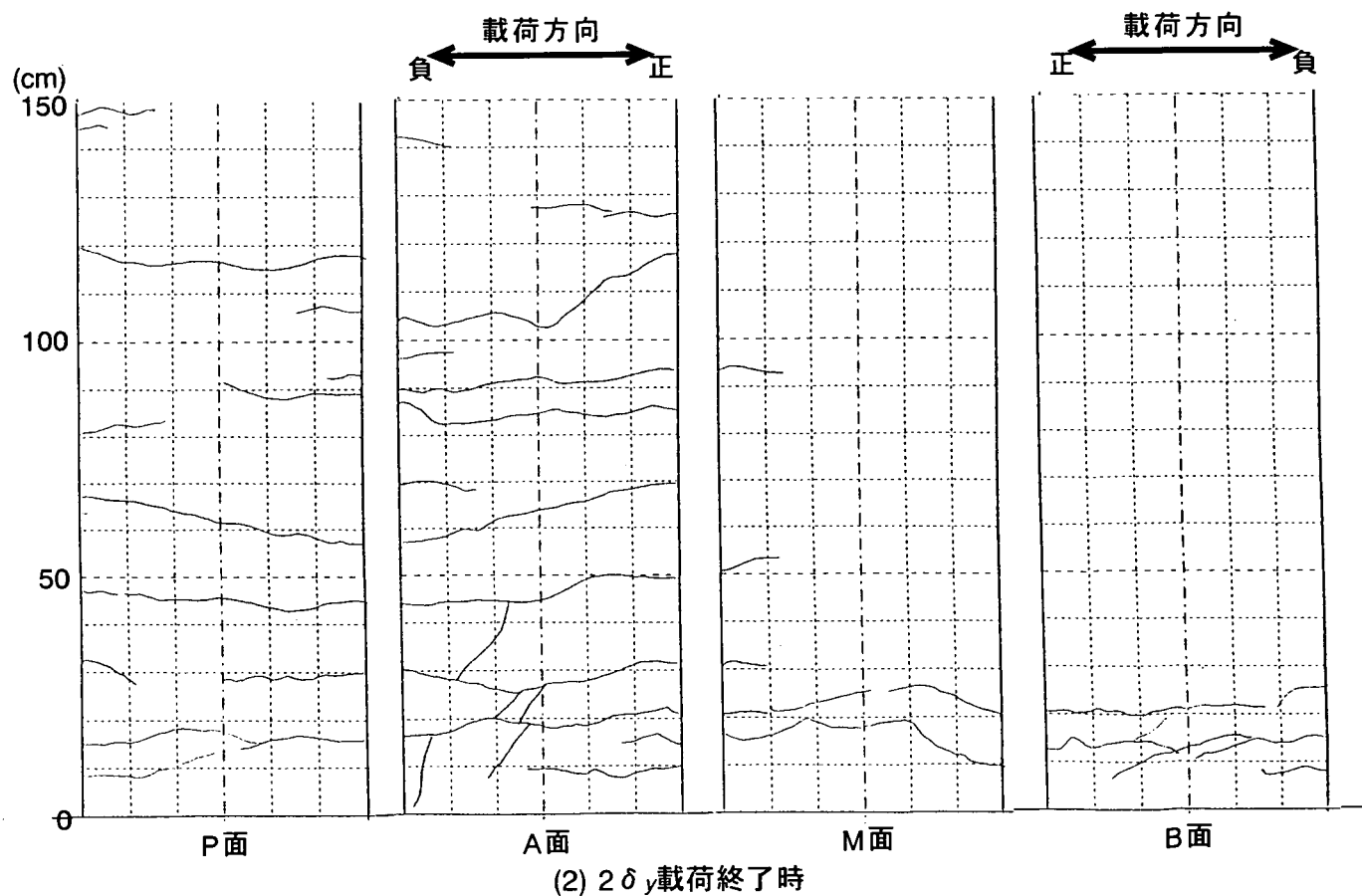
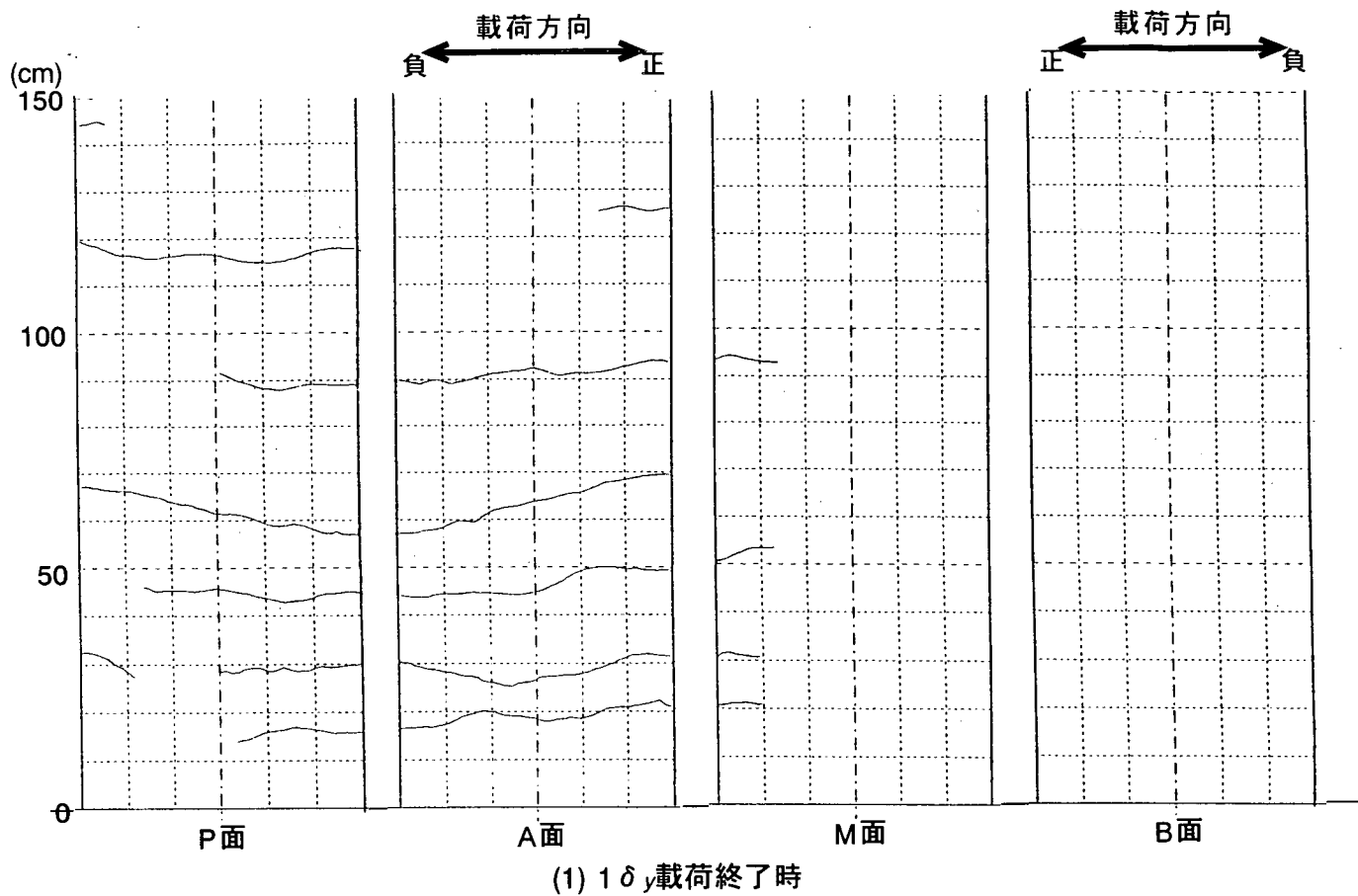


図-3.3(a-1) 供試体に生じた損傷の状況(No.1供試体)

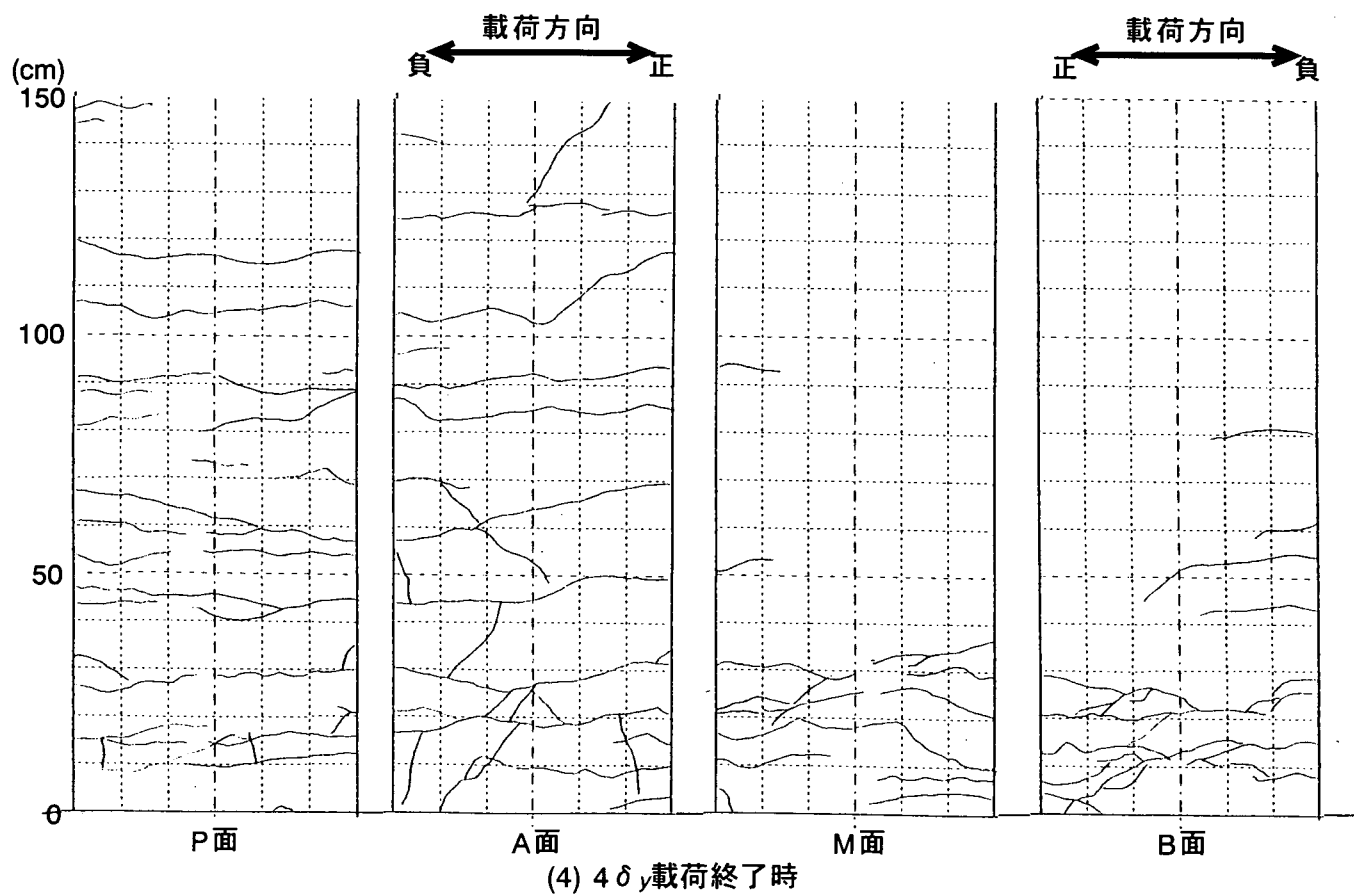
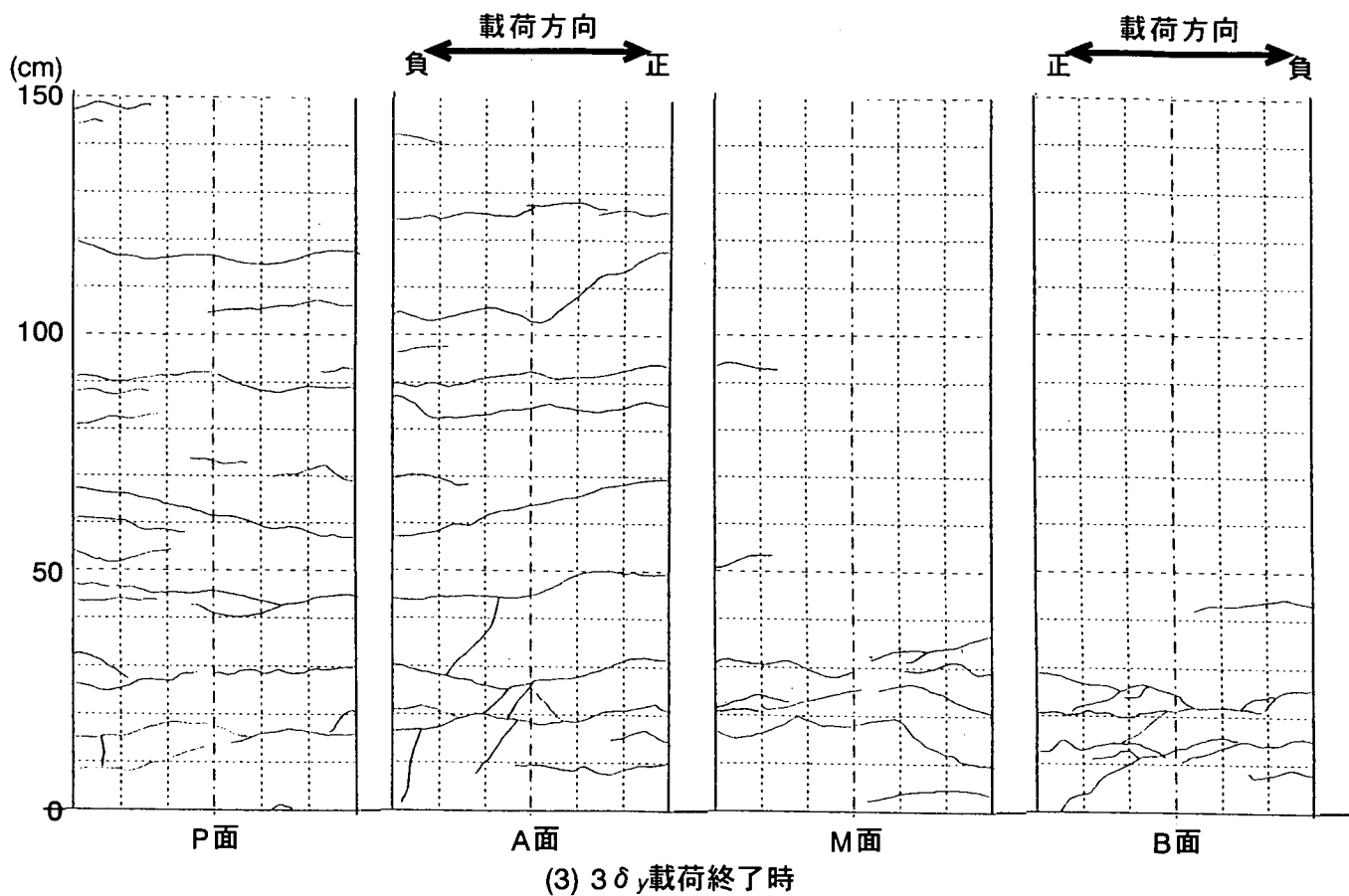


図-3.3(a-2) 供試体に生じた損傷の状況(No.1供試体)

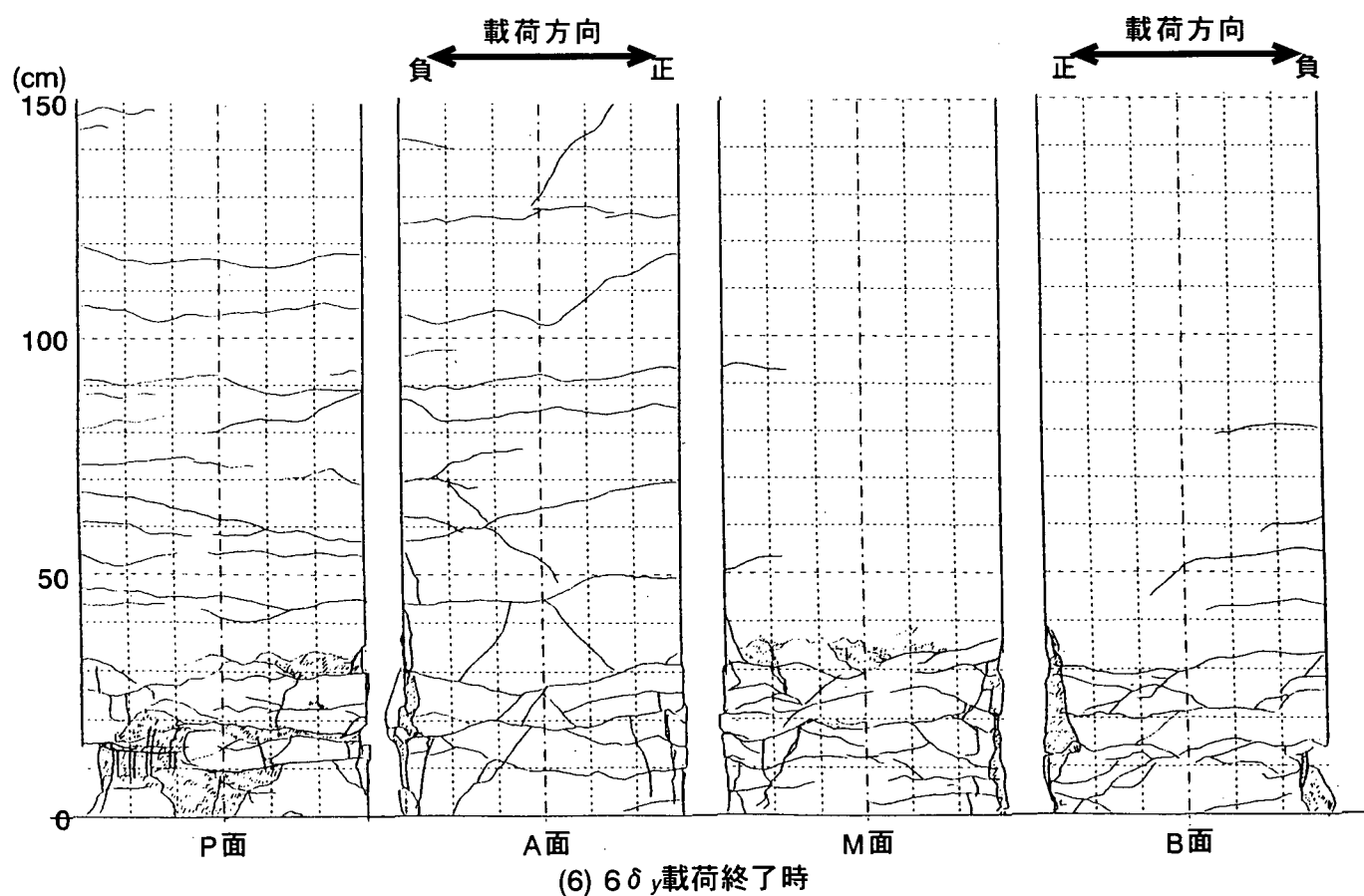
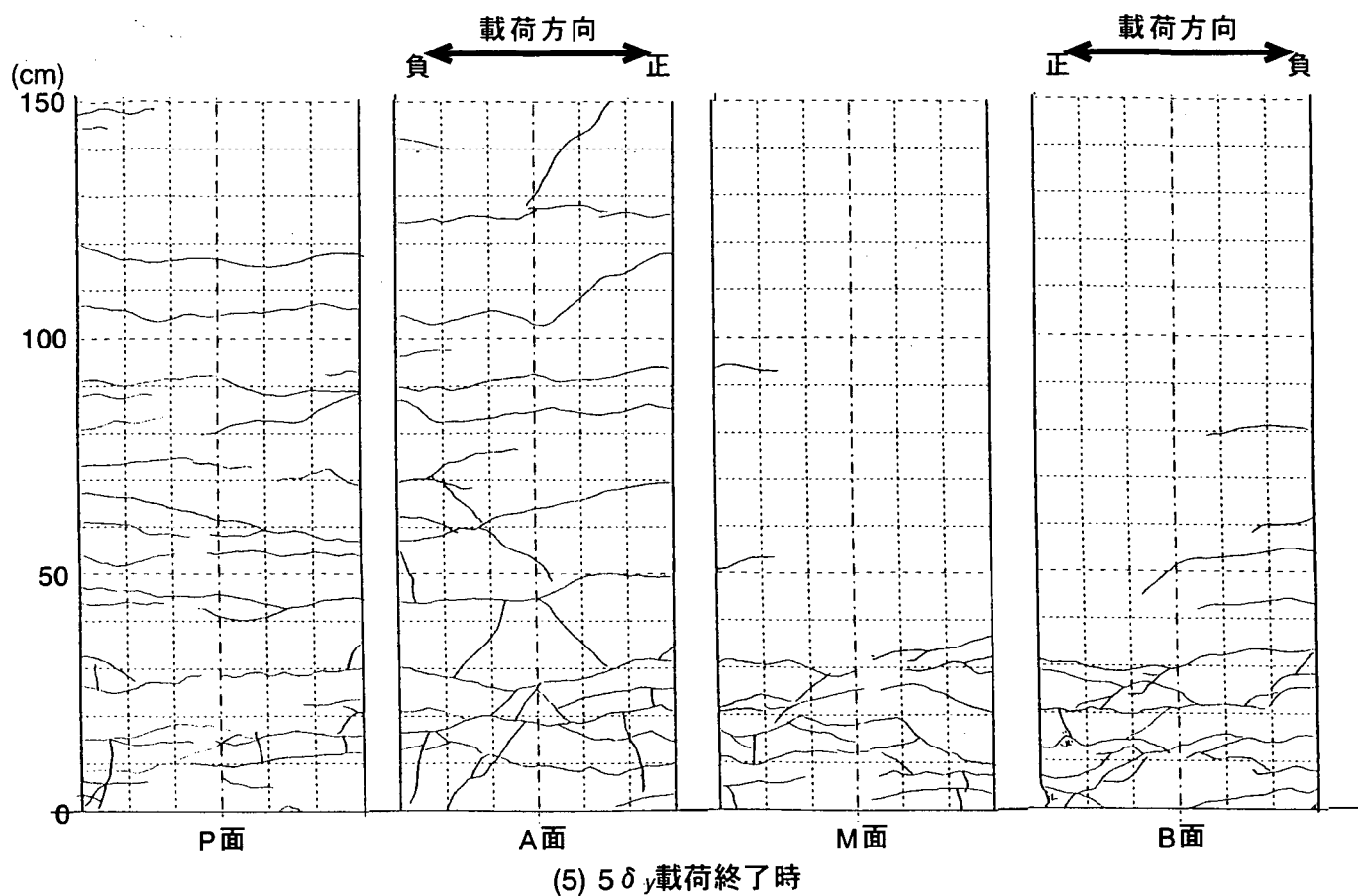


図-3.3(a-3) 供試体に生じた損傷の状況(No.1供試体)

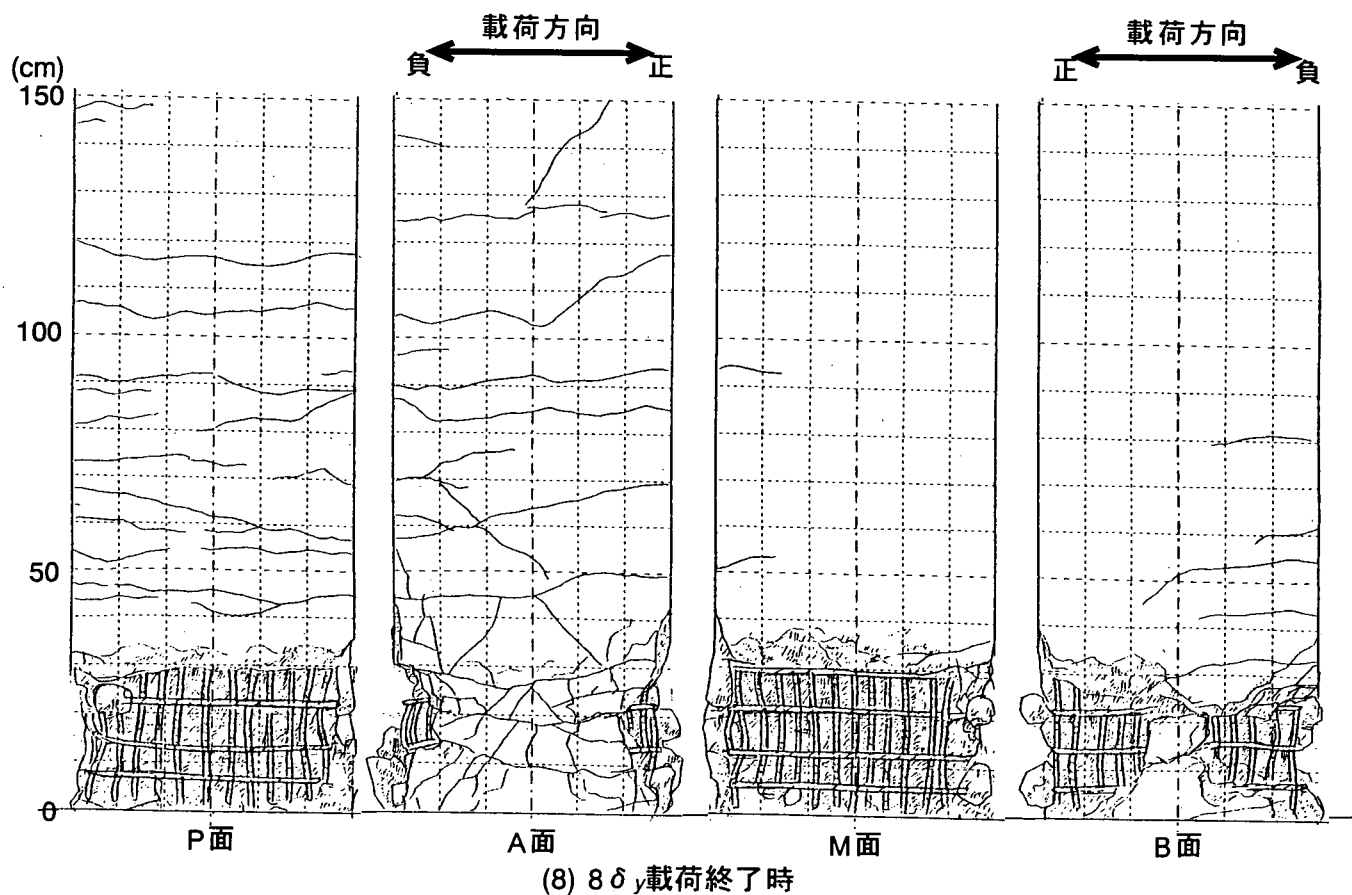
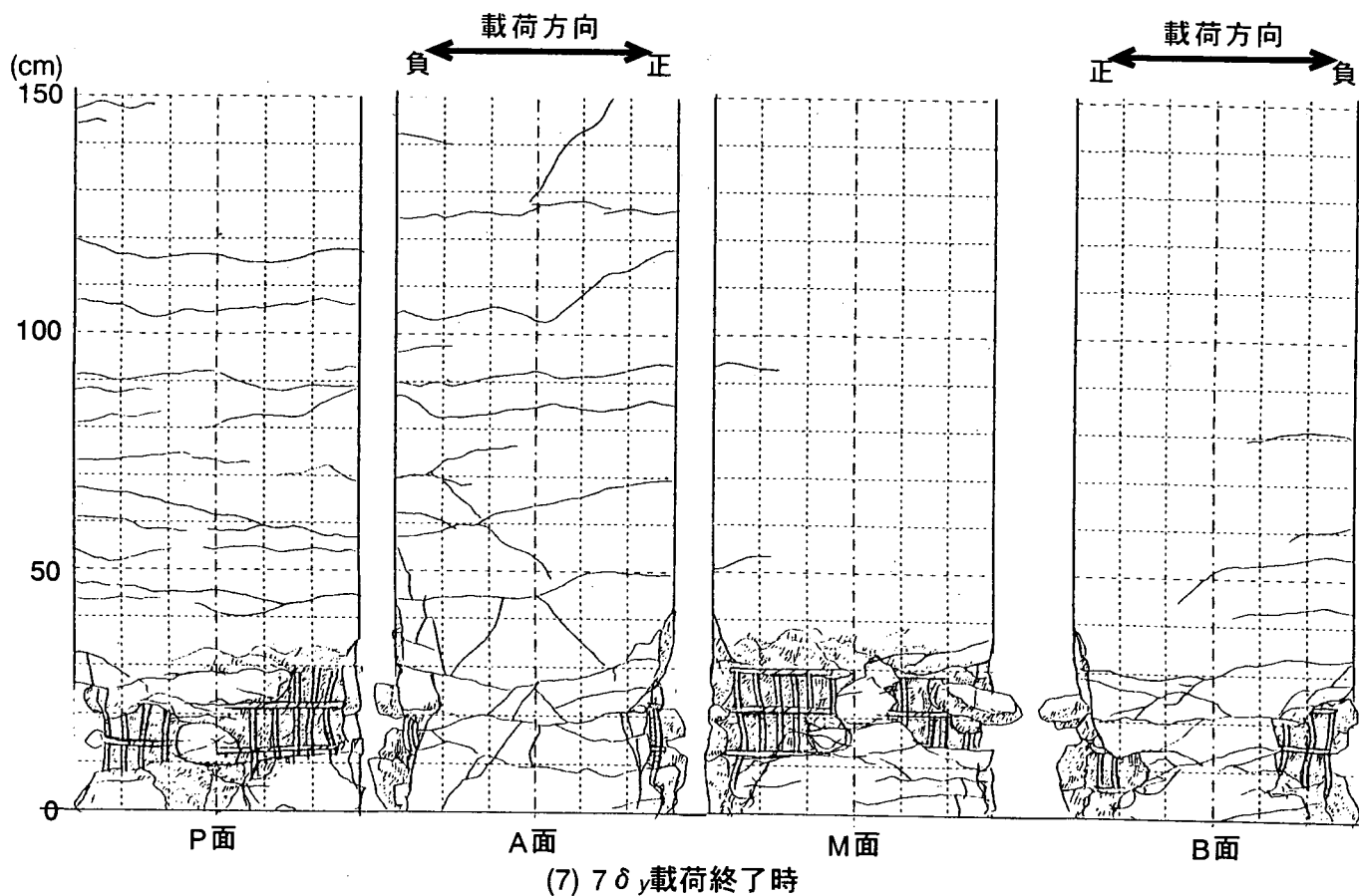


図-3.3(a-4) 供試体に生じた損傷の状況(No.1供試体)

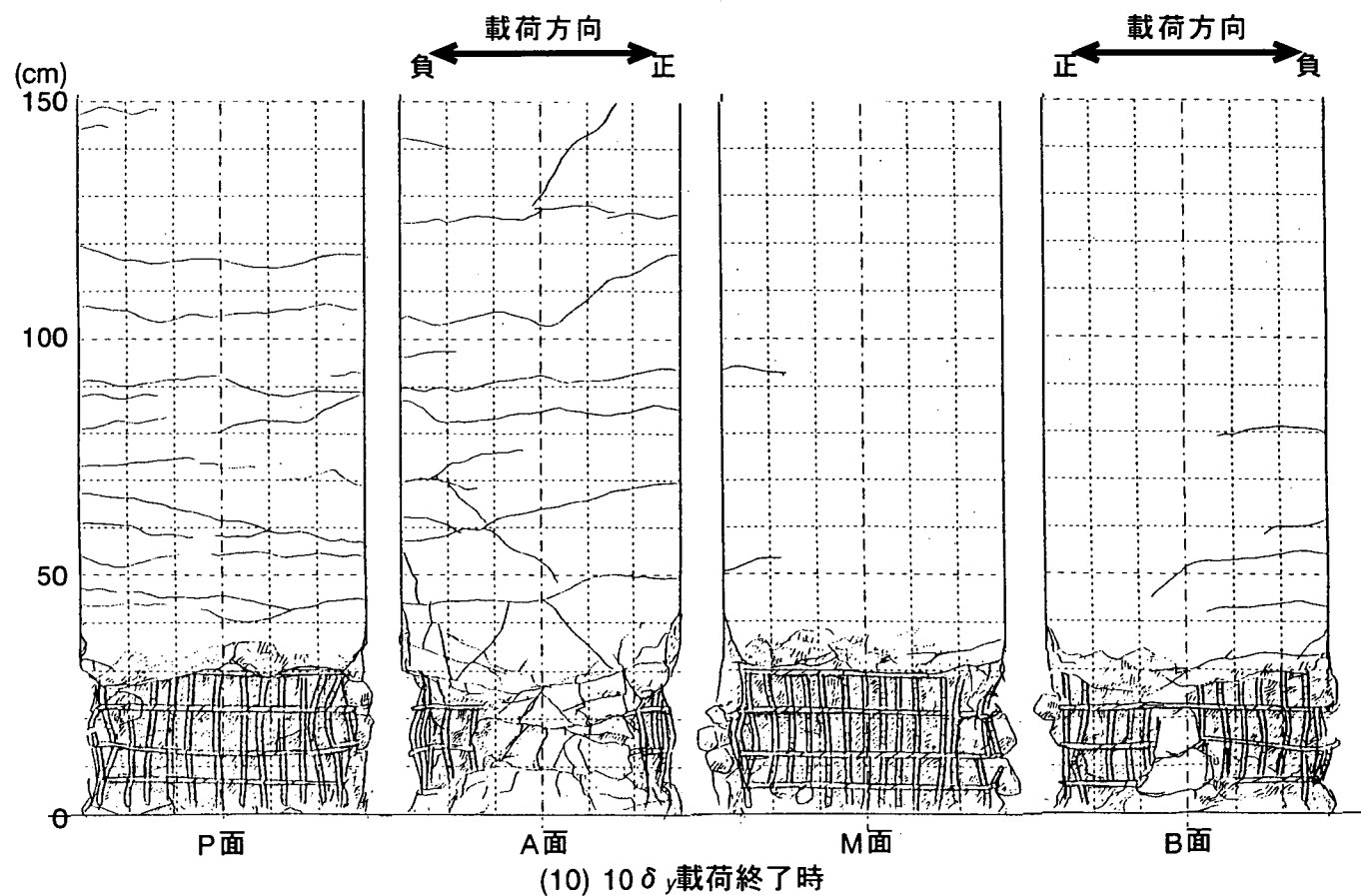
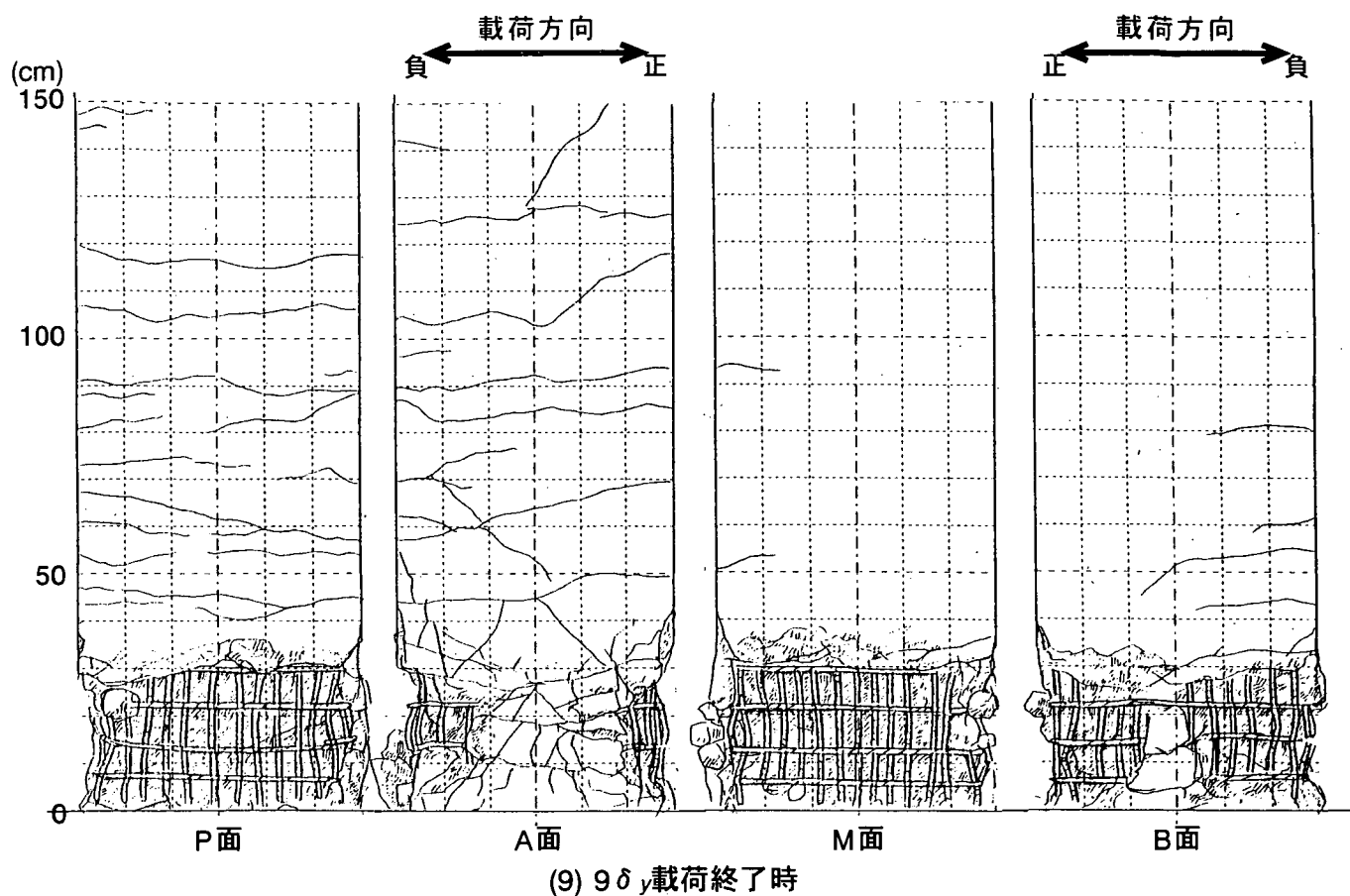
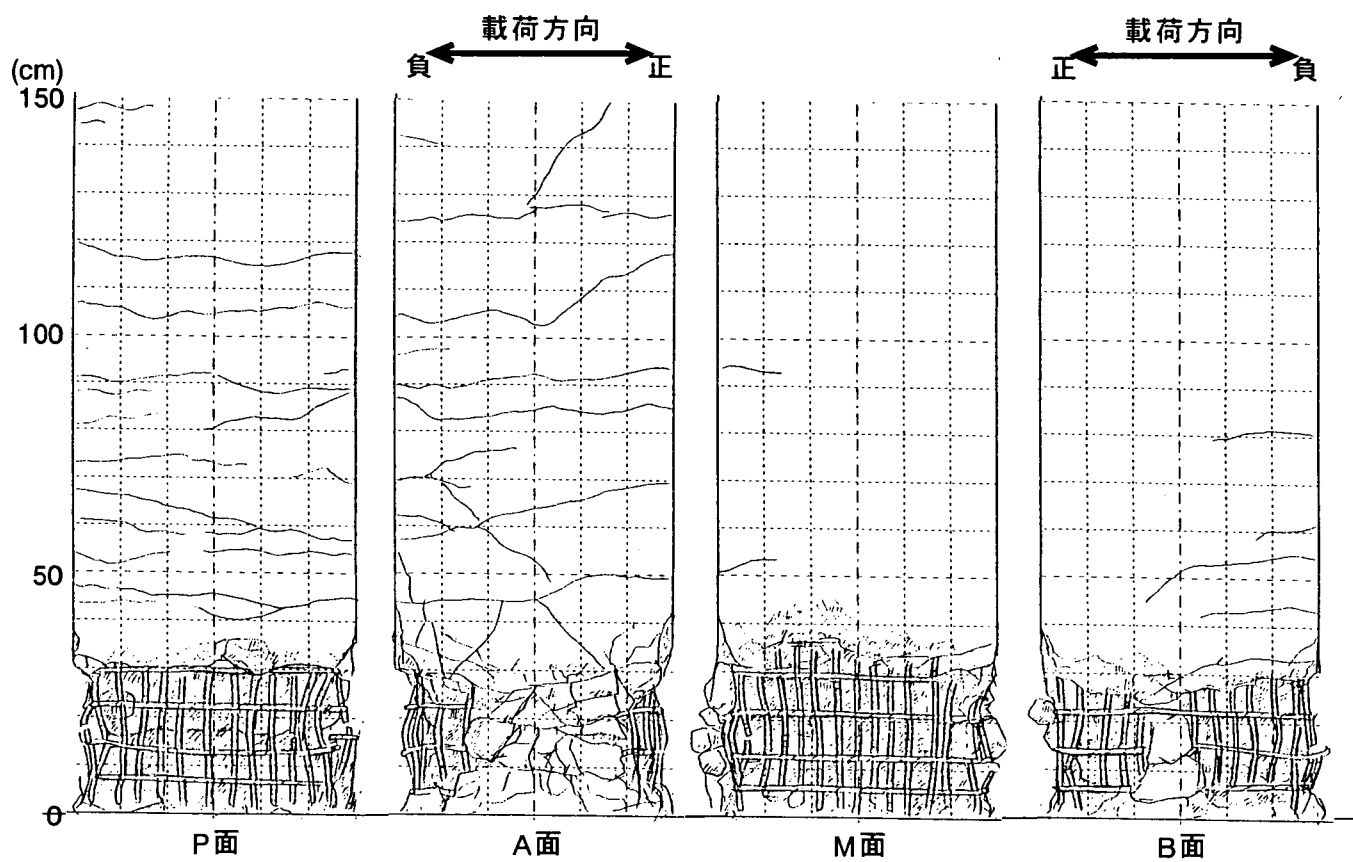


図-3.3(a-5) 供試体に生じた損傷の状況(No.1供試体)



(11) $11 \delta_y$ 載荷終了時

図-3.3(a-6) 供試体に生じた損傷の状況(No.1供試体)

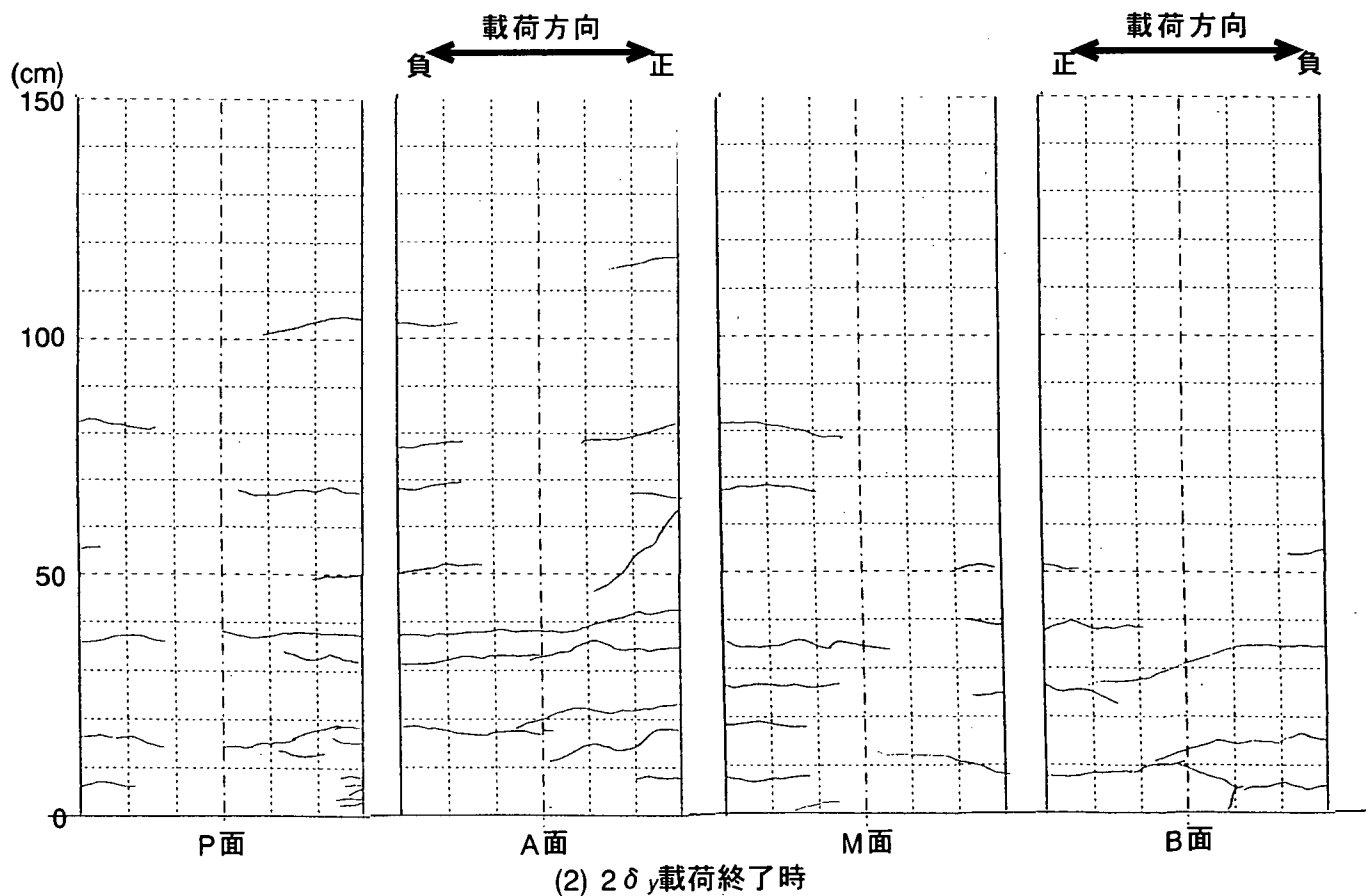
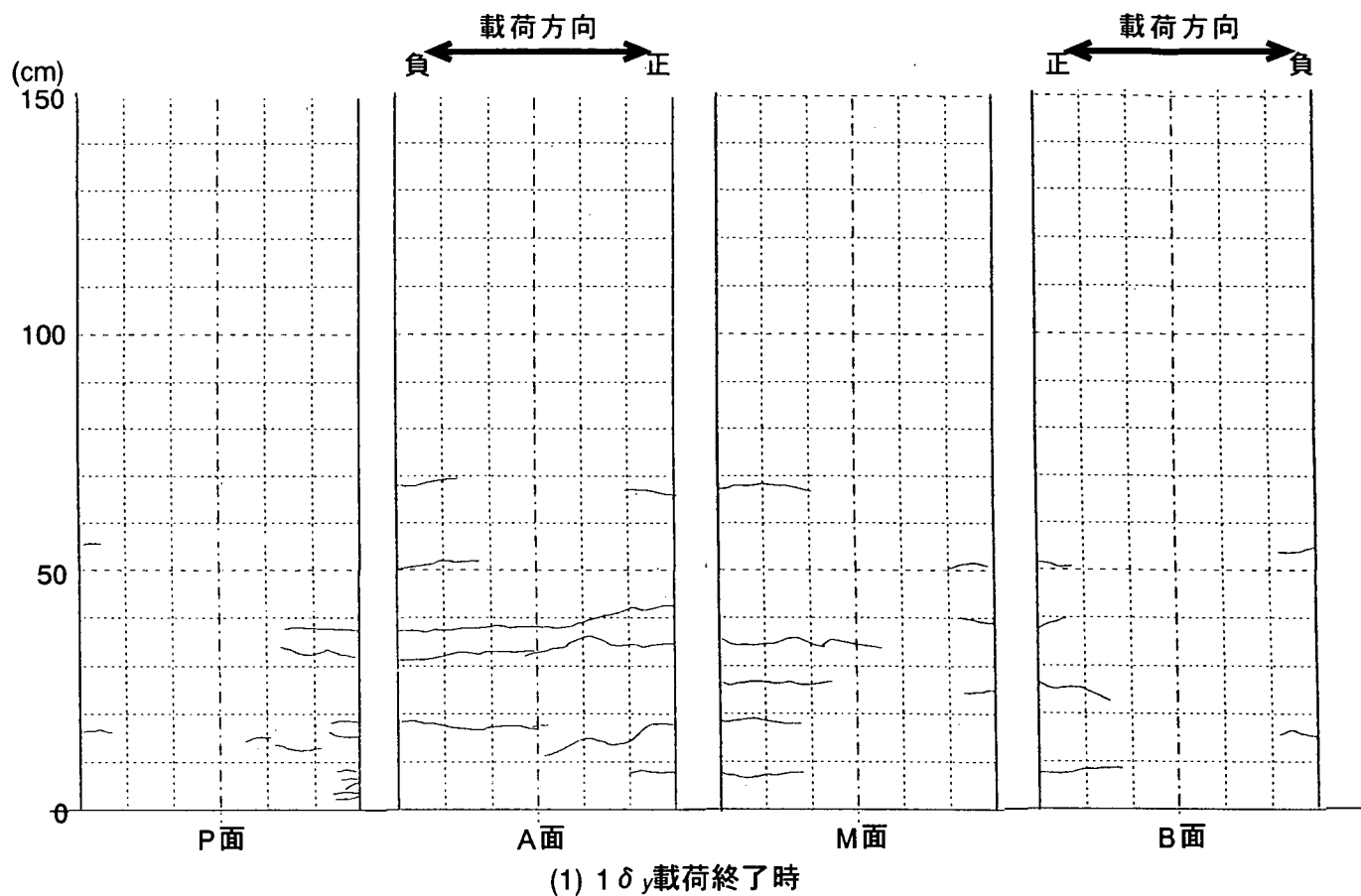


図-3.3(b-1) 供試体に生じた損傷の状況(No.2供試体)

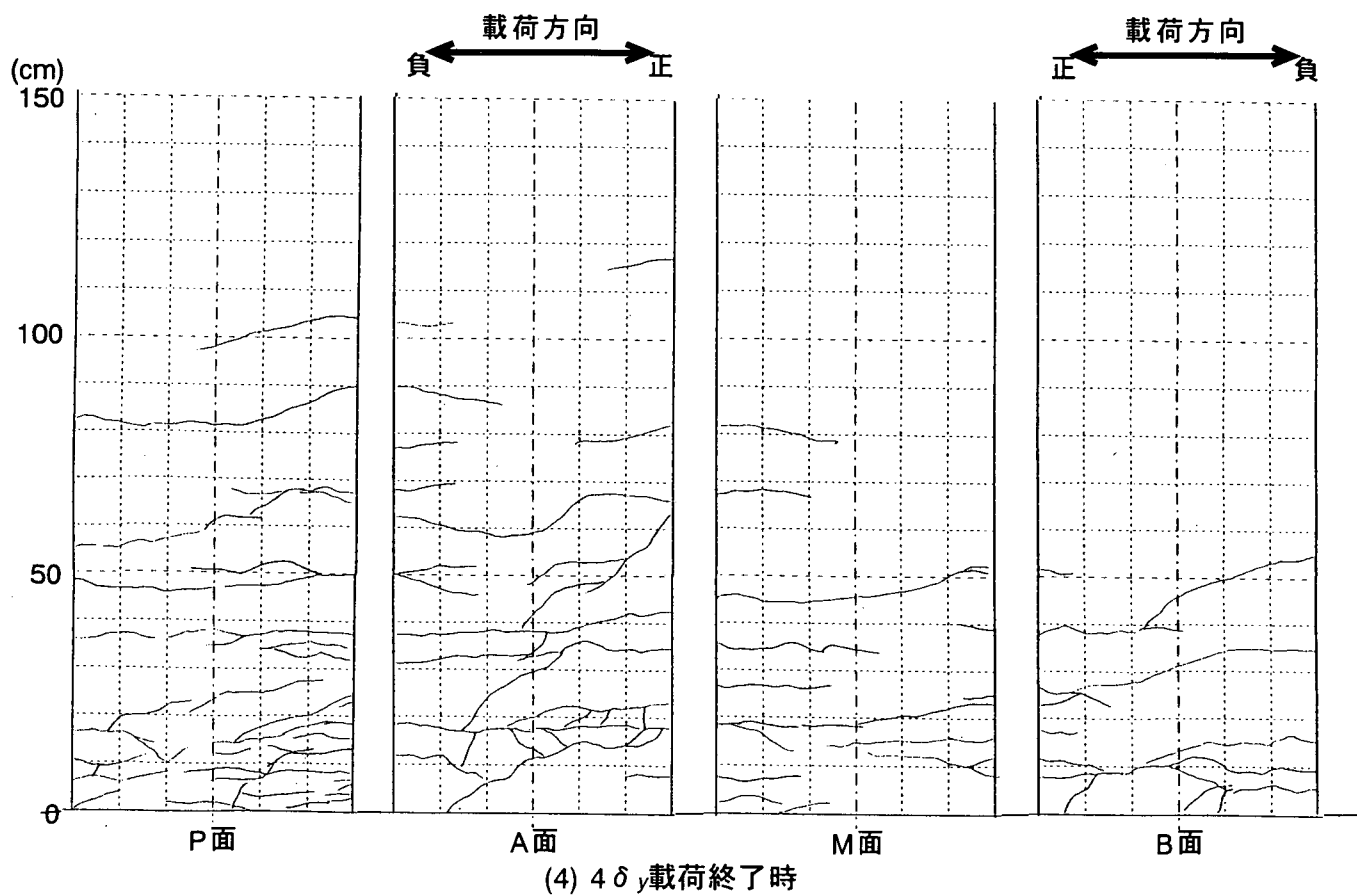
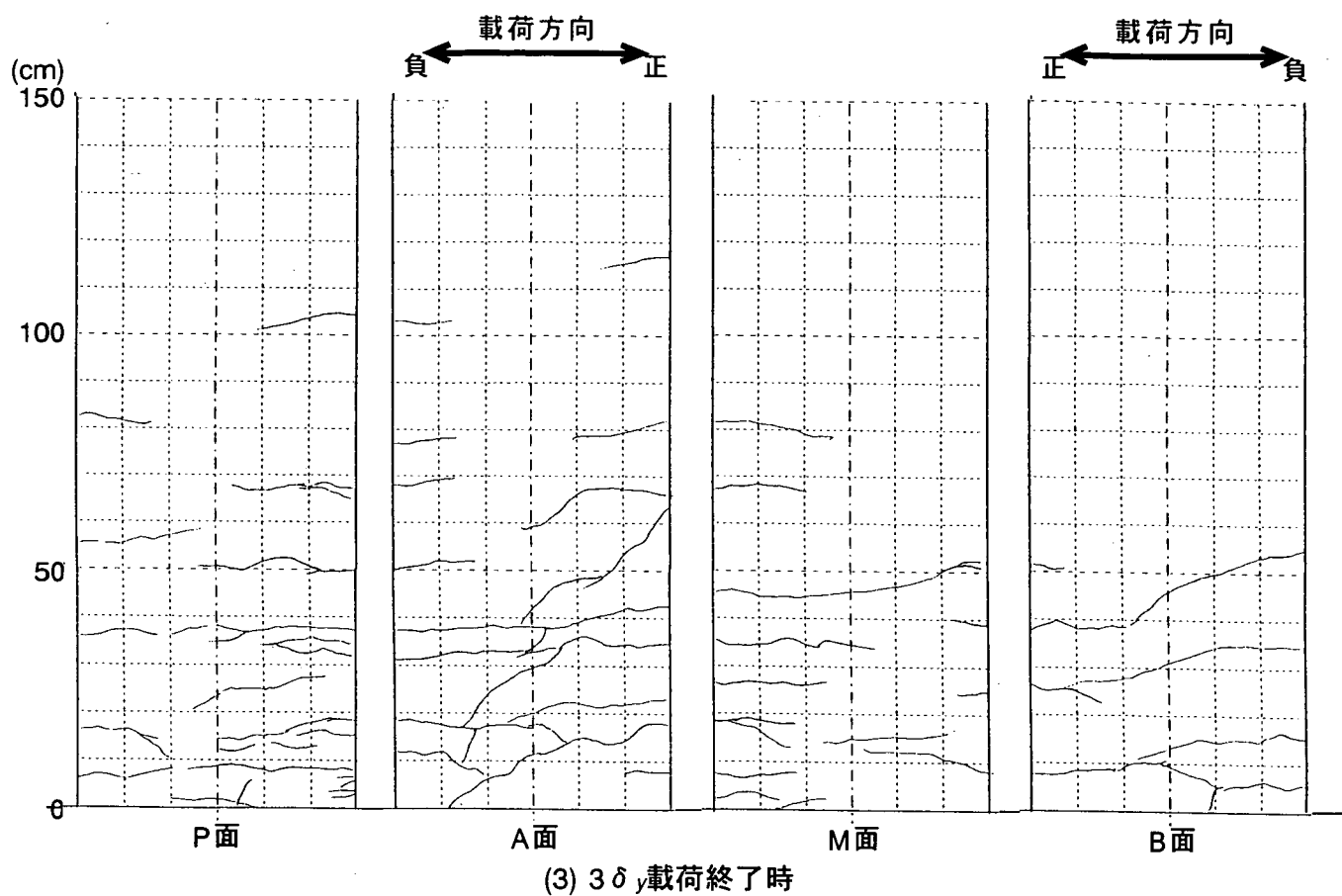


図-3.3(b-2) 供試体に生じた損傷の状況(No.2供試体)

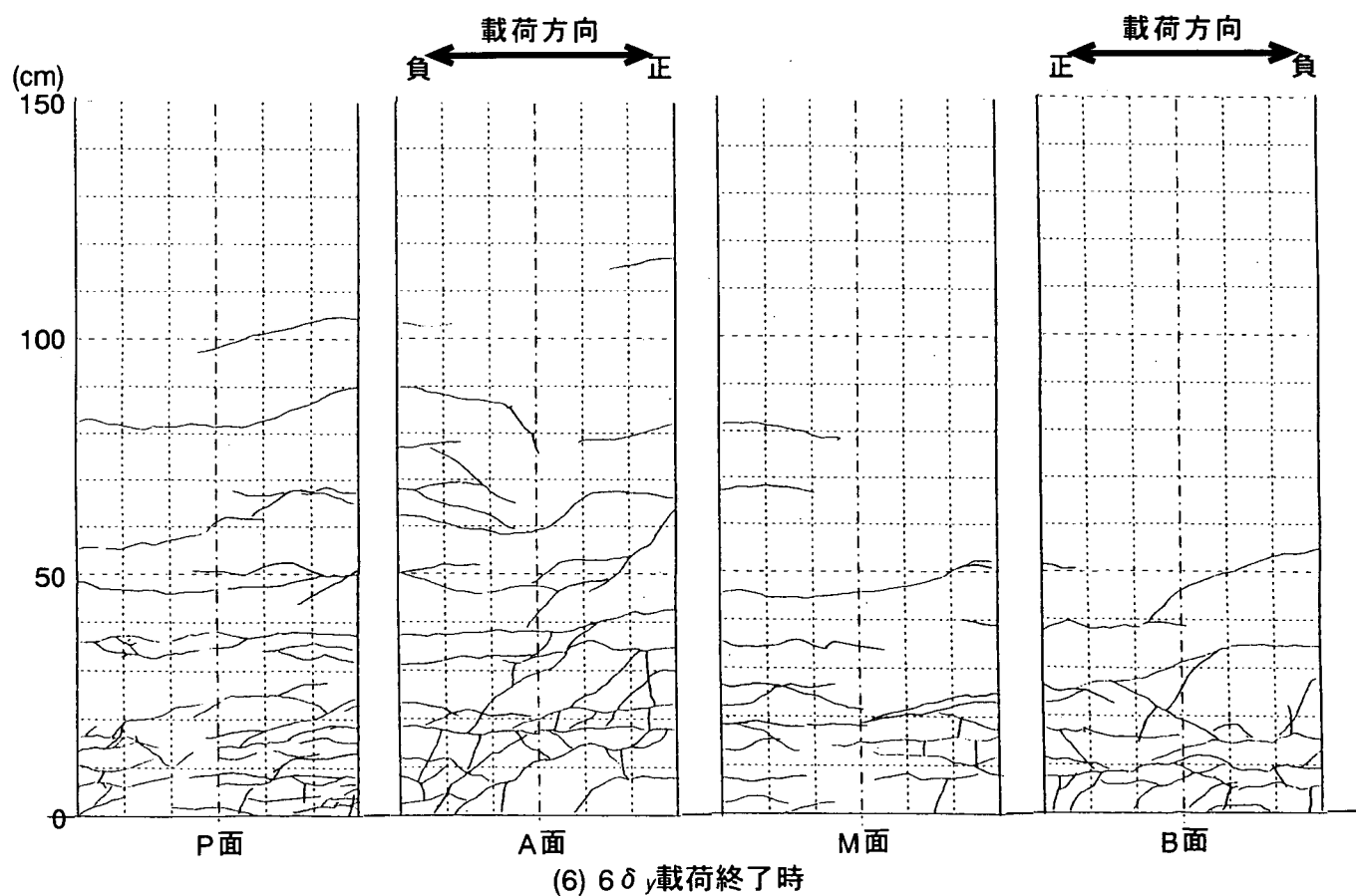
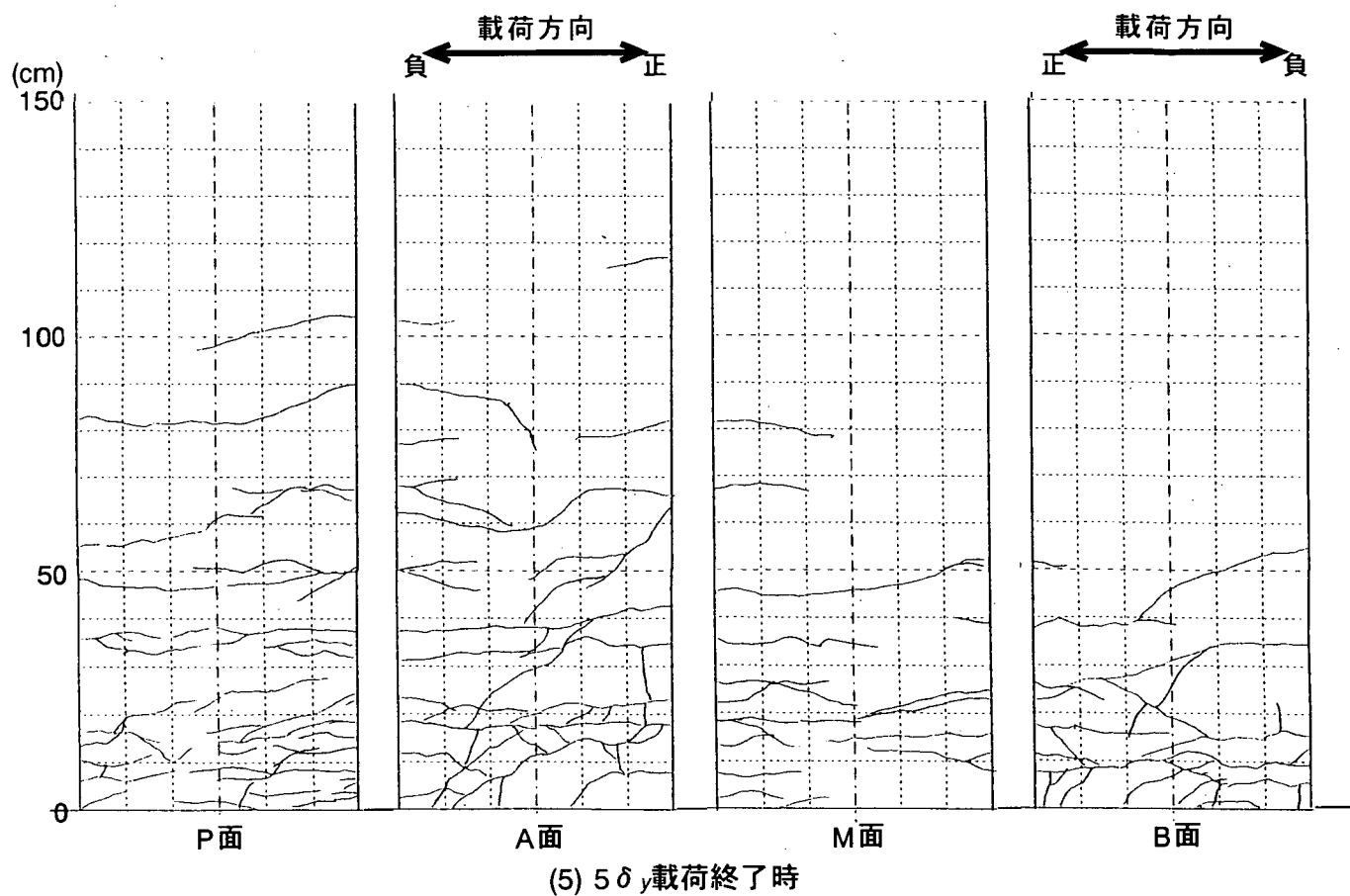


図-3.3(b-3) 供試体に生じた損傷の状況(No.2供試体)

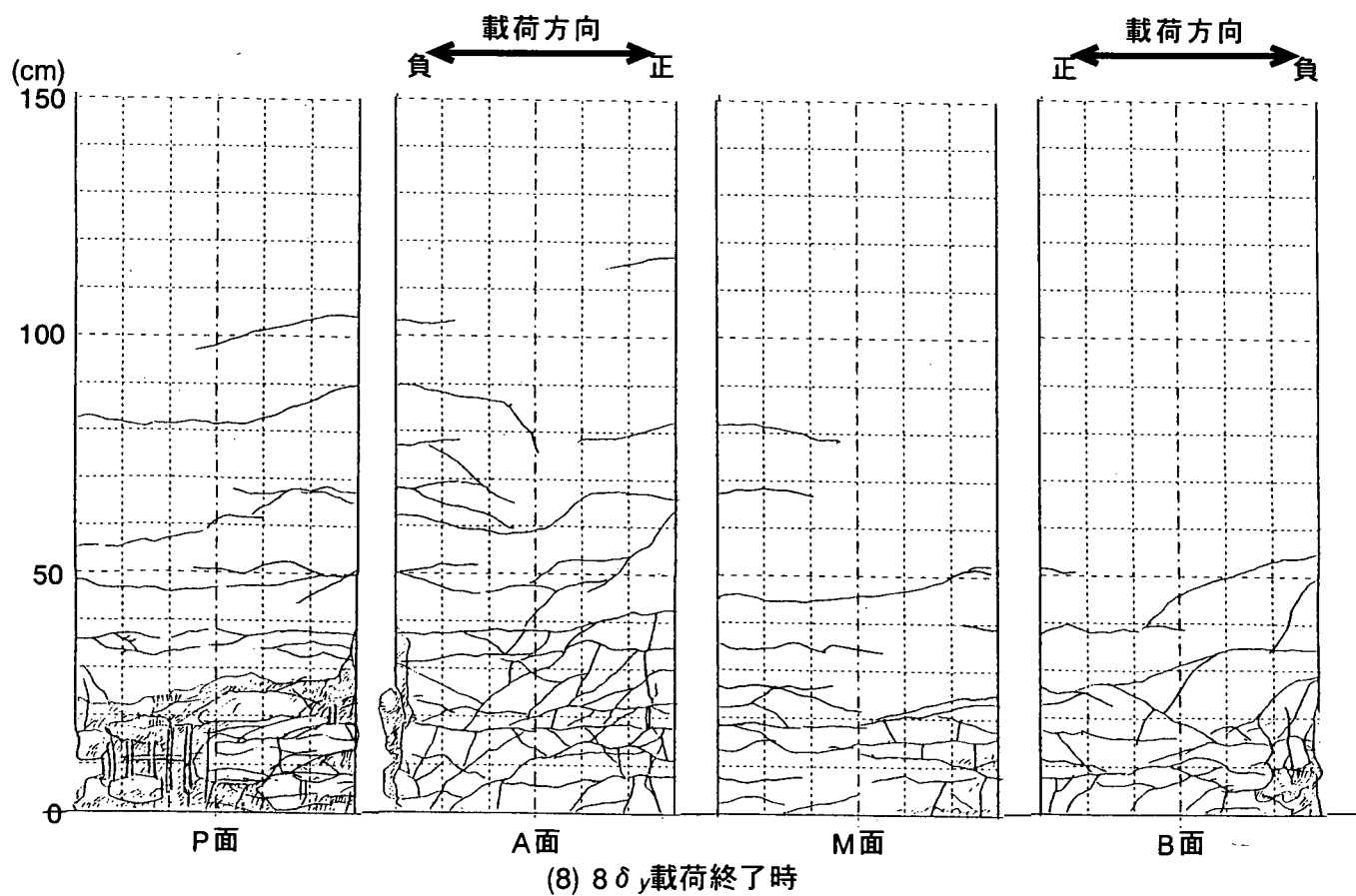
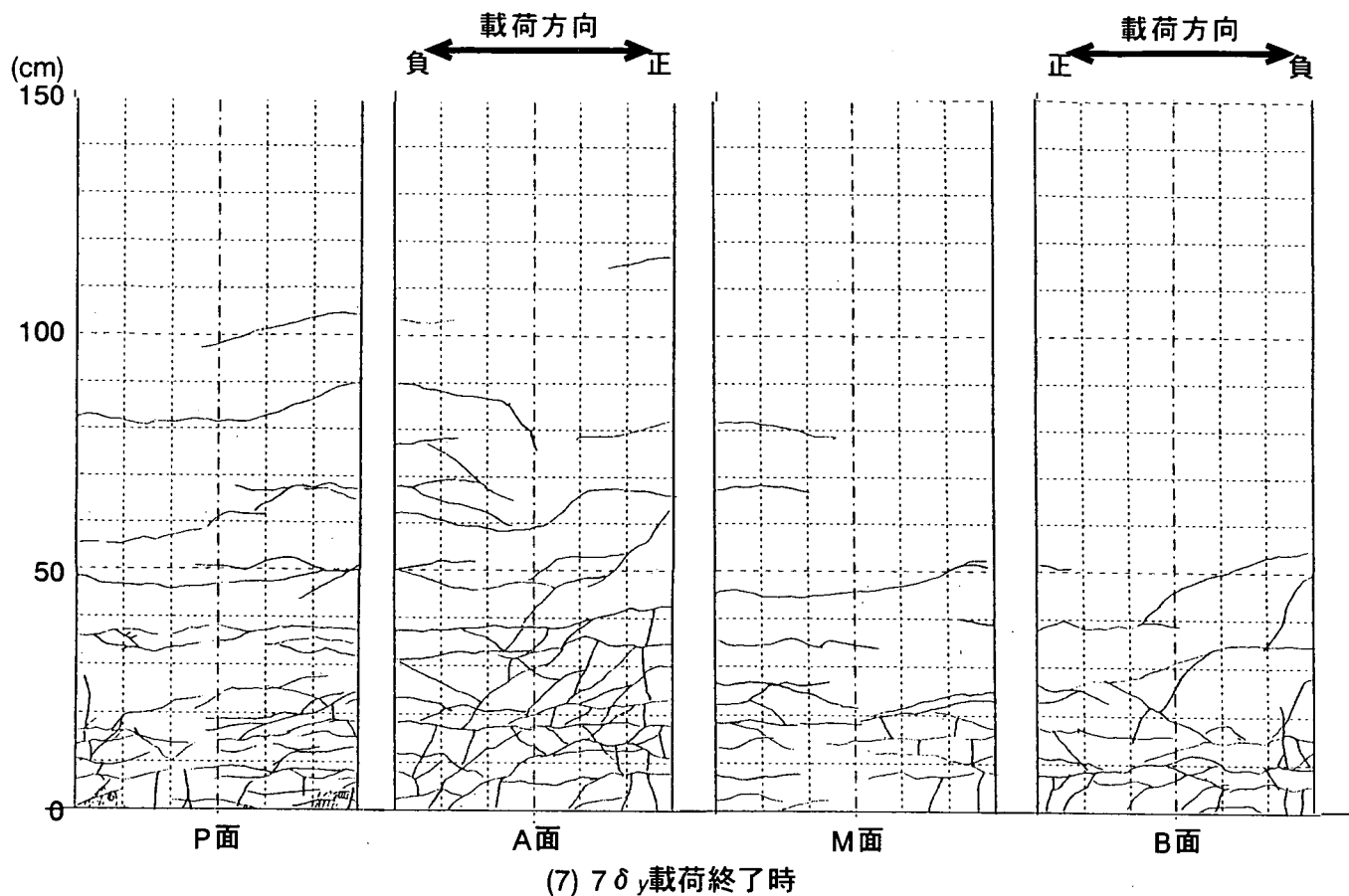
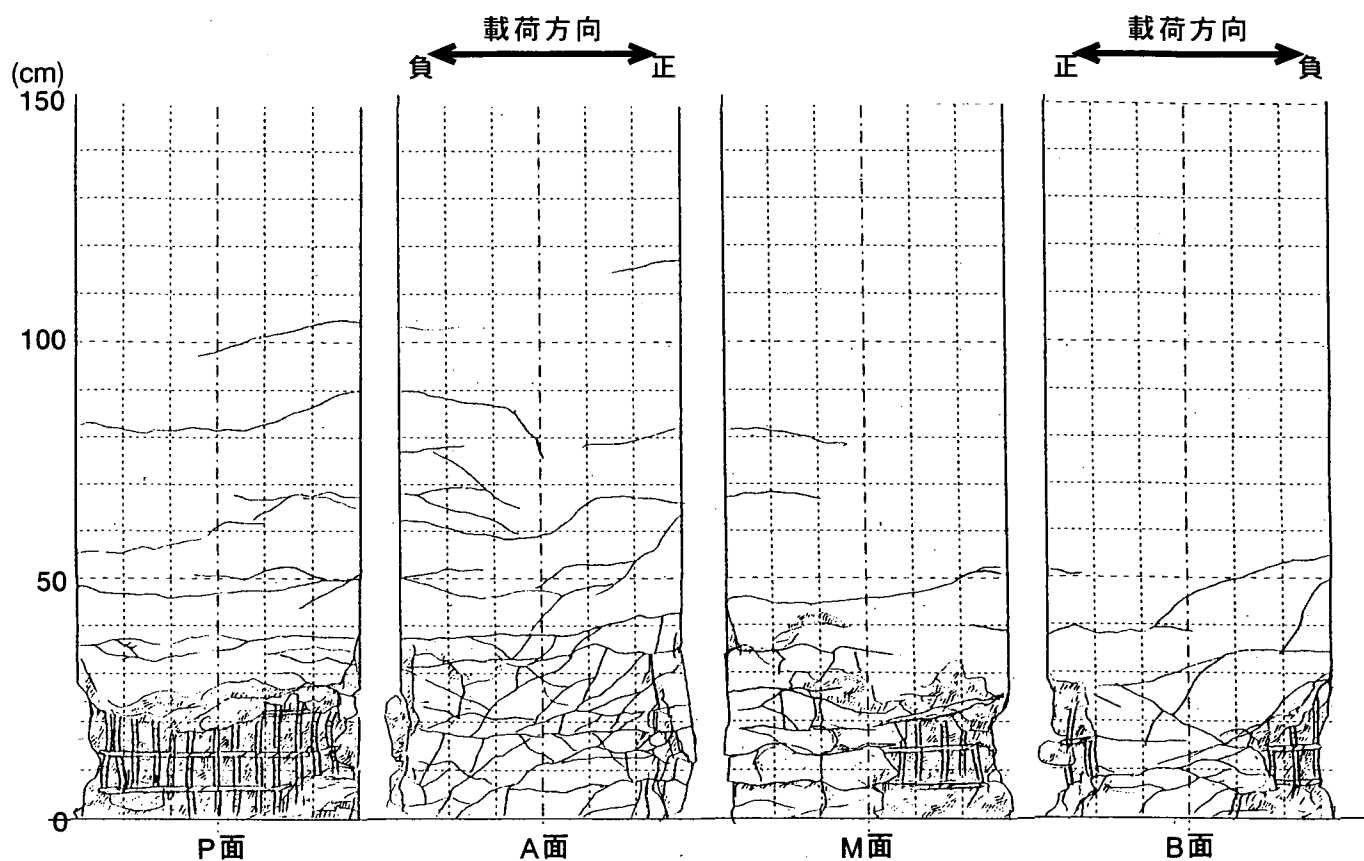
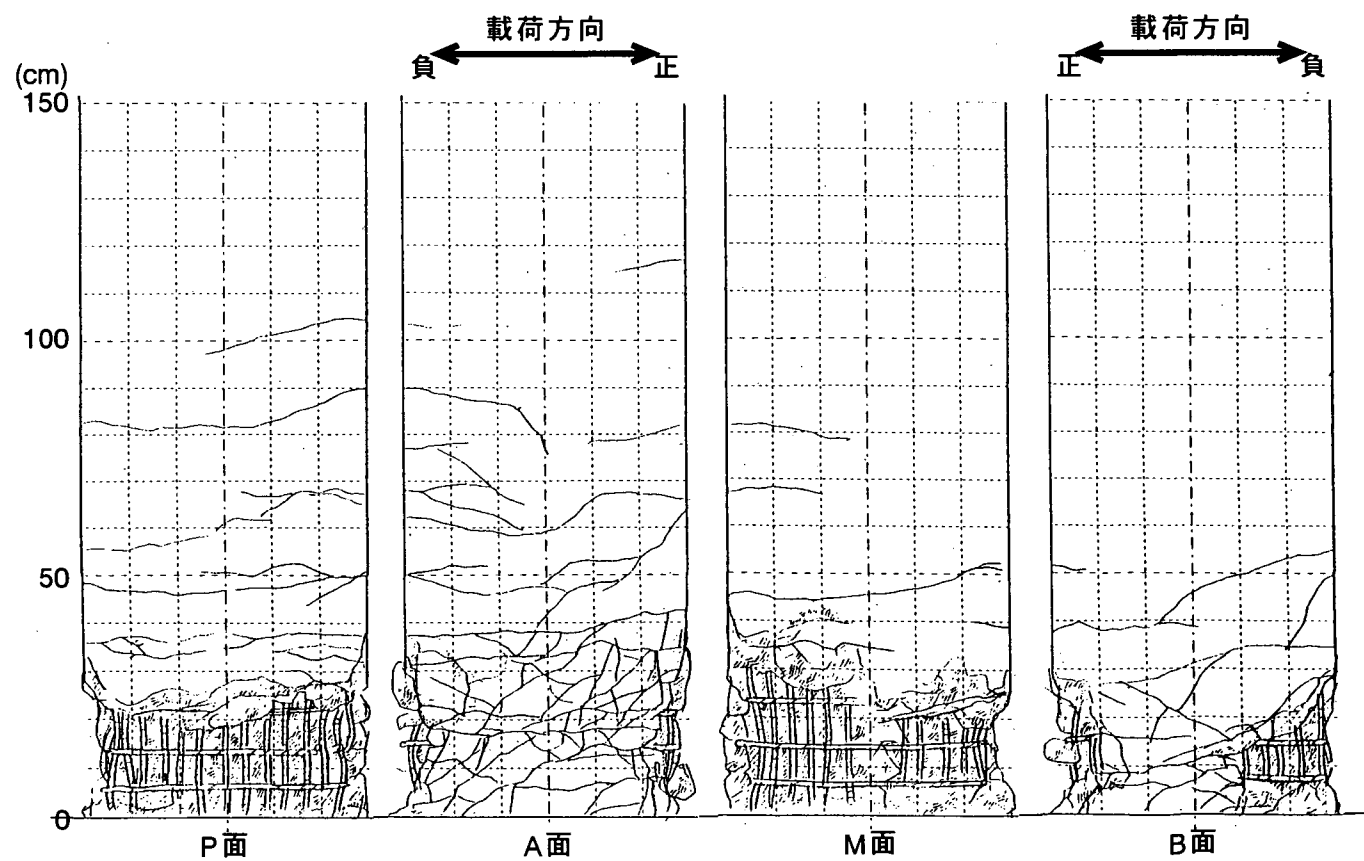


図-3.3(b-4) 供試体に生じた損傷の状況(No.2供試体)

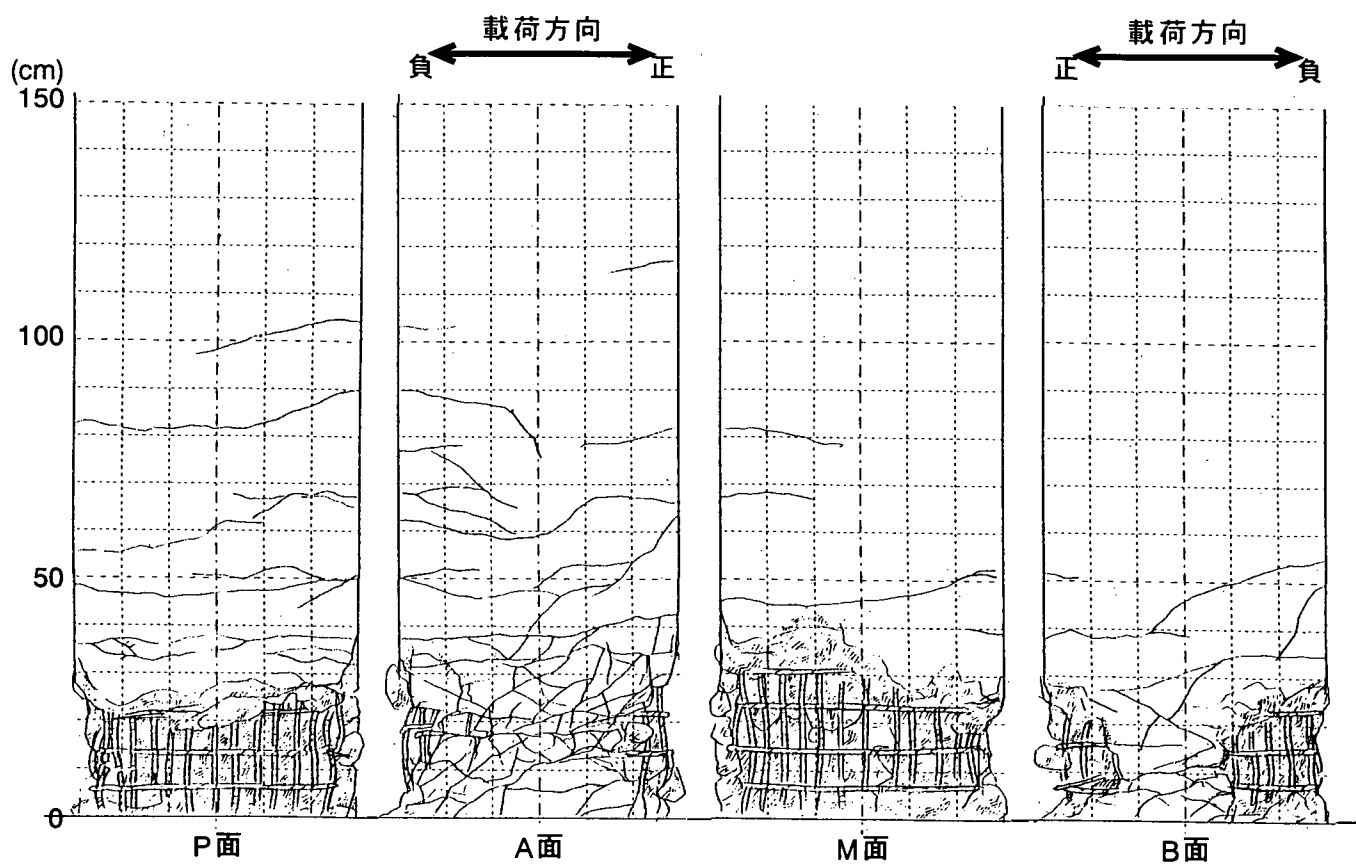


(9) $9\delta_y$ 載荷終了時

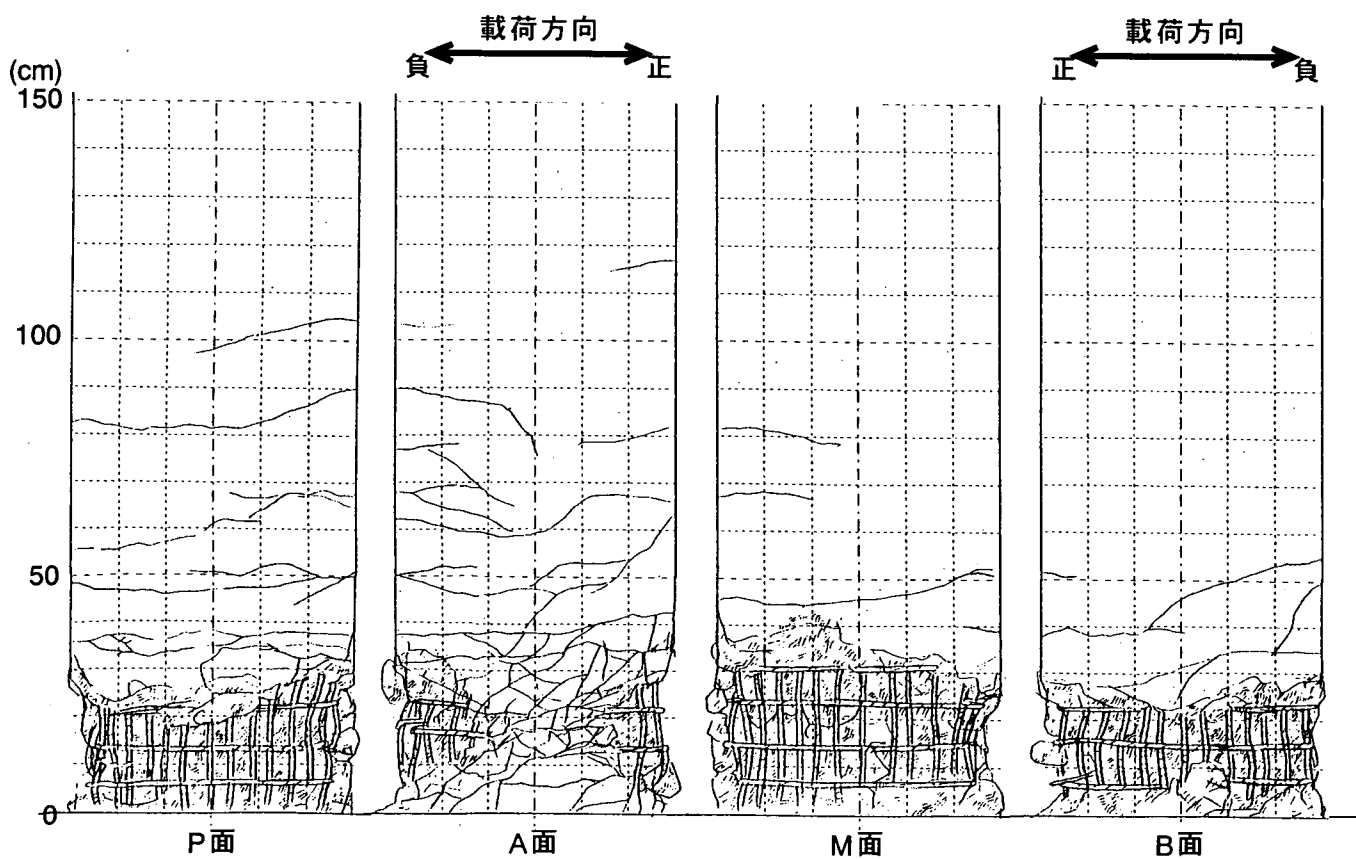


(10) $10\delta_y$ 載荷終了時

図-3.3(b-5) 供試体に生じた損傷の状況(No.2供試体)

