

土 木 研 究 所 資 料

高強度材料を用いた鉄筋コンクリート橋脚の
耐力・変形性能の評価に関する研究
(その 1 : 正方形断面を有する橋脚)

平成 18 年 2 月

独 立 行 政 法 人 土 木 研 究 所
耐震研究グループ耐震チーム

Copyright © (2006) 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。

高強度材料を用いた鉄筋コンクリート橋脚の 耐力・変形性能の評価に関する研究 (その 1 : 正方形断面を有する橋脚)

耐震チーム

上席研究員
研 究 員

運上 茂樹
西田 秀明

要 旨

断面縮小による自重の低減や建設コスト縮減を目的として、高層建築物の鉄筋コンクリート柱部や橋脚高さの高い鉄筋コンクリート橋脚に高強度材料を用いている事例がある。このような利点は、都市内高架橋などの標準的な橋脚についても同様であると考えられることから、今後高強度材料の使用事例が増えると推測される。

本研究では、コンクリート設計基準強度 60N/mm^2 、鉄筋 USD685 相当までの高強度材料を用いた曲げ破壊先行型鉄筋コンクリート (RC) 橋脚の地震時の破壊特性や耐力、変形特性の検証および耐震性能照査法の確立を目的として、正方形断面を有する RC 橋脚模型の正負交番載荷実験を行い、道路橋示方書の耐力・変形特性評価式との比較および整理を行ったものである。

キーワード : 鉄筋コンクリート橋脚、高強度コンクリート、高強度鉄筋、矩形断面

目 次

1	概説	1
2	正負交番載荷実験	2
2.1	橋脚模型供試体諸元	2
2.2	測定項目と測定方法	5
2.2.1	水平荷重および水平変位	5
2.2.2	軸方向鉄筋のひずみと曲率および軸方向鉄筋の伸び出しによる変形	5
2.2.3	フーチングの剛体挙動による変形	7
2.2.4	横拘束鉄筋による拘束効果	7
2.3	載荷方法	8
2.4	実験結果	8
2.4.1	損傷状況	8
2.4.2	水平荷重－水平変位関係	15
2.4.3	履歴吸収エネルギー	18
2.4.4	軸方向鉄筋ひずみ分布と曲率	19
2.4.5	軸方向鉄筋のフーチングからの伸び出しによる水平変位	21
2.4.6	横拘束鉄筋のひずみ分布	22
2.4.7	等価減衰定数と等価剛性	23
3	地震時保有水平耐力法による耐力・変形性能と実験値の比較	24
3.1	道路橋示方書に基づく耐力・変形性能の評価値と実験値の比較	24
3.2	高強度材料を用いた鉄筋コンクリート橋脚の耐力・変形性能の評価における パラメータの設定	25
3.2.1	コンクリートの応力度－ひずみ関係および終局ひずみの定義	25
3.2.2	塑性ヒンジ長	28
3.3	高強度材料を用いた鉄筋コンクリート橋脚の耐力・変形性能の評価結果と実験値の比較	29
4	まとめ	44
	参考文献	45
	参考資料	47
I	損傷進展状況(写真および図)	47
II	各測定値の進展状況	125
III	最大曲率分布の進展状況	193

1 概説

我が国における土木・建築構造物の設計は、仕様規定に基づく設計法から性能照査型設計に移行しつつあり、道路橋についても平成 14 年の道路橋示方書改訂により性能照査型設計法へ移行した。これに伴い、所定の性能を満足することを示すことができればよくなったことから、設計の自由度が増し、従来一般に活用されてこなかった高強度材料や新構造を用いた橋梁形式の提案が増えるものと予想される。

その一つとして、断面縮小による自重の低減や建設コスト縮減を目的として構造物に高強度材料を用いる事例がある。高強度材料は、建築構造物では高層建築をはじめ既に多く使われているものの、土木構造物への適用事例はそれに比べるとまだ少ない。鉄筋コンクリート橋脚（以下、「RC 橋脚」）については、奈良県の七色高架橋¹⁾や日本道路公団の鷺見川橋²⁾など、橋脚高さの高い場合や山岳地など建設地点の地形条件が厳しいに高強度材料を用いた事例がいくつかある。しかし、橋脚や基礎の規模縮小および建設コスト縮減といった利点は、都市内高架橋などの標準的な橋脚についても同様であるため、今後高強度材料の使用事例が増えると考えられる。

高強度材料の適用に関する研究は、梁部材についてはせん断耐力に関する研究³⁾、柱部材については鉄道橋橋脚や道路橋橋脚に関する研究¹⁾⁴⁾、要素実験としては高流動高強度コンクリートと高強度鉄筋の付着特性に関する研究⁵⁾などがあるが、標準的な強度を対象としたものに比べると少ない。また、現在の道路橋示方書Ⅳ下部構造編⁶⁾で想定している構造物の使用材料強度の上限（許容応力度が示されている上限）はコンクリート 30N/mm²、鉄筋 SD345 であり、高強度材料を用いる場合は個別に照査の妥当性を検証する必要がある。よって、高強度材料をより一般的に使用するには、高強度材料を用いた場合の耐力や変形性能など諸特性を明らかにし、評価式や照査法などを示すことが重要であるといえる。

本研究では、コンクリート設計基準強度 60N/mm²、鉄筋 USD685 相当までの高強度材料を用いた曲げ破壊先行型 RC 橋脚の地震時の破壊特性や耐力、変形特性の検証および耐震性能照査法の確立を目的として、正方形断面を有する RC 橋脚模型の正負交番載荷実験を行い、道路橋示方書に基づく耐力・変形特性評価式との比較および整理を行ったものである。

2 正負交番載荷実験

2.1 橋脚模型供試体諸元

コンクリートおよび鉄筋の材料強度、軸方向鉄筋比、横拘束鉄筋体積比をパラメータとした5体の供試体を製作した。実験を行った供試体の材料特性および諸元を表-2.1および図-2.1に示す。

供試体Nは、平成9年度に実施した600mm四方の正方形断面であり、標準的な材料強度（コンクリート設計基準強度 27N/mm^2 、SD295A鉄筋）を用いたものである。軸方向鉄筋はD13を28本（軸方向鉄筋比0.99%）、帯鉄筋はD6を75mm間隔（横拘束鉄筋体積比0.33%）で配筋した。かぶり厚さは40mmで、せん断支間比は5.02（載荷点高さ3,010mm）である。

供試体Aは、供試体Nのコンクリートおよび軸方向鉄筋を、コンクリート設計基準強度 60N/mm^2 、軸方向鉄筋の降伏強度 685N/mm^2 （USD685）に変更したものである。

供試体Bは、供試体Aに対して軸方向鉄筋比を増したもので、軸方向鉄筋としてD13を42本（軸方向鉄筋比1.48%）配筋したものである。この際、軸方向鉄筋のあきを確保しつつ軸方向鉄筋量を増やすために載荷面に対して平行に二段配筋した。

供試体Cは、供試体Aの横拘束鉄筋にも高強度材料を用いたものであり、横拘束鉄筋の高強度化が拘束効果ならびに変形性能に及ぼす影響を検討するためのものである。

供試体Dは、供試体Cの横拘束鉄筋量を増やし、帯鉄筋間隔を75mmから50mmに変更すると共に、載荷方向に中間帯鉄筋を1本追加し横拘束鉄筋体積比を供試体Nの約3倍にあたる0.98%としたものである。

供試体CおよびDの、高強度鉄筋を横拘束鉄筋に用いた場合の端部定着は、通常強度の場合と同様に帯鉄筋は鋭角フック、中間帯鉄筋は半円形フックとした。この際、本実験で使用した高強度鉄筋は曲げ加工性能が通常強度と同程度であることが確認されていることから、曲げ内半径も通常強度と同様の規定⁶⁾によるものとした。また、供試体A～Dでは、フーチング部にも高強度コンクリートを使用した。

表-2.1 実験供試体の材料特性

(1) コンクリート

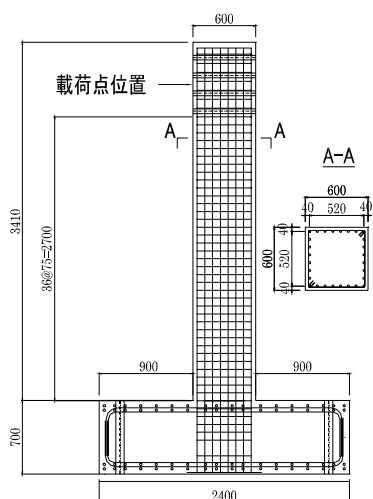
供試 体名	橋脚部			フーチング部
	圧縮強度 (N/mm ²)	弾性係数 (N/mm ²)	ポアソン 比	圧縮強度 (N/mm ²)
N	37.2	2.98×10^4	—	—
A	60.5	4.23×10^4	0.199	62.5
B	60.9	4.11×10^4	0.189	
C	69.3	4.10×10^4	0.202	77.2
D	70.6	4.07×10^4	0.208	

(2) 軸方向鉄筋

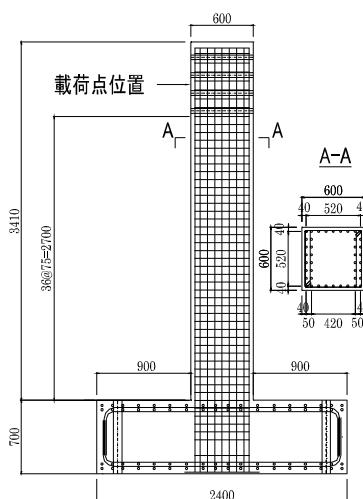
供試 体名	降伏強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	弾性係数 (N/mm ²)	破断ひずみ (%)	鉄筋比 (%)
N	370	523	1.90×10 ⁵	—	0.99
A	713	937	1.90×10 ⁵	8.7	
B					1.48
C	749	926	1.93×10 ⁵	10.6	0.99
D					

(3) 横拘束鉄筋

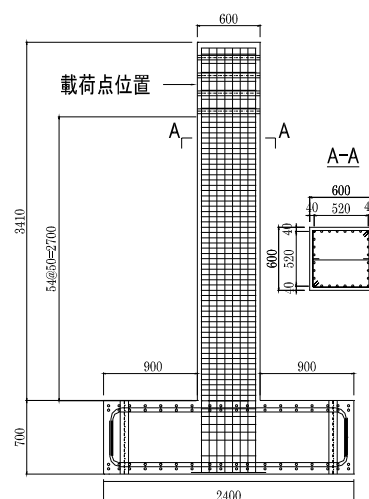
供試 体名	降伏強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	弾性係数 (N/mm ²)	破断ひずみ (%)	鉄筋比 (%)
N	340	—	1.77×10 ⁵	—	0.33
A	319	472	1.72×10 ⁵	16.3	
B					
C	746	946	1.90×10 ⁵	9.9	
D					



(1) 供試体 N、A、C



(2) 供試体 B



(3) 供試体 D

図-2.1 実験供試体諸元 (単位:mm)

(左右方向が載荷方向に対応)

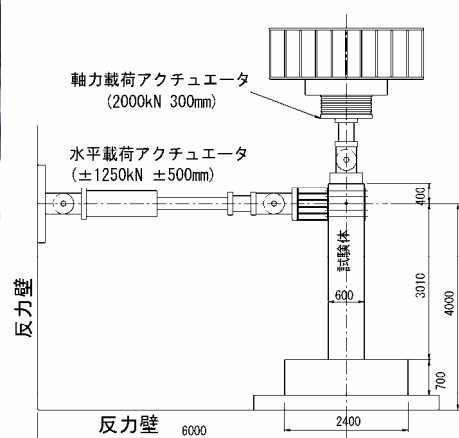
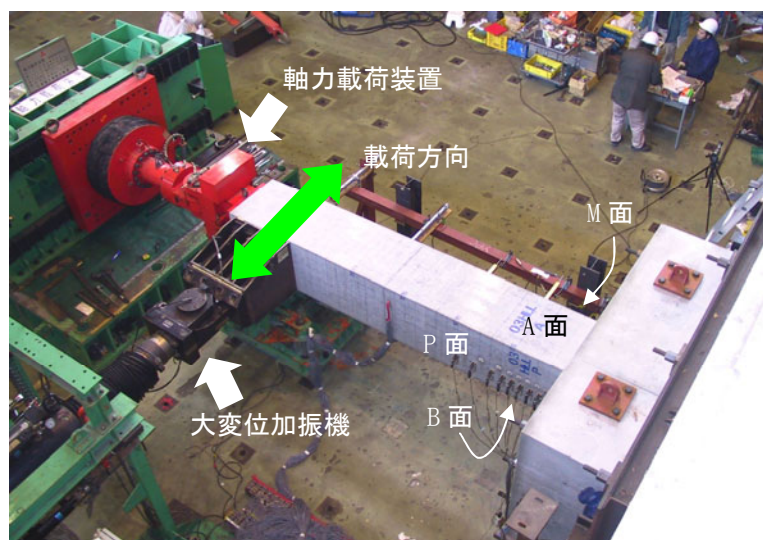


写真-2.1 実験供試体設置状況

2.2 測定項目と測定方法

2.2.1 水平荷重および水平変位

RC 橋脚の水平荷重は大変位加振機に取り付けられているロードセルの出力値を、また、水平変位は別途設置した外部変位計による値を用いた。

2.2.2 軸方向鉄筋のひずみと曲率および軸方向鉄筋の伸び出しによる変形

曲げ損傷先行型 RC 橋脚では、載荷が進むにつれて橋脚基部付近が塑性化する。橋脚の塑性化領域は軸方向鉄筋のひずみおよび塑性曲率と密接に関係している。そこで、この範囲を定量的に評価するために、軸方向鉄筋のひずみと曲率を供試体基部付近において断面高さの約 1.5 倍の区間で測定した。軸方向鉄筋のひずみ測定位置を図-2.2 に示す。曲率は、断面の平面保持の仮定が成り立つものとして、図-2.3 に示すように載荷方向に供試体内に貫通させた鋼棒間の鉛直変位測定値から求めた引張側側面および圧縮側側面のひずみを用いて、計測区間における平均曲率を式(2.1)より求めた。

$$\phi = \frac{\Delta_T - \Delta_c}{dh} \quad (2.1)$$

ϕ : 曲率

Δ_T 、 Δ_c : 引張側側面および圧縮側側面の相対変位

d : 引張側側面と圧縮側側面に配置された変位計の距離

h : 計測区間長

ここで、計測区間長は、供試体基部から 37mm～517mm では 80mm、517mm～617mm では 100mm、617mm～937mm では 160mm とした。

載荷点位置での変形には、曲げ変形と塑性変形の他に、フーチングからの軸方向鉄筋の伸び出しに伴う剛体の回転変形が含まれている。この回転変形は、供試体基部と基部から 37mm の高さにおける引張側および圧縮側の相対変位が全て剛体の回転変形により生じていると仮定し、式(2.2)により算出した回転角 θ に載荷点高さを掛け合わせて求めた。

$$\theta = \tan^{-1} \frac{\Delta_T - \Delta_c}{d} \quad (2.2)$$

また、供試体 C および D では、載荷面 (P 面、M 面) にある軸方向鉄筋の基部にワイヤーをつけ、それをシース管内に通して変位計に接続することで直接鉄筋の伸び出し量を測定し (写真-2.2)、その相対変位からも回転角を求めた。

さらに、軸方向鉄筋の伸び出しはフーチング内における軸方向鉄筋のひずみ分布と関係していることから、フーチング内の軸方向鉄筋ひずみも測定した。

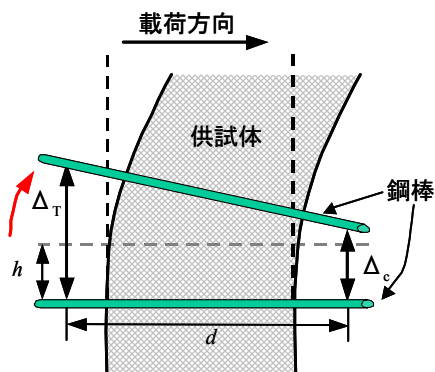


図-2.3 曲率の測定方法

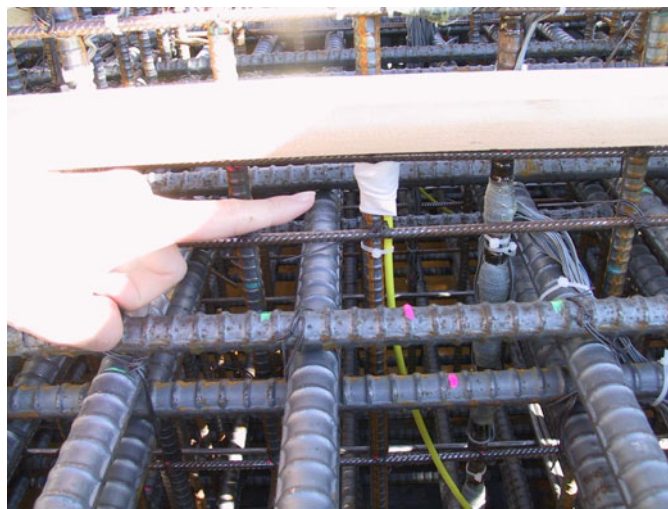


写真-2.2 軸方向鉄筋伸び出し量の直接計測

白い部分が定着部

シース管の中にワイヤーが通っている

2.2.3 フーチングの剛体挙動による変形

フーチングはPC 鋼棒を介して反力壁に固定しているが、載荷に伴い若干ながらスウェイおよびロッキング挙動をする。そこで、フーチング部において載荷方向に対し二点で水平変位および鉛直変位を測定し、その相対変位からロッキングによる変形分を考慮し、載荷点変位への影響を控除した。

2.2.4 横拘束鉄筋による拘束効果

横拘束鉄筋による拘束効果を検討するために、供試体基部付近の断面の横拘束鉄筋ひずみを測定した。測定位置を図-2.2 に示す。

2.3 載荷方法

載荷は変位制御により行い、基準変位の整数倍の変位毎に正弦波を3波ずつ正負交番載荷した。

基準変位 δ_0 としては、一般に部材の降伏時変位や最外縁軸方向鉄筋が初降伏する時の変位、ドリフト比などが用いられる。しかし、高強度材料を使用した部材は標準的な強度の部材の場合と比べて降伏変位が大きいため、各供試体の降伏変位を基準とすると、ある変形時までの載荷繰返し回数が標準的な強度の部材に比べて少なくなる。載荷繰返し回数の違いにより損傷の進展やじん性が異なる可能性があることから⁷⁾、ここでは供試体 N の初降伏変位である 11.0mm（ドリフト比で示すと 0.00365）を基準変位として統一して用いた。

軸力は、標準的な道路橋橋脚に作用している軸力相当として、供試体基部での軸応力度が 1.0N/mm^2 になるように載荷した。

2.4 実験結果

2.4.1 損傷状況

損傷はいずれの供試体でも曲げ破壊先行型となり、曲げひびわれ、かぶりコンクリートの剥離および剥落、軸方向鉄筋の座屈および破断の順番で発生した。以下に、詳細を示す。なお、供試体 N については、ひずみの測定範囲などについて一部条件が異なる場合があること、高強度材料を用いた供試体の特性に関する検討が主眼をおいていることから、以後、比較の上で重要となる点についてのみ記述する。

(1) 供試体 N

$7\delta_0$ までは全体的に水平ひびわれが増え、断面を横断するほどのひびわれが供試体基部から 1,500mm 程度の高さまで生じた。ひびわれは、当初はほぼ帯鉄筋間隔(75mm)と同程度の間隔で発生したが、 $4\delta_0$ からは基部付近に集中した。 $8\delta_0$ でかぶりコンクリートの剥離が始まり、 $10\delta_0$ では基部から 400mm の高さまで剥離・剥落および軸方向鉄筋の座屈が顕著になった。 $11\delta_0$ で M 面側、 $12\delta_0$ で P 面側の軸方向鉄筋がそれぞれ 1 本破断し、載荷を終了した。

(2) 供試体 A (表-2.2)

$9\delta_0$ でかぶりコンクリートの剥落が生じた。ここで、かぶりコンクリートの剥落は、軸方向鉄筋が目視により確認できる段階とした。最初に引張側となる P 面の損傷が反対側（圧縮側）の M 面より $1\sim 2\delta_0$ 分早く進展した。最終的には、 $12\delta_0$ の 1 波目まで載荷し、軸方向鉄筋が 4 本破断、帯鉄筋のフックが 1 箇所はずれた。また、かぶりコンクリートの剥落領域は、柱基部から高さ 400mm 程度までであった。

(3) 供試体 B (表-2.3)

供試体 A に比べて $2\delta_0$ 程遅い $11\delta_0$ でかぶりコンクリートの剥落が生じた。これ以降の損傷の進展は早く、最終的には、 $13\delta_0$ の 3 波目まで載荷し、軸方向鉄筋が 5 本破断した。また、かぶりコンクリートの剥落領域は、供試体 A と同様、柱基部から高さ 400mm 程度までであった。

(4) 供試体 C (表-2.4)

損傷状況は供試体 A と非常に似ており、 $9\delta_0$ でかぶりコンクリートの剥落が生じ、最終的に $12\delta_0$ の 3 波目まで載荷を行った。軸方向鉄筋は 2 本破断し、帯鉄筋のフックが 1 箇所ではずれた。かぶりコンクリート

の剥落領域は、上記 2 供試体とほぼ同様の、柱基部から高さ 400mm 程度までであった。

(5) 供試体 D (表-2.5)

かぶりコンクリートの剥落は、供試体 A および C よりやや遅い $10\delta_0$ で生じた。最終的なかぶりコンクリートの剥落領域は、供試体 A、B および C では柱基部から高さ 400mm 程度でほぼ同じであったが、供試体 D は 300mm 程度と狭くなった。軸方向鉄筋は、 $11, 12\delta_0$ の載荷で両載荷面 (P 面、M 面) のほとんどの鉄筋にあたる計 13 本が破断した。また、帯鉄筋は、かぶりコンクリート剥落高さの中間部付近でフックがはずれるとともに、さらに高さ 100mm および 150mm の帯鉄筋が中間帯鉄筋のフック位置で破断した。

表-2.2(1) 供試体 A の損傷進展状況

(数値のみは水平ひびわれ発生位置、「-」は同一ひびわれ、「～」は領域を示す)

δ_0	損傷状況(数値は柱基部からの高さ)
1	P 面 ; 100、150、300-400、550、750 B 面 ; 150-250、350、500、650、700、800、1000 M 面 ; 200、250、300-400、650、750、850、950-1000 A 面 ; 150-200、300-400、600-650、750
2	P 面 ; 250-300、950、1050 B 面 ; 350、500-700、700-800、900、1000 M 面 ; 550、1150-1200、1300、1400、1500-1550 A 面 ; 150、950-1000
3	P 面 ; 300、650、1250、1300-1350 B 面 ; 1100 M 面 ; 600、950、1150、1550、1800、1950 A 面 ; 500、1150、1250、1350-1500、1800、1950
4	P 面 ; 100、900、1800、1950 B 面 ; 1400、1550、1650、1700、1850、1900-2000 M 面 ; 700、1450 A 面 ; 900、1650、2000
5	P 面 ; 150、350、700、1400、2100 B 面 ; 300-400、500-550、1200-1400、2100 M 面 ; 150、300、2100 A 面 ; 150、2100
6	ひびわれが進展。基部に損傷が集中し始める。
7	P 面 ; PA 角一部剥離 B 面 ; 200-550 に多数、600-700 M 面 ; 300-350 A 面 ; 250-400 に多数、700
8	P 面 ; 50-100 剥離 B 面 ; 0-550 に多数 M 面 ; 0-400 に多数 A 面 ; 0-350 に多数
9	P 面 ; 0-300 剥落 300-400 剥離 軸方向鉄筋 225mm 付近を中心に座屈 B 面 ; 0-400 BP 角剥落 M 面 ; 100-200 剥落 A 面 ; 0-300 PA 角剥落、150 のひびわれ大

表-2.2(2) 供試体 A の損傷進展状況

(数値のみは水平ひびわれ発生位置、「ー」は同一ひびわれ、「～」は領域を示す)

δ_0	損傷状況(数値は柱基部からの高さ)
10	P 面 ; 0～400 剥落、150 内部コンクリートひびわれ B 面 ; 0～400 P 面側 20cm 剥落、軸方向鉄筋 B 面側 3 本座屈 M 面 ; 0～100 剥離 A 面 ; 0～300P 面側 20cm 剥落
11	P 面 ; 軸方向鉄筋 3 本 (A 面側 2 本と B 面側 2 本目) 200mm 付近中心に破断 175mm 位置帯鉄筋フックはずれ B 面 ; 0～350 剥離 M 面 ; 0～300 剥離、剥落 軸方向鉄筋座屈 A 面 ; 0～350 剥離
12-1	M 面 ; 軸方向鉄筋 MB 角 1 本、200mm 付近を中心に破断

表-2.3(1) 供試体 B の損傷進展状況

(数値のみは水平ひびわれ発生位置、「ー」は同一ひびわれ、「～」は領域を示す)

δ_0	損傷状況(数値は柱基部からの高さ)
1	P 面 ; 150、250、350、450、550、600～700、800、900、1050、1100、1200～1300 B 面 ; 250、450、550、700～750、850 M 面 ; 150、250、300、450、550、650、750、900、1350 300～400 縦ひびわれ A 面 ; 150、250、350、450、550、650、750 900、1000、1200 角部ひびわれ
2	P 面 ; 150、200、300、350、450、550、750、800～900、1050、1150、1250、1350、1450、1700、1800 B 面 ; 50、150、1200、1300、1400、1550 M 面 ; 850、900～1050、1150、1250、1400、1500、1550、1650、1800 A 面 ; 50～100、900、1050、1200、1500、1600～1650
3	P 面 ; 500、1150、1500～1550、1800、1950～2000 B 面 ; 300、600、800、1000～1100、1700、1800、2000 M 面 ; 300、400、600、800、1450、1700、1900、2000 両角から放射状にフーチングにひびわれ A 面 ; 1150、1700
4	P 面 ; 100、250、800、1000、1400、1900、2050、2250 B 面 ; 300、450、600、900、1400、1700、2000～2100 M 面 ; 350、650、1150、1350、1500、2150、2250 A 面 ; 800、1300～1450、1800～1950、2000～2200
5	P 面 ; 0～500、1300 B 面 ; 0～500、1400 M 面 ; 0～600 A 面 ; 0～500、1000、1200、1400
6	P 面 ; 基部付近かぶりコンクリート剥離、0～350 ひびわれ多数、1150 B 面 ; 0～700 斜めひびわれ目立つ M 面 ; 0～200 斜めひびわれ目立つ A 面 ; 0～1000 斜めひびわれ目立つ
7	P 面 ; 0～50 かぶりコンクリート剥離、0～400、2300～2400 B 面 ; 0～400、700～900、1300～1500、2200～2300 M 面 ; 0～50 中央部剥離、0～400、2300、2400 A 面 ; 200、500、800、1800

表-2.3(2) 供試体 B の損傷進展状況

(数値のみは水平ひびわれ発生位置、「ー」は同一ひびわれ、「～」は領域を示す)

δ_0	損傷状況(数値は柱基部からの高さ)
8	P 面 ; PB 角 0～300 剥離、0～500 B 面 ; MB 角 0～200 剥離、0～500 M 面 ; 0～50 剥落、0～500 ひびわれ多数、1200～1500 縦ひびわれ、1900 A 面 ; 0～500、700、1000 斜めひびわれ
9、10	コンクリート一部剥落
11	P、M 面 ; 0～400 かぶりコンクリート剥落、鉄筋座屈 M 面 ; 0～50 剥落、0～500、1200～1500 縦ひびわれ、1900
12	MB 角鉄筋破断、B 面側から内部の軸方向鉄筋も見える
13	M 面側 2 本 (外側 1 本、内側 1 本)、P 面側 2 本 (外側) 軸方向鉄筋破断。

表-2.4(1) 供試体 C の損傷進展状況

(数値のみは水平ひびわれ発生位置、「ー」は同一ひびわれ、「～」は領域を示す)

δ_0	損傷状況(数値は柱基部からの高さ)
1	P 面 ; 150、300、550、750～850 B 面 ; 150、300、350、500～550、650、750 M 面 ; 150、250、400、450、550、650、750、950、1200、1400 A 面 ; 150、250、300、350、550、750、850、950、1750
2	P 面 ; 150、300、350、450、600、750、950、1100、1250 B 面 ; 300、400、600、850、950、1100、1250、1300 M 面 ; 150、250、600、700、900、1100、1350、1400、1600、1750～1800 A 面 ; 150、300、450、700、750、1000、1100、1250～1400
3	P 面 ; 450、850、1050、1350、1500、1550、1800 B 面 ; 300～500 縦ひびわれ多数、900、1550 M 面 ; 300、1000、1550、1650、1800 250～1100 B 面側 10cm 縦ひびわれ A 面 ; 250、400、650、1500～1550
4	P 面 ; 800、1250、1950 B 面 ; 700、1800、1950 200～400 縦ひびわれ M 面 ; 250～350 B 面側 8cm 縦ひびわれ、950～1150 B 面側 18cm 縦ひびわれ、1400 縦ひびわれ、2000 A 面 ; 150～300、850～950 (クロス状)、1900
5	P 面 ; 700、820、1700、2100 B 面 ; 0～300 斜めひびわれ多数、600、1800～1900 M 面側 10～20cm 斜めひびわれ、2100 M 面 ; 2150 A 面 ; 400～600、750～850、1800
6	P 面 ; 50、250 B 面 ; 200、1500～1600 A 面側 15cm 縦ひびわれ、フーチングにもひびわれ M 面 ; 350、450～600 B 面側 4cm 縦ひびわれ、1500～1600 A 面側 15cm 縦ひびわれ A 面 ; 100～400 中央に斜めひびわれ多数、800～950
7	P 面 ; 200、1050、1500 PA 角付近フーチングにひびわれ B 面 ; 100、200、250 M 面 ; 0～150、450～850 A 面側 4cm 縦ひびわれ A 面 ; 50、300～350、フーチングにひびわれ

表-2.4(2) 供試体 C の損傷進展状況

(数値のみは水平ひびわれ発生位置、「ー」は同一ひびわれ、「～」は領域を示す)

δ_0	損傷状況(数値は柱基部からの高さ)
8	P 面 ; PB 角 0~100 かぶりコンクリート剥離、400 B 面 ; 300-400 M 面 ; 0~400 B 面側ひびわれ多数 A 面 ; 50 (P 面側)、400-450、550-700 (M 面側) 1100-1200
9	P 面 ; 0~350 かぶりコンクリート剥離 (うち B 面側 10cm 剥落) B 面 ; P 面側 0~200 かぶりコンクリート剥落、200~350 剥離 75 M 面側 15cm ひびわれ大 M 面 ; 0~75 B 面側三角錘状にひびわれ A 面 ; 0~300 P 面側かぶりコンクリート剥離
10	P 面 ; 150 位置の帯鉄筋フックはずれる B 面 ; 0~300P 面側 20cm 剥落、0~100M 面側 10cm 剥落 M 面 ; 0~150B 面側 15cm 剥落、0~350 剥離 A 面 ; 0~300P 面側 4cm 剥落、20cm まで剥離、および M 面側 5cm 剥落 P 面側 550、M 面側 400 まで縦ひびわれ
11	P 面 ; 軸方向鉄筋 150 付近を中心として 2 本破断、150 内部コンクリートひびわれ B 面 ; 0~300 両側 20cm 剥落 M 面 ; 0~400 (A 面側は 300) 剥落 A 面 ; 0~300 両側 20cm 剥落 0~150 中央部剥離
12	P 面 ; 軸方向鉄筋 150 付近を中心として 1 本破断 B 面 ; 225 位置の BM 角帯鉄筋フックはずれる 0~350 剥落 M 面 ; 軸方向鉄筋 200 付近を中心として MA 角 1 本破断 A 面 ; 0~300 剥落

表-2.5(1) 供試体 D の損傷進展状況

(数値のみは水平ひびわれ発生位置、「ー」は同一ひびわれ、「～」は領域を示す)

δ_0	損傷状況(数値は柱基部からの高さ)
1	P 面 ; 100、175-100-175、300、400、450、525、750、850、1300、1450、1850 B 面 ; 150、250-450、350、550、800 M 面 ; 150、225、350、400、550、650、750-800、950、1000-1150 A 面 ; 100-150、350、400、500-550、700、900、950、1050、1450、1700、1900、2150、2350
2	P 面 ; 100、350、650-700、750、900、1000、1050、1150、1300、1450 B 面 ; 100、400、600-650、700、900、950、1100-1200、1300、1350-1450、2150、2250 M 面 ; 350、400-500 (数本、B 面側から 10cm)、700、850、1050、1100-1250、1350、2200、2350 A 面 ; 550、600、750、750-850、900、1050-1100、1150、1300、1500
3	P 面 ; 125、200-300 A 面側内 10cm 縦ひびわれ、600、750、850、900 B 面 ; 100-250、250、400-500、1000-1200 斜めひびわれ複数、1500、1650、1850 M 面 ; 0~550 と 1200~1350 A 側 10cm 内縦ひびわれ、500~800 B 面側 15cm 縦ひびわれ、100、200-350、1000、1450、1550、1600、1850、1950 A 面 ; 200、300~400 縦ひびわれ (M 面側 2、P 面側 1)、400~500 中央縦ひびわれ、600、600~700 P 面側縦ひびわれ、1050、1200、1500、1700、1850
4	P 面 ; 1550-1600、1650、1950-2000、2300 B 面 ; 0~100 P 面側縦ひびわれ、200-350、500-600、1050-1150、1450-1550、1950 M 面 ; 900~1000 P 面側 5cm 縦ひびわれ、1450、2000 A 面 ; 100、200-300 P 面側斜めひびわれ 2 本、600-750、750-900、1000

表-2.5(2) 供試体 D の損傷進展状況

(数値のみは水平ひびわれ発生位置、「ー」は同一ひびわれ、「～」は領域を示す)

δ_0	損傷状況(数値は柱基部からの高さ)
5	P 面 ; 100、850～950 A 面側 15cm 縦ひびわれ、950～1050 中央縦ひびわれ、1250 B 面 ; 100 M 面側縦ひびわれ、500～600 M 面側と中央 2 本縦ひびわれ、1000、1300—1350、1350—1450 フーチングにもひびわれ M 面 ; 50、250 A 面 ; 50、100～150 中央縦ひびわれ 2 本、250—350、350～400 中央縦ひびわれ、1300—1500 中央斜めひびわれ、1600、1700—1750 フーチングにもひびわれ
6	P 面 ; 100—200、350、2150 B 面 ; 0～250 ひびわれ多数、400—550 両側にひびわれ、800—950 M 面 ; 50、150、200、250 A 面 ; 150、250～400 縦ひびわれ多数、500、600—700
7	P 面 ; 0—50、1600—1700 B 面 ; 0～600 M 面 ; 0～400 A 面 ; 0～500、550—700、850、750—850 M 面側縦ひびわれ、900—1000
8	P 面 ; 0～300、2150、2300 B 面 ; 0～250、1900—1950 M 面 ; 0～450、MB 角 50、100～125 かぶりコンクリートはがれ A 面 ; 0～500、900—1000 (3 本)、1200、1400
9	P 面 ; 0～300 ひびわれ 3 本、400—500 中央縦ひびわれ、1700 B 面 ; MB 角 150 剥落、フーチングモルタルはがれ M 面 ; 450、1200—1300 A 側縦ひびわれ A 面 ; 0～500、2100、2200—2100、MA 角部付近フーチングモルタルはがれ
10	P 面 ; 0～200 剥離 B 面 ; 0～300M 面側 4cm 剥落、0～250P 面側 4cm 剥離 M 面 ; 150 位置帯鉄筋破断 (中間帯鉄筋フック位置)、50～250 剥落、前後 50mm 剥離 A 面 ; 9 δ_0 とほぼ同じ
11	P 面 ; 100 位置帯鉄筋破断 (中間帯鉄筋フック位置)、0～250 剥落、250～350PB 角剥落 B 面 ; 0～300 両側 15cm 剥落、中央部剥離 M 面 ; 150 位置軸方向鉄筋 2 本破断 (B 面側から 4 本目と MA 角) 150 位置コアコンクリートひびわれ A 面 ; 0～250P 面側 4cm、M 面側 10cm 剥落、中央部は 100 のひびわれ中心に剥離
12	P 面 ; 軸方向鉄筋 5 本破断 (B 面側から 4 本と PA 角)、200 位置帯鉄筋フックはずれ (PA 角) B 面 ; 0～300 剥落 M 面 ; 軸方向鉄筋全て破断 0～300 剥落 A 面 ; 0～300 剥離 (実質剥落)

以上のうち、高強度材料を用いた供試体 A～D について、主要イベントが発生した段階を整理したものを表-2.6、P 面の損傷状況の進展を図-2.4 に示す。

表-2.6 主要イベントの発生段階の整理（変位の括弧内は荷重ステップとサイクル）

供試体	A		B		C		D	
荷重ステップ (基準変位 $\delta_0=11\text{mm}$)	荷重 (kN)	変位 (mm)	荷重 (kN)	変位 (mm)	荷重 (kN)	変位 (mm)	荷重 (kN)	変位 (mm)
道路橋示方書の計算式に基づく 降伏時 (P_y) (括弧は基準変位に対する倍率)	233.0	24.5 (2.23)	319.3	26.6 (2.42)	246.7	25.6 (2.33)	251.0	26.2 (2.38)
荷重最大時 ($P_{\max}$)	262.4	85.1 (8-1)	377.2	64.2 (6-2)	262.8	63.4 (6-1)	254.4	65.4 (6-1)
かぶりコンクリート剥落時 (軸方向鉄筋が確認できた時)	249.8	97.7 (9-2)	355.7	120.9 (11-1)	247.7	98.7 (9-2)	217.9	112.5 (10-3)
1 サイクル目の最大変位時荷重が初めて $P_{\max}$ の 80% 以下になった時	155.9	131.2 (12)	219.2	143.1 (13)	194.9	121.8 (11)	174.5	135.6 (12)
最終損傷状況 (鉄筋) 軸：軸方向鉄筋 帯：帯鉄筋	軸：4 本破断 帯：1 箇所フックは ずれ (12-1)		軸：5 本破断 (13-3)		軸：2 本破断 帯：1 箇所フックは ずれ (12-3)		軸：13 本破断 帯：2 箇所破断, 1 箇所フックはずれ (12-3)	

※供試体 A、B は正側荷重の計測値による

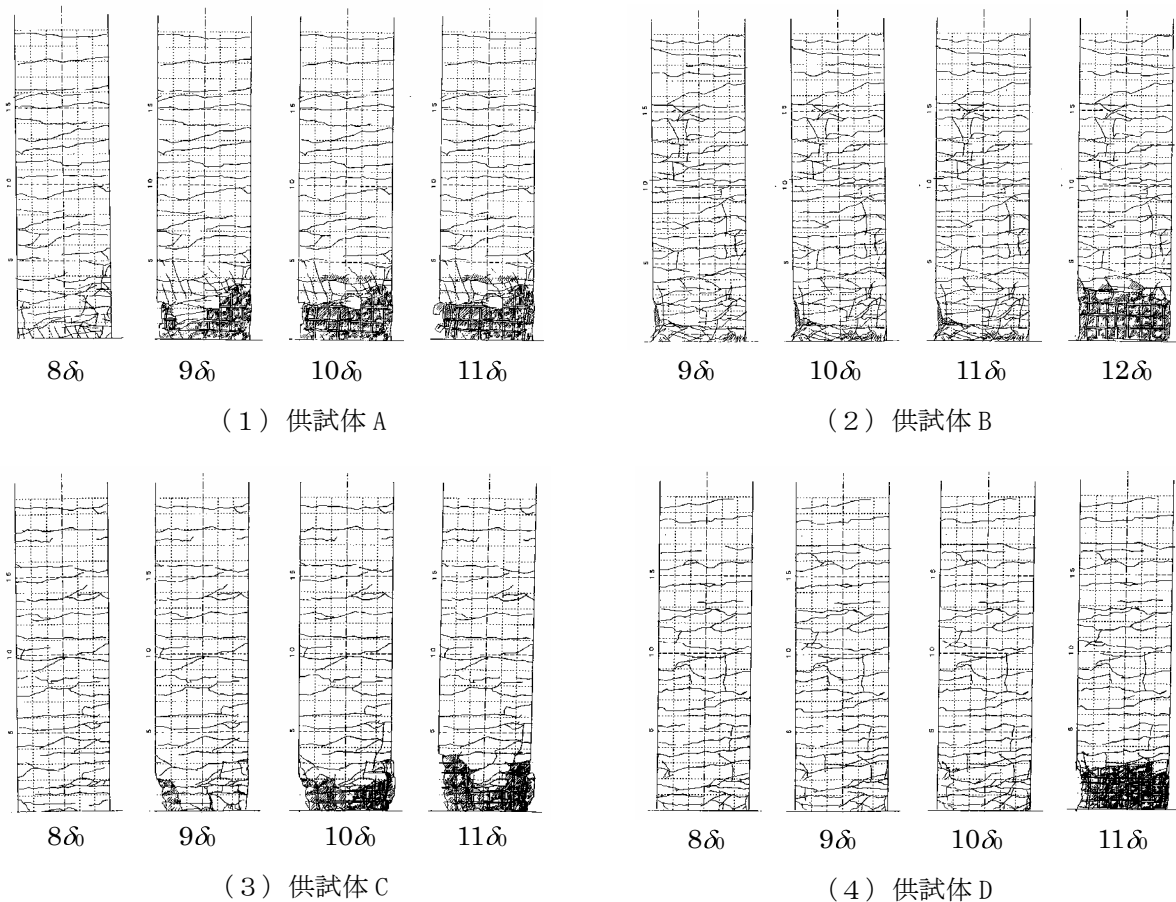


図-2.4 損傷の進展状況 (P 面: 8～11 δ_0 、供試体 B は 9～12 δ_0)

2.4.2 水平荷重－水平変位関係

水平荷重－水平変位履歴を図-2.5に、また、最大荷重に対する各ステップ1波目における水平荷重－水平変位関係の包絡線を図-2.6に示す。ここで、水平変位は、フーチングの剛体挙動による変形分を補正したものである。また、図-2.6には、最大荷重に対して基準化した場合も示す。図-2.5において、供試体AとBの荷重は、全体的に正側が負側に比べて大きくなっている。この理由として、載荷終了後に加振機を供試体からとりはずした際、本来ゼロになるべき荷重値が30kN弱（供試体B 供試体に対する実験において）を示したことから、載荷中に荷重値が正側にドリフトしていた可能性が考えられる。しかし、載荷中に生じたドリフト量を推定することは困難であるため、ここでは荷重値の補正は行わなかった。

また、供試体Bの実験では、 $3\delta_0$ および $4\delta_0$ の2波目の載荷中に正側最大変位付近で加振機の発振により停止したため、一度変位ゼロまで戻し再度軸力を入れたうえで2波加振した。この操作の結果、当初想定していなかった除荷・再載荷を行ったことになる。しかし、 $3\delta_0$ 、 $4\delta_0$ ではほとんど塑性化しておらず、最終的な結果に及ぼす影響は少ないと判断できることから、 $3\delta_0$ および $4\delta_0$ 時のデータは、できる限り最初の載荷のデータを残しつつ、初期載荷の2波目の一部までと再載荷データの2波分を合成した。具体的には図-2.7で示すように、最初の載荷と再載荷時の荷重および変位がほぼ等しくなる点でデータを接続した。

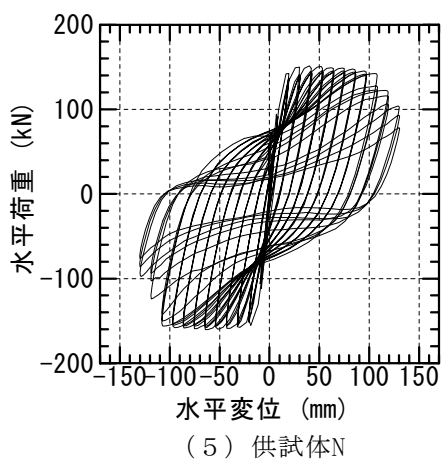
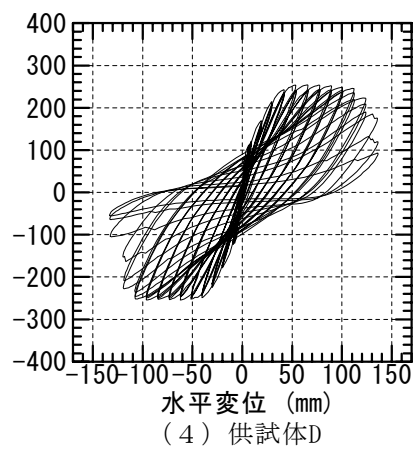
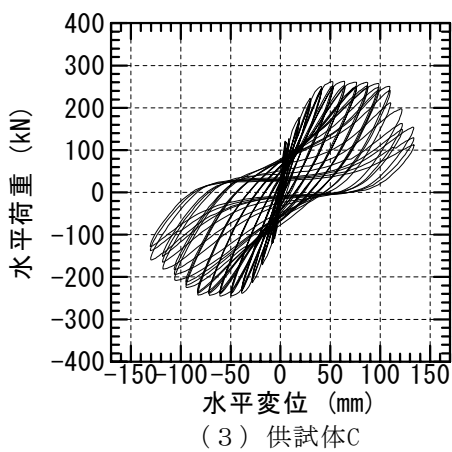
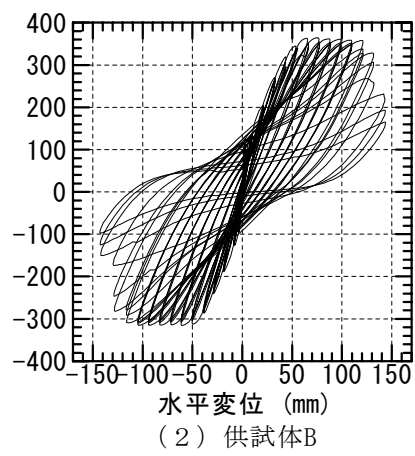
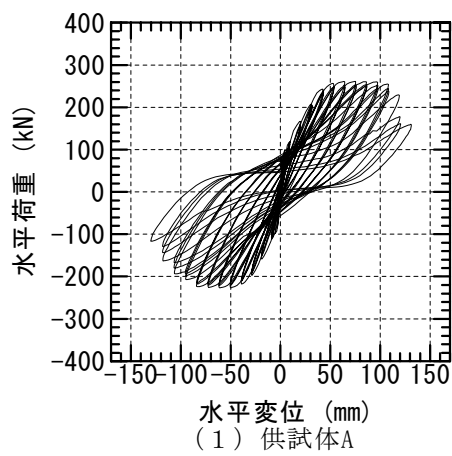
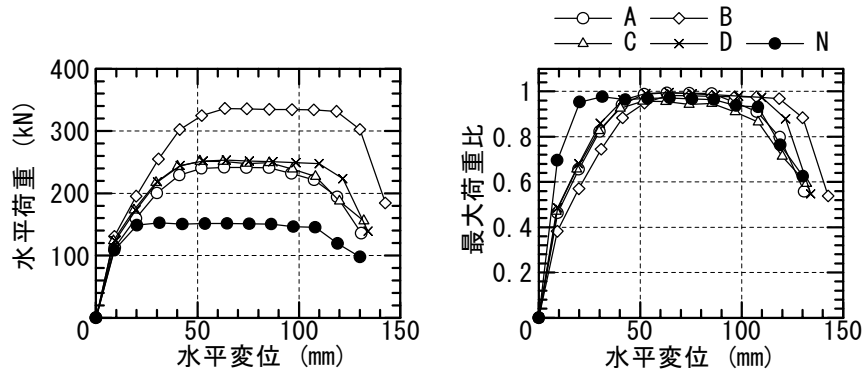
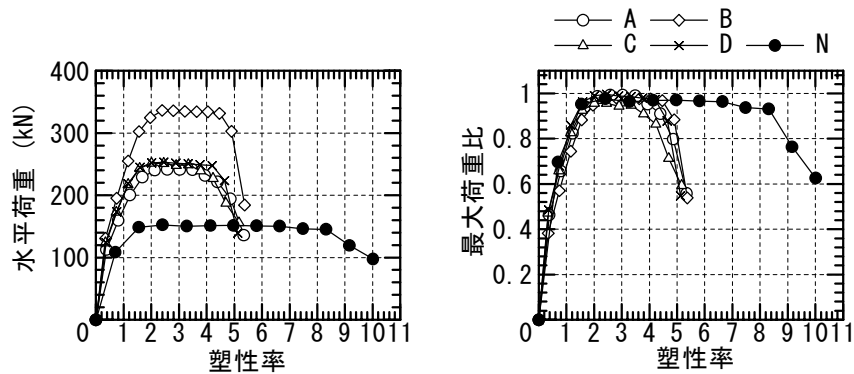


図-2.5 水平荷重—水平変位関係の比較



(1) 水平荷重と水平変位の関係



(2) 水平荷重と塑性率の関係
(塑性率は道示計算に基づく降伏変位により算出)

図-2.6 水平荷重－水平変位関係の包絡線の比較 (右は最大荷重で基準化)

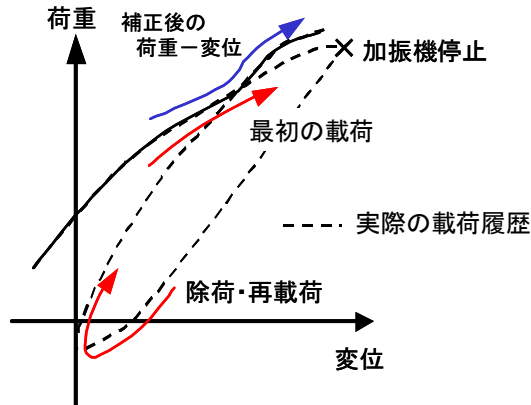


図-2.7 加振機発振時の水平荷重－水平変位の補正

高強度材料を用いた供試体 A～D の履歴特性を、標準材料強度を用いた供試体 N の履歴特性と比較すると、ループが細長い紡錘形となっていること、各ステップ载荷後の残留変形が小さいことがわかる。4 δ_0 程度までは A～D と同様に荷重が上昇し、A、C では 9 δ_0 程度まで、D では 10 δ_0 程度まで、B では 11 δ_0 程度まで、それぞれほぼ最大荷重を保持した後 2 δ_0 あまりの間にいずれも最大荷重の 60%程度まで急激に荷重が低下した。これに対し、供試体 N では、高強度材料を用いた場合より早い 2 δ_0 でほぼ最大荷重相当まで荷重が上昇

し、 $10\delta_0$ 程度まで荷重を保持した後、供試体 A～D と同様の荷重低下を生じた。

次に、道路橋示方書 V 耐震設計編⁷⁾に示された地震時保有水平耐力法に基づく水平耐力－水平変位評価式が、高強度材料の場合にも適用できると仮定して算出した降伏変位を水平変位で除し塑性率を求めた。この水平荷重と塑性率の関係を図-2.6(2)に示す。高強度材料を用いることで荷重は増加しているが、塑性率は逆に供試体 N の半分程度しかない。また、供試体 A～D の塑性率は、材料強度の組み合わせや鉄筋量が異なるにも関わらずいずれも 4 程度である。また、最大荷重比－塑性率の包絡線の比較においても、供試体 A～D は荷重上昇域から最終的に荷重が低下するまでほぼ同じである。なお、供試体 A～D で荷重が低下し始める $4\delta_0$ 付近までは、供試体 N も同様の包絡線形状となった。

細かく見ると、軸方向鉄筋量の多い供試体 B の塑性率は、他に比べて若干大きい。これは、供試体 B は軸方向鉄筋が座屈すると応力分担することができなくなり荷重低下が生じる一段配筋でなく、最外縁の軸方向鉄筋が座屈しても内側の鉄筋は座屈していないため応力を分担することができるためすぐには荷重低下しない二段配筋となっていることが影響している可能性がある。このことは、軸方向鉄筋が座屈すると顕著になるピンチング挙動が、供試体 B の履歴にはほとんどみられないことからいえる。

損傷進展との対応では、荷重低下が起こり始める載荷ステップまでは曲げ変形によるひびわれが柱基部から載荷点高さの半分程度まで進展するのみであったが、これ以降はかぶりコンクリートの剥落や軸方向鉄筋の座屈、破断が $1\sim 2\delta_0$ の間で生じ、急激に荷重が低下した。これは、一度断面が損傷すると高強度材料が負担している応力が急激に解放されることにより非損傷領域の応力分担バランスも急激に変化するためと考えられる。また、高強度鉄筋は一般に標準強度の鉄筋に比べ破断ひずみが小さいことも急激な損傷進展の要因といえる。

2.4.3 履歴吸収エネルギー

各ステップ 1 波目の載荷による履歴吸収エネルギーと累積吸収エネルギーを図-2.8に示す。前述のように、標準材料強度の供試体 N の場合と比べると、履歴ループ形状が細長く履歴吸収エネルギーが小さい。

供試体 A と C は、水平荷重－水平変位関係と同様に、帯鉄筋強度が異なるにも関わらず載荷終了までほぼ同様の形状となり、帯鉄筋の高強度化がじん性の向上に及ぼす影響は少ないといえる。横拘束鉄筋量が多い供試体 D は、かぶりコンクリートが剥落する $10\delta_0$ 以降での履歴吸収エネルギー量が、横拘束鉄筋量が少ない供試体 C に比べて大きい。しかし、 $11\delta_0$ と $12\delta_0$ 載荷時の履歴吸収エネルギーの減少量を比較すると、供試体 C では 6kJ 程度であるのに対し、D では 10kJ 程度と、後者における減少割合が倍程度大きく、急激に損傷が進展していることがわかる。

供試体 A と B を最大値で基準化した履歴吸収エネルギーで比較すると、軸方向鉄筋比の大きい B では $1\delta_0$ 分履歴吸収エネルギーが最大となる載荷ステップが遅くなったが、それ以降の履歴吸収エネルギーの減少は供試体 A や C とほぼ同様な傾向を示した。一方、供試体 N は、最大荷重が小さいにもかかわらず、供試体 A ～D に比べほぼ最後まで相対的に履歴吸収エネルギーが多く、高強度材料を用いた場合と顕著な差がある。

さらに、塑性率で基準化して比較すると、供試体 B で若干履歴吸収エネルギーの増加が遅いものの、高強度材料を用いた供試体 A～D はほぼ同様な包絡線となった。これを、供試体 N と比較すると、供試体 N の塑性

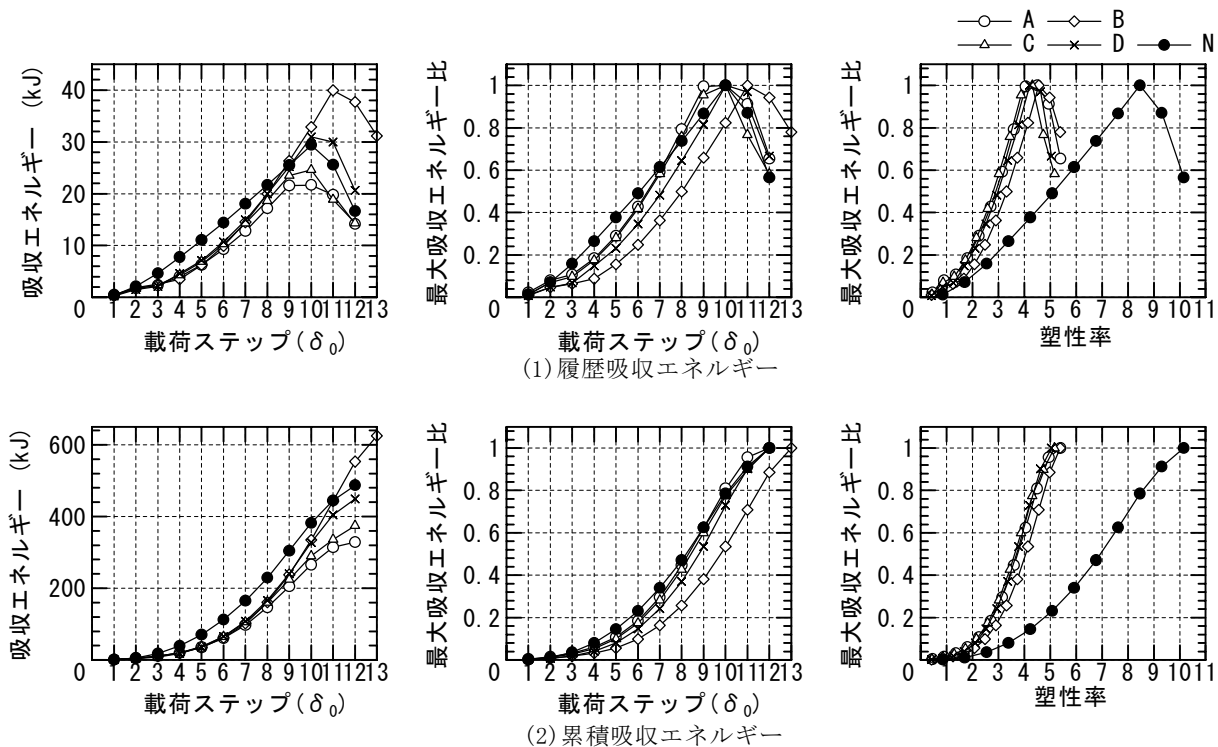


図-2.8 各ステップ1波目の載荷による履歴吸収エネルギーと累積吸収エネルギーの比較

率 μ の時の最大吸収エネルギー比は、高強度材料の場合では塑性率 $\mu/2$ のところにおおむね対応する。

2.4.4 軸方向鉄筋ひずみ分布と曲率

部材の塑性化領域の進展を評価するために、各載荷ステップ1波目における軸方向鉄筋の高さ方向の最大ひずみ分布を図-2.9に示す。軸方向鉄筋ひずみは、供試体AおよびCでは柱基部から高さ800mm、供試体B（図は外側に配置された鉄筋を示している）では900mm、供試体Dでは600mm程度までそれぞれ降伏ひずみを超えている。これは、かぶりコンクリート剥落高さのおよそ2倍に相当する。また、フーチング内部も、供試体Bでは柱基部から300mm程度の深さまで、その他は200mm程度まで降伏ひずみを超えている。

軸方向鉄筋のひずみ分布を見ると、いずれの供試体でも、測定したほぼ全高にわたり $4\delta_0$ までほぼ様なひずみ増分が生じ、 $4\delta_0$ で軸方向鉄筋の降伏ひずみ（約 $4,000\mu$ ）となっている。これ以降は、供試体A、Cでは基部から高さ750mm、供試体Bでは900mm、供試体Dでは600mm、までそれぞれ降伏を大きく超えるひずみが生じている。また、供試体Bの内側の鉄筋も、測定区間（基部から600mmまで）で降伏ひずみを超えている。フーチング内のひずみは、鉄筋降伏以降供試体A、C、Dでは基部から200mm、供試体Bでは300mmの深さより上部でひずみが急激に大きくなっており、供試体Bの軸方向鉄筋の伸び出し量が他の3供試体より大きいと推測される。軸方向鉄筋の伸び出し量については後述する。

かぶりコンクリート剥落時の載荷ステップ1波目における最大曲率の高さ方向分布を図-2.10に示す。曲率分布は、供試体A、BおよびCでは、広い範囲で計算上求められる降伏曲率 ϕ_y を超えているが、生じている曲率自体は供試体Nと比較するとそれほど大きくない。これに対し、供試体Dでは、供試体A、B、Cと比べて柱基部付近に曲げ変形がより集中しているといえる。

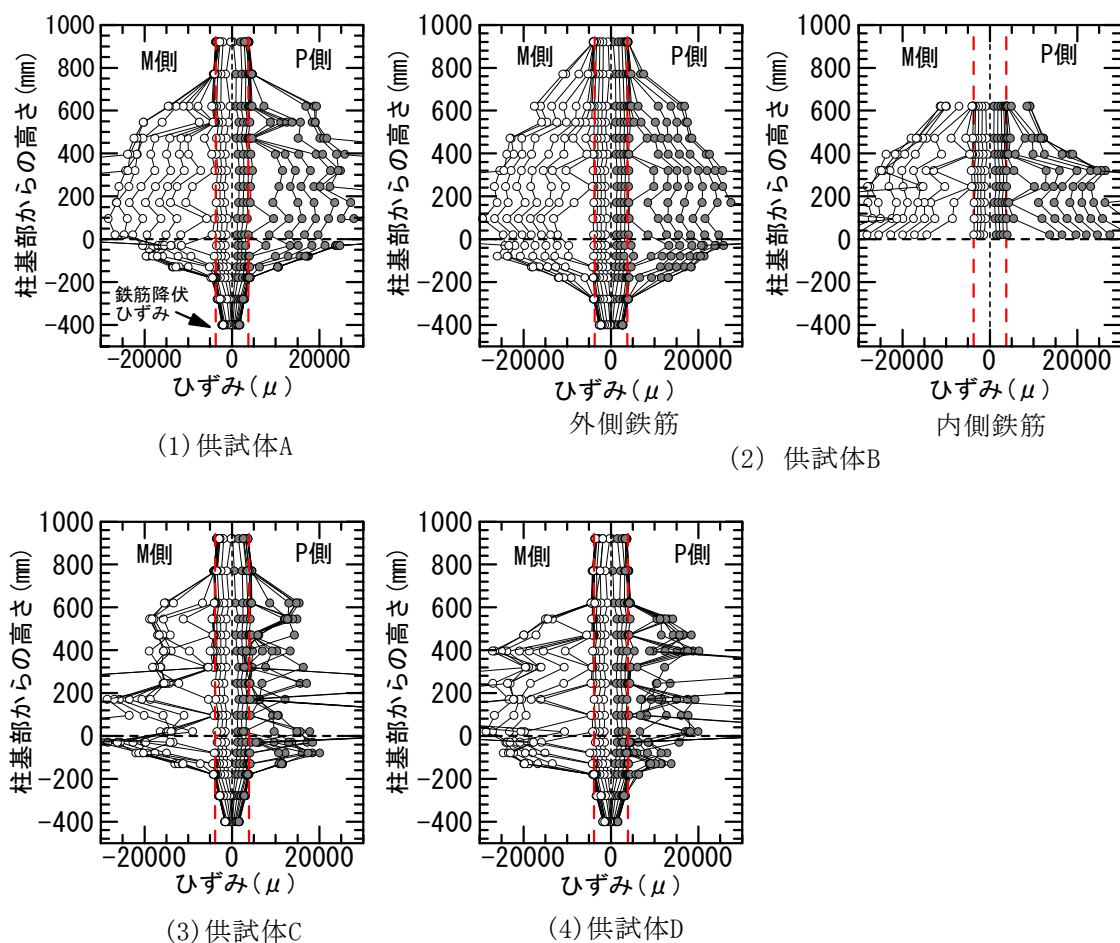


図-2.9 軸方向鉄筋ひずみの高さ方向分布

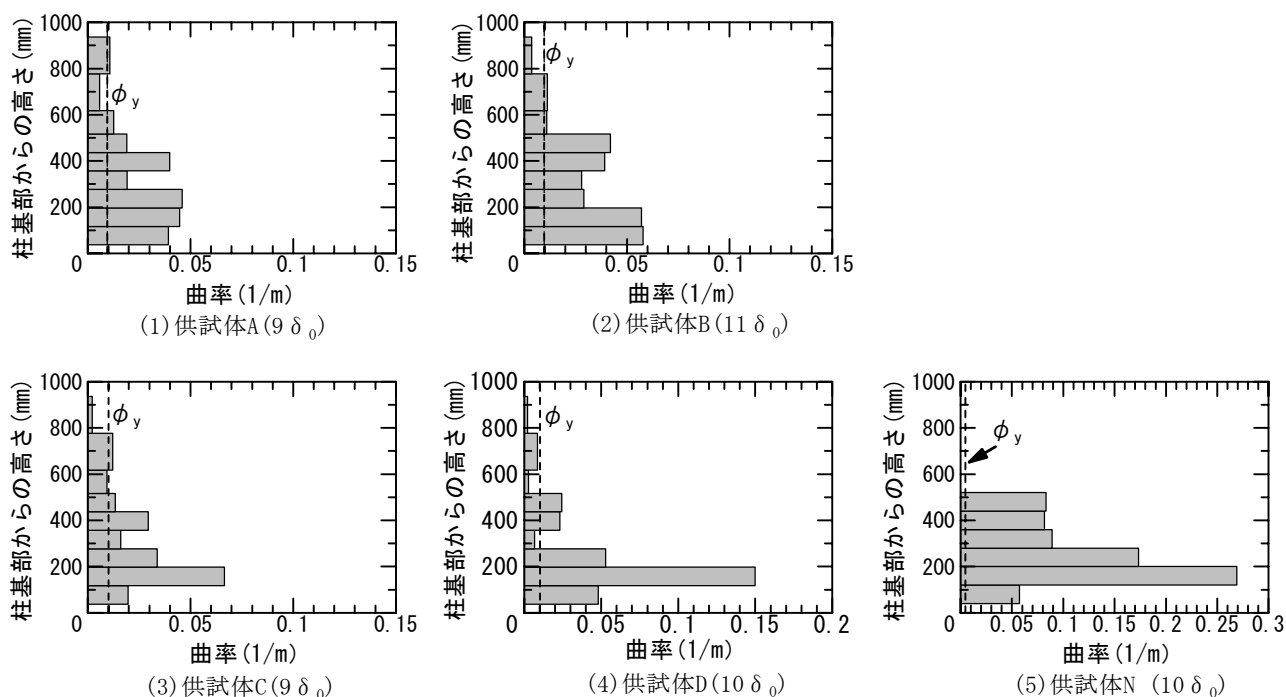


図-2.10 かぶりコンクリート剥落時載荷ステップ1波目における最大曲率の高さ方向分布

2.4.5 軸方向鉄筋のフーチングからの伸び出しによる水平変位

式(2.2)により求めた軸方向鉄筋のフーチングから伸び出しによる水平変位を図-2.11に示す。また、供試体C、Dについては、直接測定して求めた軸方向鉄筋の伸び出し量による水平変位も合わせて示す。かぶりコンクリートの剥落し始める9～11 δ_0 と比較すると、伸び出しによる水平変位は20～40mm程度であり、水平変位全体の2割程度を占めている。また、供試体C、Dにおいて、2つの方法で求めた水平変位を比較すると、直接軸方向鉄筋の伸び出し量を測定した場合は全体的に水平変位が小さくなっており、その割合はかぶりコンクリートが剥落した载荷ステップと比較すると、層間変位に基づく場合の6～7割程度である。これは、層間変位に基づいて式(2.2)で求めた場合は、かぶりコンクリート剥落以降の測定精度が落ちることや少なからず曲げ変形分も含んでいるためと考えられる。

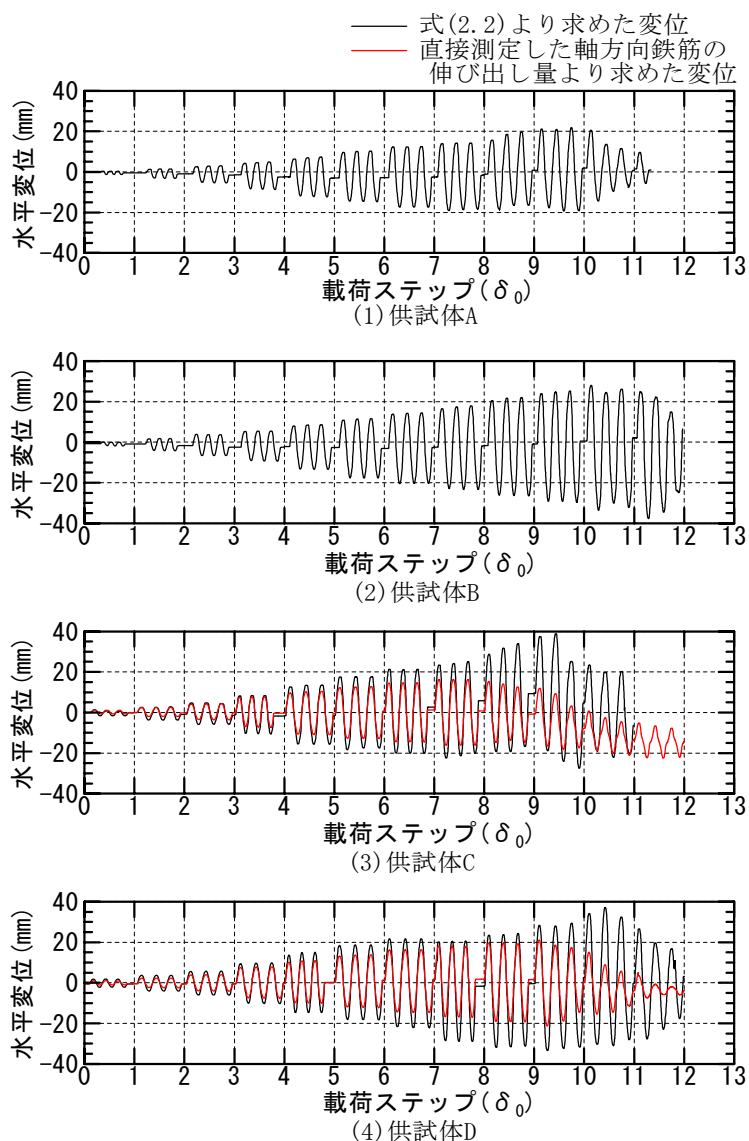


図-2.11 軸方向鉄筋のフーチングからの伸び出しによる水平変位

2.4.6 横拘束鉄筋のひずみ分布

軸方向鉄筋の座屈抑制や内部コンクリートの拘束効果を表す指標となる、各载荷ステップ1波目における横拘束鉄筋の高さ方向の最大ひずみ分布を図-2.12に示す。载荷面(圧縮フランジ面)におけるかぶりコンクリート剥落時の測定範囲(断面高さの約1.5倍の範囲)における平均的なひずみは、標準強度の供試体AとBでは、降伏強度の半分程度には達しているのに対し、高強度の供試体CとDでは1/3程度に過ぎない。また、载荷直交面(ウェブ面)におけるかぶりコンクリート剥落時の平均的なひずみは、供試体AとBでは降伏ひずみを超えているのに対し、供試体CとDでは降伏ひずみの半分強程度にとどまっている。このことは、高強度コンクリートならびに高強度軸方向鉄筋を用いた条件においては、横拘束鉄筋の強度の増加に比例して軸方向鉄筋の座屈抑制効果や拘束効果が増すとは必ずしもいえないことを意味している。

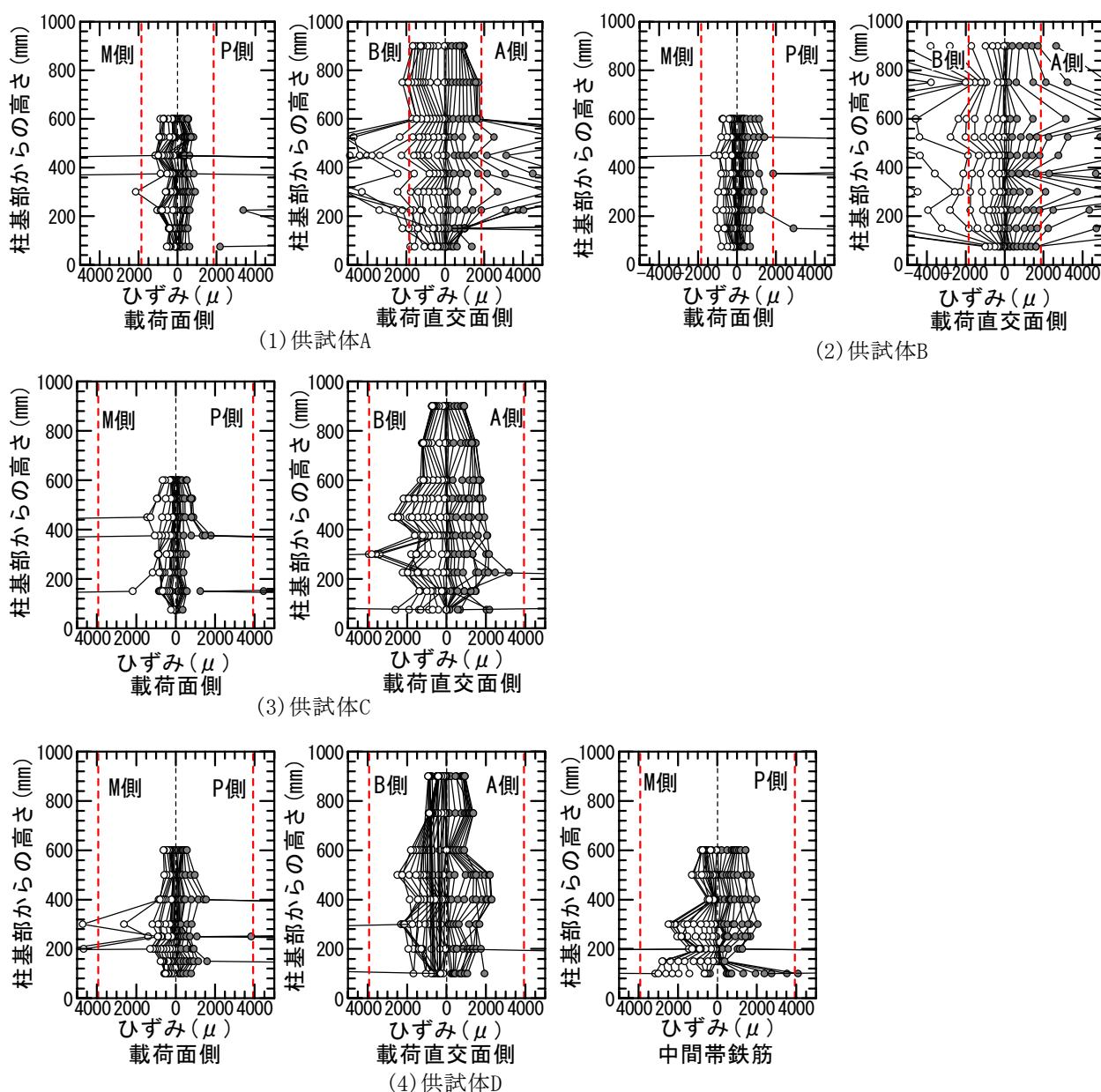


図-2.12 横拘束鉄筋の高さ方向ひずみ分布

2.4.7 等価減衰定数と等価剛性

各载荷ステップ1波目における、等価減衰定数と等価剛性を算出、比較した。ここで、等価減衰定数 h_e は、図-2.13におけるループの面積 ΔW および2つの三角形部分の面積の和である W_e から、式(2.3)により求めた。

$$h_e = \frac{1}{2\pi} \frac{\Delta W}{W_e} \quad (2.3)$$

また、等価剛性は、正側および負側の最大変位時の荷重と変位の傾きとして求めた。

以上より求めた等価減衰定数と等価剛性の比較を図-2.14に示す。

等価減衰定数を载荷ステップで比較すると、供試体Nと供試体A、C、Dは $9\delta_0$ まで同じような包絡線となっている。これに対して、供試体Bは等価減衰定数の推移が $1\delta_0$ 分遅れている。両者の違いは、軸方向鉄筋量であるから、等価減衰定数は軸方向鉄筋量に依存することがわかる。また、等価減衰定数を塑性率で整理すると、水平荷重—水平変位関係や履歴吸収エネルギーの進展と同様、標準強度で塑性率 μ の際の等価減衰定数は、高強度の塑性率 $\mu/2$ の際のものにおおむね対応する結果となった。

等価剛性は、軸方向鉄筋量および軸方向鉄筋強度が大きいほど大きい、塑性率で整理すると、剛性の低減割合はいずれもほぼ同様であるといえる。

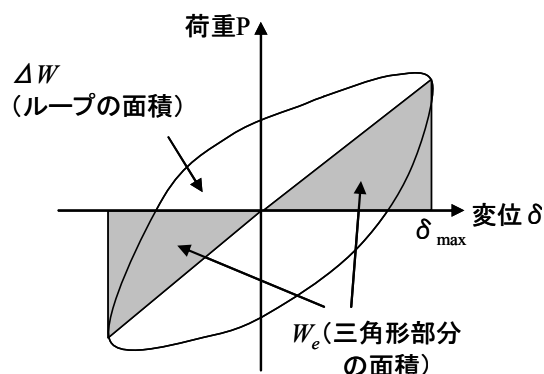


図-2.13 等価減衰定数の算定

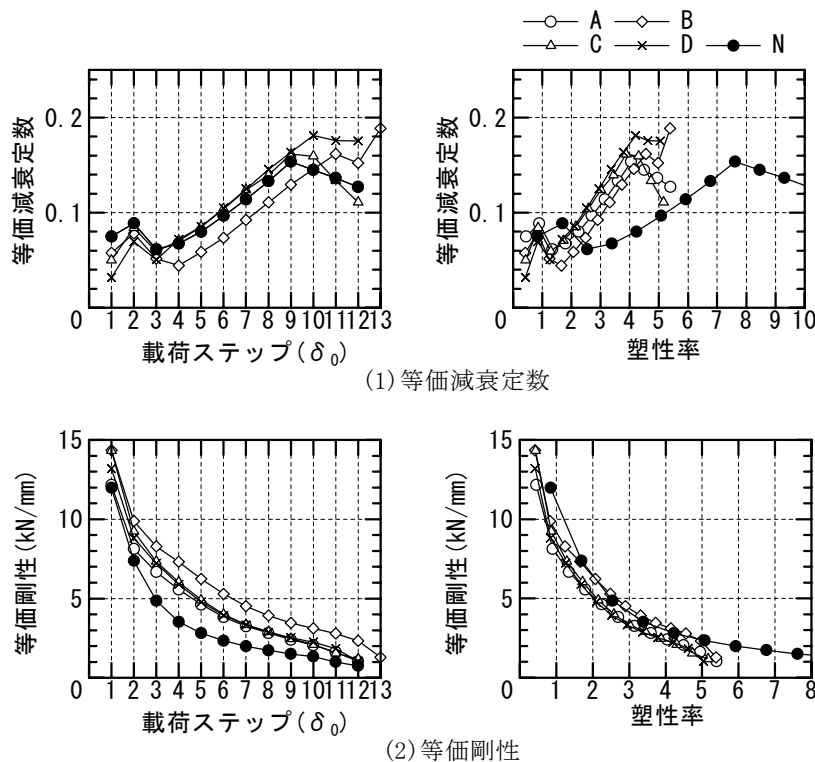


図-2.14 各ステップ1波目における等価減衰定数及び等価剛性の比較

3 地震時保有水平耐力法による耐力・変形性能と実験値の比較

3.1 道路橋示方書に基づく耐力・変形性能の評価値と実験値の比較

道路橋示方書Ⅴ耐震設計編⁷⁾に示される地震時保有水平耐力法に基づいた RC 橋脚の耐力・変形評価式では、完全弾塑性モデルとし、引張側最外縁鉄筋のひずみが降伏に達した時を部材の初降伏、圧縮側最外縁鉄筋位置におけるひずみがコンクリートの終局ひずみ ε_{cu} に達した時を部材の終局と定義している。初降伏モーメント M_{y0} および終局モーメント M_u から降伏変位 δ_y を、載荷点で生じる塑性変形が塑性ヒンジの回転により生じるとし、塑性ヒンジ長 L_p 、降伏および終局曲率 ϕ_y 、 ϕ_u から終局変位 δ_u を、それぞれ求めることができる。

$$\delta_y = (M_u / M_{y0}) \delta_{y0} \quad (3.1)$$

$$\delta_u = \delta_y + (\phi_u - \phi_y) L_p (H - L_p / 2) \quad (3.2)$$

ここで、 δ_{y0} ：初降伏変位

H ：載荷点高さ

道路橋示方書Ⅴに示されたコンクリートの応力度－ひずみ関係の適用上限はコンクリート設計基準強度 40N/mm^2 であり、今回の高強度材料を用いた実験は適用範囲外である。しかし、ここではそのまま適用できるものと仮定して耐力および変形性能を評価し、実験結果と比較した。計算においては、コンクリートのひずみがレベル2地震動タイプⅡに対する終局に達した時を部材の終局と定義した。また、式(3.2)による終局変位は、曲げ変形により算出されるため、比較に際しては、以後、式(2.2)により求められるフーチングからの軸方向鉄筋の伸び出しによる水平変位分を控除した実験結果を用いる。伸び出しの影響の有無による実験の水平荷重－水平変位関係の比較を図-3.1に示す。

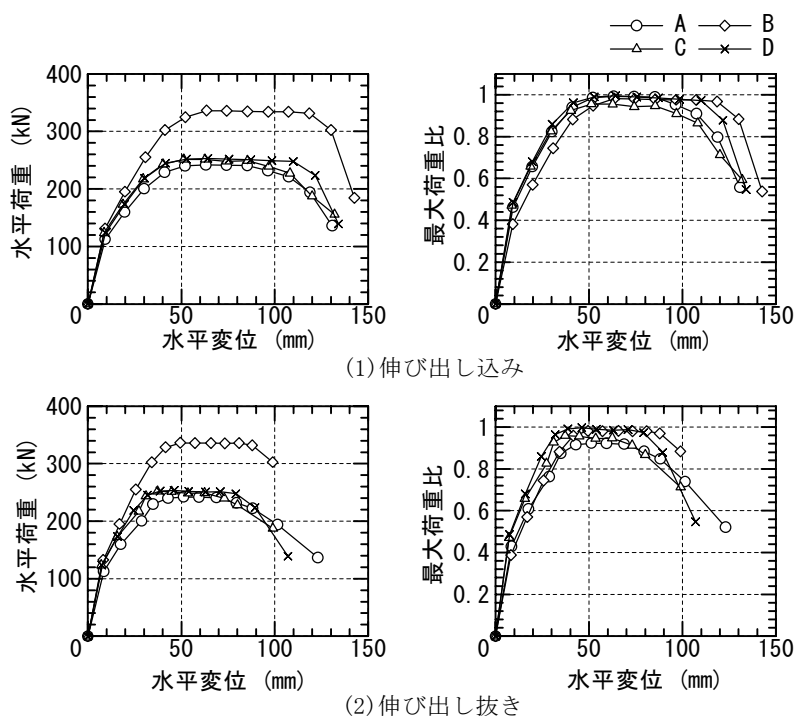


図-3.1 軸方向鉄筋の伸び出しの有無による実験水平荷重－水平変位の比較

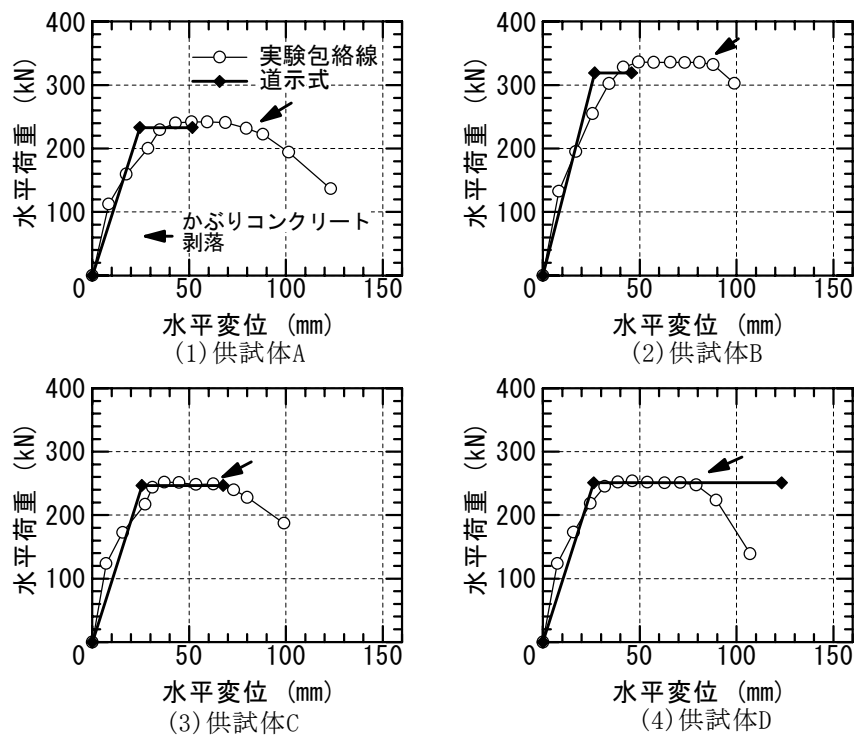


図-3.2 水平荷重－水平変位の比較（道路橋示方書に基づく評価法と実験値）

道路橋示方書に基づく耐力・変形性能の評価法と軸方向鉄筋の伸び出しの影響を除去した実験値の比較を図-3.2に示す。また、実験においてかぶりコンクリートが剥落した位置を図中に矢印で示す。いずれの場合も耐力については、評価式による値（計算値）は実験と同様となっているのに対し、終局変位については供試体による差が大きい。計算による終局変位は、供試体A、Bでは実験においてかぶりコンクリートが剥落や、荷重が低下し始める際の変位より小さい変位に、また、供試体Dについては、逆に実験値より大きな変位になった。

3.2 高強度材料を用いた鉄筋コンクリート橋脚の耐力・変形性能の評価におけるパラメータの設定

計算値と実験値に差が生じた要因はいくつか考えられるが、ここでは、以下の点に着目してパラメータを設定し、検討することとした。

- ・コンクリートの応力度－ひずみ関係および終局ひずみの定義
- ・塑性ヒンジ長

3.2.1 コンクリートの応力度－ひずみ関係および終局ひずみの定義

コンクリートの応力度－ひずみ関係式において、関係式そのものや拘束効果の見込み方が異なれば、耐力・変形性能の評価に影響を及ぼす。また、終局ひずみの定義を変えた場合についても同様である。

道路橋示方書で規定されているコンクリートの応力度－ひずみ関係は、式(3.3)で表される。

$$\sigma_c = \begin{cases} E_c \varepsilon_c \left\{ 1 - \frac{1}{n} \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}} \right)^{n-1} \right\} & (0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cc}) \\ \sigma_{cc} - E_{des} (\varepsilon_c - \varepsilon_{cc}) & (\varepsilon_{cc} < \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cu}) \end{cases} \quad (3.3)$$

ここで、

$$n = \frac{E_c \varepsilon_{cc}}{E_c \varepsilon_{cc} - \sigma_{cc}} \quad (3.4)$$

$$\sigma_{cc} = \sigma_{ck} + 3.8 \alpha \rho_s \sigma_{sy} \quad (3.5)$$

$$\varepsilon_{cc} = 0.002 + 0.033 \beta \frac{\rho_s \sigma_{sy}}{\sigma_{ck}} \quad (3.6)$$

$$E_{des} = 11.2 \frac{\sigma_{ck}^2}{\rho_s \sigma_{sy}} \quad (3.7)$$

$$\varepsilon_{cu} = \begin{cases} \varepsilon_{cc} & (\text{タイプ I の地震動}) \\ \varepsilon_{cc} + \frac{0.2 \sigma_{cc}}{E_{des}} & (\text{タイプ II の地震動}) \end{cases} \quad (3.8)$$

$$\rho_s = \frac{4 A_h}{s d} \leq 0.018 \quad (3.9)$$

- σ_c : コンクリート応力度 (N/mm²)
- σ_{cc} : 横拘束鉄筋で拘束されたコンクリートの強度 (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度に達するときのひずみ
- ε_{cu} : 横拘束鉄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 : 横拘束鉄筋の体積比
- A_h : 横拘束鉄筋 1 本あたりの断面積 (mm²)
- s : 横拘束鉄筋の間隔 (mm)
- d : 横拘束鉄筋の有効長 (mm)
- σ_{sy} : 横拘束鉄筋の降伏点 (N/mm²)
- α, β : 断面補正係数

