

鉄筋コンクリート橋脚の耐震性に及ぼす
寸法効果の影響に関する共同研究報告書

平成11年10月

建設省土木研究所

日本道路公団

首都高速道路公団

阪神高速道路公団

Copyright (1999) 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発刊したものである。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耐震性に及ぼす 寸法効果の影響に関する共同研究報告書

平成11年10月

建設省土木研究所
日本道路公団
首都高速道路公団
阪神高速道路公団

要 旨

本報告書は、建設省土木研究所と日本道路公団、首都高速道路公団、阪神高速道路公団との共同研究として平成9年度に実施した「鉄筋コンクリート橋脚の耐震性に及ぼす寸法効果の影響に関する研究」について、その研究成果をとりまとめたものである。

本共同研究では、曲げ破壊型の鉄筋コンクリート橋脚に対する破壊までを考慮した実験としては世界でも最大級の模型による正負交番載荷実験を行うとともに、これを可能な限り理想的にスケールダウンさせた縮小模型に対しても同様な実験を行い、繰返し荷重下における塑性変形性能について、水平力－水平変位の関係、エネルギー吸収性能、拘束効果、塑性曲率性状、軸方向鉄筋の伸び出し性状の観点から、それぞれ比較検討を行い、断面寸法の影響について検討を行った。さらに、道路橋示方書Ⅴ耐震設計編に基づいて曲げモーメント－曲率関係の解析を行い、本実験結果と比較するとともに、終局水平変位を算定するために用いる塑性ヒンジ長の設定手法についても考察を行った。また、軸方向鉄筋の伸び出しによる基部の回転角についても、実験値と既往の評価式による推定値の比較を行い、その適用性について示した。

キーワード：鉄筋コンクリート橋脚、塑性変形性能、寸法効果、拘束効果、塑性曲率、塑性ヒンジ長、軸方向鉄筋の伸び出し

まえがき

建設省土木研究所では、鉄筋コンクリート橋脚の塑性変形性能に関する定量的な評価手法を開発することを目的として、これまでに多くの正負交番載荷実験や振動実験等を行い、その成果を道路橋示方書に反映させてきたところである。しかしながら、これまでのこれらの実験では、実験設備の制約等により、断面寸法で50～60cm程度の縮小模型に対する実験が一般的であり、道路橋で実際に用いられているような実寸レベルの橋脚に対する実験データはまだ得られていないのが現状である。

こうした中、平成7年に発生した兵庫県南部地震以降、橋梁の耐震設計体系は橋脚の保有する変形性能を考慮した地震時保有水平耐力法へと移行した。この地震時保有水平耐力法による鉄筋コンクリート橋脚の耐震設計では、帯鉄筋や中間帯鉄筋によるコンクリートの拘束効果を考慮して変形性能が評価されている。しかしながら、断面寸法が拘束効果や塑性変形性能に及ぼす影響に関しては、これまでに実験的に研究された例は少ないのが現状である。また、日本道路協会に設けられた「橋梁委員会（委員長：成田信之東京都立大学教授）」や建設省に設けられた「構造物の耐震安全性向上に関する技術検討会（委員長：岡田恒男芝浦工業大学教授）」においても、鉄筋コンクリート部材や鋼構造部材などからなる構造物の耐力・変形性能等の力学特性は、構造物の寸法効果による影響のため、できるだけ大きな模型で実験を行うことの必要性が指摘されているところである。

このような背景から、本研究では、鉄筋コンクリート橋脚の塑性変形性能に及ぼす断面寸法の影響を検討するために、曲げ破壊型の鉄筋コンクリート橋脚に対する破壊までを考慮した実験としては世界でも最大級の模型による正負交番載荷実験を行うとともに、これを可能な限り理想的にスケールダウンさせた縮小模型に対しても同様な実験を行い、繰返し荷重下における塑性変形性能について、断面寸法の影響を様々な角度から検討したものである。本研究が、今後の鉄筋コンクリート橋脚の耐震設計技術向上のために有用な資料となれば幸いである。

平成11年10月

鉄筋コンクリート橋脚の耐震性に及ぼす寸法効果の影響に関する共同研究

共同研究代表者 建設省土木研究所 耐震研究室長

運上 茂樹

共同研究担当者名簿

建設省土木研究所

横山 功一	耐震技術研究センター長
運上 茂樹	耐震技術研究センター 耐震研究室長
星隈 順一	耐震技術研究センター 耐震研究室 研究員
長屋 和宏	耐震技術研究センター 耐震研究室 研究員

日本道路公団

竹本 恒行	技術部長
小川 篤生	技術部 構造技術課長
池田 博之	技術部 構造技術課 課長代理
緒方 辰男	技術部 構造技術課

首都高速道路公団

小坂 寛巳	工務部 設計技術課長
和泉 公比古	保全施設部 保全技術課長
小笠原 政文	工務部 設計技術課 課長補佐
山田 淳	保全施設部 保全技術課 課長補佐

阪神高速道路公団

前川 順道	保全施設部 保全技術課長
田坂 広	保全施設部 保全技術課 課長補佐
堀江 佳平	保全施設部 保全技術課 係長
林田 充弘	保全施設部 保全技術課

目 次

第1章	序論	1
1. 1	はじめに	1
1. 2	寸法効果	2
1. 3	鉄筋コンクリート橋脚の塑性変形性能に及ぼす寸法効果に関する既往の研究	7
1. 4	本研究の位置づけ	10
第2章	模型供試体	11
2. 1	実験計画	11
2. 2	大型供試体	11
2. 3	小型供試体	16
2. 4	材料特性	20
2. 5	大型供試体と小型供試体の比較	21
2. 6	計測器の取り付け	23
第3章	正負交番載荷実験と損傷の進展	29
3. 1	載荷方法	29
3. 2	L 1 供試体の損傷の進展	33
3. 3	L 2 供試体の損傷の進展	43
3. 4	L 3 供試体の損傷の進展	53
3. 5	S 1 供試体の損傷の進展	64
3. 6	S 2 供試体の損傷の進展	74
3. 7	断面寸法が損傷の進展モードに及ぼす影響	81
第4章	耐力・変形性能と履歴特性	85
4. 1	水平力ードリフトの関係	85
4. 2	水平耐力と変形性能	89
4. 3	エネルギー吸収性能	91
第5章	拘束効果	95
5. 1	矩形断面における拘束効果の評価	95
5. 2	帯鉄筋及び中間帯鉄筋に生じたひずみの高さ方向分布	97

5. 3	帯鉄筋及び中間帯鉄筋に生じたひずみの断面内分布	103
5. 4	鋼板に生じた応力分布	119
第6章	曲率分布と塑性ヒンジ	126
6. 1	軸方向鉄筋の高さ方向分布	126
6. 2	曲率の高さ方向分布	132
6. 3	帯鉄筋比及び断面寸法が曲率分布に及ぼす影響	140
6. 4	帯鉄筋比及び断面寸法が曲げモーメントー曲率関係に及ぼす影響	143
6. 5	水平変位の高さ方向分布と塑性回転の中心位置	145
第7章	軸方向鉄筋の伸び出し	149
7. 1	軸方向鉄筋のフーチング内部へのひずみの進展	149
7. 2	基部における軸方向鉄筋の伸び出しによる回転角と橋脚のドリフトの関係	156
7. 3	橋脚基部における曲げモーメントと回転角の関係	159
7. 4	橋脚基部の回転による水平変位と全水平変位の関係	169
第8章	変形性能の評価手法の検討	177
8. 1	曲げモーメントー曲率関係の解析	177
8. 2	塑性ヒンジ領域における塑性曲率分布と塑性ヒンジ長	182
8. 3	軸方向鉄筋の伸び出しによる基部の回転	186
8. 4	水平力ー水平変位関係の推定	192
第9章	結論	195
9. 1	まとめ	195
9. 2	今後の課題	198
参考文献		199

第1章 序論

1. 1 はじめに

平成7年1月17日に発生した兵庫県南部地震は、各種土木構造物に関東大震災以来最大の被害をもたらした。道路橋においても、鉄筋コンクリート橋脚の倒壊、橋桁の落下等の致命的な被害が多数の橋梁で発生した。被害の根本的な原因は、設計で想定していた以上の大きな水平方向の地震力を受けたことと考えられており¹⁾、これを受け、平成8年の道路橋示方書の改訂においては、兵庫県南部地震のように、発生頻度は低いものの大きな強度をもつ地震動を設計で考慮するようになった²⁾。また、土木学会コンクリート標準示方書³⁾、鉄道構造物等設計標準⁴⁾においても、設計地震力に関しては同様な考え方が示されており、土木構造物における耐震設計においては、現実には発生する可能性のある地震力を使って設計するという考え方が共通の認識となっている。

このような大きな地震力に対する橋梁の耐震設計では、部材が保有する塑性変形性能やエネルギー吸収性能を積極的に活用するという考え方が広く適用されている²⁾⁴⁾。橋梁の場合、一般に橋脚に塑性ヒンジが誘導され、例えば、単純な一本柱式橋脚では橋脚基部が塑性ヒンジとなる。したがって、この塑性ヒンジとなる断面領域では、所要の塑性変形性能が発揮されるように設計することが重要である。鉄筋コンクリート製の橋脚の場合には、横拘束筋による断面の内部コンクリートの拘束効果を高めることにより、塑性変形性能を向上させることができることが知られており、横拘束筋の配筋に応じた塑性変形性能の評価手法に関しては、国内だけでもこれまでに様々な提案がなされている⁵⁾¹¹⁾。ここで特徴的なのは、この種の研究では、鉄筋コンクリート橋脚の塑性変形性能の評価式が、多くの模型供試体による正負交番載荷実験から得られた実験データの統計的な分析結果に基づいて導き出されていることである。これは、鉄筋コンクリート橋脚の塑性変形挙動を議論する上で、正負交番載荷実験等による実験データが最も信頼性があるためと考えられ、海外においても実験結果をベースとした変形性能評価法が提案されている¹²⁾¹³⁾。

ところで、このような実験式の適用に当たっては、その適用範囲に十分注意しなくてはならない。既往の鉄筋コンクリート橋脚の変形性能評価式においては、曲げ耐力とせん断耐力の比、軸方向鉄筋比、帯鉄筋比、軸力比、せん断支間比等の力学的指標によりその適用性が評価されている。しかしながら、これらの評価式においては断面寸法に関する適用範囲は必ずしも言及されていないことが多い。これは、変形性能評価式の根拠となった正負交番載荷実験では、実験の実施に係る様々な制約条件から実橋脚と同程度の断面寸法での実験が現実には困難であり、断面寸法が実際の橋脚よりもずっと小さい縮小模型を用いざるを得ず、その縮小模型による実験結果を実橋脚にまで外挿して適用できるものとみなしているのである。その一方で、断面寸法や配筋詳細が鉄筋コンクリート橋脚の変形性能に影響を及ぼすことも指摘されており¹⁴⁾¹⁵⁾、実物大規模の供試体による実験と寸法効果の解明が強く求められているところである¹¹⁾。

そこで、本研究では、実橋脚と同じ構造条件を再現するために、曲げ破壊型の鉄筋コンクリート橋脚に対する正負交番載荷実験としては世界でも最大級の断面寸法（2.4m×2.4m）の供試体を製作し、繰返し荷重下における塑性変形性能と塑性ヒンジ領域での拘束効果について実験データを得るとともに、断面寸法で 1/4 の縮尺となる小型供試体に対する実験結果と比較し、寸法効果について検討を行った。なお、本実験では、コンクリート断面の拘束媒体として通常の横拘束筋の場合と、橋脚の耐震補強で広く用いられている鋼板拘束¹⁰⁾の場合の 2 通りとし、鋼板による拘束効果に及ぼす断面寸法の影響についても検討を行った。

1. 2 寸法効果

鉄筋コンクリート橋脚の塑性変形性能に関して断面の寸法効果が生じる要因には、断面の長尺化に直接起因するものと、縮小模型に用いた材料や配筋条件が実橋脚のそれらを完全にスケールダウンしたものとはなっていないことに起因するものの、大きく分けて 2 つあるものと考えられる。寸法効果の議論をする際には、この 2 つの要因は切り離して考える必要があり、本来は前者を寸法効果として捉えるべきである。しかしながら、一般にこの種の研究でよく用いられている断面寸法で 30～60cm 程度の縮小模型において、実橋脚の構造詳細全てを忠実にスケールダウンできないことが多い。この場合、縮小模型と実橋脚の実験結果を単純に比較すると、この 2 つの要因が混在した形で塑性変形性能の違いが表れることになり、これを寸法効果と解釈する考え方もある。本研究においても実橋模型と縮小模型の実験結果の比較を通して寸法効果の検討を行っており、縮小模型の設計に当たっては実橋模型を可能な限り忠実にスケールダウンさせてはいるが、材料の規格や模型製作上の制約等からすべての構造諸元を相似則に基づいて完璧にスケールダウンできているわけではない。したがって、本実験においても、スケールファクターの違いに起因して発生する影響が多少なりとも結果に含まれることになる。このような点を踏まえた上で、本論では、上述の 2 つの要因に起因して発生する影響を総じて「寸法効果」と呼ぶことにする。

鉄筋コンクリート橋脚の塑性変形性能に関して、寸法効果を引き起こすと考えられる要因を整理すると、以下の通りである。

1) 横拘束筋による拘束効果の低下

横拘束筋に関する条件を一定のもと、断面寸法だけを長尺化していくと、当然の事ながら横拘束筋による内部コンクリートの拘束圧は低下していく。例えば、Mander らによると、横拘束筋によに生じる有効拘束圧 $f_{l'}$ は次式で与えられている¹⁷⁾。

$$f_{l'} = k_e \frac{2f_{yh}A_{sp}}{D's} \quad (\text{円形断面}) \quad (1.1)$$

$$f_{l'x} = k_e \frac{f_{yh}A_{sx}}{d_c s} \quad (\text{矩形断面 } x \text{ 方向}) \quad (1.2a)$$

$$f_{ly}' = k_c \frac{f_{yh} A_{sy}}{b_c s} \quad (\text{矩形断面 } y \text{ 方向}) \quad (1.2b)$$

ここに、 k_c : 断面形状に応じた拘束効果係数（一般に円形断面で 0.95、矩形断面で 0.75）

f_{yh} : 横拘束筋の降伏強度

A_{sp} : 横拘束筋の断面積

D' : 円形断面における拘束断面の直径

d_c, b_c : 矩形断面における拘束断面の長さ

s : 横拘束筋の間隔

式(1.1)及び(1.2)からわかるように、有効拘束圧と断面寸法は反比例の関係で仮定されていることがわかる。また、Hoshikuma らの拘束効果の評価モデルでは、拘束効果の指標である拘束コンクリート橋度比 (f_{cc}/f_{co}) が次式で表されている¹⁹⁾。

$$\frac{f_{cc}}{f_{co}} = 1 + 3.8\alpha \frac{\rho_s f_{yh}}{f_{co}} \quad (1.3)$$

ここに、 f_{cc}, f_{co} : 拘束コンクリート及び非拘束コンクリートの圧縮強度

α : 断面形状に応じた拘束効果係数（円形断面で 1.0、矩形断面で 0.2）

ρ_s : 横拘束筋の体積比で、次式で定義される。

$$\rho_s = \frac{4A_{sp}}{D's} \quad (1.4)$$

すなわち、Hoshikuma らのモデルにおいても、拘束効果は断面寸法に反比例するものと仮定されている。これらの拘束効果の評価モデルは、いずれも断面寸法で 50cm 程度の拘束コンクリート柱模型供試体に対する一軸圧縮荷重実験結果に基づいて提案されたものであり、それよりも大きな断面寸法の鉄筋コンクリート断面に適用できるかどうかは明らかにされていない。

図-1.1 は、鉄筋コンクリート橋脚の拘束効果に対する寸法効果に関して、考えられるその発生メカニズムを示したものである。例えば、円形断面の場合、断面直径が大きくなるにつれ帯鉄筋の曲率が小さくなっていく。これをミクロに見れば帯鉄筋は次第にストレートバーに近づいていることになる。この極限が円形断面よりも拘束効果の小さい矩形断面であることを考えると、もちろんその途上があるであろうが重要ではあるが、断面寸法が大きくなるにつれ拘束効果が低下していくという考え方ができる。また、矩形断面では、図-1.1(b)に示すように、拘束断面長もしくは中間帯鉄筋がある場合にはその間隔をスパンとするアーチアクションにより非拘束領域が生まれ、拘束効果を低下させていることが知られている¹⁷⁾。したがって、寸法効果の議論においては、このアーチアクションがどのような分布に基づいて発生するかが重要な鍵となる。すなわち、アーチスパンの小さな縮小模型で生じたアーチアクションが、実橋脚において生じるアーチアクションと相似形となるかどうかである。

2) 塑性ヒンジ長

鉄筋コンクリート橋脚における塑性ヒンジは、かぶりコンクリートの剥離は生じつつも、帯鉄筋や中間帯鉄筋が軸方向鉄筋の座屈を抑制し、かつ内部コンクリートを拘束しながら形成されていく。このように、塑性ヒンジ長に関しては、軸方向鉄筋の座屈現象が有意な影響を与えていると考えられる。既往の実験ならびに解析的な研究からも、橋脚高さや断面寸法以外にも、軸方向鉄筋径、帯鉄筋径、帯鉄筋の設置間隔によって塑性ヒンジ長が変化することが指摘されているところである^{10),19),20),21),22)}。すなわち、軸方向鉄筋比が同一であっても、軸方向鉄筋径が太くなると座屈長が長くなり、また、鉄筋径を太くしたり設置間隔を小さくすると軸方向鉄筋を拘束する力が増して座屈強度が高まることが明らかとなっている。この点を踏まえると、実橋脚と縮小模型の挙動を比較し、塑性ヒンジ長に関して寸法効果が生じるとすれば、それは縮小模型における軸方向鉄筋径や帯鉄筋径、帯鉄筋間隔が実橋脚のそれらと相似していないことに起因しているためとも考えられる。

3) 軸方向鉄筋の伸び出し変位

鉄筋コンクリート橋脚の塑性変形性能を評価する上で、軸方向鉄筋のフーチングからの伸び出しの影響が重要であることはよく知られている^{5),8),11)}。軸方向鉄筋の伸び出しとは、塑性ヒンジ断面となる橋脚基部において軸方向鉄筋に大きな塑性引張ひずみが発生するが、そのひずみがフーチング内部にまで進展し、そのフーチング内部でのひずみの累積が橋脚基部において軸方向鉄筋の伸び出しという形で生じるものである。この軸方向鉄筋の伸び出しは、定着長不足による「抜けだし」とは当然区別される現象であり、米国では鉄筋コンクリート橋脚の塑性変形性能の評価においてこの影響 (Strain Penetration) を加味している¹²⁾。

さて、軸方向鉄筋の伸び出し変位に関しては、これまでに幾つかの推定式が提案されている。太田は、軸方向鉄筋の伸び出し変位 Δ を次式で与えられるとしている⁹⁾。

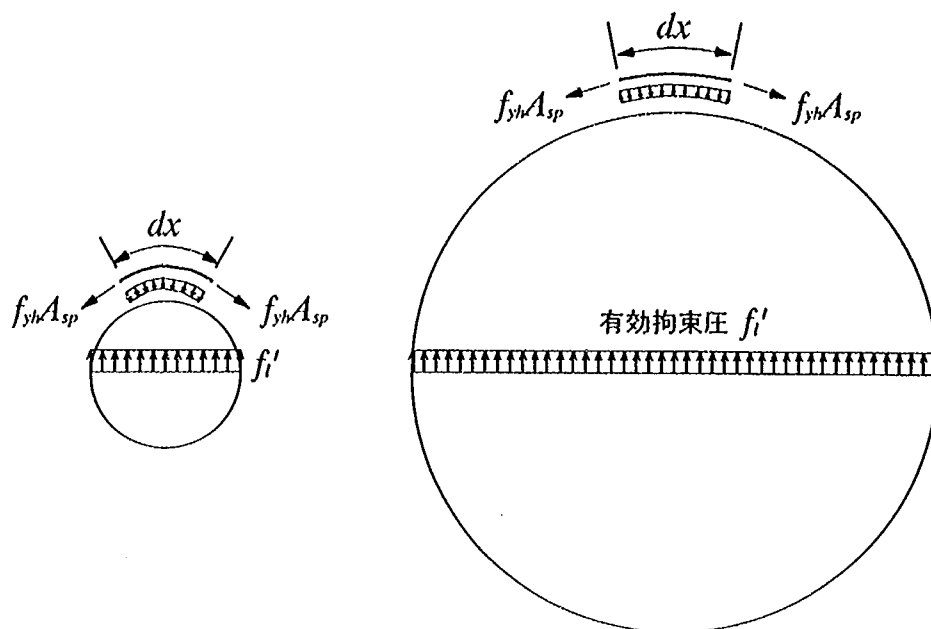
$$\Delta = \frac{A_s \varepsilon_s \sigma_s}{U \tau_b} \quad (1.5)$$

ここに、 A_s : 軸方向鉄筋の断面積
 ε_s : 橋脚基部における軸方向鉄筋のひずみ
 σ_s : 橋脚基部における軸方向鉄筋の応力度
 U : 軸方向鉄筋の周長
 τ_b : 平均付着応力度

一方、島らは定着長が十分に長い場合の付着応力-すべり関係を次式で提案している²³⁾。

$$\tau_b = 0.9 f_c'^{2/3} \left(1 - e^{-40s^{0.6}} \right) \quad (1.6)$$

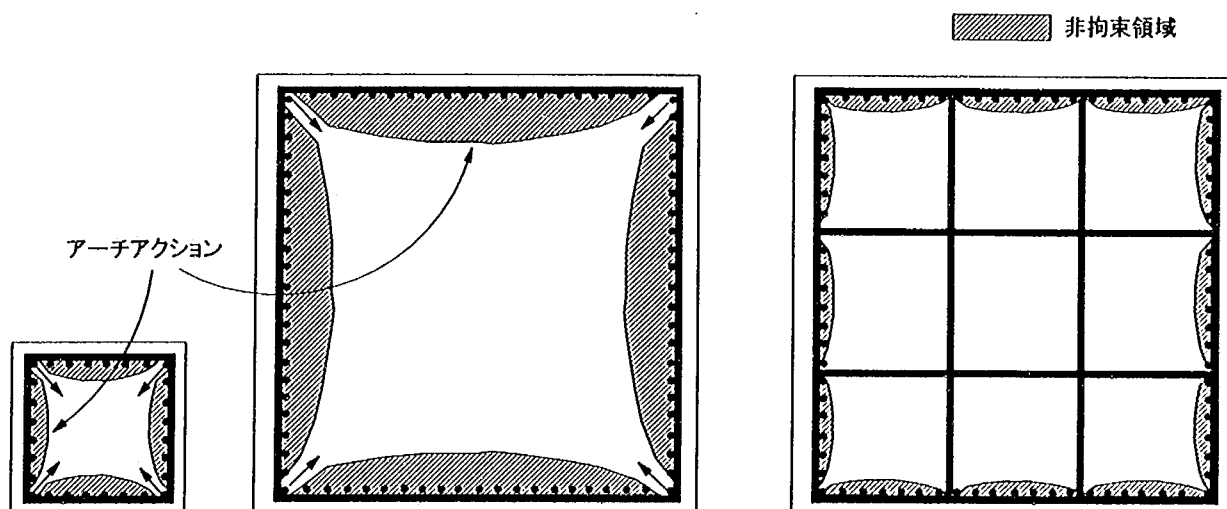
ここに、 f_c' : コンクリートの圧縮強度 (MPa)



縮小模型

大型模型

(a)円形断面における拘束効果



縮小模型

大型模型

大型模型 (中間帯鉄筋有)

(b)矩形断面における拘束効果

図-1.1 帯鉄筋による拘束効果

S : $S = \Delta / \phi$ で、 Δ は伸び出し変位、 ϕ は軸方向鉄筋径である。

また、石橋らは、群鉄筋効果による鉄筋とコンクリートの付着応力度の低下を考慮し、降伏時ならびに終局時における軸方向鉄筋の伸び出し変位 $\Delta l_y, \Delta l_u$ を次式で与えている⁹⁾。

$$\Delta l_y = 0.070 - 0.0054 \left(\frac{D}{\phi} \right) + 0.00017 \left(\frac{D}{\phi} \right)^2 \quad (1.7a)$$

$$\Delta l_u = 0.083 - 0.0054 \left(\frac{D}{\phi} \right) + 0.00015 \left(\frac{D}{\phi} \right)^2 \quad (1.7b)$$

ただし、 $3 \leq D/\phi \leq 16$

ここに、 D : 軸方向鉄筋の間隔

ϕ : 軸方向鉄筋径

さらに、土木学会コンクリート委員会では、降伏時の伸び出し変位を式(1.8)により算定することを示している¹³⁾。

$$S_y = 7.4\alpha\epsilon_y(6 + 3500\epsilon_y)D_b / f_c^{1/3} \quad (1.8)$$

ここに、 α : 鉄筋間隔の影響係数で1段配筋の場合には次式で求められる。

$$\alpha_s = 1 + 0.9e^{0.45(1-a_1/D_b)} \quad (1.9)$$

ϵ_y : 軸方向鉄筋の降伏ひずみ

D_b : 軸方向鉄筋径

a_1 : 軸方向鉄筋間隔

これらの伸び出し変位に関する既往の算定式から解釈されうるのは、縮小模型において、コンクリートの特性を実橋脚に合わせ、かつ軸方向鉄筋の径と設置間隔に関して実橋脚のそれらを忠実にスケールダウンすれば、伸び出し変位も断面寸法の相似率に応じて変化し、相対的な差は生じないということである。逆に言えば、縮小模型において、軸方向鉄筋に関する構造条件が実橋脚を忠実にスケールダウンできていなければ、自ずと寸法効果が生じることを示唆している。

4) コンクリートの圧縮特性

コンクリートについては、一般に縮小模型においても実橋脚と同等の強度を有するコンクリートが用いられる。コンクリートの圧縮特性の寸法効果に関する要因としては、水セメント比の違い、粗骨材寸法の相対的な違い、ブリージングに起因する高さ方向の強度分布の違い等が挙げられる。コンクリート圧縮強度に関しては、仮に寸法効果により実橋脚と縮小模型で多少の有意な差が生じたとしても、それにより鉄筋コンクリート橋脚の変形性能に及ぼす影響は顕著とはならない。ただし、粗骨材寸法の相対的な違いについては注意する必要がある。すなわち、断面寸法に対する粗骨材寸法の比が実橋脚と縮小模型で異なると、骨材間のかみあわせ強度と変形に寸法効果が生じ、これがコンクリートのせん断強度の寸法効果の原因となっていることが指摘されており²⁴⁾、また、ひずみ軟化域における応力-ひずみ特性にも影響を及ぼすことが懸念されている²⁵⁾。

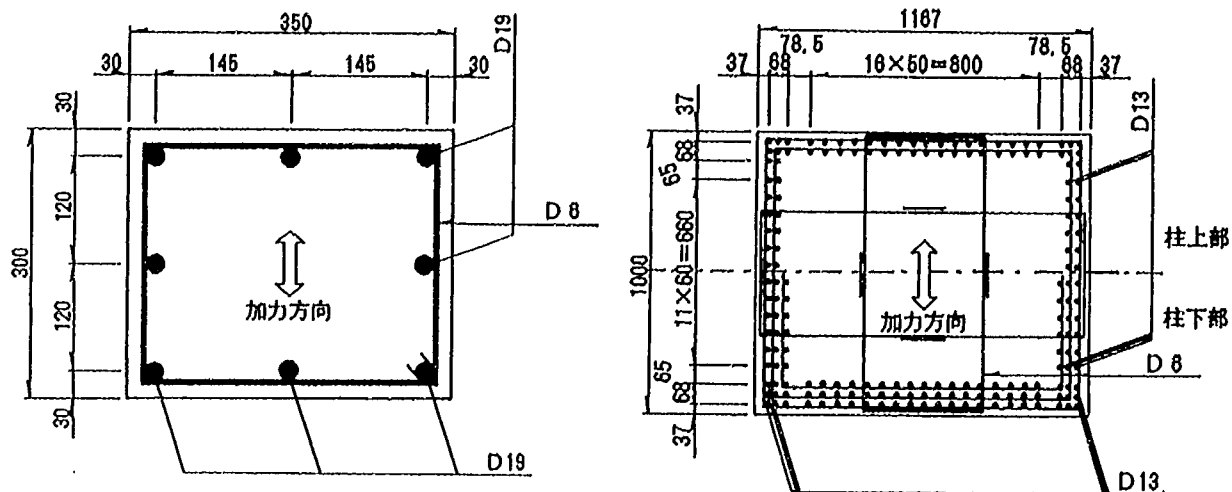
1. 3 鉄筋コンクリート橋脚の塑性変形性能に及ぼす寸法効果に関する既往の研究

鉄筋コンクリート部材の塑性変形性能に及ぼす寸法効果の影響については、これまでのところその研究例が非常に少ない。建築の分野でははり部材を対象として1方向載荷という条件で寸法効果に関する検討が行われた例はあるが^{26),27)}、検討対象となっているはりの有効高さは大きい供試体でも高々50cm程度であり、鉄筋コンクリート橋脚のような大断面での検討ではない。

橋脚を対象とした実験的な研究としては幸左らの研究がある¹⁵⁾。幸左らは、実橋脚の配筋詳細をモデル化した断面が100cm×116.7cmの1/3縮尺模型と、30cm×35cmの1/10縮尺模型に対して正負交番載荷実験を行い、これらの実験結果の比較を行っている。実験に用いられた模型供試体の概要を図-1.2及び表-1.1に示す。大型模型と小型模型の断面を比較してわかるように、断面の長さで見れば3:1の関係にあっても、軸方向鉄筋径と軸方向鉄筋の間隔、帯鉄筋径と帯鉄筋間隔は3:1の関係から大きくずれていることに注意する必要がある。すなわち、前節で述べたように、塑性ヒンジ長や軸方向鉄筋の伸び出しという観点からはスケールファクターの違いにより顕著な寸法効果が生じるような供試体設定となっている。

実験結果によれば、小型模型と大型模型では、終局変位を降伏変位で除して求めたじん性率の値としては、小型模型の方が若干小さくなるものの大差はないと結論づけられている。しかしながら、塑性ヒンジ長や軸方向鉄筋の伸び出し等、鉄筋コンクリート橋脚の塑性変形性能を評価する上で重要な個々のファクターに関しては有意な相違があることも指摘している。したがって、じん性率には大差がないとする見解には十分な一般性があるとは言い難く、塑性ヒンジ長や軸方向鉄筋の伸び出し変位が鉄筋の配筋条件によって顕著な影響を受けることを踏まえると、単にじん性率の比較だけでは寸法効果は評価できないものと考えられる。また、軸方向鉄筋の伸び出しについては、幸左らは詳細な解析モデルにより実験結果とよく一致する評価法の提案を行っているが、鉄筋径と断面寸法のスケールファクターが著しくずれているだけでなく、大型模型では別の検討目的から3段配筋となっており、この両者の実験結果の比較から軸方向鉄筋の伸び出しに対する寸法効果を議論するのは非常に難しいものと考えられる。さらに、塑性ヒンジ長に関しても、塑性曲率の分布が計測されていないため、定量的な評価がなされていない。

一方、米国においては、1983年にStoneらが直径152.4cm(60インチ)の円形断面と直径24.9cm(9.8インチ)の円形断面に対して正負交番載荷実験を行い、その結果を基に寸法効果に関する研究を行っている²⁸⁾。直径が152.4cm(60インチ)の円形断面は、米国で建設される実橋脚と同等の断面寸法に相当する。この実験の目的は、寸法効果の解明とともに、当時のカリフォルニア州交通局(CALTRANS)の基準に基づいて設計された鉄筋コンクリート橋脚の変形性能を実橋脚により検証すること、せん断支間比が橋脚の挙動に及ぼす影響について検討すること、さらにCALTRANSの横拘束筋に関する細目規定が軸方向鉄筋の座屈防止に対して実効性があることの検証とされている。実験に用いられた模型供試体の断面諸元を図-1.3に示す。また、小型模型と実橋脚(大型模型)の諸元を相似則に基づいて比較すると表-1.2の通りである。実橋脚では軸方向鉄筋比が2.0%となっており、日本の鉄筋コンク



(単位: mm)

(a) 小型模型

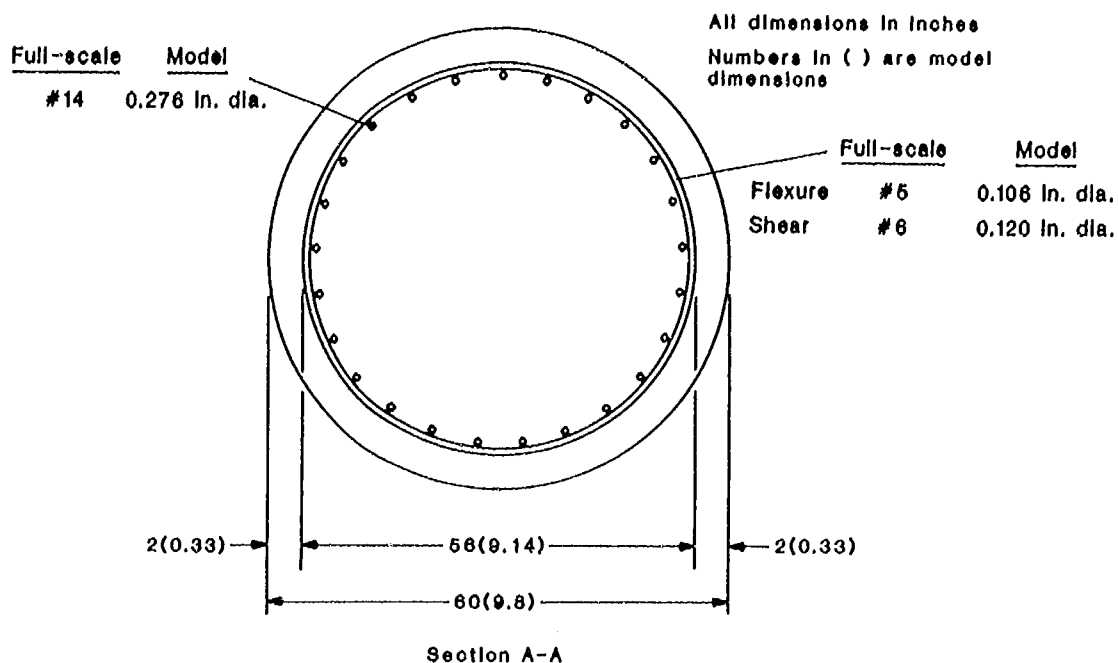
(b) 大型模型

図-1.2 幸左らの実験に用いられた模型供試体の断面図¹⁵⁾

表-1.1 幸左らの小型模型と大型模型の比較

		小型模型	大型模型	大型/小型	スケール ファクター*
諸 元	断面寸法(mm)	300×350	1000×1167	3.33	3.33
	橋脚高さ(mm)	1290	4300	3.33	3.33
	せん断支間比	4.3	4.3	1.0	1.0
軸 方 向 鉄 筋	軸方向鉄筋径(mm)	19	13	0.68	3.33
	軸方向鉄筋間隔(mm)	145	50	0.34	3.33
	軸方向鉄筋比	0.0218	0.00228	1.05	1.0
	軸方向鉄筋降伏点(N/mm ²)	383	376	0.98	1.0
帯 鉄 筋	帯鉄筋径(mm)	6	6	1.0	3.33
	帯鉄筋間隔(mm)	57	50	0.88	3.33
	帯鉄筋有効長(mm)	290	347	1.20	3.33
	帯鉄筋降伏点(N/mm ²)	320	320	1.0	1.0
コン ク リ ー ト	コンクリート強度(N/mm ²)	27.3	27.8	1.02	1.0
	最大粗骨材寸法(mm)	20	10	0.50	3.33
作用軸力比		0.054	0.053	0.98	1.0

*スケールファクターは断面寸法を基に設定



()内は小型模型の寸法、単位：インチ

図-1.3 Stone らの実験に用いられた模型供試体の断面図²⁸⁾

表-1.2 Stone らの小型模型と大型模型の比較

		小型模型	大型模型	大型／小型	スケール ファクター*
諸 元	断面寸法(mm)	φ249	φ1524	6.12	6.12
	橋脚高さ(mm)	1499	9144	3.33	6.12
	せん断支間比	6.0	6.0	1.0	1.0
軸 方 向 鉄 筋	軸方向鉄筋径(mm)	7.0	44.5	6.34	6.12
	軸方向鉄筋間隔(mm)	29.2	178.7	6.12	6.12
	軸方向鉄筋比	0.02	0.02	1.0	1.0
	軸方向鉄筋降伏点(N/mm ²)	446	475	1.06	1.0
帯 鉄 筋	帯鉄筋径(mm)	2.7	15.9	5.9	6.12
	帯鉄筋間隔(mm)	14.5	88.9	6.14	6.12
	帯鉄筋有効長(mm)	232	1422	6.13	6.12
	帯鉄筋降伏点(N/mm ²)	476	493	1.04	1.0
コン ク リ ート	コンクリート強度(N/mm ²)	23.3	35.9	1.54	1.0
	最大粗骨材寸法(mm)	6.4	19.1	3.0	6.12
作用軸力比		0.110	0.068	0.62	1.0

*スケールファクターは長さの次元を基に設定

リート橋脚よりも比較的大きいが、これは、米国における一般的な断面と言える。表-1.2 からわかるように、小型模型は断面寸法のスケールファクター6.12に基づいて、鉄筋径ならびに鉄筋間隔ともに極めて忠実に設計されていることがわかる。

鉄筋コンクリート橋脚の変形性能に及ぼす寸法効果に関する結論を要約すると、以下の通りである。

- ①降伏変位、各载荷ステップにおける吸収エネルギーならびに終局に至るまでの累積吸収エネルギーに関しては、小型模型の結果を単にスケールファクターで補正することにより実橋脚の挙動を再現できる。
- ②小型模型において骨材寸法の小さなマイクロコンクリートを利用すると、骨材のかみあわせの違いからレディーミクストコンクリートを用いた場合と比較すると曲げ剛性が小さくなり、変形が相対的に大きくなる。
- ③破壊モードについては、小型模型、実橋脚いずれの場合も、まず横拘束筋が破断し、これに伴って軸方向鉄筋が座屈している。最終的には軸方向鉄筋は低サイクル疲労により破断しており、破壊モードに関しては寸法効果の影響がないことが示されている。
- ④軸方向鉄筋の引張ひずみのフーチング内部への進展については、その分布は小型模型と実橋脚で概ね相似形である。

1. 4 本研究の位置づけ

前節で述べたように、正負交番の繰返し荷重を受ける鉄筋コンクリート橋脚の変形性能に対する断面の寸法効果に関する研究は少なく、この課題はまだ十分に解明されていないと言える。米国では直径 1.5m 程度の断面寸法でも実橋脚レベルと言えるが、我が国の特に道路橋の橋脚では、断面寸法はさらにもっと大きく、また円形断面よりも拘束効果の小さい矩形断面が多く用いられている。寸法効果の解明には、このような我が国において実橋レベルと言える模型に対する実験データと、これのできる限り忠実にスケールダウンさせた縮小模型による実験データとの比較が必要であると考えられる。

本研究は、このような背景のもと実施したものであり、断面寸法が $2.4\text{m} \times 2.4\text{m}$ の正方形断面の実橋脚模型とこれを可能な限り忠実にスケールダウンさせた $0.6\text{m} \times 0.6\text{m}$ の正方形断面の縮小模型に対して正負交番繰返し载荷実験を行っている。そして、弾塑性変形の結果としてのじん性率を単に比較するだけでなく、鉄筋コンクリート橋脚が塑性変形するメカニズムを踏まえ、横拘束筋の拘束効果、塑性ヒンジ長、軸方向鉄筋の伸び出し変位という観点からひとつずつ寸法効果の検討を行っている点の特徴である。

第2章 模型供試体

2.1 実験計画

本実験では、鉄筋コンクリート橋脚の塑性変形性能を評価する上で重要な要素である帯鉄筋の拘束効果、橋脚の鋼板巻立て補強における鋼板の拘束効果、塑性曲率とその分布（塑性ヒンジ長）、軸方向鉄筋の伸び出し変位に及ぼす断面寸法の影響を明らかにすることを目的として、表-2.1に示す5体の供試体を製作した。ここでは、実橋脚模型を大型供試体（L1～L3供試体）、大型供試体を寸法で1/4に縮小した模型を小型供試体（S1、S2供試体）と呼ぶことにする。

大型供試体では、軸方向鉄筋に関する条件を同一として、横拘束に関する条件を変化させた。すなわち、L1供試体を拘束力の低いタイプとし、これに帯鉄筋間隔を小さくするとともに中間帯鉄筋を配筋して拘束効果を高めたのがL2供試体である。またL1供試体を曲げ耐力制御式鋼板巻立て工法により補強したのがL3供試体である。一方、小型供試体では、S1供試体はL2供試体の断面寸法を1/4に縮小したものであり、また、S2供試体はL3供試体を同様に1/4に縮小した模型である。

表-2.1 実験に用いた供試体一覧

拘束条件	低拘束	高拘束	鋼板拘束
大型供試体	L1供試体	L2供試体	L3供試体
小型供試体	—	S1供試体	S2供試体

2.2 大型供試体

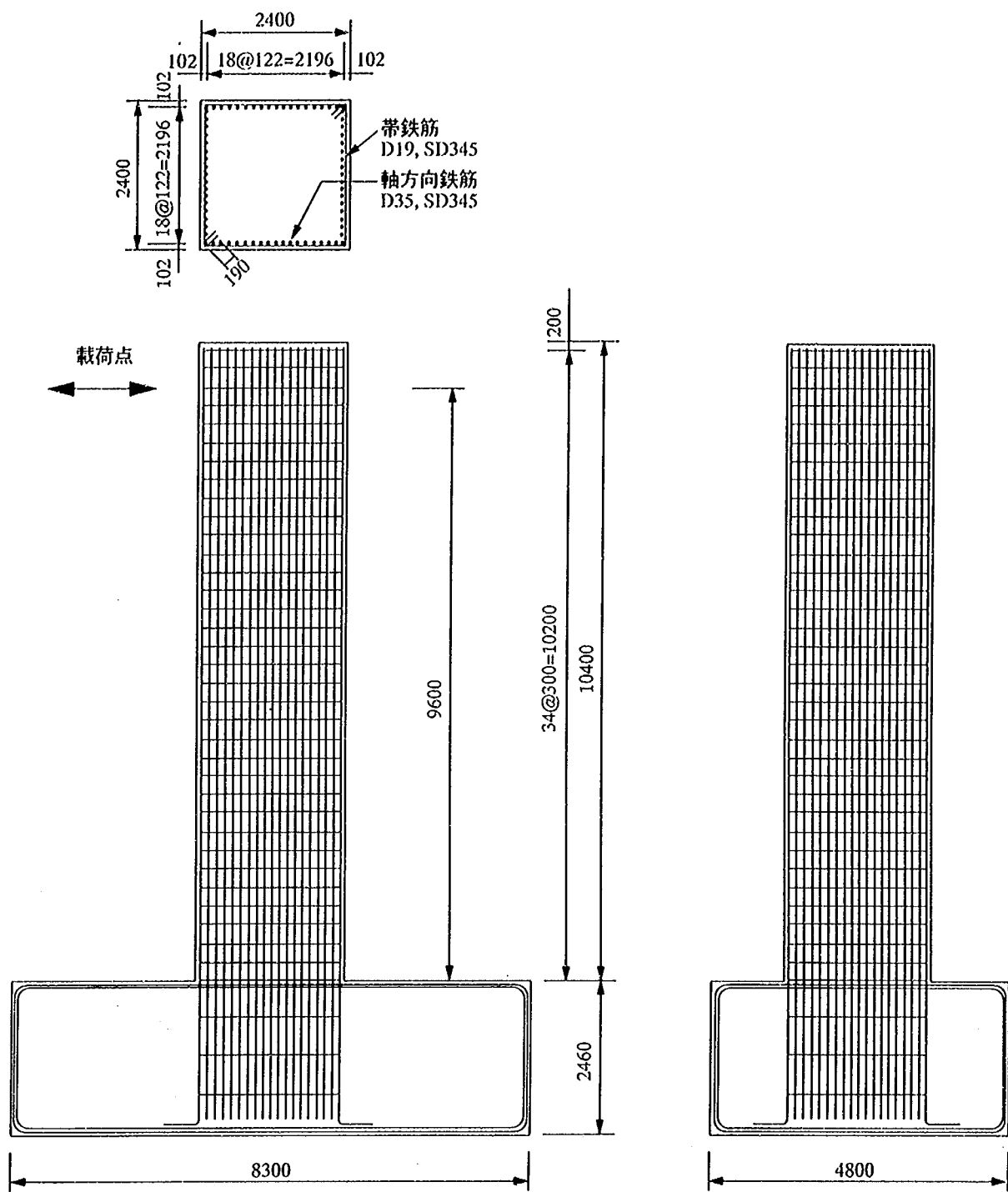
大型供試体の設計にあたっては、前述した本研究の目的を踏まえ、可能な限り断面寸法を大きくすることを念頭に置きつつ、使用する実験施設に備わっている反力壁、反力床、油圧システム、屋内クレーン等のキャパシティを総合的に考慮して構造寸法を決定した。最終的に決定した大型供試体3体の構造諸元を図-2.1～2.3に示す。いずれの供試体とも、断面寸法が2.4m×2.4mの正方形断面であり、橋脚基部から載荷点までの高さは9.6m、せん断支間比は4.0である。この構造諸元は曲げ変形支配型であり、また、実橋脚の配筋詳細を十分に再現できる寸法である。なお、フーチングは8.3×4.8m、高さが2.46mであり、橋脚基部に作用する曲げモーメントとせん断力によってフーチングに損傷が生じないように十分な鉄筋を配筋した。