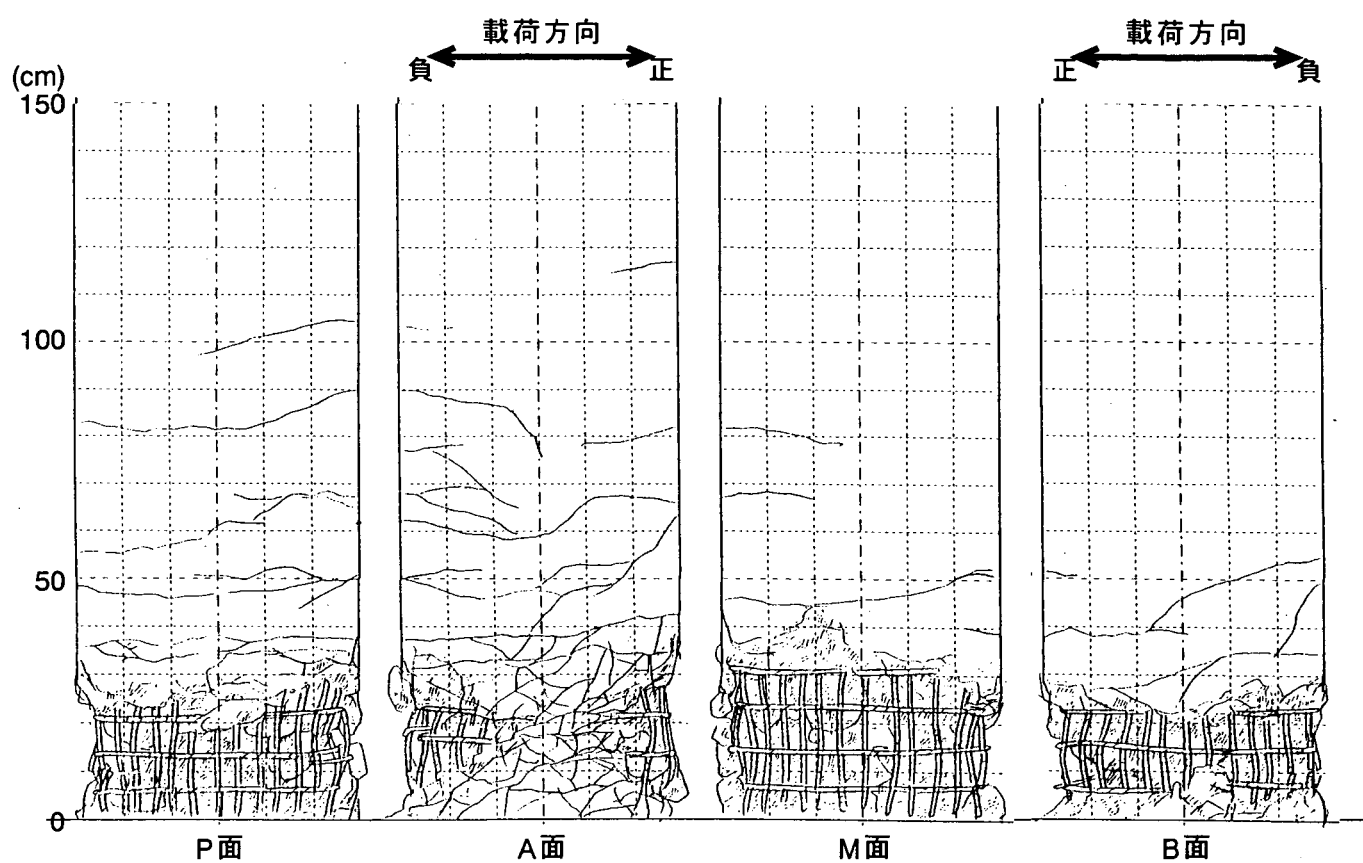


(11) $11\delta_y$ 載荷終了時



(12) $12\delta_y$ 載荷終了時

図-3.3(b-6) 供試体に生じた損傷の状況(No.2供試体)



(13) 13δ 載荷終了時

図-3.3(b-7) 供試体に生じた損傷の状況(No.2供試体)

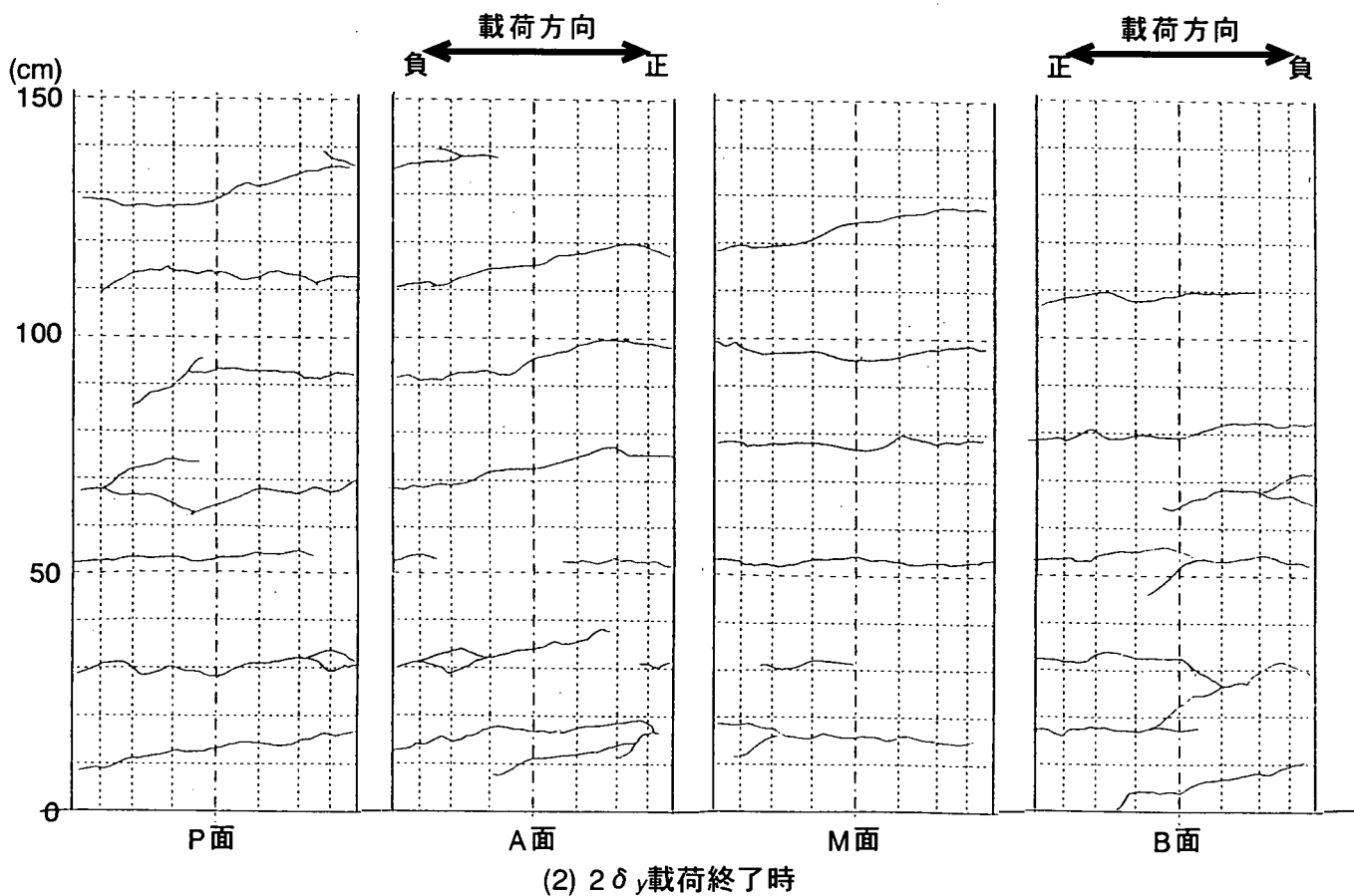
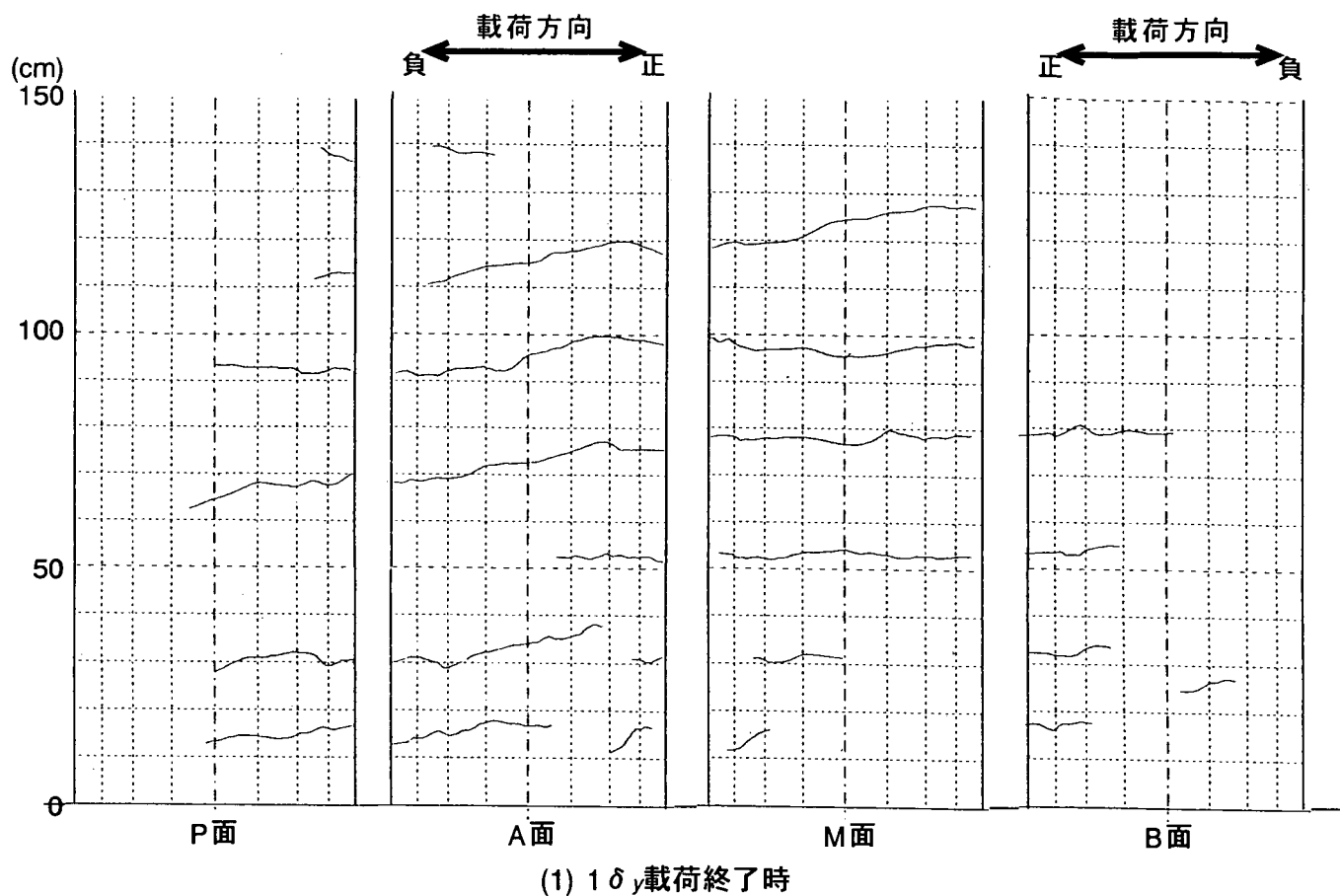


図-3.3(c-1) 供試体に生じた損傷の状況(No.3供試体)

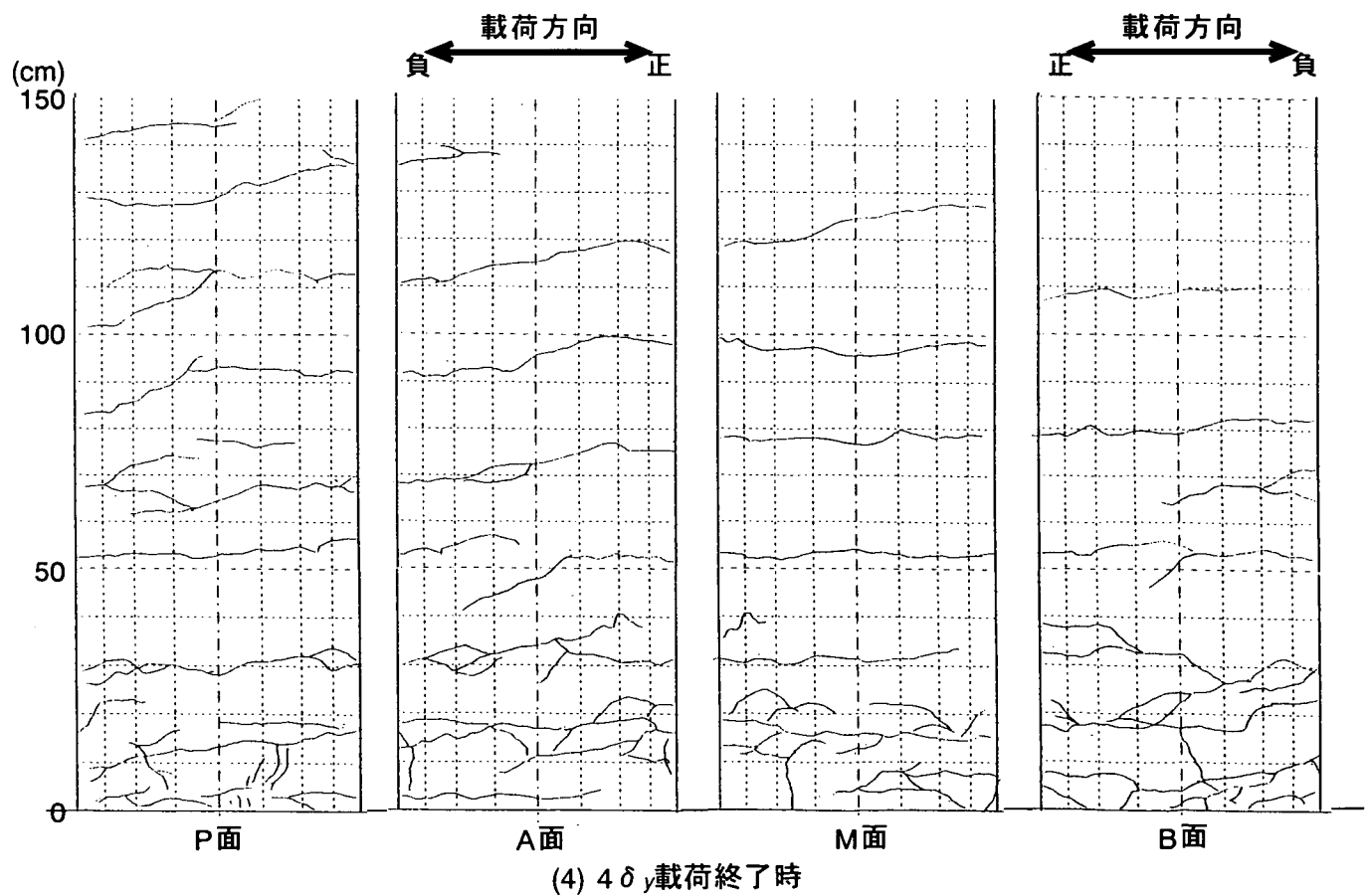
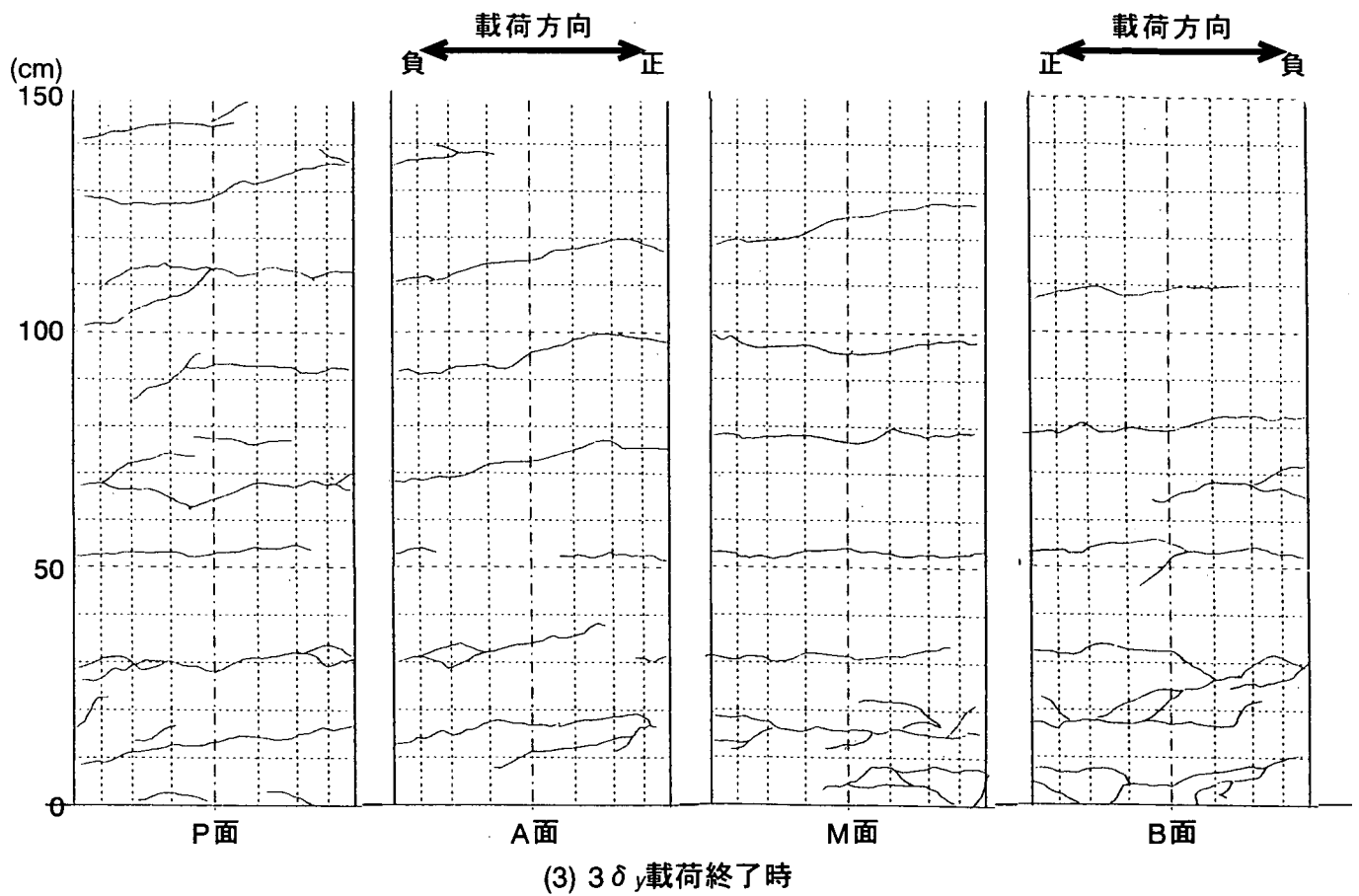


図-3.3(c-2) 供試体に生じた損傷の状況(No.3供試体)

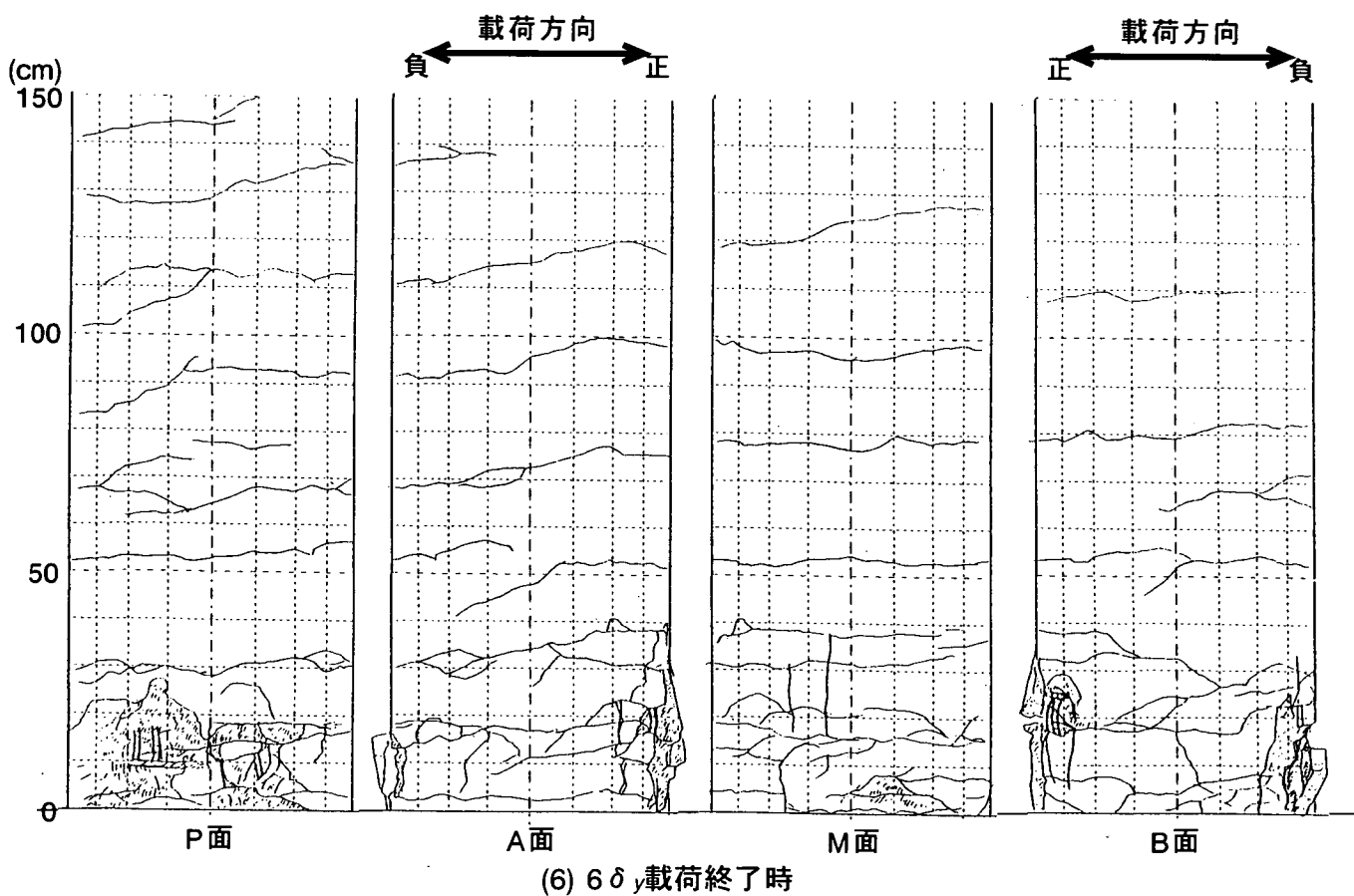
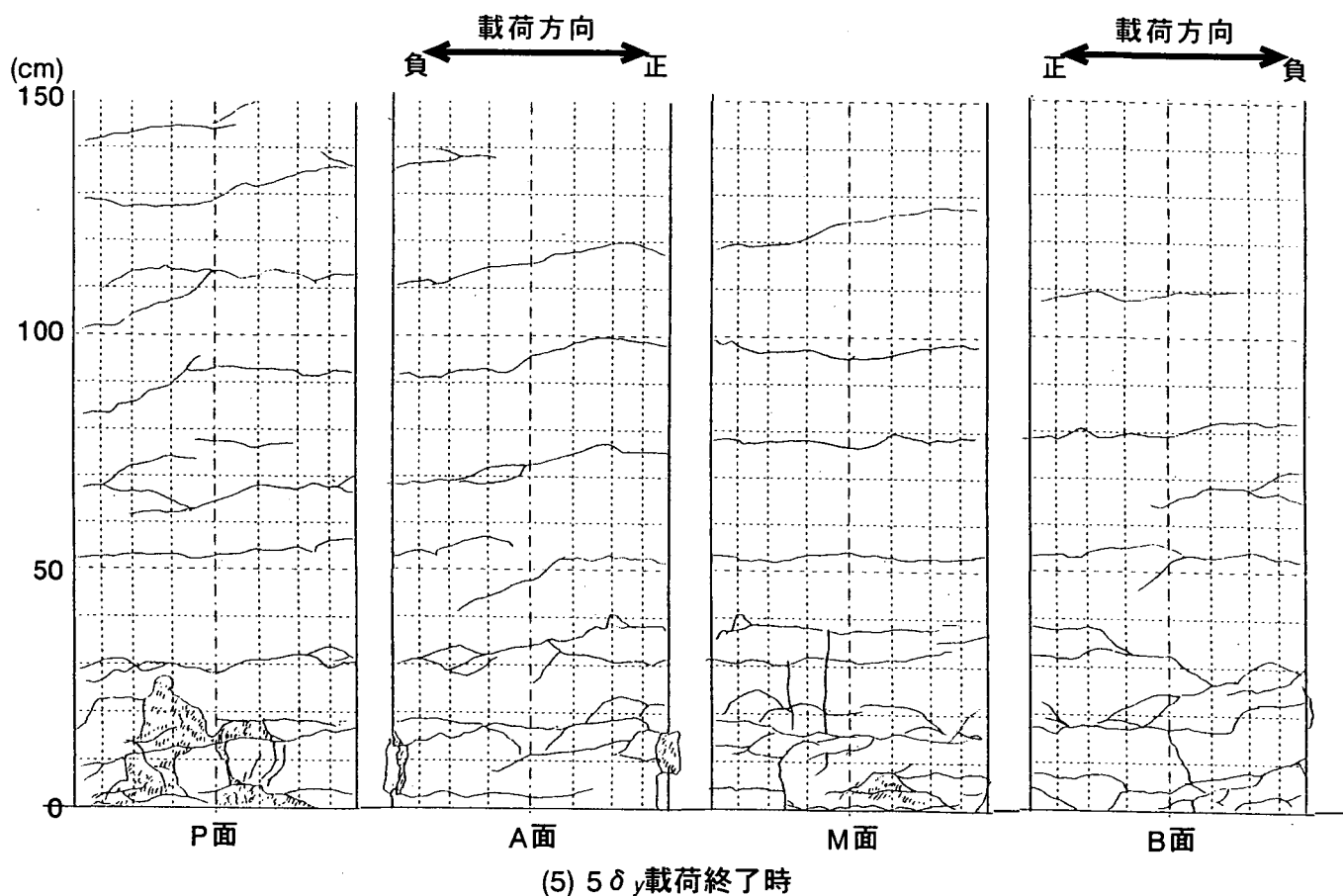


図-3.3(c-3) 供試体に生じた損傷の状況(No.3供試体)

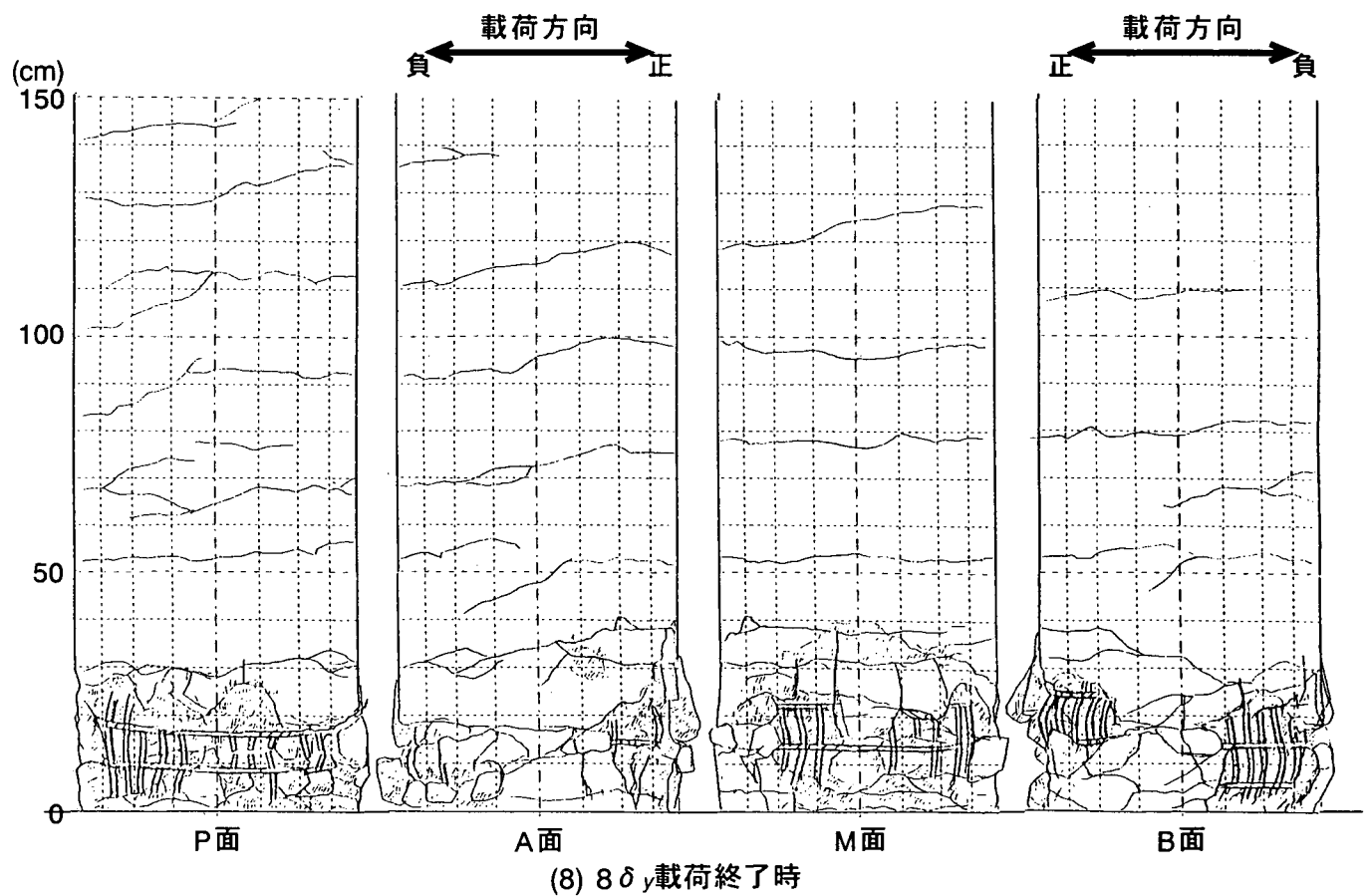
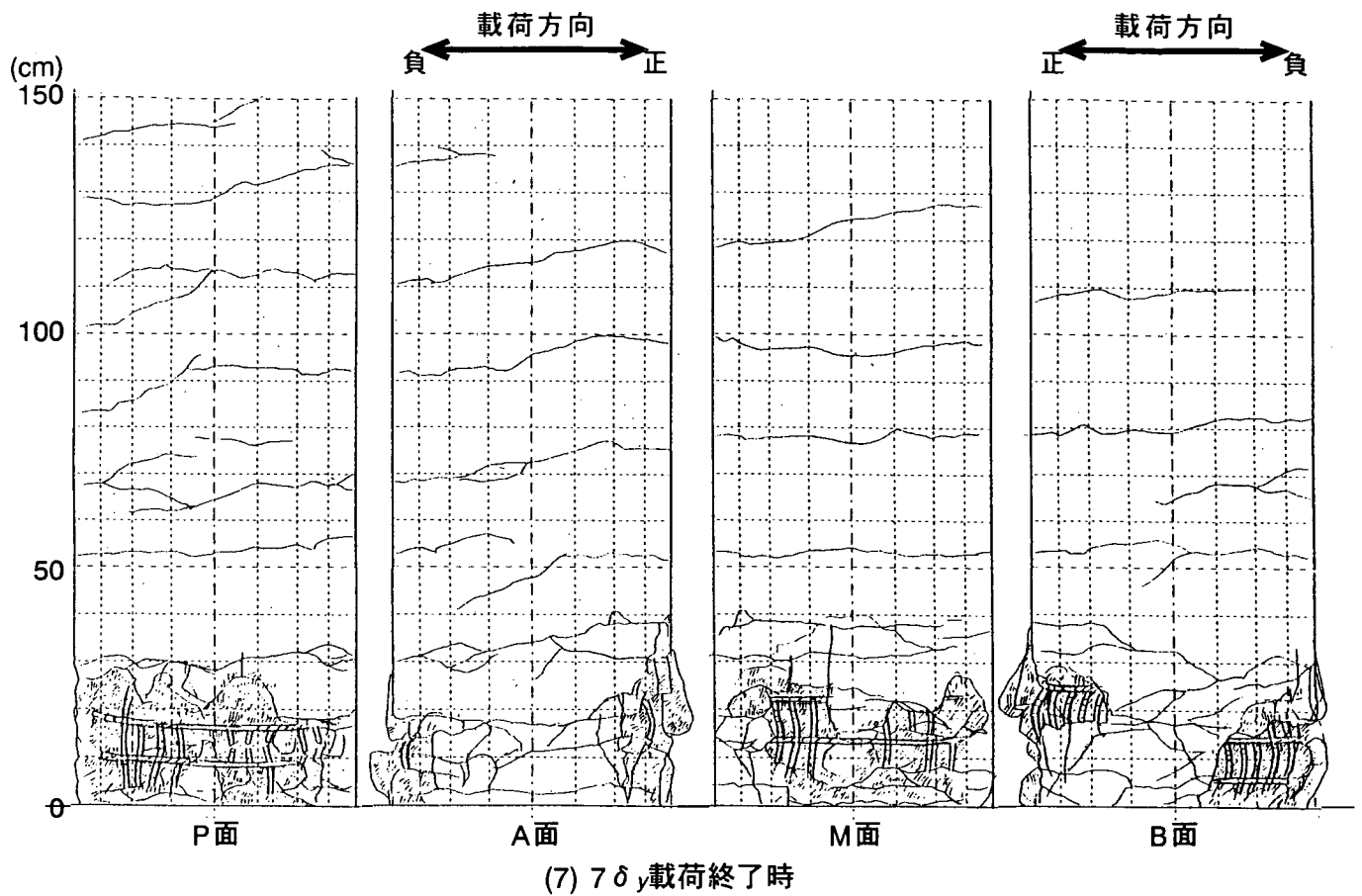


図-3.3(c-4) 供試体に生じた損傷の状況(No.3供試体)

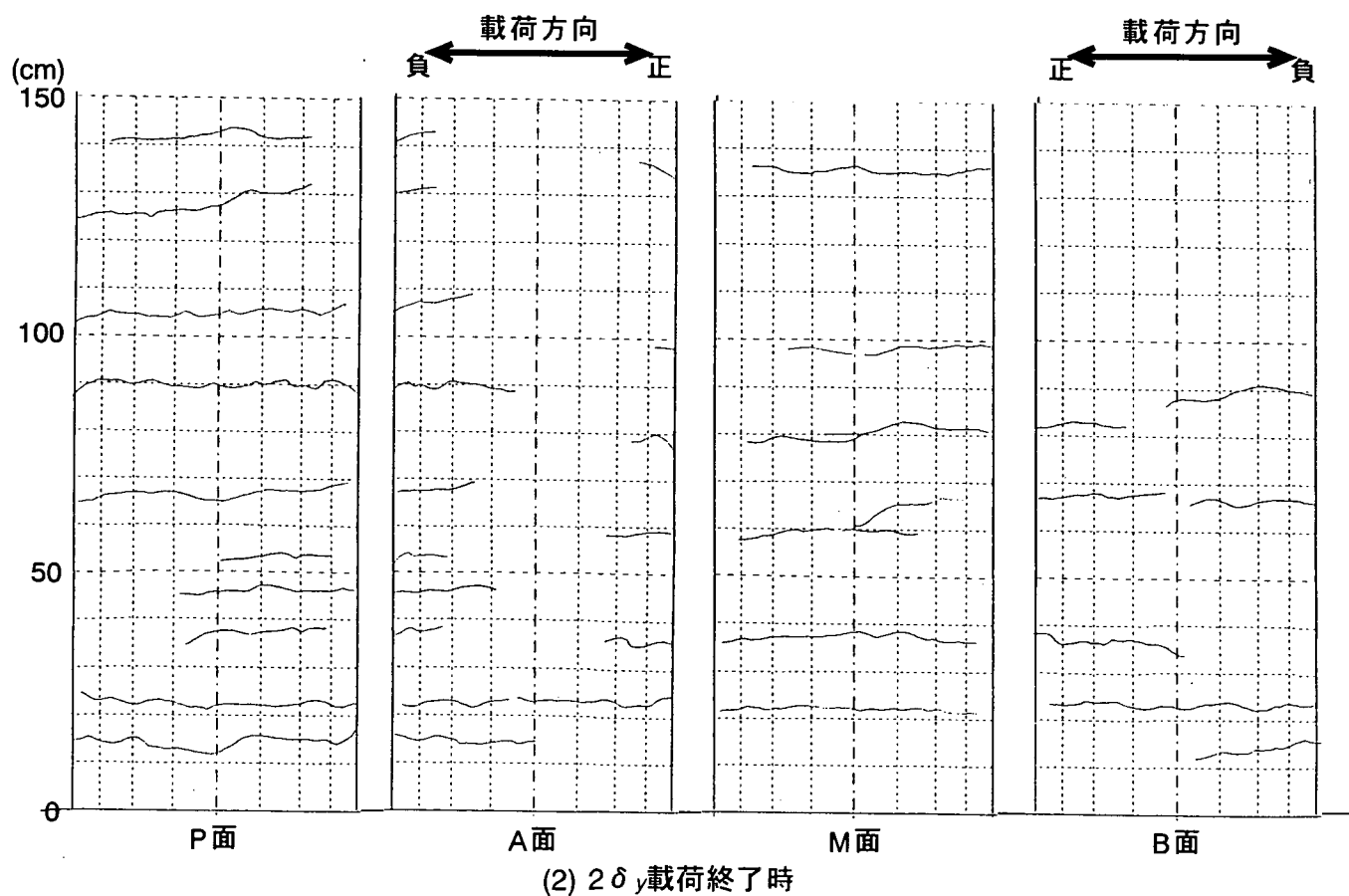
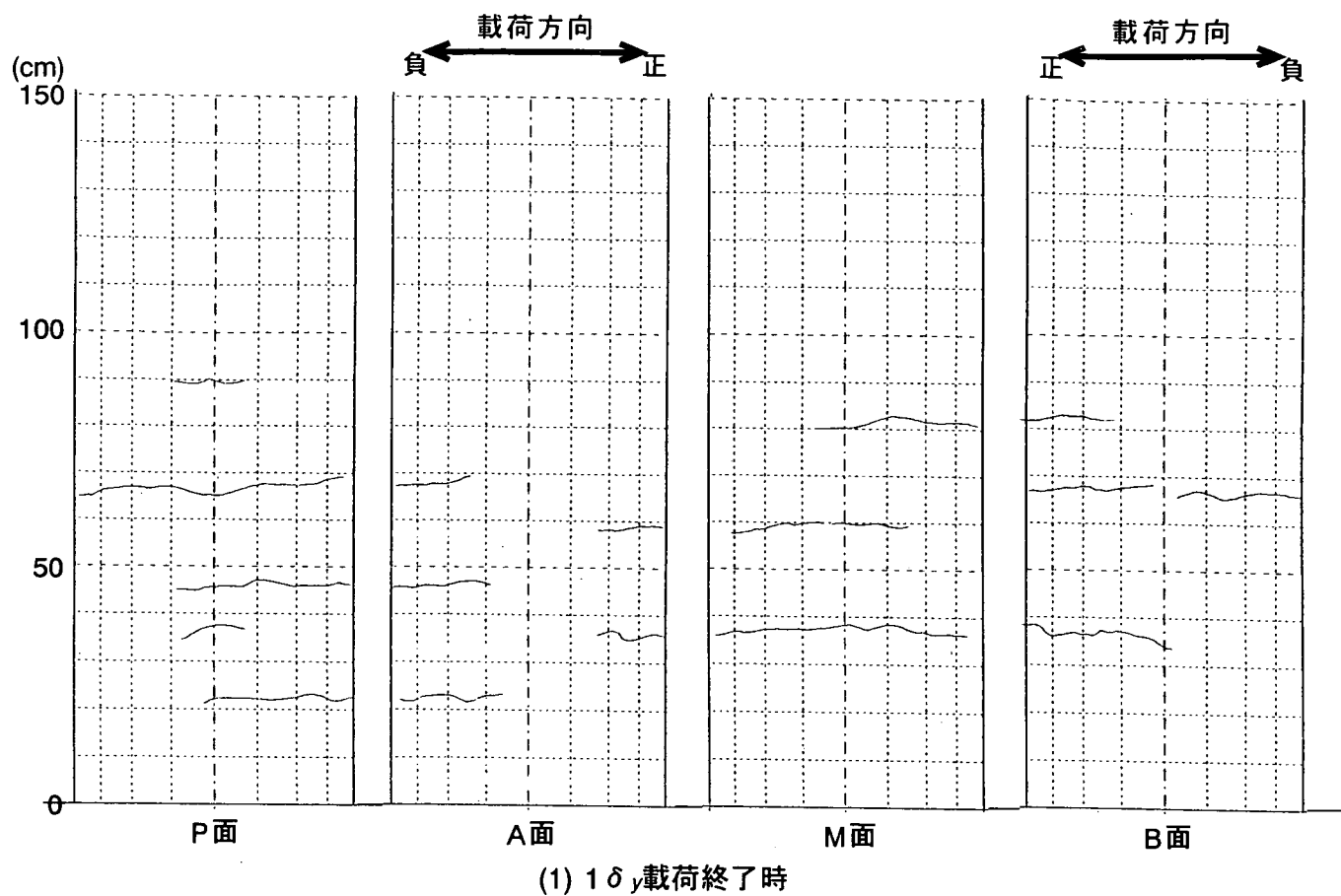


図-3.3(d-1) 供試体に生じた損傷の状況(No.4供試体)

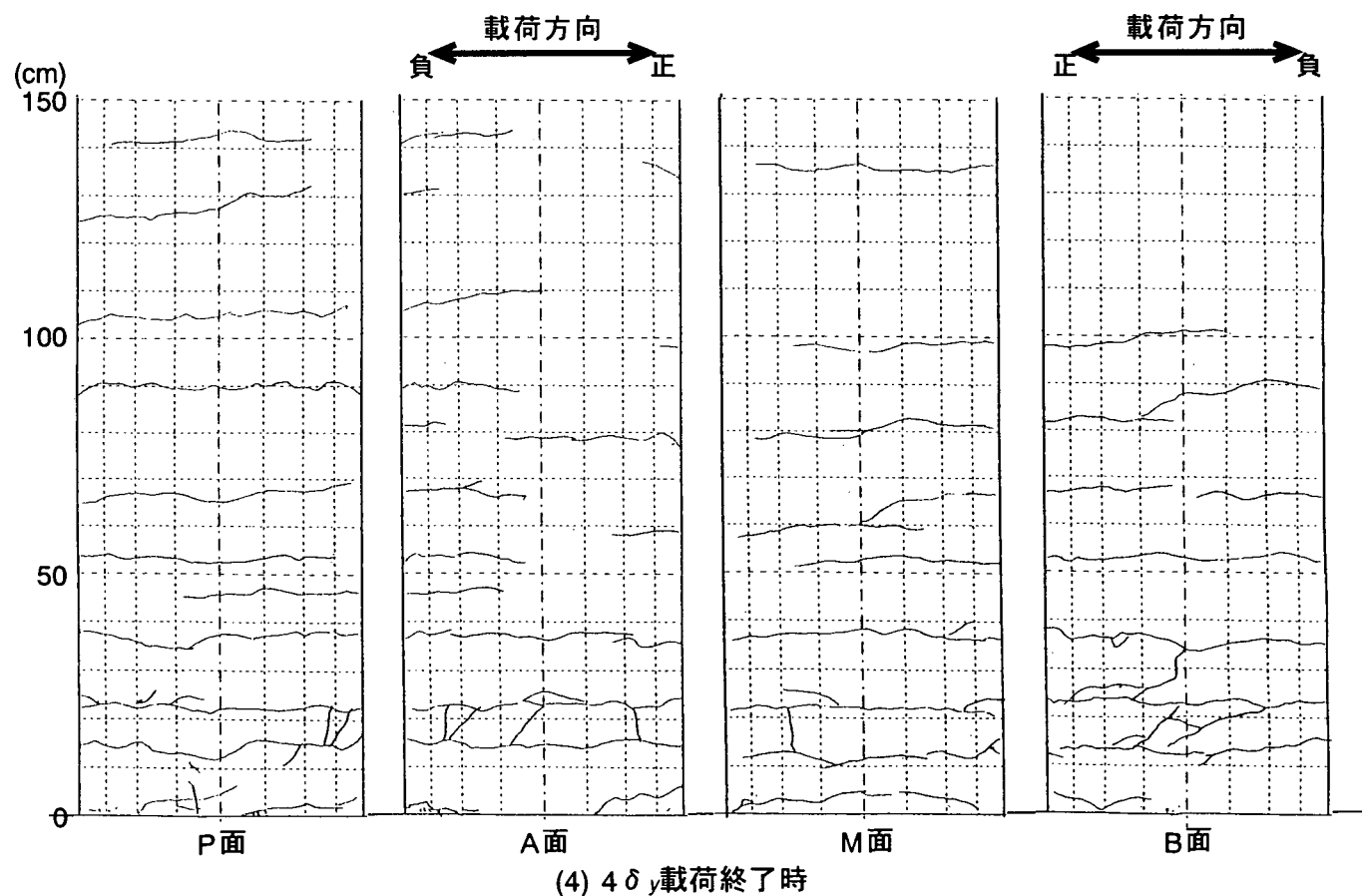
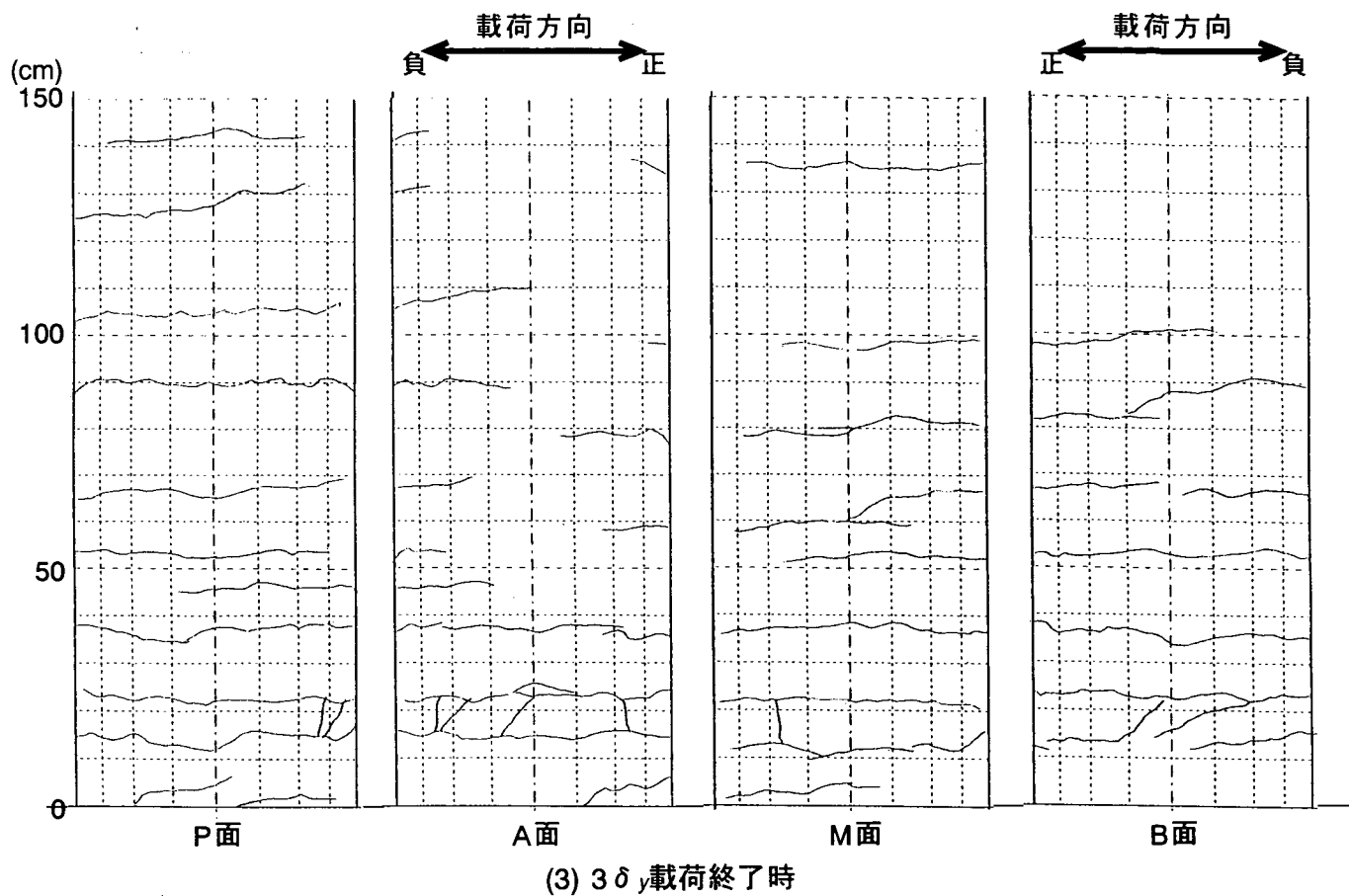


図-3.3(d-2) 供試体に生じた損傷の状況(No.4供試体)

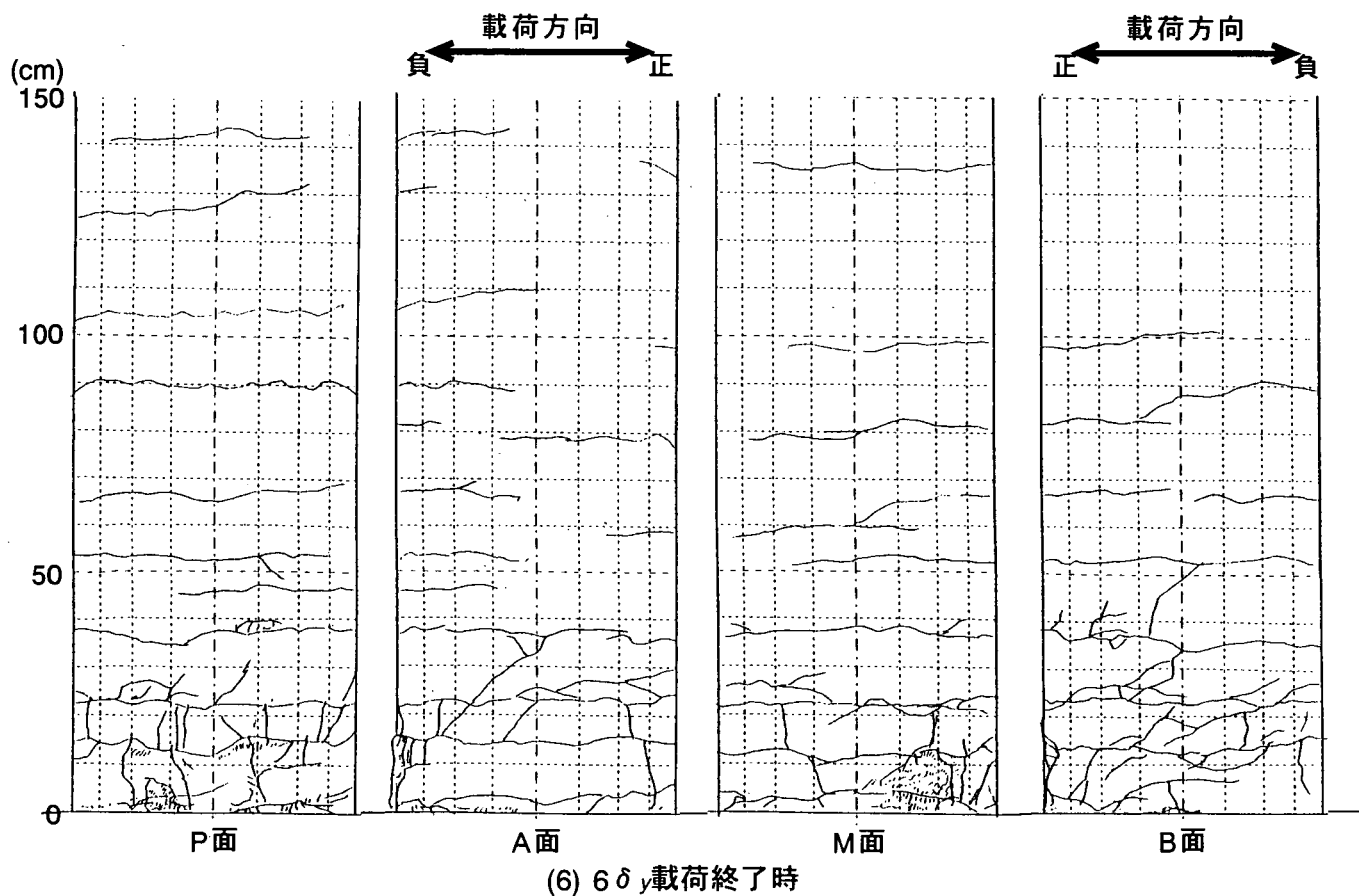
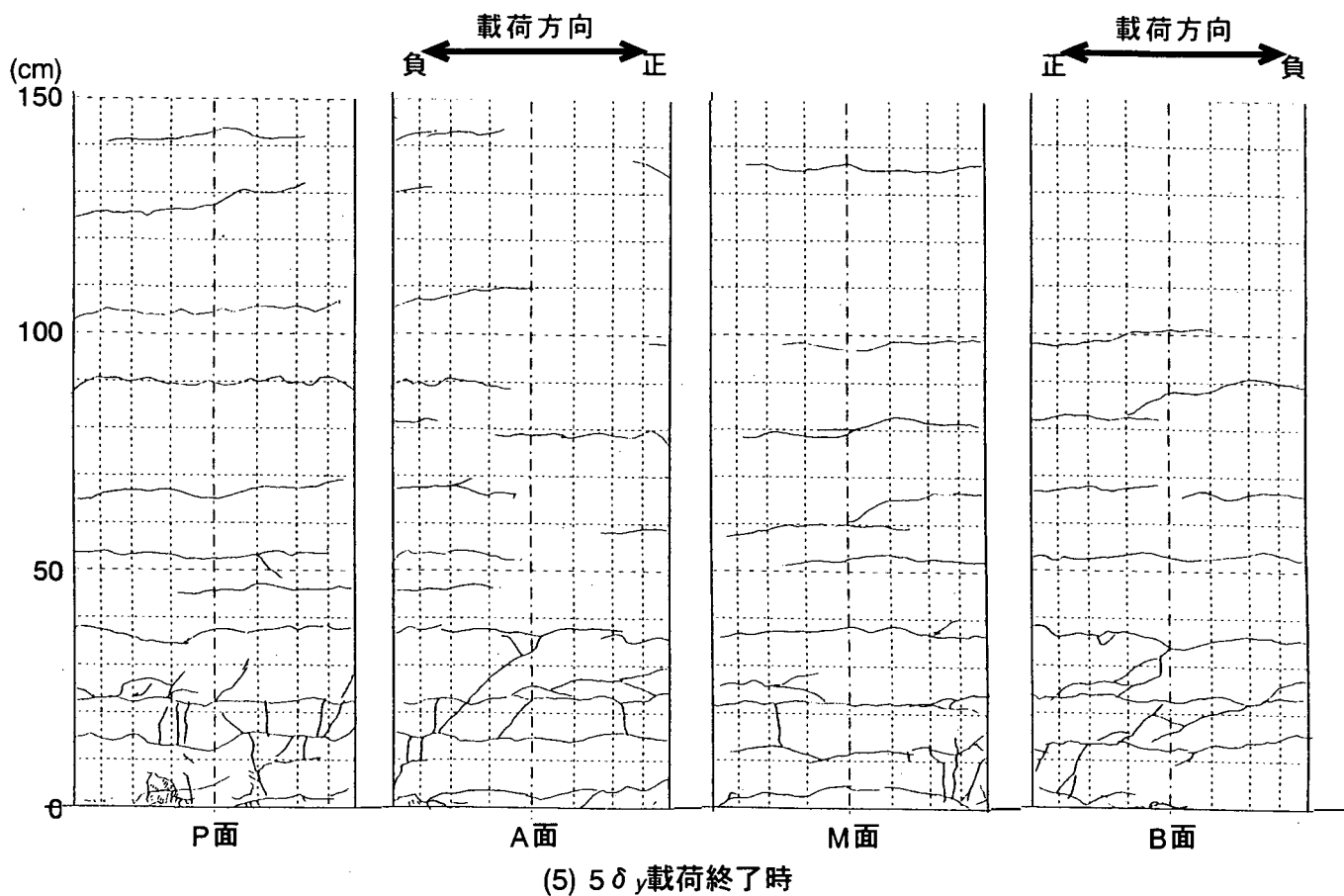


図-3.3(d-3) 供試体に生じた損傷の状況(No.4供試体)

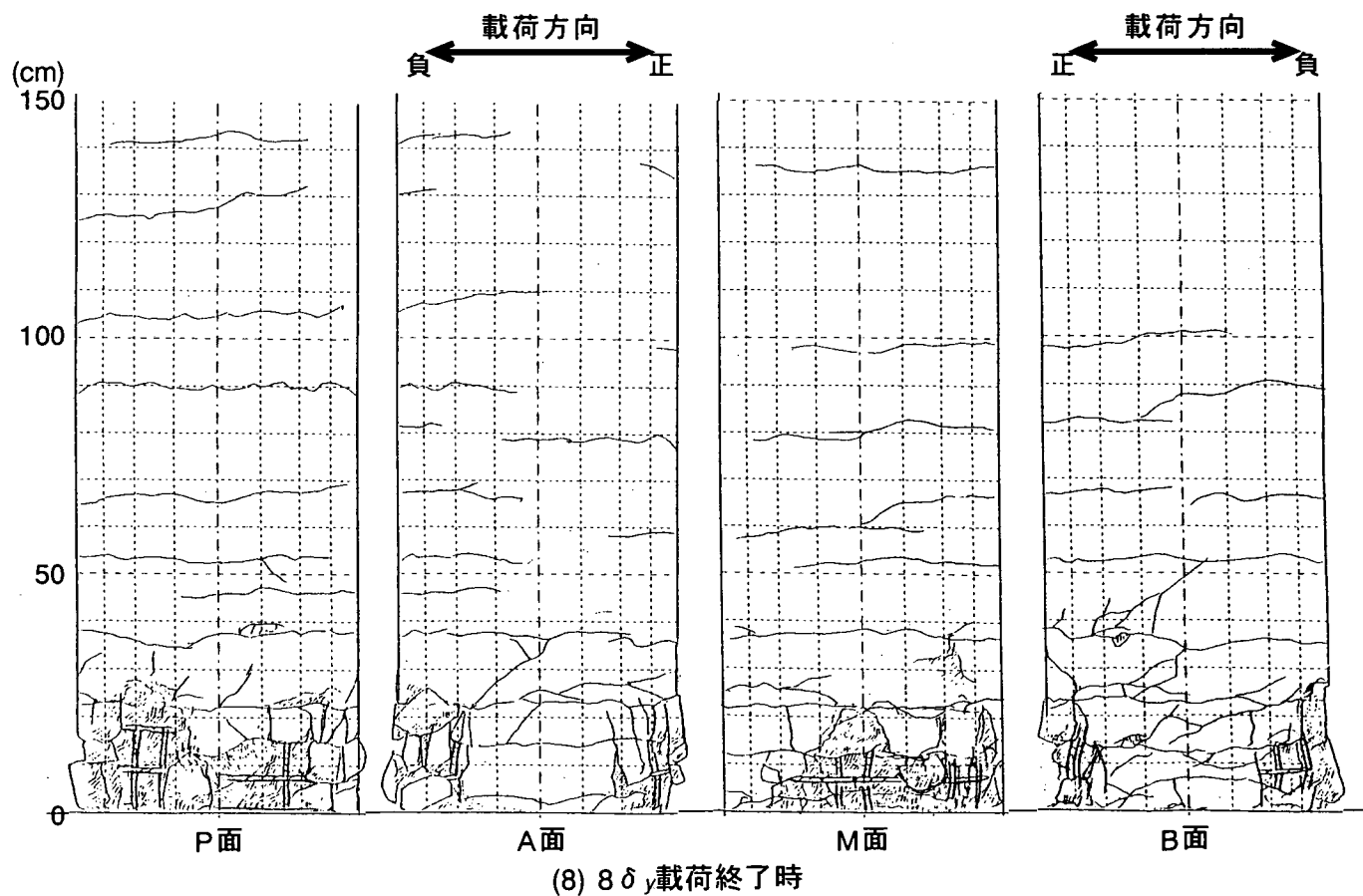
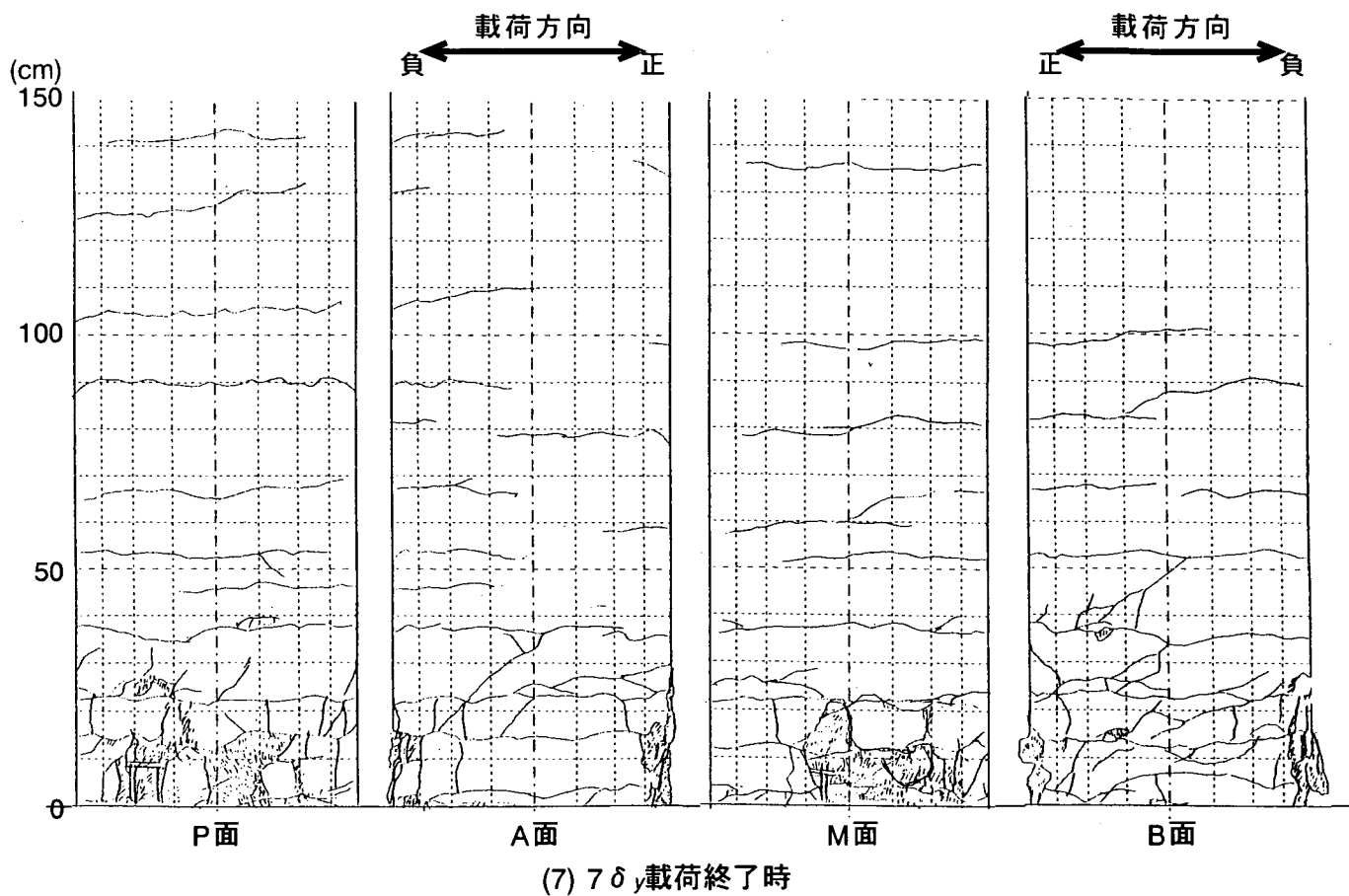


図-3.3(d-4) 供試体に生じた損傷の状況(No.4供試体)

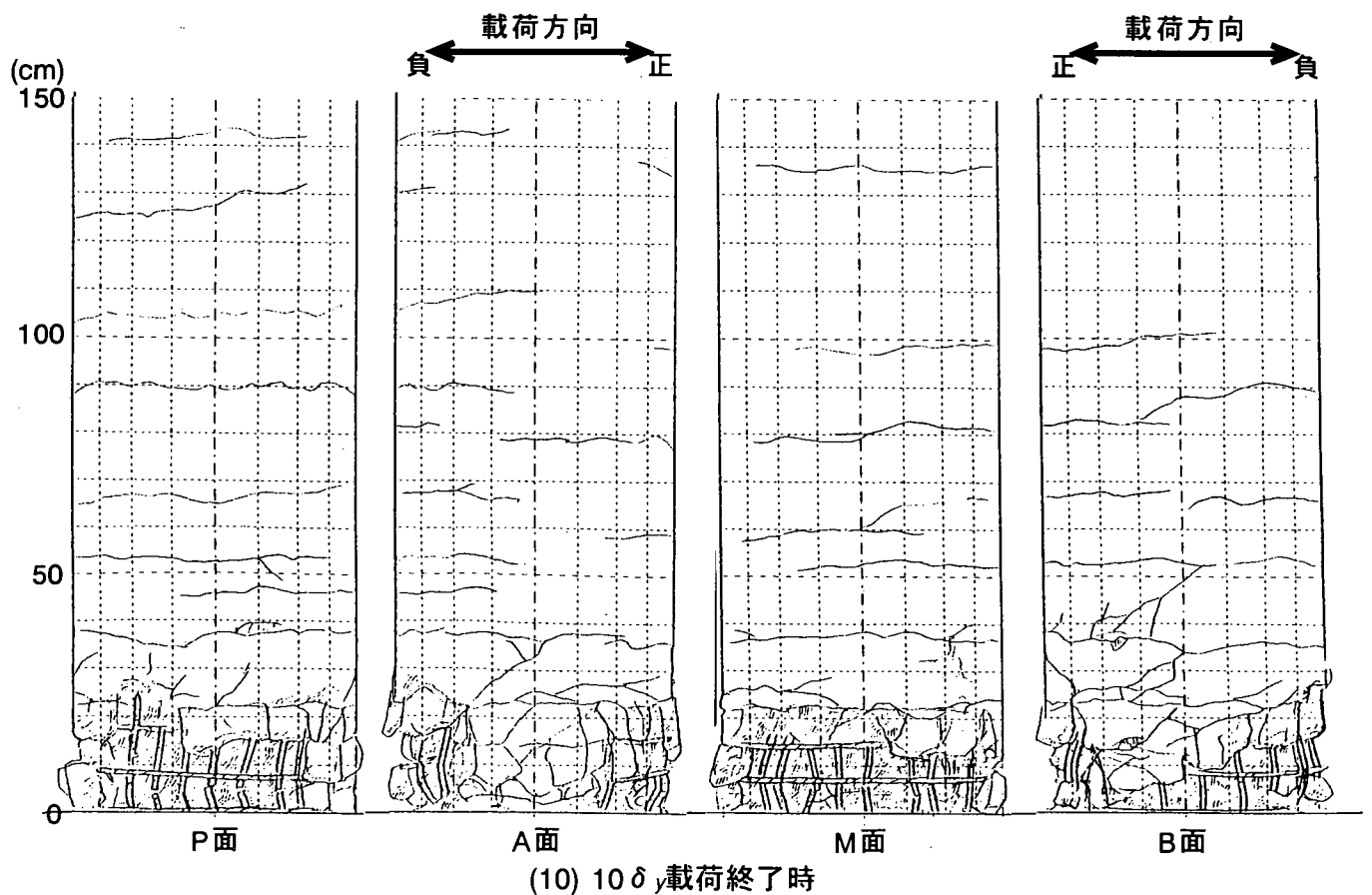
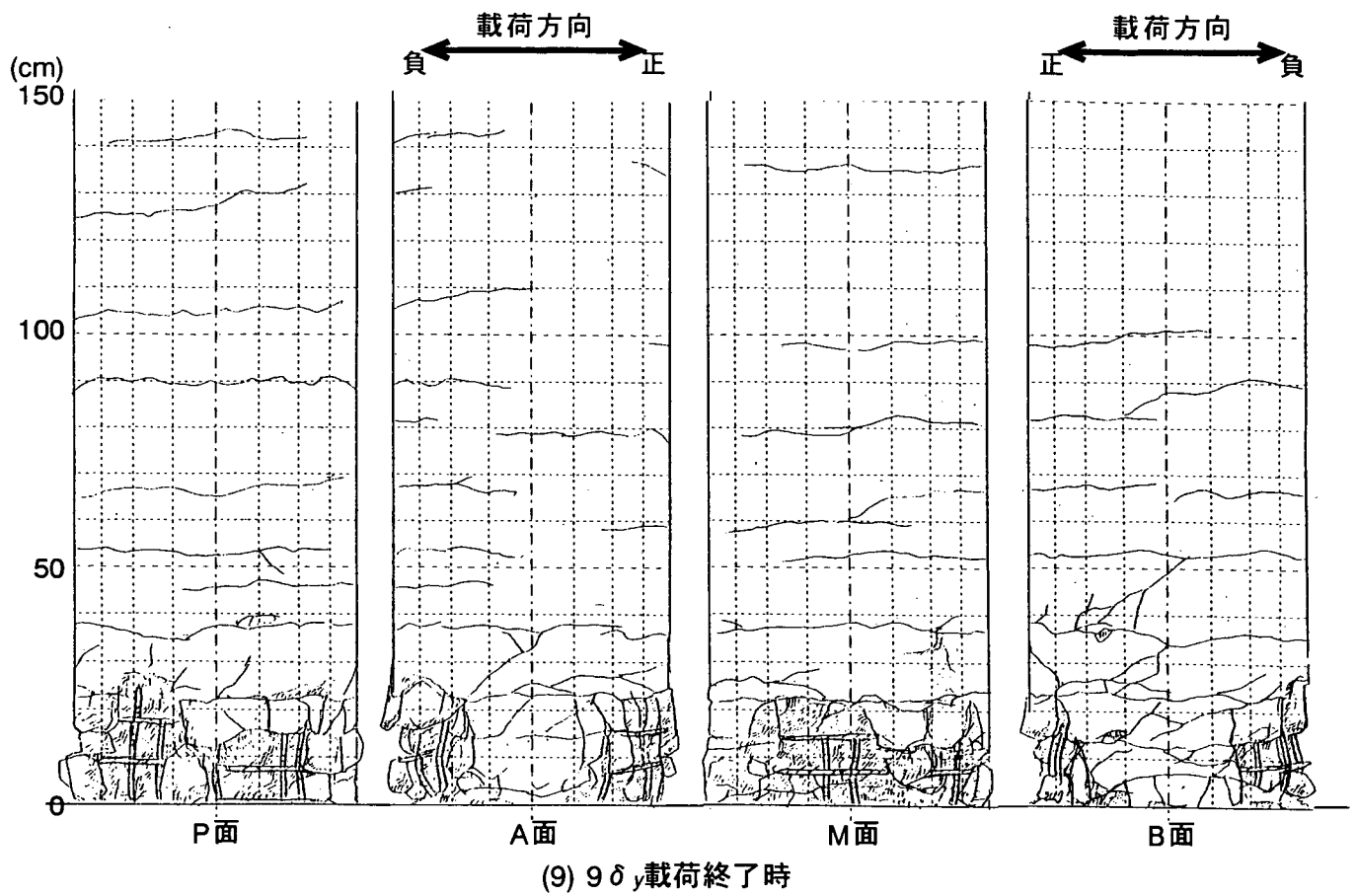


図-3.3(d-5) 供試体に生じた損傷の状況(No.4供試体)

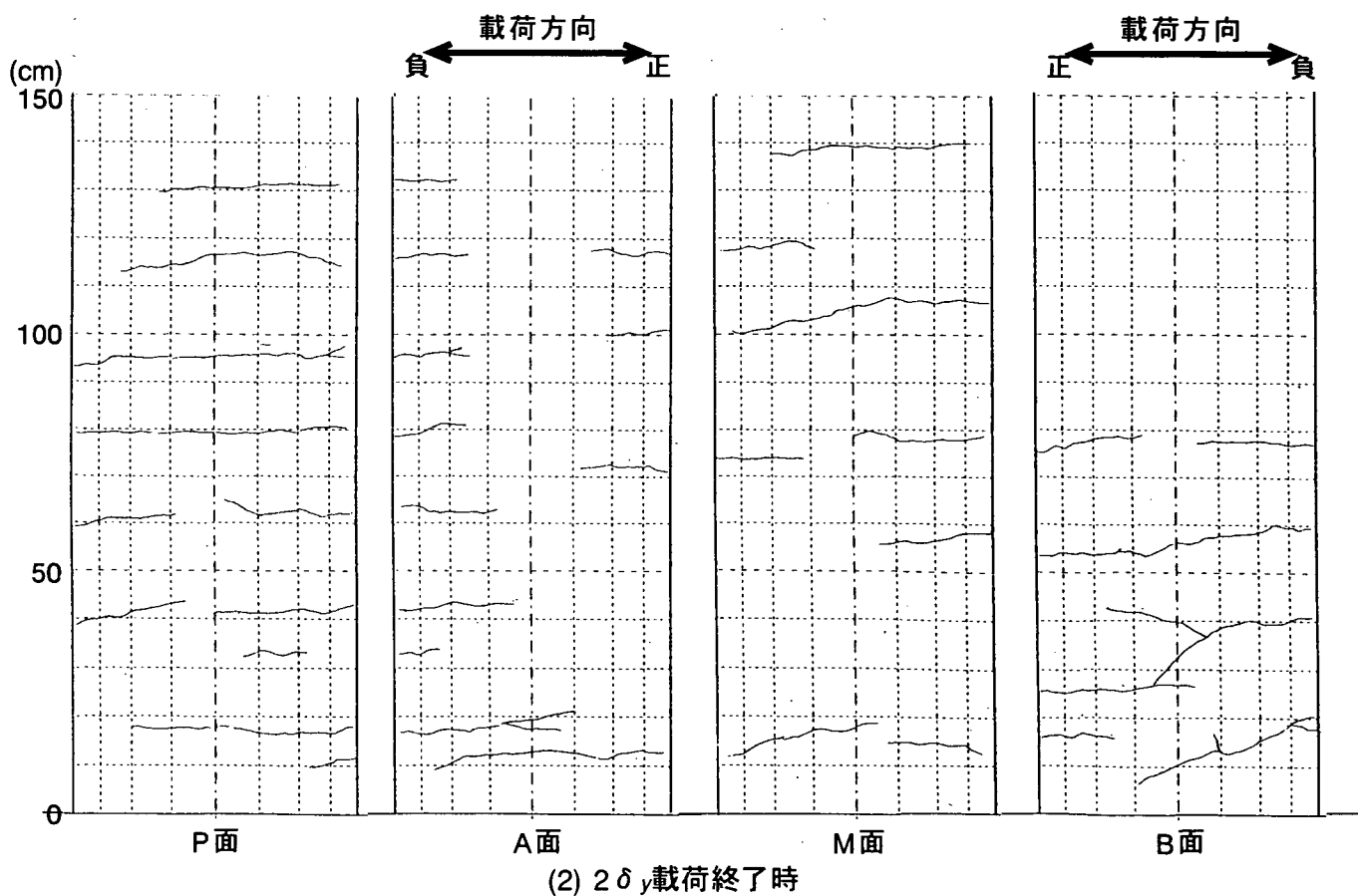
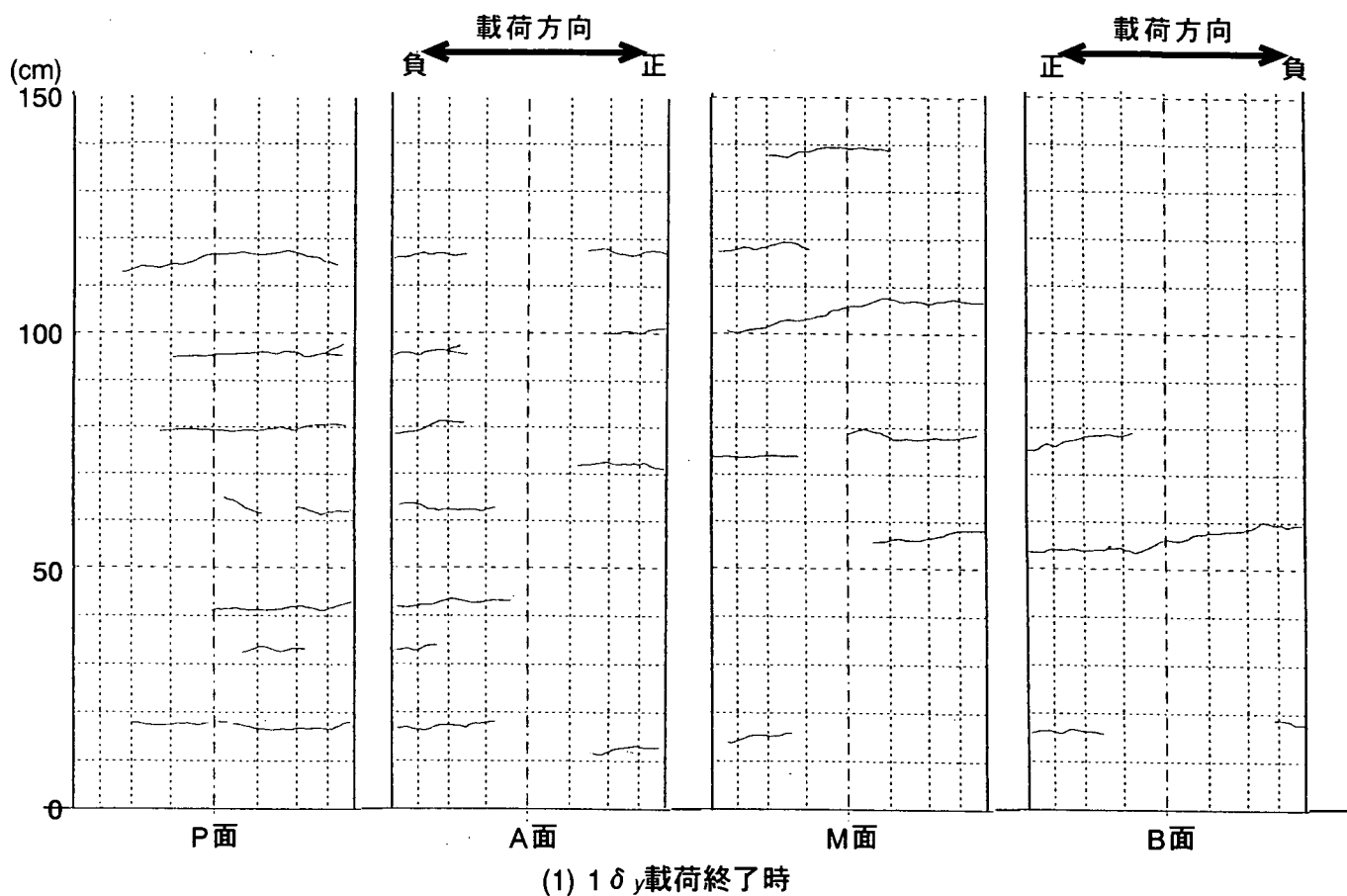


図-3.3(e-1) 供試体に生じた損傷の状況(No.5供試体)