(円形断面 : $\alpha=1.0$ 、 $\beta=1.0$ 矩形断面、中空円形断面及び中空矩形断面 : $\alpha=0.2$ 、 $\beta=0.4$)

この式では、横拘束鉄筋の効果により、横拘束鉄筋で拘束されたコンクリートの強度 σ_{cc} は拘束されない場合よりも大きくなること、また、コンクリートが最大圧縮応力度に達する時のひずみ ε_{cc} や終局ひずみ ε_{cu} が大

きくなることを評価できるようにしている。また、終局ひずみは地震動特性によって異なり、タイプⅠ地震動ではコンクリートが最大圧縮応力度に達する時のひずみを、タイプⅡ地震動では最大圧縮応力度の0.8倍まで応力度が低下した時のひずみをそれぞれ用いている。

前述の通り、道路橋示方書の式(以下、「道示式」とよぶ)は、高強度材料を対象として導かれたものではないが、高強度材料を用いた場合も同様の評価法によりこの関係式を導くことは可能であると考えられる。そこで、コンクリート設計基準強度 60N/mm^2 、帯鉄筋に USD785、軸方向鉄筋に USD685 を用いた鉄筋コンクリート柱の一軸圧縮試験(無筋のケースを含む)を、矩形断面(断面寸法 $500\times 500\text{mm}$ 、高さ $1,500\text{mm}$)及び円形断面(同 $\phi 500\text{mm}$ 、高さ $1,500\text{mm}$)を有する供試体各5体に対して行い、道路橋示方書と同様に整理して求めた応力度－ひずみ関係⁸⁾を用いて、耐力・変形性能を評価することとした。なお、この式では、断面補正係数が変わるのみであり、今回対象としている矩形断面に対しては、 $\alpha=0.09$ 、 $\beta=0.06$ が提案されている(以下、「高強度式」とよぶ)。

道路橋示方書による拘束効果の評価では、横拘束鉄筋は降伏応力度に相当する拘束効果があるものとして評価している。しかし、横拘束鉄筋に高強度材料を用いた供試体C、Dの横拘束鉄筋に生じたひずみは、2.4.5より降伏ひずみの半分強程度にとどまっているため、降伏応力度相当の拘束効果は見込めないと考えられる。これより、横拘束鉄筋の降伏点 σ_{sy} に変わる値として、高強度鉄筋の降伏ひずみと実験時に生じたひずみの比、ならびに横拘束鉄筋の設計降伏強度(685N/mm^2)を勘案して、上限値を 400N/mm^2 とした場合も検討した。

さらに、タイプⅡ地震動に対する終局ひずみは、道路橋示方書ではコンクリートの最大応力度の0.8倍まで応力度が低下したときの値を採用しているが、0.5倍まで低下した時も検討した。

これらの応力度－ひずみ関係の比較を図-3.3に示す。特に、帯鉄筋に高強度材料を用いた供試体C、Dで最大応力から下降域にかけての差が大きいことがわかる。

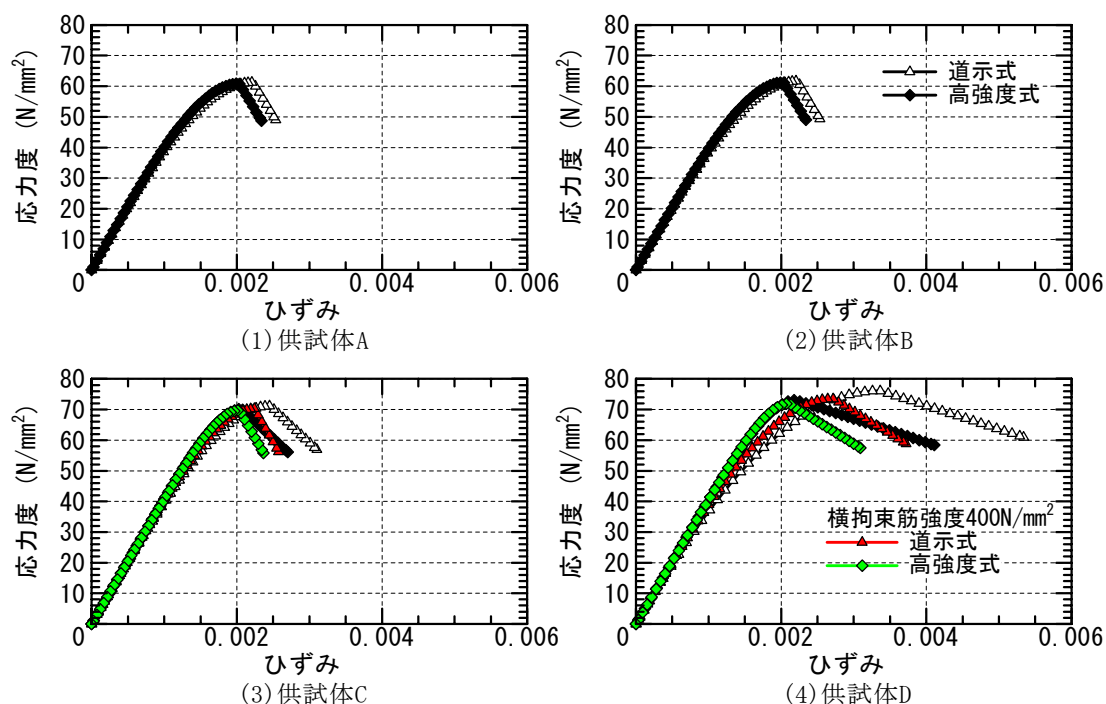


図-3.3 コンクリートの応力度－ひずみ関係の比較(横拘束鉄筋降伏強度で評価、 $0.8\sigma_{cc}$ 低下時まで図化)

3.2.2 塑性ヒンジ長

塑性ヒンジ長 L_p は、橋脚基部に形成される塑性ヒンジの回転によって塑性変形が生じるという概念のもと、塑性曲率が一定値を示すと仮定する区間である。塑性ヒンジ長については、パラメータとして3 ケースを考慮した。

一つ目は、道路橋示方書に基づいた塑性ヒンジ長であり、供試体 A～D の全てにおいて断面寸法の 0.5 倍である 300mm となる。

二つ目は、浅津らの提案による塑性ヒンジ長⁹⁾であり、矩形断面の供試体では、軸方向鉄筋の最大座屈長と塑性ヒンジ長がよく一致するとの結果を基に式(3.10)を提案している。

$$L_p = \alpha L_{cr} = 8.5 \alpha \sigma_{sy}^{1/5} \beta_n^{-1/3} \phi \quad (3.10)$$

ただし、 $L_p \leq 0.15h$

ここで、

L_p : 塑性ヒンジ長 (mm)

L_{cr} : 軸方向鉄筋の座屈長 (mm)

α : 断面補正係数 (矩形断面 : 1.0 円形断面 : 3.0～5.0)

σ_{sy} : 軸方向鉄筋の降伏点 (N/mm²)

β_n : 軸方向鉄筋の座屈に対するバネ定数

$$\beta_n = \begin{cases} \frac{384 E_o I_h}{n d^3 s} + k_o c_o & \text{(矩形断面)} \\ \frac{2 E_o A_h \sin(\pi / n')}{d s} & \text{(円形断面)} \end{cases}$$

E_o : 横拘束鉄筋の弾性係数 (N/mm²)

I_h : 横拘束鉄筋の断面 2 次モーメント

n : 横拘束鉄筋の有効長で囲まれるブロックに含まれる圧縮側軸方向鉄筋の本数

d : 横拘束鉄筋の有効長 (mm)

s : 横拘束鉄筋の間隔 (mm)

k_o : かぶりコンクリートのバネ算出係数 (0.01N/mm³ とする)

c_o : 軸方向鉄筋の純かぶり (mm)

A_h : 横拘束鉄筋の断面積 (mm²)

n' : 円形断面橋脚の全軸方向鉄筋本数

ϕ : 軸方向鉄筋径 (mm)

h : 橋脚基部から上部構造慣性力の作用位置までの距離 (mm)

最後に、かぶりコンクリートが剥落した領域高さと仮定した場合も考慮することとした。なお、ここでは、横拘束鉄筋の間隔(供試体 A～C:75mm、供試体 D : 50mm)の整数倍として求めた。

以上、3 ケースにおける塑性ヒンジ長の比較を表-3.1 に示す。

道路橋示方書ではいずれも同じ塑性ヒンジ長であるが、浅津式および損傷領域に基づく値は供試体 A～C

の方が供試体 D より大きくなっている。2.4.3 に示した軸方向鉄筋ひずみや曲率の高さ方向の分布から見ると、供試体 A～C の方が供試体 D より高いところまで大きな値をとっているが、この傾向は、浅津式や損傷領域に基づく値と調和的である。また、損傷領域に基づく塑性ヒンジ長を基準とすると、道路橋示方書の値は横拘束鉄筋の 1 間隔分小さく（供試体 D を除く）、逆に浅津式の値は 1 間隔分大きく評価している。なお、浅津式における供試体 A～C の塑性ヒンジ長は、上限である $0.15h$ に相当する値である。

表-3.1 各算定方法で求めた塑性ヒンジ長の比較（単位:mm）

算定方法	供試体 A	供試体 B	供試体 C	供試体 D
道路橋示方書	300	300	300	300
浅津式	452	452	452	367
損傷領域	375	375	375	300

3.3 高強度材料を用いた鉄筋コンクリート橋脚の耐力・変形性能の評価結果と実験値との比較

前節で考慮したパラメータを組み合わせて求めた、耐力・変形性能の評価結果と実験値の比較を図-3.4、図-3.5 および表-3.2 に示す。供試体 A、B の帯鉄筋の降伏強度は 400N/mm^2 以下であるが、ここでは、参考として降伏ひずみを超えてさらにひずみが大きくなり強度が増加する場合を想定して 400N/mm^2 とした場合も計算している。また、表-3.2 において、実験における終局は、かぶりコンクリート剥落時載荷ステップ 1 波目における、正側および負側の最大変位時の変位及び荷重の平均値とした。

耐力についてはいずれのケースも実験結果とほぼ同等であり、計算による推定が可能であることがわかる。

これに対して、計算による終局変位は、全般的に供試体 A と B では実験結果よりも小さく、供試体 C と D では逆に大きく評価している。終局変位は、①終局ひずみの定義をコンクリートの最大応力度の 0.8 倍まで低下した時とした場合よりも 0.5 倍まで低下した時とした場合、②(今回の実験ケースにおいては)塑性ヒンジ長を道示式より損傷領域や浅津式を用いた場合、の方がそれぞれ大きな値となる。終局変位が大きくなると、供試体 A と B では実験値に近づく方向になるが、逆に供試体 C と D では離れる方向になる。いずれの供試体の場合も、②の違いによる終局変位の差はほとんどないが、①の違いは終局変位の差に現れており、特に供試体 C、D でその差が大きい。さらに、供試体 C、D については、横拘束鉄筋の強度による差も大きい。コンクリートの応力度－ひずみ関係の差は、供試体 A、B ではさほど現れていないが、供試体 C、D では顕著に表れており、全般的に高強度式の場合の方が実験との対応が良い。終局変位の値だけ比較すると、高強度式で横拘束鉄筋の強度として降伏強度を見込んだ場合と、道示式で横拘束鉄筋の強度として 400N/mm^2 を見込んだ場合の結果は同程度となっているが、これは図-3.3 のコンクリートの応力度－ひずみ関係が類似の形状になっているためと考えられる。なお、この時の終局変位は、実験でかぶりコンクリートが剥落し始めた時と良く対応している。

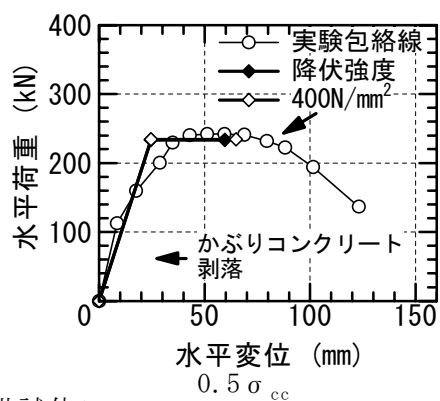
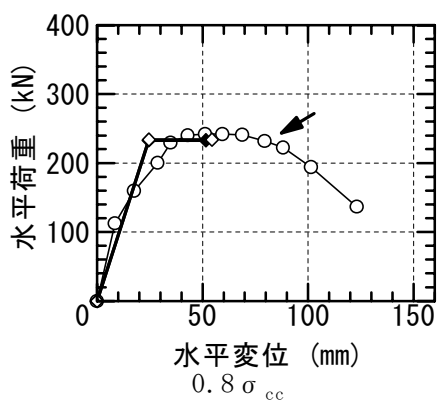
終局時における、実験値に対する計算値の比の統計量を比較したものを表-3.3 に示す。荷重については、いずれも平均値がほぼ 1、変動係数が 0.02 程度と非常に推定精度が高いのに対し、変位については、平均値が 0.8～1.3、変動係数が 0.2～0.5 となっており、コンクリートの応力度－ひずみ関係や塑性ヒンジ長、終局ひずみの定義によりばらついている。ただし、これらの数値自体については、データ数が 4 つと少ないの

で統計値としての信頼性が高いとはいえないことを割り引いて考える必要がある。

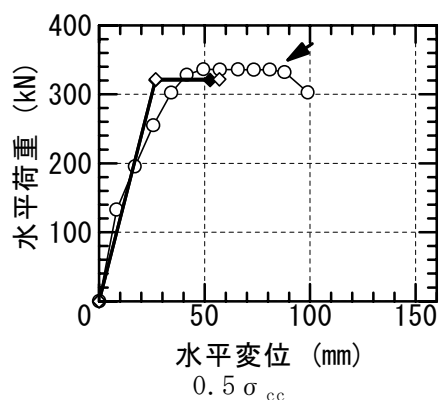
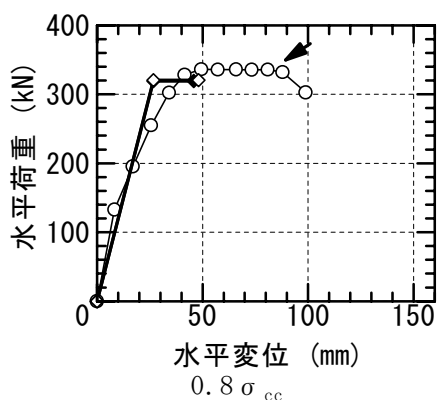
以上の結果を総合すると、コンクリート、軸方向鉄筋および横拘束鉄筋の全てに高強度材料を用いた場合は、高強度式を用いることで終局変位を推定できるといえる。また、道示式で横拘束鉄筋の強度に上限をつけた場合の終局変位は、高強度式に基づく終局変位と同程度の値を与えたことから、設計上の扱いとしては道示式を条件付きで高強度材料に対しても適用できると考えられる。従来の道示式から高強度式への遷移領域の扱いについては今回の実験のみでは判断することができないが、条件付きの道示式を適用することである程度の対応は可能であると考えられる。しかし、供試体 B については横拘束鉄筋の拘束効果の変更だけでは説明できない。これは、軸方向鉄筋量を増やすために二段配筋としたこと、かつ、内側の鉄筋が、実際の橋脚に比べると相対的に相当中央寄りに配筋されていることが影響していると考えられる。これを精度良く推定するためには、例えば、終局ひずみの定義位置を変更し計算による終局曲率をより大きく見込むなどする必要がある。そこで、式(3.2)を変形した式(3.11)を用いて、実験の終局変位となるように終局曲率を逆算した。

$$\phi_u = \phi_y + \frac{\delta_u - \delta_y}{L_p(H - L_p/2)} \quad (3.11)$$

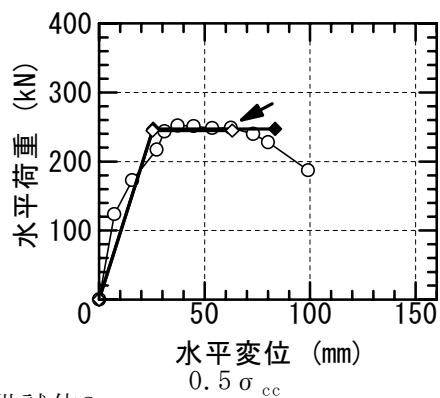
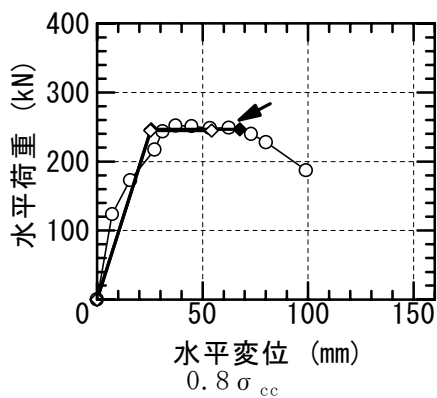
逆算結果を表-3.4 に示す。ここで、コンクリートの応力度－ひずみ関係は道示式（横拘束鉄筋強度：400N/mm²）、塑性ヒンジ長は損傷領域とし、降伏変位および降伏曲率は計算値を用いた。この結果、特に、供試体 B では、計算による終局曲率は実験の半分程度でしかないことがわかる。この結果は、これらの条件下で実験の終局曲率に合わせるためには、終局の定義位置を、圧縮側の最外縁の軸方向鉄筋位置ではなく、図心位置から 150mm 程度の位置にする必要があることを意味している。反対に、供試体 D ではさらに外側のかぶりコンクリートの領域で定義することを意味する結果となっており計算上の仮定としては適切でなくなる。このことから、供試体 D のように拘束が大きい場合には、コンクリートの応力度－ひずみ関係の下降勾配は道示式より緩やかにする必要があると考えられる。



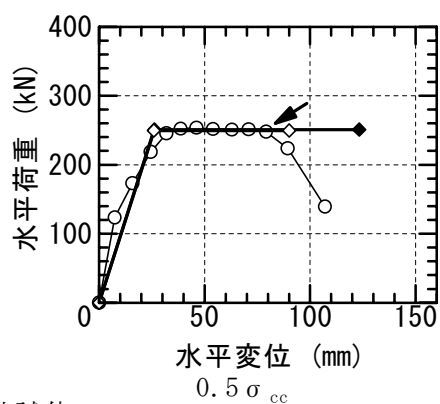
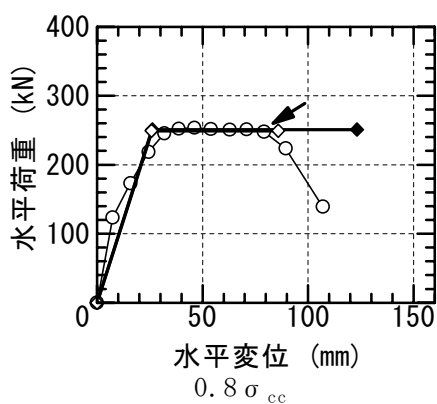
(1) 供試体A



(2) 供試体B

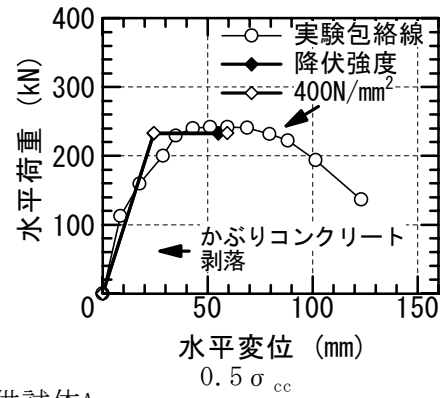
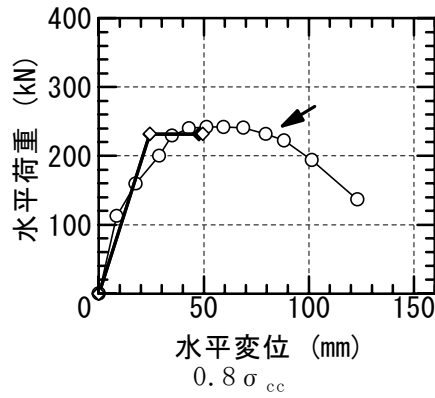


(3) 供試体C

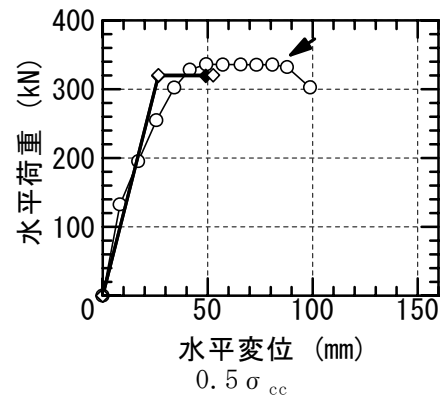
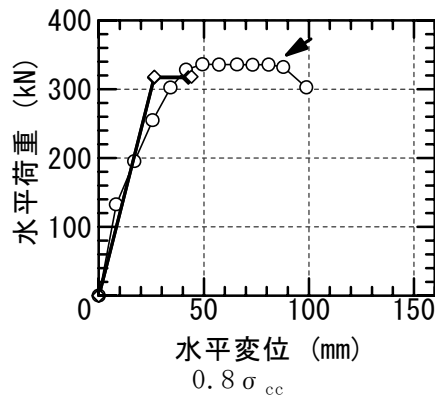


(4) 供試体D

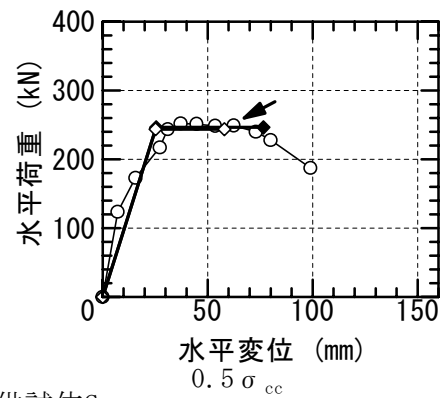
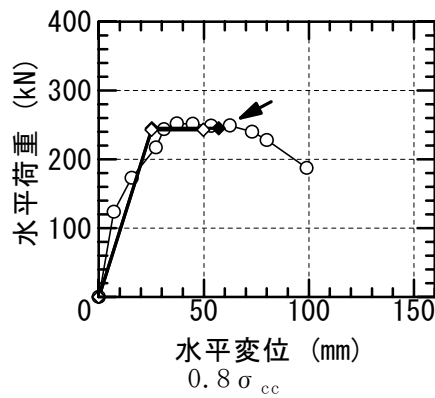
図-3.4(1) 終局ひずみの定義の違いによる水平荷重—水平変位関係の比較
(応力ひずみ関係：道示式 塑性ヒンジ長：道示)



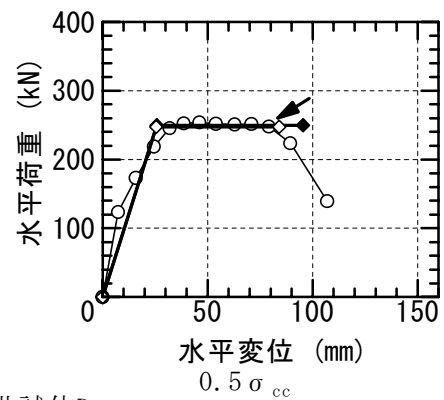
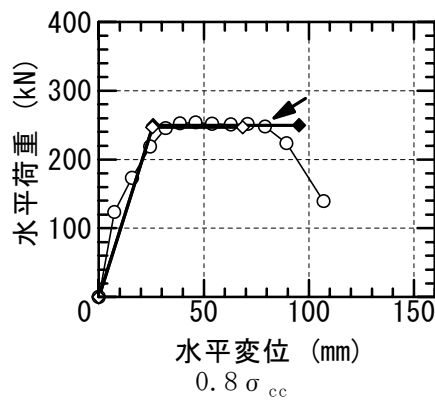
(1) 供試体A



(2) 供試体B

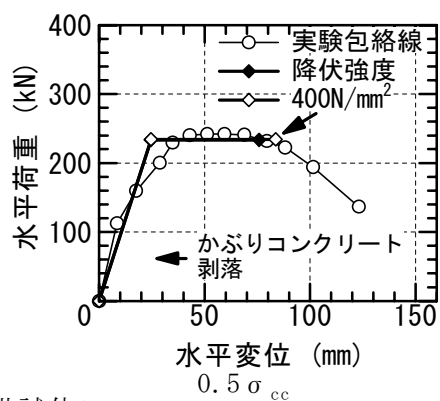
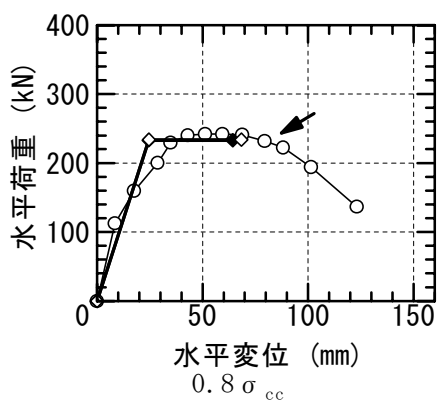


(3) 供試体C

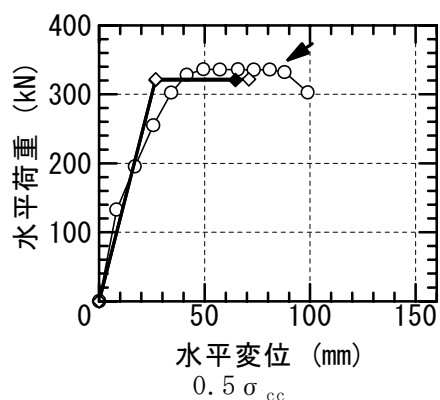
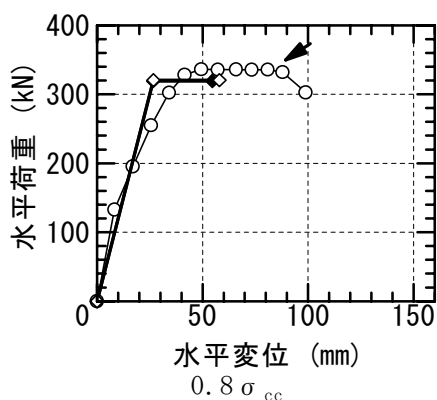


(4) 供試体D

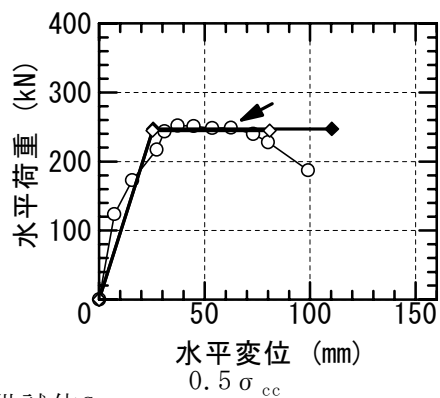
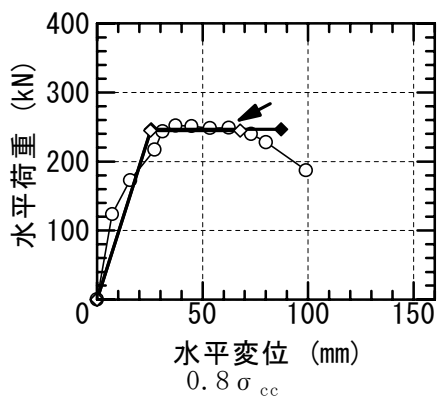
図-3.4(2) 終局ひずみの定義の違いによる水平荷重—水平変位関係の比較
(応力ひずみ関係：高強度式 塑性ヒンジ長：道示)



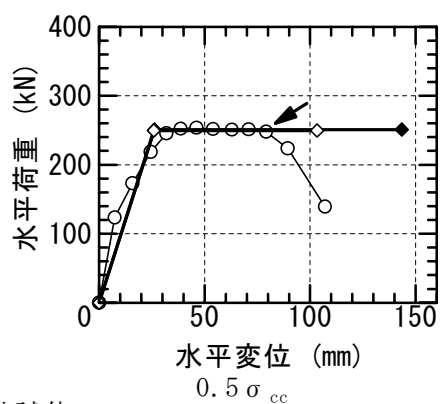
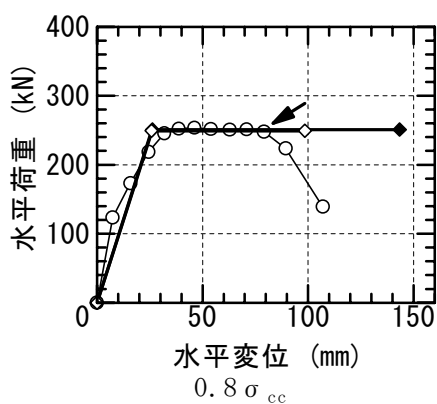
(1) 供試体A



(2) 供試体B

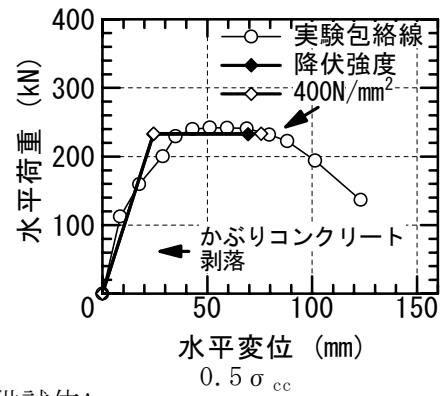
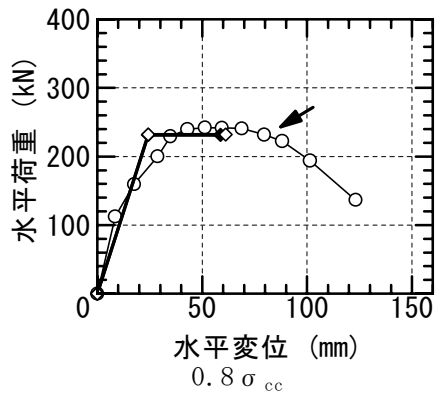


(3) 供試体C

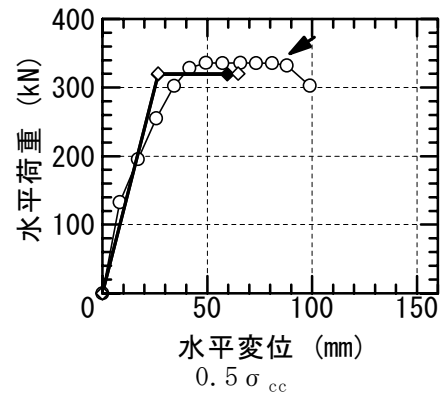
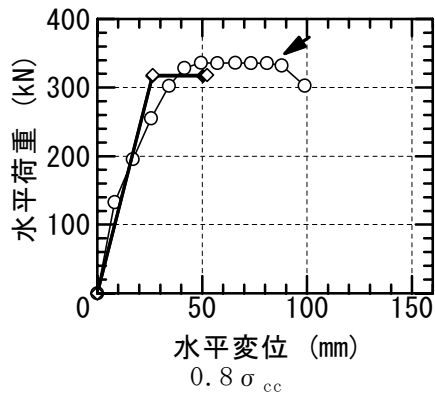


(4) 供試体D

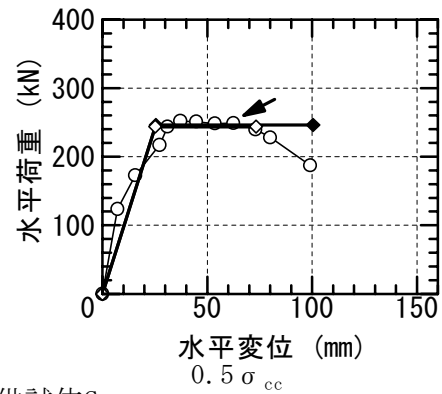
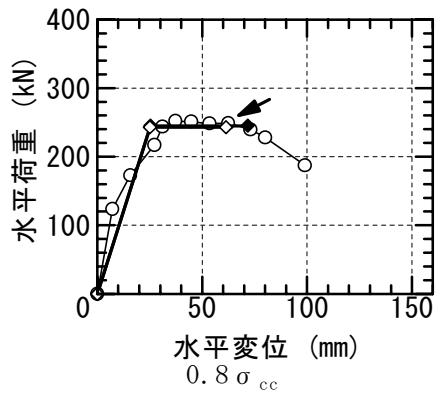
図-3.4(3) 終局ひずみの定義の違いによる水平荷重—水平変位関係の比較
(応力ひずみ関係：道示式 塑性ヒンジ長：浅津式)



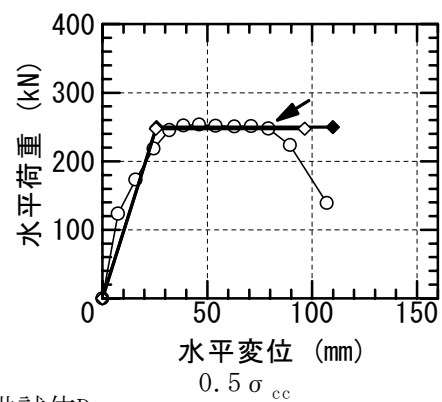
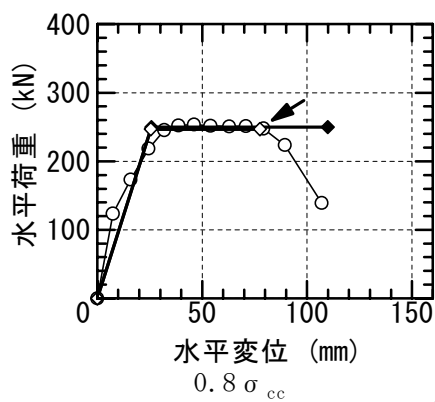
(1) 供試体A



(2) 供試体B



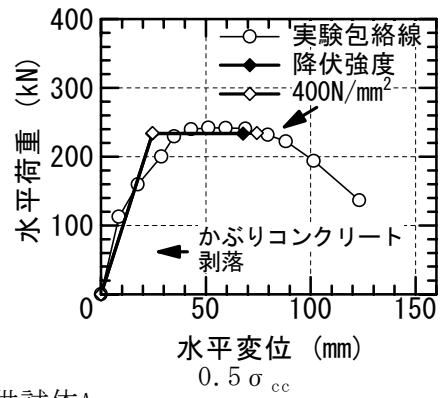
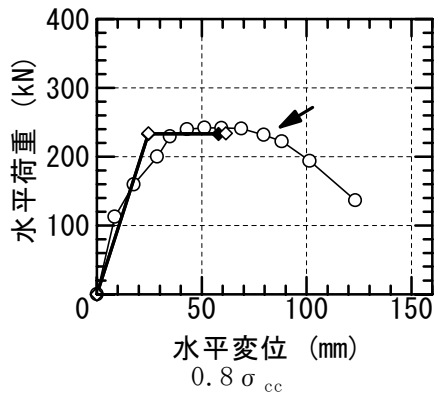
(3) 供試体C



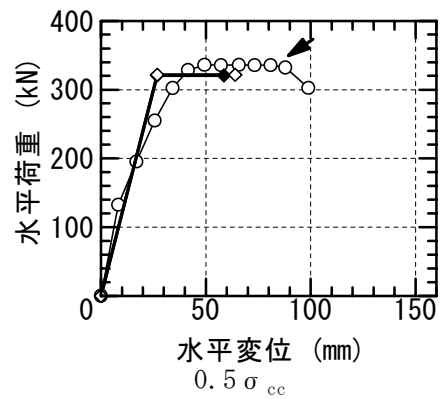
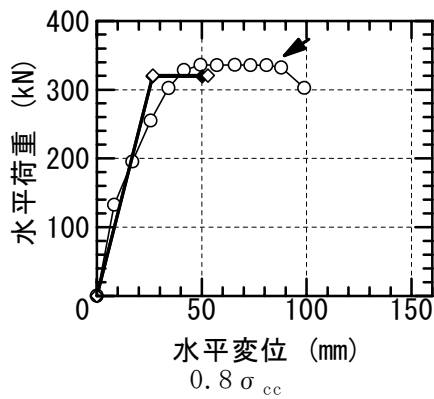
(4) 供試体D

図-3.4(4) 終局ひずみの定義の違いによる水平荷重—水平変位関係の比較

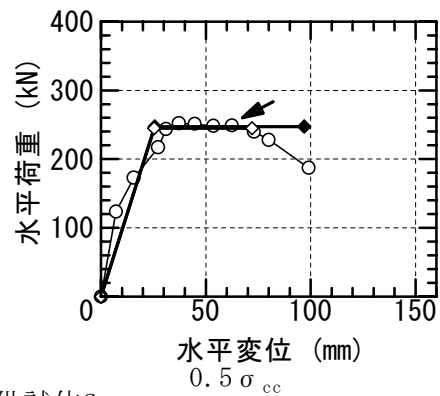
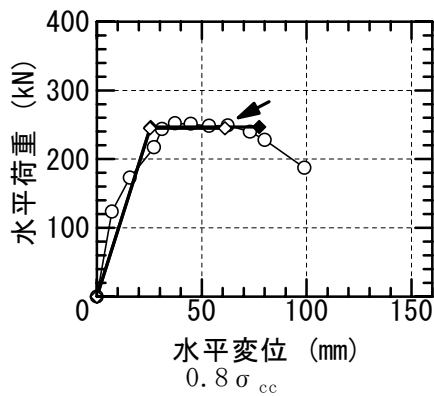
(応力ひずみ関係：高強度式 塑性ヒンジ長：浅津式)



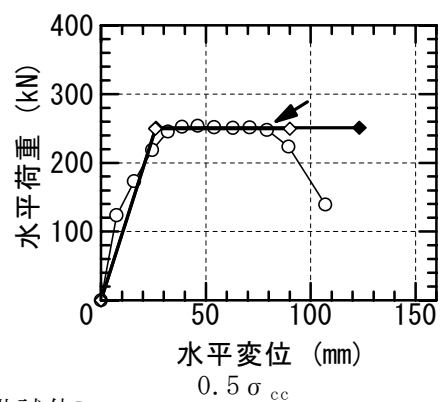
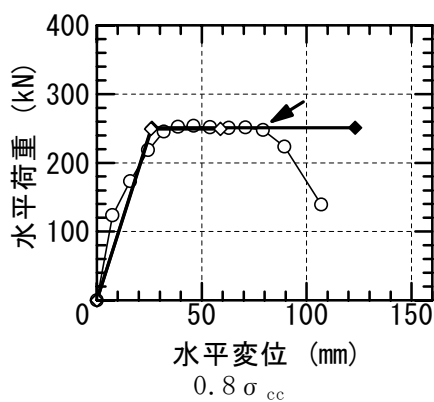
(1) 供試体A



(2) 供試体B



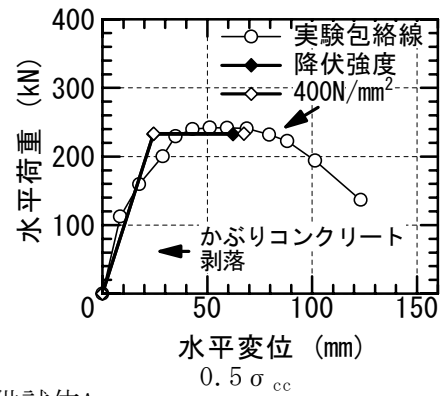
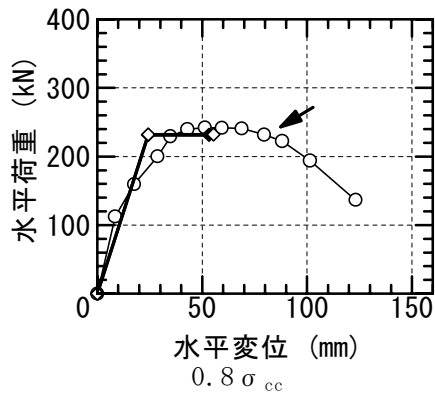
(3) 供試体C



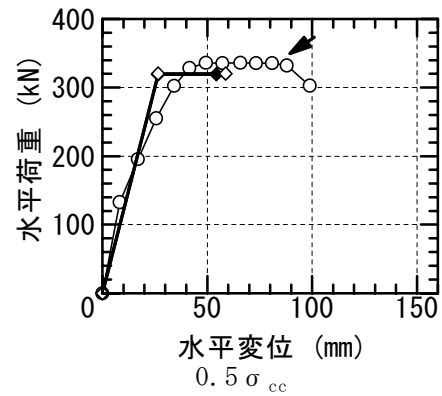
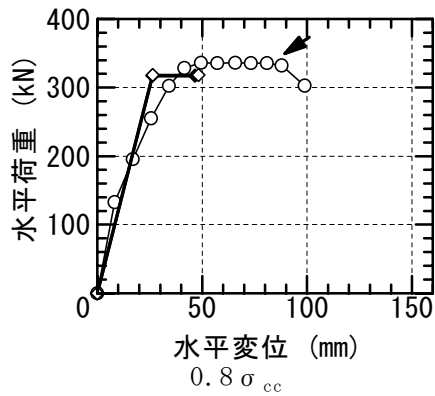
(4) 供試体D

図-3.4(5) 終局ひずみの定義の違いによる水平荷重—水平変位関係の比較

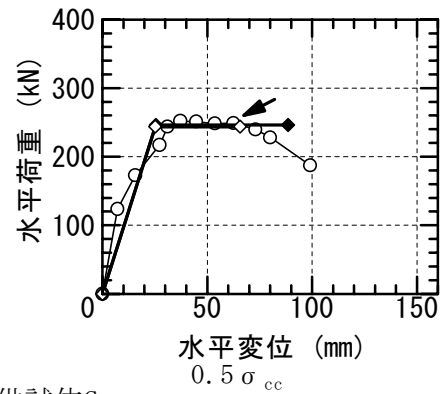
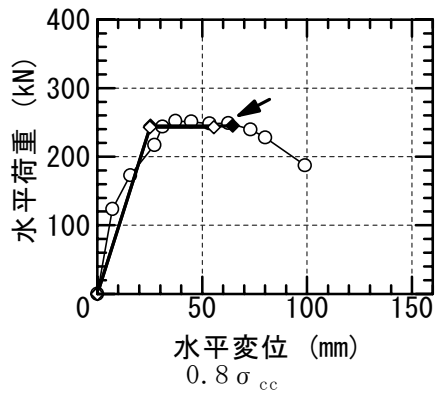
(応力ひずみ関係：道示式 塑性ヒンジ長：損傷領域)



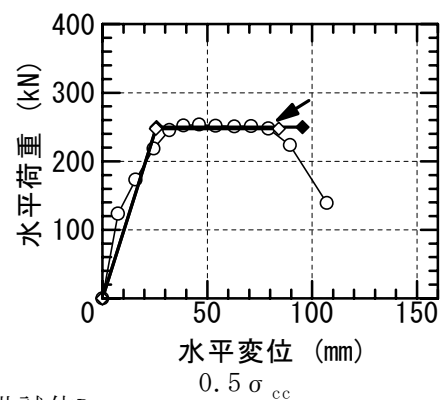
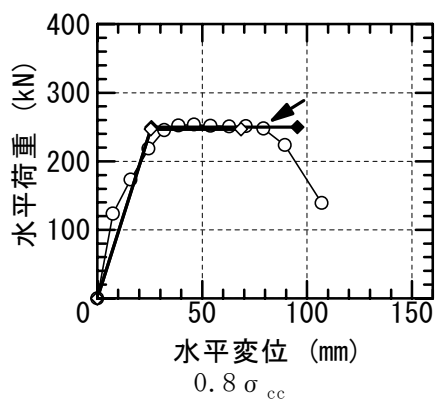
(1) 供試体A



(2) 供試体B



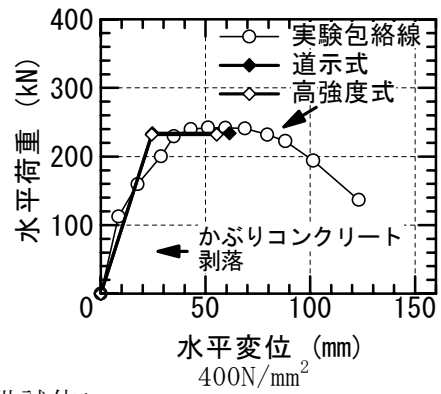
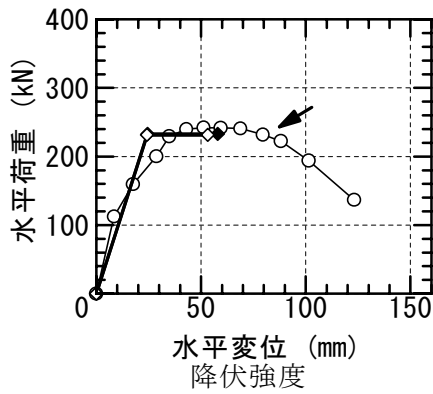
(3) 供試体C



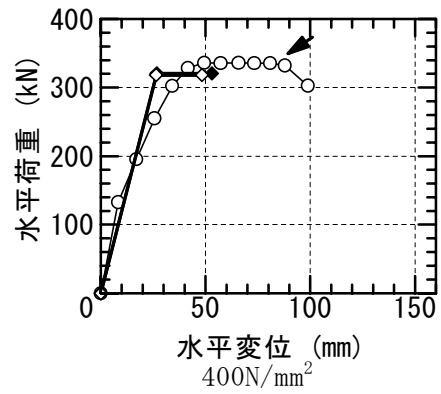
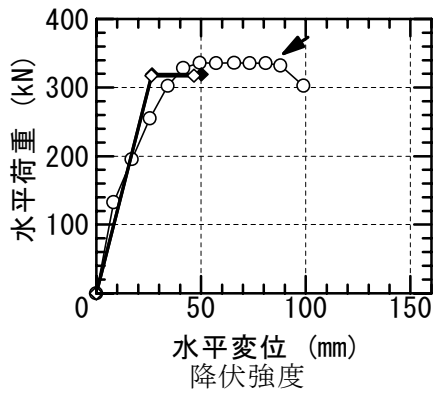
(4) 供試体D

図-3.4(6) 終局ひずみの定義の違いによる水平荷重—水平変位関係の比較

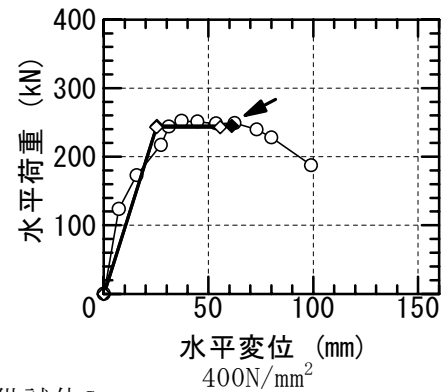
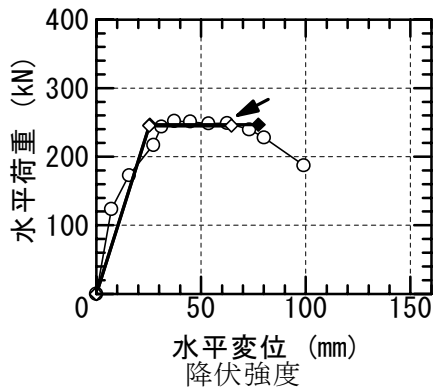
(応力ひずみ関係：高強度式 塑性ヒンジ長：損傷領域)



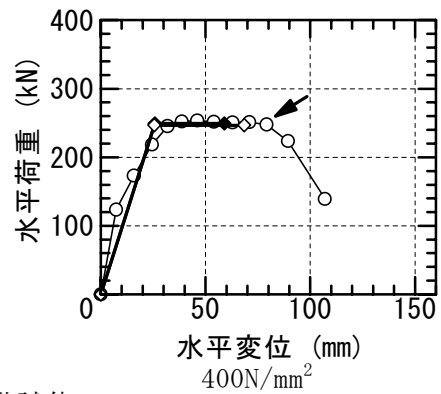
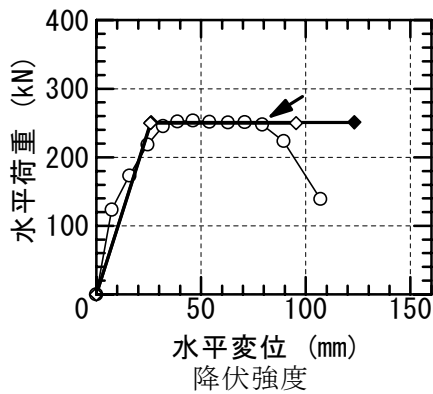
(1) 供試体A



(2) 供試体B

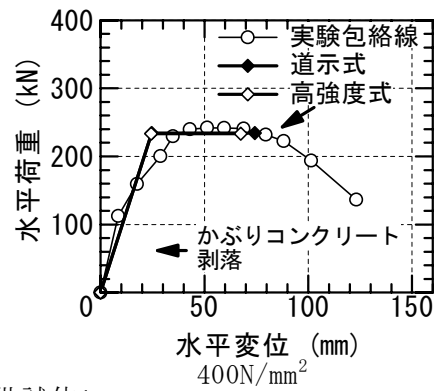
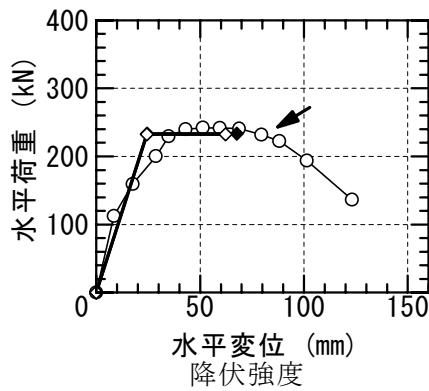


(3) 供試体C

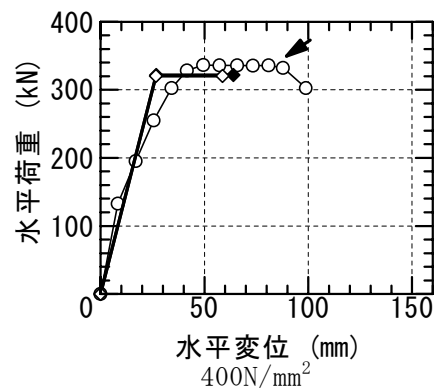
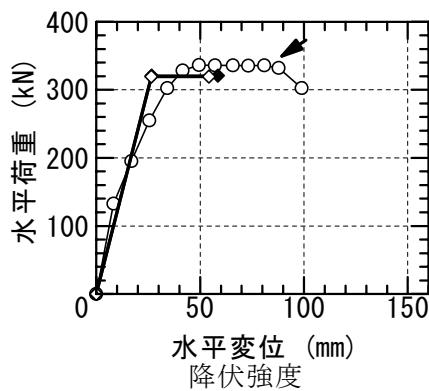


(4) 供試体D

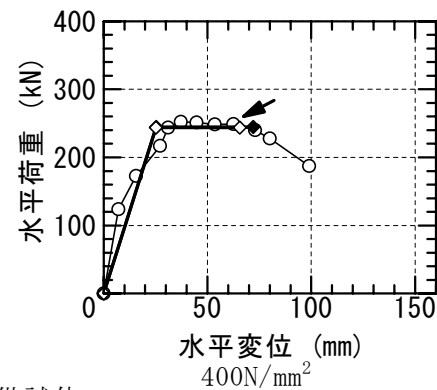
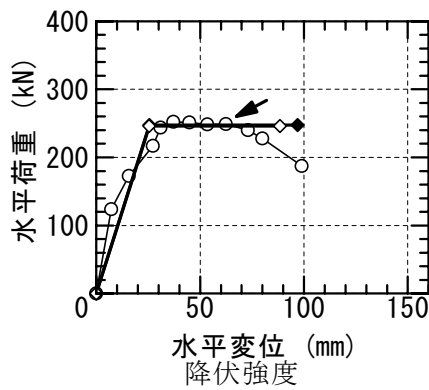
図-3.5(1) 横拘束鉄筋の強度の違いによる水平荷重－水平変位関係の比較
(終局ひずみ： $0.8\sigma_{cc}$ 時 塑性ヒンジ長：損傷領域)



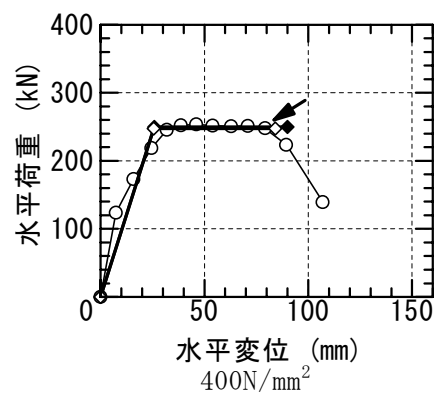
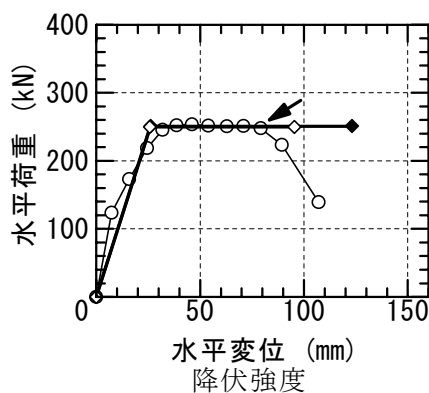
(1) 供試体A



(2) 供試体B



(3) 供試体C



(4) 供試体D

図-3.5(2) 横拘束鉄筋の強度の違いによる水平荷重—水平変位関係の比較
(終局ひずみ: $0.5\sigma_{cc}$ 時 塑性ヒンジ長: 損傷領域)

表-3.2(1) 水平荷重および水平変位計算値一覧（終局ひずみ： $0.8\sigma_{cc}$ 時）

(1) 供試体A

コンクリート $\sigma - \varepsilon$	塑性ヒンジ長 L_p	横拘束筋強度	変位 (mm)		荷重 (kN)		計算/実験比 (終局時)	
			降伏	終局	降伏	終局	変位	荷重
道示	道示	降伏	24.5	51.6	233.0		0.647	1.005
		400N/mm ²	24.6	54.5	233.8		0.683	1.009
高強度		降伏	24.2	47.7	231.5		0.598	0.999
		400N/mm ²	24.3	49.5	232.1		0.620	1.001
道示	浅津式	降伏	24.5	64.3	233.0		0.806	1.005
		400N/mm ²	24.6	68.4	233.8		0.857	1.009
高強度		降伏	24.2	58.7	231.5		0.736	0.999
		400N/mm ²	24.3	61.2	232.1		0.767	1.001
道示	損傷領域	降伏	24.5	58.0	233.0		0.727	1.005
		400N/mm ²	24.6	61.5	233.8		0.771	1.009
高強度		降伏	24.2	53.2	231.5		0.667	0.999
		400N/mm ²	24.3	55.4	232.1		0.694	1.001

(2) 供試体B

コンクリート $\sigma - \varepsilon$	塑性ヒンジ長 L_p	横拘束筋強度	変位 (mm)		荷重 (kN)		計算/実験比 (終局時)	
			降伏	終局	降伏	終局	変位	荷重
道示	道示	降伏	26.7	45.8	319.3		0.521	0.961
		400N/mm ²	26.7	48.1	320.5		0.547	0.965
高強度		降伏	26.3	42.7	317.1		0.486	0.955
		400N/mm ²	26.4	44.1	318.1		0.502	0.958
道示	浅津式	降伏	26.6	54.7	319.3		0.622	0.961
		400N/mm ²	26.7	58.0	320.5		0.660	0.965
高強度		降伏	26.3	50.4	317.1		0.573	0.955
		400N/mm ²	26.4	52.4	318.1		0.596	0.958
道示	損傷領域	降伏	26.6	50.2	319.3		0.571	0.961
		400N/mm ²	26.7	53.0	320.5		0.603	0.965
高強度		降伏	26.3	46.6	317.2		0.530	0.955
		400N/mm ²	26.4	48.3	318.1		0.549	0.958

表-3.2(2) 水平荷重および水平変位計算値一覧（終局ひずみ： $0.8\sigma_{cc}$ 時）

コンクリート σ－ε	塑性ヒンジ長Lp	横拘束筋強度	変位 (mm)		荷重 (kN)		計算/実験比 (終局時)	
			降伏	終局	降伏	終局	変位	荷重
道示	道示	降伏	25.6	67.6	246.7		1.083	0.991
		400N/mm ²	25.3	54.3	244.8		0.870	0.983
高強度		降伏	25.3	57.1	245.1		0.915	0.984
		400N/mm ²	25.1	49.8	242.9		0.798	0.976
道示	浅津式	降伏	25.6	87.2	246.7		1.397	0.991
		400N/mm ²	25.3	67.9	244.8		1.088	0.983
高強度		降伏	25.3	71.8	245.1		1.151	0.984
		400N/mm ²	25.1	61.3	242.9		0.982	0.976
道示	損傷領域	降伏	25.6	77.4	246.7		1.240	0.991
		400N/mm ²	25.3	61.1	244.8		0.979	0.983
高強度		降伏	25.3	64.5	245.1		1.034	0.984
		400N/mm ²	25.1	55.5	242.9		0.889	0.976

(4) 供試体D

コンクリート リート $\sigma - \epsilon$	塑性ヒンジ長 L_p	横拘束筋 強度	変位 (mm)		荷重 (kN)		計算/実験比 (終局時)	
			降伏	終局	降伏	終局	変位	荷重
道示	道示	降伏	26.2	123.2	251.0		1.558	1.013
		400N/mm ²	25.8	85.9	249.3		1.086	1.006
高強度		降伏	25.8	95.4	249.8		1.206	1.008
		400N/mm ²	25.5	68.5	246.8		0.866	0.996
道示	浅津式	降伏	26.2	143.4	251.0		1.813	1.013
		400N/mm ²	25.8	98.5	249.3		1.245	1.006
高強度		降伏	25.8	109.9	249.8		1.389	1.008
		400N/mm ²	25.5	77.5	246.8		0.980	0.996
道示	損傷領域	降伏	26.2	123.2	251.0		1.558	1.013
		400N/mm ²	25.8	85.9	249.3		1.086	1.006
高強度		降伏	25.8	95.4	249.8		1.206	1.008
		400N/mm ²	25.5	68.5	246.8		0.866	0.996

表-3.2(3) 水平荷重および水平変位計算値一覧（終局ひずみ： $0.5\sigma_{cc}$ 時）

(1) 供試体A

コンクリート $\sigma - \varepsilon$	塑性ヒンジ長 L_p	横拘束筋強度	変位 (mm)		荷重 (kN)		計算/実験比(終局時)	
			降伏	終局	降伏	終局	変位	荷重
道示	道示	降伏	24.5	59.5	233.5		0.746	1.007
		400N/mm ²	24.6	64.9	234.3		0.813	1.011
高強度		降伏	24.3	55.1	232.6		0.690	1.003
		400N/mm ²	24.4	59.4	233.3		0.744	1.006
道示	浅津式	降伏	24.5	75.8	233.5		0.950	1.007
		400N/mm ²	24.6	83.6	234.3		1.048	1.011
高強度		降伏	24.3	69.5	232.6		0.871	1.003
		400N/mm ²	24.4	75.7	233.3		0.949	1.006
道示	損傷領域	降伏	24.5	67.7	233.5		0.848	1.007
		400N/mm ²	24.6	74.3	234.3		0.931	1.011
高強度		降伏	24.3	62.3	232.6		0.781	1.003
		400N/mm ²	24.4	67.5	233.3		0.846	1.006

(2) 供試体B

コンクリート $\sigma - \varepsilon$	塑性ヒンジ長 L_p	横拘束筋強度	変位 (mm)		荷重 (kN)		計算/実験比(終局時)	
			降伏	終局	降伏	終局	変位	荷重
道示	道示	降伏	26.7	52.5	320.6		0.597	0.965
		400N/mm ²	26.8	57.0	321.8		0.648	0.969
高強度		降伏	26.5	49.1	319.4		0.559	0.962
		400N/mm ²	26.6	52.6	320.4		0.598	0.965
道示	浅津式	降伏	26.7	64.6	320.6		0.735	0.965
		400N/mm ²	26.8	71.0	321.8		0.808	0.969
高強度		降伏	26.5	59.6	319.4		0.678	0.962
		400N/mm ²	26.6	64.8	320.4		0.737	0.965
道示	損傷領域	降伏	26.7	58.6	320.6		0.667	0.965
		400N/mm ²	26.8	64.0	321.8		0.728	0.969
高強度		降伏	26.5	54.3	319.4		0.618	0.962
		400N/mm ²	26.6	58.7	320.4		0.668	0.965

表-3.2(4) 水平荷重および水平変位計算値一覧（終局ひずみ：0.5 σ_{cc} 時）

(3) 供試体C

コンクリート $\sigma - \varepsilon$	塑性ヒンジ長 L_p	横拘束筋強度	変位 (mm)		荷重 (kN)		計算/実験比(終局時)	
			降伏	終局	降伏	終局	変位	荷重
道示	道示	降伏	25.6	83.4	247.4		1.337	0.994
		400N/mm ²	25.3	63.1	244.8		1.011	0.983
高強度		降伏	25.5	76.6	246.3		1.228	0.989
		400N/mm ²	25.2	58.0	243.7		0.929	0.979
道示	浅津式	降伏	25.6	110.3	247.4		1.768	0.994
		400N/mm ²	25.3	80.8	244.8		1.295	0.983
高強度		降伏	25.5	100.5	246.3		1.611	0.989
		400N/mm ²	25.2	73.3	243.7		1.175	0.979
道示	損傷領域	降伏	25.6	96.9	247.4		1.553	0.994
		400N/mm ²	25.3	72.0	244.8		1.154	0.983
高強度		降伏	25.5	88.5	246.3		1.418	0.989
		400N/mm ²	25.2	65.6	243.7		1.051	0.979

(4) 供試体D

コンクリート $\sigma - \varepsilon$	塑性ヒンジ長 L_p	横拘束筋強度	変位 (mm)		荷重 (kN)		計算/実験比(終局時)	
			降伏	終局	降伏	終局	変位	荷重
道示	道示	降伏	26.2	123.2	251.0		1.558	1.013
		400N/mm ²	25.9	90.0	249.7		1.138	1.008
高強度		降伏	25.8	95.4	249.8		1.206	1.008
		400N/mm ²	25.5	84.1	247.5		1.063	0.999
道示	浅津式	降伏	26.2	143.4	251.0		1.813	1.013
		400N/mm ²	25.9	103.3	249.7		1.306	1.008
高強度		降伏	25.8	109.9	249.8		1.389	1.008
		400N/mm ²	25.5	96.4	247.5		1.219	0.999
道示	損傷領域	降伏	26.2	123.2	251.0		1.558	1.013
		400N/mm ²	25.9	90.0	249.7		1.138	1.008
高強度		降伏	25.8	95.4	249.8		1.206	1.008
		400N/mm ²	25.5	84.1	247.5		1.063	0.999

表-3.3 終局時における計算／実験比の統計量の比較

(1) $\sigma_{cu}=0.8\sigma_{cc}$

コンクリート σ - ε	塑性ヒンジ長Lp	横拘束筋強度	終局変位比			終局荷重比		
			平均	標準偏差	変動係数	平均	標準偏差	変動係数
道示	道示	降伏	0.952	0.470	0.494	0.993	0.023	0.023
		400N/mm ²	0.797	0.234	0.294	0.991	0.021	0.021
高強度		降伏	0.801	0.325	0.406	0.987	0.023	0.024
		400N/mm ²	0.697	0.166	0.239	0.983	0.020	0.020
道示	浅津式	降伏	1.160	0.547	0.472	0.993	0.023	0.023
		400N/mm ²	0.963	0.257	0.267	0.991	0.021	0.021
高強度		降伏	0.962	0.374	0.389	0.987	0.023	0.024
		400N/mm ²	0.831	0.186	0.224	0.983	0.020	0.020
道示	損傷領域	降伏	1.024	0.456	0.446	0.993	0.023	0.023
		400N/mm ²	0.860	0.215	0.251	0.991	0.021	0.021
高強度		降伏	0.859	0.314	0.366	0.987	0.023	0.024
		400N/mm ²	0.750	0.159	0.213	0.983	0.020	0.020

(2) $\sigma_{cu}=0.5\sigma_{cc}$

コンクリート σ - ε	塑性ヒンジ長Lp	横拘束筋強度	終局変位比			終局荷重比		
			平均	標準偏差	変動係数	平均	標準偏差	変動係数
道示	道示	降伏	1.059	0.461	0.435	0.995	0.021	0.021
		400N/mm ²	0.903	0.216	0.239	0.993	0.020	0.020
高強度		降伏	0.921	0.346	0.376	0.991	0.021	0.021
		400N/mm ²	0.834	0.204	0.245	0.987	0.019	0.019
道示	浅津式	降伏	1.316	0.555	0.421	0.995	0.021	0.021
		400N/mm ²	1.114	0.236	0.212	0.993	0.020	0.020
高強度		降伏	1.137	0.436	0.383	0.991	0.021	0.021
		400N/mm ²	1.020	0.222	0.218	0.987	0.019	0.019
道示	損傷領域	降伏	1.156	0.466	0.403	0.995	0.021	0.021
		400N/mm ²	0.988	0.201	0.203	0.993	0.020	0.020
高強度		降伏	1.006	0.370	0.368	0.991	0.021	0.021
		400N/mm ²	0.907	0.188	0.207	0.987	0.019	0.019

表-3.4 実験値からの終局曲率の逆算結果と計算値の比較

(応力ひずみ関係：道示式 塑性ヒンジ長：損傷領域 横拘束鉄筋強度：400N/mm²)

供試体	降伏(計算値)		終局変位(mm)		塑性ヒンジ長(mm)	終局曲率(1/m)	
	変位(mm)	曲率(1/m)	実験値	計算値		実験値(逆算)	計算値
A	24.6	8.475E-03	79.8	61.5	375	6.063E-02	4.334E-02
B	26.7	8.803E-03	87.9	53.0	375	6.662E-02	3.365E-02
C	25.3	8.769E-03	62.4	61.1	375	4.382E-02	4.259E-02
D	25.8	8.792E-03	79.1	85.9	300	7.091E-02	7.884E-02

4 まとめ

コンクリート設計基準強度 60N/mm^2 、鉄筋 USD685 の高強度材料を用いた正方形断面を有する RC 橋脚の耐力・変形特性について、鉄筋強度の組み合わせ、軸方向鉄筋量および横拘束鉄筋量をパラメータとして正負交番載荷実験を行うとともに、現行の道路橋示方書による耐力・変形評価式の適用可能性について検討し、以下のことが明らかになった。

- (1) せん断支間比 5.02 で、軸方向鉄筋比を 0.99% (供試体 A) および 1.48% (供試体 B) とした RC 橋脚模型の正負交番載荷実験の結果、標準的な材料強度の場合と同様いずれも曲げ破壊先行型の損傷形態となった。また、横拘束鉄筋も高強度材料を用いたうえで、帯鉄筋体積比が 0.33% (供試体 C) と 0.98% (供試体 D) とした実験の結果、いずれも曲げ破壊先行型の損傷形態となった。よって、本研究で対象としている高強度材料を使用した場合、少なくとも軸方向鉄筋比が 1.0~1.5% 程度、帯鉄筋体積比が 1% 程度までであれば、道路橋示方書で想定している曲げ破壊先行型の損傷形態となる。
- (2) かぶりコンクリートの剥離・剥落や軸方向鉄筋の座屈・破断などの断面損傷は、標準材料強度の場合と比べて急激に進んだ。これは、高強度材料が負担している応力が断面損傷により急激に解放されると非損傷領域の応力分担バランスも急激に変化することで損傷が促進されるためと考えられる。
- (3) 標準材料強度を用いた供試体 (供試体 N) における荷重低下開始時変位と、高強度材料を用いた供試体のそれは、供試体 B と D で若干大きいものの、全体的にはほぼ同等程度である。これを、供試体の降伏変位を基準として求めた変位塑性率で評価すると、供試体 A~D の変位塑性率は、供試体 N のほぼ半分となった。
- (4) 高強度材料を用いた場合の履歴吸収エネルギーは小さく、その絶対量は標準材料強度を用いた場合と同程度である。
- (5) かぶりコンクリート剥落時の横拘束鉄筋のひずみは、標準材料強度を用いた場合は降伏ひずみを超えているのに対し、高強度材料を用いた場合は降伏ひずみの半分強程度にとどまっている。これより、横拘束鉄筋の強度の増加に比例して軸方向鉄筋の座屈抑制効果やコンクリートの拘束効果が増すとは必ずしもいえないといえる。
- (6) 現行の道路橋示方書に示されている地震時保有水平耐力法の耐力・変形性能評価式と実験結果を比較した。この結果、耐力についてはほぼ推定できるが、変形性能については推定精度が必ずしも良くなかった。そこで、かぶりコンクリート剥落時に横拘束鉄筋に生じているひずみに相当する応力を横拘束鉄筋の降伏強度 ($\sigma_{sy}=400\text{N/mm}^2$) と置き換えた試算をした結果、終局変位の推定精度は向上した。また、別途行ったコンクリートの一軸圧縮試験の結果に基づくコンクリートの応力度-ひずみ曲線を用いて求めた終局変位によっても推定精度は向上した。

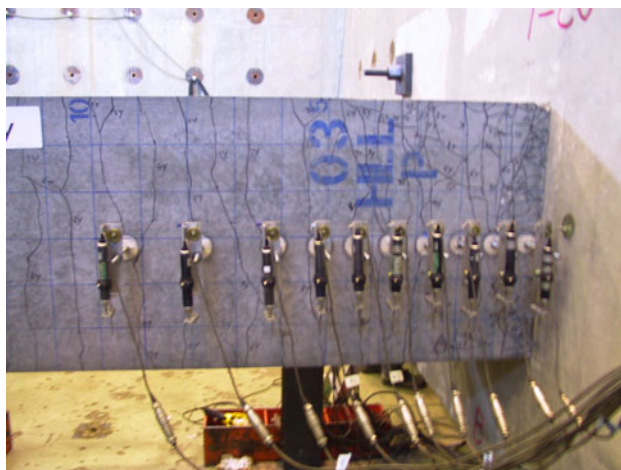
参考文献

- 1) たとえば、仲谷邦博、木村祐司、上田喜史、山脇正史：高強度鉄筋 SD490 を使用した七色高架橋の計画と設計(上)、橋梁と基礎、pp. 11-16、1999. 11
- 2) 水口和之、芦塚憲一郎：高強度材料を用いたコンクリート高橋脚―東海北陸自動車道 鷺見橋―、土木技術、53 巻、9 号、pp. 46-53、1998. 9
- 3) たとえば、下野一行、柏原茂、佐藤勉、松岡茂：高強度材料を用いた RC 梁部材のせん断耐力に関する実験的研究、コンクリート工学年次論文集、Vol. 21、No. 3、pp. 175-180、1999
- 4) 岡本大、佐藤勉、吉田幸司、宮城敏明：高強度材料を用いた RC 部材の変形性能評価、鉄道総研報告、Vol. 15、No. 3、pp. 5-10、2001. 3
- 5) たとえば、山本晴人、伊藤始、三島徹也、島弘：高強度材料を用いた RC 部材の鉄筋付着特性に関する研究、コンクリート工学年次論文集、Vol. 22、No. 3、pp. 1249-1254、2000
- 6) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編、2002. 3
- 7) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編、2002. 3
- 8) 独立行政法人土木研究所、(財)土木研究センター、前田建設工業(株)、戸田建設(株)、三井住友建設(株)、(株)ピーエス三菱、東急建設(株)：高じん性鉄筋コンクリート構造の配筋合理化技術に関する共同研究報告書(その2)、共同研究報告書 No. 319、2005. 2
- 9) 浅津直樹、運上茂樹、星隈順一、近藤益央：軸方向鉄筋の座屈解析による鉄筋コンクリート橋脚の塑性ヒンジ長に関する研究、土木学会論文集 I /682 I -56、pp. 177-194、2001. 7

参 考 資 料

I 損傷進展状況(写真および図)

注：写真内の供試体名及び載荷ステップは表題と合っていないものがあるが、表題が正である。



8 δ_0 (P 面)



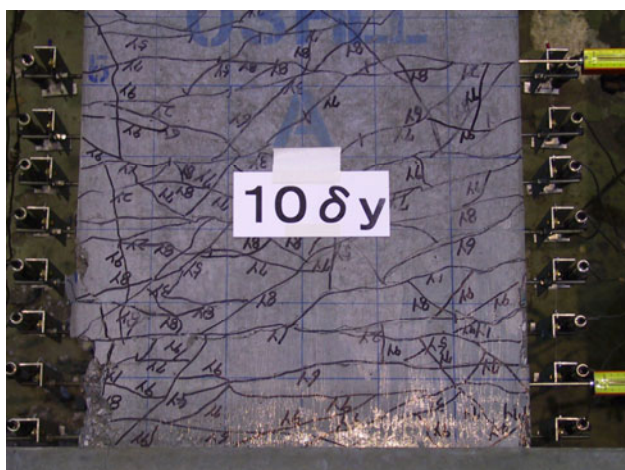
8 δ_0 (A 面)



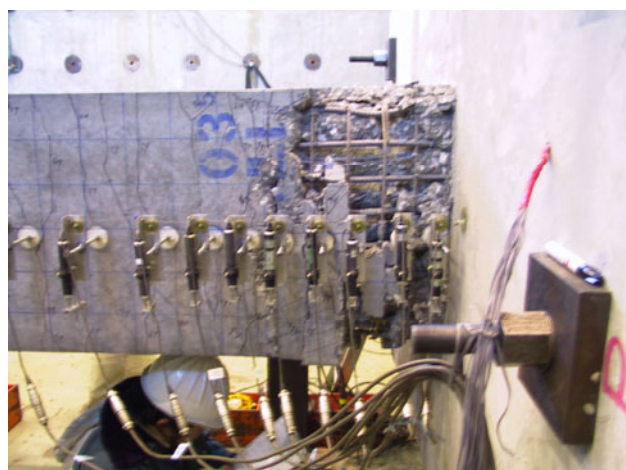
9 δ_0 (P 面)



9 δ_0 (M 面)



9 δ_0 (A 面)



10 δ_0 (P 面)

付写真-1.1(1) 損傷の進展(供試体 A)



10 δ_0 (M 面)



10 δ_0 (A 面)



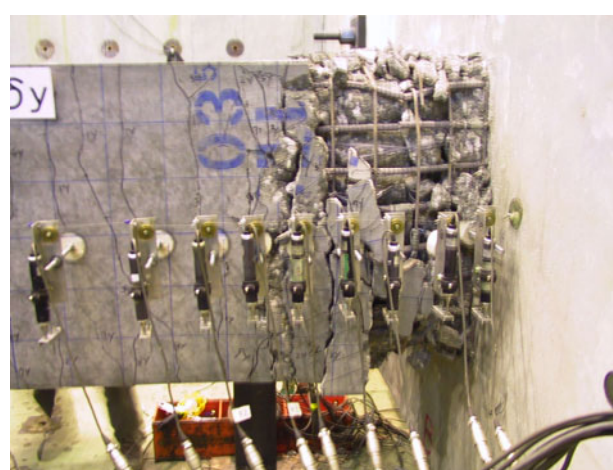
11 δ_0 (P 面)



11 δ_0 (P 面)



11 δ_0 (A 面)



12 δ_0 (P 面)

付写真-1.1 (2) 損傷の進展(供試体 A)

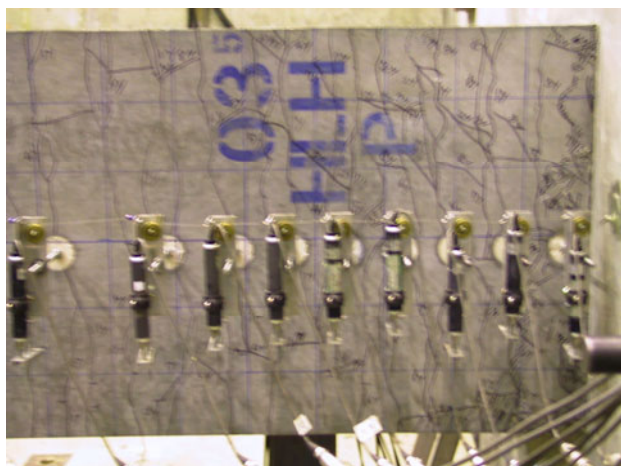


12δ₀ (M 面)

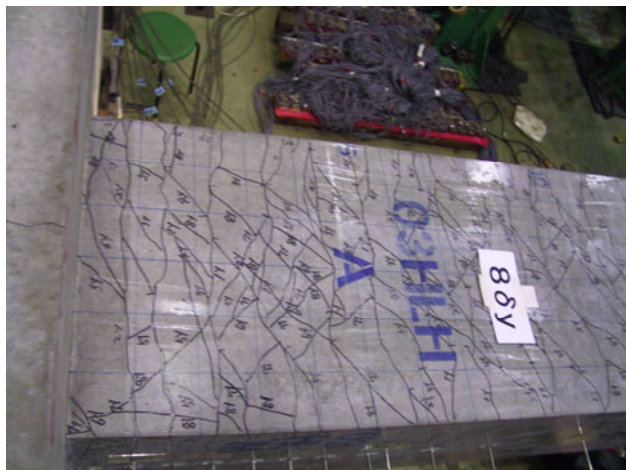


12δ₀ (MB 角)

付写真-1.1 (3) 損傷の進展 (供試体 A)



9δ₀ (P 面)



9δ₀ (A 面)



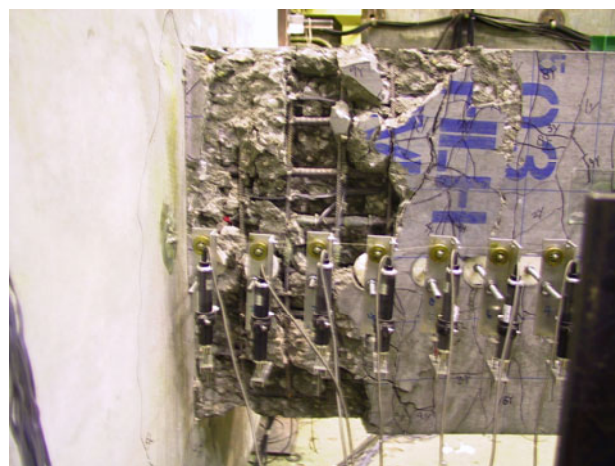
10δ₀ (P 面)



10δ₀ (M 面)

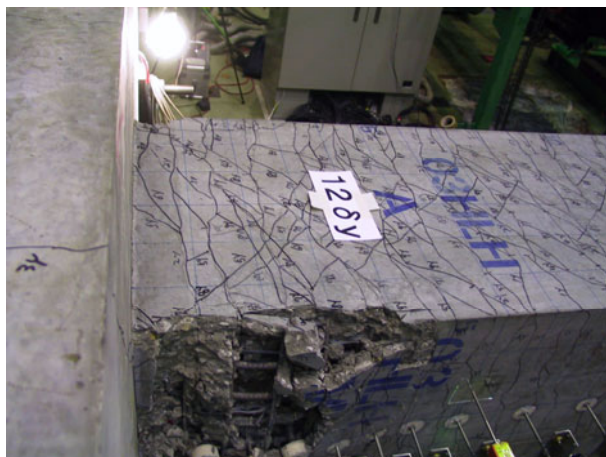


11δ₀ (P 面)



11δ₀ (M 面)

付写真-1.2(1) 損傷の進展(供試体 B)



11 δ_0 (A 面)



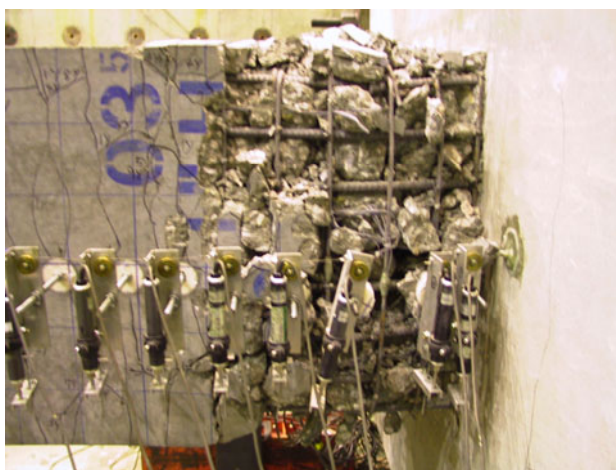
12 δ_0 (M 面)



12 δ_0 (P 面)



13 δ_0 (M 面)

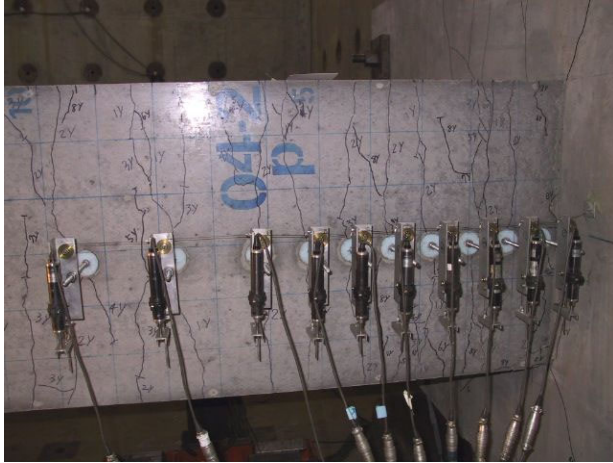


13 δ_0 (P 面)



13 δ_0 (A 面)

付写真-1.2(2) 損傷の進展(供試体 B)



8δ₀ (P 面)



8δ₀ (M 面)



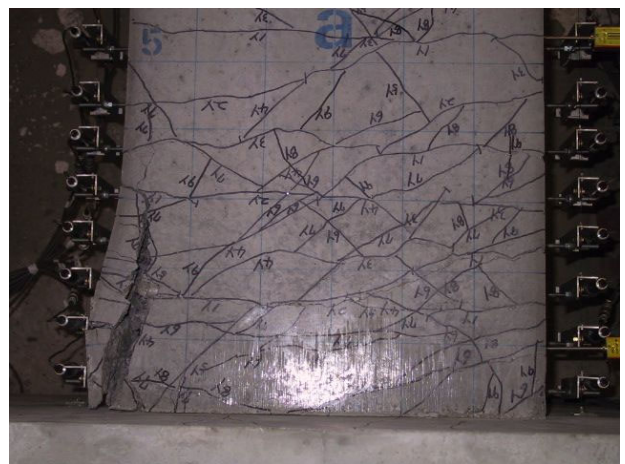
8δ₀ (A 面)



9δ₀ (P 面)



9δ₀ (M 面)



9δ₀ (A 面)

付写真-1.3(1) 損傷の進展(供試体 C)



10 δ_0 (P面)



10 δ_0 (M面)



10 δ_0 (A面)



11 δ_0 (P面)



11 δ_0 (M面)



11 δ_0 (A面)

付写真-1.3(2) 損傷の進展(供試体 C)



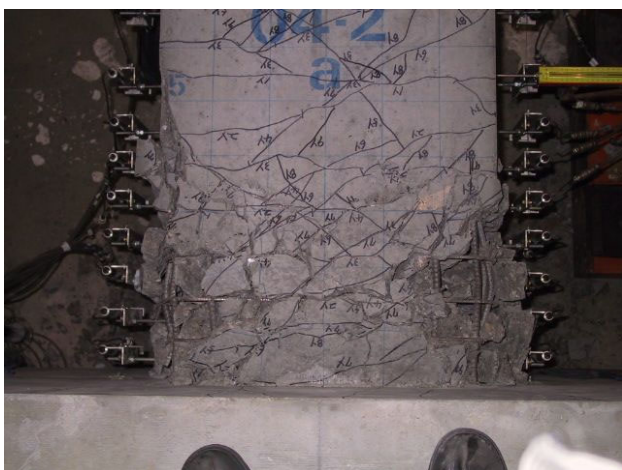
12δ₀ (P 面)



12δ₀ (PA 角)



12δ₀ (M 面)



12δ₀ (A 面)

付写真-1.3(3) 損傷の進展(供試体 C)



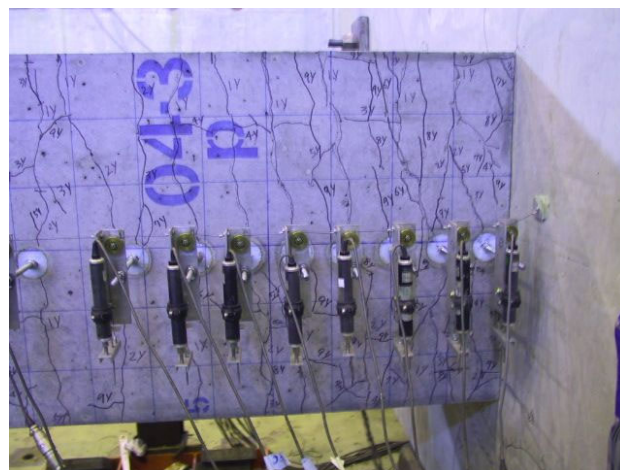
8 δ_0 (P 面)



8 δ_0 (M 面)



8 δ_0 (A 面)



9 δ_0 (P 面)



9 δ_0 (M 面)



9 δ_0 (A 面)

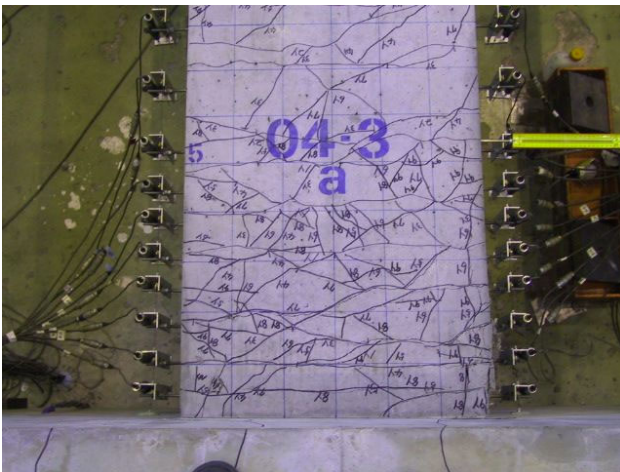
付写真-1.4(1) 損傷の進展(供試体 D)



10 δ_0 (P 面)



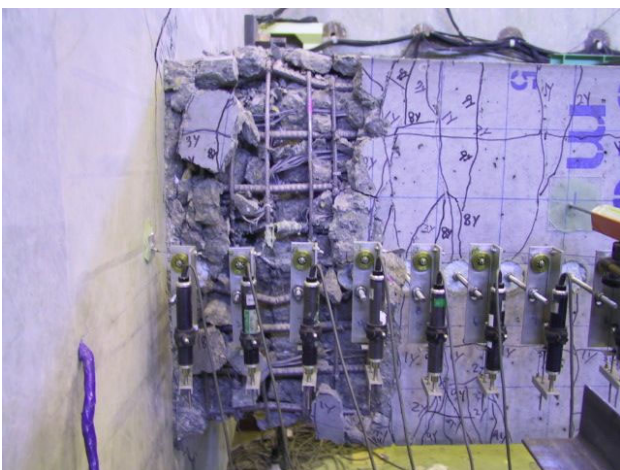
10 δ_0 (M 面)