まず、L1供試体では、軸方向鉄筋に関する条件を実橋脚に合わせるために、軸方向鉄筋比を我が国の道路橋の橋脚としては一般的な値である1%程度となるようにし、かつ軸方向鉄筋の間隔を125mm前後となるようにした。その結果、D35の鉄筋を122mm間隔で合計72本配置することにした。この場合、軸方向鉄筋比は1.20%となる。また、軸方向鉄筋はフーチング底部において90度フック（フ

ック長 385mm) により定着させた。なお、軸方向鉄筋は塑性ヒンジ領域から十分に離れた橋脚基部から 5.8m もしくは 8.3m の断面で交互に機械継手により継がれている。また帯鉄筋としては、両端に 135 度フックを設けた D19 の鉄筋を L 型に曲げ加工したものを 2 つ組み合わせて作成し、帯鉄筋間隔は 300mm とした。なお、帯鉄筋のフック長は帯鉄筋径の 10 倍とし、190mm である。

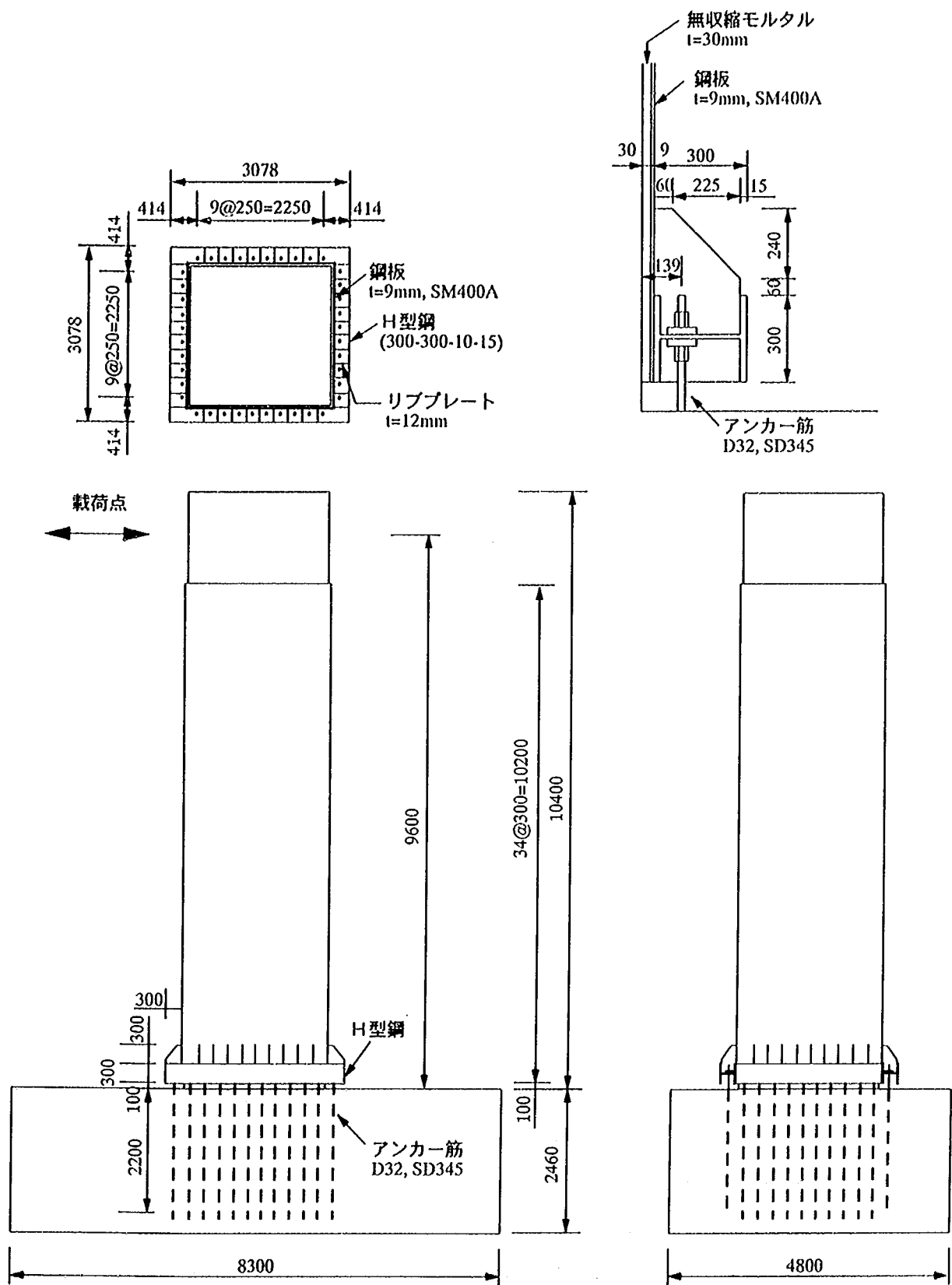
L2 供試体は、軸方向鉄筋に関する条件は全て L1 供試体と同一である。ただし、帯鉄筋間隔を 150mm に狭めるとともに、各断面の帯鉄筋には D19 の中間帯鉄筋を井型に配筋した。中間帯鉄筋の両端部にはフック長 250mm の 180 度フックをつけ、そのフックを帯鉄筋に引っかけるように配筋した。また、中間帯鉄筋の施工上の制約から、ここでは中間帯鉄筋を断面内部で重ね継手により継いでいる。重ね継手長は、中間帯鉄筋径の 40 倍の 760mm とした。

一方、L3 供試体は L1 供試体に対して、曲げ耐力制御式鋼板巻立て工法により耐震補強したものである。鋼板は材質 SM400、厚さ 9mm であり、充填厚さ 30mm の無収縮モルタルを介して巻立てられている。また、鋼板下端とフーチング上面との間には 100mm の間隙がある。鋼板下端部には、鋼板のはらみだし防止用として H 形鋼（フランジ幅 300mm、高さ 300mm、ウェブ厚 10mm、フランジ厚 15mm）を取り付け、リブプレートで補剛している。アンカー筋としては、D32 の鉄筋が用いられており、コンクリート柱断面最外縁から 139mm の位置に、フーチング内部への定着長 2200mm で定着されている。アンカー頭部はねじ切り加工されており、H 形鋼のウェブにナットを介して固定されている。ただし、実際の補強工法においては、このアンカー筋はフーチングを削孔して施工されるが、本実験は後施工アンカーの定着性状を検討する目的ではないことから、施工の煩雑さを省くために、アンカー筋はフーチングの鉄筋を配筋する時に同時に予め設置しておいてコンクリートの打設を行った。なお、鋼板は断面内 4 ブロック、高さ方向に 2 ブロックに分割されたもの（合計 8 ピース）を溶接接合により組み立てたものである。溶接はいずれも断面隅各部を避け中央で行われており、溶接後は UT 検査を行うとともに、部分的にレントゲン検査も行い、溶接の施工精度の確認をした。なお、実橋脚における鋼板の溶接は現場溶接となるが、本実験では、鋼板を工場にて組立て、それを供試体製作ヤードに搬送し、供試体上部から落とし込むようにして施工した。また、実施工に合わせ、本供試体においても鋼板の施行性の向上ならびに無収縮モルタル注入時における鋼板の変形防止の目的から、水平アンカーボルト（皿ボルト）をおよそ 500mm 間隔で配置した。



(単位: mm)

図-2.1 L 1 供試体の構造諸元



(単位 : mm)

図-2.3 L 3 供試体の構造諸元

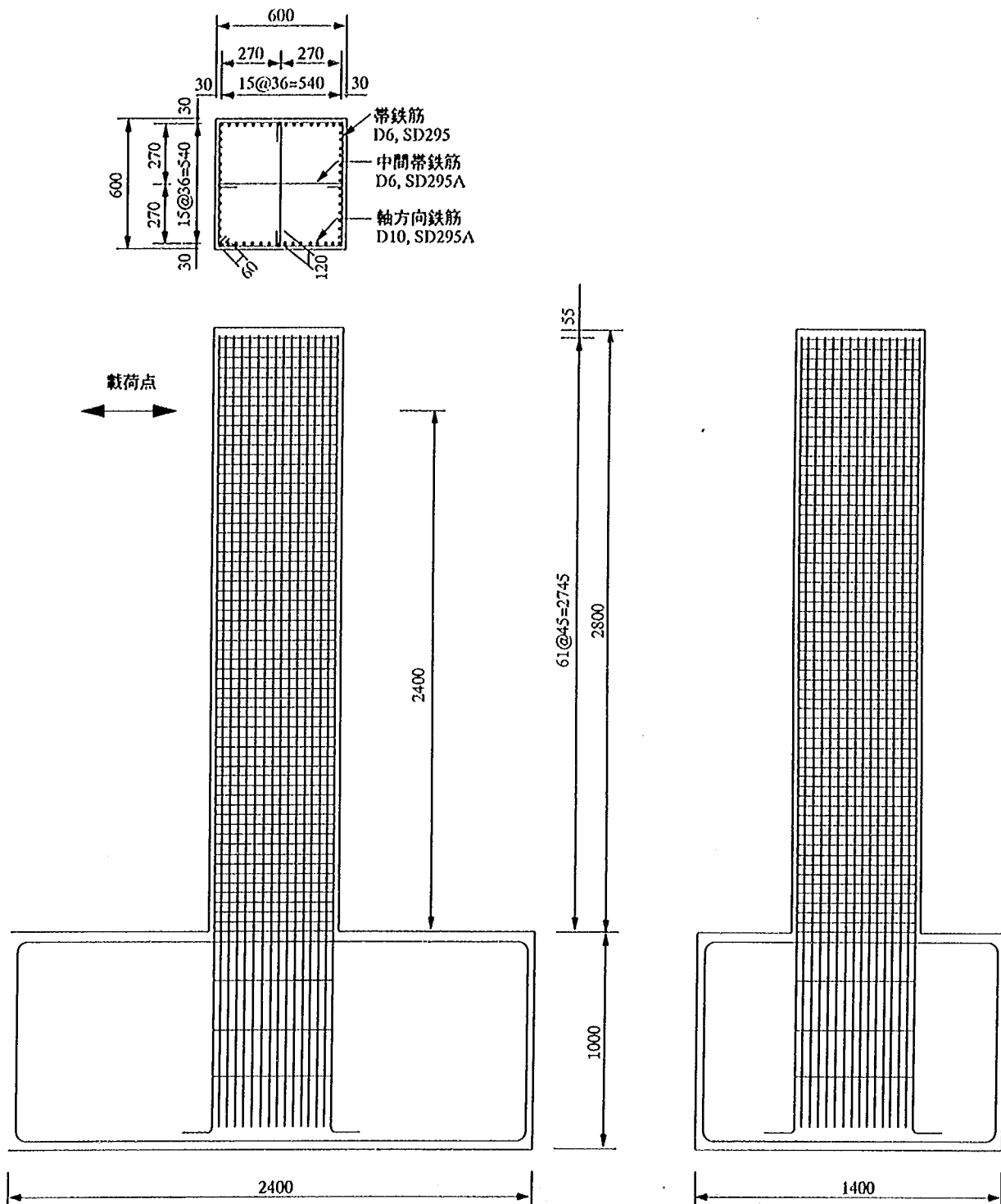
2. 3 小型供試体

小型供試体の設計にあたっては、前節で述べた大型供試体を可能な限り断面寸法のスケールファクター（＝大型供試体の断面寸法／小型供試体の断面寸法）に基づいてスケールダウンさせることを念頭に置いた。断面寸法としてはあまり小さすぎると規格外の鉄筋を用いなくてはならなくなる等の別の問題も生じるため、スケールファクターを 4.0 と設定し、断面寸法を 0.6m とした。小型供試体 2 体の構造諸元を図-2.4～2.5 に示す。

まず、S 1 供試体では、軸方向鉄筋に関しては、比較の対象となる L 2 供試体の条件を基に、D10 の鉄筋を 36mm 間隔で合計 60 本配置することにした。ここで、鉄筋径に関しては、L 2 供試体で D35 を軸方向鉄筋に用いているので、本来であれば直径が 8.75mm 程度の鉄筋を小型供試体に使うのが望ましいが、これに該当する規格鉄筋が存在しないため、最も近い D10 を用いたものである。これに伴い、軸方向鉄筋比を L 2 供試体と一致させるために、軸方向鉄筋間隔を相似値から若干調整した。また帯鉄筋としては、両端にフック長が 120mm の 135 度フックをつけた D6 の鉄筋を口型に曲げ加工したものとした。さらに、各断面の帯鉄筋には D6 の中間帯鉄筋を＋型に配筋した。中間帯鉄筋の両端部にはフック長 120mm の 180 度フックをつけ、そのフックを帯鉄筋に引っかけるように配筋した。帯鉄筋および中間帯鉄筋の径に関しても、軸方向鉄筋の場合と同様な理由により、L 2 供試体のそれらを完全にスケールダウンしたものとはなっており、相対的に L 2 供試体の帯鉄筋よりも大きくなっているが、帯鉄筋比を L 2 供試体と近似させることを踏まえ、帯鉄筋間隔を調整することとした。ただし、帯鉄筋間隔は軸方向鉄筋径の座屈長と密接な関係があり、塑性ヒンジ長に有意な影響を及ぼすため、帯鉄筋間隔についても相似率を合わせておくことが重要である。そこで、これらの点を考慮した上で、帯鉄筋間隔は 45mm とした。

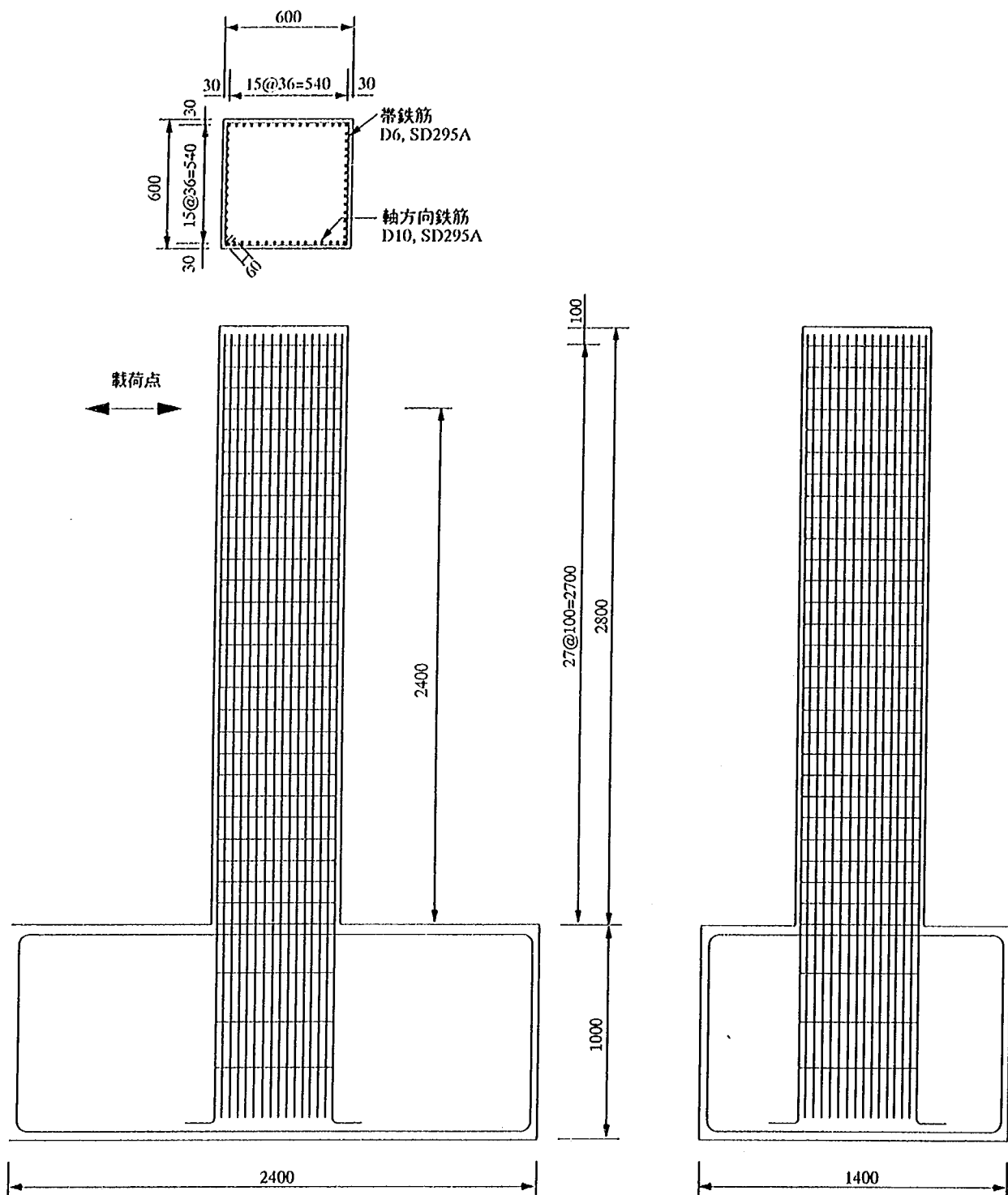
一方、S 2 供試体は、軸方向鉄筋に関する条件は S 1 供試体と同一とし、帯鉄筋間隔を 100mm に拡げ、かつ中間帯鉄筋を配筋していない断面に対して、曲げ耐力制御式鋼板巻立て工法により耐震補強したものである。鋼板は材質 SPHC、厚さ 1.6mm であり、充填厚さ 15mm の無収縮モルタルを介して巻立てられている。また、鋼板下端とフーチング上面との間には 25mm の間隙がある。鋼板下端部には、鋼板のはらみだし防止用として H 形鋼（フランジ幅 50mm、高さ 100mm、ウェブ厚 5mm、フランジ厚 7mm）を取り付け、厚さ 6mm のリブプレートにより鋼板と H 形鋼の接合を補剛している。アンカー筋としては、M12（公称断面積 0.843cm²）のアンカーボルトが用いられており、コンクリート柱断面最外縁から 67mm の位置にフーチング内部へ定着長 620mm で定着されている。一方、アンカー筋頭部は、H 形鋼のウェブにナットを介して固定されている。ただし、実際の補強工法においては、このアンカー筋はフーチングを削孔して施工されるが、L 3 供試体と同様の理由により、アンカー筋はフーチングの鉄筋を配筋する際に予め所定の位置に設置し、その状態でコンクリートの打設を行った。なお、鋼板は断面内で 2 ブロックに分割されたコの字型のもの（合計 2 ピース）を工場にてグループ溶接により組み立てたものである。また、小型供試体では断面寸法が 0.6m と小さいため、L 3 供試体で取り付けた鋼板仮固定用の水平アンカーボルトは施工性の観点からは基本的に必要とならな

いが、構造条件を合わせるという観点から、本供試体においても水平アンカーボルトを 125mm 間隔で配置した。



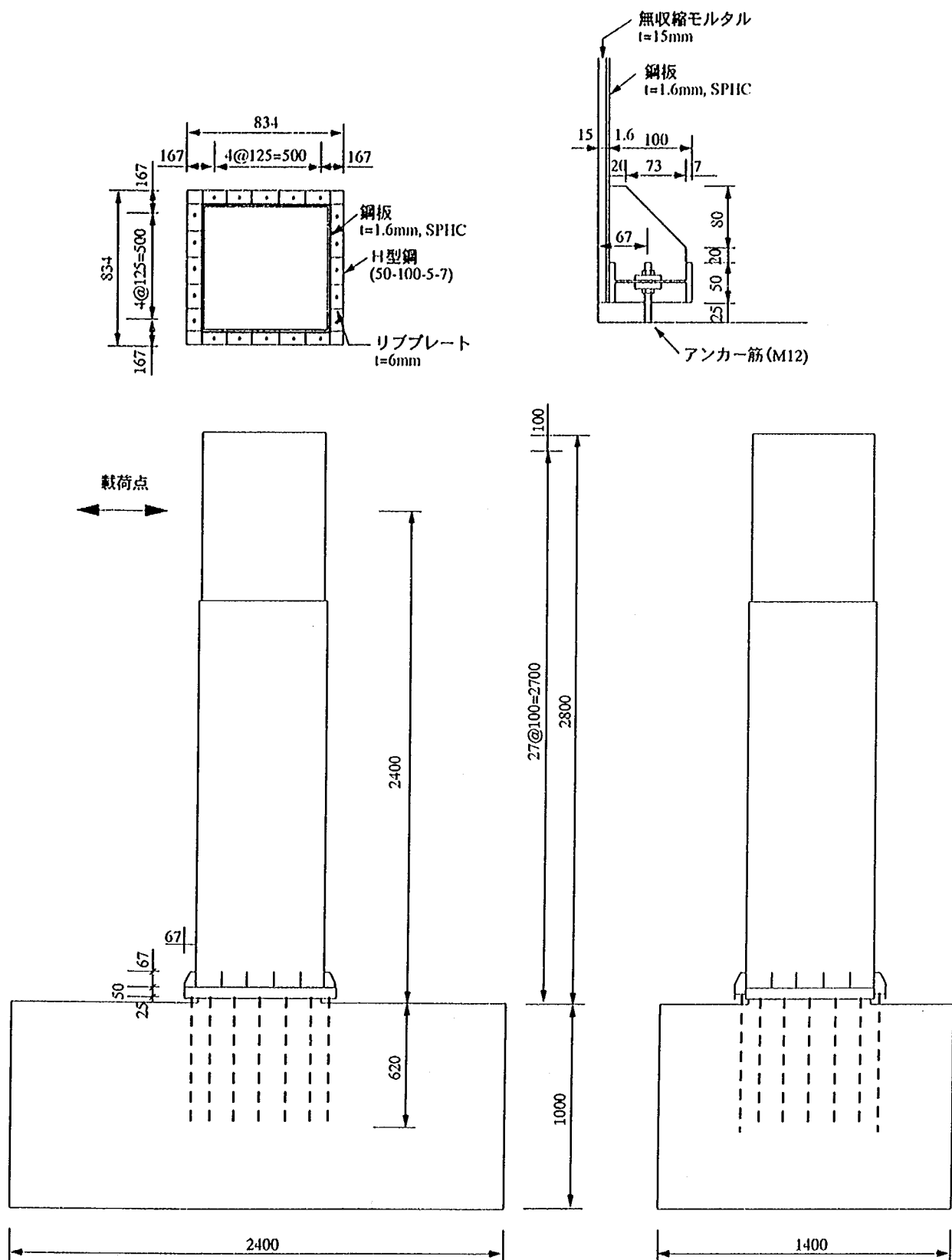
(単位：mm)

図-2.4 S 1 供試体の構造諸元



(単位: mm)

図-2.5 (a) S 2 供試体の構造諸元 (鉄筋コンクリート部)



(単位 : mm)

図-2.5 (b) S 2 供試体の構造諸元 (補強部)

2. 4 材料特性

本実験に用いたコンクリートの配合は表-2.2に示すとおりである。また、各供試体におけるコンクリート強度試験の結果を表-2.3に示す。ここで、小型供試体では、フーチングと柱部を同時に打設しているため、コンクリート強度は同一である。また、大型供試体においては、柱部のコンクリートは2度打ちで施工されているが、塑性ヒンジ領域での材料特性値の方が重要であることから、ここでは柱下部の方のコンクリート強度を示している。なお、柱下部の打設では6バッチのコンクリートが用いられており、1バッチごとに3体のテストシリンダーに対して強度試験を行い、合計18体の圧縮強度の平均値を示している。

一方、各供試体で用いた鉄筋、鋼板、アンカー筋に対する引張試験の結果得られた材料特性値をまとめると表-2.4である。なお、L2供試体に用いた鋼板(SPHC, $t=1.6\text{mm}$)に対する引張試験の結果、明瞭な降伏点が計測されなかったため、ここでは記載していない。

表-2.2 コンクリートの配合

(a)大型供試体

セメント (N/m^3)	水 (N/m^3)	細骨材 (N/m^3)	粗骨材 (N/m^3)	水セメント比 (%)	細骨材率 (%)
3148	1814	7738	9405	57.7	45.8

(b)小型供試体

セメント (N/m^3)	水 (N/m^3)	細骨材 (N/m^3)	粗骨材 (N/m^3)	水セメント比 (%)	細骨材率 (%)
3158	1530	7110	10719	48.5	40.1

表-2.3 コンクリートの圧縮強度

	柱部 (N/mm^2)	フーチング (N/mm^2)
L 1 供試体	33.5	37.3
L 2 供試体	32.6	38.0
L 3 供試体	33.5	38.5
S 1 供試体	39.0	
S 2 供試体	39.9	

表-2.4 鋼材の引張特性

		規格	材質	降伏点 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)
大型 供 試 体	軸方向鉄筋	D35	SD345	424	639
	帯鉄筋	D19	SD345	344	528
	鋼板	t=9mm	SM400A	300	442
	アンカー筋	D32	SD345	383	568
	H形鋼	H300	SS400	291	434
小型 供 試 体	軸方向鉄筋	D10	SD295A	395	565
	帯鉄筋	D6	SD295A	389	534
	鋼板	t=1.6mm	SPHC	—	409
	アンカー筋	M12	SD345	388	577

2. 5 大型供試体と小型供試体の比較

大型供試体と小型供試体の構造諸元をまとめて比較すると、表-2.5 に示すとおりである。ここで、帯鉄筋体積比は、式(1.4)により定義される値である。これからわかるように、小型供試体の構造諸元は、比較的良好に大型供試体をスケールダウンできていると言える。それでも、全ての諸元のスケールファクターが一致しているわけではなく、本実験から得られる結果には、スケールファクターの違いによって生じる寸法効果が多少なりとも含まれることになる。特に、耐力ならびに変形性能の観点から、今回の実験において相似率の違いとして注意が必要な項目を挙げると、以下の通りである。

- ①コンクリートの最大粗骨材寸法
- ②（帯鉄筋体積比×帯鉄筋降伏点）の値
- ③H形鋼の断面2次モーメント

コンクリートの最大粗骨材寸法に関しては、その相対的な差が終局ひずみに影響を及ぼす可能性も指摘されており²⁵⁾、相似率に合った粗骨材を用いるのが本来は望ましいと考えられる。しかしながら、断面寸法のスケールファクターに忠実に相似させると、小型供試体で 5mm という非常に小さな粗骨材を使わなくてはならない。そのような特殊なコンクリートは一般には入手不可能であり、仮にできたとしても、特殊なコンクリートであるがために、逆に強度等の圧縮特性にばらつきが生じることも考えられる。そこで、本実験では、圧縮特性値をできるだけ一致させることの方に主眼を置き、最大粗骨材寸法は大型供試体、小型供試体ともに 20mm とすることとした。

また、帯鉄筋体積比に帯鉄筋の降伏点を乗じて求められる値は、帯鉄筋による内部コンクリートの拘束圧を表す指標である。その値が、今回の実験では帯鉄筋の材料の規格、中間帯鉄筋の配筋位置等の制約から、高拘束供試体では 24%、鋼板拘束供試体では 40%の違いが生じており、いずれも小型供試体の方が大型供試体よりも相対的に拘束圧が高くなっている。ただし、鋼板拘束供試体では、鋼板

表-2.5 大型供試体と小型供試体の構造諸元の比較

		大型供試体	小型供試体	大型／小型	スケール ファクター*	
諸 元	断面寸法(mm)	2400×2400	600×600	4.0	4.0	
	橋脚高さ(mm)	9600	2400	4.0	4.0	
	せん断支間比	4.0	4.0	1.0	1.0	
軸 方 向 鉄 筋	軸方向鉄筋径(mm)	35	10	3.5	4.0	
	軸方向鉄筋間隔(mm)	122	36	3.39	4.0	
	軸方向鉄筋比	0.012	0.012	1.0	1.0	
	軸方向鉄筋降伏点(N/mm ²)	424	395	1.07	1.0	
	軸方向鉄筋降伏力(kN)	405	28.1	14.4	16.0	
高 拘 束	帯 鉄 筋	帯鉄筋径(mm)	19	6	3.17	4.0
		帯鉄筋間隔(mm)	150	45	3.33	4.0
		帯鉄筋有効長(mm)	854	270	3.16	4.0
		帯鉄筋体積比	0.0089	0.0104	0.86	1.0
		帯鉄筋降伏点(N/mm ²)	344	389	0.88	1.0
		体積比×降伏点(N/mm ²)	3.06	4.05	0.76	1.0
	コン ク リ ー ト	コンクリート強度(N/mm ²)	32.6	39.0	0.83	1.0
		最大粗骨材寸法(mm)	20	20	1.0	4.0
鋼 板 拘 束	帯 鉄 筋	帯鉄筋径(mm)	19	6	3.17	4.0
		帯鉄筋間隔(mm)	300	100	3.0	4.0
		帯鉄筋有効長(mm)	2200	540	4.07	4.0
		帯鉄筋体積比	0.0035	0.0052	0.67	1.0
		帯鉄筋降伏点(N/mm ²)	344	389	0.88	1.0
		体積比×降伏点(N/mm ²)	1.21	2.02	0.60	1.0
	鋼 板	鋼板厚さ(mm)	9	1.6	5.63	4.0
		鋼板降伏強度(N/mm ²)	300	— **	— **	1.0
		単位長鋼板降伏力(kN/cm)	27.0	6.57	4.13	4.0
	ア ン カ ー 筋	アンカー筋径(mm)	32	12	2.67	4.0
		アンカー筋間隔(mm)	250	125	2.0	4.0
		アンカー筋本数	40	20	2.0	1.0
		アンカー筋降伏点(N/mm ²)	383	388	0.99	1.0
		総アンカ筋降伏力(kN) ***	12161	655	18.6	16.0
	H 形 鋼	断面積(cm ²)	119.8	11.85	10.1	16.0
		断面 2 次モーメント(cm ⁴)	20400	187	109	256
	コン ク リ ー ト	鋼板下端部の間隙長	100	25	4.0	4.0
		コンクリート強度(N/mm ²)	33.5	39.9	0.84	1.0
		最大粗骨材寸法(mm)	20	20	1.0	4.0

*スケールファクターは断面寸法を基に設定

**小型供試体に用いた鋼板の明確降伏点はない

***アンカー筋本数×降伏点×断面積

による拘束圧の方が支配的であるため、帯鉄筋による拘束圧の相対的な違いは顕著な影響を及ぼさないと考えられる。

さらに、鋼板拘束供試体におけるH形鋼は、鋼板の外側へのはらみだしを抑える役割があるため、その曲げ剛性、すなわち断面2次モーメントの値の相対的な大小関係が、実験結果に及ぼす影響は無視できないものと考えられる。今回の小型供試体に用いたH形鋼は、断面2次モーメントが大型供試体に用いたH形鋼と相対的に等価となるように配慮し、規格化されたH形鋼の中から断面2次モーメントが最小のものを選定した。しかしながら、それでもまだ小型供試体に適用したH形鋼の方が相対的に断面2次モーメントが2倍程度大きくなっている。

小型供試体の設計においては、各構造諸元の相似率が断面寸法のスケールファクターに出来る限り近似するように配慮したが、上述したような制約もあり、小型供試体には相似率が相対的に異なる構造となっている条件も一部あることになる。したがって、実験結果の考察にあたっては、このことを踏まえておく必要がある。

2. 6 計測器の取り付け

実験供試体には、横拘束筋による拘束効果、塑性曲率とその分布、軸方向鉄筋の伸び出しを計測するために、適切な位置にひずみゲージと変位計を取り付けた。各供試体におけるひずみゲージの貼付位置を図-2.6~2.11に示す。ひずみゲージは、塑性ヒンジ領域における軸方向鉄筋、帯鉄筋に貼付した。曲げ耐力制御式鋼板巻立て補強されたL3供試体およびS2供試体では、鋼板、H形鋼、アンカー筋にもひずみゲージを貼付した。なお、鉄筋のひずみの計測にあたっては、鉄筋の表裏にひずみゲージをそれぞれ貼付し、その平均値が計測システムに出力されるようになっている。

さらに、塑性ヒンジ領域とその近傍の断面においては、図-2.12ならびに写真-2.1に示す手法により曲率を計測した。すなわち、断面の圧縮縁ならびに引張縁におけるひずみをそれぞれ変位計により計測し、平面ひずみ保持が成り立つことを前提として、これらのひずみ値から次式により算定した。

$$\phi = \frac{\Delta r - \Delta c}{D_i \cdot h} \quad (2.1)$$

ここに、 ϕ : 曲率

$\Delta r, \Delta c$: 計測区間における引張側面及び圧縮側面の相対変位

D_i : 引張側面と圧縮側面に配置された変位計の距離

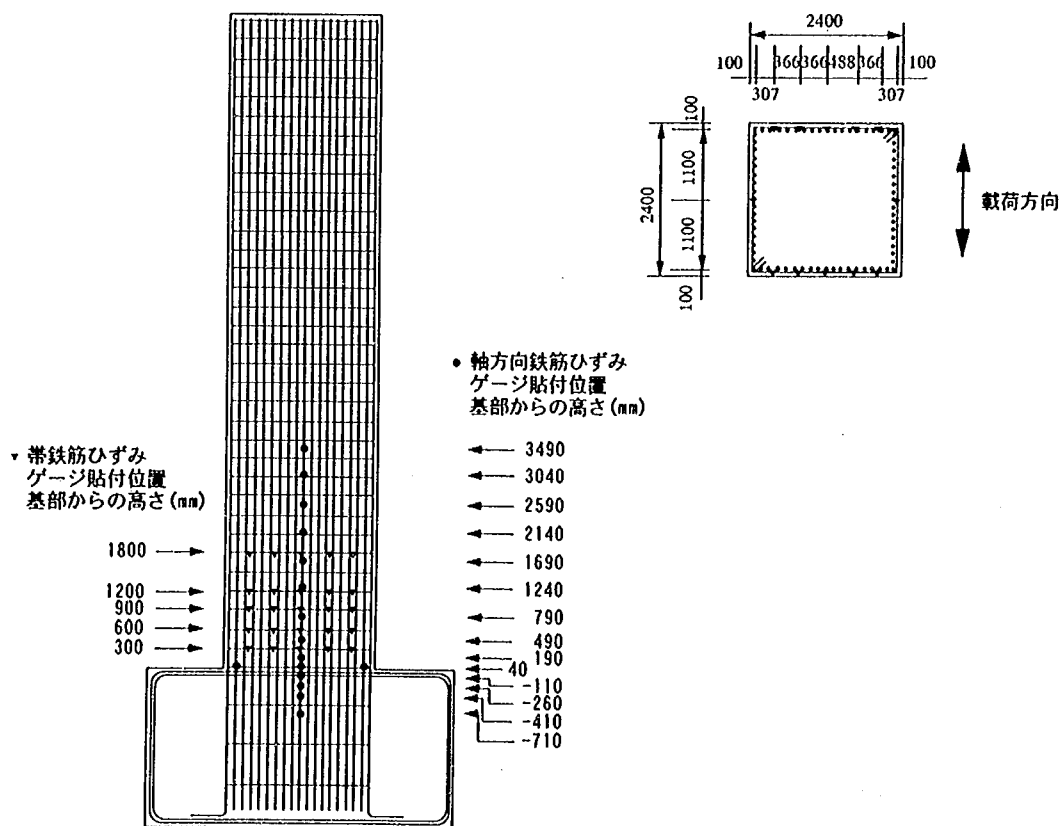
h : 計測区間長

なお、ある程度の損傷が生じても曲率が計測できるようにするために、曲率計測用の細い鋼棒は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の剥離に伴う鋼棒の変形を防止するために、かぶりコンクリートと鋼棒の付着は絶っている。また、変位計はコンクリート縁から数~十数 cm

程外側の位置にセットし、多少のかぶりコンクリートのはらみだしが生じても曲率の計測に支障が生じないように配慮した。

一方、軸方向鉄筋の伸び出しによる橋脚基部での回転角は、フーチング上面からの計測長を可能な限り短く設定し(約40mm)、引張側面と圧縮側面でのその区間における相対変位から算定した。なお、曲げ耐力制御式鋼板巻立て補強されたL3およびS2供試体に対しては、その構造の特性上、軸方向鉄筋の伸び出しのみによる回転角を計測するのが困難なため、フーチング上面とH形鋼の中心点までを計測長としてその相対変位を変位計により計測した。したがって、このようにして計測される回転角には、軸方向鉄筋の伸び出しによる回転と鋼板下端に設けられた間隙部による回転が混在していることになる。

なお、供試体に作用した水平荷重は加力ジャッキに内蔵されているロードセルにより、また、水平変位は加力ジャッキの取り付け側とは反対の面において変位計により計測した。



(単位: mm)

図-2.6 L1 供試体及びL3 供試体におけるひずみの計測位置

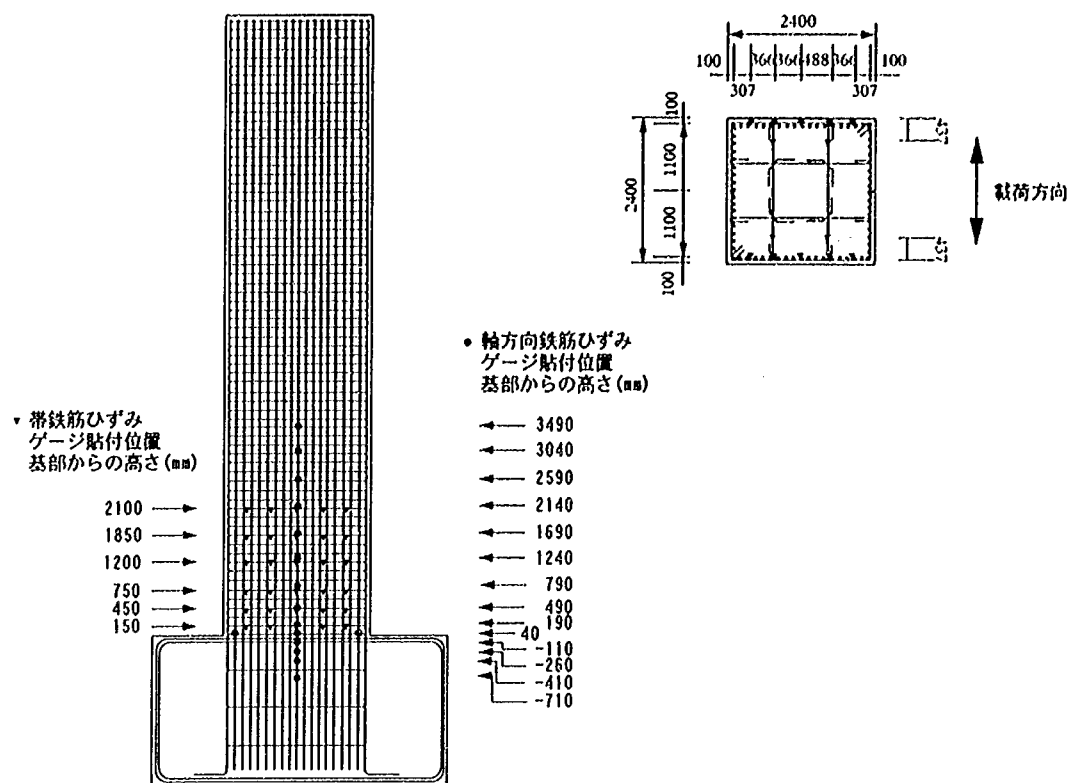
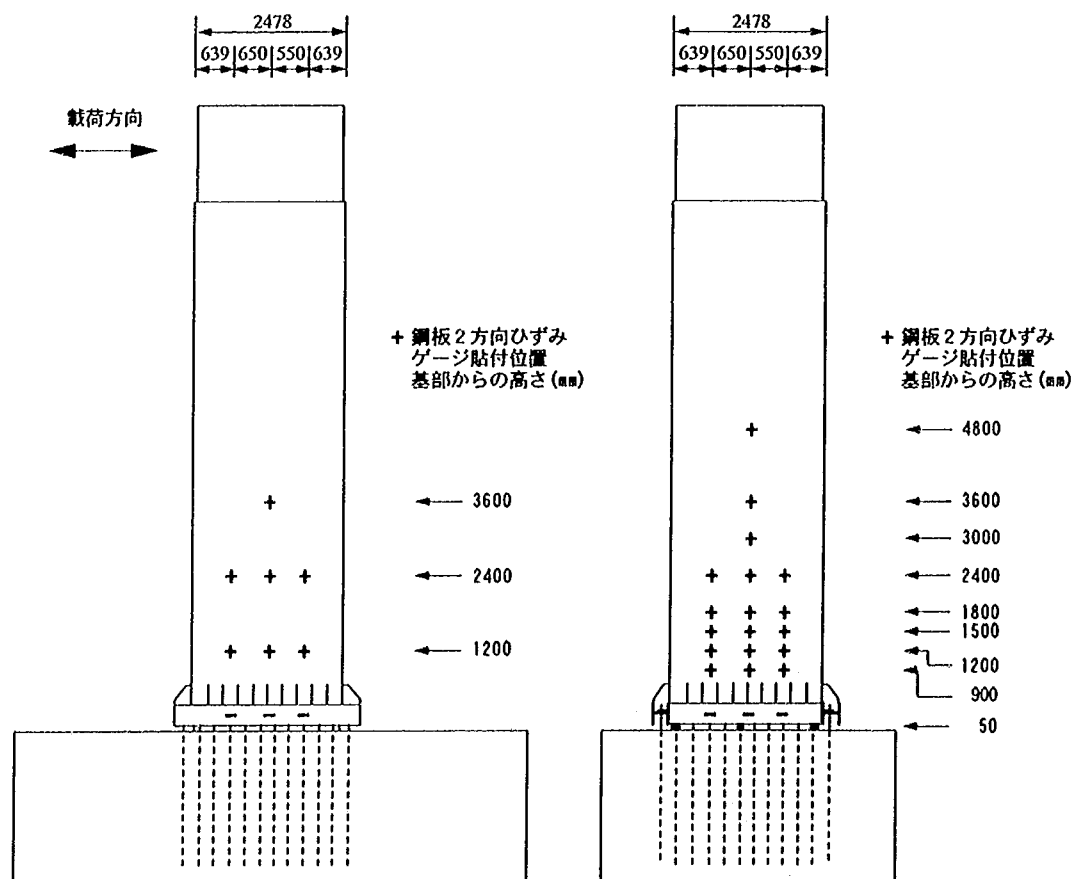


図-2.7 L2 供試体におけるひずみの計測位置



(単位: mm)