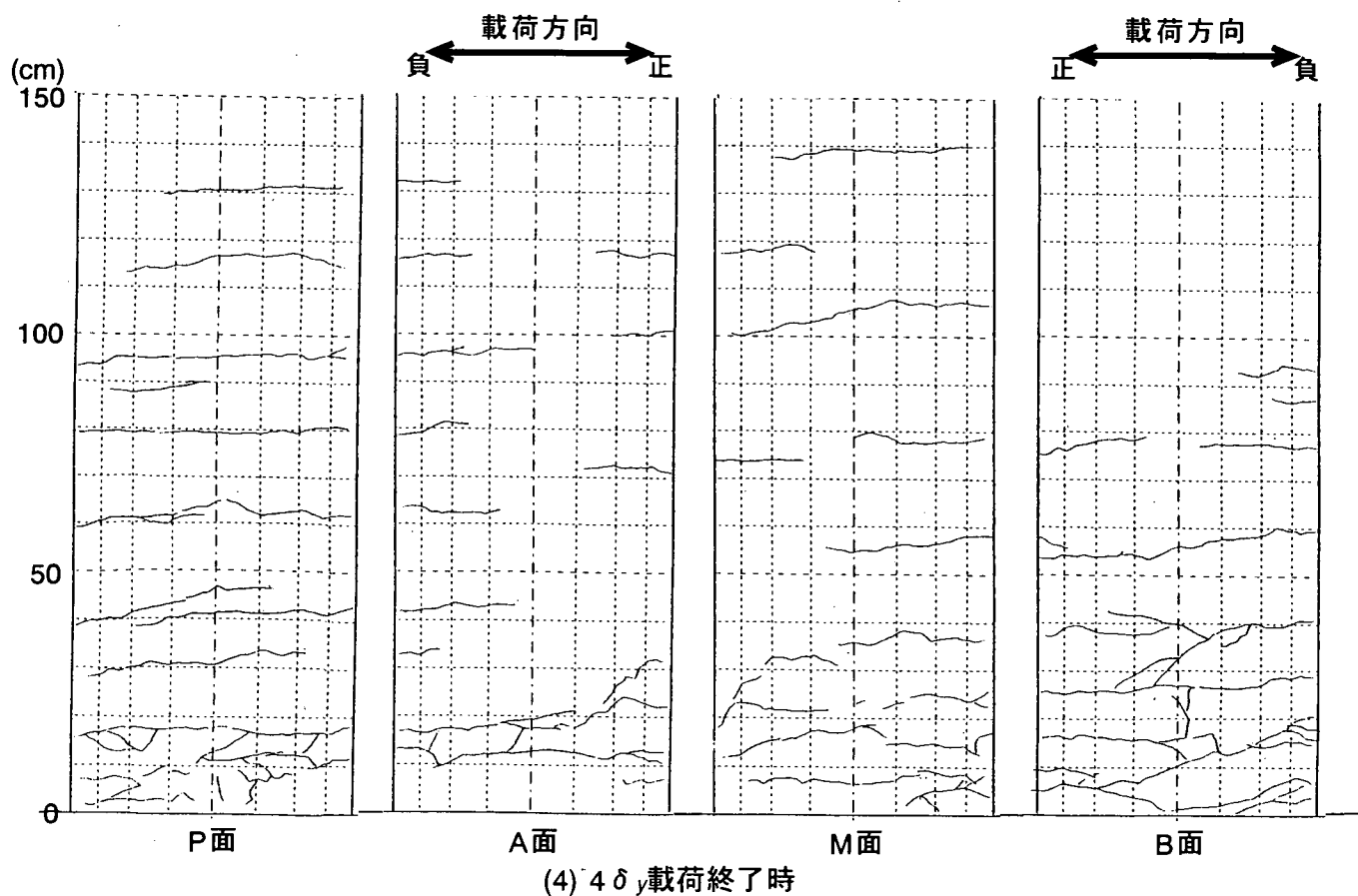
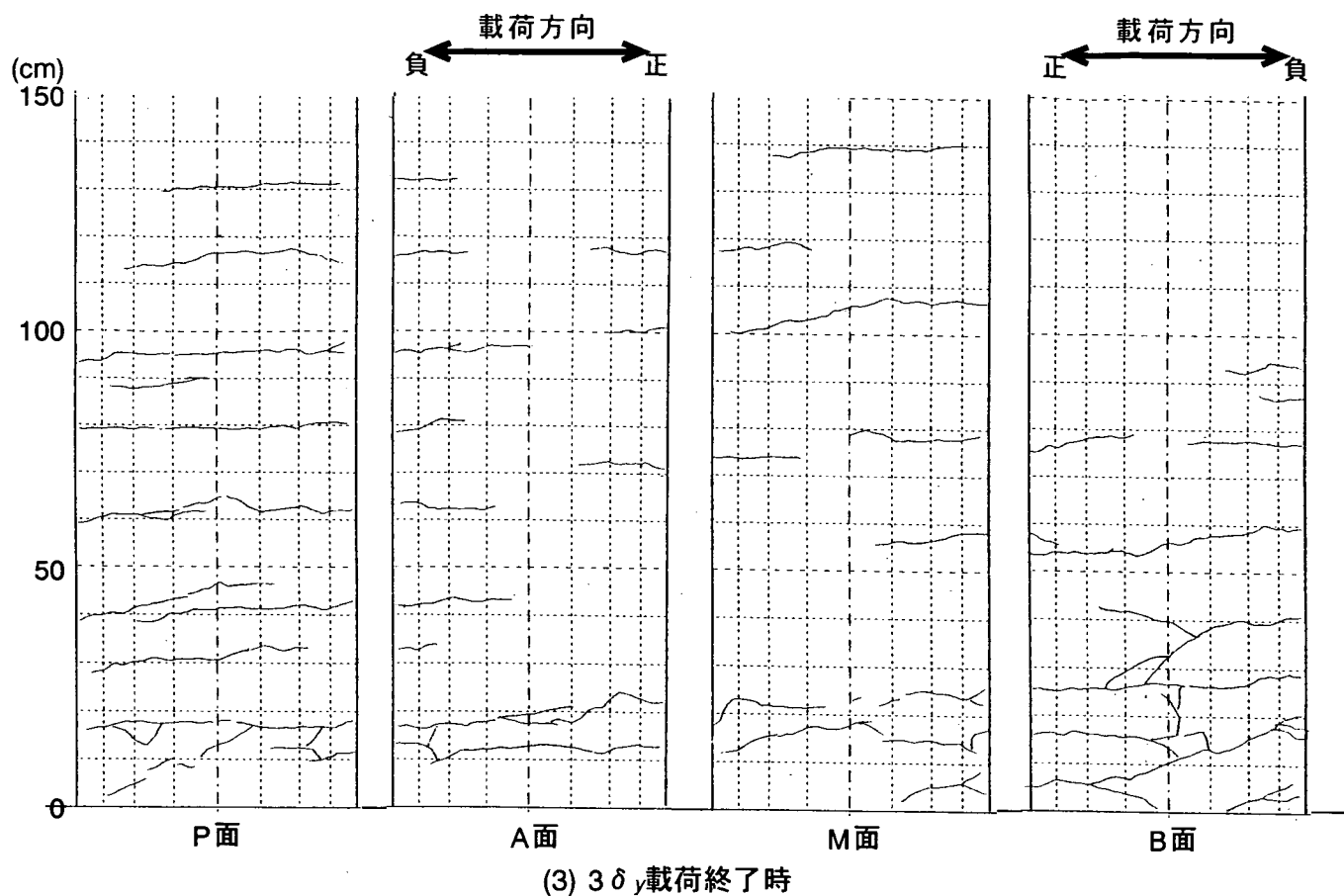


図-3.3(e-2) 供試体に生じた損傷の状況(No.5供試体)

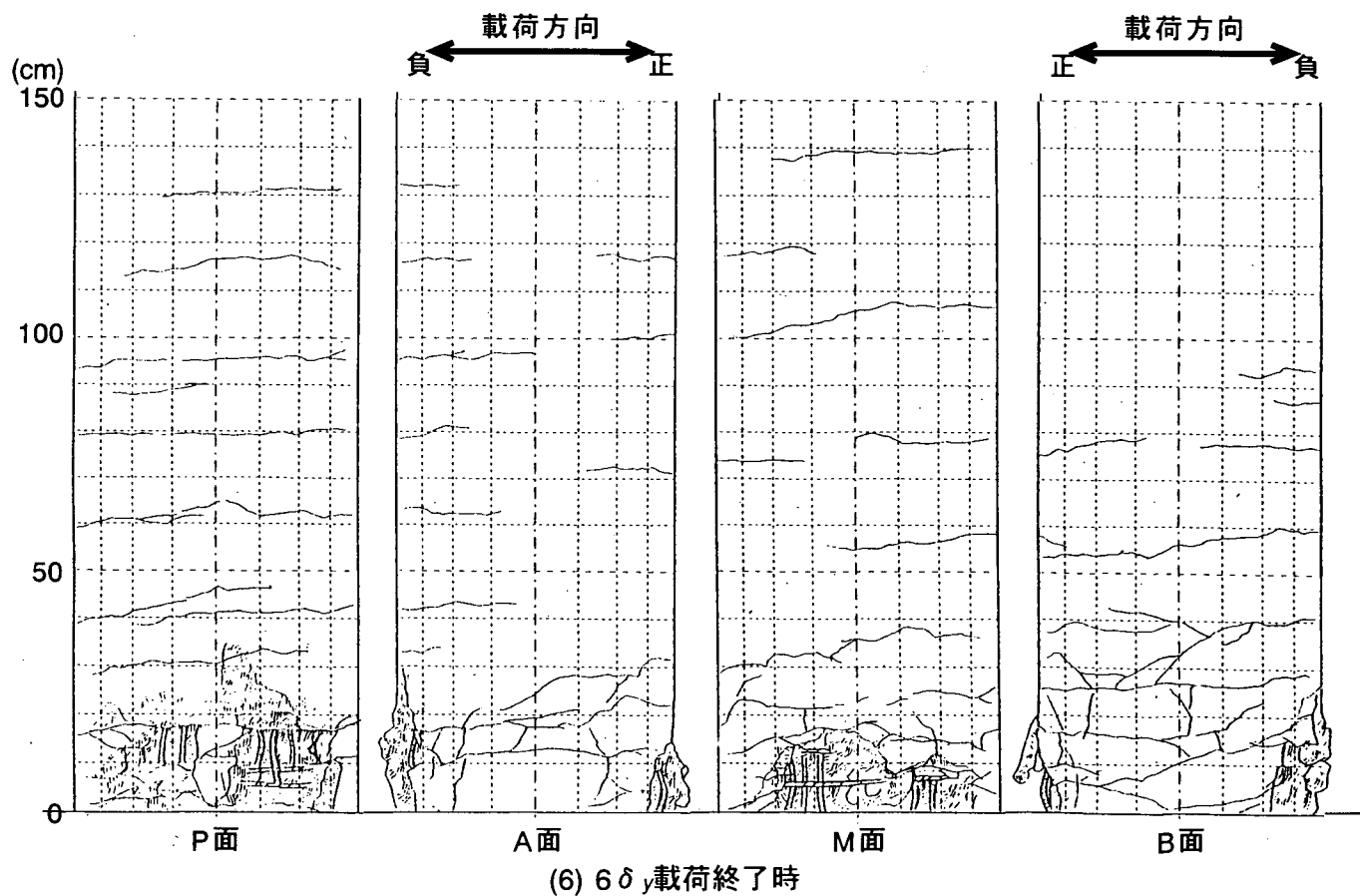
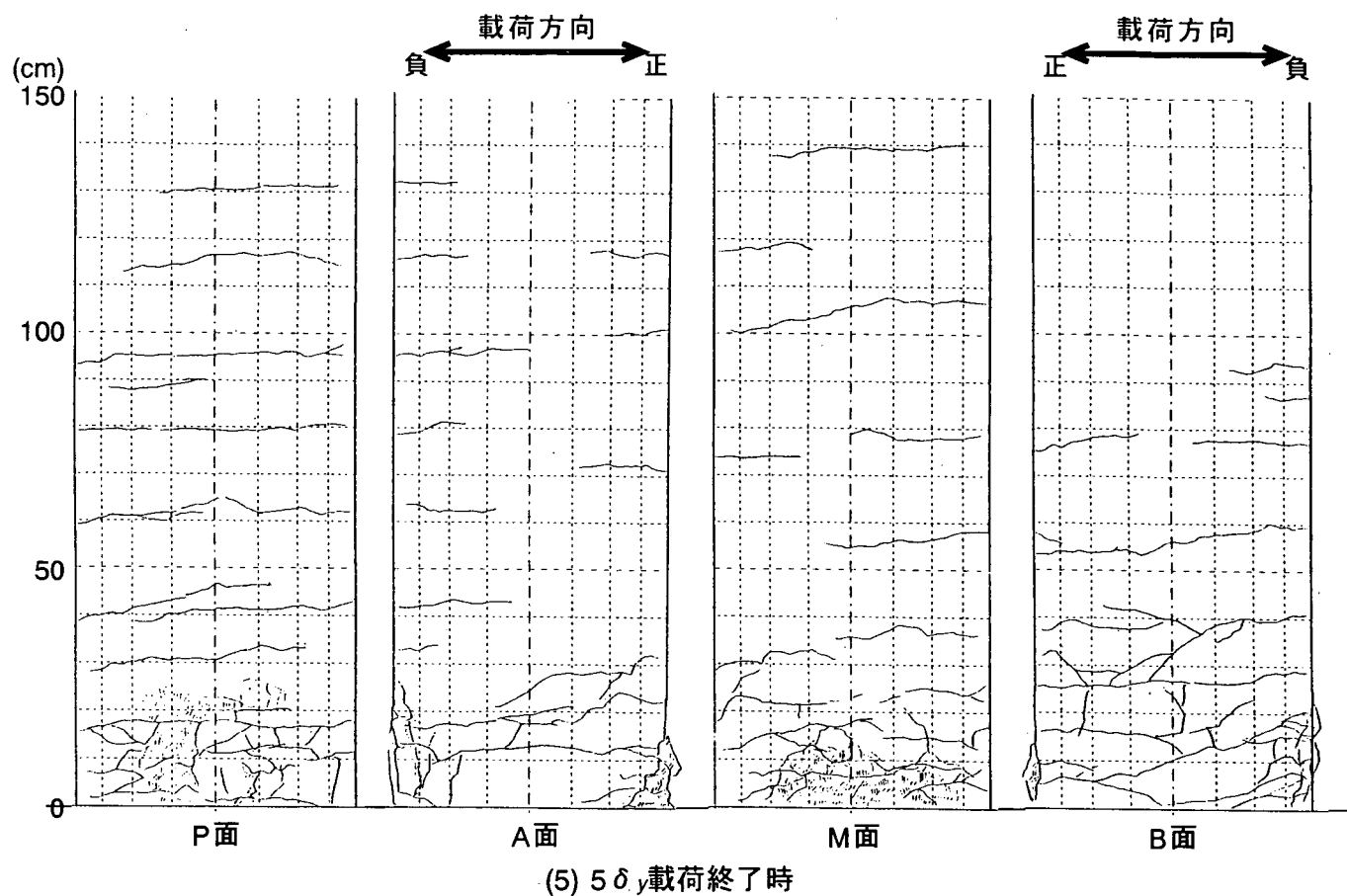


図-3.3(e-3) 供試体に生じた損傷の状況(No.5供試体)

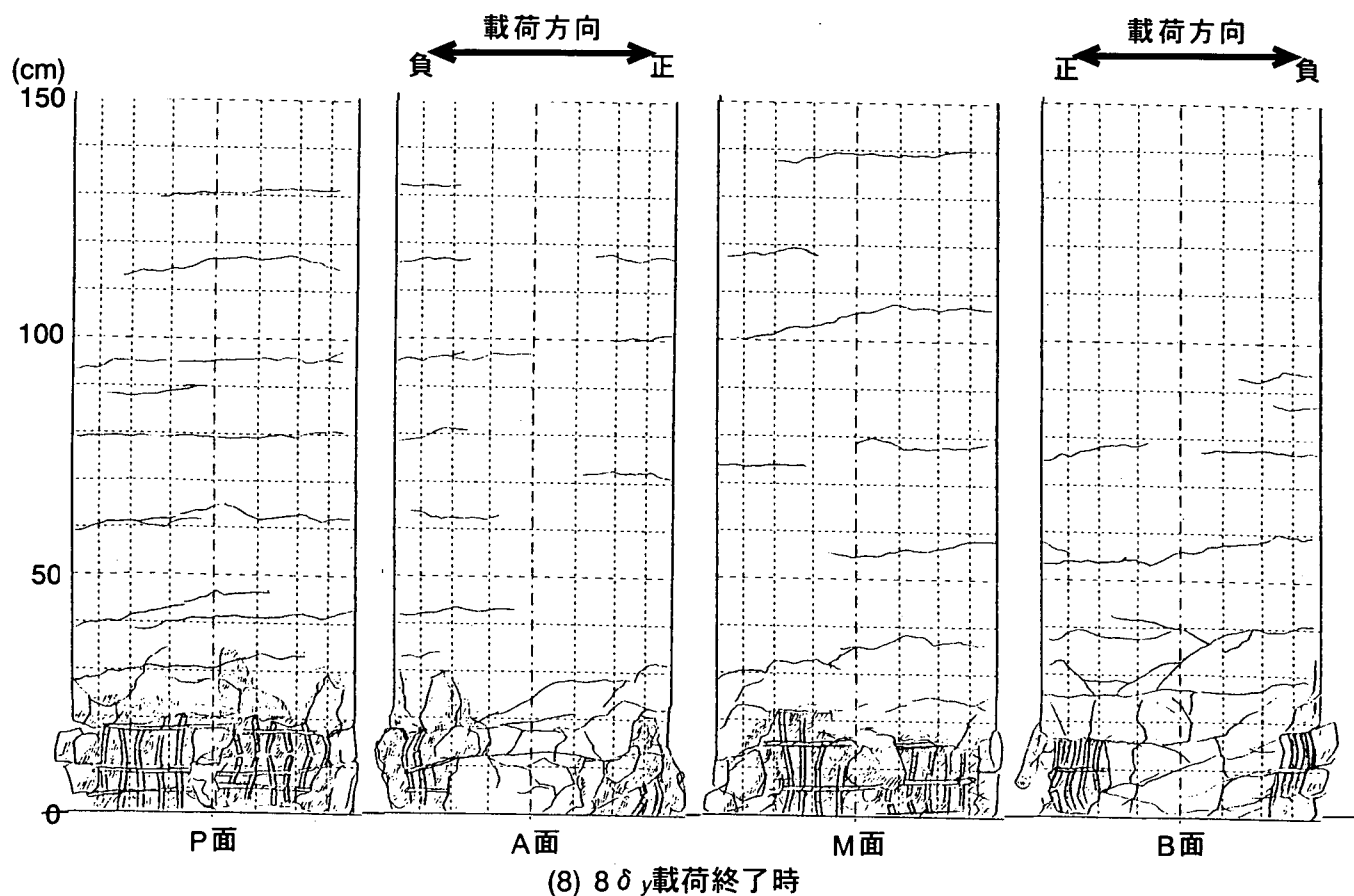
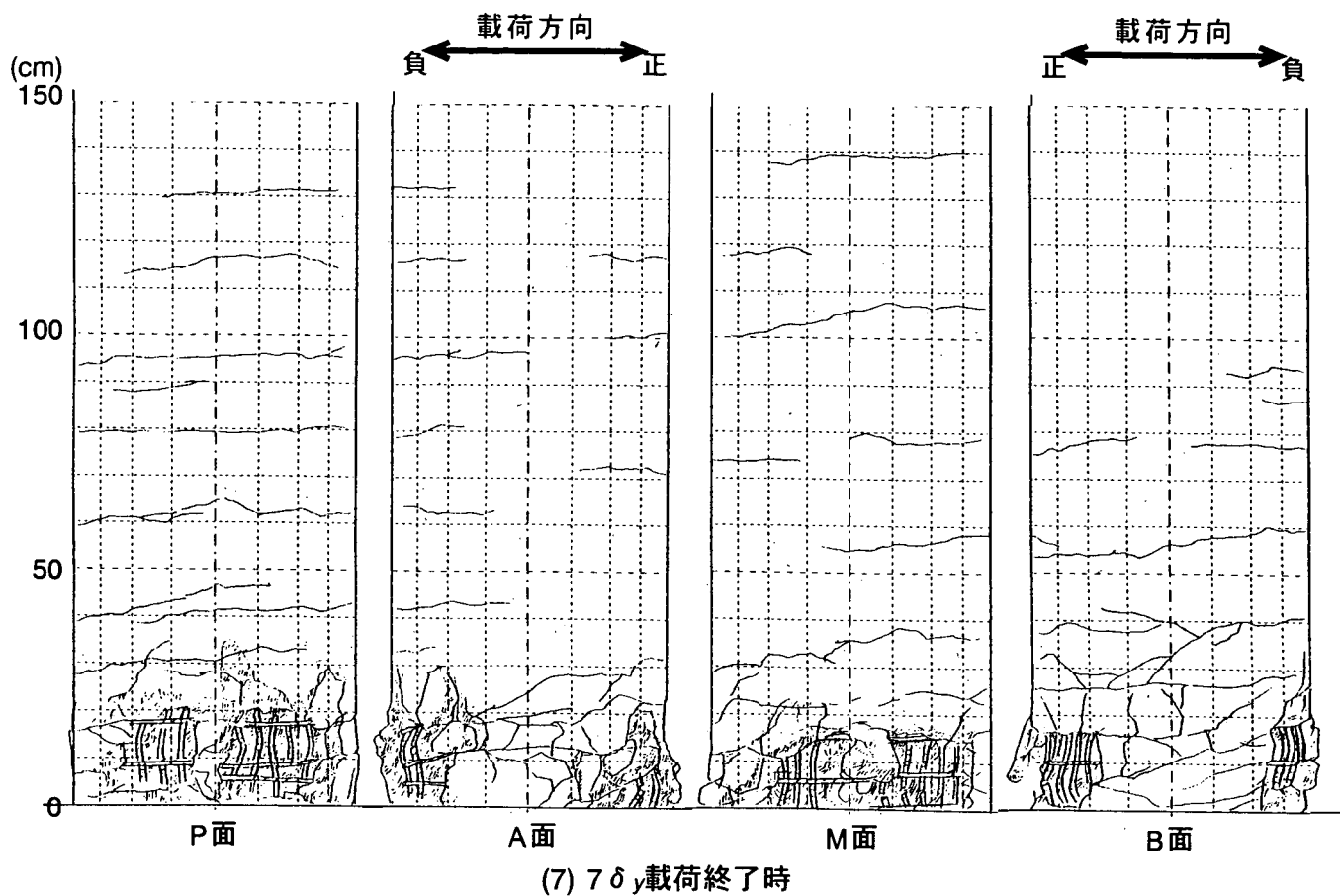


図-3.3(e-4) 供試体に生じた損傷の状況(No.5供試体)

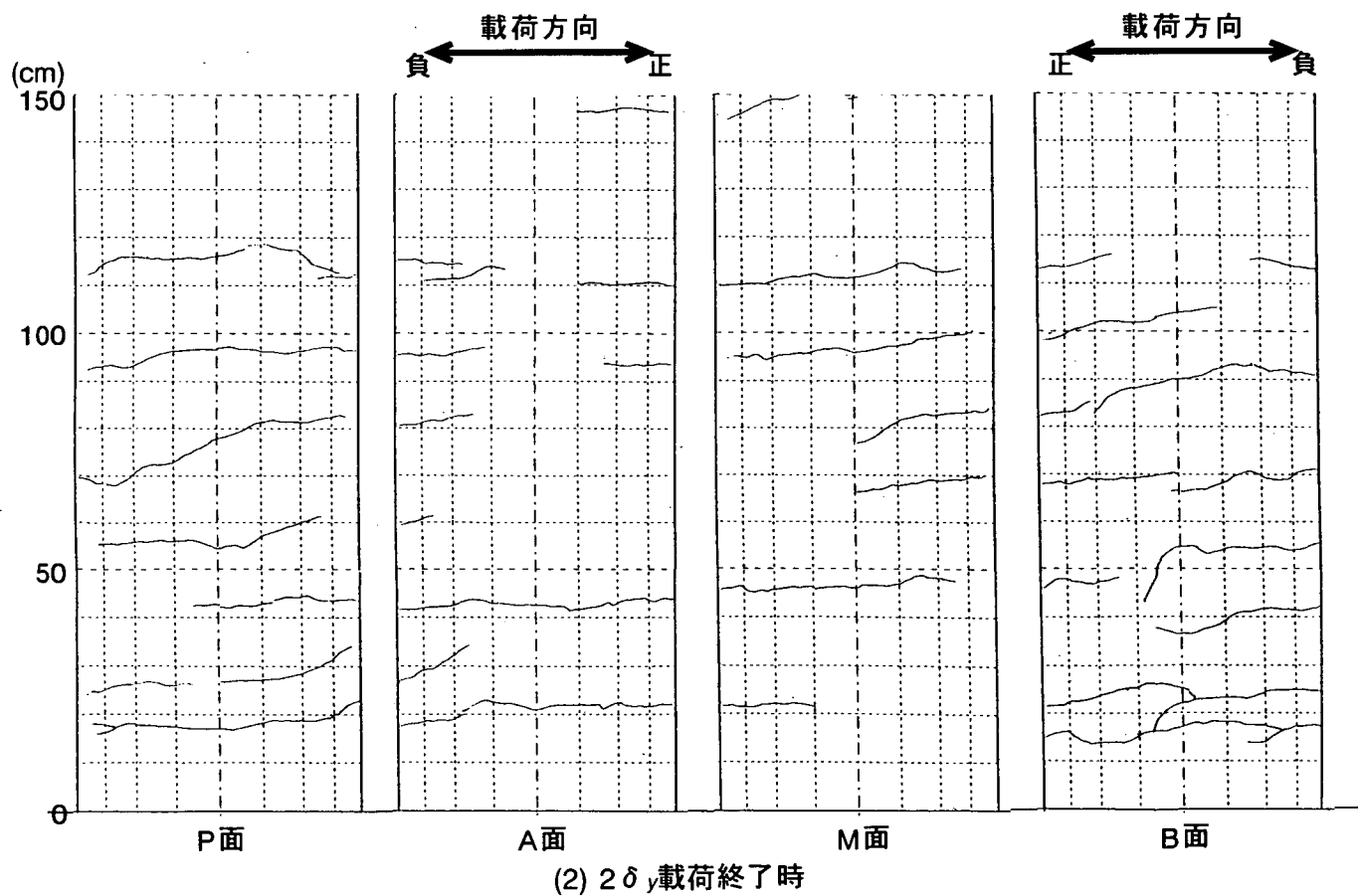
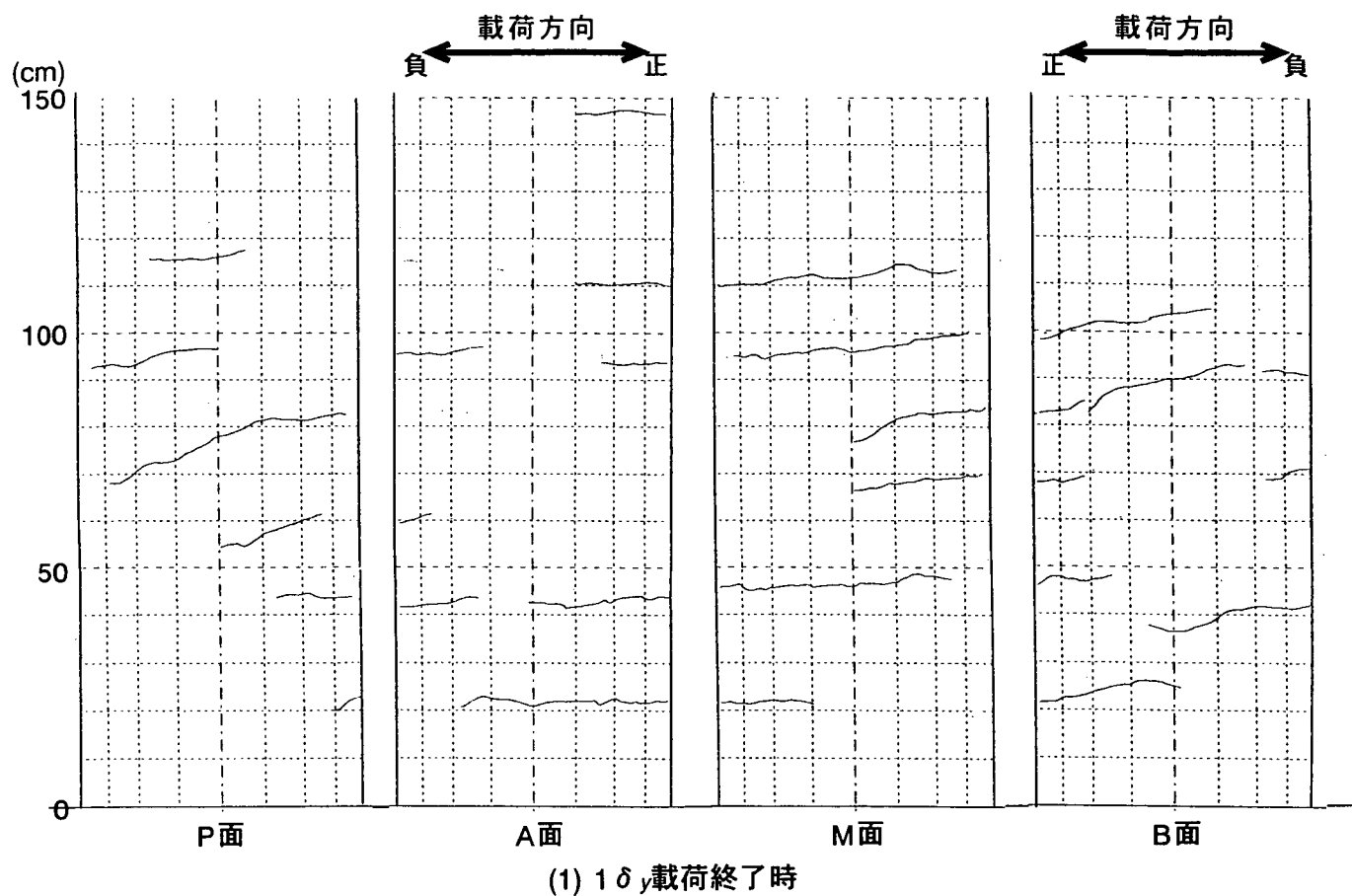


図-3.3(f-1) 供試体に生じた損傷の状況(No.6供試体)

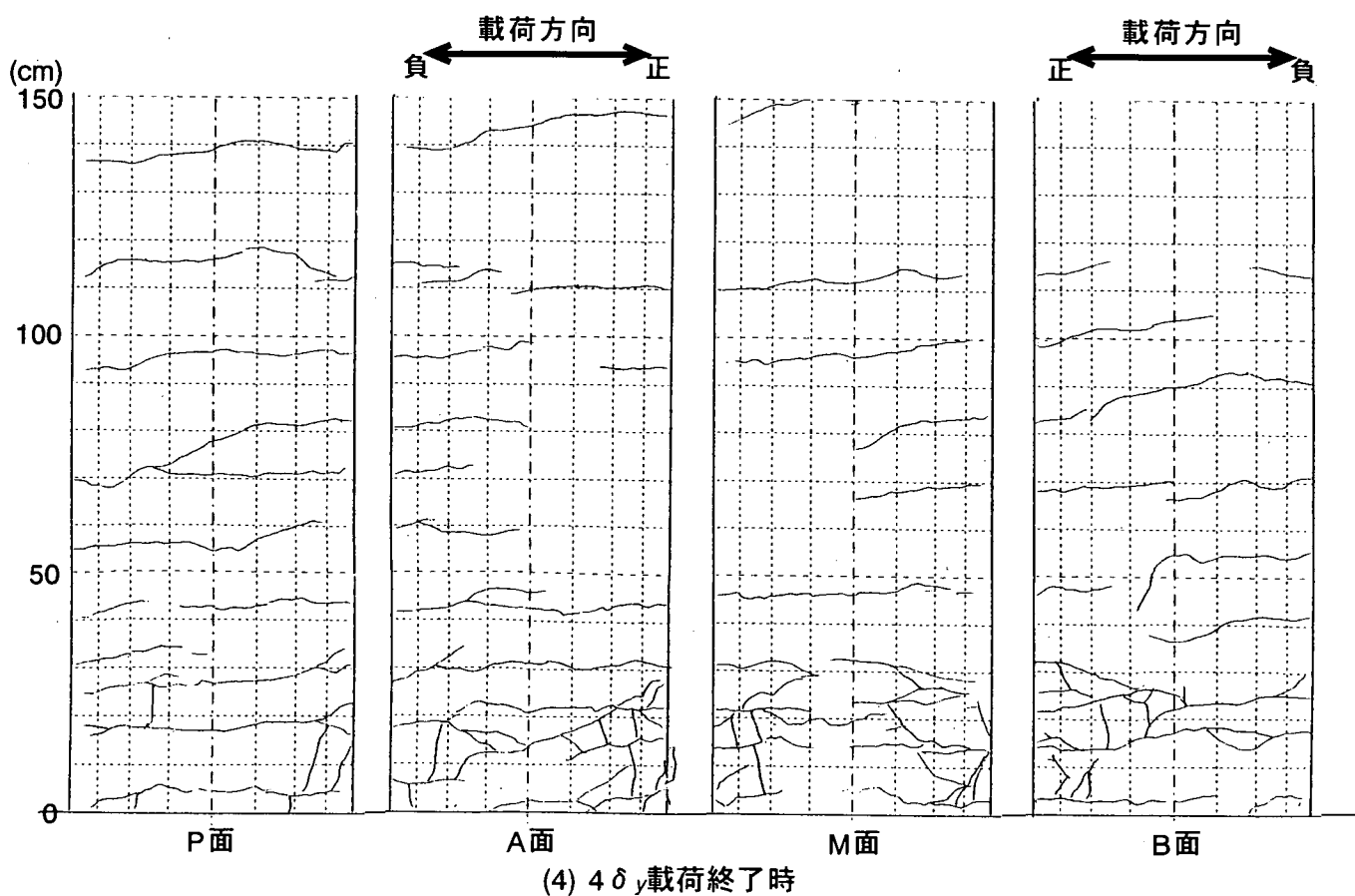
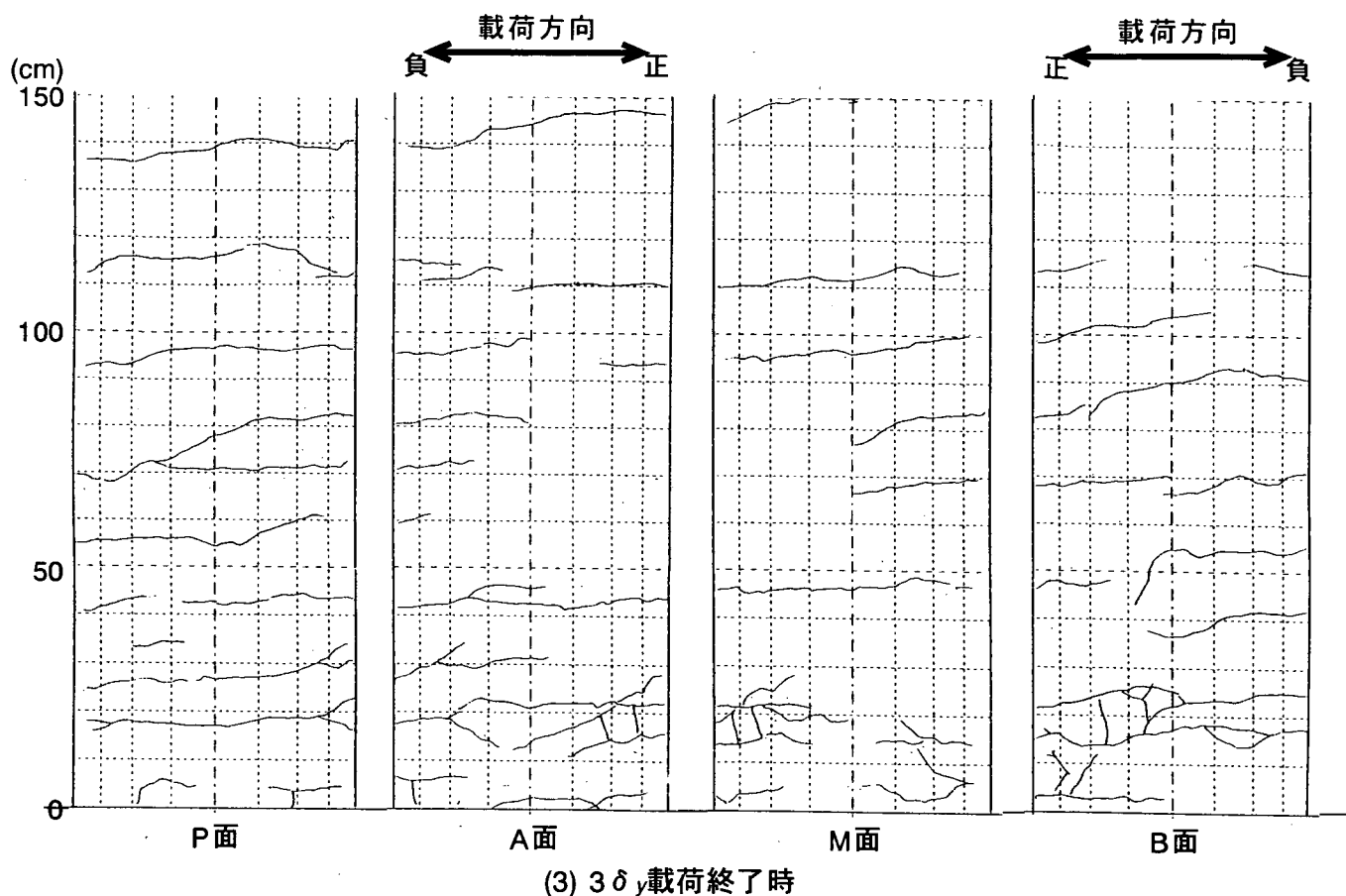


図-3.3(f-2) 供試体に生じた損傷の状況(No.6供試体)

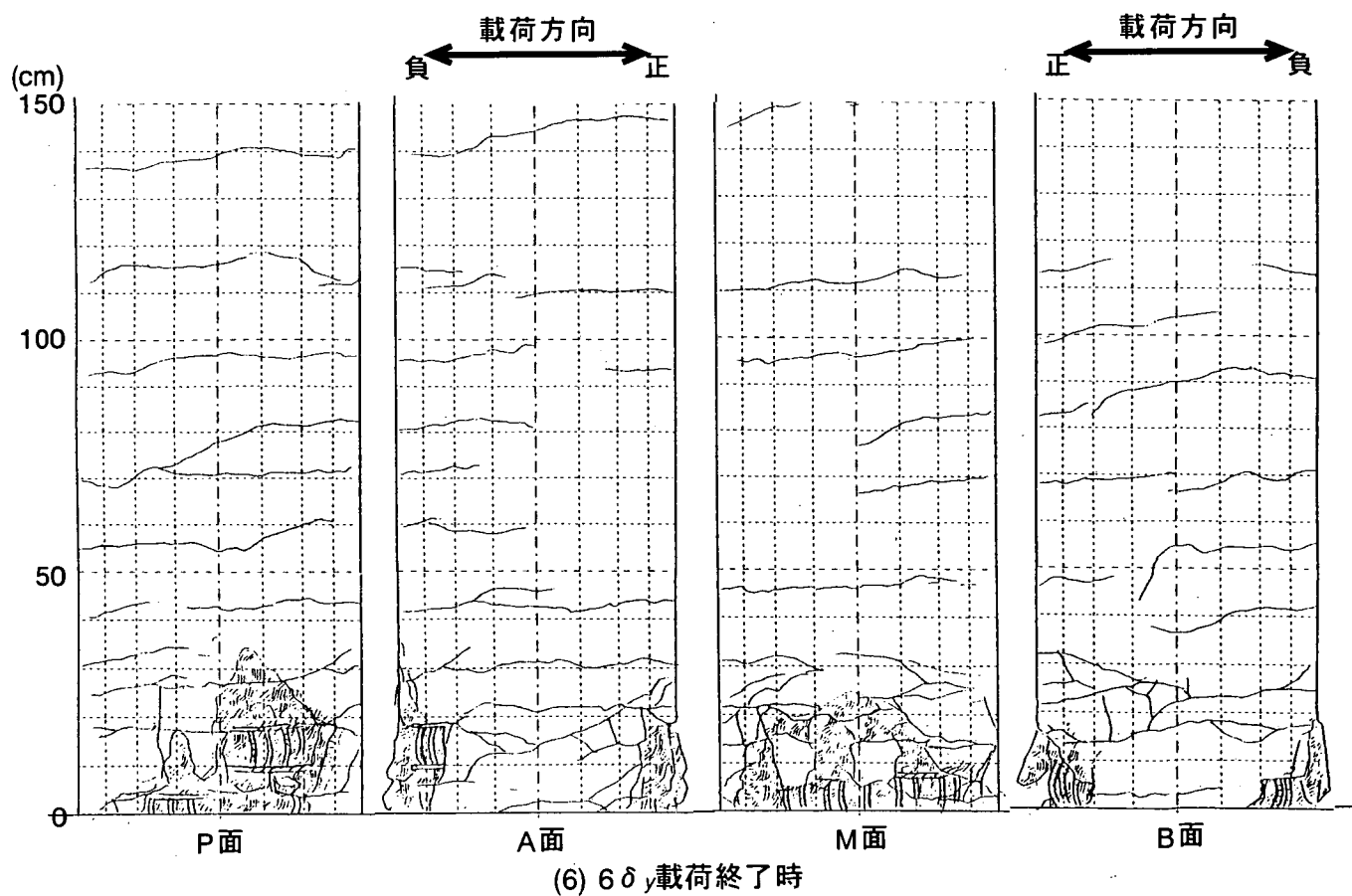
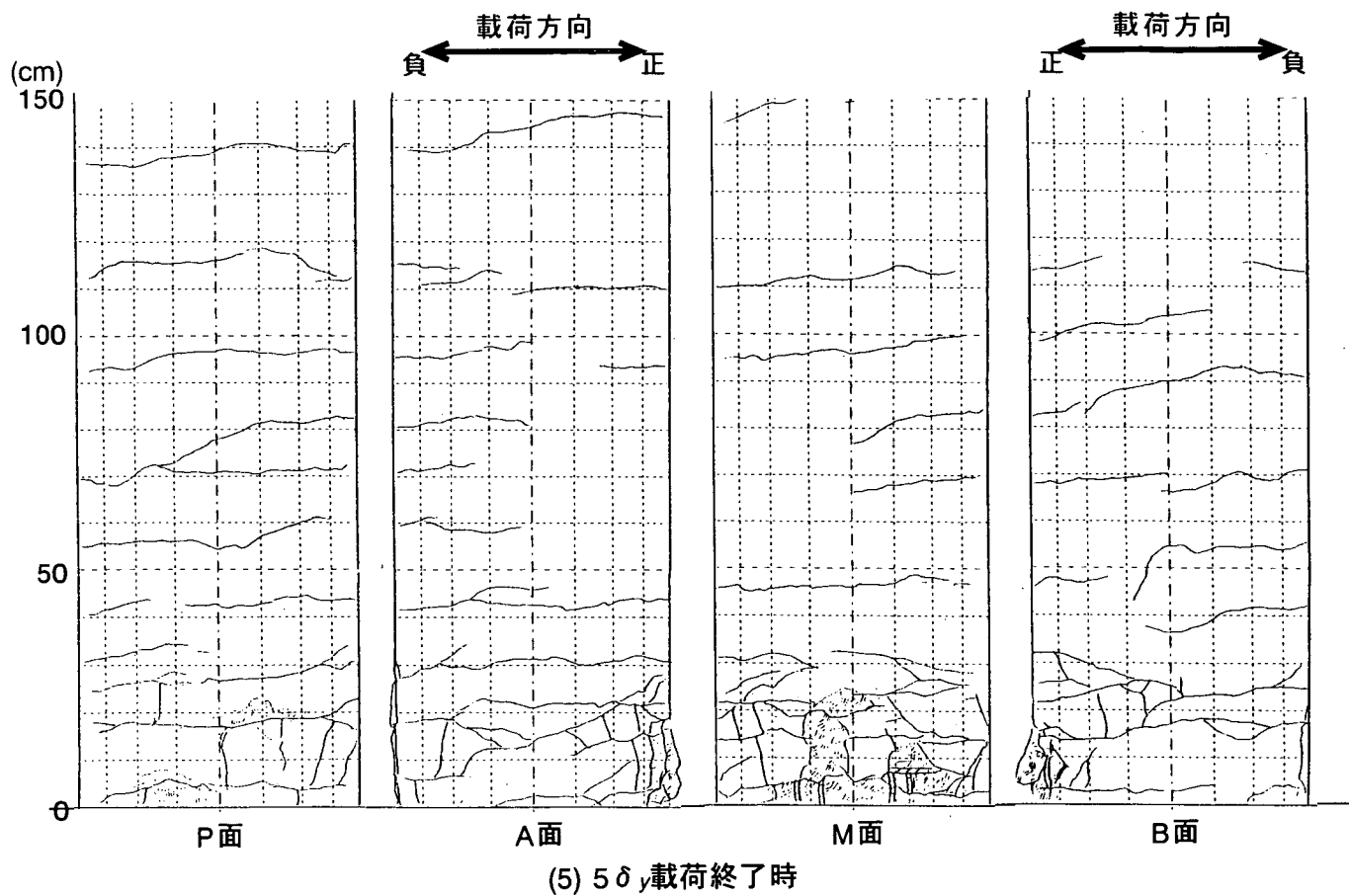
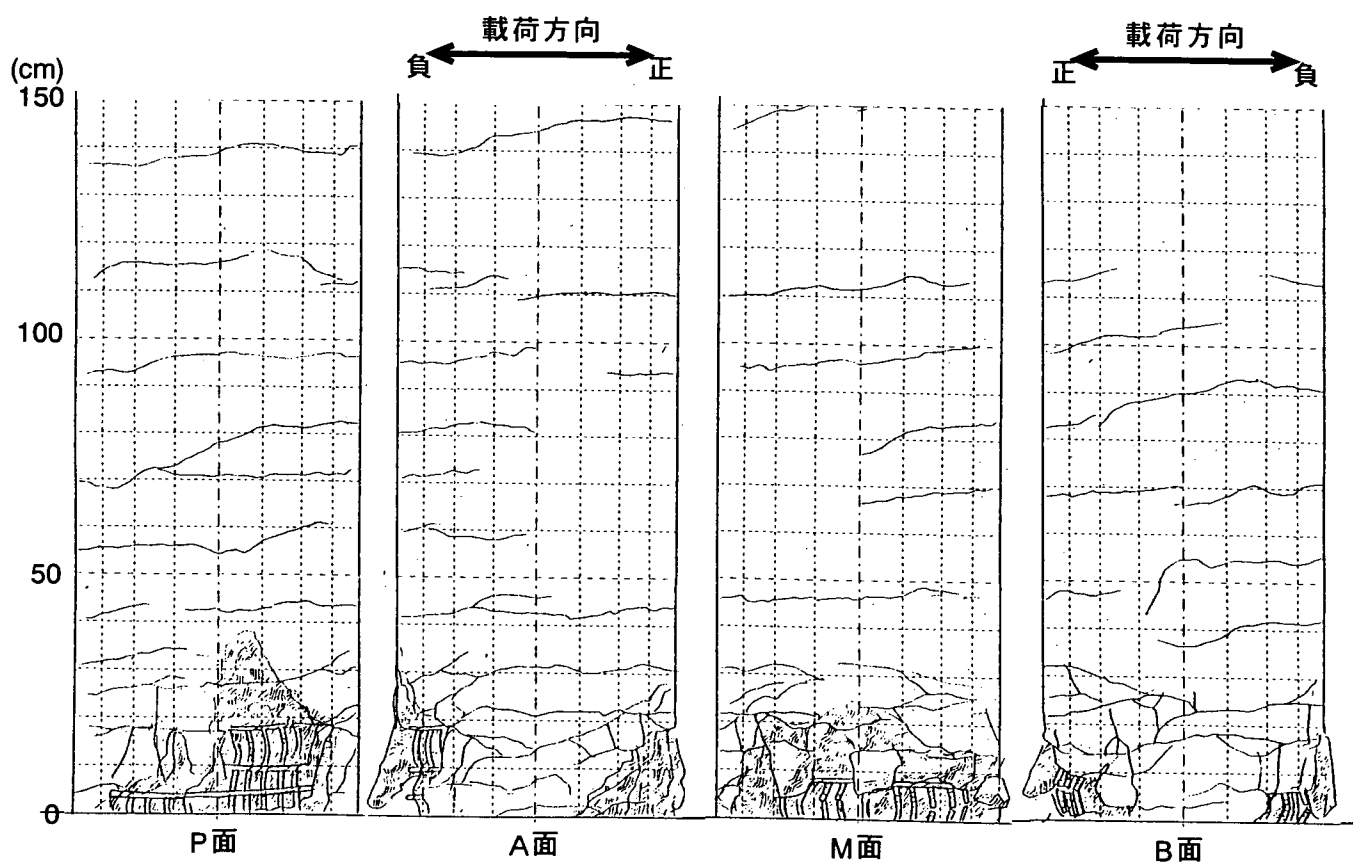
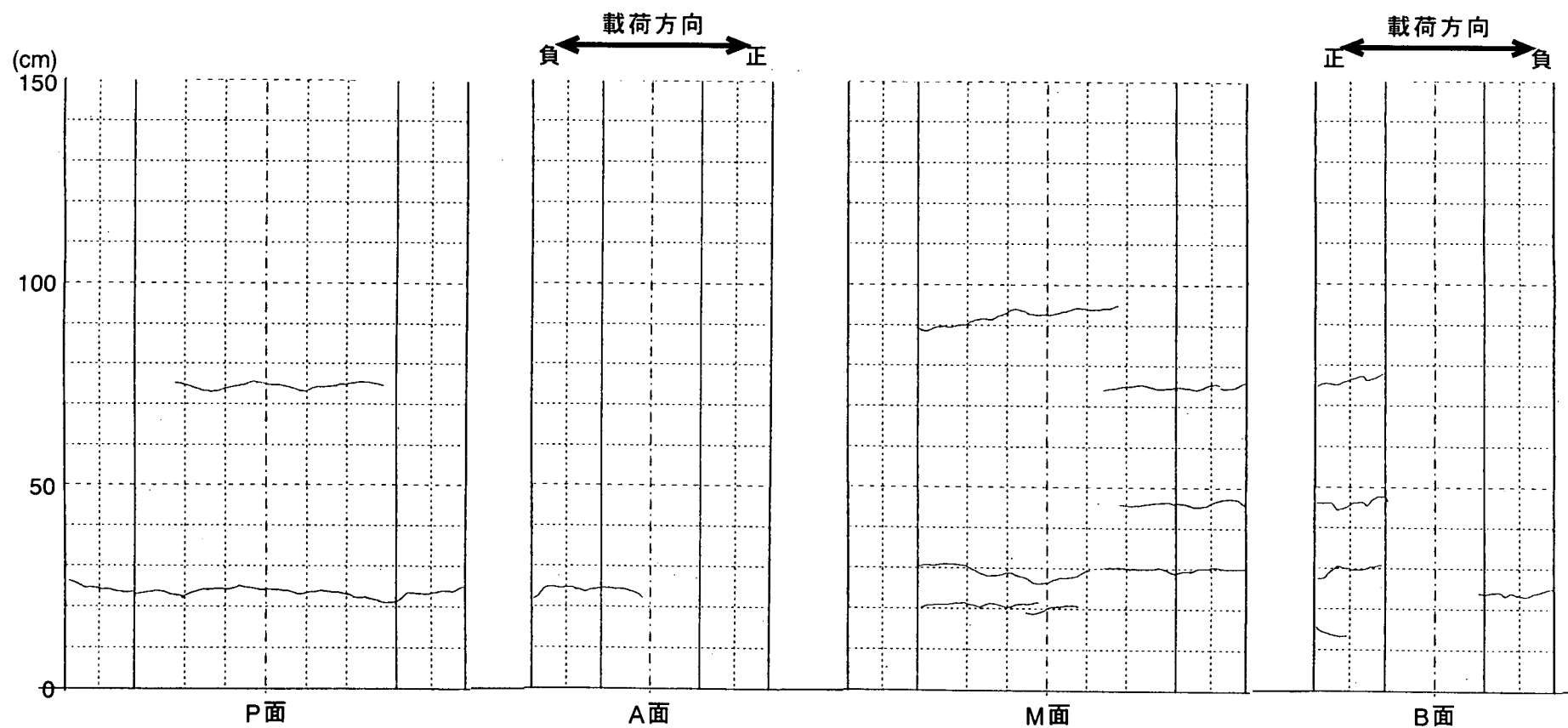


図-3.3(f-3) 供試体に生じた損傷の状況(No.6供試体)



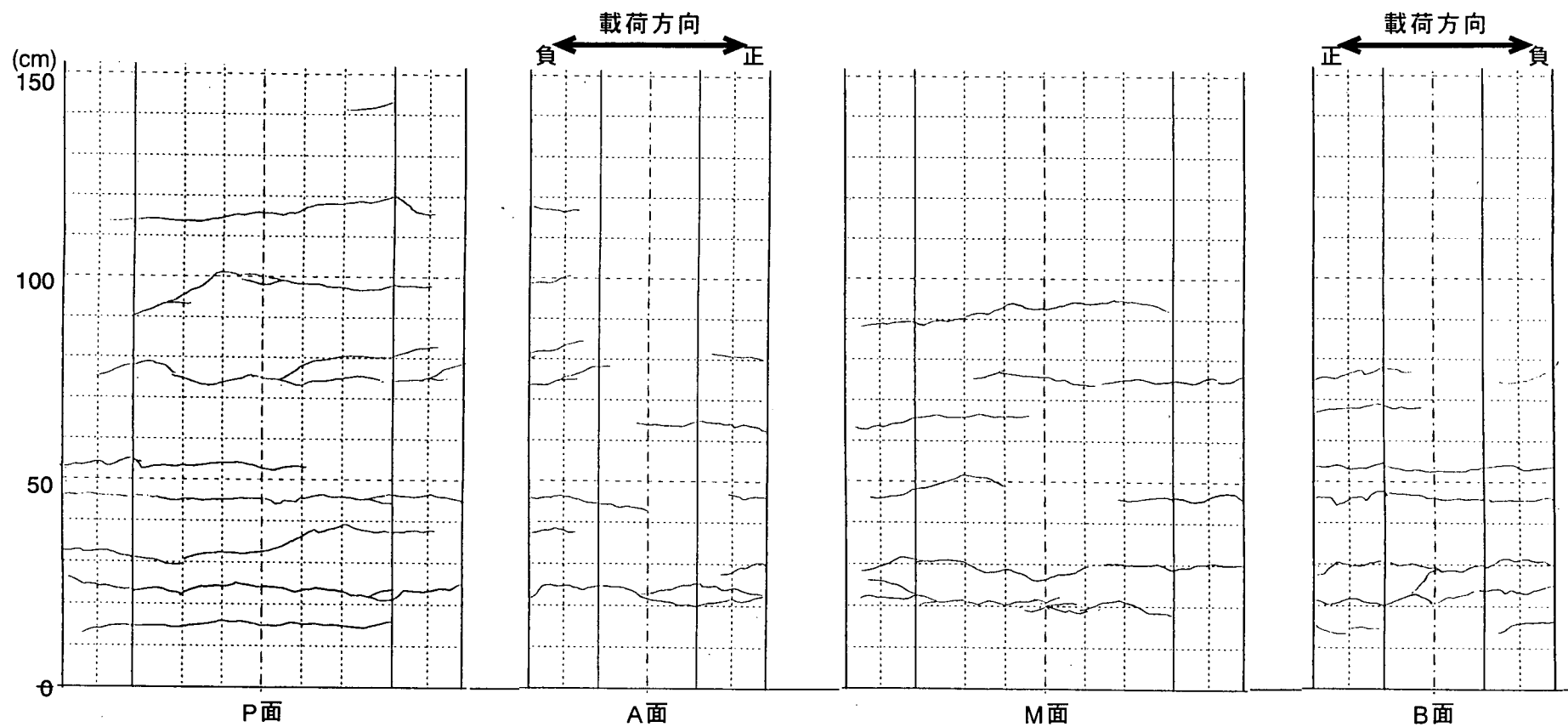
(7) $7\delta_y$ 載荷終了時

図-3.3(f-4) 供試体に生じた損傷の状況(No.6供試体)



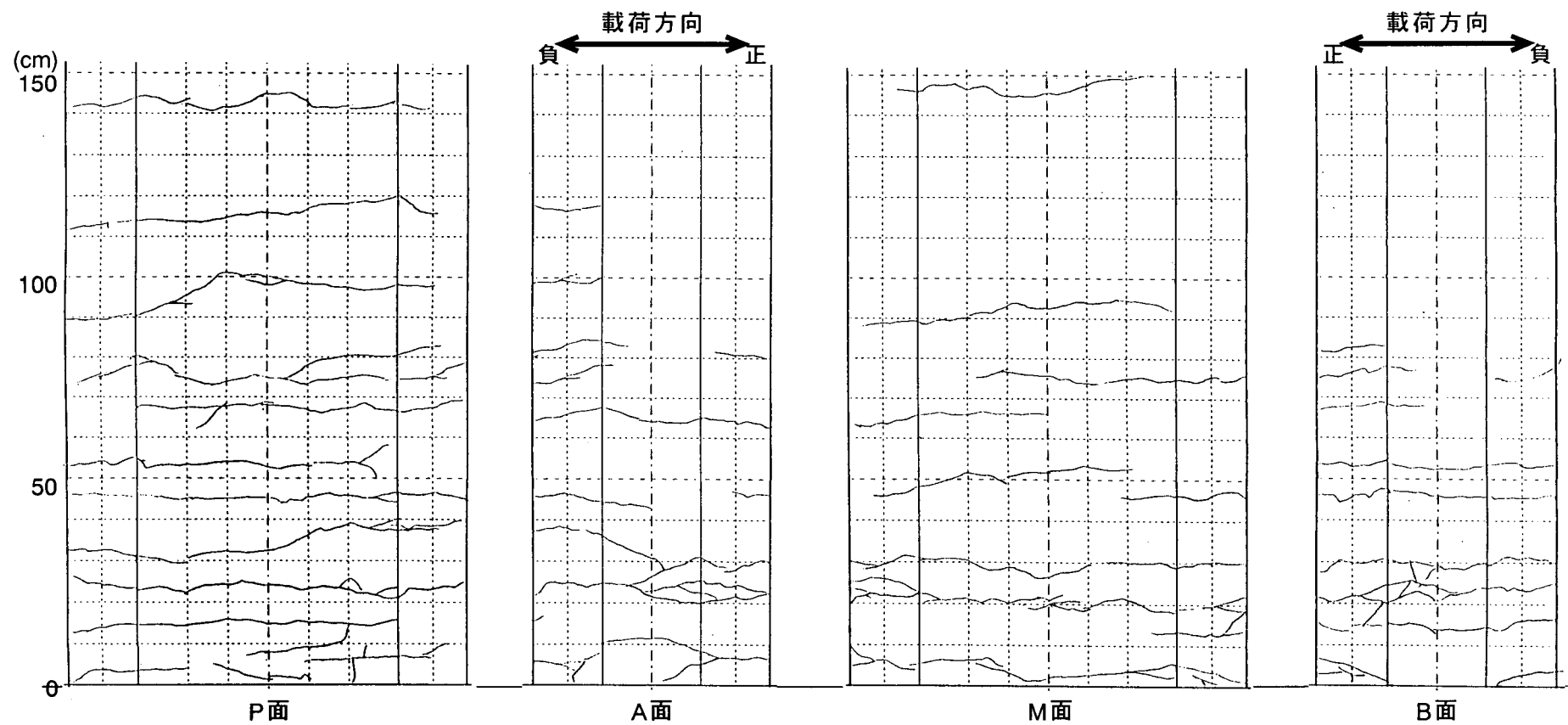
1 δ_y 載荷終了時

図-3.3(g-1) 供試体に生じた損傷の状況(No.7供試体)



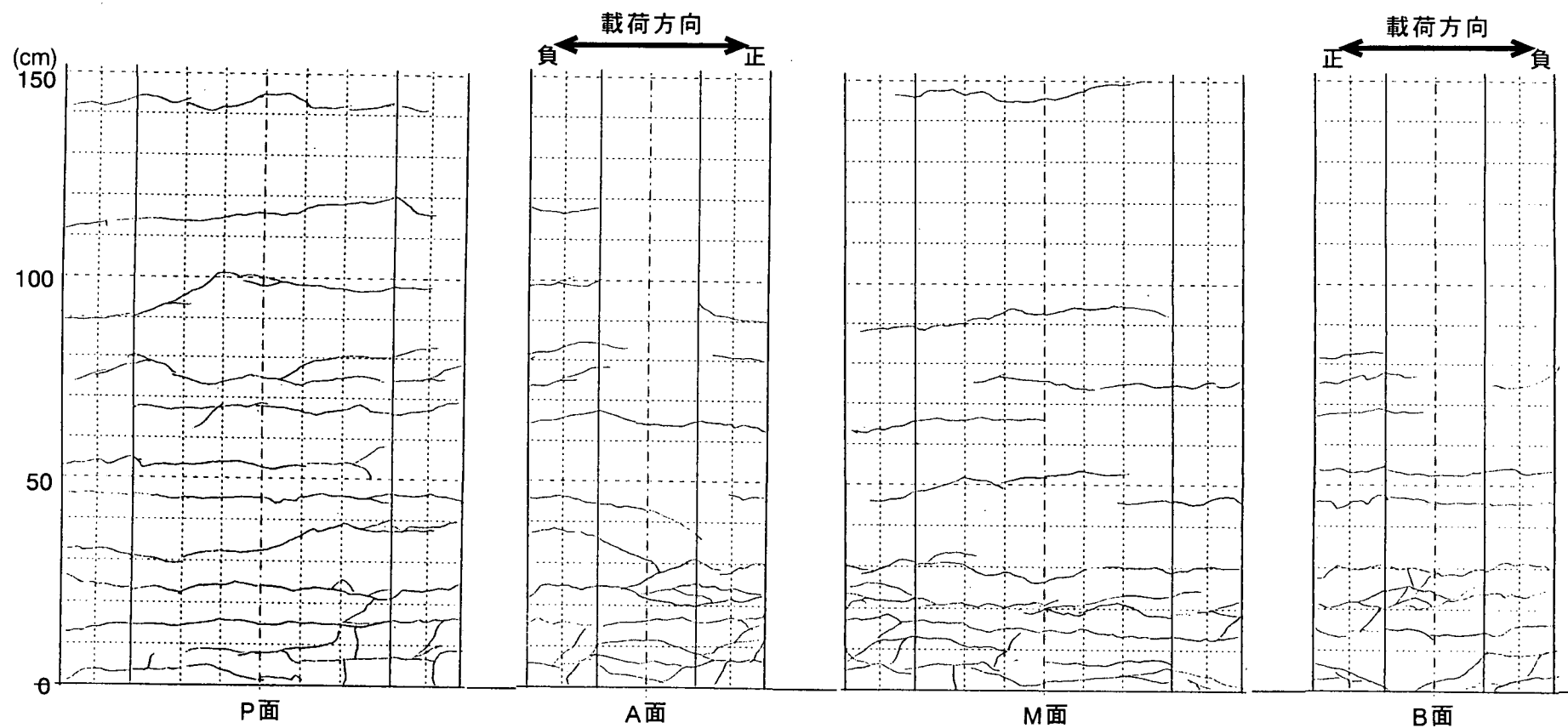
$2\delta_y$ 載荷終了時

図-3.3(g-2) 供試体に生じた損傷の状況(No.7供試体)



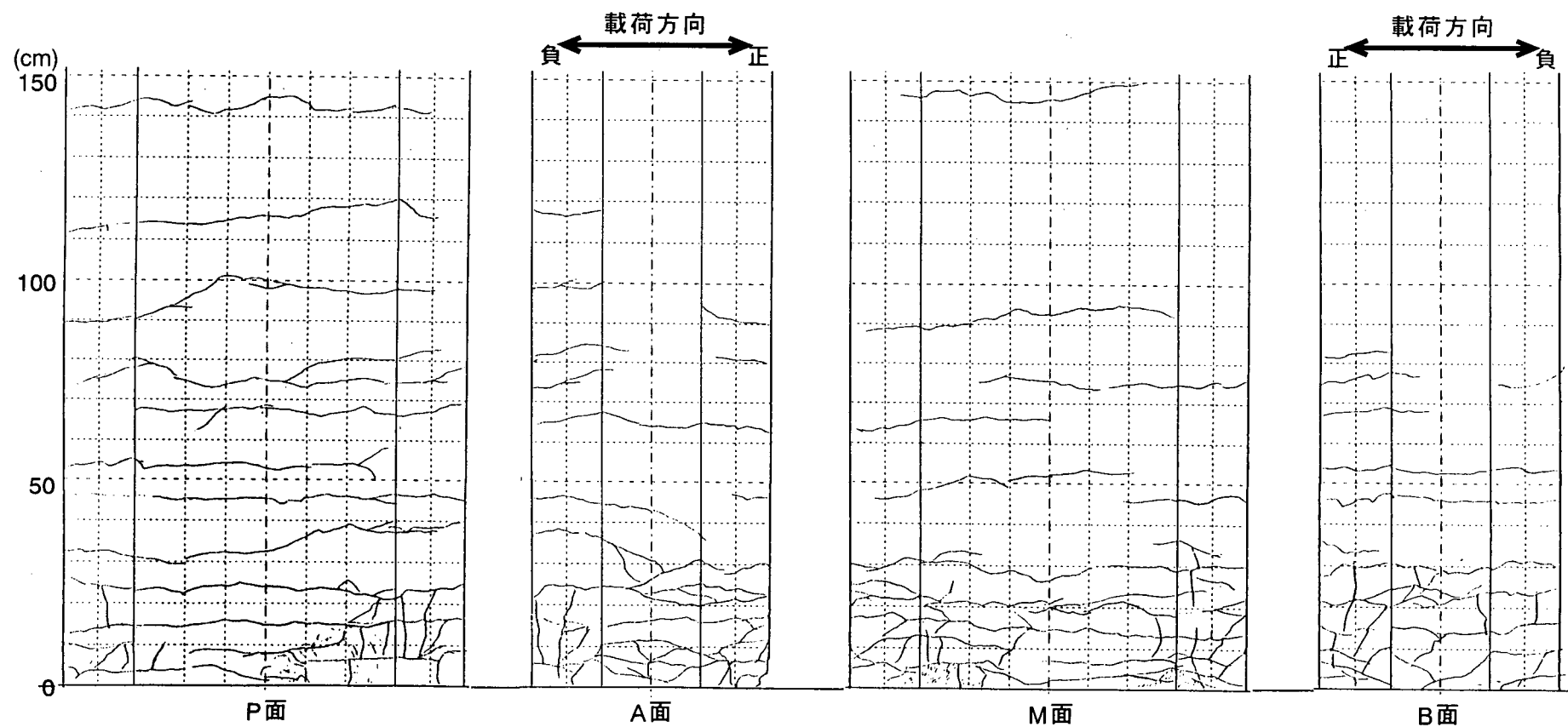
3 δ_y 載荷終了時

図-3.3(g-3) 供試体に生じた損傷の状況(No.7供試体)



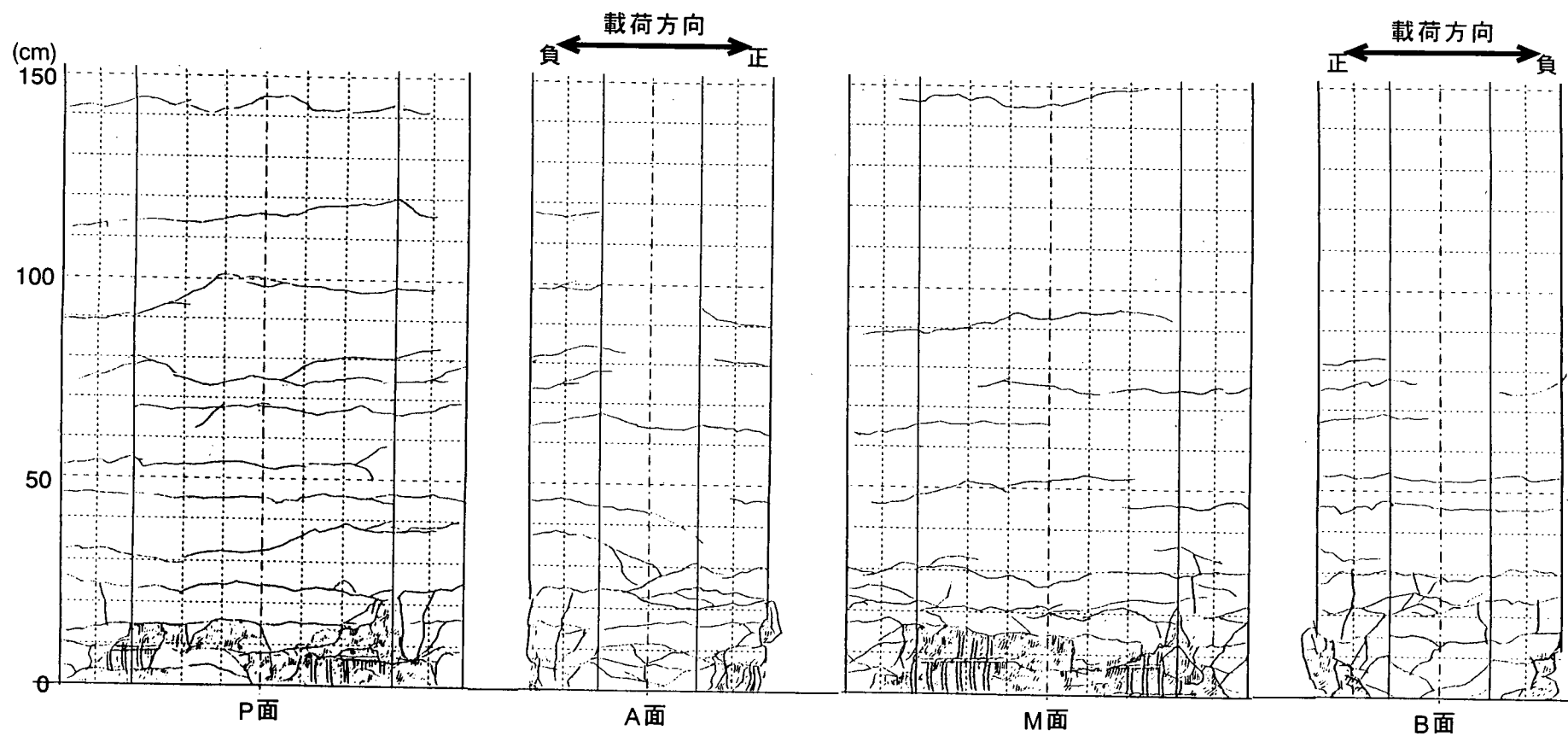
4 $\delta\gamma$ 載荷終了時

図-3.3(g-4) 供試体に生じた損傷の状況(No.7供試体)

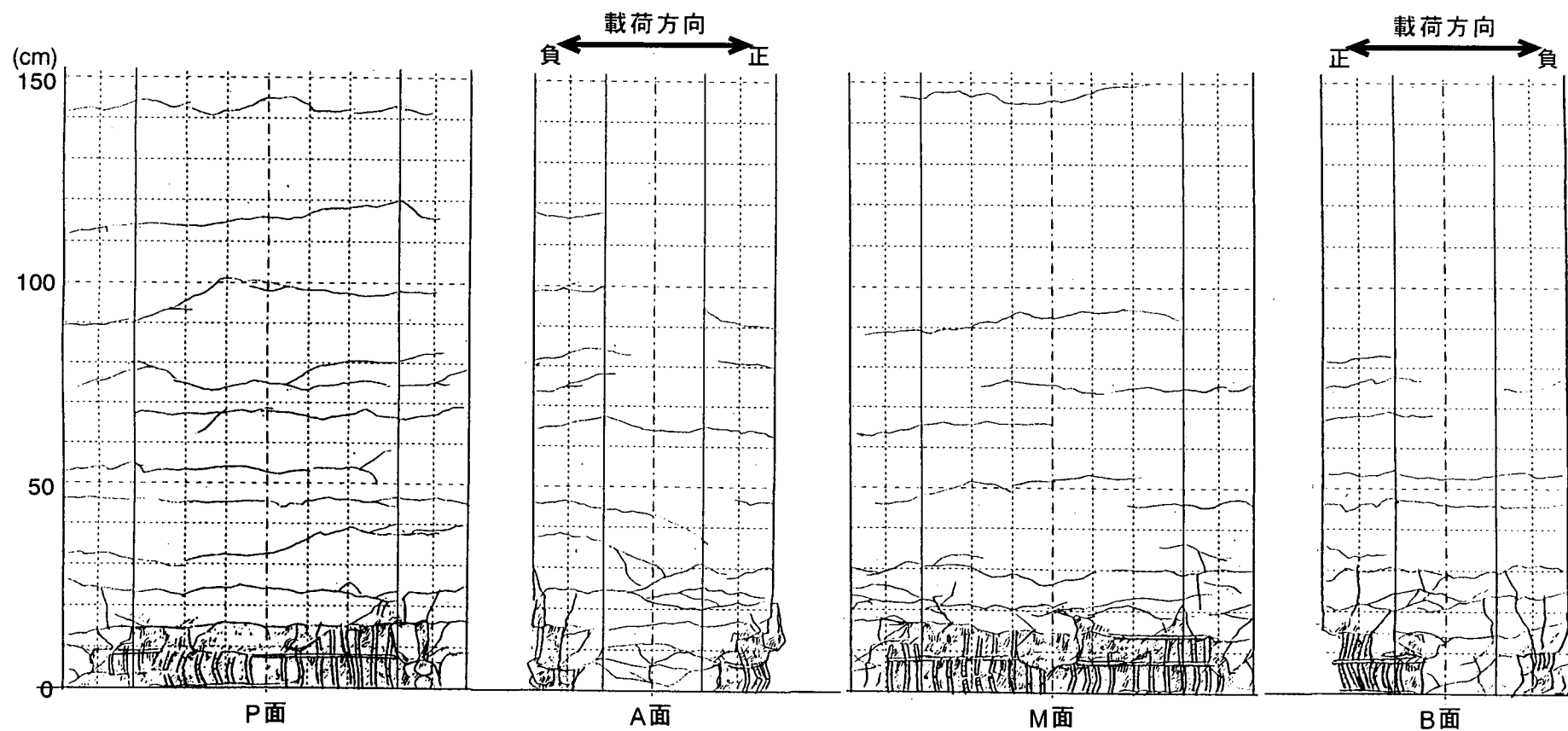


5 δ 載荷終了時

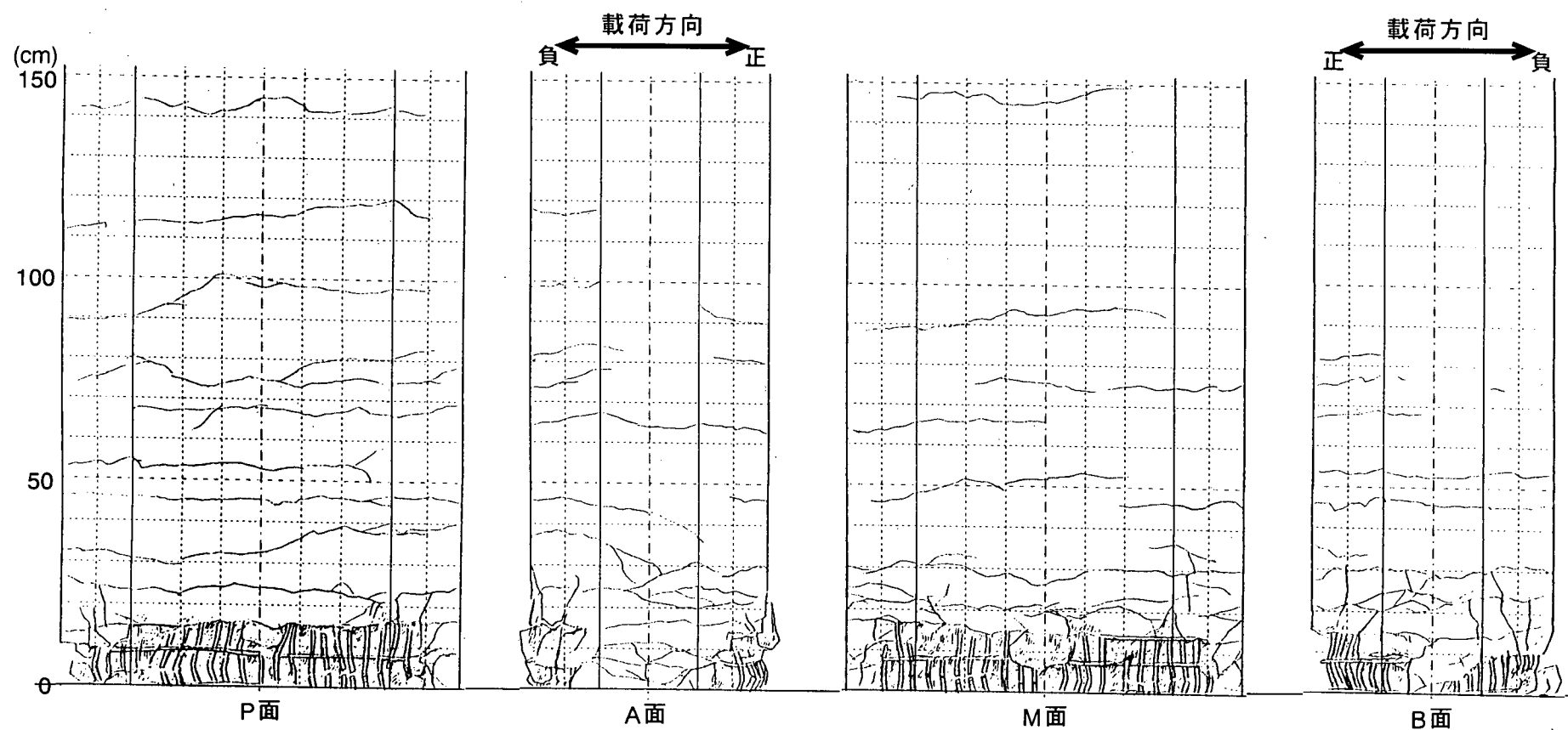
図-3.3(g-5) 供試体に生じた損傷の状況(No.7供試体)



6 δ_y 載荷終了時
図-3.3(g-6) 供試体に生じた損傷の状況(No.7供試体)

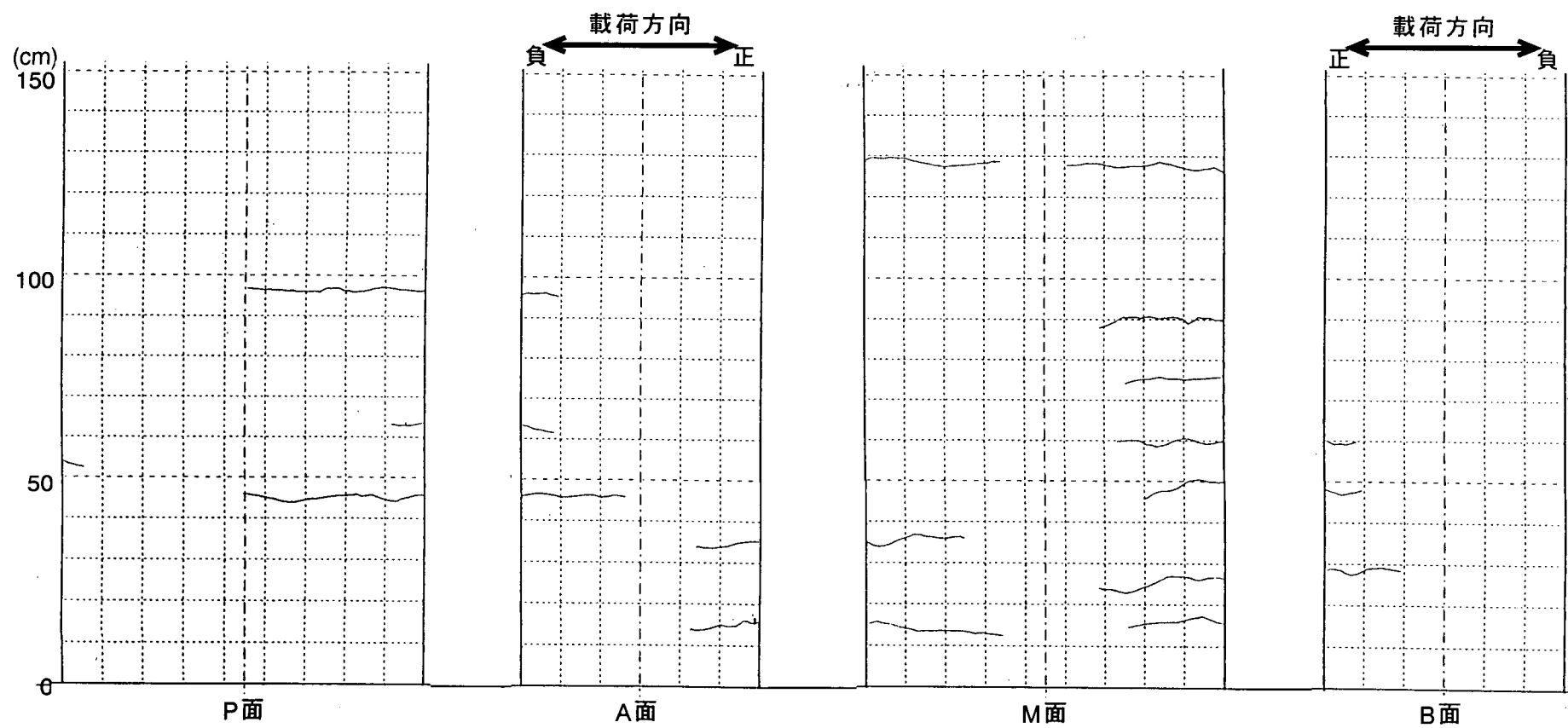


7 δ_y 載荷終了時
図-3.3(g-7) 供試体に生じた損傷の状況(No.7供試体)