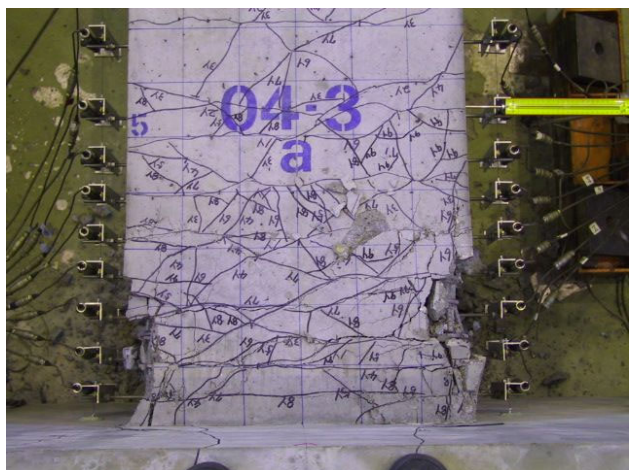
10 δ_0 (A 面)



11 δ_0 (P 面)



11 δ_0 (M 面)



11 δ_0 (A 面)

付写真-1.4(2) 損傷の進展(供試体 D)



11 δ_0 (MA 角)



12 δ_0 (P 面)

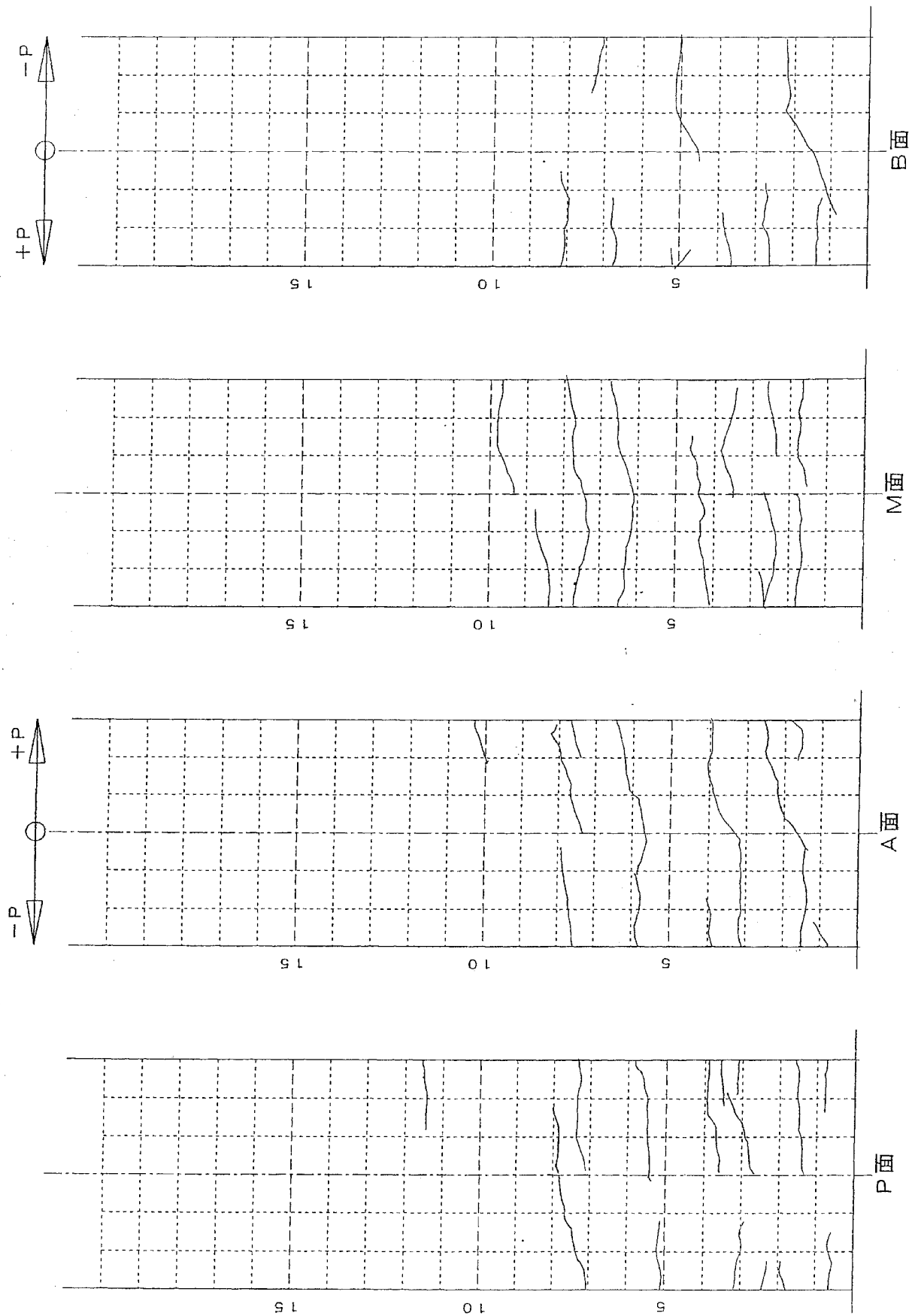


12 δ_0 (M 面)

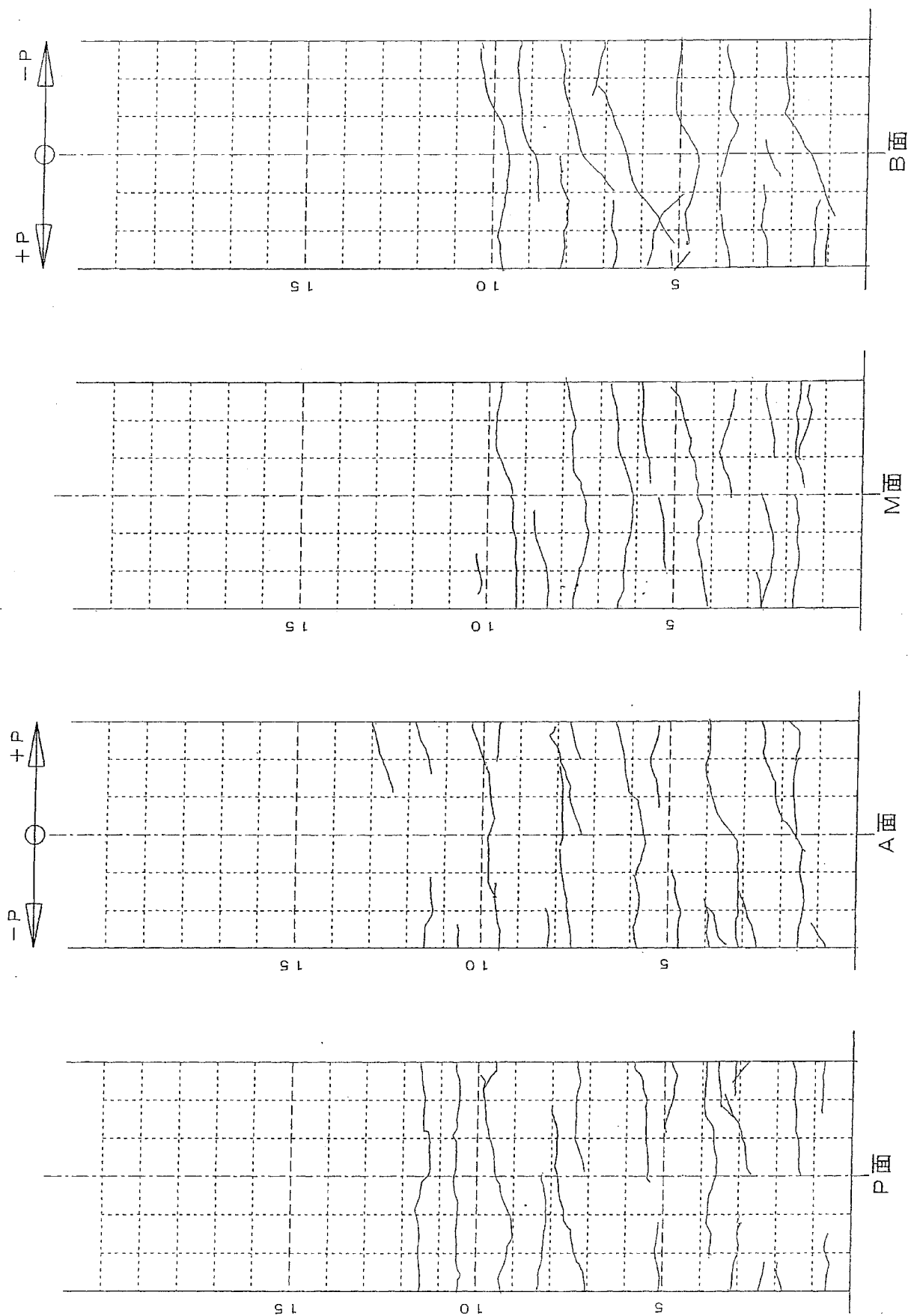


12 δ_0 (A 面)

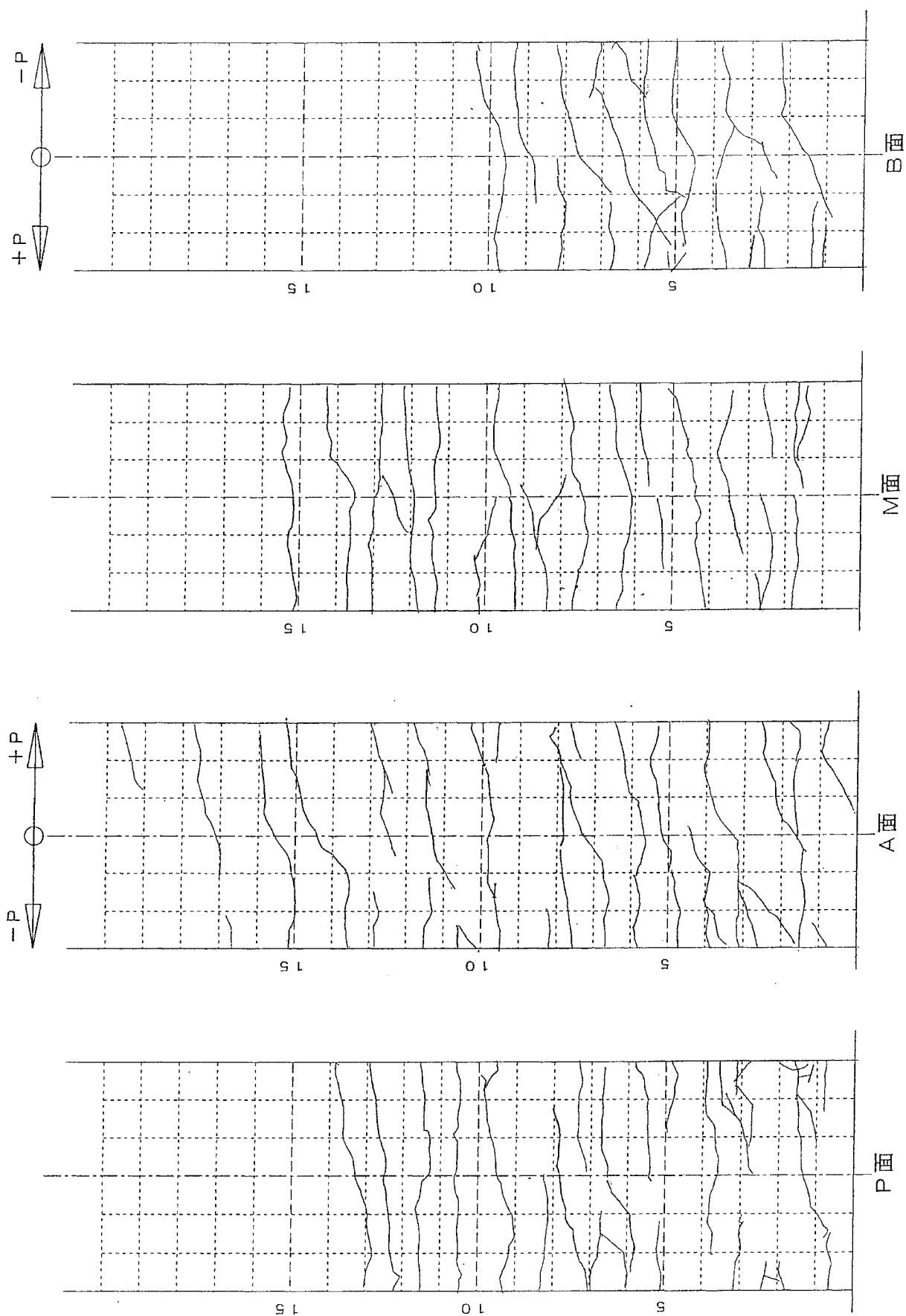
付写真-1.4(3) 損傷の進展(供試体 D)



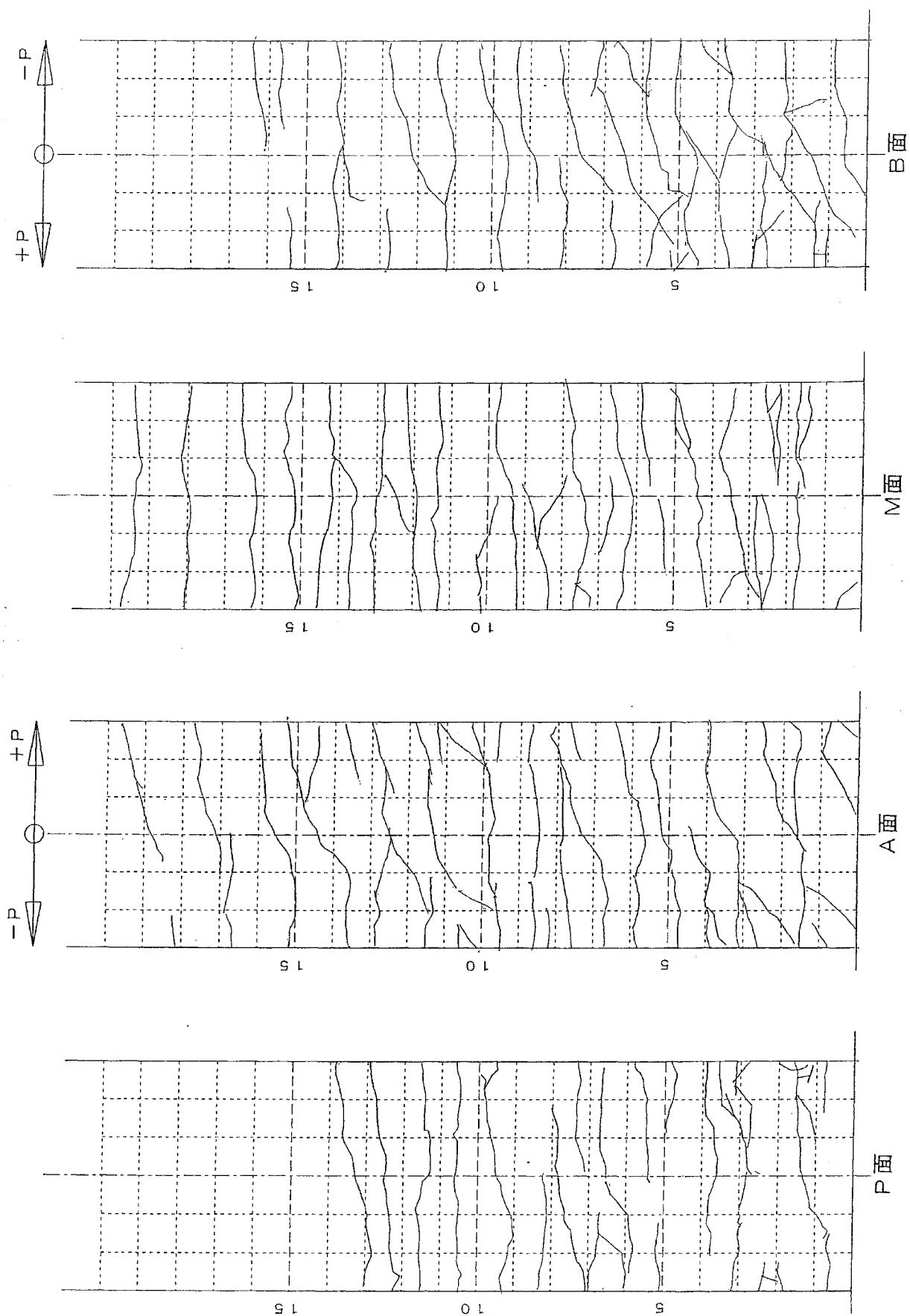
付図-1.1(1) 損傷進展状況(供試体 A 18₀)



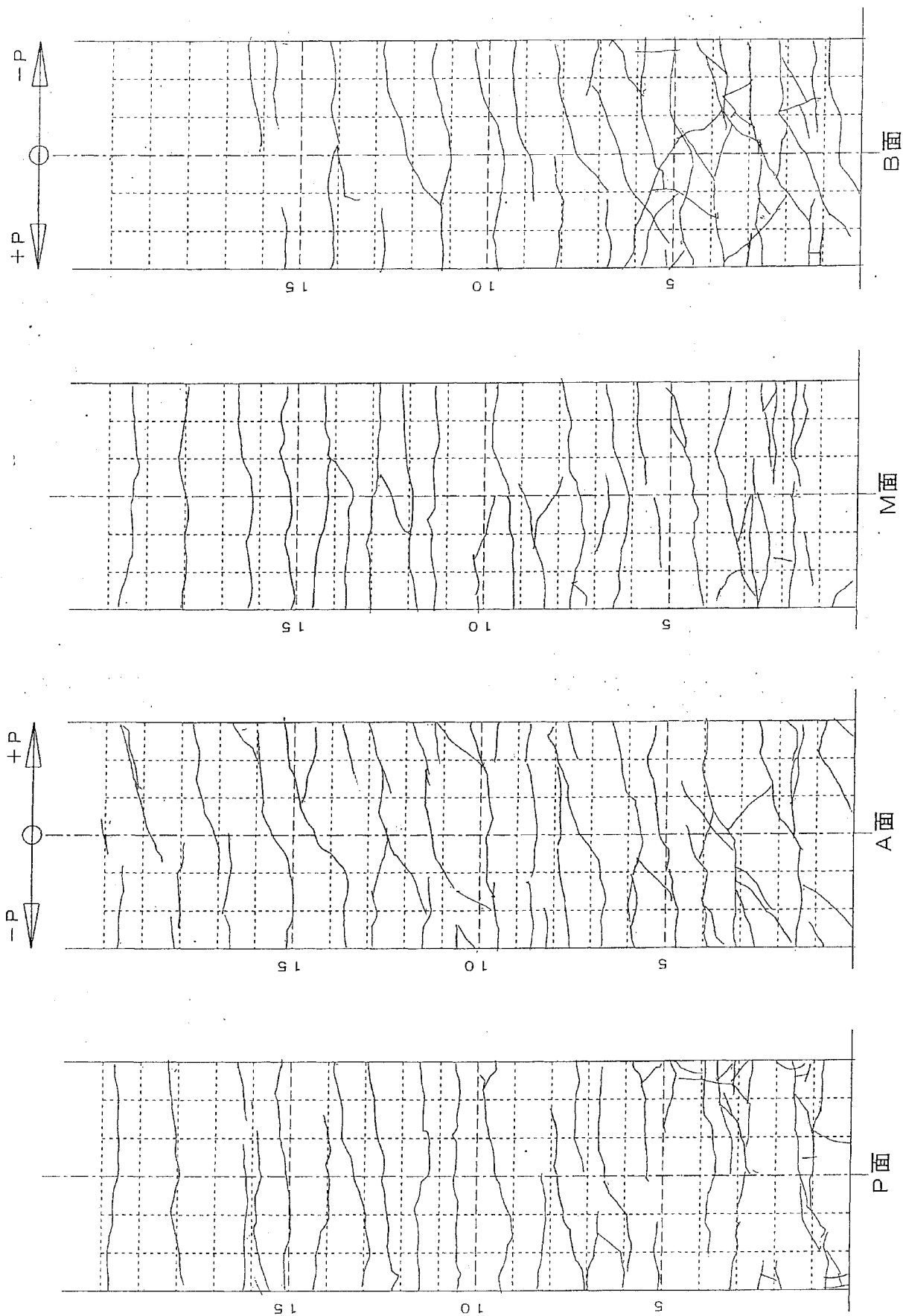
付図-1.1(2) 損傷進展状況(供試体 A 28₀)



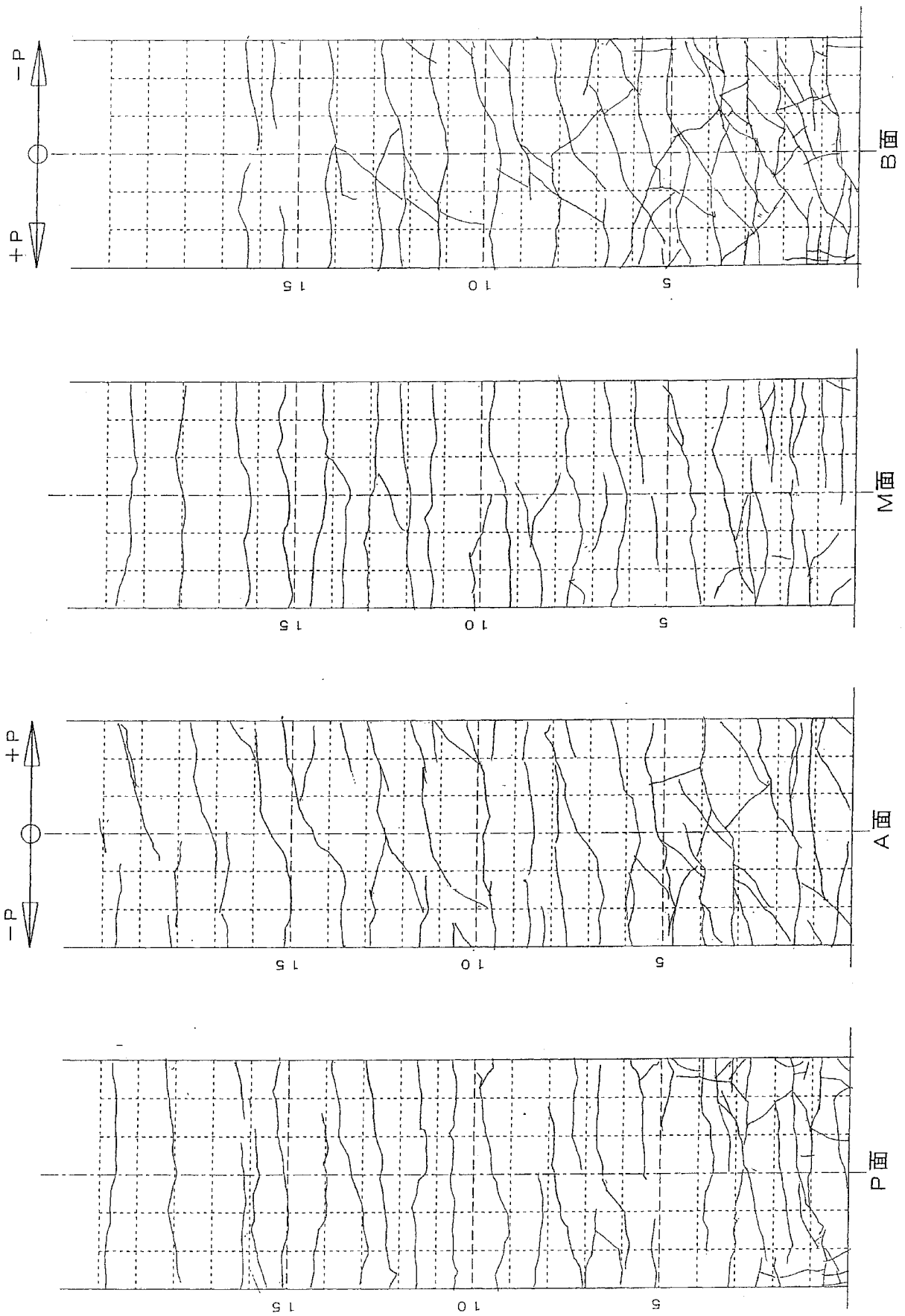
付図-1.1.1(3) 損傷進展状況 (供試体 A 3δ₀)



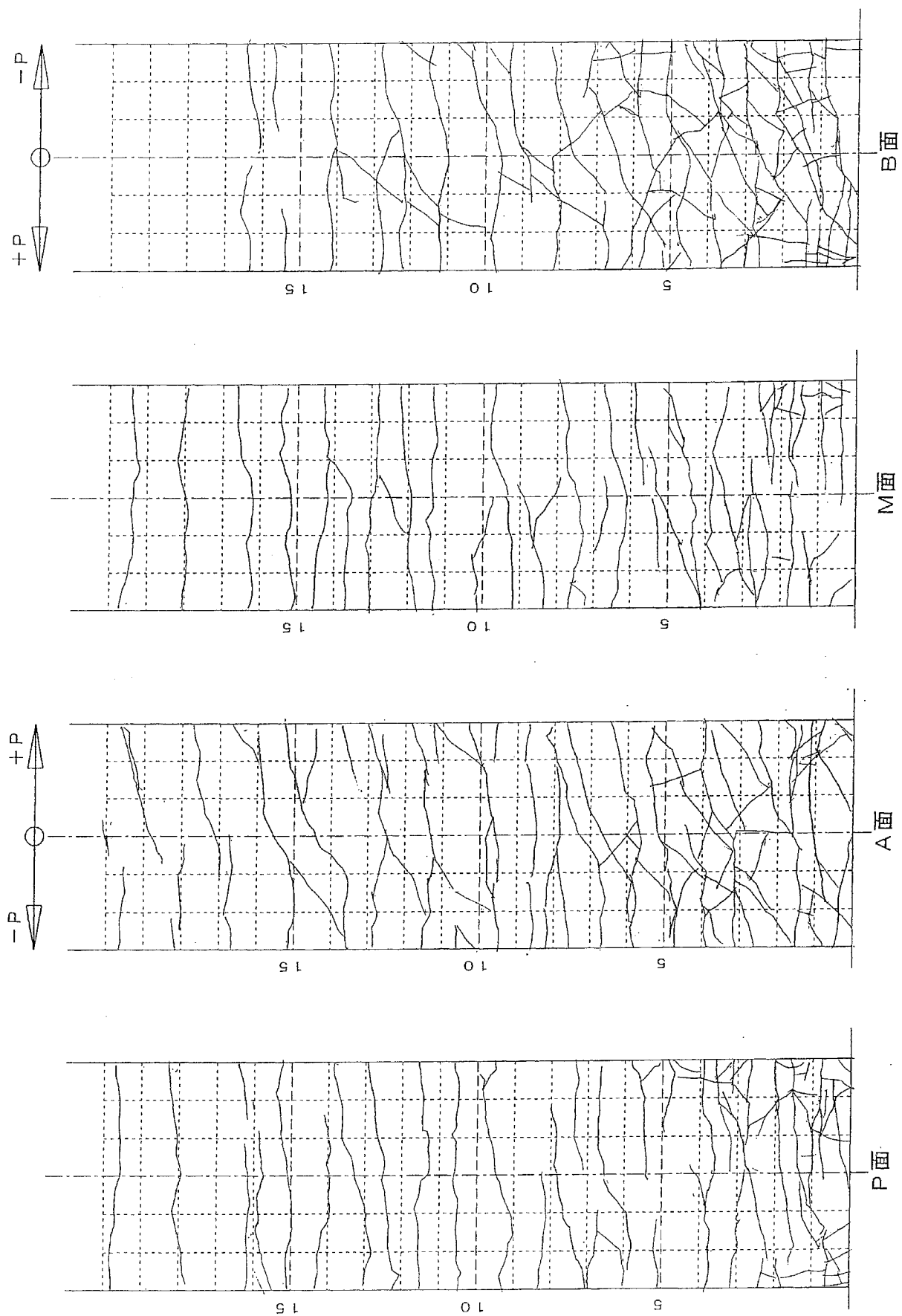
付図-1.1(4) 損傷進展状況(供試体 A 48₀)



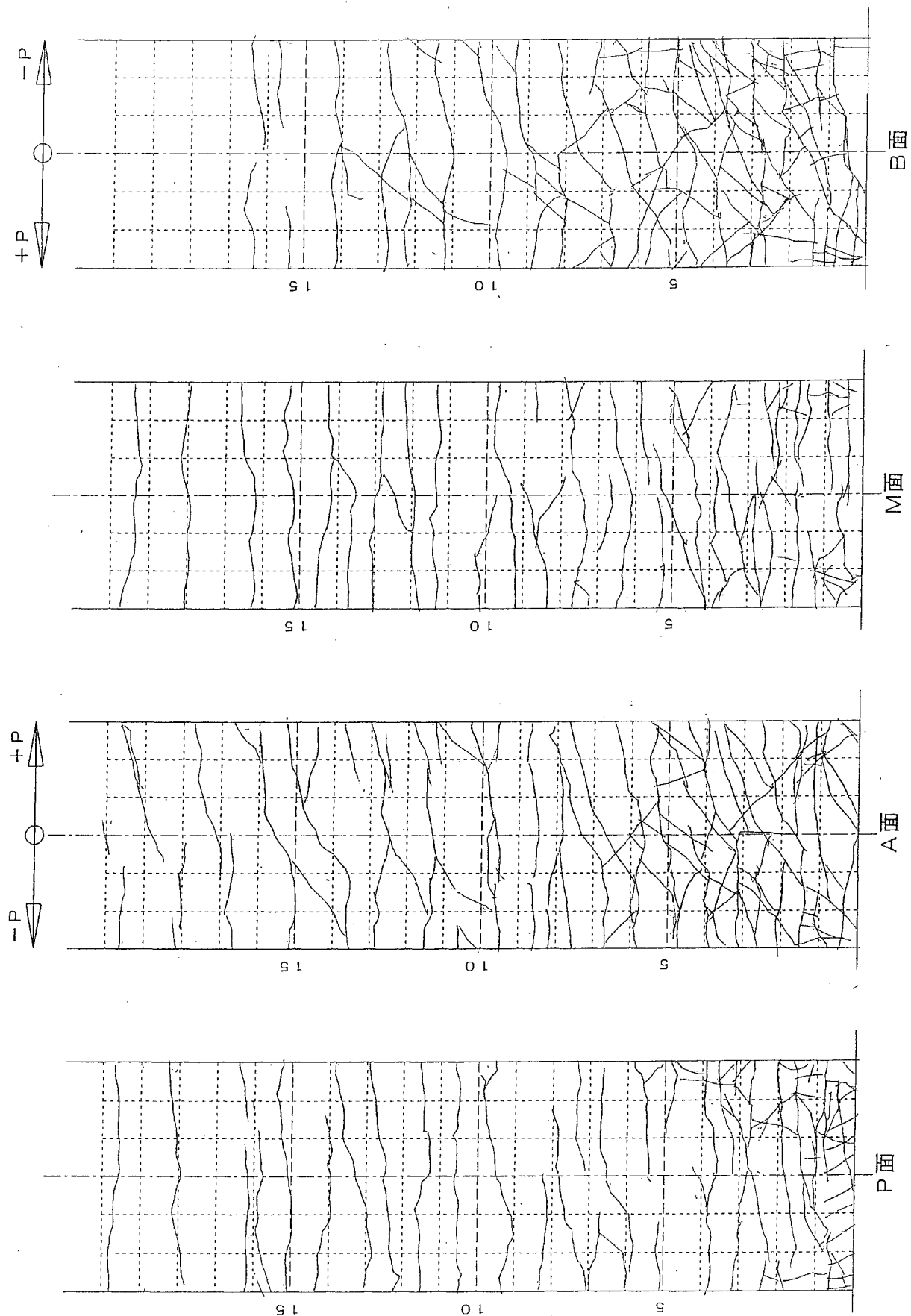
付図-1.1(5) 損傷進展状況(供試体 A 58₀)



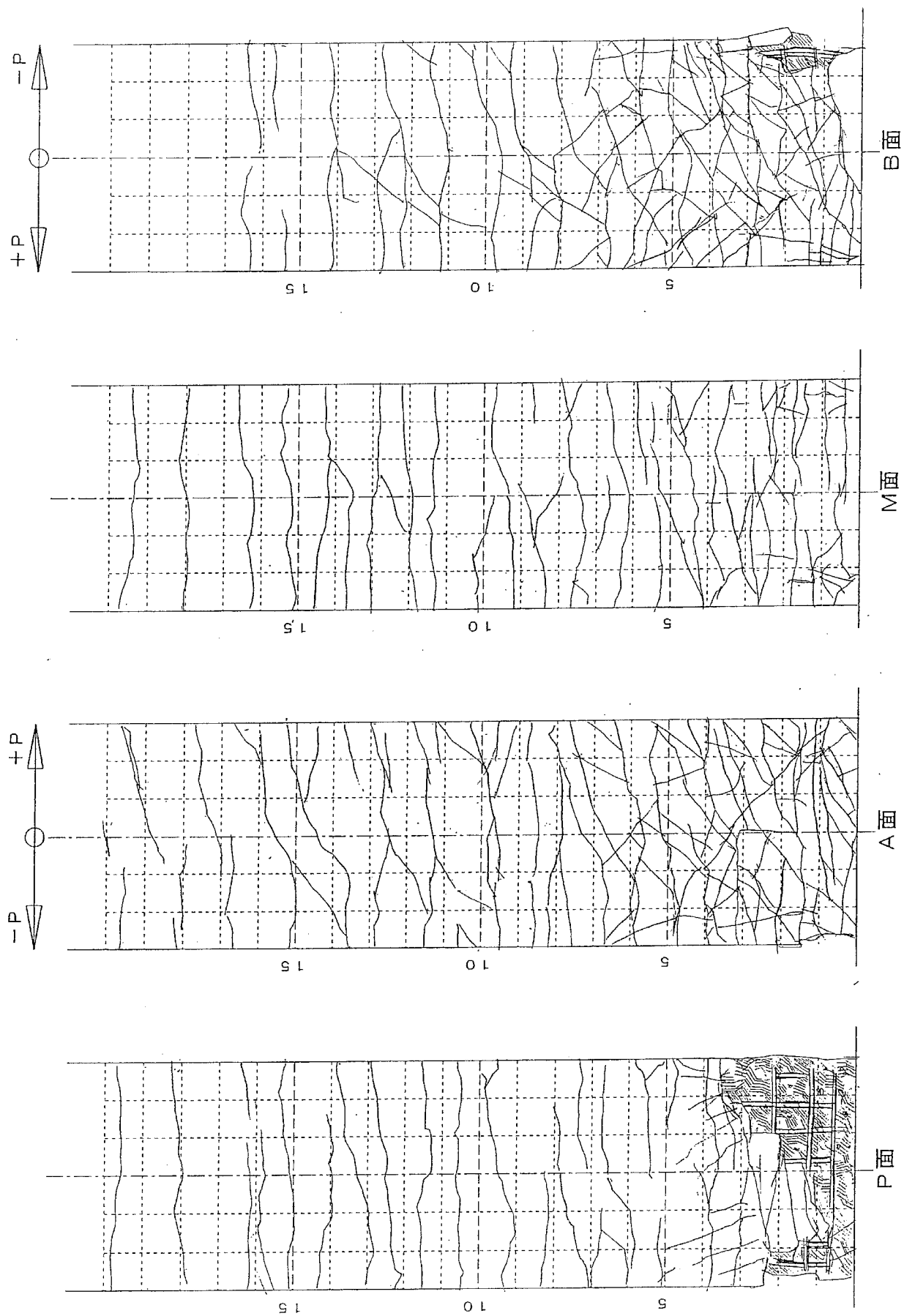
付図-1.1(6) 損傷進展状況(供試体 A 680)



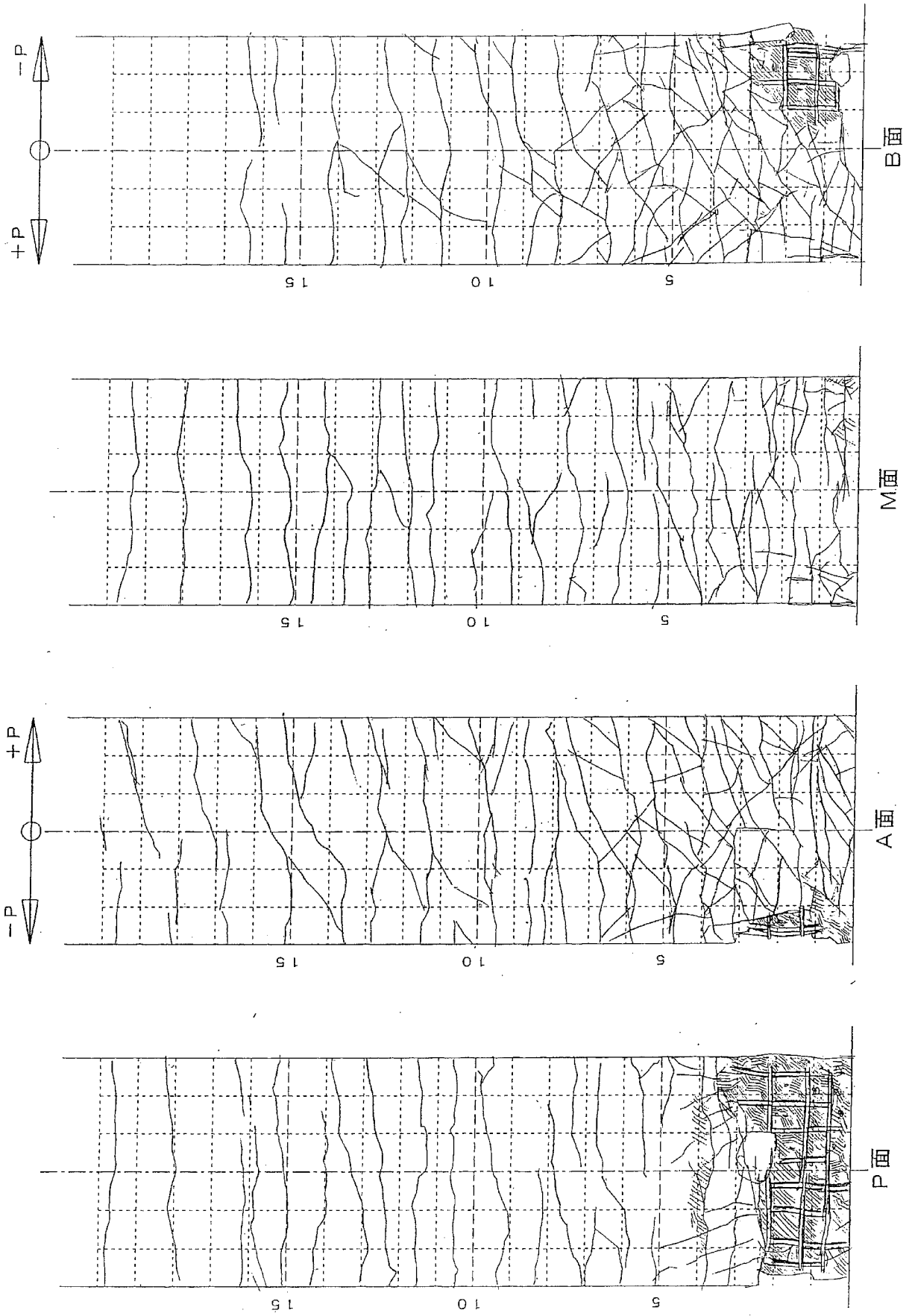
付図-1.1(7) 損傷進展状況(供試体 A 7δ₀)



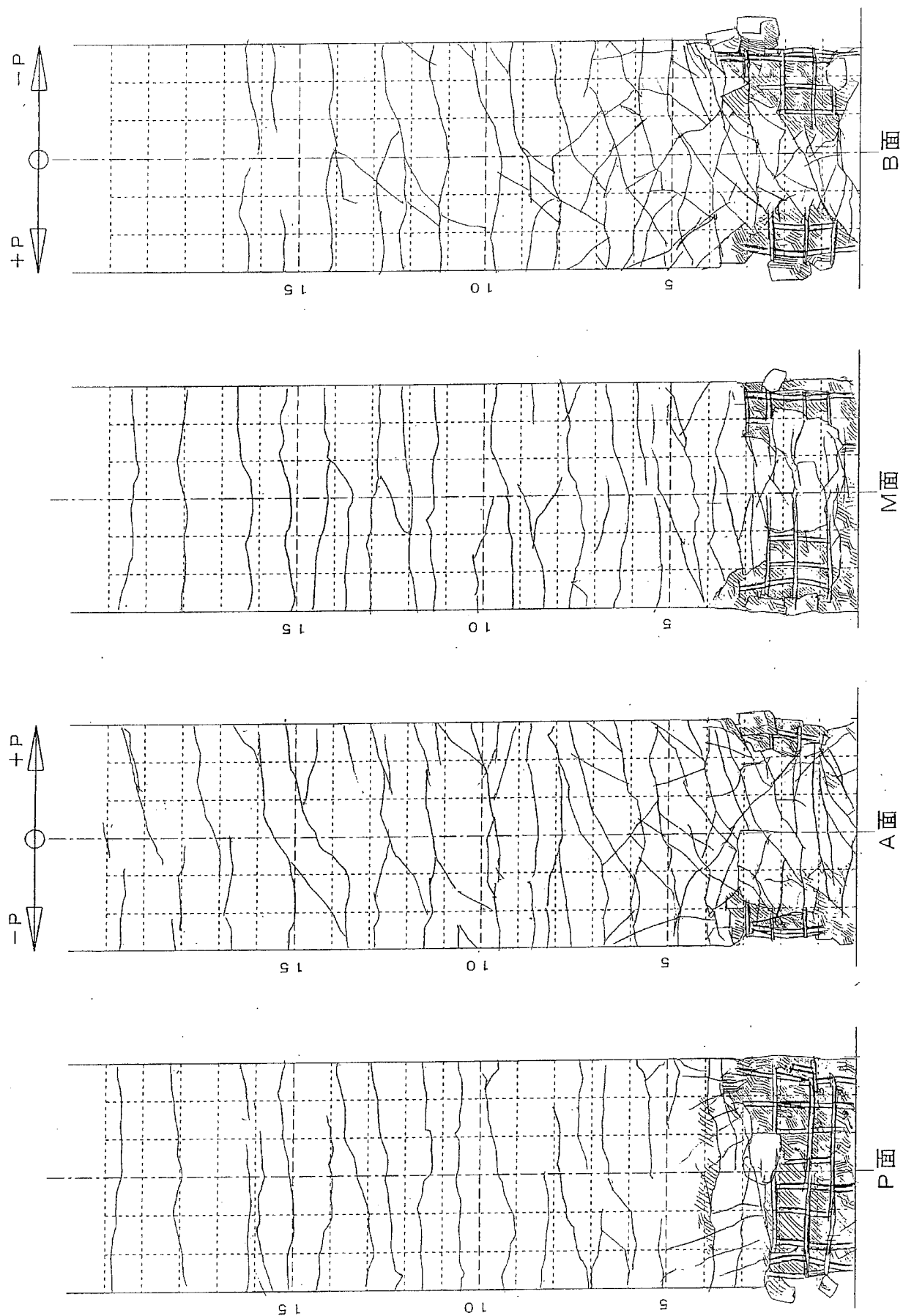
付図-1.1(8) 損傷進展状況(供試体 A 88 ϕ)



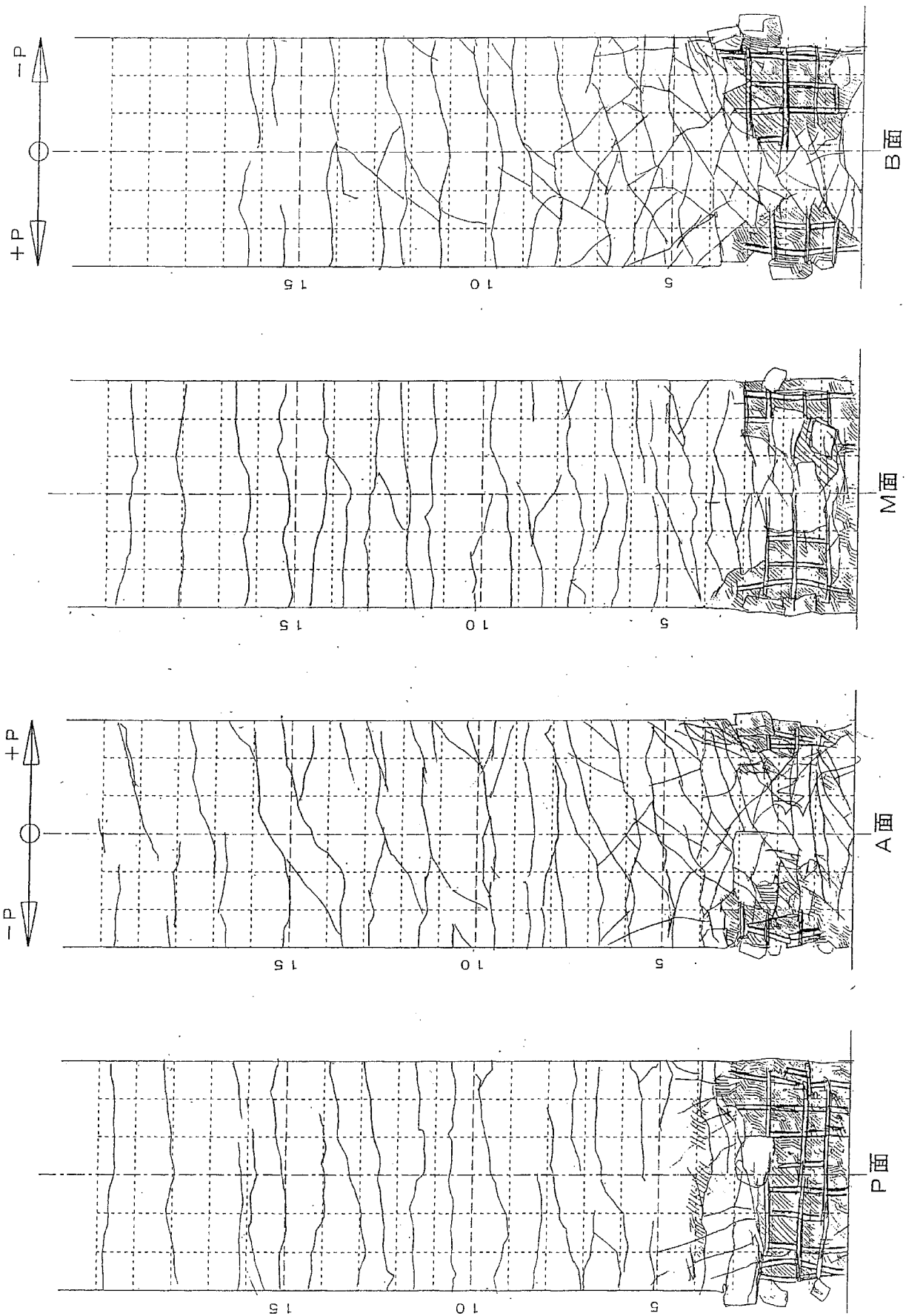
付図-1.1(9) 損傷進展状況(供試体 A 9δ₀)



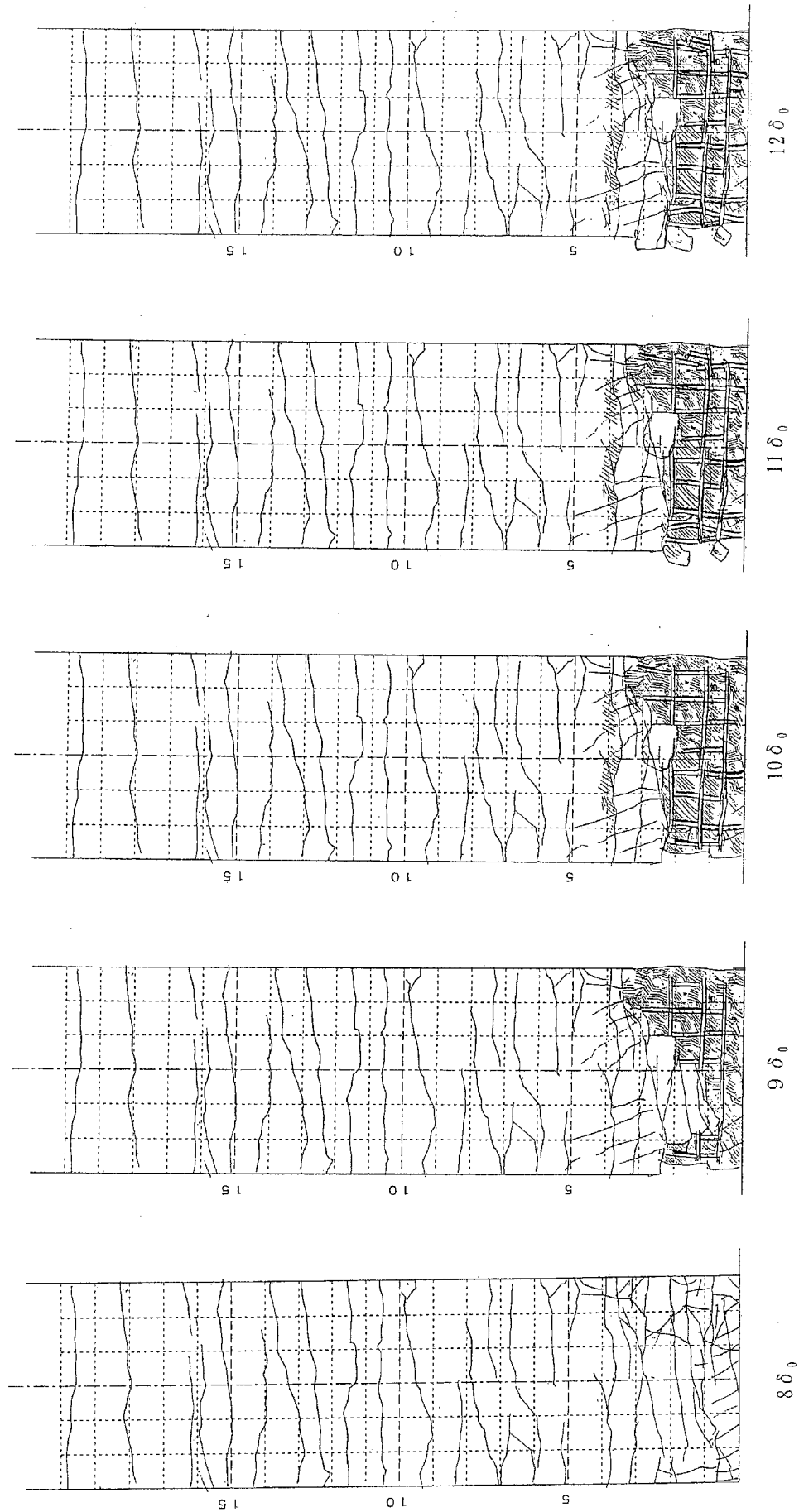
付図-1.1(10) 損傷進展状況(供試体 A 10δ₀)



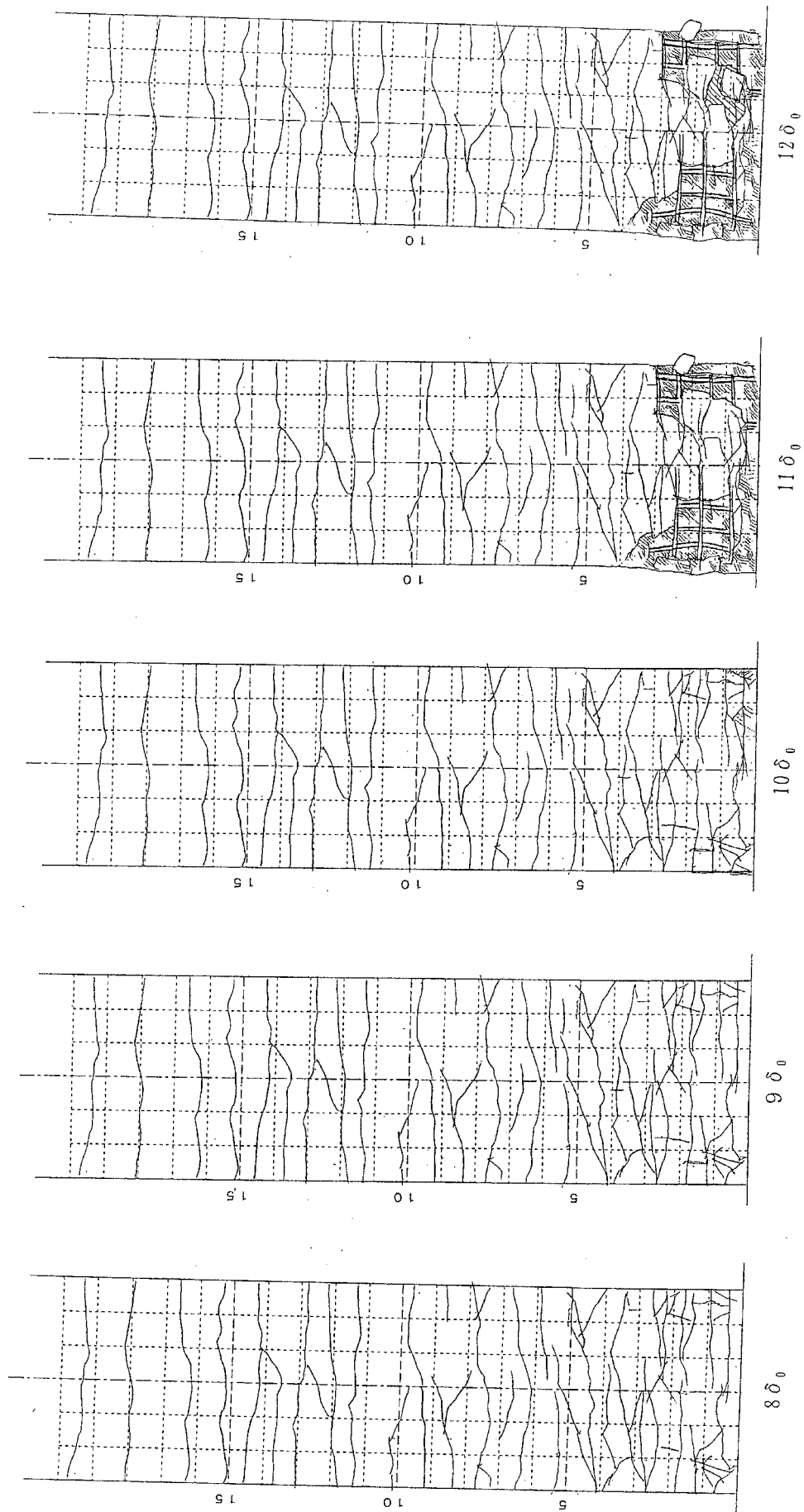
付図-1.1(11) 損傷進展状況(供試体 A 11δ₀)



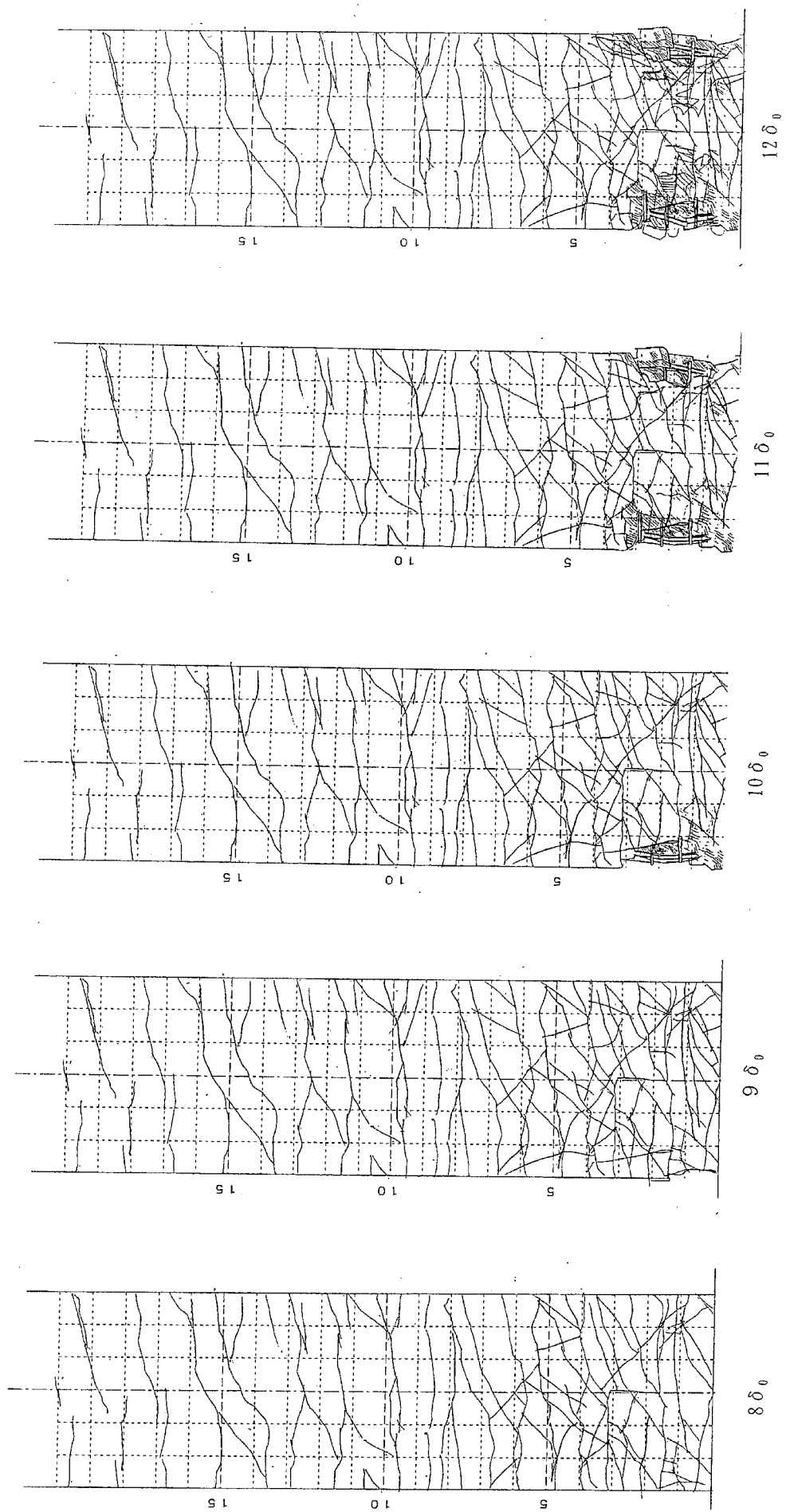
付図-1.1(12) 損傷進展状況(供試体 A 128₀)



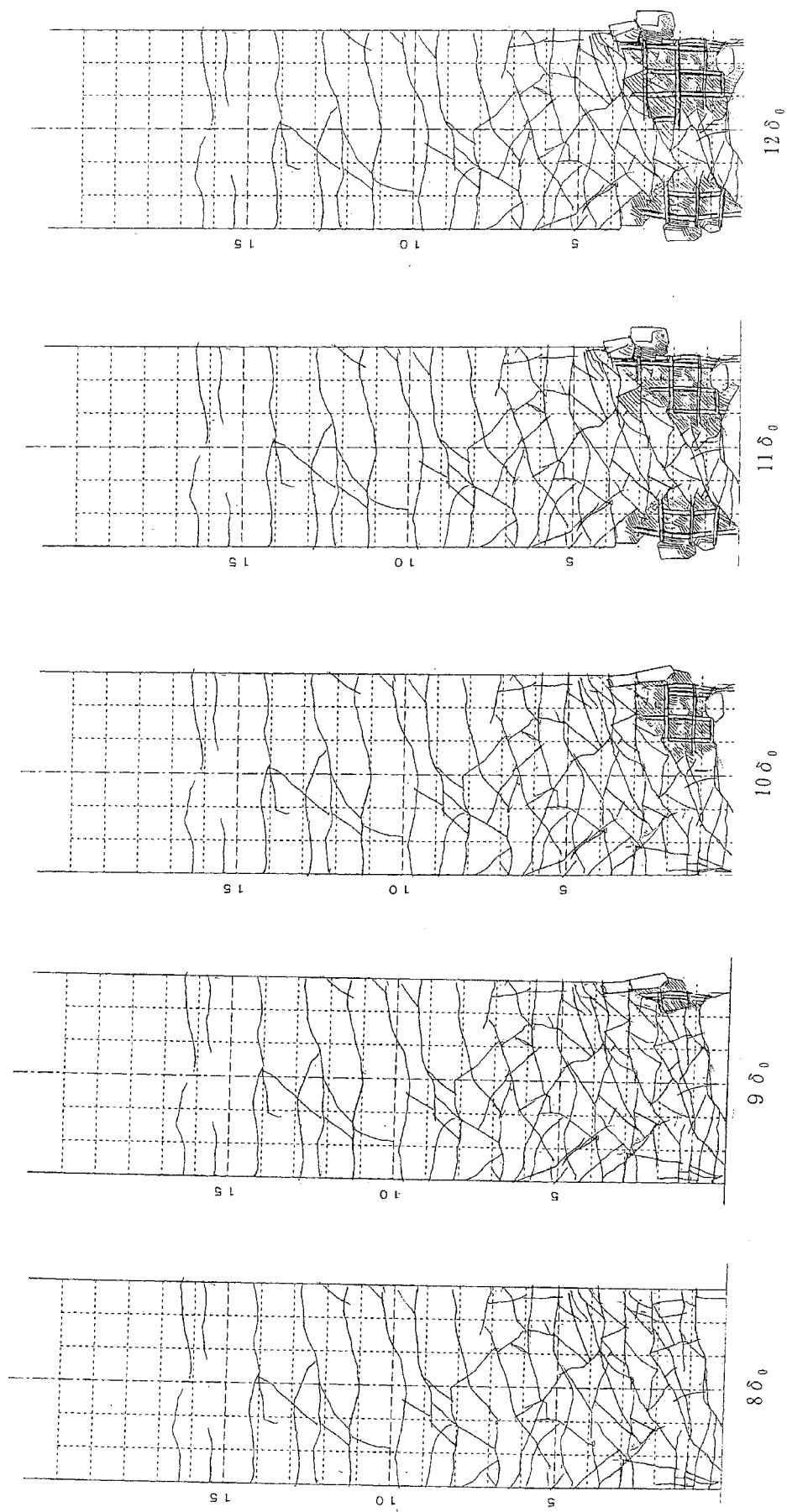
付図-1.1(13) 損傷進展状況(供試体 A P 面 $8\delta_0 \sim 12\delta_0$)



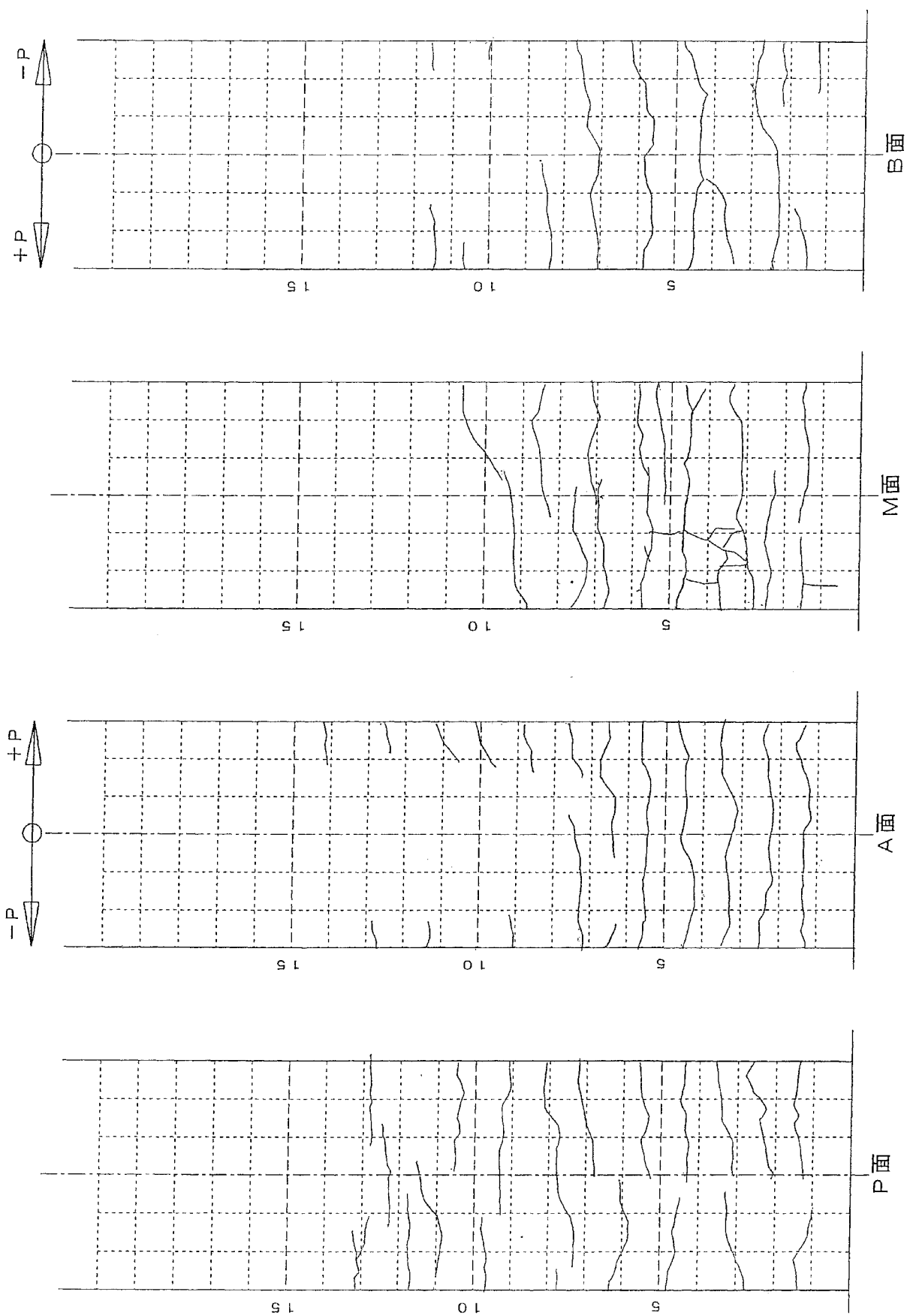
付図-1.1(14) 損傷進展状況(供試体 A M 面 $8\delta_0 \sim 12\delta_0$)



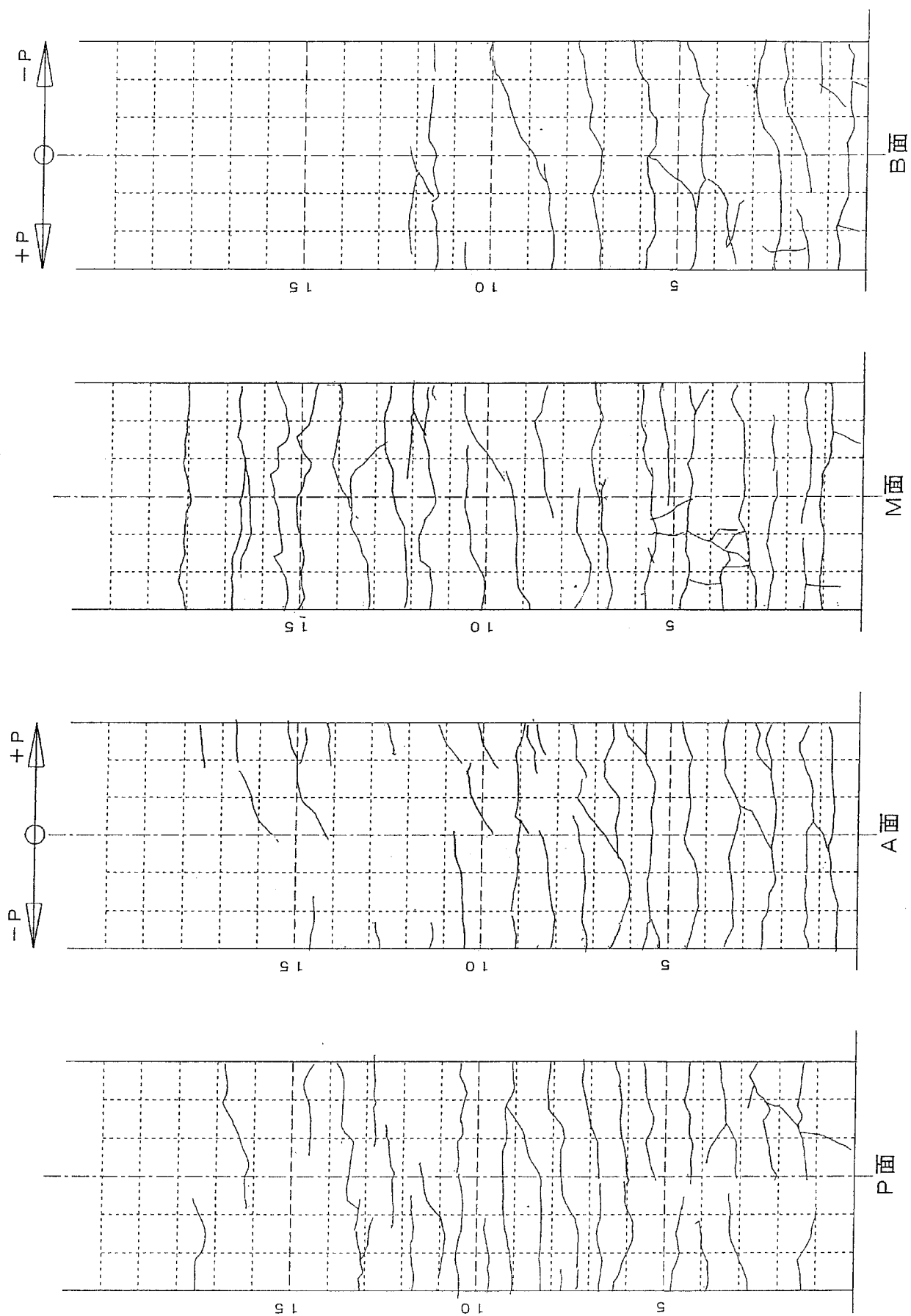
付図-1.1(15) 損傷進展状況(供試体 A A面 $8\delta_0 \sim 12\delta_0$)



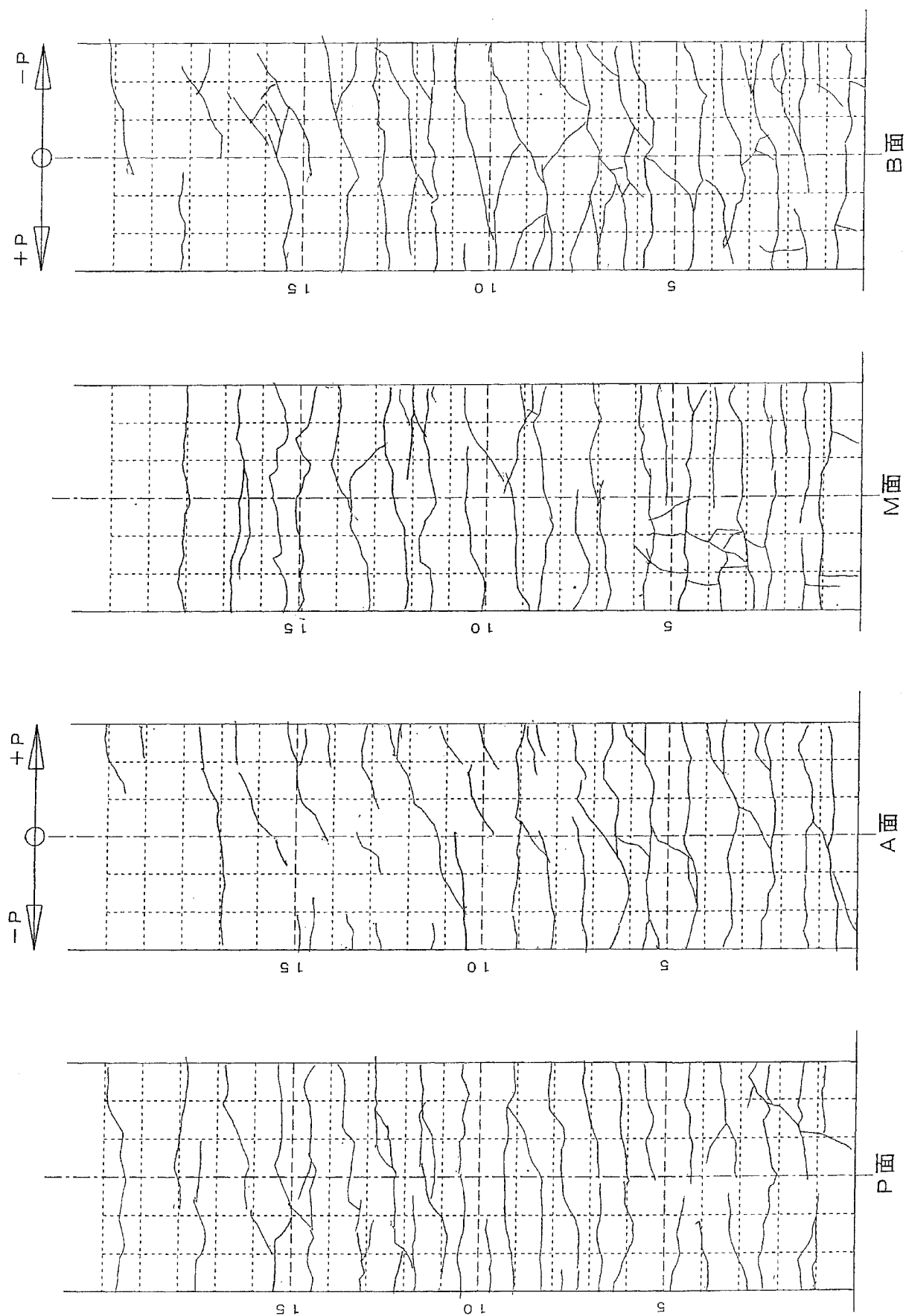
付図-1.1(16) 損傷進展状況(供試体 A B面 $8\delta_0 \sim 12\delta_0$)



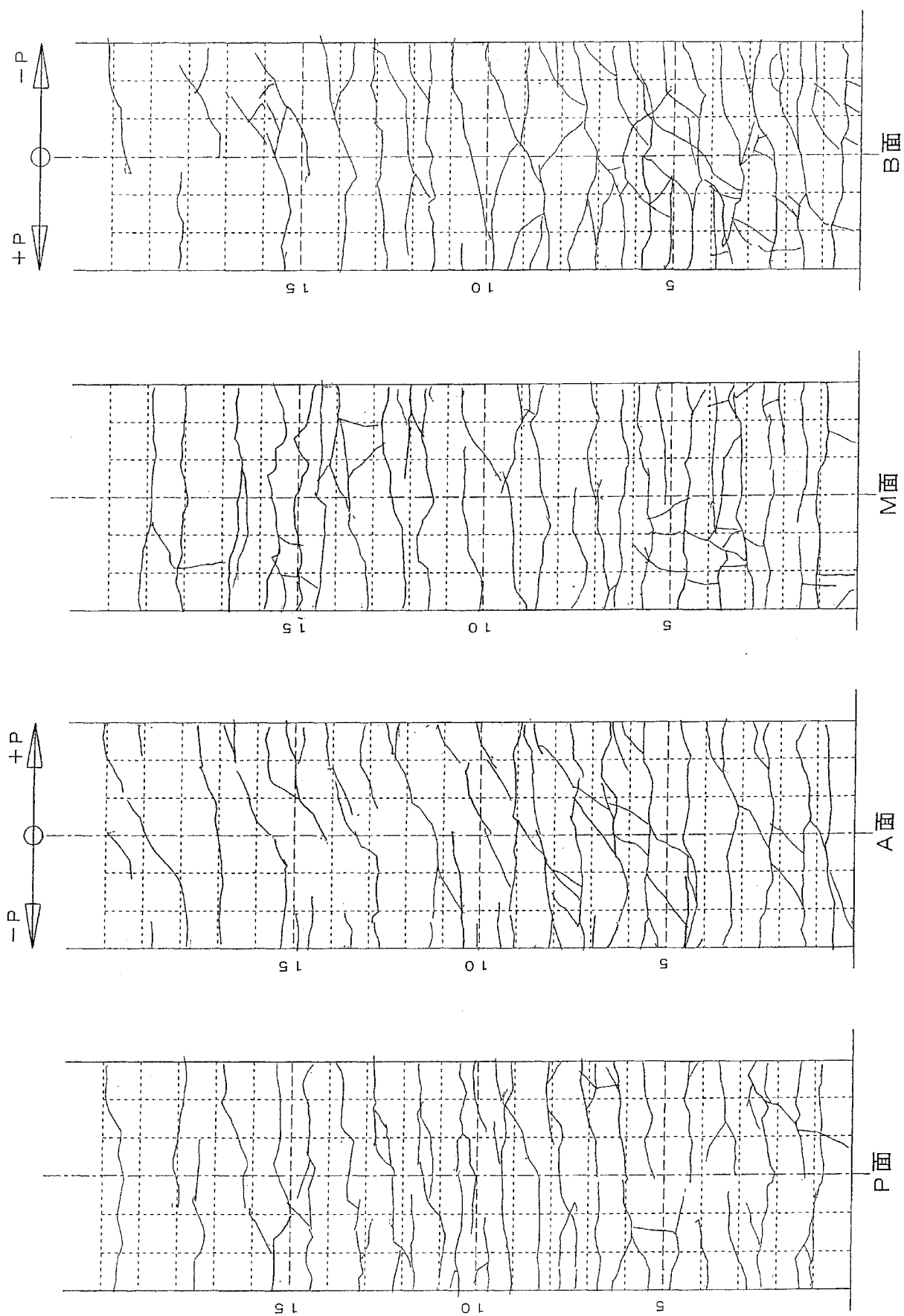
付図-1.2(1) 損傷進展状況(供試体 B 180)



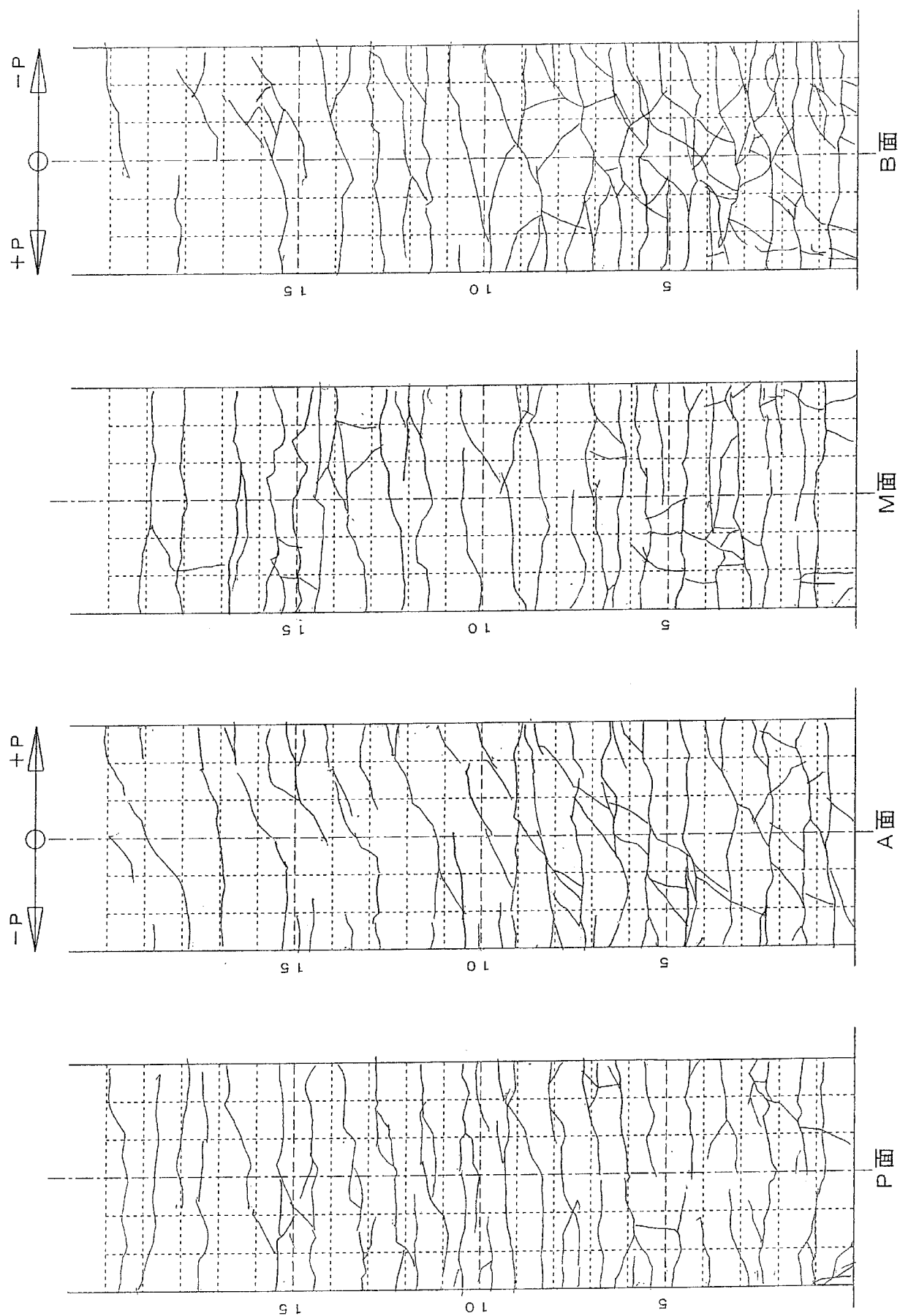
付図-1.2(2) 損傷進展状況(供試体 B 28₀)



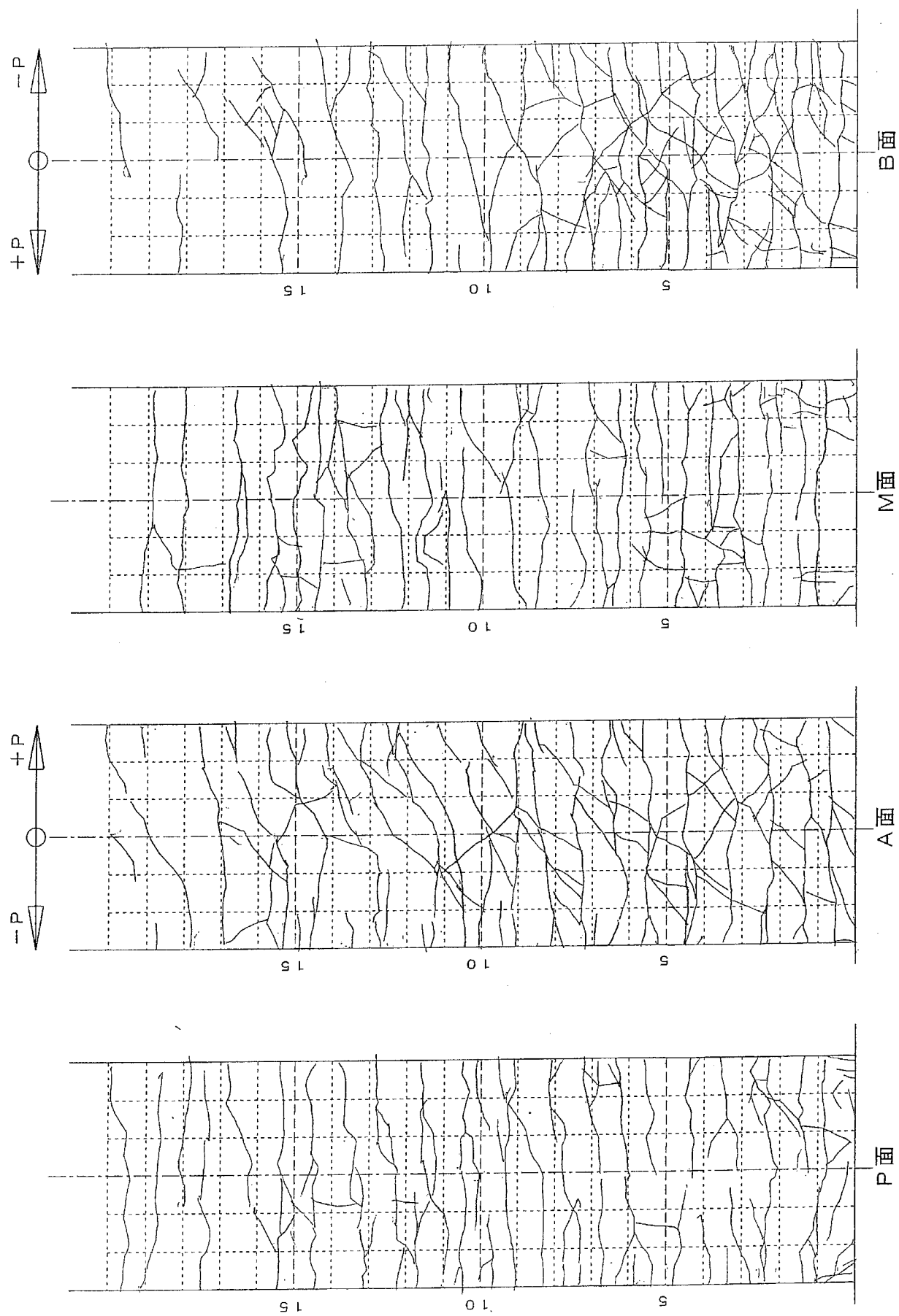
付図-1.2(3) 損傷進展状況(供試体 B 38₀)