図-2.8 L3 供試体における鋼板とアンカー筋のひずみの計測位置

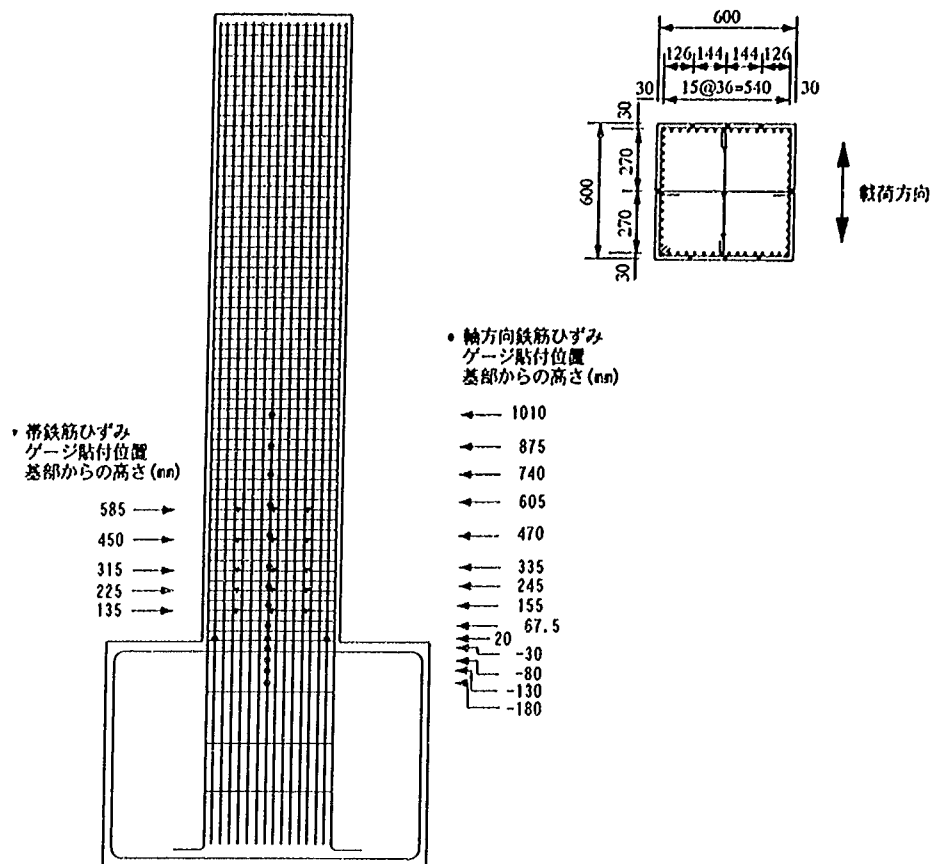


図-2.9 S1 供試体におけるひずみの計測位置

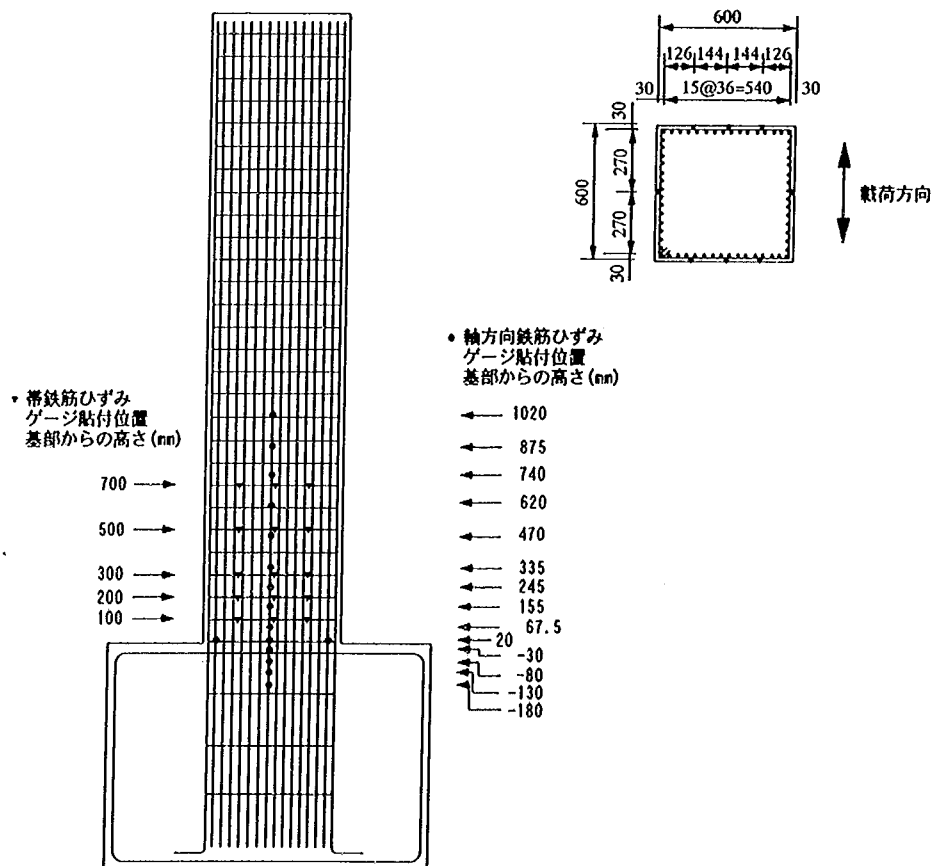


図-2.10 S2 試体におけるひずみの計測位置

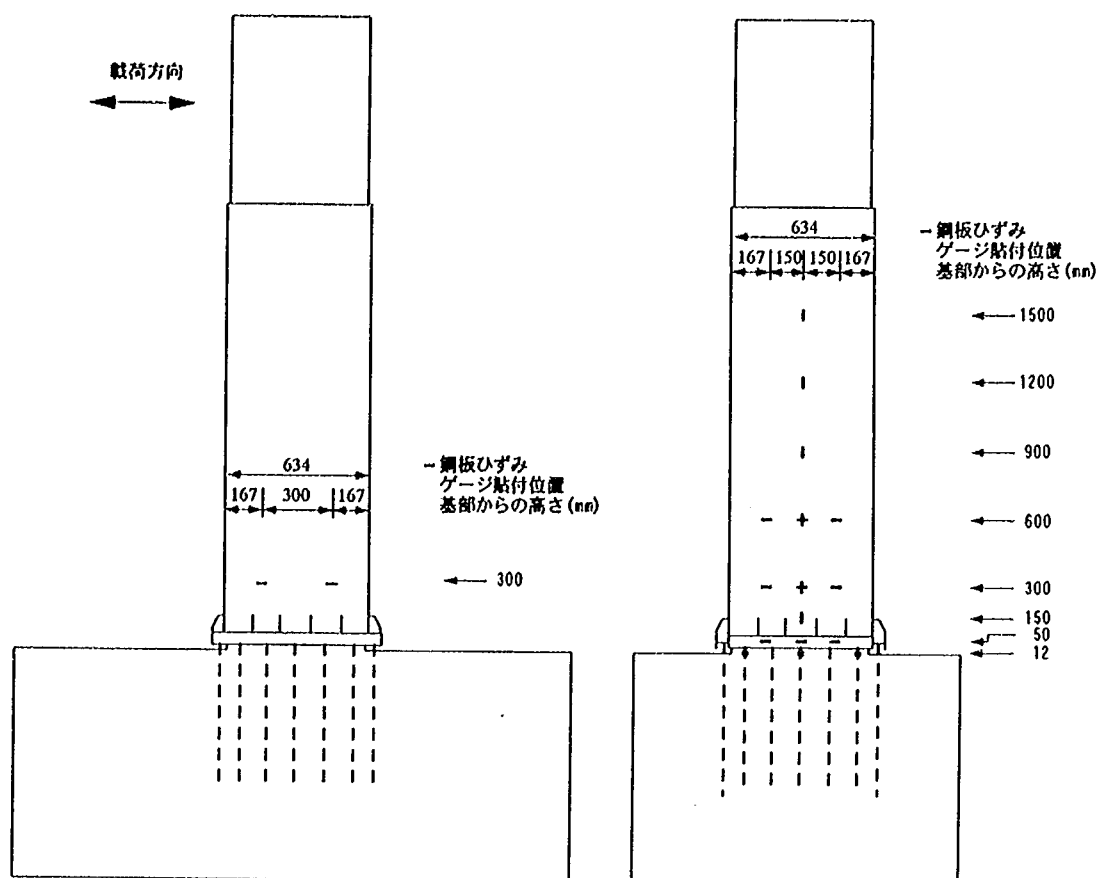


図-2.11 S 2 供試体における鋼板およびアンカー筋のひずみの計測位置

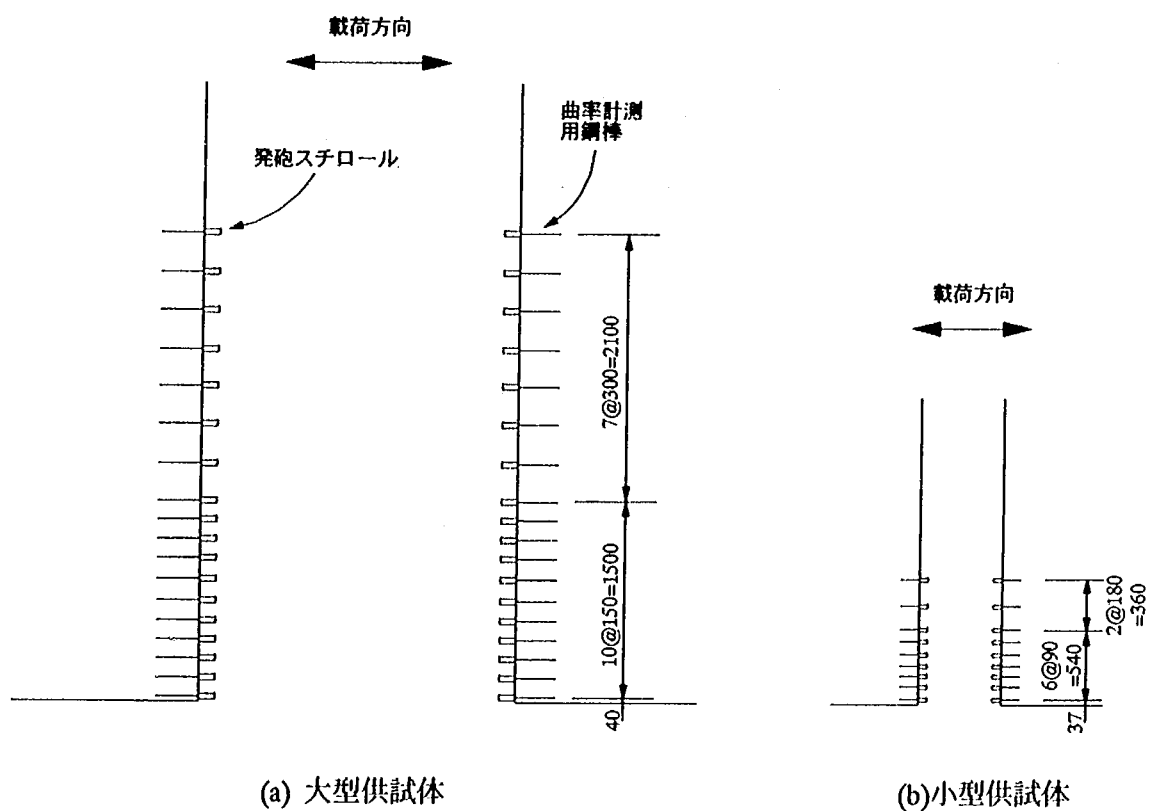


図-2.12 曲率計測位置

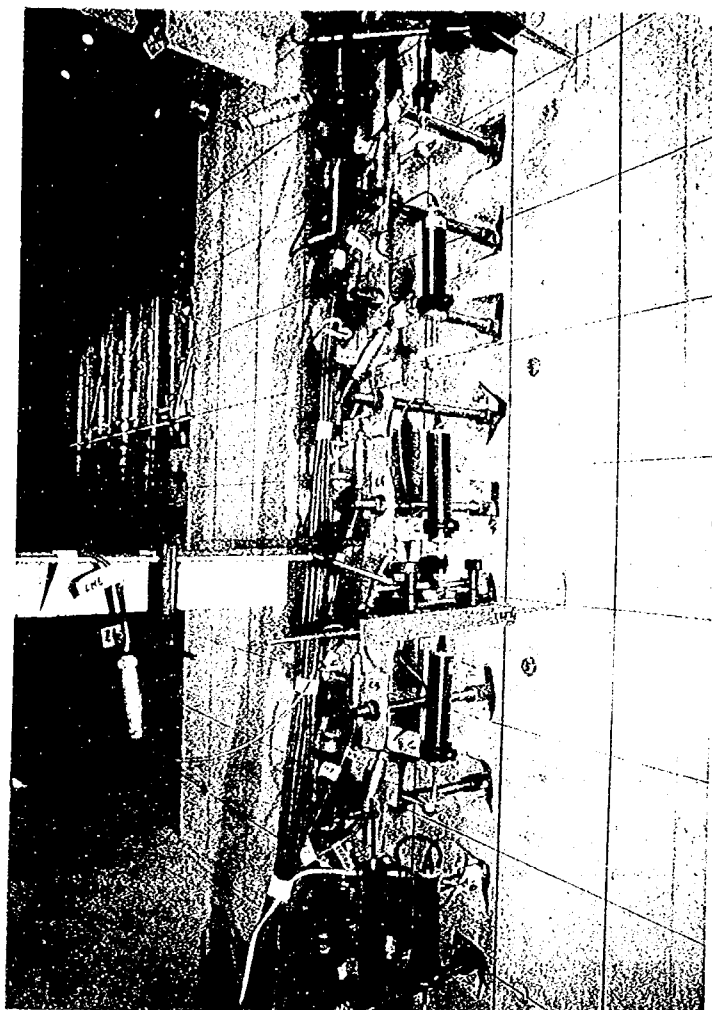


写真-2.1 曲率計測用の変位計の取り付け

第3章 正負交番載荷実験と損傷の進展

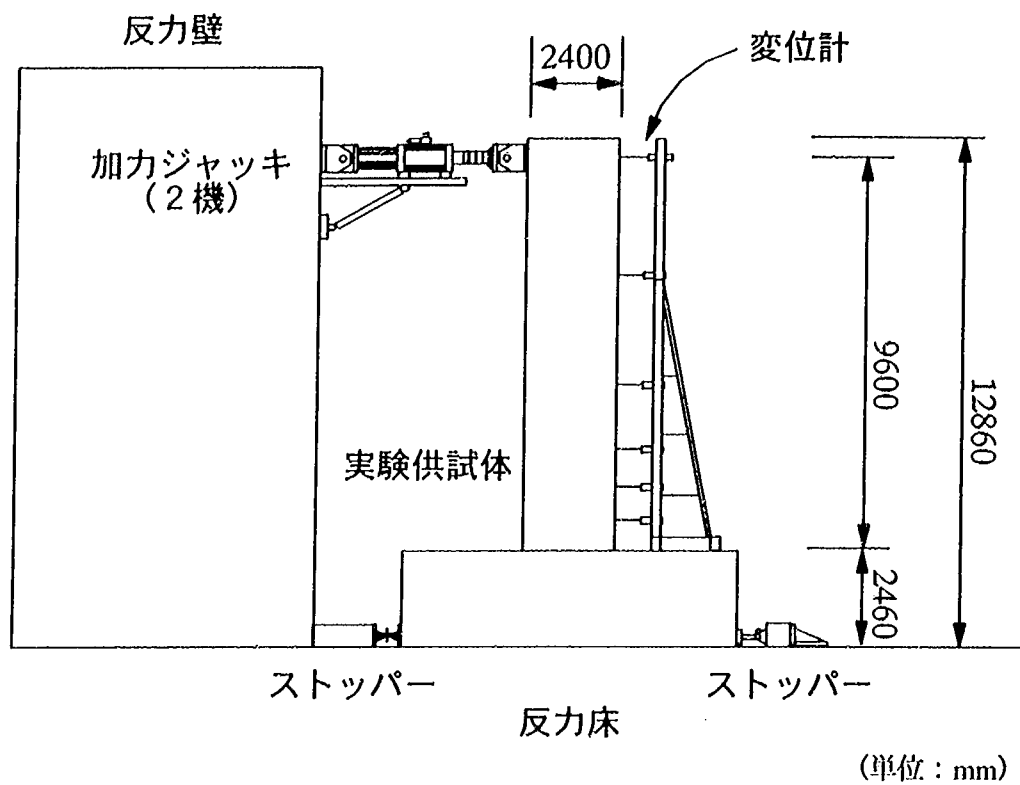
3. 1 載荷方法

実験は、大型供試体に対しては（財）原子力発電技術機構多度津工学試験所、小型供試体に対しては建設省土木研究所にて行った。図-3.1 は、大型供試体ならびに小型供試体の載荷セットアップを示したものである。

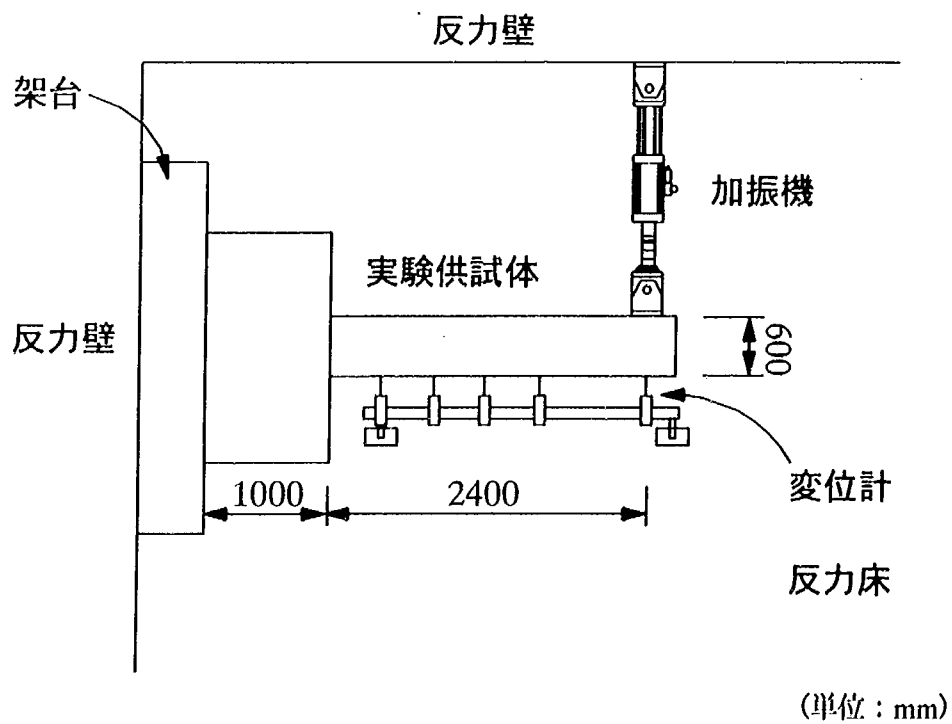
大型供試体に対する実験の全景を写真-3.1 に示す。大型供試体では、反力床に供試体を48本のPC鋼棒を介して固定させ、さらに、フーチング底面と反力床間の滑りを防止するために、写真-3.2のようにジャッキを用いたストッパーを載荷面側とその対面の両側に取り付けた。水平力は大変位加力ジャッキ（最大荷重±2500kN、最大変位±600mm）を2機並列に配置して与えた。なお、今回の実験においては、軸力を与えていない。断面に作用する軸力の大きさが鉄筋コンクリート橋脚の変形性能に影響を与えることは周知であるが、軸力を作用させないこととした理由は、以下の通りである。まず、実橋脚において作用している軸応力レベルを大型供試体に作用させるとすれば、5000kN以上の軸力が必要となり、その載荷のためには大掛かりな治具等が必要となること、また、反力床に設けられている定着ボルトのキャパシティでは、5000kN程度の反力を得ることができないためである。さらに、反力床の定着ボルトの許容定着力から与え得る軸応力を算定しても 0.1N/mm^2 程度であり、このような非常に小さな軸力レベルであれば、軸力を与える意義が薄いこと、また本研究の目的は寸法効果の検討であり、軸力が作用していなくても、その実験結果から導き出された寸法効果に関する検討結果には普遍性があると考えたためである。

一方、小型供試体は、写真-3.3に示すように、柱断面を横にした形でフーチングを反力壁にPC鋼棒8本を介して固定させている。水平力は、加振機（最大荷重±1250kN、最大変位±500mm、最大速度±100cm/sec）により与え、軸力は大型供試体に対する実験条件に合わせて作用させないこととした。

載荷は、降伏耐力までは4段階に分けて荷重制御により水平力を漸増させ、その後変位制御により、降伏変位の整数倍毎に正負交番に載荷した。なお、 $1\delta_y$ 以降の各載荷ステップにおける繰り返し回数は3回とした。実験は、水平力が最大耐力値から低下し、軸方向鉄筋の破断等の損傷が生じるまで継続した。



(a)大型供試体



(b)小型供試体

図-3.1 載荷のセットアップ

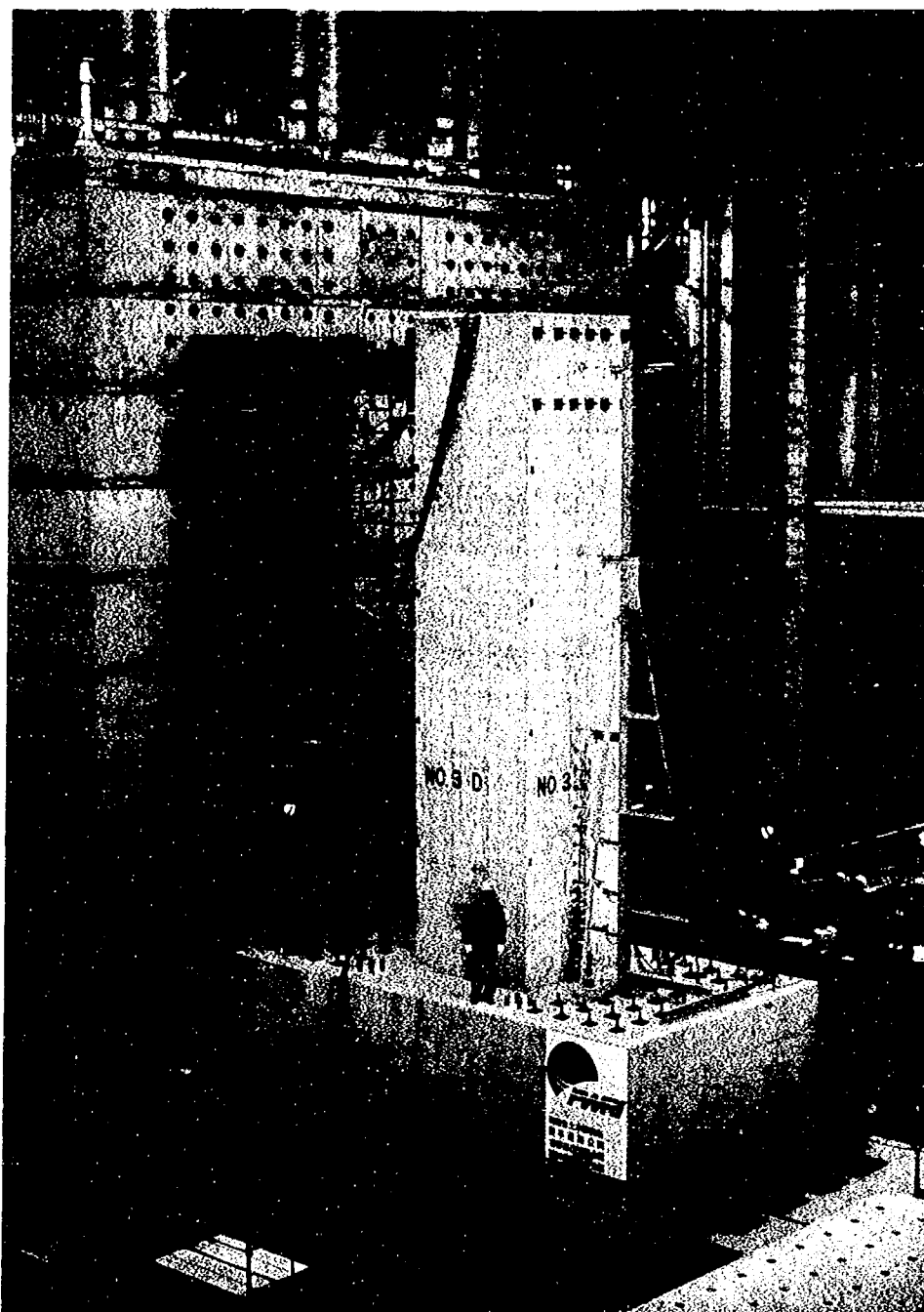
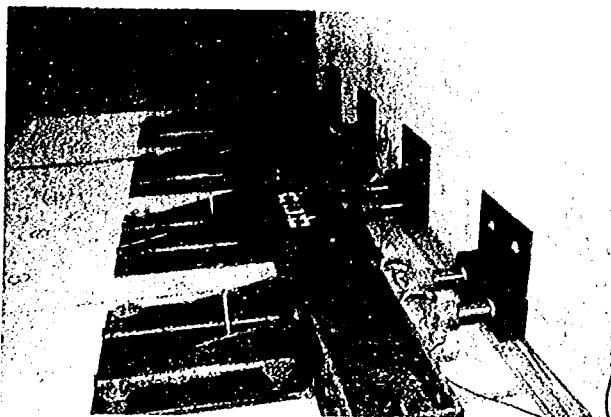
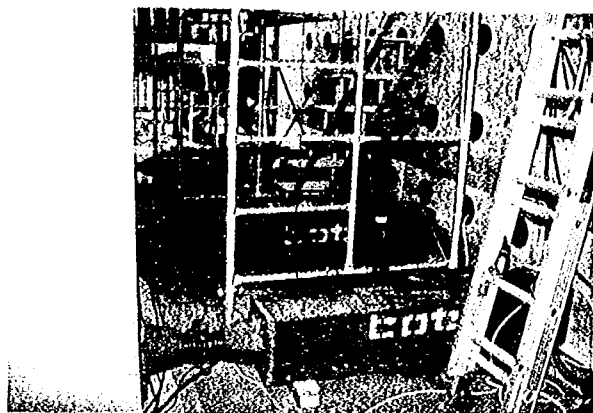


写真-3.1 大型供試体に対する正負交番载荷実験



(a)C面側



(b)A面側

写真-3.2 滑り防止用ストッパー

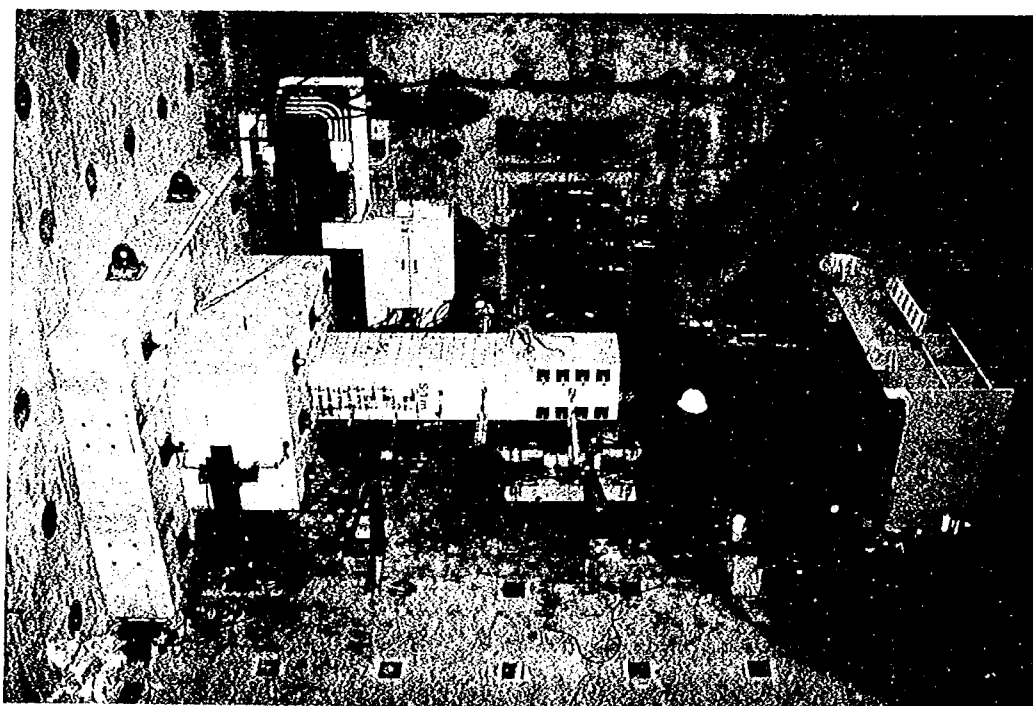


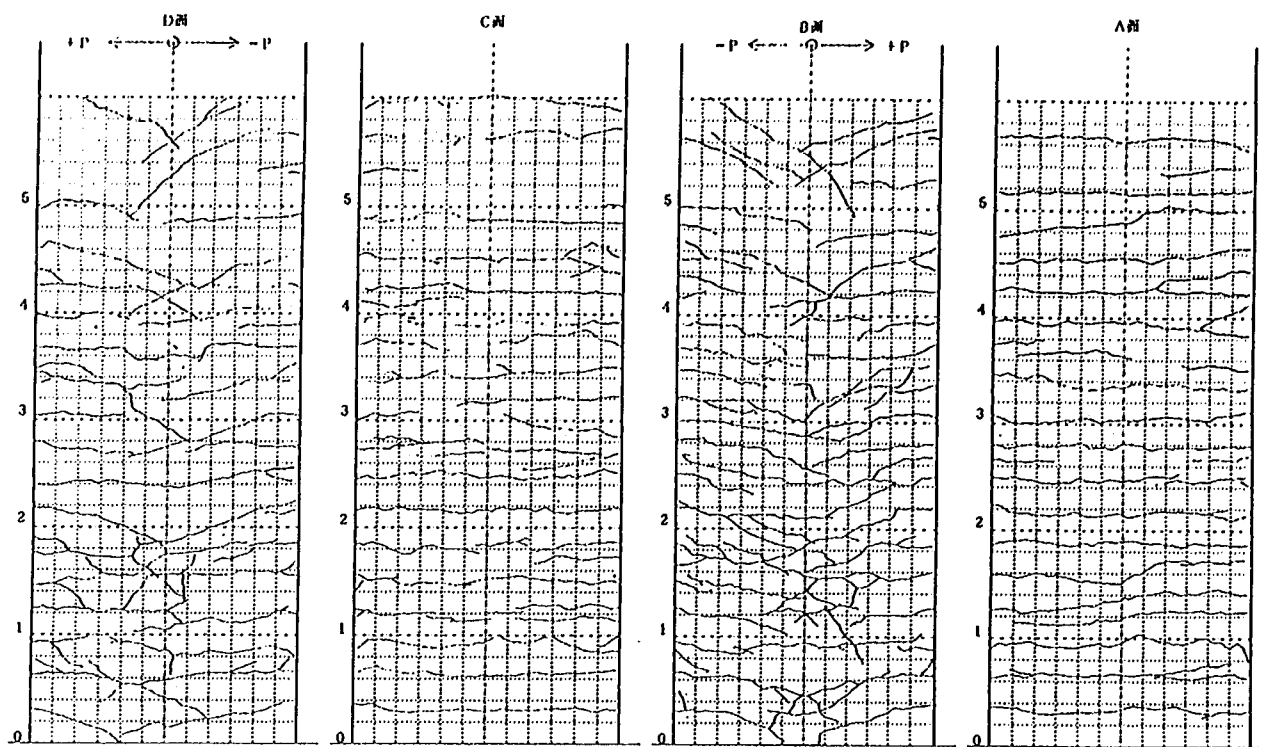
写真-3.3 小型供試体に対する正負交番载荷実験

3. 2 L1 供試体の損傷の進展

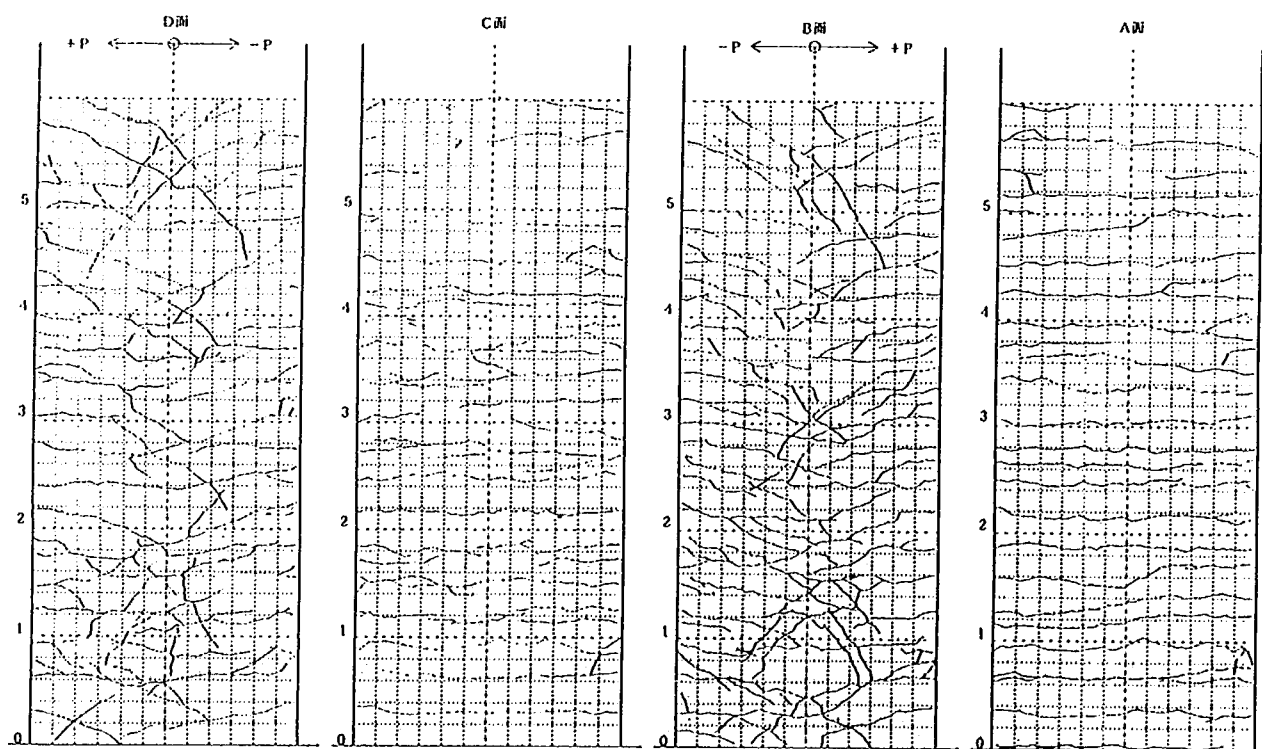
水平力が降伏耐力に達するまでの弾性載荷の結果を基に、L1 供試体では降伏変位を 50mm とした。ここで、降伏変位とは、最外縁引張鉄筋のひずみが降伏ひずみに達した時の載荷点における水平変位である。損傷の進展は、以下の通りである。また、各載荷ステップ終了後における損傷のスケッチを図-3.2 に示す。

1 δ_y の載荷において、写真-3.4 に示すように、基部から 7000mm までの高さの広い範囲にわたって水平ひびわれが発生した。ひびわれ間隔は平均的に 150mm 程度である。また、せん断面のコンクリートには中央付近まで斜めひびわれが進展した。ここで、写真中、供試体コンクリート表面に記されたグリッドラインの間隔は 200mm である。2 δ_y では、水平ひびわれならびに斜めひびわれがそれぞれ進展するとともに、ひびわれ幅が大きくなった。そして、3 δ_y の 2 サイクル目の載荷で、写真-3.5 に示すように、断面最外縁のかぶりコンクリートが橋脚基部から高さ 800mm 程度までの範囲で剥離し、7cm 前後外側へはらみだした。また、断面隅角部付近では縦方向のひびわれが生じ、写真-3.6 のように、大きく剥離した。4 δ_y の 1 サイクル目の載荷で、かぶりコンクリートの剥離がさらに進展し（写真-3.7）、2 サイクル目以降において、その剥離したコンクリートが剥落した。剥落した箇所においては、写真-3.8 に示すように、軸方向鉄筋の座屈が生じていることが観察された。軸方向鉄筋は外側へ座屈しているが、写真-3.9 のように、断面隅角部に配置された軸方向鉄筋のみは帯鉄筋により絞られるように内側へ座屈した。また、帯鉄筋に関してはフックがまだ内部コンクリートに定着されている状態（写真-3.8）であったが、軸方向鉄筋の座屈に伴い、帯鉄筋のはらみだしも確認された（写真-3.10）。5 δ_y の載荷により、写真-3.11 に示すように、コンクリートの剥落が基部から高さ 1200mm 程度の範囲までに進展するとともに、中立軸の断面内部への移動に伴い、せん断面のかぶりコンクリートにも剥落が生じた。高さ 600mm の断面に配筋された帯鉄筋の 135 度フックは、写真-3.12 のように、90 度程度まで開き、内部コンクリートから抜け出した。これにより、帯鉄筋はずり落ちるように下へずれ、軸方向鉄筋に顕著な座屈が生じるとともに、内部コンクリートにも圧壊が進展した（写真-3.13）。そして、6 δ_y の載荷では、内部コンクリートの損傷がさらに進み、ここで載荷を終了した。実験後の供試体の全景を示すと写真-3.14 のとおりである。最終的には軸方向鉄筋の破断は生じなかった。これは、帯鉄筋間隔が 300mm とともに大きく、また、5 δ_y の載荷において塑性ヒンジにおける帯鉄筋のフックが抜け出して帯鉄筋が下方へずれたことにより、軸方向鉄筋の拘束が低減して座屈長が長くなったことと、内部コンクリートへ損傷が進展したことにより、軸方向鉄筋に作用する引張力が大きくならなかったためと考えられる。

なお、本供試体では、若干の斜めひびわれがウェブ面のコンクリートに確認されたが、そのひびわれ角度も小さく、またひびわれ幅も非常に小さいことから、変形モードとしては曲げ変形が支配的であったと言え、破壊形態は曲げ破壊と判断できる。

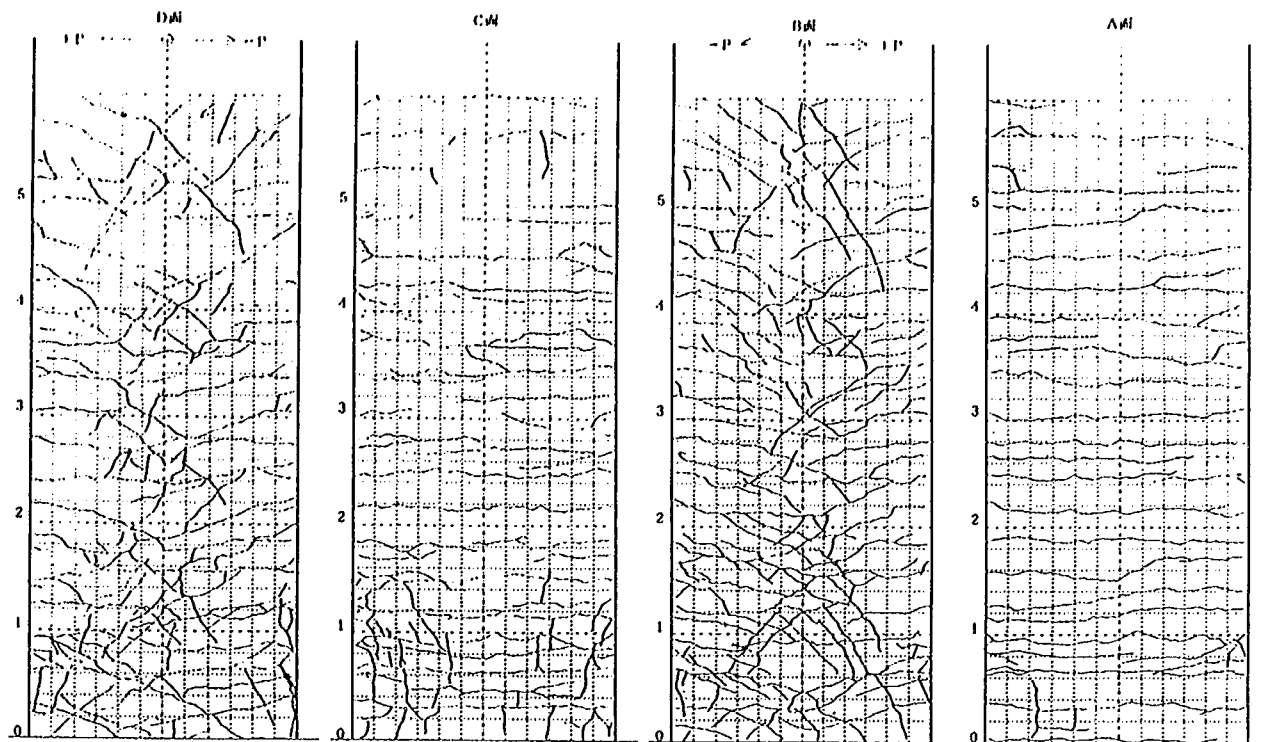


(a) $1\delta_y$ の載荷終了後

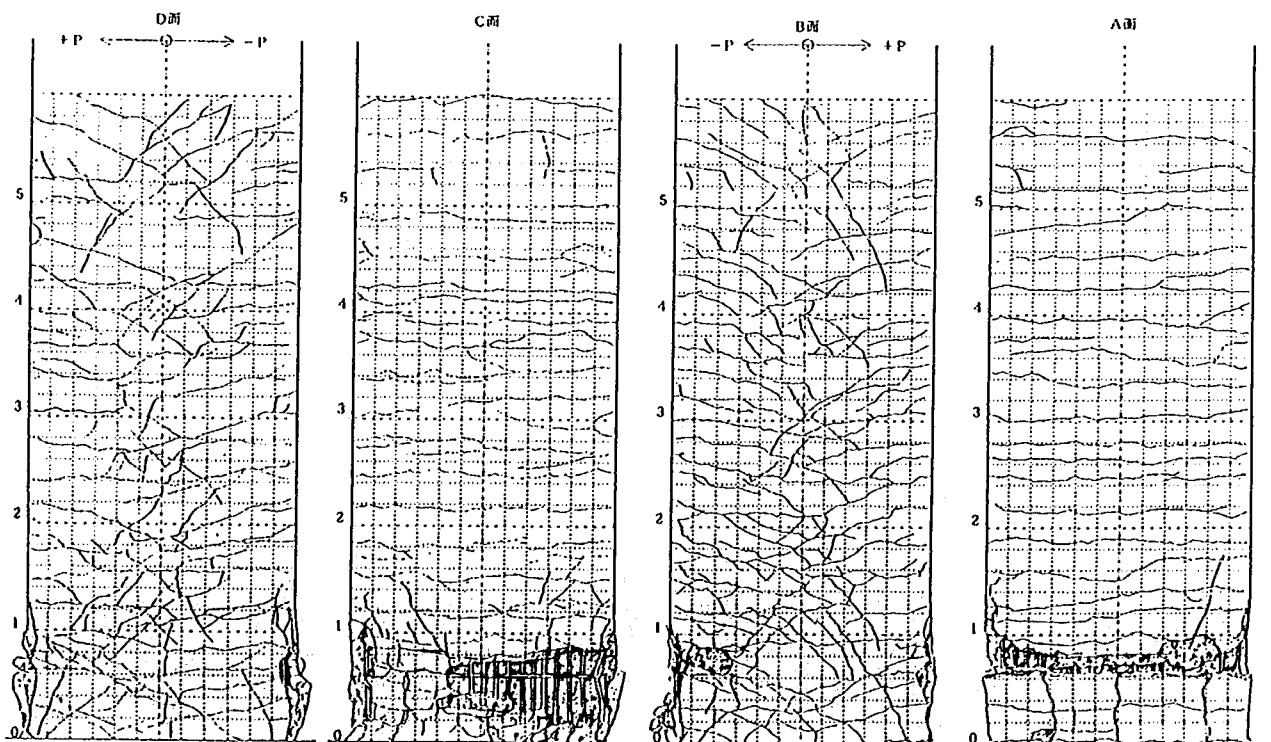


(b) $2\delta_y$ の載荷終了後

図-3.2 L1 供試体に生じた損傷の状況 (その1)

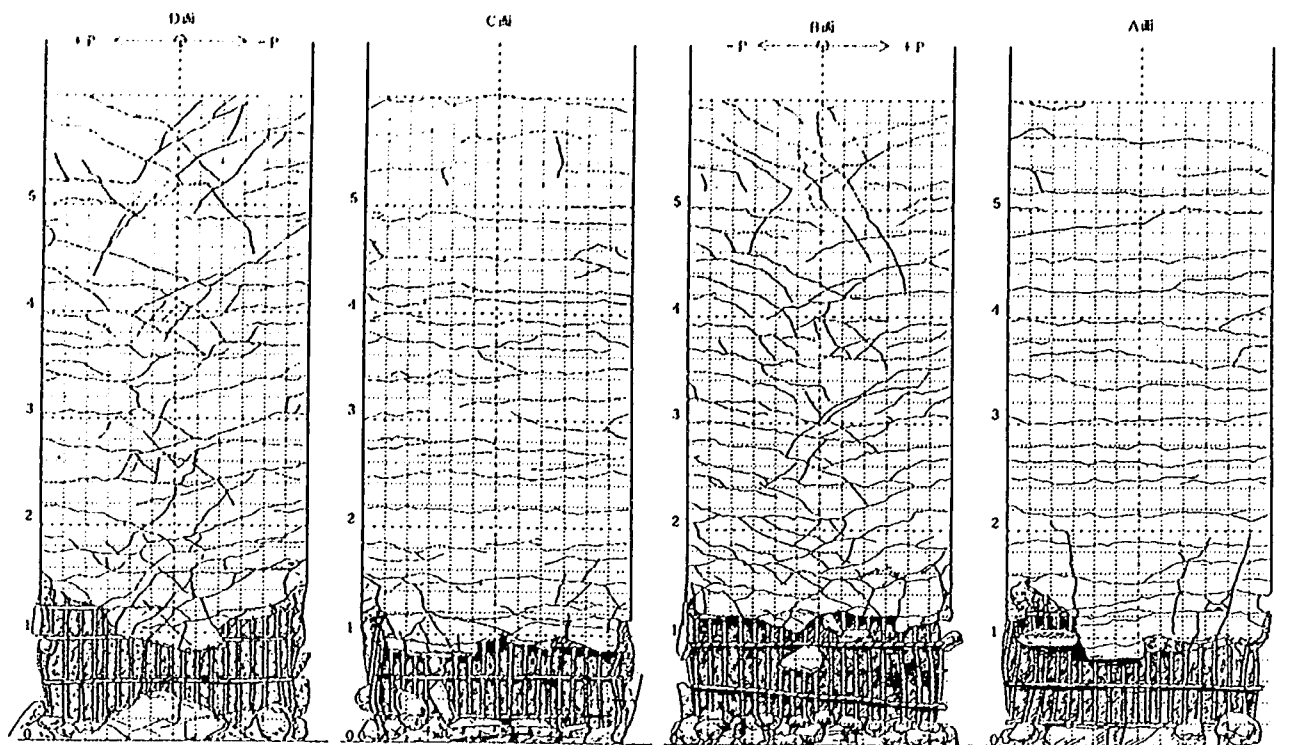


(c) $3\delta_y$ の載荷終了後

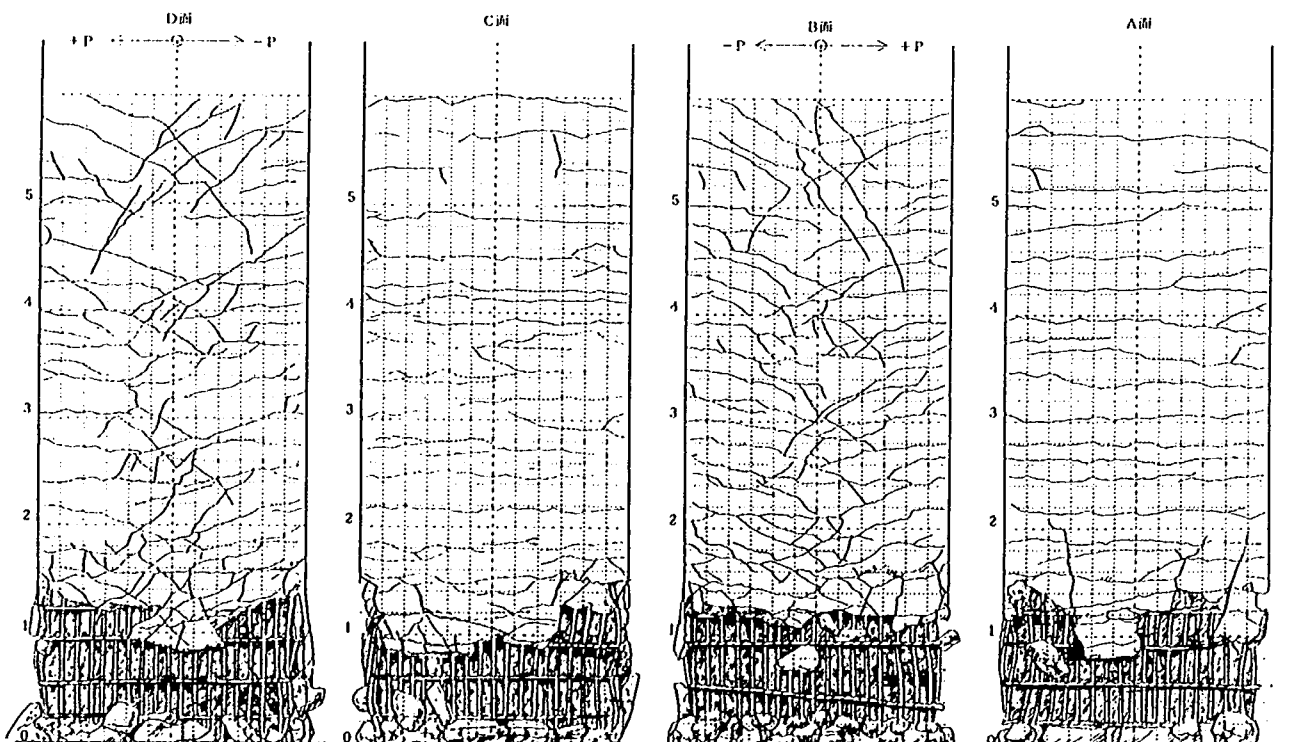


(d) $4\delta_y$ の載荷終了後

図-3.2 L1 供試体に生じた損傷の状況 (その2)