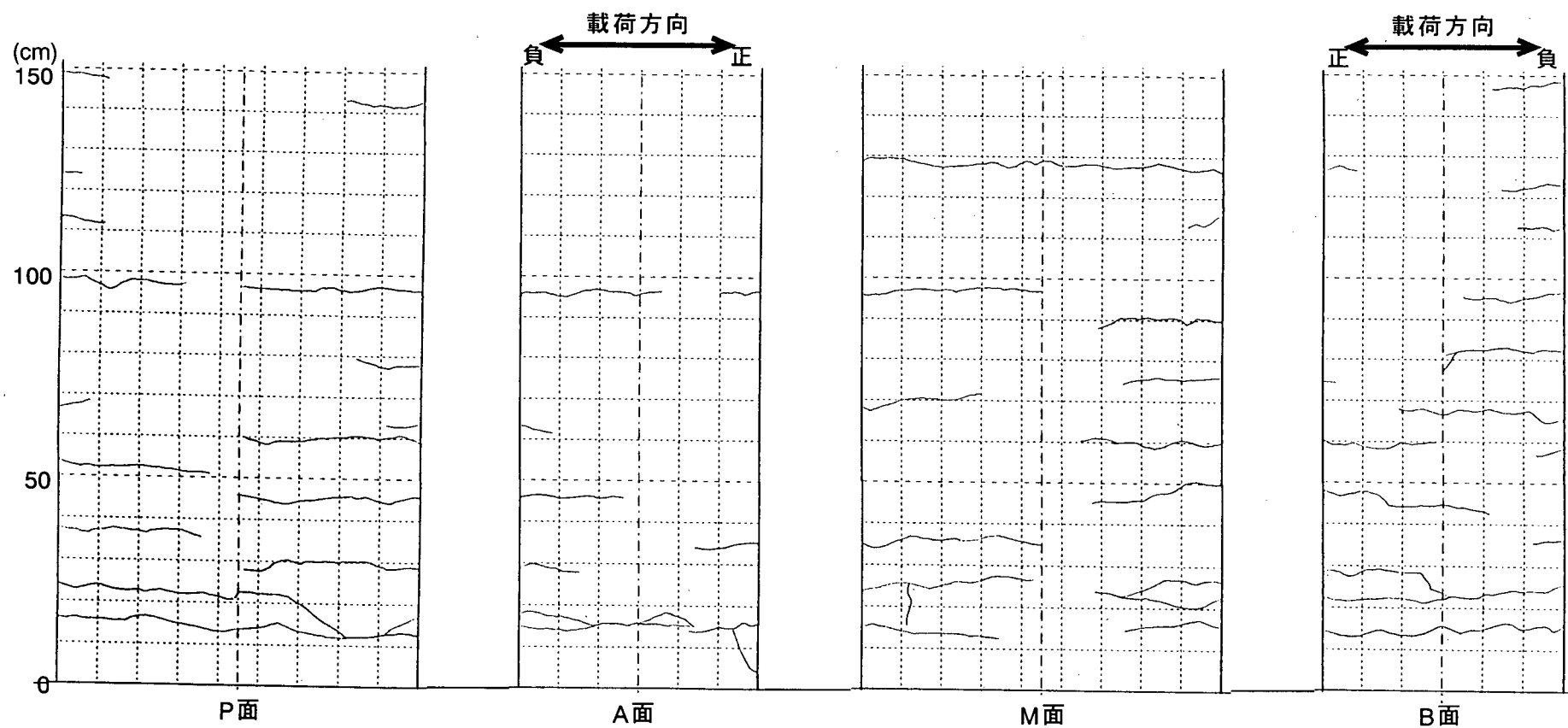
8δ_y 載荷終了時

図-3.3(g-8) 供試体に生じた損傷の状況(No.7供試体)



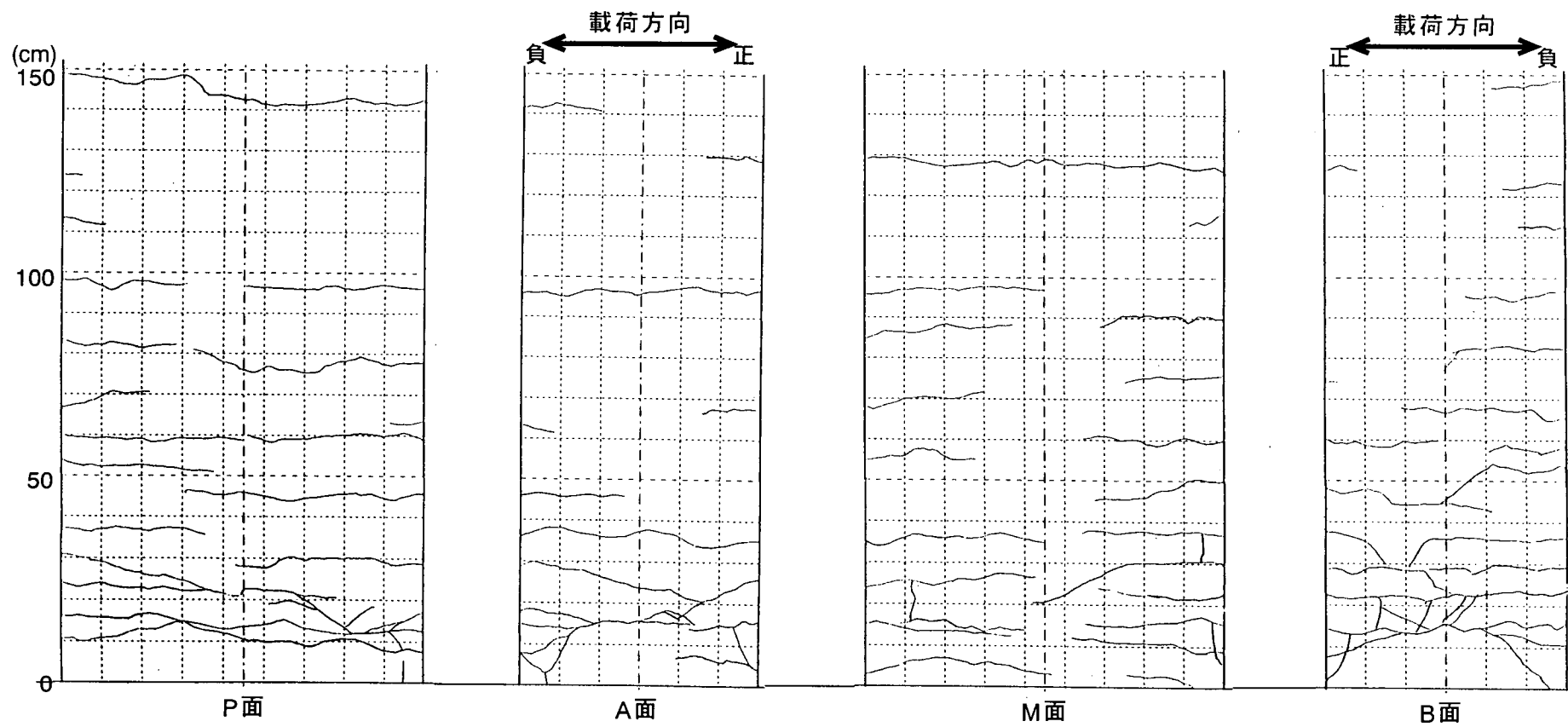
1 δ_y 載荷終了時

図-3.3(h-1) 供試体に生じた損傷の状況(No.8供試体)



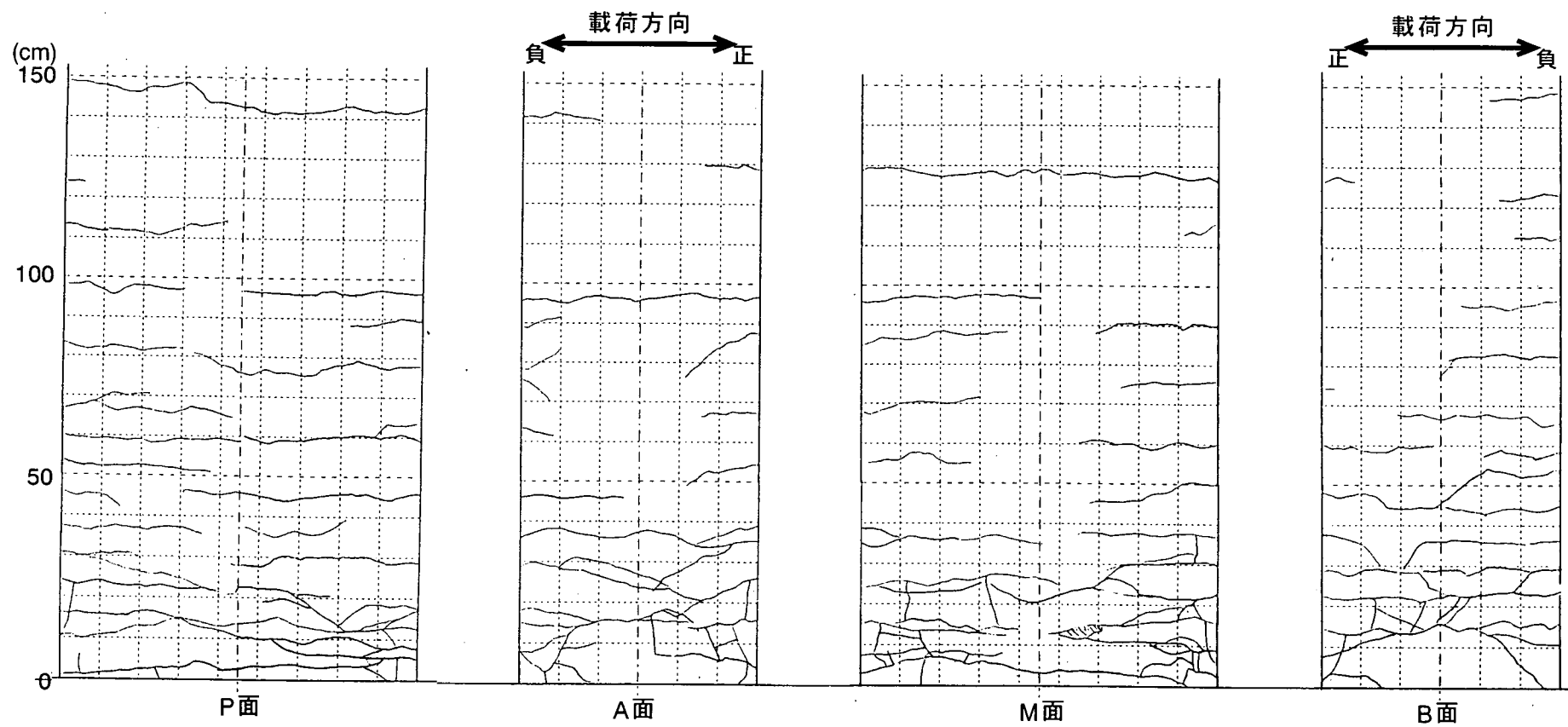
$2\delta_y$ 载荷終了時

図-3.3(h-2) 供試体に生じた損傷の状況(No.8供試体)



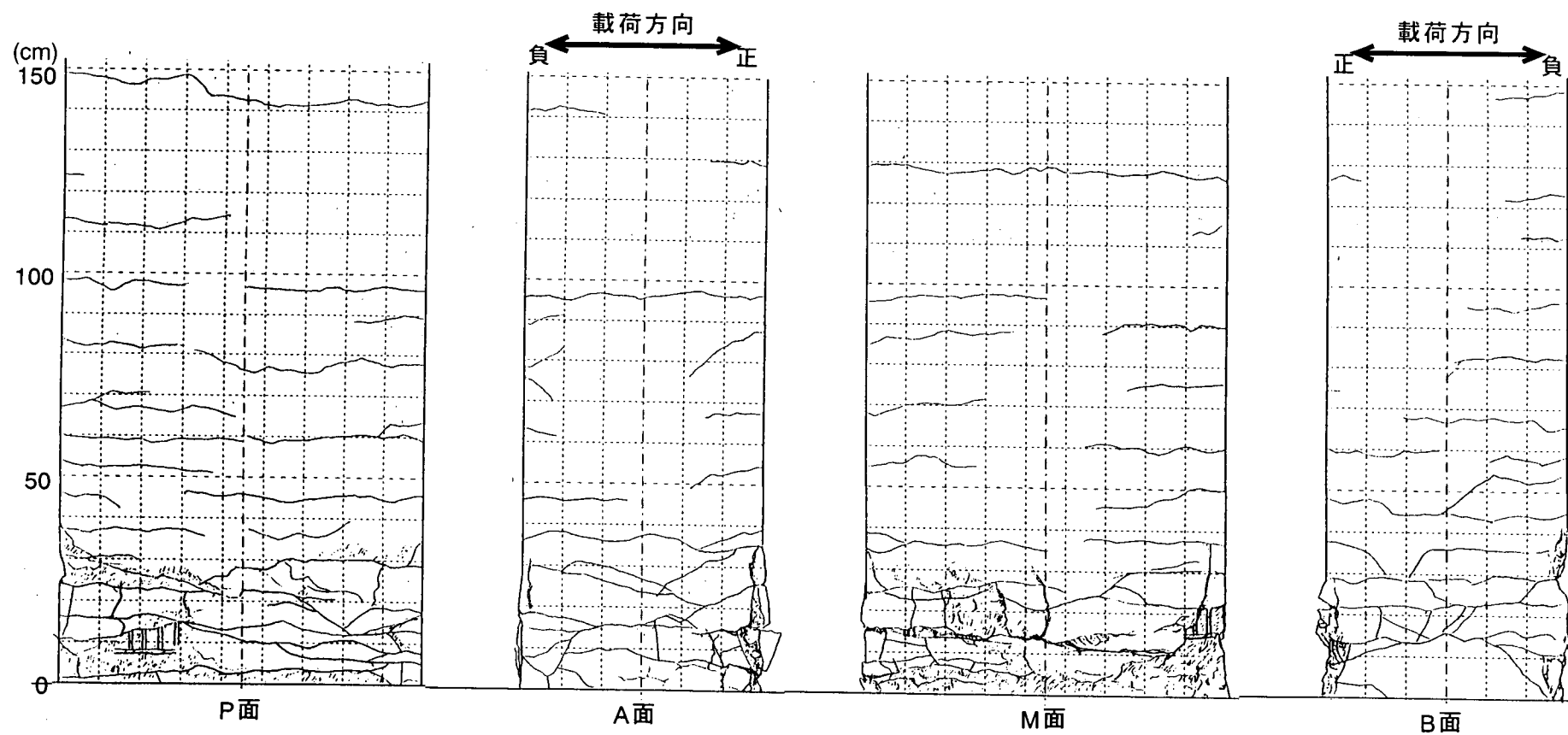
3 δ_y 載荷終了時

図-3.3(h-3) 供試体に生じた損傷の状況(No.8供試体)

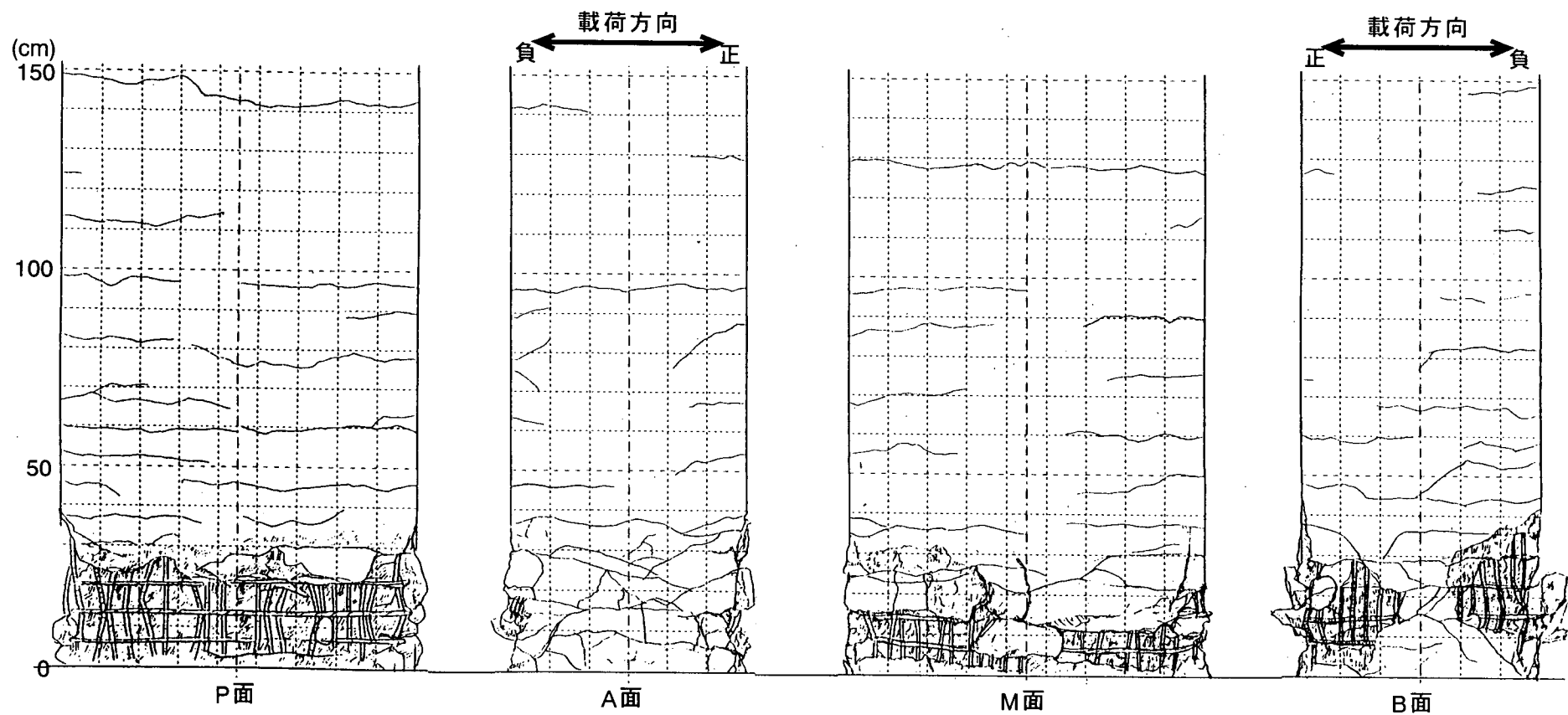


4 δ_y 載荷終了時

図-3.3(h-4) 供試体に生じた損傷の状況(No.8供試体)

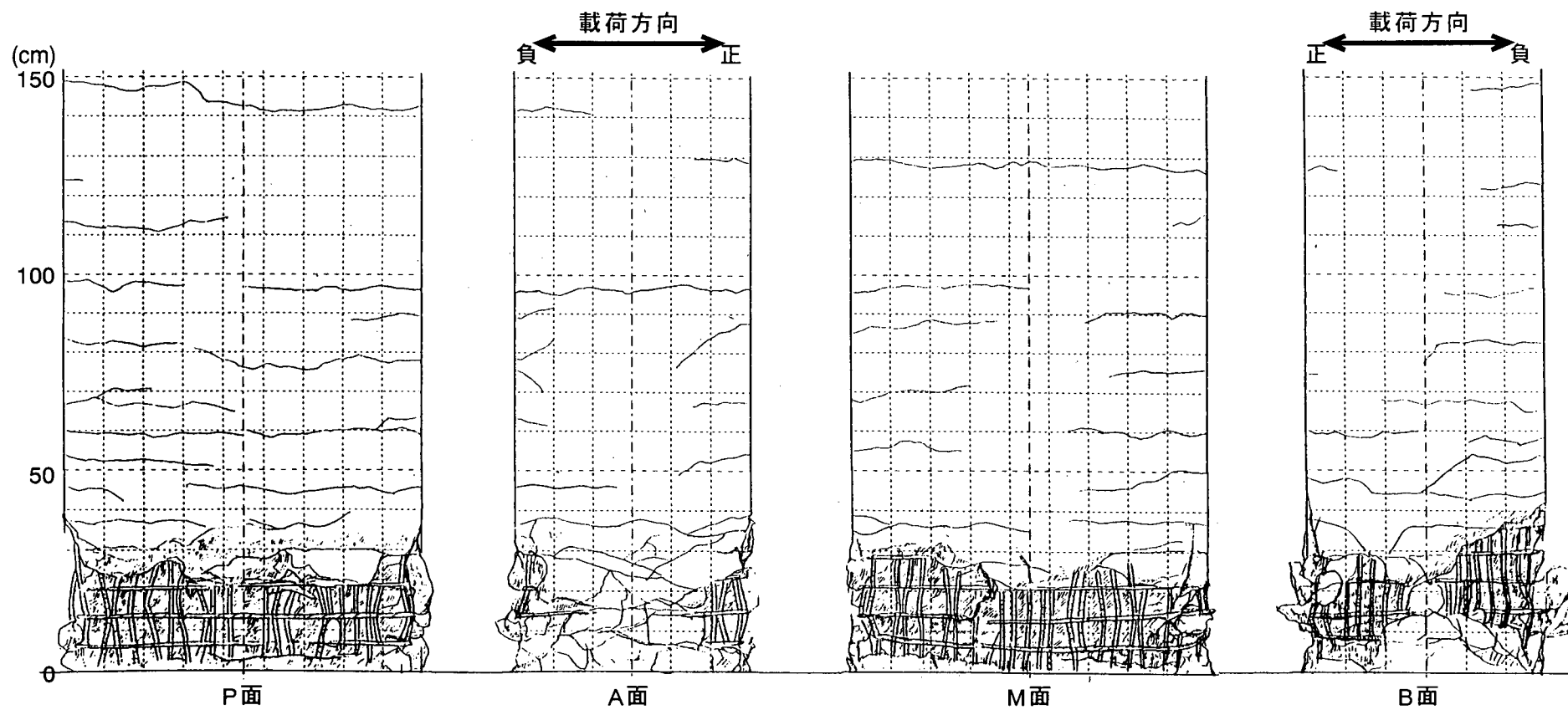


5 δ_y 載荷終了時
図-3.3(h-5) 供試体に生じた損傷の状況(No.8供試体)



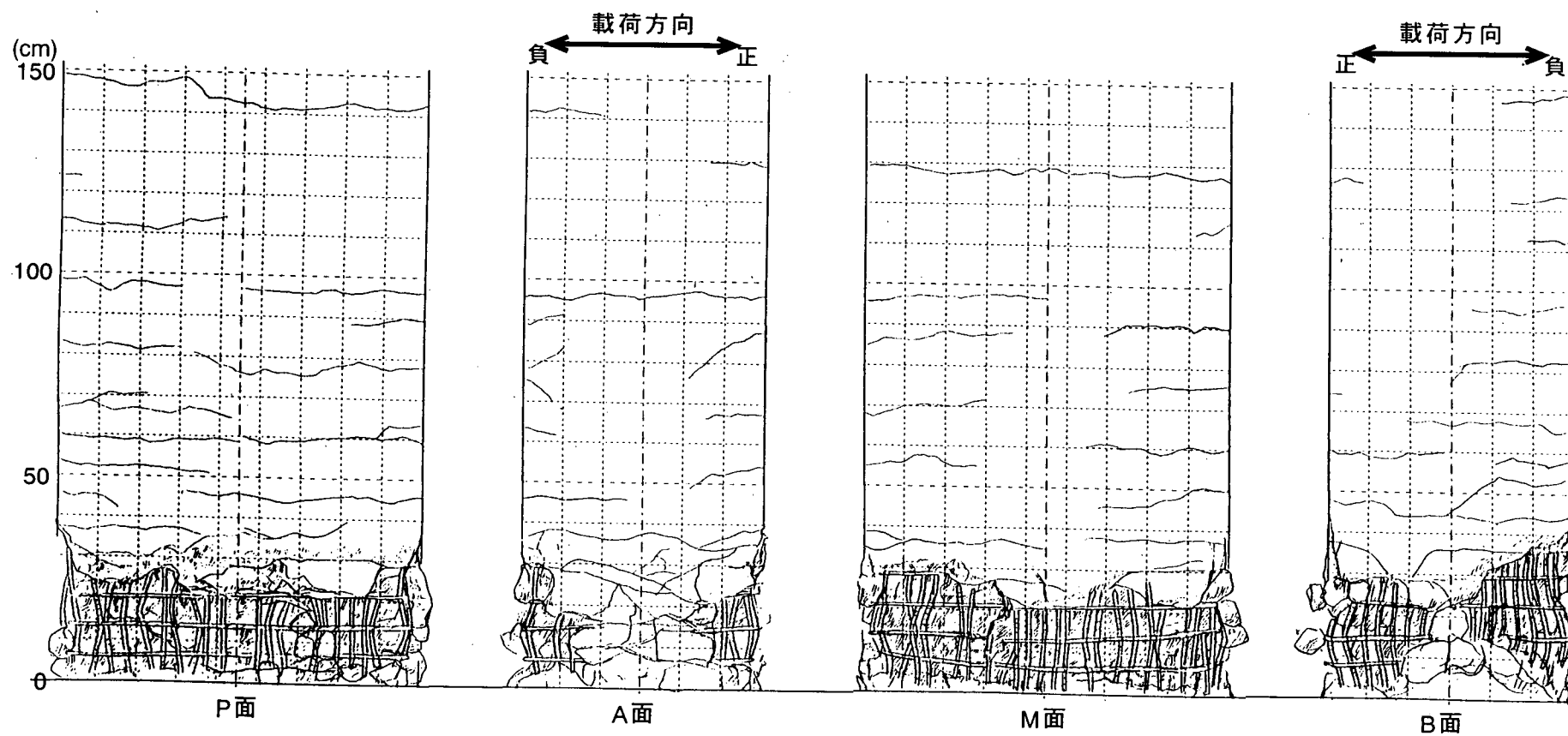
6 δ_y 載荷終了時

図-3.3(h-6) 供試体に生じた損傷の状況(No.8供試体)



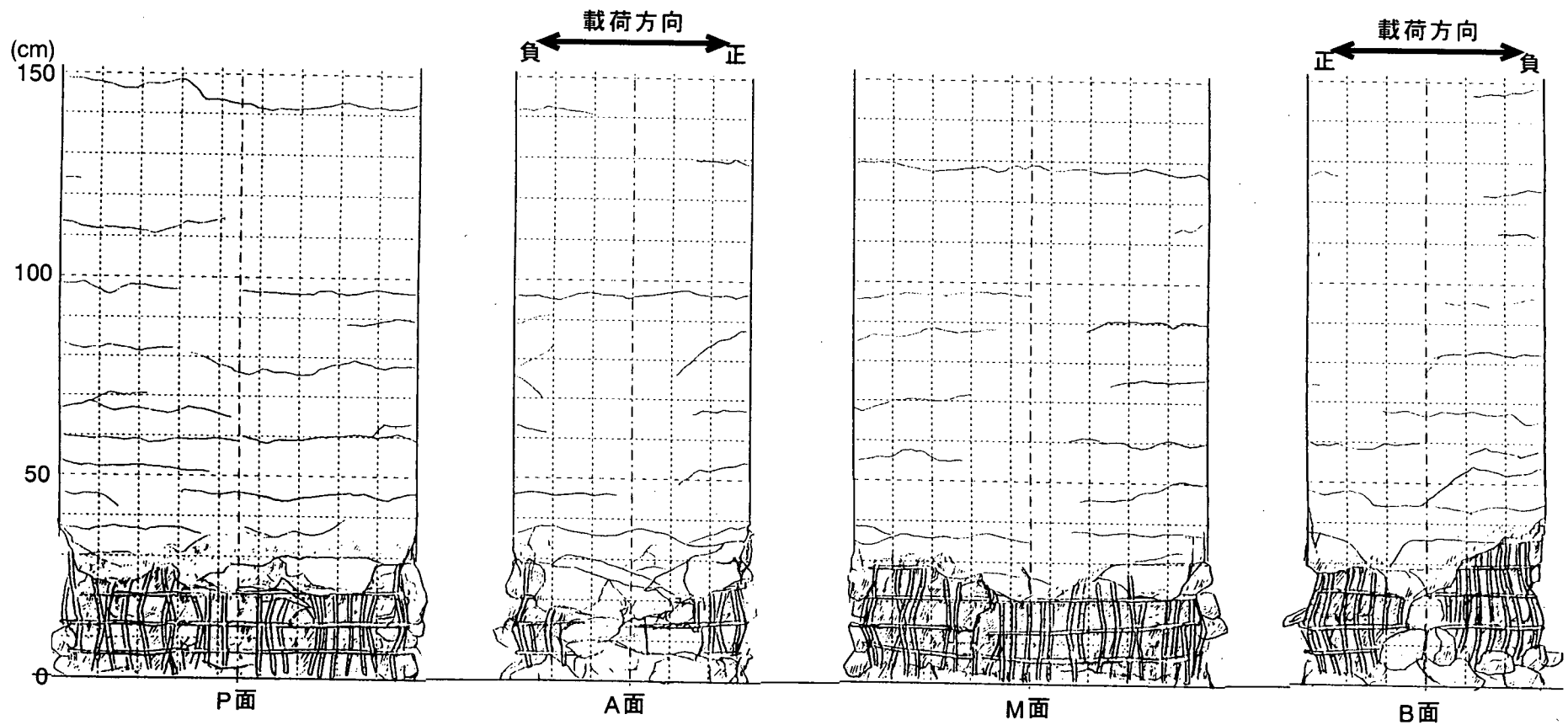
7 δ_y 載荷終了時

図-3.3(h-7) 供試体に生じた損傷の状況(No.8供試体)



8δ, 載荷終了時

図-3.3(h-8) 供試体に生じた損傷の状況(No.8供試体)



9δ, 載荷終了時

図-3.3(h-9) 供試体に生じた損傷の状況(No.8供試体)

3.2 軸方向鉄筋ひずみの進展

図-3.4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、同図には当該鉄筋の降伏ひずみを破線で示している。また、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-2.1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た上で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-3.4に示され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。

No.1供試体

本供試体の柱部における軸方向鉄筋の最大ひずみの進展は載荷当初より、柱基部より高さ600mm程度の範囲でのひずみが一様に進展しており、 $2\delta_y$ 載荷時にはM面、P面ともに柱基部より高さ500mm程度の範囲において降伏ひずみを越えた。 $3\delta_y$ 載荷以降では柱基部より400mm程度の範囲で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、それより高い箇所では載荷ステップ毎の最大ひずみ値に進展は見られなかった。水平荷重が低下しはじめた $7\delta_y$ 以降の最大ひずみ値の進展は、この時点で計測が可能であった柱基部より高さ400mmより高い範囲において、載荷に進展に伴い徐々に減少している。

一方、フーチング内部のひずみの進展では、柱部において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ではなく、水平耐力の低下以後については柱部の損傷領域より上方の領域同様に徐々に最大ひずみ値は低下した。しかしながら、フーチングの深さ方向に対してひずみ値が0となっている点は確認することができず、軸方向鉄筋の伸び出しの影響範囲については本載荷実験結果から確認することはできなかった。

No.2供試体

本供試体の軸方向鉄筋における最大ひずみ分布の進展は、No.1供試体と同様に水平荷重-変位履歴における水平荷重が安定している領域では軸方向鉄筋の最大ひずみ値にも大きな進展はなく、荷重が低下し始める $8\delta_y$ 載荷時より徐々に最大ひずみ値が低下している。また、載荷実験により軸方向鉄筋が降伏に至った範囲は柱基部より高さ400mm程度の範囲である。

No.3供試体

本供試体の最外縁に位置する柱部の軸方向鉄筋ひずみ分布の進展は $1\delta_y$ 載荷時に柱基部

から高さ600mm程度の範囲で降伏点程度の値を示し、 $2\delta_y$ 載荷時には柱基部から高さ900mm程度の範囲で降伏に至った。その後は、No.1, 2供試体と同様に水平荷重の頭打ちに伴い軸方向鉄筋ひずみの進展も頭打ちとなった。軸方向鉄筋の座屈により水平荷重が低下し始めた $6\delta_y$ 載荷以降は、リード線の断線などにより計測できなくなった箇所が多いものの、No.1, 2供試体同様に軸方向鉄筋の最大ひずみ値も低下した。

一方、フーチング部における最大ひずみ分布は、計測を行った範囲では $3\delta_y$ 載荷時にほぼ降伏に至っていた。

No.4供試体

本供試体の柱部軸方向鉄筋ひずみの進展は $1\delta_y$ 載荷時に柱基部から高さ600mm程度の範囲で降伏程度の値を示し、 $2\delta_y$ 載荷時には柱基部から高さ900mm程度の範囲で降伏に至り、No.3同様の最大ひずみの進展であった。

No.5, 6供試体

No.5供試体およびNo.6供試体の軸方向鉄筋の最大ひずみ分布の進展は、No.3供試体と同様の進展をたどっており、円形断面橋脚の軸方向鉄筋のひずみ分布の進展には、帯鉄筋にスパイラル鉄筋またはPC鋼線のいずれを用いても、ほとんど違いが見られなかった。

No.7供試体

本供試体の軸方向鉄筋の最大ひずみ分布の進展は、 $1\delta_y$ 載荷時に柱基部から高さ500mm程度の範囲で降伏点近くの値を示し、 $2\delta_y$ 載荷時には柱基部から高さ800mm程度の範囲で降伏に至った。単円形式のNo.3供試体と比較して軸方向鉄筋が降伏に至る範囲は、若干狭くなっている。

一方、フーチング部の最大ひずみ値分布については、 $3\delta_y$ 載荷時に計測を行った範囲でほぼ降伏に至っており、No.3供試体と同様のひずみ分布の進展を示した。

No.8供試体

本供試体の軸方向鉄筋ひずみ分布の進展は $1\delta_y$ 載荷時に柱基部から高さ250mm程度の範囲で降伏点程度の値を示し、 $2\delta_y$ 載荷時には柱基部から高さ800mm程度の範囲で降伏に至った。その後は、他の供試体同様に水平荷重の頭打ちに伴い軸方向鉄筋ひずみの進展も頭打ちとなった。水平荷重が低下後は軸方向鉄筋の最大ひずみ値も低下した。

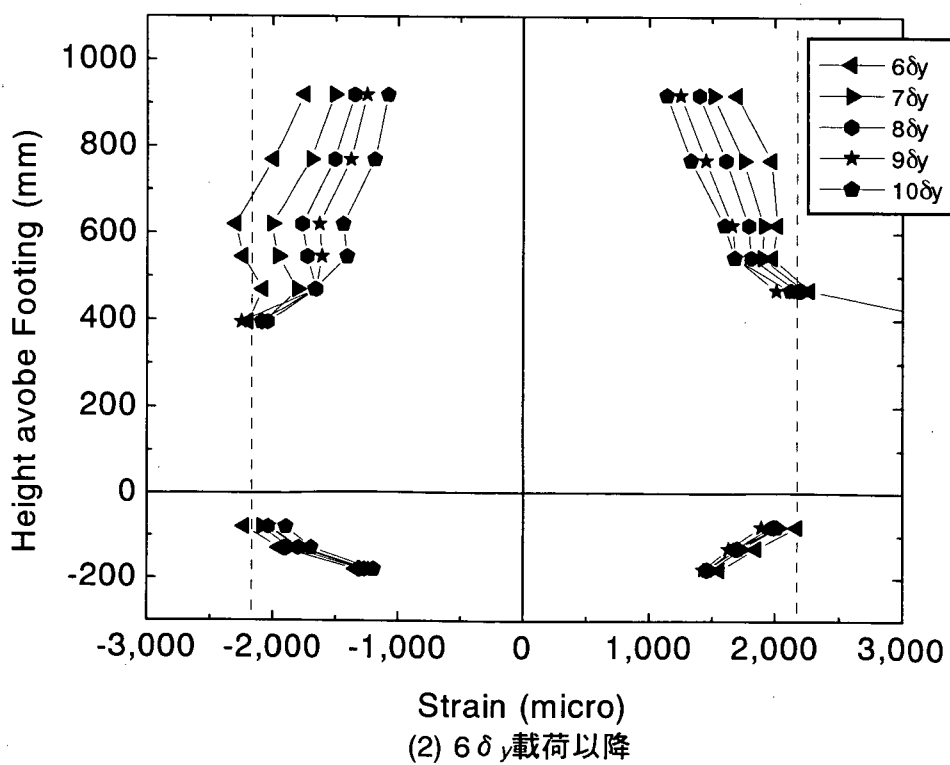
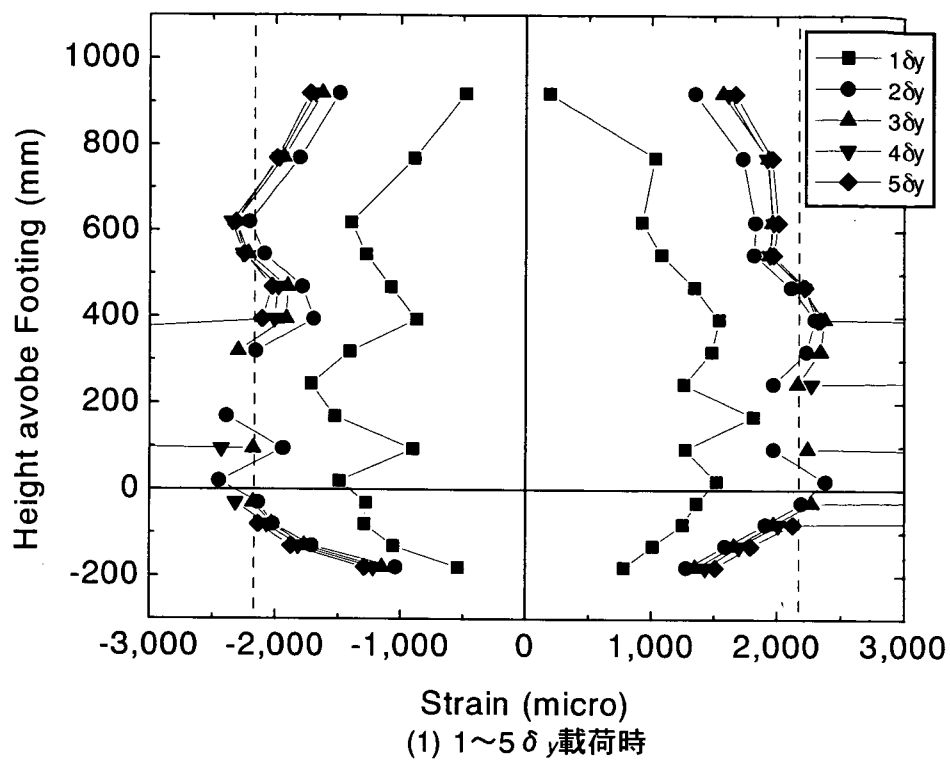


図-3.4(a) 軸方向鉄筋ひずみ最大値分布(No.1供試体)

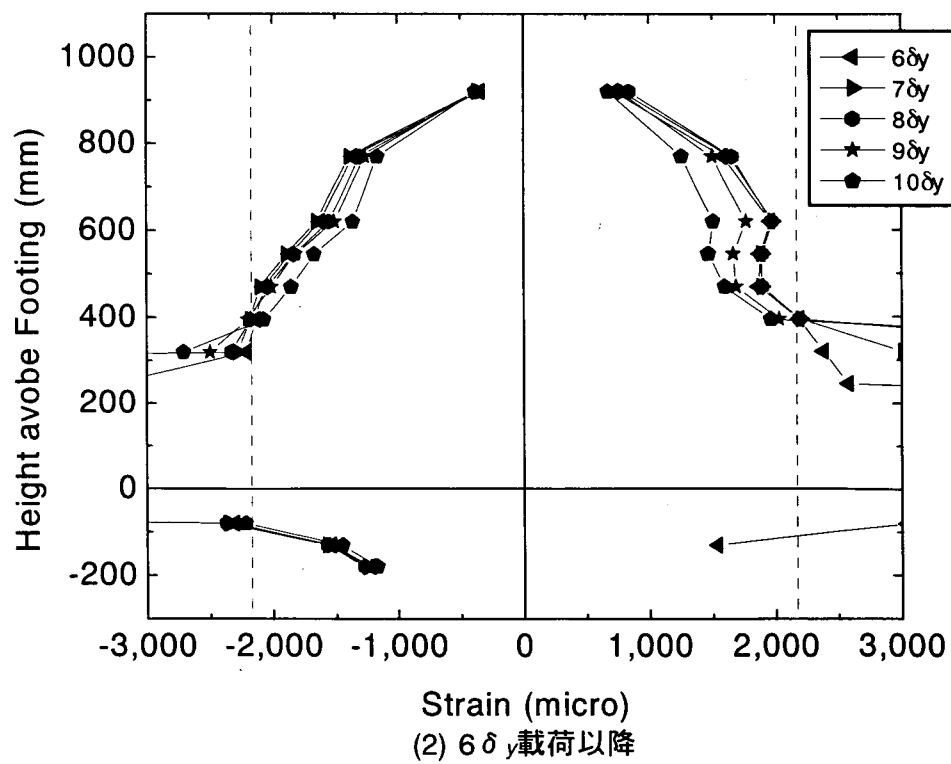
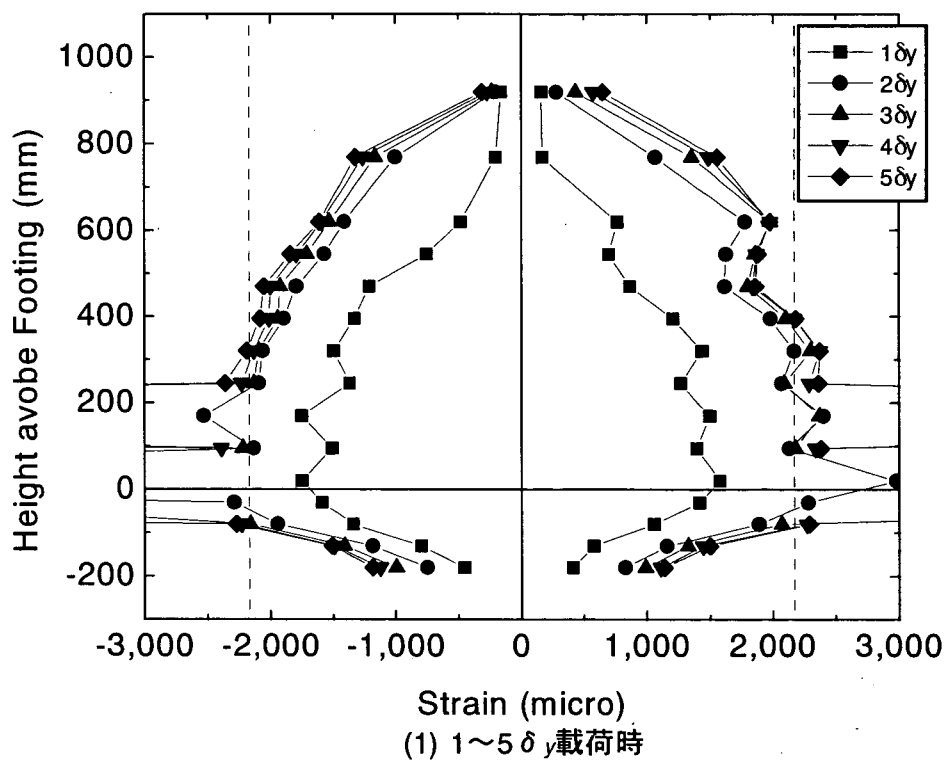


図-3.4(b) 軸方向鉄筋ひずみ最大値分布(No.2供試体)

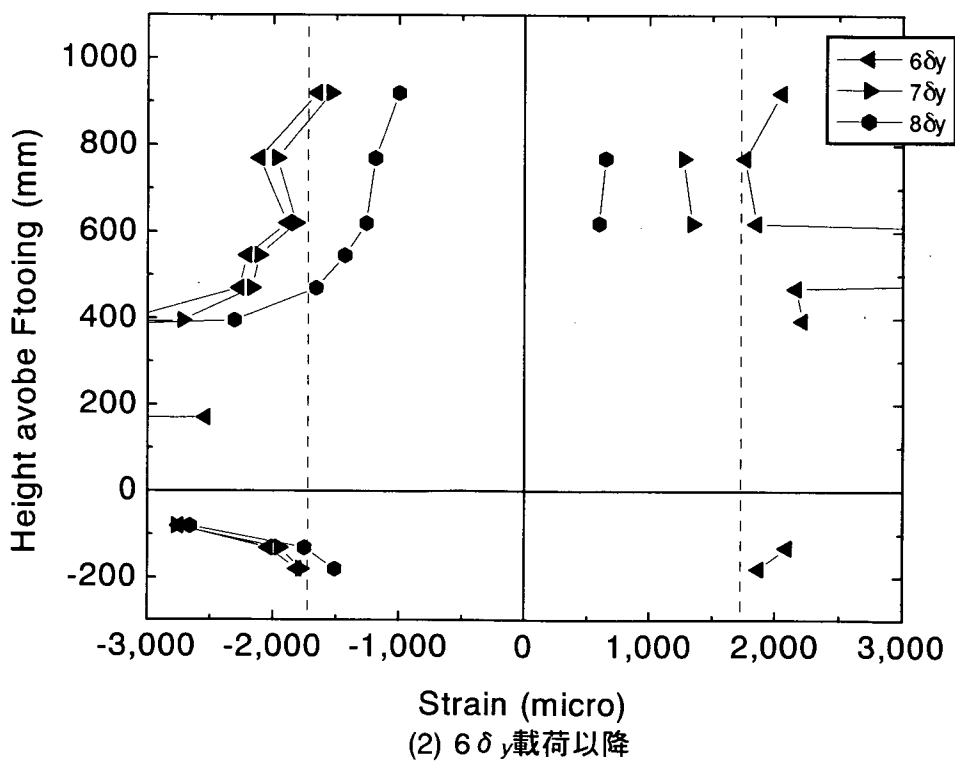
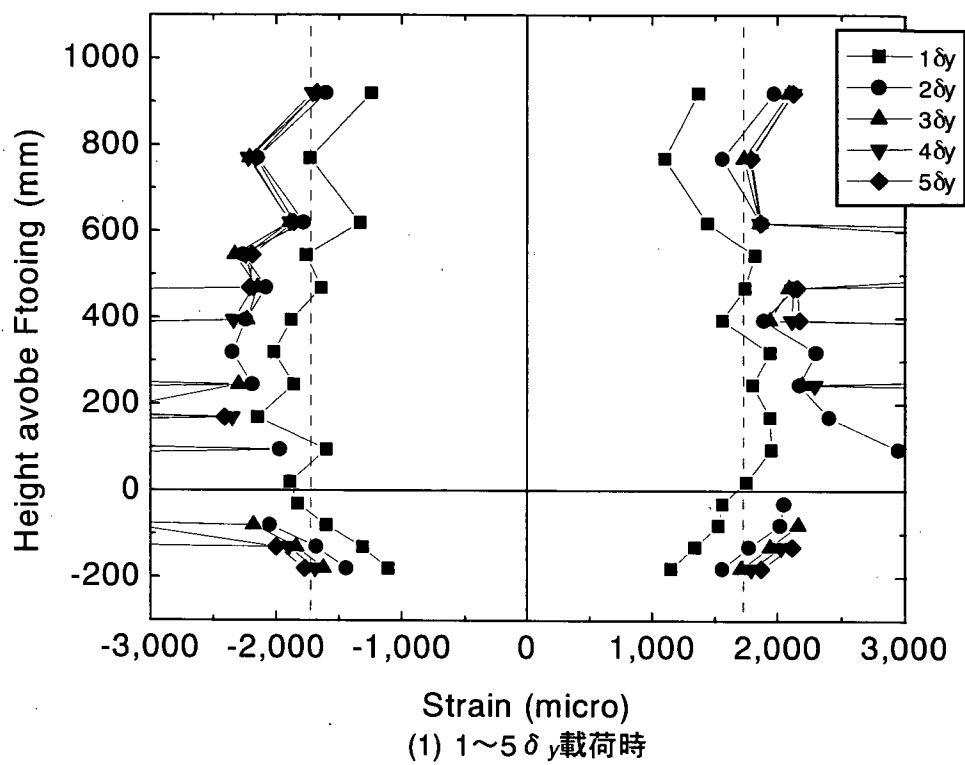


図-3.4(c) 軸方向鉄筋ひずみ最大値分布(No.3供試体)

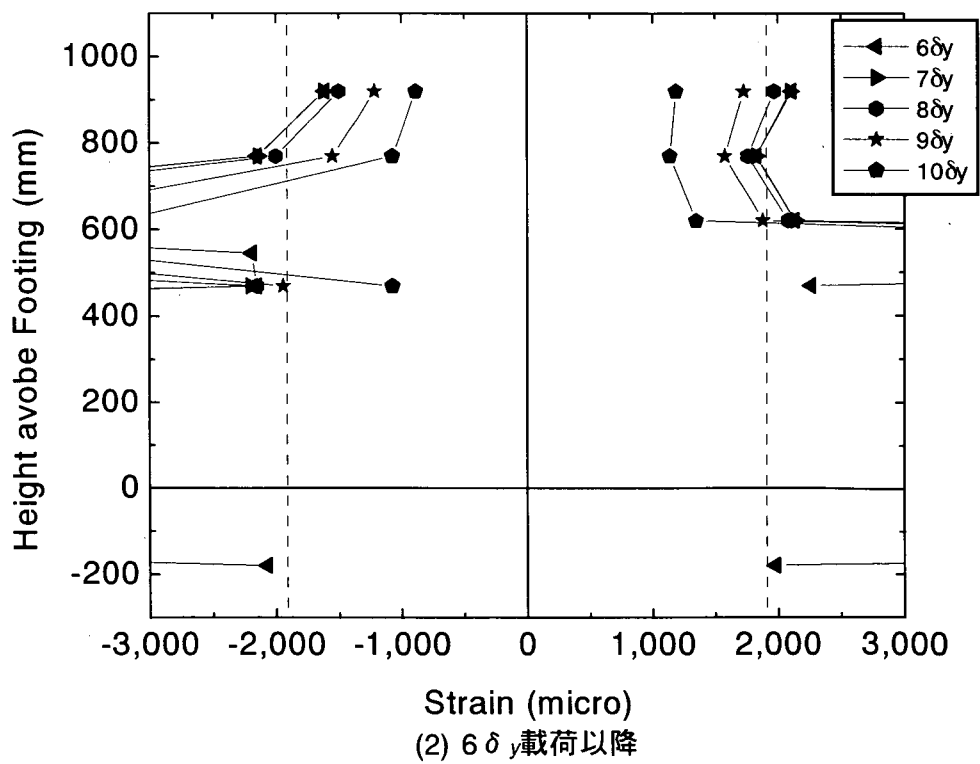
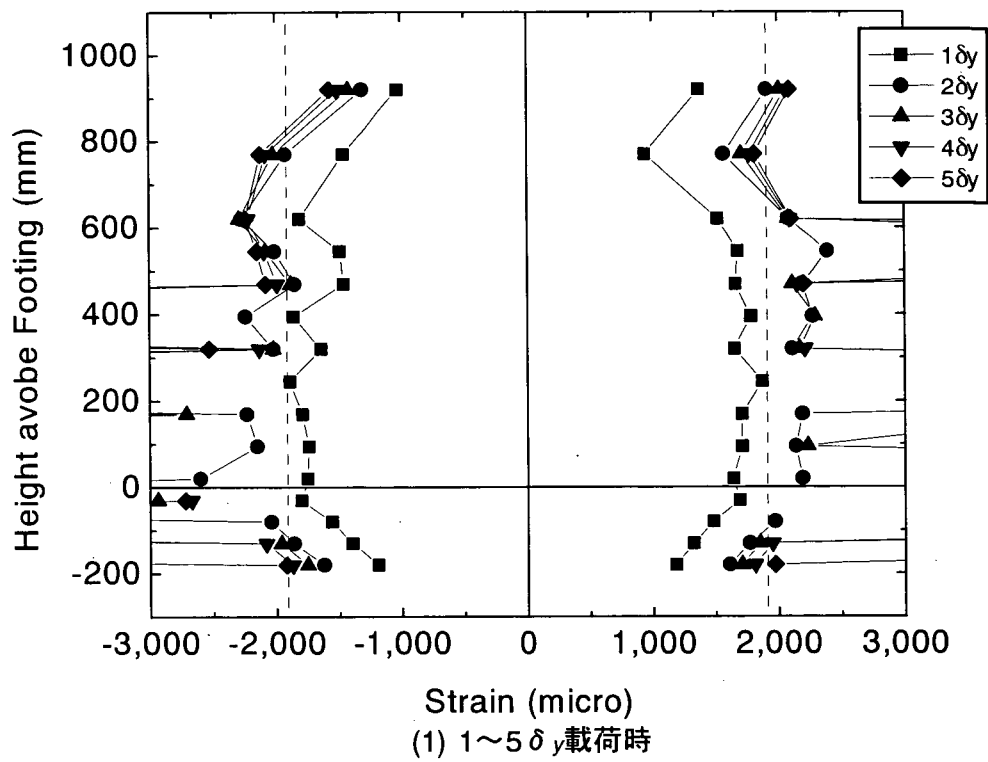


図-3.4(d) 軸方向鉄筋ひずみ最大値分布(No.4供試体)

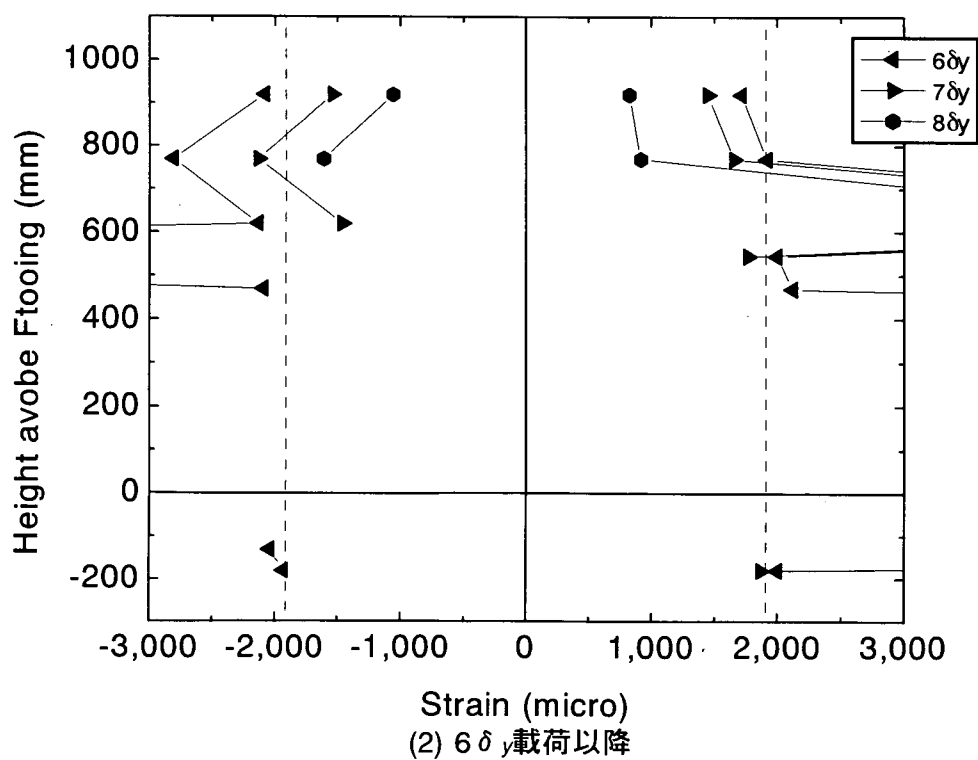
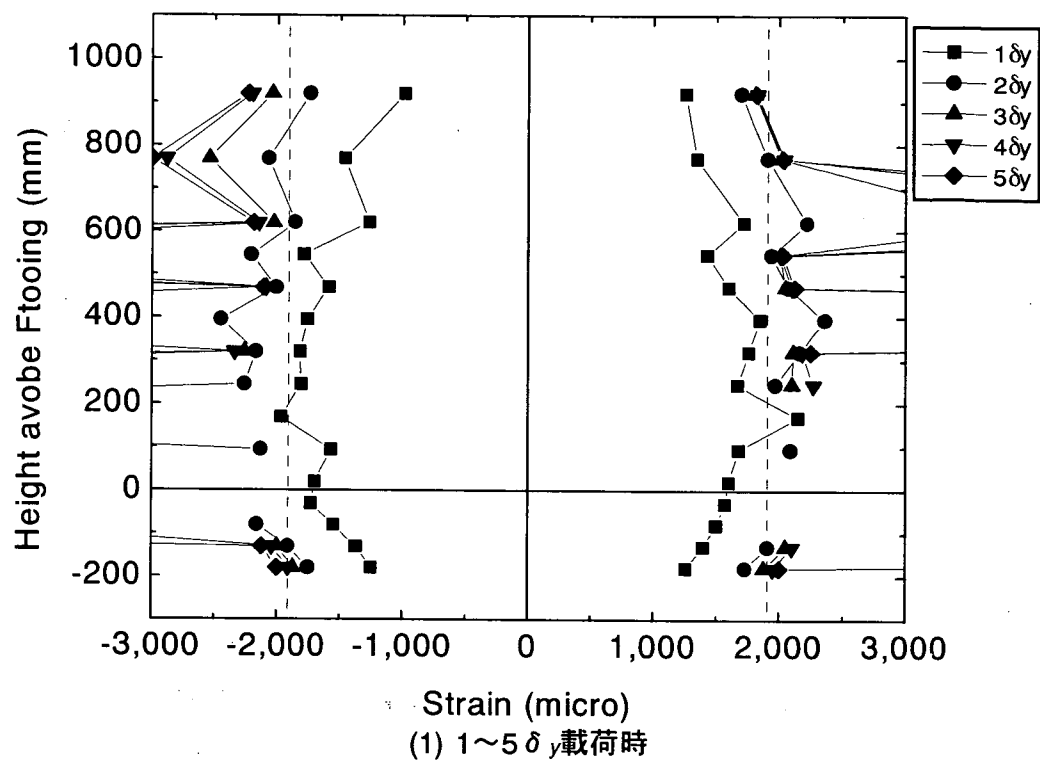


図-3.4(e) 軸方向鉄筋ひずみ最大値分布(No.5供試体)

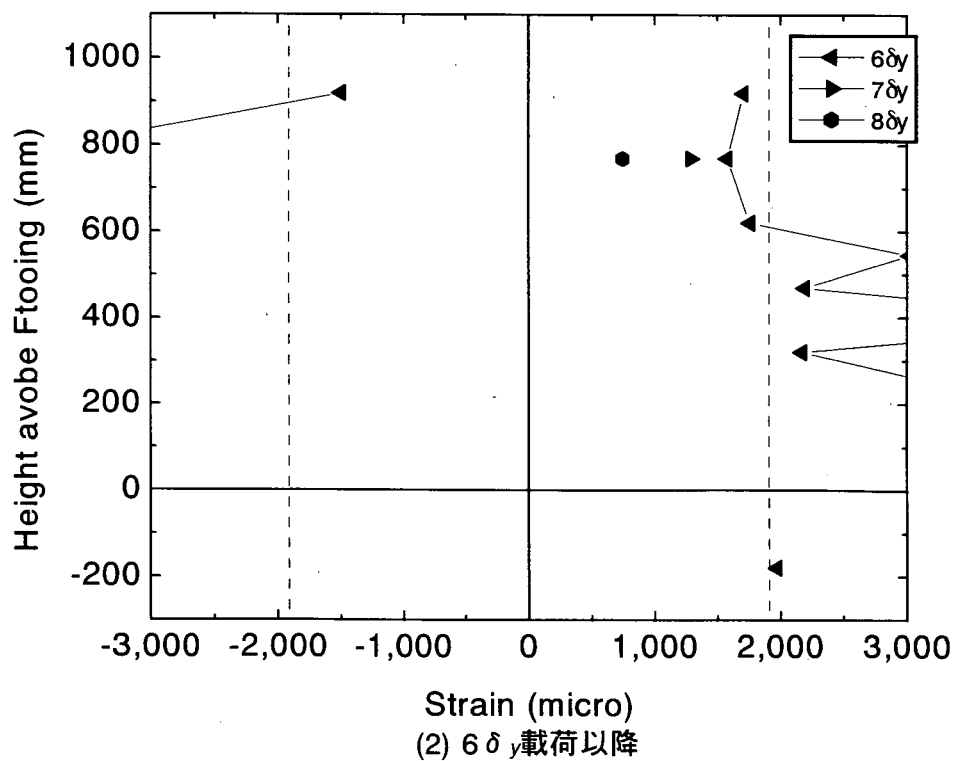
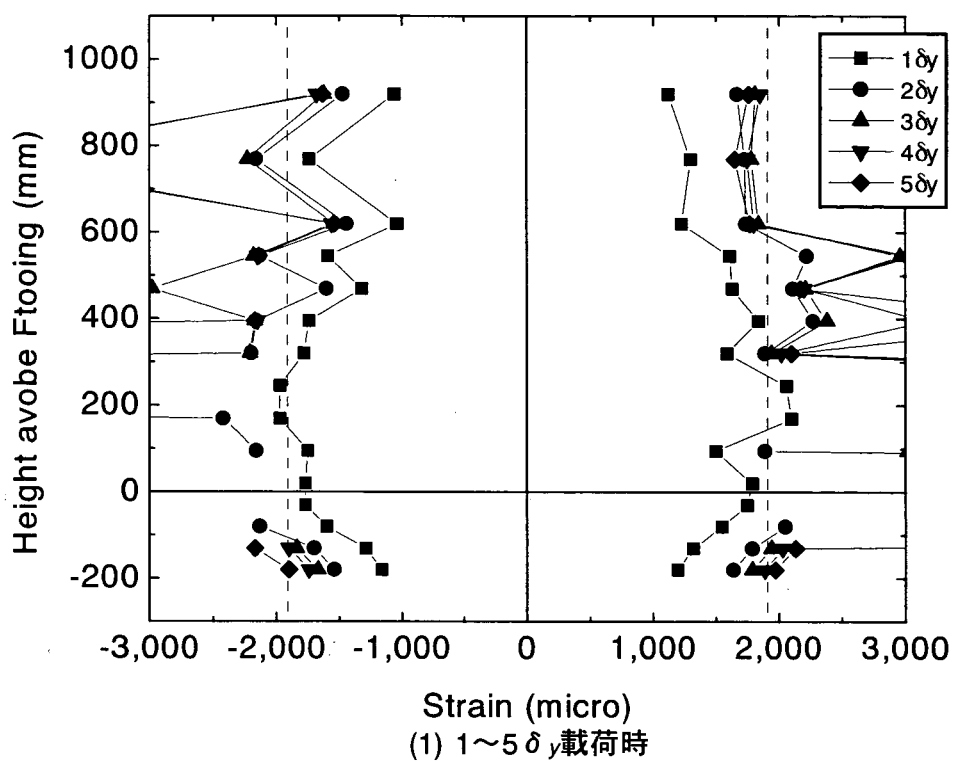


図-3.4(f) 軸方向鉄筋ひずみ最大値分布(No.6供試体)

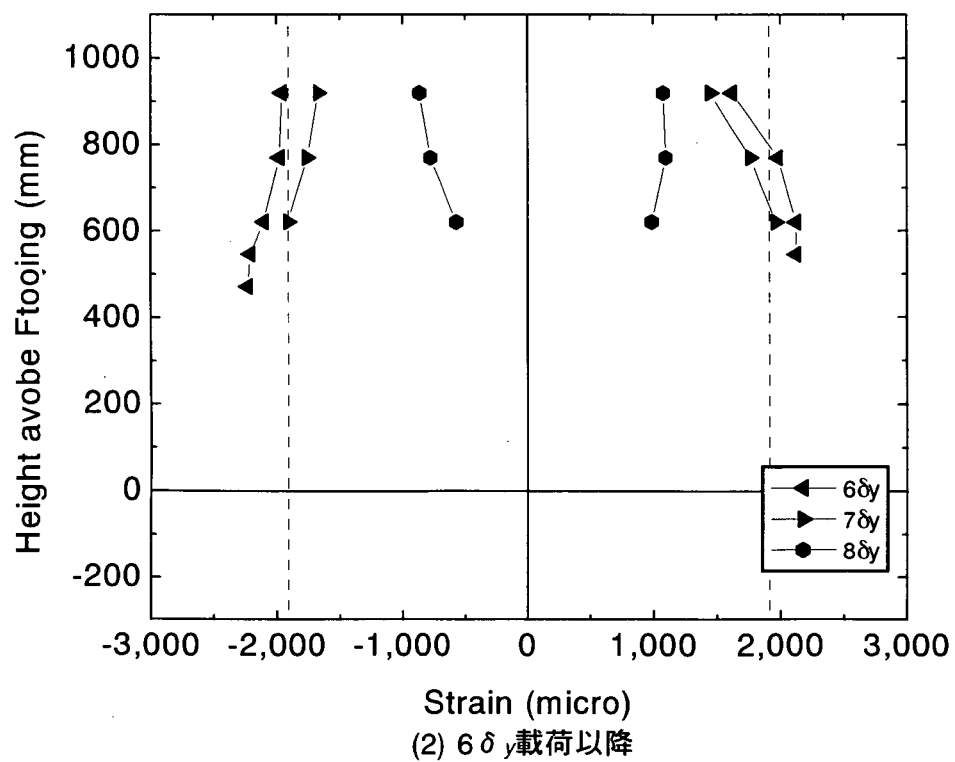
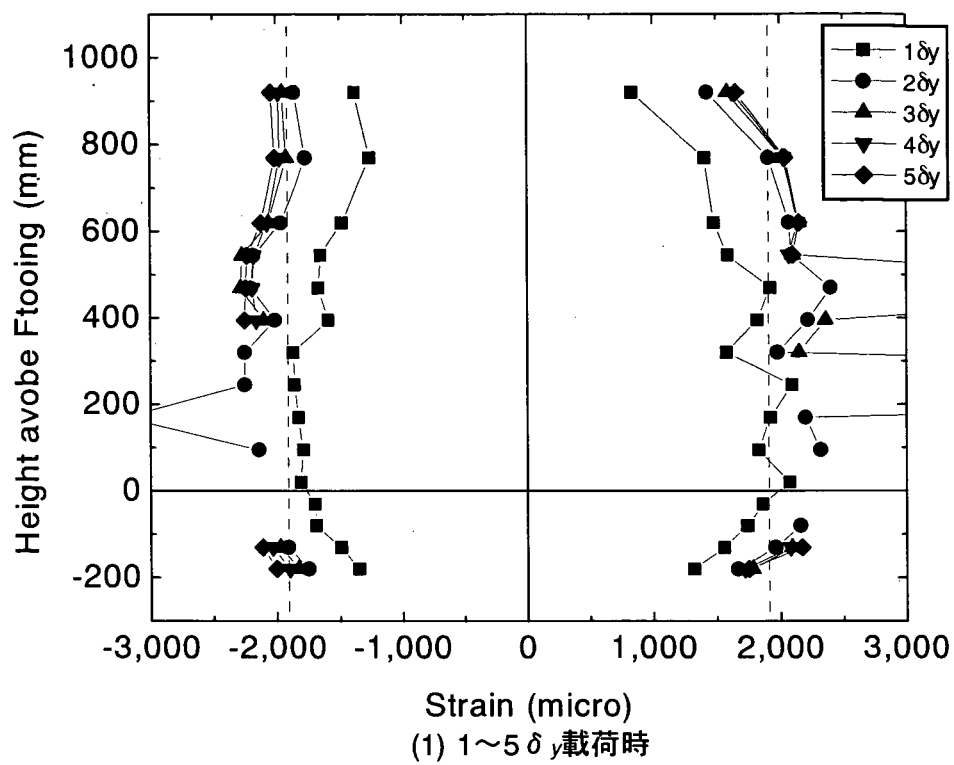


図-3.4(g) 軸方向鉄筋ひずみ最大値分布(No.7供試体)

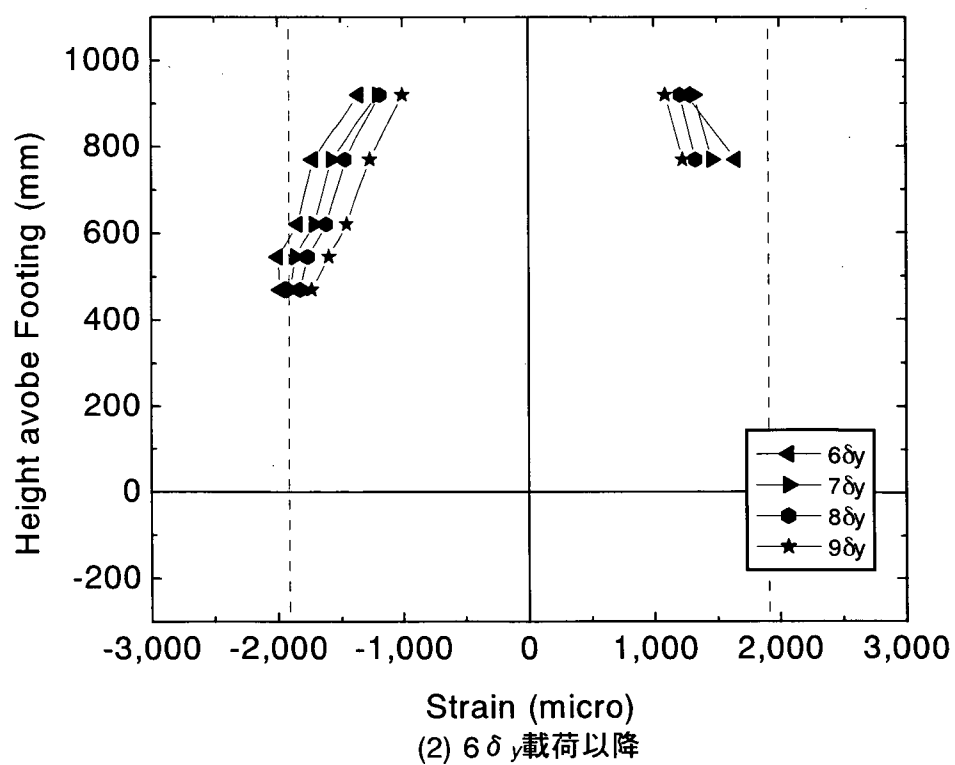
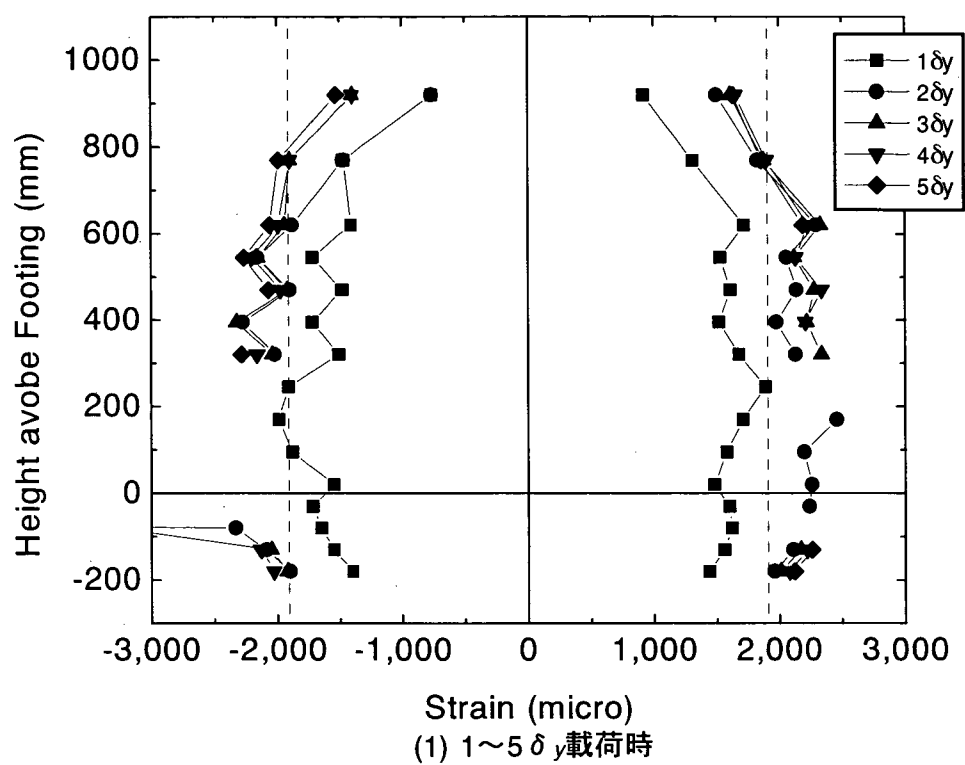


図-3.4(h) 軸方向鉄筋ひずみ最大値分布(No.8供試体)

3.3 帯鉄筋のひずみの進展

図-3.5および図-3.6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-3.5は、載荷時に圧縮フランジ側となるP面およびM面の帯鉄筋におけるひずみを示しており、各載荷ステップにおけるP面の最大値を正の値で示しており、M面の値を負の値として示している。この値は、主に圧縮をうけるコンクリートに対する帯鉄筋の拘束効果を示している。一方、図-3.6は、圧縮フランジ面と直交するA面およびB面のひずみを示しており、各載荷ステップにおけるA面の最大値を正の値で示しており、B面の値を負の値として示している。この値は、主に帯鉄筋のせん断耐力への寄与を示している。なお、一部の計測点を除き、いずれの計測点も各面の中央部付近にひずみゲージを添付して計測している。また、中間帯鉄筋を配置したNo.8供試体では、中間帯鉄筋の最大値分布を図-3.7に示す。なお、中間帯鉄筋におけるひずみは1本の中間帯鉄筋の両端に添付したひずみゲージにより計測し、P面側のひずみゲージの値を正の値で、M面側の値を負の値で示している。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。

No.1供試体

本供試体における帯鉄筋のひずみは、P面およびM面では柱基部より600mmの範囲で計測を行い、A面およびB面では柱基部より1,200mmの範囲で計測を行った。

圧縮フランジとなるP面およびM面のひずみは、 $5\delta_y$ 載荷時まで柱基部より300mmの範囲では 500μ 程度の値となっている。 $6\delta_y$ 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ている。しかしながら、柱基部から375mmの位置より高い位置の帯鉄筋では、いずれの載荷ステップにおいても 250μ 程度の値しか示しておらず、帯鉄筋がコンクリートの拘束に影響を及ぼしている範囲は、軸方向鉄筋の座屈長とほぼ一致しており、柱基部より約300mmの範囲であることがわかる。

一方、圧縮フランジと直交するA、B面では、 $2\delta_y$ 載荷時より両面共に柱基部から225mmの位置で他の計測位置と比較して大きくなっており、 $5\delta_y$ 載荷時には $1,300\mu$ となった。また、A面には $2\delta_y$ 載荷時から柱基部より450mm、900mmの箇所においても 500μ 程度のひずみを生じた。しかしながら、 $6\delta_y$ 以降ひずみ値は頭うちとなっており、リード線の断線などの影響もあるが、概ね帯鉄筋に作用しているせん断ひずみとしては、最大で $1,300\mu$ 程度であることがわかる。

No.2供試体

本供試体における帯鉄筋のひずみは、No.1供試体と同様の位置で計測を行った。

圧縮フランジとなるP面およびM面では、 $2\delta_y$ 載荷時までにはほとんど値を示しておらず、 $5\delta_y$ 載荷時においてもP面の柱基部より150mmの位置で $1,000\mu$ 程度のひずみを示している

以外、ひずみ値は小さい。しかしながら、 $6\delta_y$ 載荷以降では、柱基部より225mmの範囲において値が徐々に大きくなり、軸方向鉄筋に座屈が生じた $8\delta_y$ 載荷には急激に降伏に至った。一方、柱基部から300mmの位置より高い位置の帯鉄筋では、いずれの載荷ステップにおいても 250μ 程度の値しか示しておらず、帯鉄筋がコンクリートの拘束に影響を及ぼしている範囲は、No.1供試体同様、軸方向鉄筋に座屈が生じた範囲とほぼ一致し、柱基部より225mmの範囲であることがわかる。

圧縮フランジと直交するA面では、柱基部から750mmに位置する帯鉄筋のひずみが $2\delta_y$ 載荷より徐々に大きくなっており、 $5\delta_y$ 載荷では、柱基部より450mmの範囲で 750μ 、柱基部より450~750mm程度の範囲では 500μ 程度の値を示した。一方、B面では $2\delta_y$ 載荷より柱基部より150mm、450mmの位置の帯鉄筋ひずみが徐々に大きくなっており、 $5\delta_y$ 載荷では、柱基部より450mmの位置の帯鉄筋が約 $1,000\mu$ 、300mmの位置では 500μ 、150mmの位置では $1,300\mu$ のひずみが生じていた。なお、No.1供試体同様に $6\delta_y$ 以降ひずみの進展は頭うちとなっており、概ね帯鉄筋に作用しているせん断ひずみとしては、最大で $1,300\mu$ 程度であった。

No.3供試体

載荷時に圧縮をうけるP面、M面では、載荷開始時より柱基部より350mmまでの範囲でひずみ値が徐々に大きくなっており、 $5\delta_y$ 載荷時にP面、 $6\delta_y$ 載荷時にM面の柱基部より約300mmまでの範囲で降伏に至った。これは軸方向鉄筋の座屈により被りコンクリートが剥離した区間とほぼ一致する。柱基部より400mmの位置より高い範囲ではひずみ値はほとんど生じていない。

一方、A面、B面におけるひずみの進展は、P面、M面と同様に柱基部より400mmの位置より高い範囲では小さな値である。それより下の範囲では載荷開始よりひずみ値が徐々に大きくなっており、A、B面共に $6\delta_y$ 載荷時には降伏に至った。

No.4供試体

載荷時に圧縮をうけるP面、M面では、載荷開始時より柱基部より200mmまでの範囲でひずみ値が徐々に大きくなっており、No.3供試体と比較して狭い範囲で帯鉄筋ひずみが進展した。かぶりコンクリートが剥離した $6\delta_y$ 載荷時には柱基部より300mmの範囲で帯鉄筋が急激に降伏に至った。

一方、A面、B面におけるひずみの進展も、No.3供試体と同様の進展であり、柱基部より400mmの位置より高い範囲では帯鉄筋にほとんど応力は生じておらず、柱基部より400mmの範囲でひずみが進展していたが、いずれの載荷ステップでも、大きく降伏を上回ることはなく、 $1,000\mu$ 程度のひずみである。

No.5供試体

本供試体の帯鉄筋ひずみの進展は、P面、M面では、柱基部より300mm程度の高さの範囲でひずみが載荷に伴い徐々に増大している。しかしながら、柱基部ではリード線の橋脚の損傷に伴うリード線の破断から $5\delta_y$ 載荷以降データを計測することが出来なかった。

一方、A面、B面では、載荷開始より徐々にひずみ値が大きくなり、特にB面の柱基部より300mmの位置では、他の箇所と比較して大きなひずみ値を示し、 $5\delta_y$ 載荷時に降伏に至った。一方、A面では $6\delta_y$ 載荷時に柱基部より100mmの位置で降伏に至った。しかしながら、それ以外の箇所ではひずみの値が大きく進展することはなく、 $1,000\mu$ 程度の値である。これは、スパイラル鉄筋では鉄筋が1本の線でつながっているために、1箇所が損傷することにより、他の箇所におけるひずみの進展が抑制されたためと考えられる。

No.6供試体

本供試体のM面、P面では柱基部より約250mmの範囲で載荷開始時より横拘束PC鋼線のひずみが進展し、 $5\delta_y$ 載荷時には通常の鉄筋の降伏ひずみに相当するひずみが生じていた。

一方、A面、B面では柱基部より約300mmより高い範囲ではほとんどひずみ値は生じていないが、それより柱基部に向かうに従って大きくなるひずみ分布を示した。

本供試体の横拘束鉄筋ひずみ全体の傾向としては、ひずみゲージのリード線の断線などにより、M面では $6\delta_y$ 載荷以降ひずみ値を計測することができなかったが、他の面においても、柱基部より350mmより高い位置ではひずみはほとんど計測されなかった。また、No.5供試体同様にひずみの進展が1ヶ所で集中して起きていたが、ひずみ値としては小さくなっていた。なお、No.6供試体で用いたPC鋼線の降伏ひずみは約 $6,600\mu$ である。

No.7供試体

本供試体の圧縮フランジとなるM面、P面の帯鉄筋ひずみは、インターロッキングを構成している2つの円それぞれで帯鉄筋ひずみを計測した。その結果、いずれの箇所においても、計測データに若干のばらつきがあるものの載荷当初より柱基部より400mm程度の範囲で徐々にひずみ値が大きくなり、被りコンクリートが剥離し始めた $5\delta_y$ 載荷時に急激にひずみ値が進展、 $6\delta_y$ 載荷時にはほぼ降伏に達した。このような帯鉄筋ひずみの進展は円形供試体と同様であり、かぶりコンクリート剥離後の帯鉄筋による拘束効果が顕著であった。なお、柱基部より高さ525mmに位置する帯鉄筋のひずみが $3\delta_y$ 載荷時より大きくなっているが、これは被りコンクリートに大きなひび割れが発生したためと考えらる。

一方、圧縮フランジと直交するA面では柱基部より500mmの範囲で柱基部に向かうに従って大きなひずみ値を示しており、 $6\delta_y$ 載荷時には柱基部より300mmの範囲でほぼ降伏ひずみに達したが、柱基部から500mmより高い範囲ではひずみはほとんど生じていなかった。一方、B面では帯鉄筋ひずみの計測を行った柱基部より900mmの位置から柱基部に向かって帯鉄筋ひずみが大きくなっており、A面同様、 $6\delta_y$ 載荷時に柱基部より200mmの範囲降伏ひずみに達した。しかしながら、A、B面共にかぶりコンクリートが剥離した $6\delta_y$ 載荷以

降ひずみ値に進展は認められなかった。

No.8供試体

本供試体のM面、P面における帯鉄筋のひずみは、中間帯鉄筋の影響を考慮し、面の中央部(図-3.5(h-1))に加えて、面の中央部からA面よりの中間帯鉄筋接合部近傍(図-3.5(h-2))と、中間帯鉄筋で分けられているA面側の拘束領域の中央部(図-3.5(h-3))の3箇所計測を行った。いずれの箇所のひずみ値の進展も、 $4\delta_y$ 載荷までほとんど有意な値を示していないが、被りコンクリートが剥離した $5\delta_y$ 載荷時では、被りコンクリートが剥離した柱基部より300mm程度の範囲で帯鉄筋ひずみが急激に進展し降伏に至っている。一方、A、B面のひずみ値は、載荷当初より徐々に大きな値を示し、 $5\delta_y$ 載荷時には柱基部より300mmの範囲で降伏に至った。

また、中間帯鉄筋のひずみ値もA、B面同様に載荷開始時より徐々に大きな値を示し、軸方向鉄筋の座屈によるかぶりコンクリートが剥離した後の $6\sim7\delta_y$ 載荷にかけて降伏に至った。これより中間帯鉄筋が、軸方向鉄筋の座屈防止に有効に機能していたことがわかる。

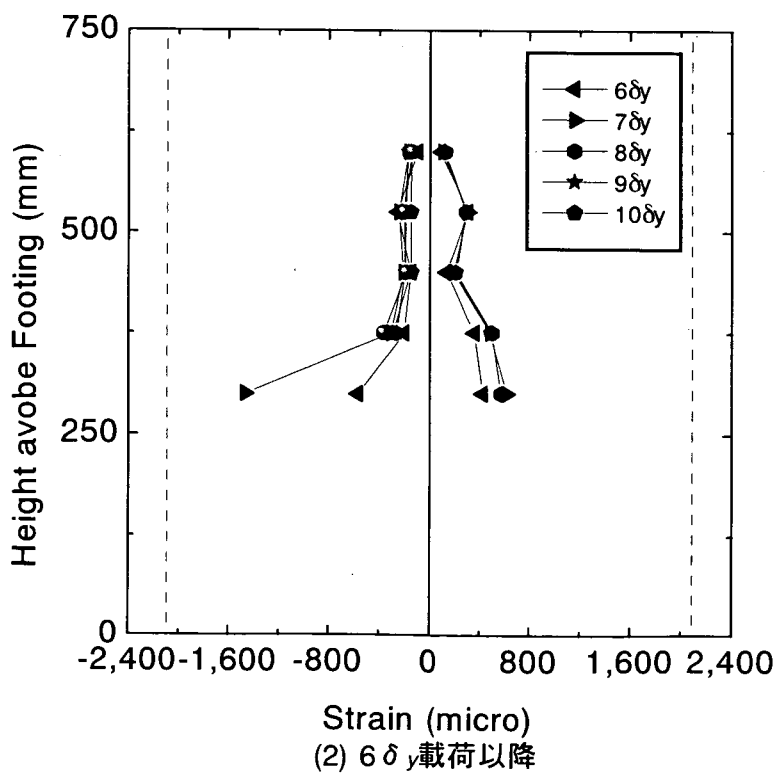
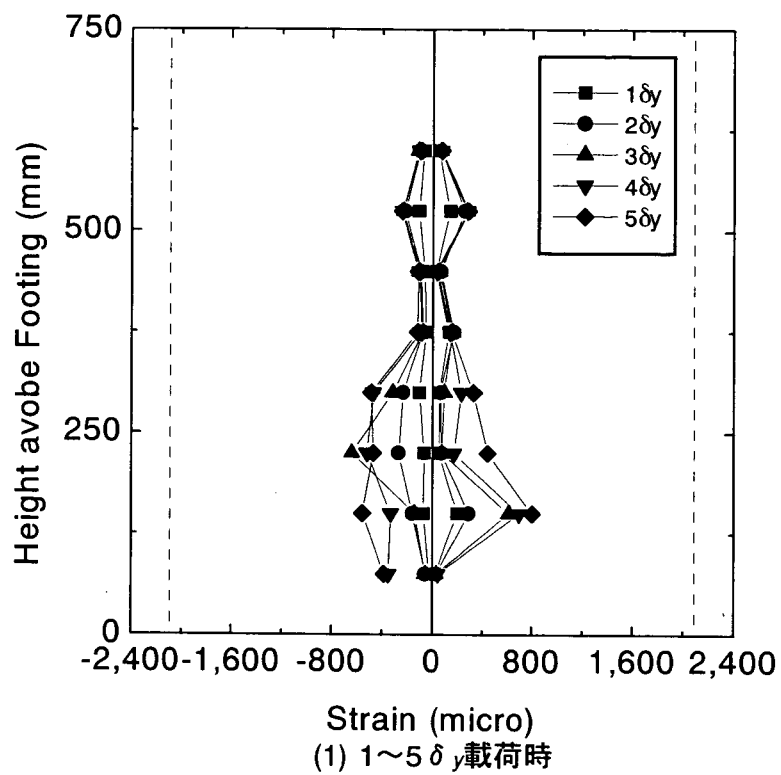