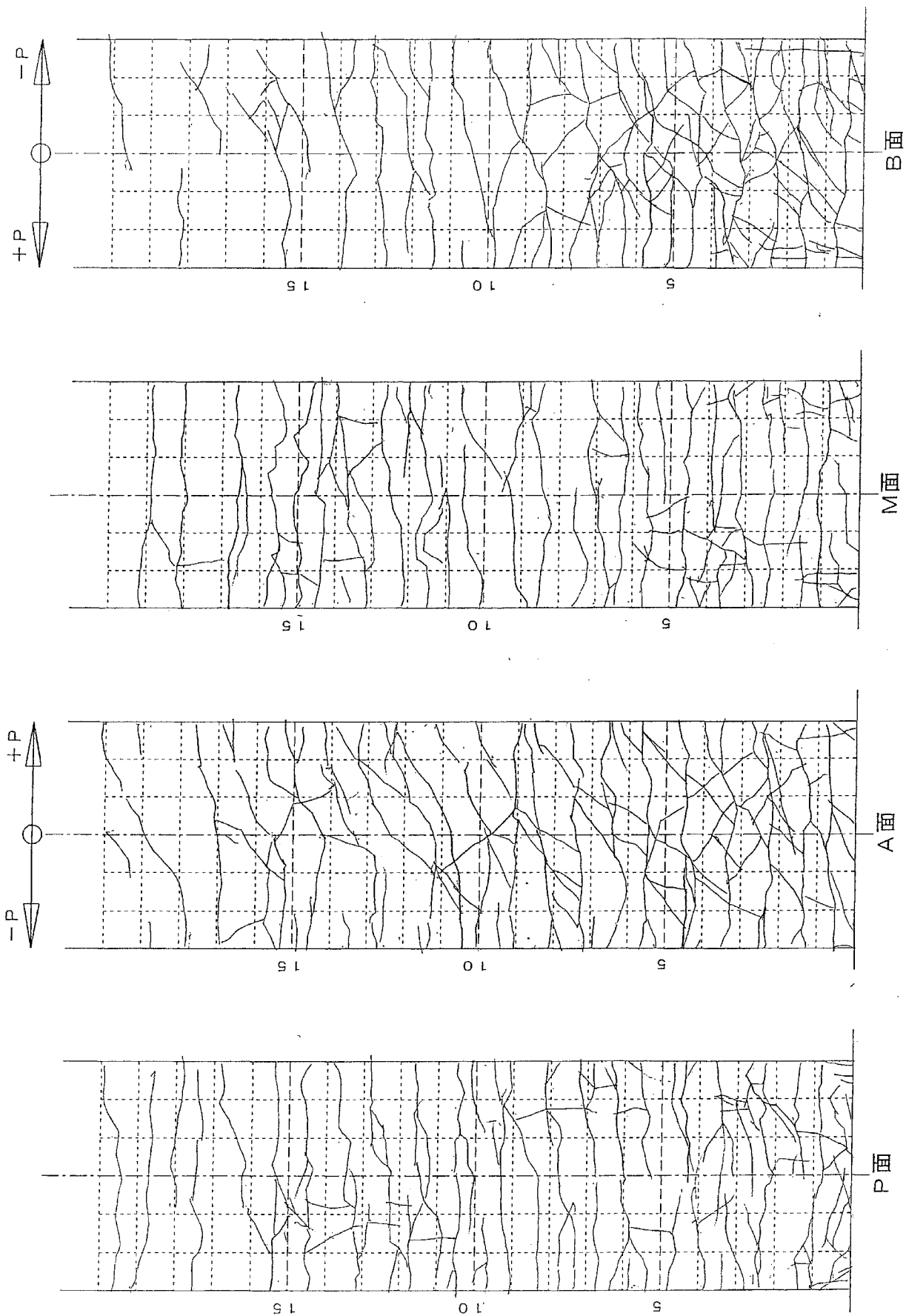
付図-1.2(4) 損傷進展状況 (供試体 B 4 δ_0)



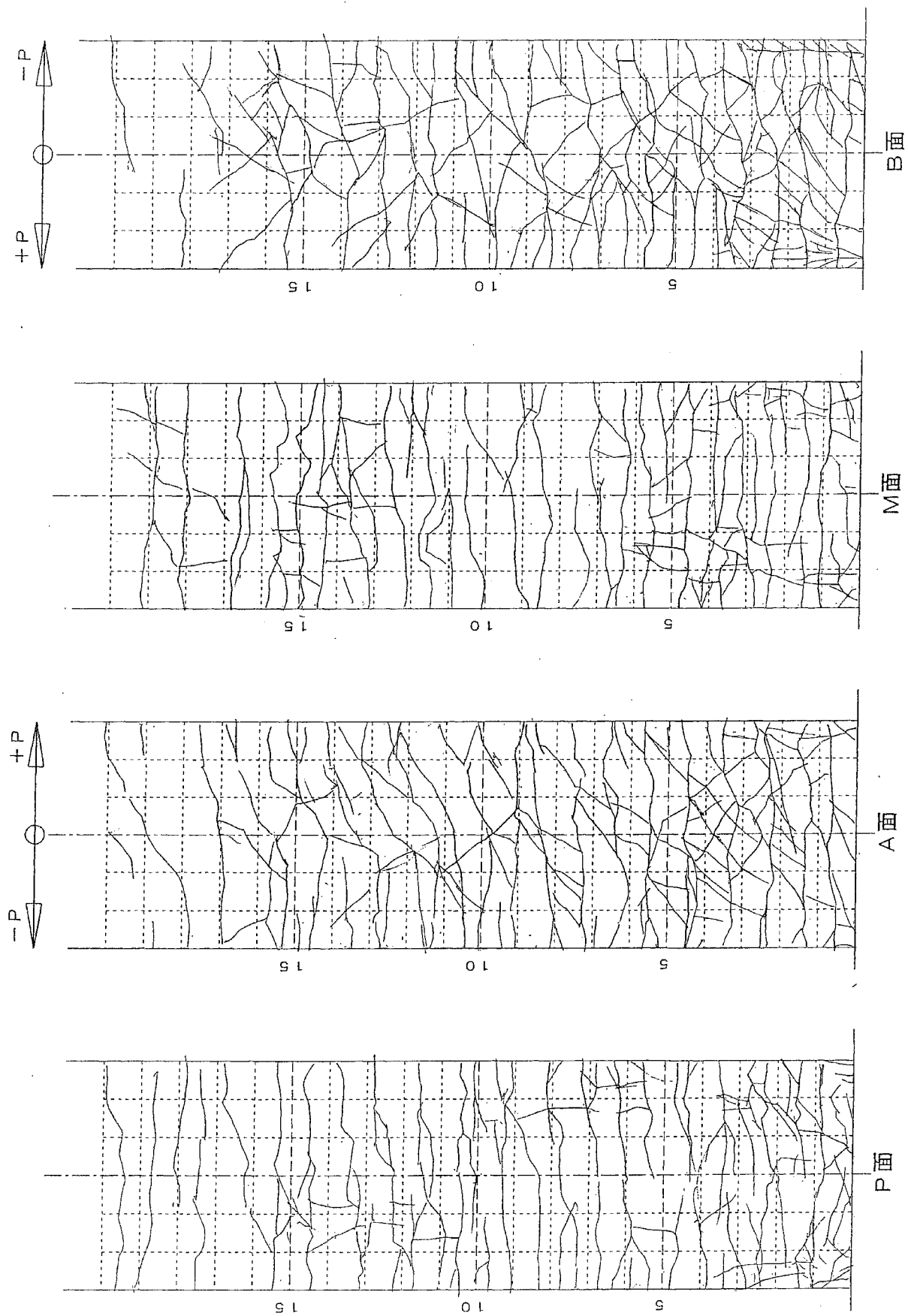
付図-1.2(5) 損傷進展状況 (供試体 B 5δ₀)



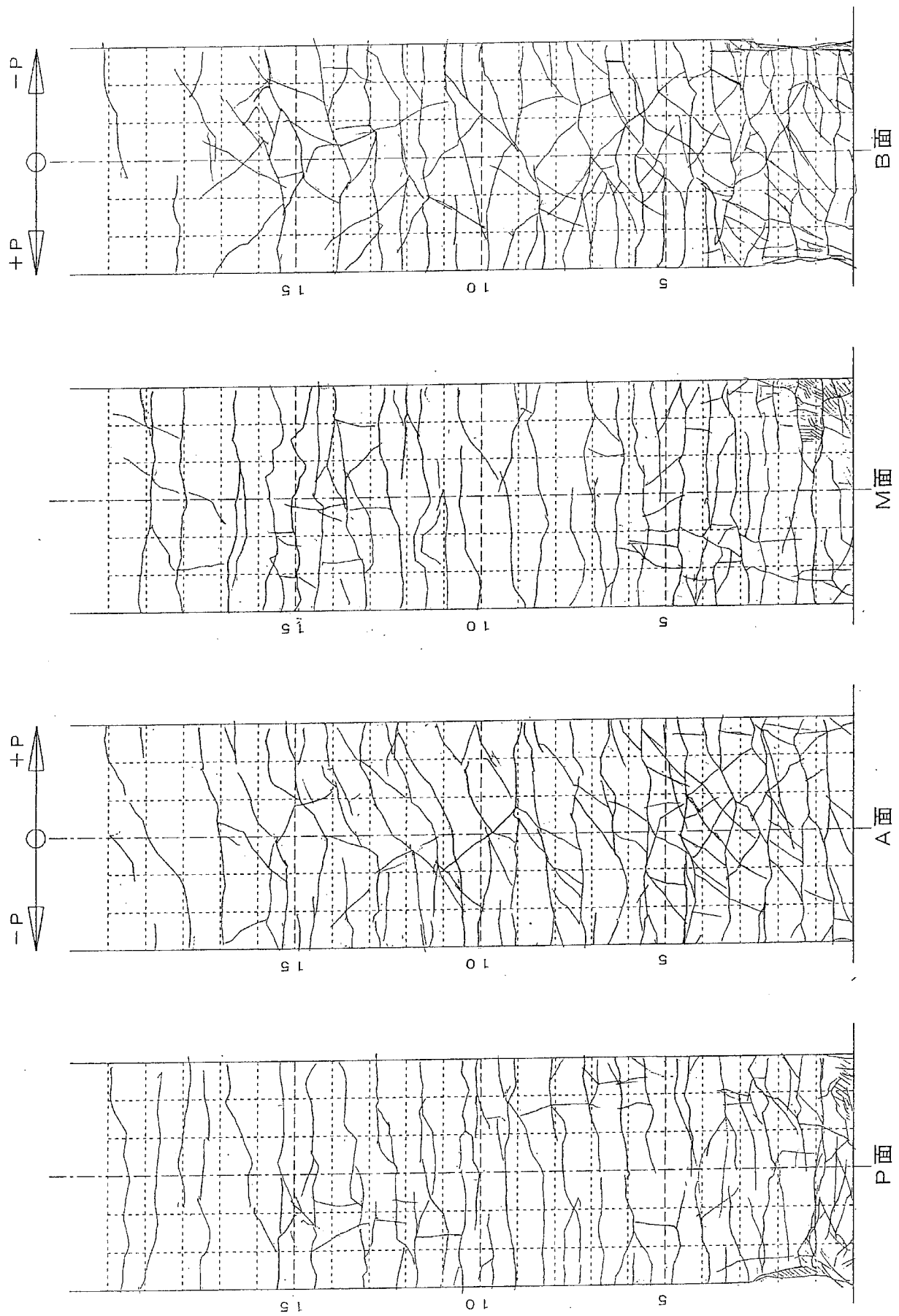
付図-1.2(6) 損傷進展状況(供試体 B 680)



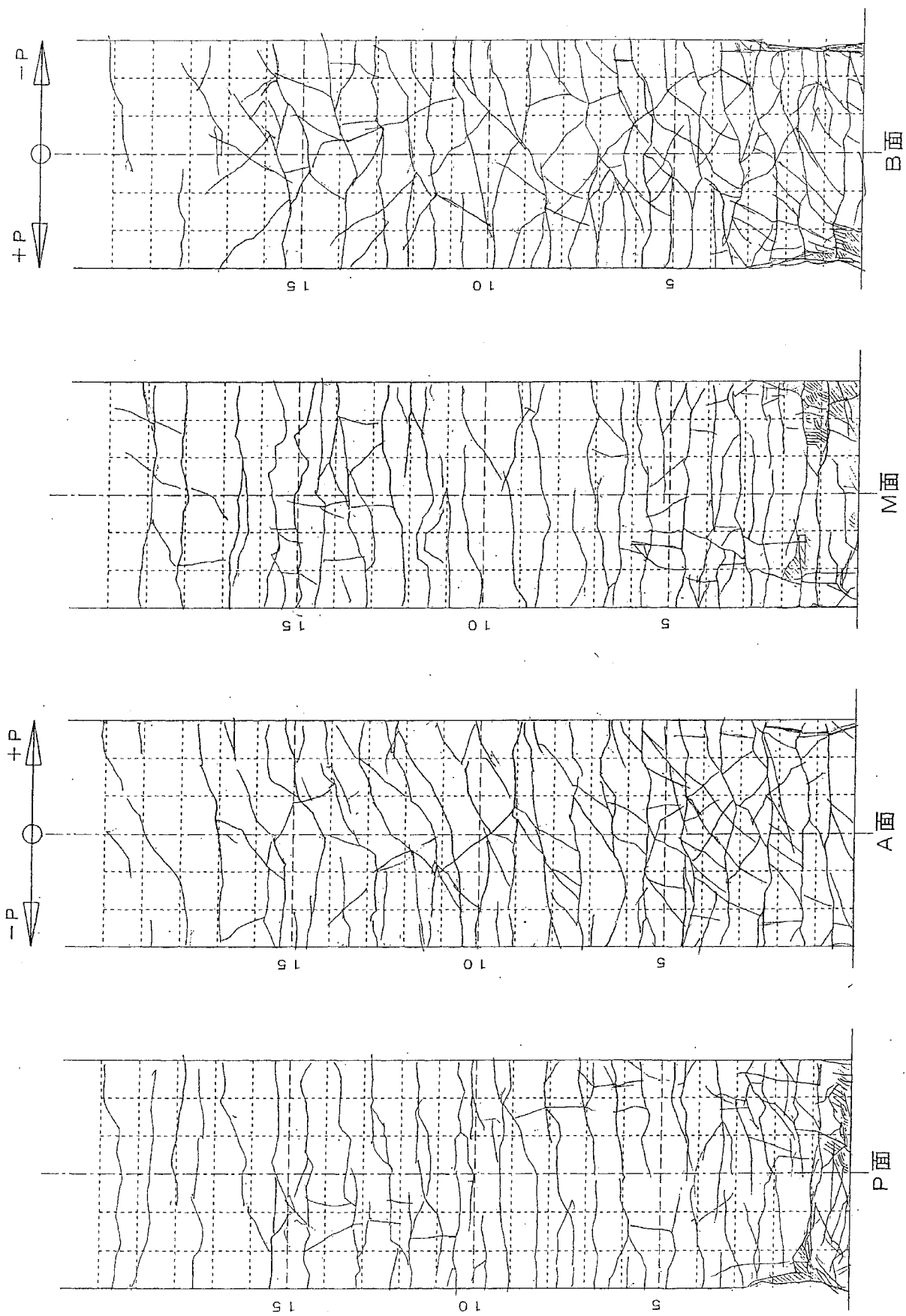
付図-1.2(7) 損傷進展状況 (供試体 B 7δ₀)



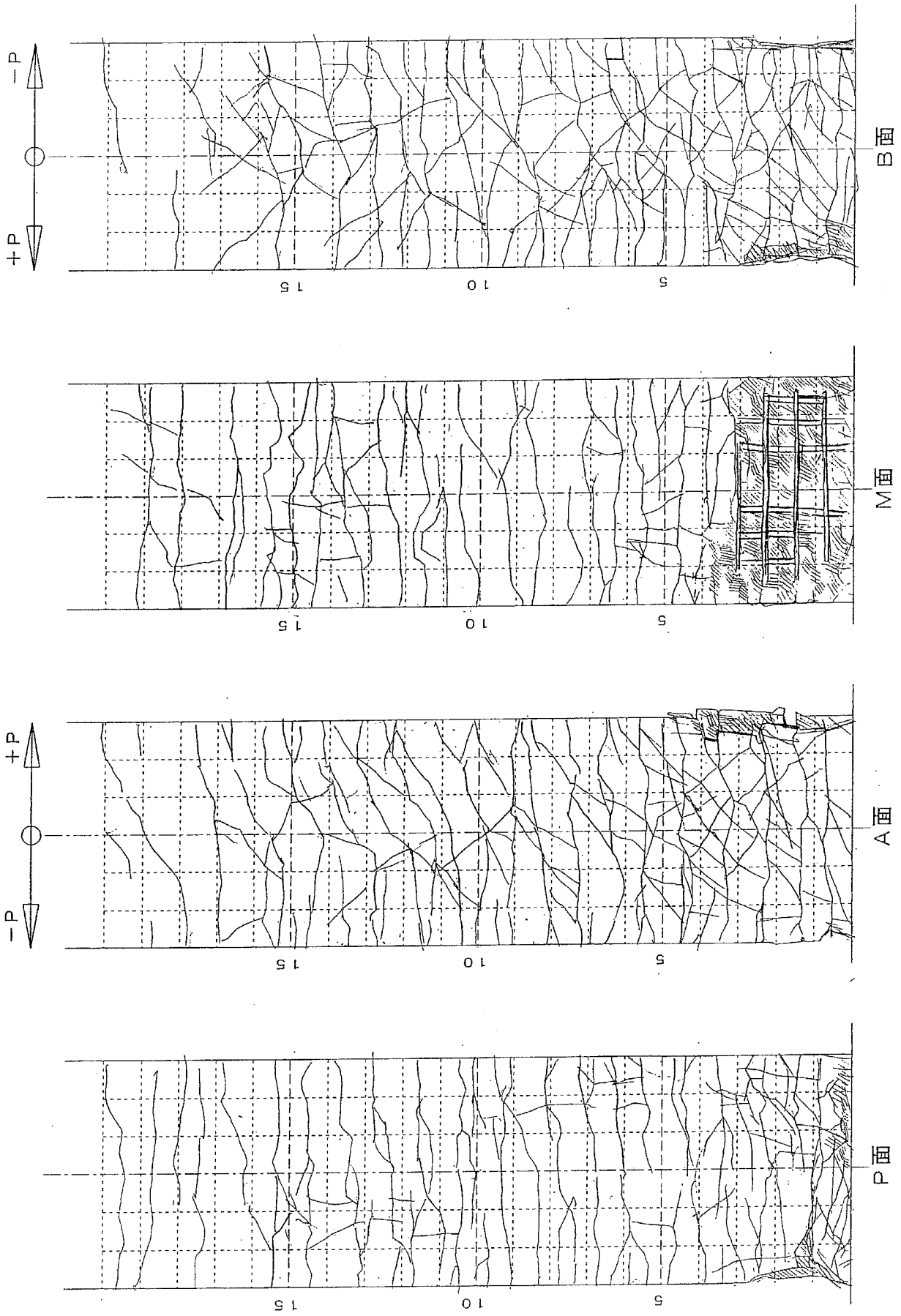
付図-1.2(8) 損傷進展状況(供試体 B 880)



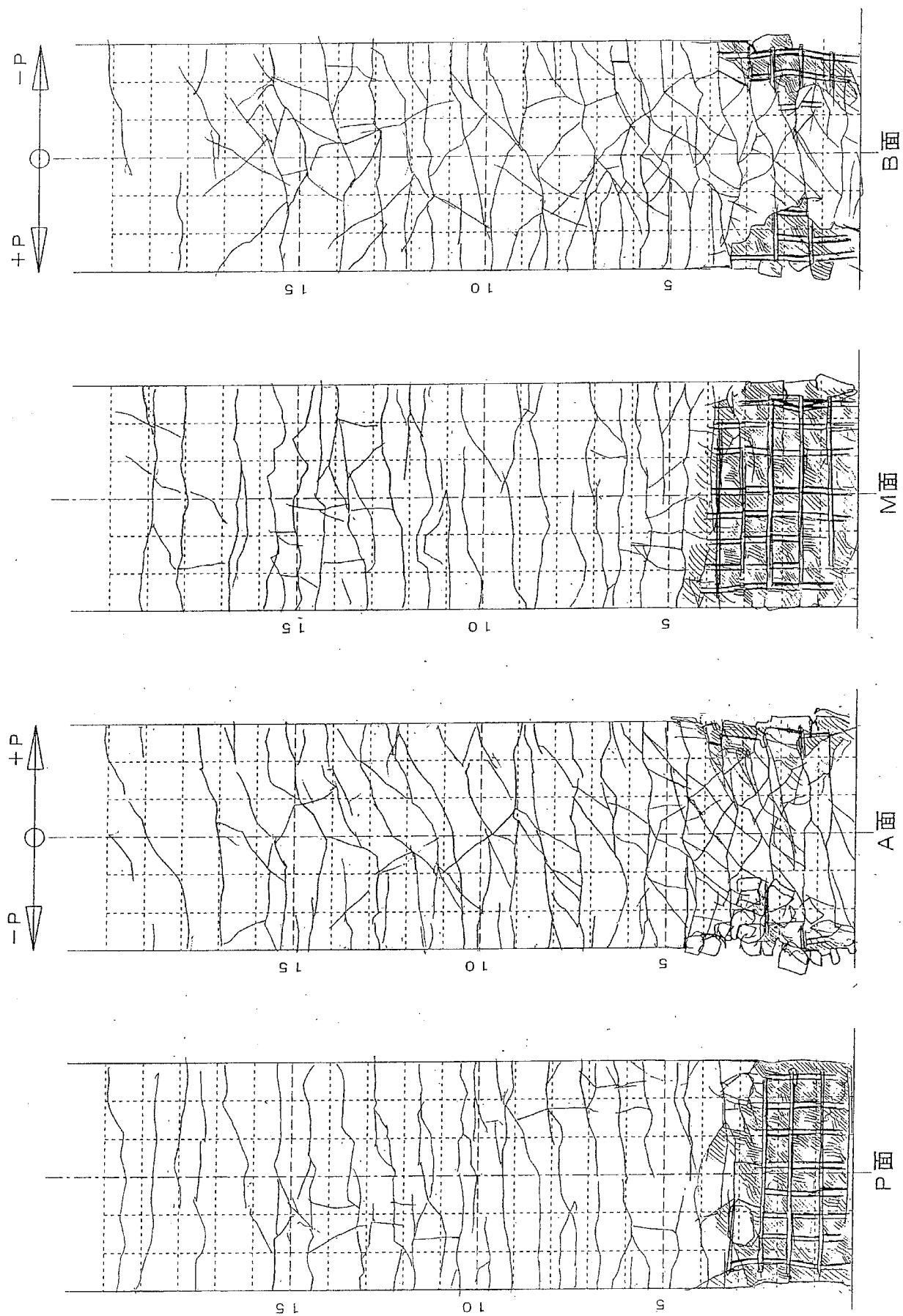
付図-1.2(9) 損傷進展状況 (供試体 B 9δ₀)



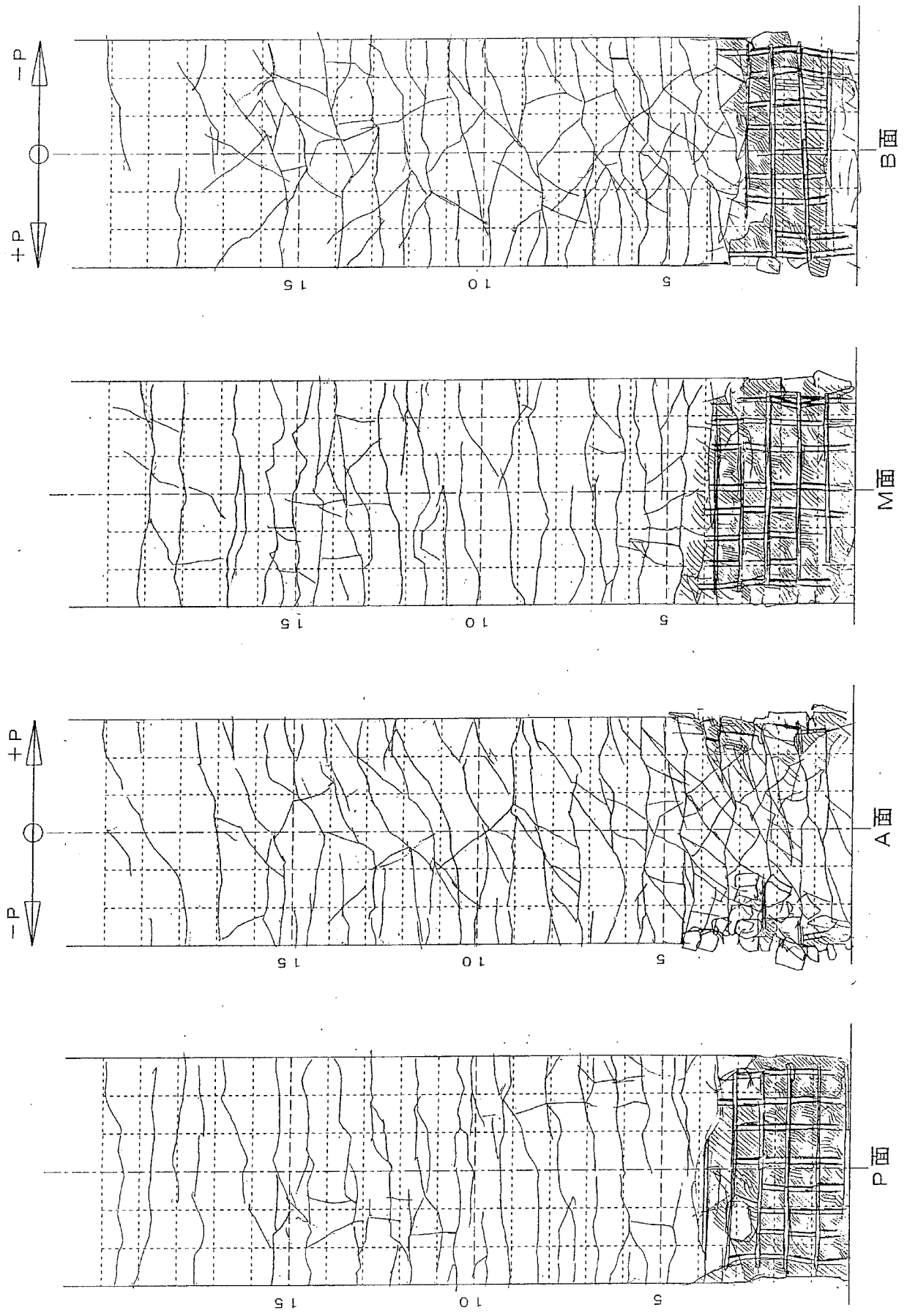
付図-1.2(10) 損傷進展状況(供試体 B 108₀)



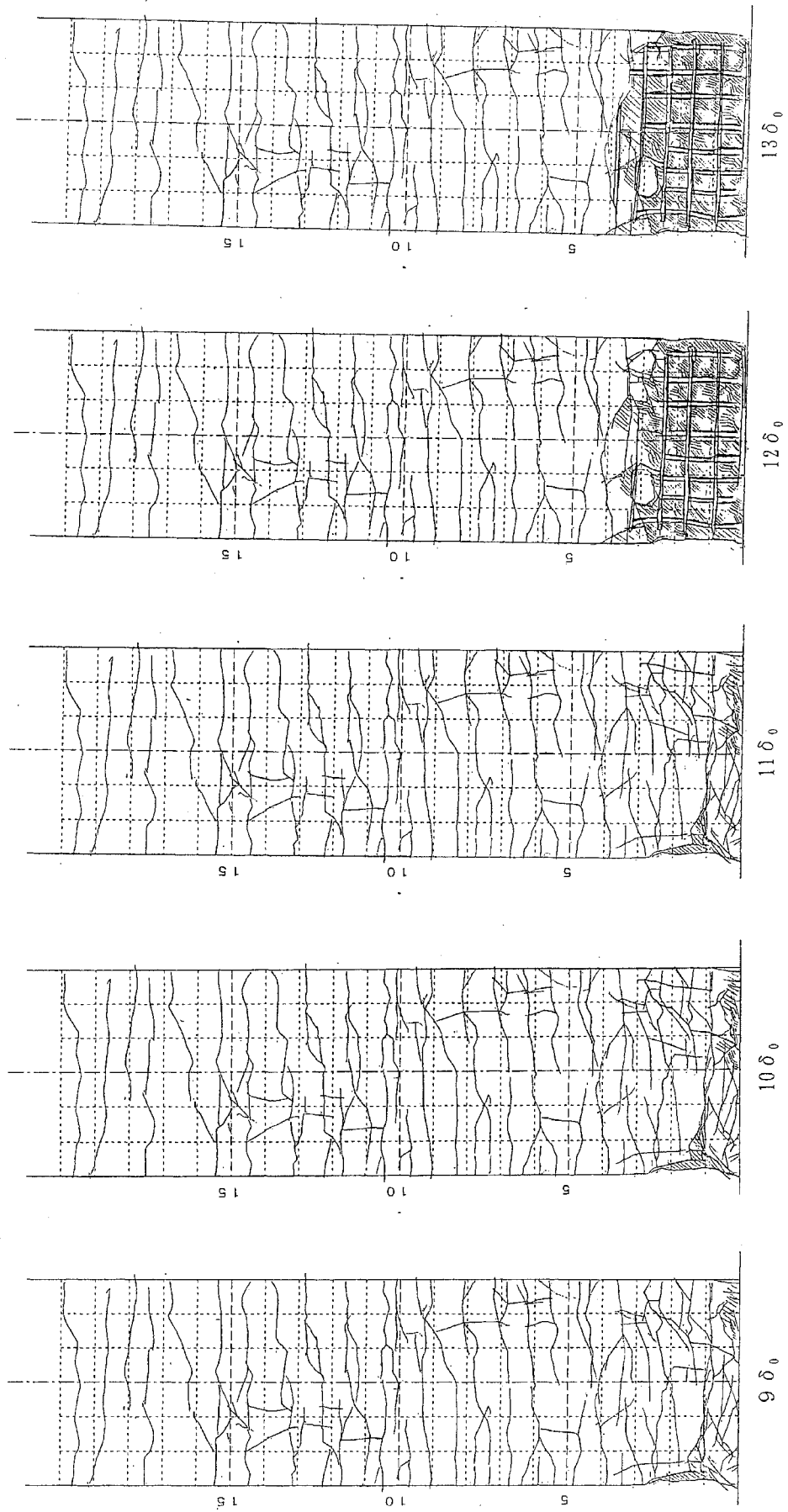
付図-1.2(11) 損傷進展状況(供試体 B 118₀)



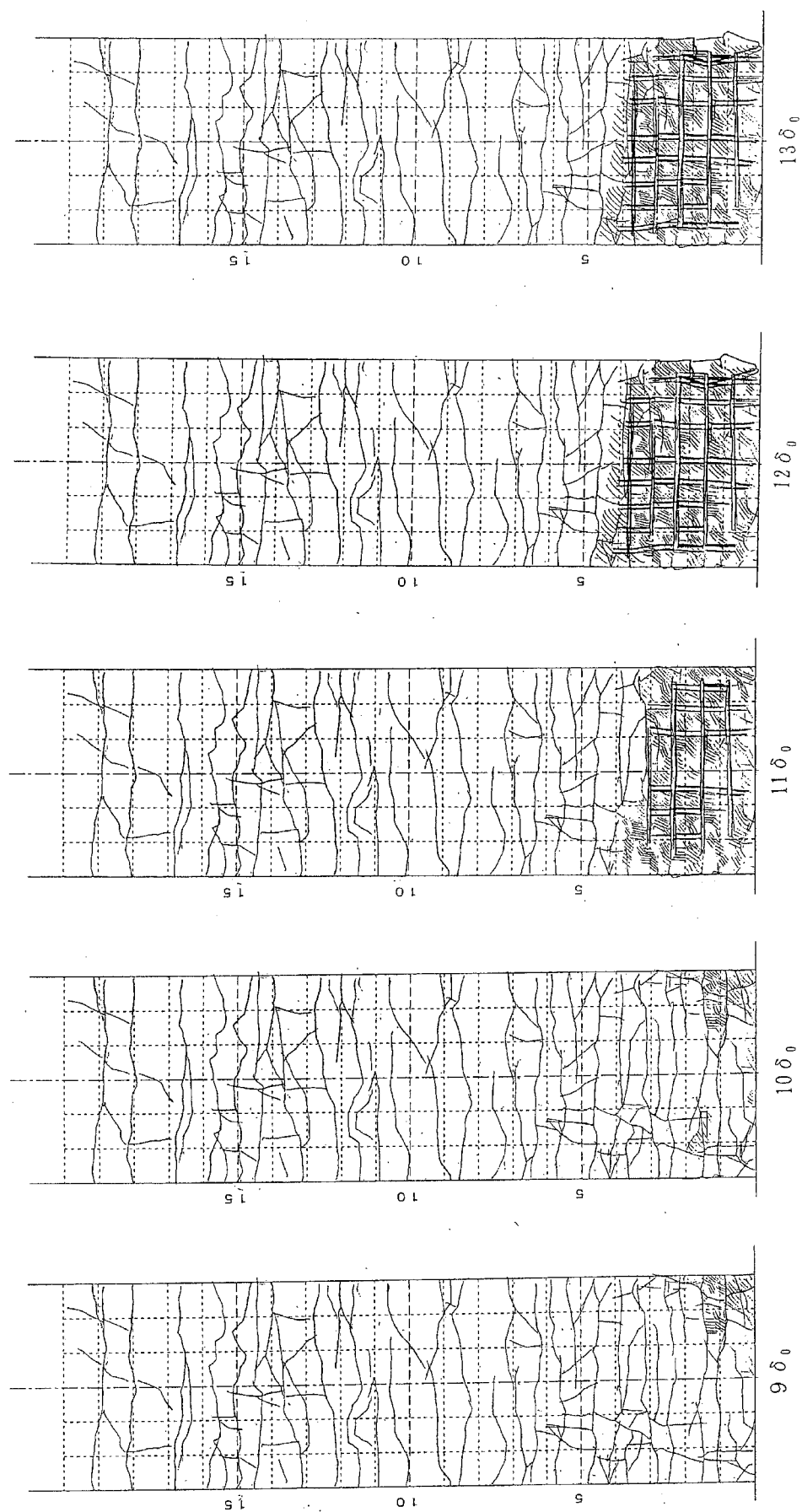
付図-1.2(12) 損傷進展状況(供試体 B 128₀)



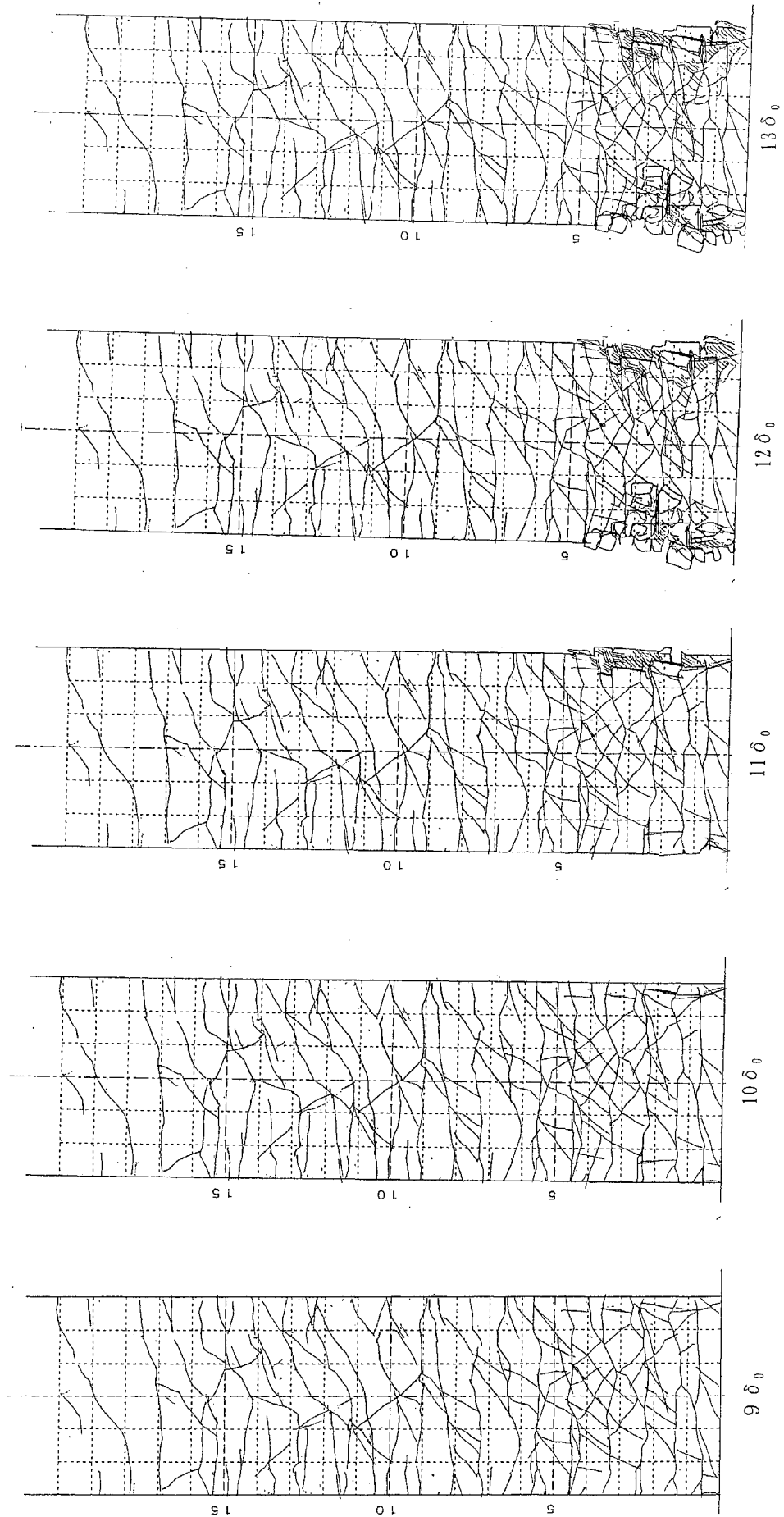
付図-1.2(13) 損傷進展状況(供試体 B 13δ₀)



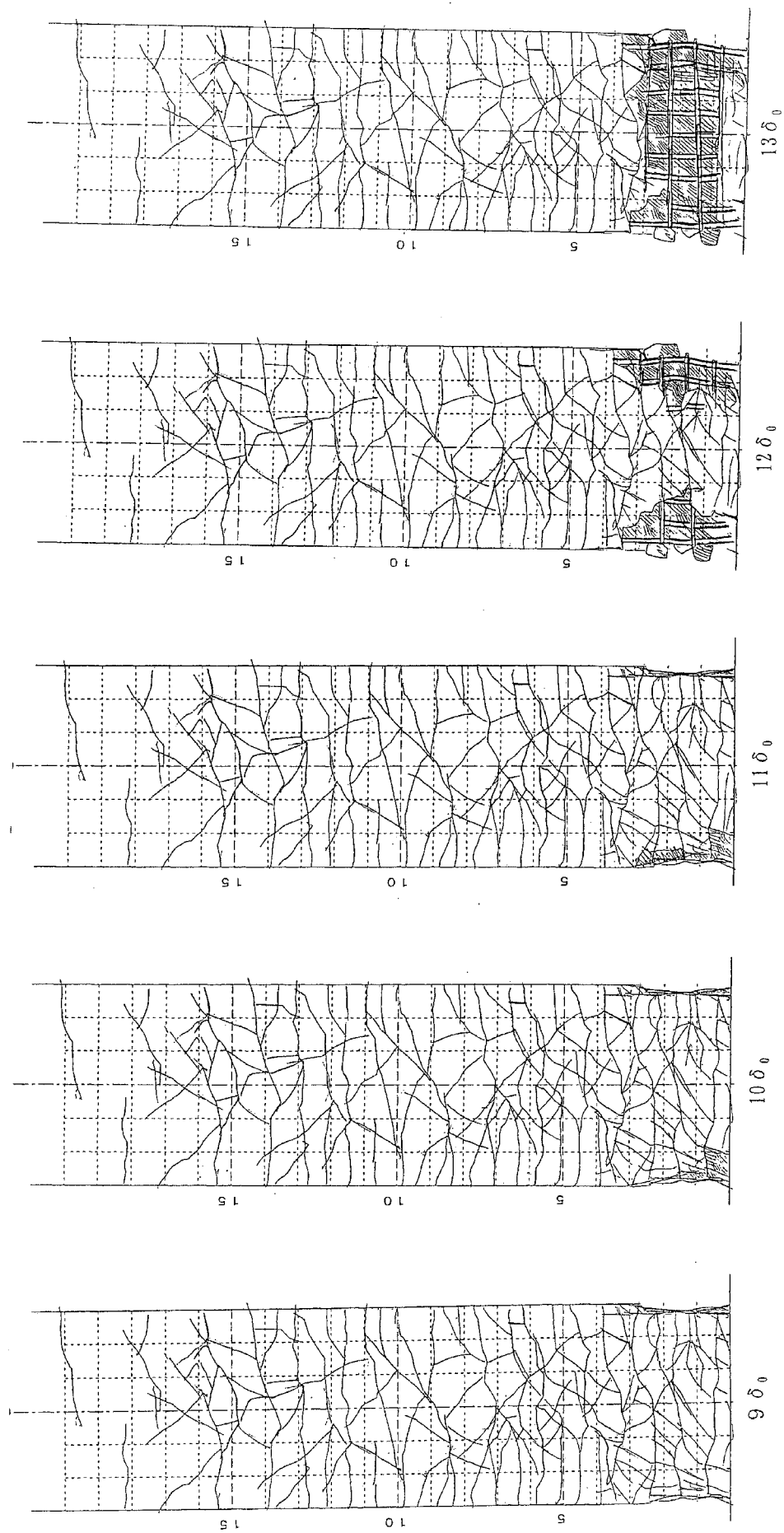
付図-1.2(14) 損傷進展状況(供試体 B P 面 $9\delta_0 \sim 13\delta_0$)



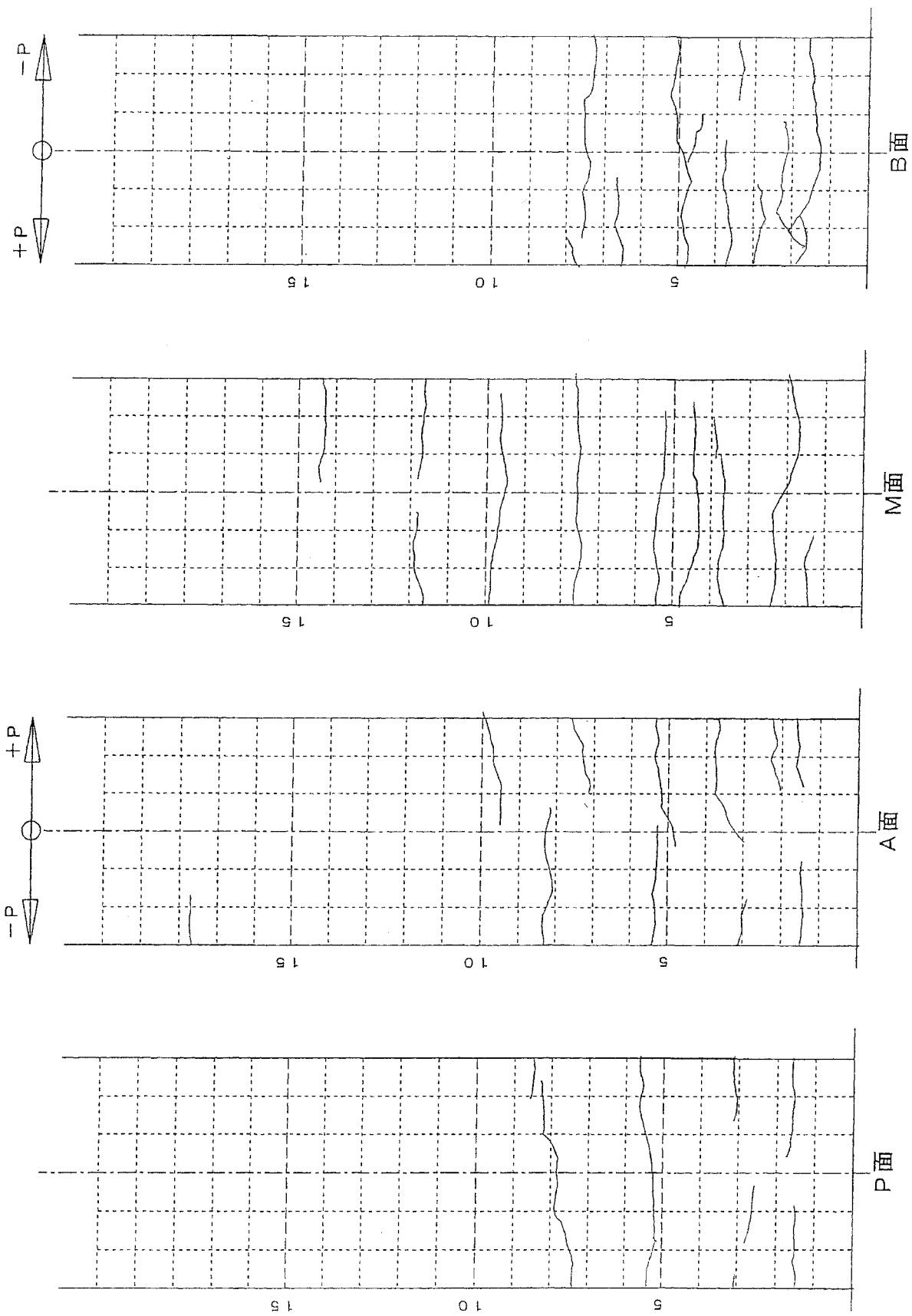
付図-1.2(15) 損傷進展状況(供試体B M面 $9\delta_0 \sim 13\delta_0$)



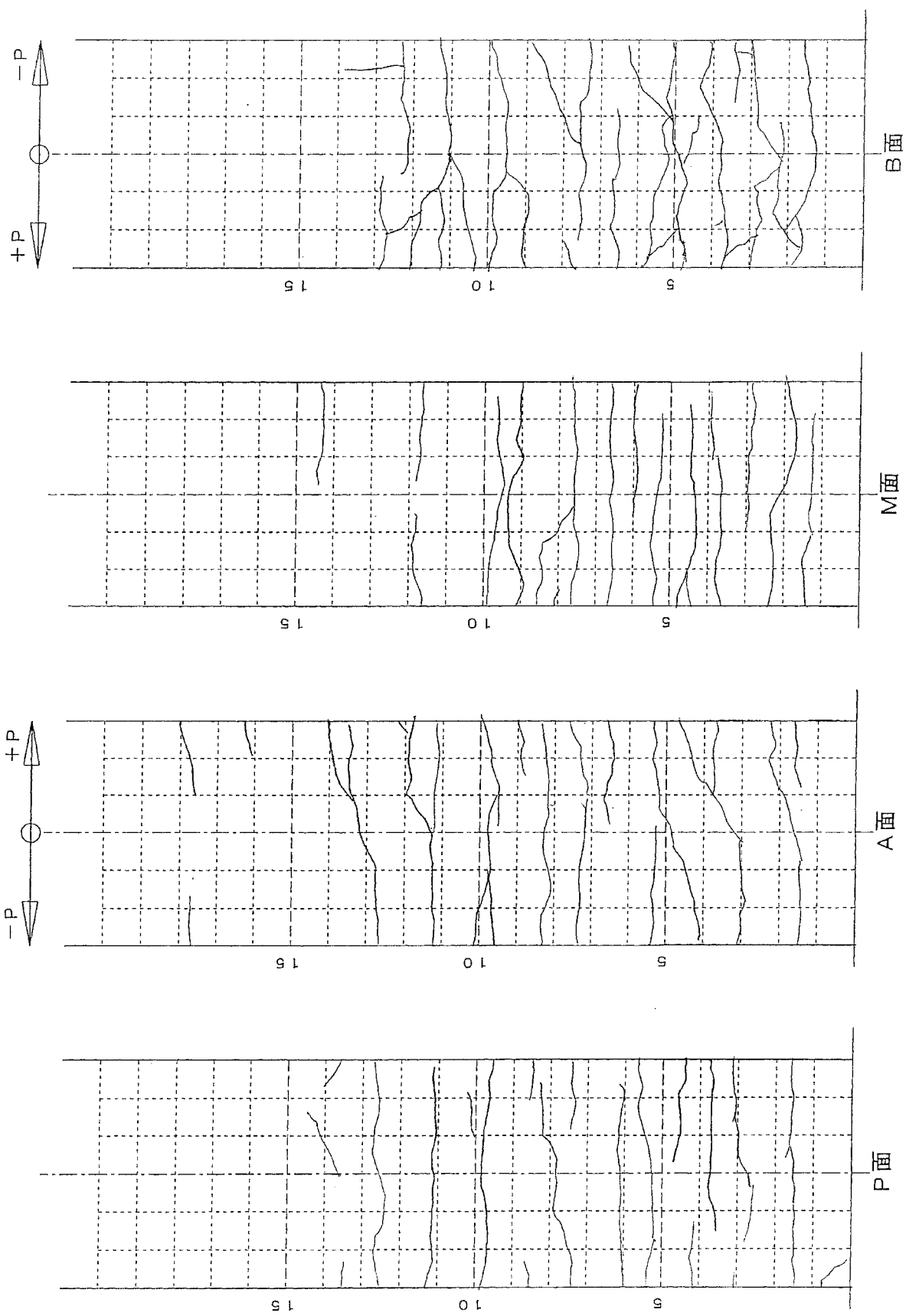
付図-1.2(16) 損傷進展状況(供試体B A面 $9\delta_0 \sim 13\delta_0$)



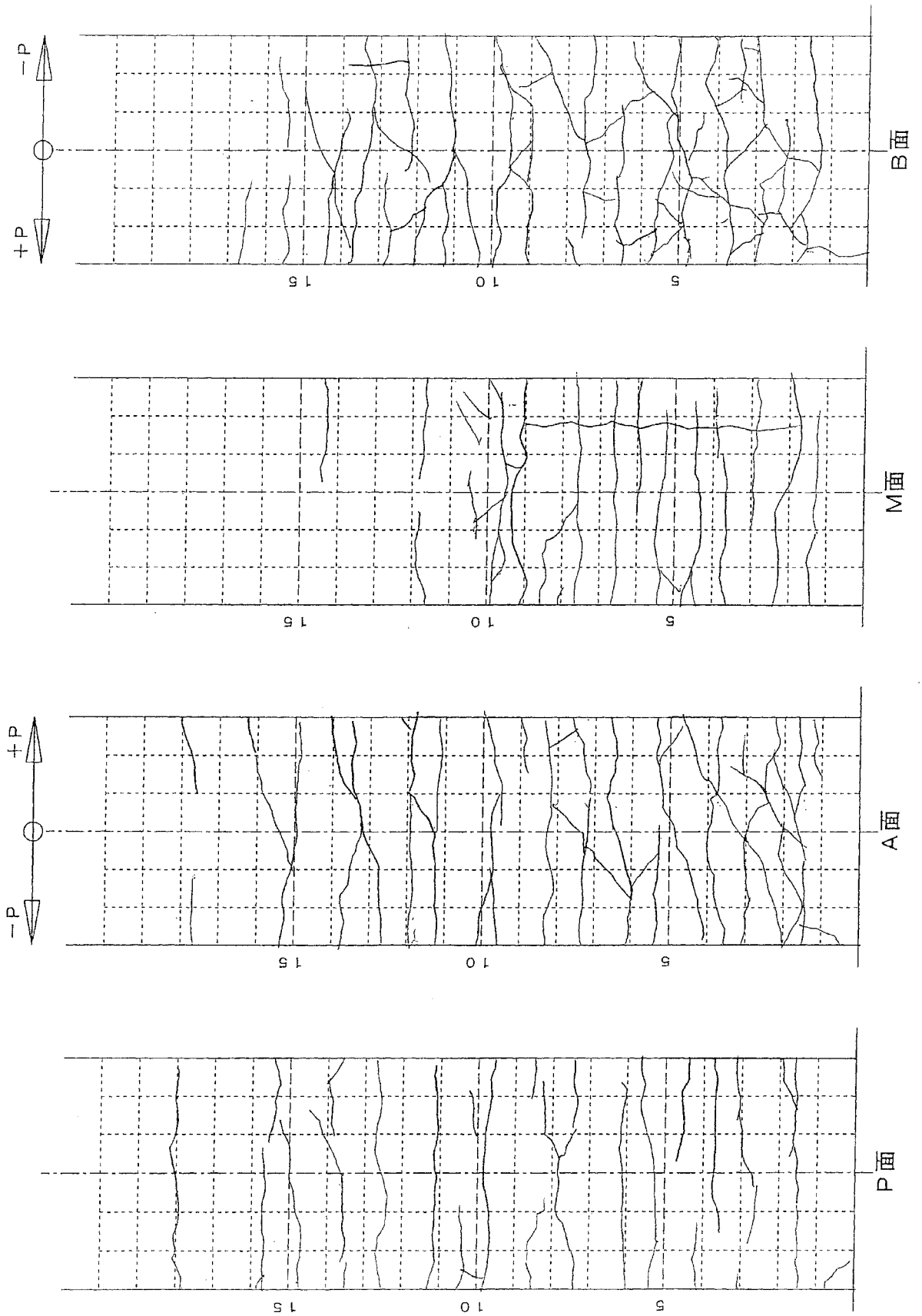
付図-1.2(17) 損傷進展状況(供試体B B面 $9\delta_0 \sim 13\delta_0$)



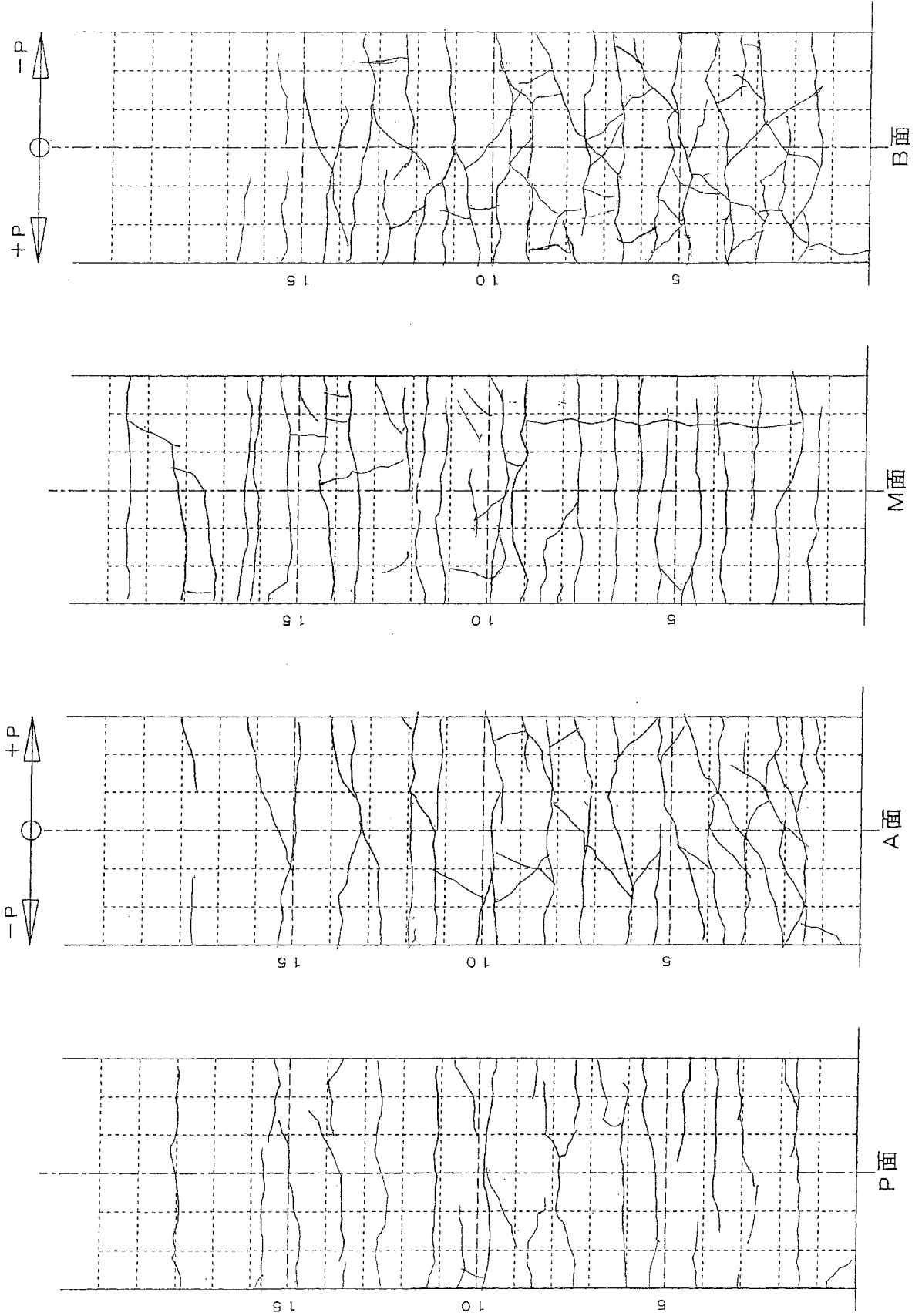
付図-1.3(1) 損傷進展状況(供試体 C 18₀)



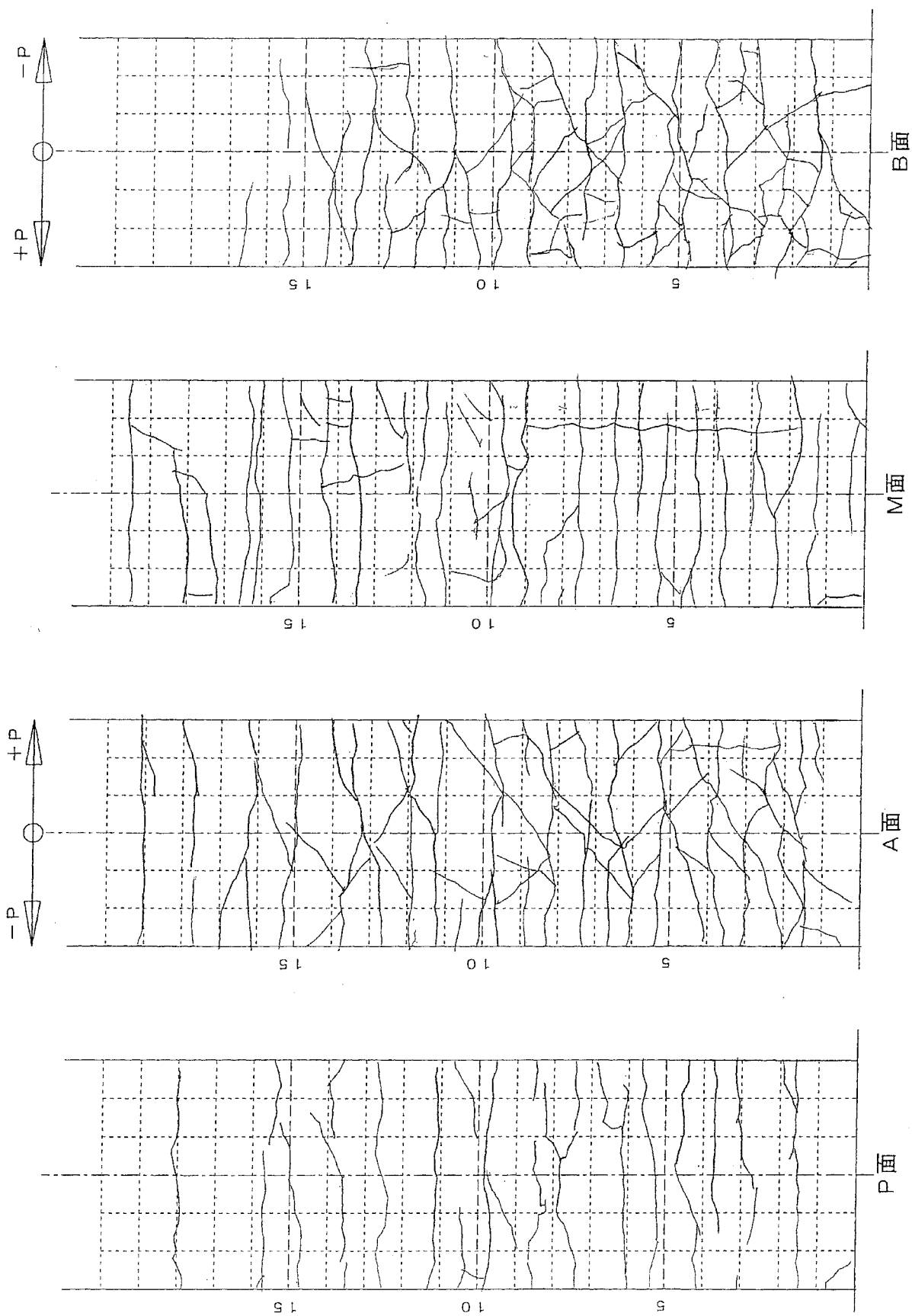
付図-1.3(2) 損傷進展状況(供試体 C 2 δ_0)



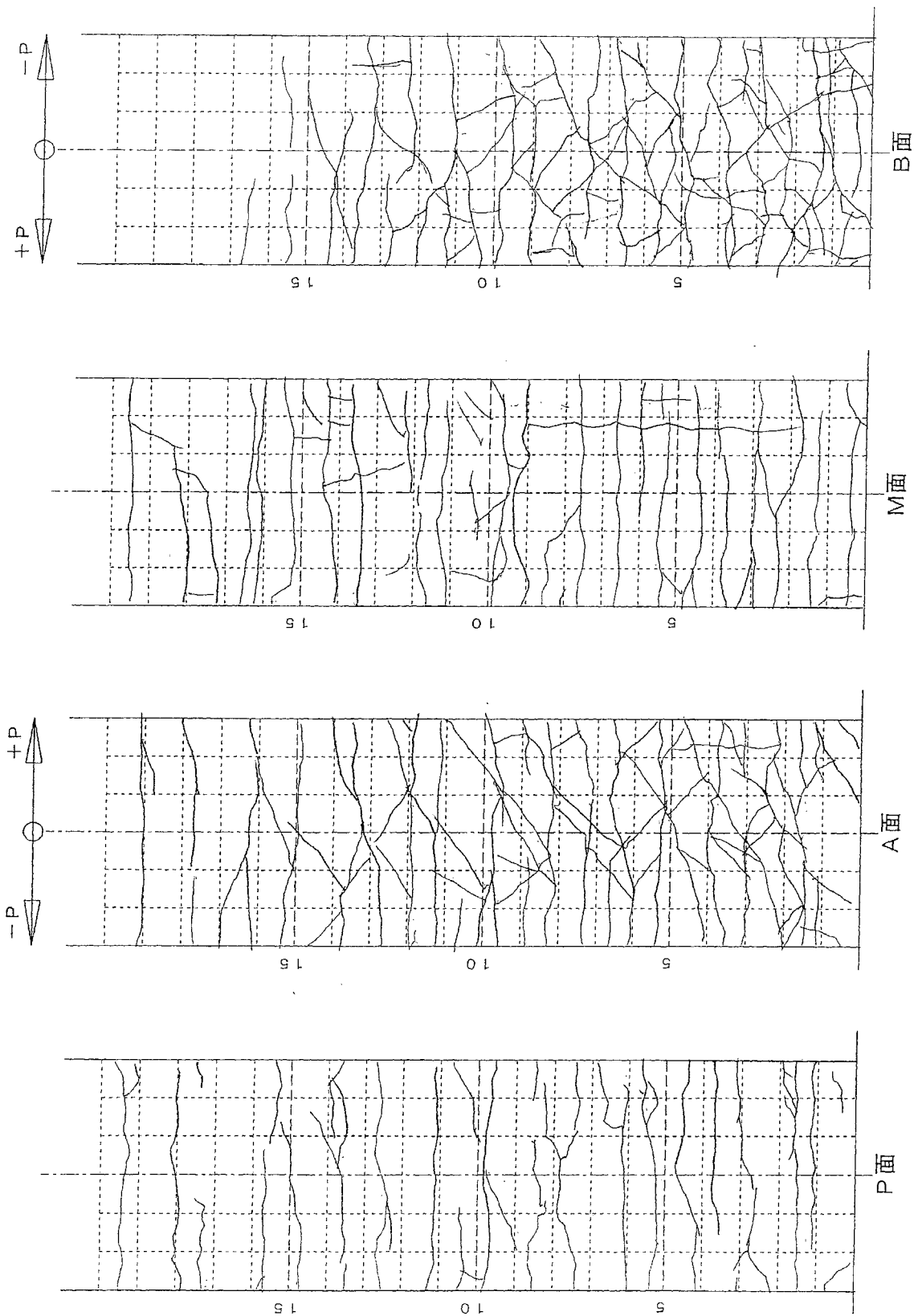
付図-1.3(3) 損傷進展状況(供試体 C-38₀)



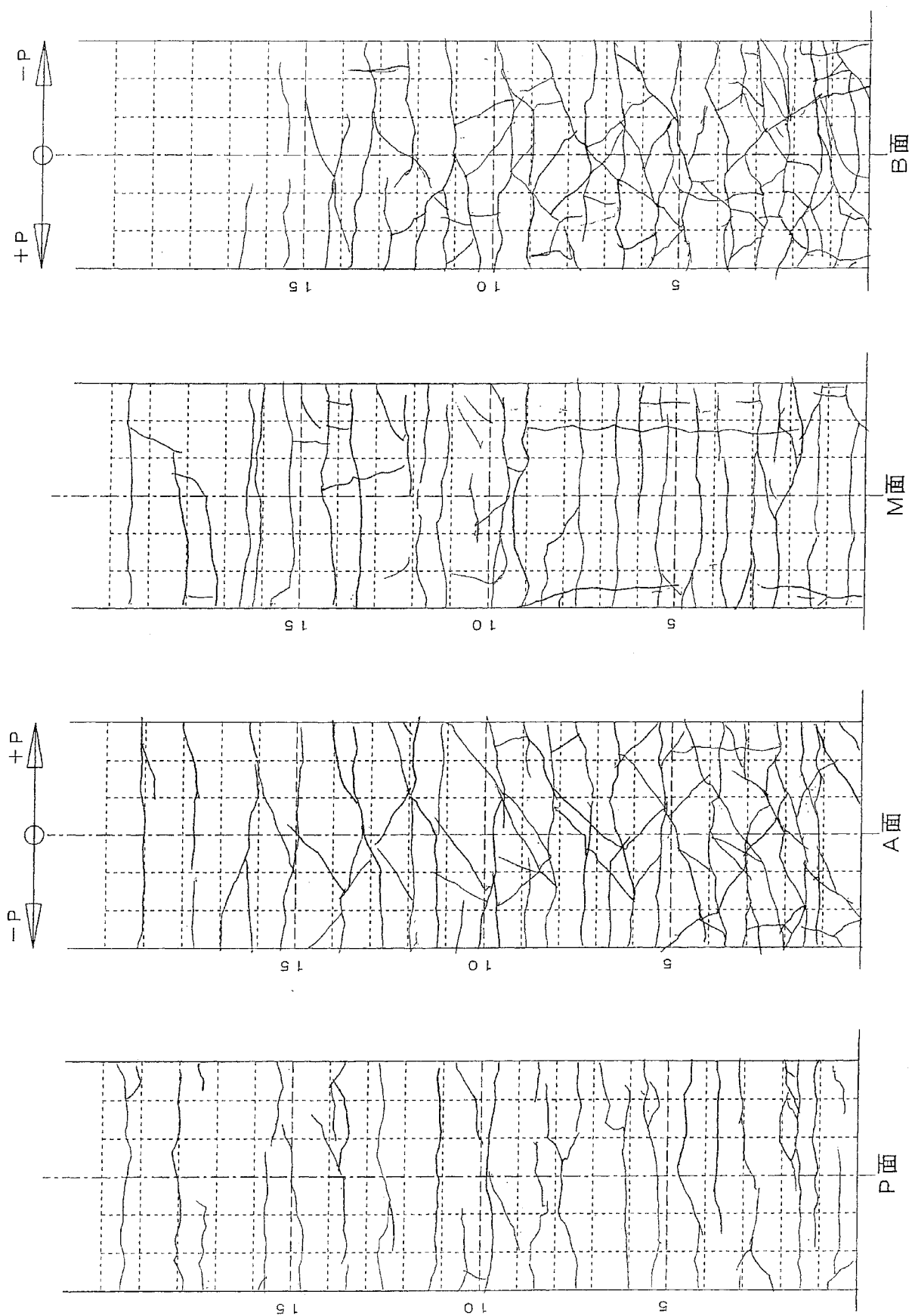
付図-1.3(4) 損傷進展状況(供試体 C 4 δ_0)



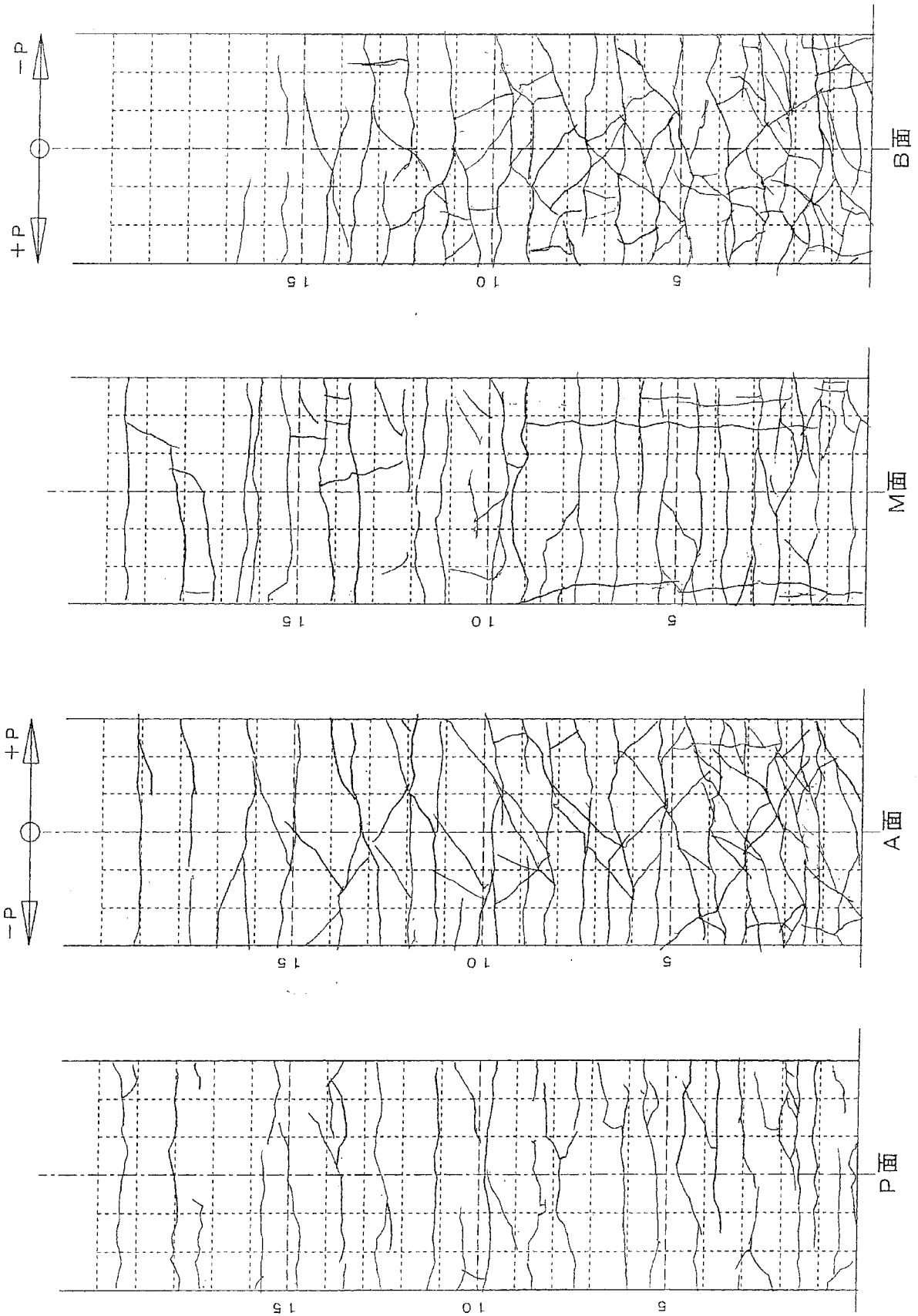
付図-1.3(5) 損傷進展状況 (供試体 C 580)



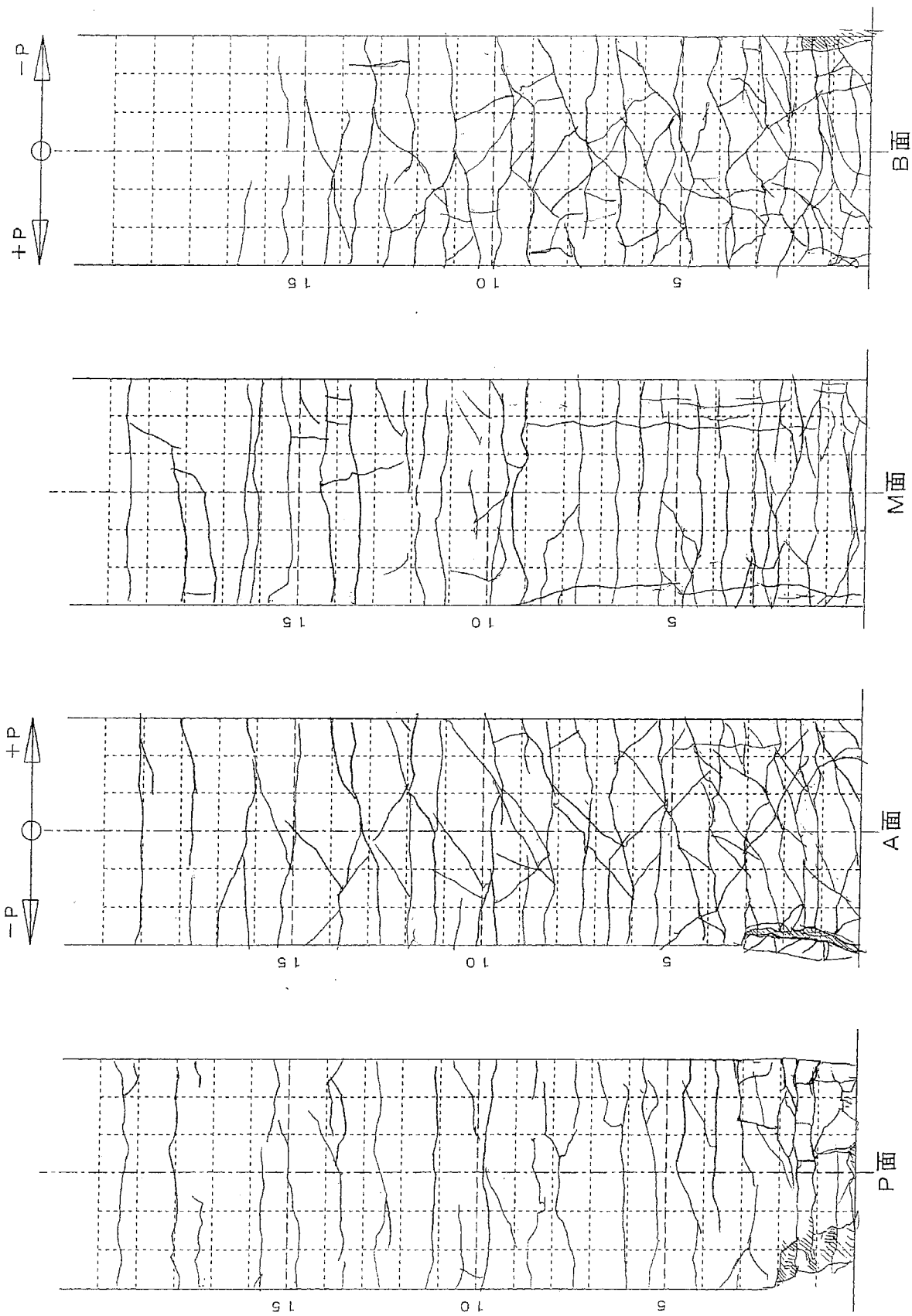
付図-1.3(6) 損傷進展状況(供試体 C 6δ₀)



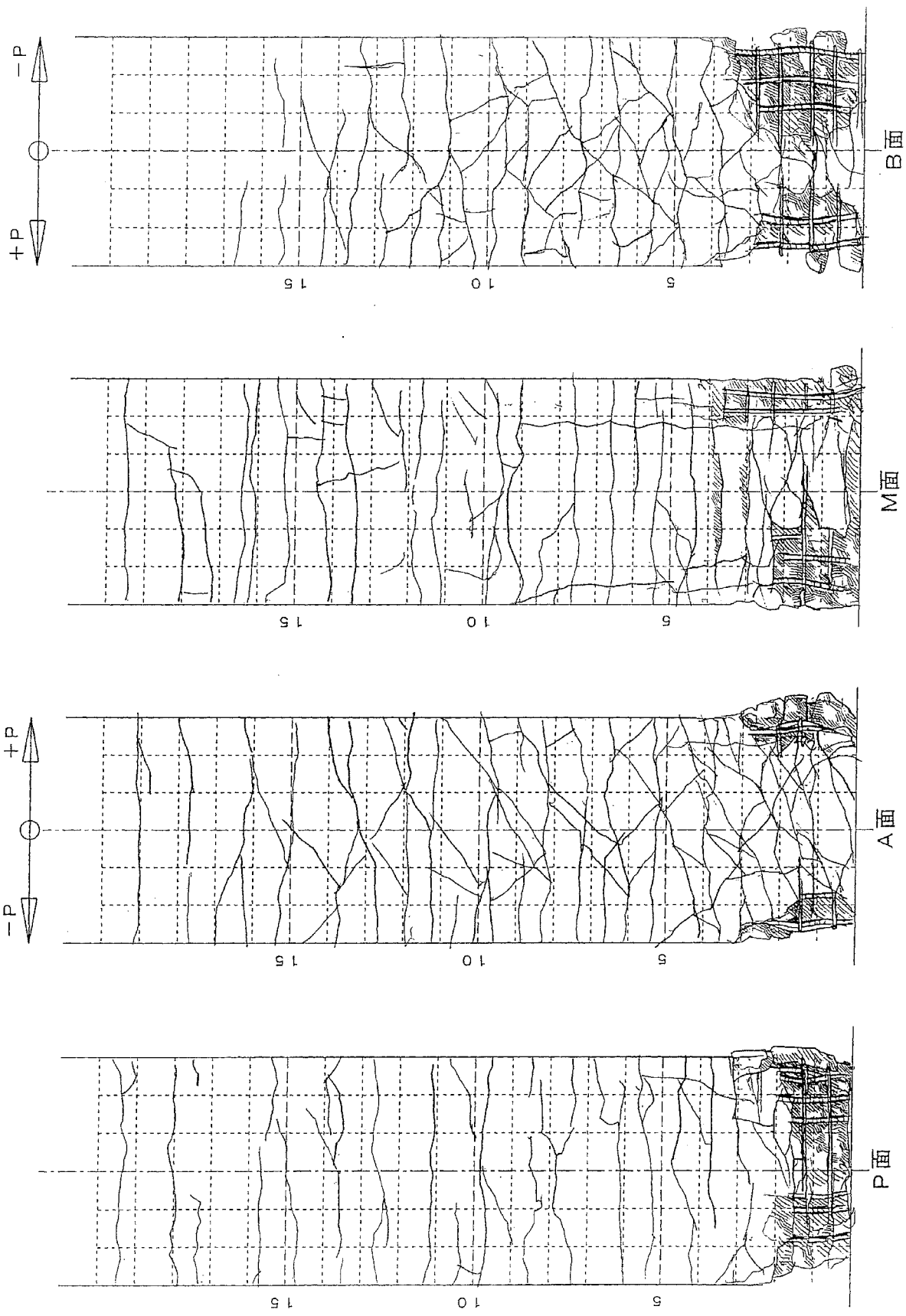
付図-1.3(7) 損傷進展状況(供試体 C 7δ₀)



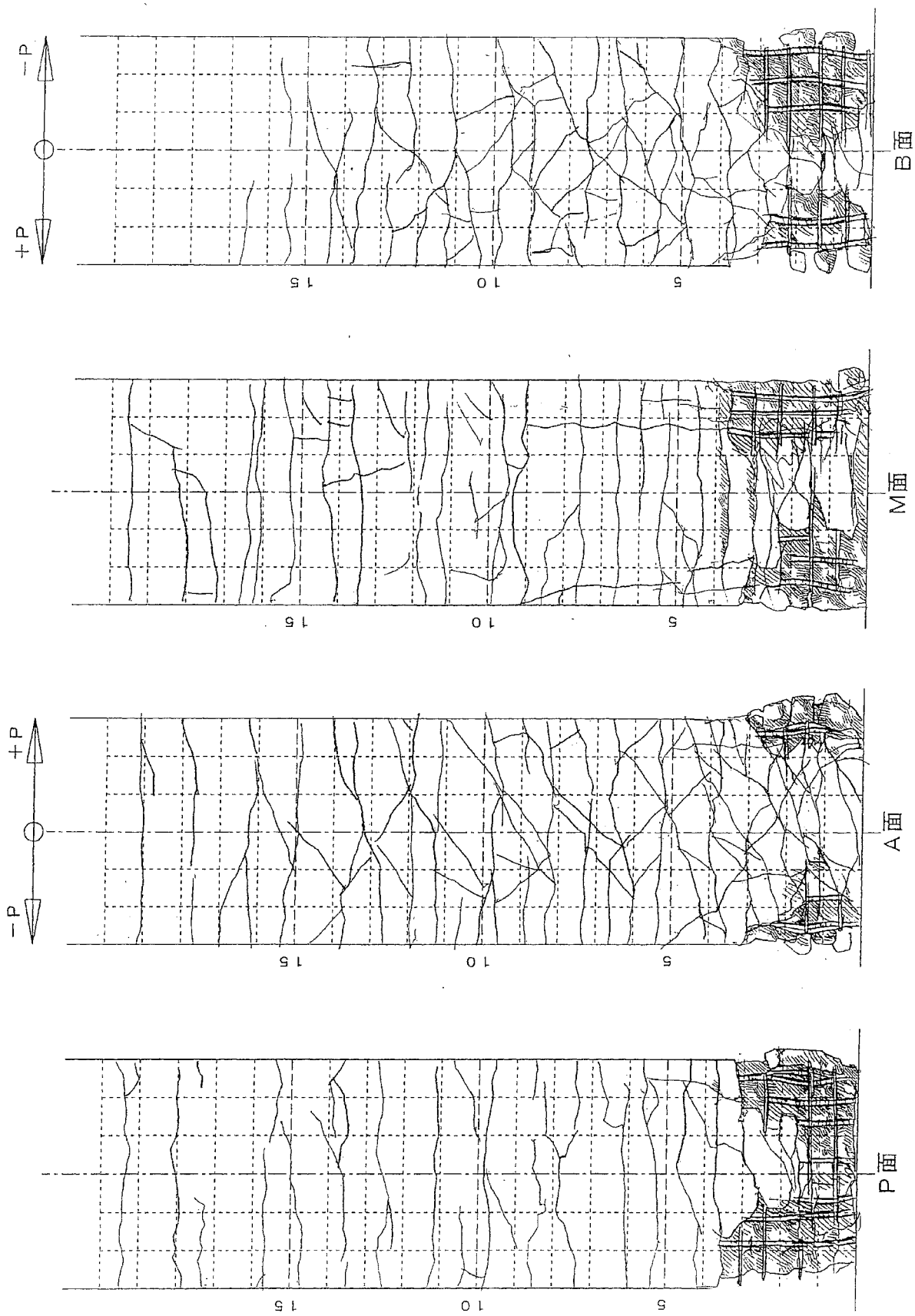
付図-1.3(8) 損傷進展状況 (供試体 C 88₀)



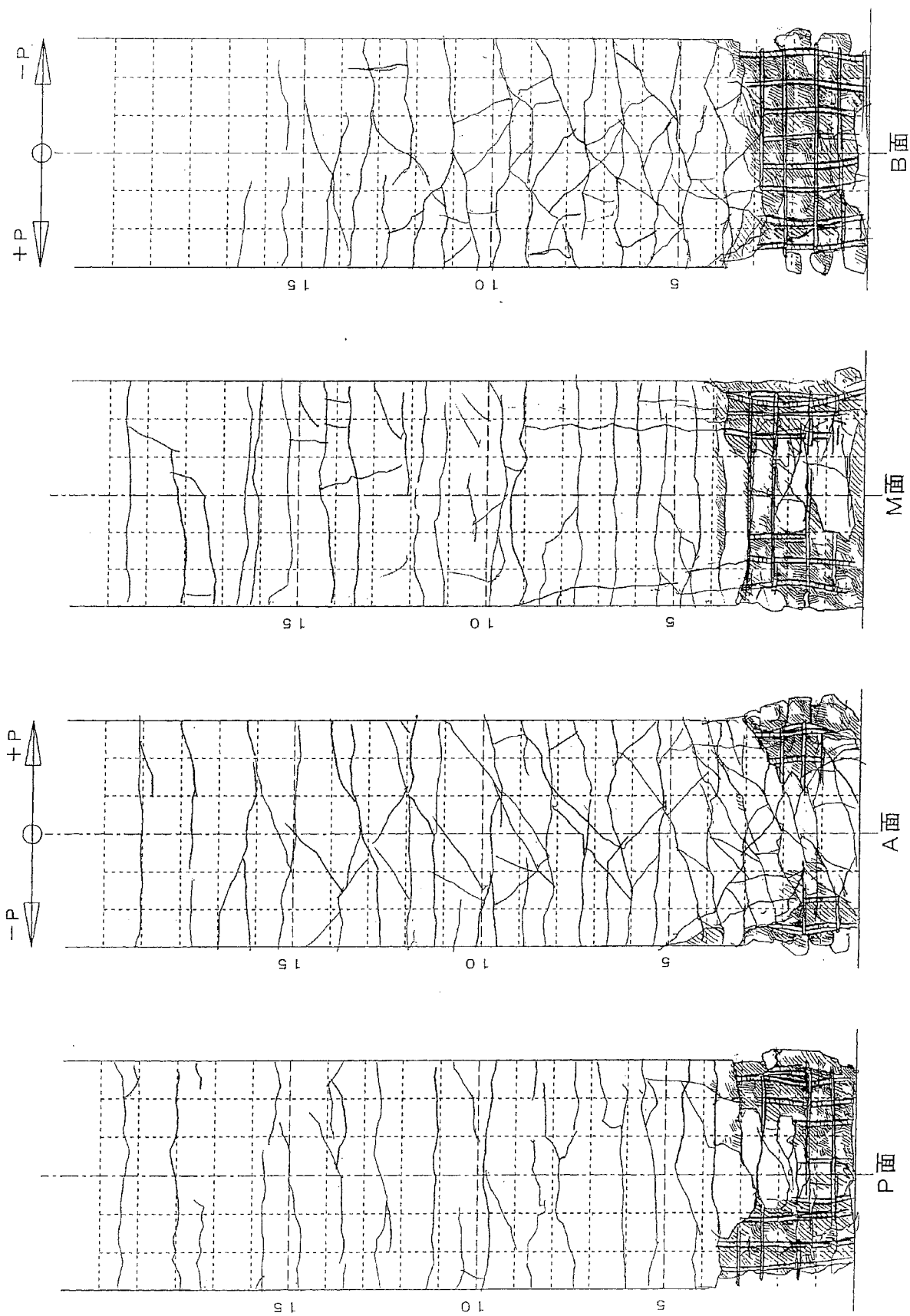
付図-1.3(9) 損傷進展状況 (供試体 C 98₀)



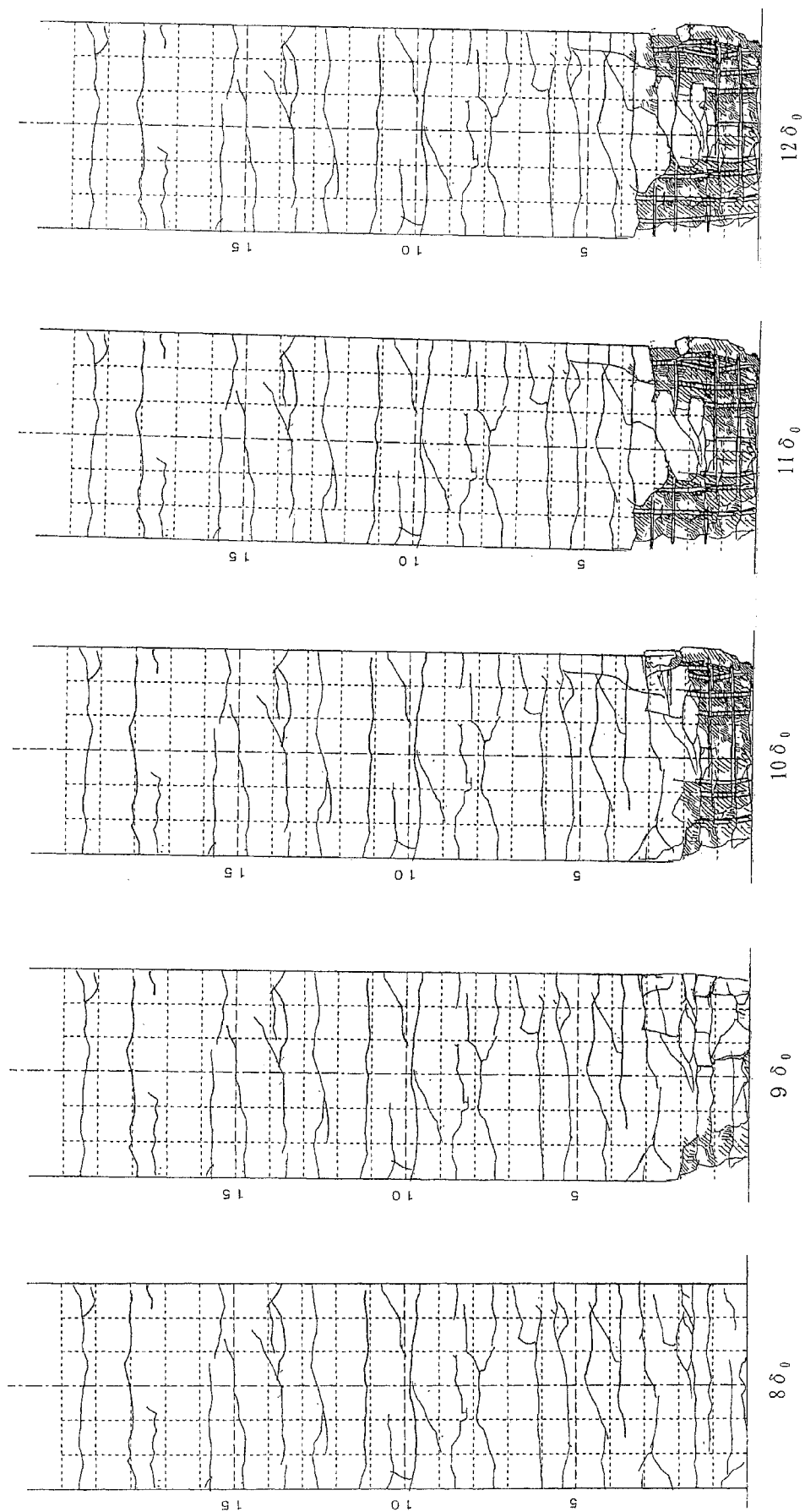
付図-1.3(10) 損傷進展状況(供試体 C 108₀)



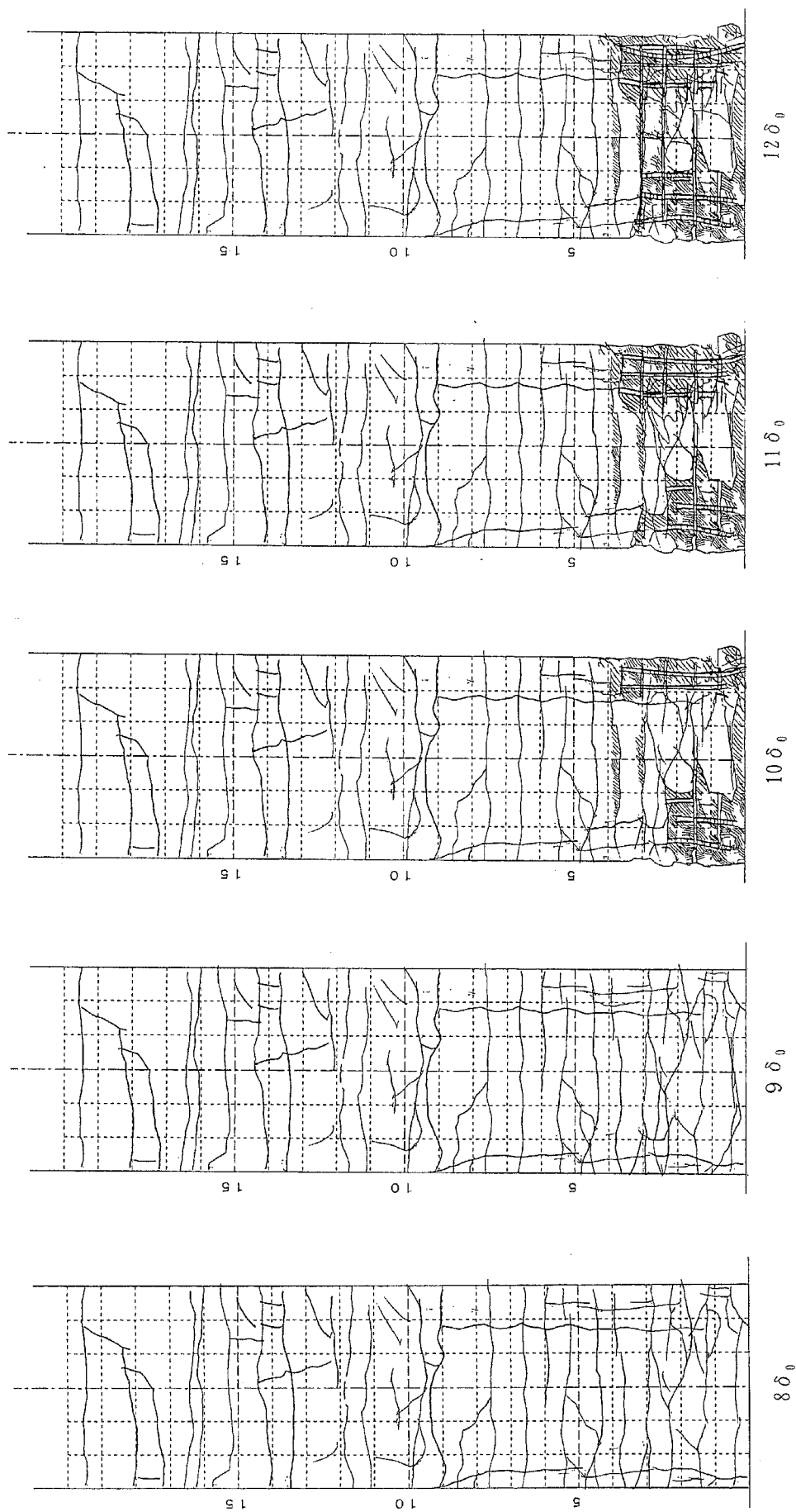
付図-1.3(11) 損傷進展状況 (供試体 C 118_p)



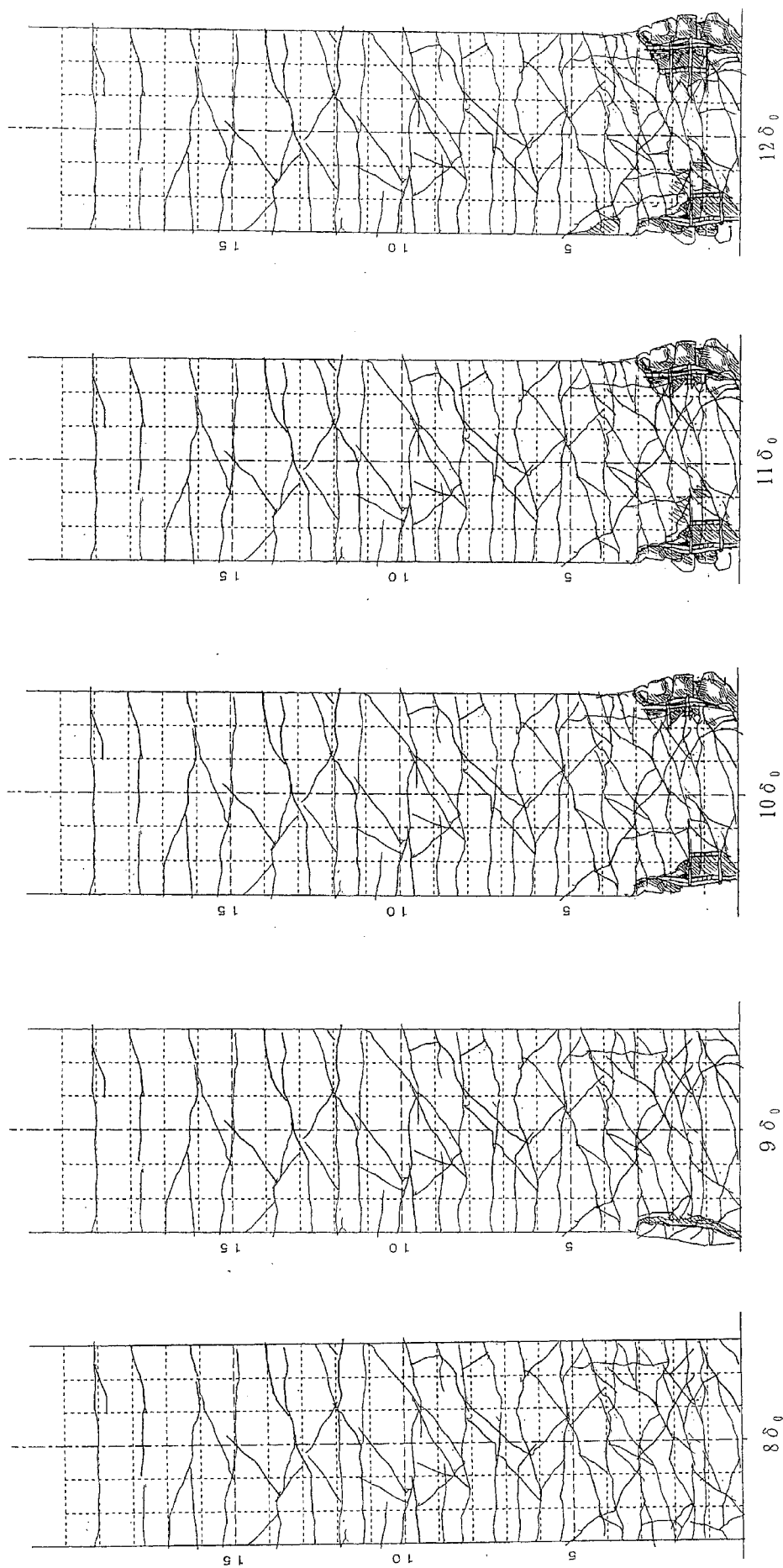
付図-1.3 (12) 損傷進展状況 (供試体 C 128.)