(e) $5\delta_y$ の載荷終了後



(f) $6\delta_y$ の載荷終了後

図-3.2 L1 供試体に生じた損傷の状況 (その3)

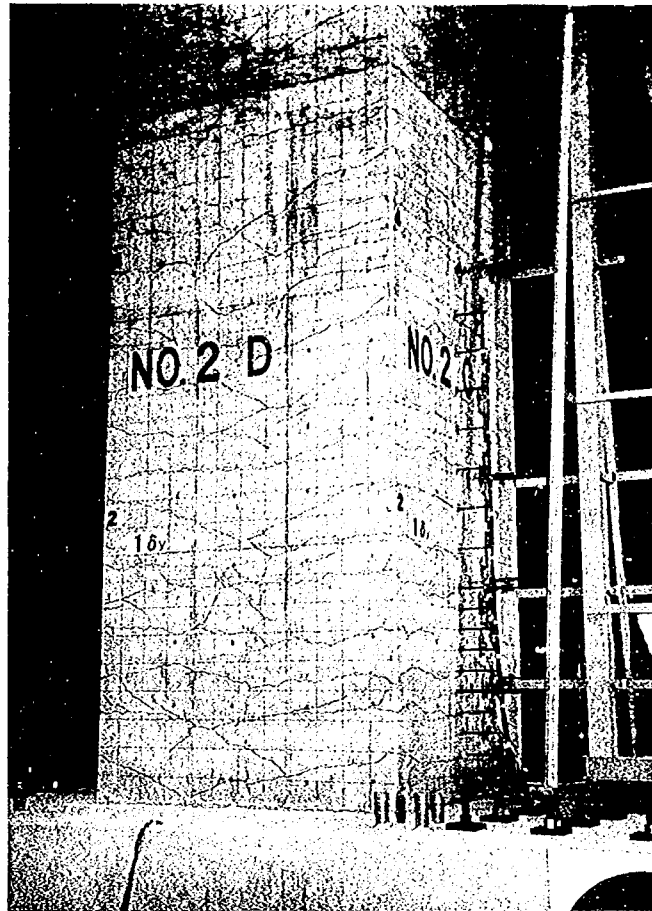


写真-3.4 水平ひびわれと斜めひびわれへの進展 ($1\delta_y$)

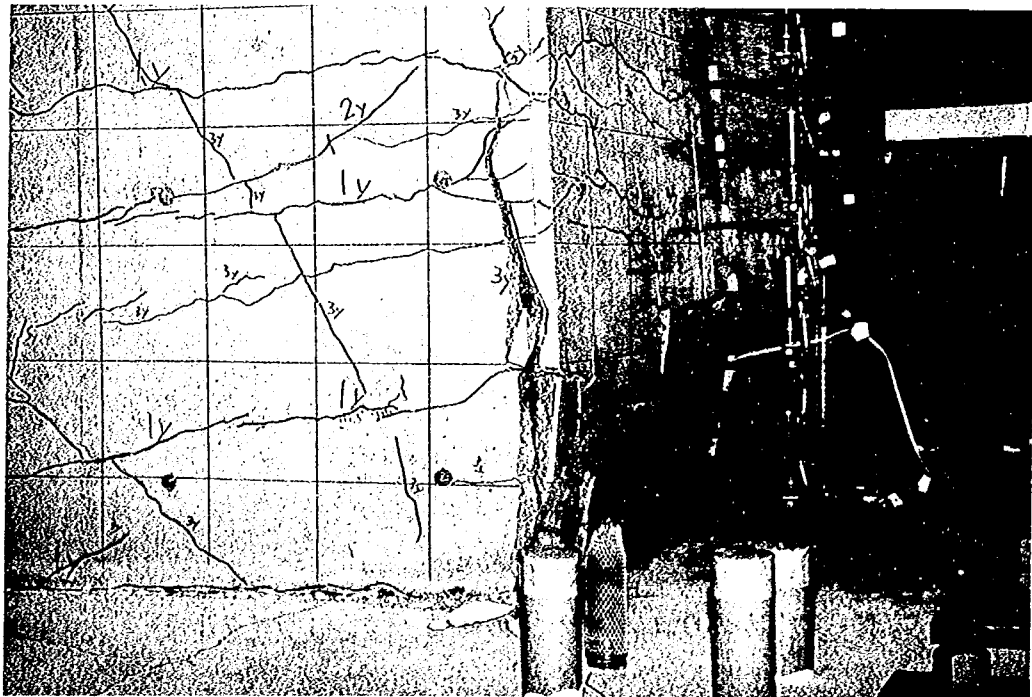


写真-3.5 かぶりコンクリートの剥離の開始 ($3\delta_y-2$ サイクル目)



写真-3.6 隅角部における縦方向ひびわれとコンクリートの剥離 ($3\delta_y-2$ サイクル目)

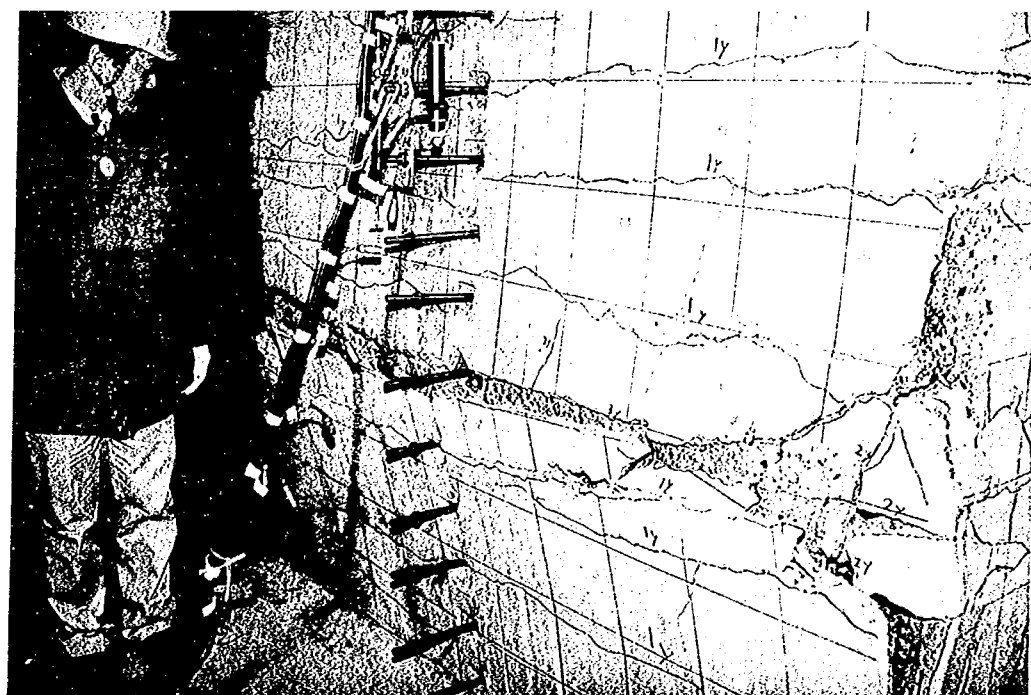


写真-3.7 かぶりコンクリートの剥離 ($4\delta_y-1$ サイクル目)

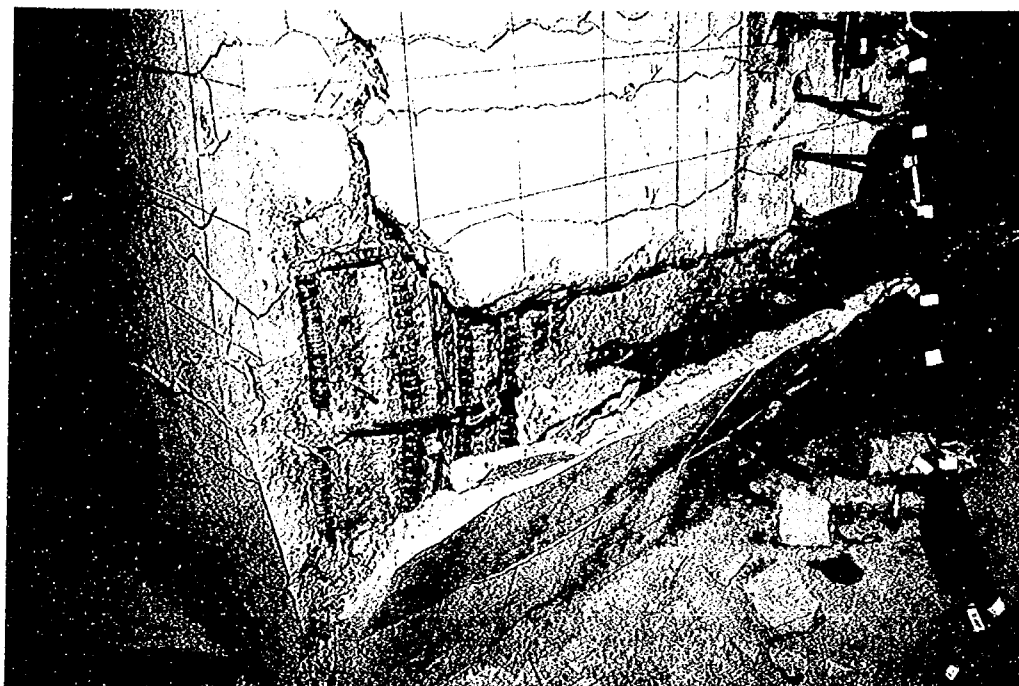


写真-3.8 かぶりコンクリートの剥落と軸方向鉄筋の座屈 ($4\delta_y-2$ サイクル目)
(帯鉄筋のフックは内部コンクリートに定着された状態)

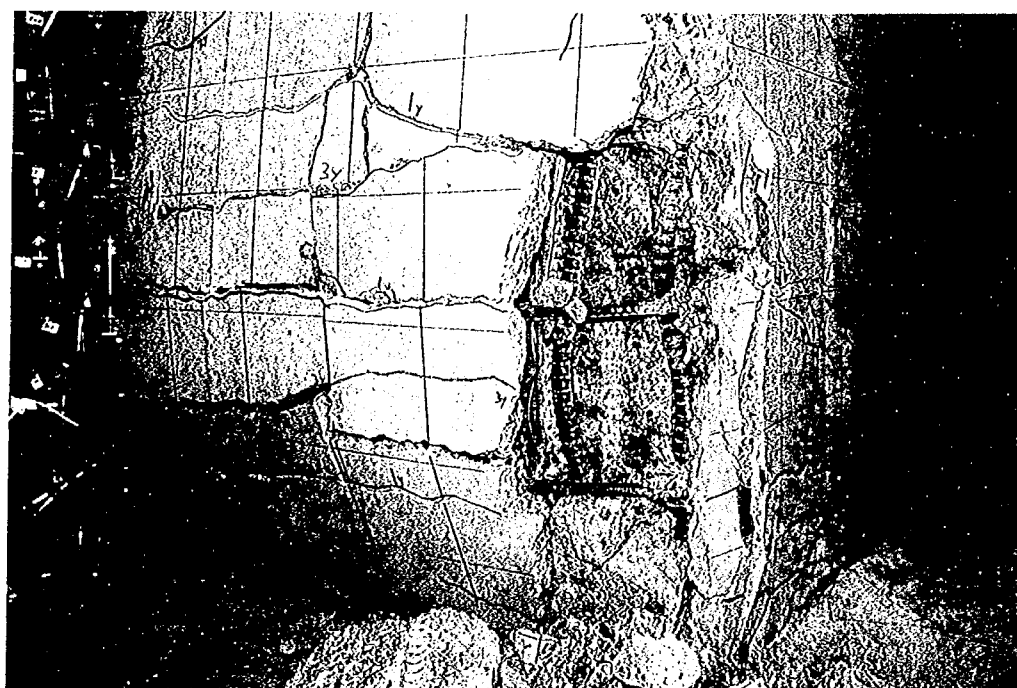


写真-3.9 隅角部軸方向鉄筋の内側への座屈 ($4\delta_y-2$ サイクル目)

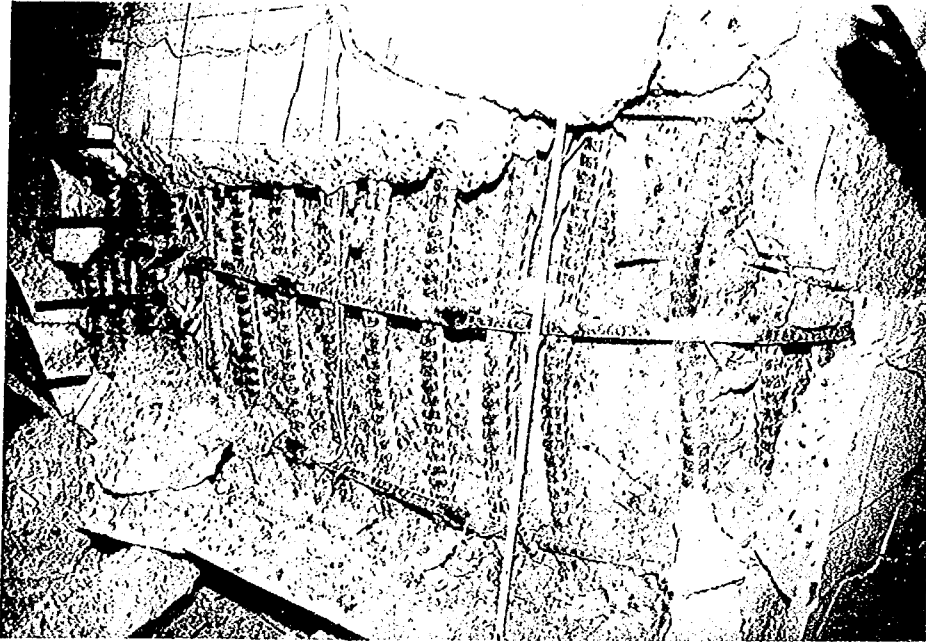


写真-3.10 軸方向鉄筋の座屈と帯鉄筋のはらみだし ($4\delta_y-2$ サイクル目)



写真-3.11 損傷の上方への進展 ($5\delta_y$)

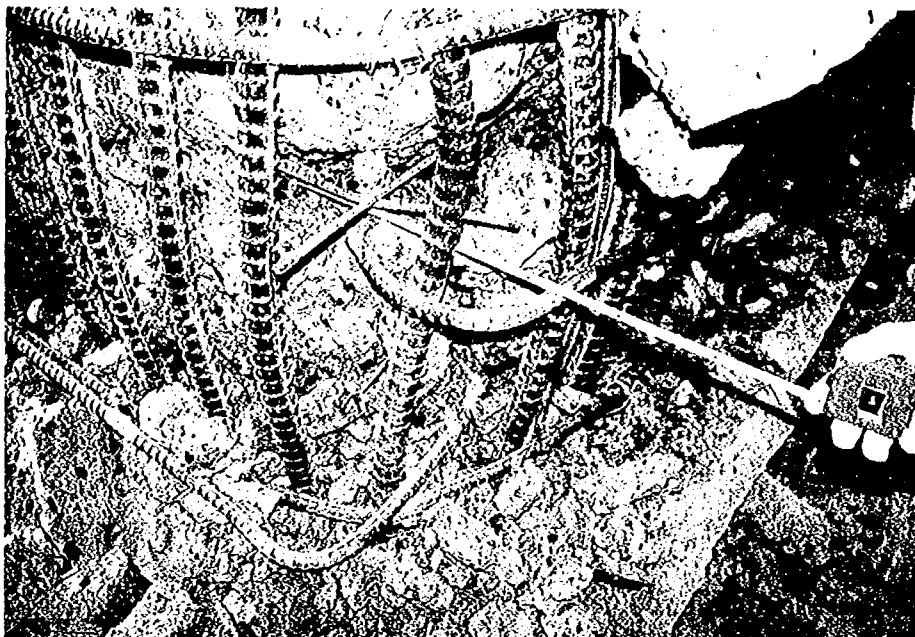


写真-3.12 135度フックの内部コンクリートからの抜け出し ($5\delta_y$)

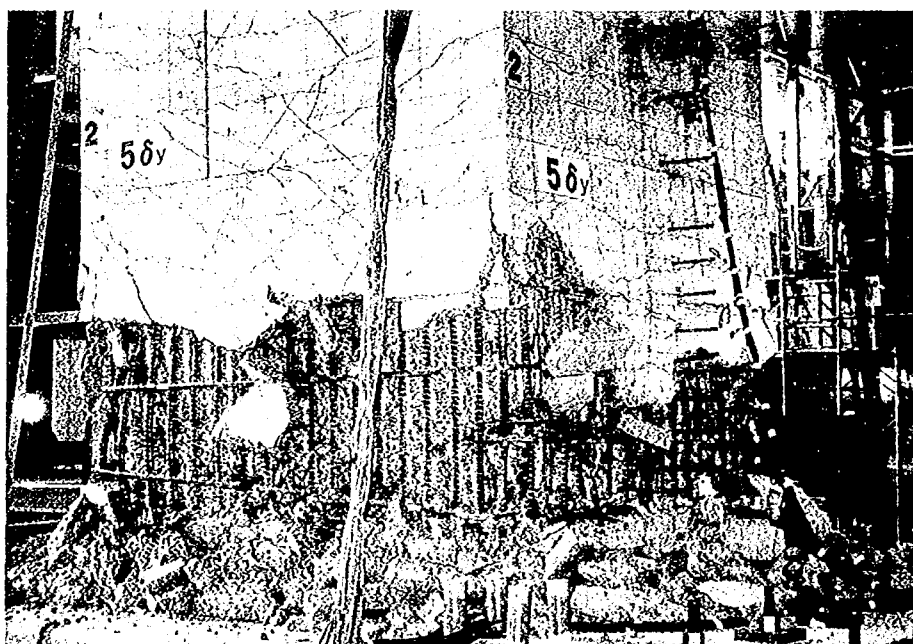


写真-3.13 帯鉄筋のずれ落ちと内部コンクリートへの損傷の進展 ($5\delta_y$)

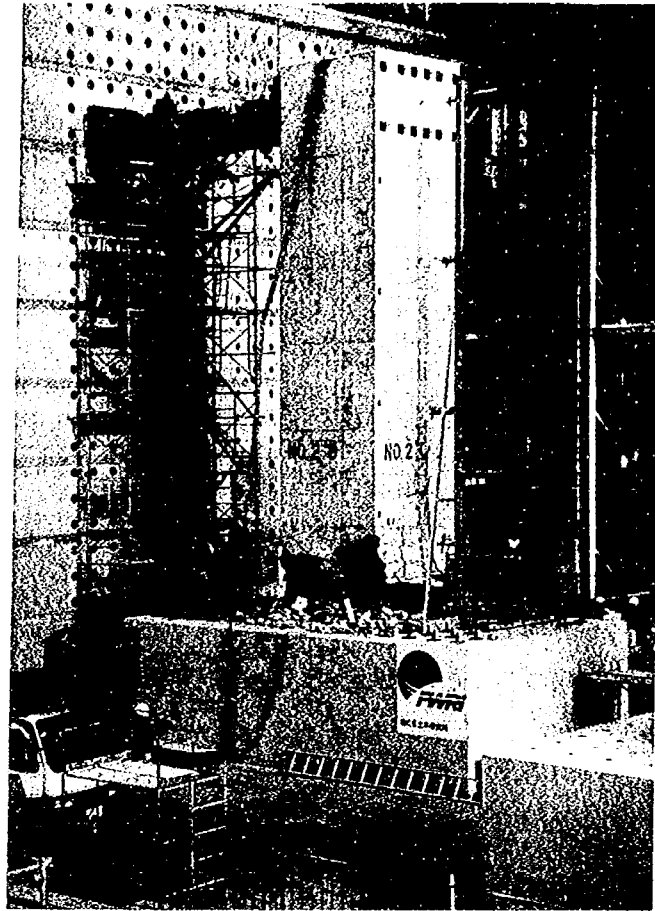
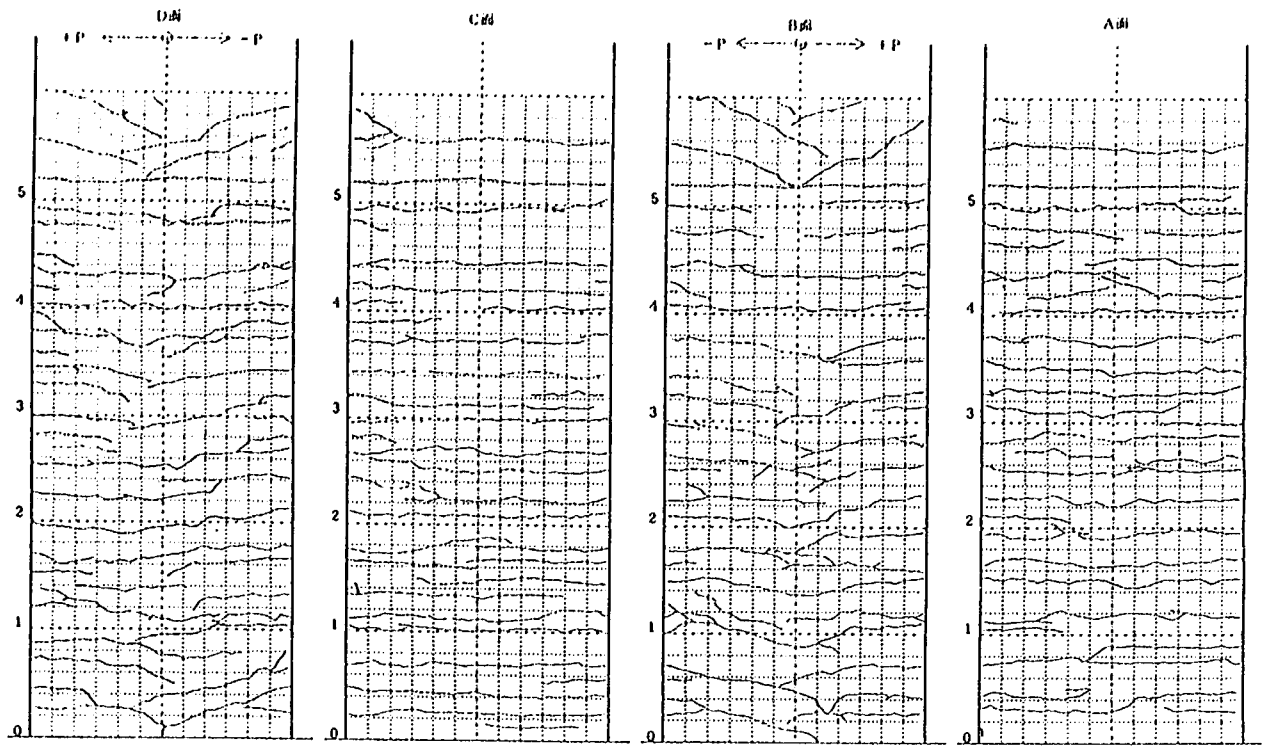


写真-3.14 最終的な損傷の全景 ($6\delta_y$)

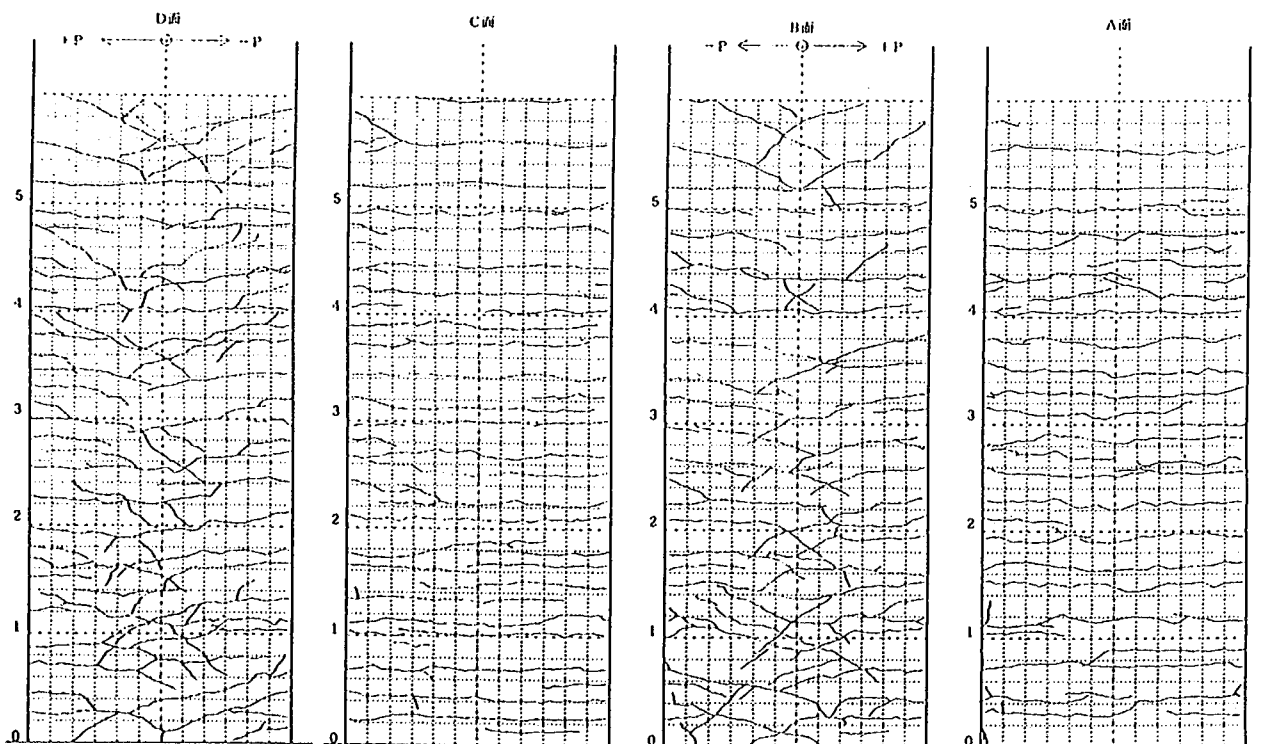
3. 3 L 2 供試体の損傷の進展

L 2 供試体の軸方向鉄筋の配筋条件はL 1 供試体と同じであることから、L 2 供試体における降伏変位はL 1 供試体と同一の 50mm とした。L 2 供試体の損傷の進展を示すと、以下の通りである。また、損傷の進展をスケッチした結果を図-7.3 に示す。

1 δ_y の荷重において、基部から 7000mm までの高さの広い範囲にわたって水平ひびわれが発生した。水平ひびわれは、写真-3.15 に示すように、平均的におよそ 150~300mm 間隔で生じている。また、ウェブ面のコンクリートにも、写真-3.16 に示すように、ほぼ水平なひびわれが進展していた。2 δ_y では、水平ひびわれが進展するとともに、ひびわれ幅が大きくなった。また、ウェブ面水平ひびわれは、進展とともに斜めひびわれへと移行した。3 δ_y の荷重において、写真-3.17 に示すように、水平ひびわれの本数が増すとともに、ウェブ面の斜めひびわれも進展した。そして、4 δ_y の 1 サイクル目の荷重で、写真-3.18 に示すように、断面最外縁のかぶりコンクリートが橋脚基部から高さ 800mm 程度までの範囲で剥離し、外側へはらみだした。また、その 3 サイクル目の荷重で、写真-3.19 のように、剥離したコンクリートが剥落し、軸方向鉄筋が露出した。この段階においては、写真-3.20 に示すように、中間帯鉄筋の 180 度フックは内部コンクリートに定着された状態を保っており、帯鉄筋の外側へのはらみだしが拘束されており、これにより軸方向鉄筋の座屈が抑制されていることがわかる。5 δ_y の 1 サイクル目の荷重までは内部コンクリートへの損傷の進展が抑えられていたが、2 サイクル目以降軸方向鉄筋の座屈に伴い、中間帯鉄筋のフックが掛けられている点を節として帯鉄筋が外側へはらみだし始めた（写真-3.21）。そして、3 サイクル目には、はらみだし変形の増大に伴って、写真-3.22 に示すように、帯鉄筋の変形の節となっていた中間帯鉄筋との交点において帯鉄筋が折れ曲がるようなモードで破断した。帯鉄筋の破断による拘束力の低下に伴い、次の 6 δ_y の荷重では、内部コンクリートの損傷が進展するとともに、軸方向鉄筋が橋脚基部から高さ 800mm 程度の範囲で顕著に座屈した（写真-3.23）。そして、その交番繰り返し作用により、3 サイクル目の荷重終了後において、軸方向鉄筋が合計で 11 本破断した（写真-3.24）。さらに、7 δ_y の 1 サイクル目の荷重では、新たに 2 本の軸方向鉄筋が破断し、ここで荷重を終了した。実験後の供試体の全景を示すと写真-3.25 のとおりである。

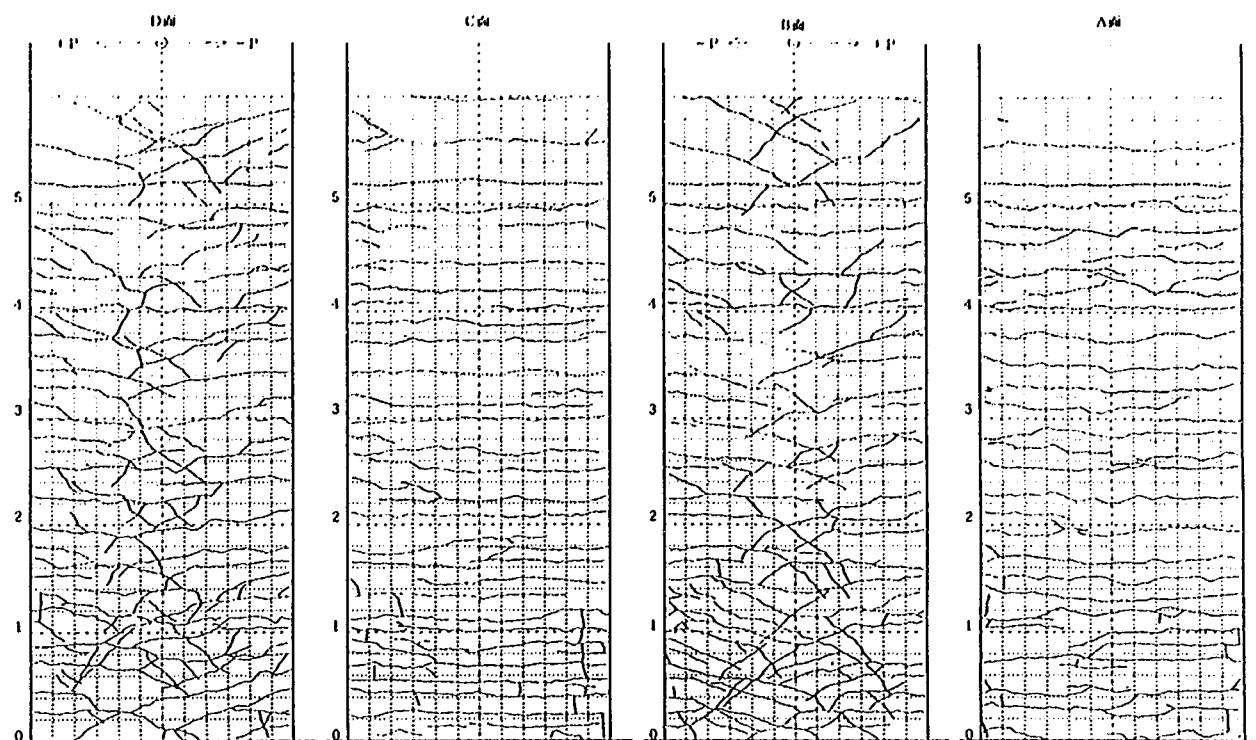


(a) $1\delta_y$ の載荷終了後

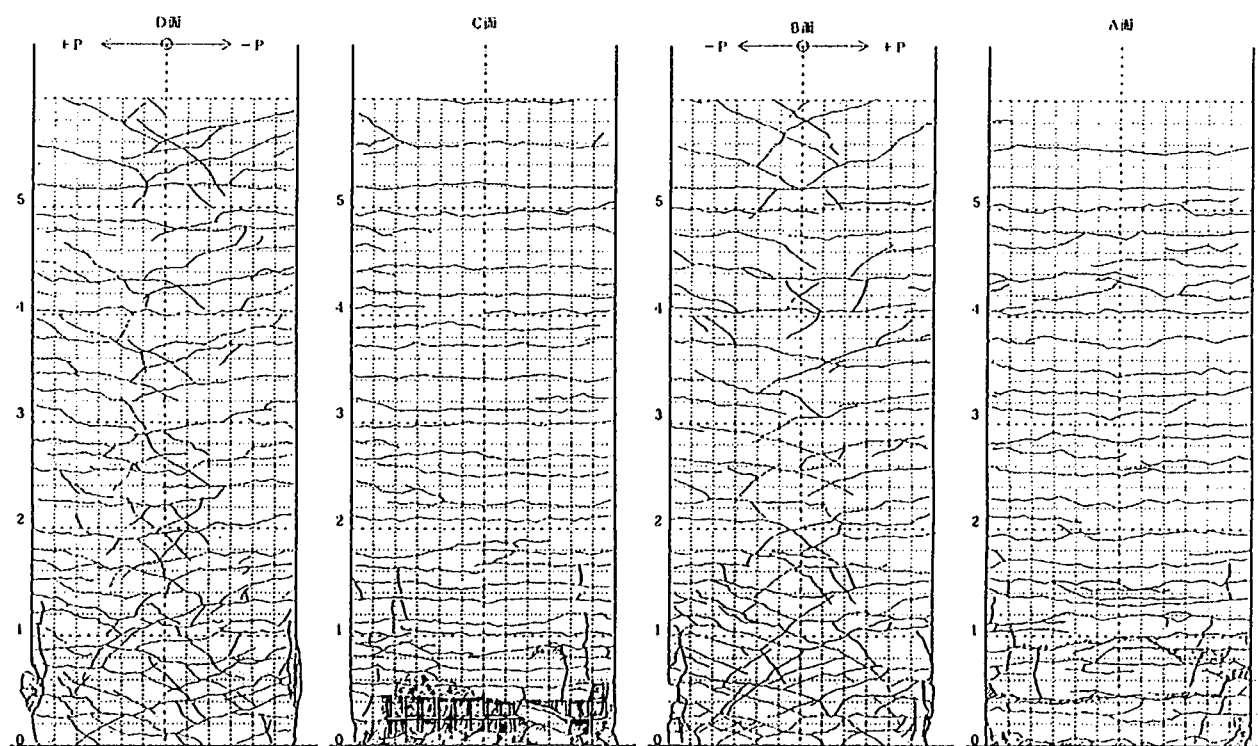


(b) $2\delta_y$ の載荷終了後

図-3.3 L2 供試体に生じた損傷の状況 (その1)

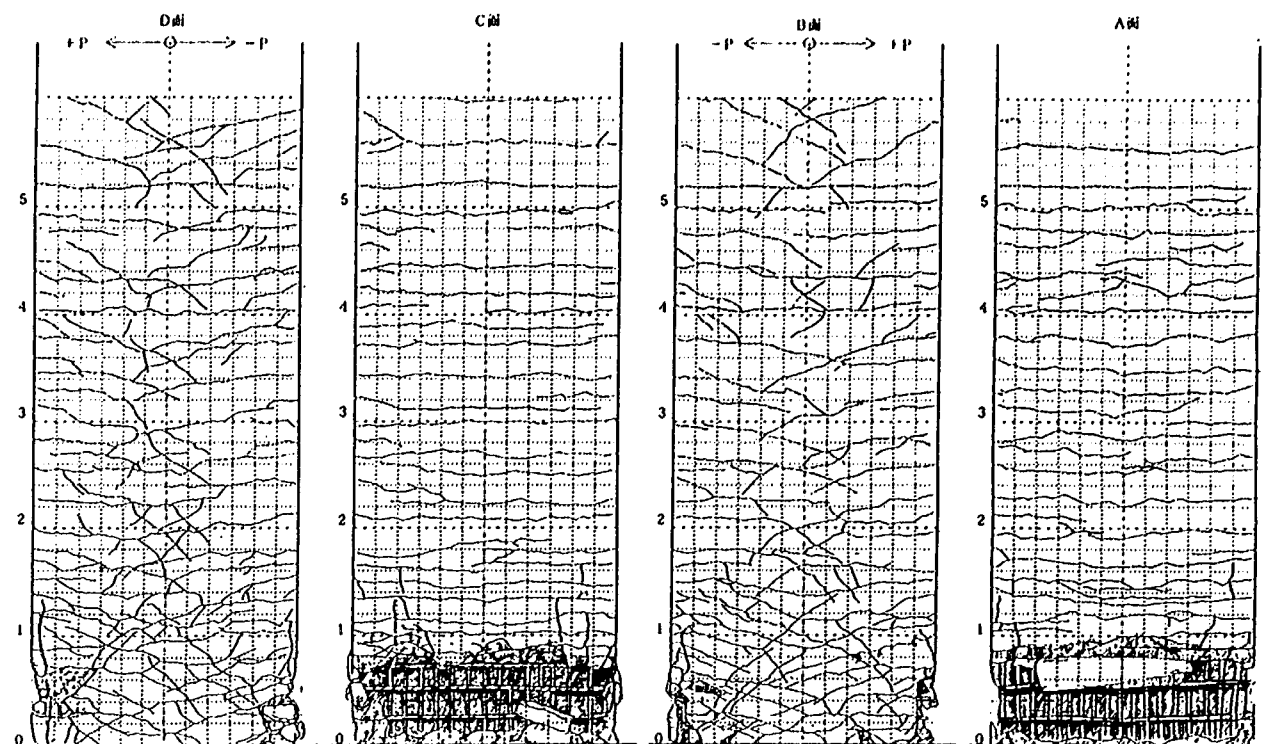


(c) $3\delta_y$ の載荷終了後

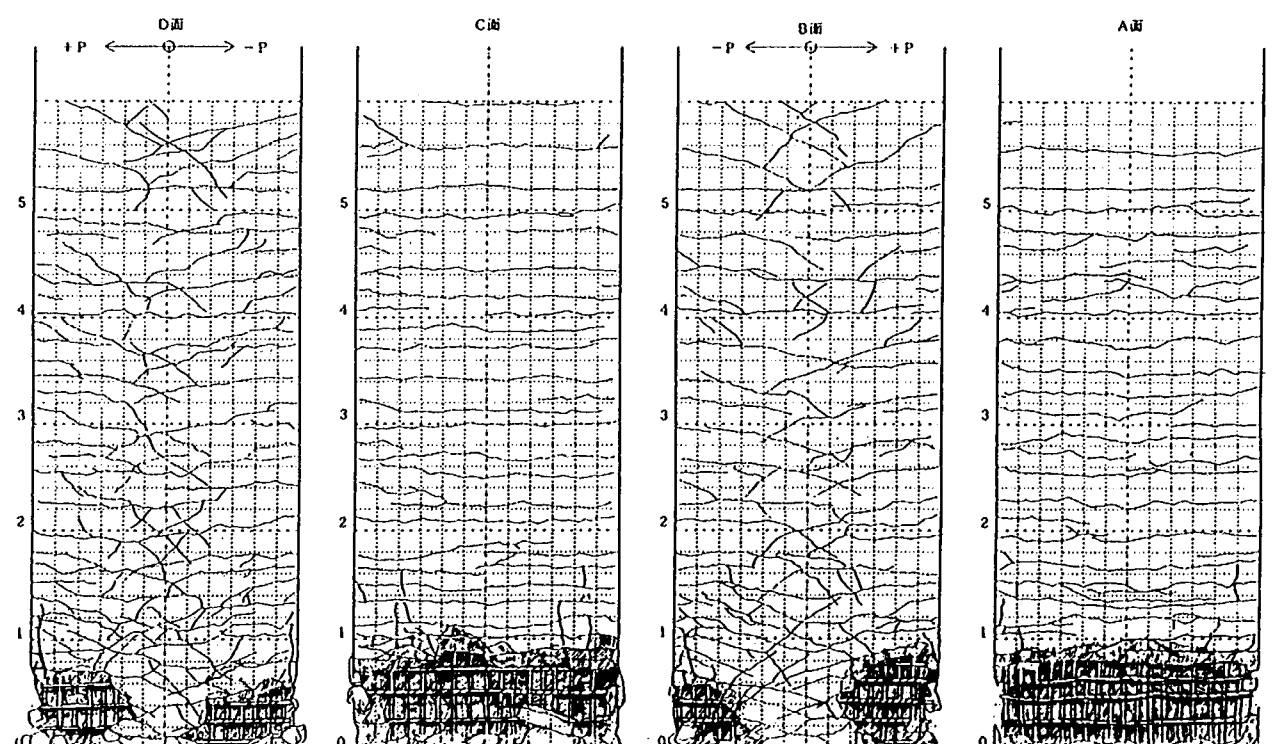


(d) $4\delta_y$ の載荷終了後

図-3.3 L2 供試体に生じた損傷の状況 (その2)

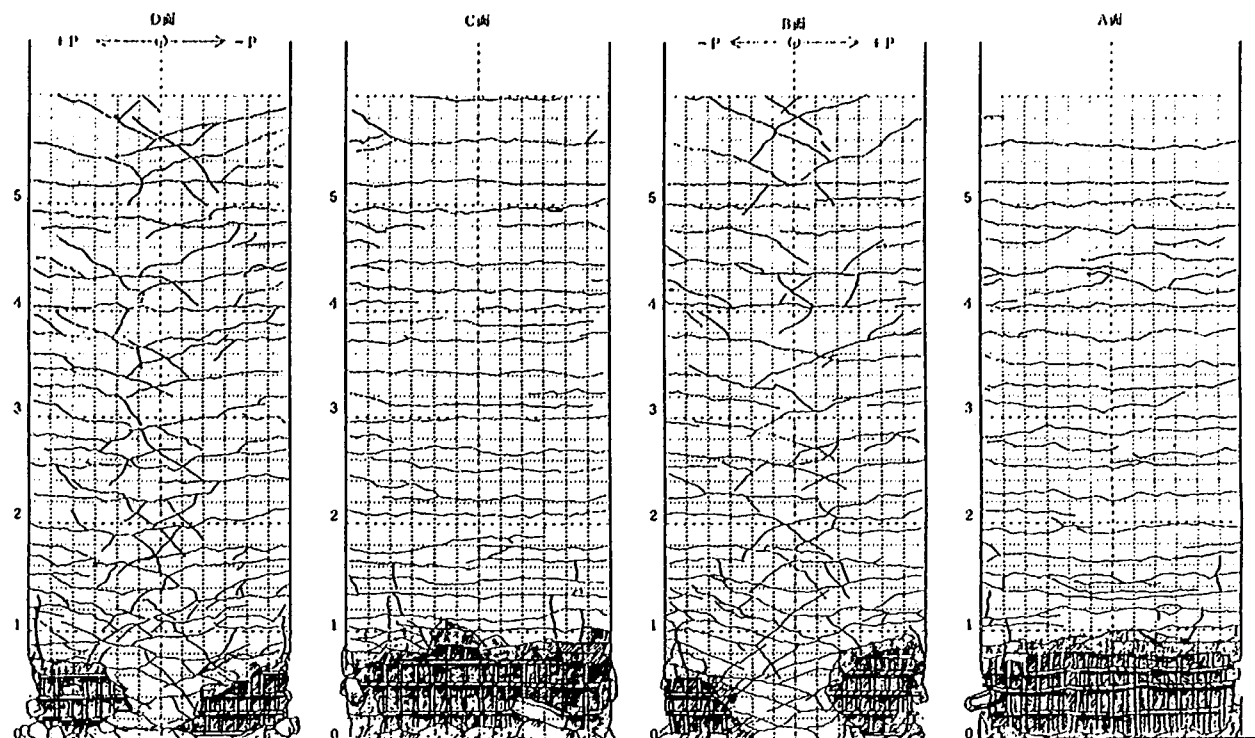


(e) $5\delta_y$ の载荷終了後



(f) $6\delta_y$ の载荷終了後

図-3.3 L2供試体に生じた損傷の状況 (その3)