図-3.5(a) 帯鉄筋ひずみ最大値分布(No.1供試体、P面、M面)

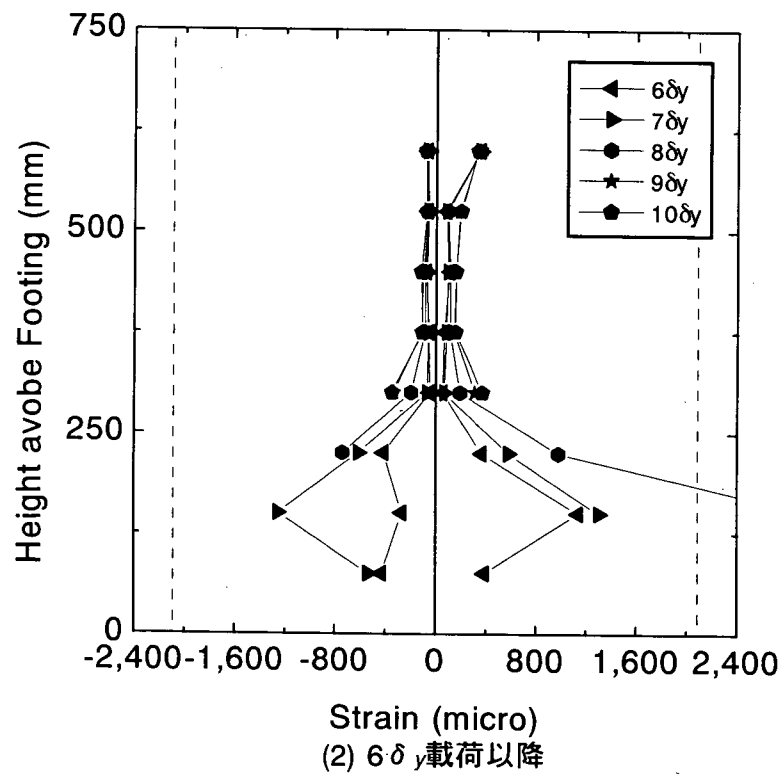
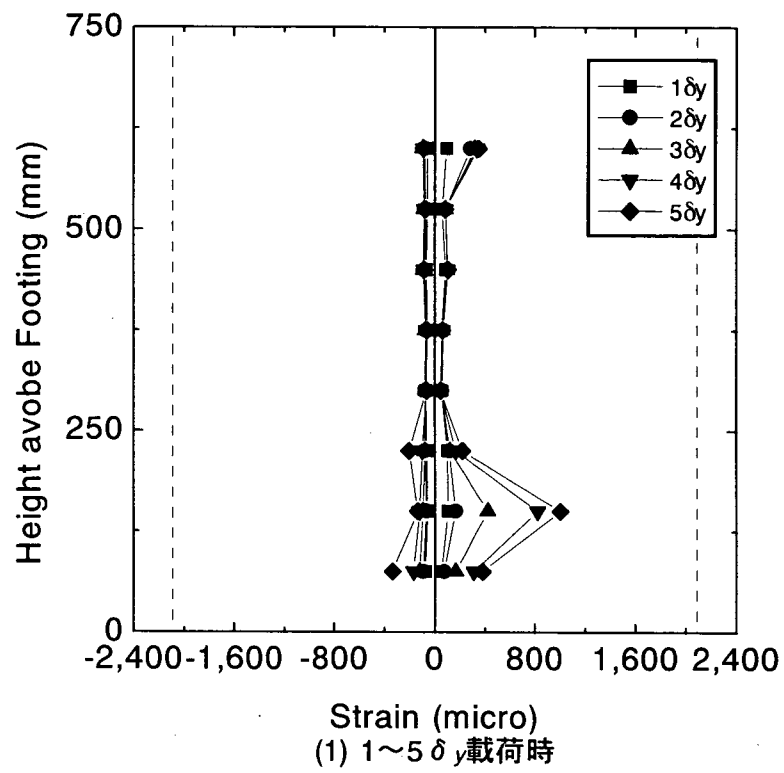


図-3.5(b) 帯鉄筋ひずみ最大値分布(No.2供試体、P面, M面)

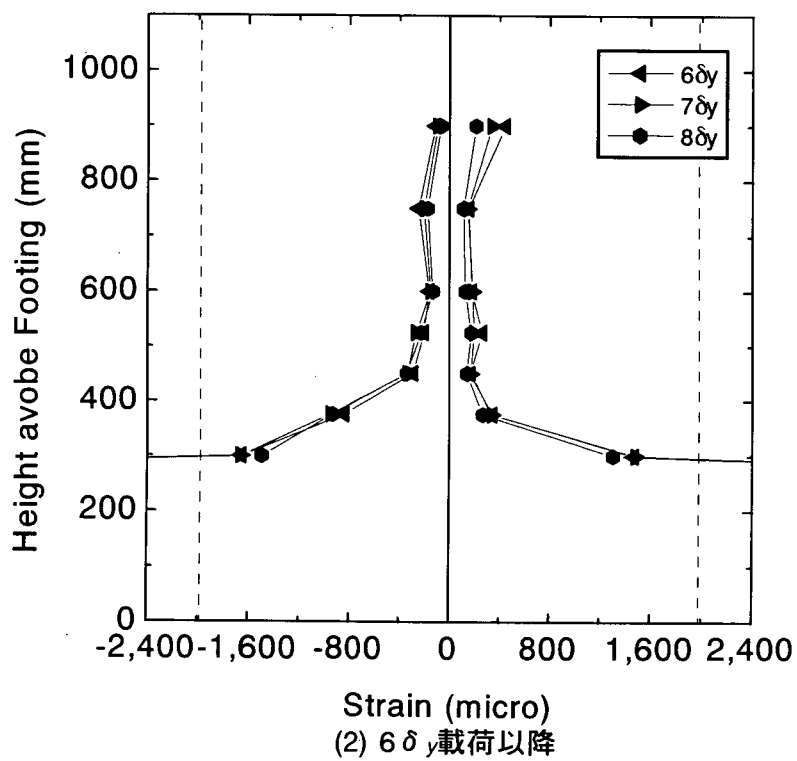
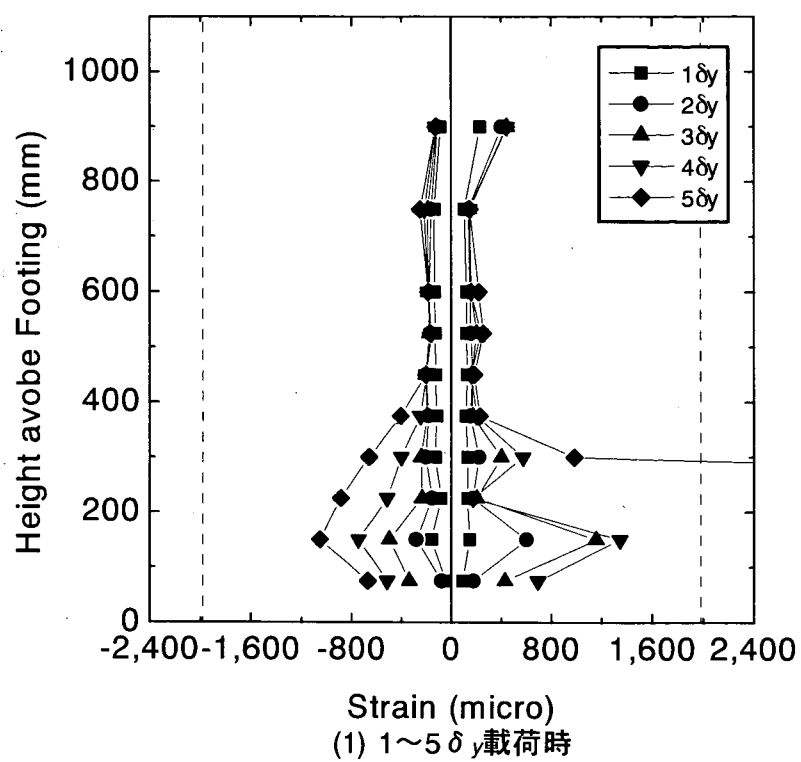


図-3.5(c) 帯鉄筋ひずみ最大値分布(No.3供試体、P面、M面)

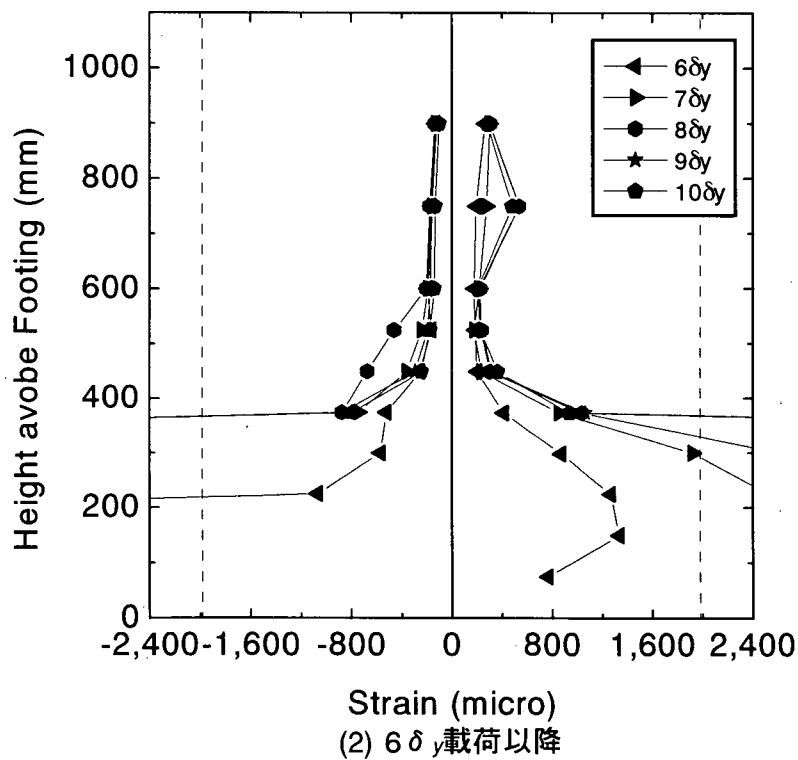
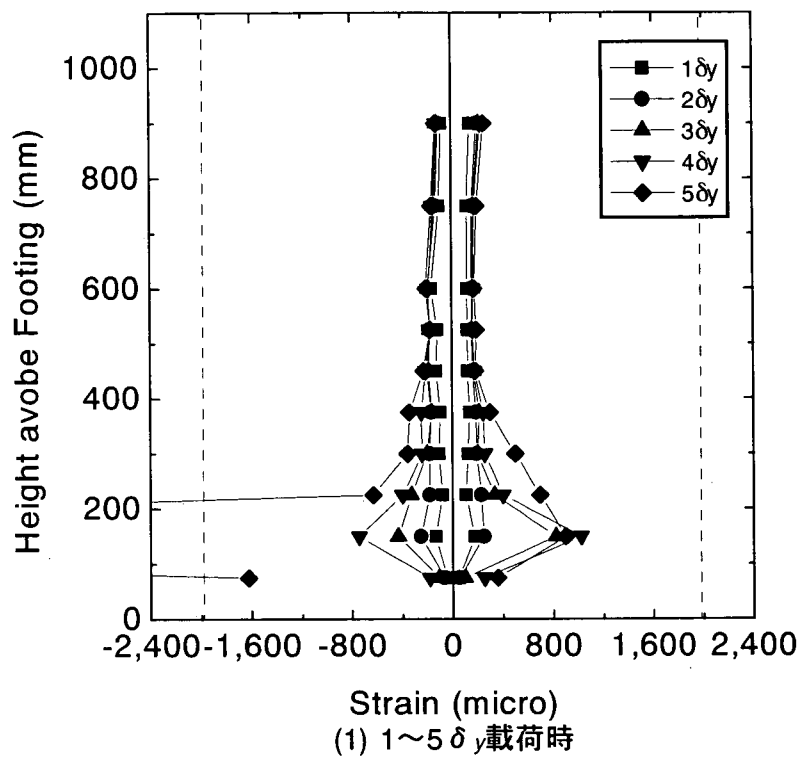


図-3.5(d) 帯鉄筋ひずみ最大値分布(No.4供試体、P面、M面)

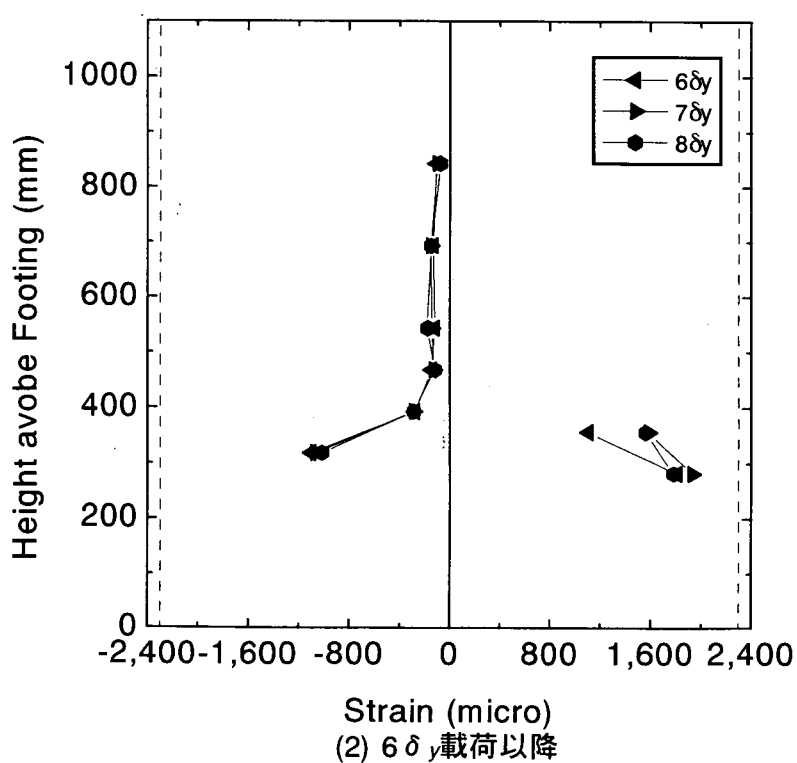
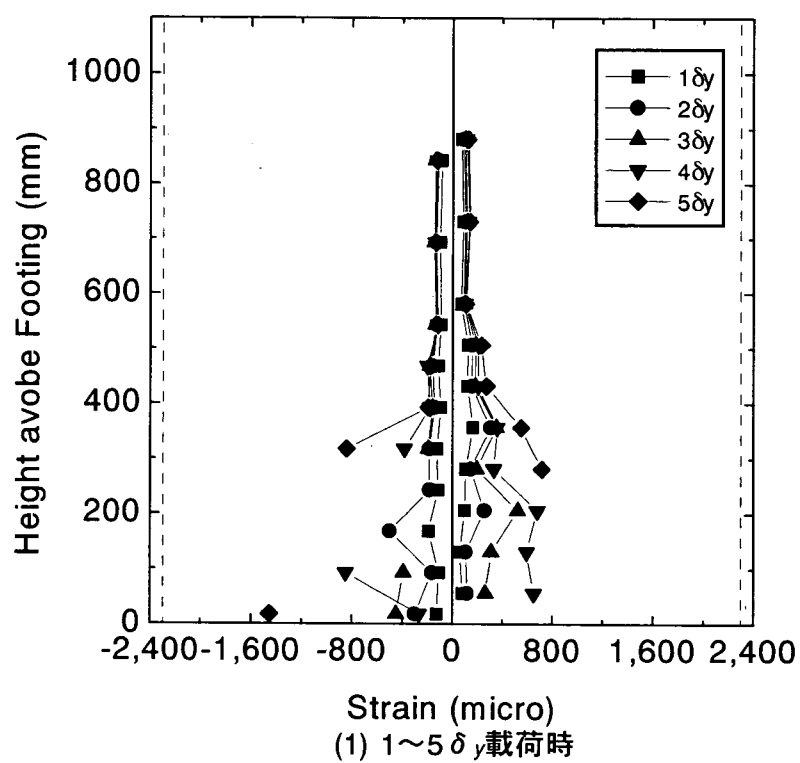


図-3.5(e) 帯鉄筋ひずみ最大値分布(No.5供試体、P面、M面)

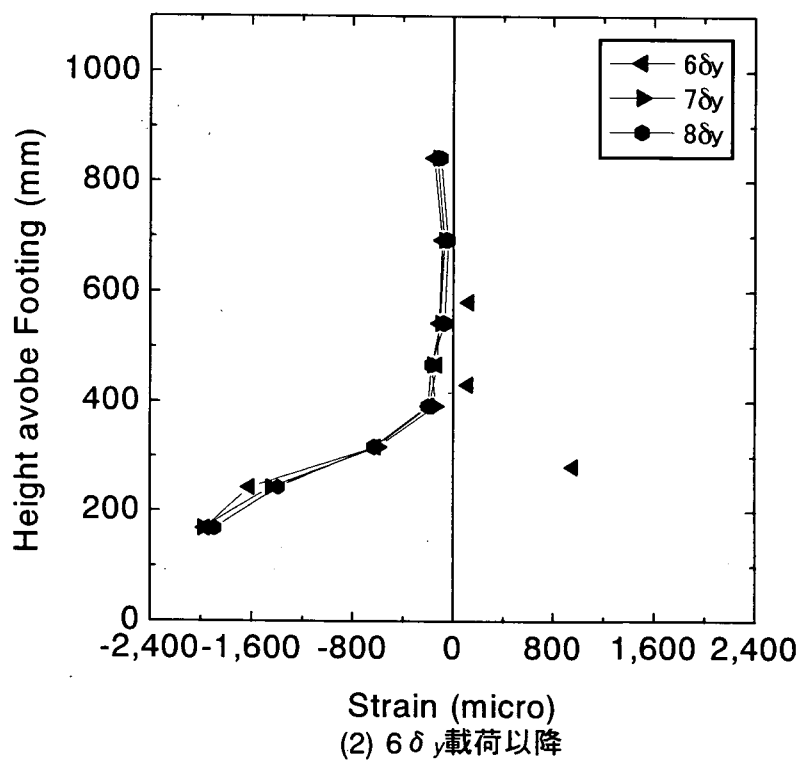
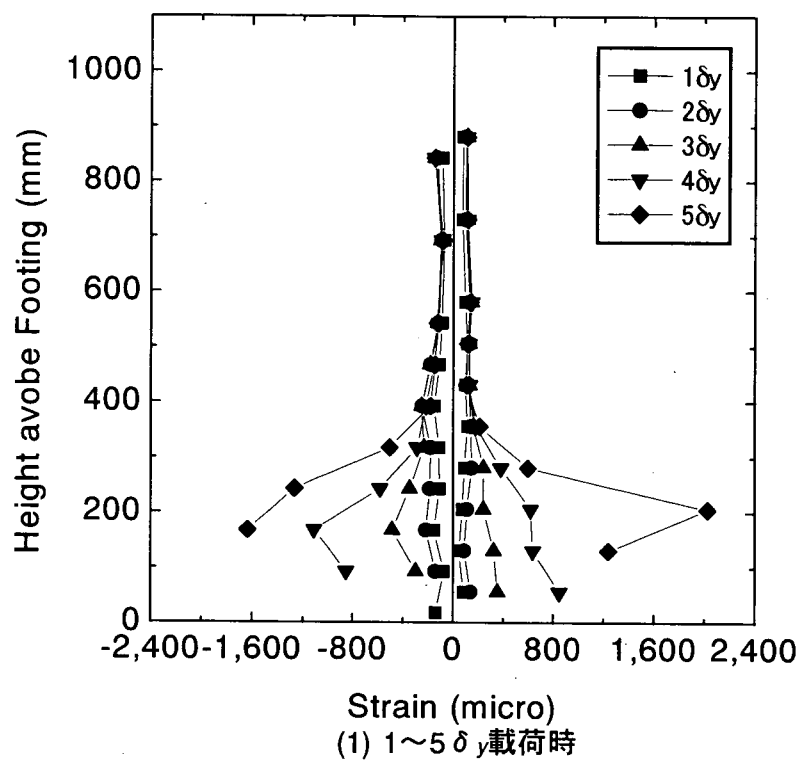


図-3.5(f) 帯鉄筋ひずみ最大値分布(No.6供試体、P面、M面)

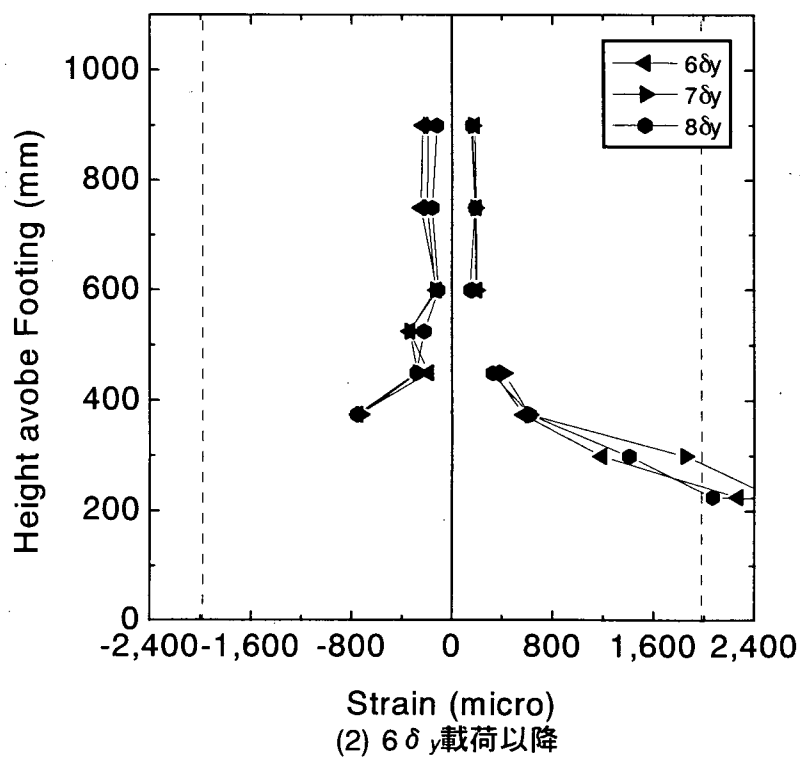
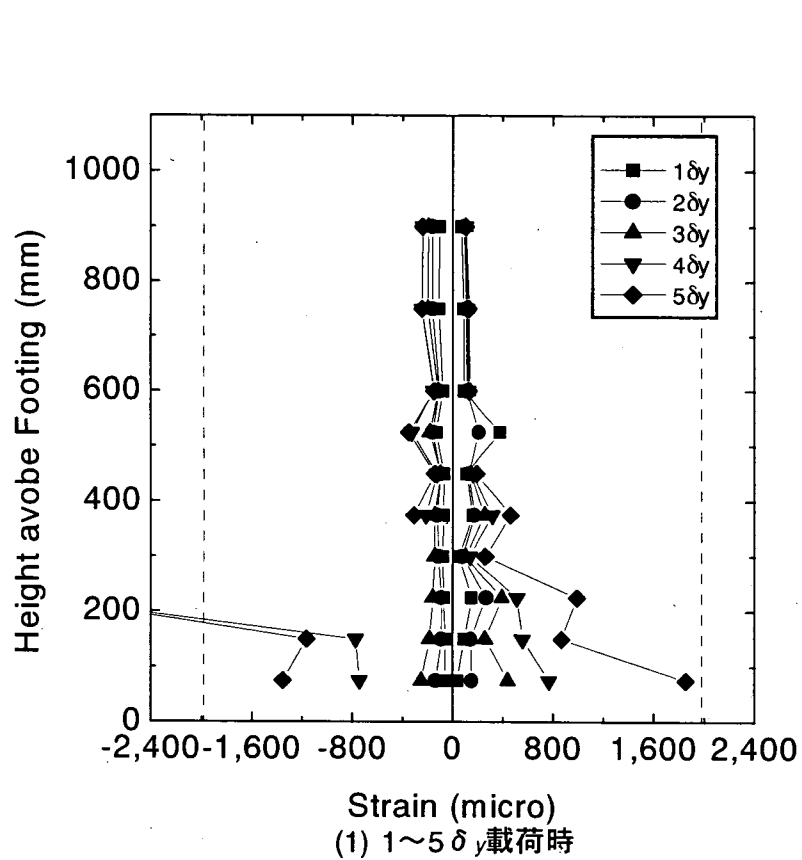


図-3.5(g-1) 帯鉄筋ひずみ最大値分布(No.7供試体、P面、M面)

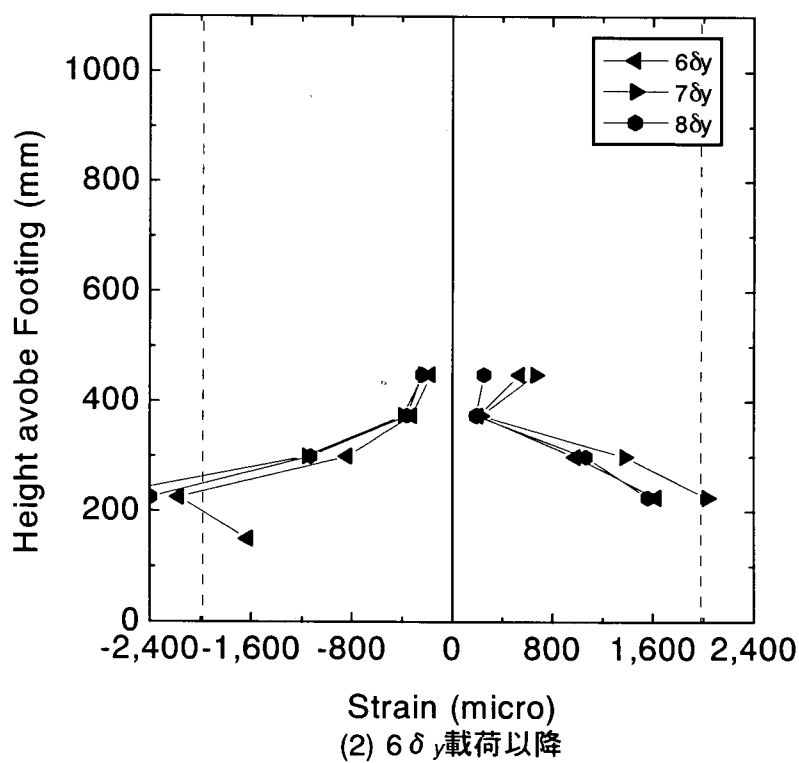
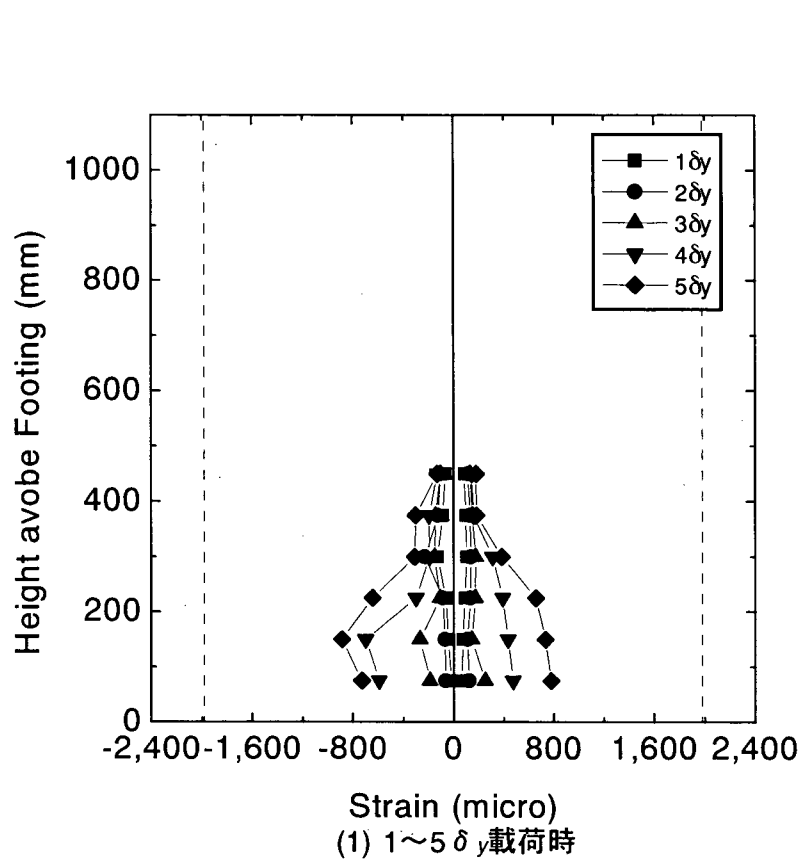


図-3.5(g-2) 帯鉄筋ひずみ最大値分布(No.7供試体、P面、M面)

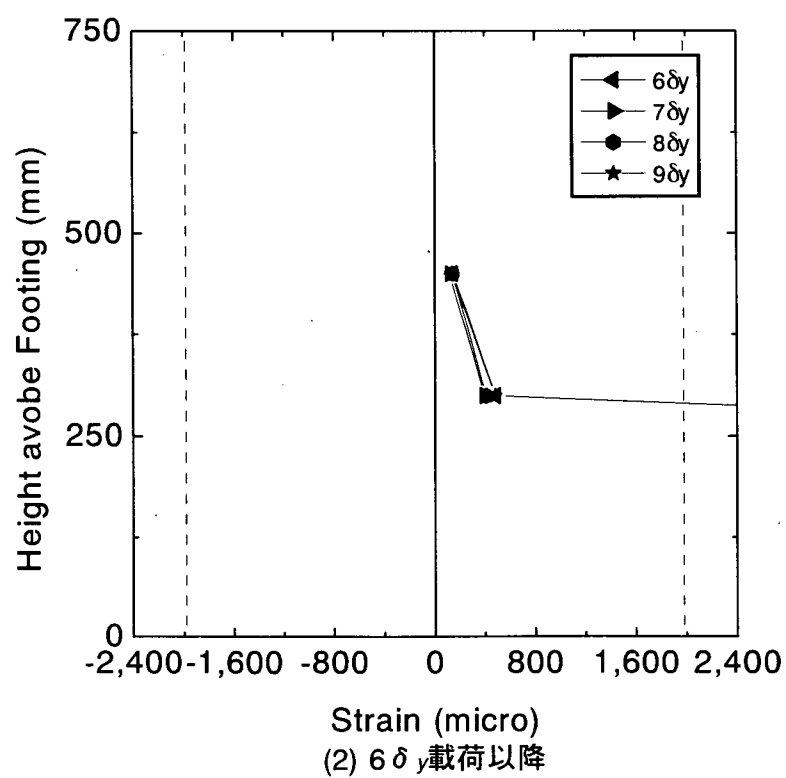
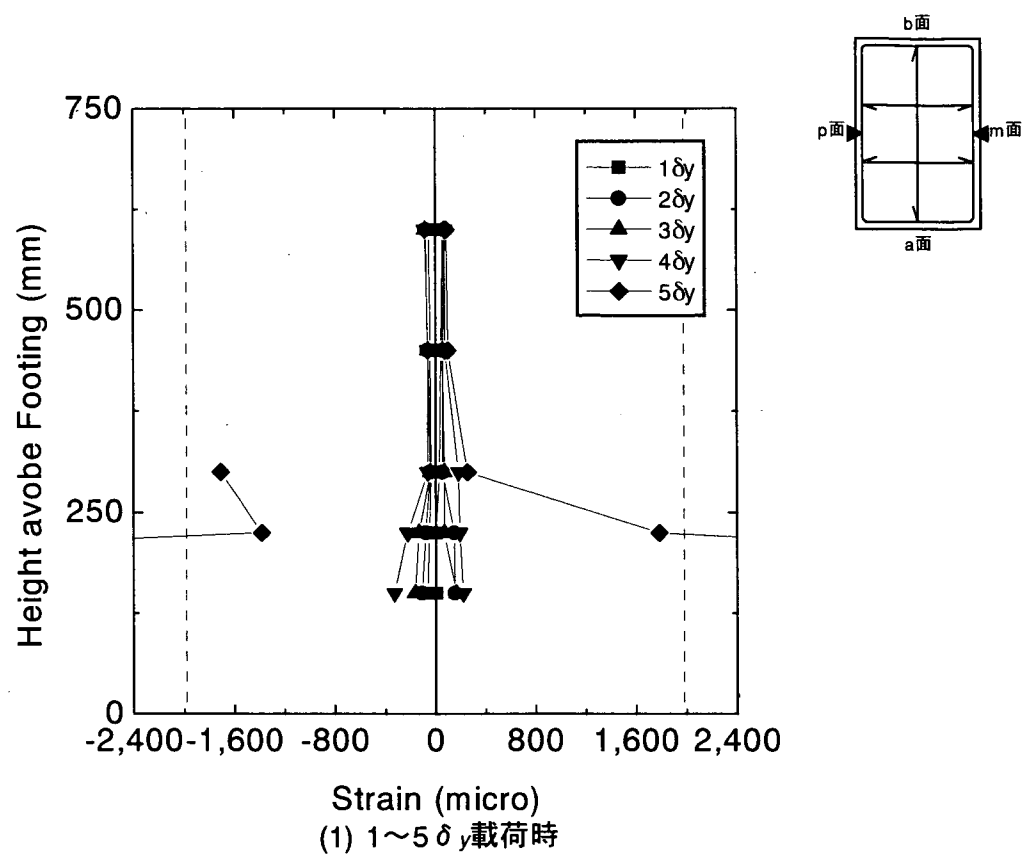


図-3.5(h-1) 帯鉄筋ひずみ最大値分布(No.8供試体、P面、M面)

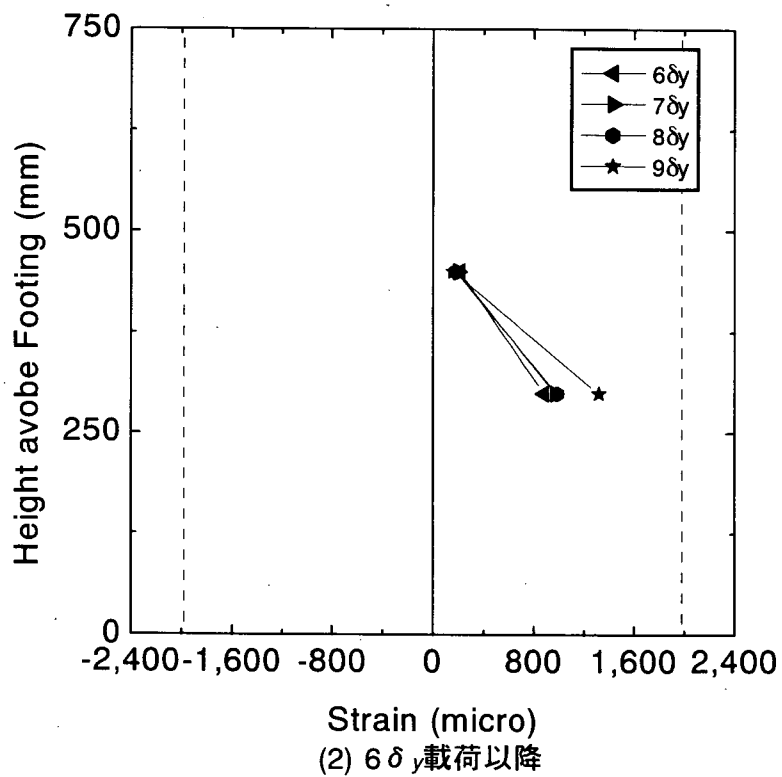
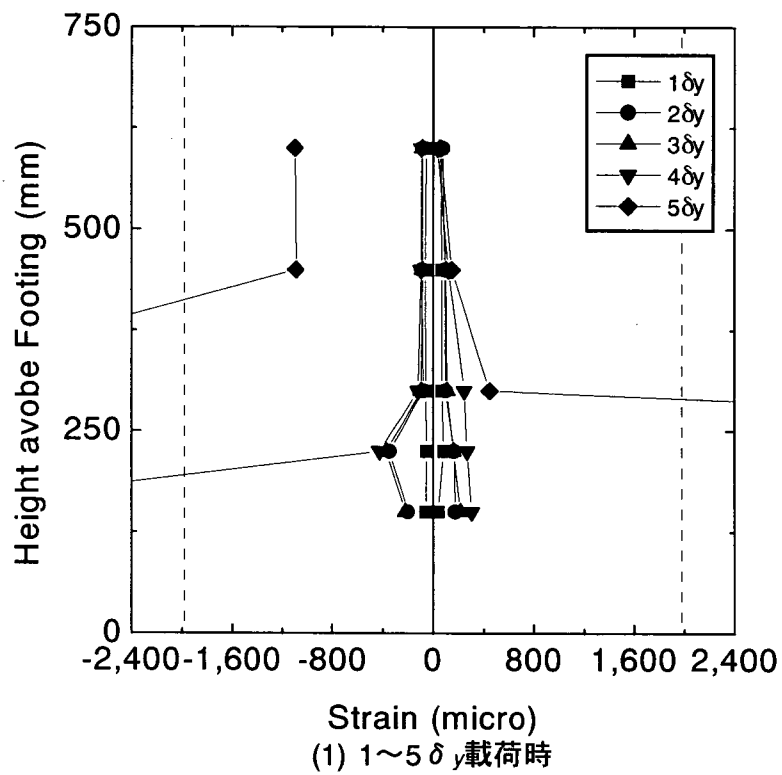


図-3.5(h-2) 帯鉄筋ひずみ最大値分布(No.8供試体、P面、M面)

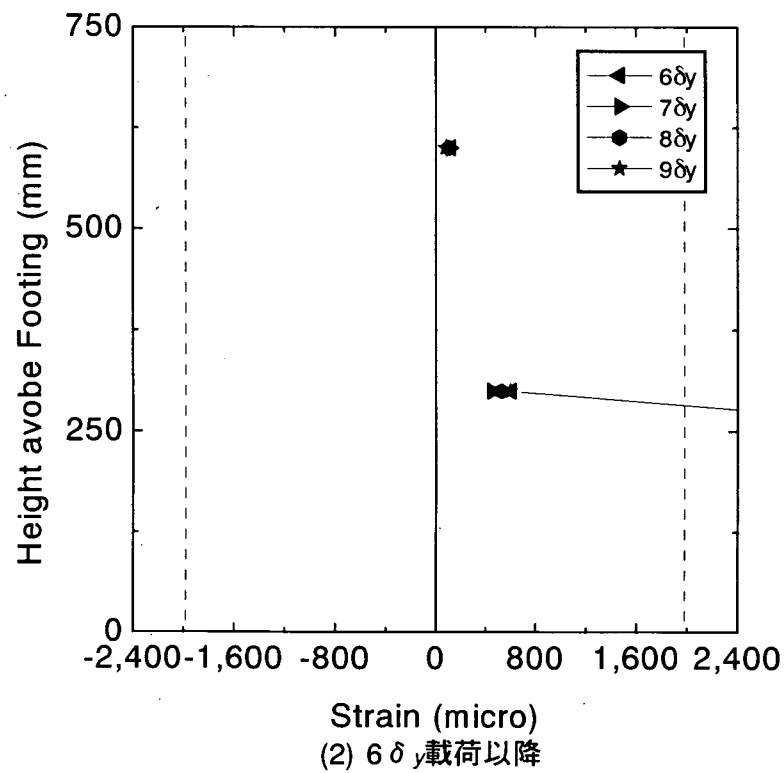
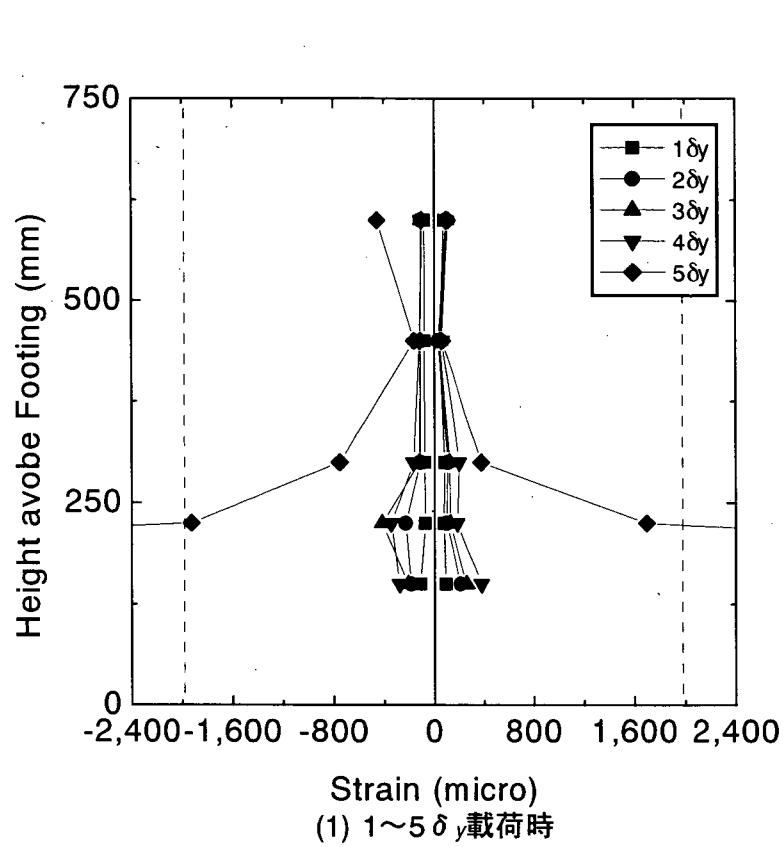


図-3.5(h-3) 帯鉄筋ひずみ最大値分布(No.8供試体、P面、M面)

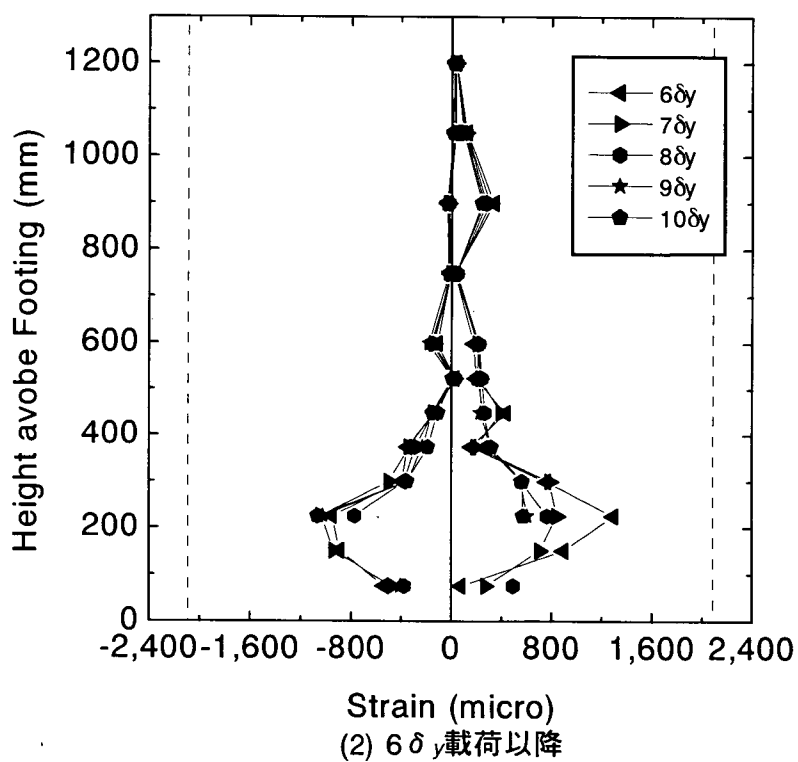
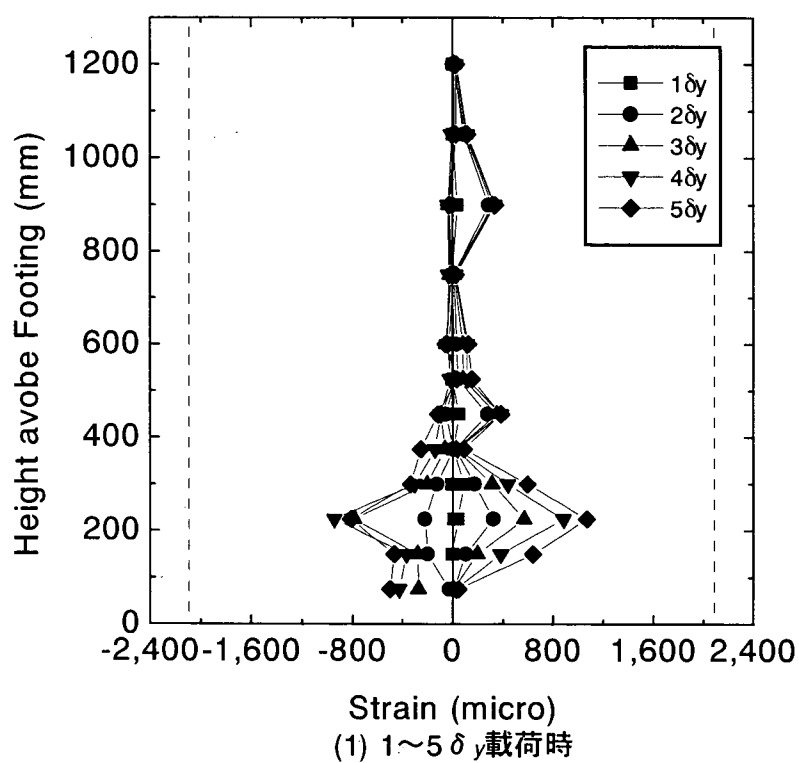


図-3.6(a) 帯鉄筋ひずみ最大値分布(No.1供試体、A面、B面)

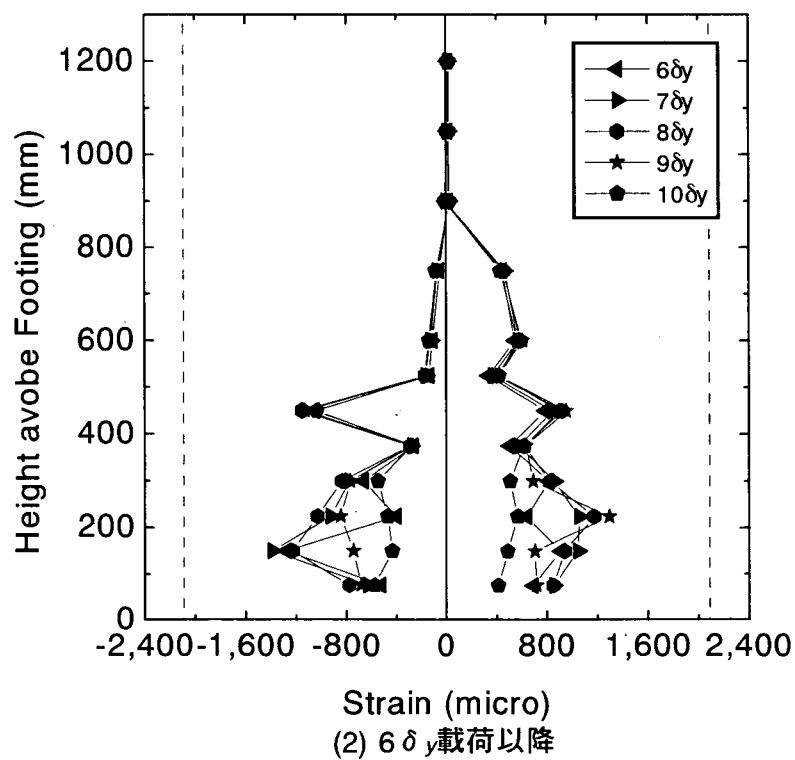
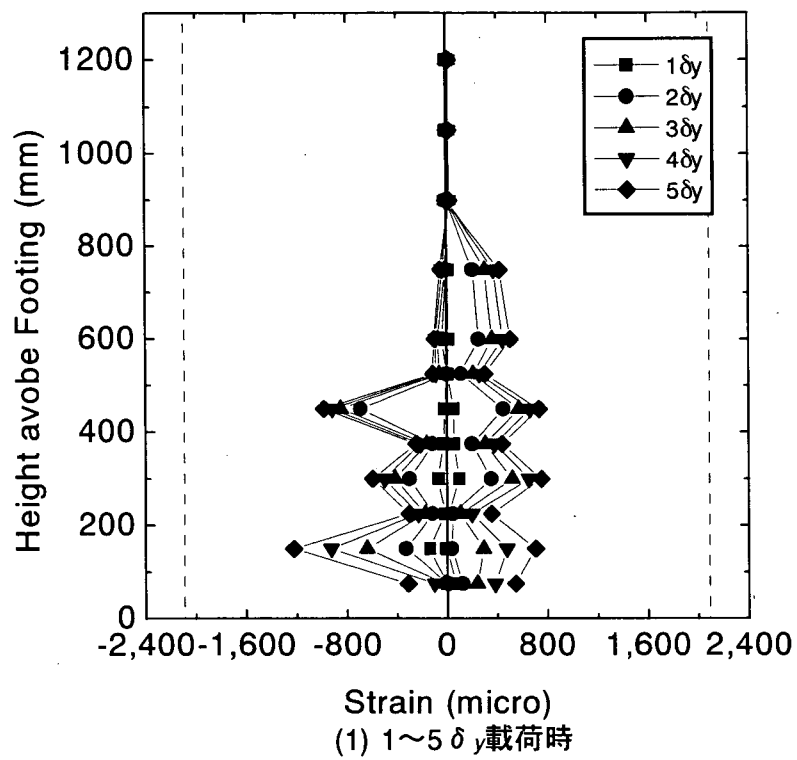


図-3.6(b) 帯鉄筋ひずみ最大値分布(No.2供試体、A面、B面)

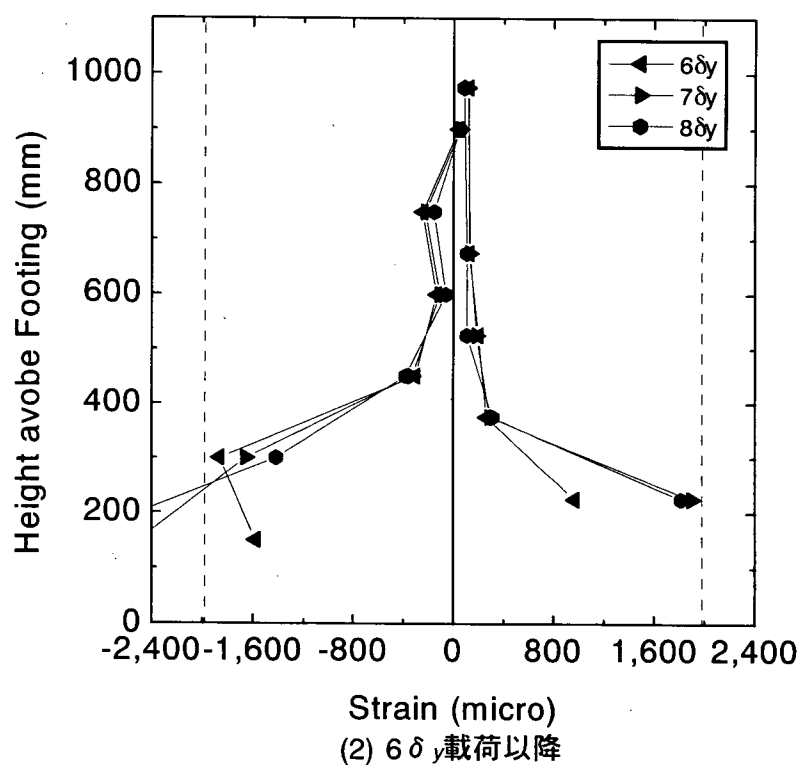
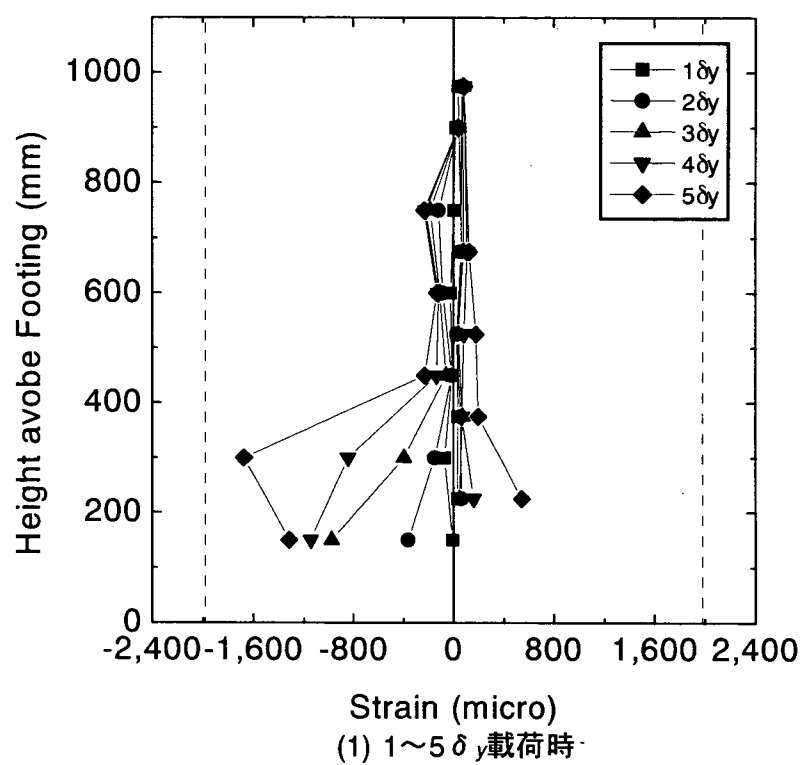


図-3.6(c) 帯鉄筋ひずみ最大値分布(No.3供試体、A面、B面)

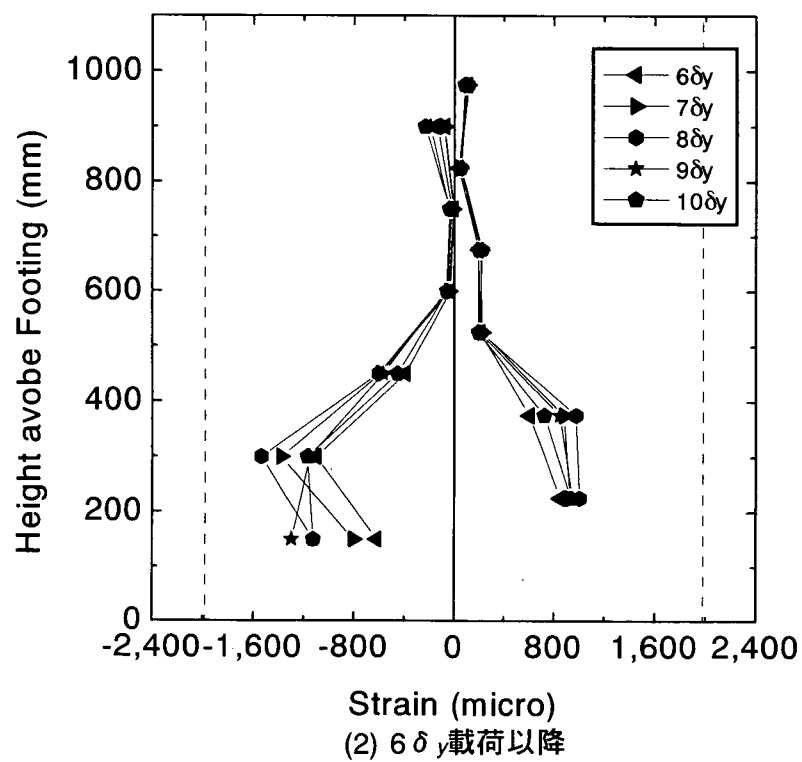
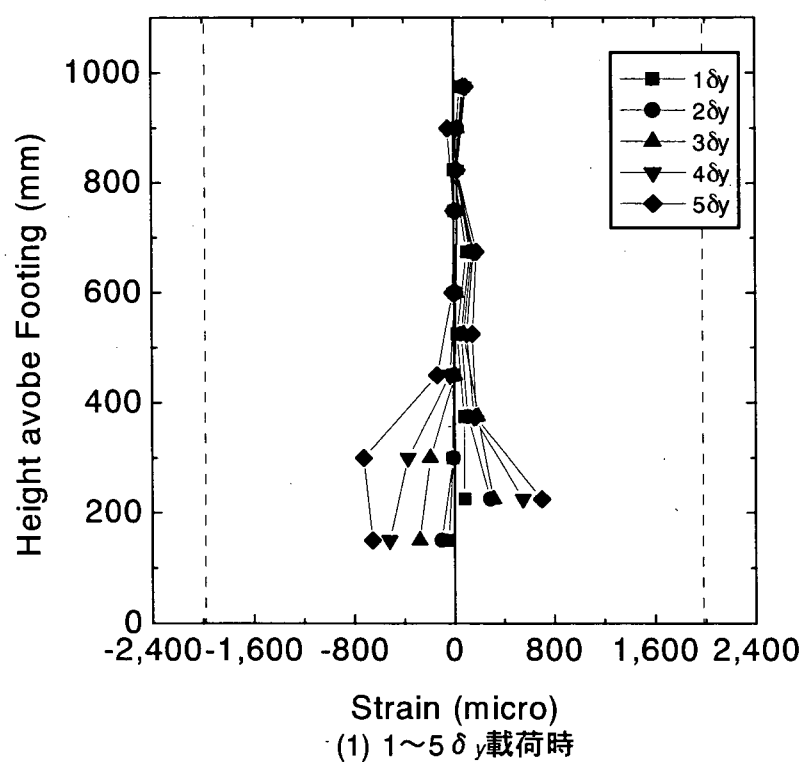


図-3.6(d) 帯鉄筋ひずみ最大値分布(No.4供試体、A面, B面)

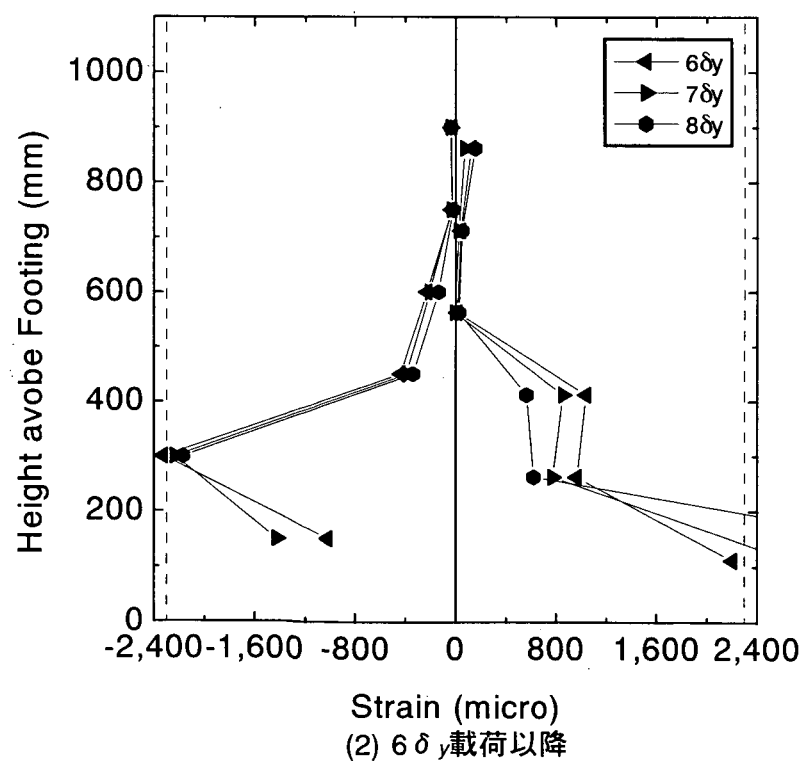
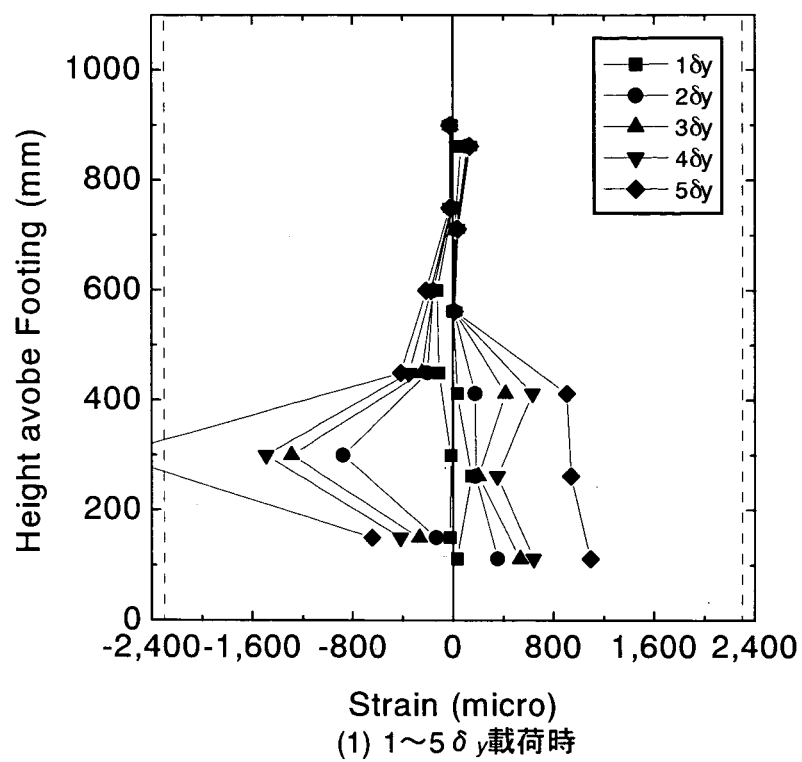


図-3.6(e) 帯鉄筋ひずみ最大値分布(No.5供試体、A面、B面)

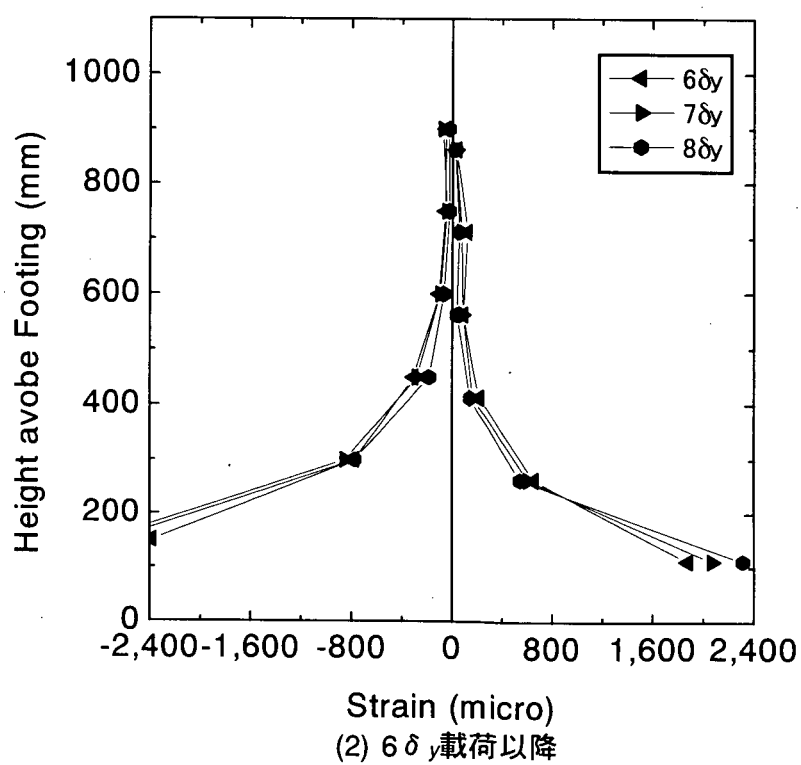
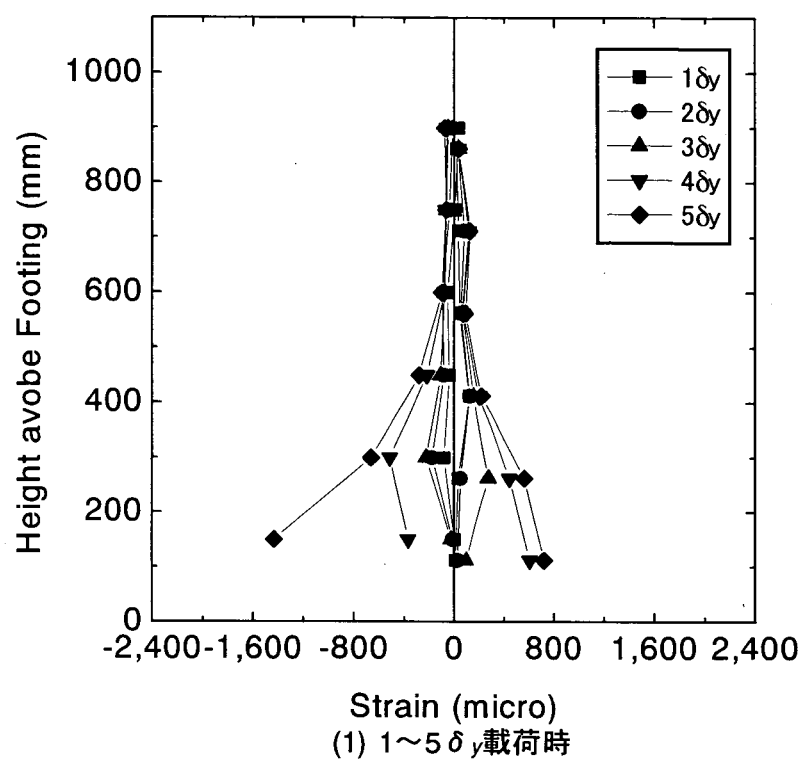


図-3.6(f) 帯鉄筋ひずみ最大値分布(No.6供試体、A面, B面)

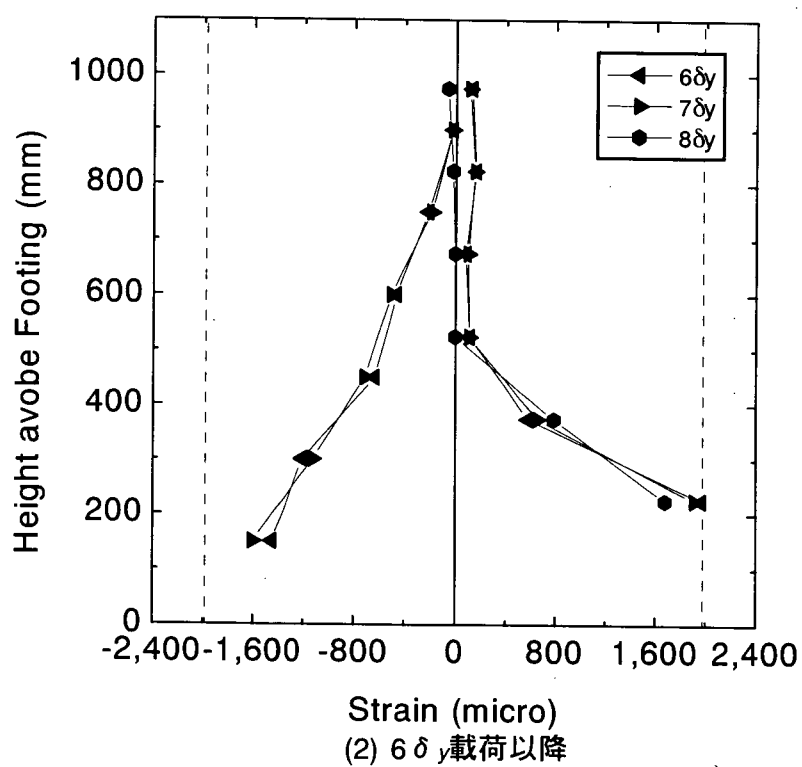
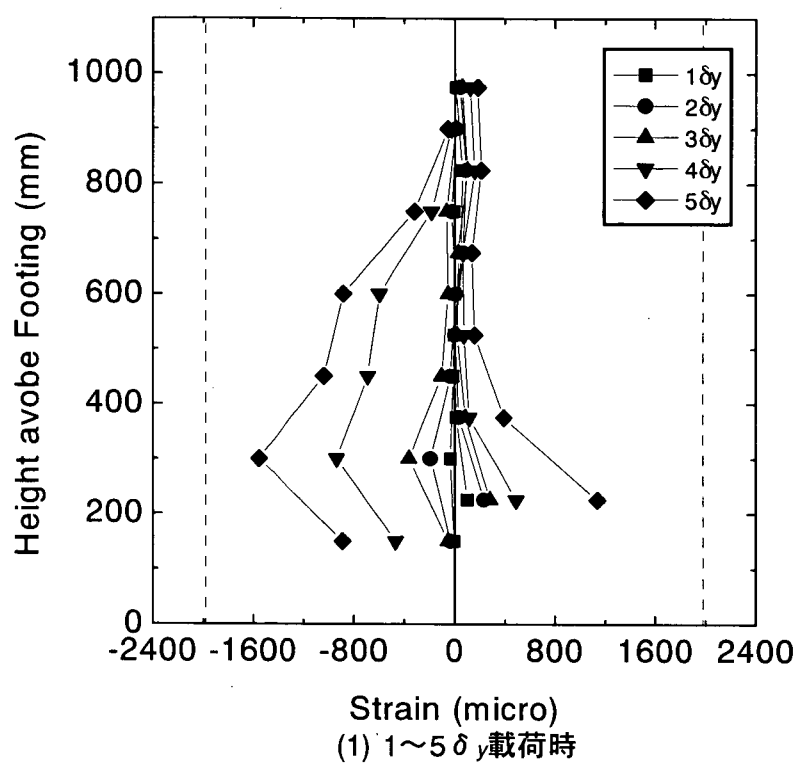


図-3.6(g) 帯鉄筋ひずみ最大値分布 (No.7供試体、A面、B面)

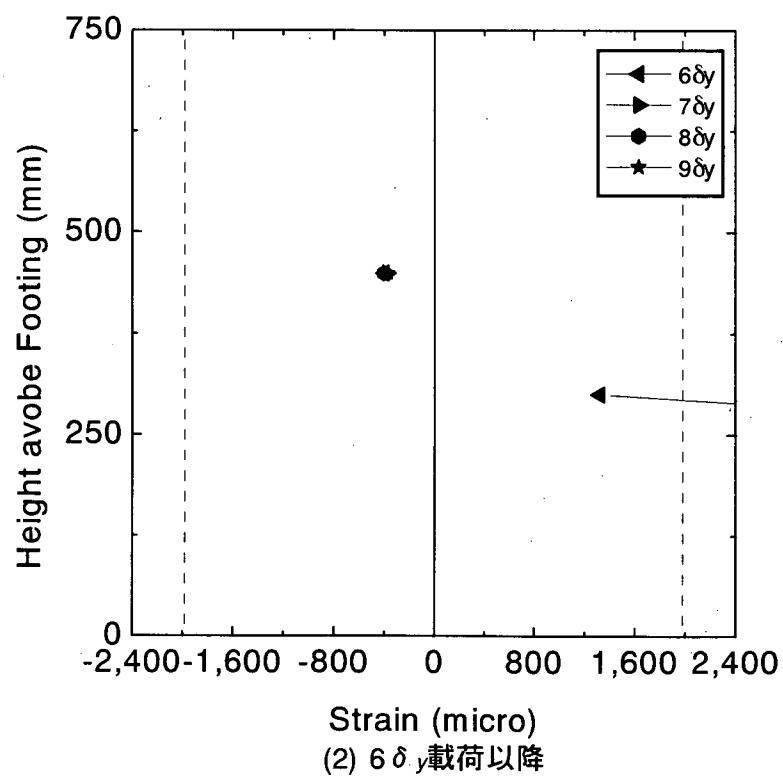
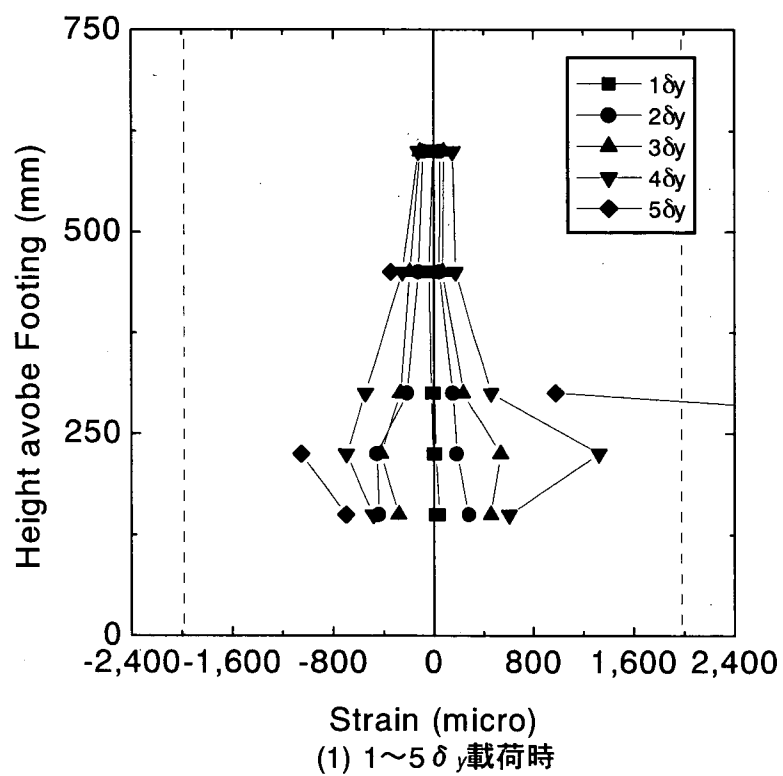


図-3.6(h) 帯鉄筋ひずみ最大値分布 (No.8 供試体、A面、B面)

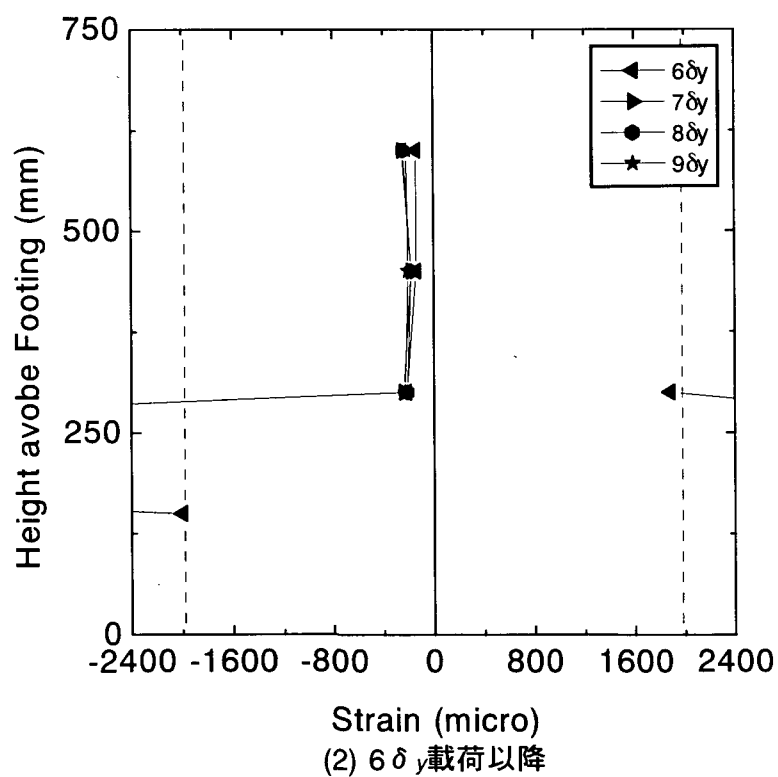
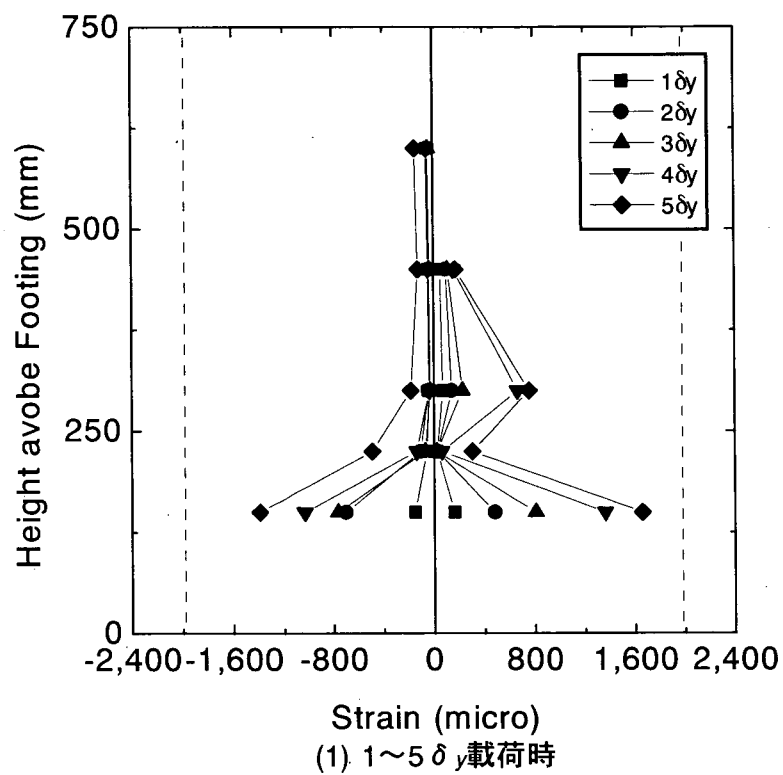


図-3.7 No.8供試体における中間帯鉄筋ひずみの最大値分布

3.4 塑性曲率の分布

図-3.8は各供試体において橋脚基部～937mm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-3.9は各載荷ステップ毎の最大曲率の高さ方向の分布を示したものである。いずれの供試体も、損傷が進展に伴いかぶりコンクリートの剥離などの影響により、概ね $6\sim 8\delta_y$ 載荷となると、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-3.8から正しく層間変位が計測できていないと判断される載荷ステップのデータは図-3.9には示していない。

曲率は、微小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。例えば、図-3.9(1)に示したNo.1供試体を例にとると、橋脚基部～37mmの区間においては、載荷変位振幅の増大につれて曲率は次々大きくなり、 $4\delta_y$ 載荷時には、 $0.104(1/m)$ となっている。この区間では曲率も大きく載荷に伴ない概ね正負対称に曲率が生じているが、橋脚基部37～117mm区間では、曲率は $0.0173(1/m)$ 、($4\delta_y$ 載荷時)と橋脚基部～37mmの範囲に比較すると約 $1/6$ と小さくなり、また最大値分布の進展も正側と負側では対称ではなくなる。しかし、橋脚基部117～197mmの区間では、曲率は $0.0496(1/m)$ 、($4\delta_y$ 載荷時)と再び大きくなり、また、正負の対称性を確保する。これより上になると曲率は再び小さくなる。この区間は、前述した目視による躯体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。

このように、計測区間の状況により、滑らかな曲線とならずに凸凹が生じているが、いずれの供試体においても、基本的な曲率分布の形状は、基部を底辺とし、柱天端方向に向かって徐々に小さくなる三角形ブロック状であった。しかしながら、柱基部～37mm区間で計測されている曲率には柱断面の塑性化による曲率の他に、軸方向鉄筋がフーチングより伸び出す影響が入っているため、注意が必要である。

以下に各供試体における載荷ステップ毎の最大曲率分布の進展の特徴を示す。

No.1供試体

前述したように本供試体の最大曲率分布の進展は、いずれの載荷ステップにおいても柱基部～37mm区間で最大であり、次に大きな曲率を示す区間は、柱基部117～197mmの区間であった。橋脚基部37～117mm区間では、その上下の計測区間と比較して小さな値を示しており、正側の値と負側の値もばらつき、対象性を有していない。載荷実験時における外観のひび割れ進展も $3\delta_y$ 載荷時ではM面、P面共に柱基部117～197mmの区間を貫通するひび割れが生じており、橋脚基部37～117mm区間では、曲率の計測に影響を及ぼすと考えられるひび割れは認められない。また、全体としての曲率分布の形状は柱基部から高さ400mm程度の位置を頂点とする三角形分布であった。

No.2供試体

本供試体の最大曲率分布の進展は、No.1供試体同様にいずれの載荷ステップにおいても

柱基部～37mm区間で最大であり、次に大きな曲率を示す区間は、柱基部117～197mmの区間であった。橋脚基部37～117mm区間では、その上下計測区間より小さな値であったが、その差はNo.1供試体と比較して、顕著ではなかった。全体としての曲率分布の形状では柱基部から高さ300mm程度の位置を頂点とする三角形分布であった。

No.3供試体

本供試体の曲率分布も他の供試体同様に柱基部を底辺とした三角形分布であるが、その頂点は柱基部から約400mm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、特に $4\delta_y$ 載荷以降に顕著である。 $4\delta_y$ 載荷時には柱基部から150mmおよび300mmの位置に発生したひび割れが大きく広がっており、この影響から、その区間をまたいだ区間で計測された曲率の値が大きくなったと考えられる。

No.4, 5, 6供試体

本供試体同様円形断面を有する供試体の曲率分布も他の供試体同様に柱基部を底辺とした三角形分布であるが、その頂点はいずれの供試体も柱基部から約450mm付近の位置となっている。しかしながら、その分布形状はNo.3供試体同様に凹凸が多く見られ、特に、No.4供試体では柱基部117～197mm区間と柱基部357～437mm区間、No.5, 6供試体では柱基部117～197mm区間で、卓越している。いずれも、大きな曲率が計測された箇所では、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。

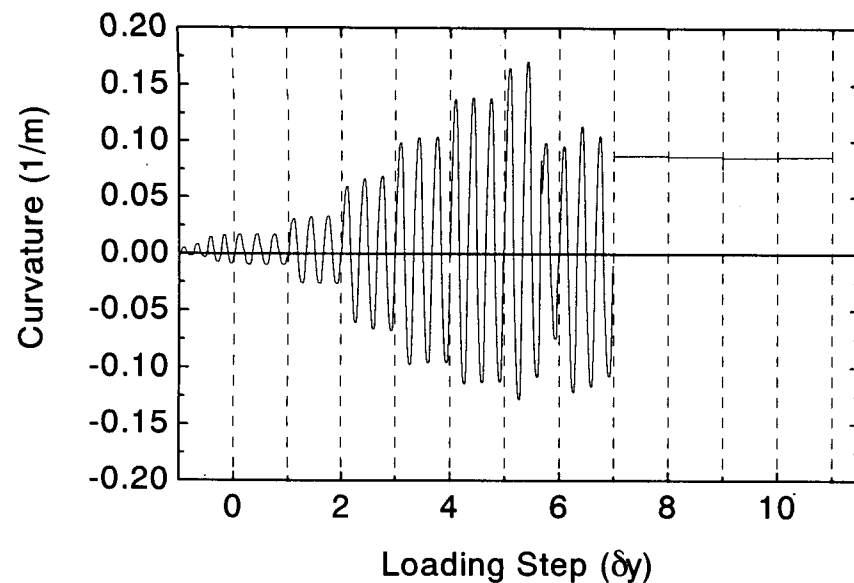
No.7供試体

本供試体の最大曲率分布は、他の円形供試体同様に柱基部から約400mmの位置を頂点とした分布形状となっている。しかしながら、他の供試体と比較してその分布形状は矩形分布に近く、軸方向鉄筋の伸び出しによる影響を含んでいる柱基部～37mmを除いてほぼ平均的に生じている。