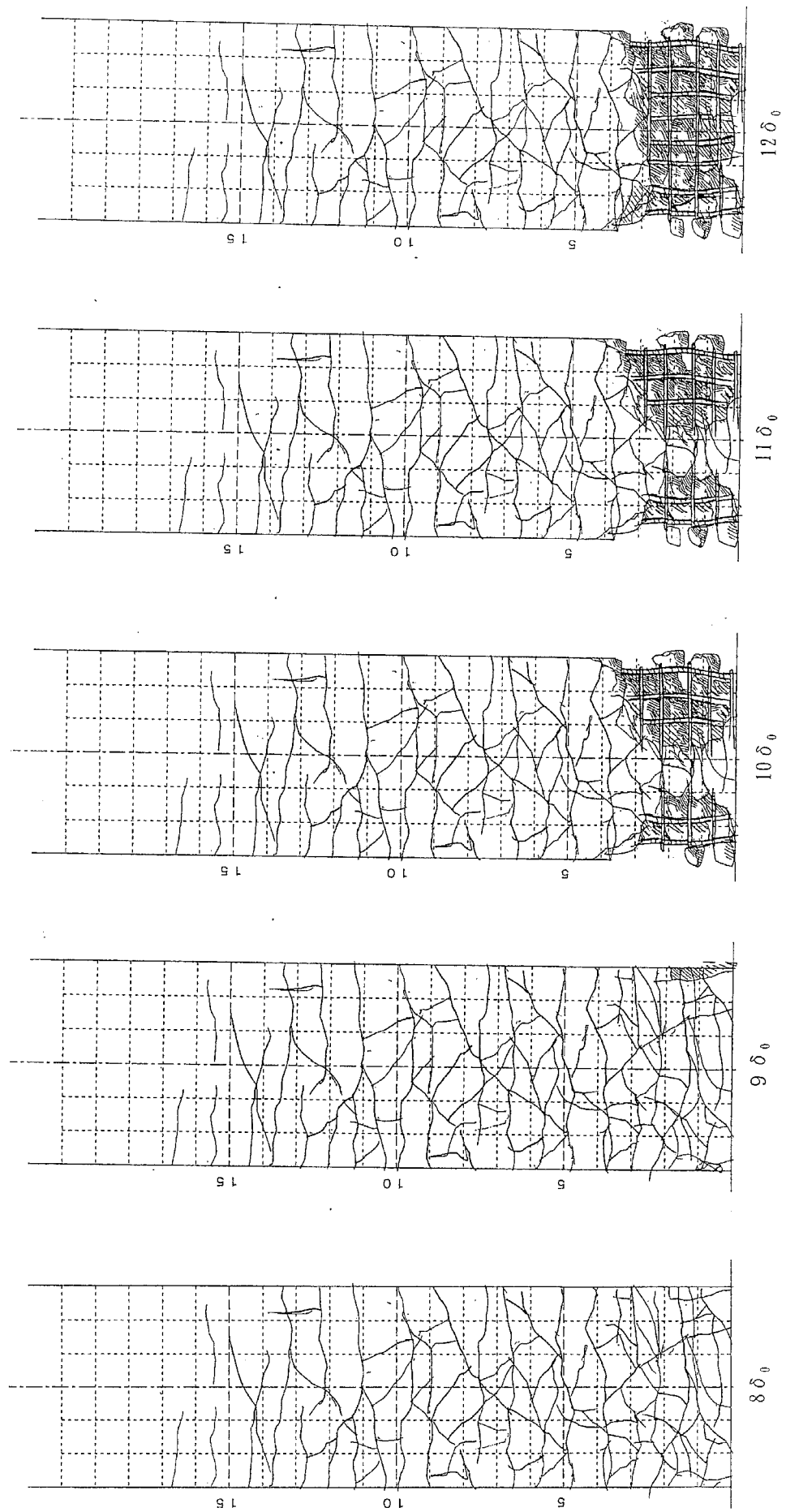
付図-1.3(13) 損傷進展状況(供試体C P面 $8\delta_0 \sim 12\delta_0$)



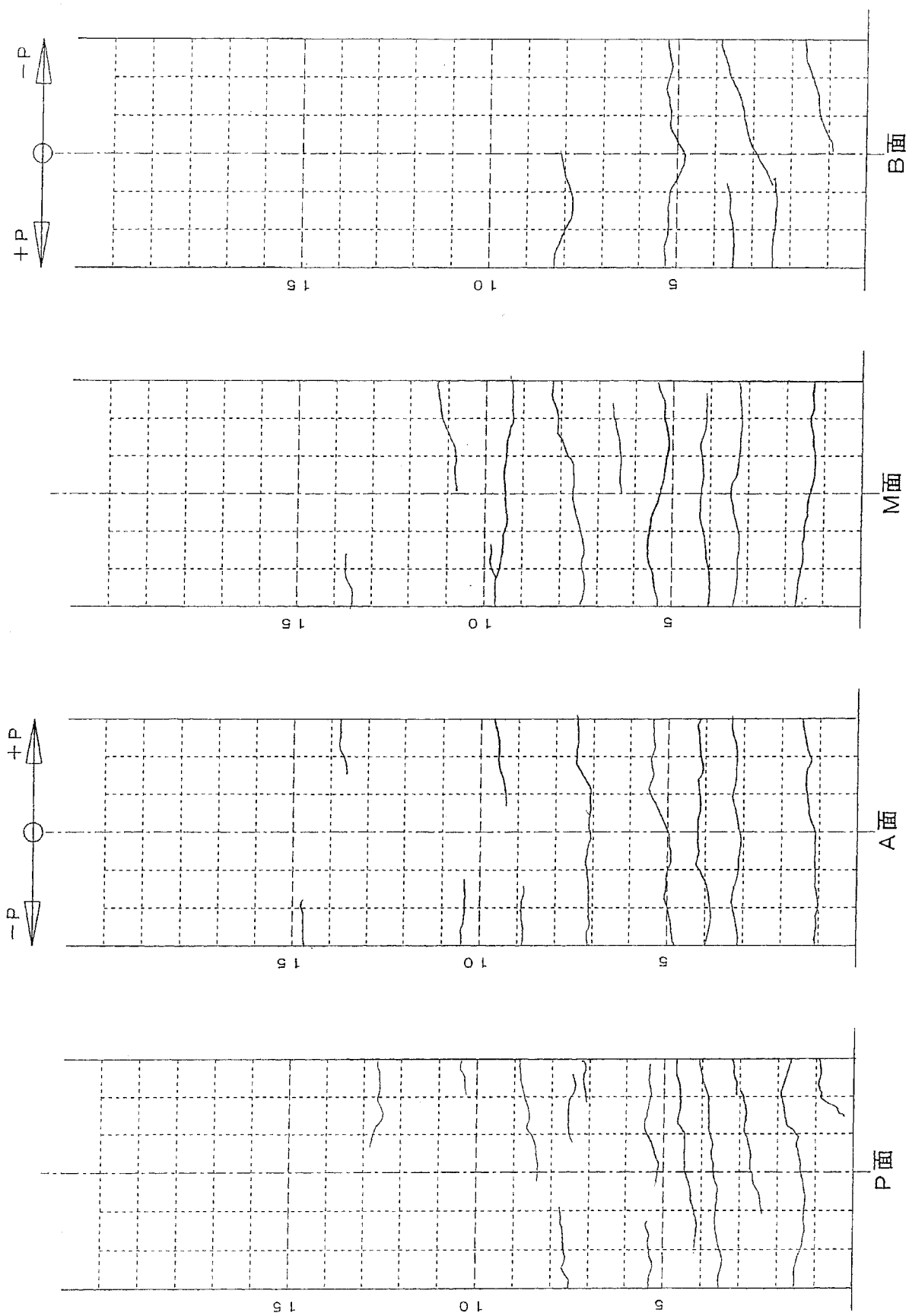
付図-1.3(14) 損傷進展状況(供試体C M面 $8\delta_0 \sim 12\delta_0$)



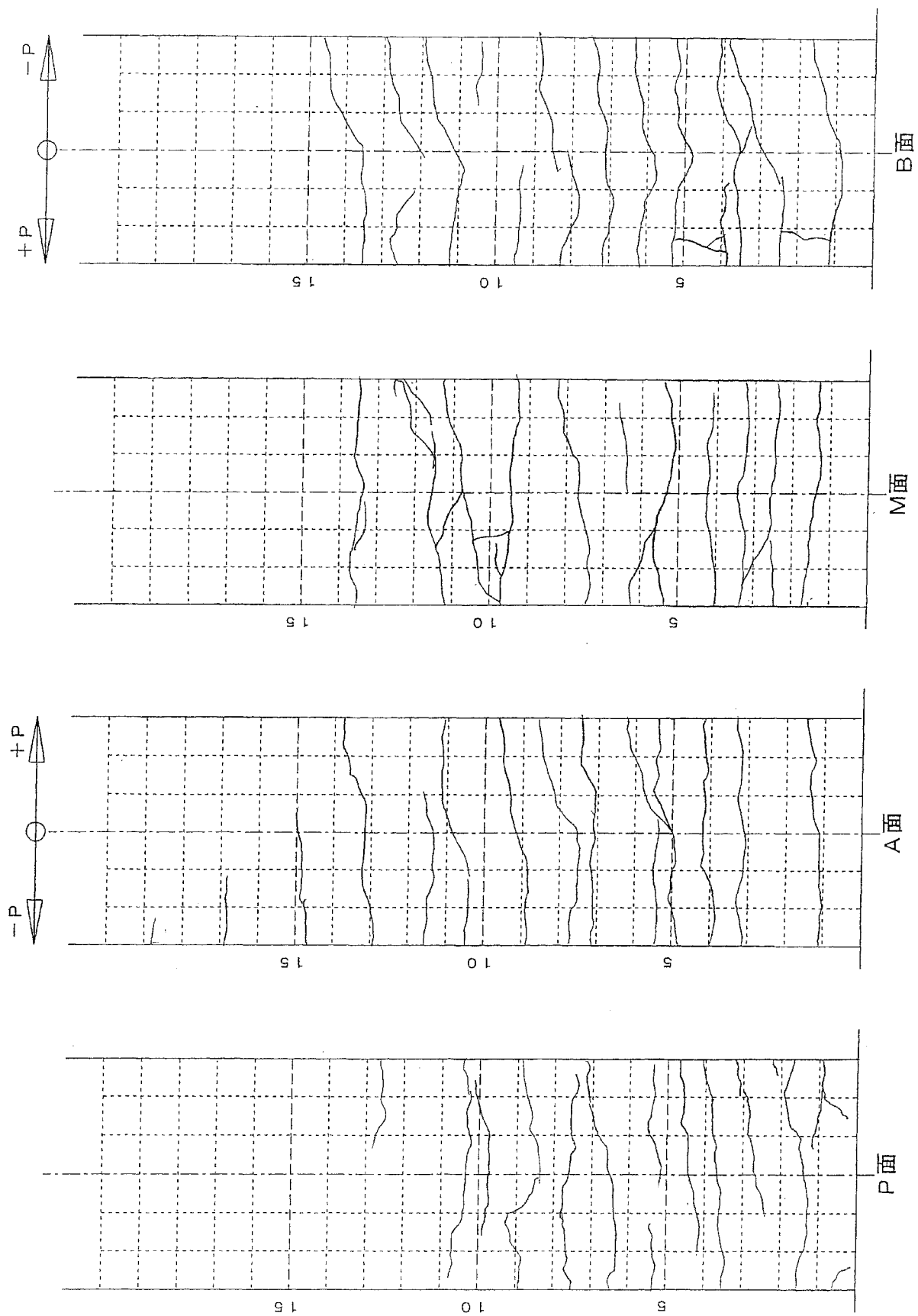
付図-1.3(15) 損傷進展状況(供試体 C-A 面 $8\delta_0 \sim 12\delta_0$)



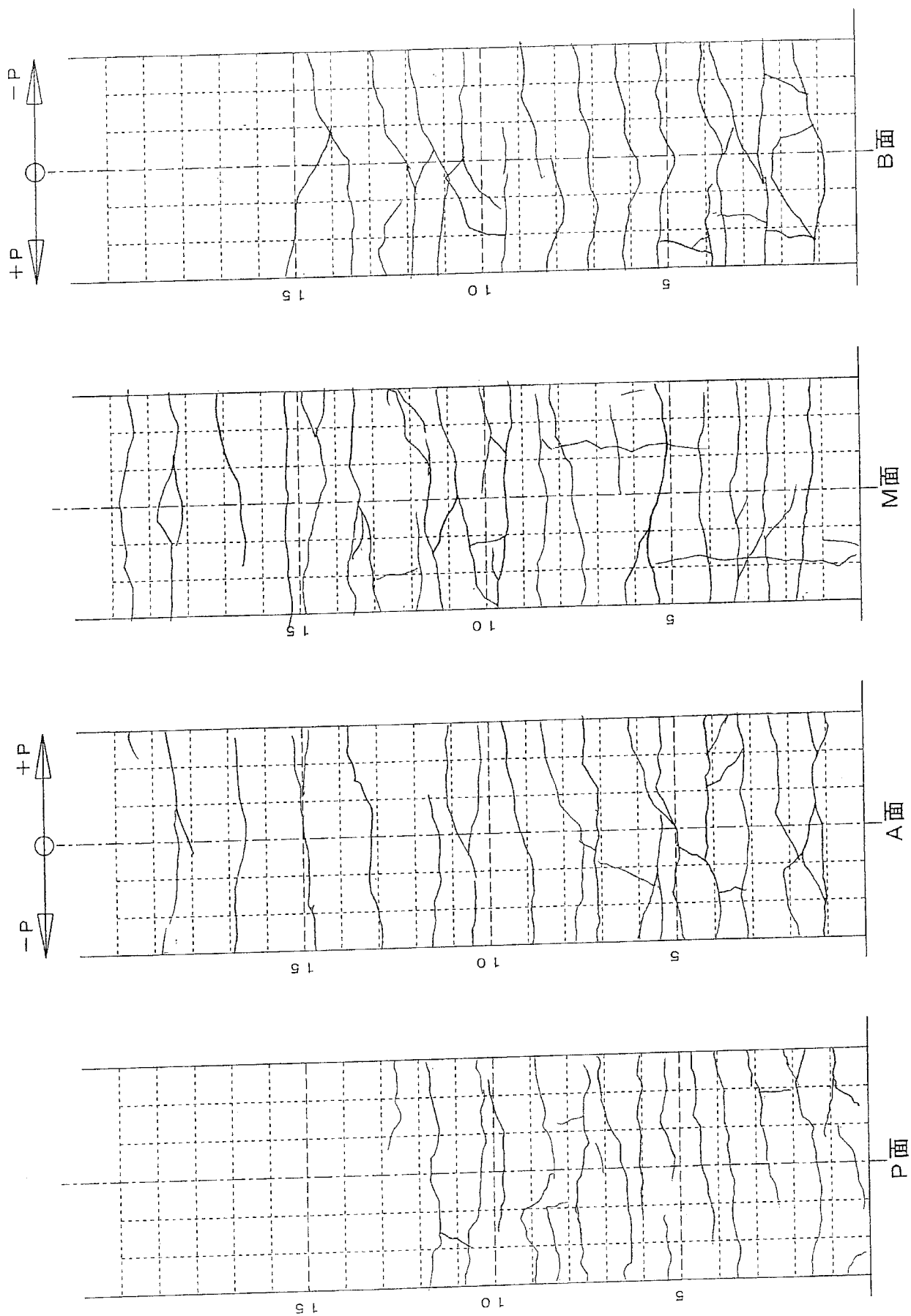
付図-1.3(16) 損傷進展状況(供試体 C B面 $8\delta_0 \sim 12\delta_0$)



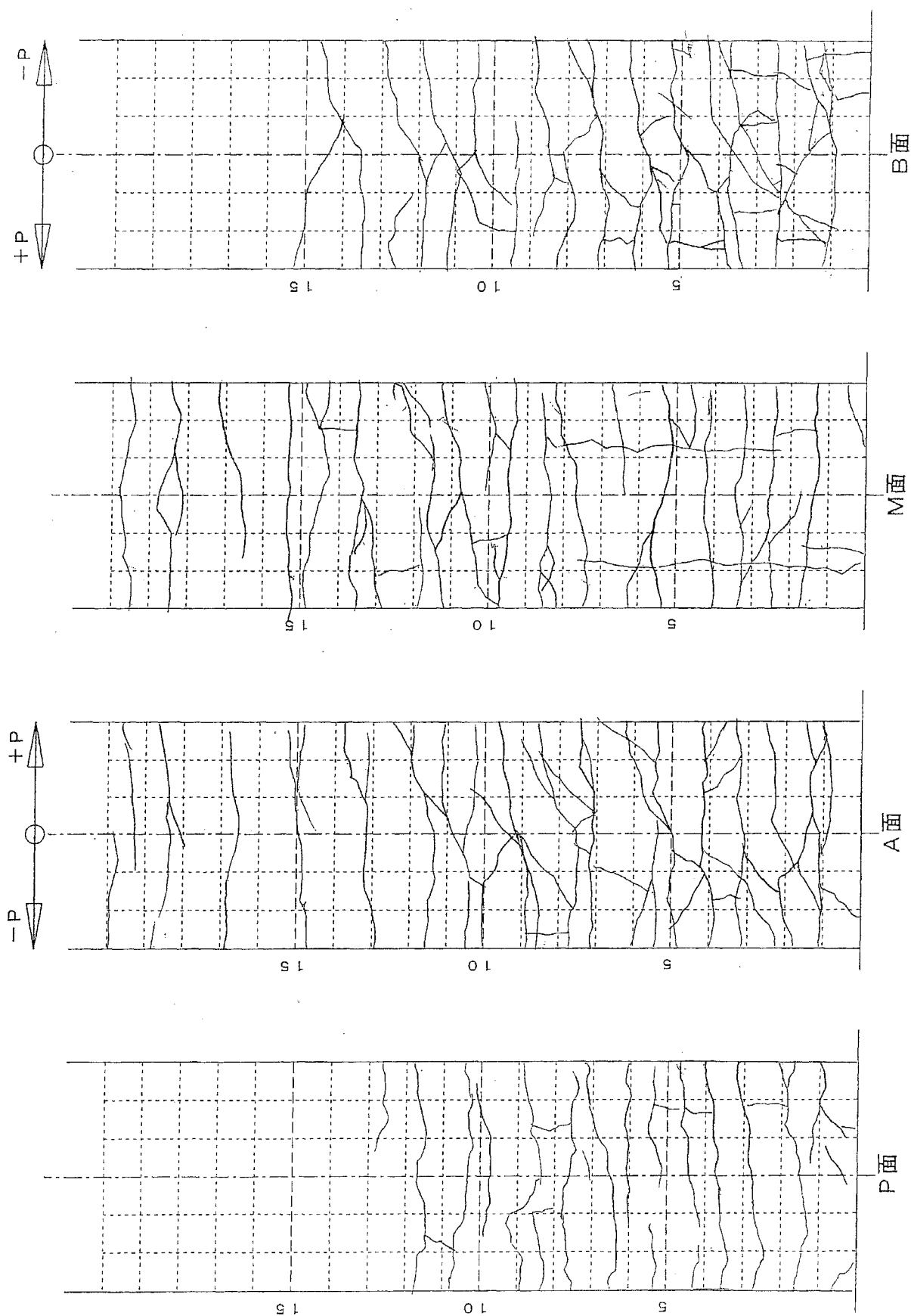
付図-1.4(1) 損傷進展状況 (供試体 D 18₀)



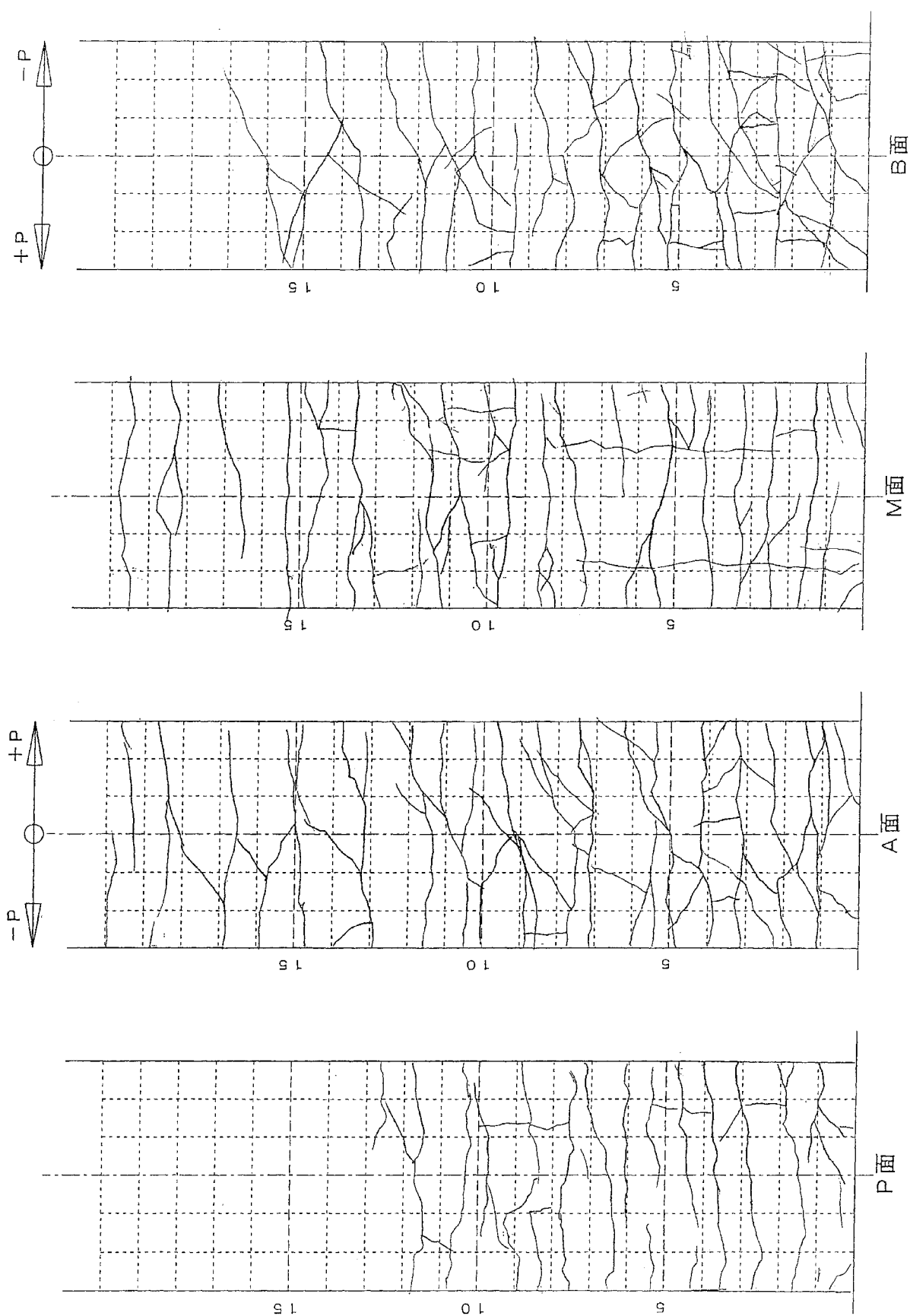
付図-1.4(2) 損傷進展状況(供試体 D 2 δ_0)



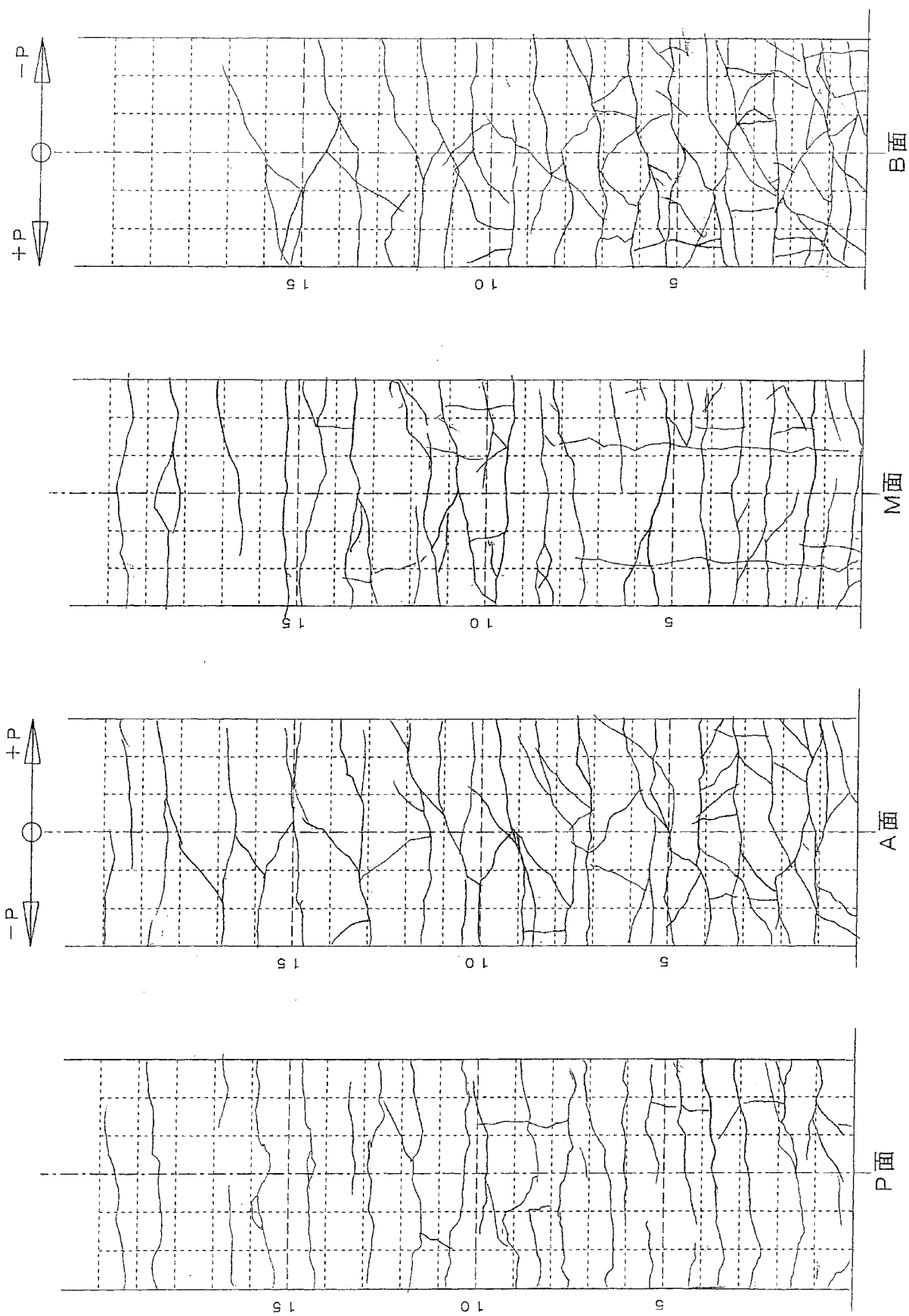
付圖-1.4(3) 損傷進展狀況(供試体 D 380)



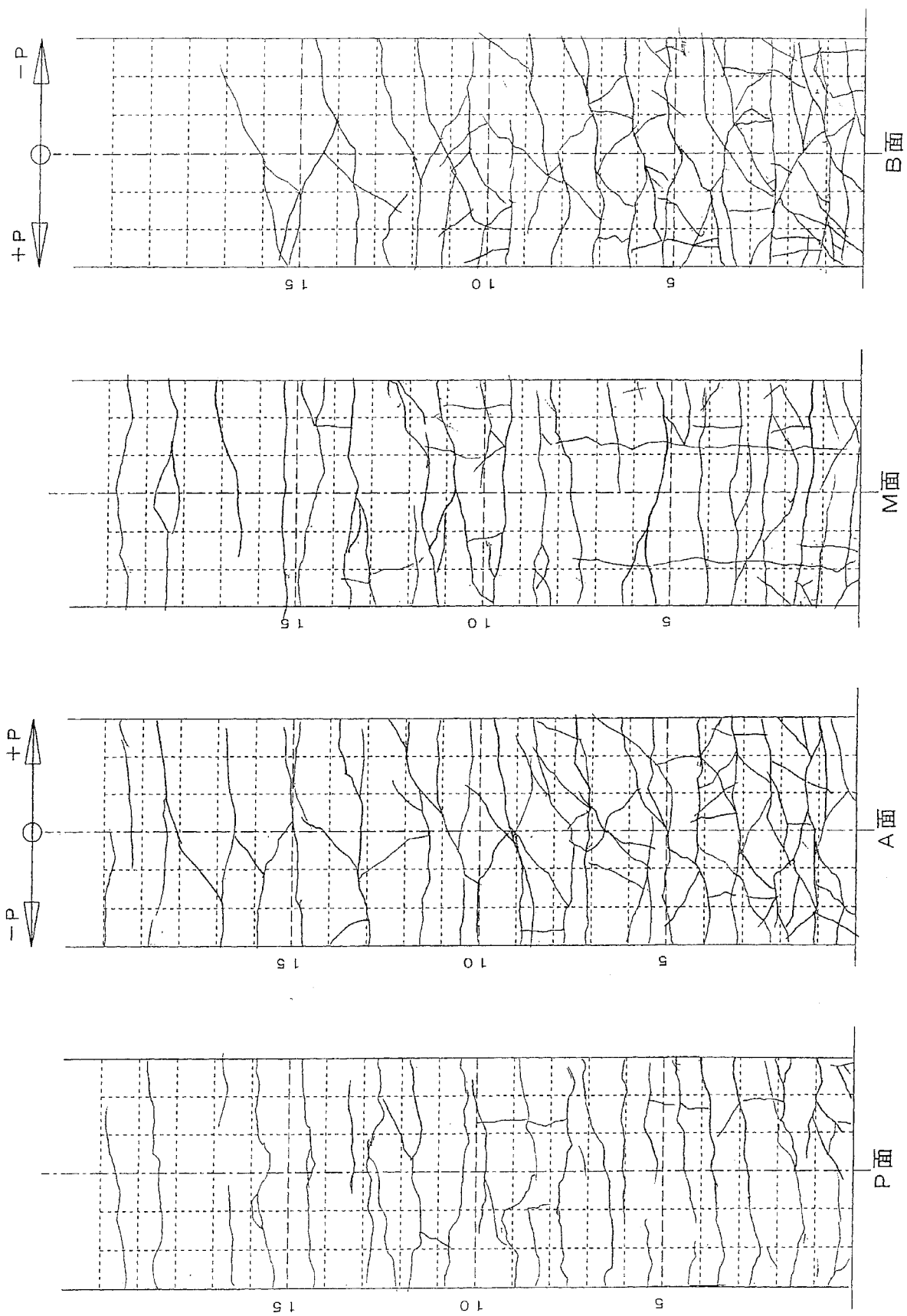
付図-1.4(4) 損傷進展状況(供試体 D 4 δ_0)



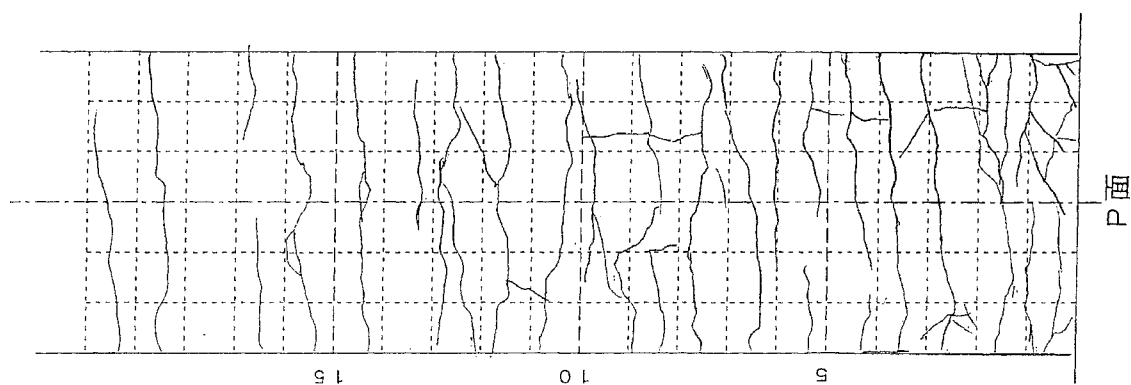
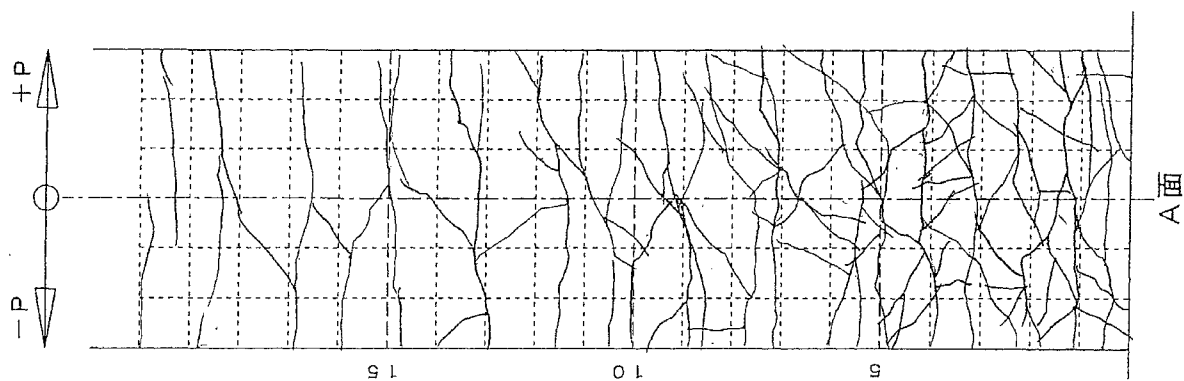
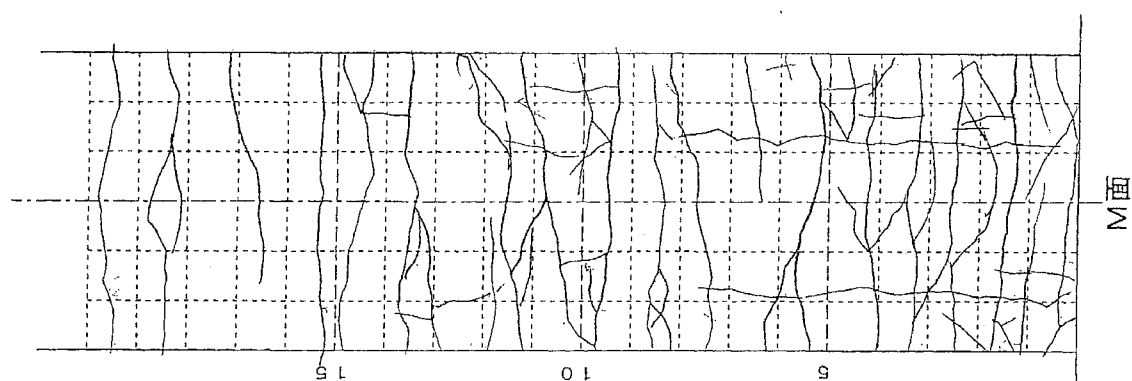
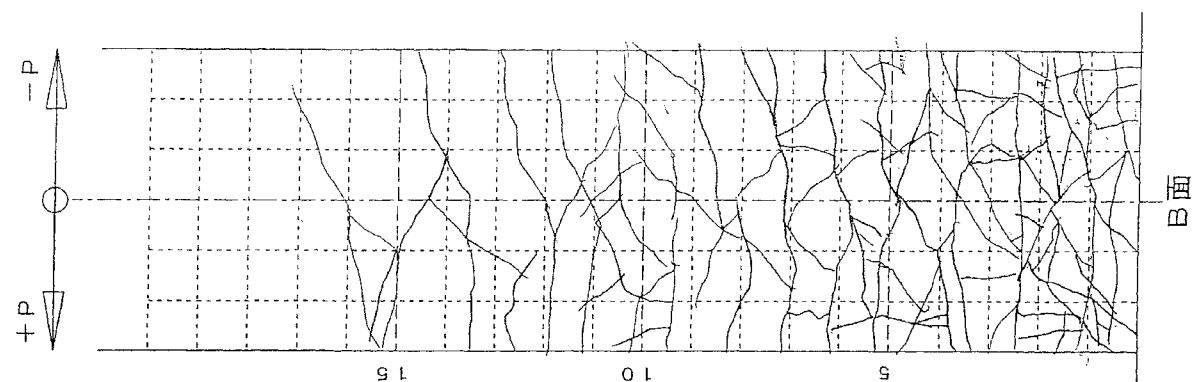
付図-1.4(5) 損傷進展状況 (供試体 D 5δ₀)



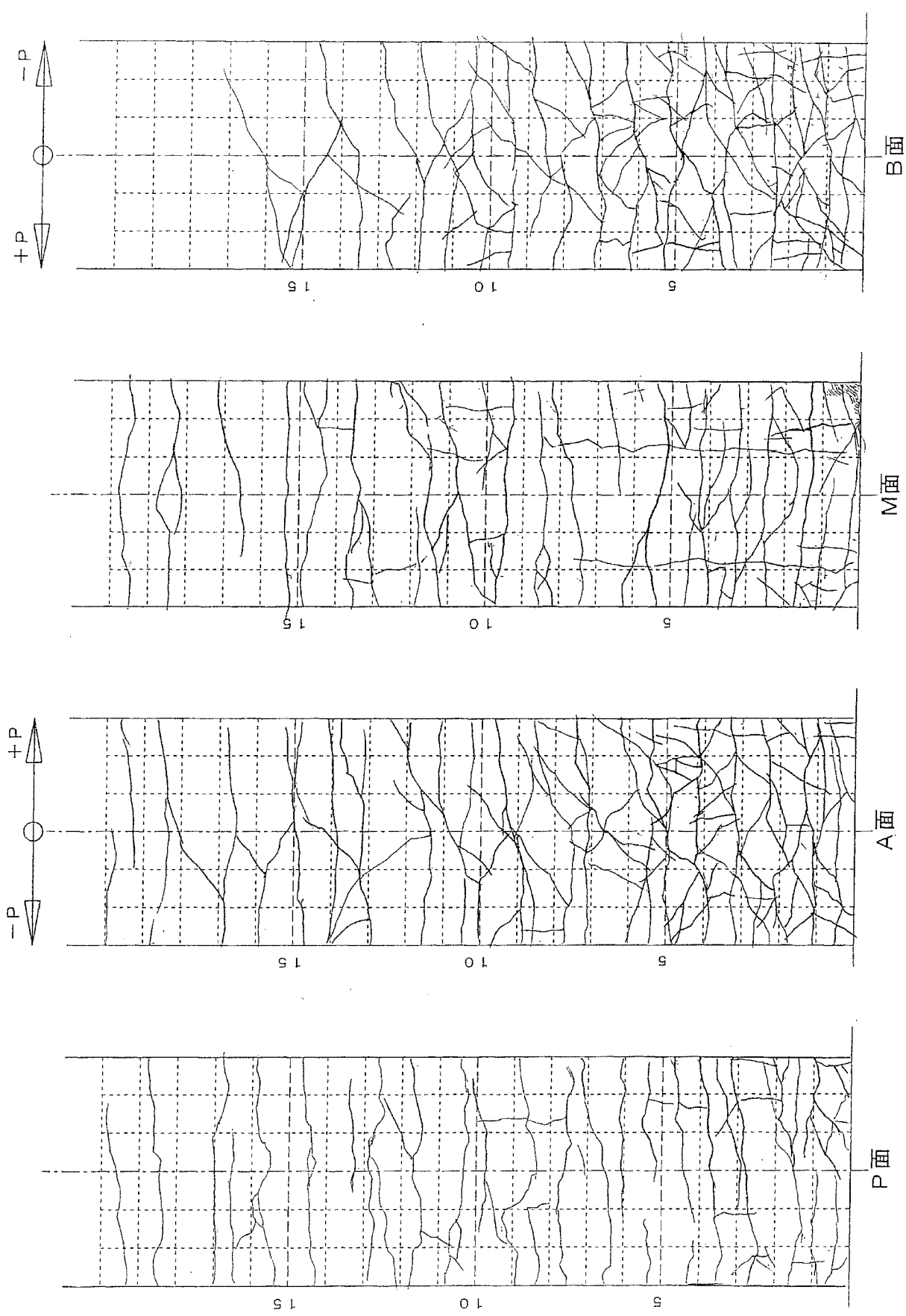
付図-1.4(6) 損傷進展状況 (供試体 D 680)



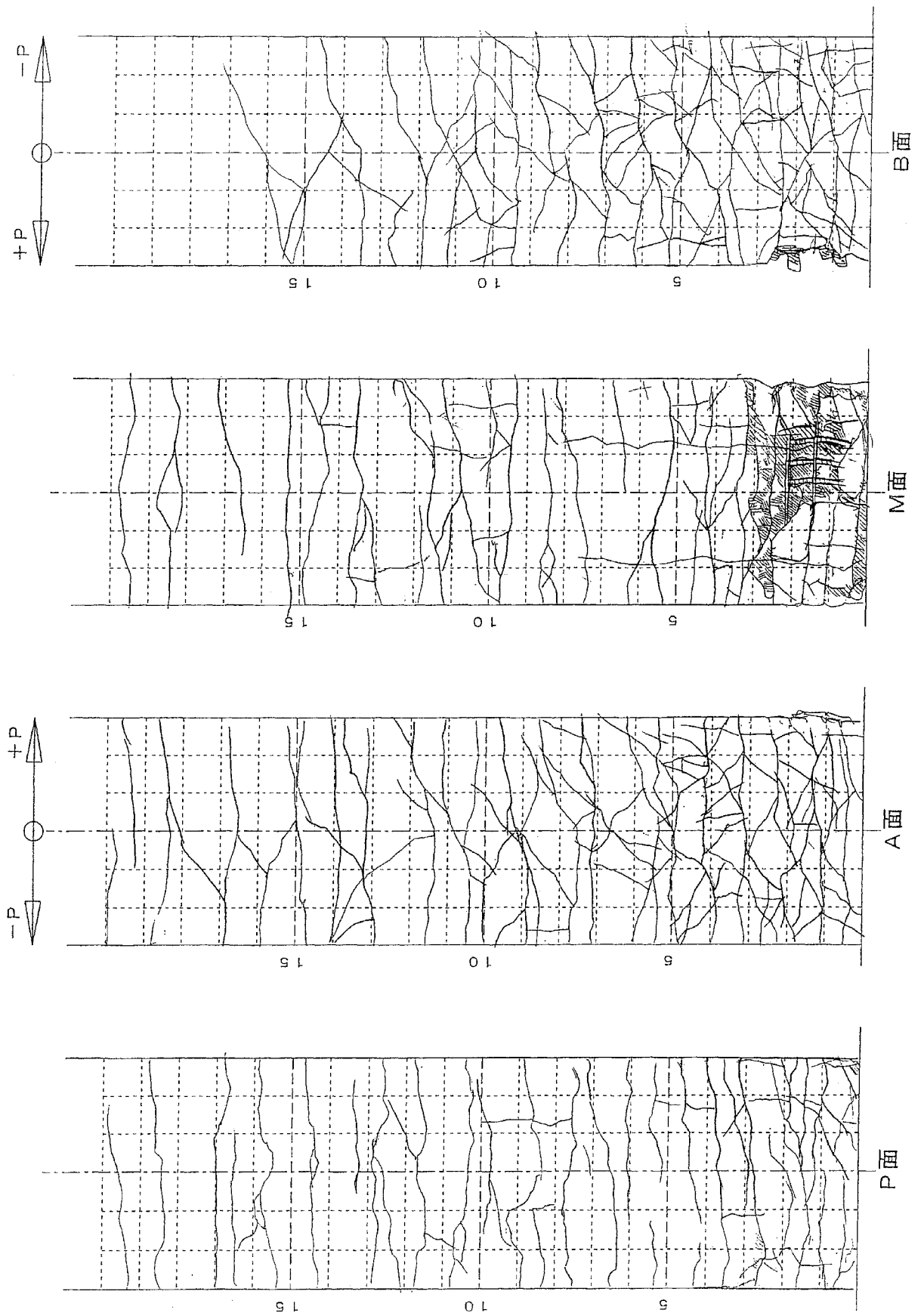
付図-1.4(7) 損傷進展状況(供試体 D 7δ₀)



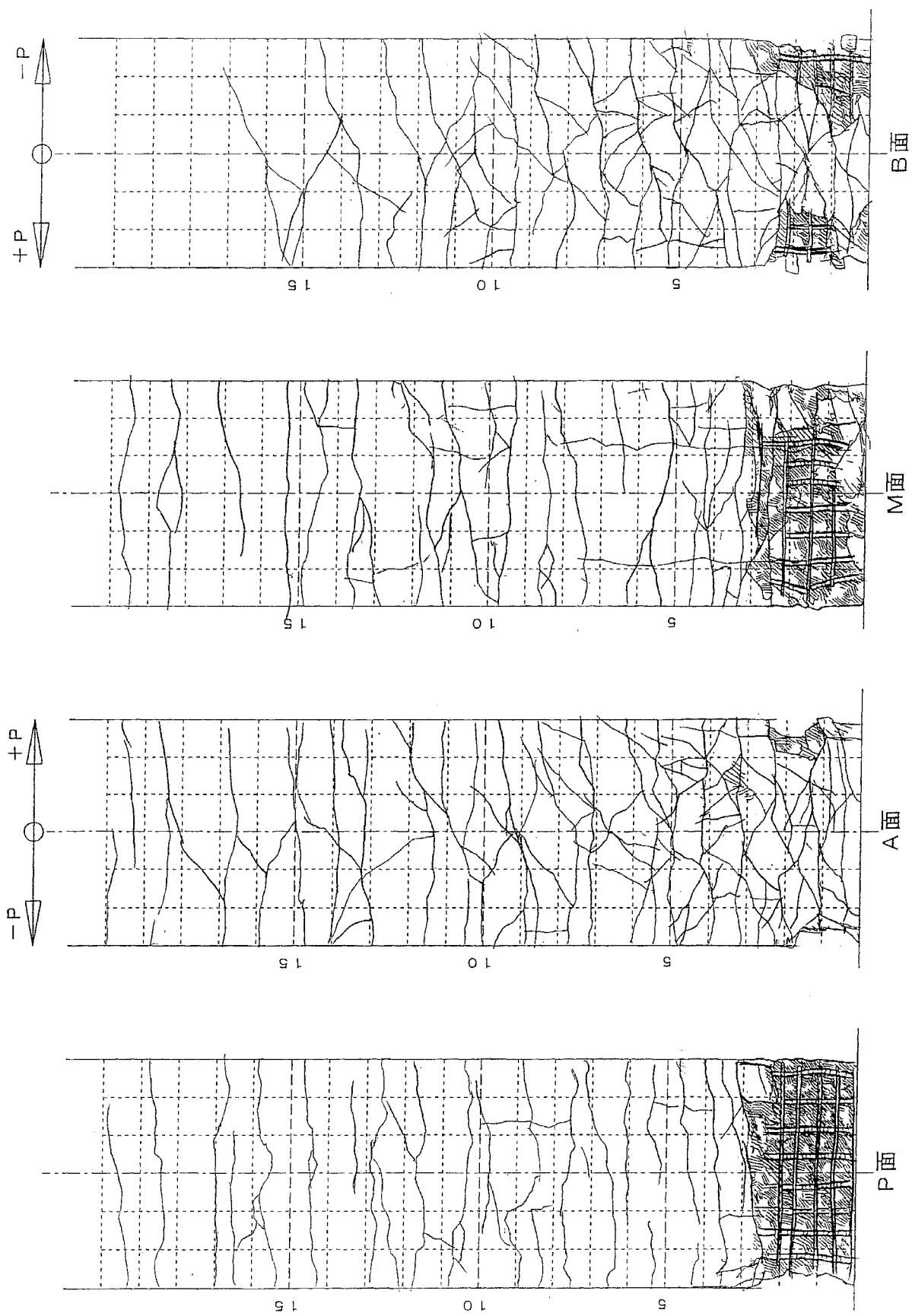
付図-1.4(8) 損傷進展状況 (供試体 D 88₀)



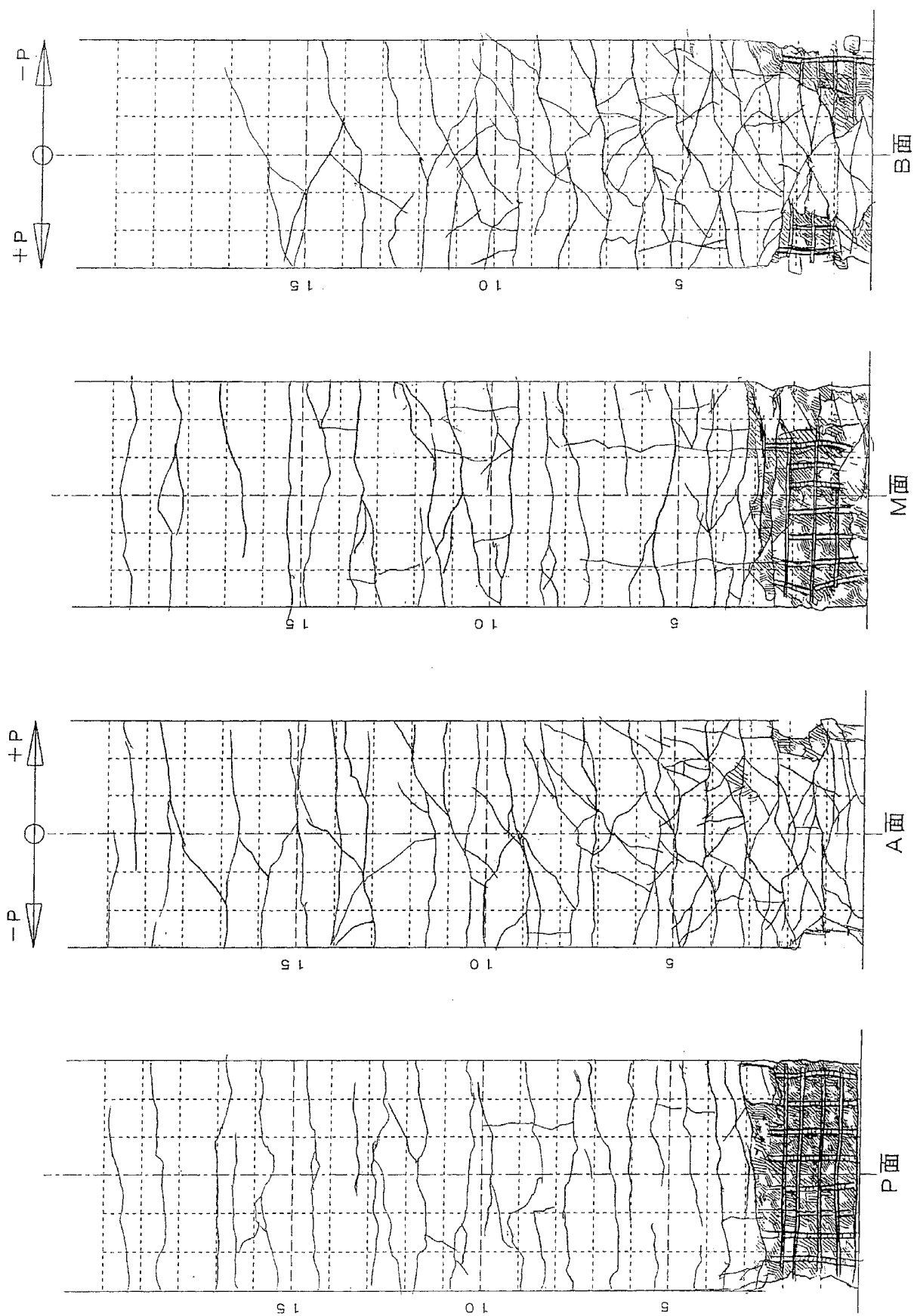
付図-1.4(9) 損傷進展状況(供試体 D 98₀)



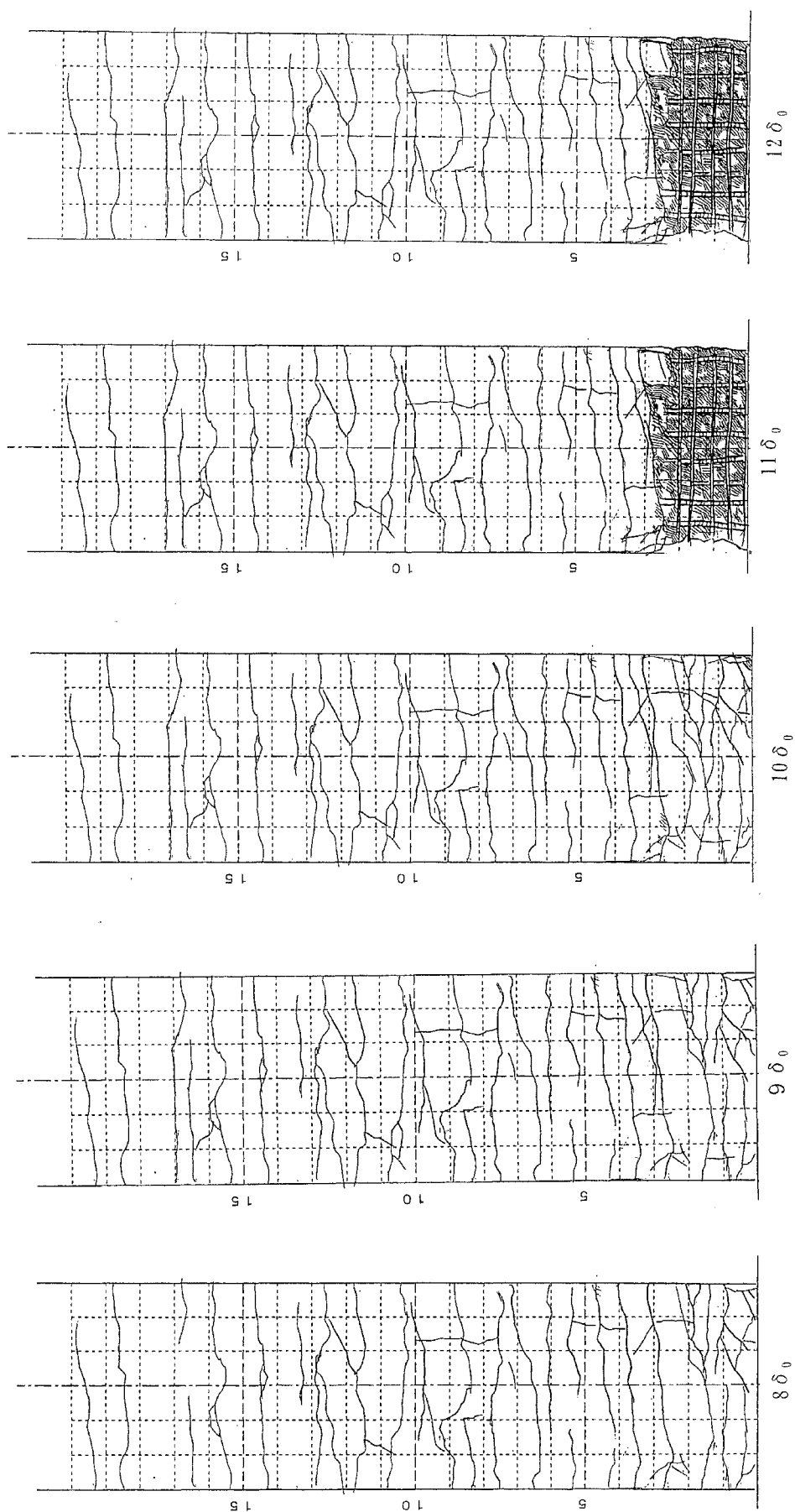
付図-1.4(10) 損傷進展状況(供試体 D 10δ₀)



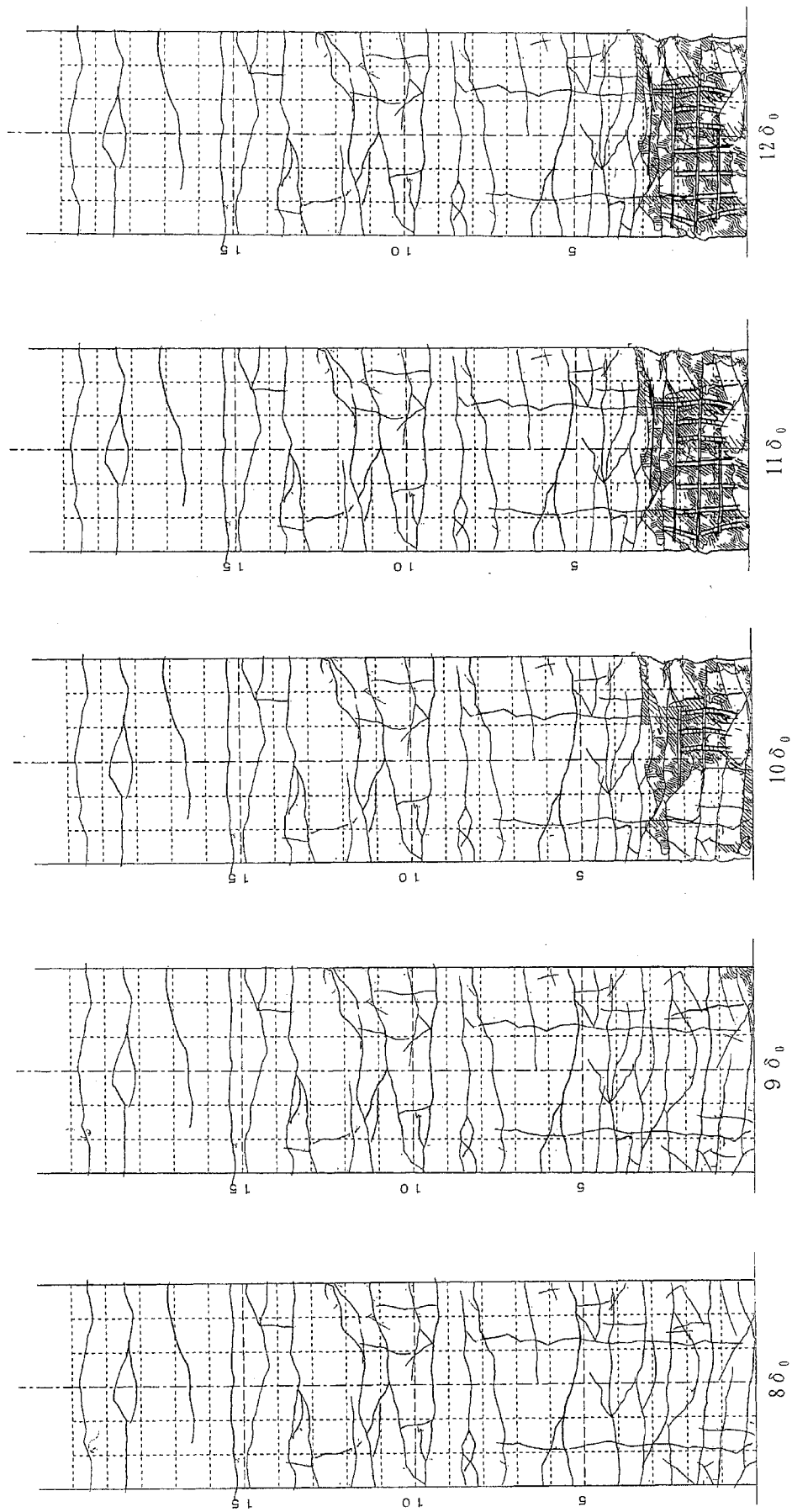
付図-1.4(11) 損傷進展状況(供試体 D 1180)



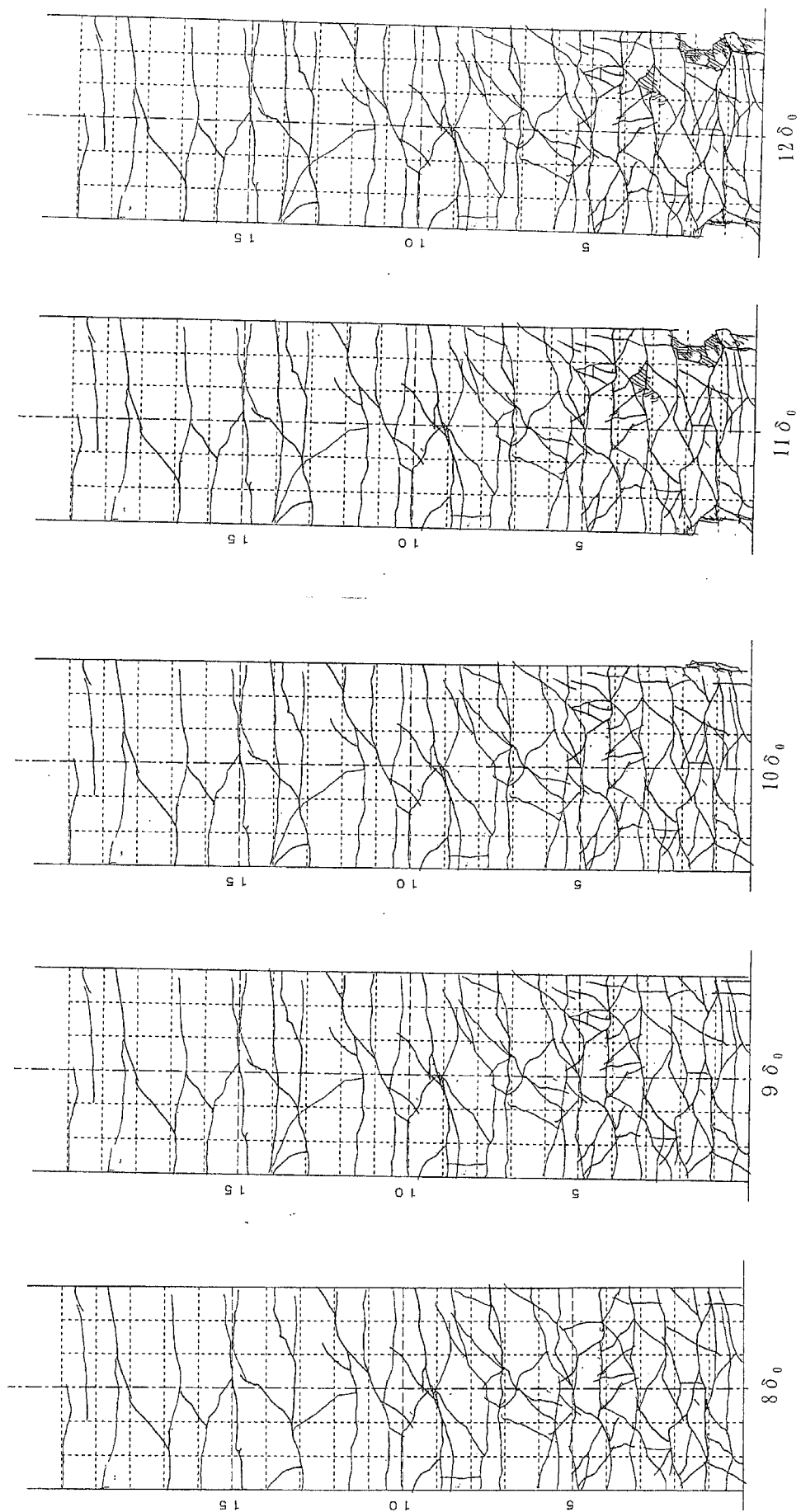
付図-1.4(12) 損傷進展状況(供試体 D 128₀)



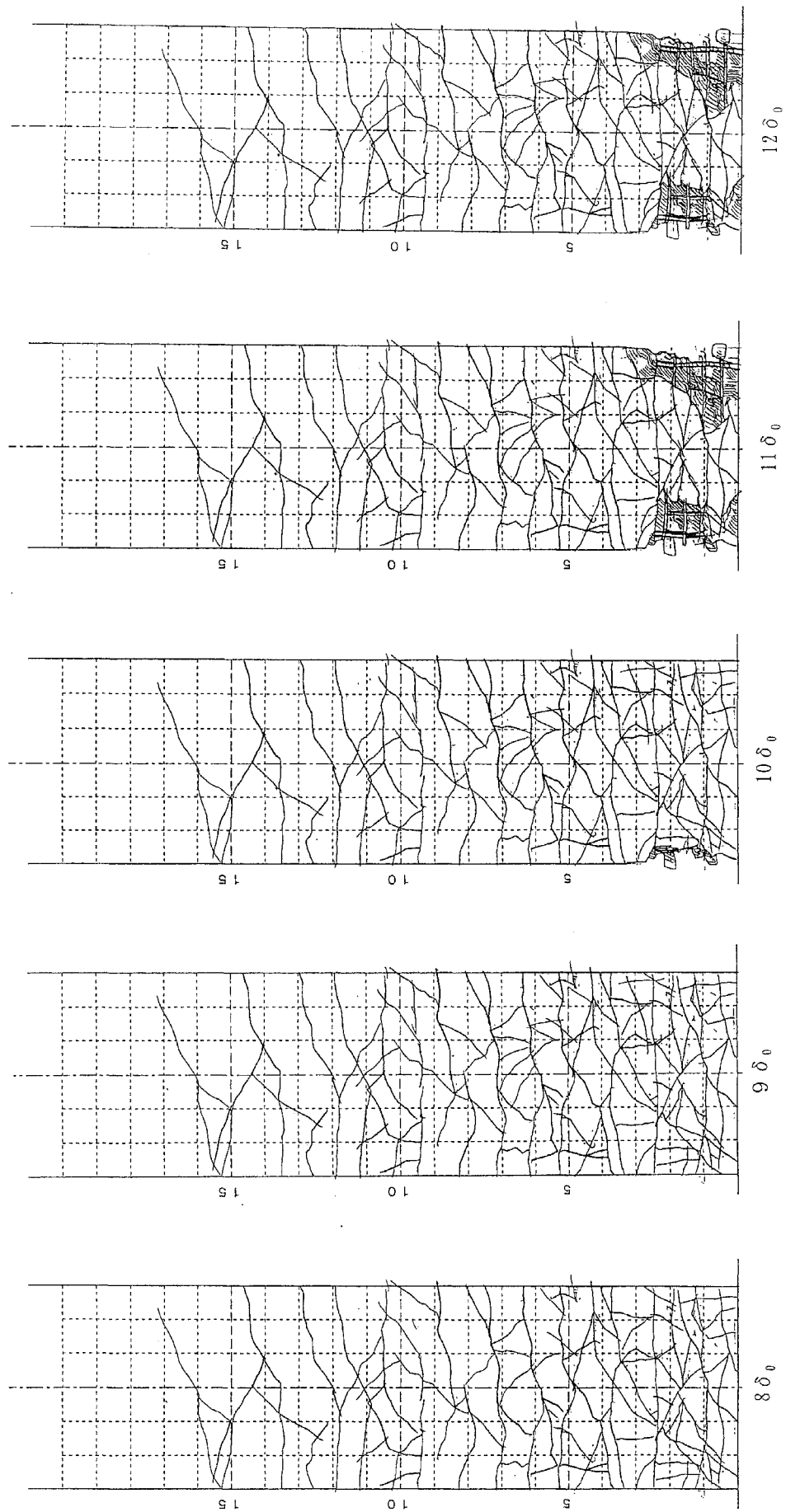
付図-1.4(13) 損傷進展状況(供試体D P面 $8\delta_0 \sim 12\delta_0$)



付図-1.4(14) 損傷進展状況(供試体D M面 $8\delta_0 \sim 12\delta_0$)



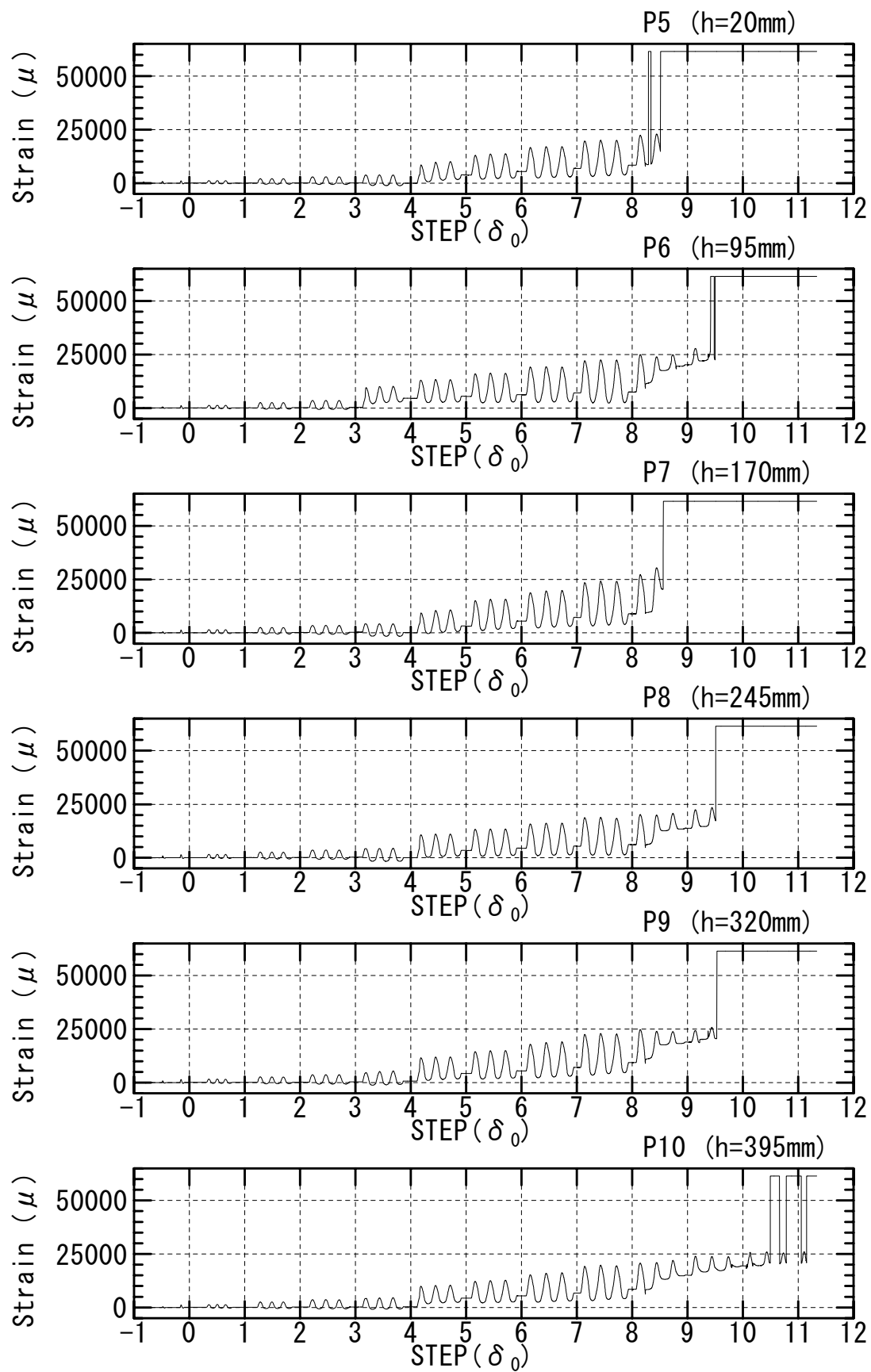
付図-1.4(15) 損傷進展状況(供試体D A面 $8\delta_0 \sim 12\delta_0$)



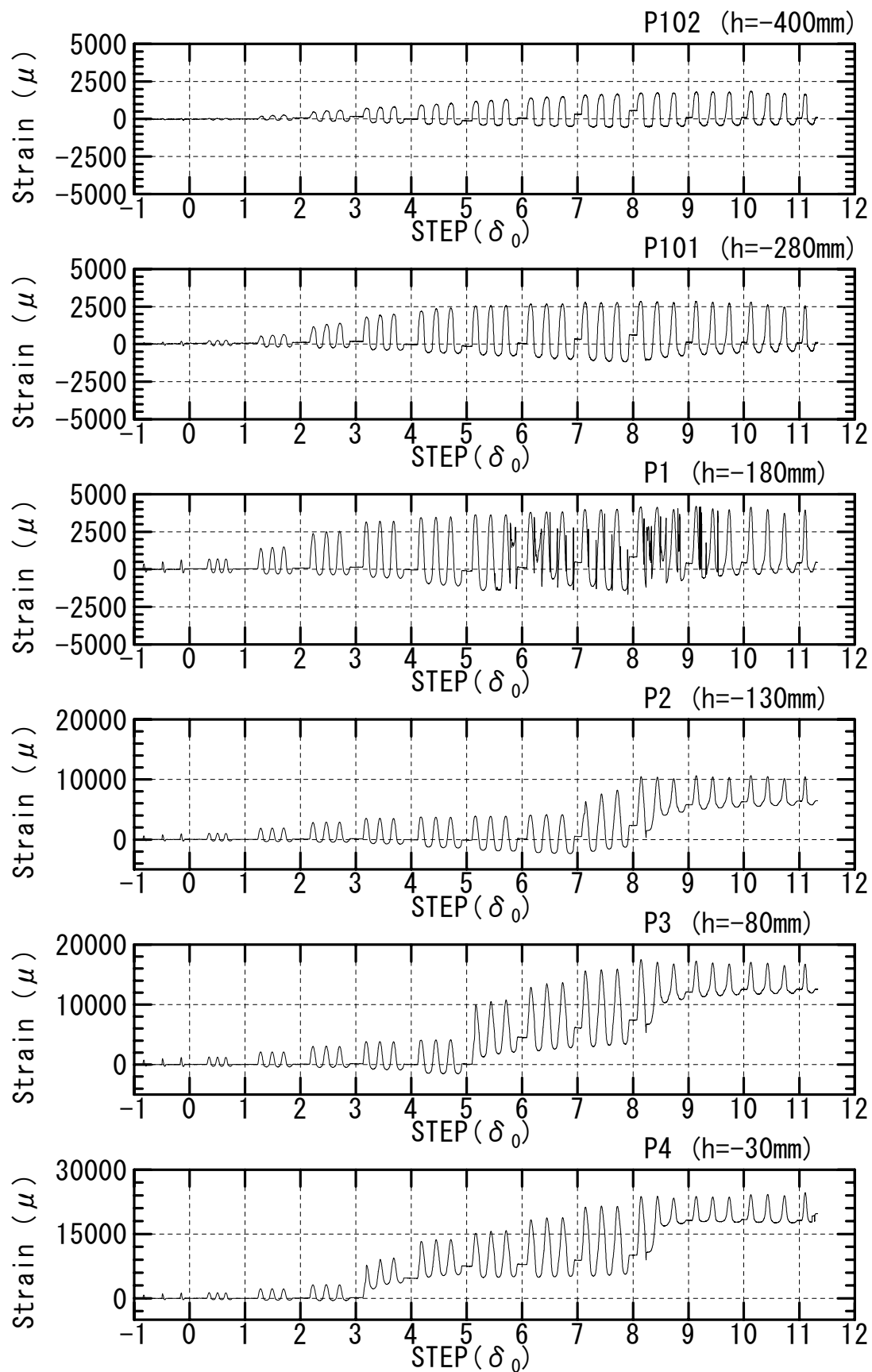
付図-1.4(16) 損傷進展状況(供試体D B面 $8\delta_0 \sim 12\delta_0$)