(g) $7\delta_y$ の荷重終了後

図-3.3 L2 供試体に生じた損傷の状況 (その4)

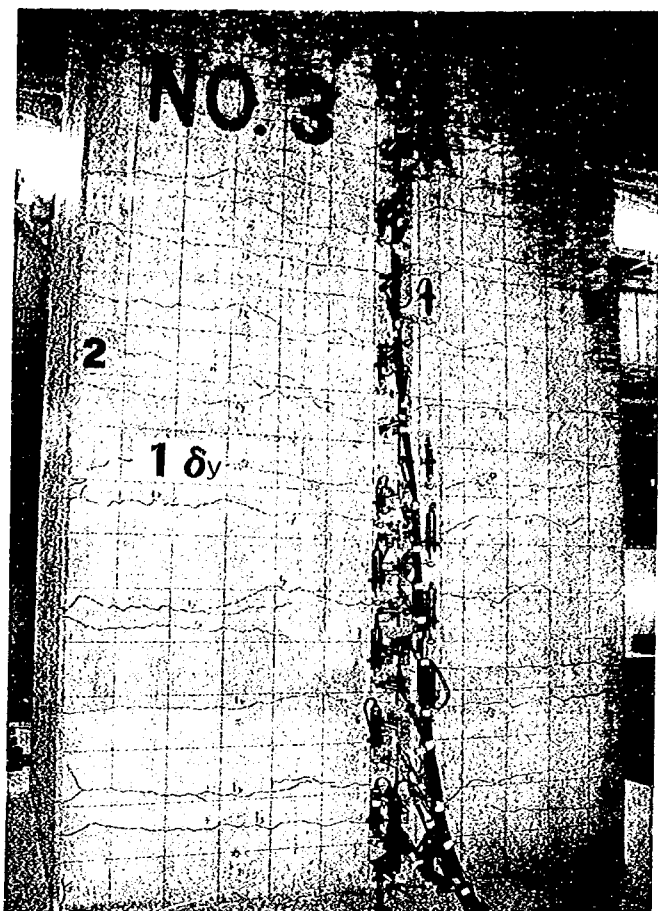


写真-3.15 水平ひびわれ ($1\delta_y$)

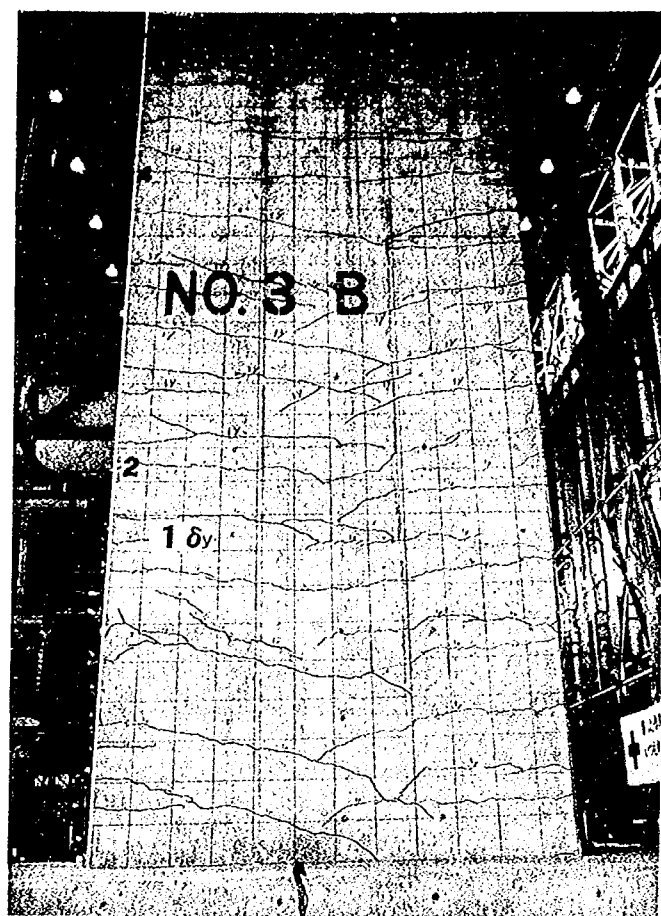


写真-3.16 斜めひびわれへの進展 ($1\delta_y$)

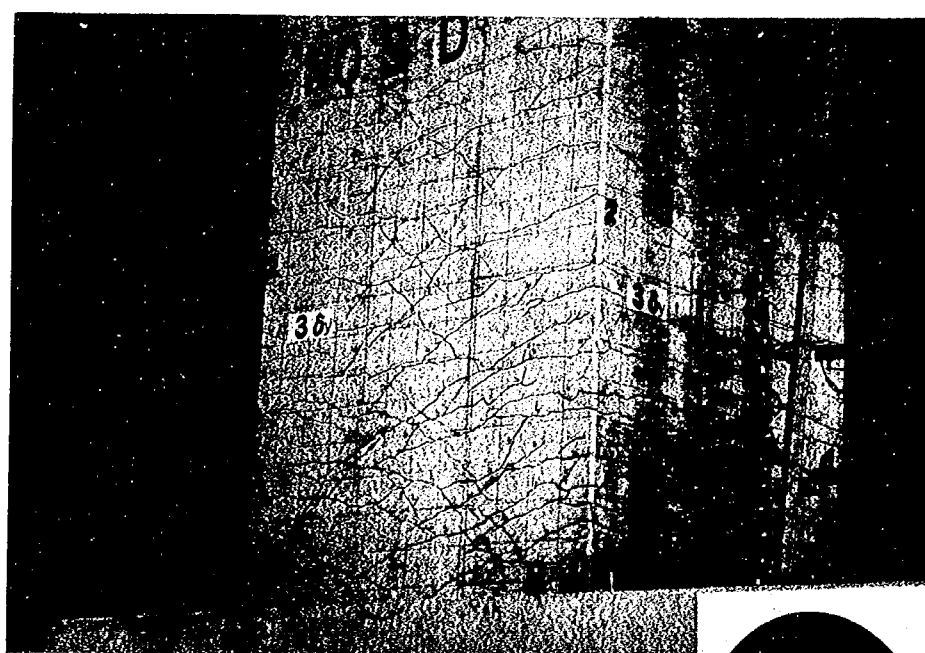


写真-3.17 ひびわれ本数の増加 ($3\delta_y$)

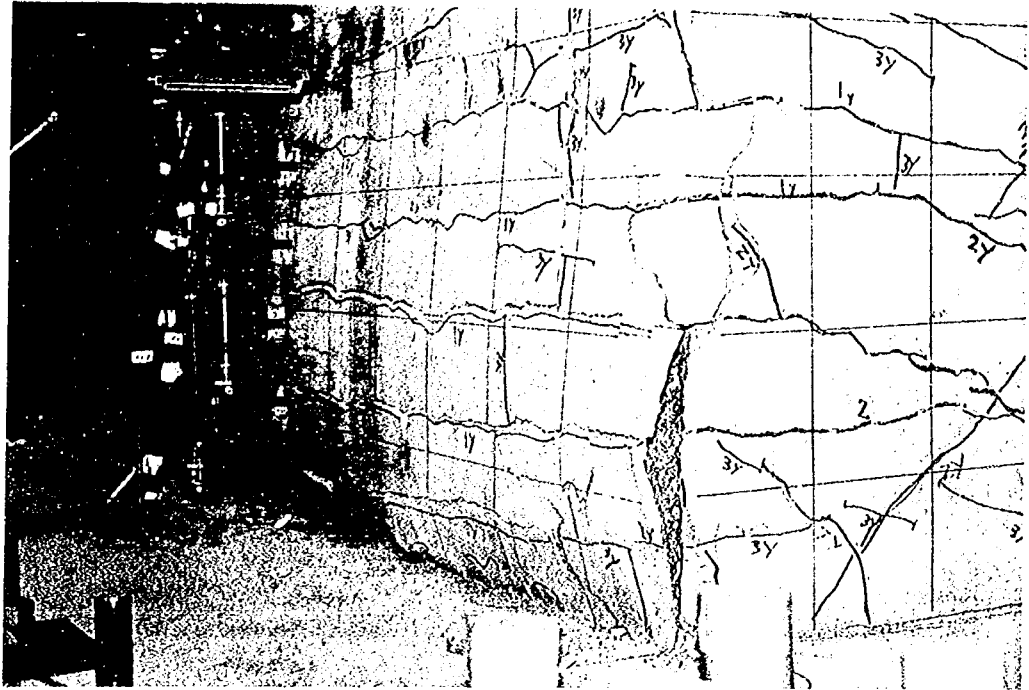


写真-3.18 かぶりコンクリートの剥離開始 ($4\delta_y-1$ サイクル目)

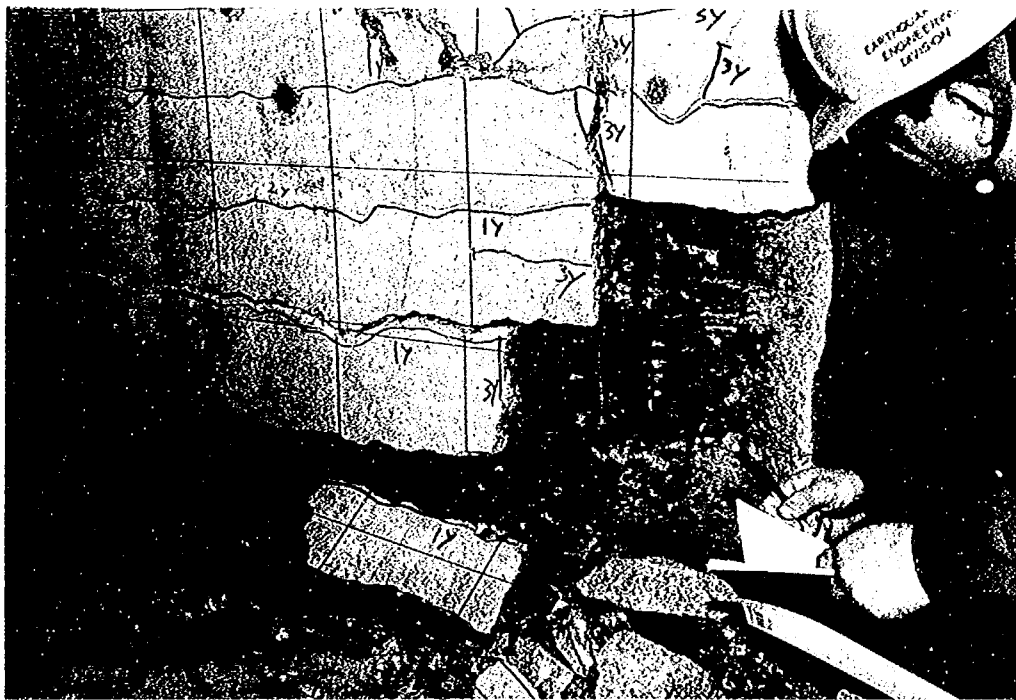


写真-3.19 断面隅角部でのかぶりコンクリートの剥落 ($4\delta_y-3$ サイクル目)

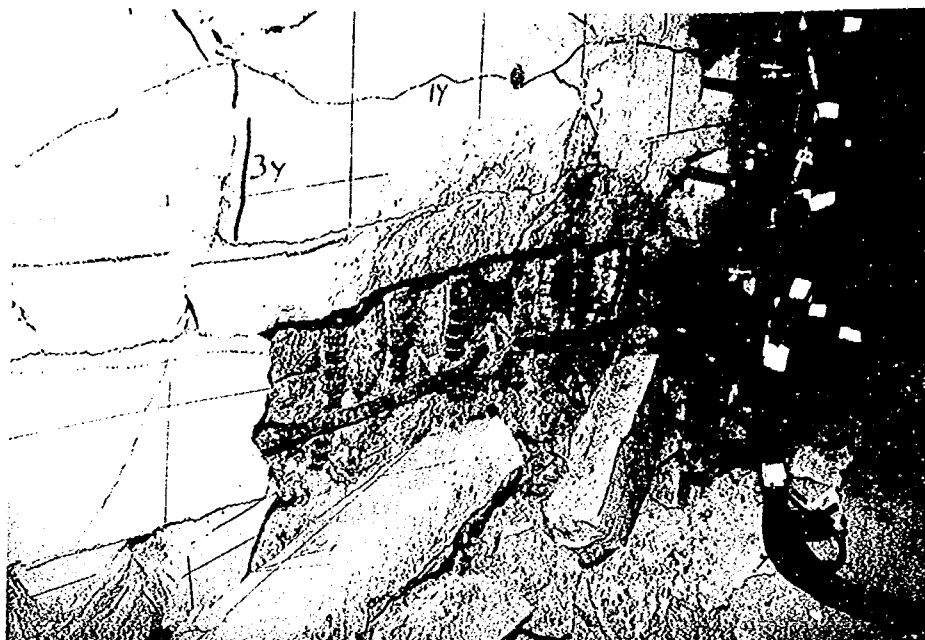


写真-3.20 中間帯鉄筋のフックの定着確保と帯鉄筋のはらみだし抑制 ($4\delta_y-3$ サイクル目)

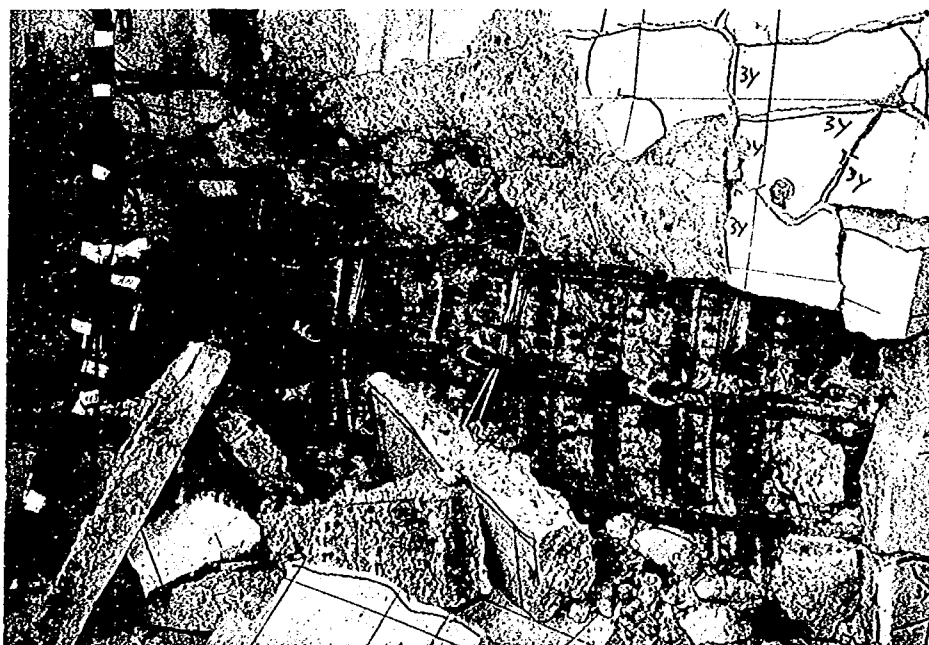


写真-3.21 帯鉄筋のはらみだし ($5\delta_y-2$ サイクル目)

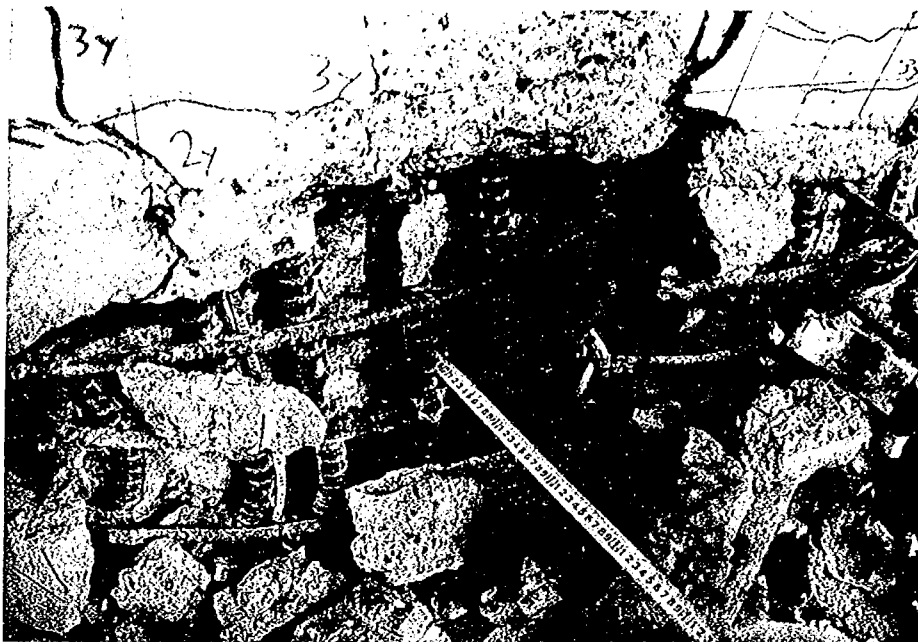


写真-3.22 中間帯鉄筋との交点における帯鉄筋の破断 ($5\delta_y-3$ サイクル目)

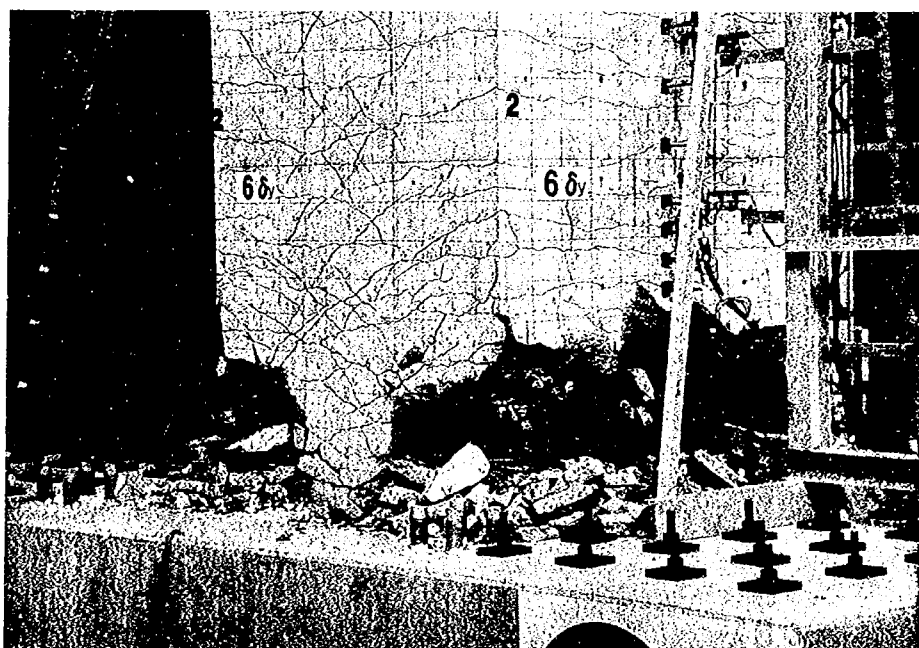


写真-3.23 軸方向鉄筋の座屈と内部コンクリートへの損傷進展 ($6\delta_y-1$ サイクル目)

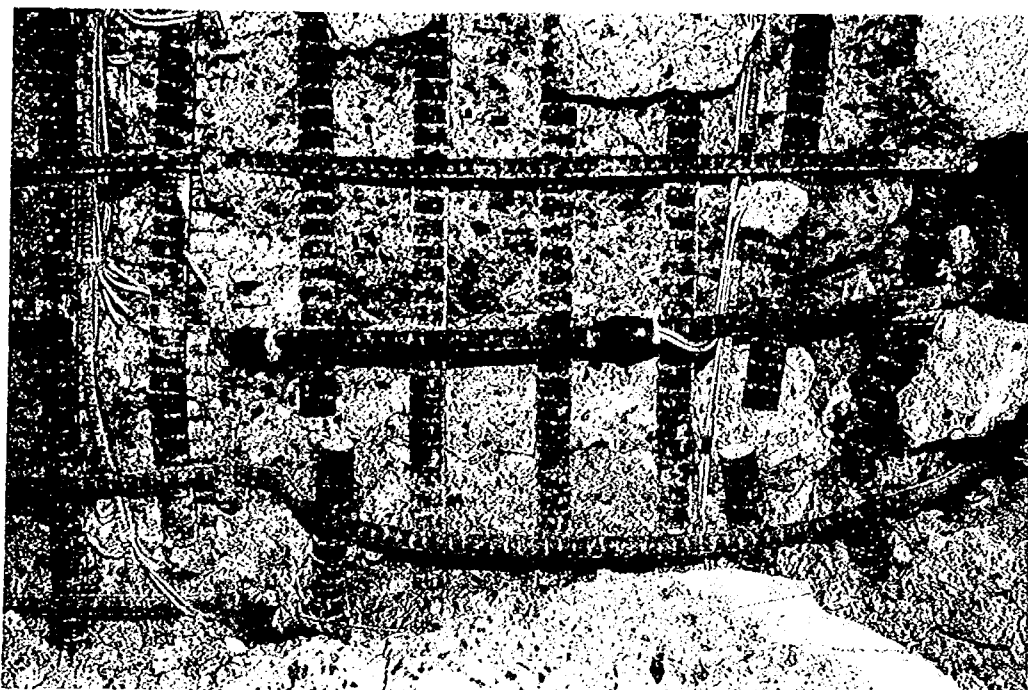


写真-3.24 軸方向鉄筋の破断 ($6\delta_y-3$ サイクル目)

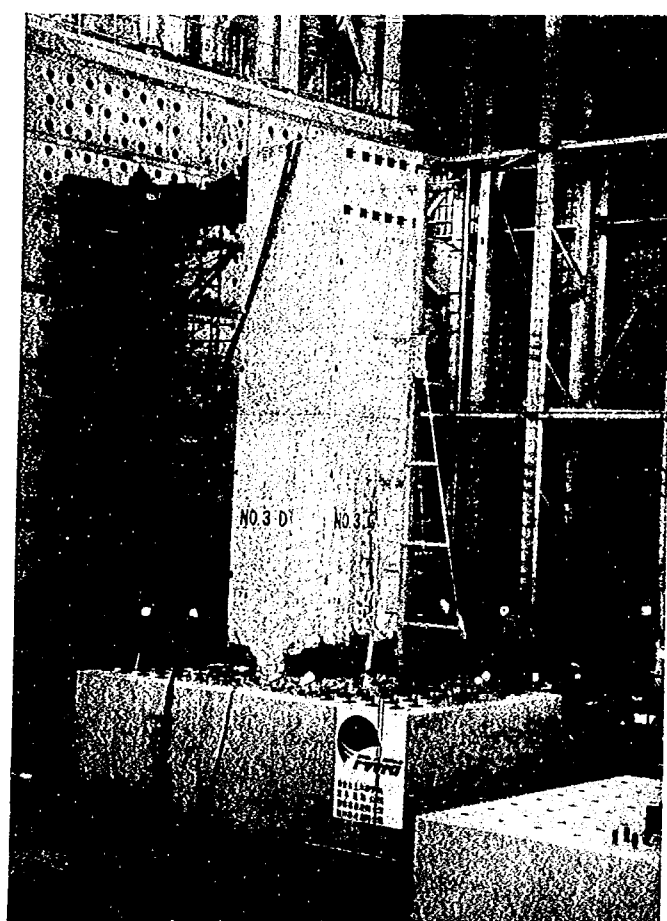


写真-3.25 最終的な損傷の全景 ($7\delta_y$)

3. 4 L 3 供試体の損傷の進展

L 3 供試体の降伏変位は、事前解析により算出した降伏耐力とアンカー筋に貼付したひずみゲージの計測値を基に 43mm と決定した。L 3 供試体の損傷の進展を示すと、以下の通りである。なお、各載荷ステップの終了後、鋼板と無収縮モルタルの付着状況をハンマーによる打診により確認した。

1 δ_y の載荷においては、載荷途中において鋼板と無収縮モルタルの付着が剥がれるような音が確認されたが、目視でわかる程度の損傷は見られなかった。2 δ_y から 3 δ_y までの載荷では、写真-3.26 に示すように、橋脚基部の間隙部において、無収縮モルタルが剥離した。この間隙部における無収縮モルタルは、その注入施工後に単に残存していただけのものであるため、これは力学的に有意な損傷ではない。しかしながら、間隙部におけるコンクリート躯体は目視で確認できないが、この段階においてひびわれが生じているものと推定される。そして、4 δ_y の載荷で、フランジ面に配置された H 形鋼に外側への反り変形が生じ始めた。これは、圧縮側のコンクリートが外側へはらみだそうとするのに H 形鋼が抵抗していることを示している。5 δ_y の載荷では、間隙部のコンクリートの損傷が進展するとともに（写真-3.27）、写真-3.28 に示すように、H 形鋼のはらみだしがより大きくなった。次の 6 δ_y の載荷では、間隙部のコンクリートが圧壊するとともに（写真-3.29）、フランジ面の H 形鋼直上付近の鋼板にもはらみだしが生じた（写真-3.30、3-31）。なお、この段階において、鋼板巻立て施工に取り付けられていた水平アンカーは、基部から 2000mm 程度の範囲で抜け出ている。また、アンカー筋を固定させた H 形鋼のウェブに、写真-3.32 に示すような亀裂が発生した。さらに、7 δ_y の載荷において、アンカー筋が合計 7 本破断するとともに（写真-3.33）、目視では確認できないが、内部鉄筋コンクリート断面の軸方向鉄筋の破断と考えられる音も生じた。また、H 形鋼ウェブ面に生じていた亀裂が進展し、写真-3.34 に示すように、アンカー筋が定着されるセル（H 形鋼フランジとリブプレートに囲まれた面）の外縁に沿うような形で、最終的にはコの字型に破断した。8 δ_y の載荷で新たに 2 本のアンカー筋が破断し、ここで載荷を終了した（写真-3.35）。

鋼板と無収縮モルタルとの付着の状況を調査した結果を図-3.4 に示す。今回の供試体については、打診の結果、実験を開始する前の段階においてから、基部付近を中心として一部の範囲に鋼板と無収縮モルタルの剥離が生じていた。なお、本供試体に対しては、1 δ_y の載荷前に、5mm、10mm、20mm、35mm の載荷をそれぞれ 1 サイクルずつ行っているが、鋼板と無収縮モルタルの付着が剥がれたことに起因して発生したと考えられる音が 10mm の載荷の時から確認された。そして水平力が最大値に達する 2 δ_y の載荷までの間に、広い範囲で付着の剥離が生じていることがわかる。ただし、これは肌隙が生じているものではないと考えられる。

なお、実験後に鋼板を取り除き、鉄筋コンクリート断面に生じた損傷の観察を行った。写真-3.36(a) は、フランジ側の損傷状況を示したものである。かぶりコンクリートの剥落は基部から 800mm 程度までの範囲であるが、L 1 供試体と比較すると軸方向鉄筋の座屈長は短くなっていることがわかる。これは H 形鋼による拘束力が高いために、損傷が基部の狭い範囲で生じたことを示唆している。また、軸方向鉄筋の破断は側面よりの鉄筋で生じている。これは、矩形断面における拘束効果の特徴であり、

日形鋼による拘束力が中央部よりも側面よりの方でより大きいためである。一方、写真-3.36(b)は、側面（ウェブ面）の損傷状況を示したものである。コンクリートが剥落しているのは基部から 300mm までの高さの範囲であり、その上部では斜めひびわれも生じている。このように、本供試体では鋼板と日形鋼で橋脚基部の拘束を高めたことにより、損傷の範囲が小さくなり、最終的には軸方向鉄筋が破断するという破壊モードとなった。これは、損傷の形態としては帯鉄筋比を高めた L 2 供試体と同分類になるものと考えられる。ただし、損傷が生じる範囲としては、L 2 供試体よりも明らかに小さくなっている。

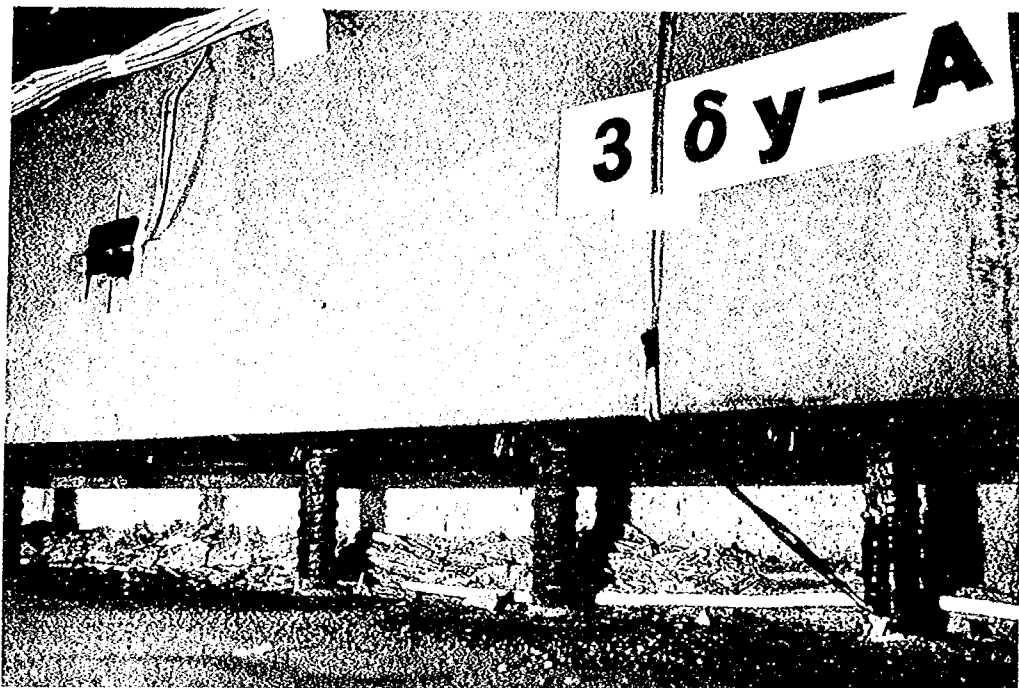


写真-3.26 間隙部の状態（無収縮モルタルの剥離）（ $3\delta_y$ ）

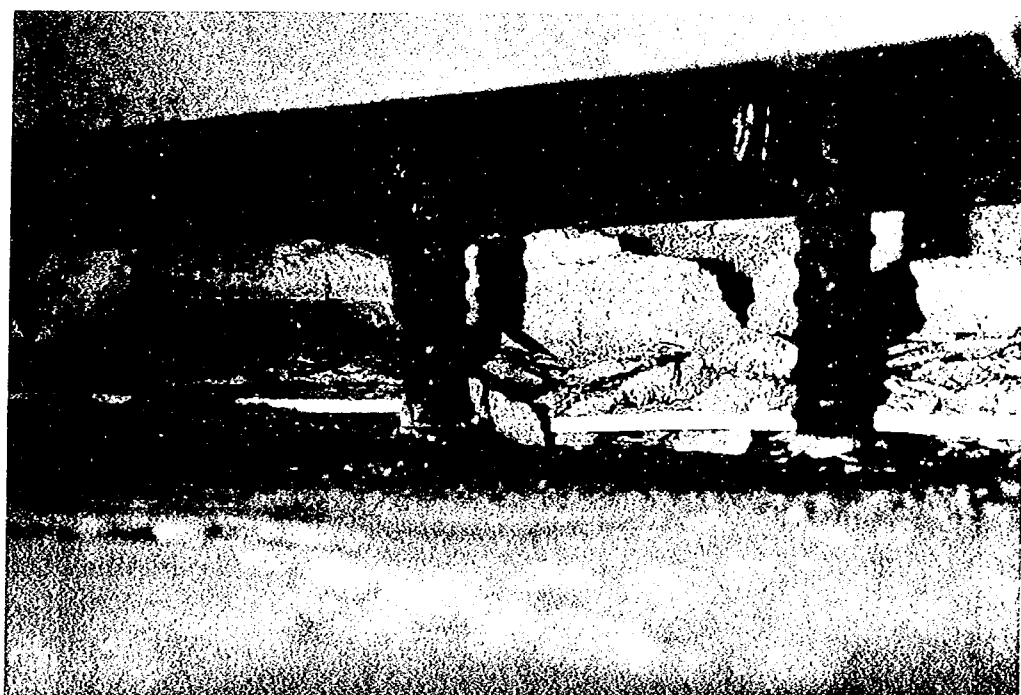


写真-3.27 間隙部のコンクリートの損傷（ $5\delta_y$ ）



写真-3.28 H形鋼の外側へのはらみだし ($5\delta_y$)



写真-3.29 間隙部コンクリートの圧壊 ($6\delta_y$)



写真-3.30 H形鋼上部における鋼板のはらみだし ($6\delta_y$)

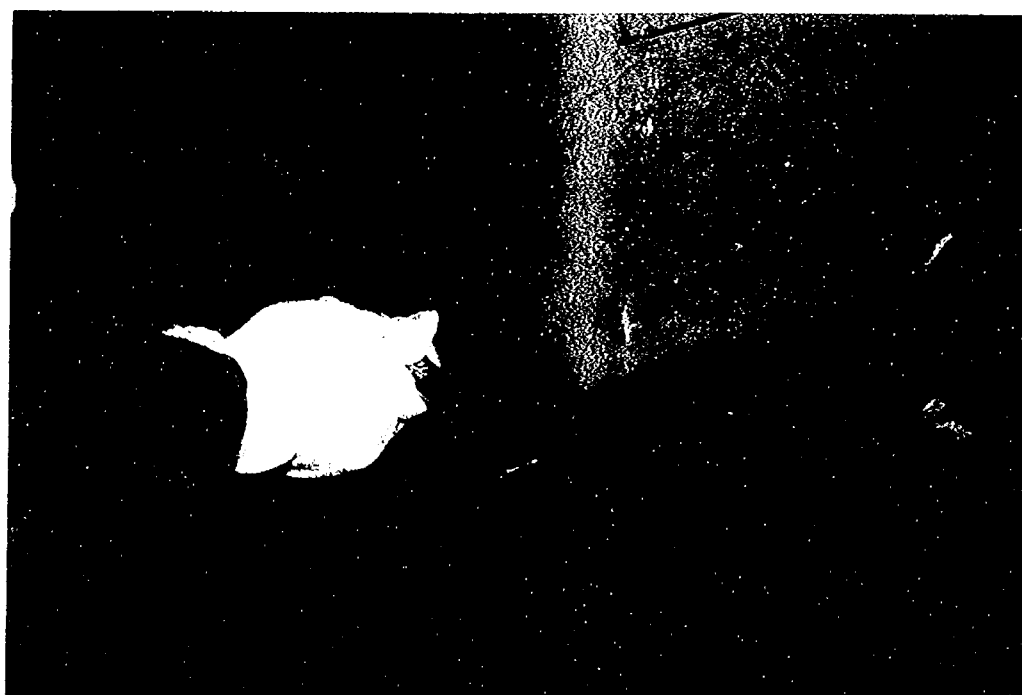


写真-3.31 鋼板のはらみだしによる隅角部の変形 ($6\delta_y$)

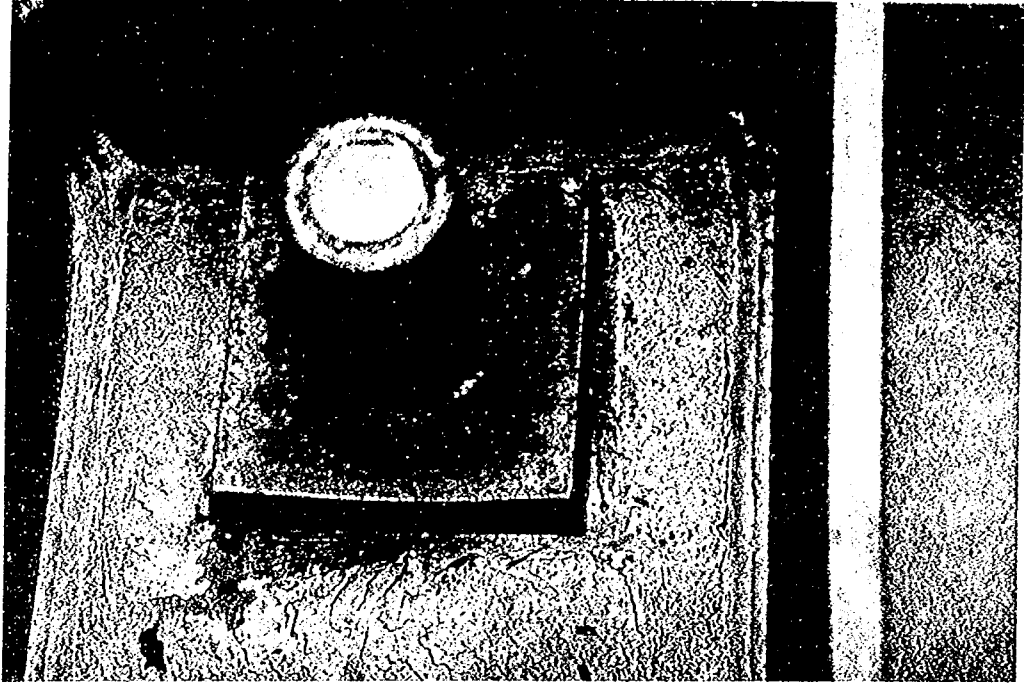


写真-3.32 H形鋼ウェブに生じた亀裂 ($6\delta_y$)

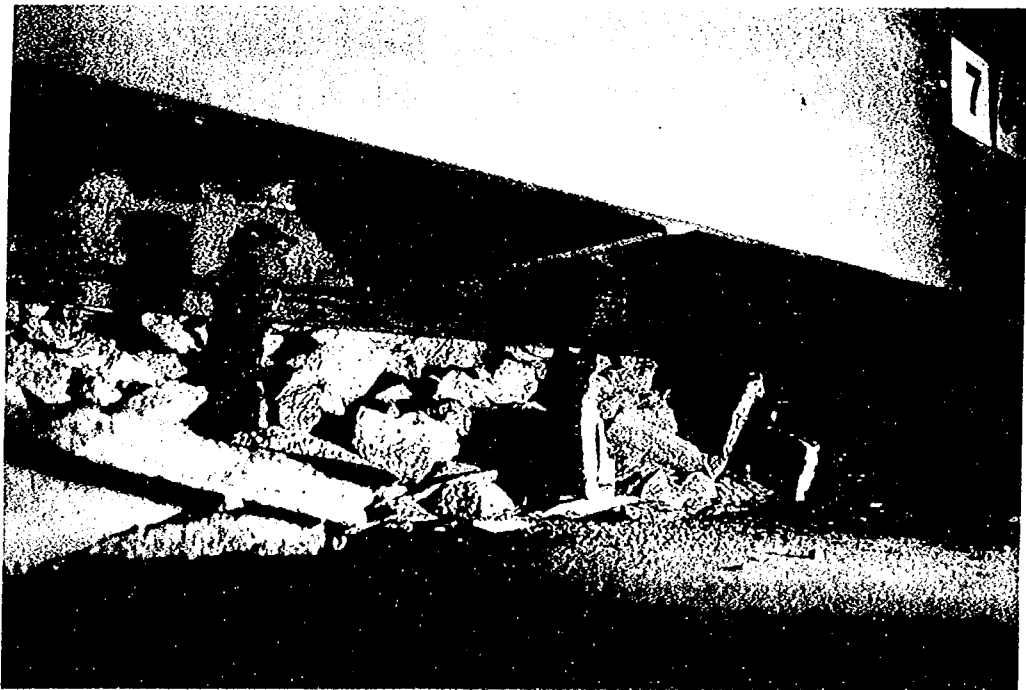


写真-3.33 アンカー筋の破断 ($7\delta_y$)

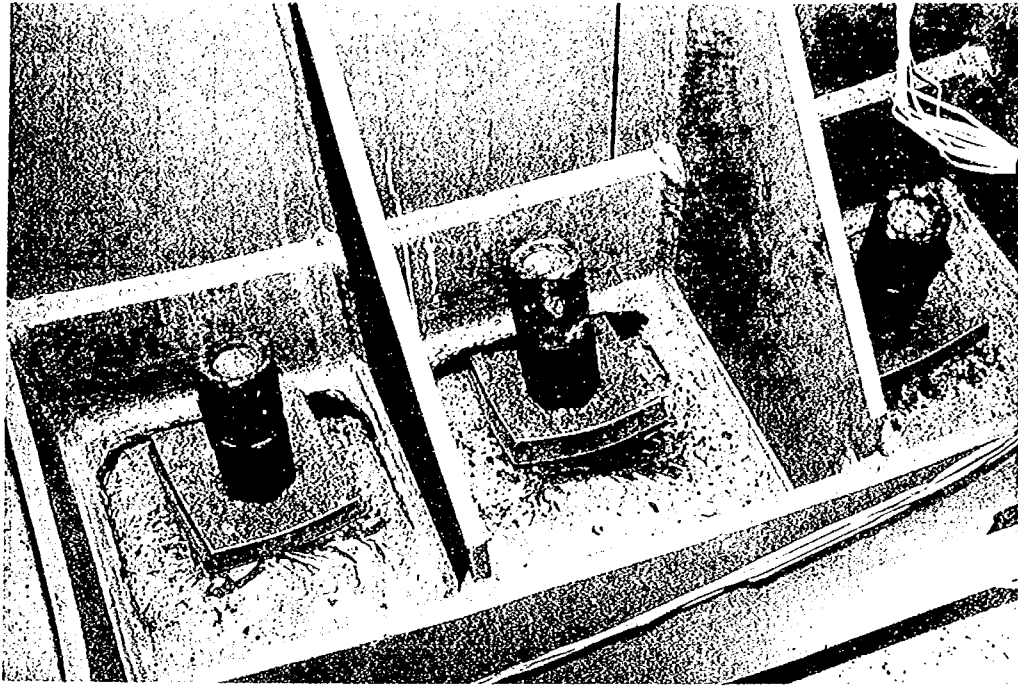


写真-3.34 H形鋼ウェブの破断状況 ($7\delta_y$)

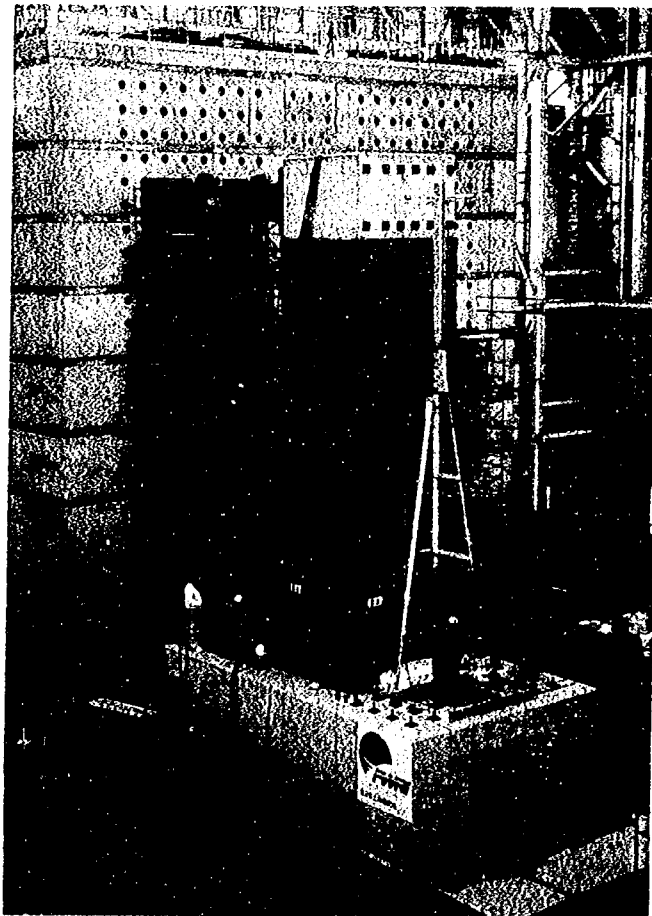
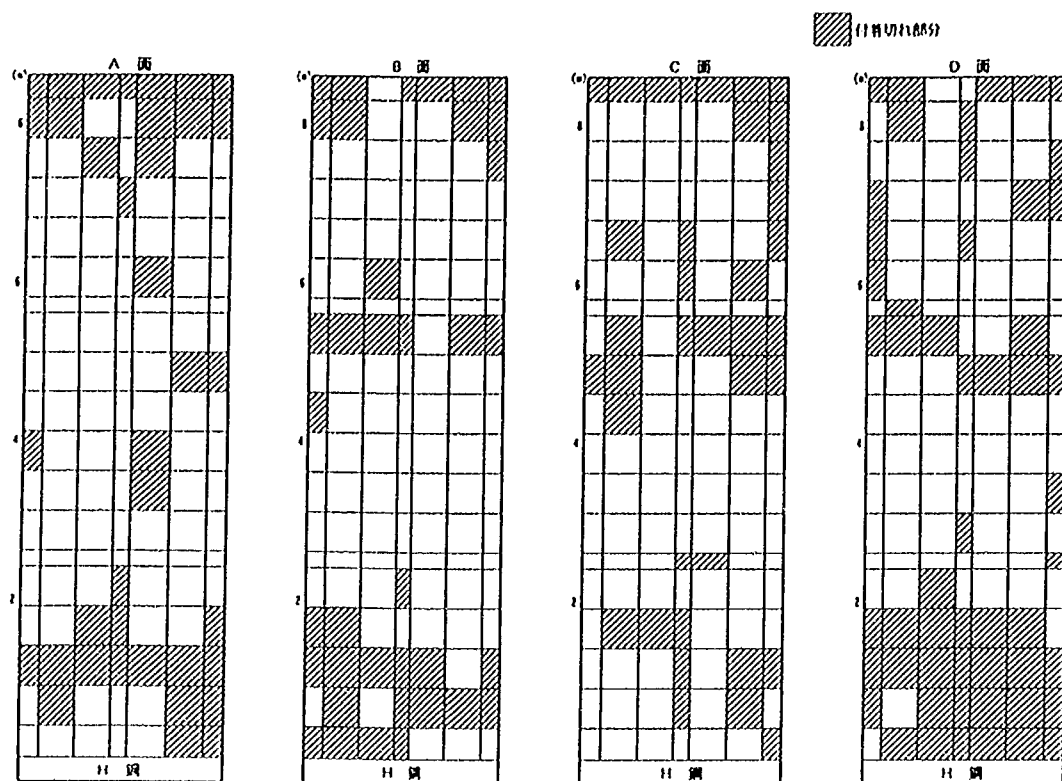
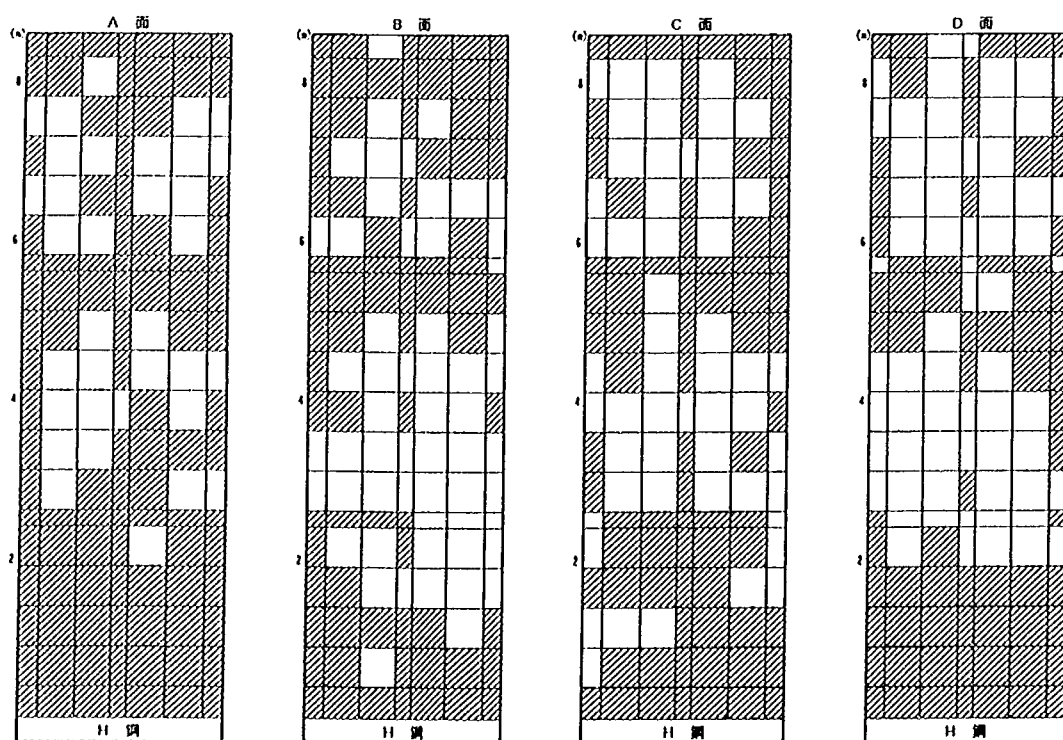