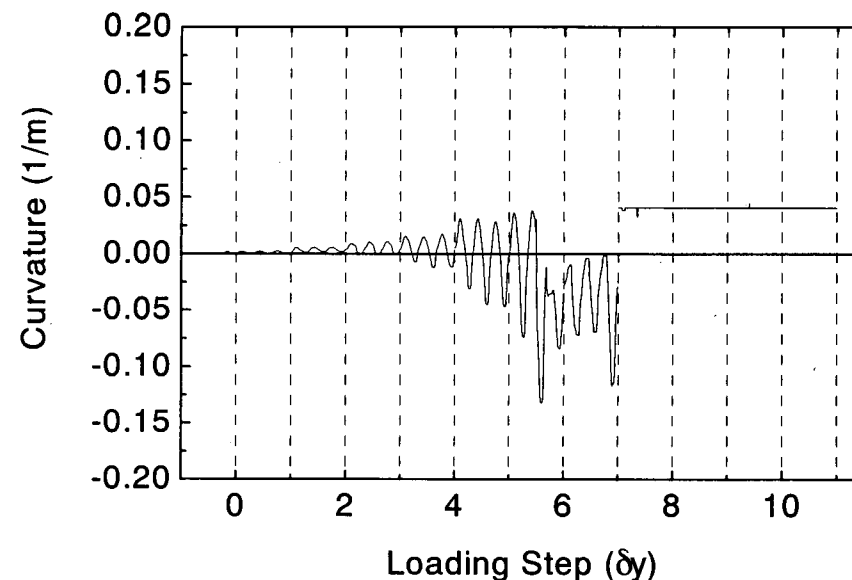
No.8供試体

本供試体の曲率分布は、他の供試体同様に柱基部を底辺とした三角形分布であるが、その頂点は、柱基部より500mm程度の位置であった。

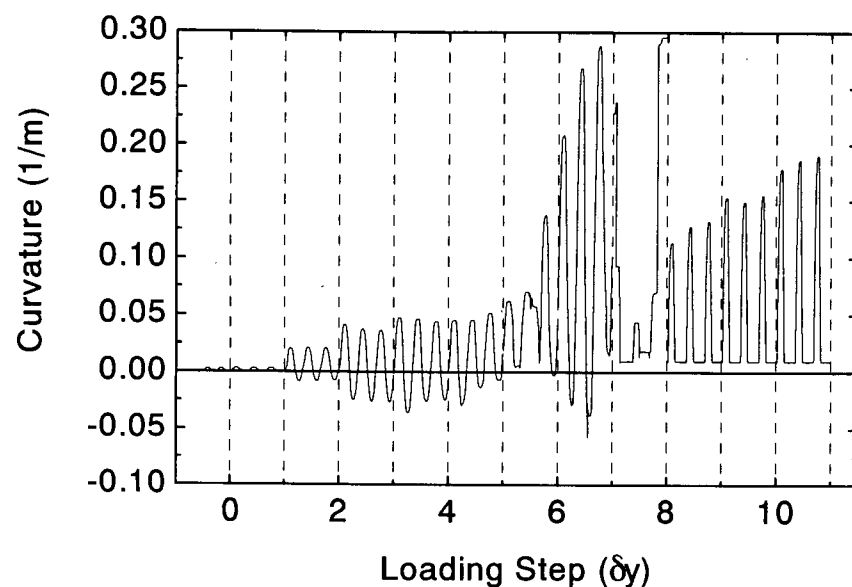
曲率の進展としては、他の供試体同様にひび割れの先行した箇所において、曲率も大きな値を示している。さらに、 $5\delta_y$ 載荷では、かぶりコンクリートの剥離が生じた箇所でも、さらに大きな曲率を示している。



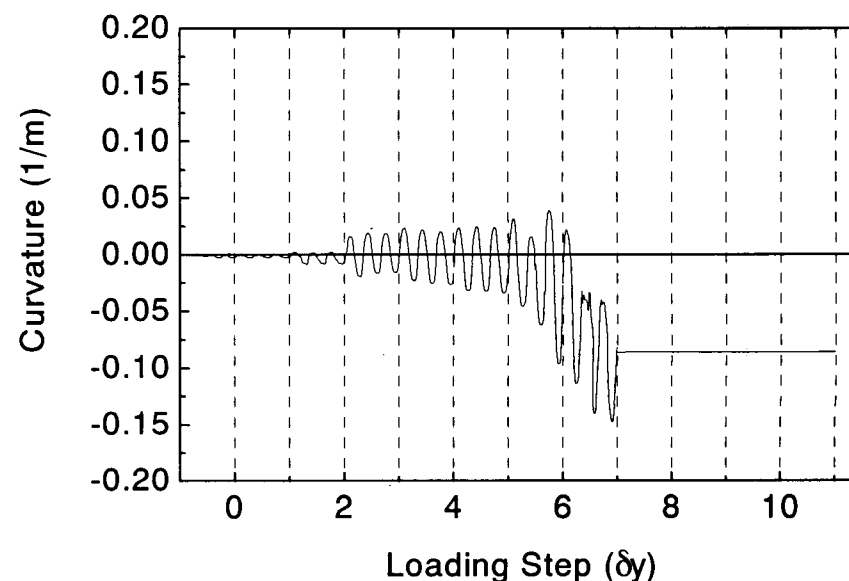
(1) 橋脚基部～37mm区間



(2) 橋脚基部から37～117mm区間

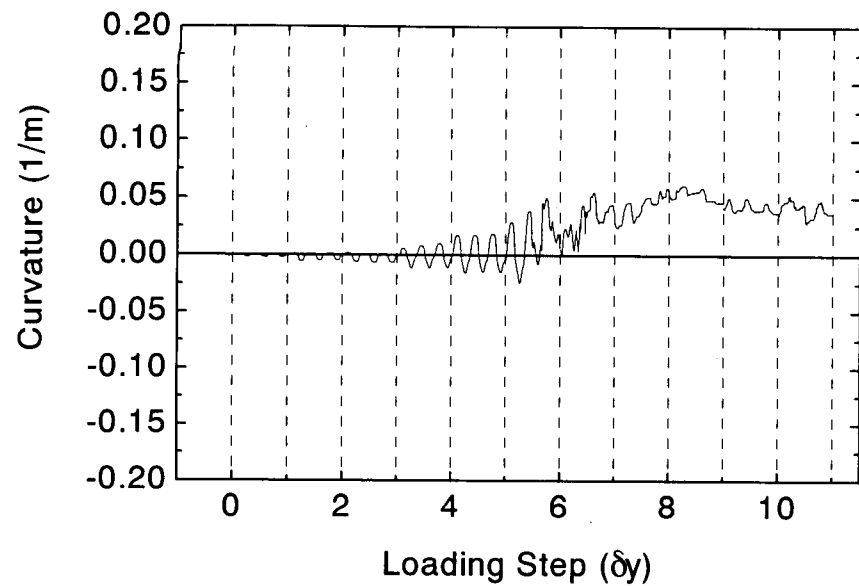


(3) 橋脚基部から117～197mm区間

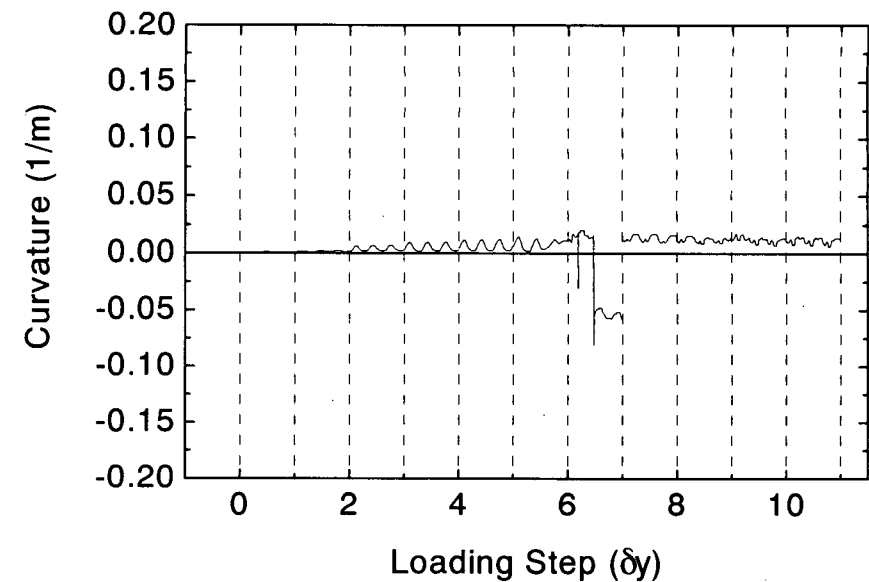


(4) 橋脚基部から197～273mm区間

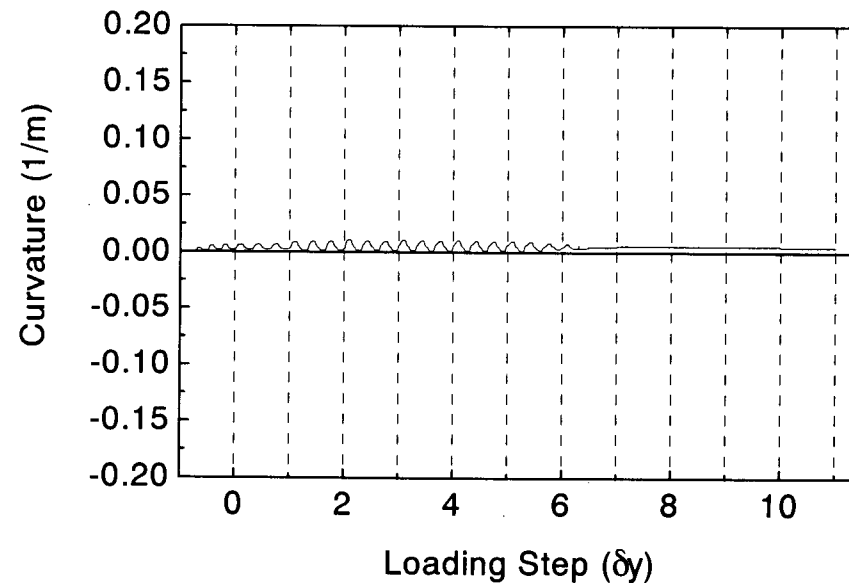
図-3.8(a-1) 曲率の進展(No.1供試体)



(5) 橋脚基部から273~357mm区間

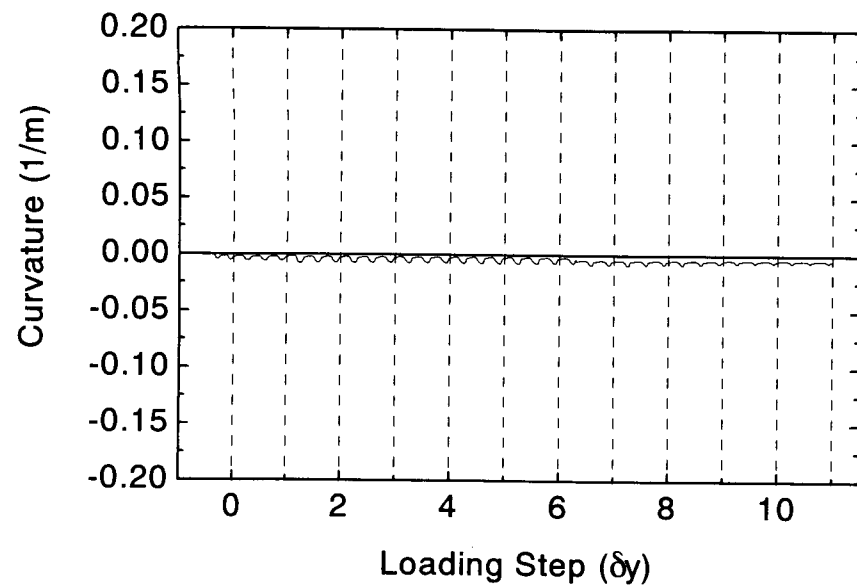


(6) 橋脚基部から357~437mm区間

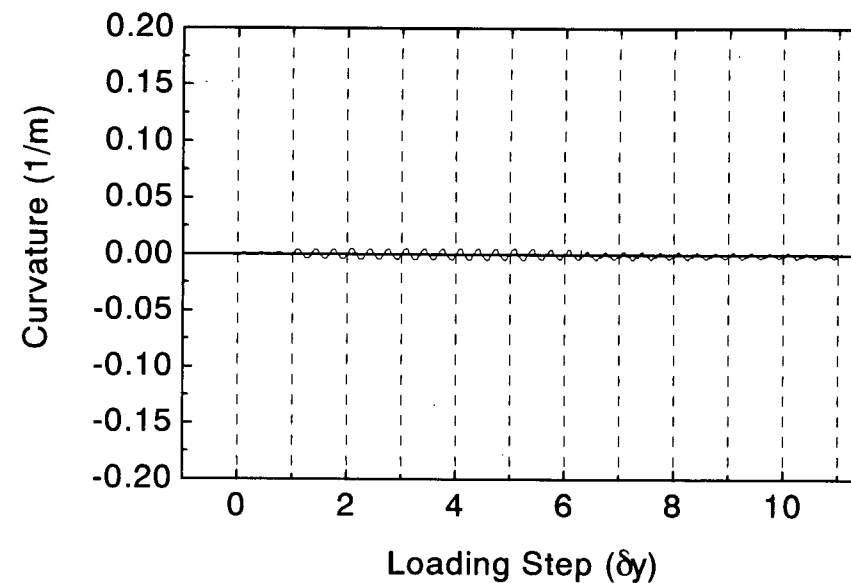


(7) 橋脚基部から437~517mm区間

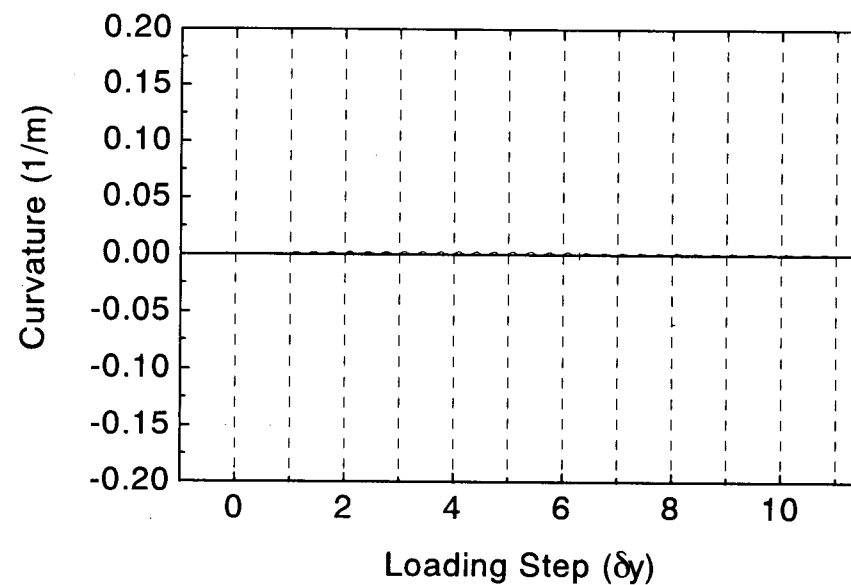
図-3.8(a-2) 曲率の進展(No.1供試体)



(8) 橋脚基部から517~617mm区間

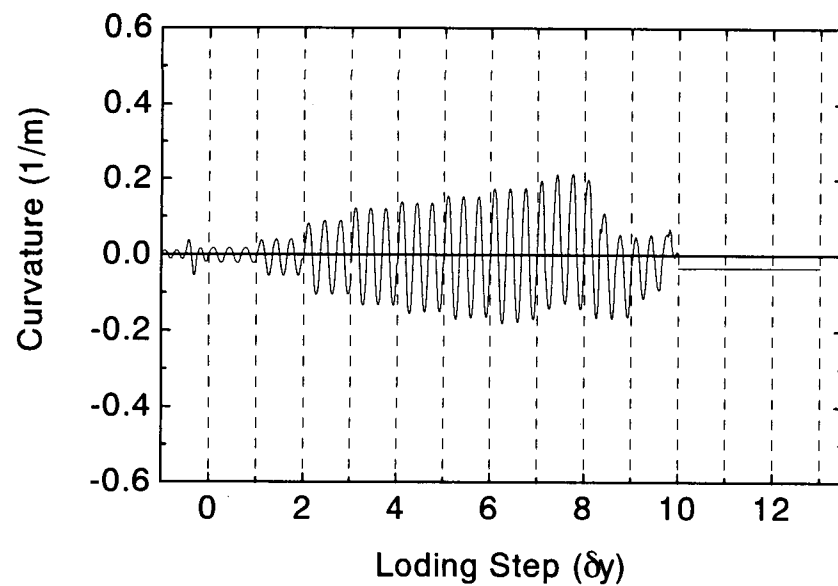


(9) 橋脚基部から617~777mm区間

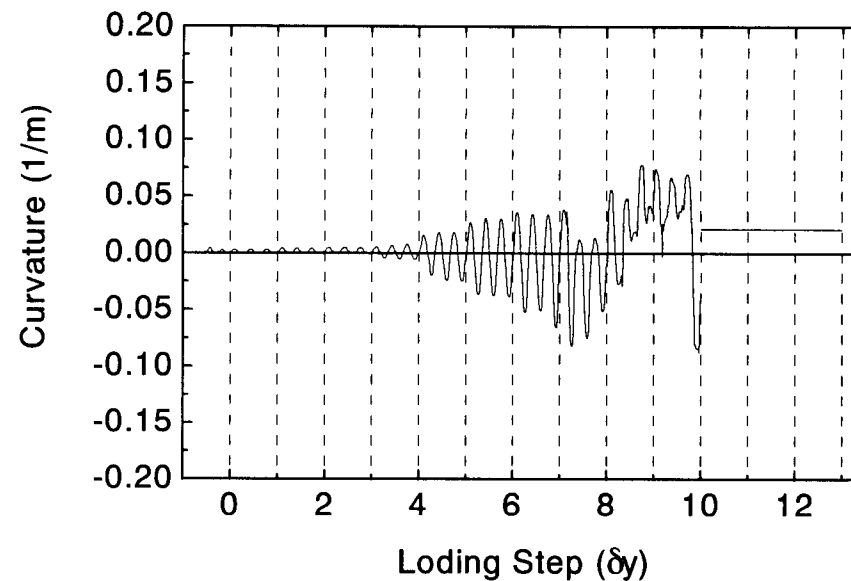


(10) 橋脚基部から777~937mm区間

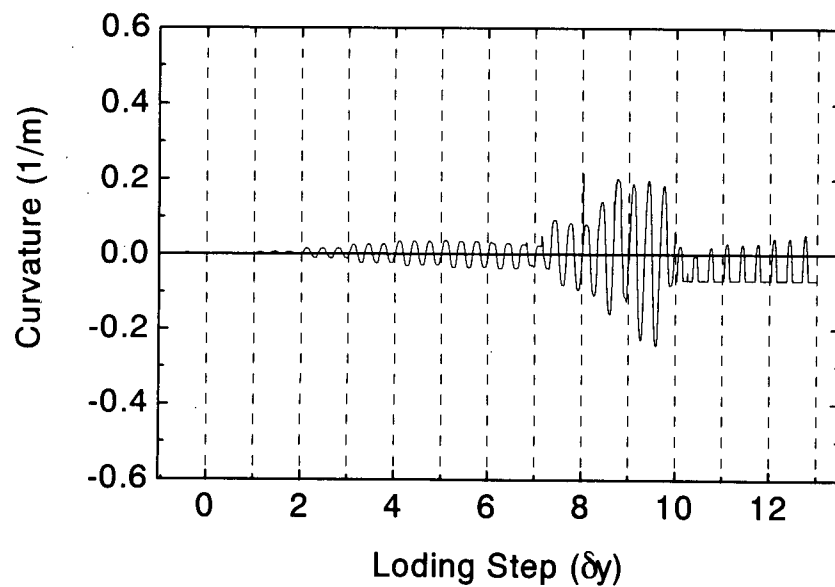
図-3.8(a-3) 曲率の進展(No.1供試体)



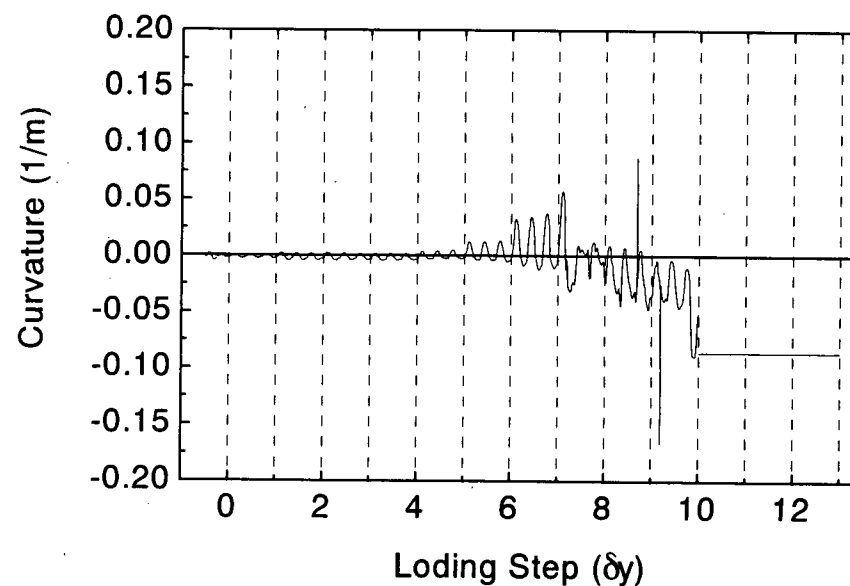
(1) 橋脚基部～37mm区間



(2) 橋脚基部から37～117mm区間

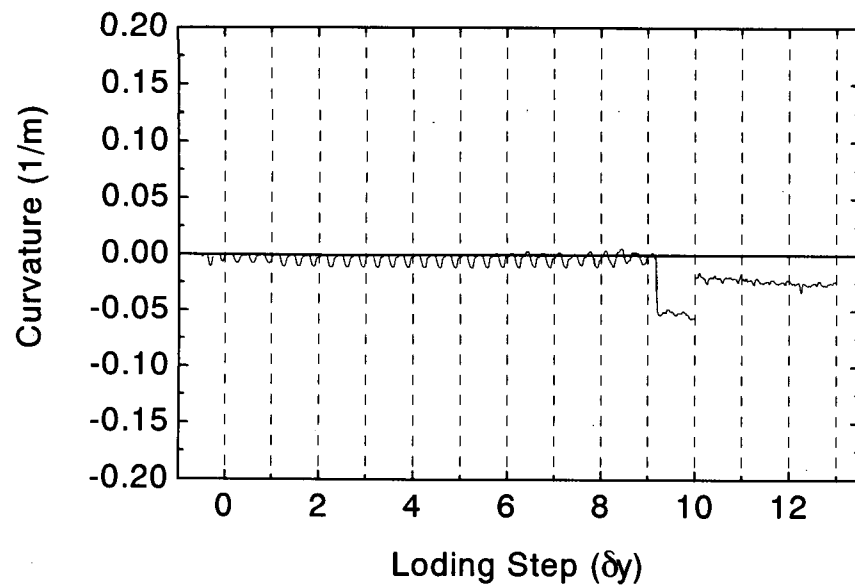


(3) 橋脚基部から117～197mm区間

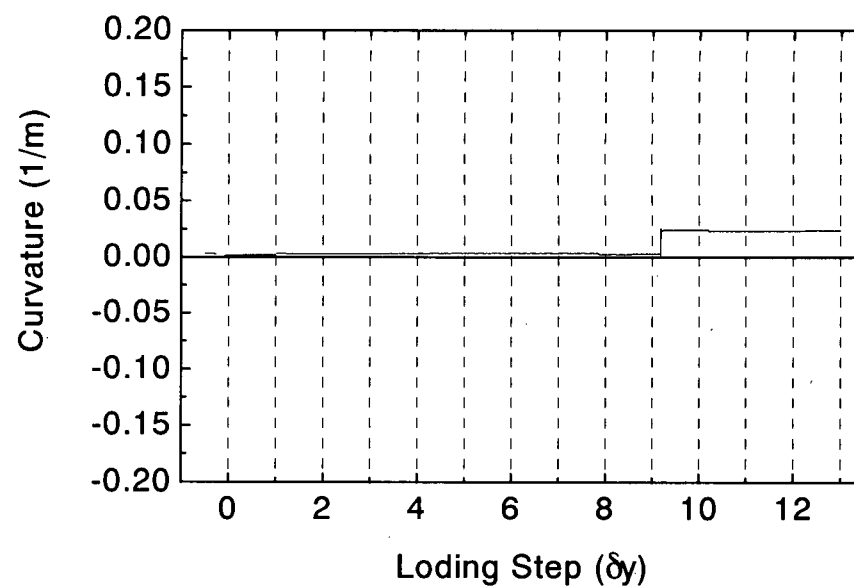


(4) 橋脚基部から197～273mm区間

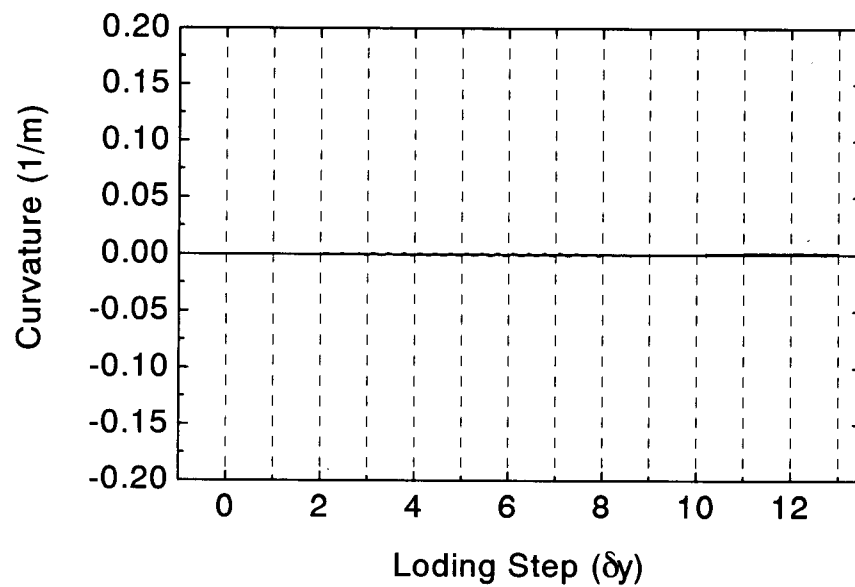
図-3.8(b-1) 曲率の進展(No.2供試体)



(5) 橋脚基部から273~357mm区間

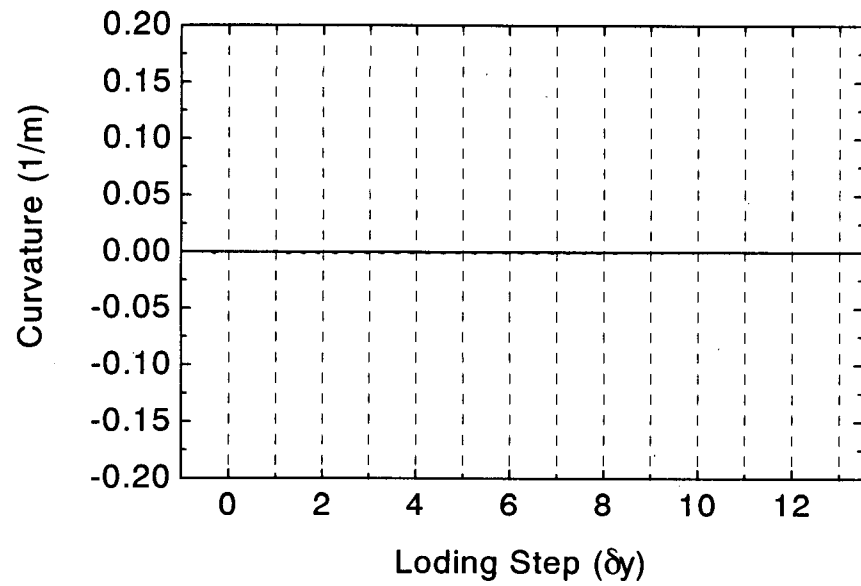


(6) 橋脚基部から357~437mm区間

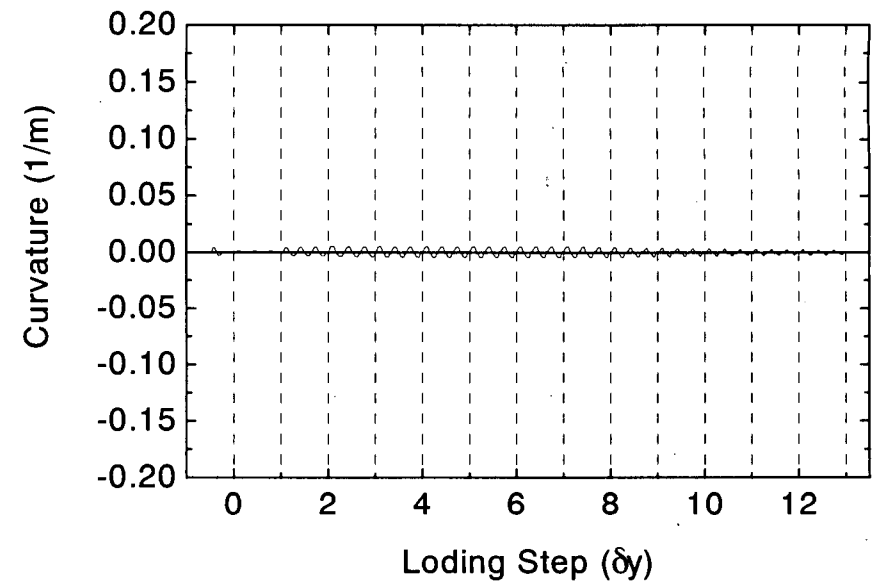


(7) 橋脚基部から437~517mm区間

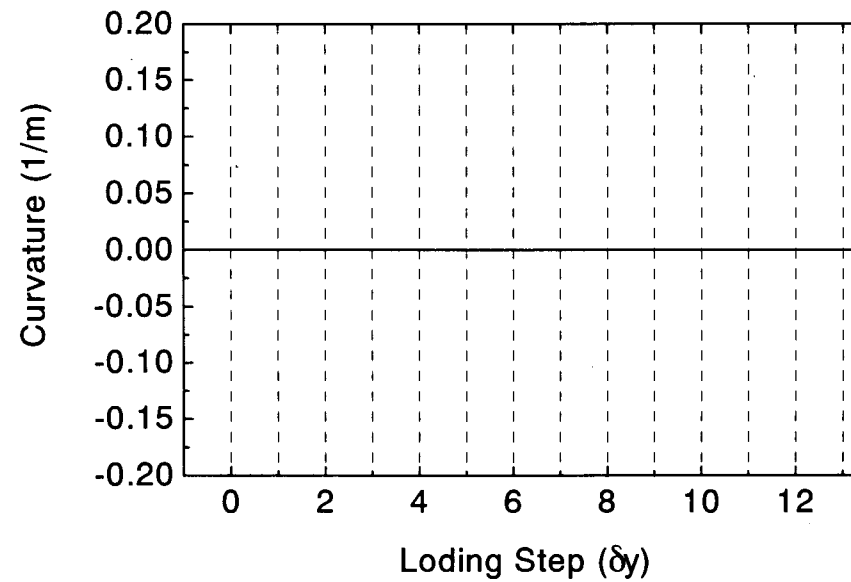
図-3.8(b-2) 曲率の進展(No.2供試体)



(8) 橋脚基部から517~617mm区間

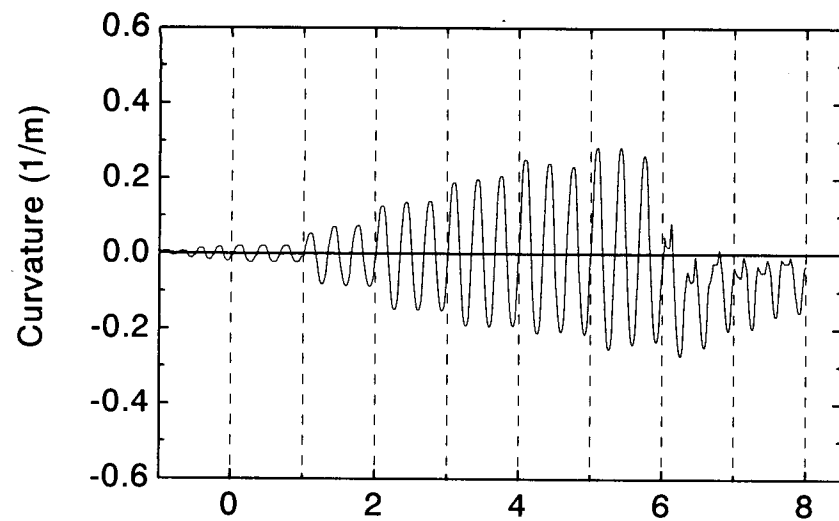


(9) 橋脚基部から617~777mm区間



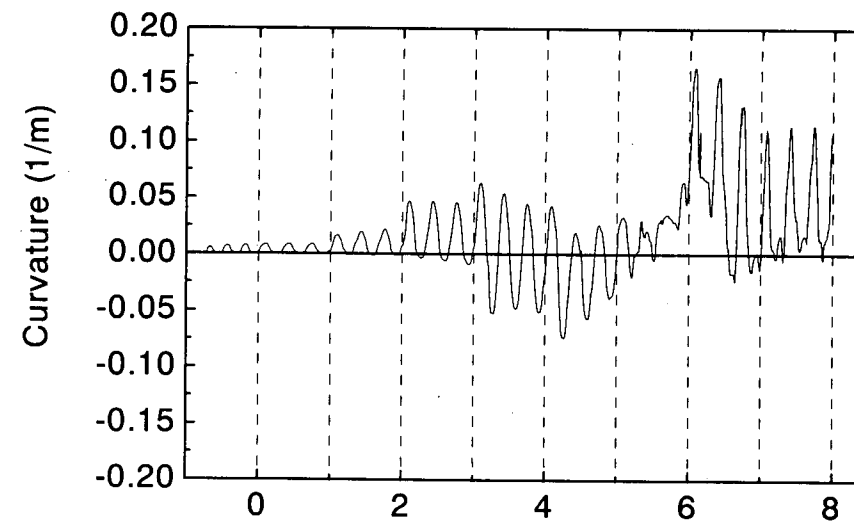
(10) 橋脚基部から777~937mm区間

図-3.8(b-3) 曲率の進展(No.2供試体)



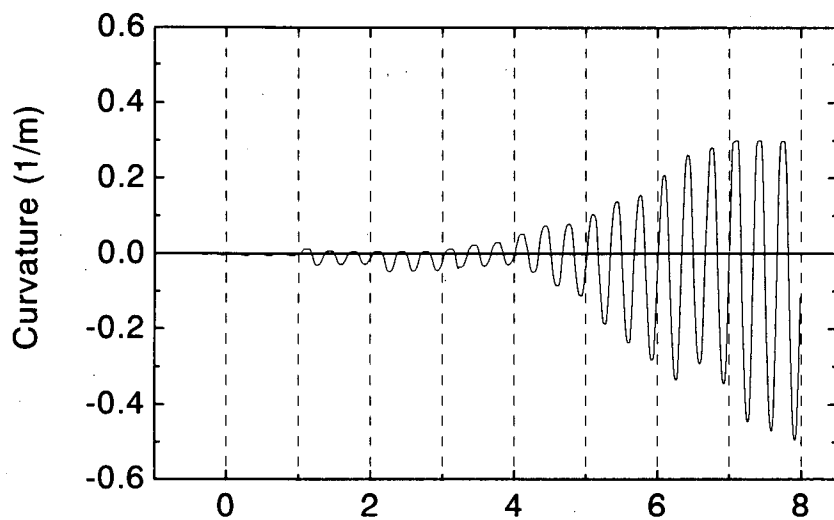
Loading Step (δy)

(1) 橋脚基部～37mm区間



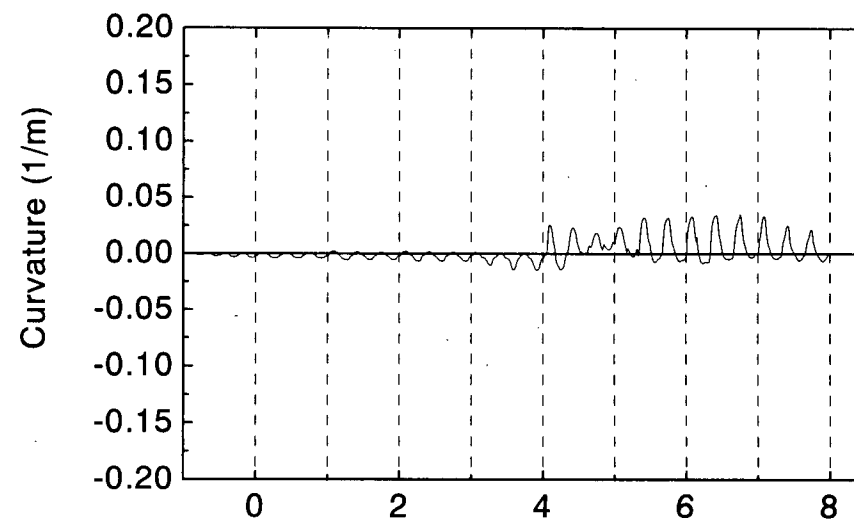
Loading Step (δy)

(2) 橋脚基部から37～117mm区間



Loading Step (δy)

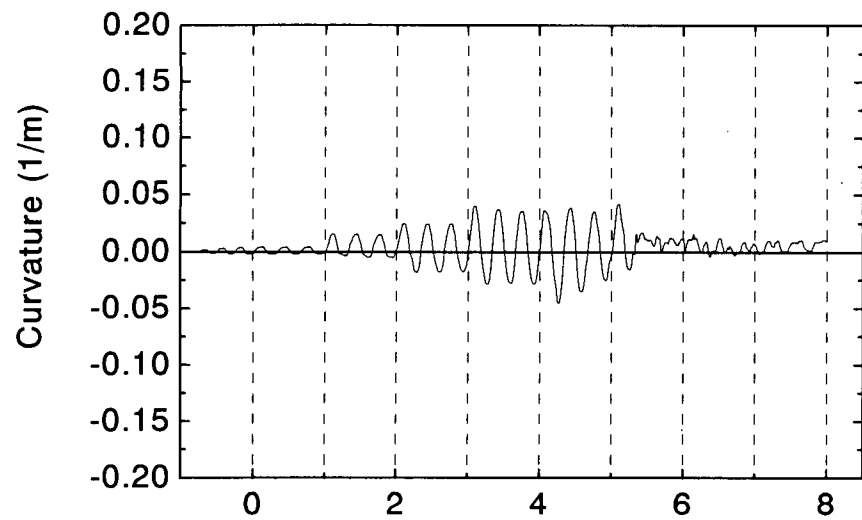
(3) 橋脚基部から117～197mm区間



Loading Step (δy)

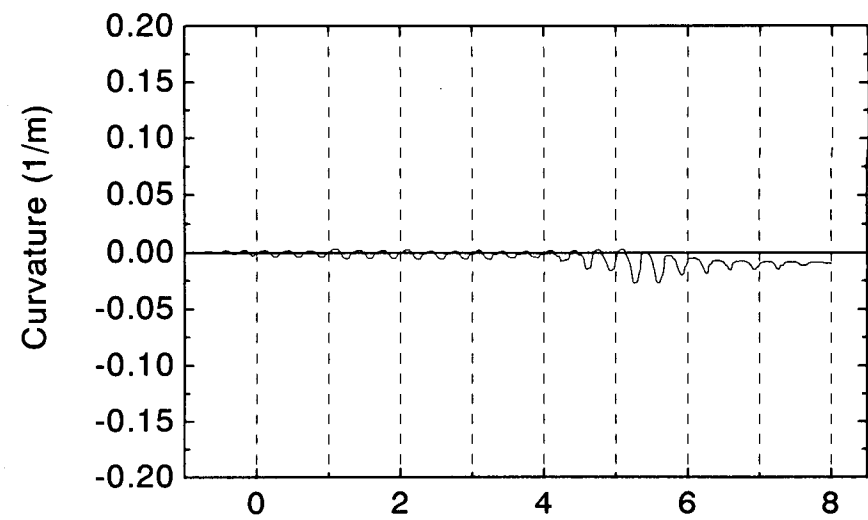
(4) 橋脚基部から197～273mm区間

図-3.8(c-1) 曲率の進展(No.3供試体)



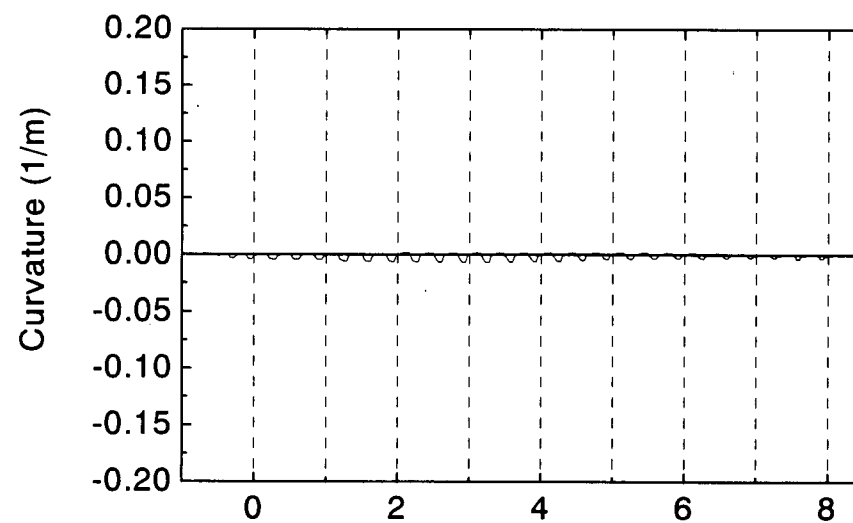
Loading Step (δy)

(5) 橋脚基部から273~357mm区間



Loading Step (δy)

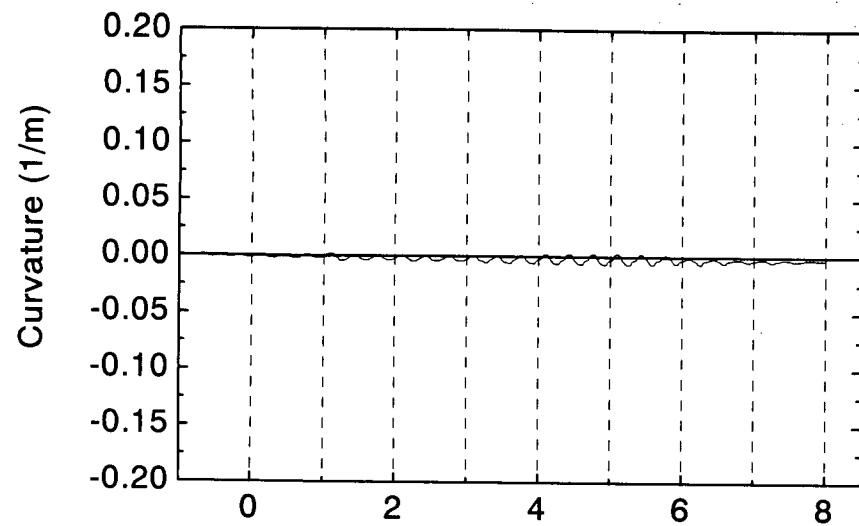
(6) 橋脚基部から357~437mm区間



Loading Step (δy)

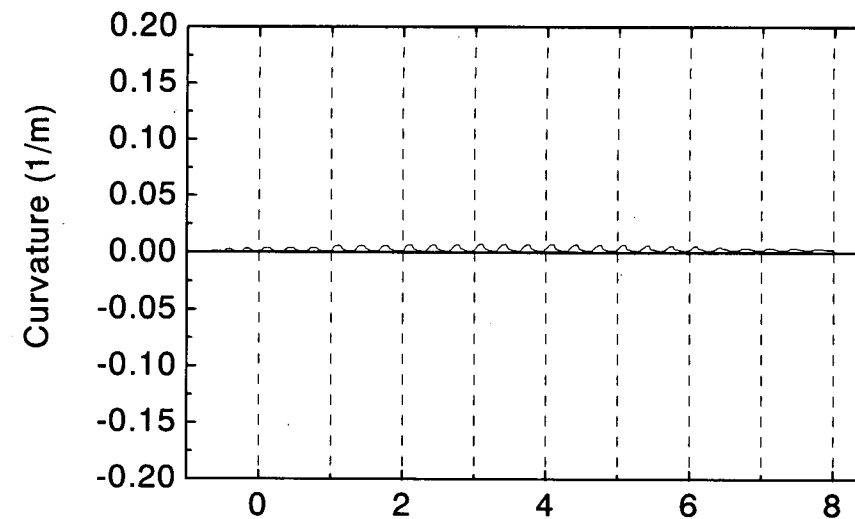
(7) 橋脚基部から437~517mm区間

図-3.8(c-2) 曲率の進展(No.3供試体)



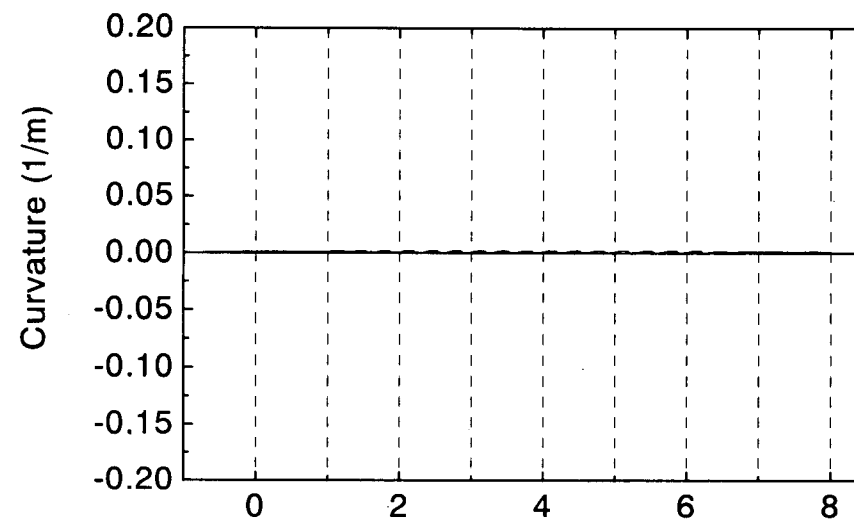
Loading Step (δy)

(8) 橋脚基部から517~617mm区間



Loading Step (δy)

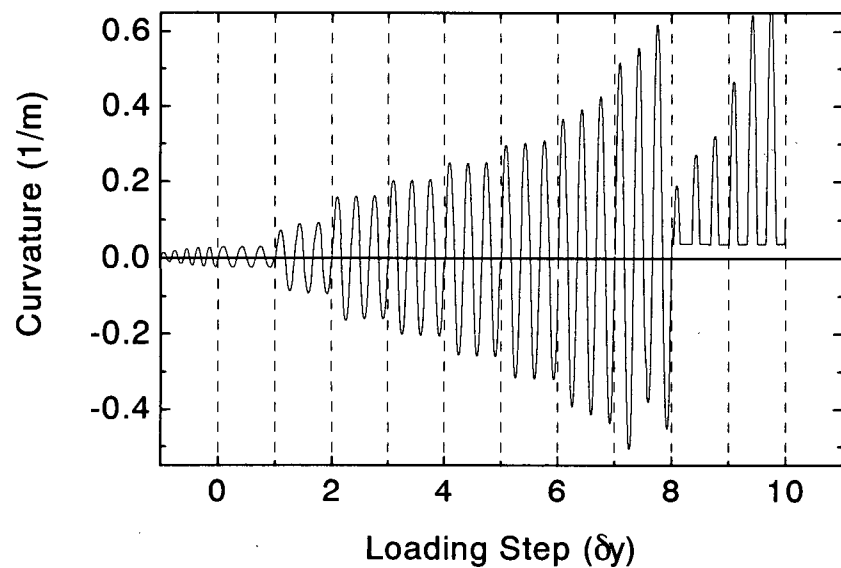
(9) 橋脚基部から617~777mm区間



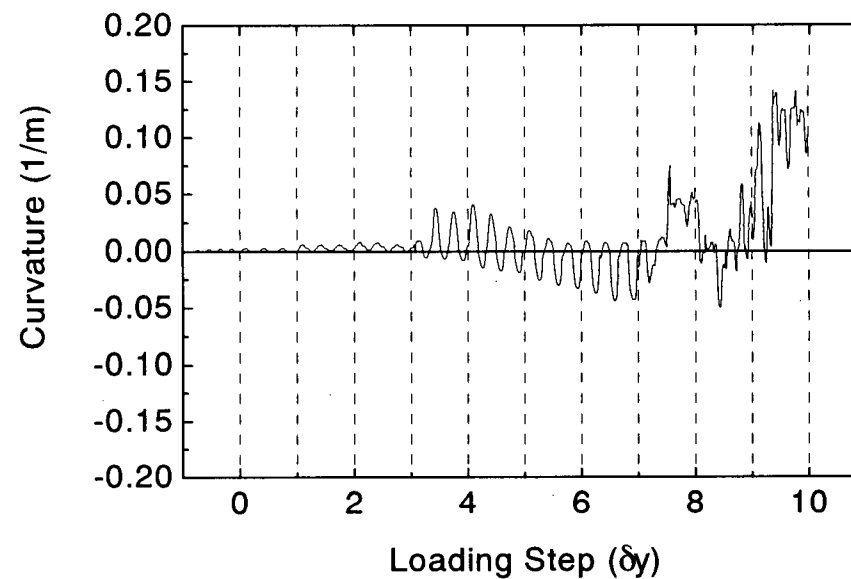
Loading Step (δy)

(10) 橋脚基部から777~937mm区間

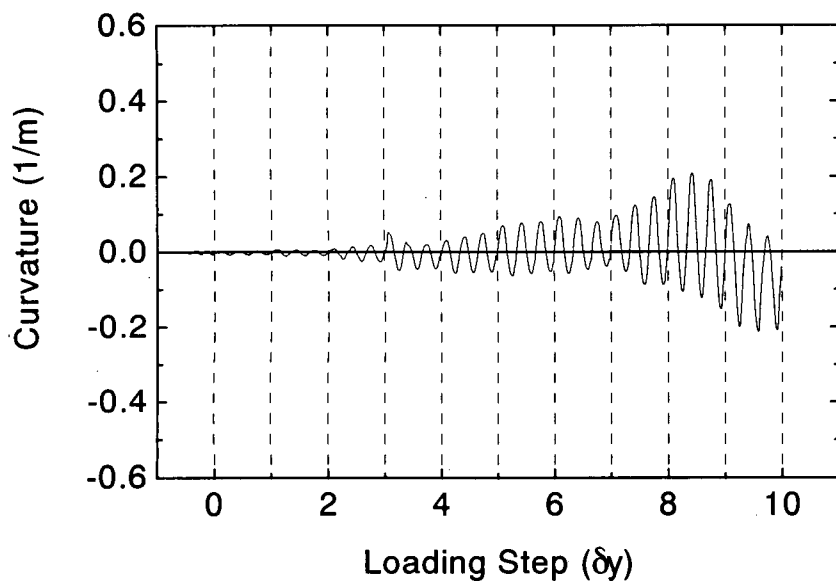
図-3.8(c-3) 曲率の進展(No.3供試体)



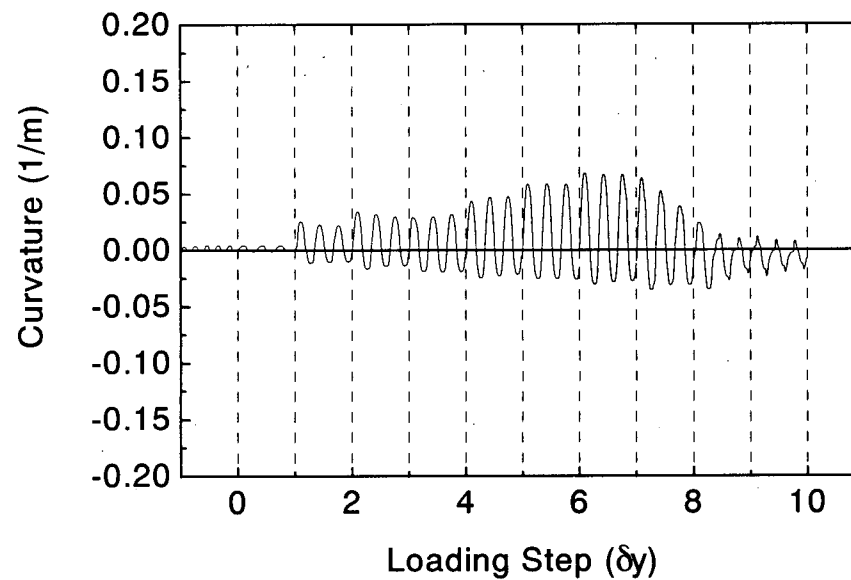
(1) 橋脚基部～37mm区間



(2) 橋脚基部から37～117mm区間

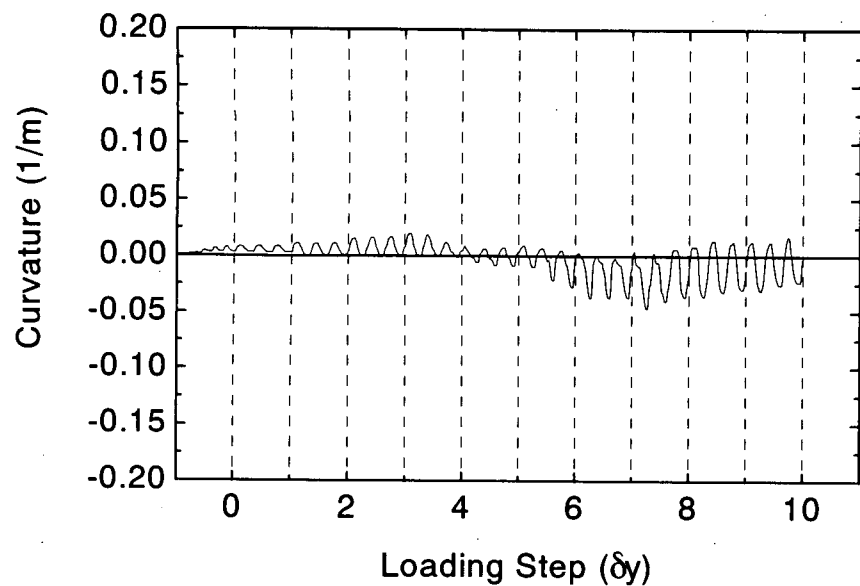


(3) 橋脚基部から117～197mm区間

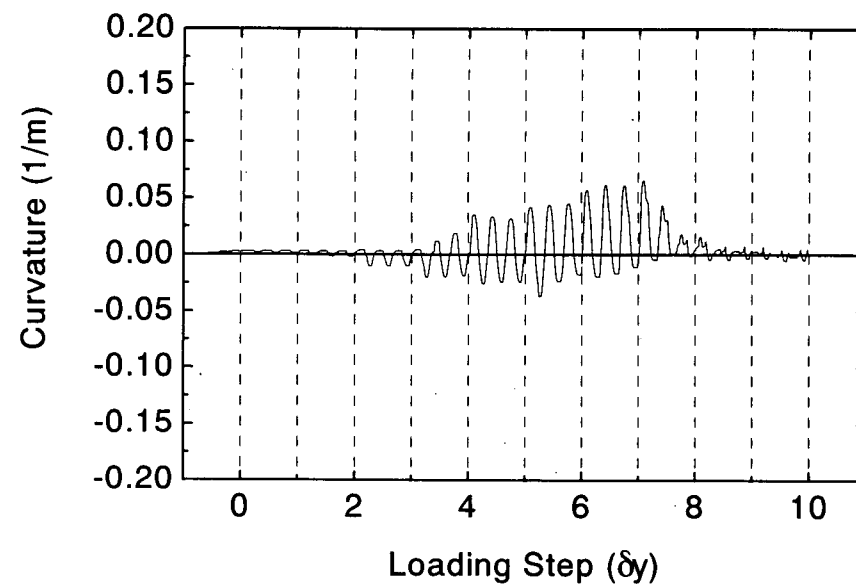


(4) 橋脚基部から197～273mm区間

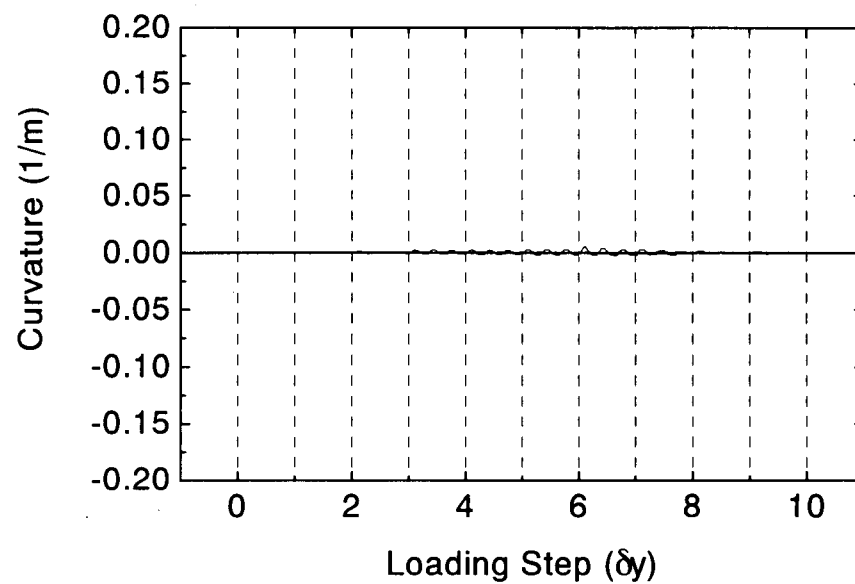
図-3.8(d-1) 曲率の進展(No.4供試体)



(5) 橋脚基部から273~357mm区間

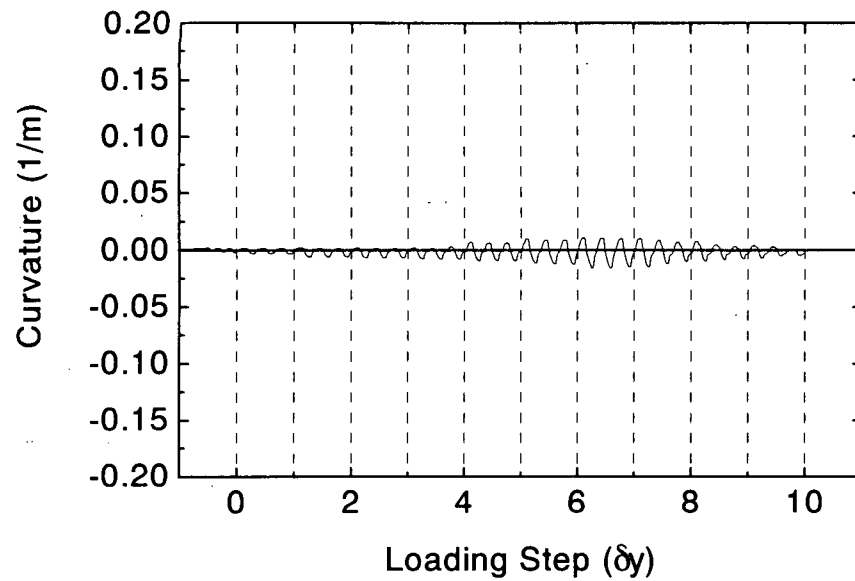


(6) 橋脚基部から357~437mm区間

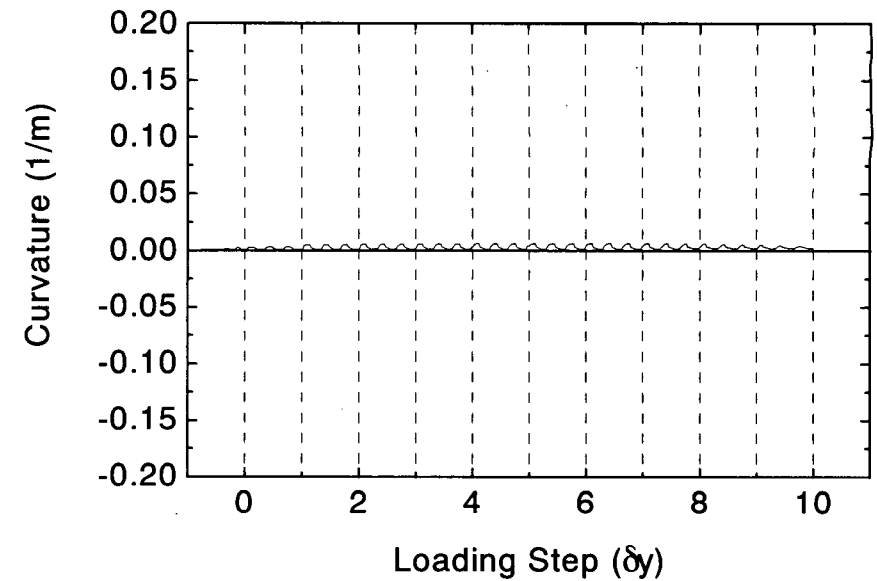


(7) 橋脚基部から437~517mm区間

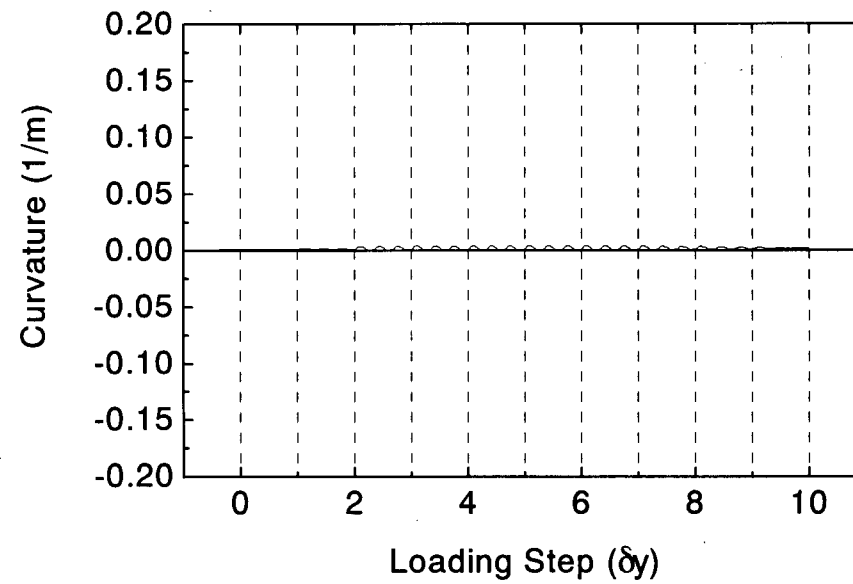
図-3.8(d-2) 曲率の進展(No.4供試体)



(8) 橋脚基部から517~617mm区間

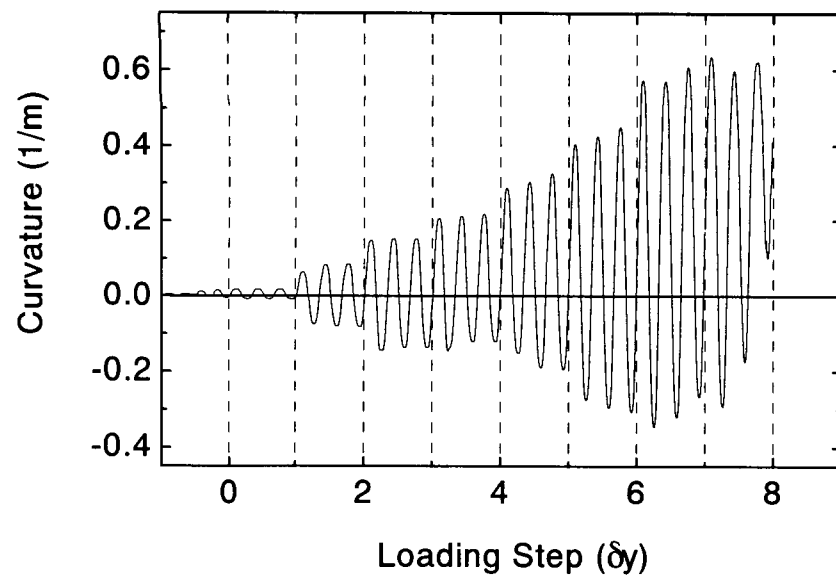


(9) 橋脚基部から617~777mm区間

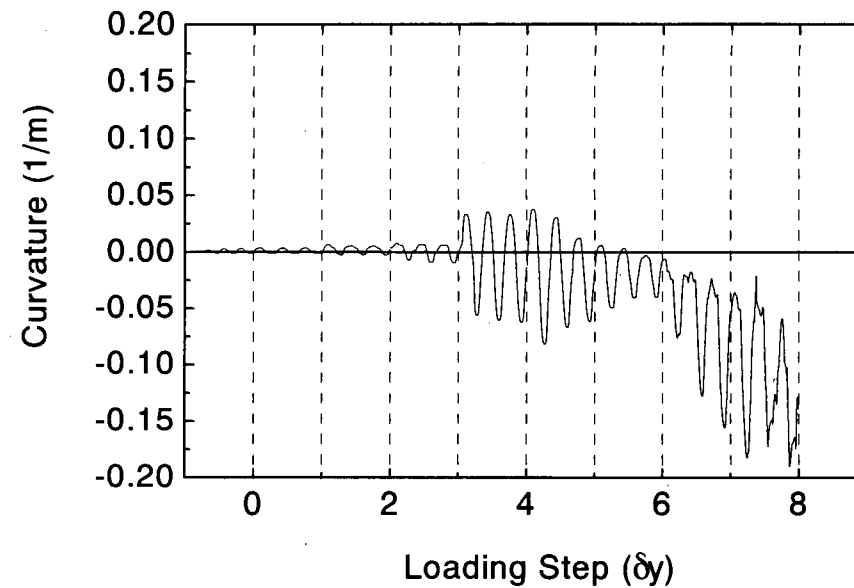


(10) 橋脚基部から777~937mm区間

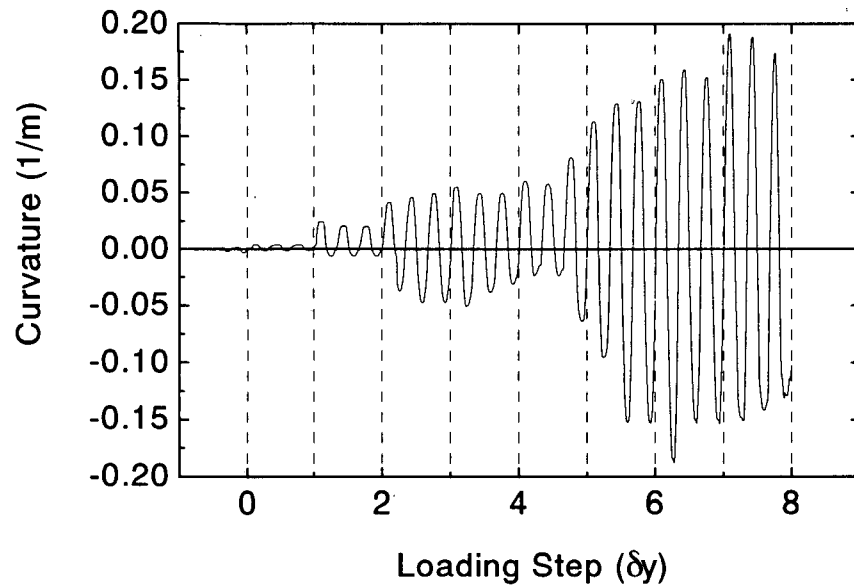
図-3.8(d-3) 曲率の進展(No.4供試体)



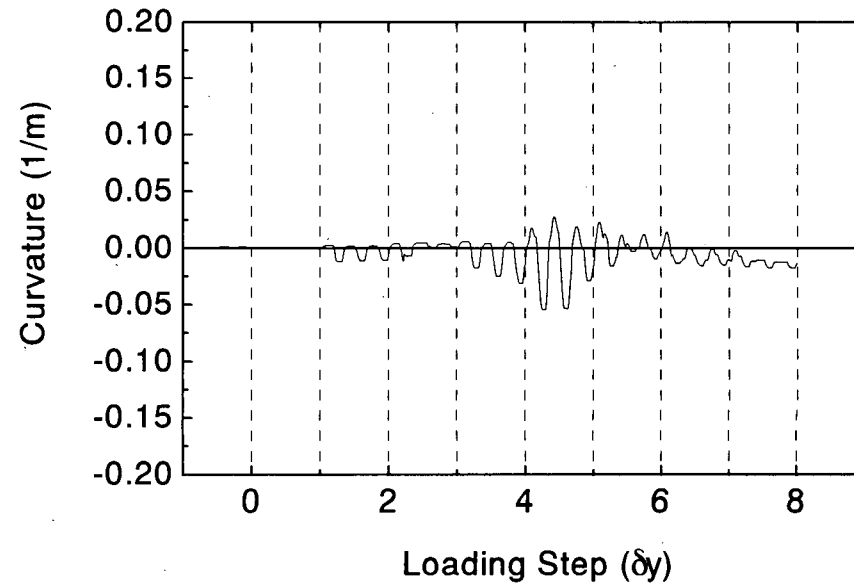
(1) 橋脚基部～37mm区間



(2) 橋脚基部から37～117mm区間

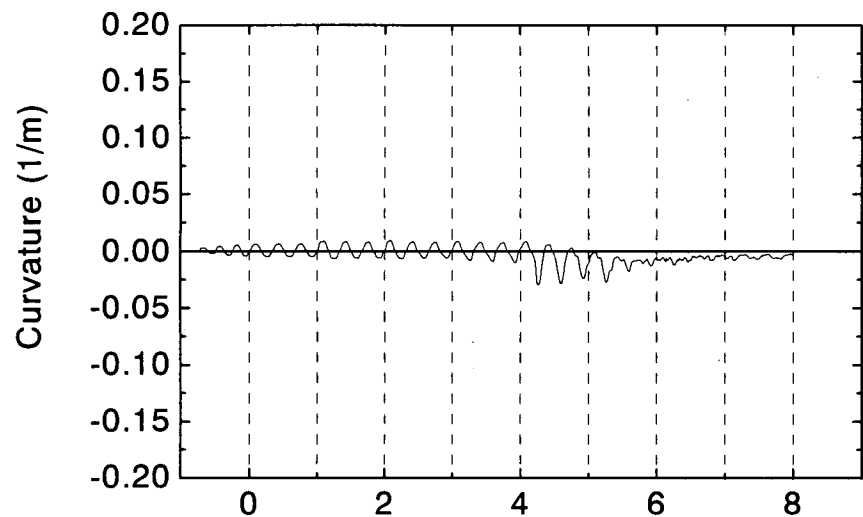


(3) 橋脚基部から117～197mm区間

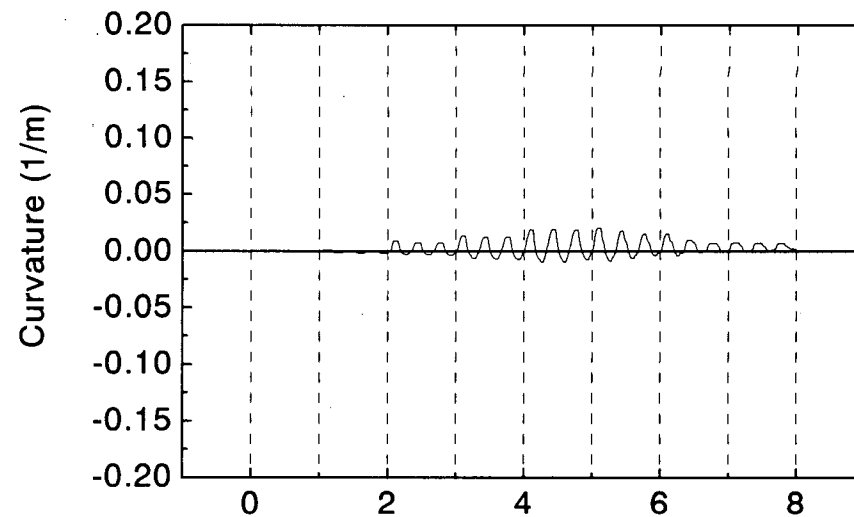


(4) 橋脚基部から197～273mm区間

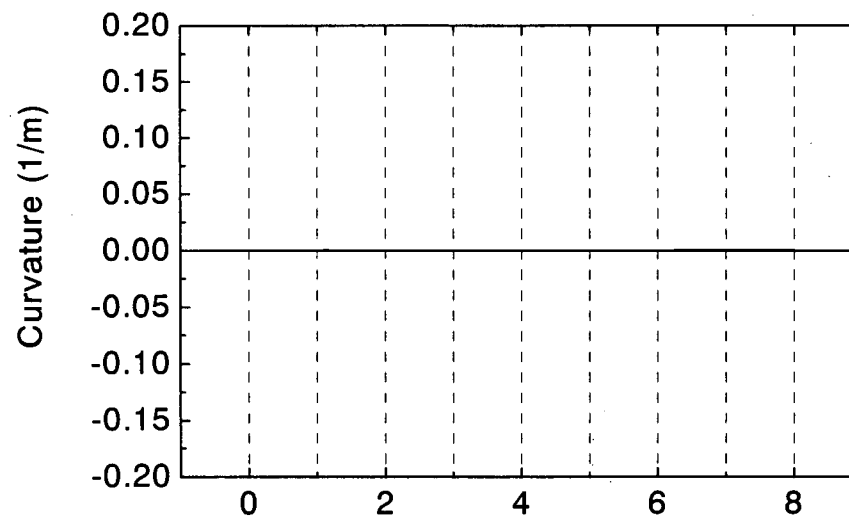
図-3.8(e-1) 曲率の進展(No.5供試体)



Loading Step (δy)
(5) 橋脚基部から273~357mm区間

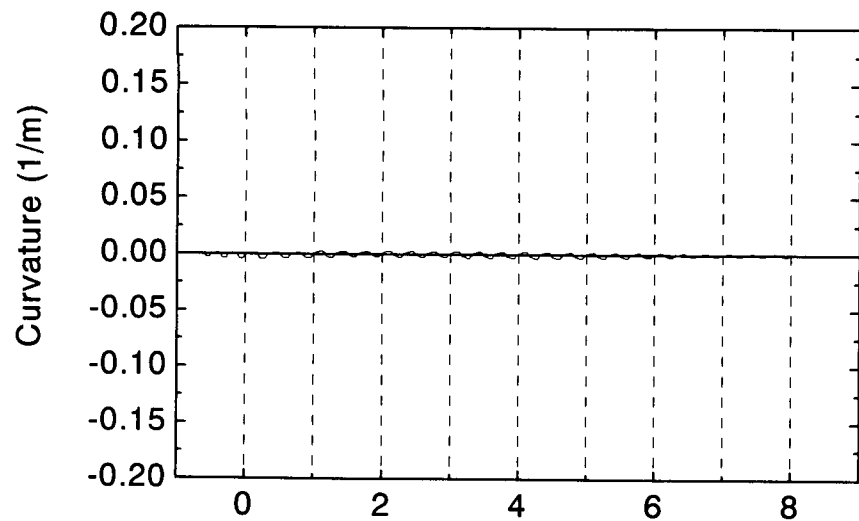


Loading Step (δy)
(6) 橋脚基部から357~437mm区間

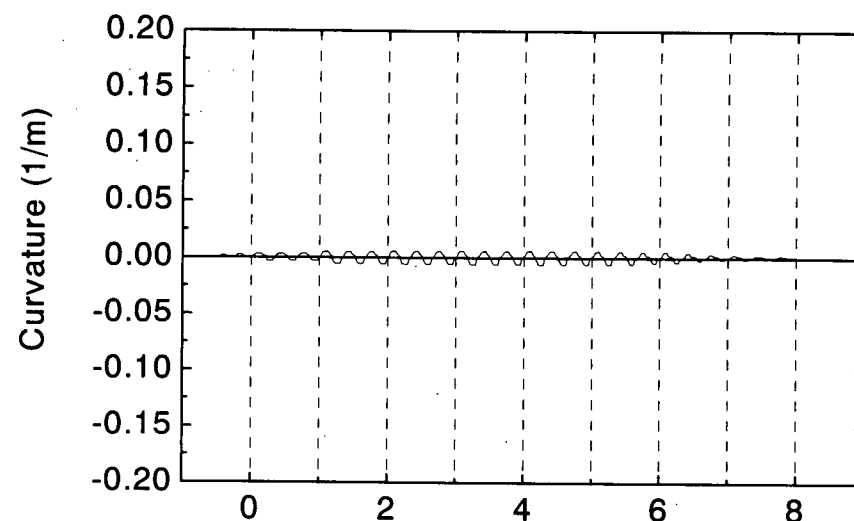


Loading Step (δy)
(7) 橋脚基部から437~517mm区間

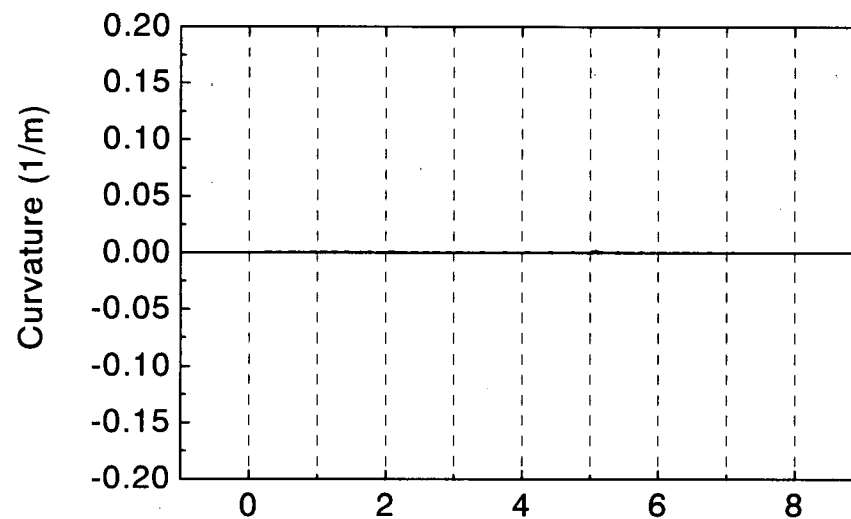
図-3.8(e-2) 曲率の進展(No.5供試体)



Loading Step (δy)
(8) 橋脚基部から517~617mm区間

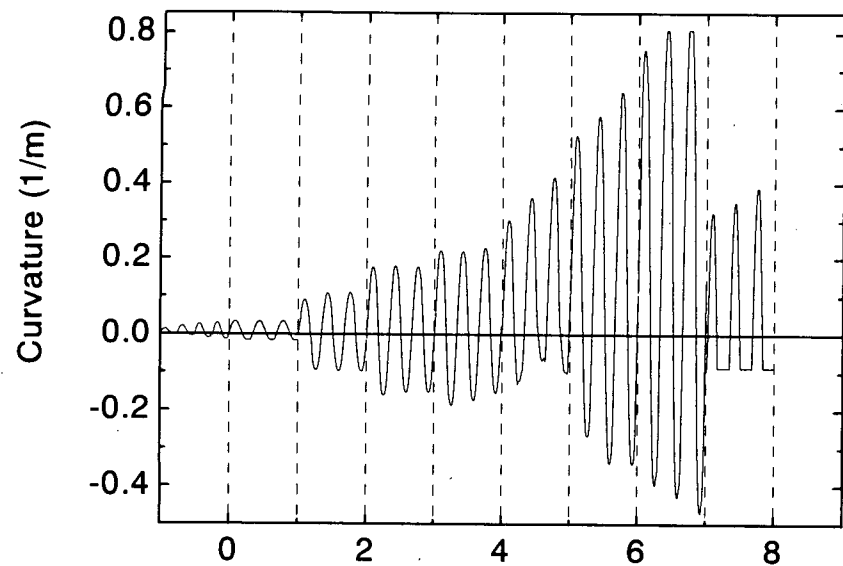


Loading Step (δy)
(9) 橋脚基部から617~777mm区間

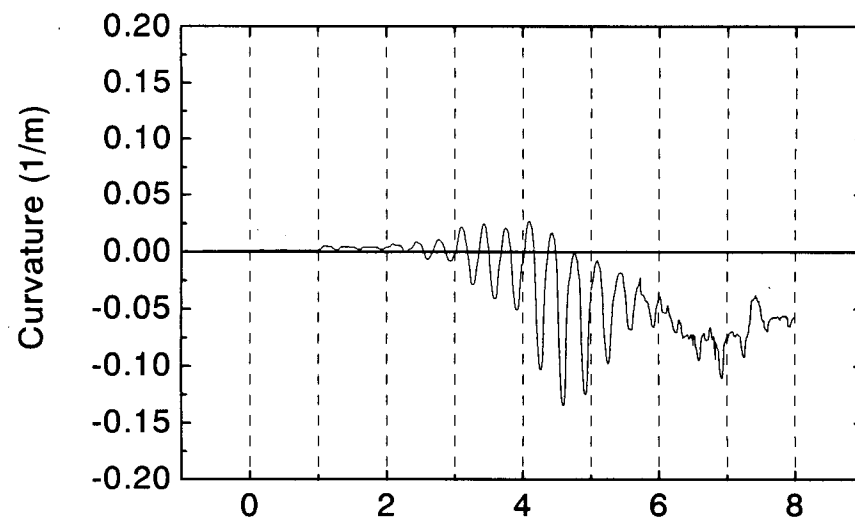


Loading Step (δy)
(10) 橋脚基部から777~937mm区間

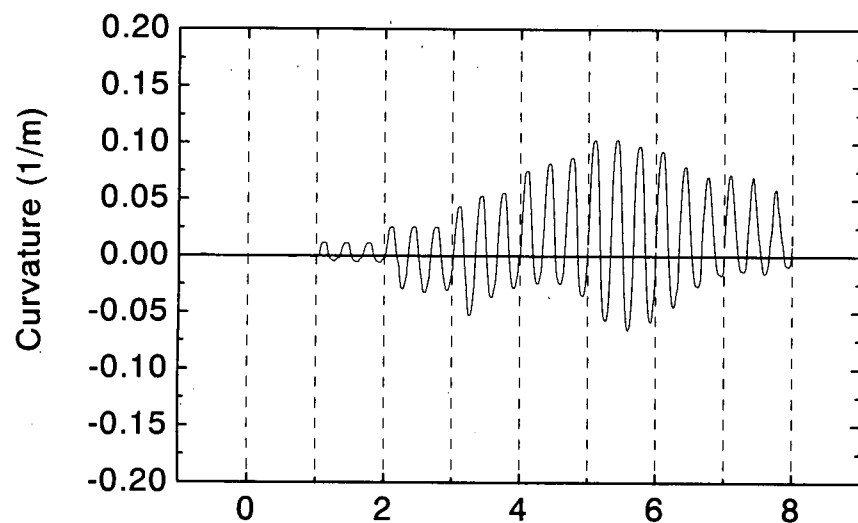
図-3.8(e-3) 曲率の進展(No.5供試体)