参 考 資 料

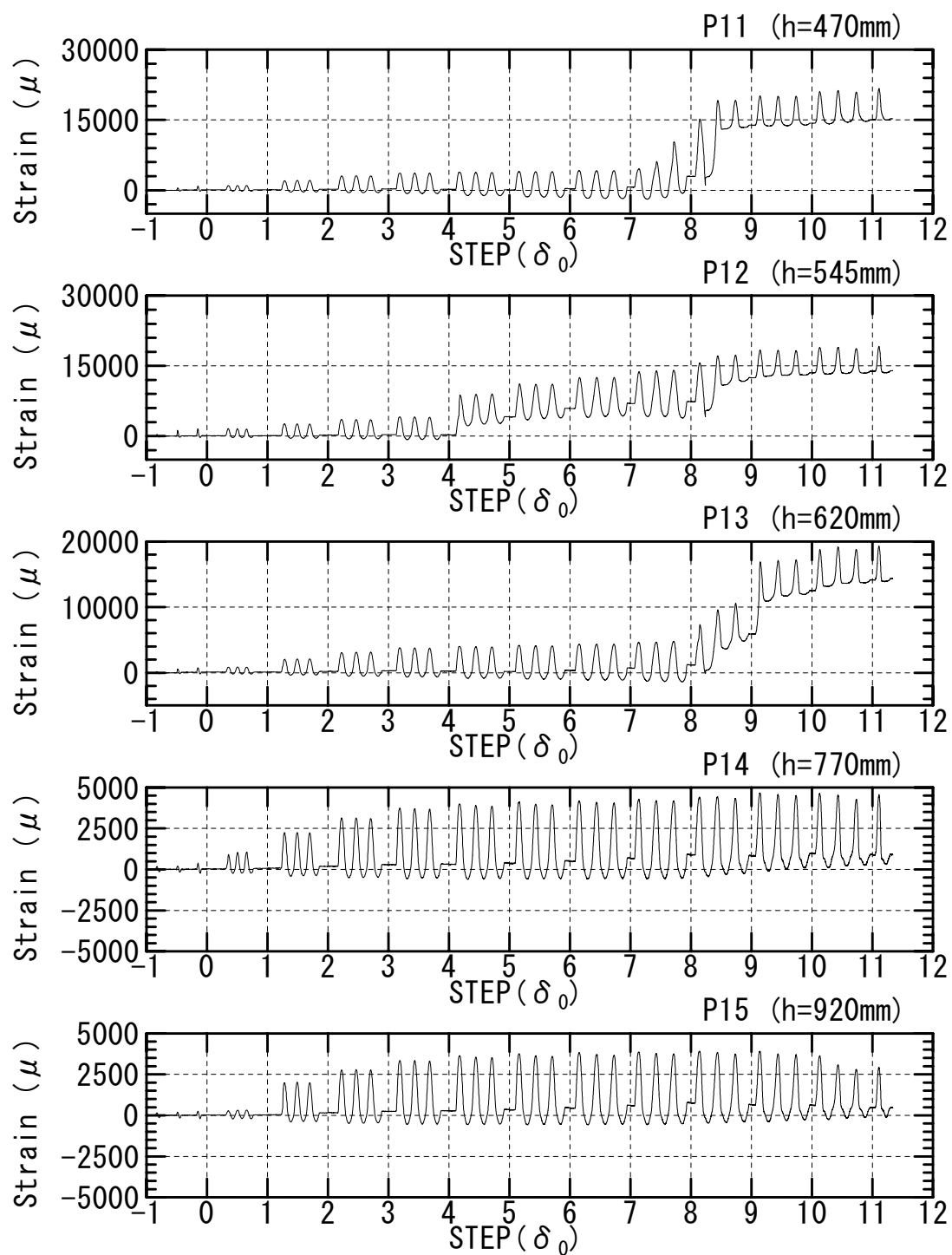
Ⅱ 各測定値の進展状況



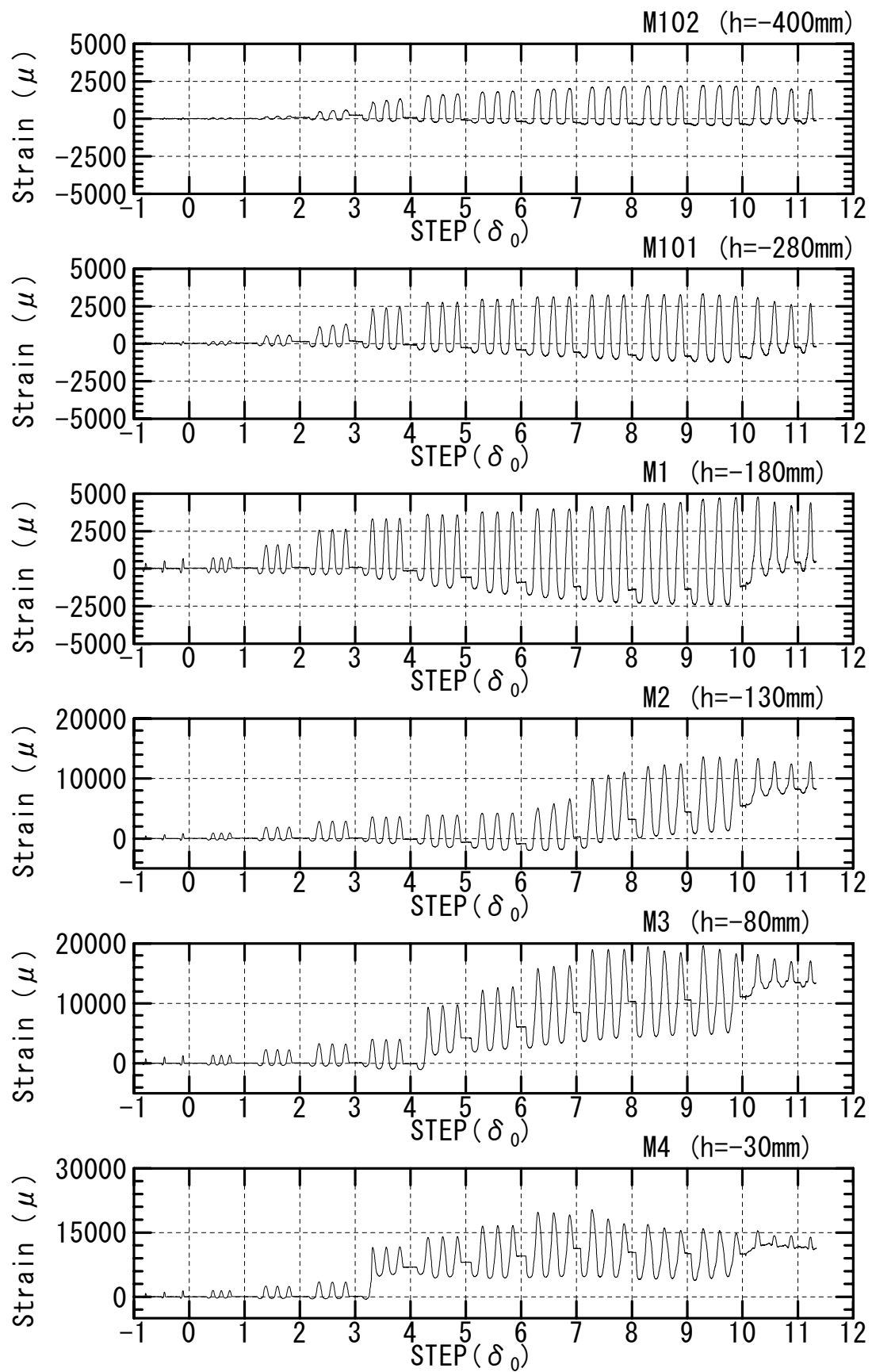
付図-2.1(2) 軸方向鉄筋ひずみの進展(供試体 A、P 面)



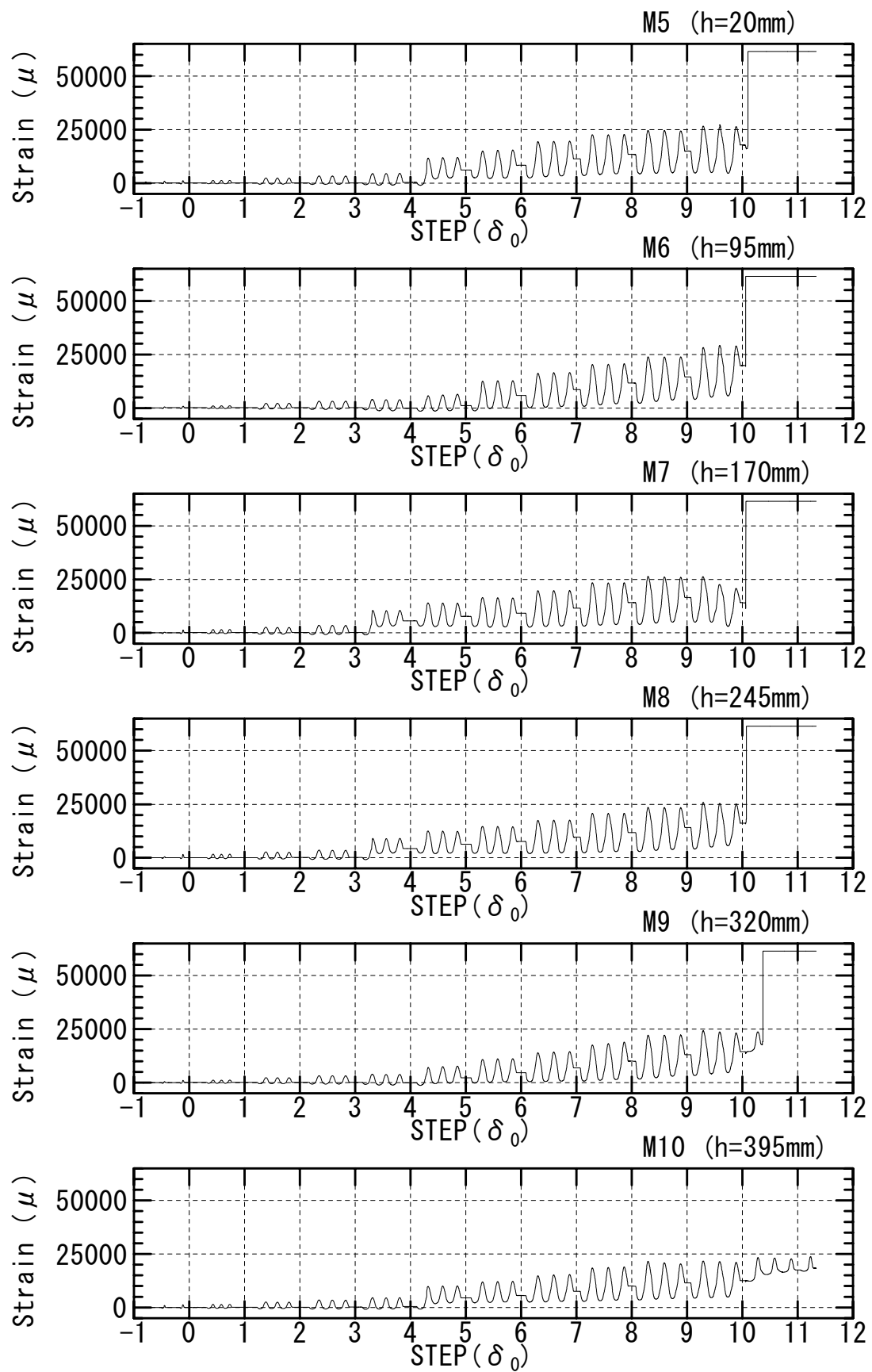
付図-2.1(1) 軸方向鉄筋ひずみの進展(供試体 A、P 面)



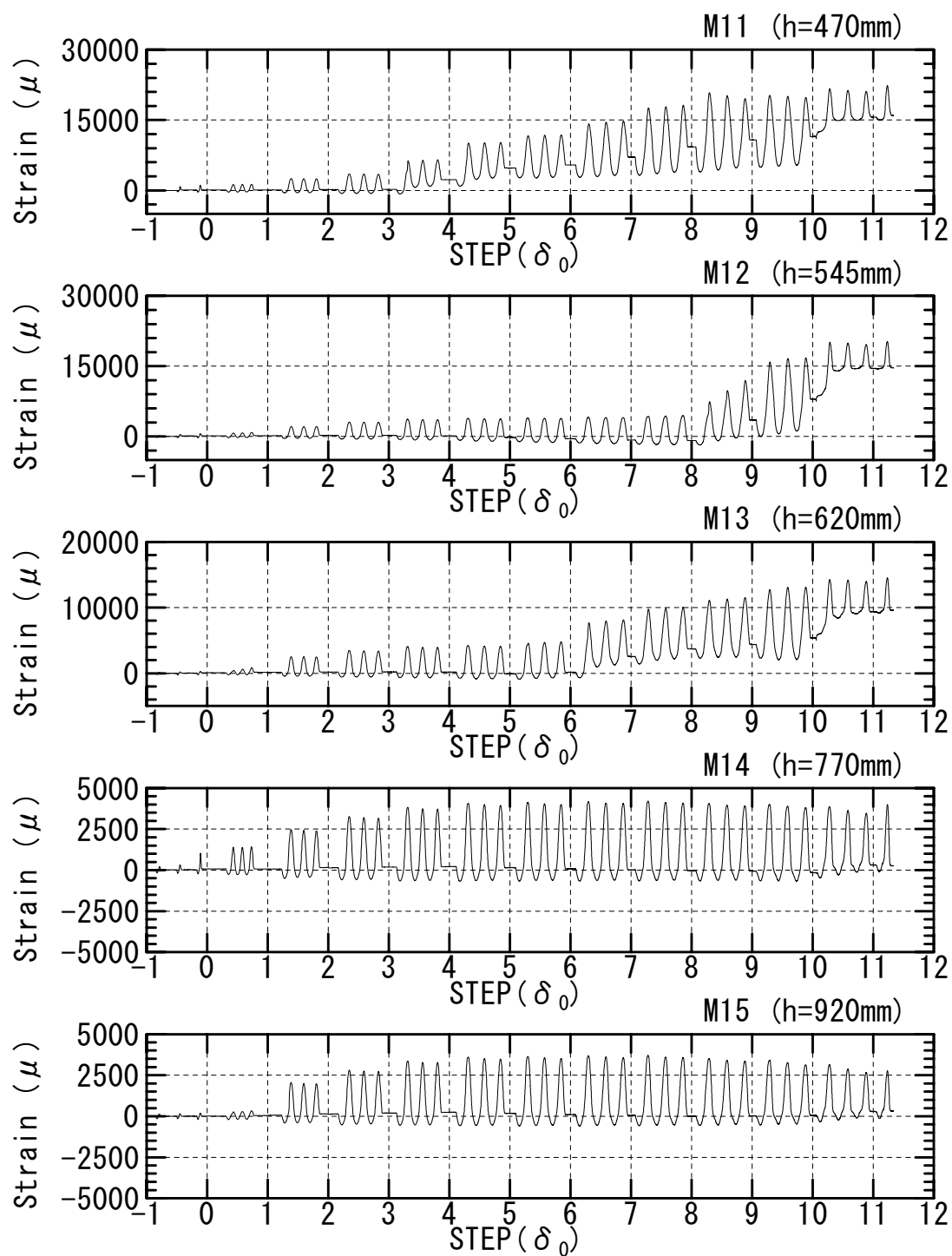
付図-2.1(3) 軸方向鉄筋ひずみの進展(供試体A、P面)



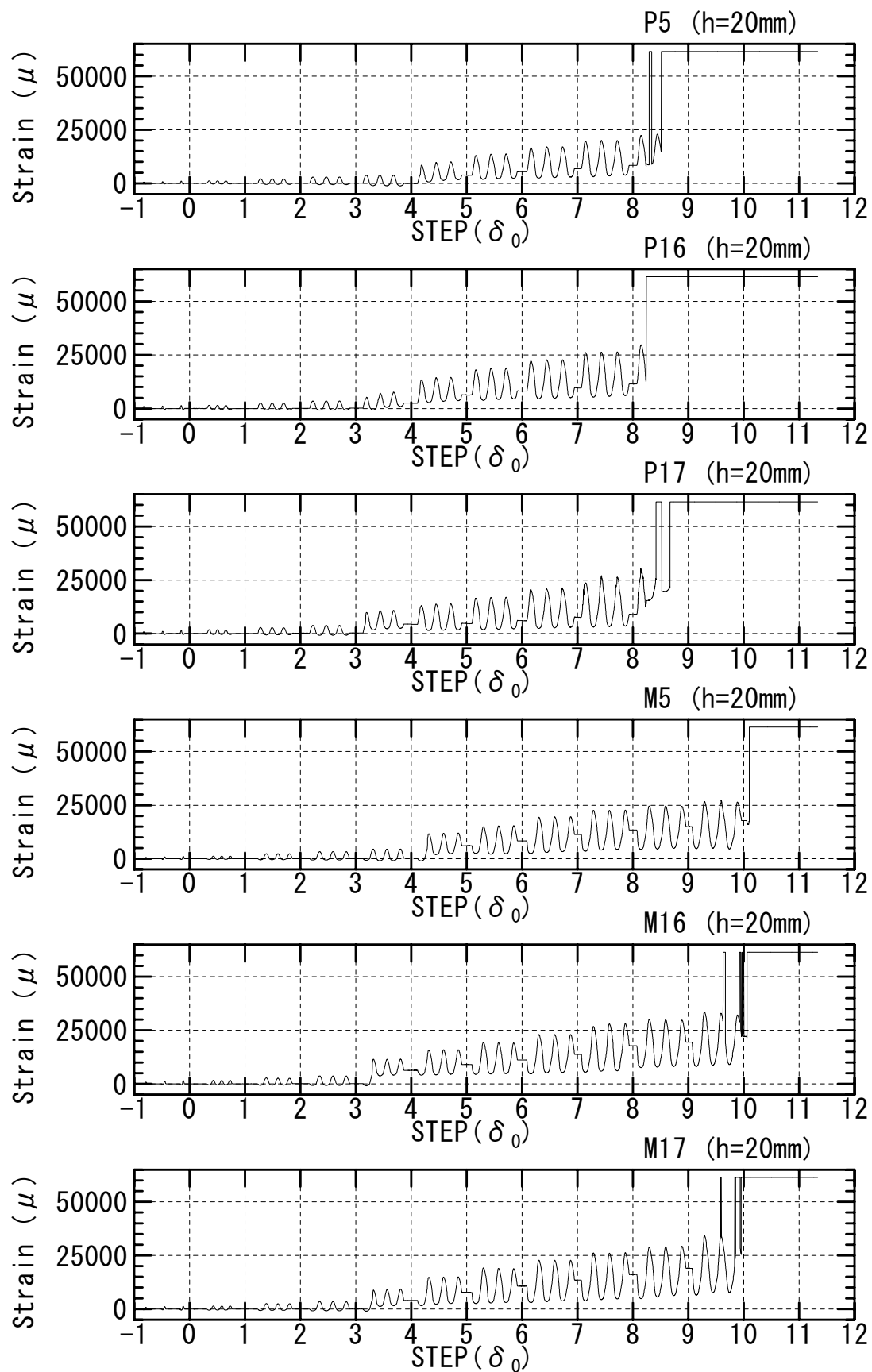
付図-2.1(4) 軸方向鉄筋ひずみの進展(供試体 A、M 面)



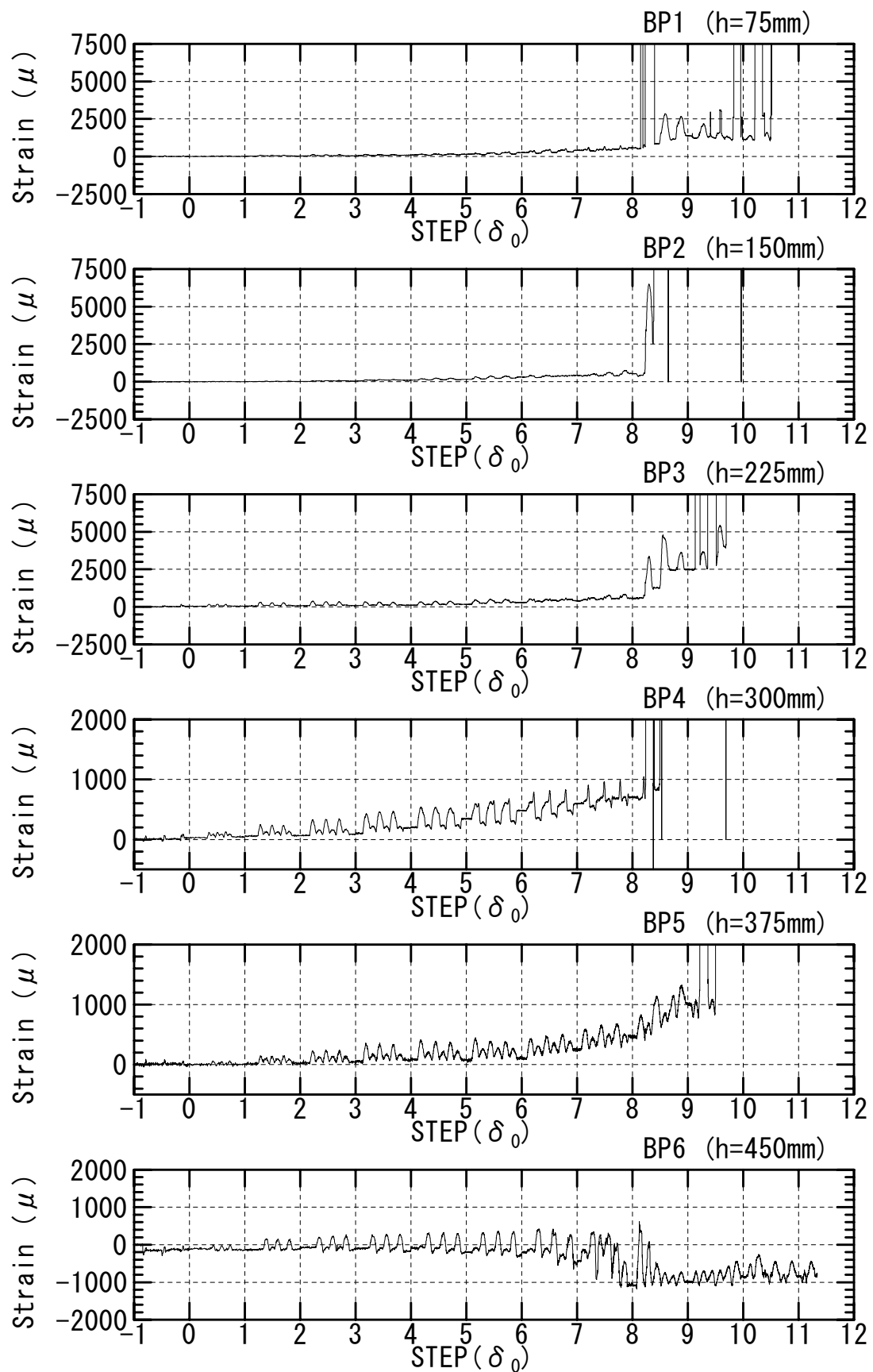
付図-2.1(5) 軸方向鉄筋ひずみの進展(供試体 A、M 面)



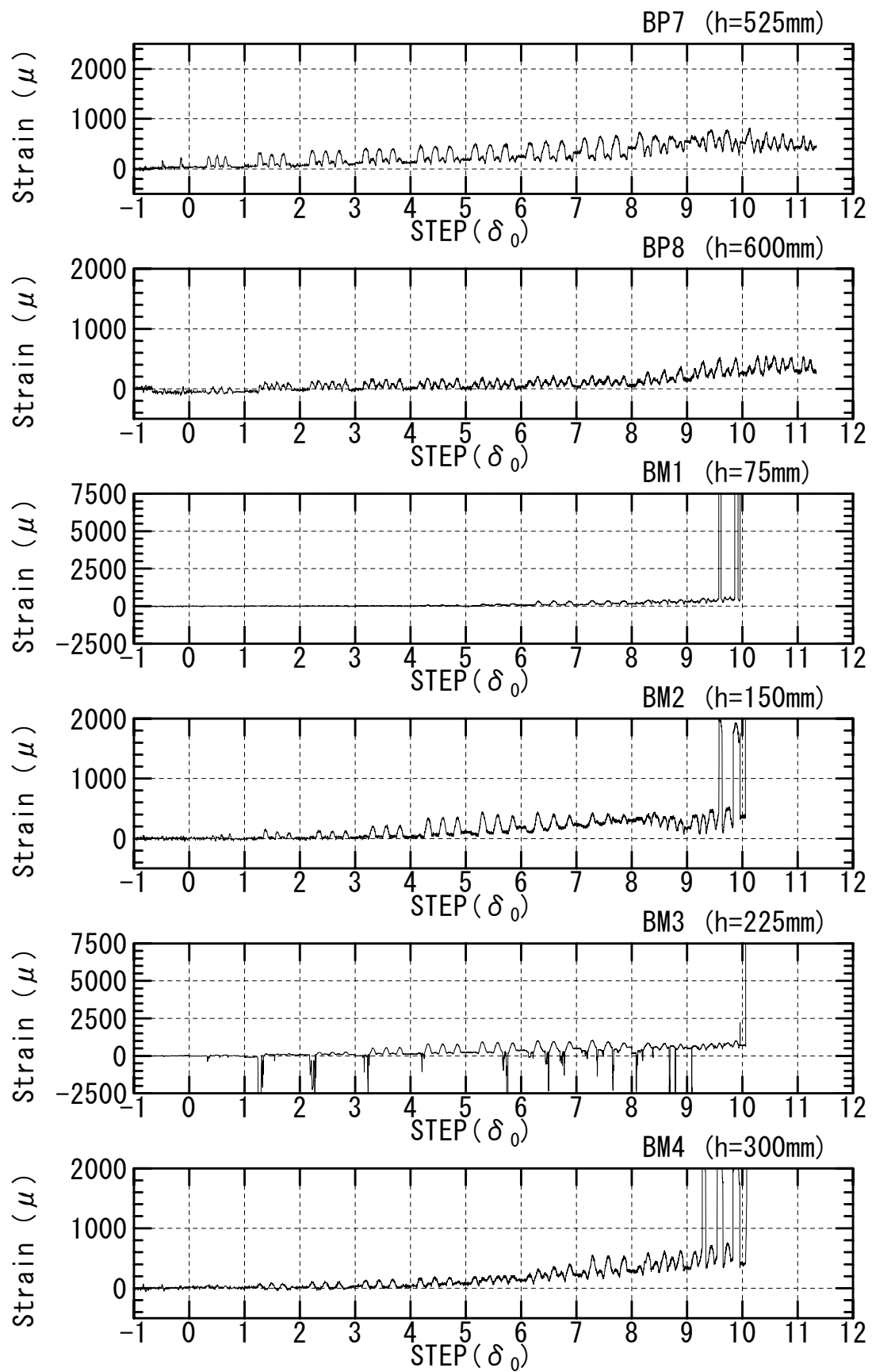
付図-2.1(6) 軸方向鉄筋ひずみの進展(供試体A、M面)



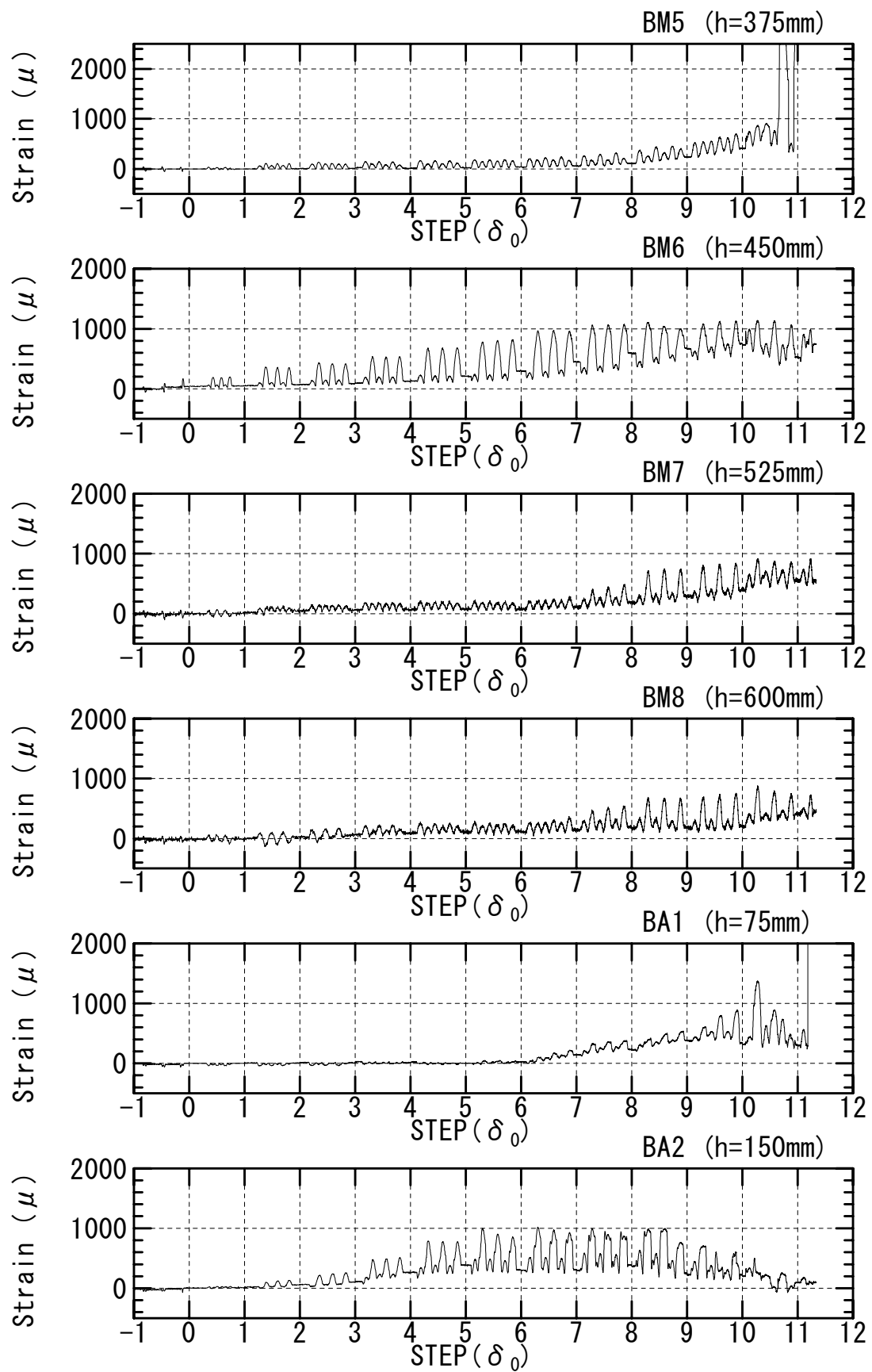
付図-2.1(7) 軸方向鉄筋ひずみの進展(供試体A、柱基部から高さ20mmの断面)



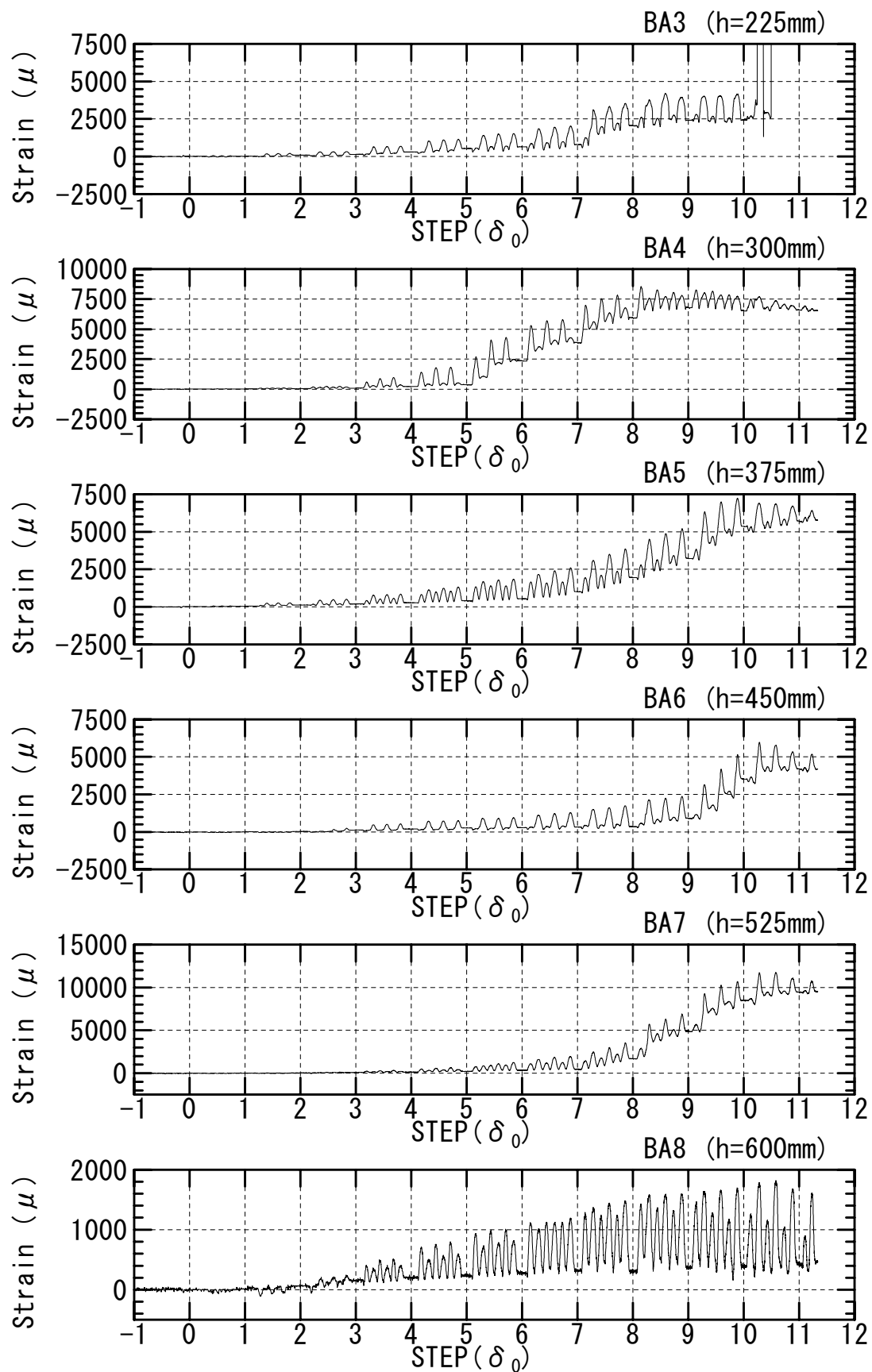
付図-2.1(8) 横拘束鉄筋ひずみの進展(供試体A、P面)



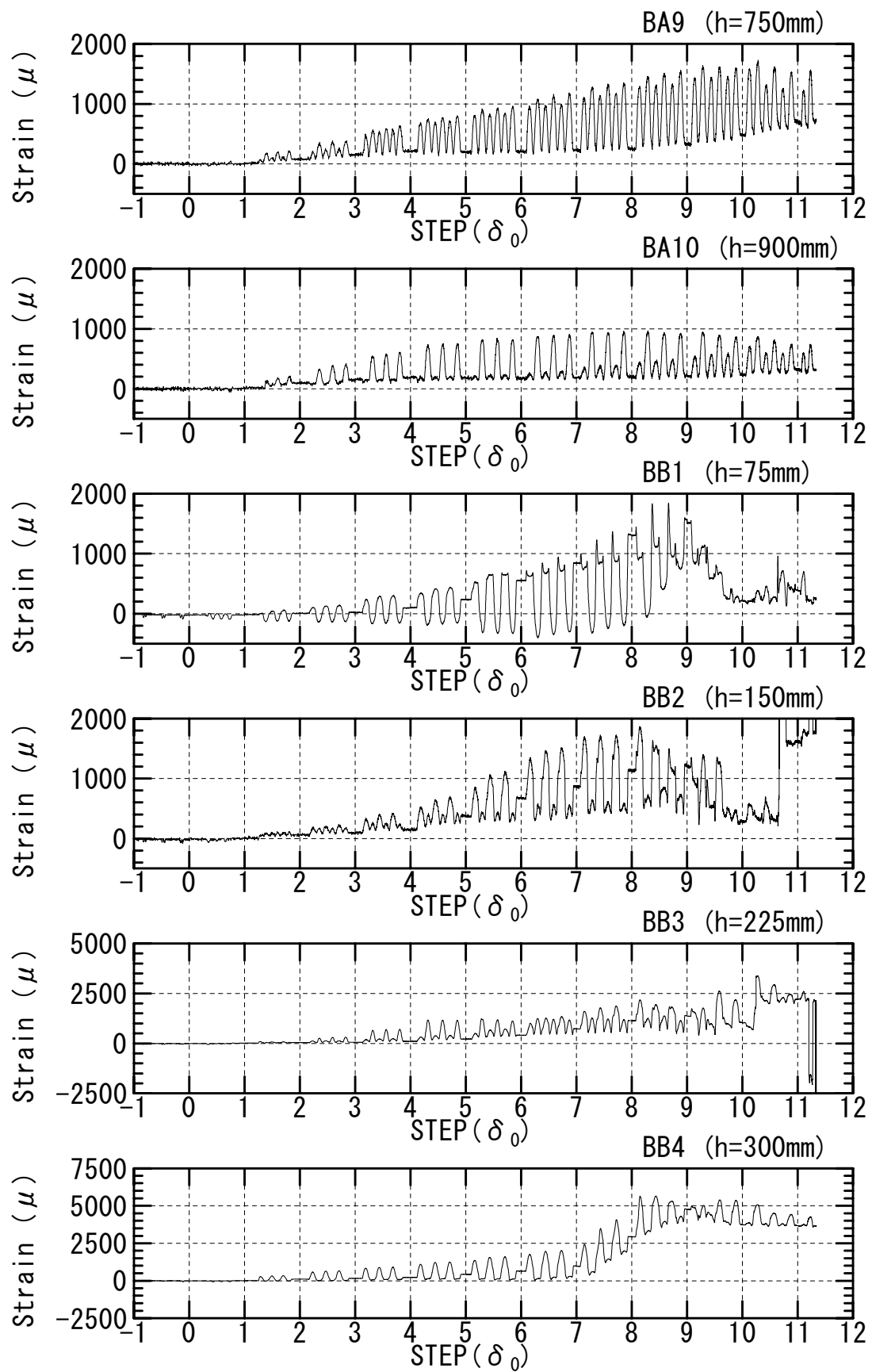
付図-2.1 (9) 横拘束鉄筋ひずみの進展(供試体 A、P 面および M 面)



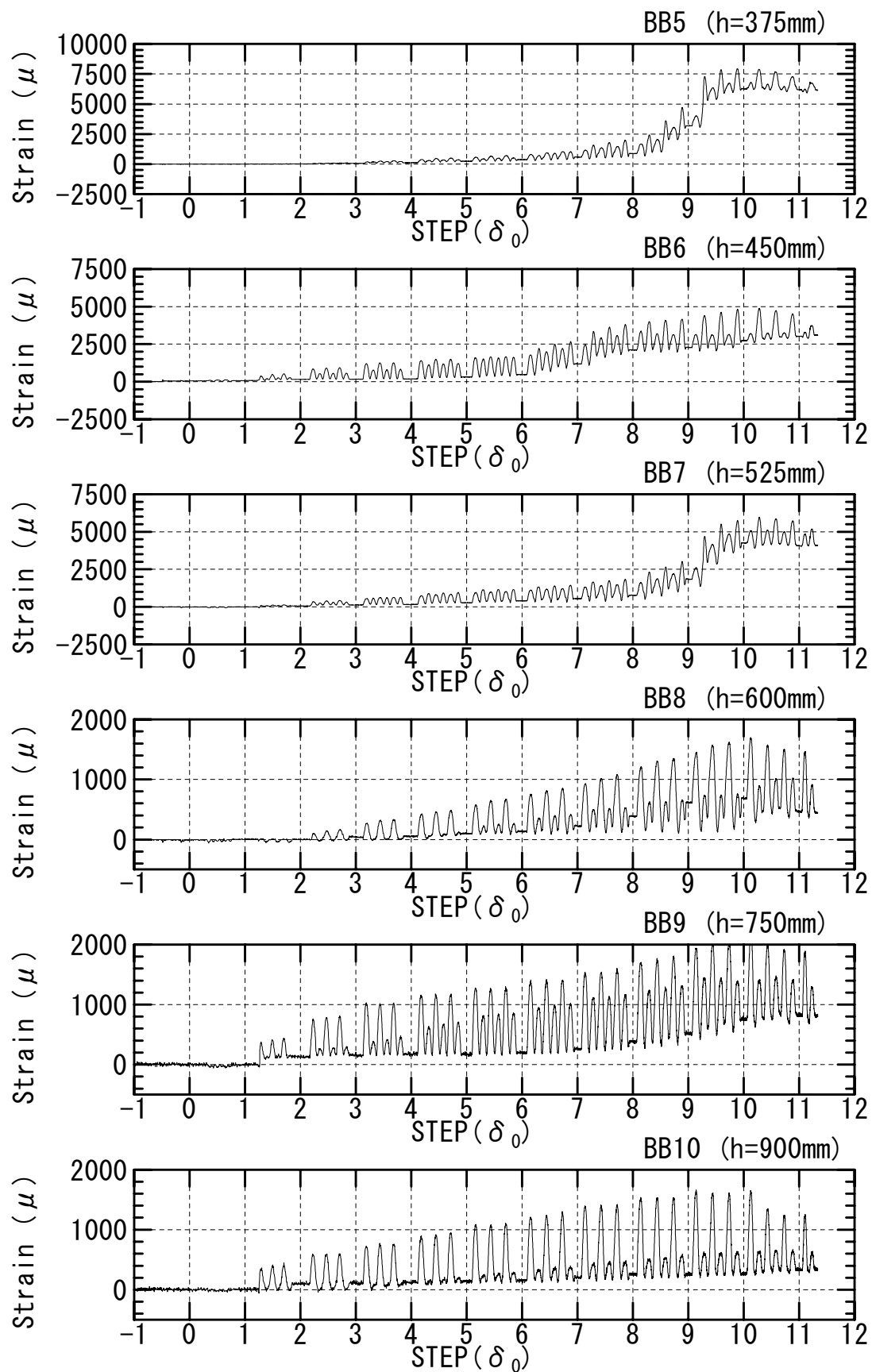
付図-2.1(10) 横拘束鉄筋ひずみの進展(供試体 A、M 面および A 面)



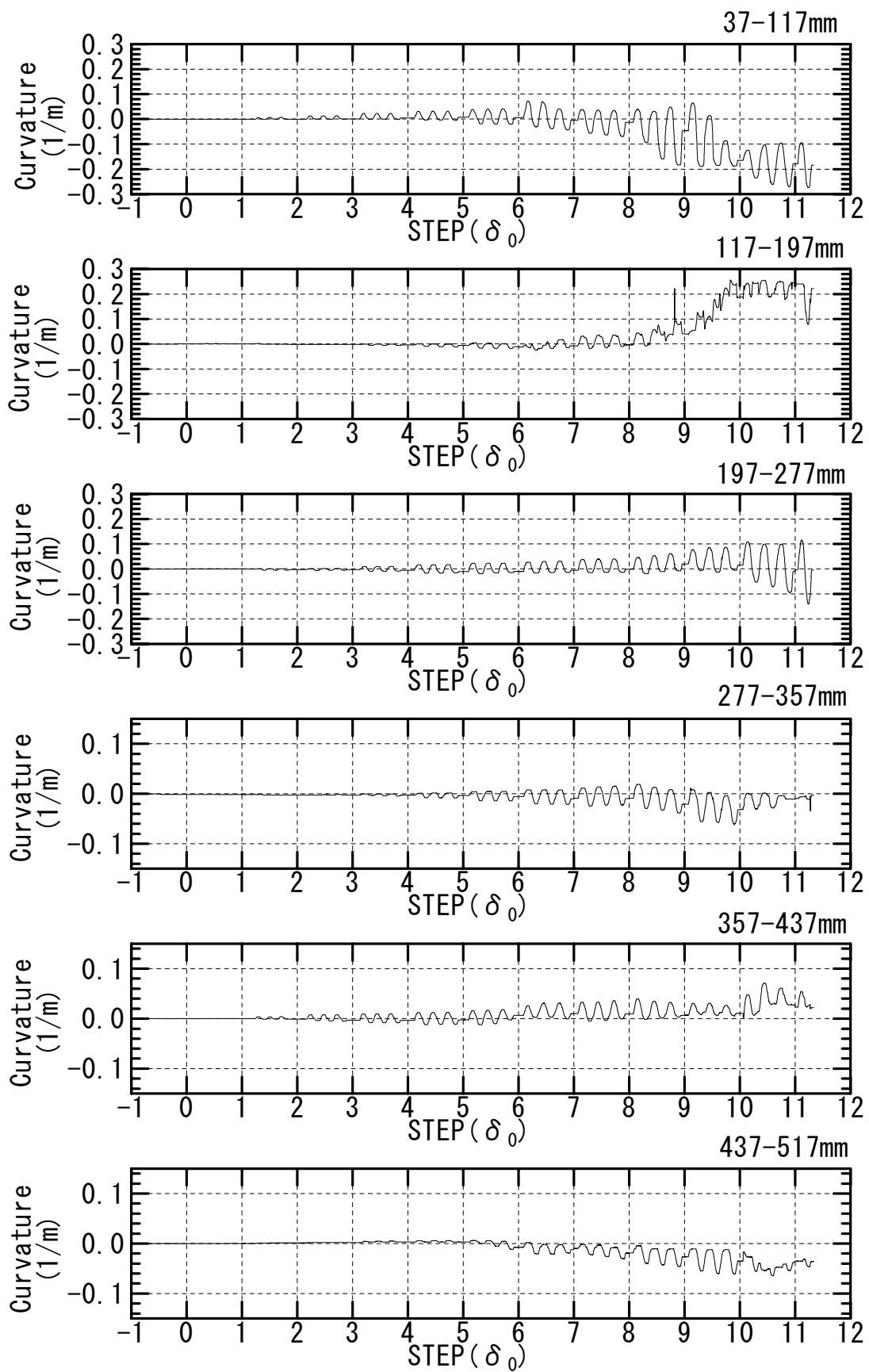
付図-2.1(11) 横拘束鉄筋ひずみの進展(供試体 A、A 面)



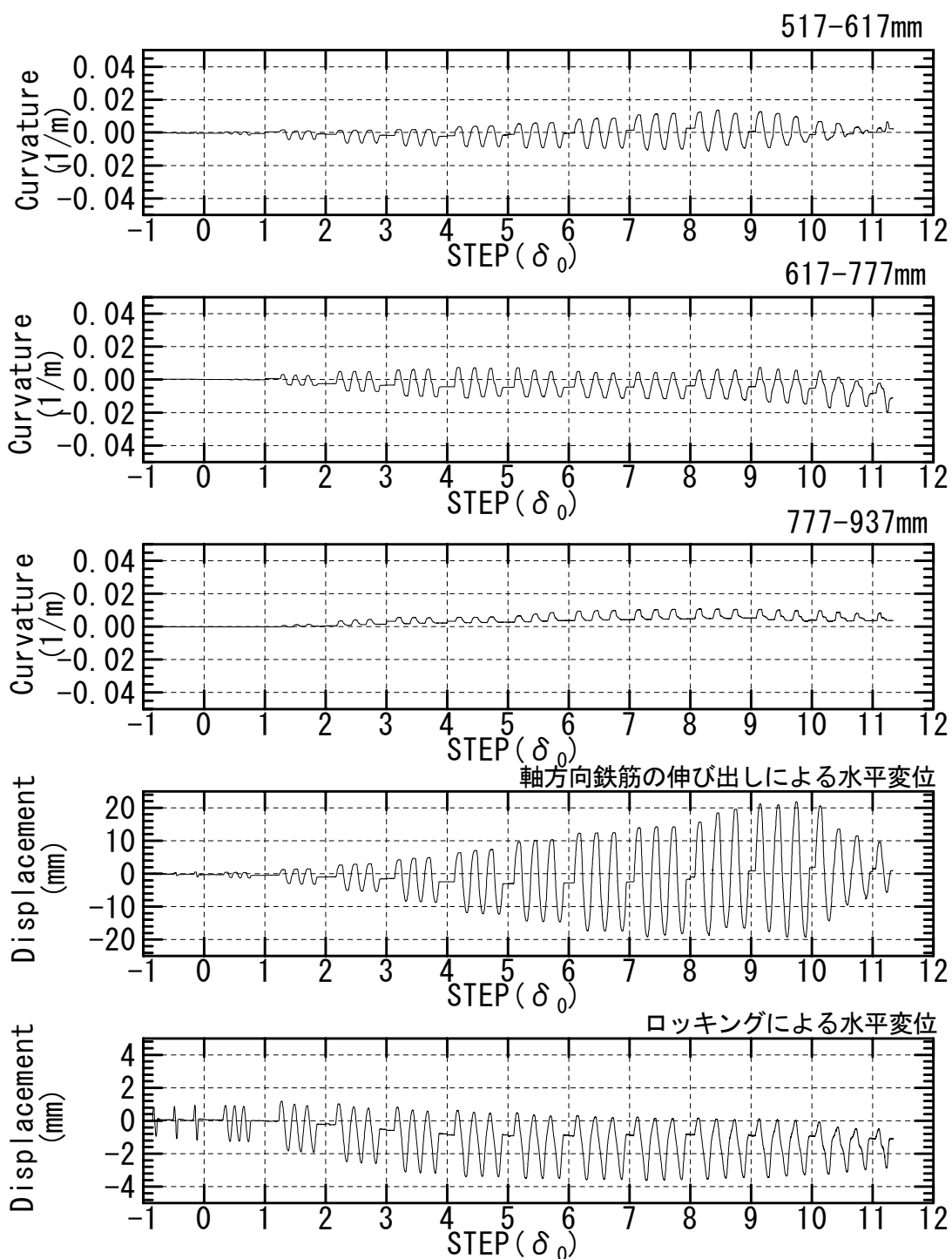
付図-2.1(12) 横拘束鉄筋ひずみの進展(供試体 A、A 面および B 面)



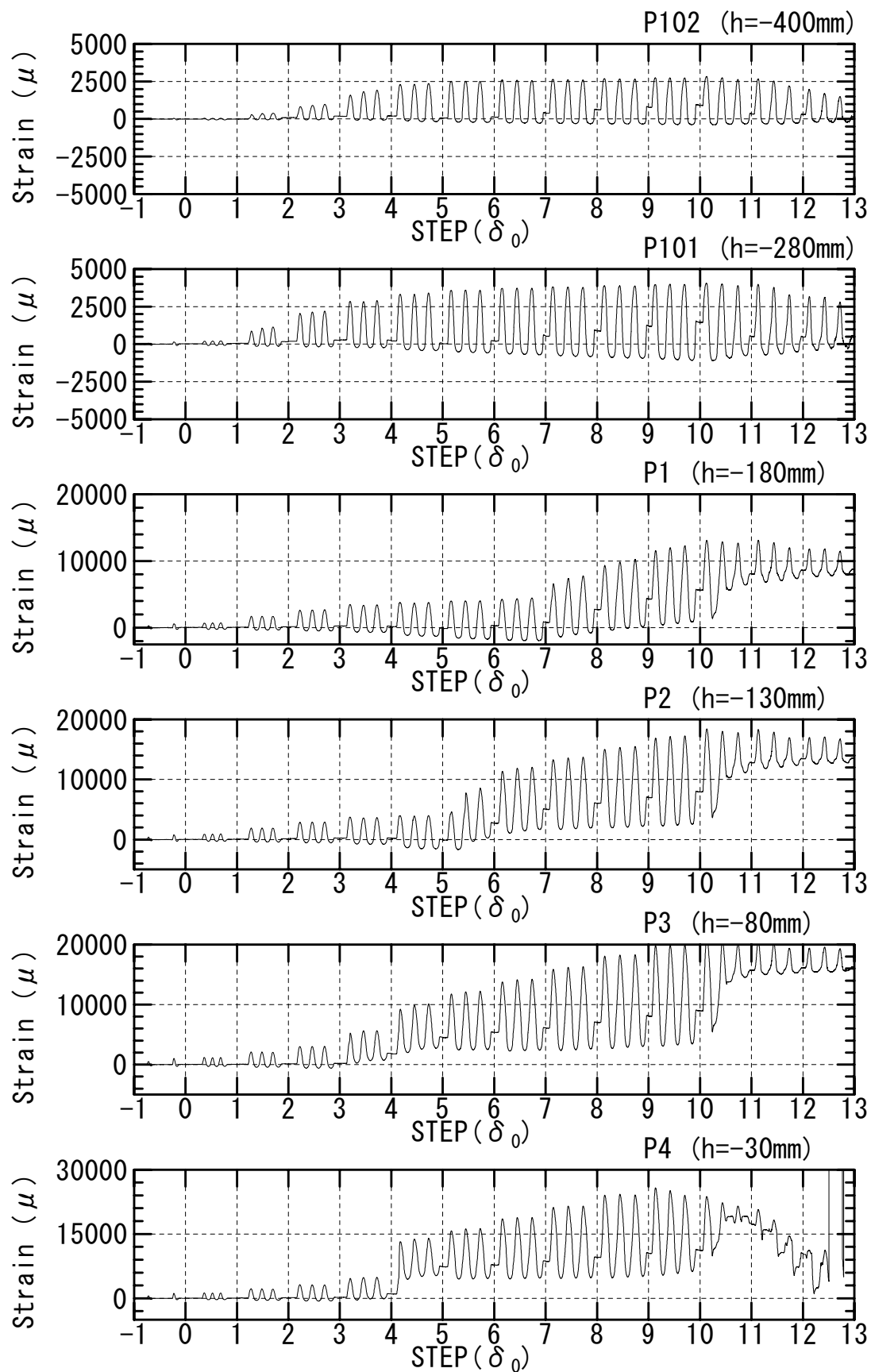
付図-2.1(13) 横拘束鉄筋ひずみの進展(供試体 A、B 面)



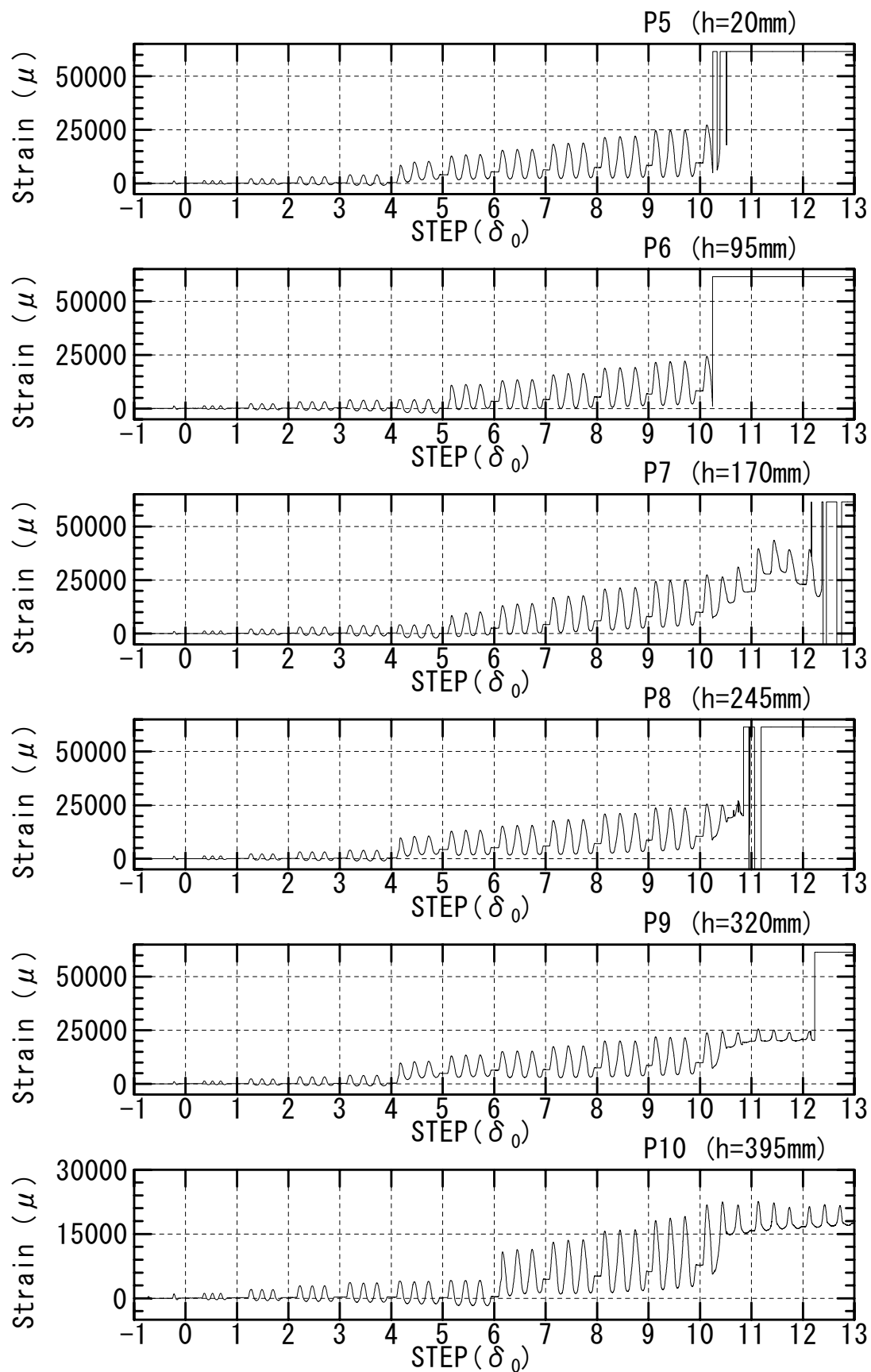
付図-2.1(14) 平均曲率の進展(供試体 A)



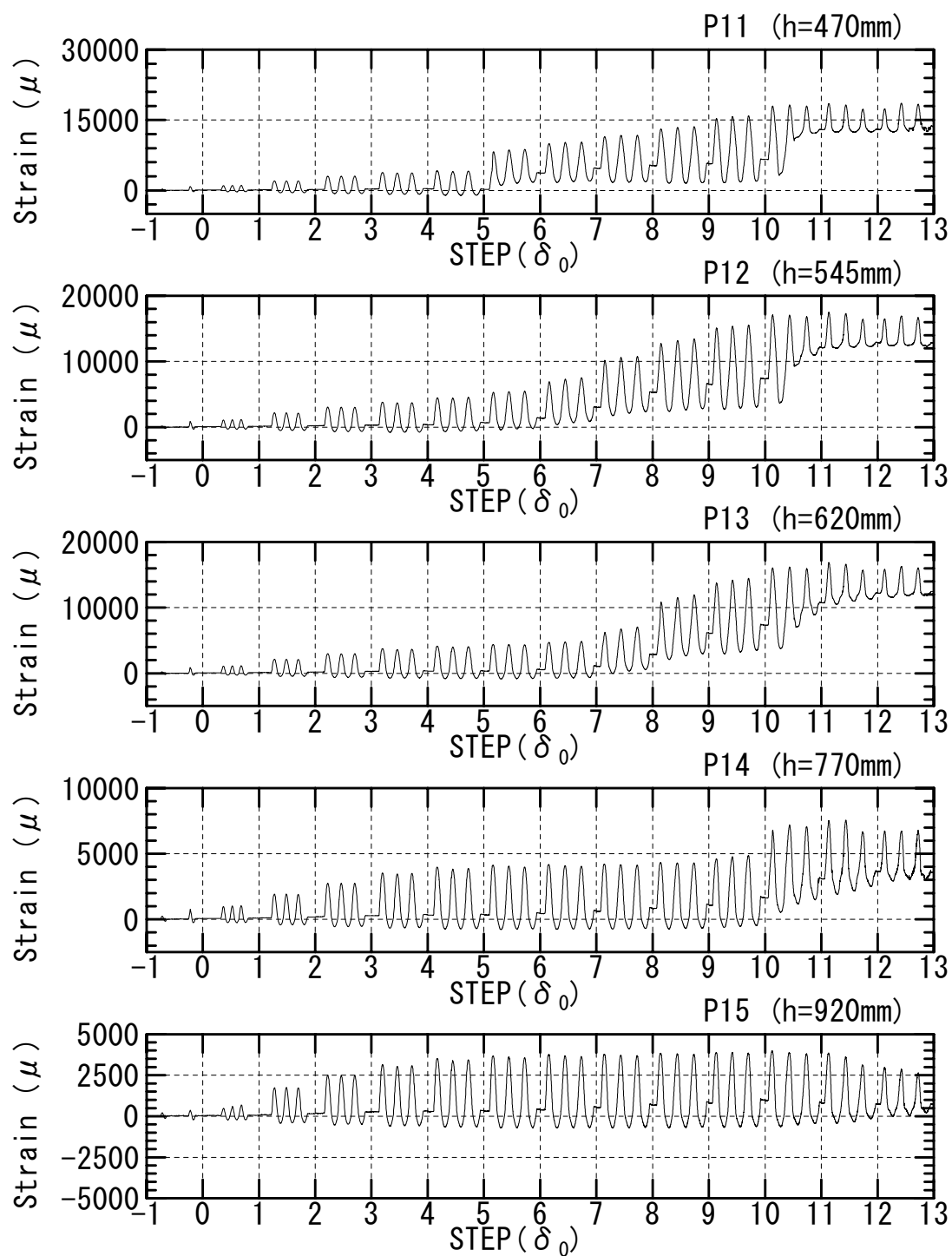
付図-2.1 (15) 平均曲率の進展および伸び出し、ロッキングに起因する水平変位の進展(供試体 A)



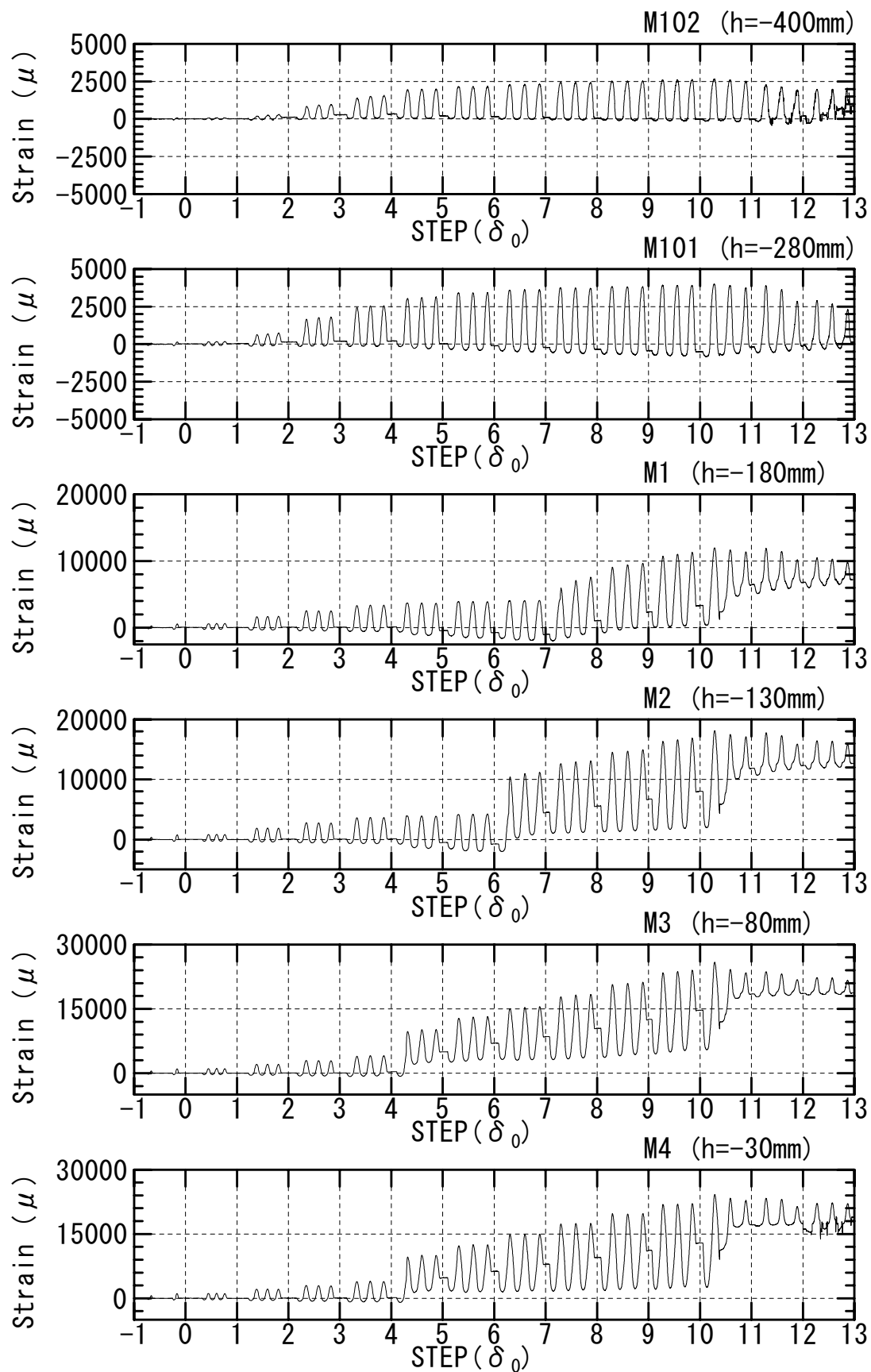
付図-2.2(1) 軸方向鉄筋ひずみの進展(供試体B、P面外側)



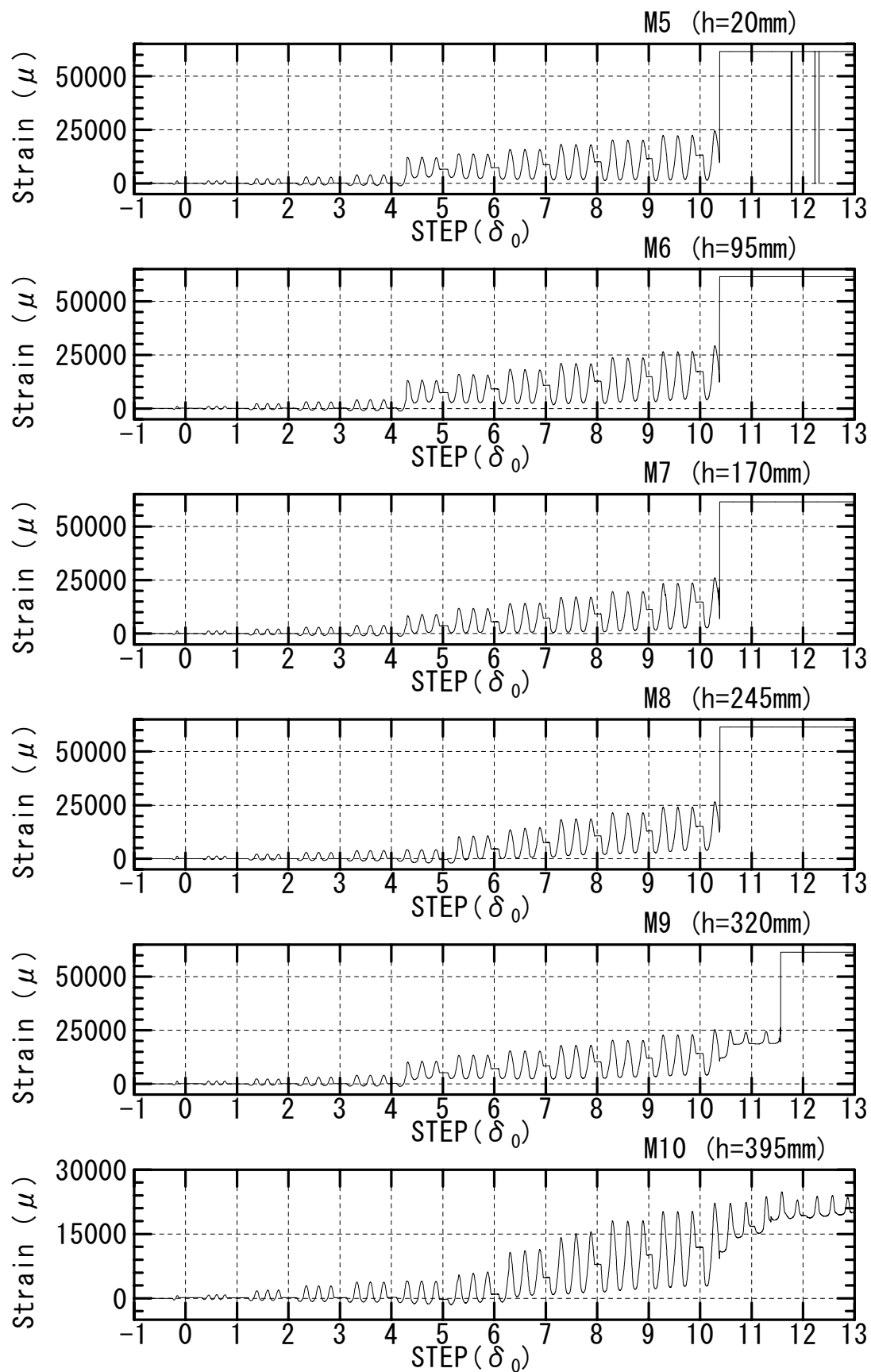
付図-2.2(2) 軸方向鉄筋ひずみの進展(供試体 B、P 面外側)



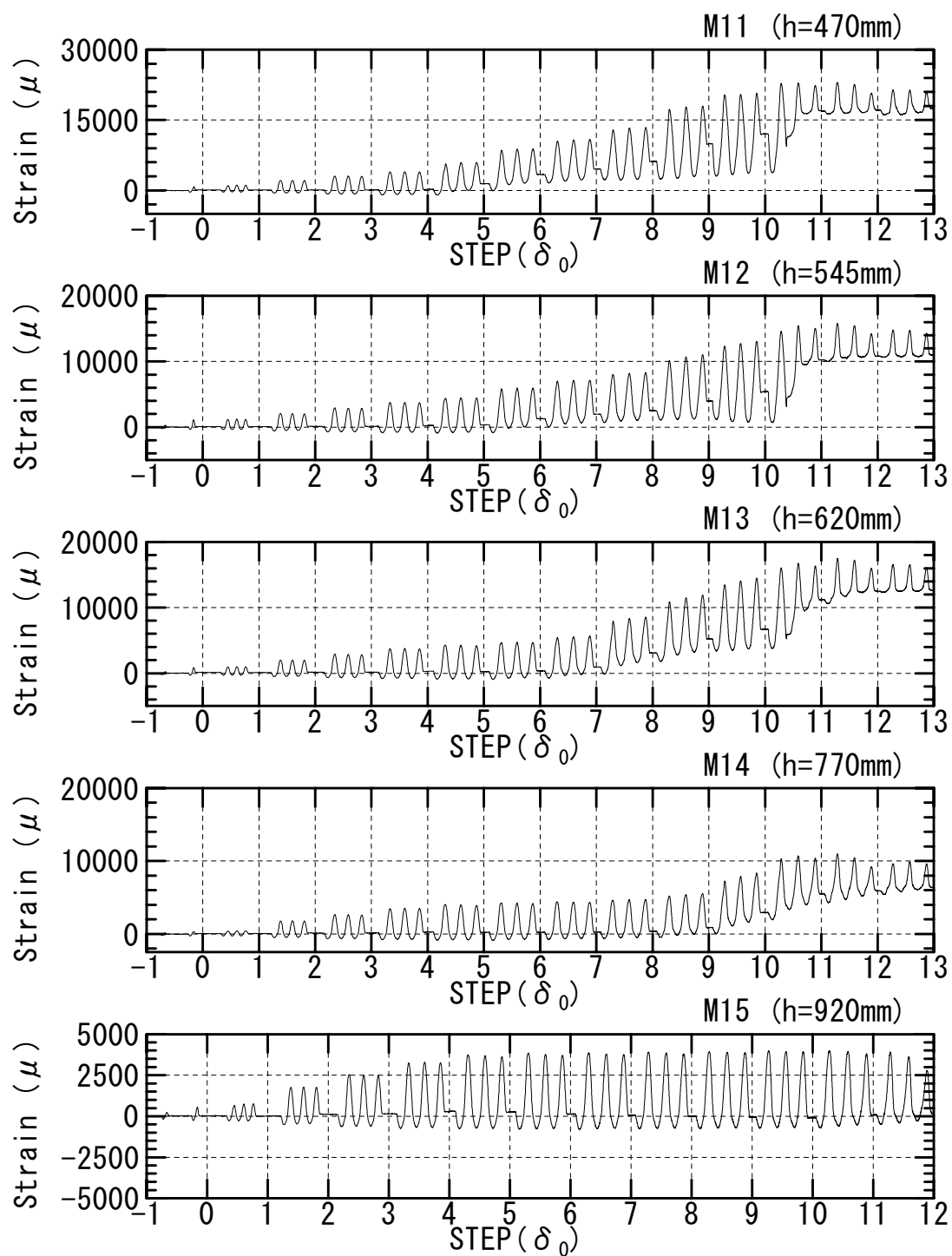
付図-2.2(3) 軸方向鉄筋ひずみの進展(供試体 B、P 面外側)



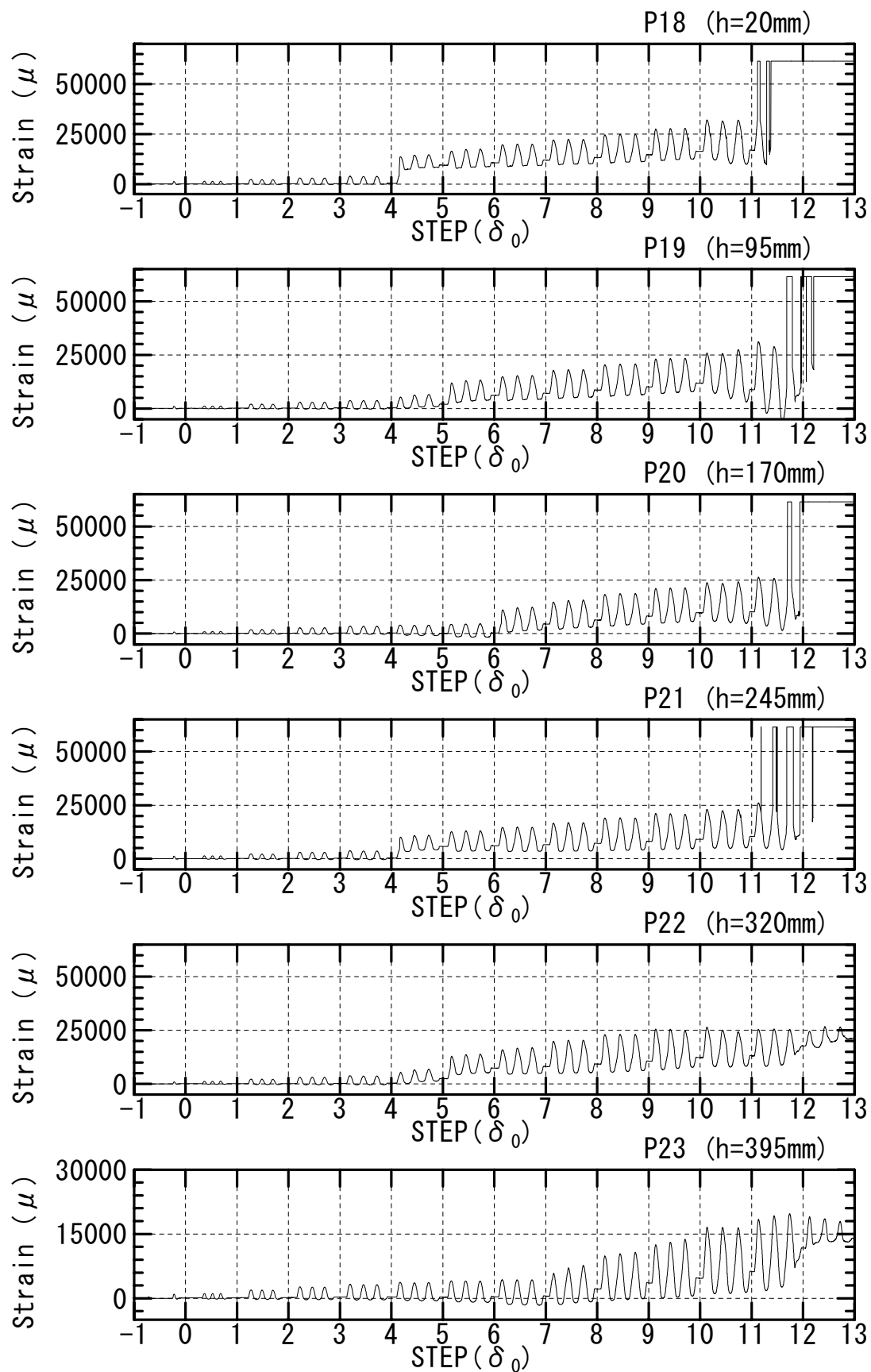
付図-2.2(4) 軸方向鉄筋ひずみの進展(供試体 B、M 面外側)



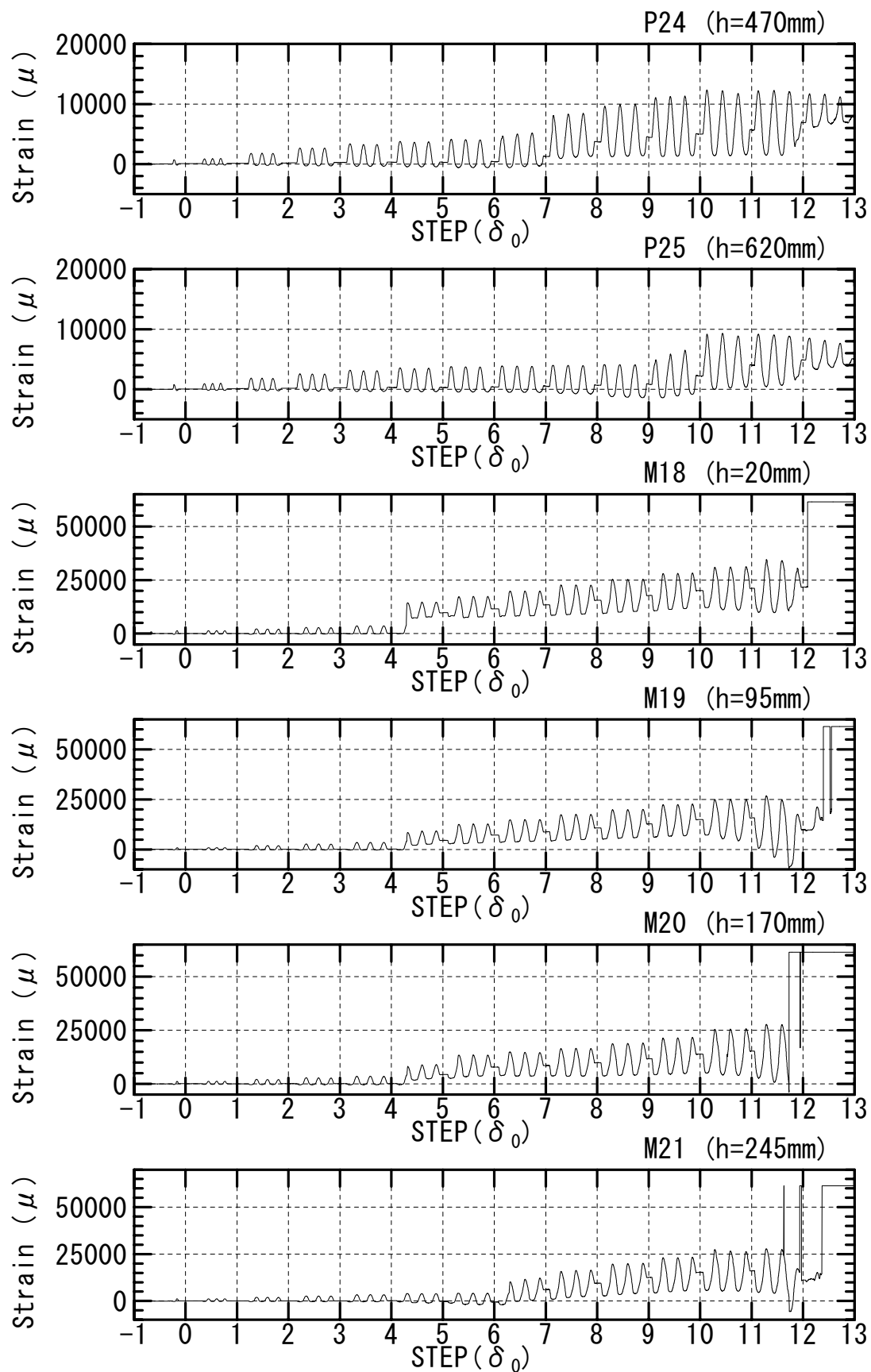
付図-2.2(5) 軸方向鉄筋ひずみの進展(供試体 B、M 面外側)



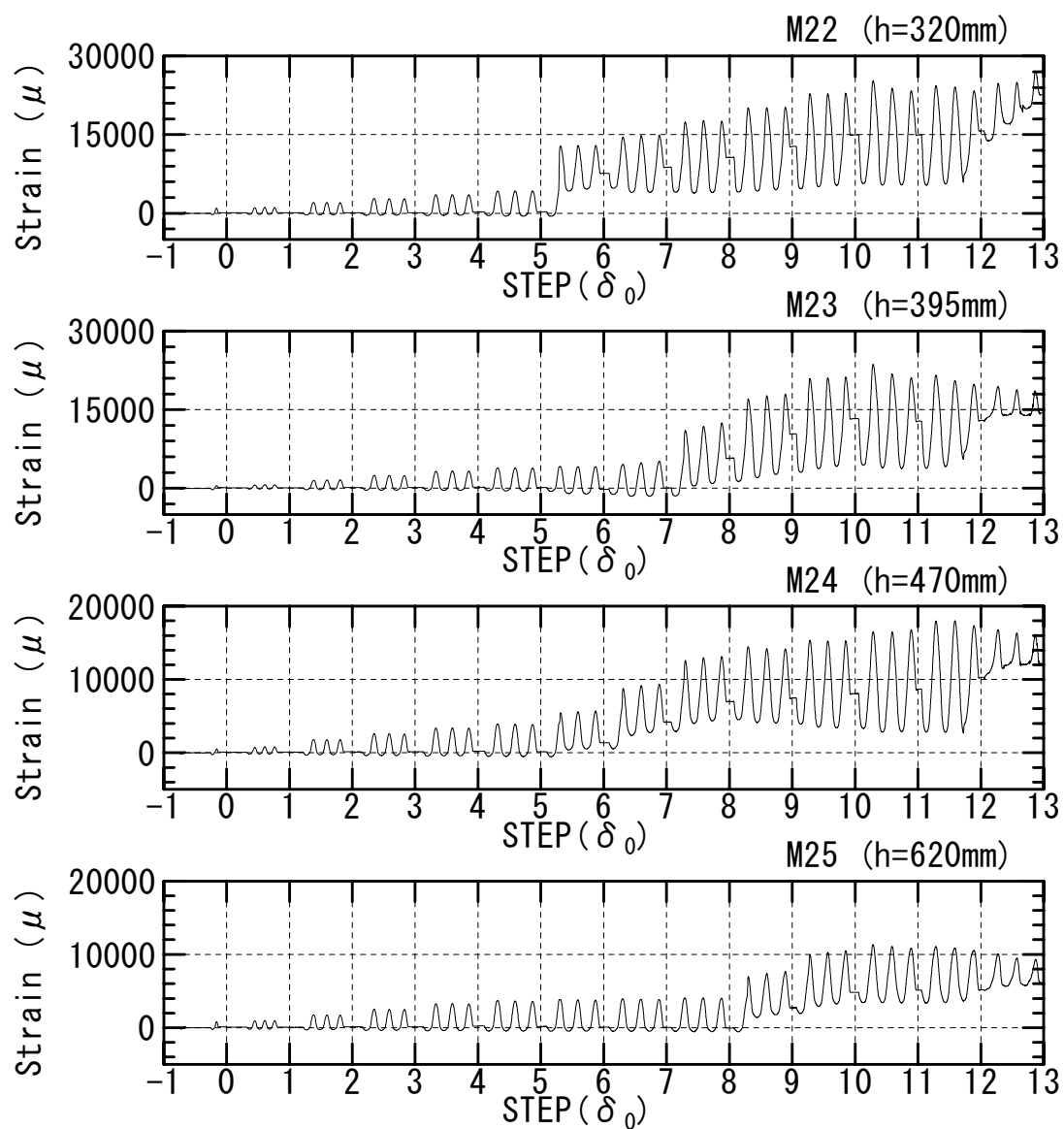
付図-2.2(6) 軸方向鉄筋ひずみの進展(供試体 B、M 面外側)



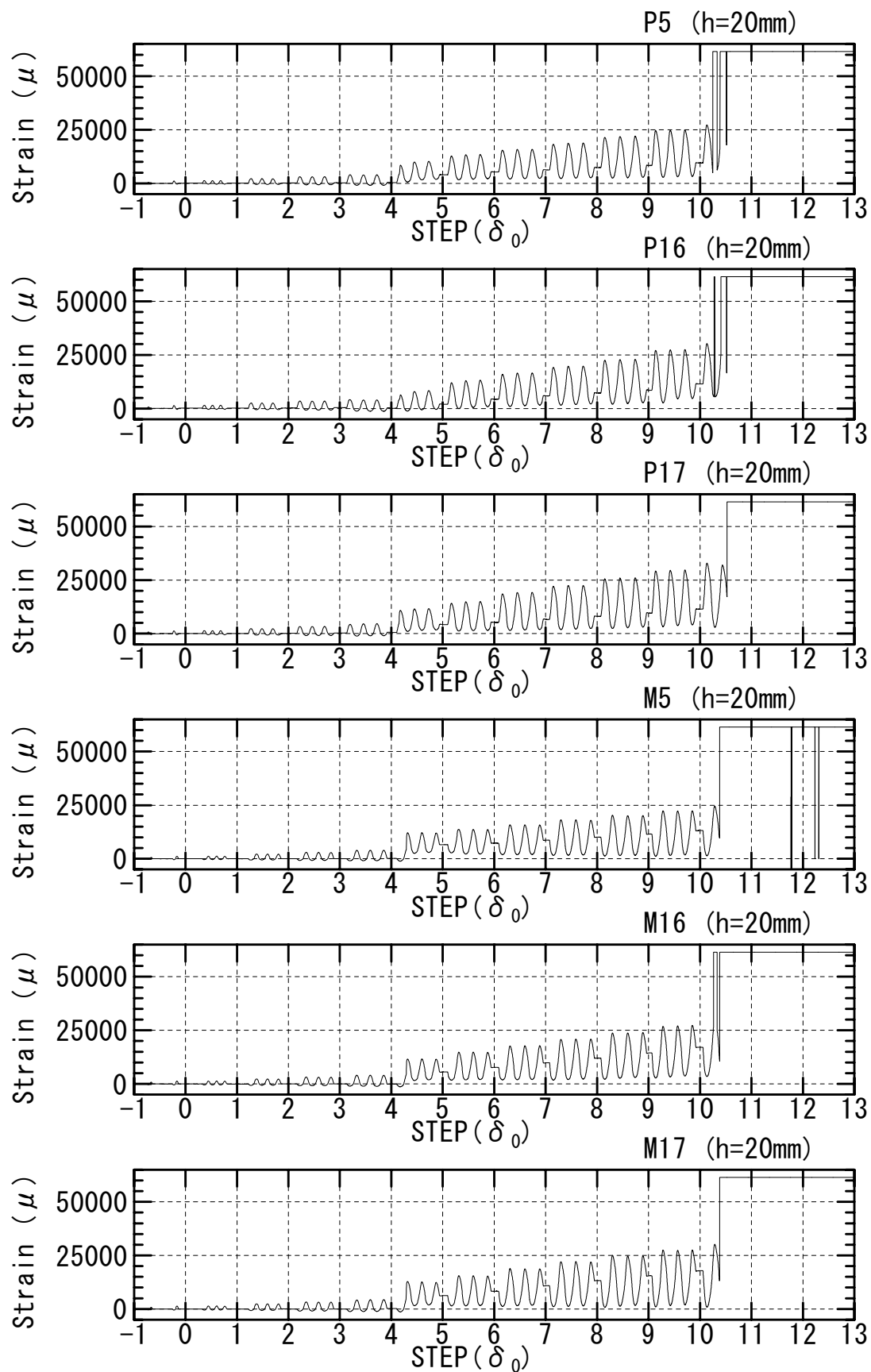
付図-2.2(7) 軸方向鉄筋ひずみの進展(供試体B、P面内側)