写真-3.35 最終的な損傷の全景 ($8\delta_y$)

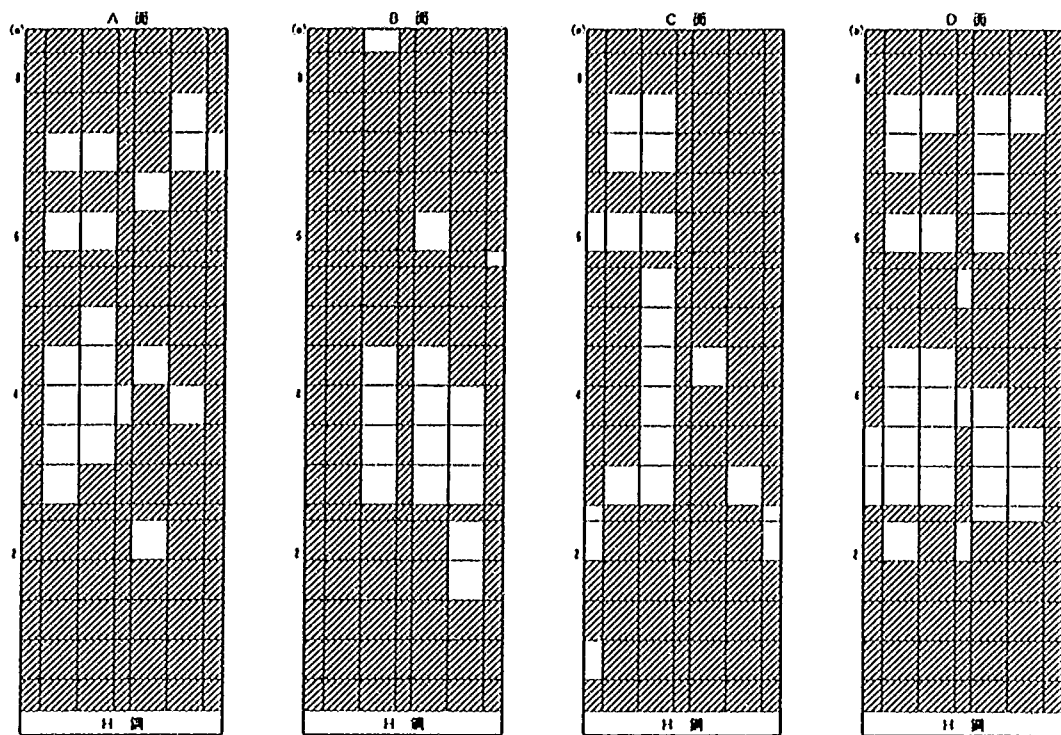


(a)実験開始前

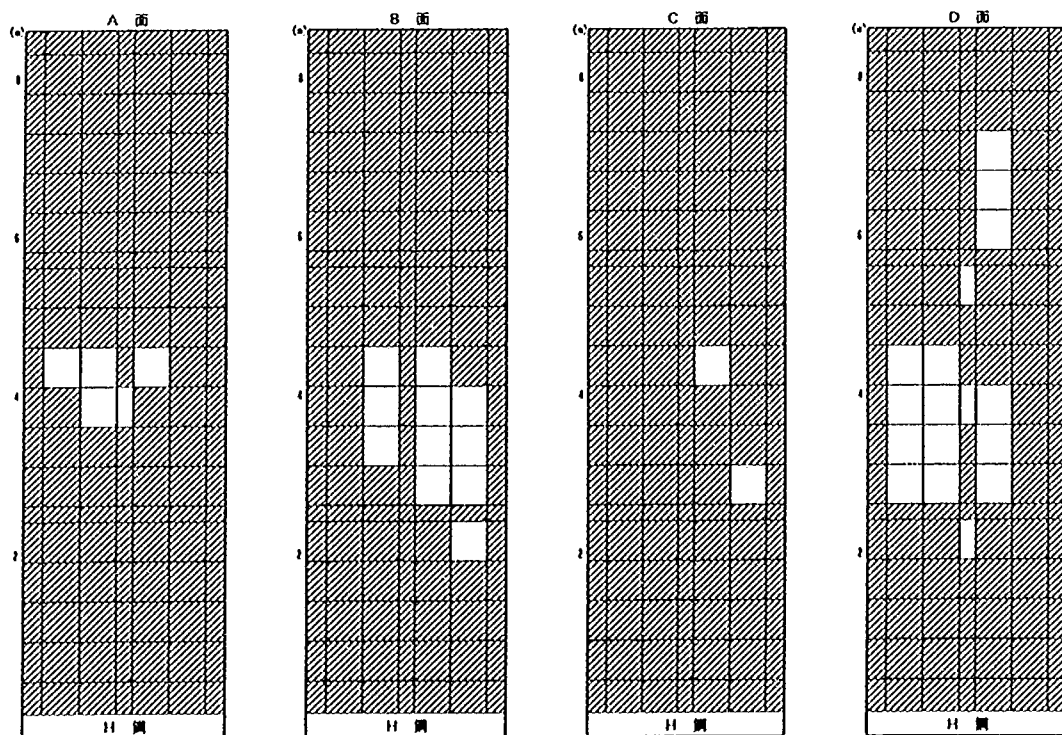


(b) $1\delta_y$ の載荷終了後

図-3.4 鋼板と無収縮モルタルの剥離の進展状況 (その1)

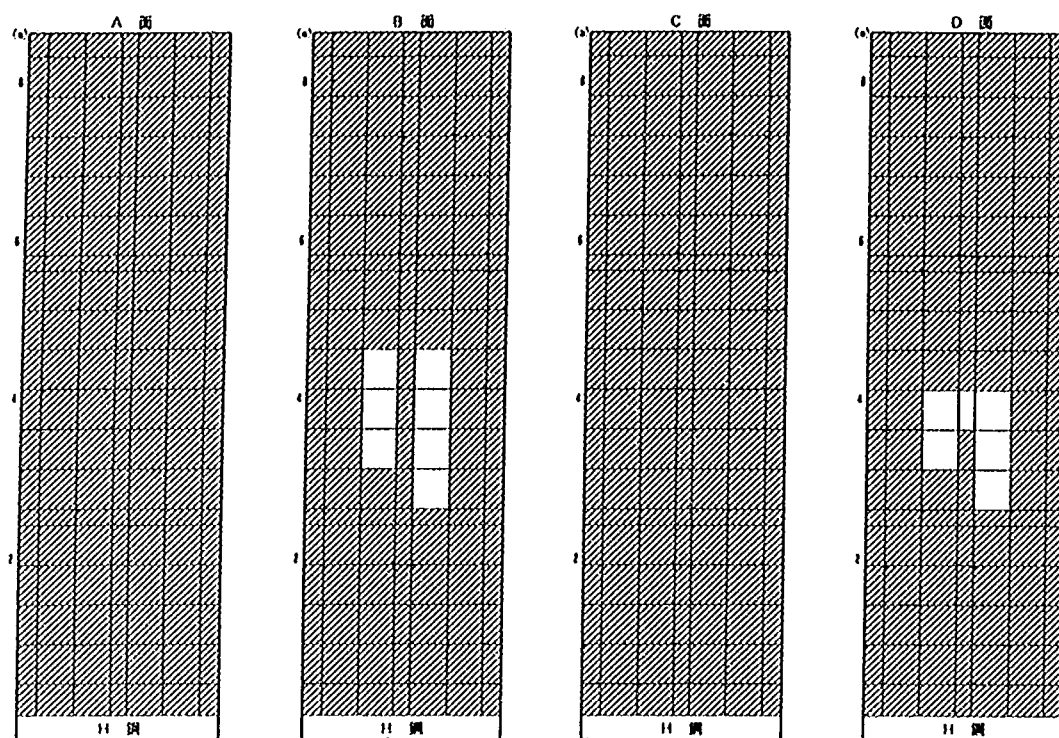


(c) $2\delta_y$ の載荷終了後

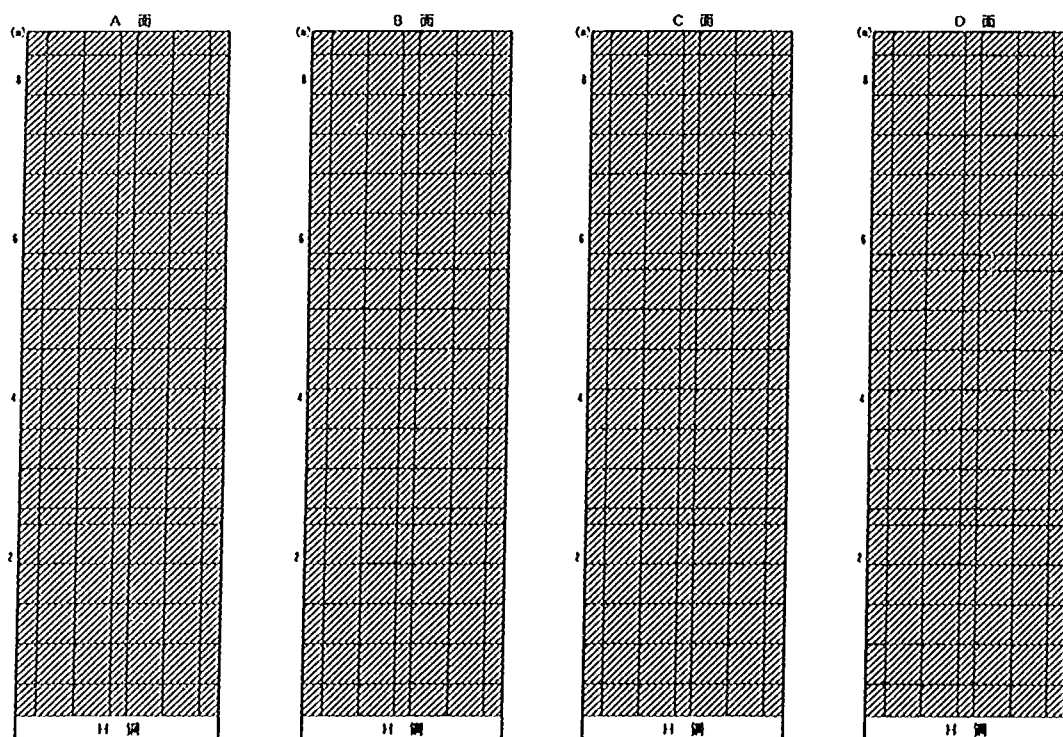


(d) $3\delta_y$ の載荷終了後

図-3.4 鋼板と無収縮モルタルの剥離の進展状況 (その2)

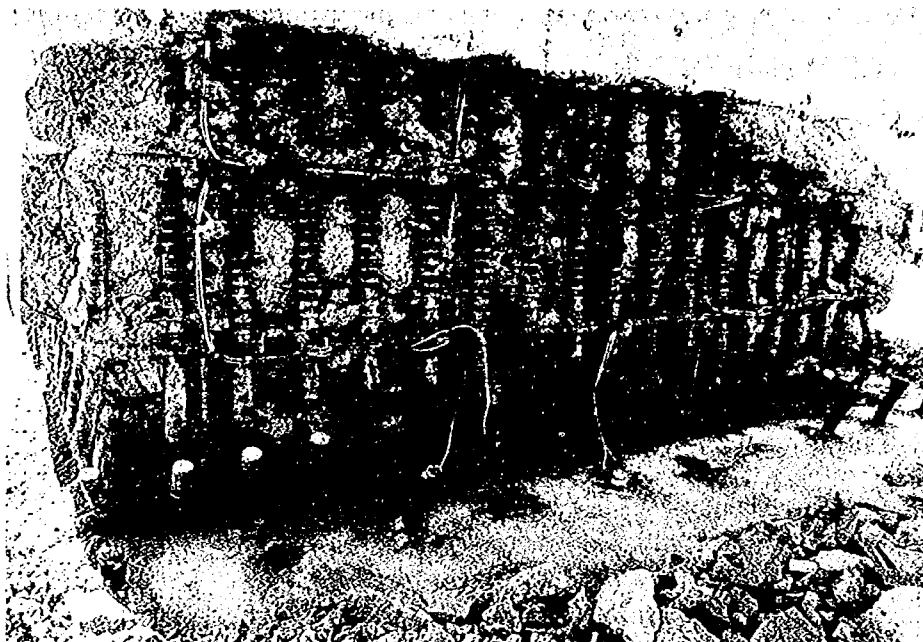


(e) $4\delta_y$ の載荷終了後



(f) $5\delta_y$ の載荷終了後

図-3.4 鋼板と無収縮モルタルの剥離の進展状況 (その3)



(a) フランジ面



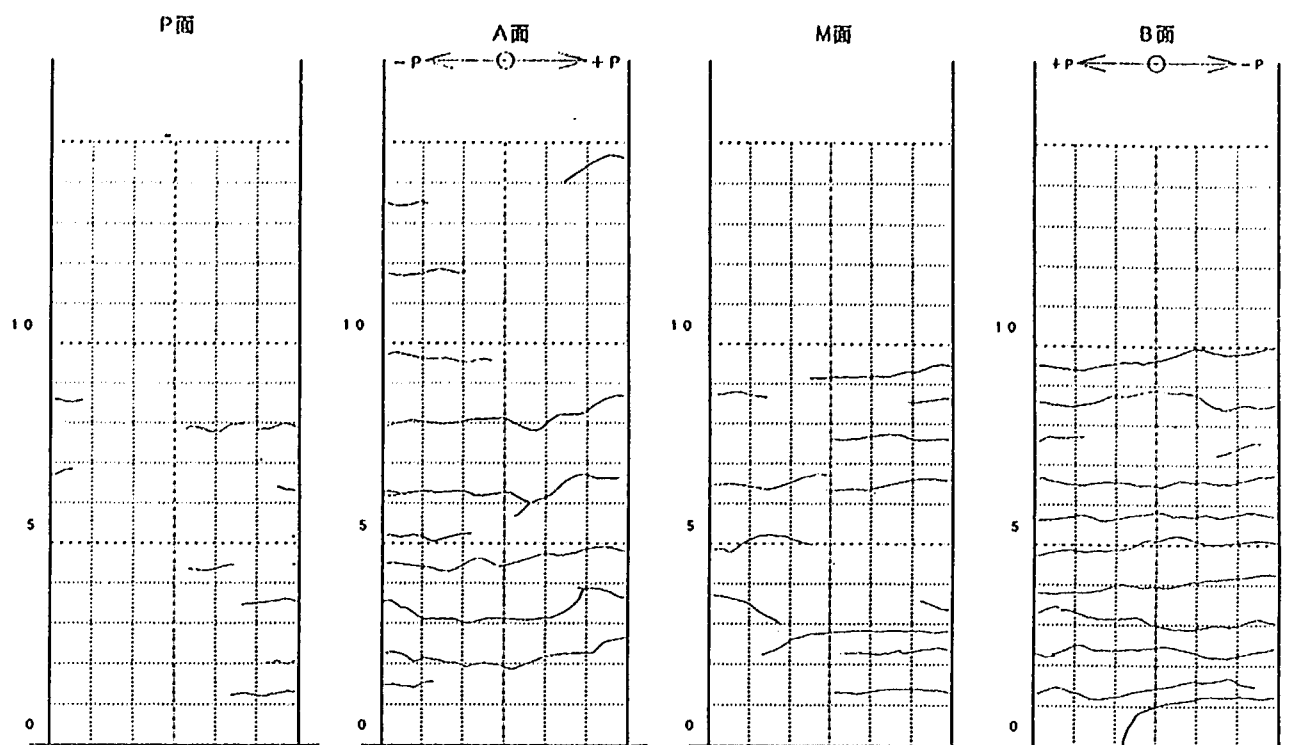
(b) ウェブ面

写真-3.36 鋼板内部における最終的な損傷の状況 ($8\delta_y$)

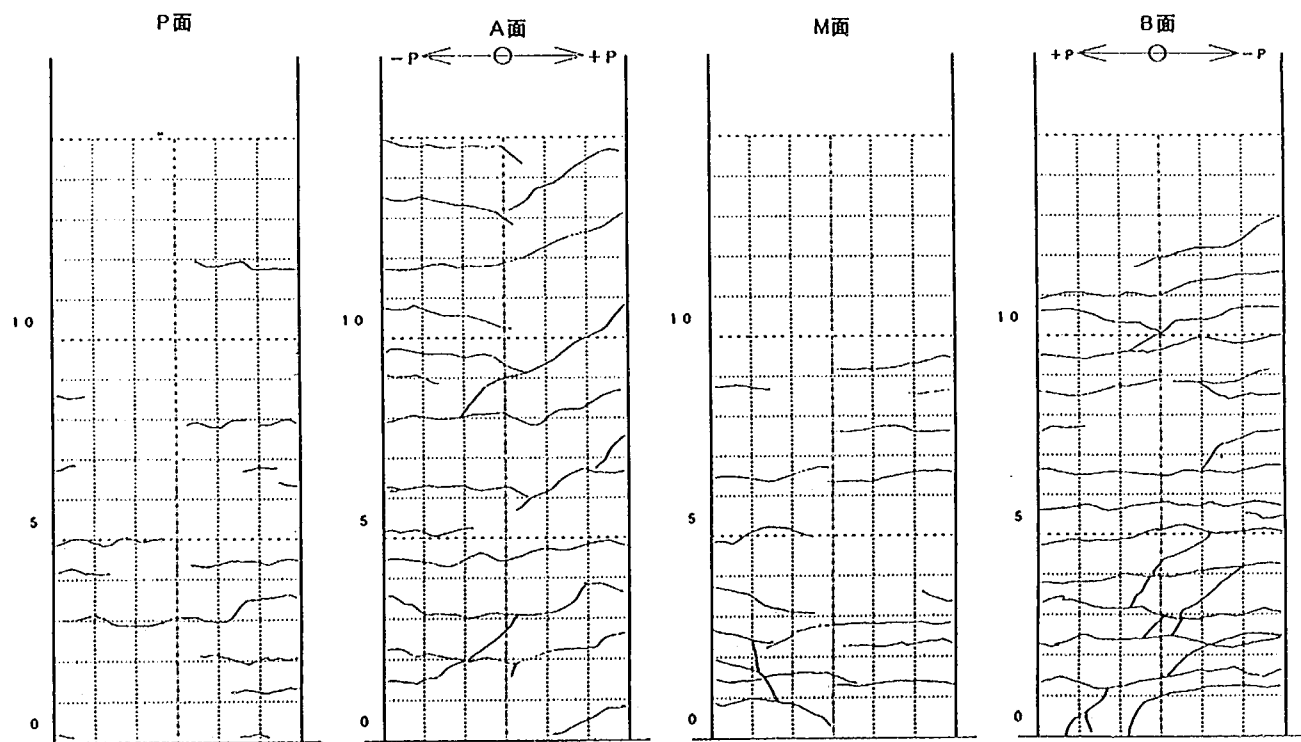
3. 5 S 1 供試体の損傷の進展

水平力が降伏耐力に達するまでの弾性載荷における基部の軸方向鉄筋のひずみ計測値を基に、S 1 供試体では降伏変位を 10mm と決定した。損傷の進展は以下の通りであり、その様子をスケッチしたものを図-3.5 に示す。

$1\delta_y$ の載荷から水平ひびわれが発生したが、ひびわれ幅は非常に小さく、目視では確認出来ない程度であった。そして $3\delta_y$ の載荷までの間にひびわれ本数も増え、写真-3.37 に示すように、およそ 120mm 間隔で水平ひびわれが生じた。また、コンクリート側面には、基部から高さ 1500mm までの範囲で斜めひびわれも発生した。そして、 $4\delta_y$ の載荷では、水平ひびわれが基部から高さ 350mm までの範囲に集中して生じるようになり、相隣り合う水平ひびわれ間を結ぶような縦方向のひびわれも発生した。 $5\delta_y$ の載荷になると、新しい水平ひびわれが高さ 400mm までの範囲に発生し（写真-3.38）、 $6\delta_y$ の載荷で基部から約 400mm までの範囲においてかぶりコンクリートが剥離し、外側へはらみだした（写真-3.39）。そして $7\delta_y$ の載荷で、その剥離したコンクリートが剥落し、写真-3.40 に示すように、軸方向鉄筋の座屈が生じていることが観察された。大型供試体と同様に、断面隅角部に配置された軸方向鉄筋のみは帯鉄筋により絞られるように内側へ座屈した。また、帯鉄筋と中間帯鉄筋に関してはフックがまだ内部コンクリートに定着されている状態であったが、軸方向鉄筋の座屈に伴い、帯鉄筋のはらみだしも確認された。 $8\delta_y$ の載荷により、写真-3.41 に示すように、軸方向鉄筋の座屈が顕著になり、これに伴い内部コンクリートの損傷が進展した。また、高さ 135mm と 1800mm の断面に配筋された帯鉄筋の 135 度フックが、写真-3.42 のように、90 度程度まで開き、内部コンクリートから抜け出した。 $9\delta_y$ の載荷になると、軸方向鉄筋の破断が始まり（写真-3.43）、この段階で 10 本破断した。 $10\delta_y$ の載荷でさらに 7 本破断し、ここで実験を終了した。なお、中間帯鉄筋のフックは、最後まで内部コンクリートに定着された状態であった。

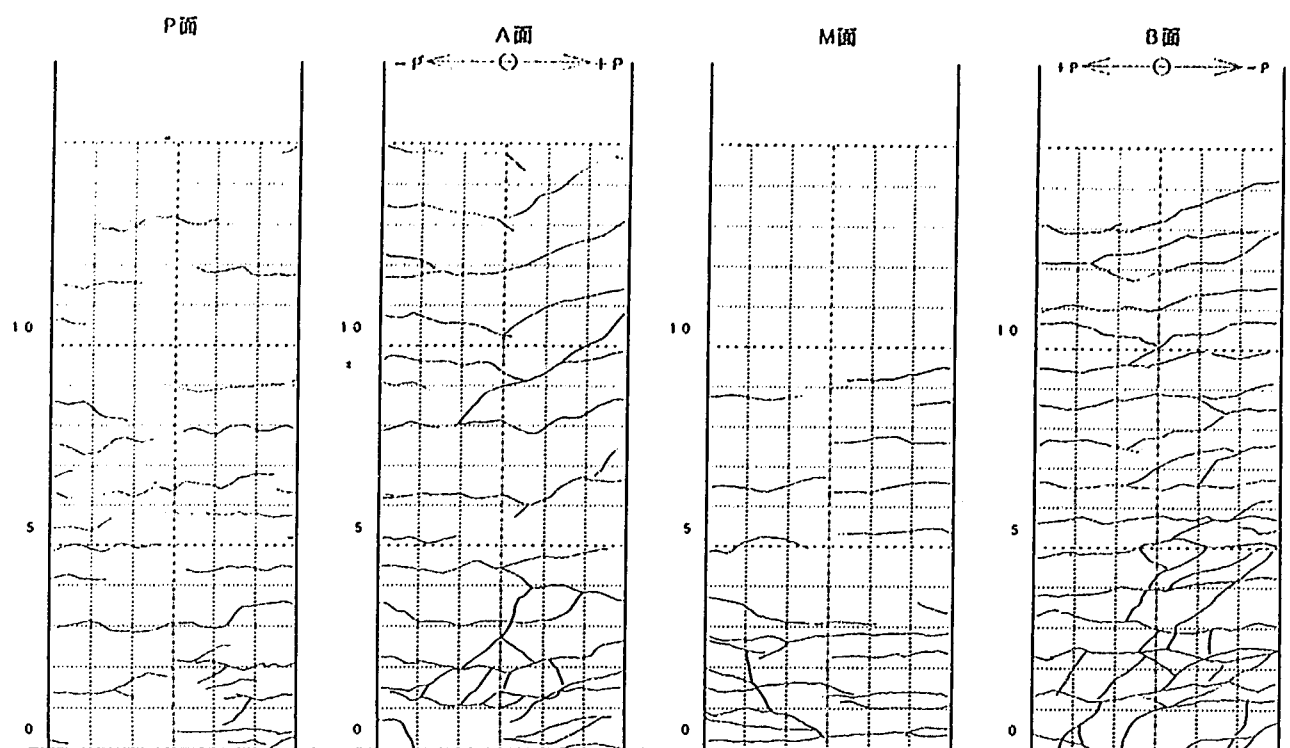


(a) $1\delta_y$ の载荷終了後

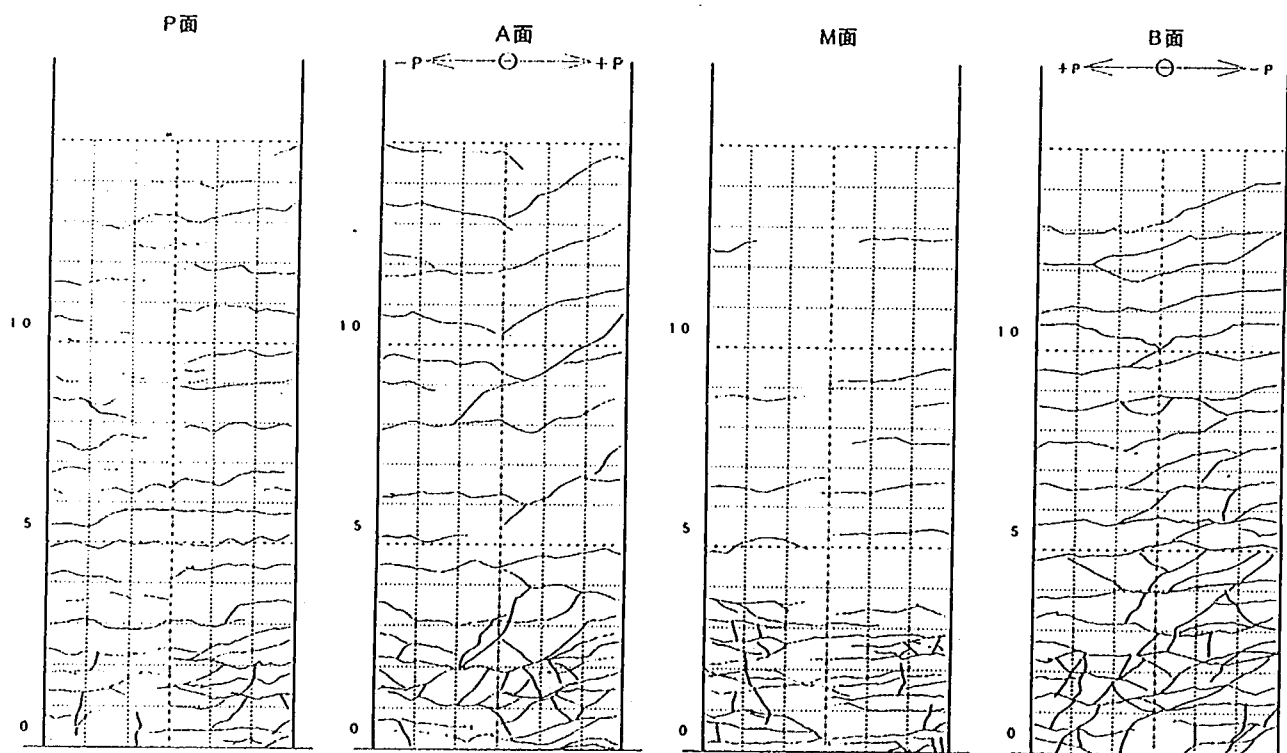


(b) $2\delta_y$ の载荷終了後

図-3.5 S1供試体に生じた損傷の状況(その1)

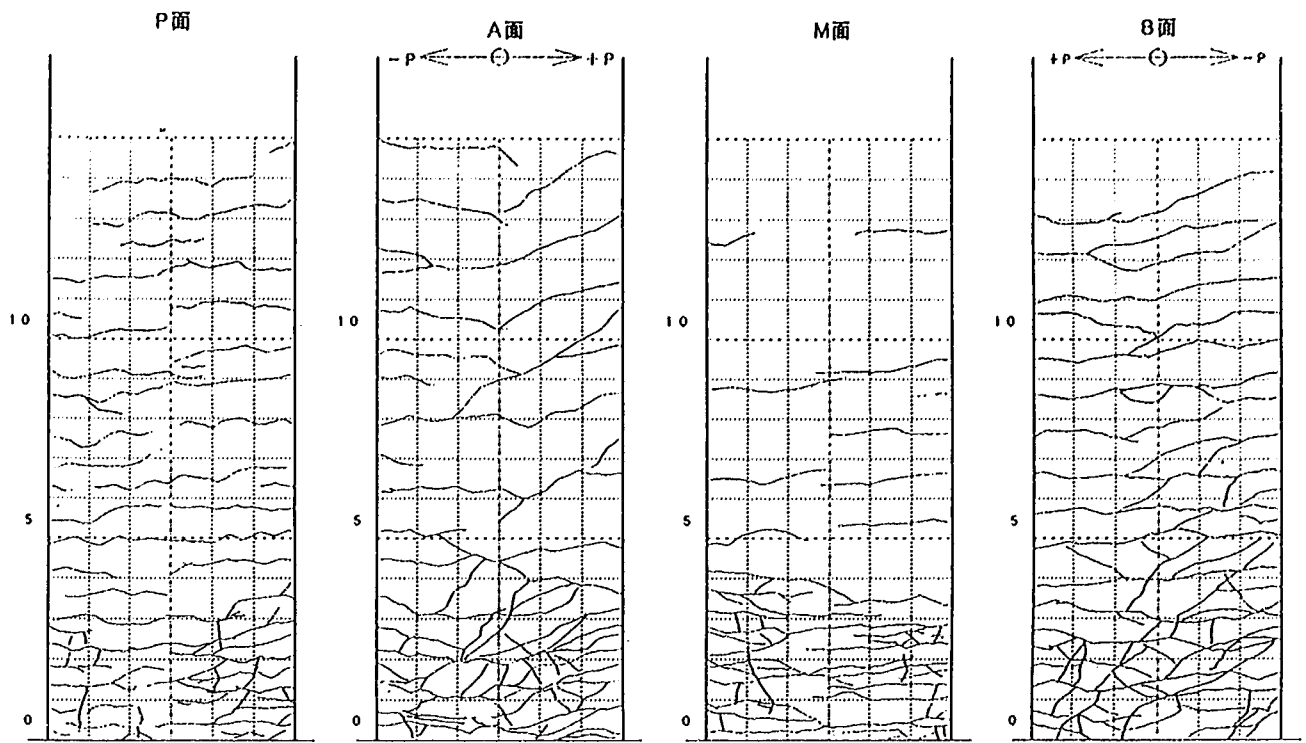


(c) $3\delta_y$ の載荷終了後

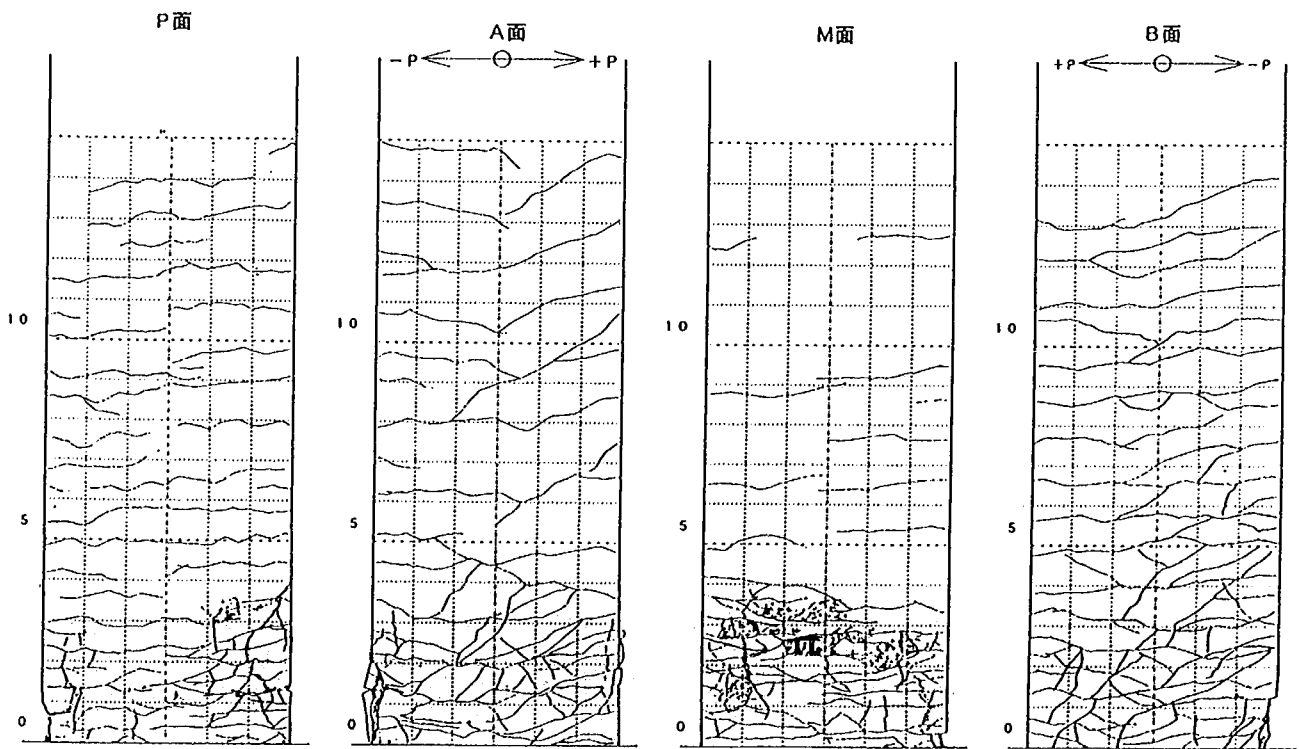


(d) $4\delta_y$ の載荷終了後

図-3.5 S1 供試体に生じた損傷の状況 (その2)

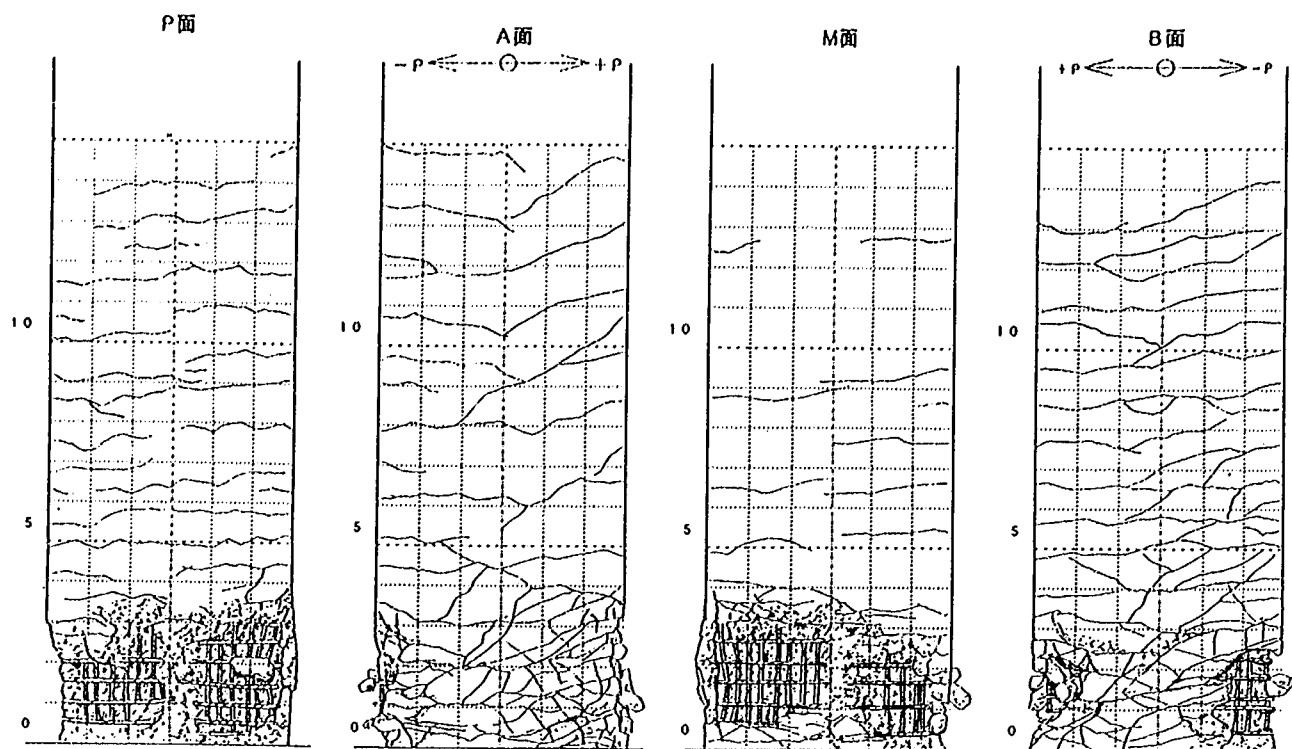


(e) $5\delta_y$ の載荷終了後

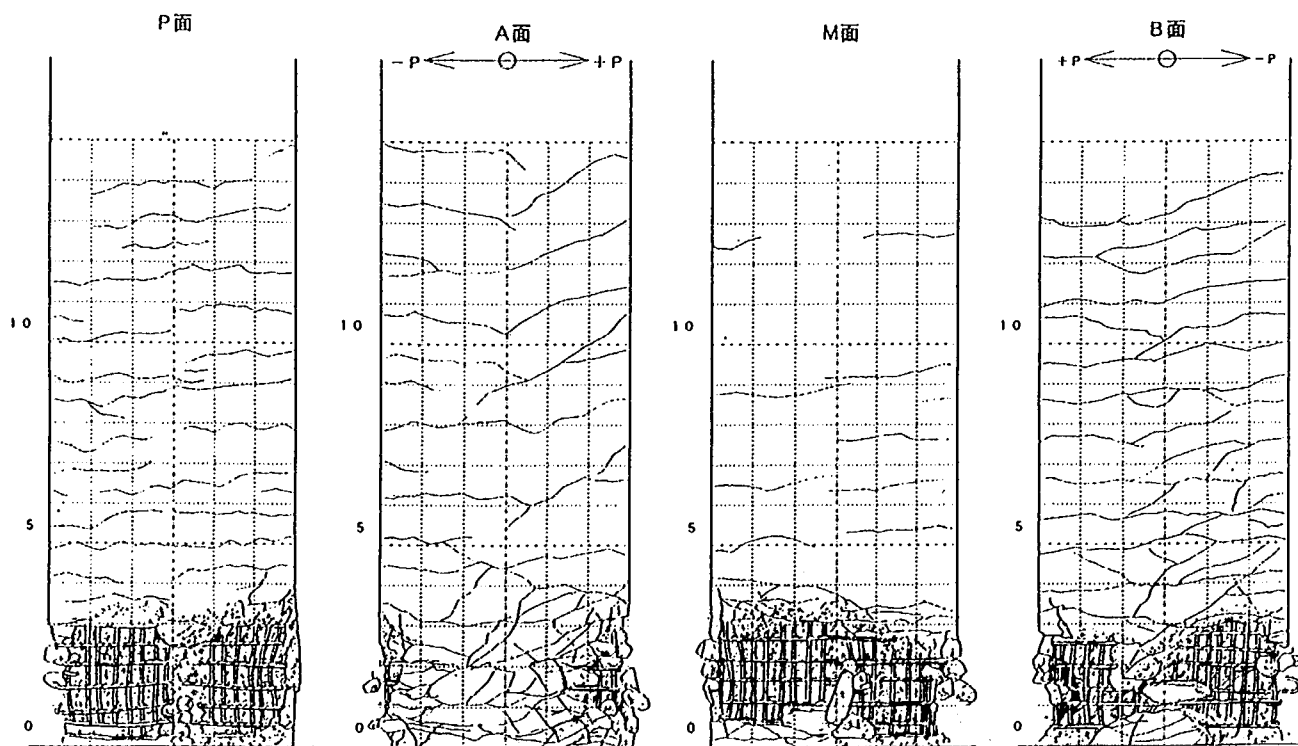


(f) $6\delta_y$ の載荷終了後

図-3.5 S1供試体に生じた損傷の状況 (その3)