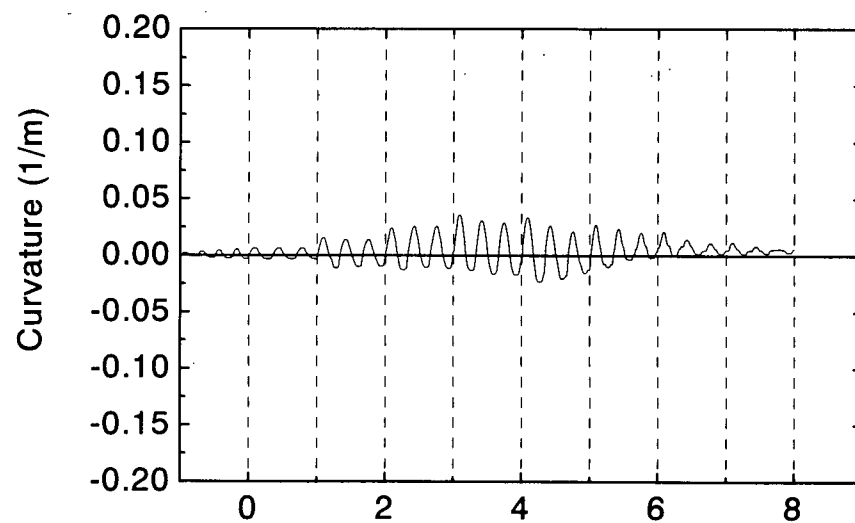
(1) 橋脚基部～37mm区間



(2) 橋脚基部から37～117mm区間

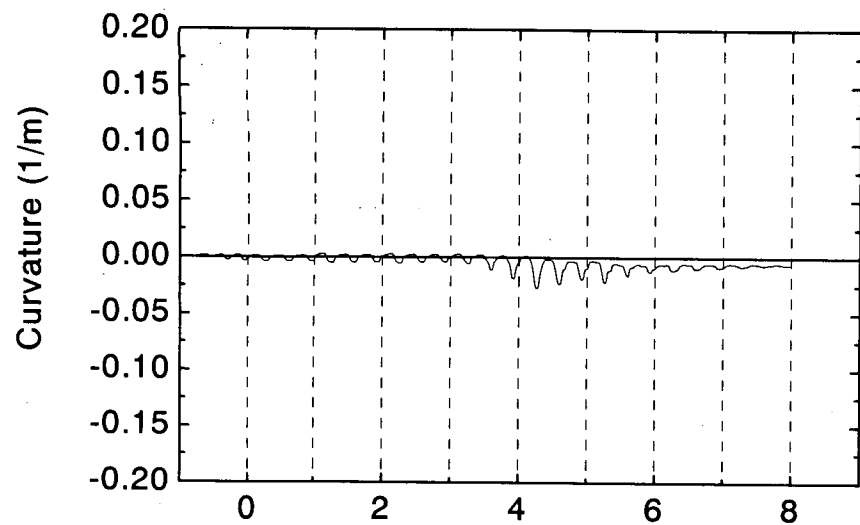


(3) 橋脚基部から117～197mm区間

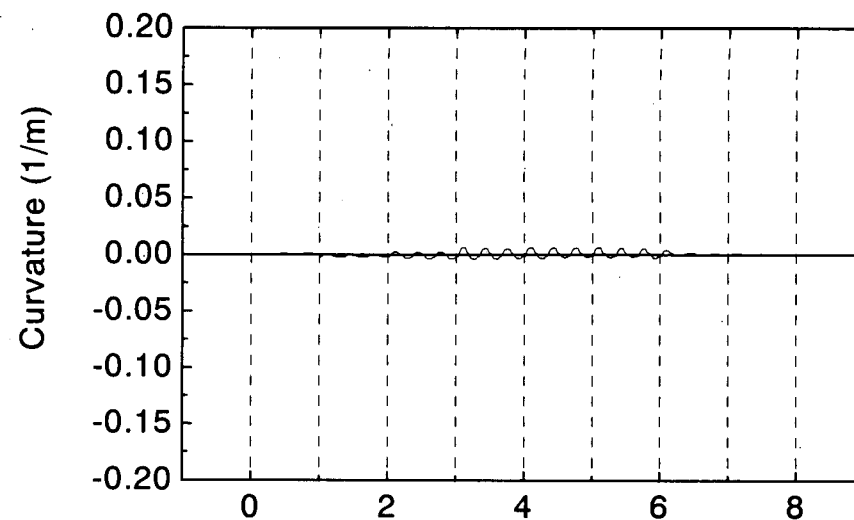


(4) 橋脚基部から197～273mm区間

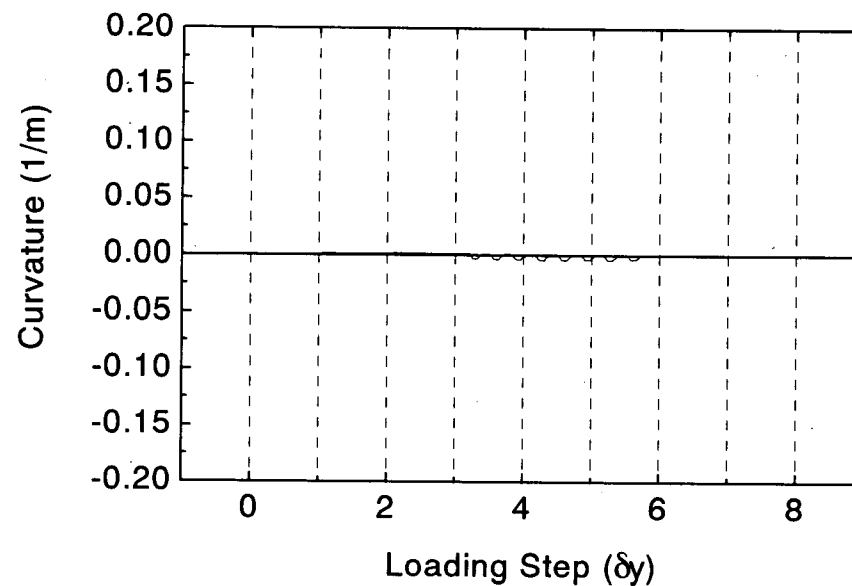
図-3.8(f-1) 曲率の進展(No.6供試体)



(5) 橋脚基部から273~357mm区間

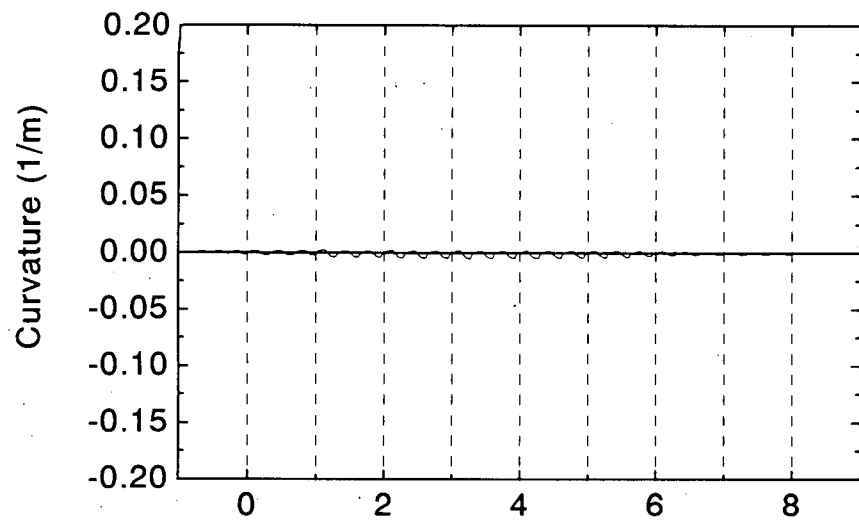


(6) 橋脚基部から357~437mm区間



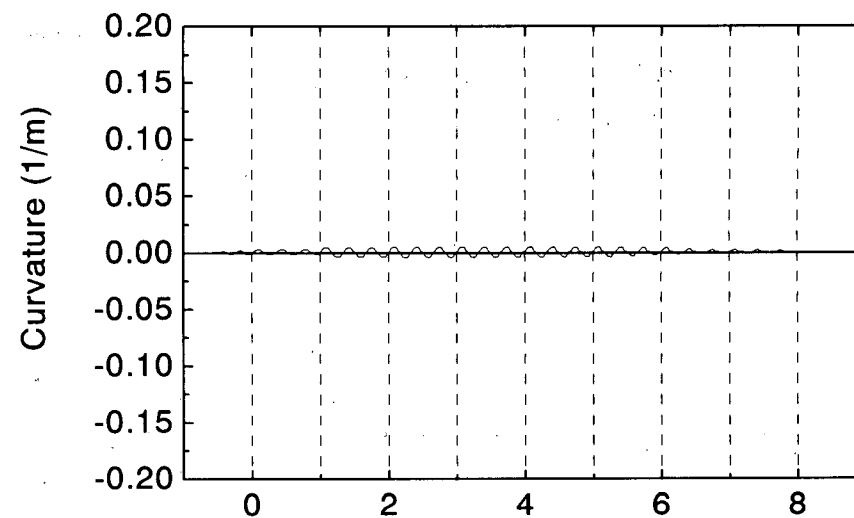
(7) 橋脚基部から437~517mm区間

図-3.8(f-2) 曲率の進展(No.6供試体)



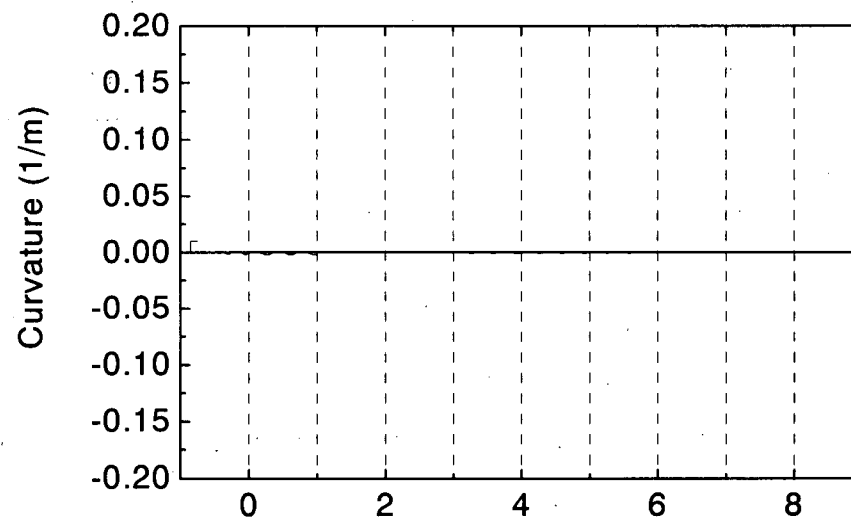
Loading Step (δy)

(8) 橋脚基部から517~617mm区間



Loading Step (δy)

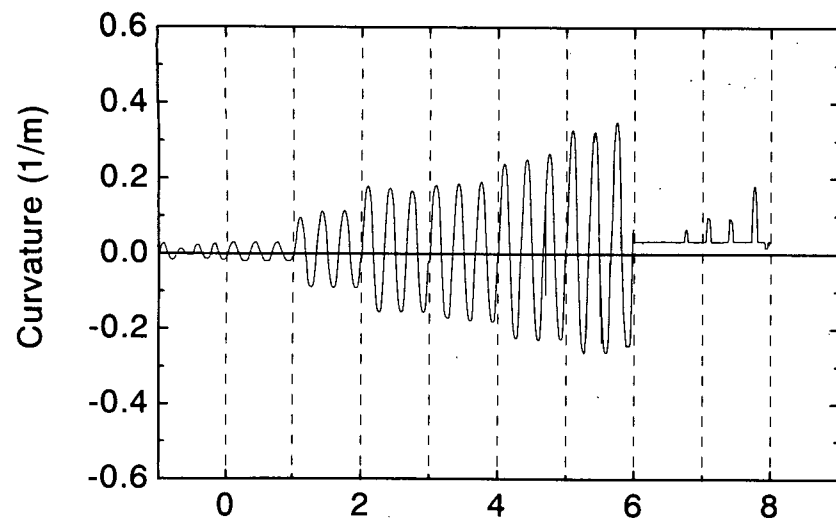
(9) 橋脚基部から617~777mm区間



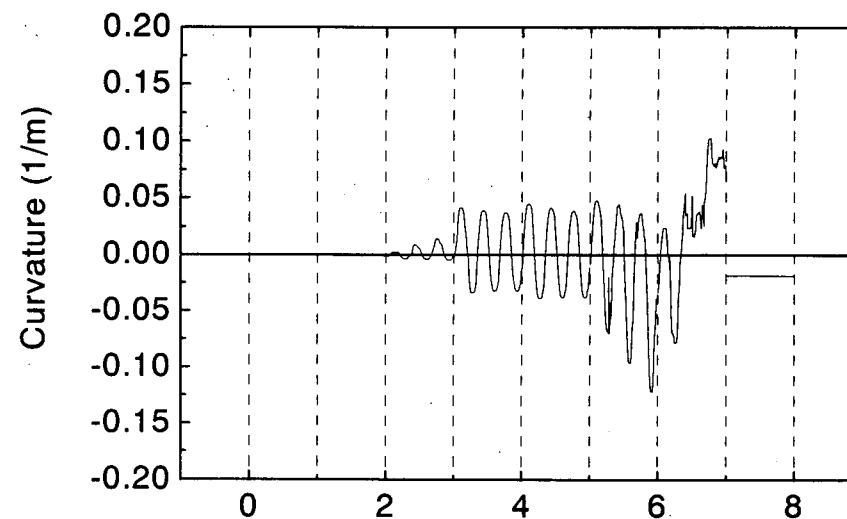
Loading Step (δy)

(10) 橋脚基部から777~937mm区間

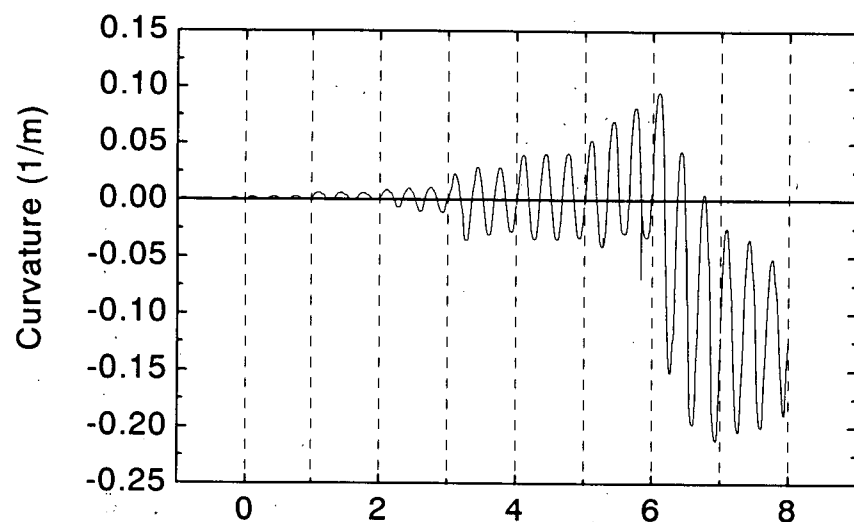
図-3.8(f-3) 曲率の進展(No.6供試体)



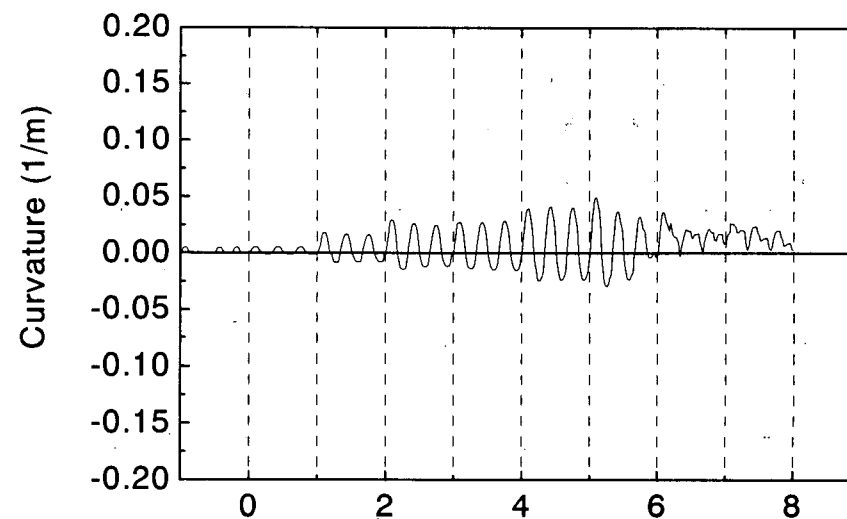
Loading Step (δy)
(1) 橋脚基部～37mm区間



Loading Step (δy)
(2) 橋脚基部から37～117mm区間

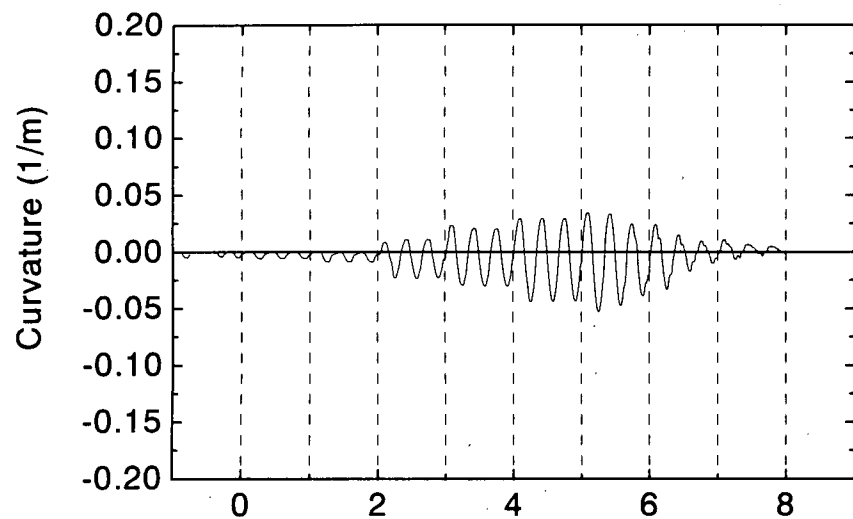


Loading Step (δy)
(3) 橋脚基部から117～197mm区間

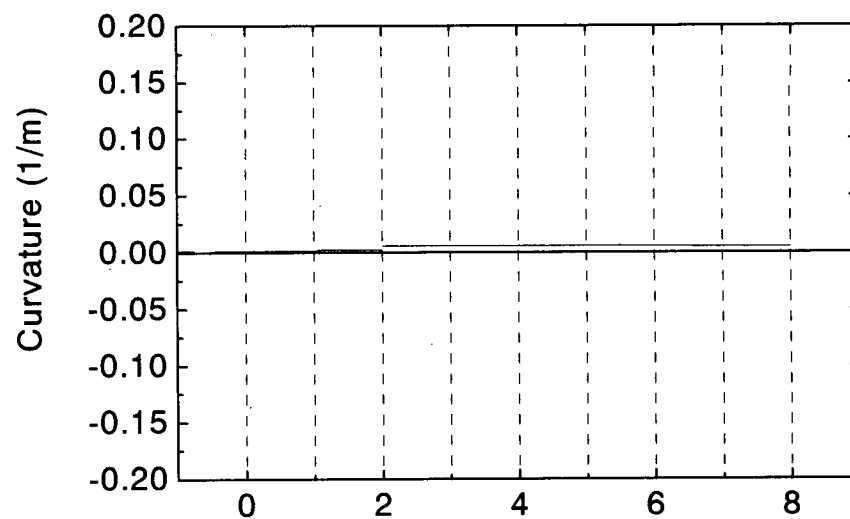


Loading Step (δy)
(4) 橋脚基部から197～273mm区間

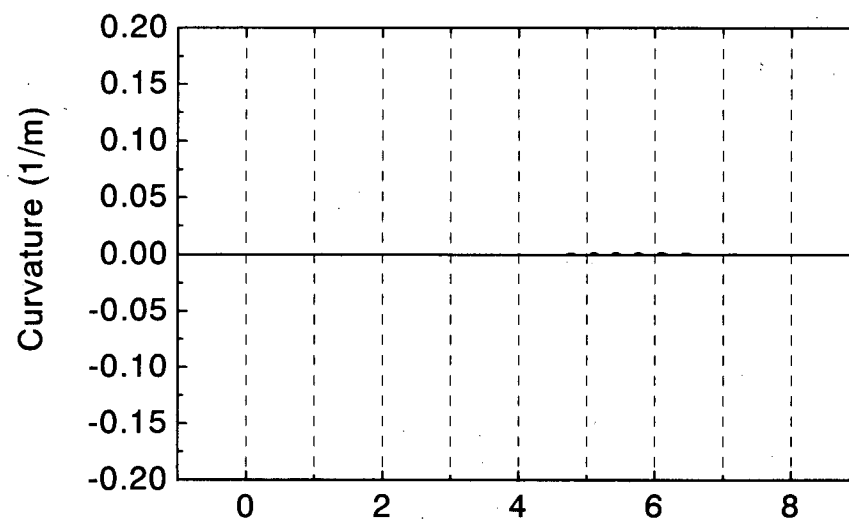
図-3.8(g-1) 曲率の進展(No.7供試体)



Loading Step (δy)
(5) 橋脚基部から273～357mm区間

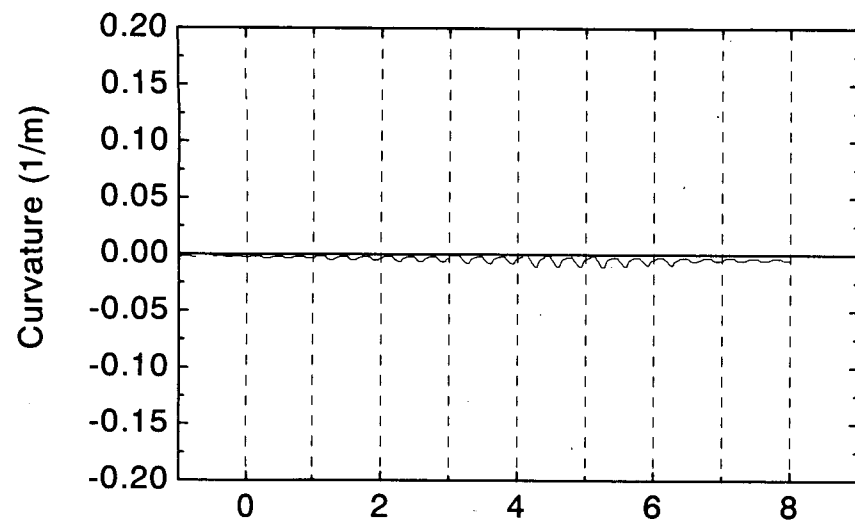


Loading Step (δy)
(6) 橋脚基部から357～437mm区間

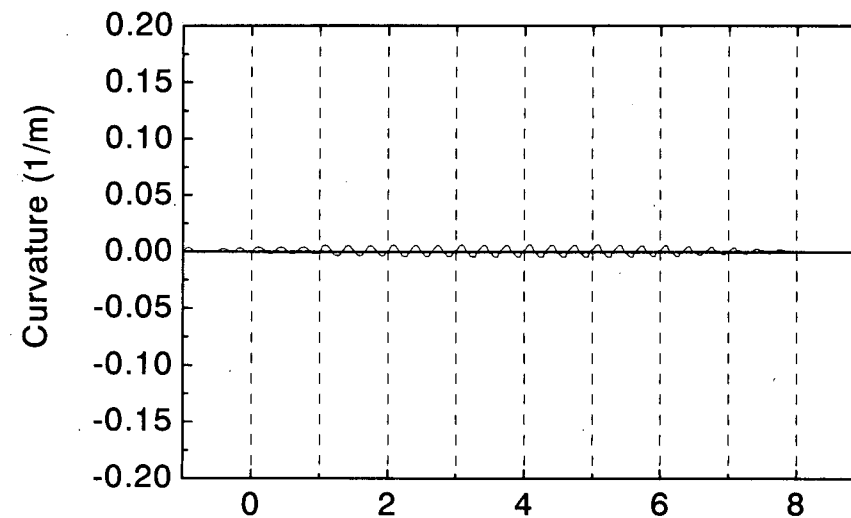


Loading Step (δy)
(7) 橋脚基部から437～517mm区間

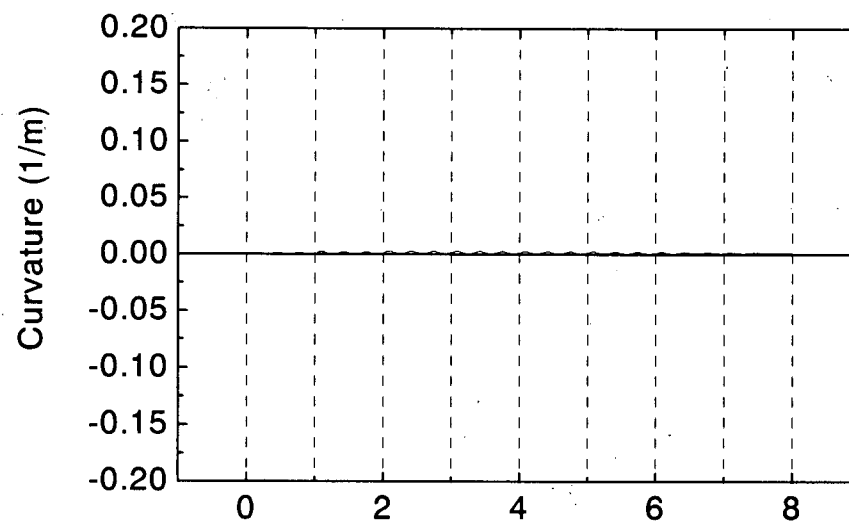
図-3.8(g-2) 曲率の進展(No.7供試体)



Loading Step (δy)
(8) 橋脚基部から517~617mm区間

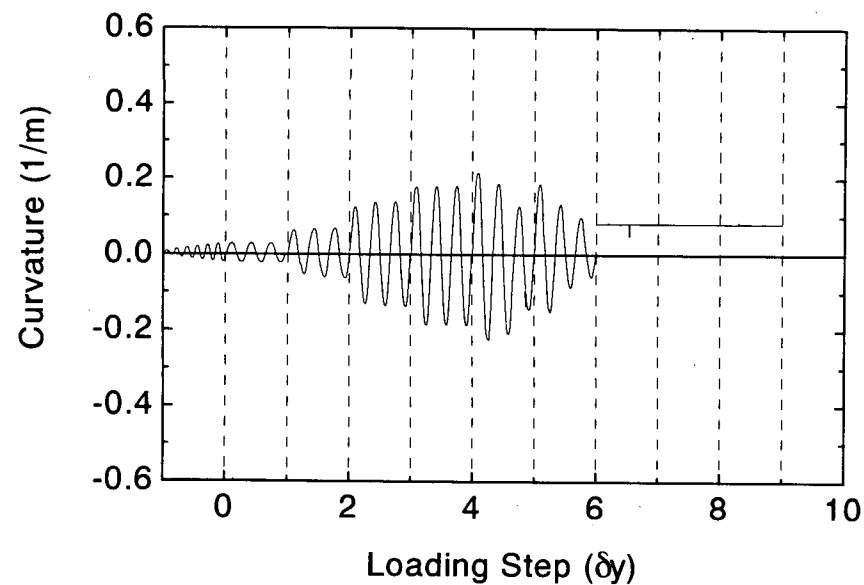


Loading Step (δy)
(9) 橋脚基部から617~777mm区間

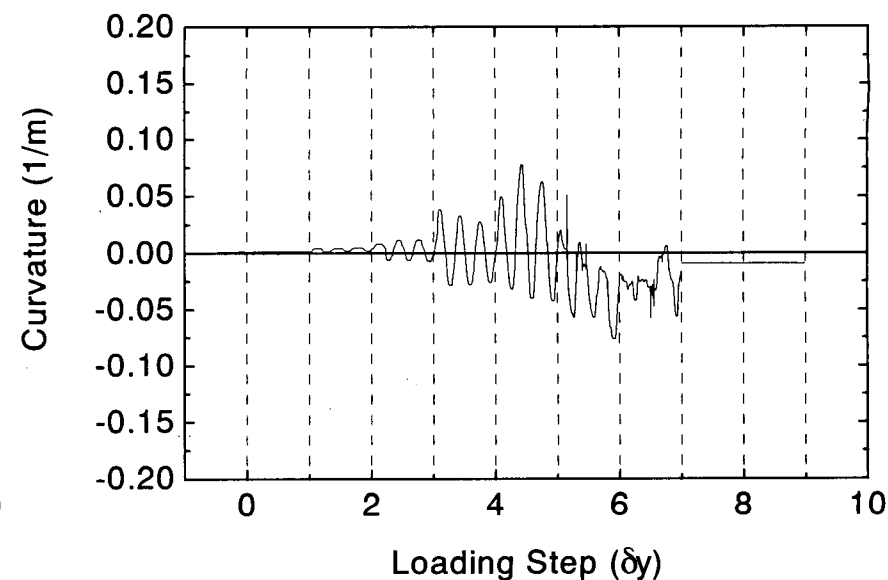


Loading Step (δy)
(10) 橋脚基部から777~937mm区間

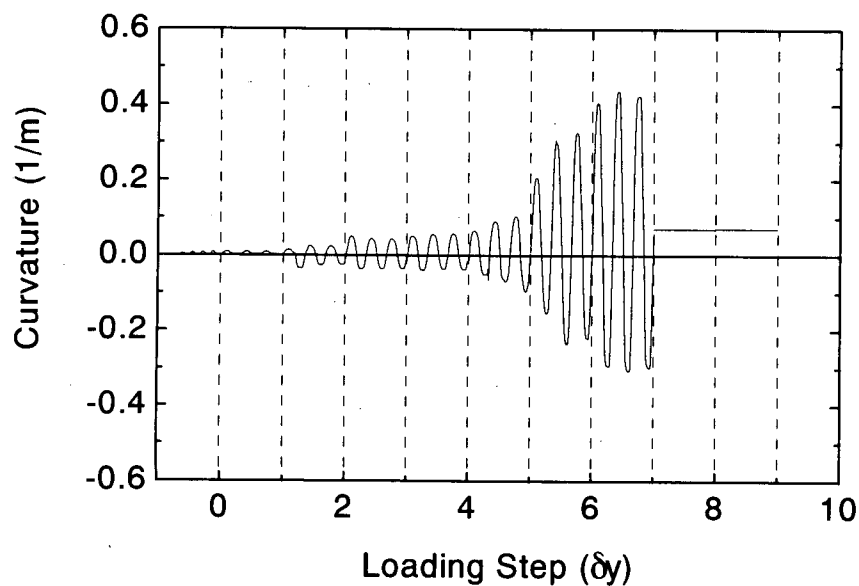
図-3.8(g-3) 曲率の進展(No.7供試体)



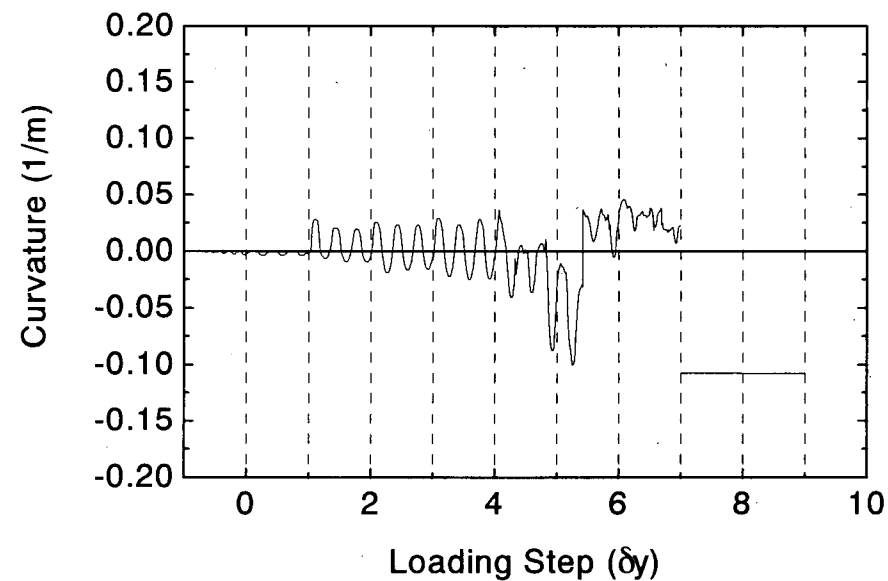
(1) 橋脚基部～37mm区間



(2) 橋脚基部から37～117mm区間

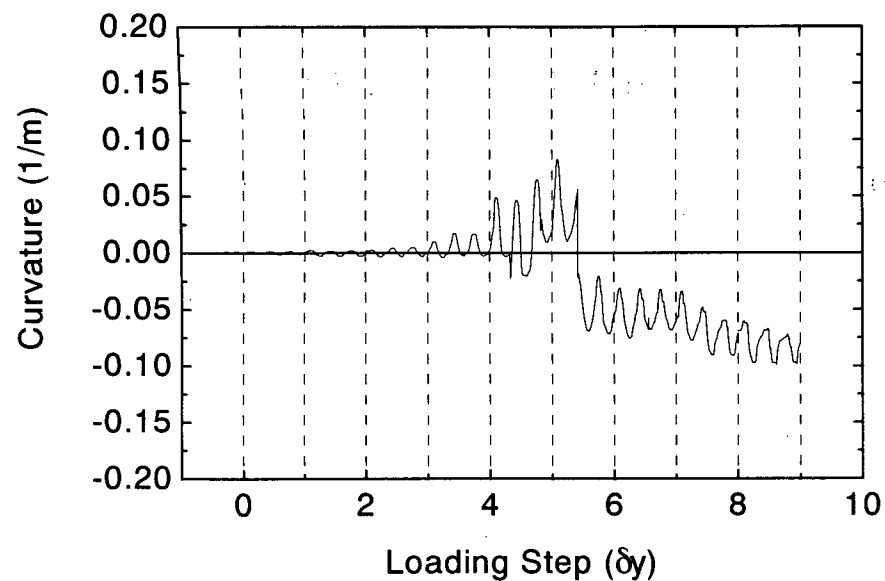


(3) 橋脚基部から117～197mm区間

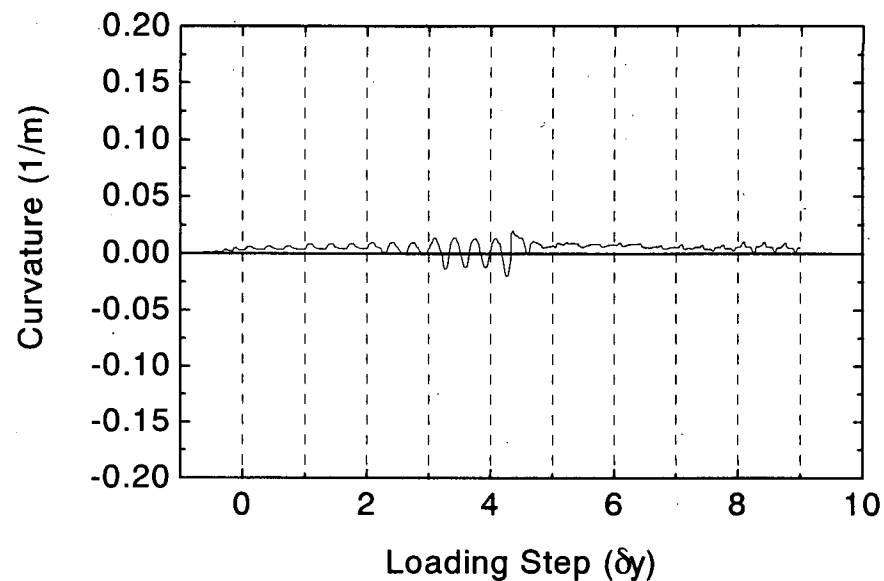


(4) 橋脚基部から197～273mm区間

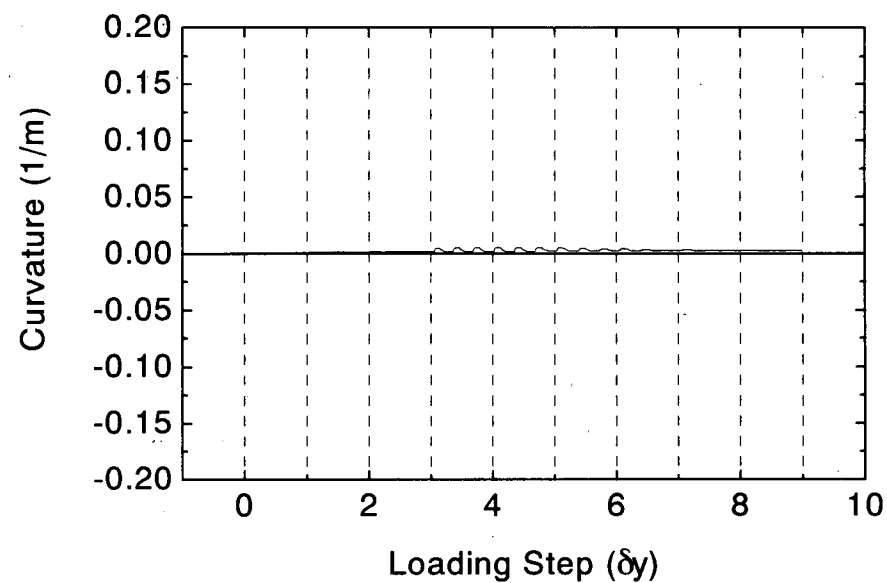
図-3.8(h-1) 曲率の進展(No.8供試体)



(5) 橋脚基部から273~357mm区間

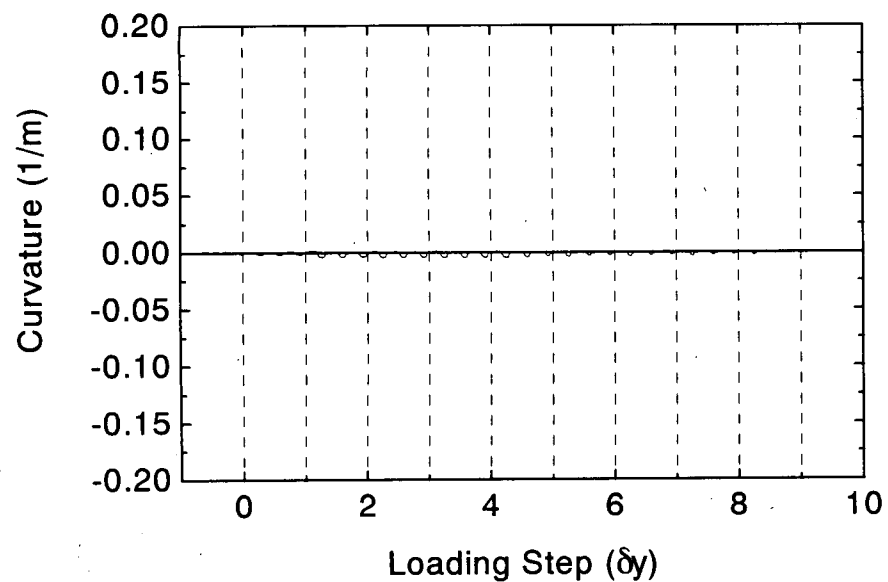


(6) 橋脚基部から357~437mm区間

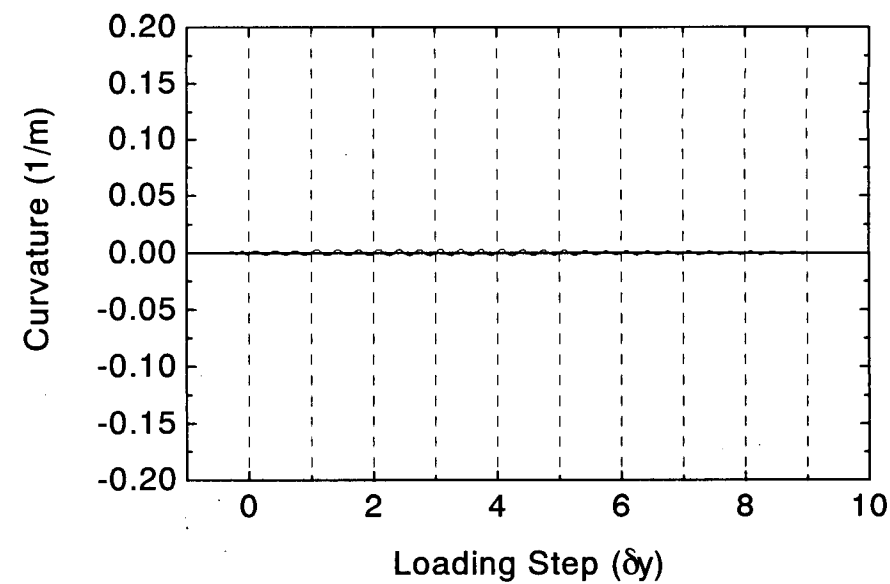


(7) 橋脚基部から437~517mm区間

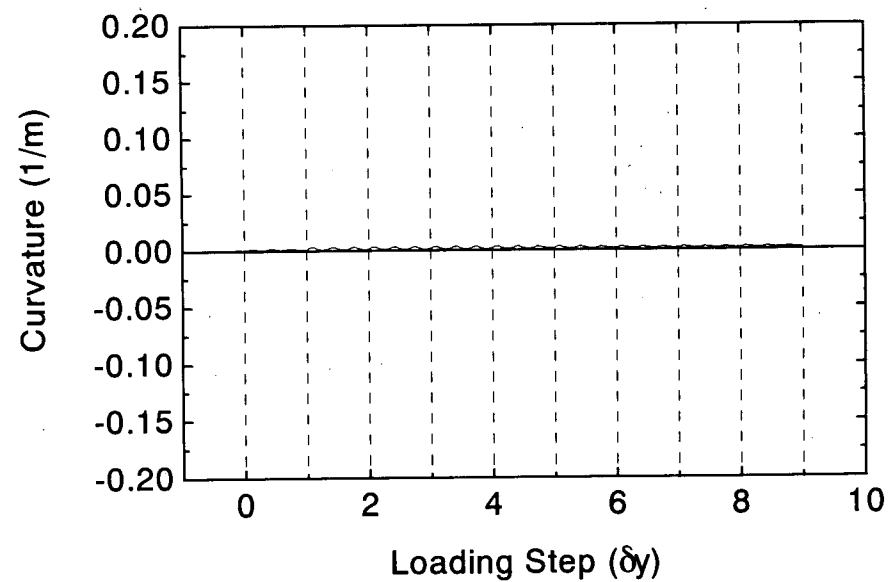
図-3.8(h-2) 曲率の進展(No.8供試体)



(8) 橋脚基部から517~617mm区間



(9) 橋脚基部から617~777mm区間



(10) 橋脚基部から777~937mm区間

図-3.8(h-3) 曲率の進展(No.8供試体)

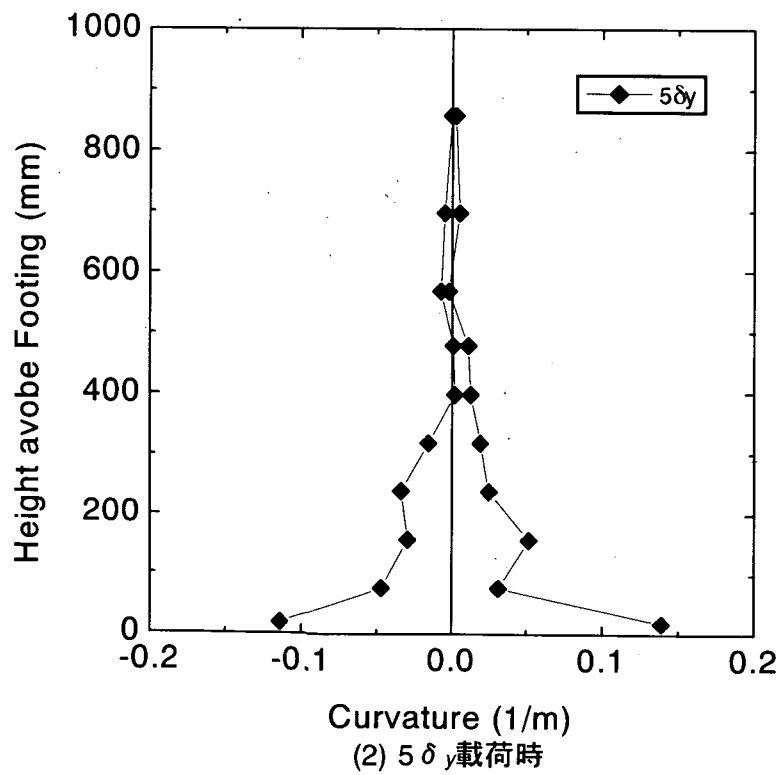
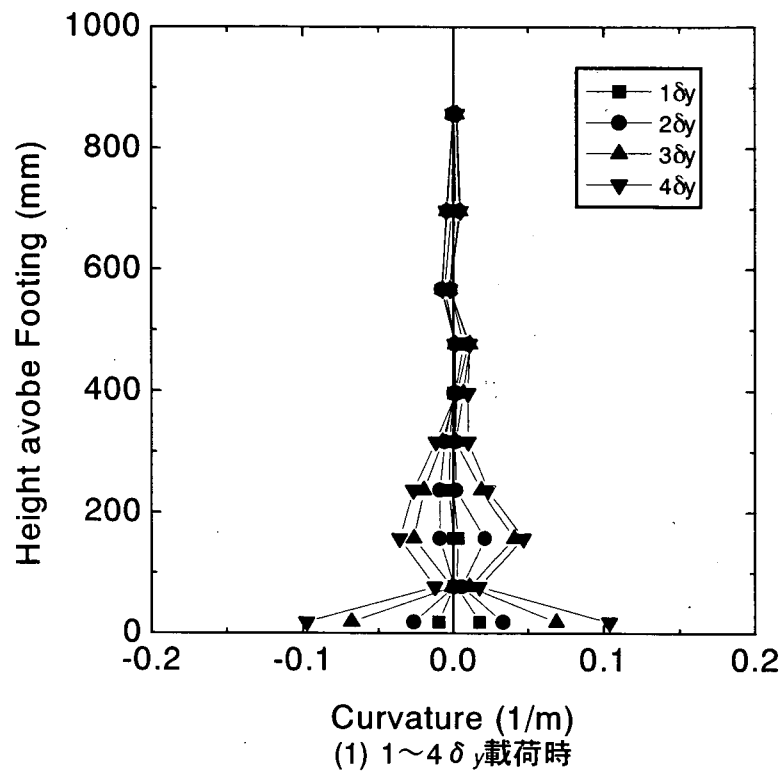


図-3.9(a) 最大塑性曲率の分布(No.1供試体)

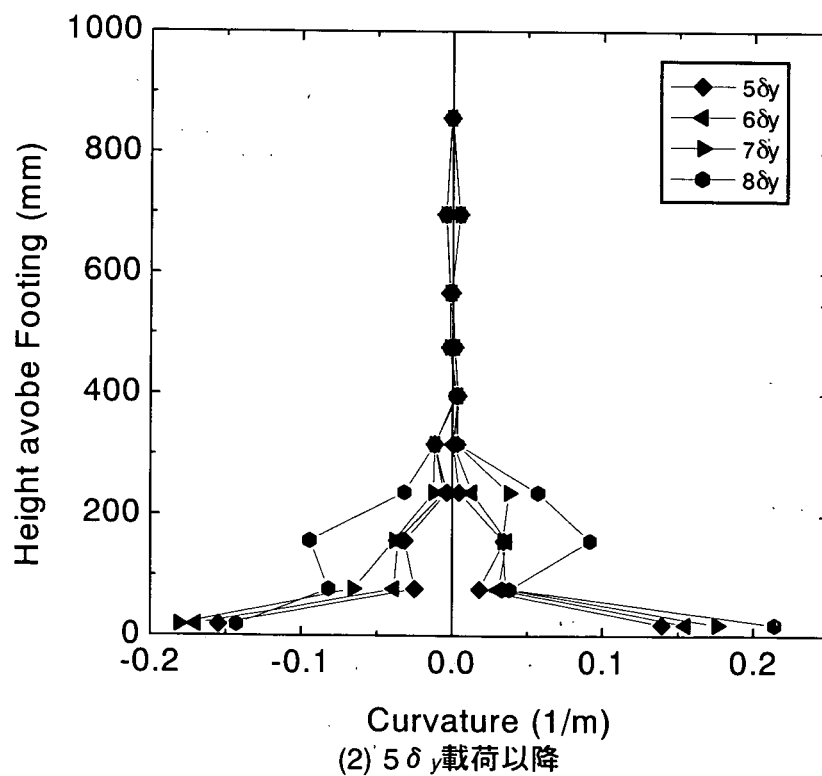
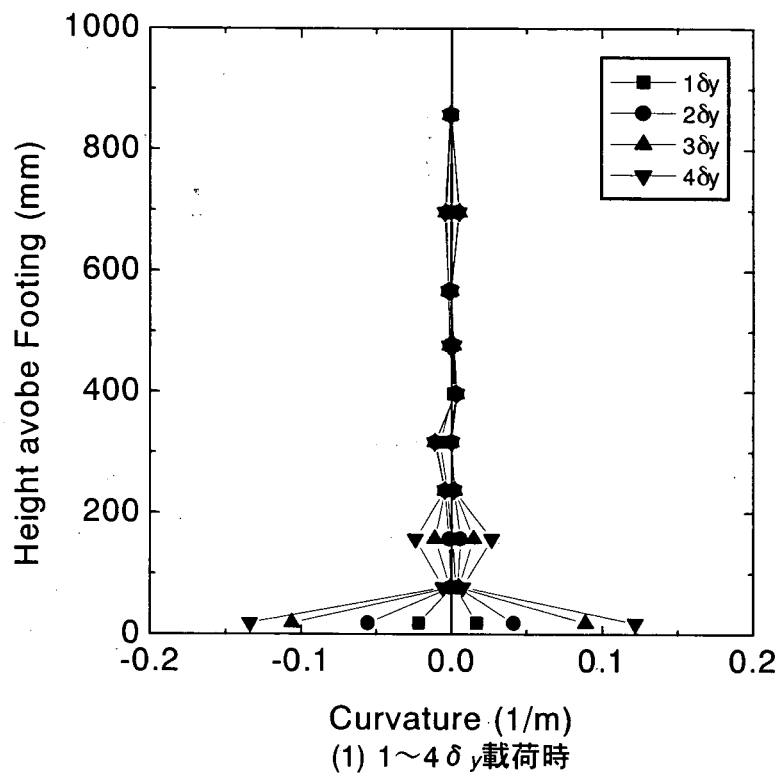


図-3.9(b) 最大塑性曲率の分布 (No.2供試体)

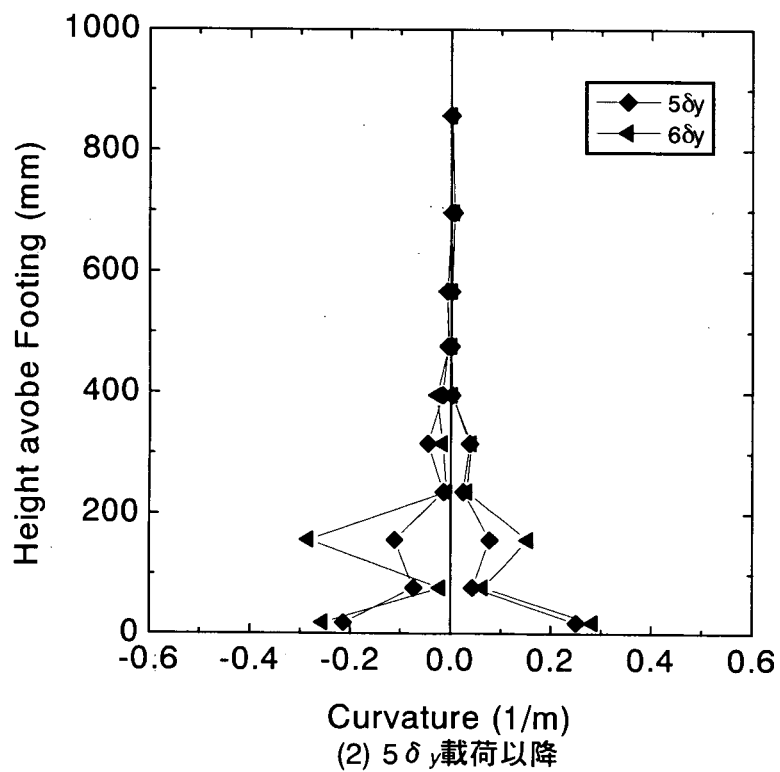
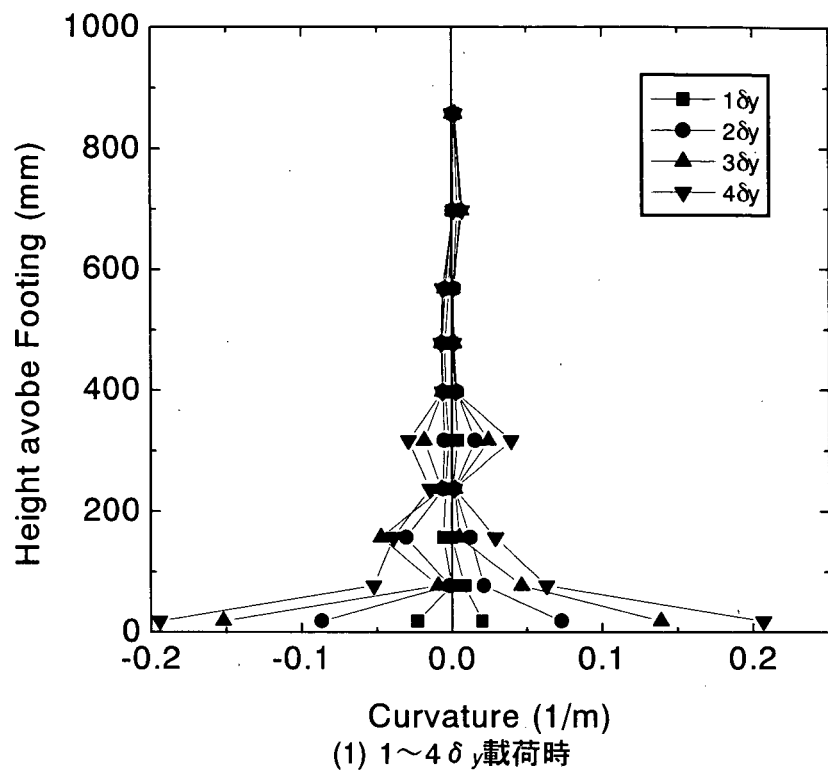


図-3.9(c) 最大塑性曲率の分布(No.3供試体)

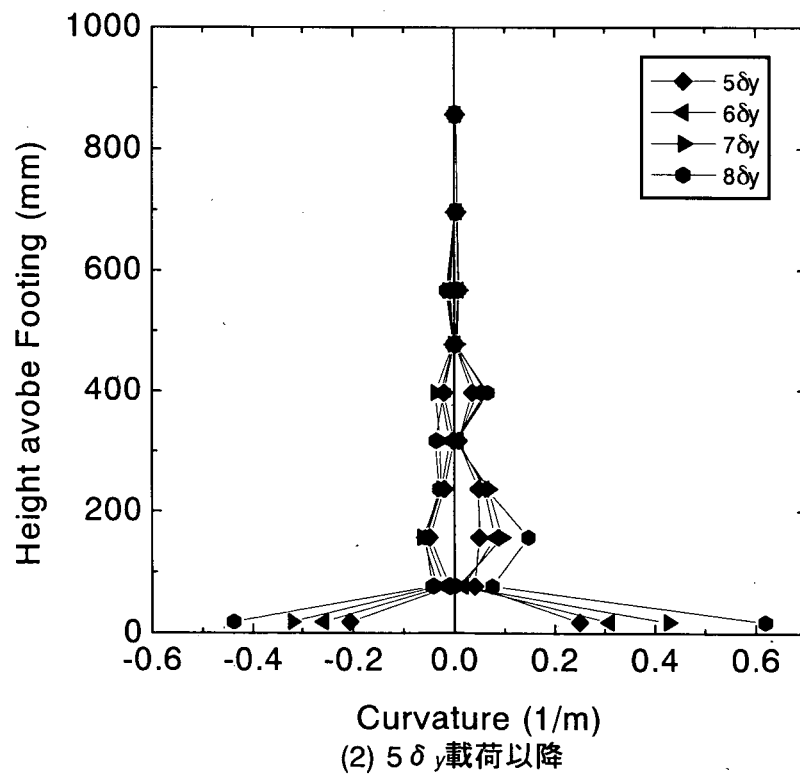
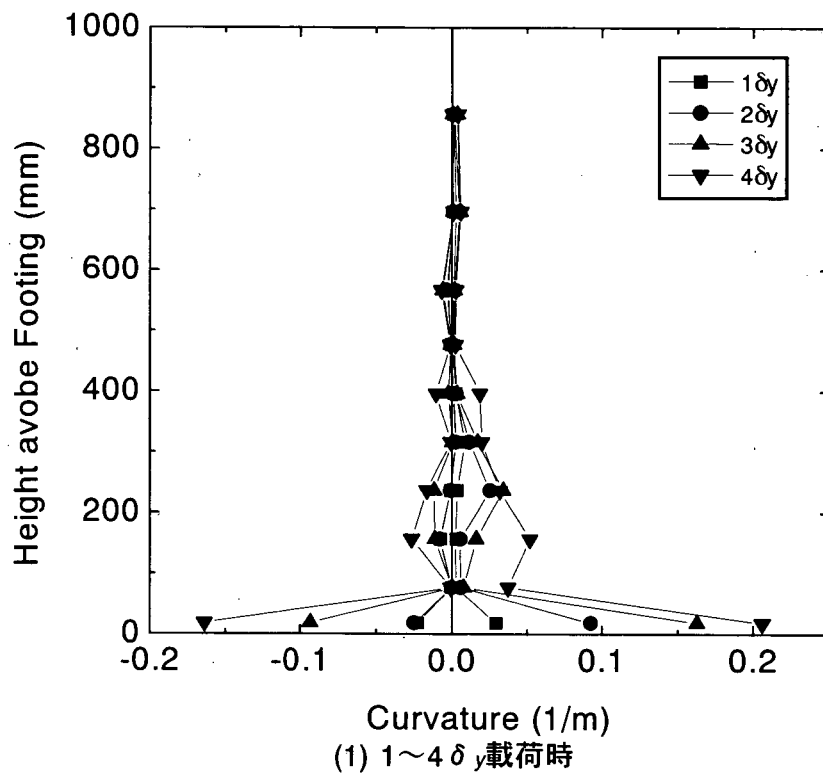


図-3.9(d) 最大塑性曲率の分布(No.4供試体)

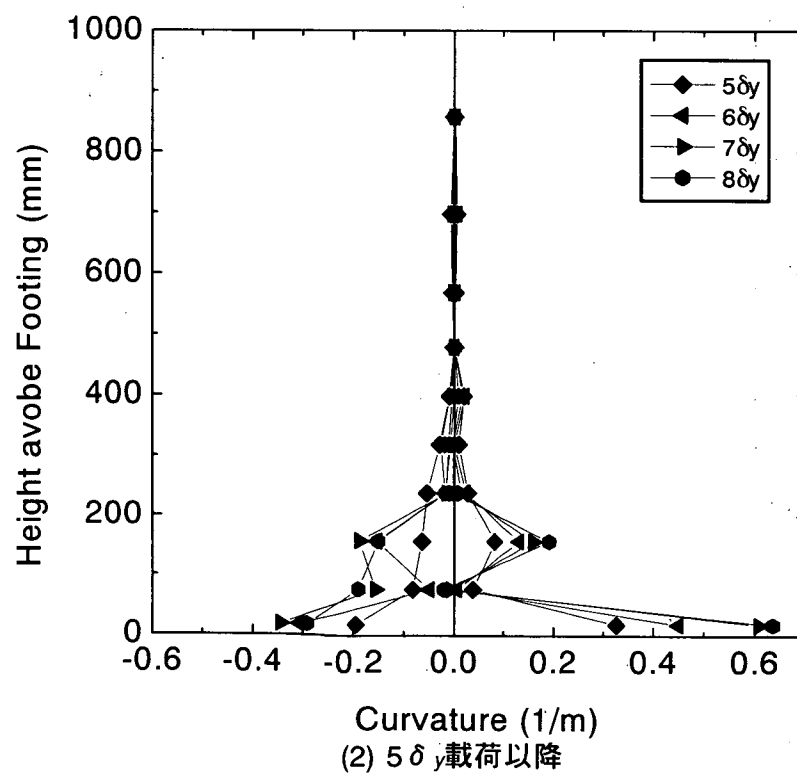
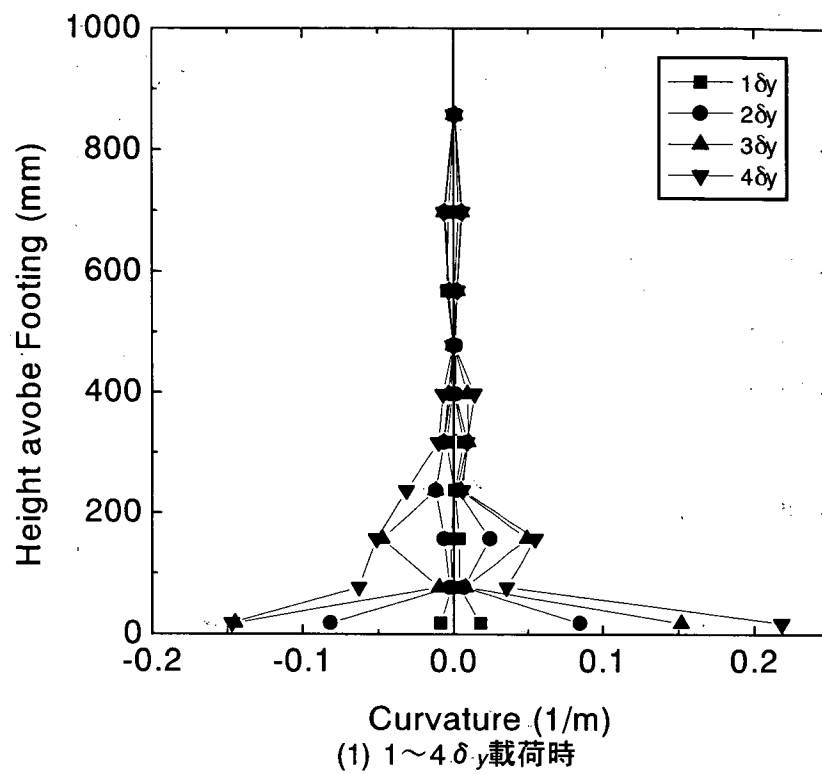


図-3.9(e) 最大塑性曲率の分布(No.5供試体)

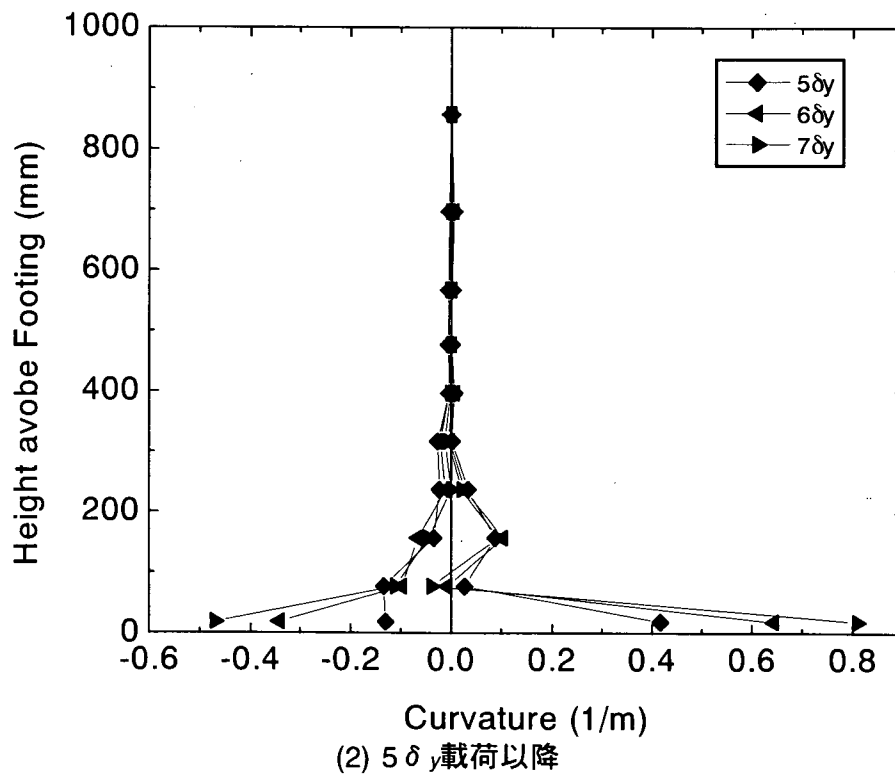
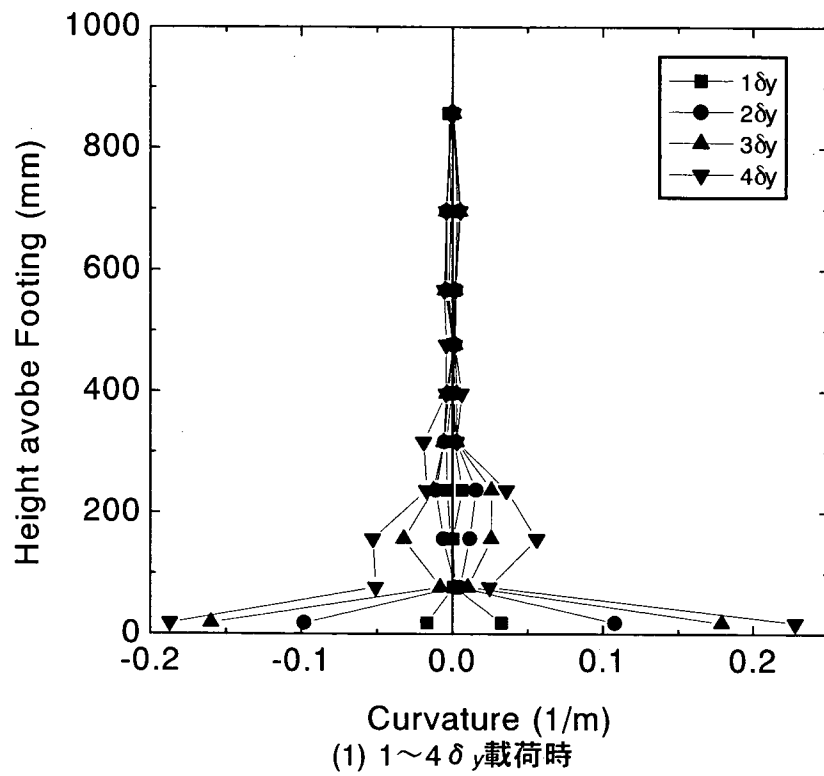


図-3.9(f) 最大塑性曲率の分布(No.6供試体)

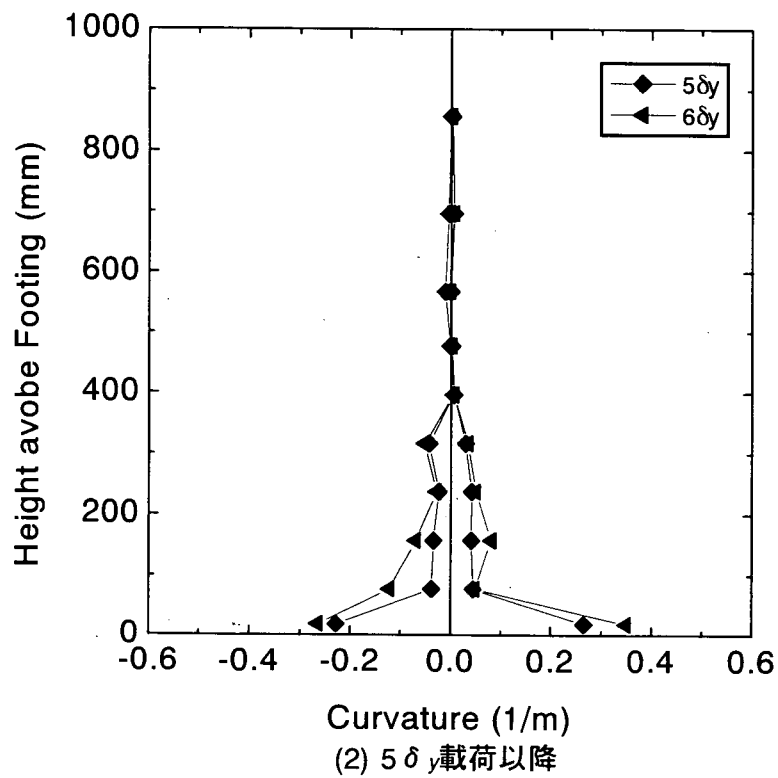
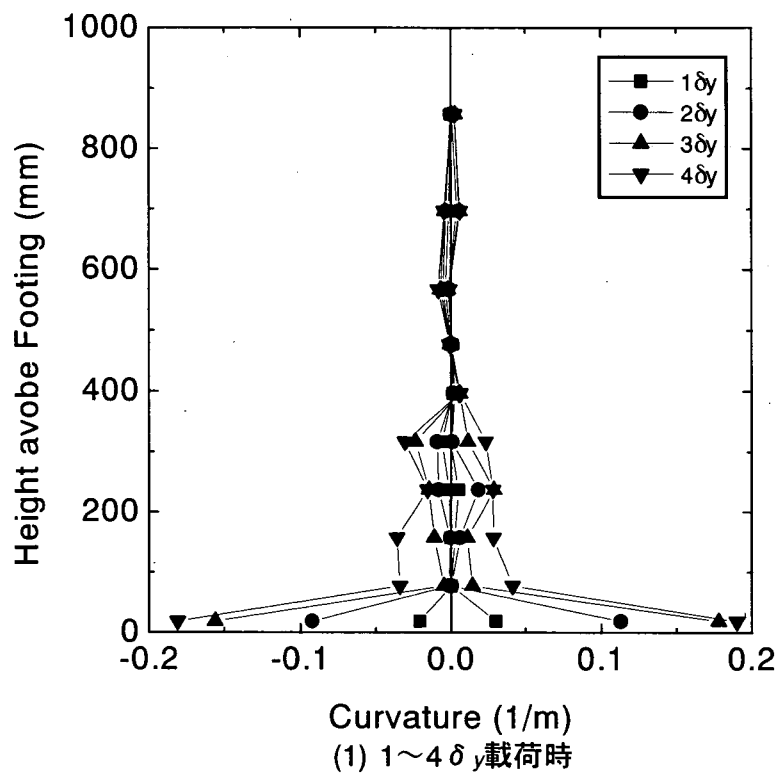


図-3.9(g) 最大塑性曲率の分布 (No.7 供試体)

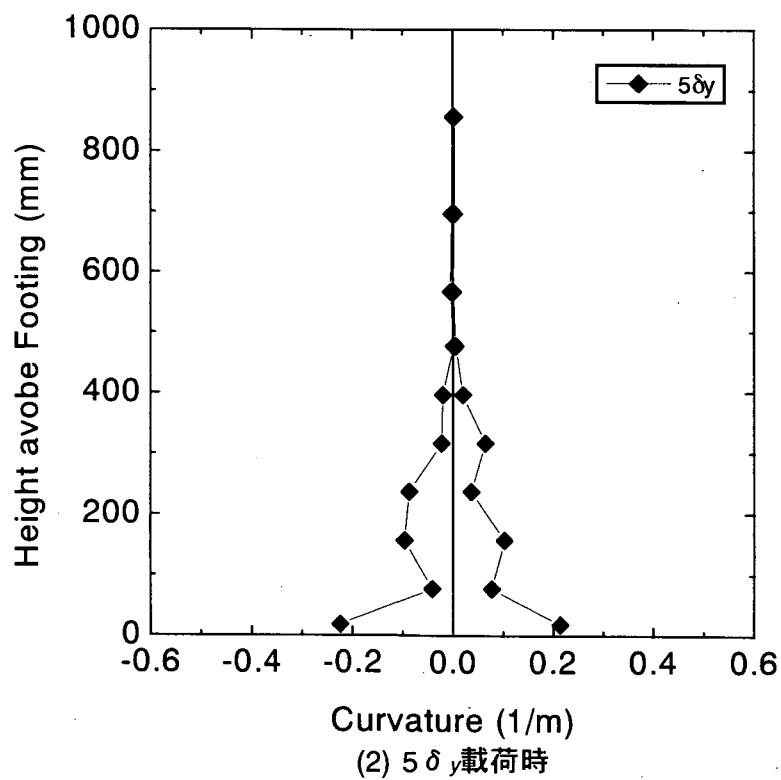
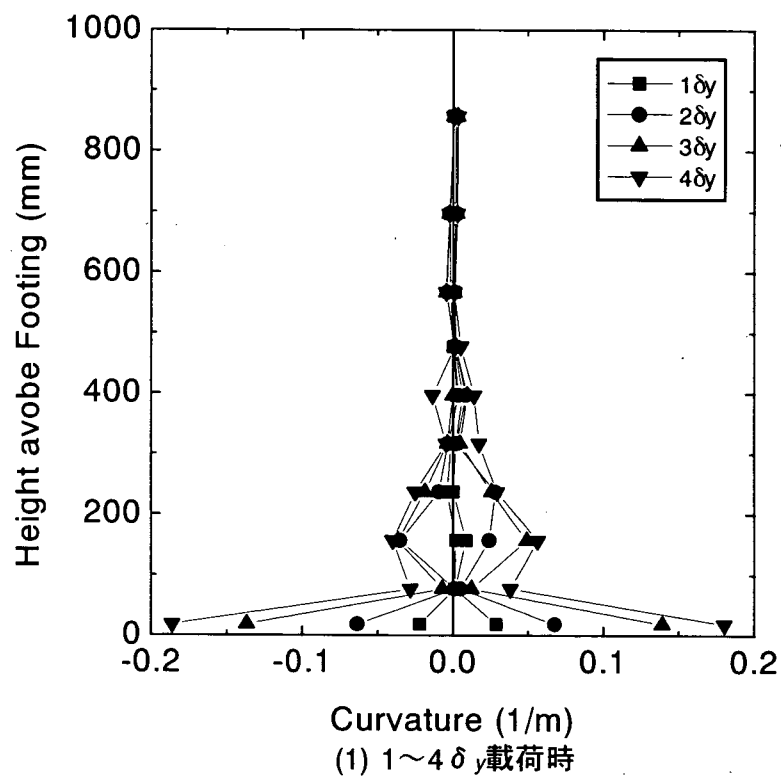


図-3.9(h) 最大塑性曲率の分布 (No.8供試体)

4. 配筋合理化構造の検討

これまでに得られた載荷実験結果より、2.1に示した検討項目別に、それぞれの構造におけるRC橋脚の配筋合理化技術について検討を行った。

4.1 矩形断面橋脚の損傷領域に及ぼすせん断支間比の影響の検討

No.1供試体およびNo.2供試体は、矩形断面橋脚の損傷領域に及ぼすせん断支間比の影響の検討を目的とした供試体である。これまでの両供試体における損傷の進展などを比較し、帯鉄筋および中間帯鉄筋を密に配筋すべき損傷領域の検討を行う。

図-4.1にかぶりコンクリートが剥離し始めた $5\delta_y$ 載荷以降のP面における両供試体の損傷の進展を示す。この図より、軸方向鉄筋の座屈は、No.1供試体では、 $6\delta_y$ 載荷に柱基部より150mmの位置を頂点に約300mm($0.1h$: h =柱高さ)の範囲で生じているのに対して、No.4供試体では、 $8\delta_y$ 載荷時に柱基部より150mmの位置を頂点として約250mm($0.14h$)の範囲で生じている。また、軸方向鉄筋の破断は、No.1供試体では、 $9\delta_y$ 載荷時に5本、 $11\delta_y$ 載荷時に5本生じたのに対して、No.2供試体では、 $11\delta_y$ 載荷時に4本、 $12\delta_y$ 載荷時に2本、 $13\delta_y$ 載荷時に2本生じていた。なお、No.1供試体では、 $8\delta_y$ 載荷時に柱基部より150mmの位置における帯鉄筋の隅角部フックが開き、コアコンクリートを拘束できない状態となった。

一方、それぞれの供試体における各載荷ステップ毎の最大軸方向鉄筋ひずみおよび最大塑性曲率の高さ方向分布の進展を比較すると、載荷実験により軸方向鉄筋が降伏に至った領域および塑性曲率分布の高さ方向に収束している範囲はいずれも、外観による損傷同様に、No.1供試体に対してNo.2供試体では狭い範囲となっている。

しかしながら、前述しているように両供試体はせん断支間比が異なっているため、それぞれの高さ方向分布を柱高さで除した位置関係で示したものが図-4.2、図-4.3である。この図から載荷実験により軸方向鉄筋が降伏に至った範囲はいずれの供試体も柱基部より柱高さの約 $0.2h$ の範囲であり、柱基部より約 $0.25h$ の位置より上方では最大ひずみの値が降伏に至らず、また、徐々に低下していることがわかる。一方、塑性曲率分布についても曲率分布の頂点となる位置は、いずれの供試体も約 $0.13h$ の位置となっている。これより、軸方向鉄筋のひずみの進展および塑性曲率の進展から曲げ破壊型の矩形断面橋脚における曲げ損傷の領域は、今回載荷実験を行ったせん断支間比 $3.0\sim 5.0$ の範囲では、高さに対する比としては、ほぼ一定であることがわかる。

図-4.4は、それぞれの供試体における軸方向鉄筋に座屈が生じた載荷ステップの最大荷重より推定した曲げモーメント分布である。また、同図には、地震時保有水平耐力法により算出した、ひび割れモーメントおよび降伏モーメントに相当するモーメントおよびそのモーメントが生じていたと推定される高さも示している。この図よりいずれの供試体も軸方向鉄筋の座屈時には、柱基部より約 $0.25h$ の範囲において降伏モーメントに至ってお

り、この範囲は、上記の実験結果と概ね一致する。

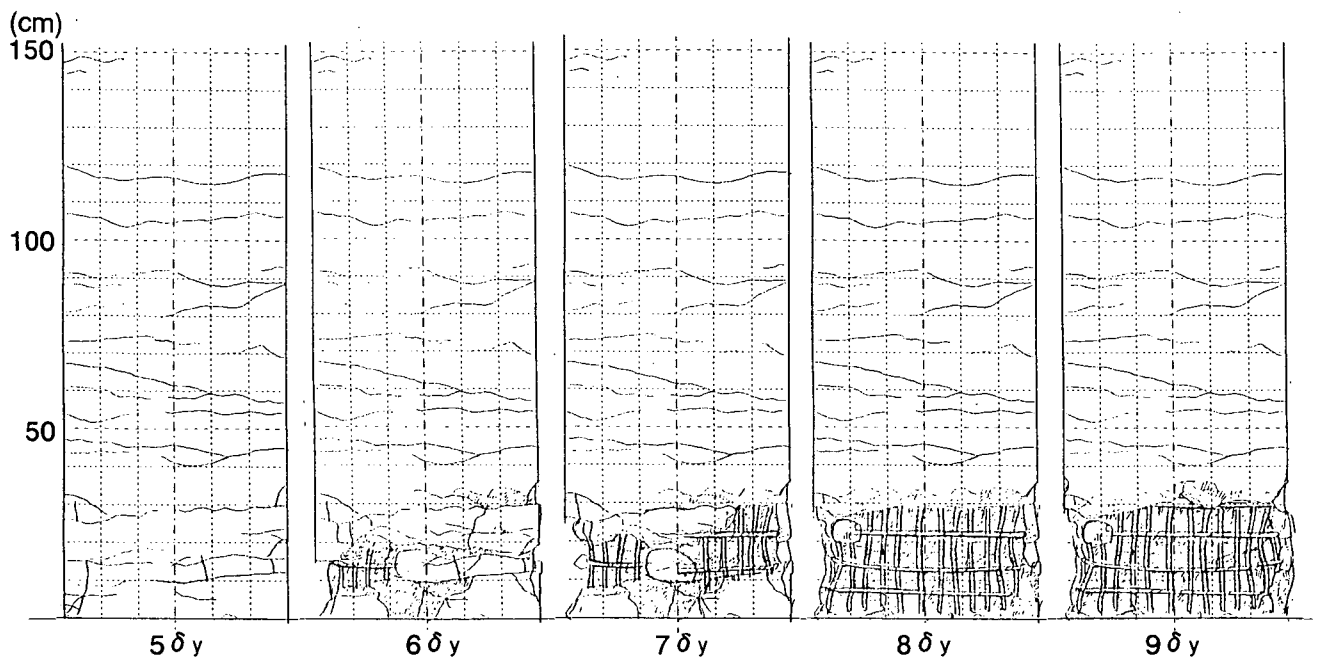
帯鉄筋のひずみの進展については、軸方向鉄筋同様に3章で示した最大ひずみの高さ方向分布を柱高さで除した位置関係で示したものが図-4.5、図-4.6である。この図より、載荷時に圧縮フランジ面となるP、M面のひずみ分布については、せん断支間比によらず同様の傾向を示しており、いずれの供試体も損傷領域となる柱基部より柱高さの約 $0.15h$ の範囲で載荷の進展に伴いひずみが大きくなっている。これは、圧縮フランジ面となるP面、M面の帯鉄筋のひずみは、載荷実験によるコアコンクリートの拘束効果により生じており、上述した曲げ損傷領域と大きく関連するためと考えられる。また、曲げ損傷領域より柱上方においては、いずれの供試体も帯鉄筋にひずみはほとんど示しておらず、コンクリートの拘束に影響を及ぼしていないことがわかる。

一方、圧縮フランジと直交するA、B面の帯鉄筋ひずみは、No.1供試体では柱基部より柱高さの約 $0.15h$ の範囲で載荷の進展に伴いひずみが大きくなっているのに対して、No.2供試体では柱基部より約 $0.3h$ の範囲でひずみが生じていた。これは、圧縮フランジと直交するA面、B面の帯鉄筋のひずみ分布は、主にせん断耐力への影響が大きいためであり、せん断支間比の小さいNo.2供試体の方がNo.1供試体よりもせん断力に対して抵抗していることがわかる。また、これまでの曲げ損傷領域や軸方向鉄筋のひずみ分布とは一致していない。

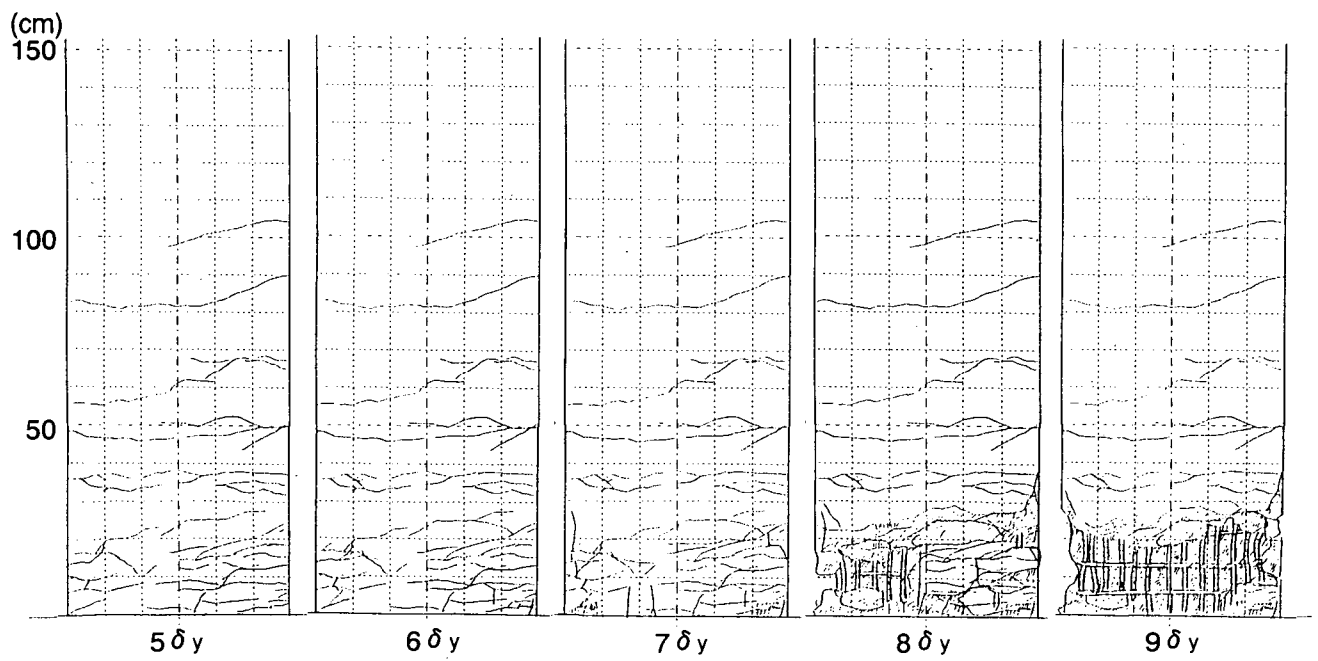
これらを整理すると以下の通りである。

- ・ 軸方向鉄筋が降伏に至った領域は、今回載荷実験を行ったせん断支間比 $3.0 \sim 5.0$ の範囲では高さに対する比としては等しくなり約 $0.15h$ となる。
- ・ 曲げ損傷領域より柱上方の柱断面圧縮フランジ面の帯鉄筋には、ひずみはほとんど生じていない。