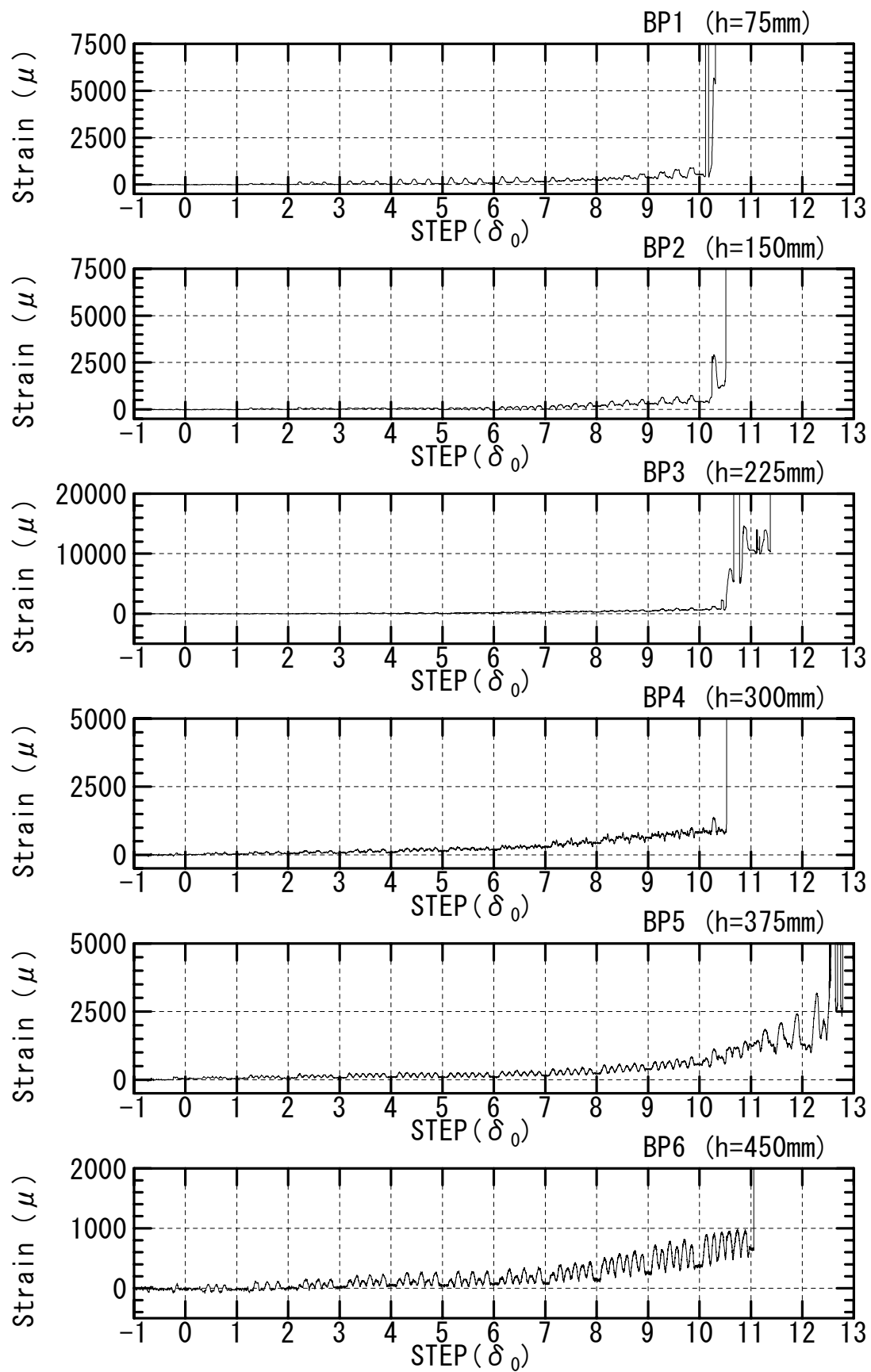
付図-2.2(8) 軸方向鉄筋ひずみの進展(供試体B、P面およびM面内側)



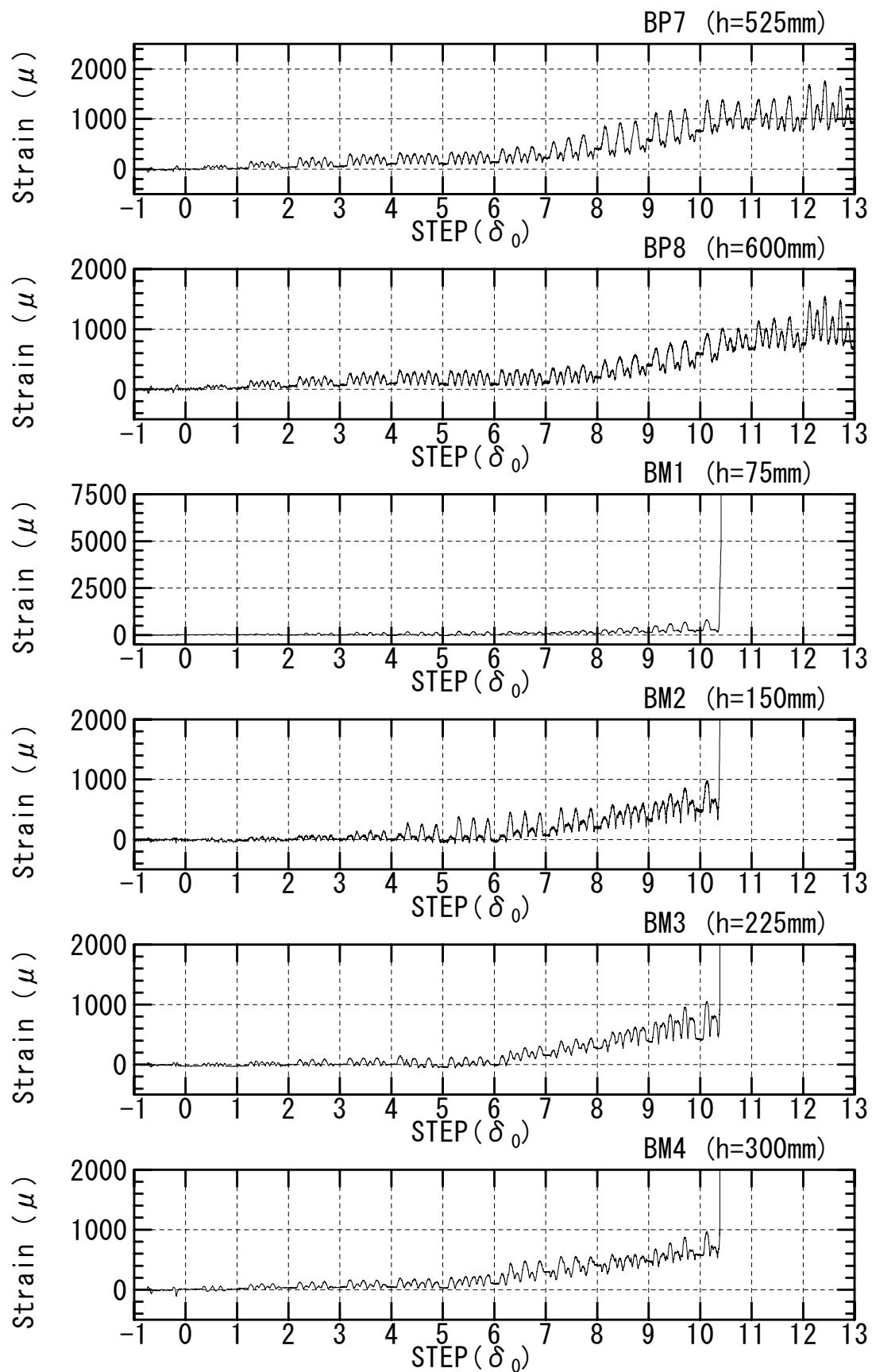
付図-2.2(9) 軸方向鉄筋ひずみの進展(供試体 B、M 面内側)



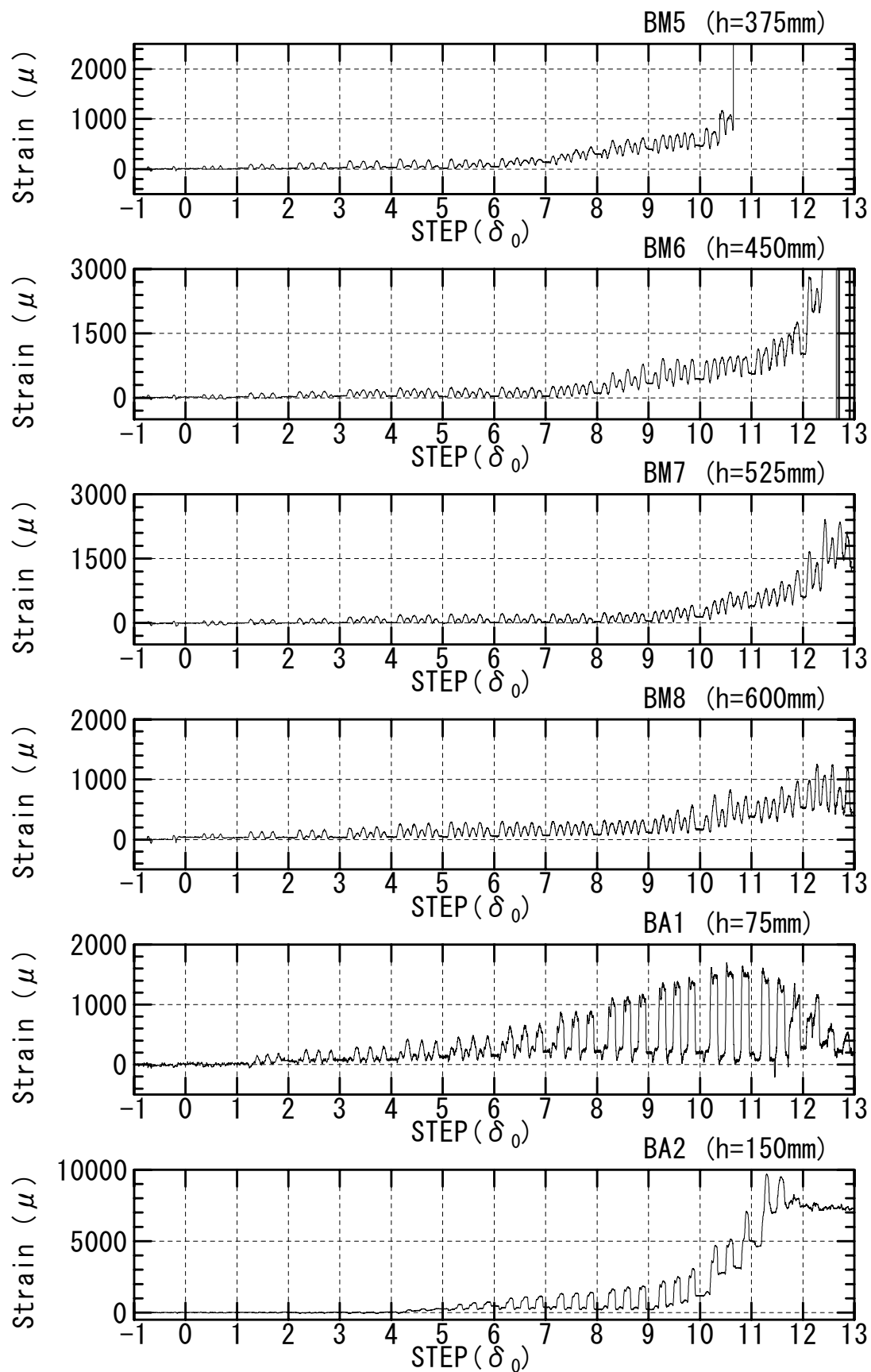
付図-2.2(10) 軸方向鉄筋ひずみの進展(供試体B、柱基部から高さ20mmの断面)



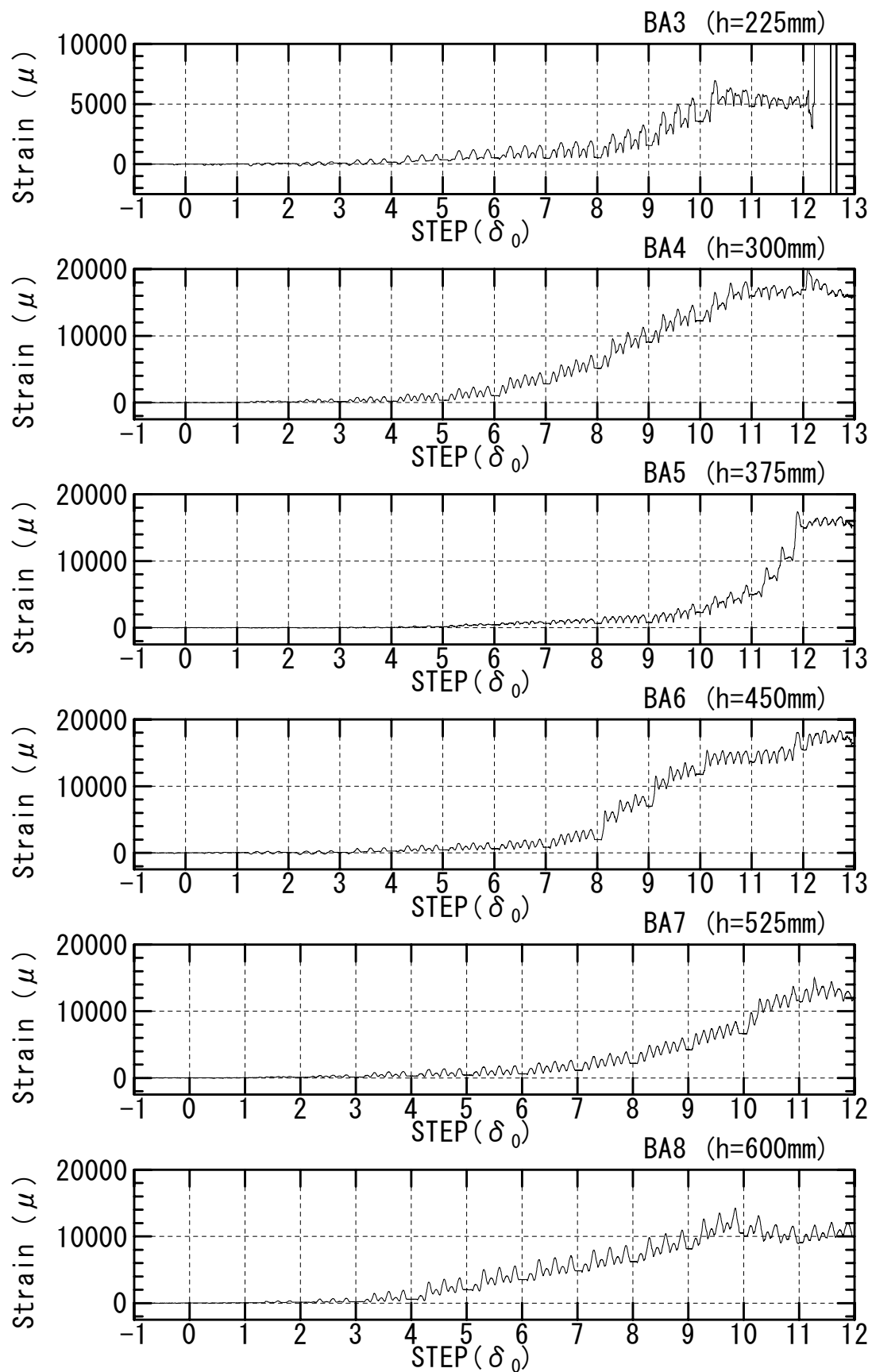
付図-2.2(11) 横拘束鉄筋ひずみの進展(供試体B、P面)



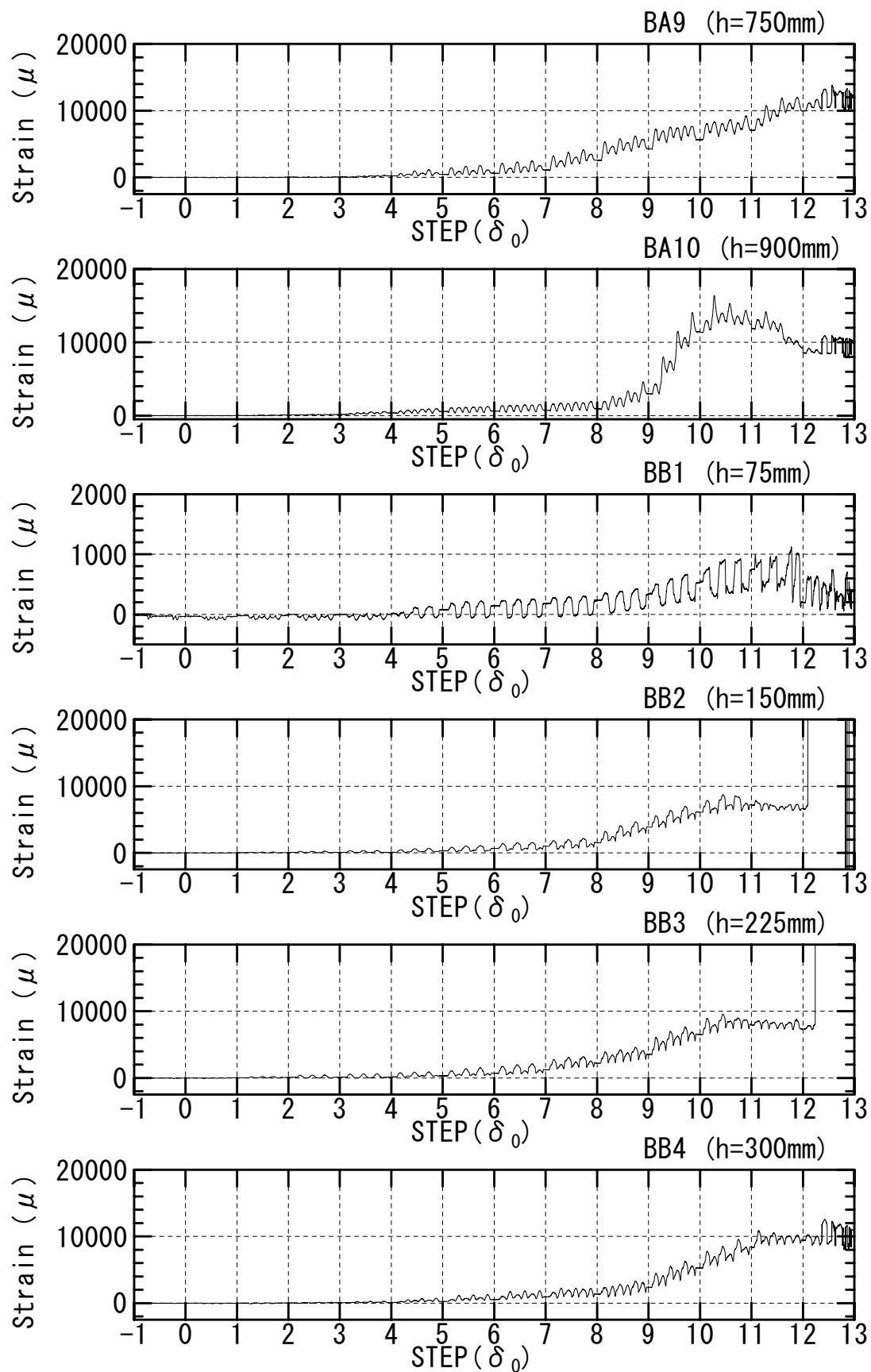
付図-2.2(12) 横拘束鉄筋ひずみの進展(供試体B、P面およびM面)



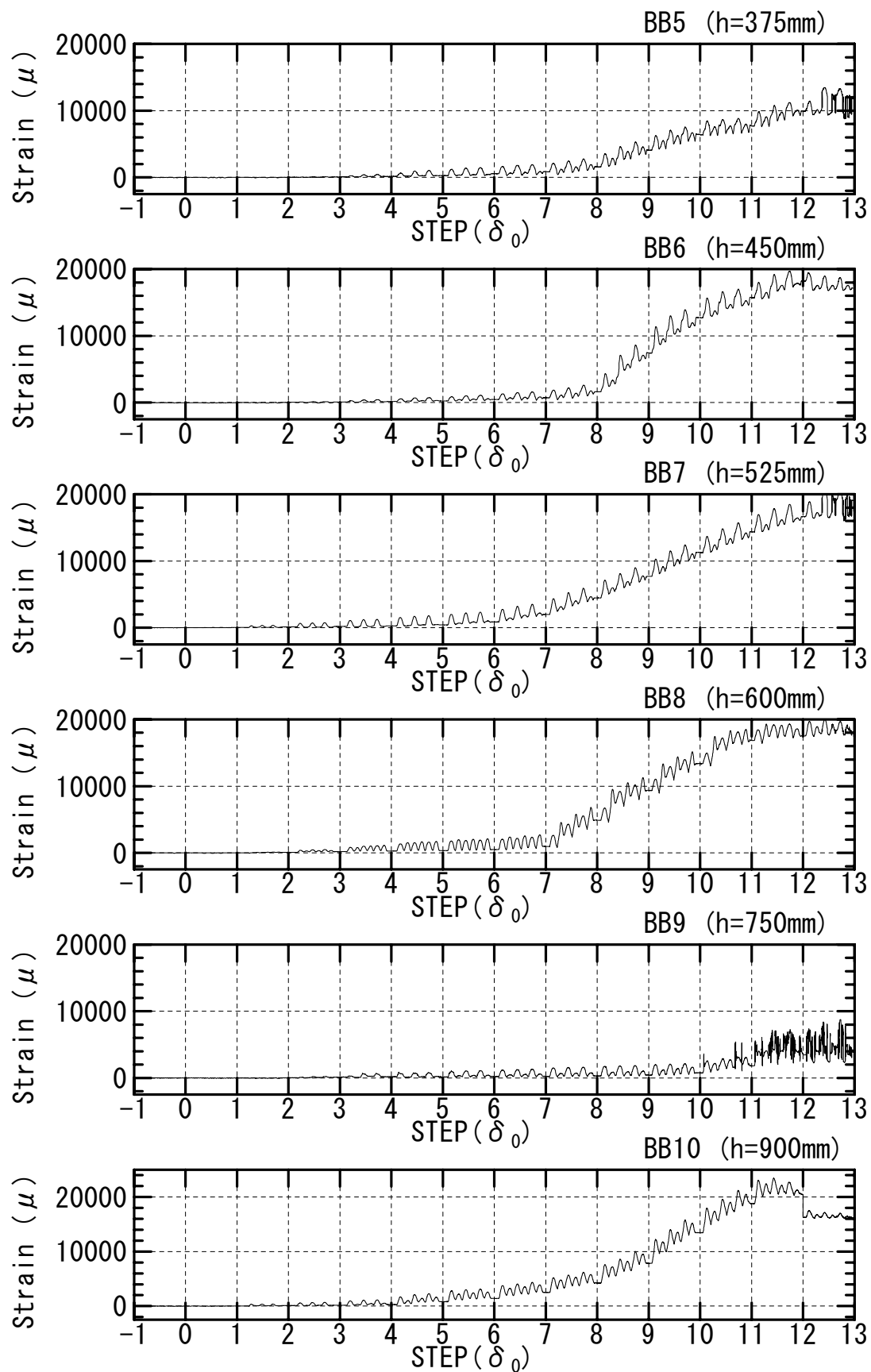
付図-2.2(13) 横拘束鉄筋ひずみの進展(供試体 B、M 面および A 面)



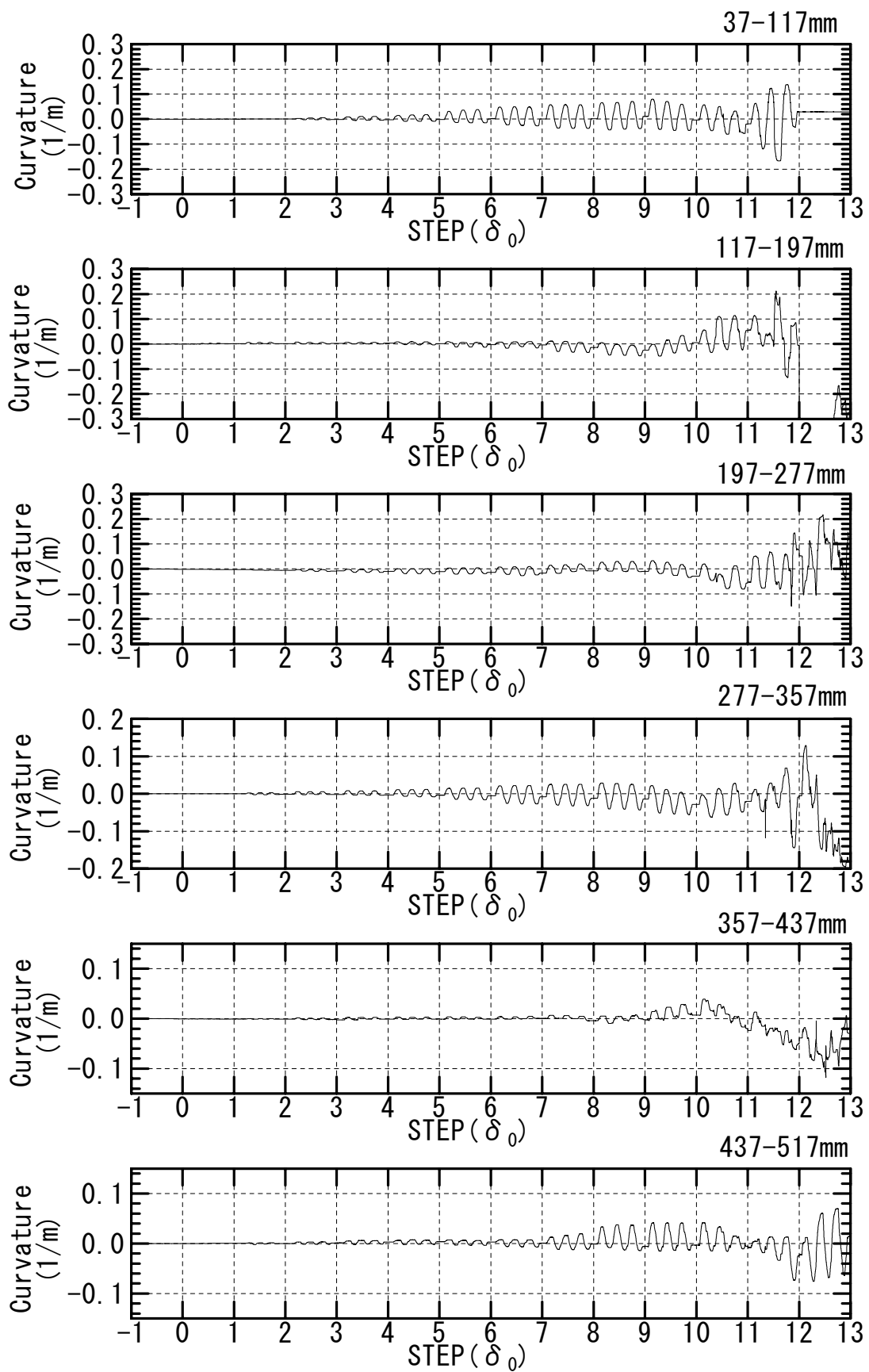
付図-2.2(14) 横拘束鉄筋ひずみの進展(供試体B、A面)



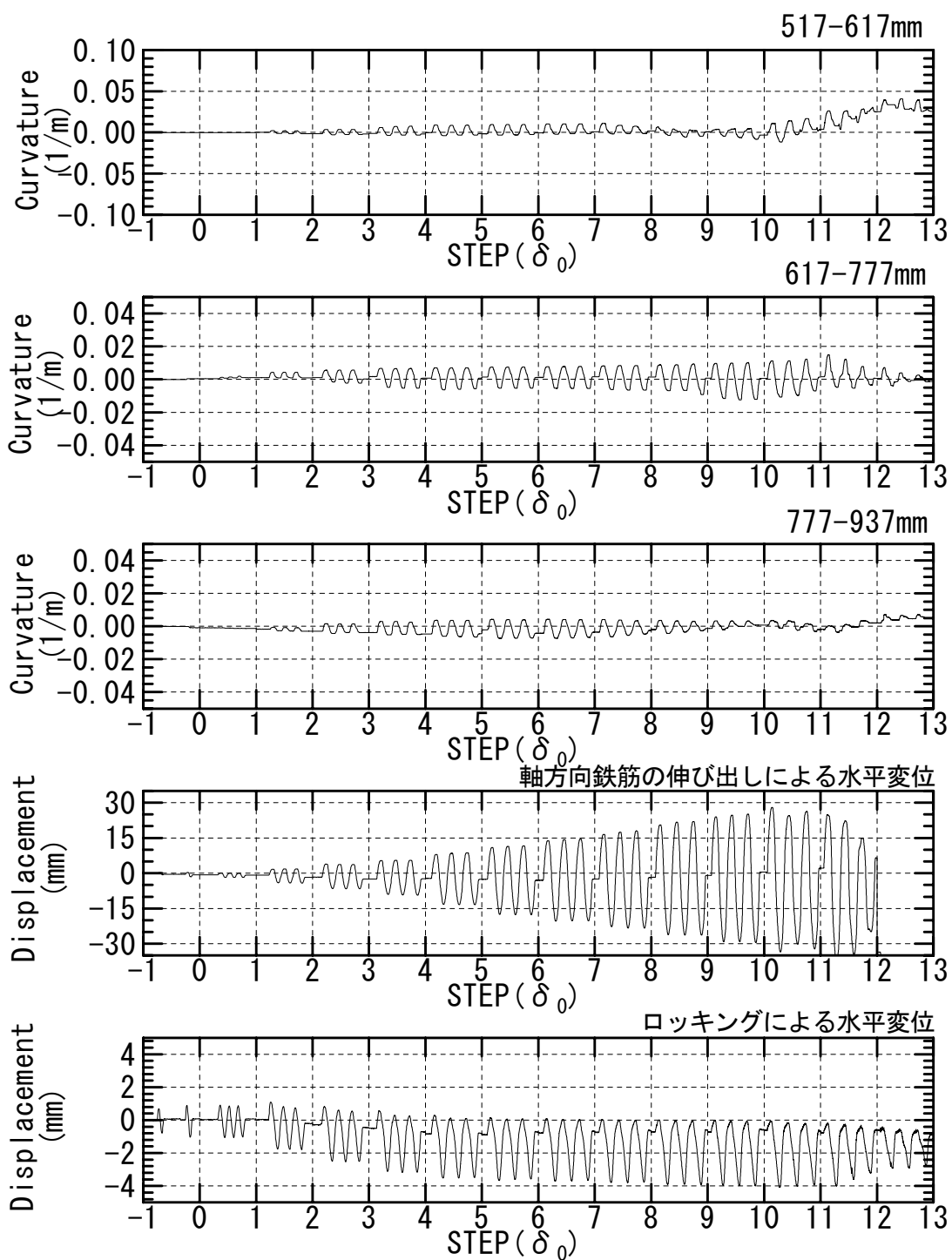
付図-2.2(15) 横拘束鉄筋ひずみの進展(供試体 B、A 面および B 面)



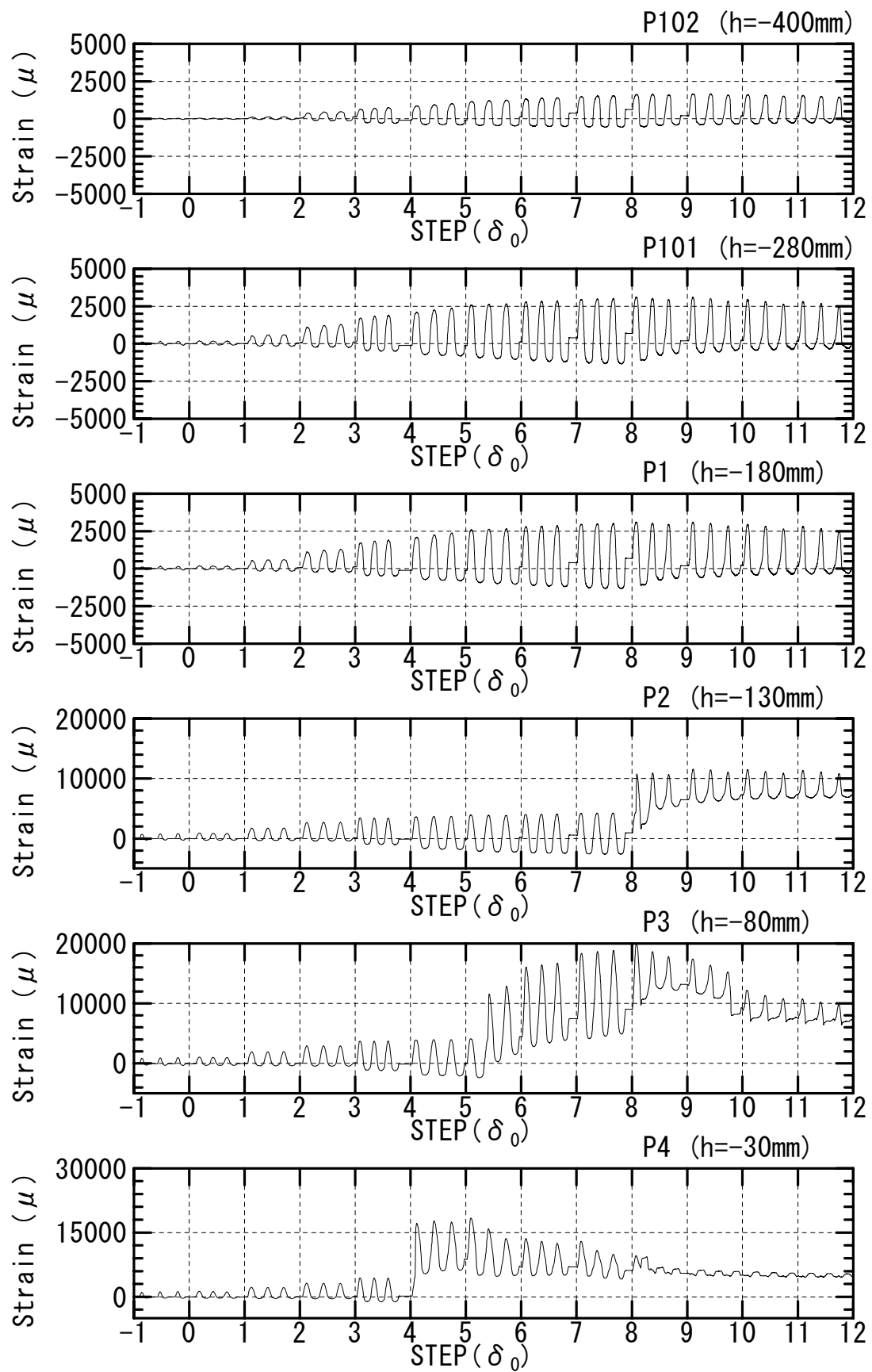
付図-2.2(16) 横拘束鉄筋ひずみの進展(供試体B、B面)



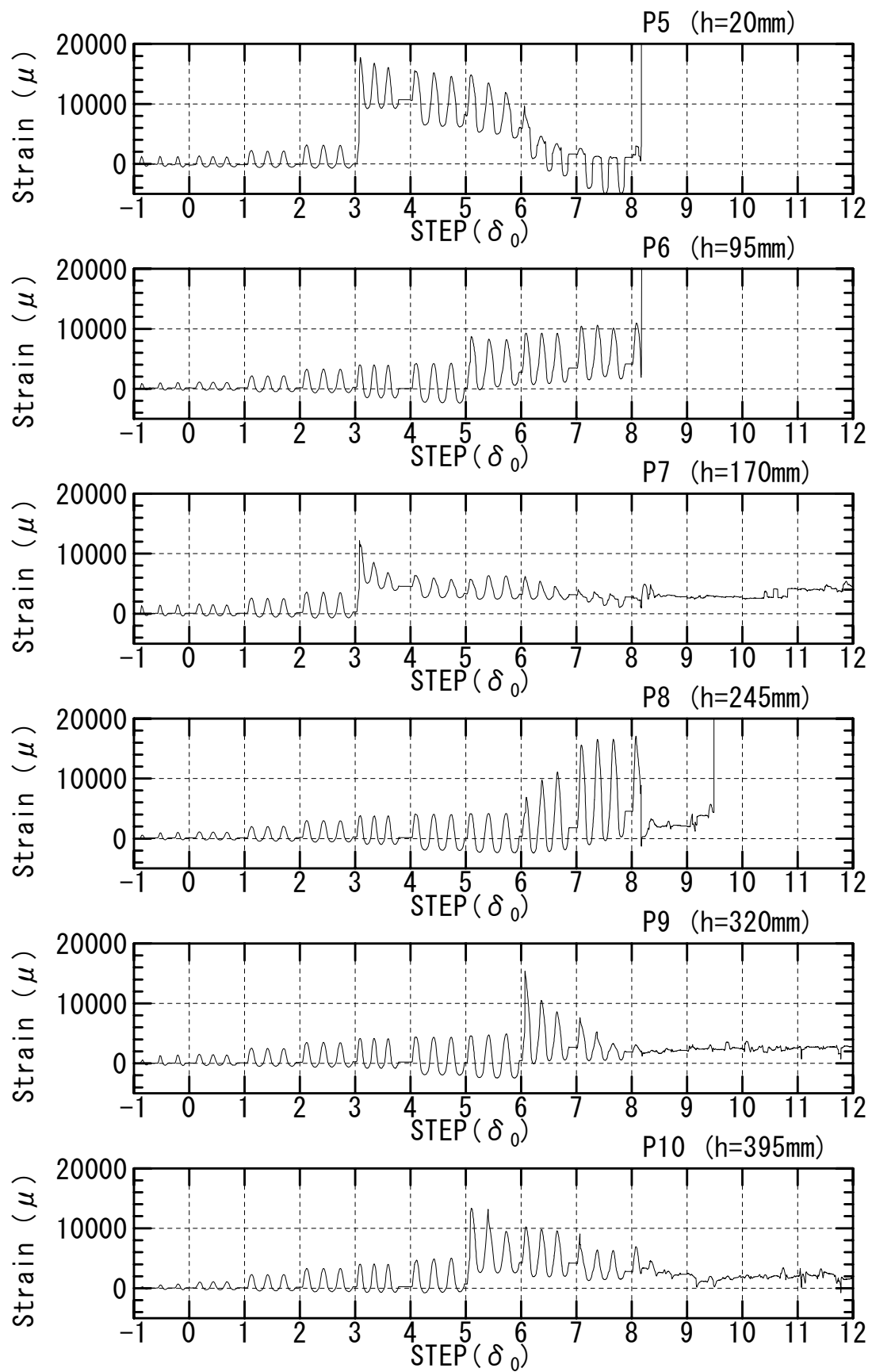
付図-2.2(17) 平均曲率の進展(供試体B)



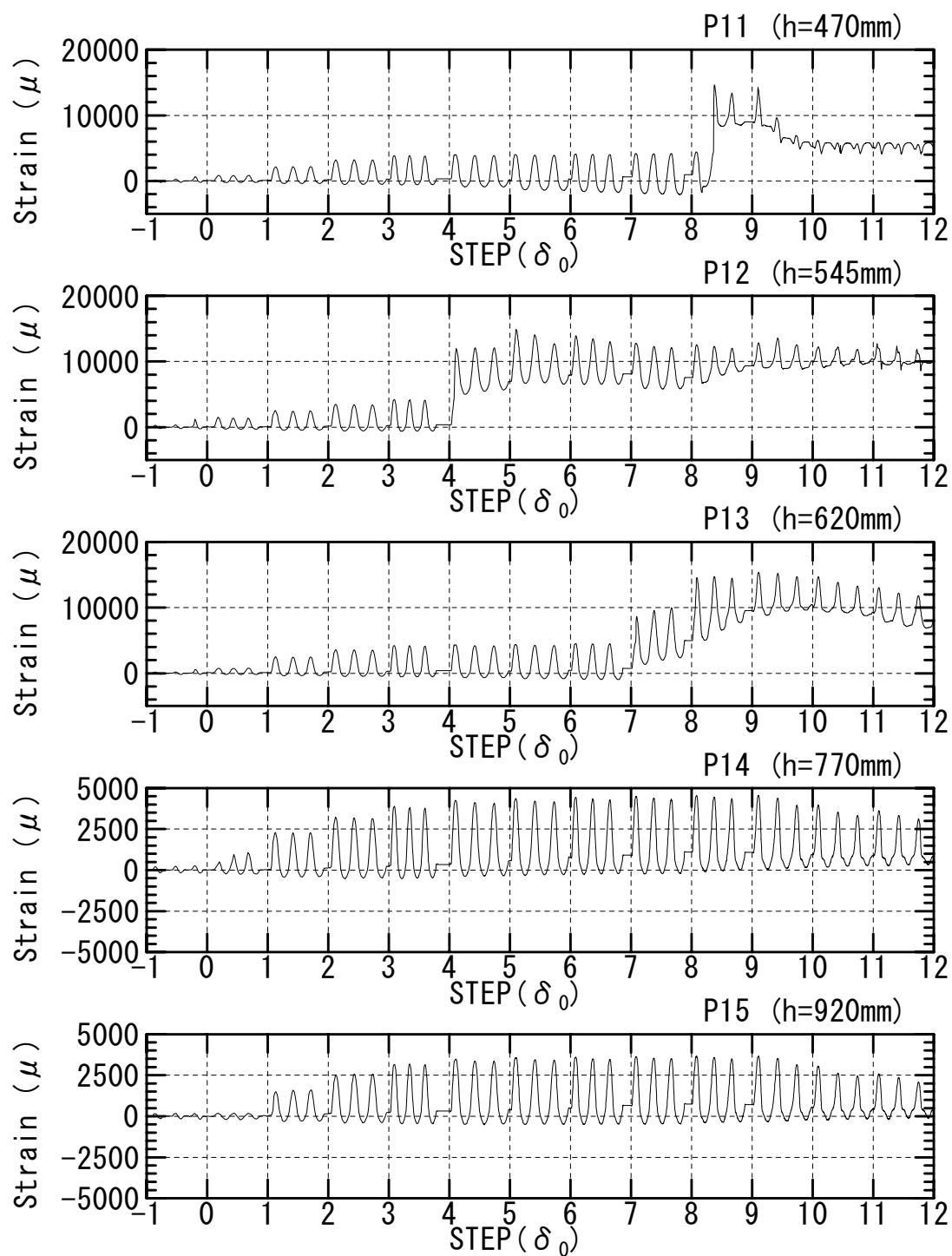
付図-2.2(18) 平均曲率の進展および伸び出し、ロッキングに起因する水平変位の進展(供試体 B)



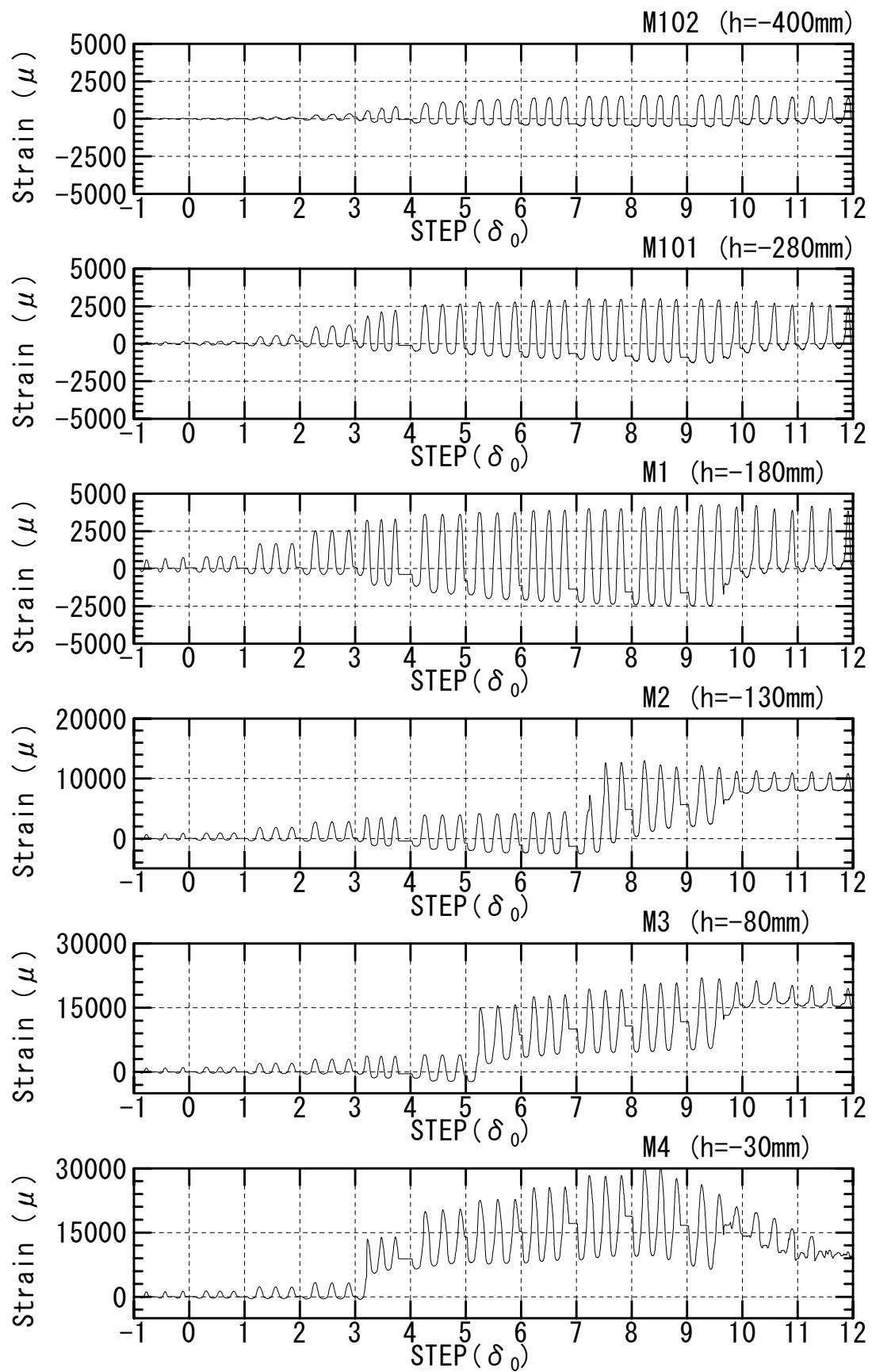
付図-2.3(1) 軸方向鉄筋ひずみの進展(供試体C、P面)



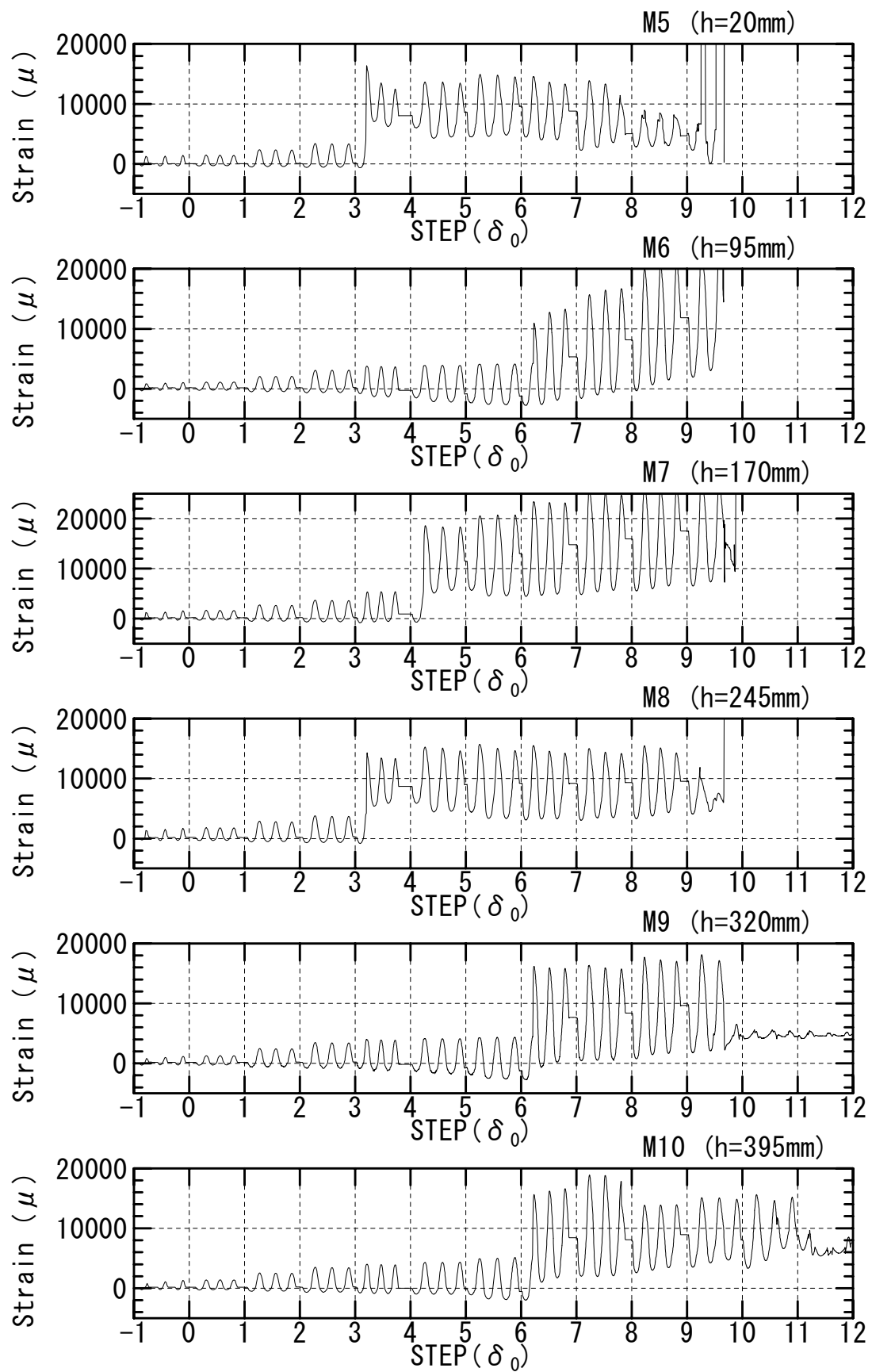
付図-2.3(2) 軸方向鉄筋ひずみの進展(供試体C、P面)



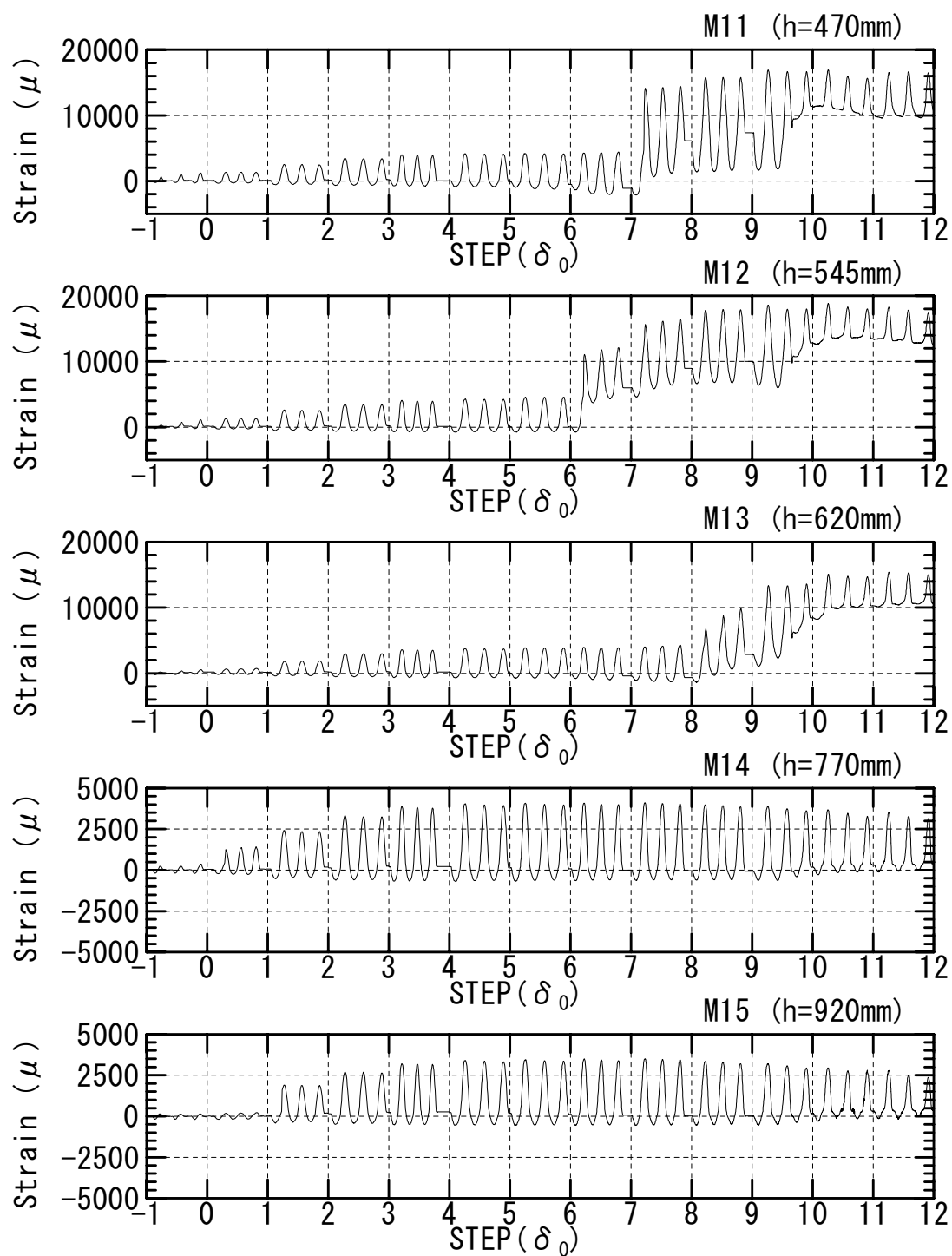
付図-2.3(3) 軸方向鉄筋ひずみの進展(供試体C、P面)



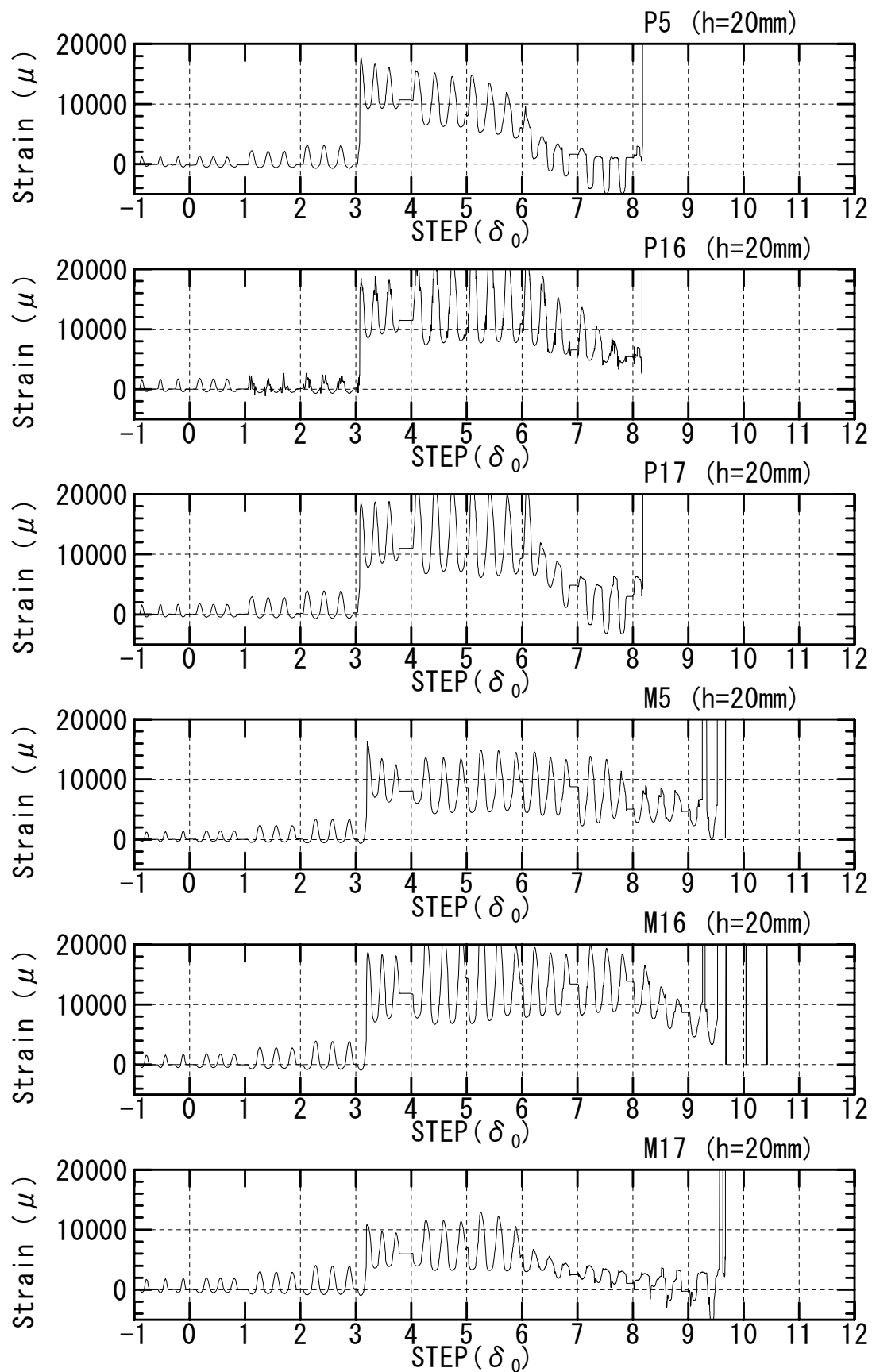
付図-2.3(4) 軸方向鉄筋ひずみの進展(供試体C、M面)



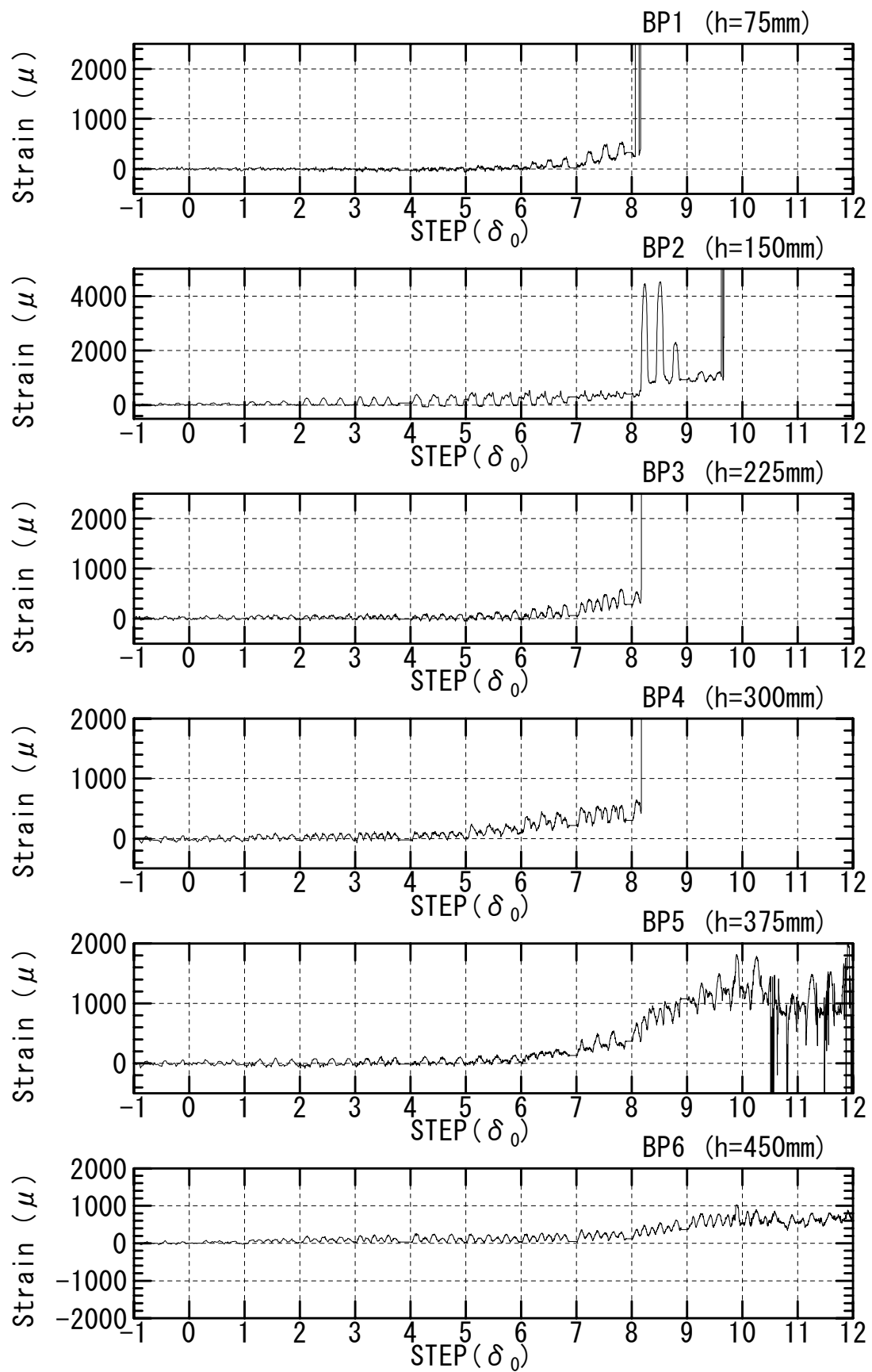
付図-2.3(5) 軸方向鉄筋ひずみの進展(供試体C、M面)



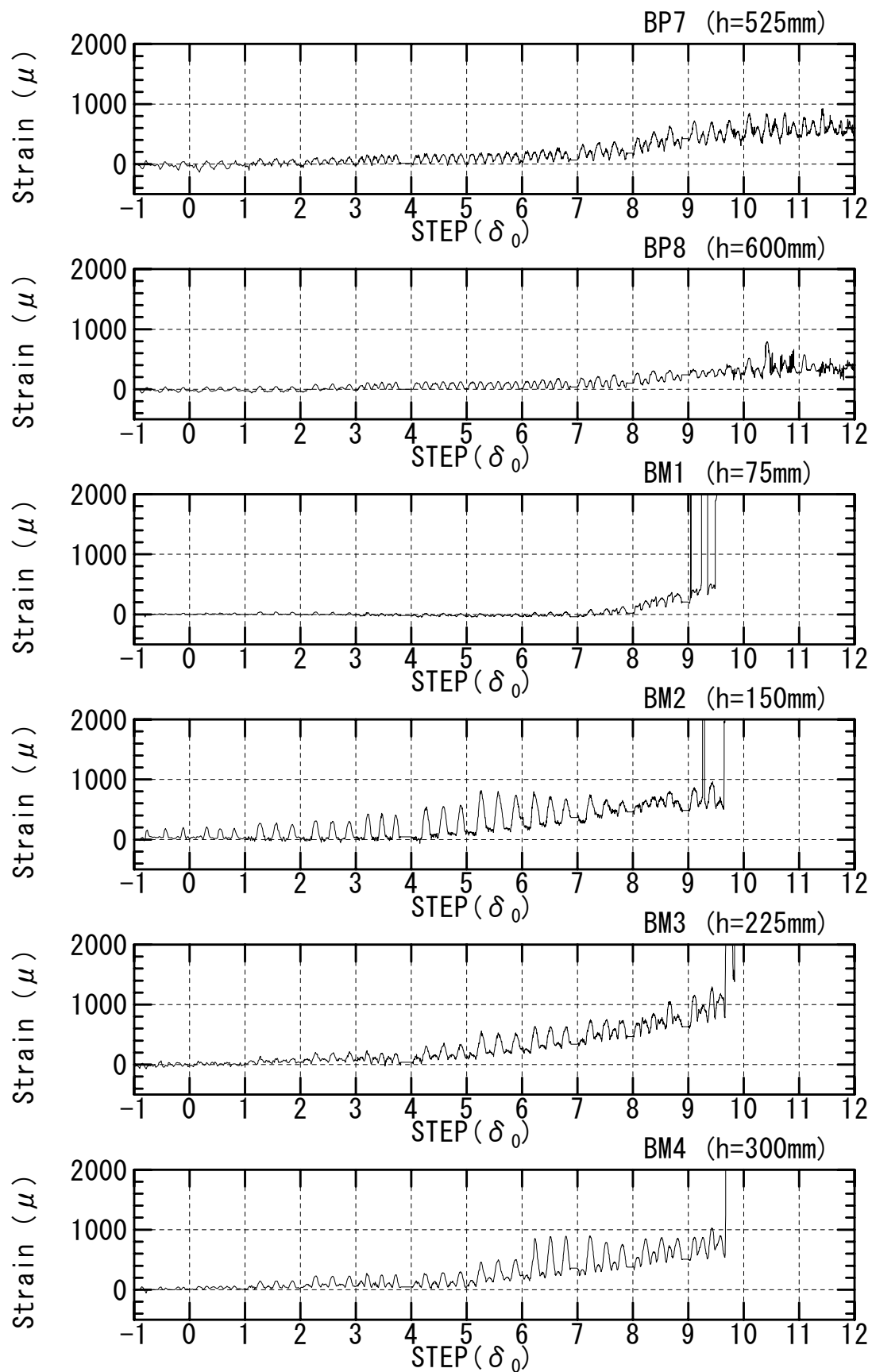
付図-2.3(6) 軸方向鉄筋ひずみの進展(供試体C、M面)



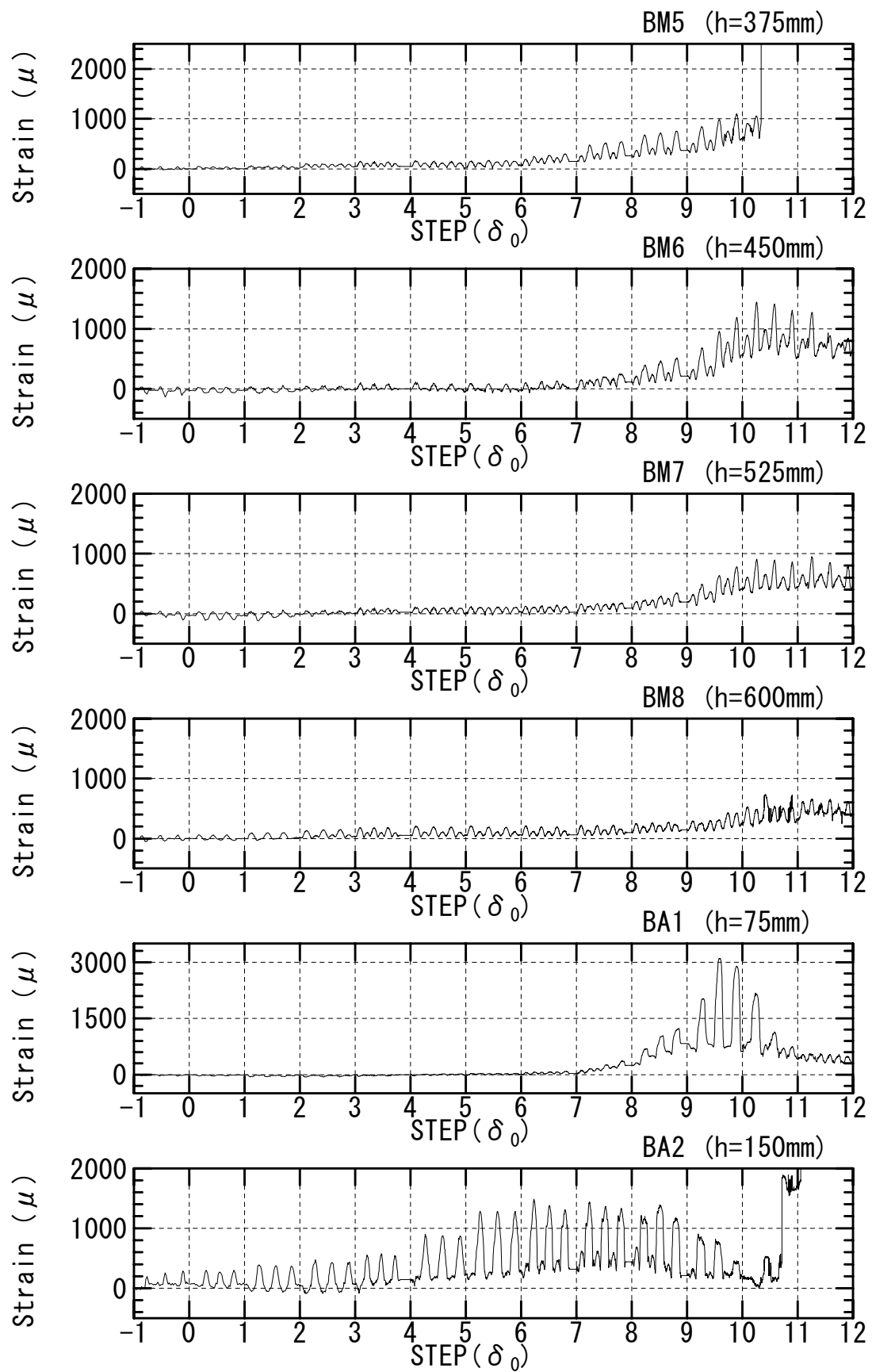
付図-2.3(7) 軸方向鉄筋ひずみの進展(供試体C、柱基部から高さ 20mm の断面)



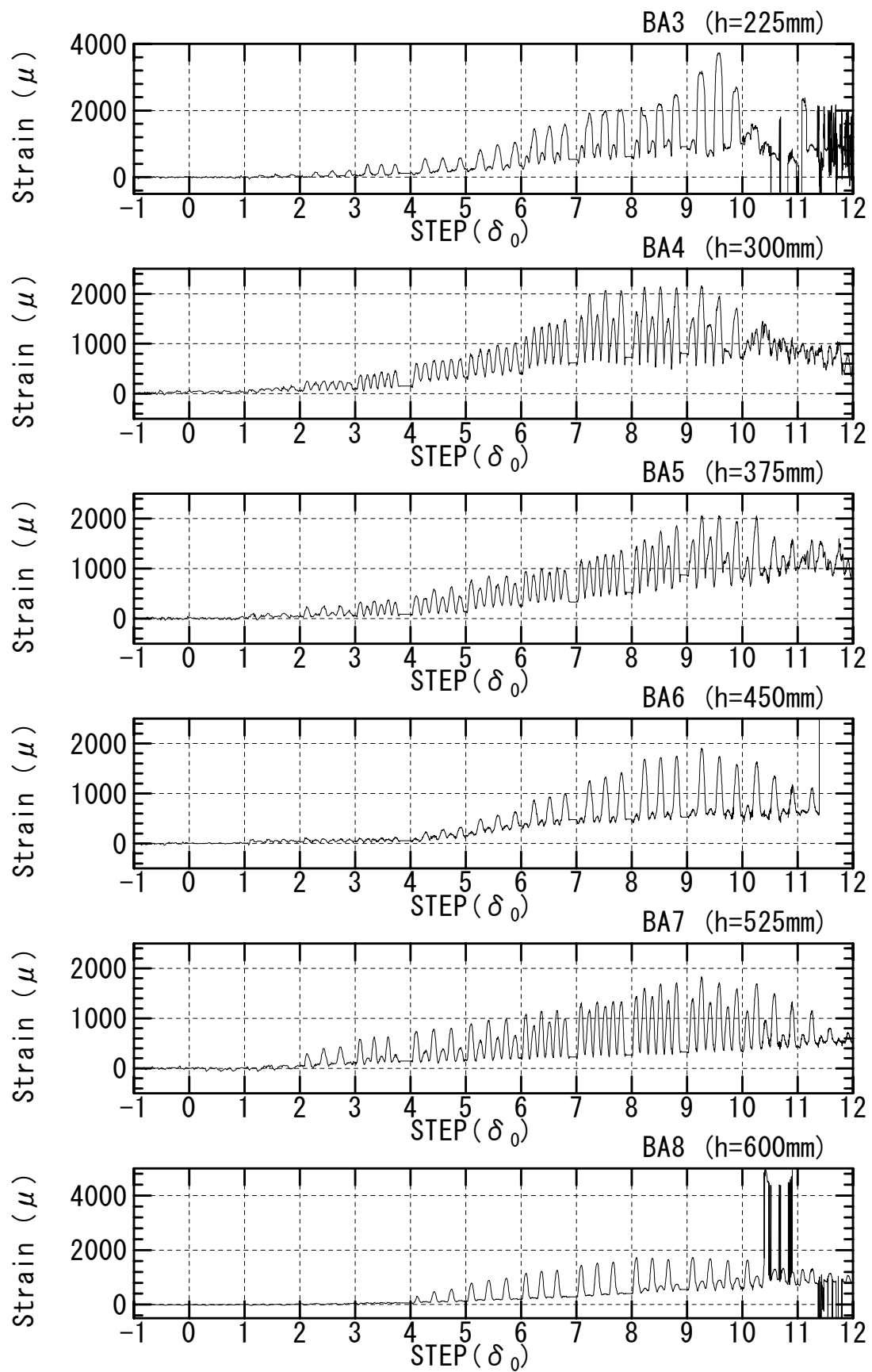
付図-2.3(8) 横拘束鉄筋ひずみの進展(供試体C、P面)



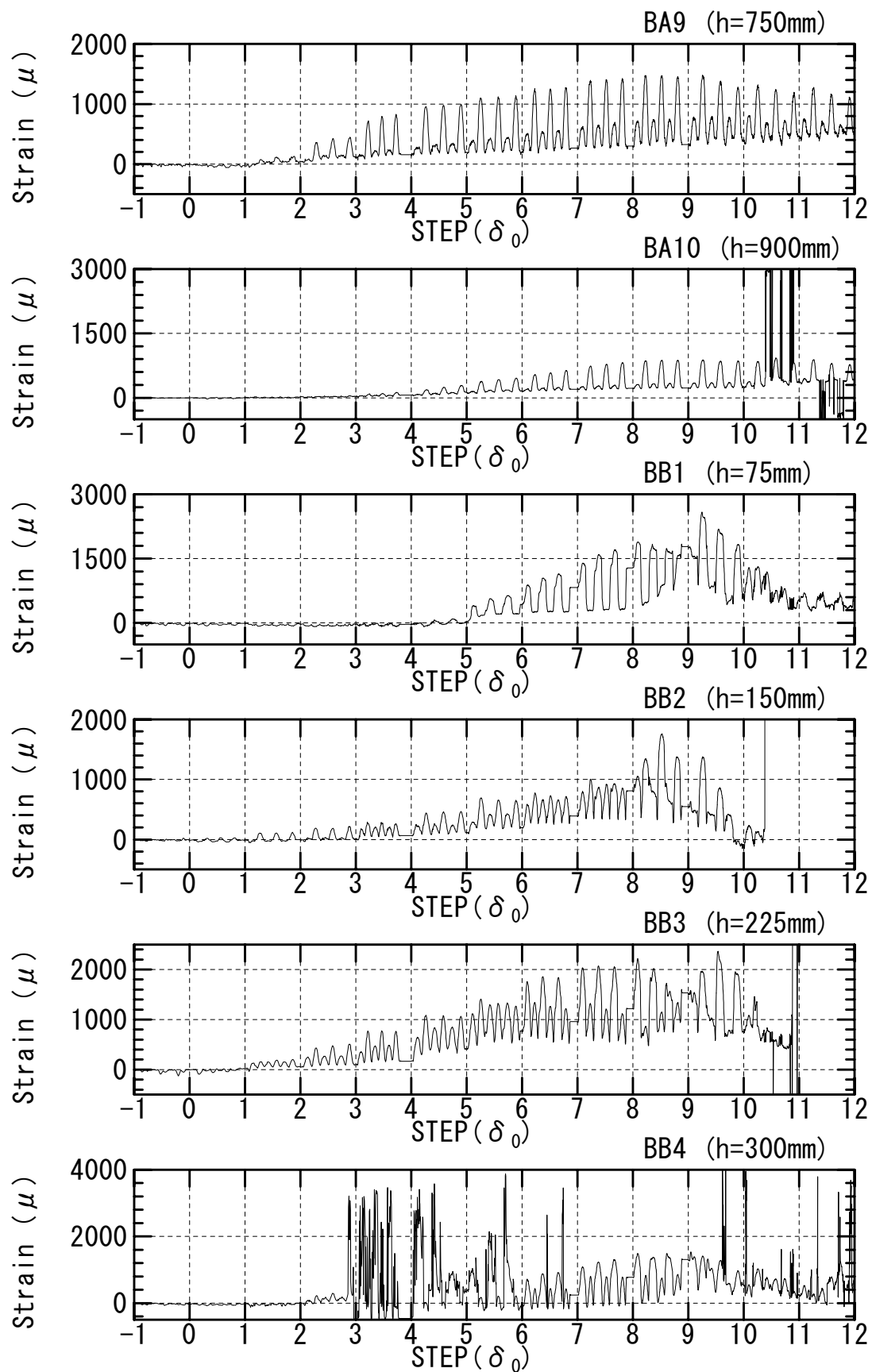
付図-2.3(9) 横拘束鉄筋ひずみの進展(供試体 C、P 面および M 面)



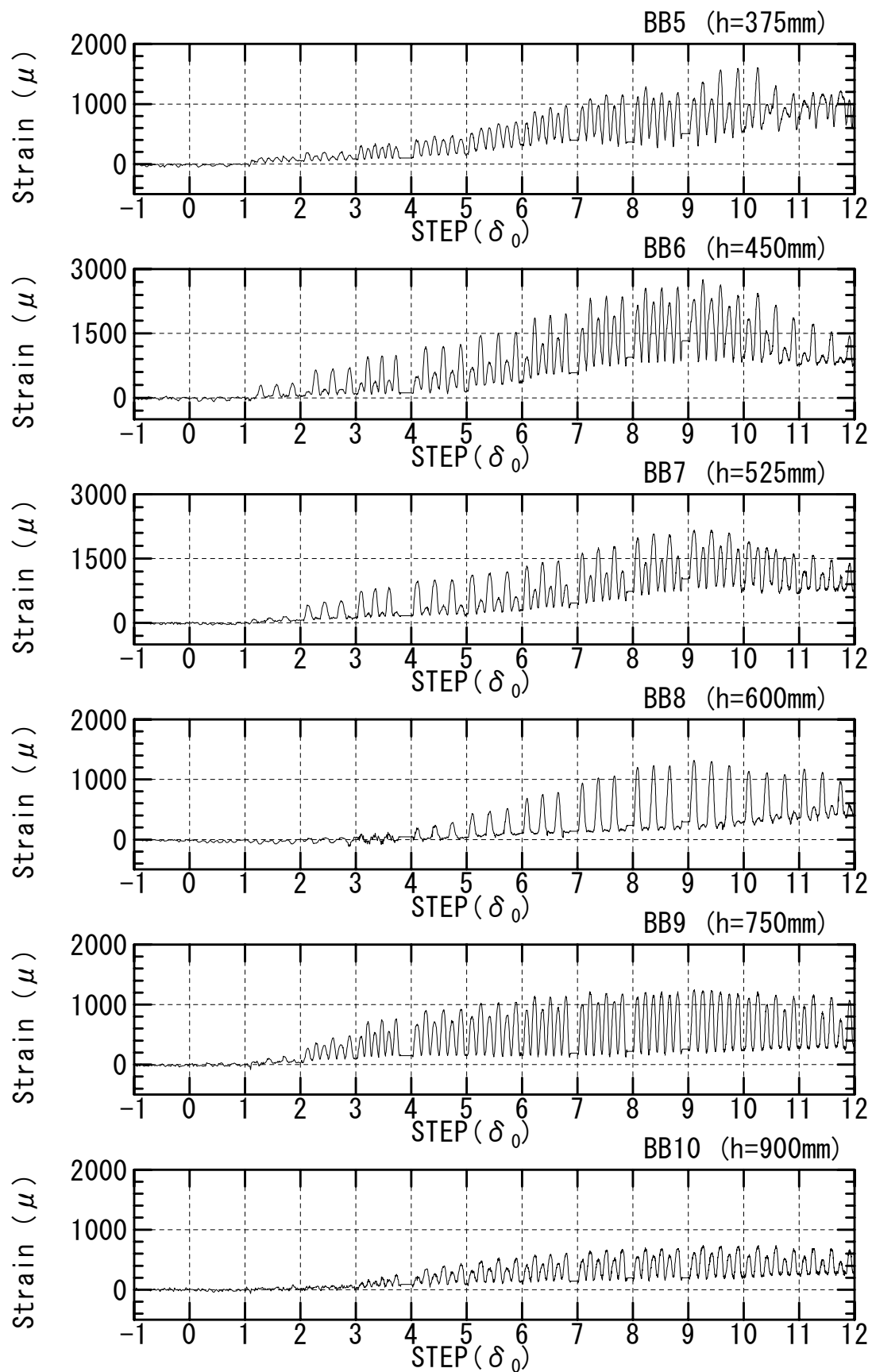
付図-2.3(10) 横拘束鉄筋ひずみの進展(供試体 C、M 面および A 面)



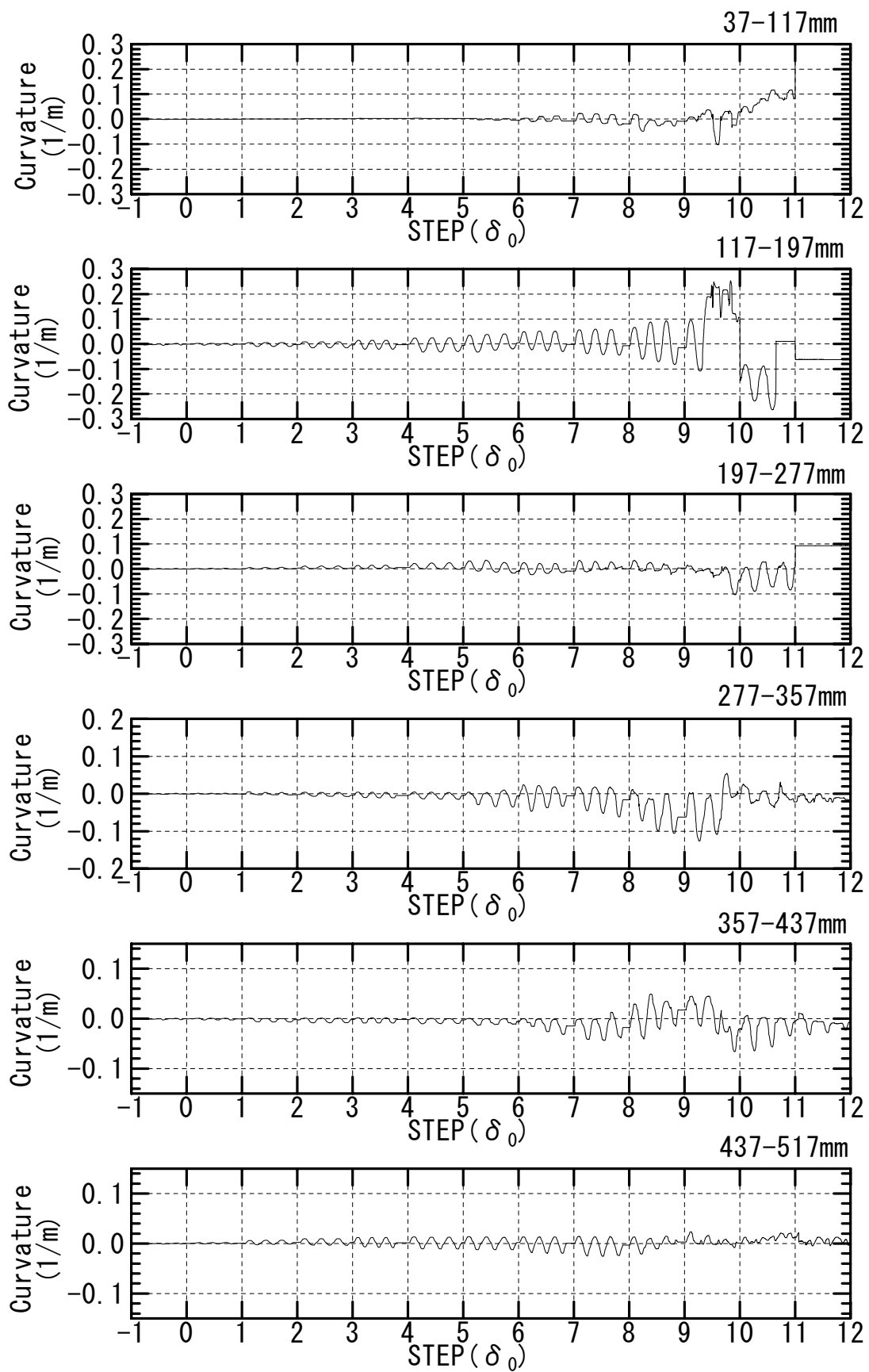
付図-2.3(11) 横拘束鉄筋ひずみの進展(供試体C、A面)