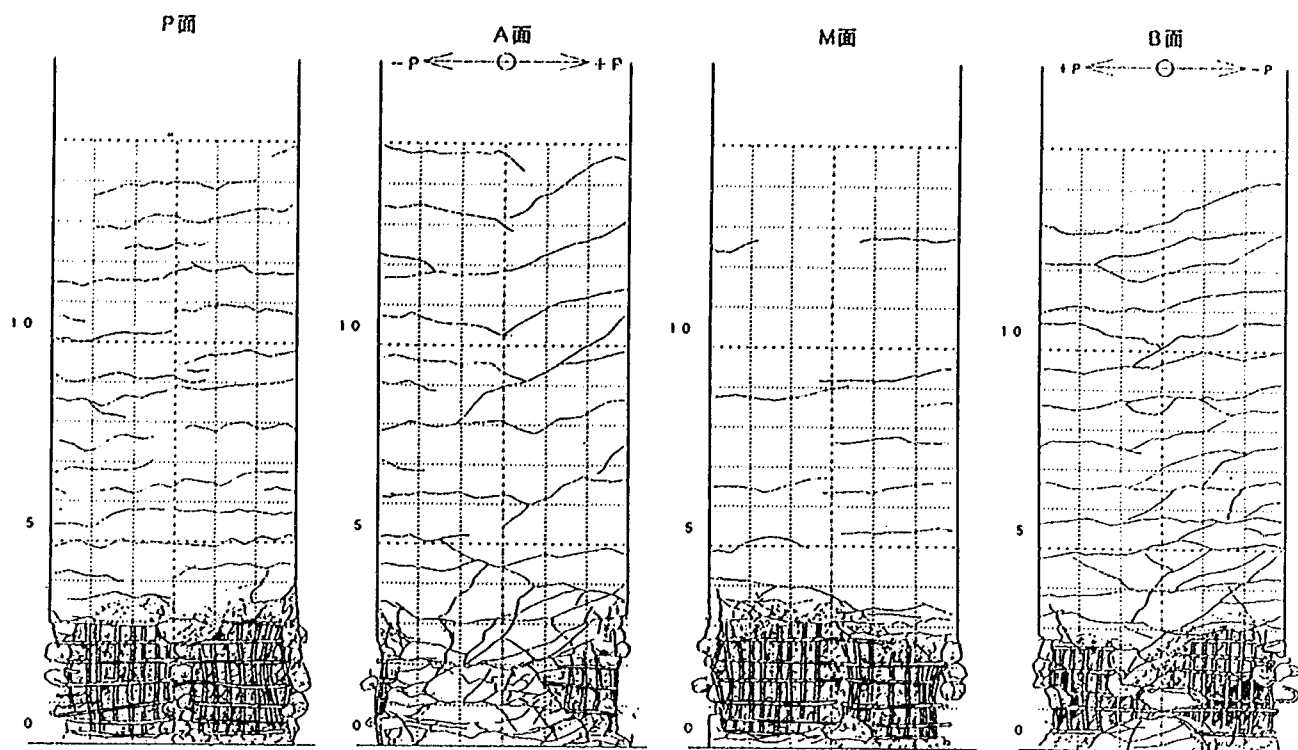


(g) $7\delta_y$ の載荷終了後

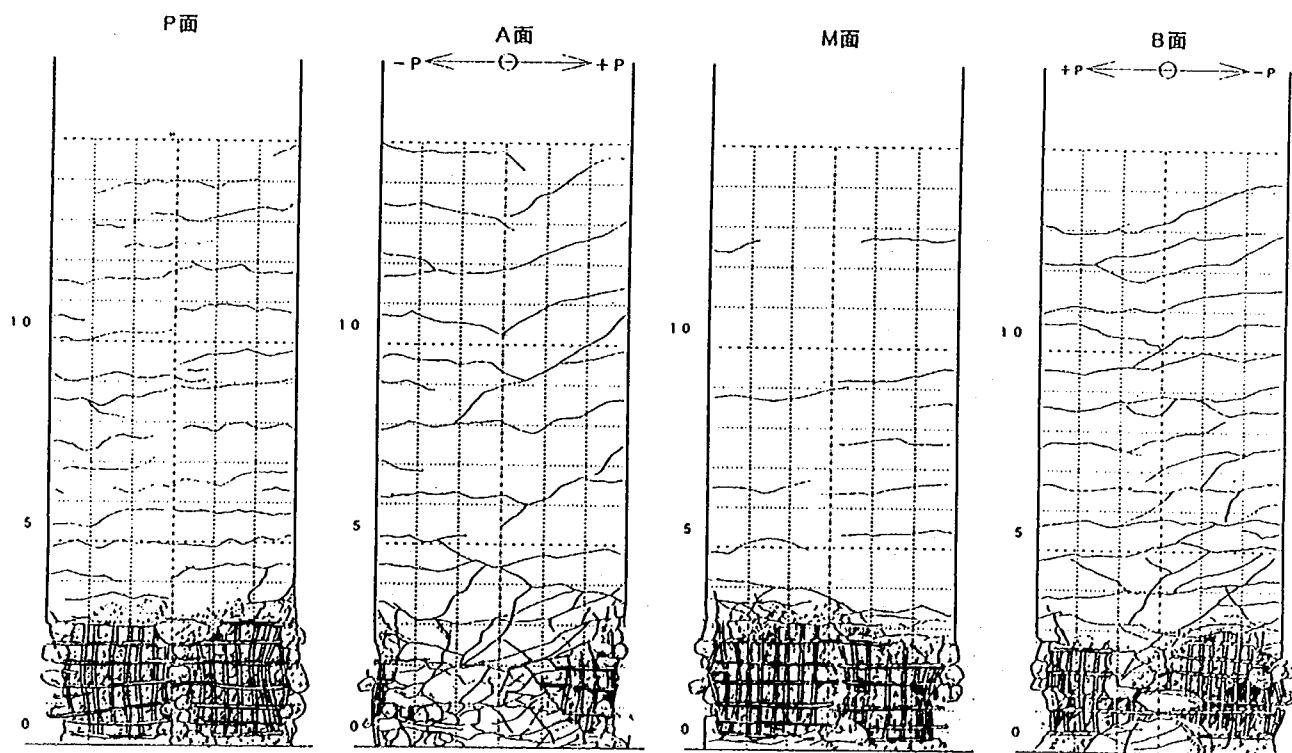


(h) $8\delta_y$ の載荷終了後

図-3.5 S1 供試体に生じた損傷の状況 (その4)



(i) $9\delta_y$ の載荷終了後



(j) $10\delta_y$ の載荷終了後

図-3.5 S 1 供試体に生じた損傷の状況 (その 5)

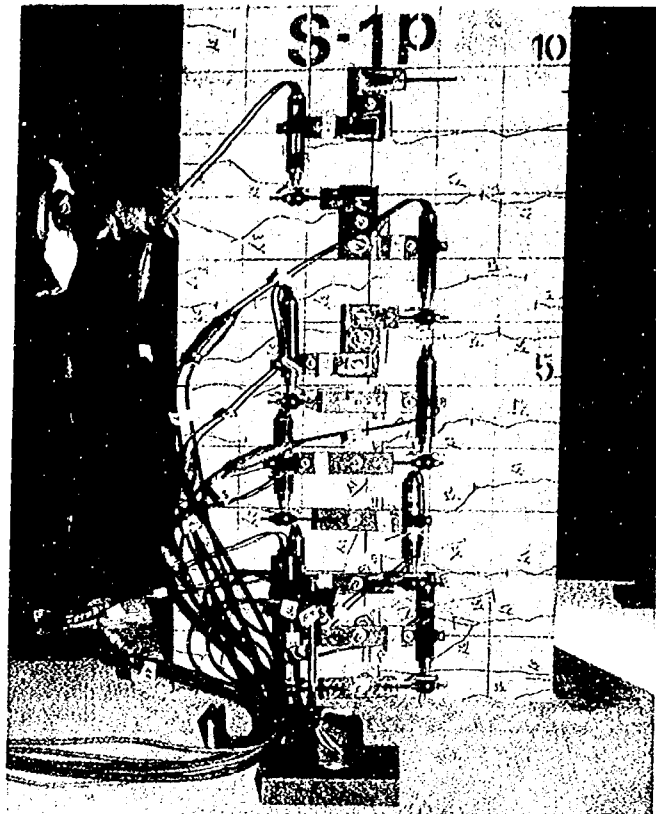


写真-3.37 水平ひびわれの発生状況 ($3\delta_y$)

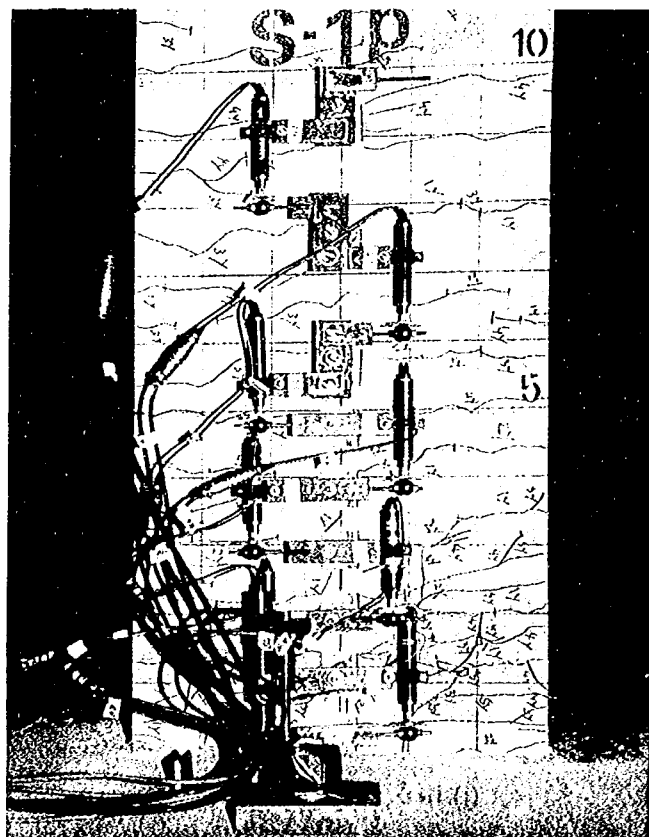


写真-3.38 新しい水平ひびわれの発生 ($5\delta_y$)

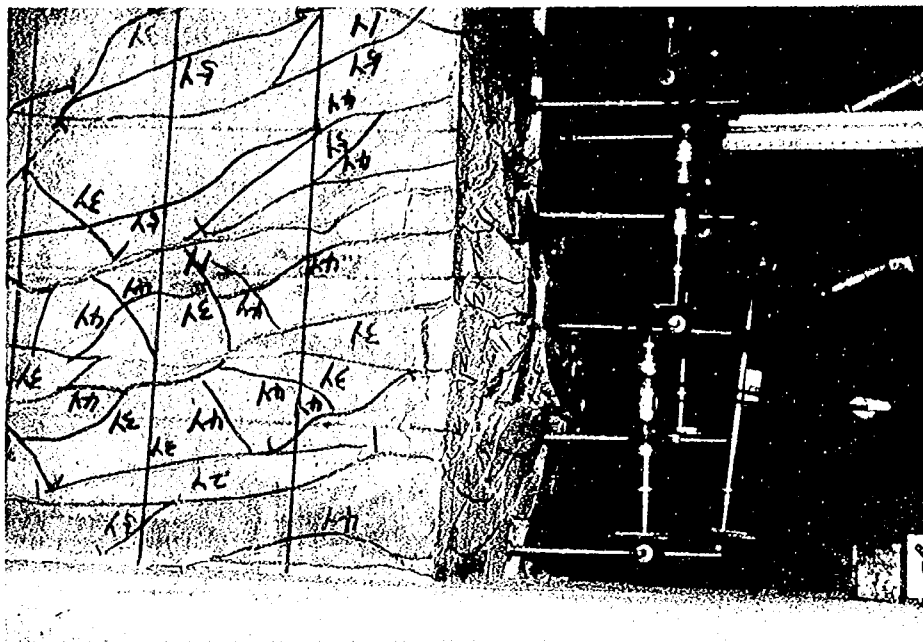


写真-3.39 かぶりコンクリートのはらみだし ($6\delta_y$)

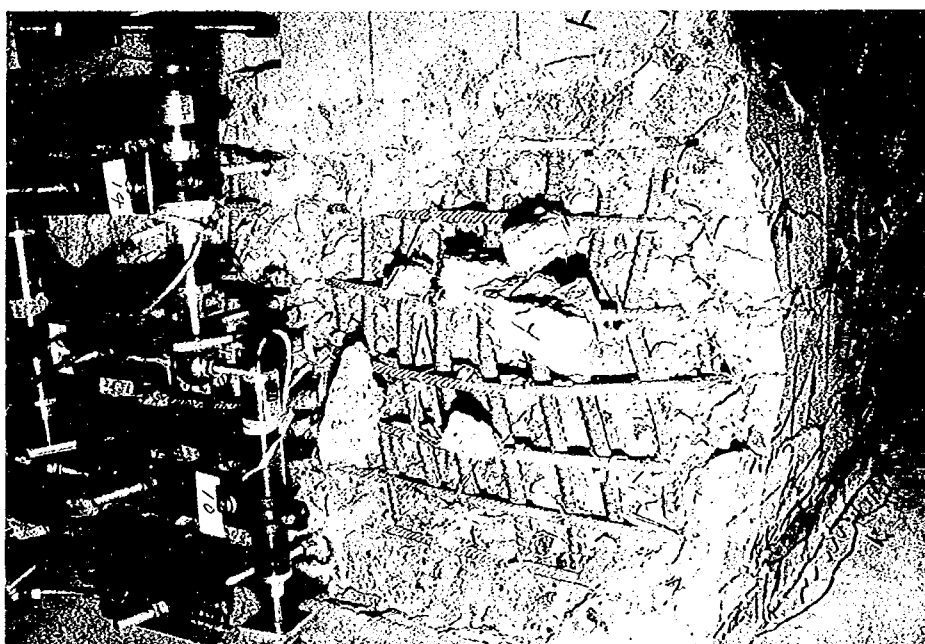


写真-3.40 軸方向鉄筋の座屈 ($7\delta_y$)

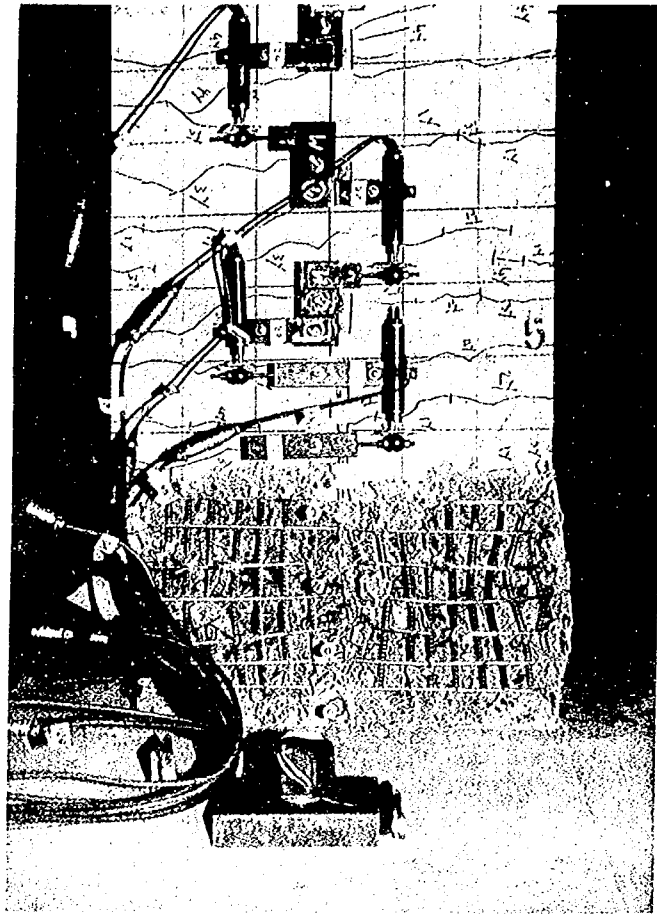


写真-3.41 軸方向鉄筋の座屈と内部コンクリートへの損傷の進展 ($8\delta_y$)

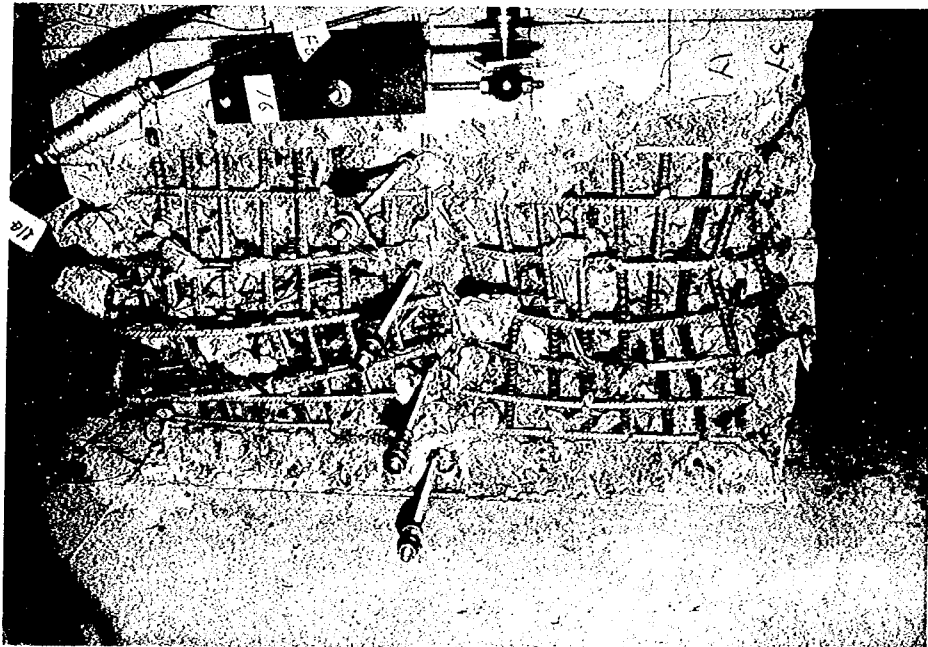


写真-3.42 135度フックの抜け出し ($8\delta_y$)

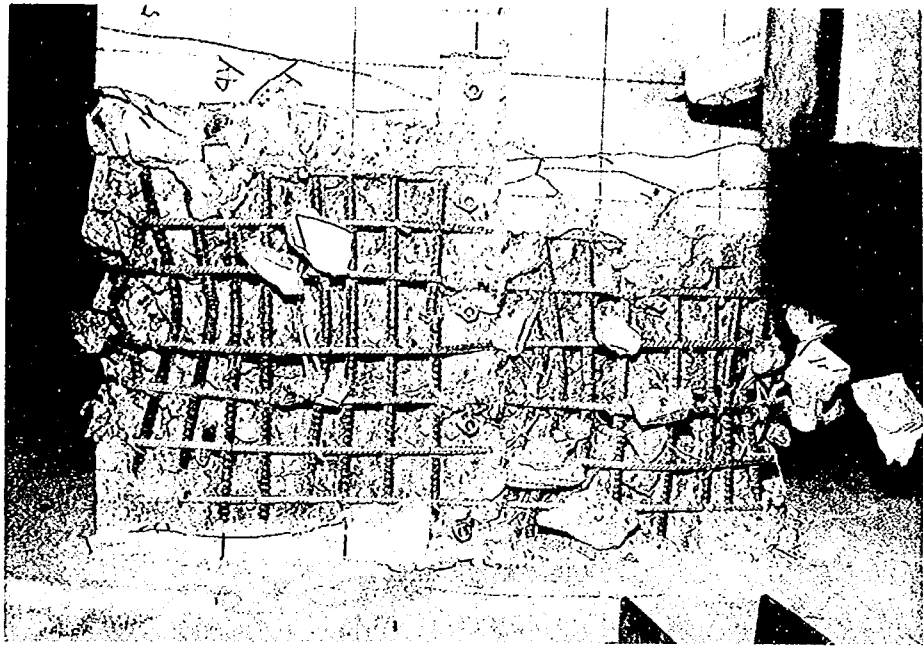


写真-3.43 軸方向鉄筋の破断 ($9\delta_y$)

3. 6 S 2 供試体の損傷の進展

S 2 供試体の降伏変位は、L 3 供試体と同様に、事前解析により算出した降伏耐力とアンカー筋に貼付したひずみゲージの計測値を基に決定した。その結果、降伏変位は 9mm となった。S 2 供試体の損傷の進展を示すと、以下の通りである。なお、本供試体に対しても、各载荷ステップの終了毎に、鋼板と無収縮モルタルの付着状況をハンマーによる打診に基づいて観察した。

$3\delta_y$ の载荷までにおいては、载荷途中において鋼板と無収縮モルタルの付着が剥がれるような音が確認されたが、目視でわかる程度の損傷は見られなかった。 $4\delta_y$ の载荷で、写真-3.44 に示すように、フランジ面の鋼板が高さ 200mm から 300mm までの範囲（リブプレートの上付近）で外側へ若干はらみだした。そして、 $5\delta_y$ の载荷でそのはらみだしが最大で約 15mm 程度となった。鋼板のはらみだしは $8\delta_y$ の载荷まで徐々に大きくなり、 $9\delta_y$ の载荷で隅角部のアンカー筋が 1 本破断した。また、リブプレート上面位置付近の断面隅角部において、写真-3.45 のように、鋼板にしわが寄るような形で小さな亀裂が生じた。 $10\delta_y$ の载荷になると、目視では確認できないが、内部鉄筋コンクリート断面の軸方向鉄筋が破断し始めた。 $12\delta_y$ の载荷まで軸方向鉄筋の破断は続いたが、新たなアンカー筋の破断は観察されなかった。最終的な鋼板の損傷状況は写真-3.46 に示すとおりである。

鋼板と無収縮モルタルの剥離の進展状況を図-3.6 に示す。本供試体では、実験開始前において橋脚頭部の载荷点付近に一部剥離が認められたが、基部付近をはじめとしてほとんどの面において鋼板と無収縮モルタルの付着は確保されていた。载荷変位の増大とともに、付着剥離の領域が断面上部へと進展しており、 $3\delta_y$ の载荷で柱頭部にまで到達した。また、剥離は面の中央部で先に生じ、その後载荷変形の増大に伴い、隅角部の方へと進展している。これは、矩形断面では面の中央部が最も拘束効果が小さく、断面に生じる曲率変形により鋼板が外側にはらみだそうとする挙動をするためと考えられる。なお、実験終了後においては、ほとんど全ての領域において剥離が生じた。

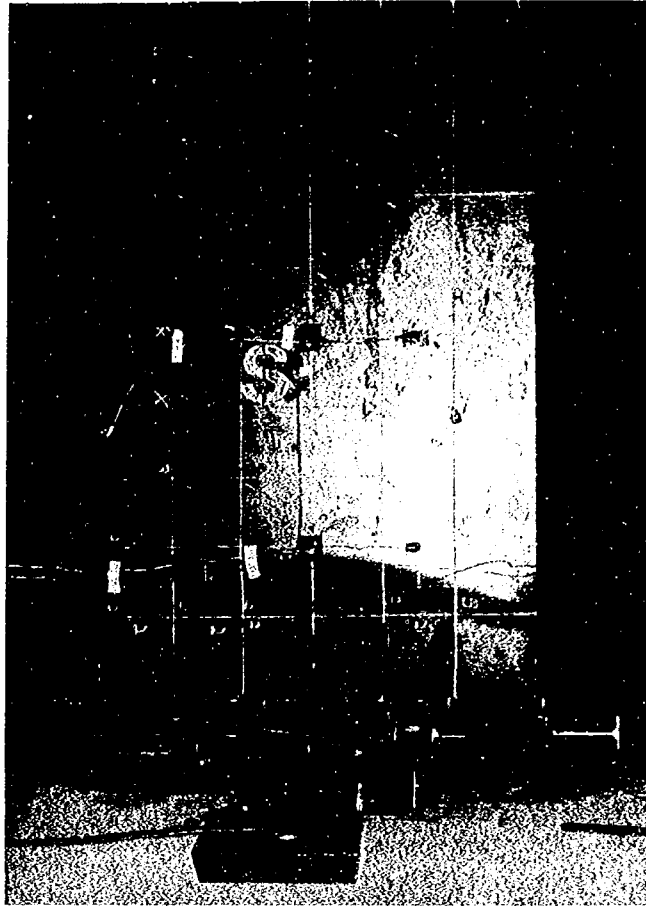


写真-3.44 H形鋼上部における鋼板のはらみだし ($6\delta_y$)

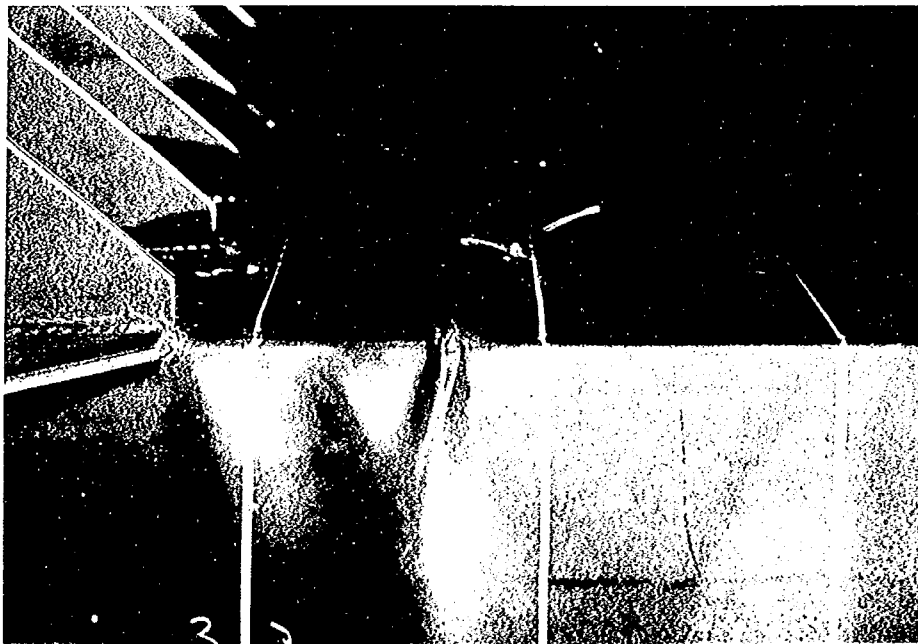


写真-3.45 隅角部における鋼板の亀裂 ($9\delta_y$)

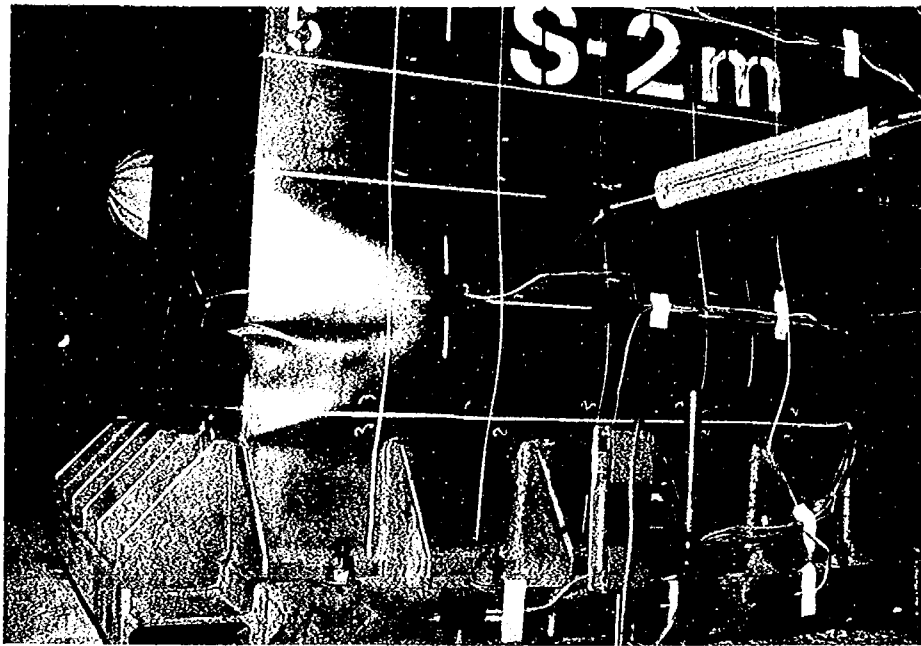
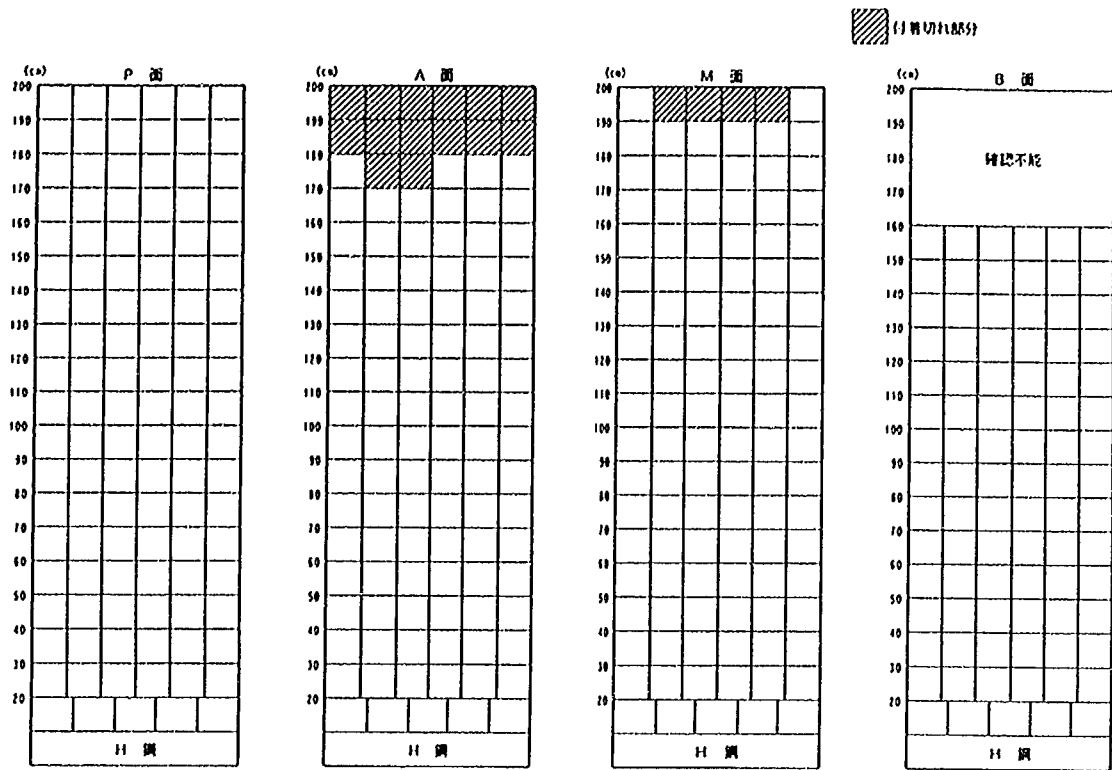
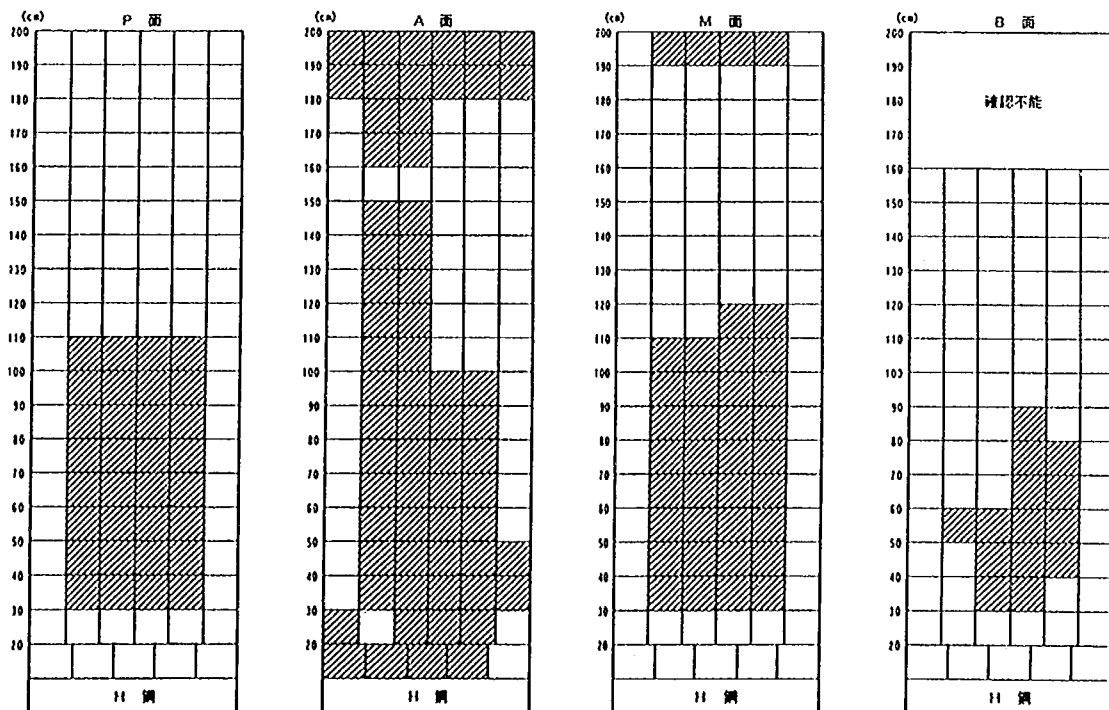


写真-3.46 最終的な鋼板の損傷状況 ($12\delta_y$)

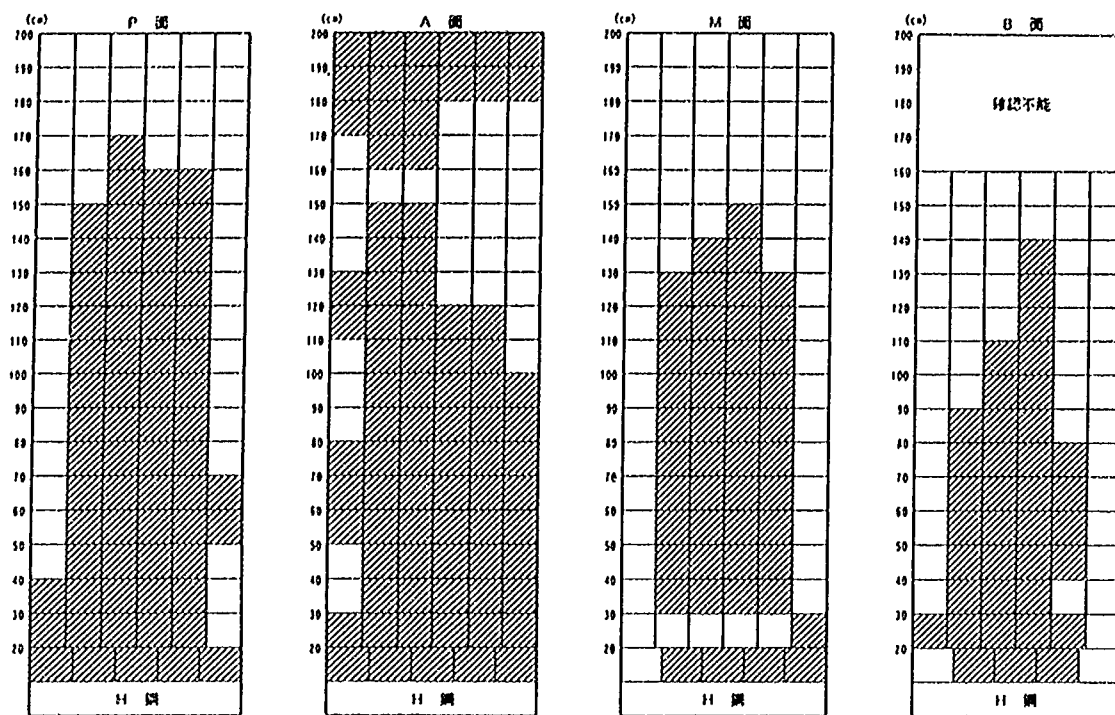


(a)実験開始前

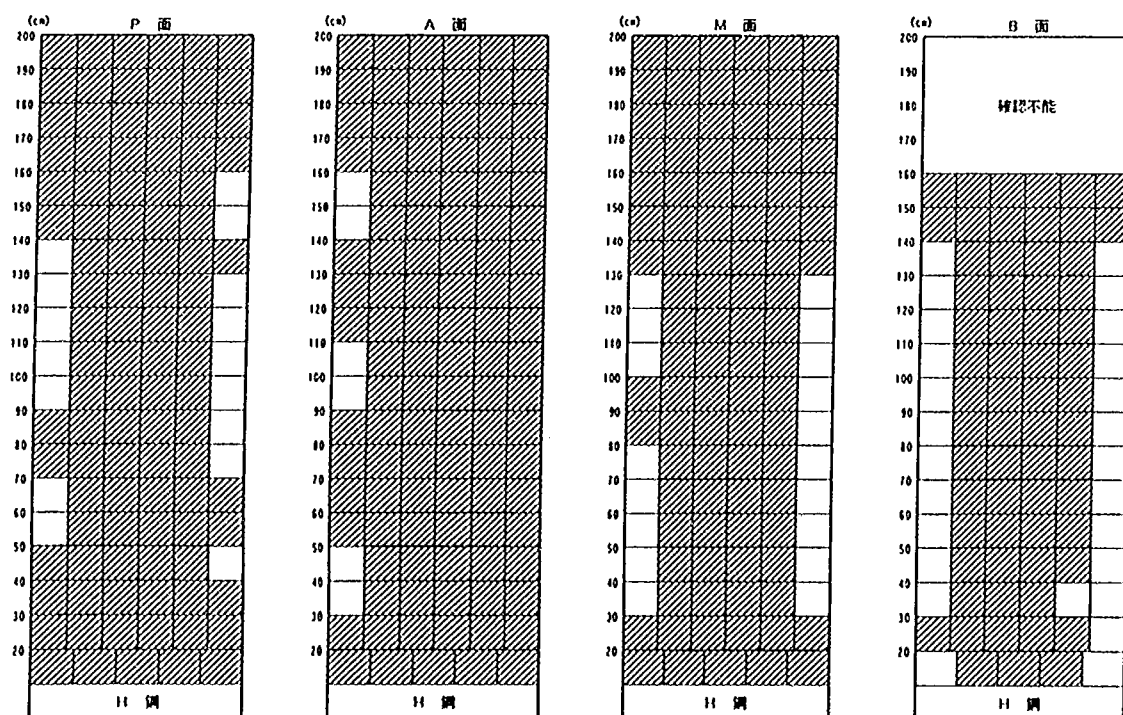


(b) $1\delta_y$ の荷重終了後

図-3.6 鋼板と無収縮モルタルの剥離の進展状況 (その1)

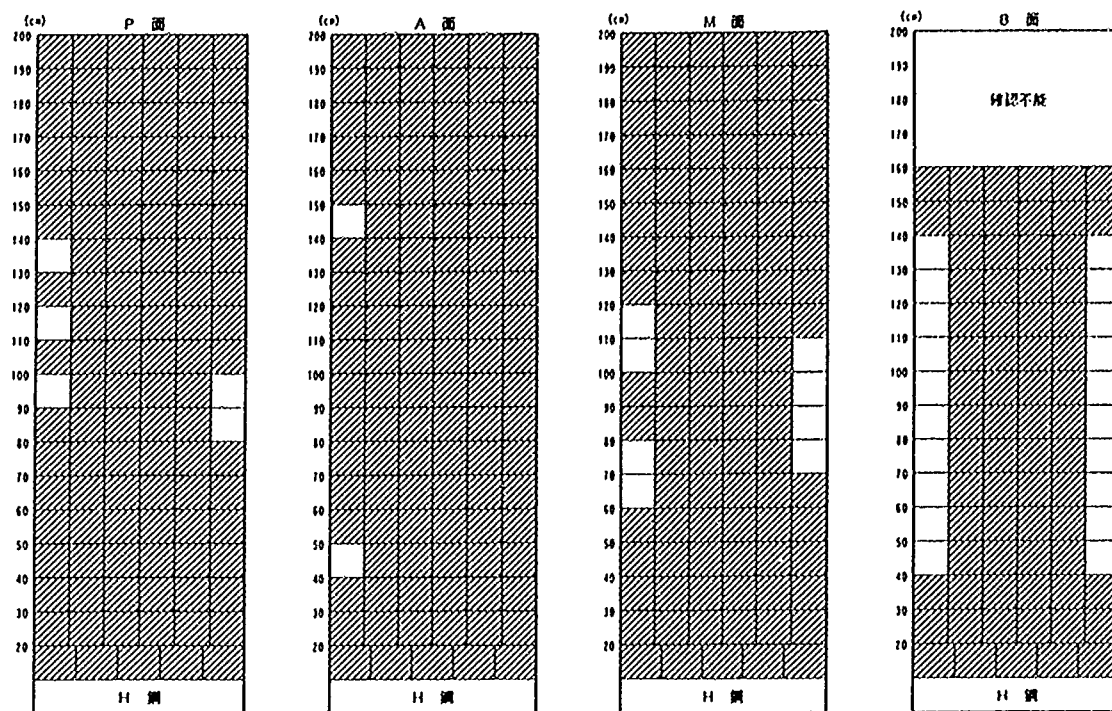


(c) $2\delta_y$ の載荷終了後

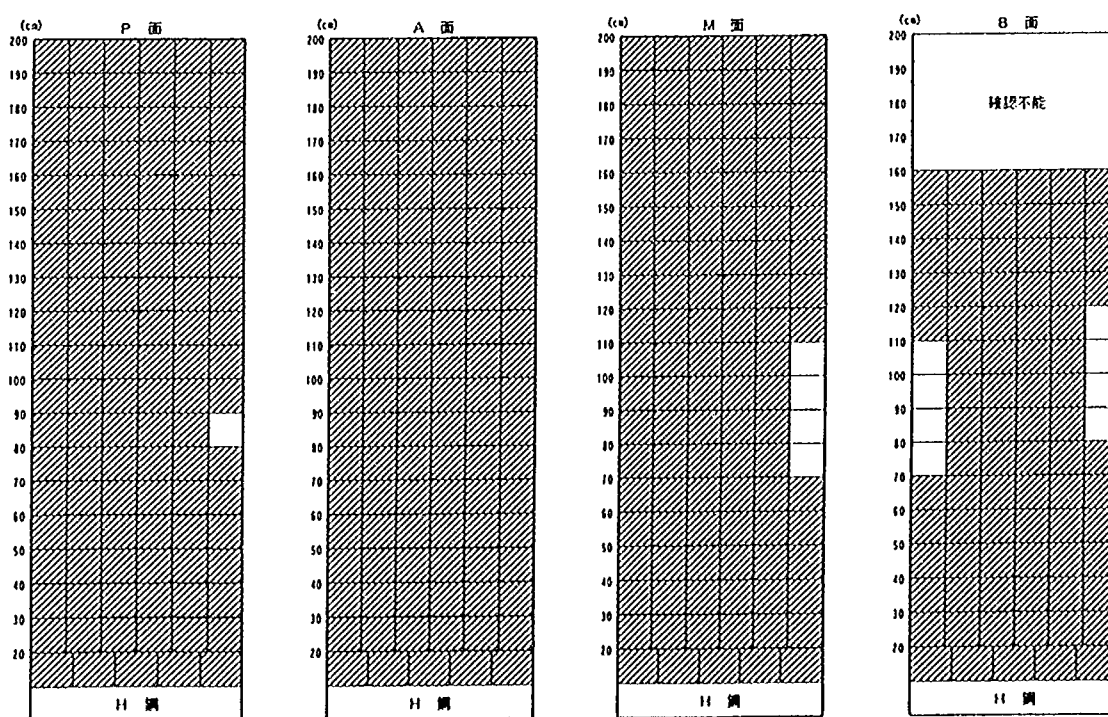


(d) $3\delta_y$ の載荷終了後

図-3.6 鋼板と無収縮モルタルの剥離の進展状況 (その2)

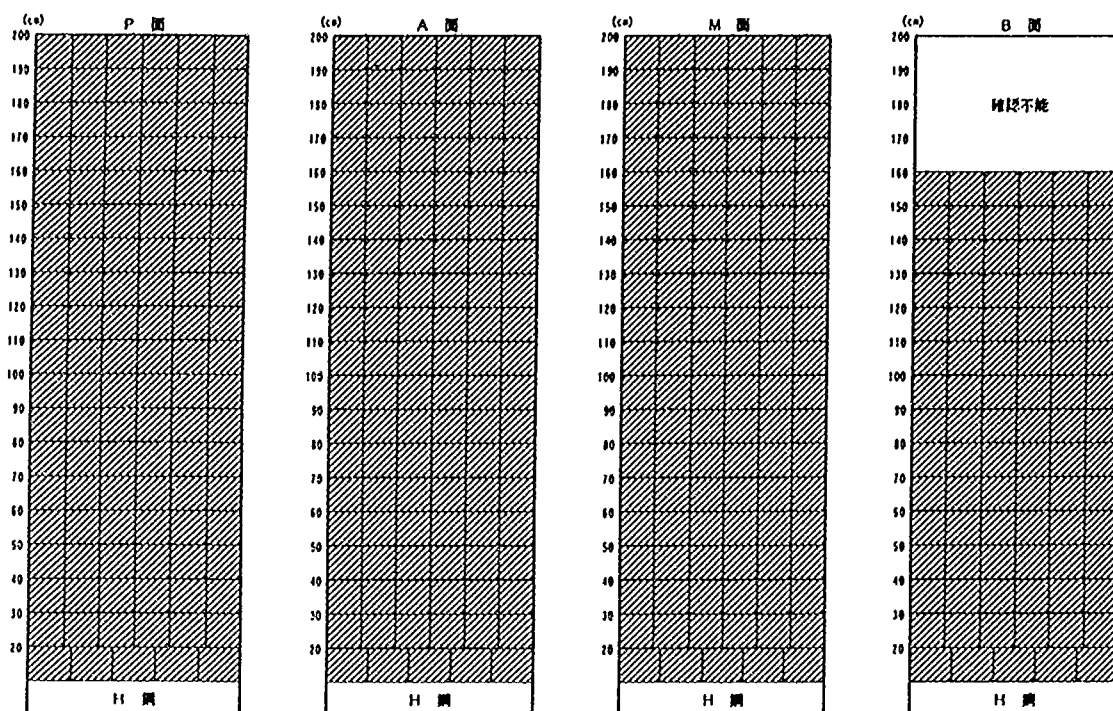


(e) $4\delta_y$ の載荷終了後



(f) $5\delta_y$ の載荷終了後

図-3.6 鋼板と無収縮モルタルの剥離の進展状況 (その3)



(g) $6\delta_y$ の載荷終了後

図-3.6 鋼板と無収縮モルタルの剥離の進展状況 (その4)

3. 7 断面寸法が損傷の進展モードに及ぼす影響

ここでは、供試体のスケールの違いが損傷の進展のしかたに及ぼす影響を調べるために、大型供試体と小型供試体の損傷の進展モードを比較した。図-3.7は、帯鉄筋比を高めたL 2 供試体とS 1 供試体の損傷進展モードを比較して示したものである。ここで、両供試体の比較を相対的にするために、損傷の進展は、載荷変位を基部から載荷点までの高さで除して与えられるドリフトの値で示した。これより、橋脚が損傷していくメカニズムは両供試体とも同様であることがわかる。また、ドリフトの増大に伴う損傷の進展は、L 2 供試体の方が若干早くなっている。