本実験結果によれば、矩形断面を有する曲げ破壊型のRC橋脚における帯鉄筋の配置は、曲げ損傷領域では、コアコンクリートの拘束を考慮して設定する必要があるが、曲げ損傷領域より上方における帯鉄筋量は、せん断耐力を満足する配置でよいといえる。



(1) No.1供試体



(2) No.2供試体

図-4.1 No.1, 2供試体における損傷の進展の比較(P面)

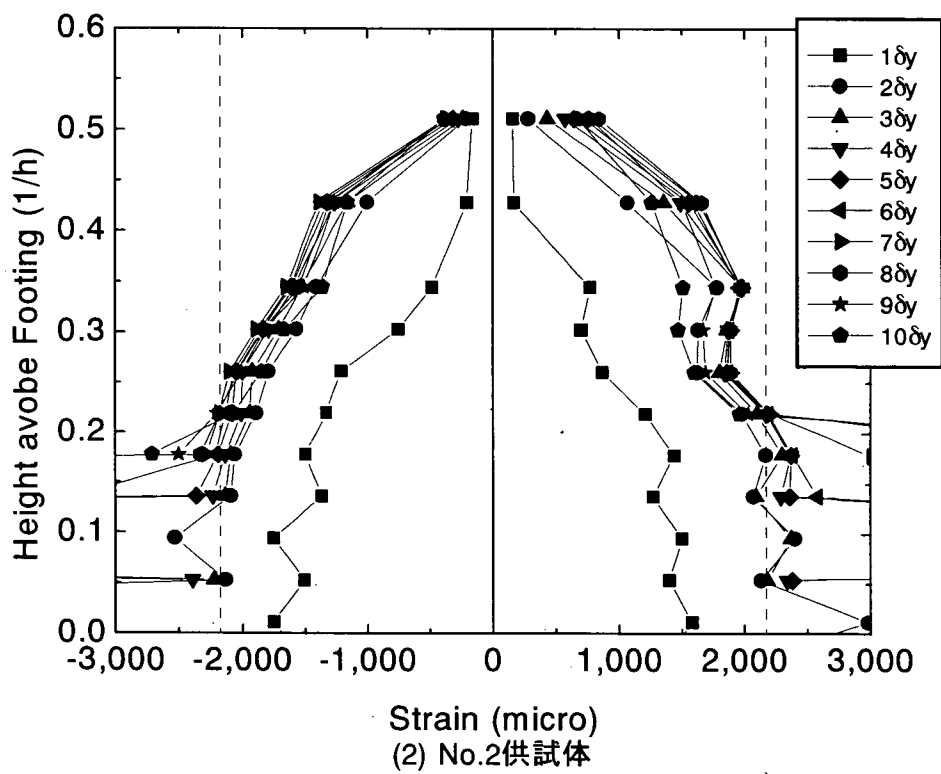
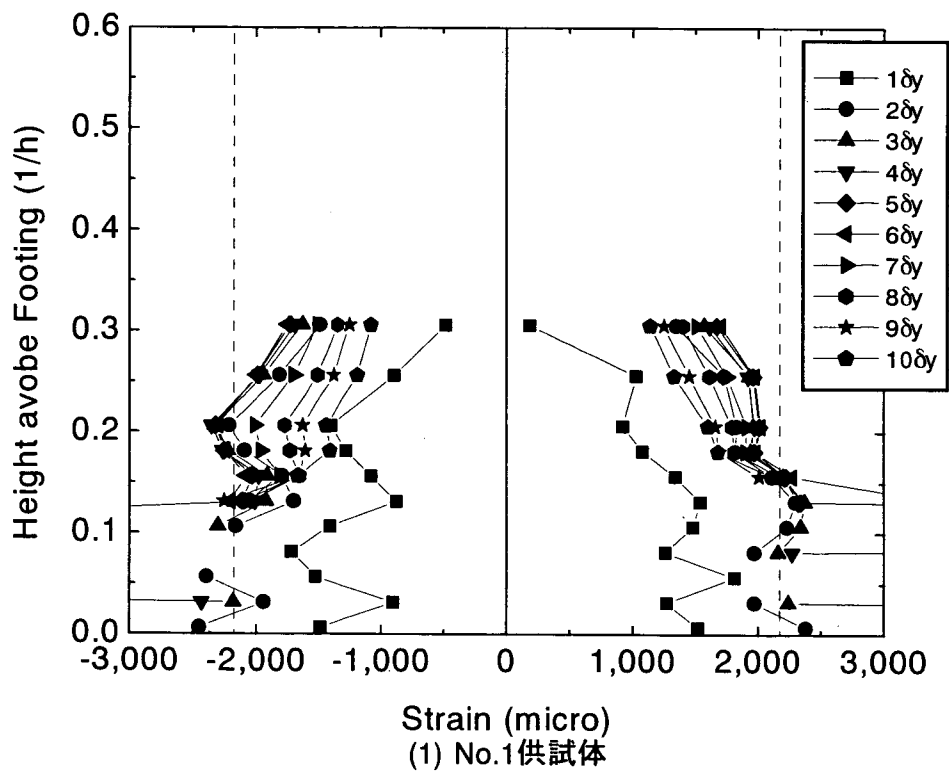


図-4.2 No.1, 2供試体における軸方向鉄筋最大ひずみ分布を柱高さ比で示した図

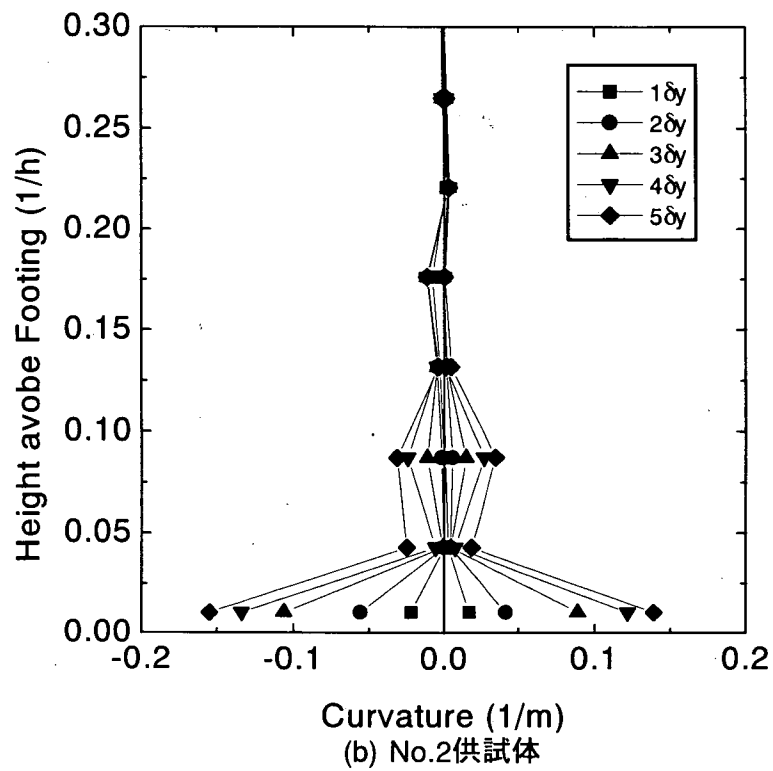
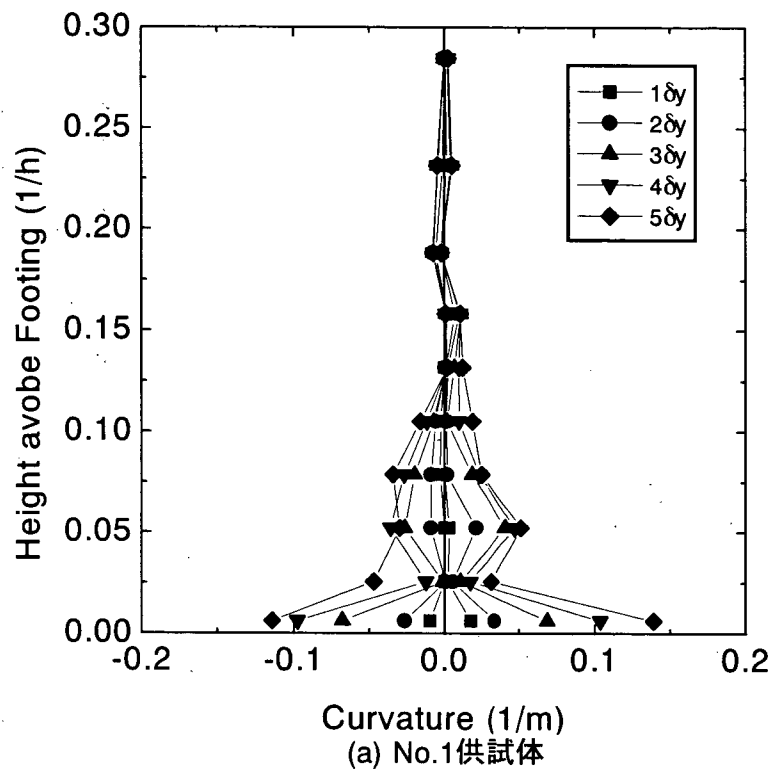


図-4.3 No.1, 2供試体における最大曲率分布を柱高さ比で示した図

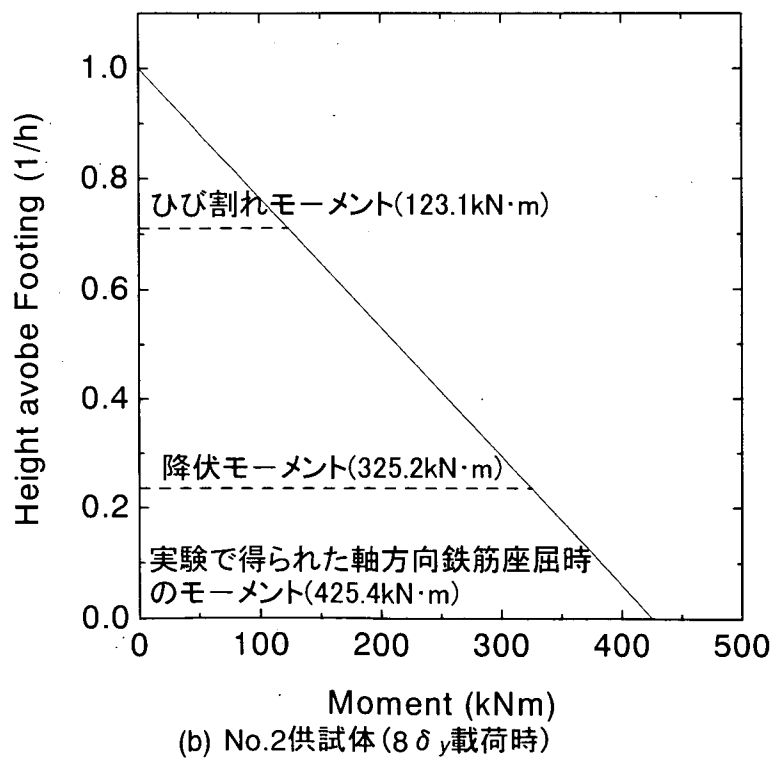
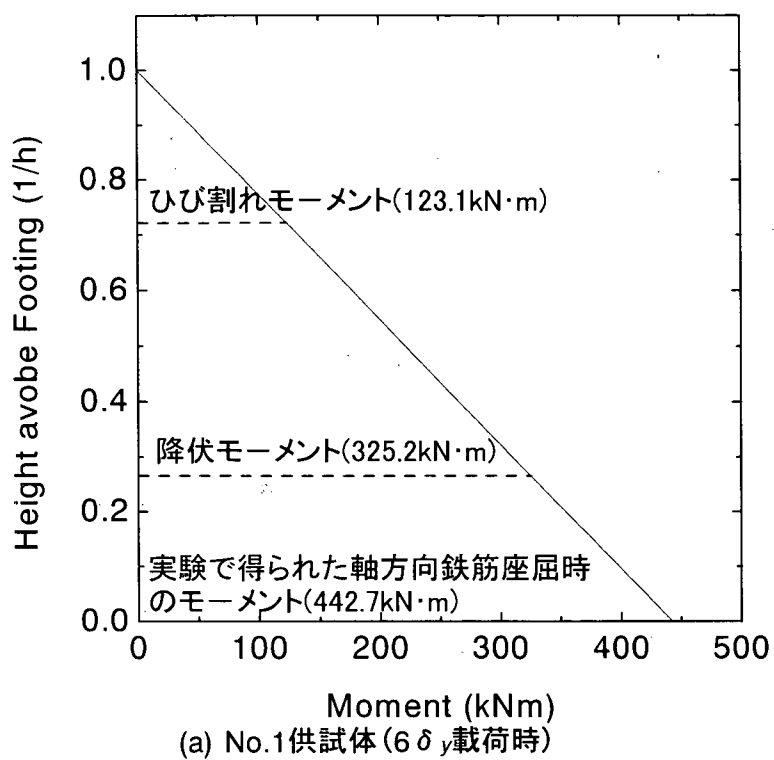


図-4.4 No.1, 2供試体における軸方向鉄筋座屈時の最大曲げモーメント分布

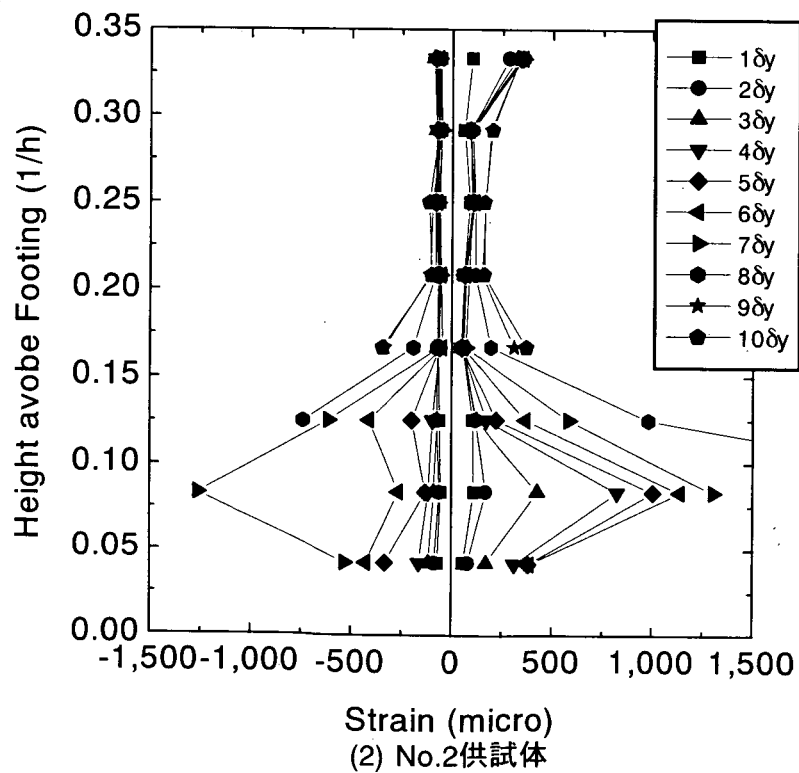
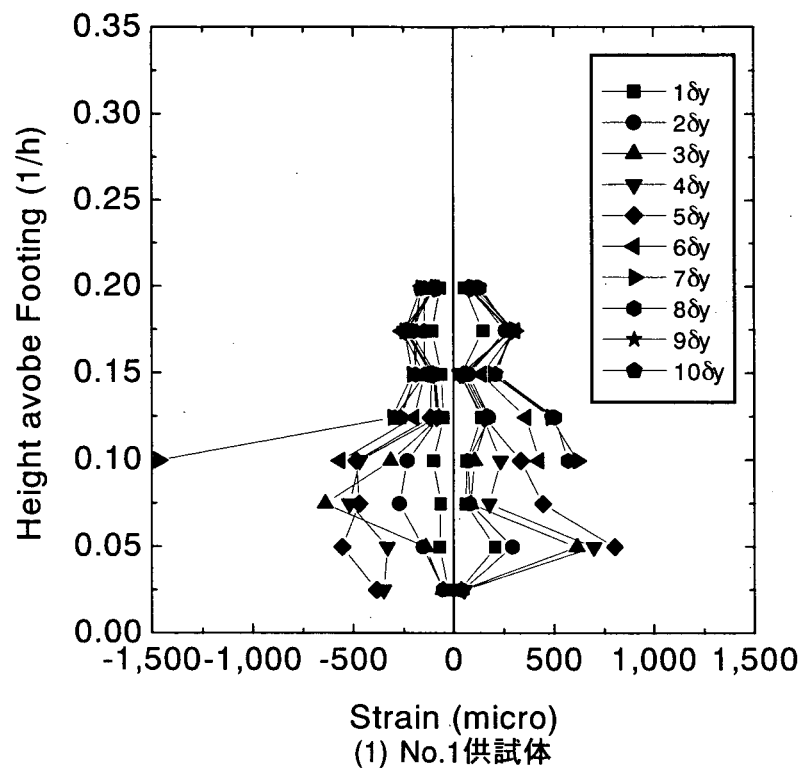


図-4.5 No.1, 2供試体における帯鉄筋最大ひずみ分布を柱高さ比で示した図(P, M面)

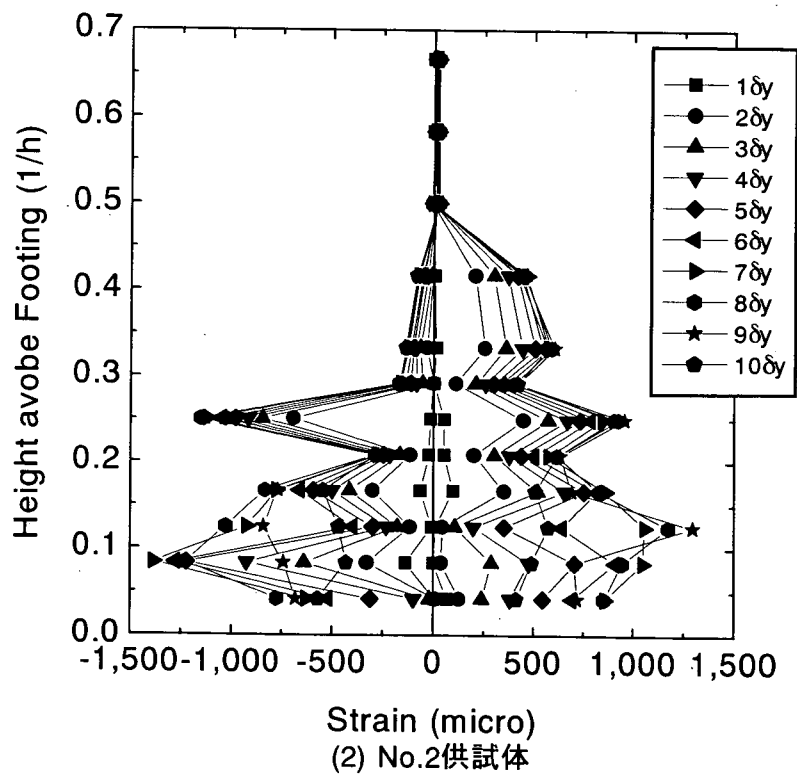
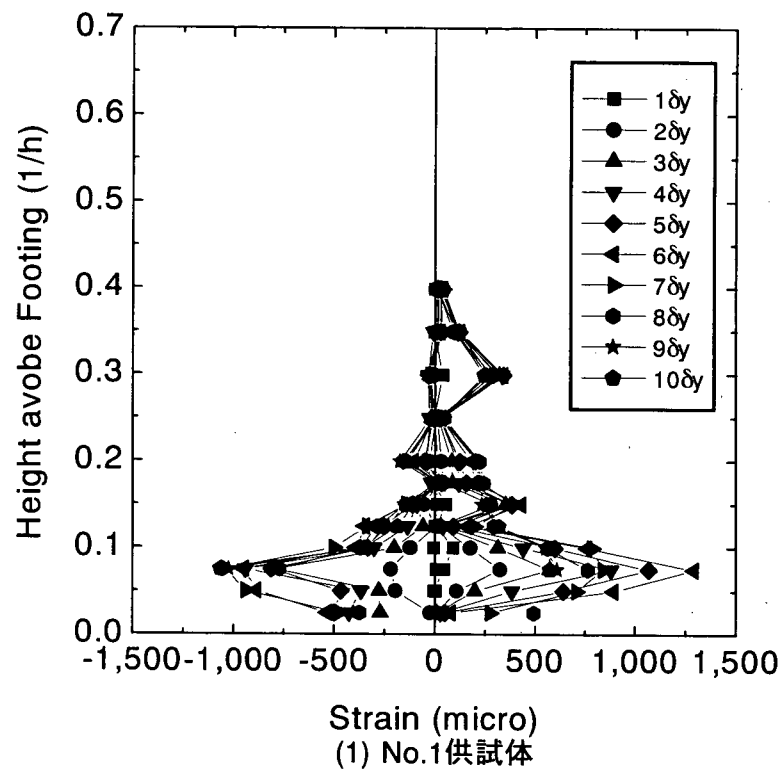


図-4.6 No.1, 2供試体における帯鉄筋最大ひずみ分布を柱高さ比で示した図(A, B面)

4.2 円形断面橋脚の損傷領域に及ぼす軸方向鉄筋径の影響の検討

No.3供試体およびNo.4供試体は、円形断面橋脚の損傷領域に及ぼす軸方向鉄筋径の影響の検討を目的とした供試体である。

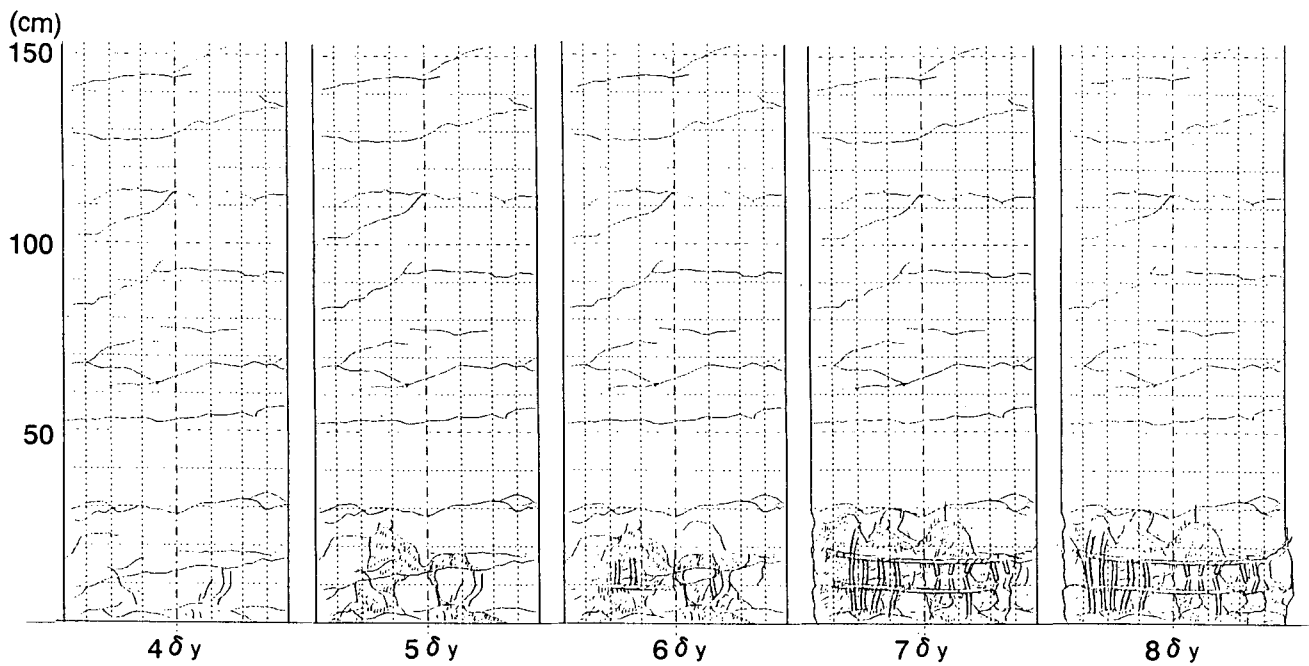
図-4.7は、両供試体のP面におけるかぶりコンクリートが剥離し始めた $4\delta_y$ 載荷以降の損傷の進展である。この図より、軸方向鉄筋の座屈は、No.3供試体では、 $5\delta_y$ 載荷時に柱基部より約250mmの範囲で生じているのに対して、No.4供試体では、 $6\delta_y$ 載荷時に柱基部より100mmの位置を頂点に約250mmの範囲で生じている。また、軸方向鉄筋の破断は、No.3供試体では、 $6\delta_y$ 載荷時に1本、 $7\delta_y$ 載荷時に15本生じたのに対して、No.4供試体では、 $8\delta_y$ 載荷時に1本、 $9\delta_y$ 載荷時に2本、 $10\delta_y$ 載荷時に7本生じており、No.4供試体の方が鉄筋破断が $2\delta_y$ 程度遅くなっている。なお、No.4供試体では、 $8\delta_y$ 載荷時に柱基部より75mmの位置で、帯鉄筋にも破断を生じている。軸方向鉄筋の座屈の状況は、No.3供試体では、帯鉄筋の設置間隔で生じ、軸方向鉄筋がS字型に蛇行するような形状であったのに対して、No.4供試体では、帯鉄筋の破断などの影響もあり、帯鉄筋の配置間隔によっておらず、1つの頂点を有する座屈形状となっていた。

図-4.8は、それぞれの供試体の水平荷重-水平変位履歴曲線より得られた包絡線である。これより、No.3供試体に対して軸方向鉄筋に太径の鉄筋を用いたNo.4供試体の方が高い変形性能を有していることがわかる。軸方向鉄筋径が太くなることにより、終局変位が大きくなる理由としては、軸方向鉄筋の座屈長などが長くなり塑性ヒンジ領域が広くなることと軸方向鉄筋の伸び出しによる水平変位が大きくなること³⁾⁴⁾が想定される。星隈らは、矩形断面を有するRC橋脚において変形性能に及ぼす軸方向鉄筋径の影響については、軸方向鉄筋の座屈長および塑性ヒンジ領域が広くなることから変形性能も高くなる⁹⁾としている。本載荷実験では前述したように、いずれの供試体の軸方向鉄筋の座屈長も損傷領域と同様にほぼ一致している。

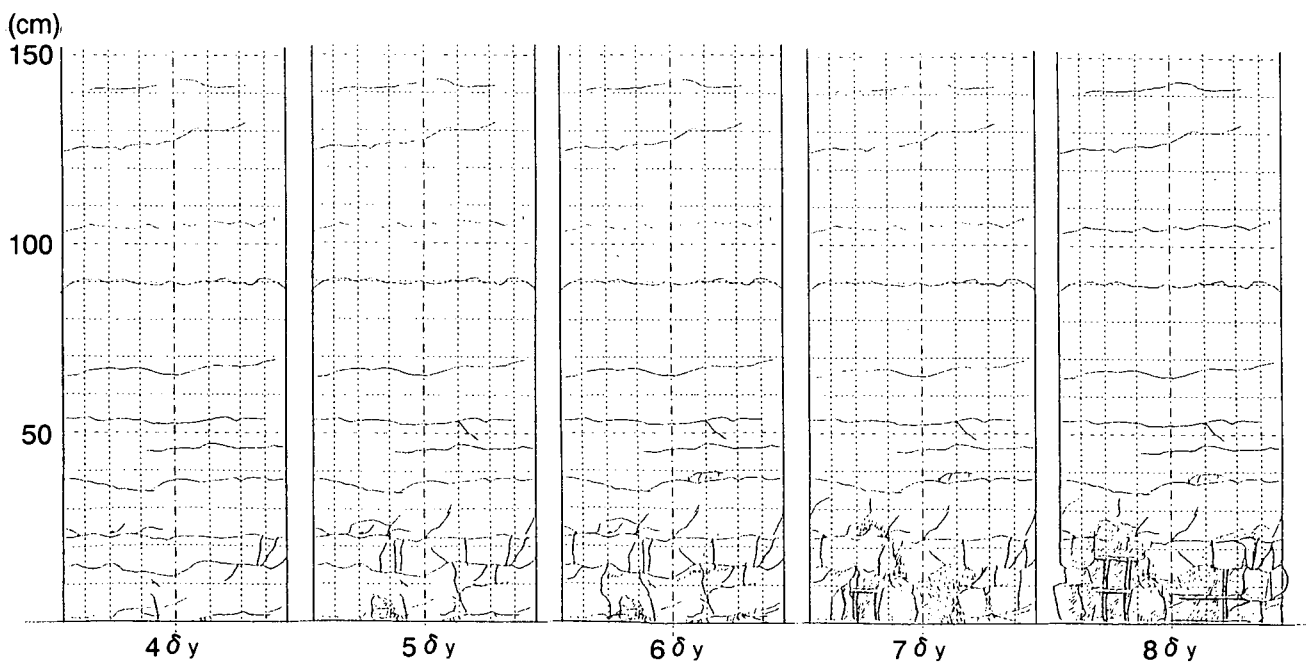
図-4.9は、軸方向鉄筋の座屈により水平耐力が低下した載荷ステップにおける、それぞれの供試体の最大塑性曲率分布を示したものである。これより、それぞれの供試体における塑性曲率の分布は、柱基部付近においてひび割れなどの状況により差異はあるものの、いずれも柱基部より約400mm位置から下方で塑性曲率を生じている。一方、軸方向鉄筋のフーチングからの伸び出しについては、橋脚躯体の変位と軸方向鉄筋の伸び出しによる変位の関係を図-4.10に示す。なお、図-4.10に示している軸方向鉄筋の伸び出しによる変位は柱最基部で計測した曲率より推定している。これより橋脚天端に生じる水平変位のうち軸方向鉄筋の伸び出しによる影響は、いずれの供試体も、概ね25%程度となっている。

本載荷実験における、水平耐力低下の要因としては、軸方向鉄筋の座屈が大きく影響している。両供試体の軸方向鉄筋の座屈は、D10を用いたNo.3供試体で $5\delta_y$ 載荷時、D13を用いたNo.4供試体で $6\delta_y$ 載荷時に生じており、この差が両供試体の変形性能の差となっている。

生じたと考えられる。このため、軸方向鉄筋の座屈を適切に考慮して変形性能を評価する必要があることがわかる。しかしながら、軸方向鉄筋に座屈を生じる水平変位は、軸方向鉄筋径以外に軸方向鉄筋の配置間隔、帯鉄筋の配置間隔などが密接に影響するため、さらに詳細な検討が必要である。



(1) No.3供試体



(2) No.4供試体

図-4.7 No.3, 4供試体における損傷の進展の比較(P面)

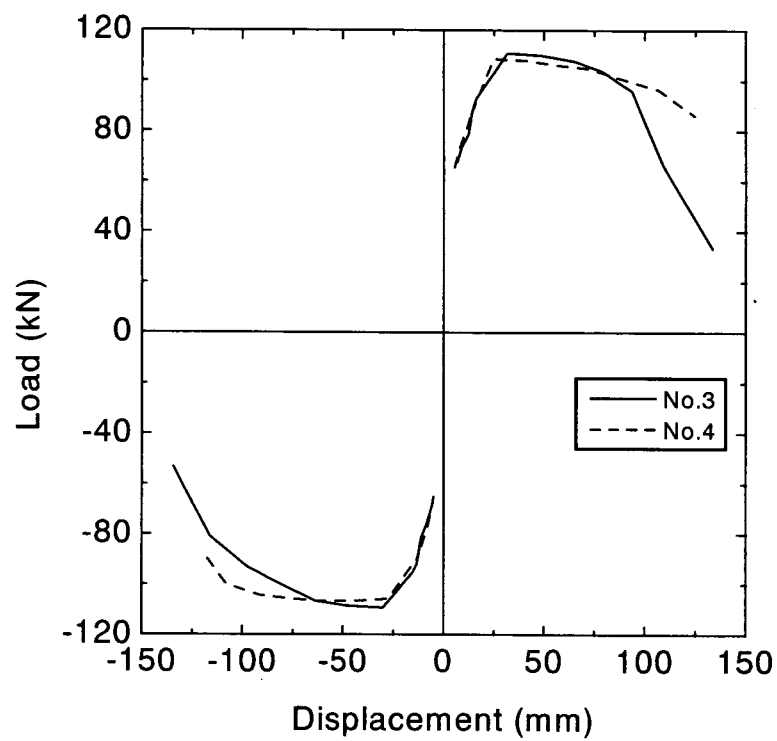


図-4.8 No.3, 4供試体における水平変位-水平荷重包絡線の比較

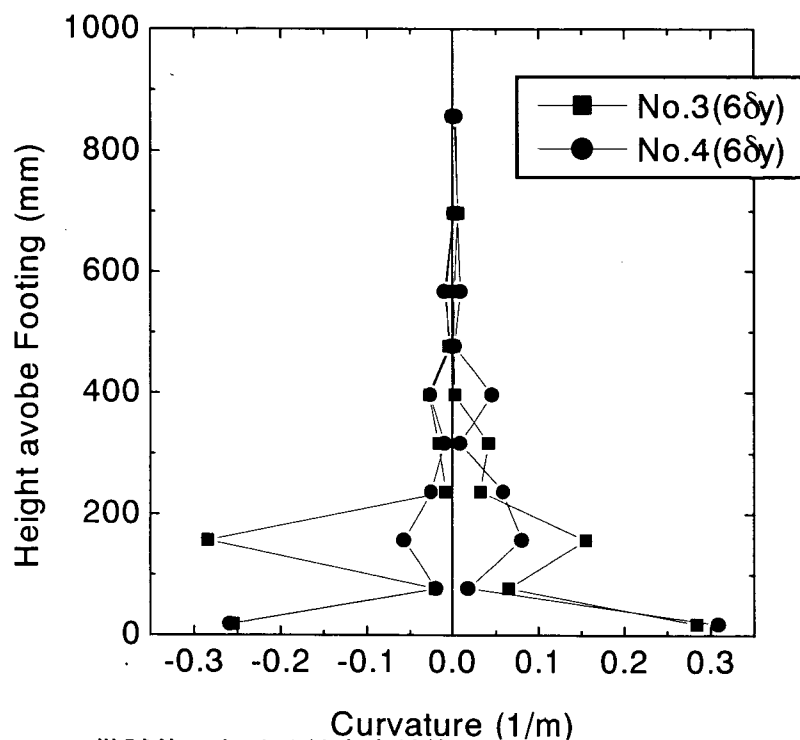


図-4.9 No.3, 4供試体における軸方向鉄筋の座屈により水平耐力低下時の塑性曲率分布

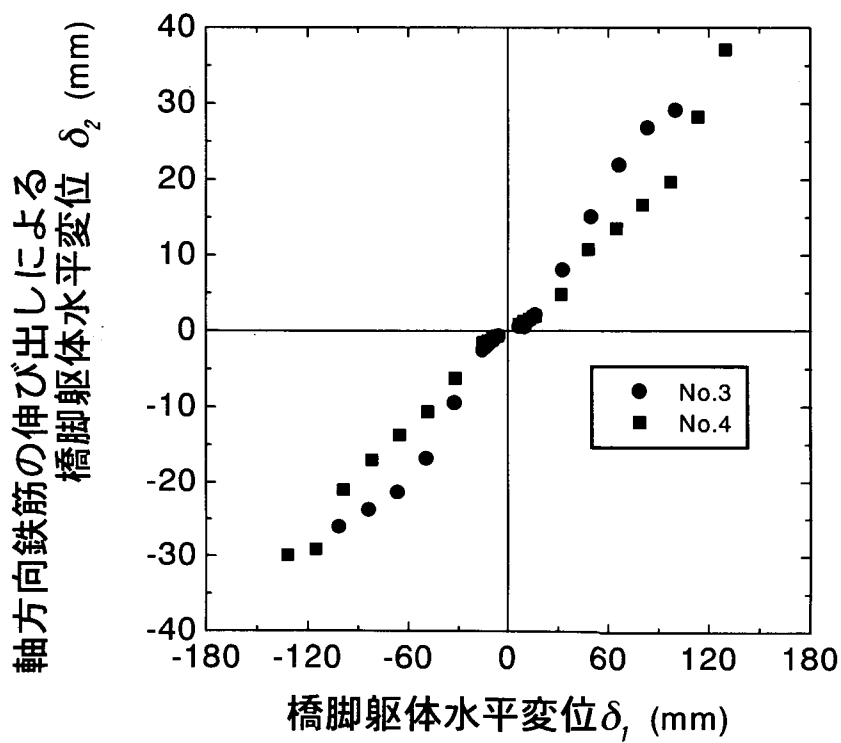


図-4.10 No.3, 4供試体における躯体変位と軸方向鉄筋の伸び出し変位の関係

4.3 円形断面橋脚におけるスパイラル鉄筋、高強度鉄筋の適用性の検討

No.3供試体およびNo.5, 6供試体は、高施工性を有する帯鉄筋を用いることによる配筋の合理化の検討を目的とした比較供試体である。これまでの各供試体における損傷の進展から、円形断面橋脚におけるスパイラル鉄筋、高強度鉄筋の適用性を検討した。

図-4.11にNo.3, 5, 6各供試体における水平荷重-水平変位履歴曲線より得られた包絡線を示す。これより、いずれの供試体も負側の载荷において荷重低下に若干の差異があるものの概ね同様の水平荷重-水平変位関係を有していることがわかる。

損傷の進展は、図-4.12に示すNo.5, 6供試体のP面における $4\delta_y$ 载荷以降の損傷の進展より、いずれの供試体も、帯鉄筋位置で水平方向ひび割れの進展、かぶりコンクリートの剥離、軸方向鉄筋の座屈、軸方向鉄筋の破断となっており、軸方向鉄筋の座屈が水平耐力の低下と密接に関連している。

軸方向鉄筋座屈の範囲は、No.3供試体では250mmであったのに対して、No.5, 6供試体では200mmと通常の帯鉄筋を用いた場合よりやや短い範囲で生じていた。なお、横拘束筋にPC鋼線を使用したNo.6供試体の軸方向鉄筋の座屈は、各帯鉄筋の間隔で生じ、座屈長としては75mmとなっており、軸方向鉄筋が波打つように座屈していた。軸方向鉄筋の破断は、No.5供試体では、 $6\delta_y$ 载荷時に2本、 $7\delta_y$ 载荷時に11本生じ、No.6供試体では、 $6\delta_y$ 载荷時に3本、 $7\delta_y$ 载荷時に13本生じた。

図-4.13は、軸方向鉄筋の座屈により水平耐力が低下した载荷ステップにおける、それぞれの供試体の最大塑性曲率分布を示したものである。これより、塑性曲率の分布形状は、いずれの供試体の塑性曲率分布も柱基部より約500mm位置より柱基部方向に大きな値となっているが、かぶりコンクリートに生じたひび割れなどの影響を敏感に反映しており、分布形状に凹凸を生じていた。特に、柱基部より117~197mmの範囲では、通常の帯鉄筋を用いたNo.3供試体の値が、No.5, 6供試体より大きくなっており、逆に柱基部~37mmの範囲では、No.3の値が小さくなっており、この傾向は、横拘束鉄筋にPC鋼線を用いたNo.6供試体で顕著であった。これは、軸方向鉄筋の座屈などの損傷状況とも一致している。

図-4.14は、各供試体の帯鉄筋ひずみ分布を各载荷ステップ毎に示したものである。いずれの模型供試体におけるいずれの面においても柱基部より約400mmより高い範囲では、帯鉄筋ひずみは小さい値となっており、帯鉄筋に大きな応力が生じていないことがわかる。また、軸方向鉄筋に座屈を生じた $5\delta_y$ ~ $6\delta_y$ 载荷時に帯鉄筋においても通常の鉄筋の降伏に相当する応力が生じたことがわかる。

これらの結果によれば、スパイラル鉄筋およびPC鋼線を用いた場合も通常の帯鉄筋を用いた供試体と概ね同様の水平荷重-水平変位関係を有することが明らかとなった。

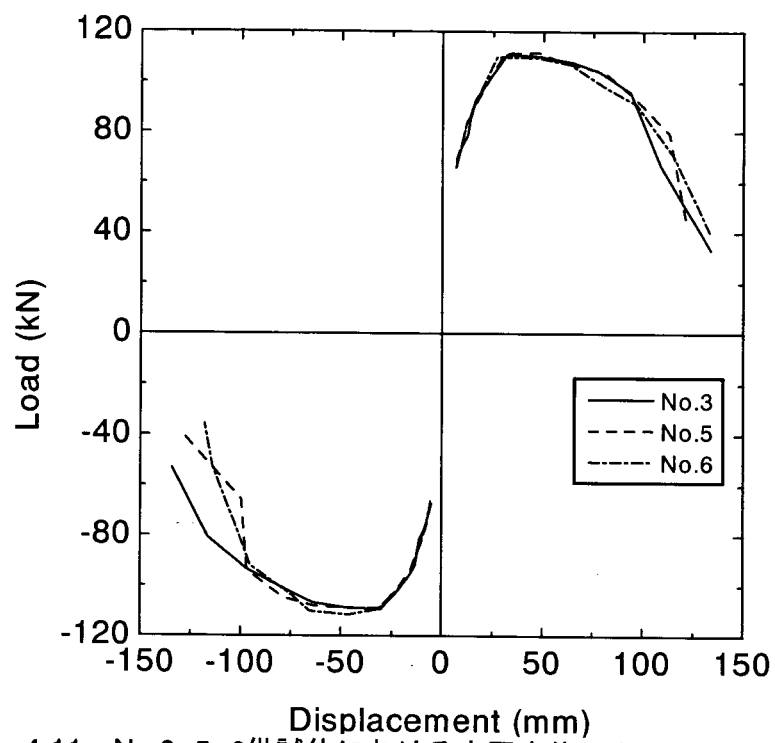
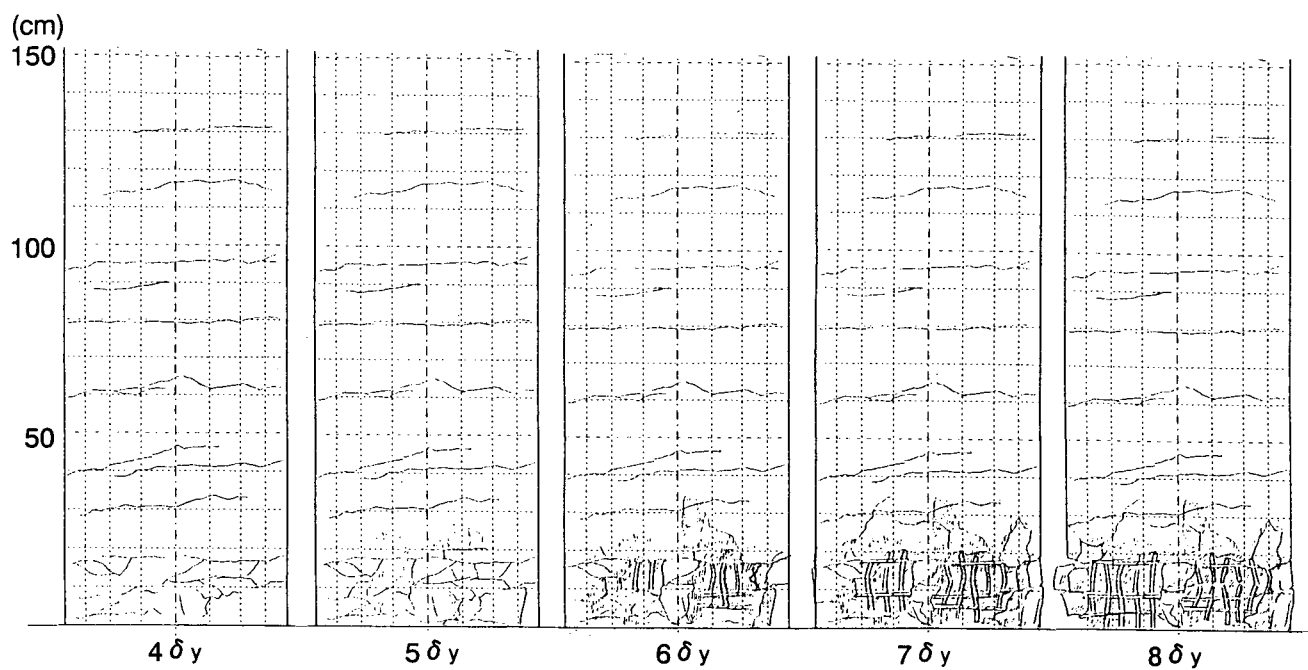
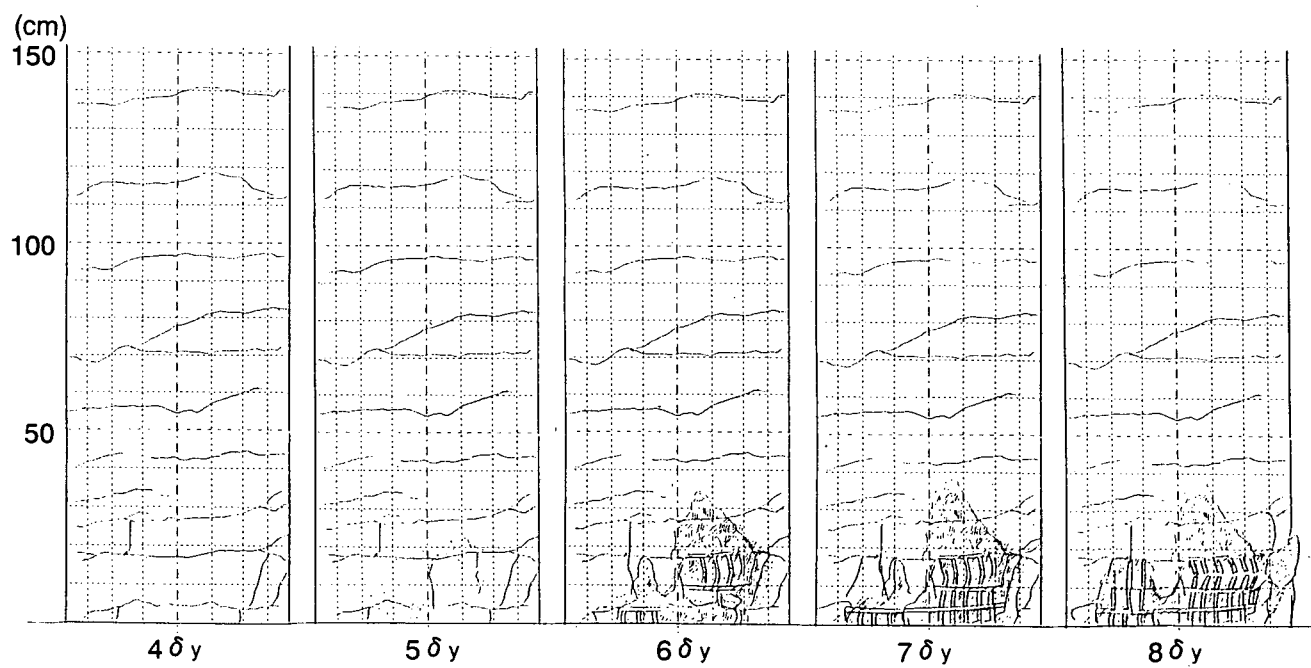


図-4.11 No.3, 5, 6供試体における水平変位-水平荷重包絡線の比較



(1) No.5供試体



(2) No.6供試体

図-4.12 No.5, 6供試体における損傷の進展の比較(P面)

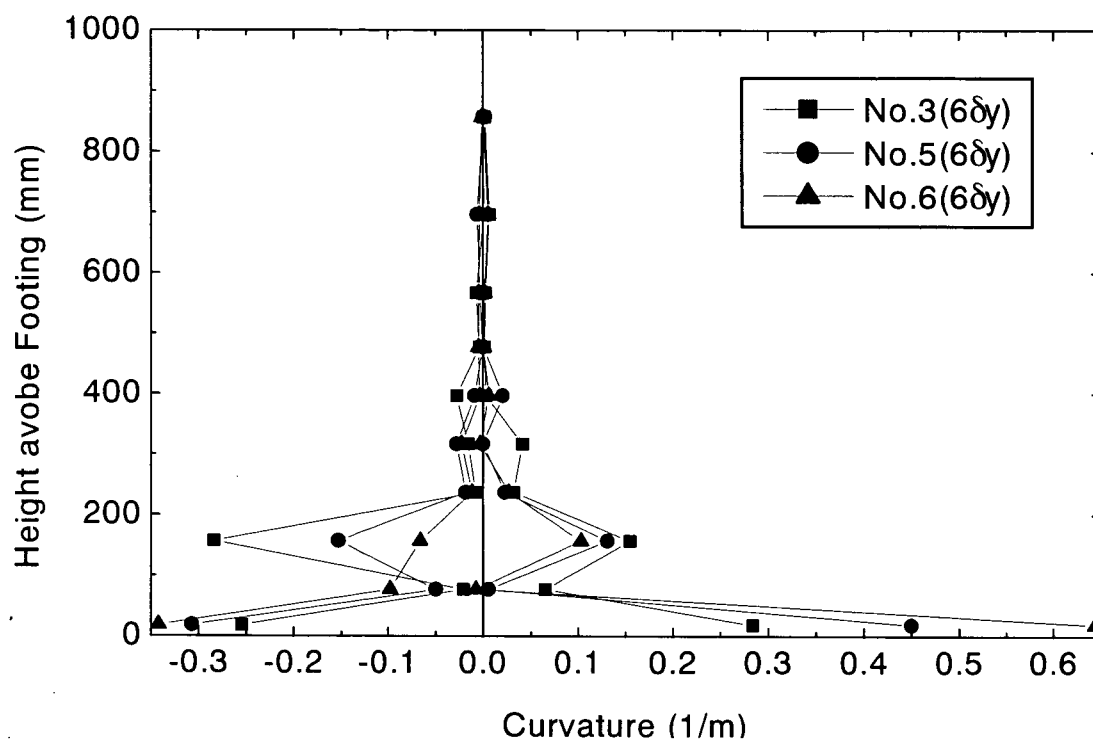


図-4.13 No.3, 5, 6供試体における水平耐力低下時の塑性曲率分布

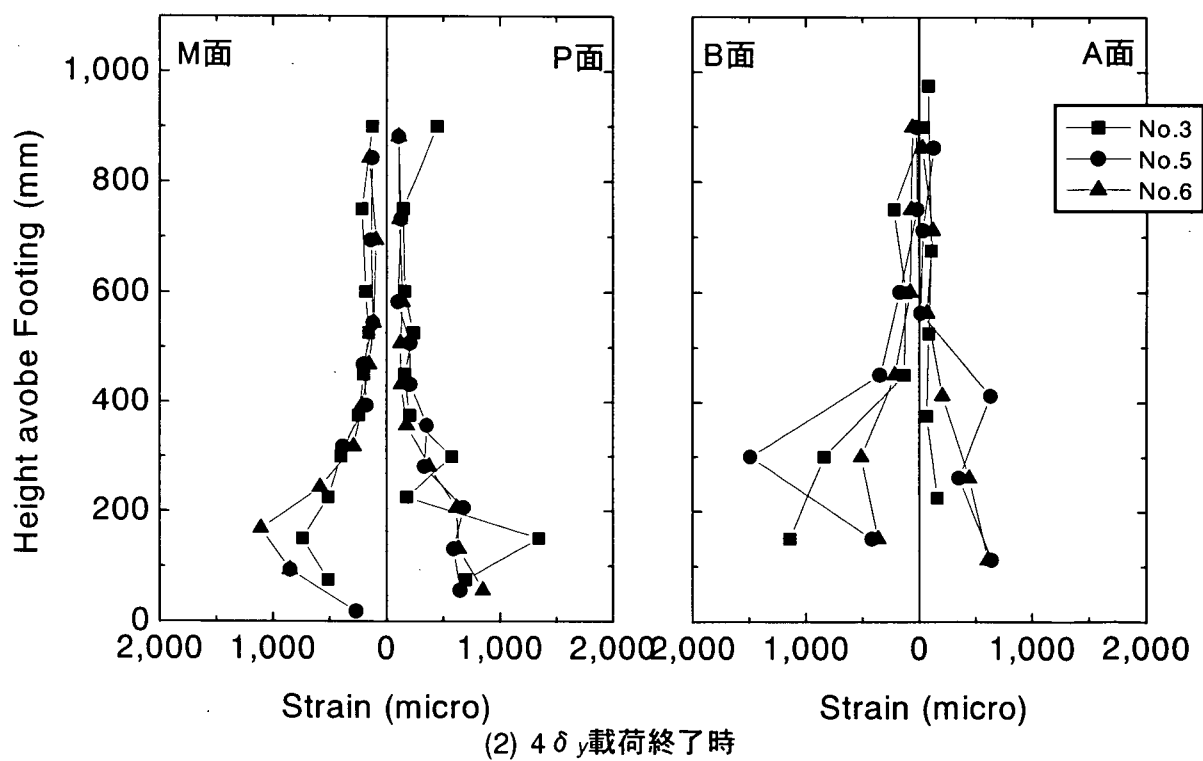
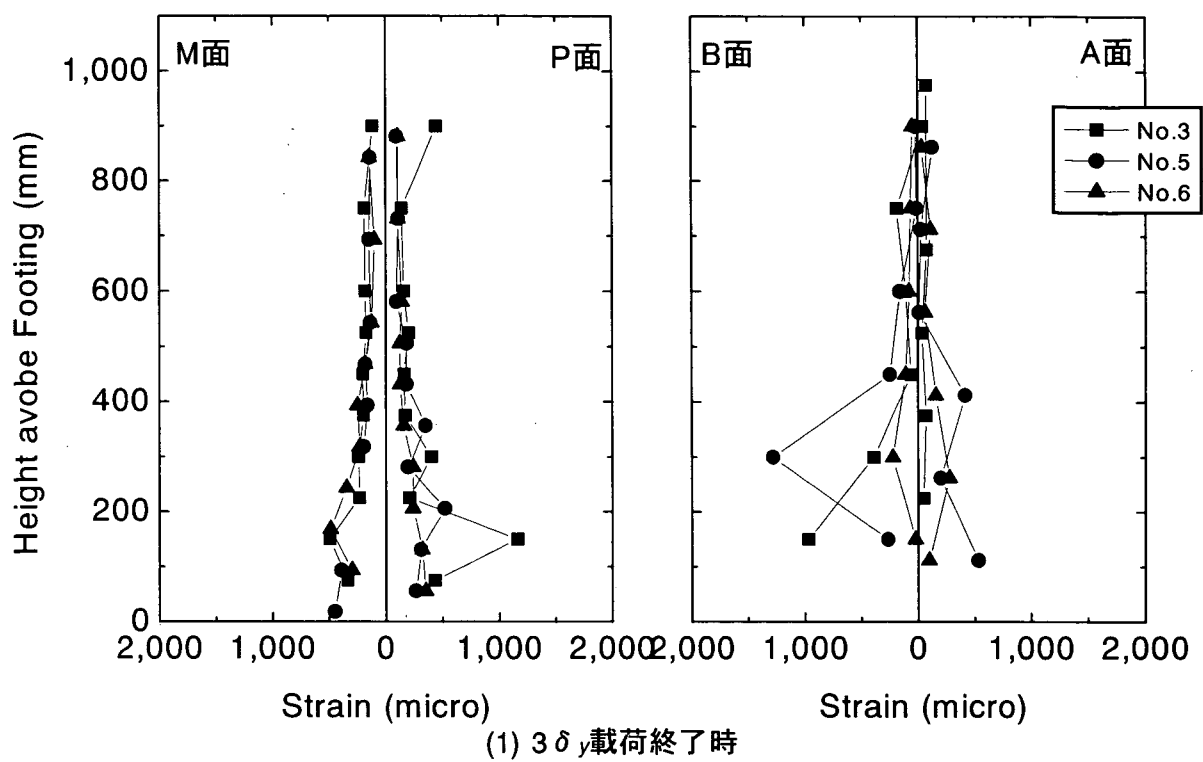


図-4.14 No.3, 5, 6供試体における帯鉄筋ひずみ分布

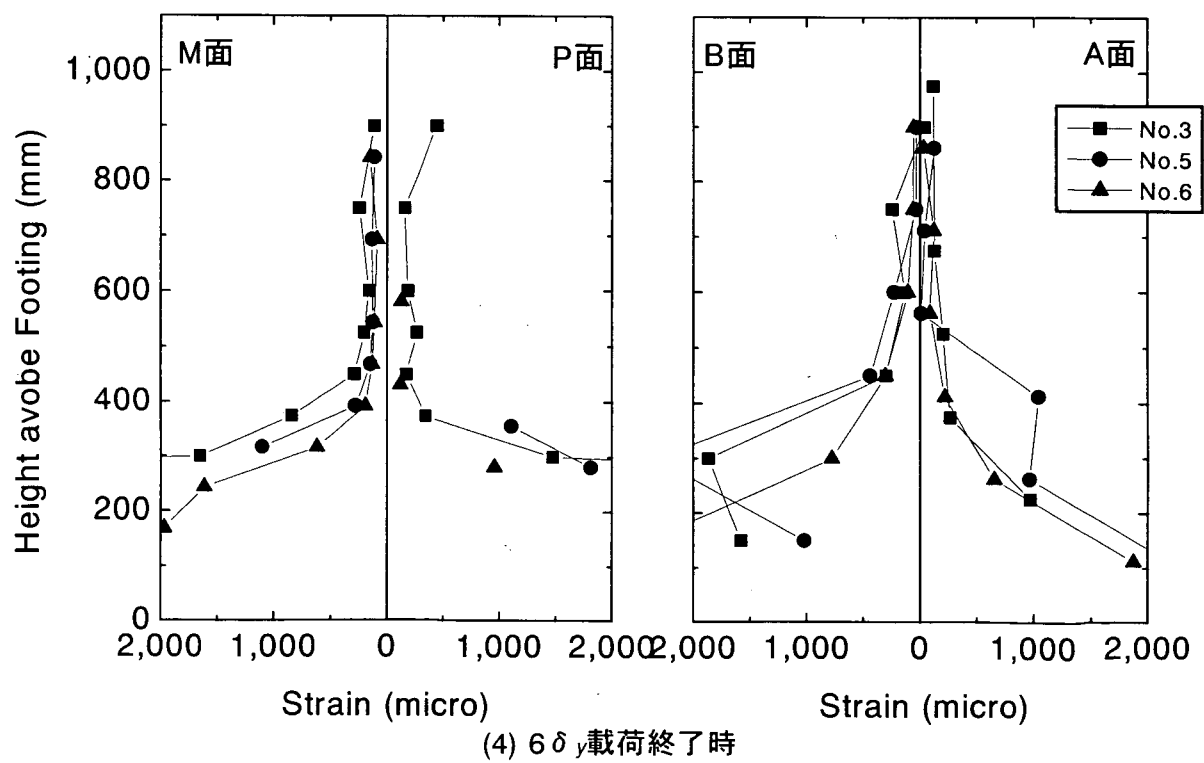
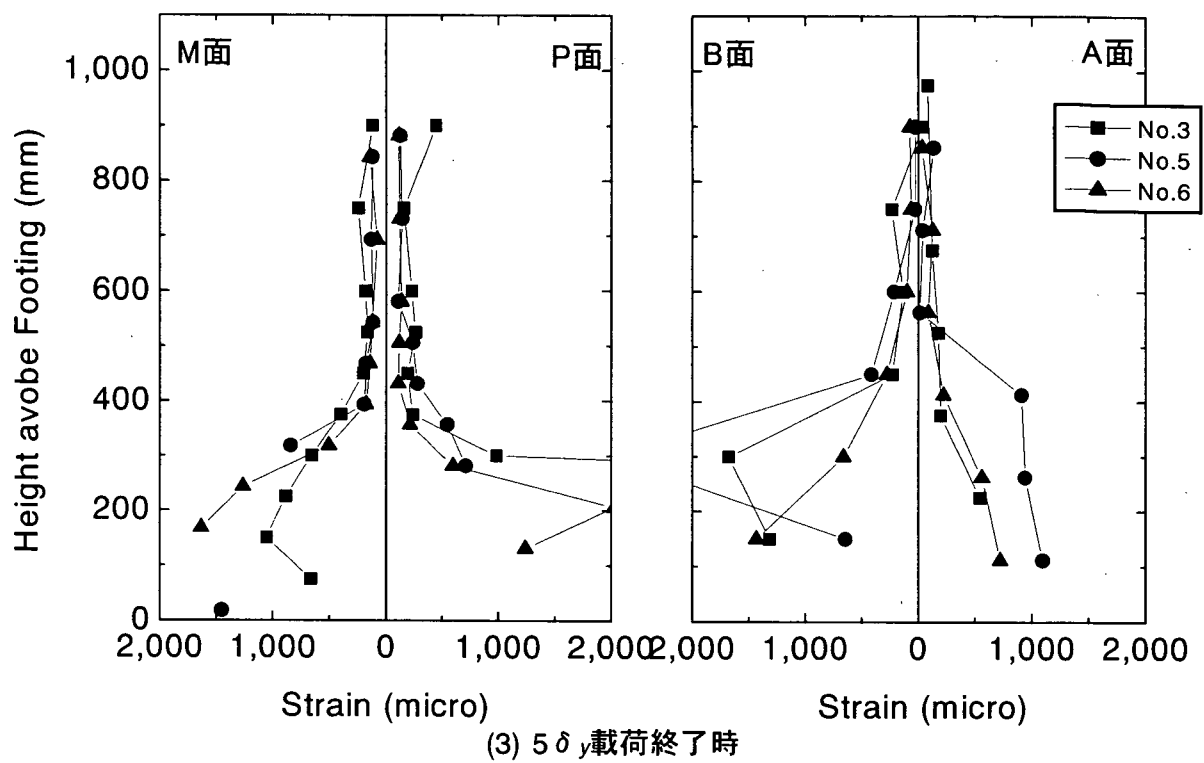


図-4.14 No.3, 5, 6供試体における帯鉄筋ひずみ分布

4.4 インターロッキング構造の適用性の検討

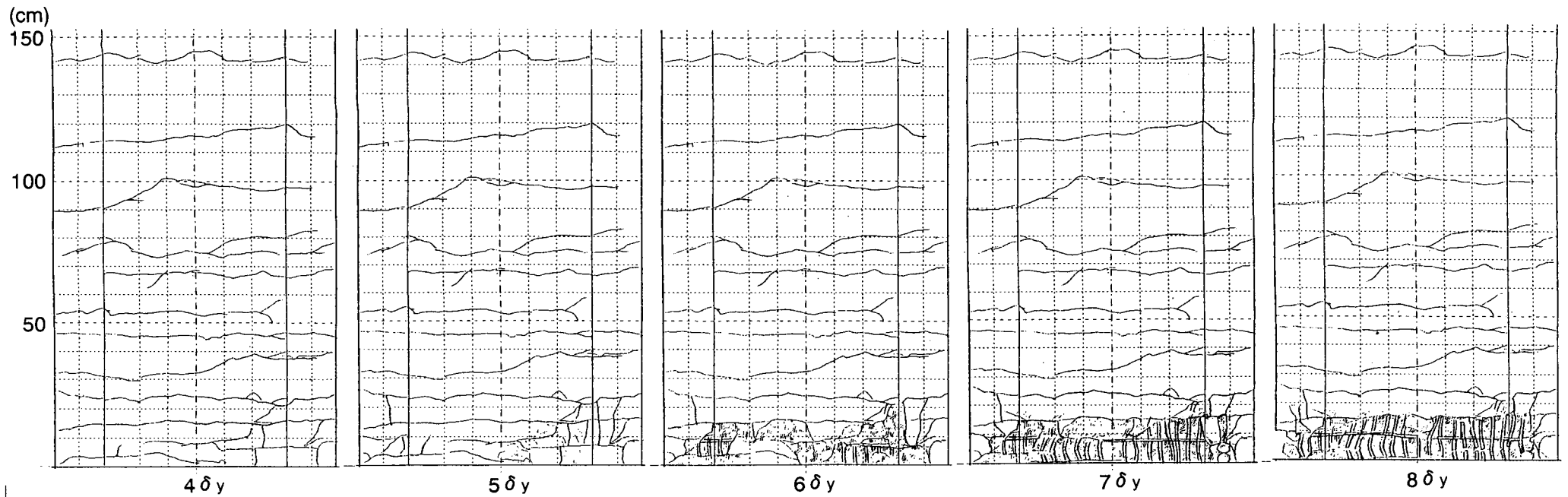
No.7供試体およびNo.3, No.8供試体は、高施工性・高耐震性構造を用いることによる配筋の合理化を目的とした、インターロッキング構造とその比較供試体である。これまでの各供試体における損傷の進展から、インターロッキング構造の適用性の検討を行う。

図-4.15は、No.7, 8両供試体のP面におけるかぶりコンクリートが剥離し始めた $4\delta_y$ 載荷以降の損傷の進展である。この図より、軸方向鉄筋の座屈は、No.7供試体では、 $7\delta_y$ 載荷時に柱基部より約150mmの範囲で生じているのに対して、No.8供試体では、 $6\delta_y$ 載荷時に柱基部より150mmの位置を頂点に約300mmの範囲で生じており、No.7供試体の方が軸方向鉄筋の座屈などの損傷の進展が遅くなっており、またその損傷領域も狭くなっていた。また、軸方向鉄筋の破断は、No.8供試体では、 $7\delta_y$ 載荷時に19本、 $8\delta_y$ 載荷時に13本生じたのに対して、No.7供試体では、 $7\delta_y$ 載荷時に1本し、 $8\delta_y$ 載荷時に3本、 $9\delta_y$ 載荷時に12本生じていた。なお、No.8供試体では、 $8\delta_y$ 載荷時に帯鉄筋も破断した。

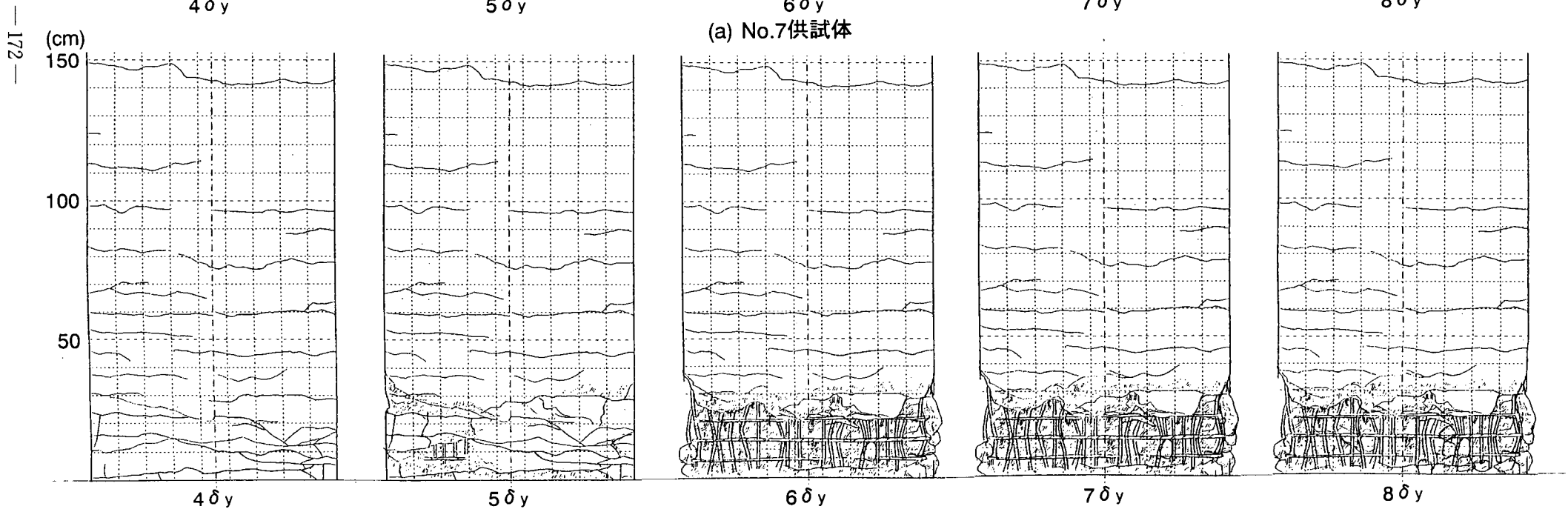
図-4.16に各供試体の水平変位-水平荷重履歴曲線より得られた包絡線を示す。また、同図には、地震時保有水平耐力法により算出した水平変位-水平荷重関係も併せて示している。なお、本計算では載荷実験におけるくり返し回数が3回であることから、タイプⅡの地震動を対象とした。また、インターロッキング橋脚の帯鉄筋比には、2章の表-2.1で示した、ラップ部を含む全帯鉄筋体積をかぶりコンクリート部分を除く有効断面内の体積で除した値 $\rho_s=0.347\%$ を用いた。

この図より、中間帯鉄筋を配置した矩形断面のNo.8供試体では、載荷実験より得られた水平変位-水平荷重包絡線と地震時保有水平耐力法の計算結果はよく一致している。一方、円形断面を有するNo.3供試体とインターロッキング構造断面のNo.7供試体では、載荷実験結果に対して地震時保有水平耐力法の計算結果が、やや小さめの値を与えることがわかった。

また、No.3供試体を含めた3体の供試体における水平変位-水平荷重関係の包絡線を各供試体の降伏変位および降伏時水平荷重で除して無次元化したものを図-4.17に示す。これより、負側の包絡線では軸方向鉄筋の座屈による水平荷重の低下過程に若干の差異はあるものの概ね同等の水平変位-水平荷重特性を有していることがわかる。また、No.7供試体とNo.8供試体の包絡線の比較より、インターロッキング構造を有するNo.7供試体では矩形断面を有するNo.8供試体に対して、横拘束鉄筋量が40%程度少ないにも関わらず同等の耐力変形性能を有していることがわかった。



(a) No.7供試体



(b) No.8供試体

図-4.15 No.7, 8供試体における損傷の進展の比較(P面)

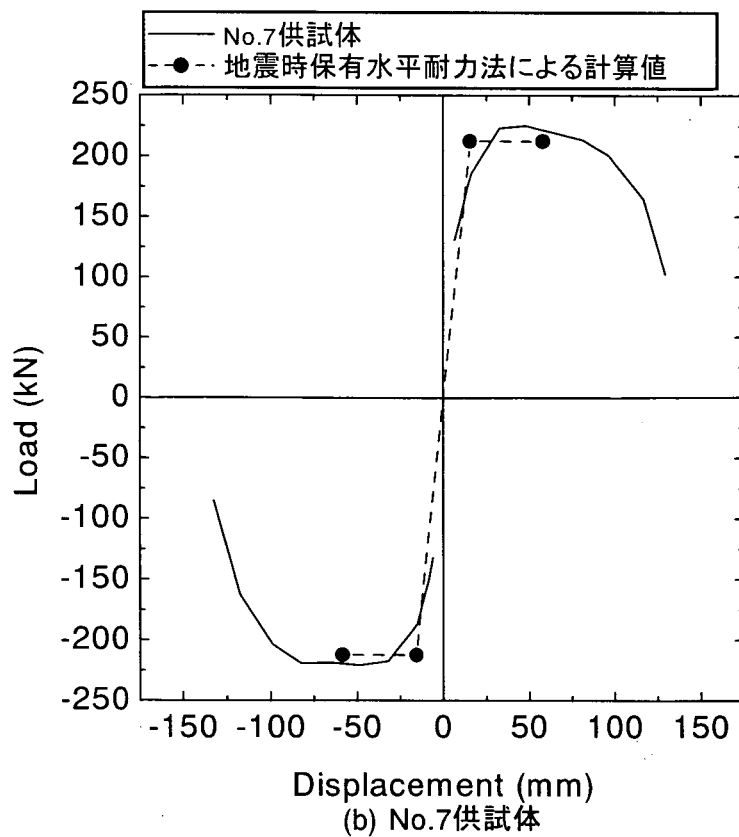
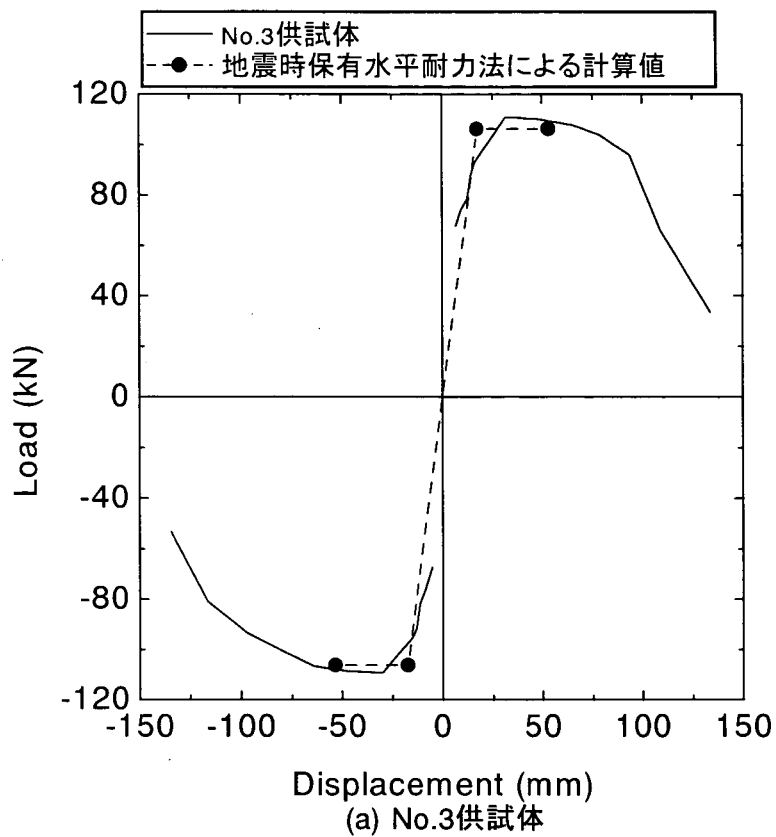


図-4.16(1) 水平変位－水平荷重の包絡線と地震時保有水平耐力法の計算結果

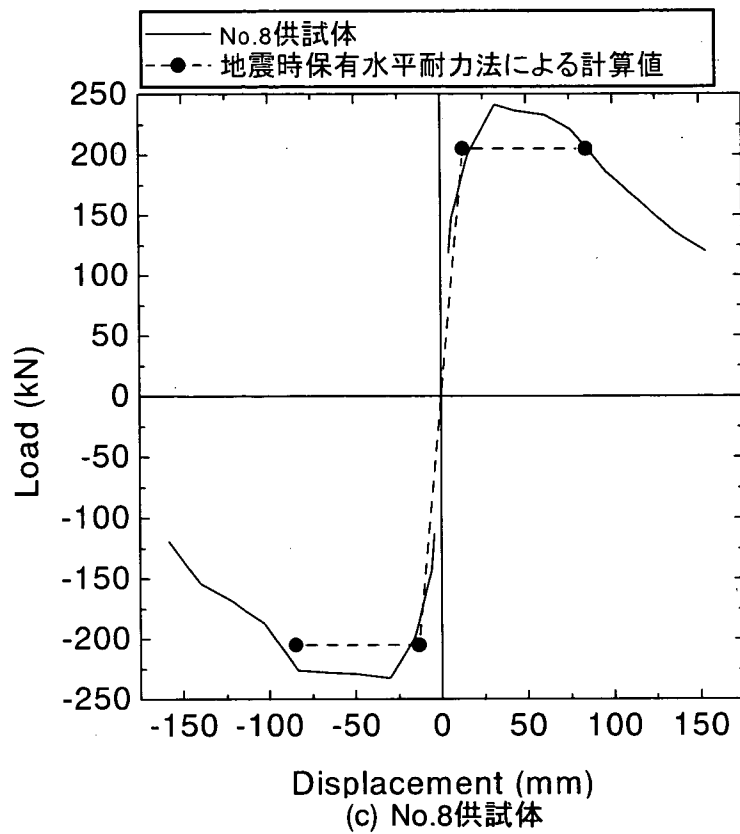


図-4.16(2) 水平変位-水平荷重の包絡線と地震時保有水平耐力法の計算結果

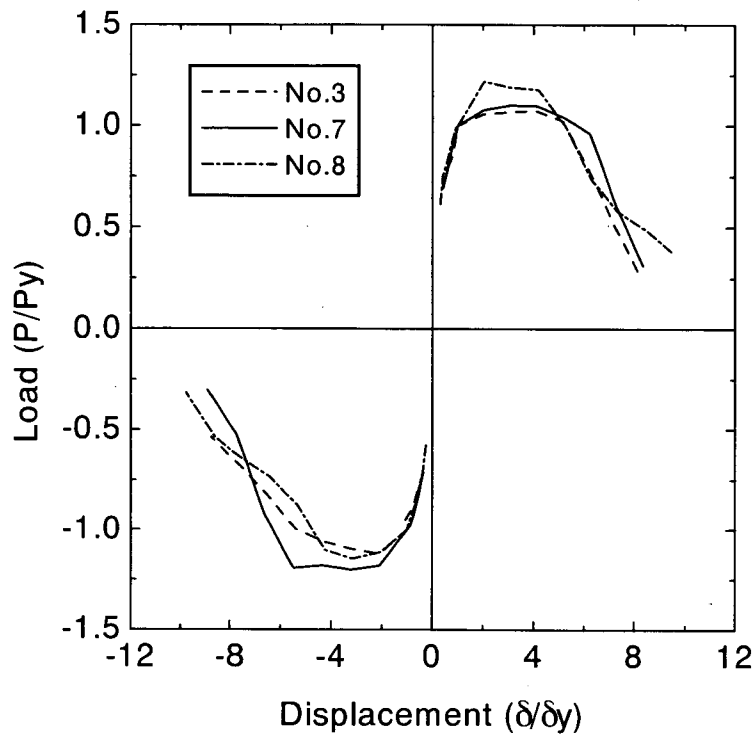


図-4.17 No.3, No.7, No.8供試体の水平変位-水平荷重の包絡線の比較

5. 結論

5.1 まとめ

本研究では、耐震安全性を確保したままで構造の合理化を図るとともに、従来よりコストパフォーマンスに優れた橋脚構造の開発を目的として、①帯鉄筋や中間帯鉄筋を密に配筋すべき橋脚の範囲の合理化、②高施工性を有する帯鉄筋の配筋方法、③高施工性・高耐震性構造の適用、について8供試体を用いた載荷実験を行った。それぞれの供試体における塑性変形性能について、損傷の進展モードを始め、軸方向鉄筋のひずみ、横拘束鉄筋のひずみ、塑性曲率分布、などについて比較検討を行った。

さらに、本実験結果を基に各種配筋合理化構造の適用性についても考察した。本研究により得られた知見をまとめると、以下の通りである。

- (1) 本研究で載荷実験を行った曲げ破壊先行型の供試体の損傷は、いずれも橋脚基部でコンクリートの曲げひび割れが発生、そのひび割れが進展・増加した後、軸方向鉄筋が座屈し、かぶりコンクリートが剥離・剥落するという進展となった。また、軸方向鉄筋の座屈は、水平耐力の低下と密接に関係しており、圧縮フランジ面における横拘束鉄筋も軸方向鉄筋の座屈とともに降伏に至した。塑性曲率分布は、橋脚基部を最大とする三角形分布に近い形状を示した。
- (2) 矩形断面橋脚における損傷領域に及ぼすせん断支間比の影響は、今回載荷実験を行ったせん断支間比3.0～5.0の範囲では、軸方向鉄筋が降伏に至った領域、塑性曲率が生じた領域ともに高さに対する比としては同等となった。また、曲げ損傷領域より柱上方の柱断面の帯鉄筋には、ひずみはほとんど生じなかった。この結果から、曲げ損傷領域ではコアコンクリートの拘束を考慮して帯鉄筋を適切に設定する必要があるが、曲げ損傷領域以外ではせん断耐力を満足する配置でよいことがわかった。実験によればこの曲げ損傷領域は、高さに対する比として約0.13 h 、軸方向鉄筋が降伏に至った領域としては約0.2 h となった。
- (3) 軸方向鉄筋径の異なる円形断面橋脚では、軸方向鉄筋が降伏に至った範囲、軸方向鉄筋の座屈長、塑性曲率分布、軸方向鉄筋のフーチングからの伸び出し量は、ほぼ同じであった。しかしながら、軸方向鉄筋の座屈、水平耐力の低下を生じた載荷ステップは、軸方向鉄筋に太径の鉄筋を用いた供試体の方が遅く、高い変形性能を有していた。
- (4) 横拘束鉄筋にスパイラル鉄筋およびPC鋼線を用いた円形断面橋脚では、通常の帯鉄筋を用いたものとほぼ同等の水平耐力ー水平変位関係を有していた。

- (5) 高施工性を有する構造であるインターロッキング橋脚では、単円形式の帯鉄筋配置とした橋脚模型と同等の変形性能を有していた。また、断面形状を考慮し同等の帯鉄筋拘束効果となるように中間帯鉄筋を配置した長方形断面の橋脚模型とも同等の変形性能を有していた。この実験結果によれば、横拘束鉄筋の量は、インターロッキング構造を用いることにより長方形断面の60%程度とすることができる。

5.2 今後の課題

今後、鉄筋コンクリート橋脚の塑性変形性能の評価手法を高精度化をはかり、より、施工性、コストパフォーマンスに優れたRC橋脚の開発には、以下の課題について研究を行っていく必要があると考えられる。

(1) 鉄筋における機能明確化の検討

機能に則した鉄筋の配置により配筋の合理化を図ることを目的として、鉄筋の機能における曲げ耐力、せん断耐力および損傷領域への寄与度に関する検討。

(2) 施工が容易となる高施工性構造の検討

高施工性継手、継手部・定着部に利用可能な補助治具の開発を目的として、定着部・継手部に必要とされる性能の明確化の検討。

(3) プレファブ化鉄筋を用いたRC構造の耐震性能の検討

プレファブ化された工場製作された配筋構造の開発を目的として、これらの耐震性能の検討。特に鉄筋相互間やフーチング部との接合性の検討。

(4) 新材料を用いた中間帯鉄筋の拘束効果の検討

より施工性の良い新材料の活用した帯鉄筋、中間帯鉄筋の開発を目的として、FRPロッドなどにおけるコアコンクリートの拘束・せん断補強に対する適用性の検討。

【参考文献】

- 1) H. Tanaka and R. Park: Seismic Design and Behavior of Reinforced Concrete Columns with Interlocking spirals, ACI Structural Journal, March-April, 1993
- 2) Hosikuma, J., Kawashima, K., Nagaya, K. and Taylor, A.: Stress-Strain Model for Confined Reinforced Concrete in Bridge Piers, Journal of Structural Engineering, Vol.123, No.5, ASCE, 1997.
- 3) 太田実：繰返し荷重下における鉄筋コンクリート橋脚の挙動に関する実験的研究、土木学会論文集、第292号pp.65-74、1979年2月
- 4) 太田実：単一柱形式鉄筋コンクリート橋脚の耐震設計法に関する研究、土木研究所報告第153号、1980年3月
- 5) 星隈順一、運上茂樹、川島一彦、長屋和宏：載荷繰返し特性と塑性曲率分布に着目した曲げ破壊型鉄筋コンクリート橋脚の塑性変形性能とその評価法、構造工学論文集 Vol. 44A、1998年3月