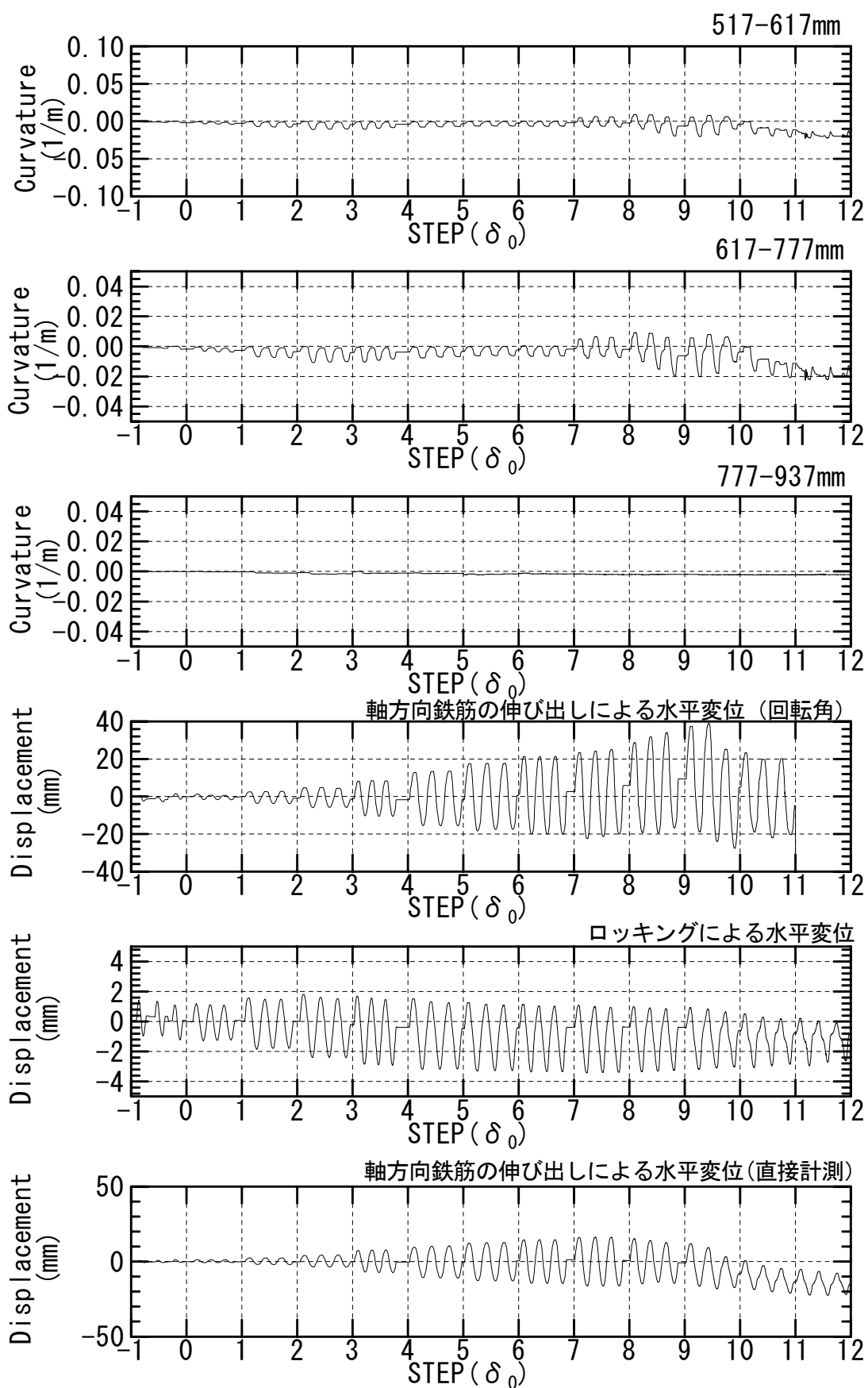
付図-2.3(12) 横拘束鉄筋ひずみの進展(供試体C、A面およびB面)



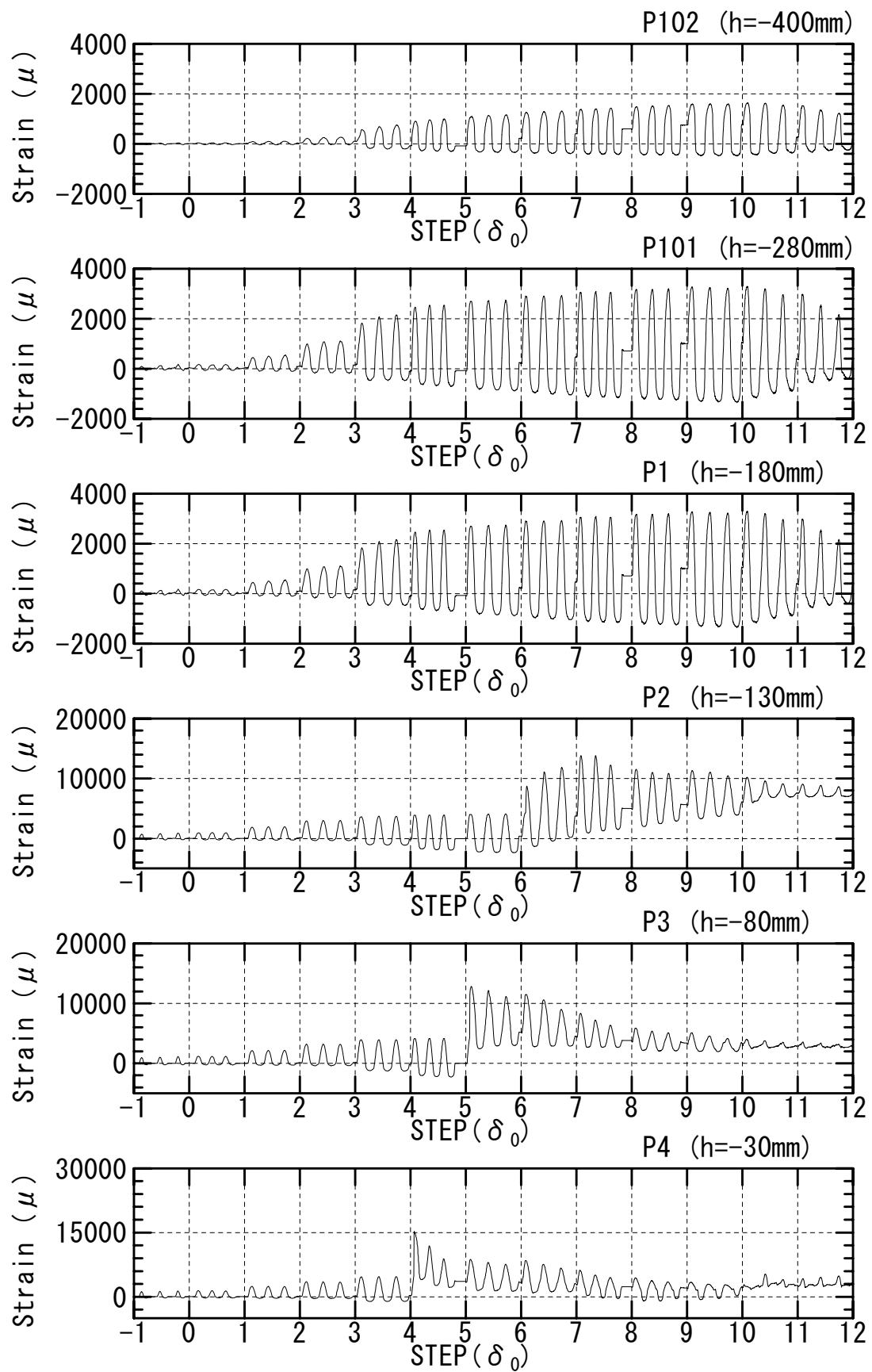
付図-2.3(13) 横拘束鉄筋ひずみの進展(供試体C、B面)



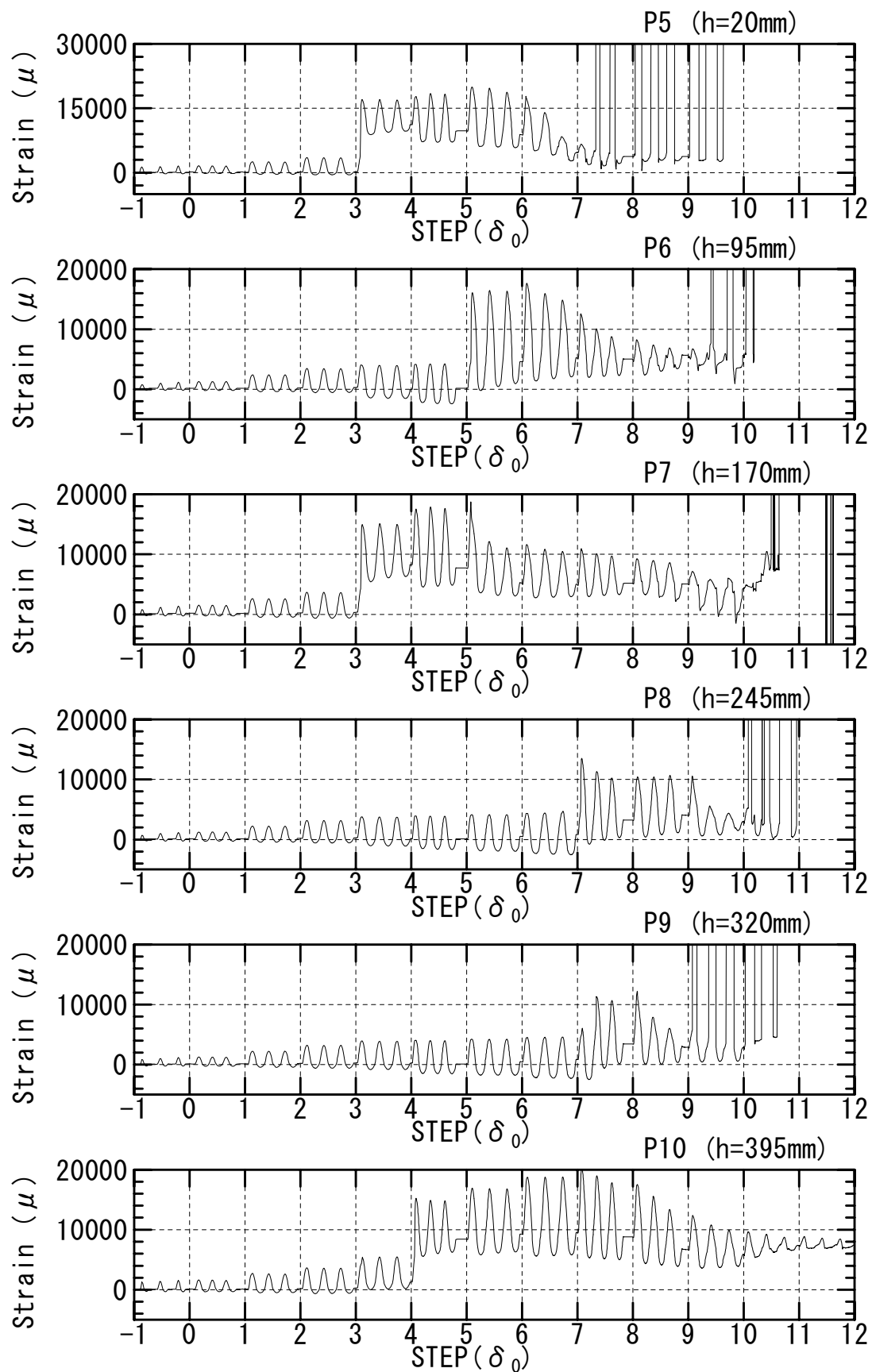
付図-2.3(14) 平均曲率の進展(供試体C)



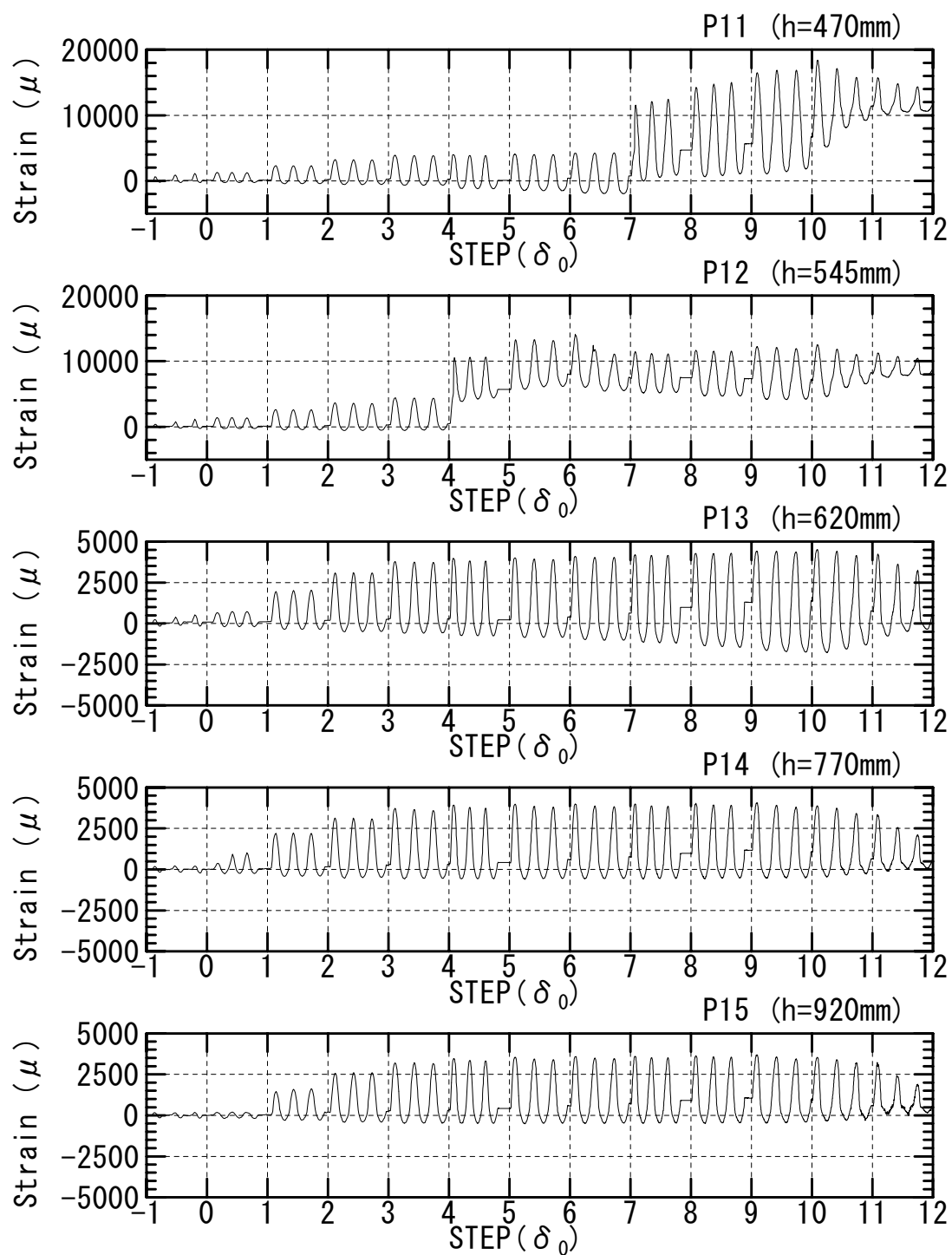
付図-2.3(15) 平均曲率の進展および伸び出し、ロッキングに起因する水平変位の進展(供試体C)



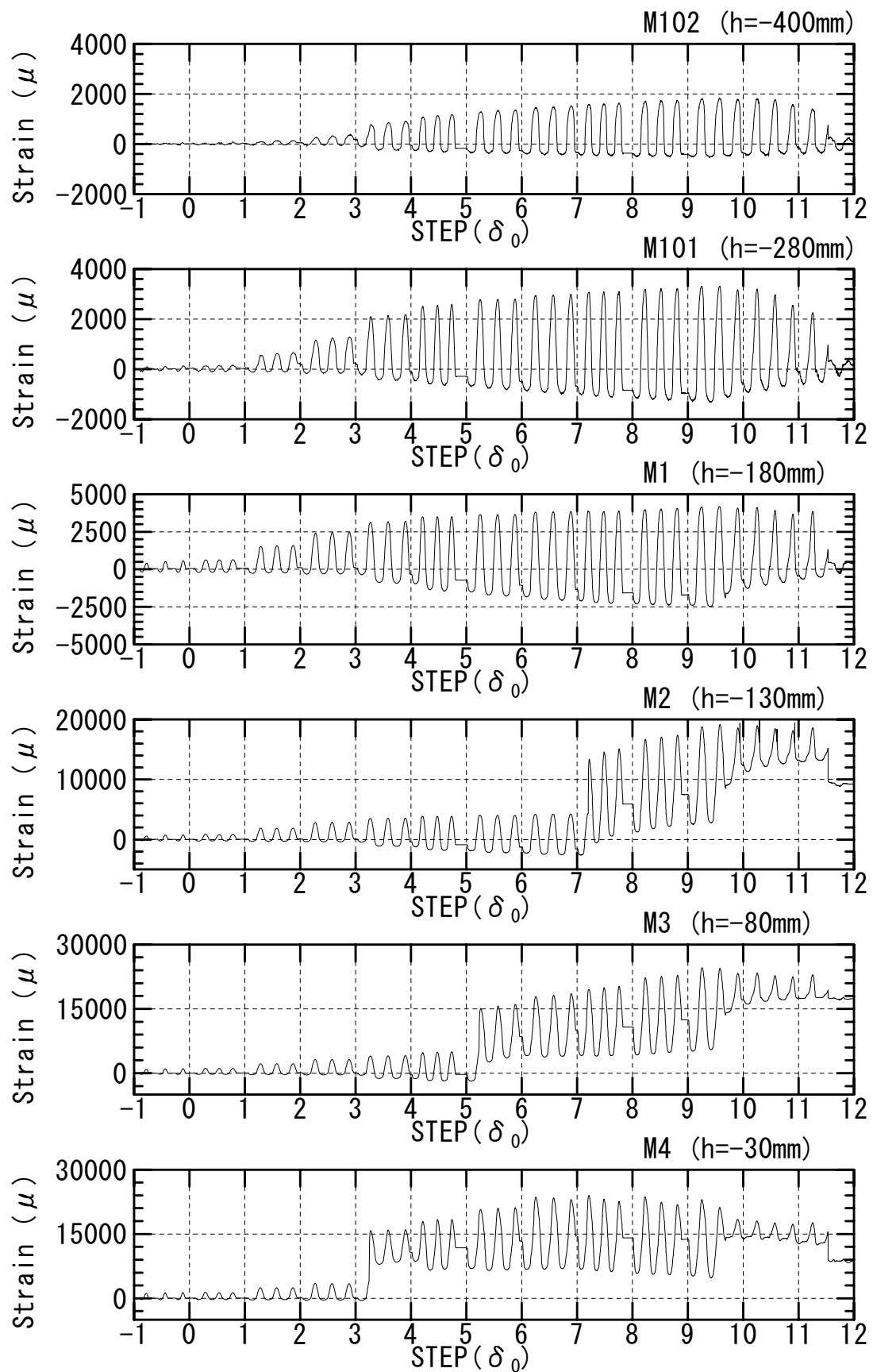
付図-2.4(1) 軸方向鉄筋ひずみの進展(供試体D、P面)



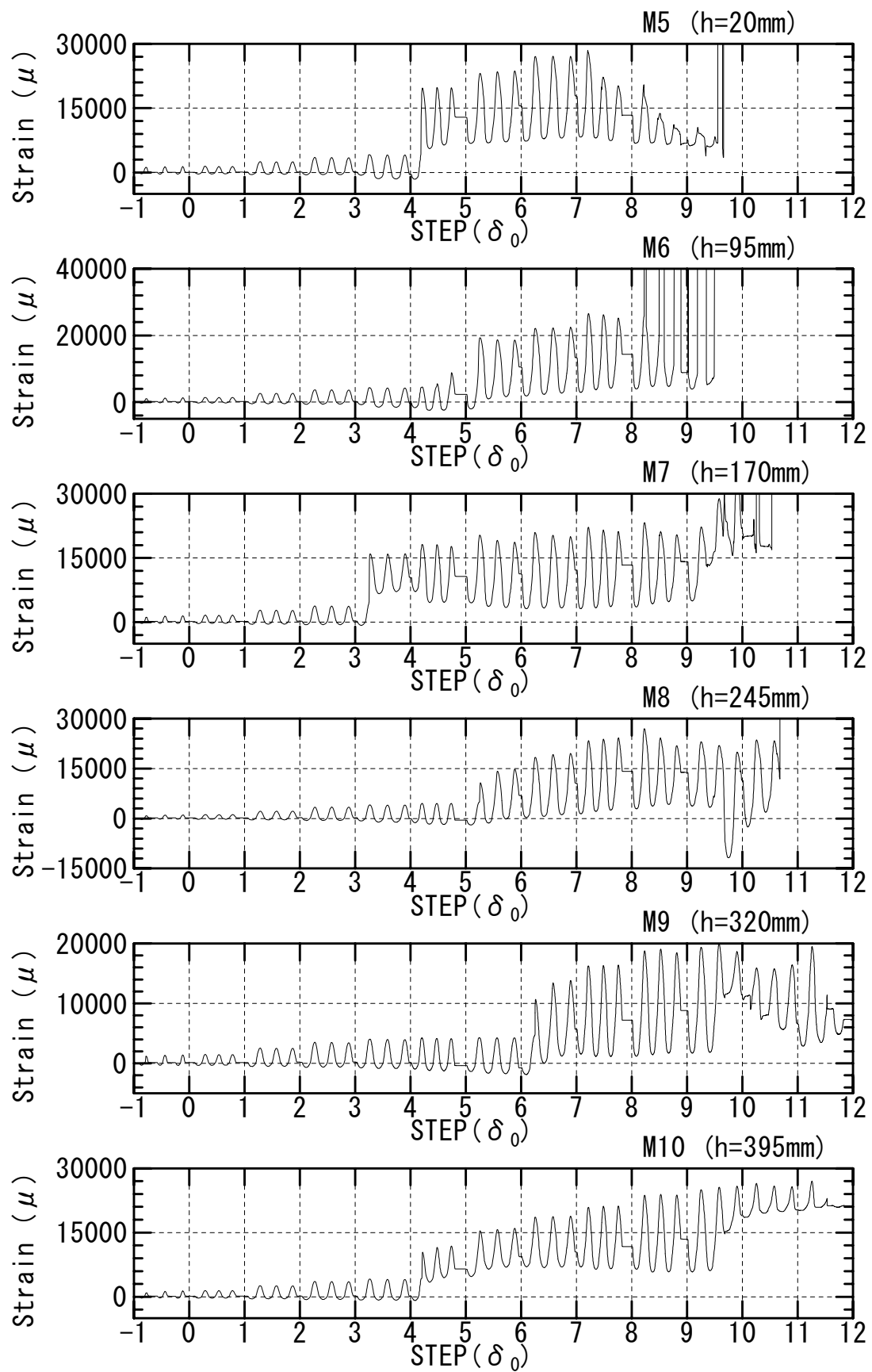
付図-2.4(2) 軸方向鉄筋ひずみの進展(供試体D、P面)



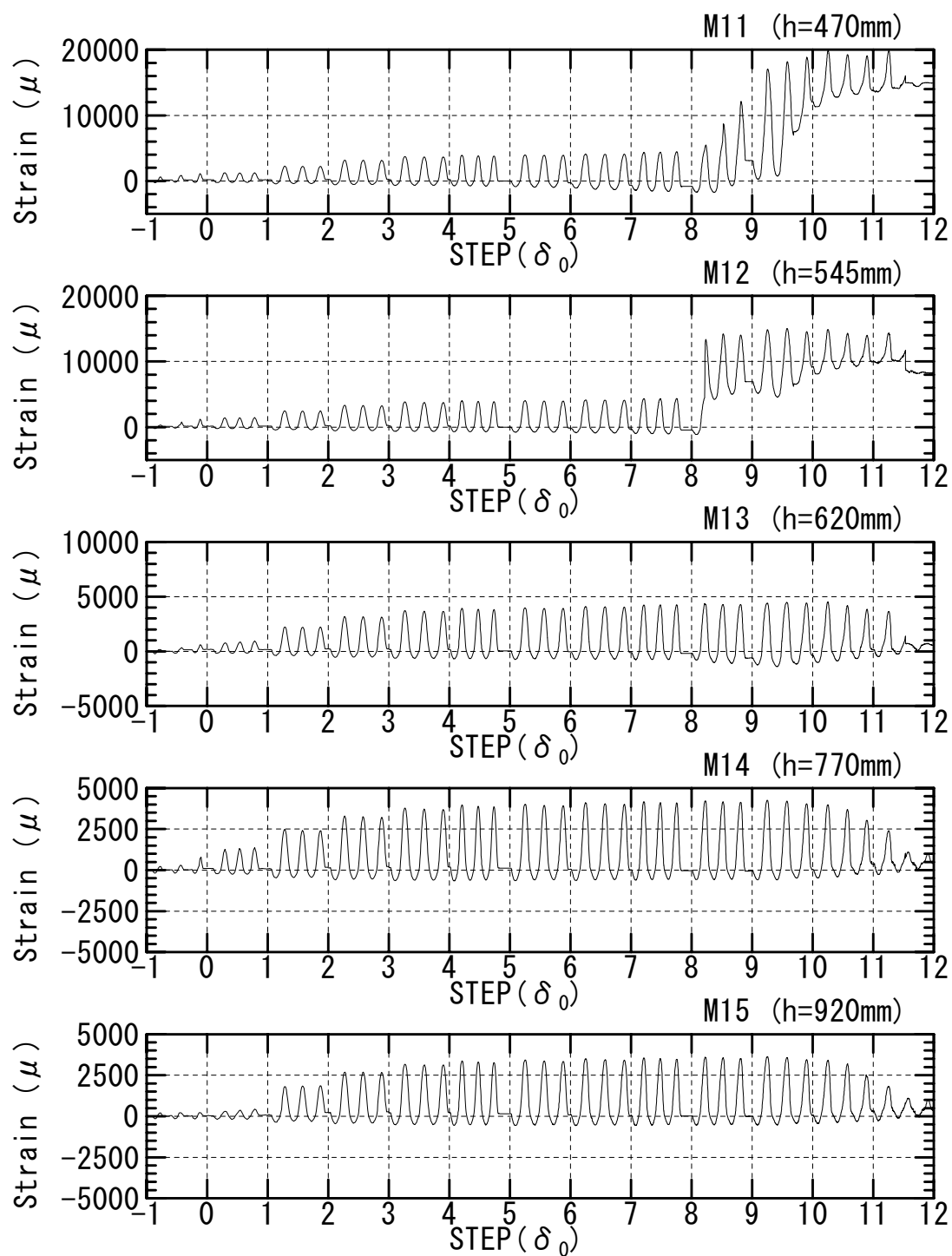
付図-2.4(3) 軸方向鉄筋ひずみの進展(供試体D、P面)



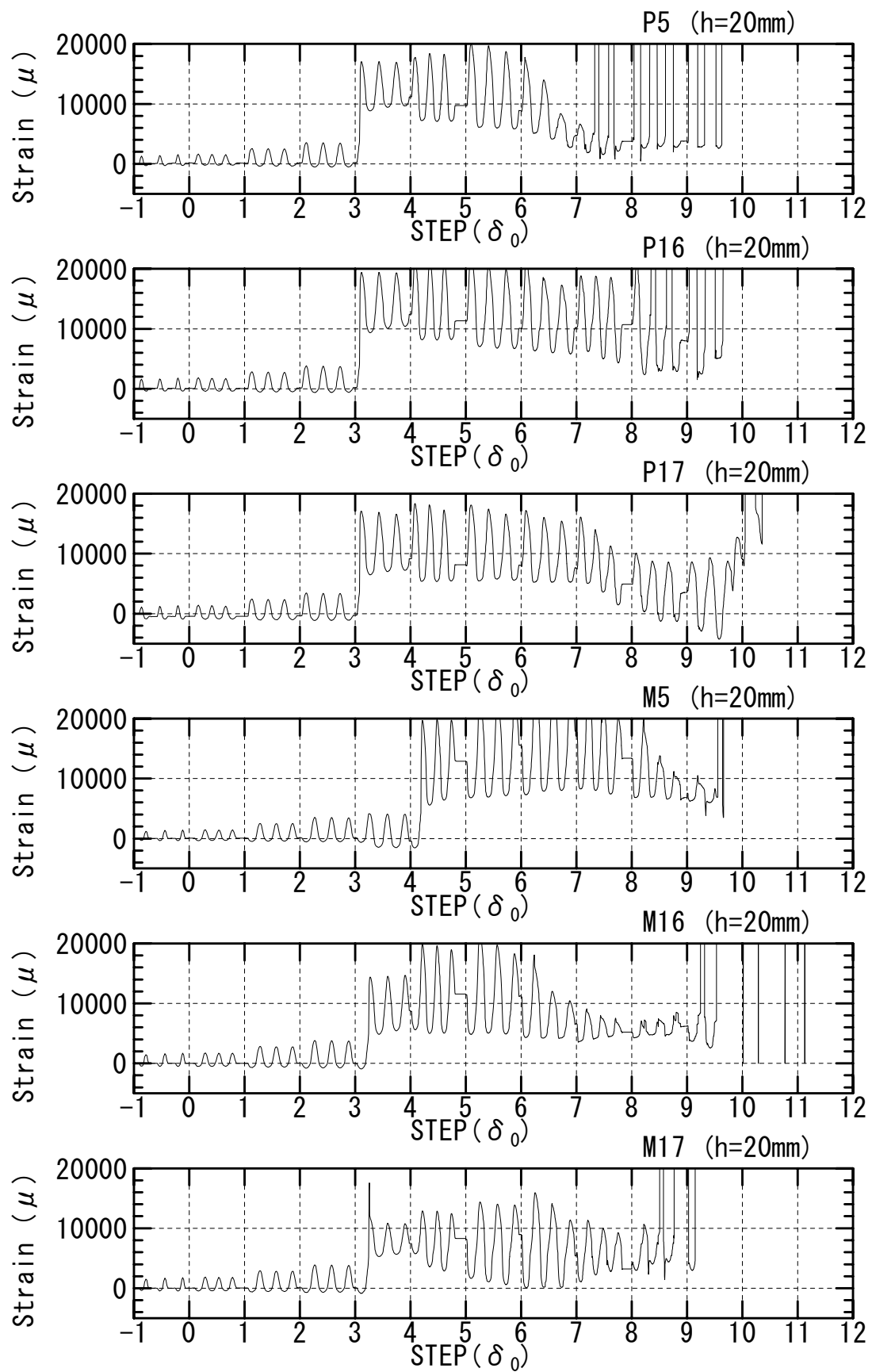
付図-2.4(4) 軸方向鉄筋ひずみの進展(供試体D、M面)



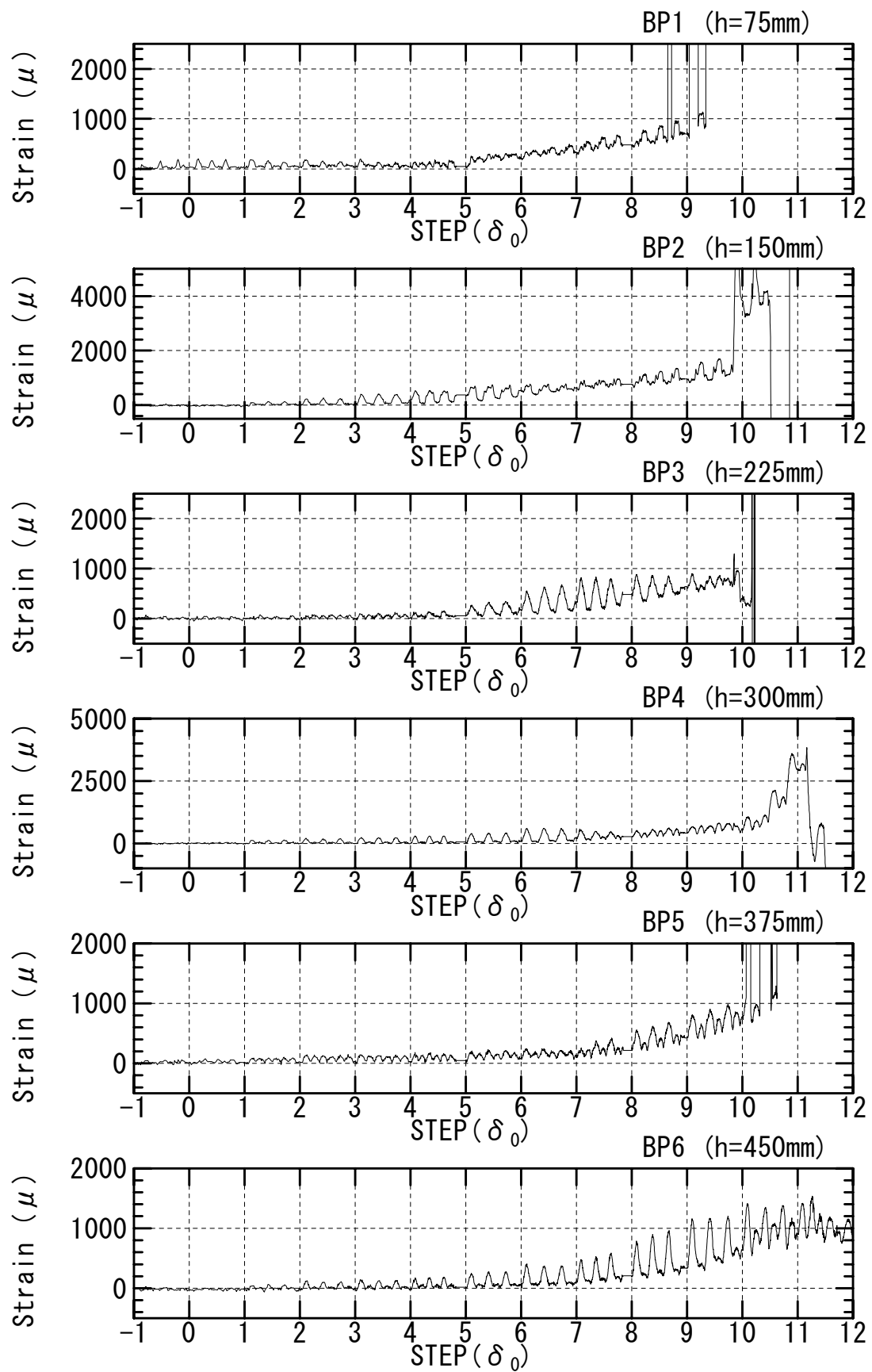
付図-2.4(5) 軸方向鉄筋ひずみの進展(供試体D、M面)



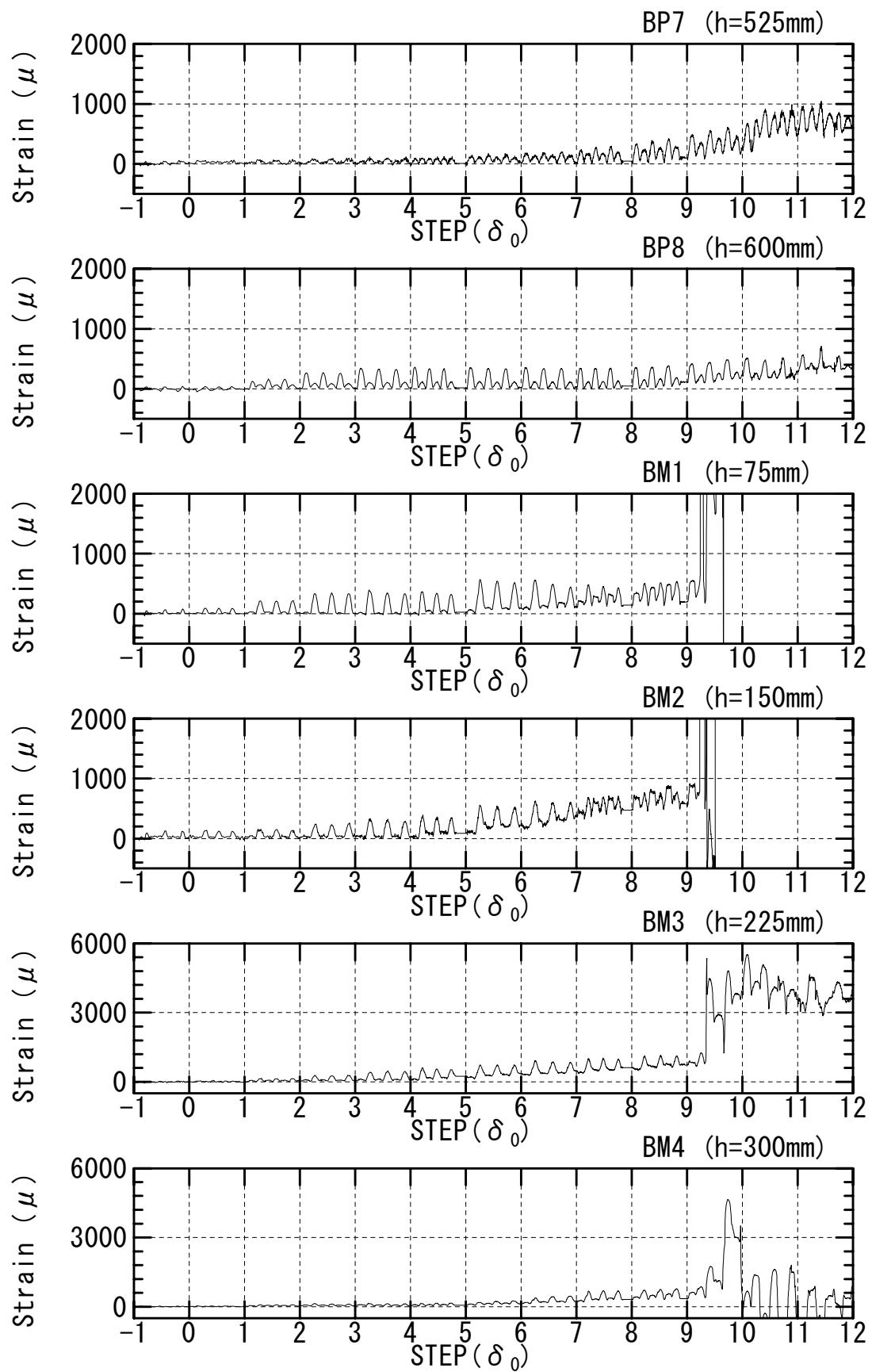
付図-2.4(6) 軸方向鉄筋ひずみの進展(供試体D、M面)



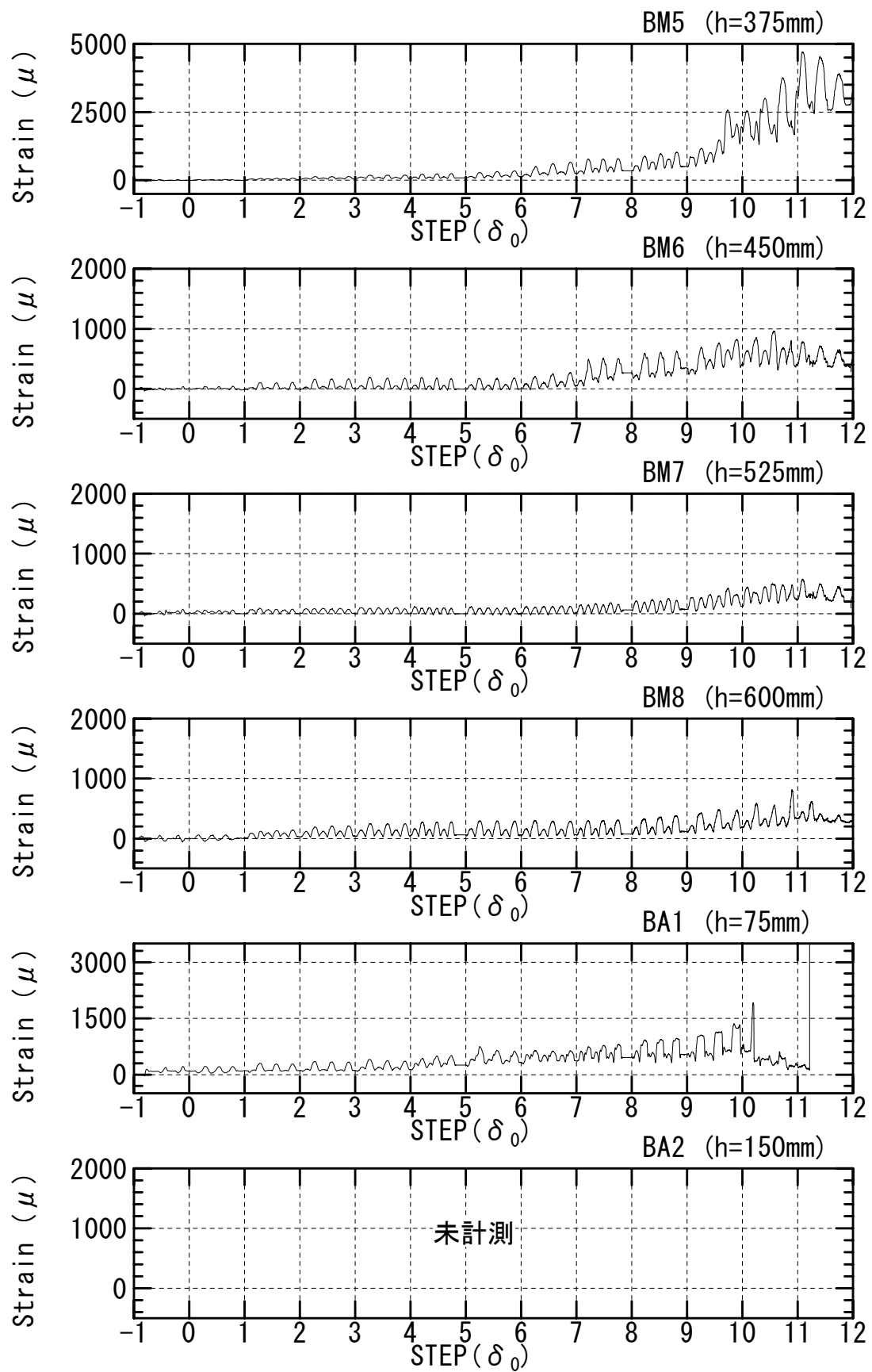
付図-2.4(7) 軸方向鉄筋ひずみの進展(供試体D、柱基部から高さ 20mm の断面)



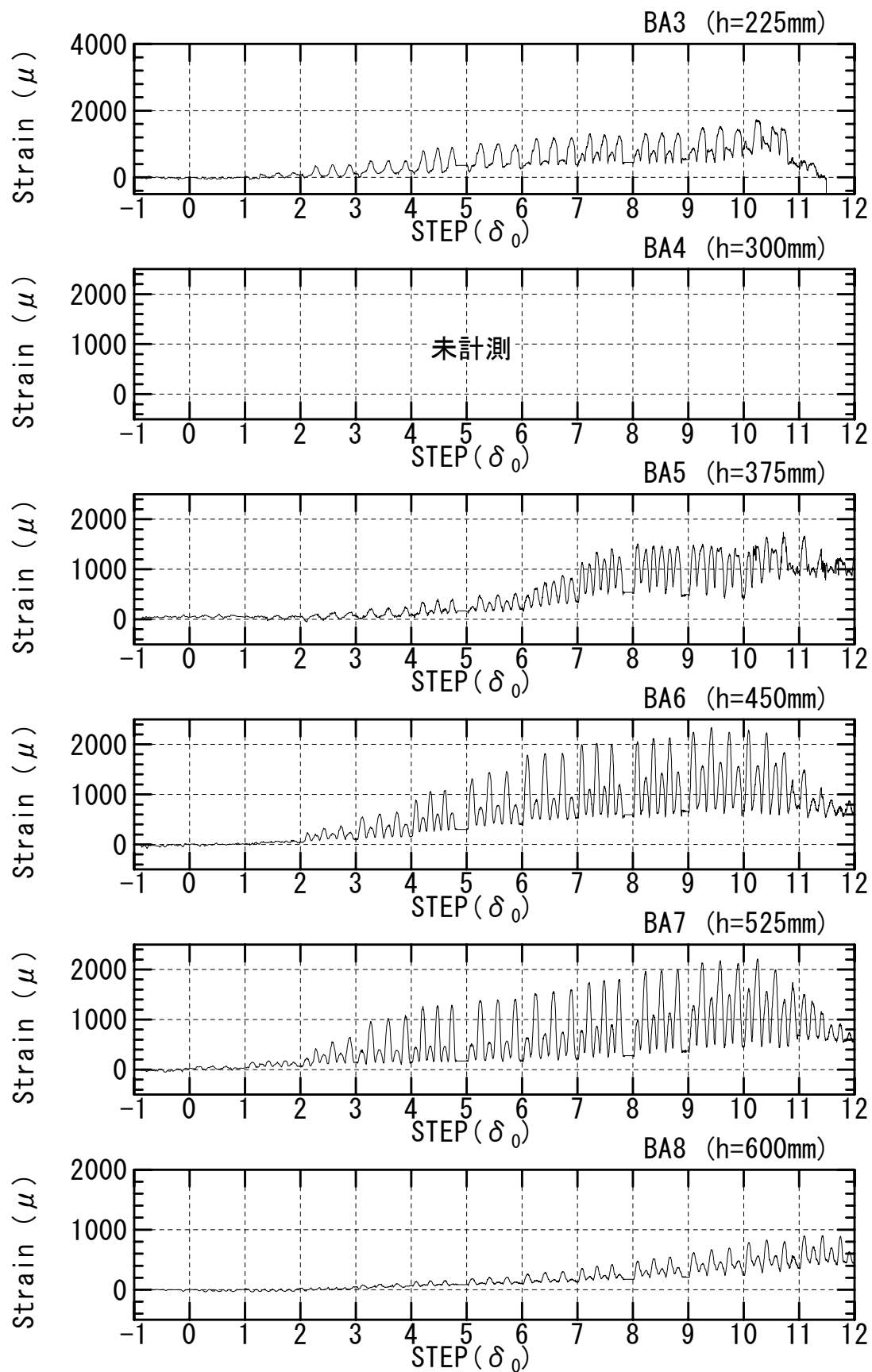
付図-2.4(8) 横拘束鉄筋ひずみの進展(供試体D、P面)



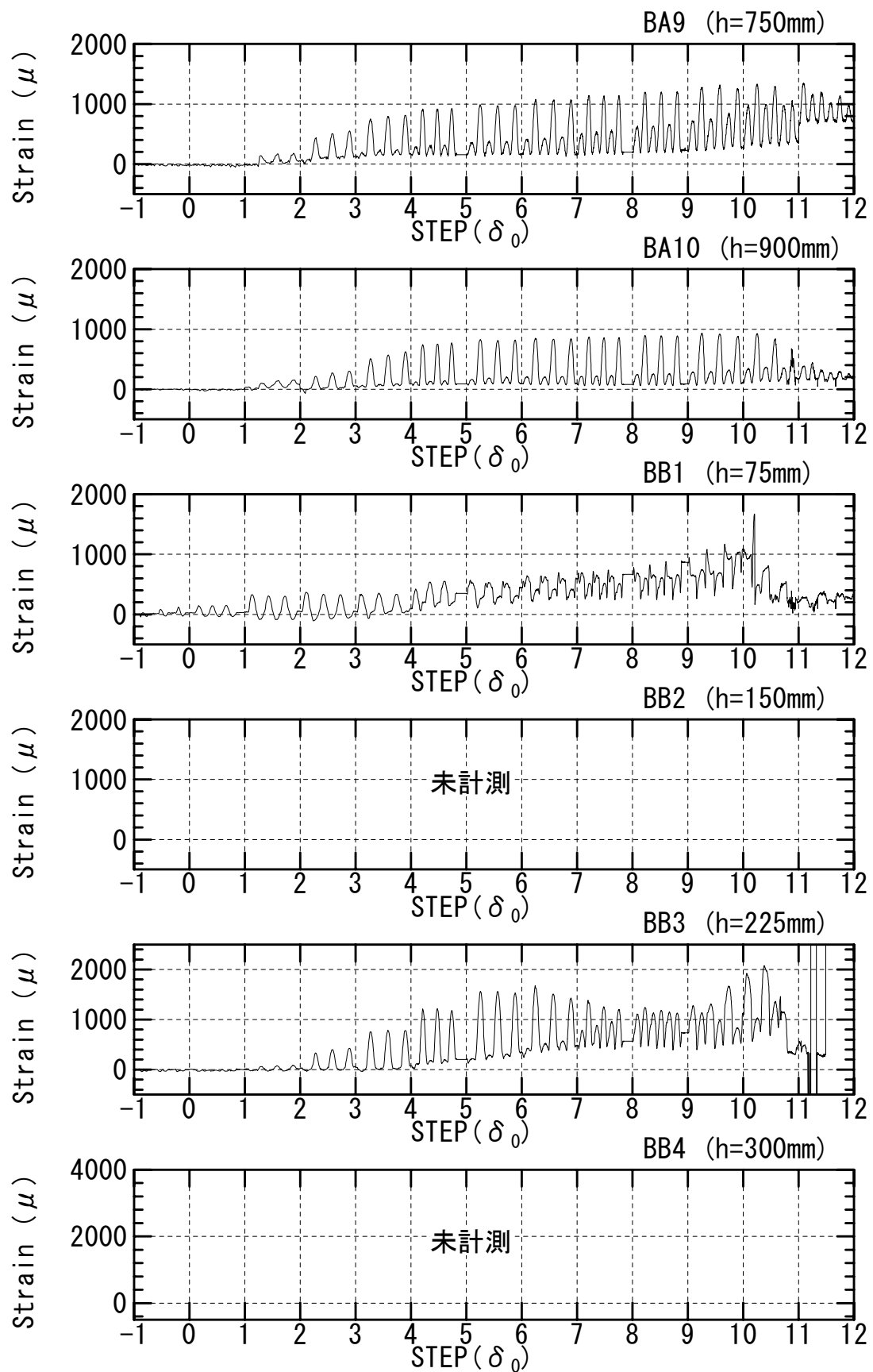
付図-2.4(9) 横拘束鉄筋ひずみの進展(供試体 D、P 面および M 面)



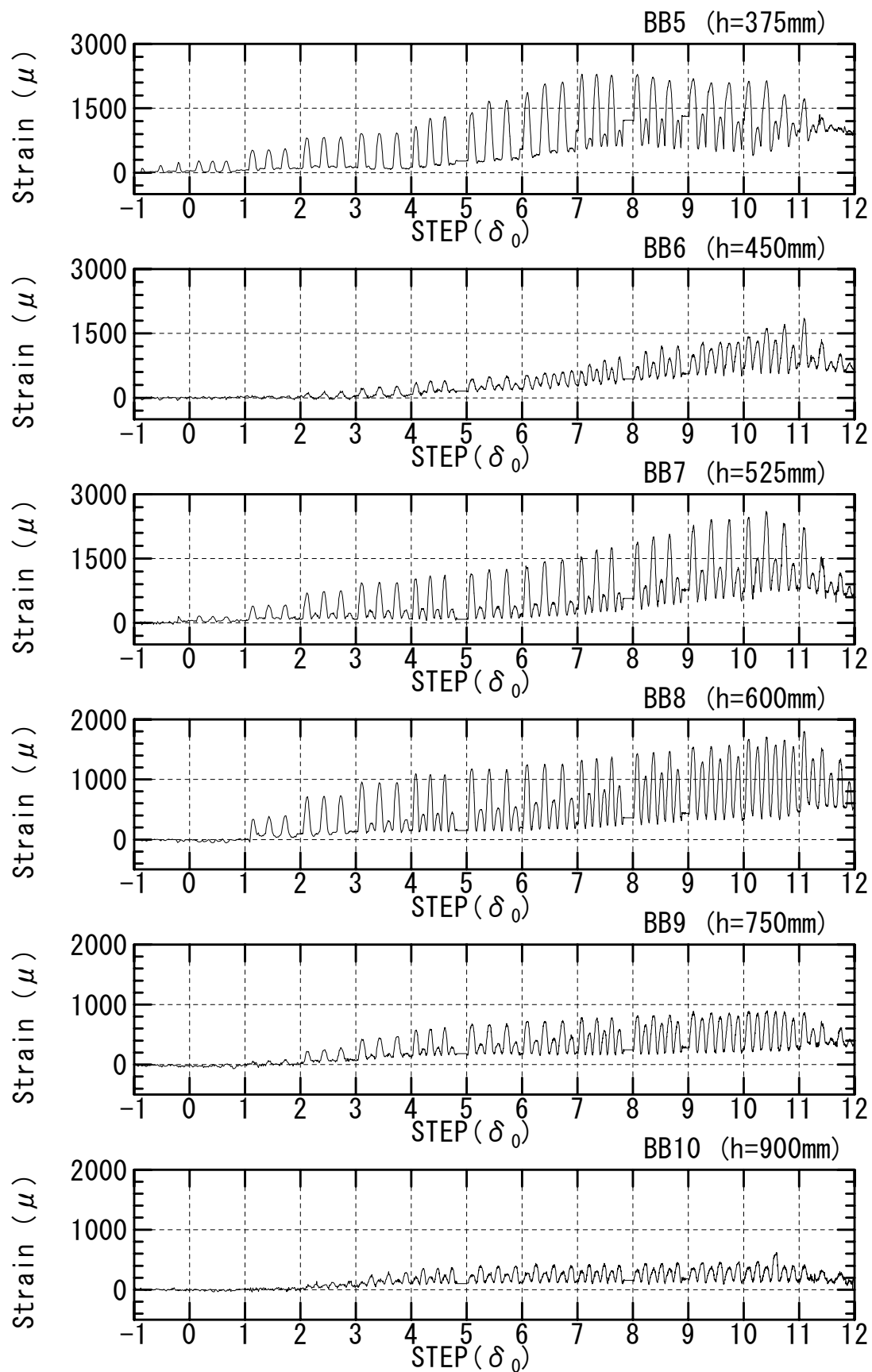
付図-2.4(10) 横拘束鉄筋ひずみの進展(供試体 D、M 面および A 面)



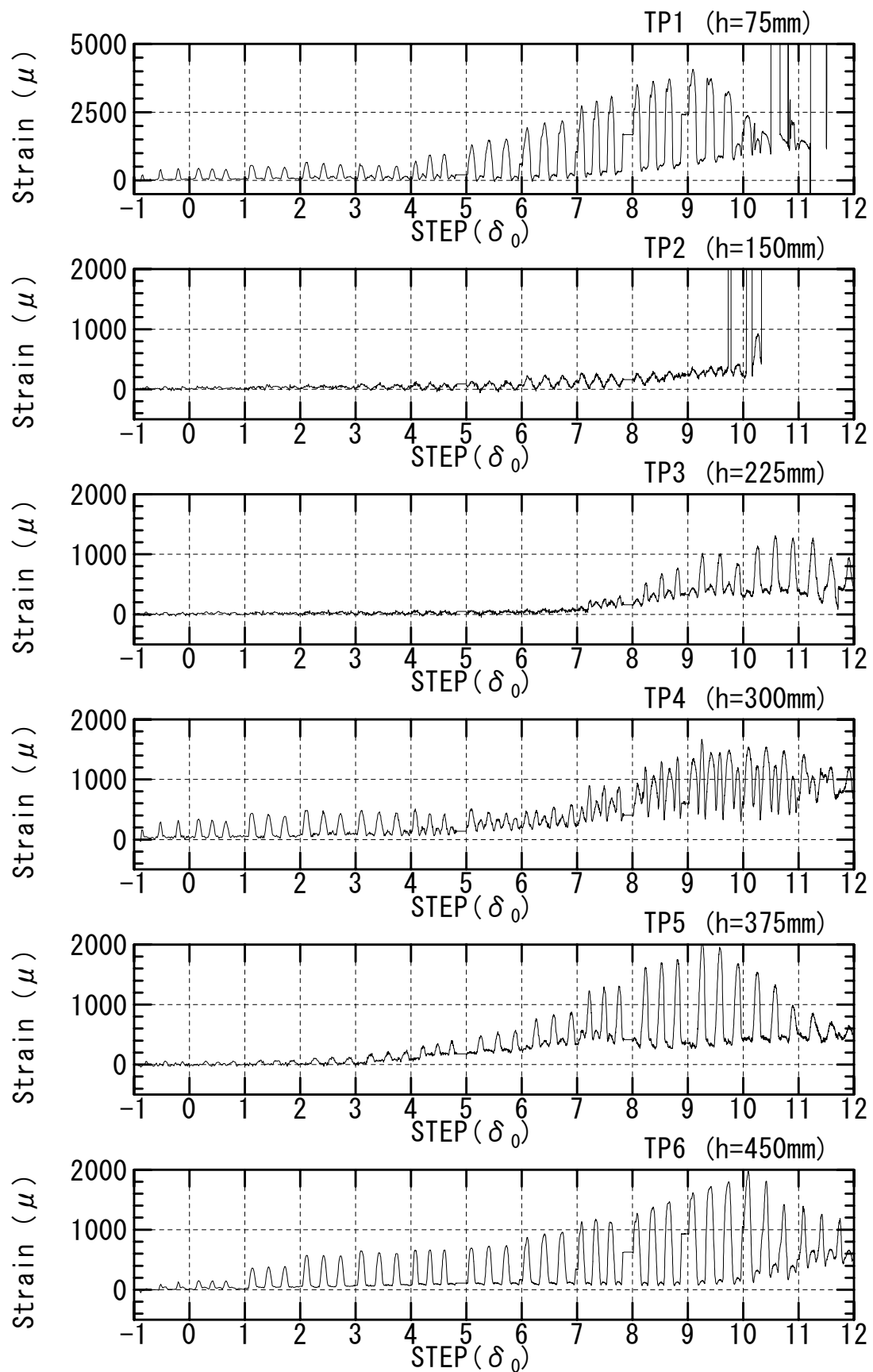
付図-2.4(11) 横拘束鉄筋ひずみの進展(供試体D、A面)



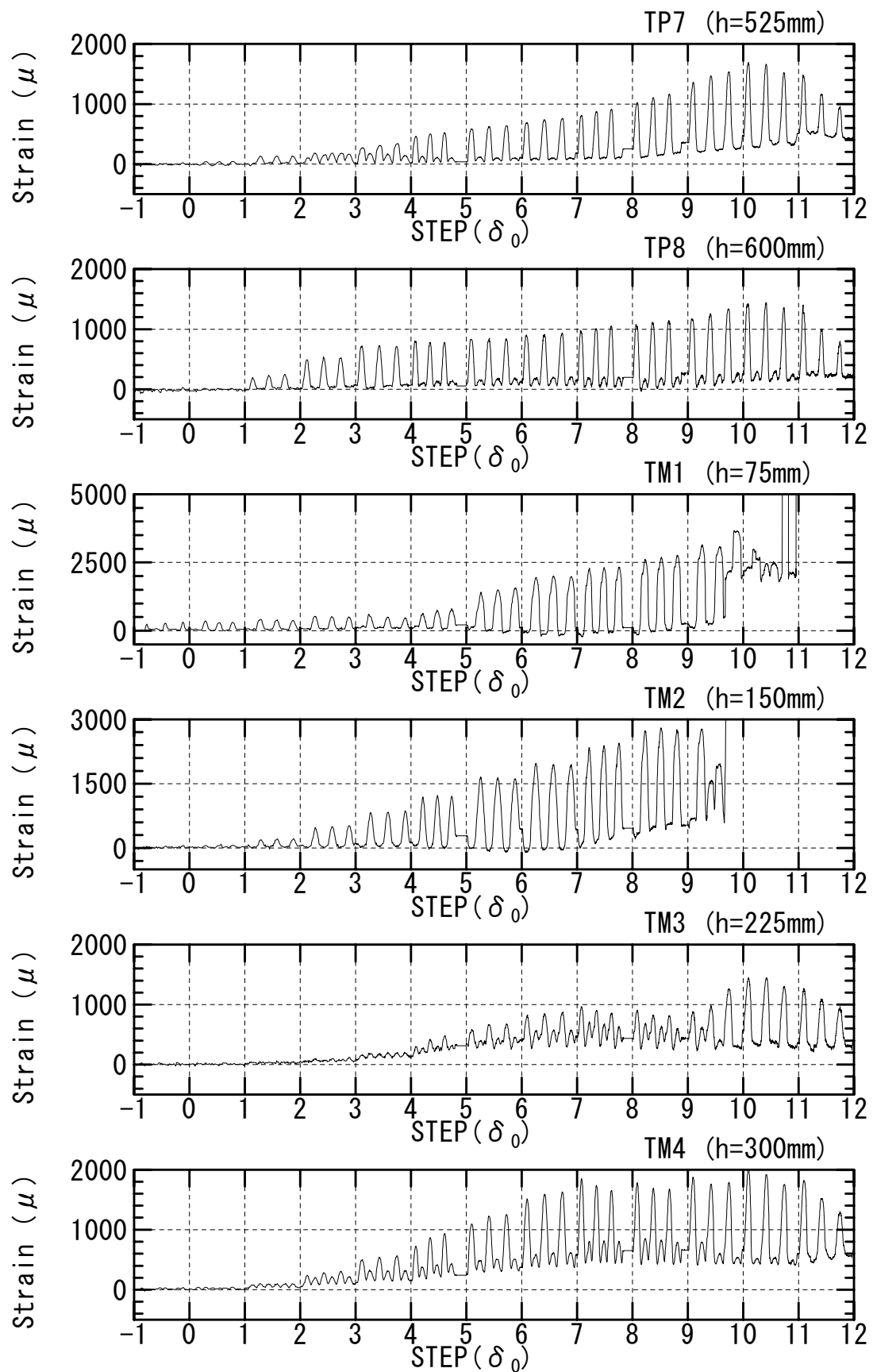
付図-2.4(12) 横拘束鉄筋ひずみの進展(供試体 D、A 面および B 面)



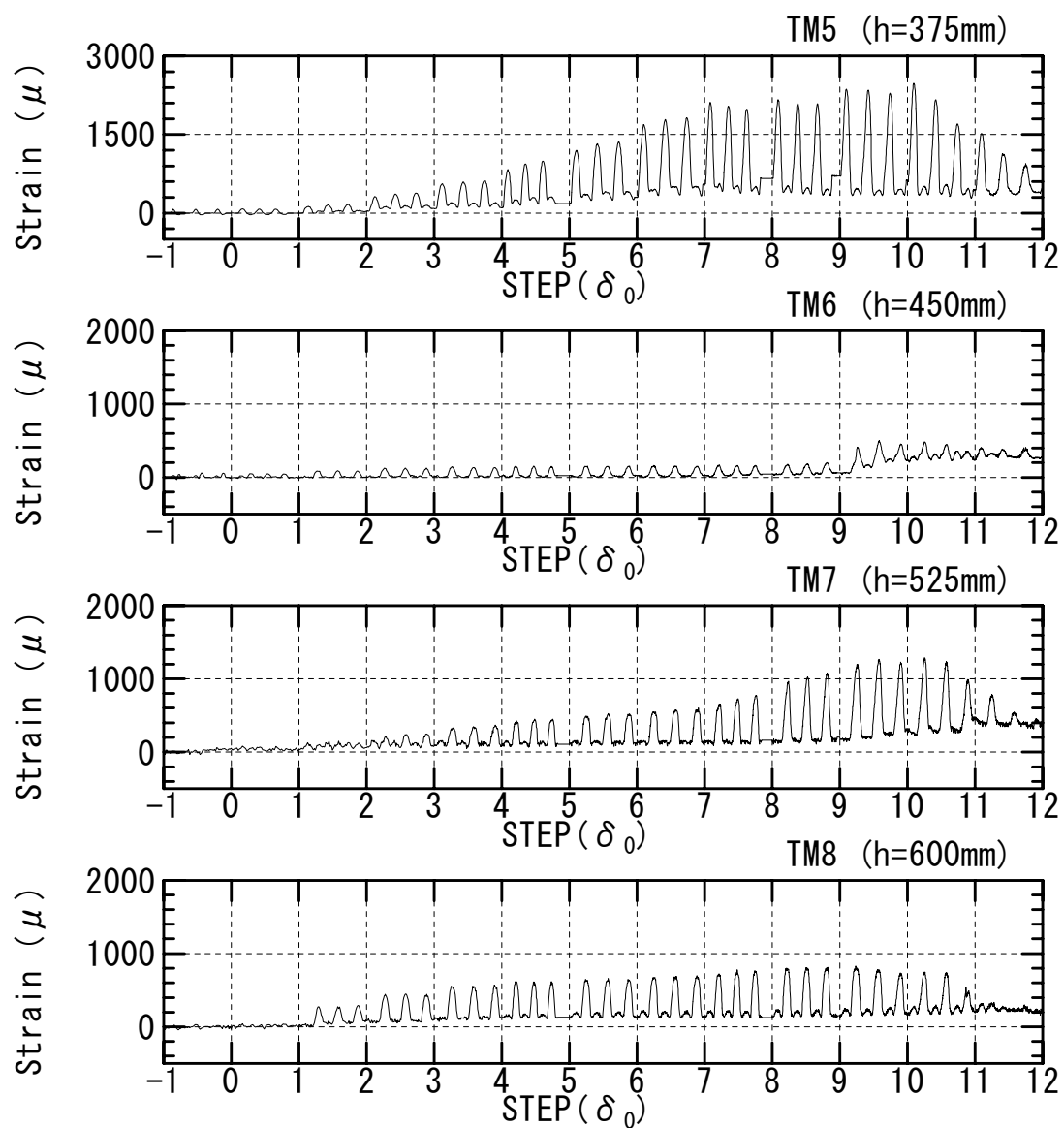
付図-2.4(13) 横拘束鉄筋ひずみの進展(供試体D、B面)



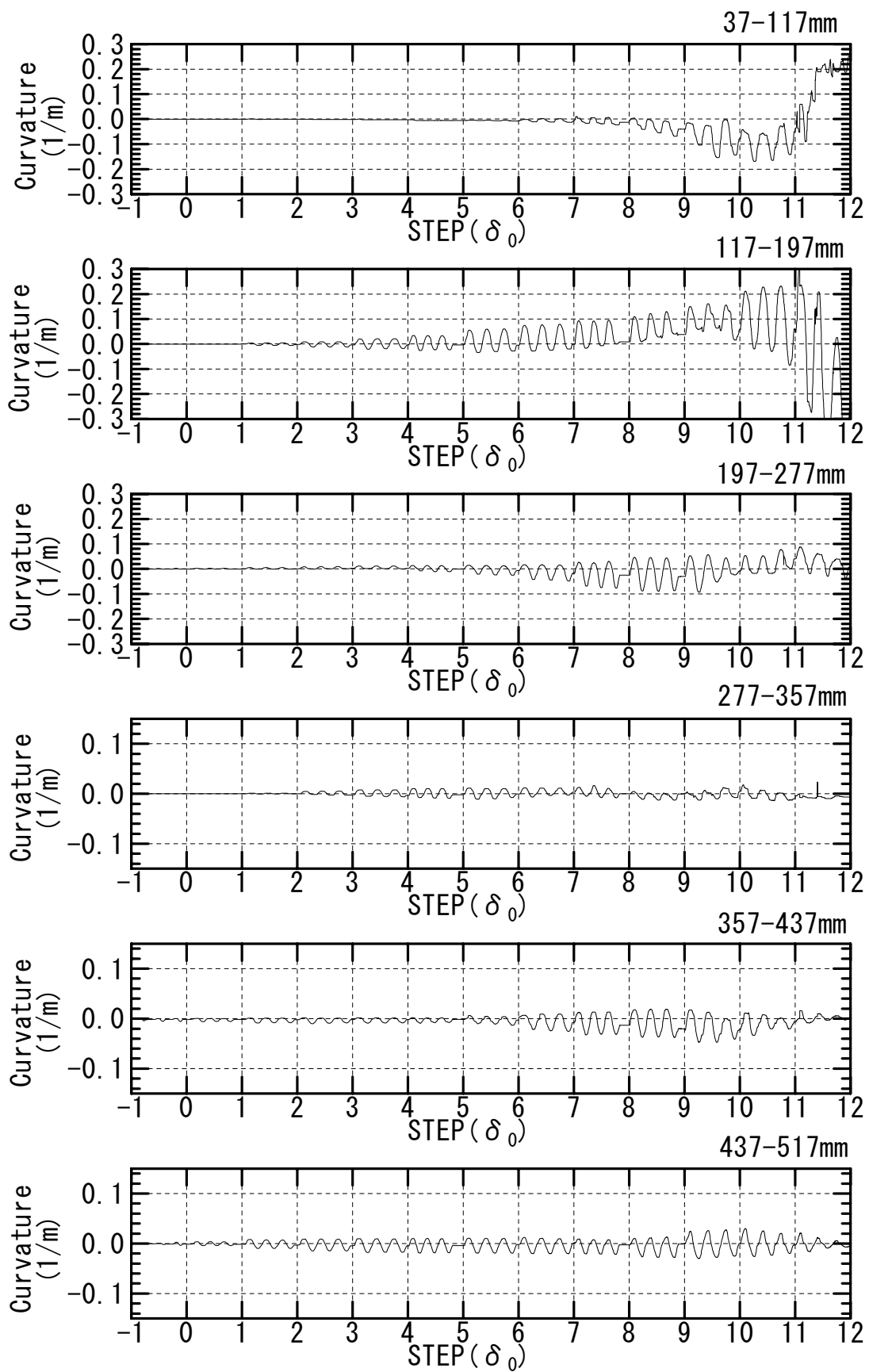
付図-2.4(14) 横拘束鉄筋ひずみの進展(供試体 D、中間帯鉄筋 P 面側)



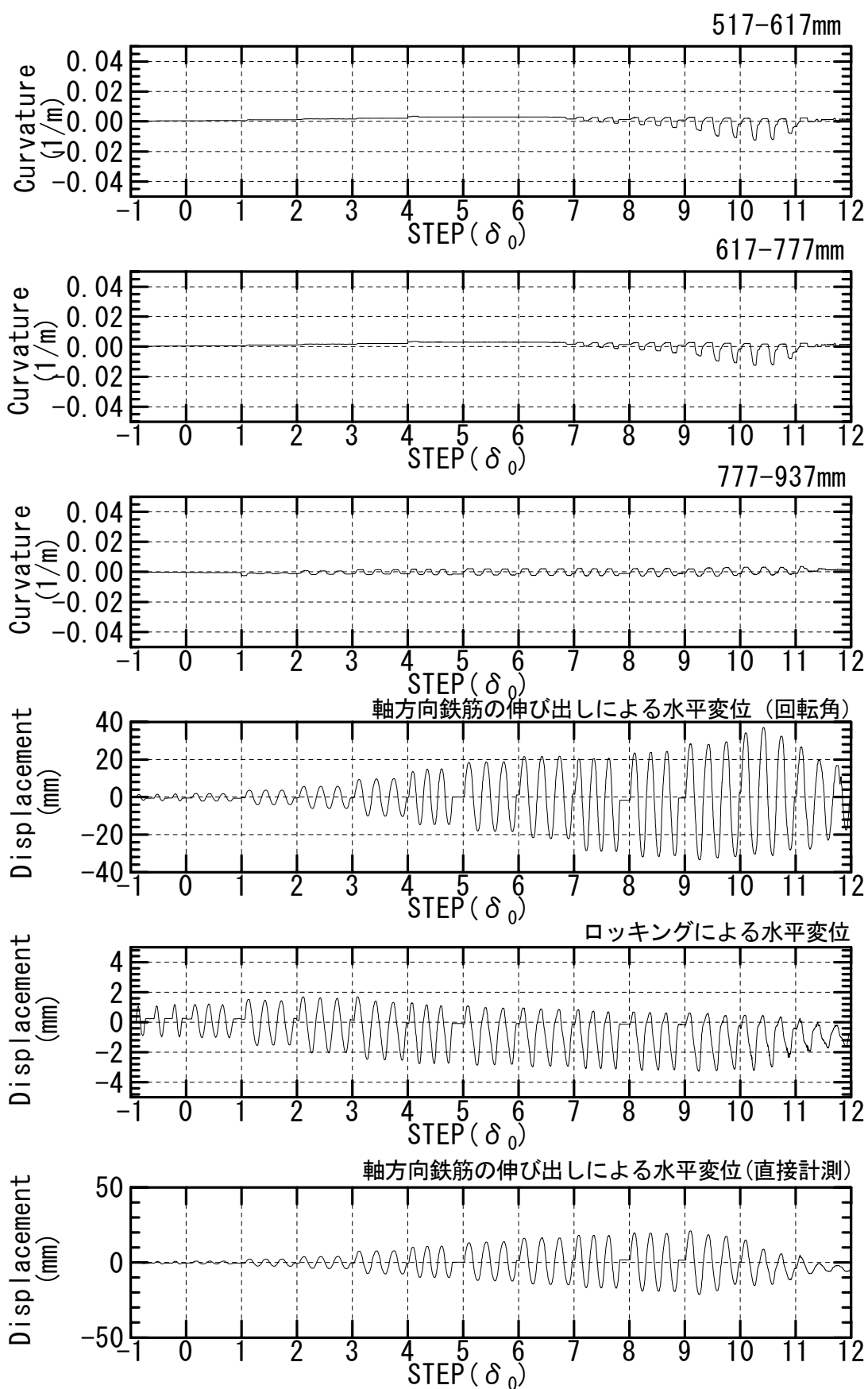
付図-2.4(15) 横拘束鉄筋ひずみの進展(供試体D、中間帯鉄筋P面側およびM面側)



付図-2.4(16) 横拘束鉄筋ひずみの進展(供試体 D、中間帯鉄筋 M 面側)



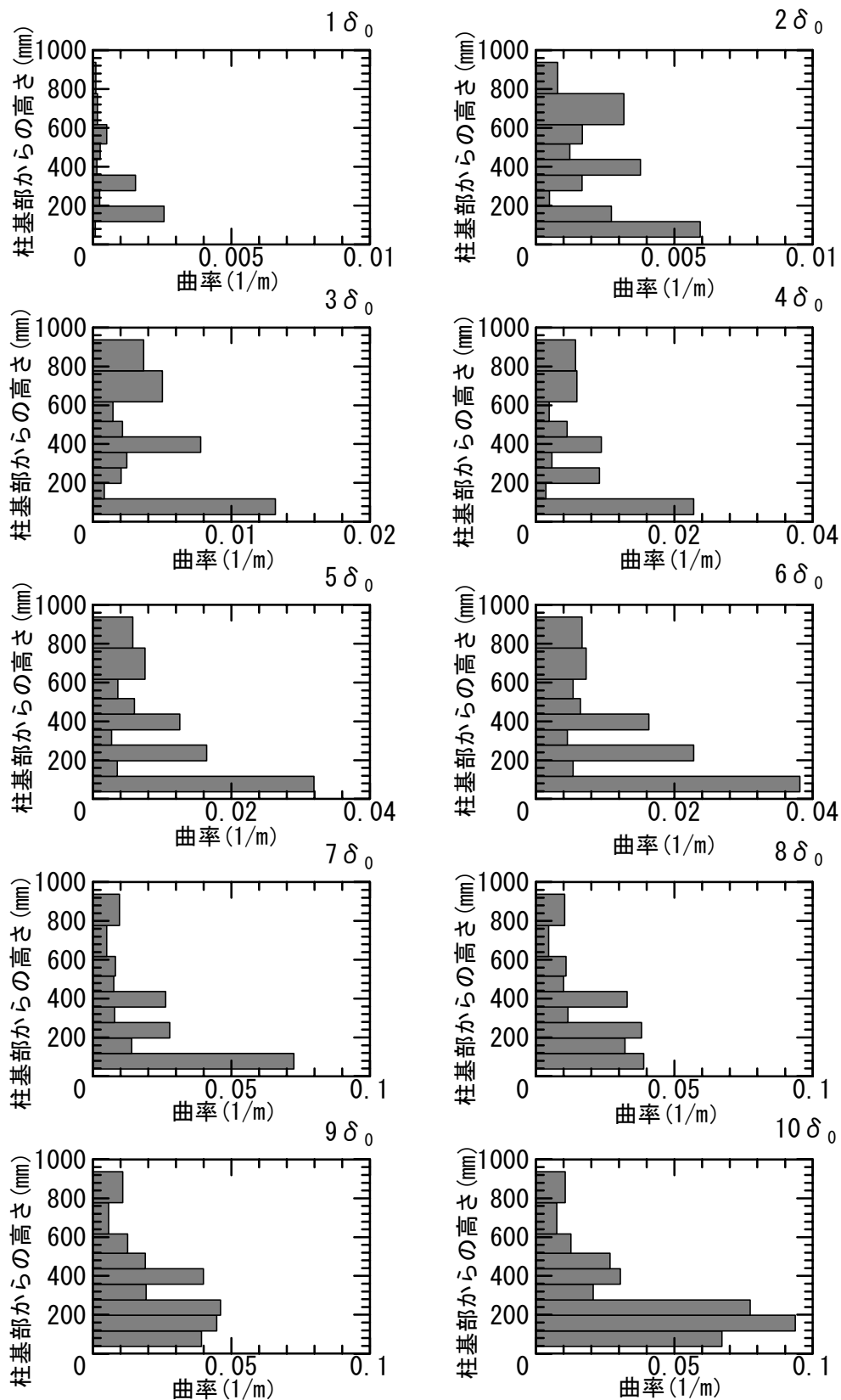
付図-2.4(17) 平均曲率の進展(供試体D)



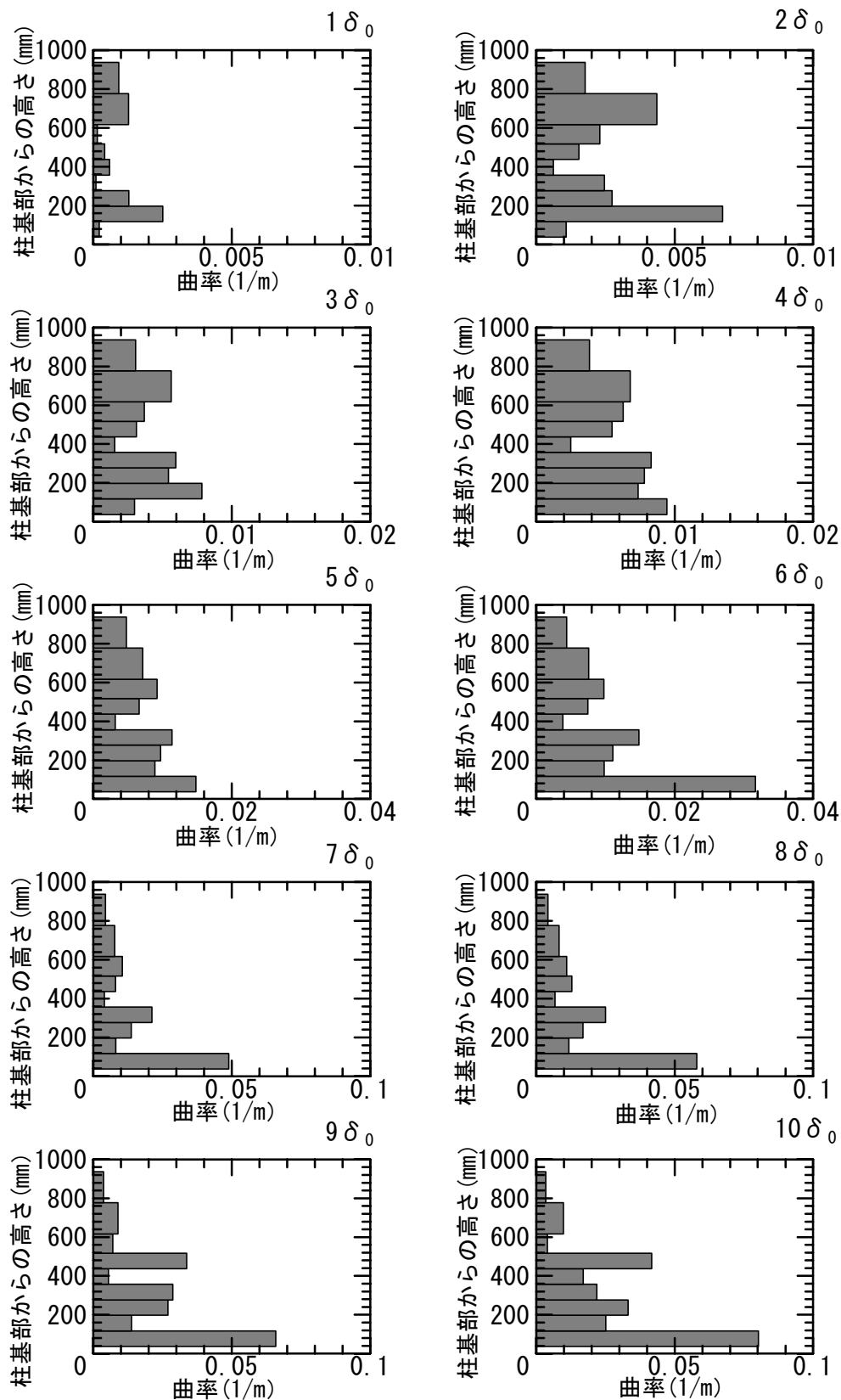
付図-2.4(18) 平均曲率の進展および伸び出し、ロッキングに起因する水平変位の進展(供試体D)

参 考 資 料

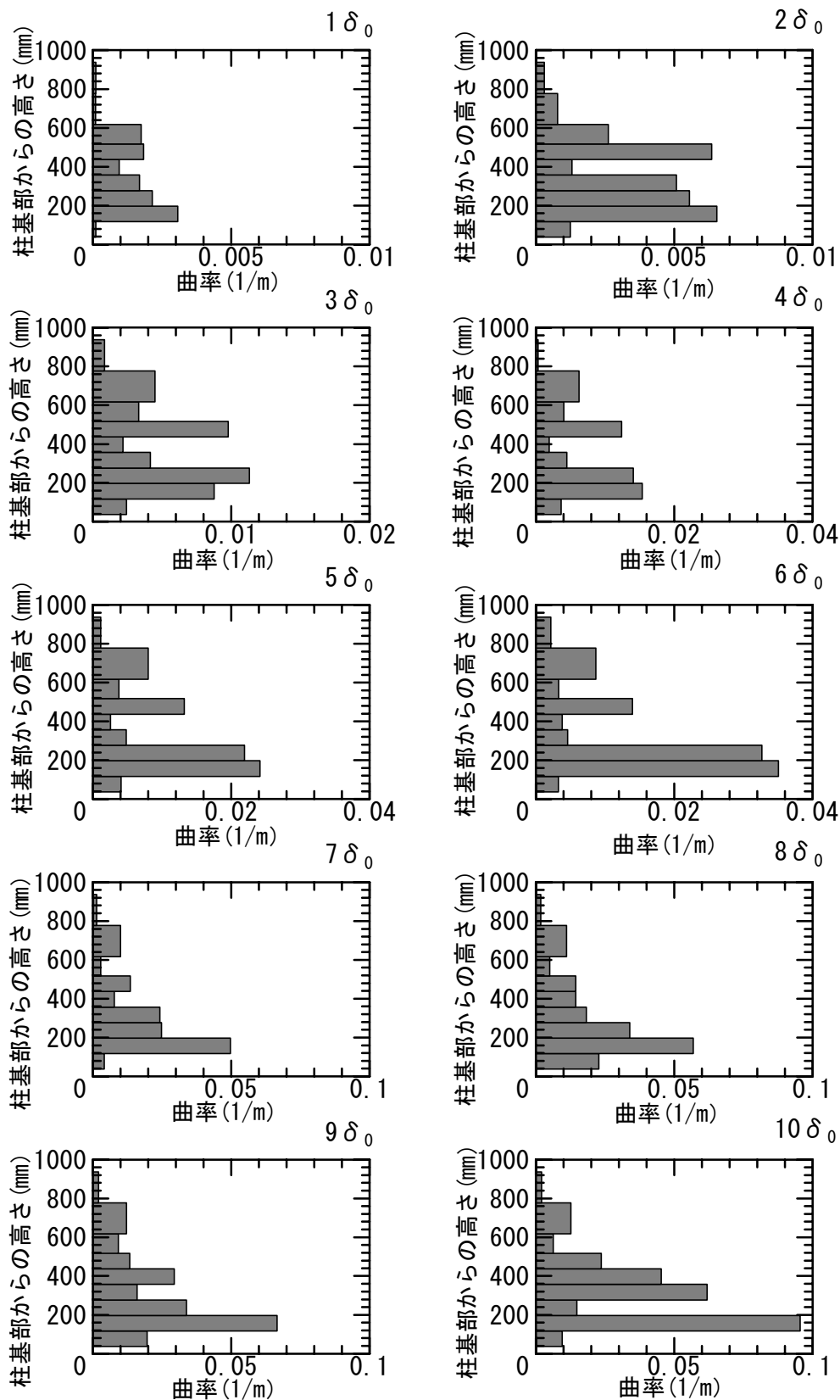
III 最大曲率分布の進展状況



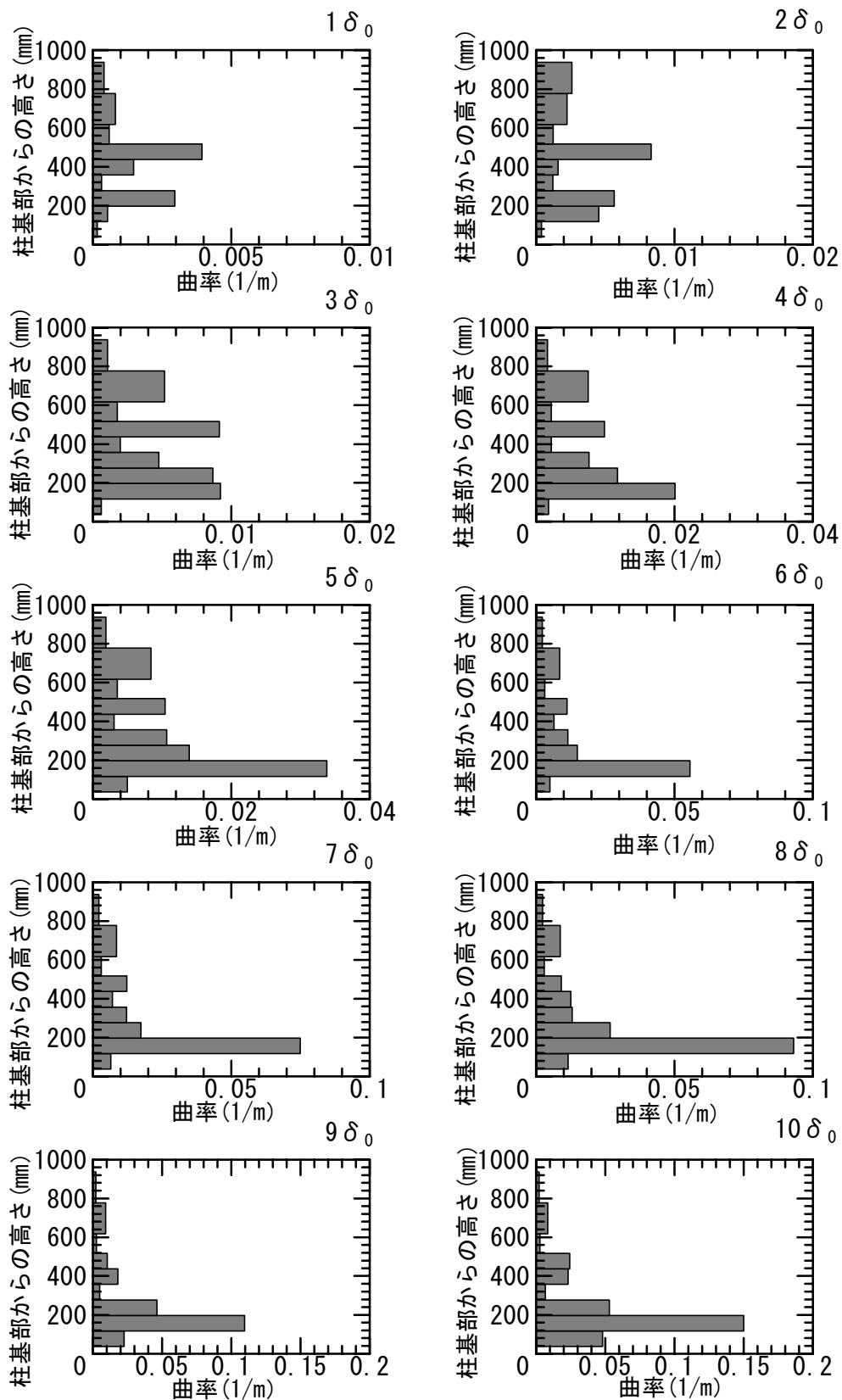
付図-3.1 各載荷ステップ正側1波目での最大曲率分布(供試体A)



付図-3.2 各載荷ステップ正側1波目での最大曲率分布(供試体B)



付図-3.3 各载荷ステップ正側1波目での最大曲率分布(供試体C)



付図-3.4 各載荷ステップ正側1波目での最大曲率分布(供試体D)