また、図-3.8は曲げ耐力制御式鋼板巻立て補強されたL 3 供試体とS 2 供試体の損傷の進展を比較して示したものである。大型供試体では、まずH形鋼が外側へ反り出すような変形が生じたのに対して、小型供試体では鋼板にそのような変形が生じた。この違いは、H形鋼の曲げ剛性の相対的な違いによるものと考えられる。表-2.5に示したように、L 3 供試体では断面2次モーメントが 20400cm^4 であるのに対して、S 2 供試体では 187cm^4 であり、その比は109と求められ、スケールファクターの理論値 $256 (=4.0^4)$ を大きく下回っている。このことは、S 2 供試体に取り付けられたH形鋼がL 3 供試体のものよりも相対的に曲げ剛性が高いことを意味している。このため、S 2 供試体では、H形鋼がはらみだし変形に対して強く抵抗し、内部コンクリートの外側にはらみだそうとする変形がH形鋼直上部の鋼板の方へと誘導されたものと考えられる。

また、L 3 供試体ではアンカー筋をボルト締着しているH形鋼のウェブに亀裂が生じ、最終的には破断するという損傷が生じた箇所も見られたが、S 2 供試体ではこのような損傷は観察されなかった。そこで、L 3 供試体においてこのような損傷の違いが生じた原因を検討するために、アンカー筋による作用力に対して、H形鋼ウェブに実際に発生したと考えられる断面力を有限要素解析により求めるとともに、両供試体で解析結果の比較を行った。本解析では、図-3.9に示すように、解析領域をリブプレートで囲まれた範囲とし、H形鋼ウェブをシェル要素でモデル化（L 3 供試体で120要素、S 2 供試体で100要素）するとともに、H形鋼ウェブ付近の構造特性を踏まえ、4辺固定の境界条件とした。力の作用点は、アンカー筋を設置している節点とし、その節点にアンカー筋の引張強度に相当する力（L 3 供試体で 451kN 、S 2 供試体で 48.6kN ）を作用させた。

本解析により求められた各固定辺における辺軸周りの曲げモーメント分布を図-3.10及び3.11に示す。また、比較のためにH形鋼ウェブの降伏曲げ耐力を図中に併記した。ここで、降伏曲げ耐力は、H形鋼の降伏点を基に次式で算出した。

$$M_y = \sigma_y W \quad (3.1)$$

ここに、 M_y : H形鋼ウェブの降伏曲げ耐力

σ_y : H形鋼の降伏点

W : H形鋼ウェブの断面係数

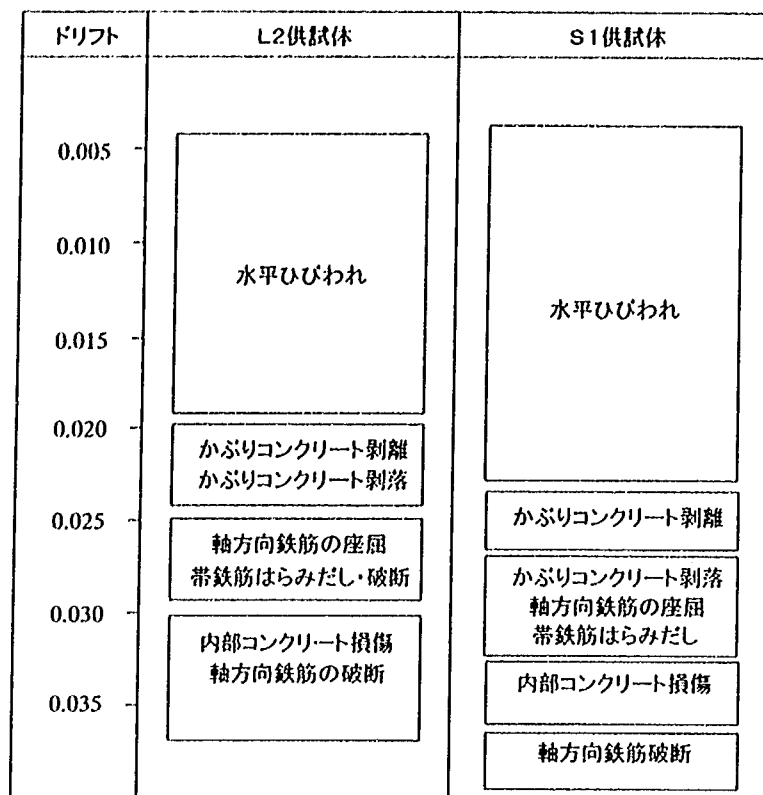


図-3.7 帯鉄筋比を高めた供試体における損傷の進展の比較

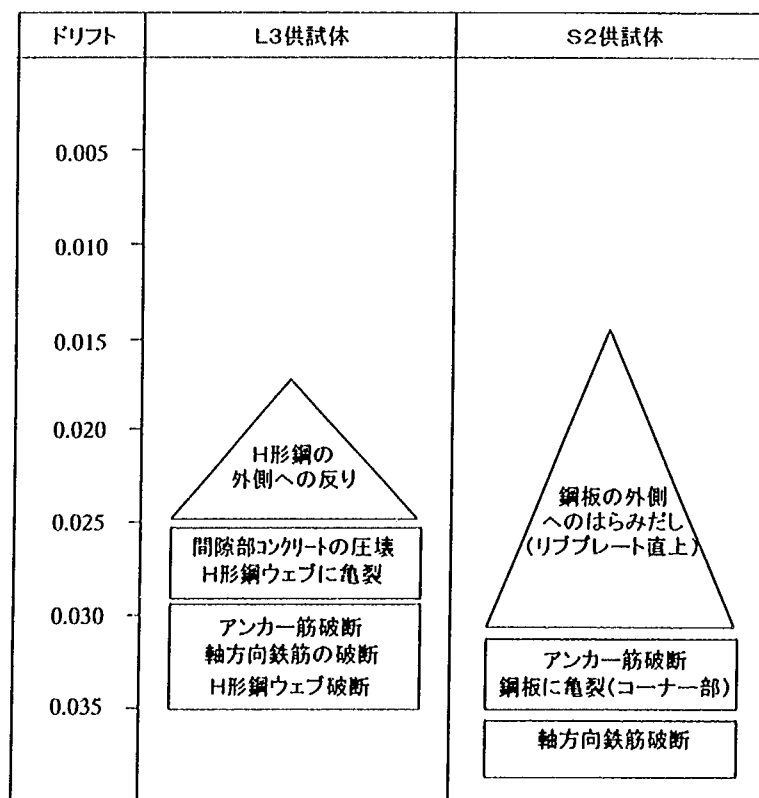


図-3.8 鋼板巻立て補強された供試体における損傷の進展の比較

これより、L 3 供試体では、アンカー筋に引張強度相当の力が作用すると、鋼板と接している側のフランジとウェブの隅角部において、ウェブの破断曲げ耐力を上回る曲げモーメントが生じることがわかる。これは、写真-3.32 に示した実際の損傷状況ともよく一致している。すなわち、 $7\delta_y$ の载荷においてアンカー筋が破断し始めていることを踏まえると、 $6\delta_y$ の载荷ではアンカー筋にその引張強度相当の引張力が作用しているものと推定され、これにより鋼板側のウェブプレートに降伏曲げ耐力を超える曲げモーメントが繰り返し作用し、写真-3.32 に示されるような亀裂が生じたものと考えられる。そして、ここに亀裂が入ったことにより、その後の载荷ステップにおいては、曲げモーメントが再分配され、写真-3.34 に示されるように、ウェブの亀裂・破断が、そこを始点としてその周囲へと進展していったものと考えられる。

一方、S 2 供試体では、アンカー筋の引張強度相当の引張力がH形鋼ウェブに作用しても、いずれの箇所も発生曲げモーメントが降伏曲げ耐力を超えていない。したがって、S 2 供試体ではL 3 供試体で観察されたようなH形鋼ウェブの亀裂・破断が生じなかったものと考えられる。

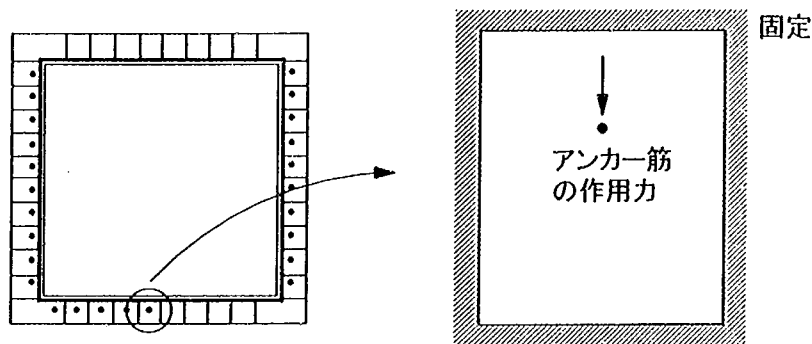


図-3.9 H形鋼ウェブのモデル化

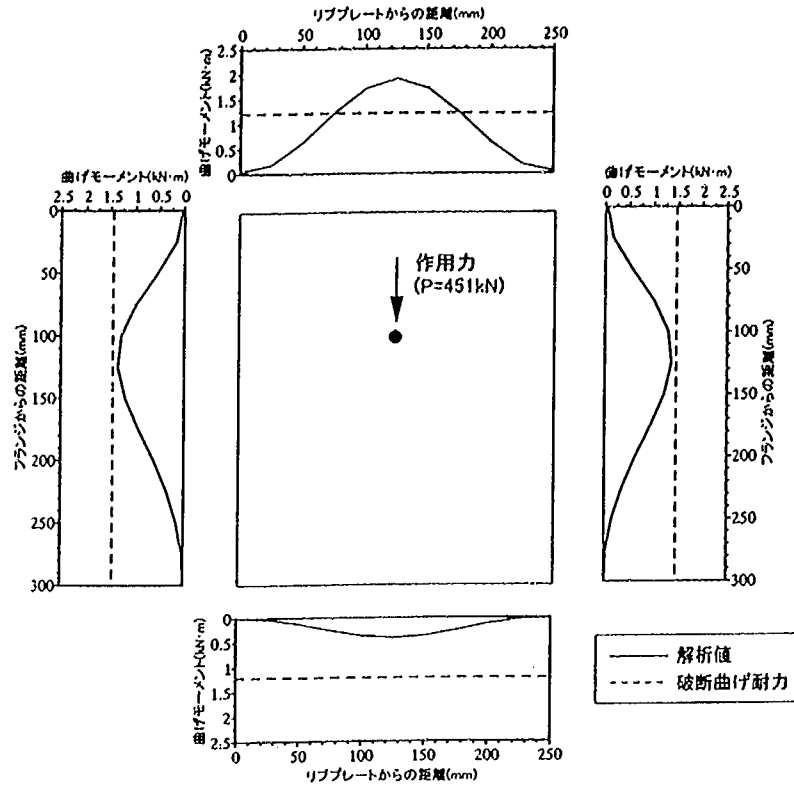


図-3.10 L 3 供試体におけるH形鋼ウェブに生じる曲げモーメント分布

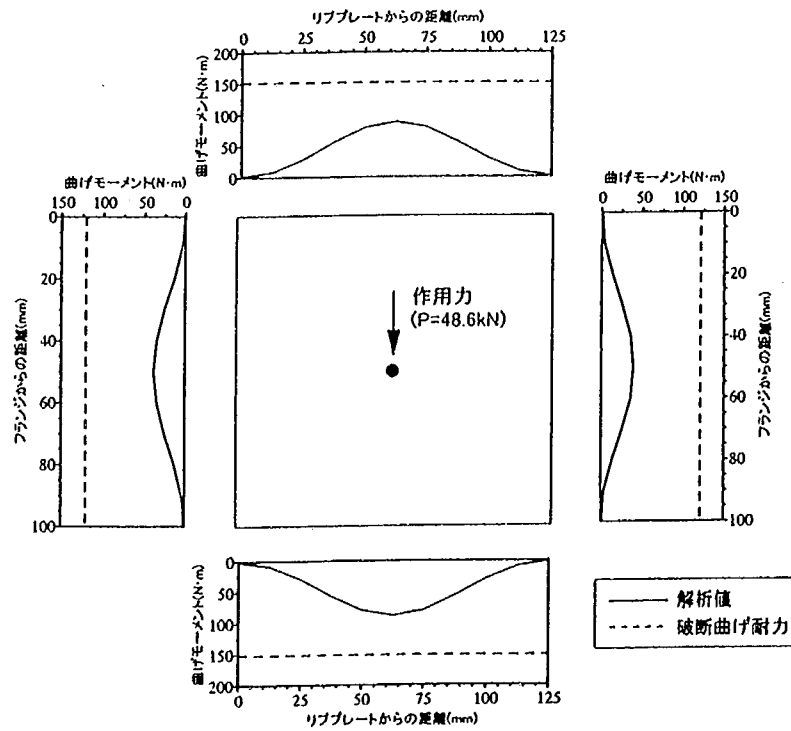


図-3.11 S 2 供試体におけるH形鋼ウェブに生じる曲げモーメント分布

第4章 耐力・変形性能と履歴特性

4. 1 水平カードリフトの関係

図-4.1~4.3 は、大型供試体に対する実験により得られた水平カードリフトの関係を示したものである。ここで、水平変形を表す指標としては載荷点における水平変位が一般的であるが、小型供試体との比較を客観的にできるようにするために、式(4.1)で定義されるドリフト γ により表記した。

$$\gamma = \frac{\delta}{L} \quad (4.1)$$

ここに、 δ ：載荷点における水平変位

L ：基部から載荷点までの高さ

まず、L 1 供試体では、 $4\delta_y$ （ドリフト=0.021）の 1 サイクル目の載荷ステップまでは過去の履歴における最大点を指向した安定した履歴ループとなっている。そして、 $4\delta_y$ の 2 サイクル目の載荷では、履歴ループの経路が 1 サイクル目の経路からずれ始め、原点側に寄った形状となっており、エネルギー吸収性能が低下し始めたことを意味している。水平カードリフト関係の履歴曲線においてこのような現象が生じる時において、供試体に生じている損傷を見てみると、それはちょうどかぶりコンクリートが剥落して、軸方向鉄筋の座屈が確認され、また帯鉄筋のはらみだしも始まっているような状態に相当している。

帯鉄筋比を高めた L 2 供試体では、 $5\delta_y$ （ドリフト=0.026）の 1 サイクル目の載荷ステップまでは履歴ループが安定しており、そして、その 2 サイクル目の載荷から履歴ループの形状が原点側に絞られた形状となり始めている。この時に供試体に生じている損傷は、軸方向鉄筋が座屈して、帯鉄筋が外側へはらみ出し始めているような状況である。このような履歴ループと実際の損傷度との関係は、L 1 供試体と同様である。

曲げ耐力制御式鋼板巻立て補強された L 3 供試体では、 $2\delta_y$ （ドリフト=0.009）の載荷以降も水平力が徐々に上昇しており、履歴曲線の包絡線は 2 次勾配が認められるような挙動を示した。履歴ループは $6\delta_y$ （ドリフト=0.027）の 1 サイクル目の載荷ステップまで最大水平力を保持しており、そして、その 2 サイクル目の載荷から水平力が徐々に低下している。供試体に生じた損傷との比較から、この水平力の低下は、間隙部コンクリートの圧壊ならびに H 形鋼と鋼板の外側へのはらみだしによるものと考えられる。 $7\delta_y$ （ドリフト=0.031）の繰り返し載荷において水平力が急激に低下しているが、これはアンカー筋ならびに軸方向鉄筋の破断によるものである。

一方、小型供試体に対する実験により得られた水平カードリフトの関係を図-4.4 及び 4.5 に示す。S 1 供試体では、 $6\delta_y$ （ドリフト=0.025）の 2 サイクル目の載荷ステップまでは最大水平力を維持した安定した履歴ループとなっており、その 3 サイクル目の載荷から、履歴ループの経路が 2 サイクル

目の経路から有意にずれ始め、原点側に絞られた形状と移行した。これは、かぶりコンクリートが剥離して外側へはらみだした時の状態に対応している。L 2 供試体の挙動と比較すると、かぶりコンクリートが剥離して軸方向鉄筋が座屈し始めると、履歴曲線に変化が現れ、ループの膨らみが小さくなり始めるという点は同じであることがわかる。

また、S 2 供試体では、 $2\delta_y$ （ドリフト=0.009）の载荷以降 $9\delta_y$ （ドリフト=0.034）までは水平力が概ね一定で推移しており、L 3 供試体で認められたような2次勾配は見られない。 $9\delta_y$ の2サイクル目の载荷から履歴ループの経路に変化が生じているが、これはアンカー筋の破断が始まったことと、また、鋼板のはらみだしに伴い断面隅角部で鋼板に亀裂が生じたことによるものと考えられる。大型供試体であるL 3 供試体の挙動と比較すると、いずれも横拘束しているH形鋼や鋼板に大きな外側へのはらみだし変形が生じると、履歴曲線のループの膨らみが小さくなり始め、また、アンカー筋の破断により水平力が低下している。このような履歴挙動と損傷の進展の関係はよく一致していると言える。

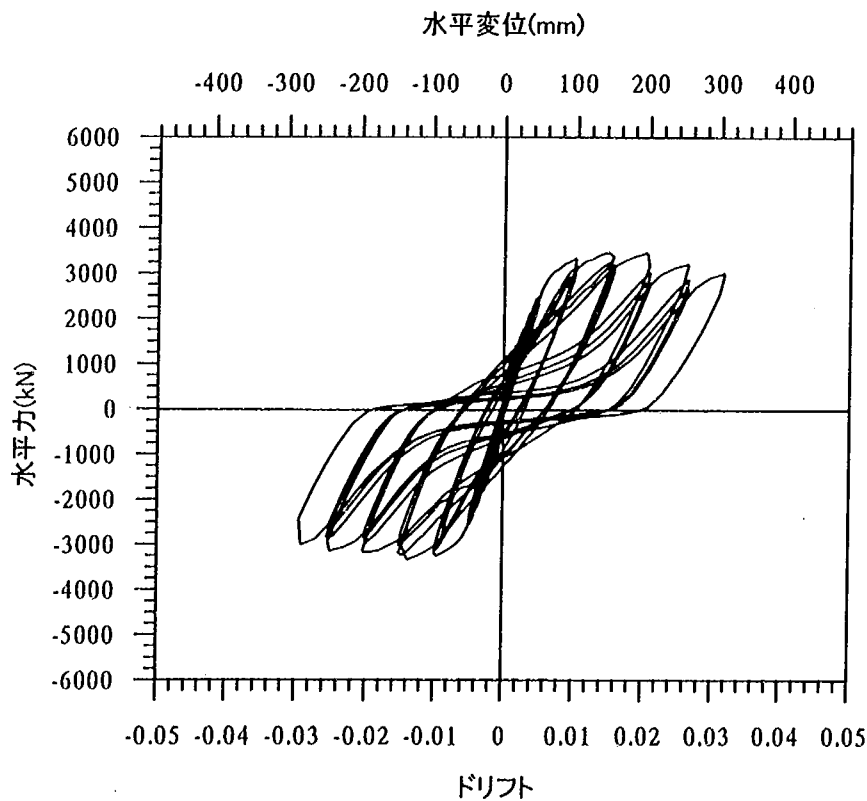


図-4.1 L 1 供試体の水平力-ドリフト関係の履歴曲線

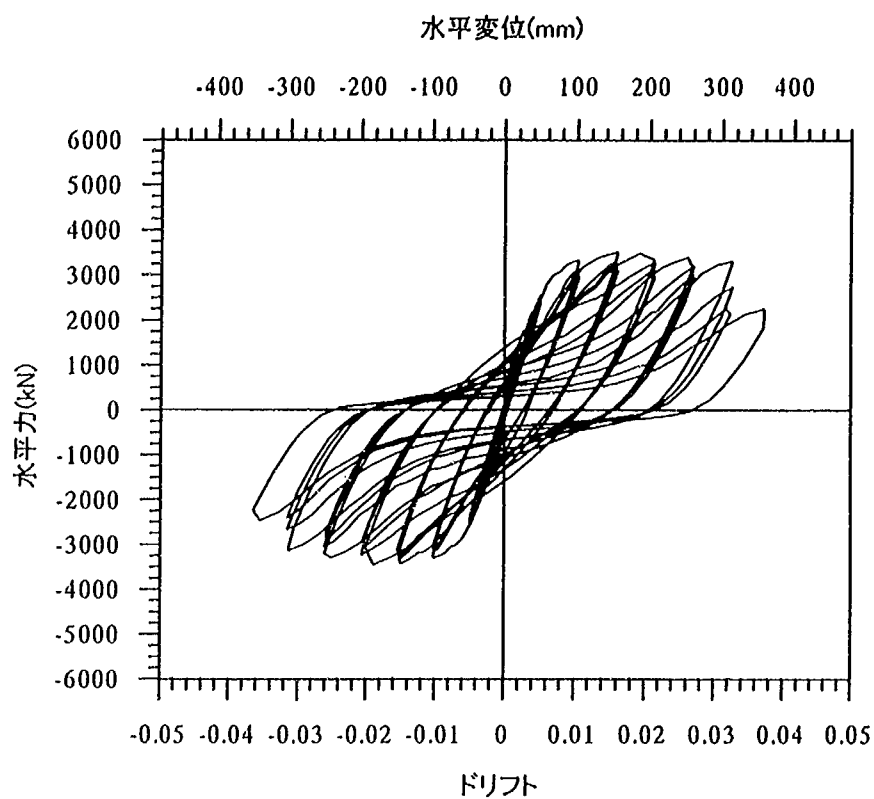


図-4.2 L 2 供試体の水平力ードリフト関係の履歴曲線

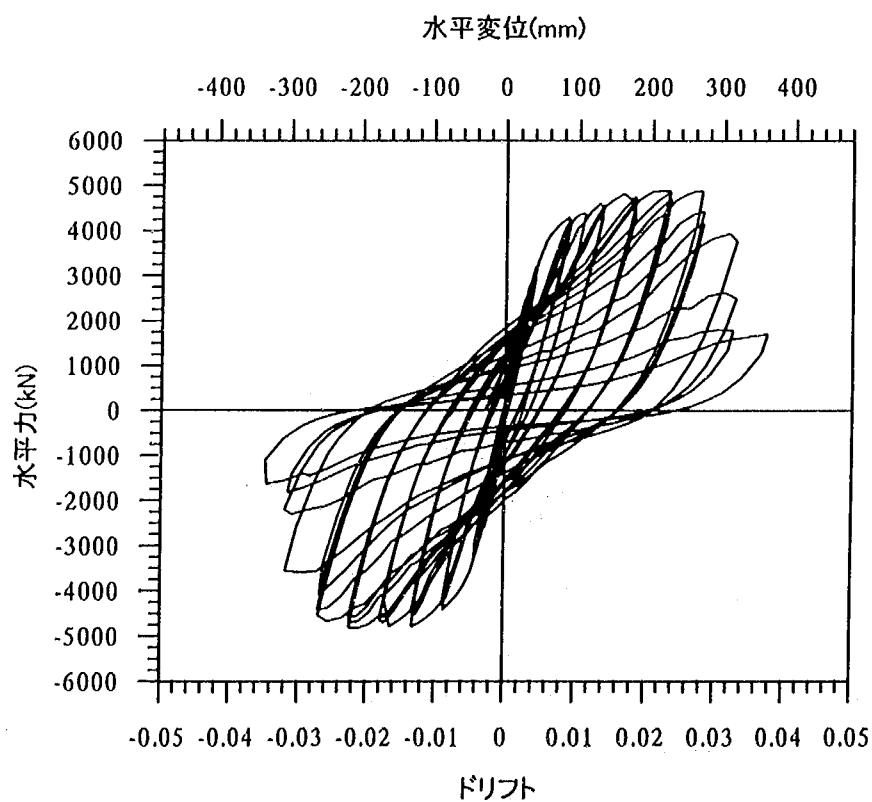


図-4.3 L 3 供試体の水平力ードリフト関係の履歴曲線

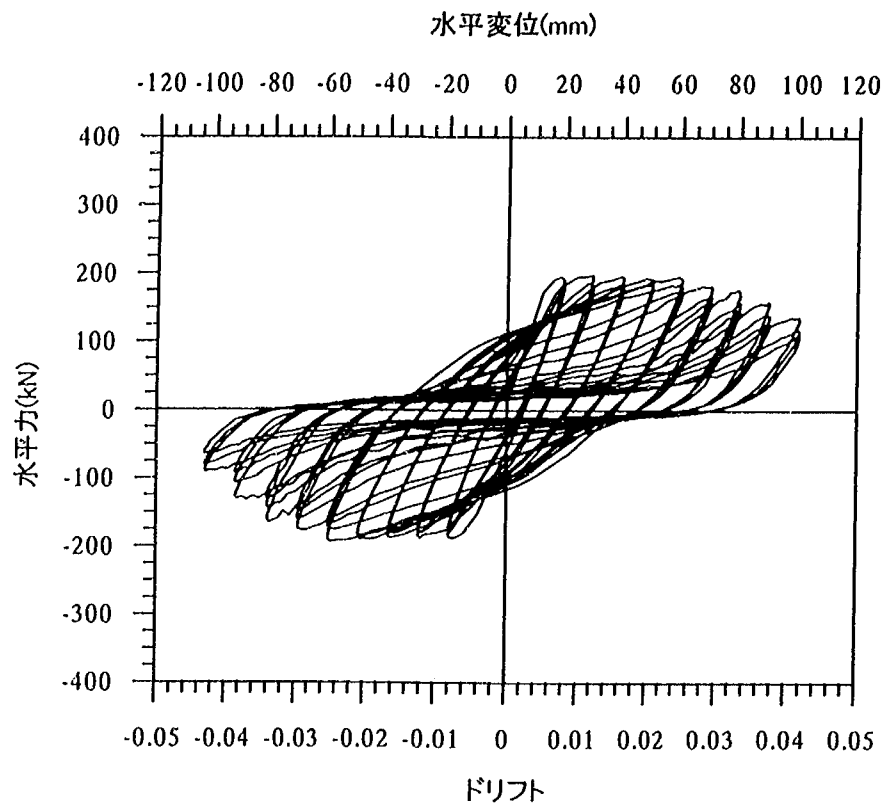


図-4.4 S 1 供試体の水平力ードリフト関係の履歴曲線

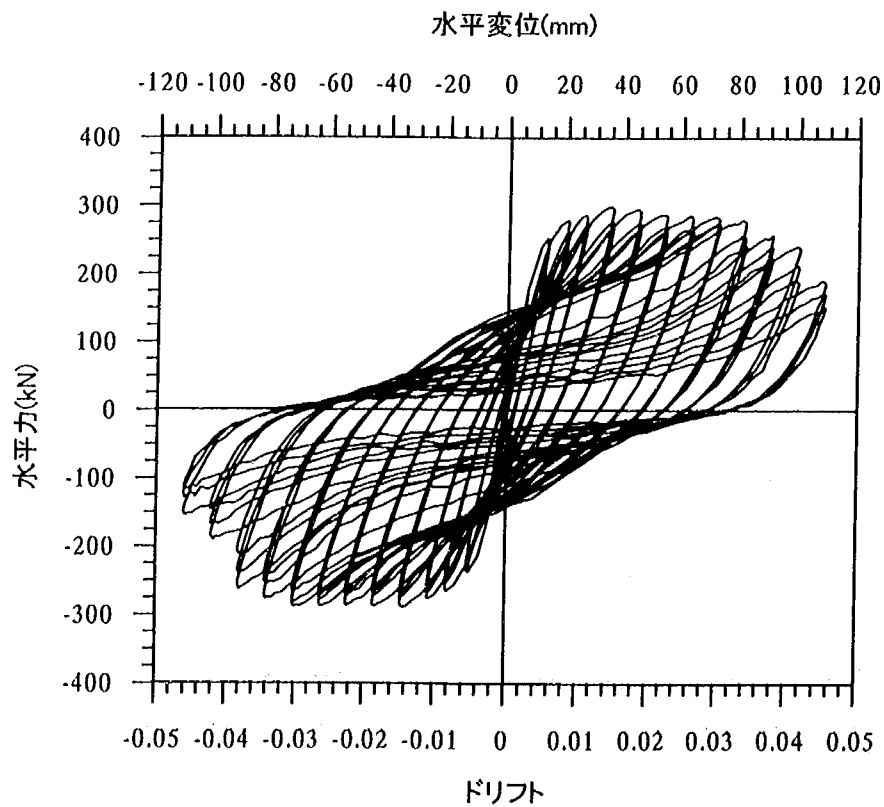


図-4.5 S 2 供試体の水平力ードリフト関係の履歴曲線

4. 2 水平耐力と変形性能

図-4.6 は水平力ードリフト関係の履歴曲線の包絡線を大型供試体と小型供試体で比較して示したものである。ここで、小型供試体の水平力は、力の次元に対するスケールファクターに基づいて式(4.2)により補正を行い、大型供試体と相対的な比較ができるようにした。

$$P_{sc} = P_s s_t^2 \quad (4.2)$$

ここに、 P_{sc} : 小型供試体における水平力の補正值

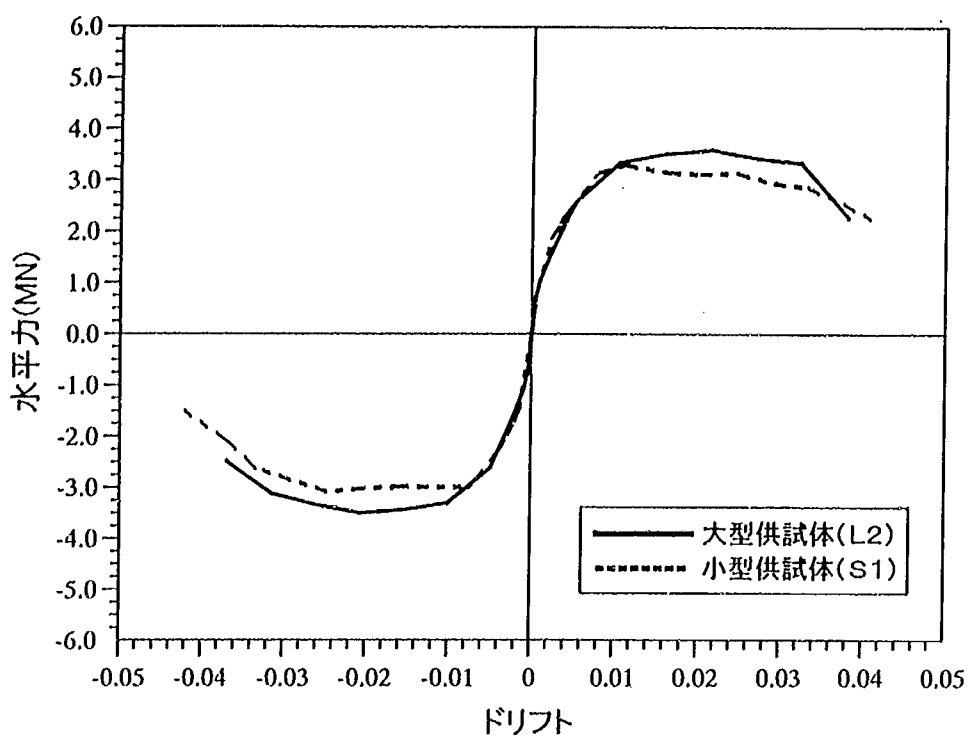
P_s : 小型供試体における水平力

s_t : 断面寸法に対するスケールファクター (=4.0)

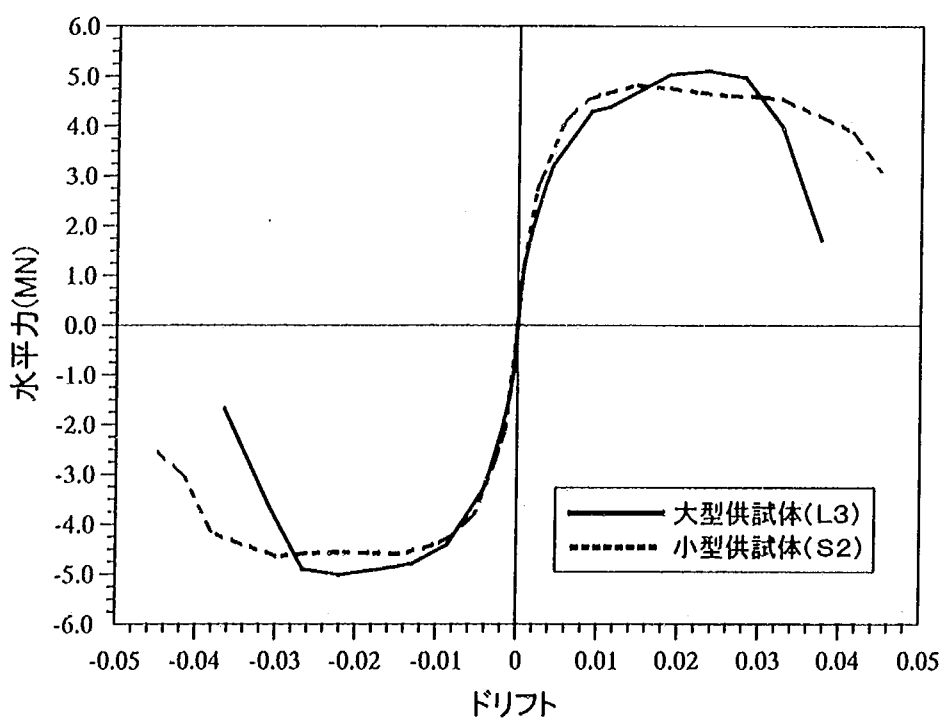
これより、高拘束供試体において、水平力ードリフト履歴曲線の包絡線を比較すると、大型供試体と小型供試体の挙動は比較的良好に一致していることがわかる。ただし、最大耐力に関しては、若干大型供試体の方が相対的に大きくなっている。これは、軸方向鉄筋比は両供試体とも 1.2% で一致させたが、実際に用いた鉄筋の降伏点は大型供試体の方が 7% 程度大きかったためと考えられる。

一方、曲げ耐力制御式鋼板巻立て補強された供試体では、両供試体ともドリフト 0.03 前後から水平力が低下し始めているが、小型供試体の方が水平力の低下が緩やかであるのに対して、大型供試体では急激に耐力が低下していることがわかる。これは、小型供試体では、H 形鋼の剛性が相対的に高く、H 形鋼上部の断面においても、曲げ変形に伴う鋼板のはらみだしが生じたため、その結果として塑性ヒンジが広い範囲で生じ、アンカー筋へのひずみ集中が緩和されたことにより、アンカー筋の破断が最小限に抑えられたことによるものと考えられる。逆に、大型供試体において水平力が急激に低下したのは、小型供試体で見られたような鋼板の顕著なはらみだしが生じず、塑性ヒンジ領域が限定されたために、アンカー筋に大きなひずみ振幅を伴う変形が繰り返し作用し、その結果として低サイクル疲労により多数のアンカー筋が同時に破断したためと考えられる。

上述のように、帯鉄筋比を高めた供試体においては、図-3.3 にも示したように、断面寸法によらず損傷の進展モードは基本的に同じであり、その結果として水平力ードリフト関係の包絡線も概ね似た挙動となった。一方、曲げ耐力制御式鋼板巻立て補強された場合には、今回の実験では、大型供試体と小型供試体で損傷の進展メカニズムが異なったために、その影響が水平力ードリフト関係にも表れた結果となった。しかしながら、今回の大型供試体における損傷の進展モードと同様な損傷となった別の小型供試体の実験結果も報告されている¹⁰⁾。この小型供試体は、軸方向鉄筋比が 1.58%、鋼板下端部の間隙長が 50mm であり、構造詳細が S 2 供試体とは一部異なるため単純な比較はできないが、断面寸法や鋼板厚さ、アンカー筋の強度、本数は同じであり、参考になるデータである。この小型供試体により得られた水平力ードリフト関係を図-4.7 に示す。これより、ドリフト 0.03 付近からアンカー筋の破断に伴い水平力が急激に低下しており、水平力ードリフト関係の定性的な傾向は L 3 供試体とよく似ていることがわかる。このような既往の実験結果も踏まえると、図-4.6(b)に見られた寸法効果は、破壊モードの違いに起因するものと考えられる。



(a)高拘束供試体



(b)鋼板拘束供試体

図-4.6 水平力-ドリフト関係の包絡線

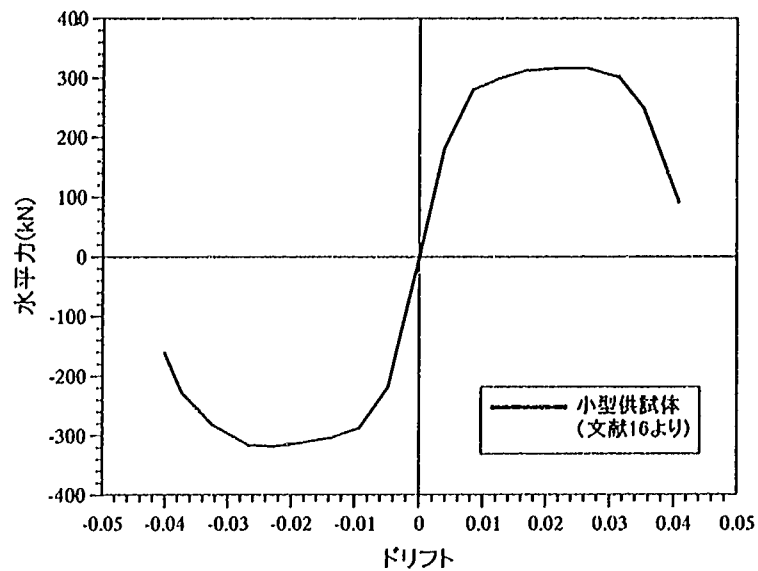


図-4.7 文献 16 に示される小型供試体に対する実験結果

4. 3 エネルギー吸収性能

各载荷ステップにおいて、供試体が吸収した履歴吸収エネルギーを表-4.1 に示す。ここで、履歴吸収エネルギーは水平力-水平変位の関係において、履歴曲線に囲まれた面積により算定した。ただし、実験では変位制御で载荷しているため、各载荷ステップにおいて、载荷開始点と1サイクルの载荷を終えてもどってきた点の水平力が一致しない。このため、ここでは図-4.7 に示される定義に基づき、図中の曲線 ABCDEFA 囲まれる面積を履歴吸収エネルギーとして計算した。

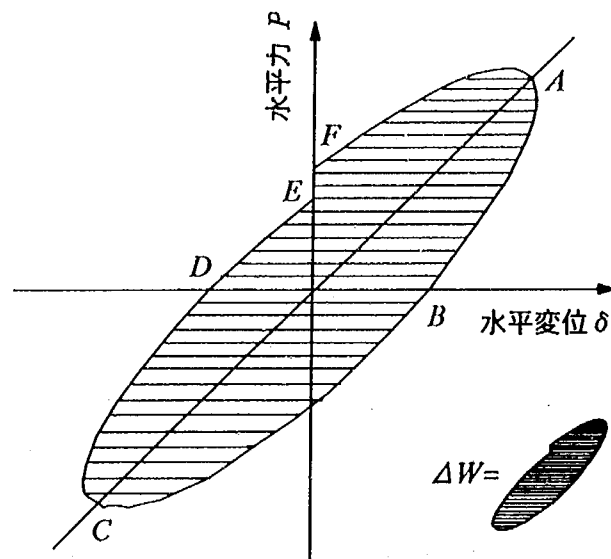


図-4.7 履歴吸収エネルギーの算定方法

表-4.1 履歴吸収エネルギー

じん 性率	繰返 回数	大型供試体 (kJ)			小型供試体 (kJ)		スケールファクター	
		L 1 供試体 (a)	L 2 供試体 (b)	L 3 供試体 (c)	S 1 供試体 (d)	S 2 供試体 (e)	$(b/d)^{1/3}$	$(c/e)^{1/3}$
1	1	29.73	28.44	37.10	0.36	0.28	4.28	5.07
	2	16.01	17.29	25.16	0.34	0.28	3.69	4.46
	3	18.74	20.07	21.72	0.27	0.23	4.18	4.58
2	1	254.19	267.97	280.38	3.21	4.65	4.37	3.92
	2	181.83	191.05	182.79	2.39	3.97	4.31	3.58
	3	136.17	182.74	158.25	1.98	3.46	4.52	3.58
3	1	530.77	549.02	443.79	6.99	6.77	4.28	4.03
	2	466.32	492.46	519.01	6.37	6.10	4.26	4.40
	3	440.42	486.54	461.18	5.85	5.73	4.36	4.32
4	1	723.84	896.09	952.05	11.38	11.79	4.29	4.32
	2	461.27 *	786.85	867.56	10.74	10.71	4.18	4.33
	3	386.94	631.18	818.85	10.12	10.02	3.97	4.34
5	1	634.44	935.26	1345.13	15.85	16.57	3.89	4.33
	2	390.77	761.16 *	1245.59	15.30	15.40	3.68	4.32
	3	322.32	639.12	1152.25	14.57	14.56	3.53	4.29
6	1	553.68	870.96	1601.20	20.48	21.34	3.49	4.22
	2		656.37	1344.23 **	17.88	20.14	3.32	4.06
	3		515.71	1122.43	14.27	19.58	3.31	3.86
7	1		672.99	1383.43	16.80	26.43	3.42	3.74
	2			955.88	13.27 *	25.43		3.35
	3			624.41	10.70	24.54		2.94
8	1			619.57	13.01	31.69		2.69
	2				10.71	30.63		
	3				9.32	29.20		
9	1				11.74	31.86		
	2				9.36	26.34 **		
	3				8.19	22.99		
10	1				9.57	27.04		
	2				7.73	24.43		
	3				6.84	22.69		
累積値 ***		3259.29	6246.11	11456.23	188.43	397.70	3.21	3.07

* かぶりコンクリートが剥落して軸方向鉄筋が座屈し始めた载荷サイクル

** H形鋼または鋼板が外側へはらみだし履歴ループに変化が生じた载荷サイクル

*** 上記(*)もしくは(**)に達するまでの累積吸収エネルギー

さらに、大型供試体と小型供試体がそれぞれ吸収したエネルギーを比較するために、式(4.3)により履歴吸収エネルギーに関するスケールファクターの実験値を算定した。

$$s_{te} = \left(\frac{\Delta W_L}{\Delta W_S} \right)^{1/3} \quad (4.3)$$

ここに、 s_{te} : 履歴吸収エネルギーに関するスケールファクターの実験値

ΔW_L : 大型供試体の 1 载荷サイクルにおける履歴吸収エネルギー

ΔW_S : 小型供試体の 1 载荷サイクルにおける履歴吸収エネルギー

なお、 s_{te} の理論値は断面寸法のスケールファクター 4.0 である。また、かぶりコンクリートが剥落して軸方向鉄筋が座屈し始めたり、もしくは、H 形鋼または鋼板が外側へはらみだすことにより履歴曲線のループ形状に変化が現れ始めた载荷サイクルに着目し、ここではこの载荷ステップを 1 つの構造的な限界状態（以下、これを終局状態と呼ぶ）と考え、その状態までに吸収したエネルギーの総和（累積吸収エネルギー）も表中に示した。

表-4.1 より、各载荷サイクル毎に吸収エネルギーを比較すると、高拘束供試体、鋼板拘束供試体とも、大型供試体が終局状態に達するまではスケールファクターの実験値が 4.0 ± 0.5 程度であり、理論値と比較的よく一致している。しかしながら、終局状態に達するまでの累積吸収エネルギーは、高拘束供試体ならびに鋼板拘束供試体ともに小型供試体の方が相対的に大きくなっている。

また、図-4.9 はドリフト量と各载荷変位の 1 サイクル目における履歴吸収エネルギーを比較したものである。ここで、小型供試体の履歴吸収エネルギーは、エネルギーの次元に対するスケールファクターに基づいて式(4.4)により補正を行い、大型供試体と相対的な比較ができるようにした。

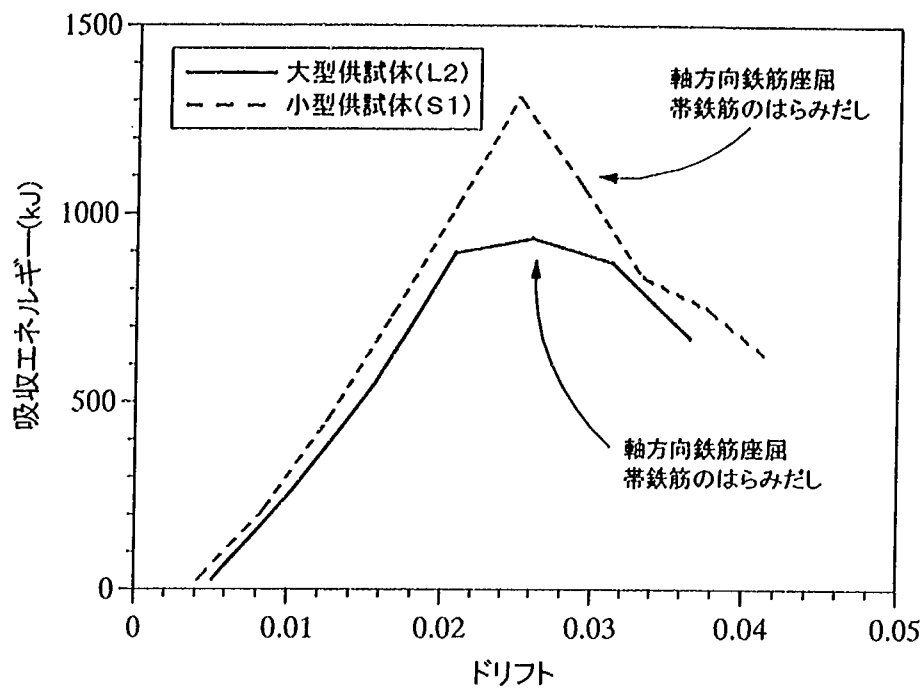
$$\Delta W_{se} = \Delta W_S s_{te}^3 \quad (4.4)$$

ここに、 ΔW_{se} : 小型供試体における履歴吸収エネルギーの補正值

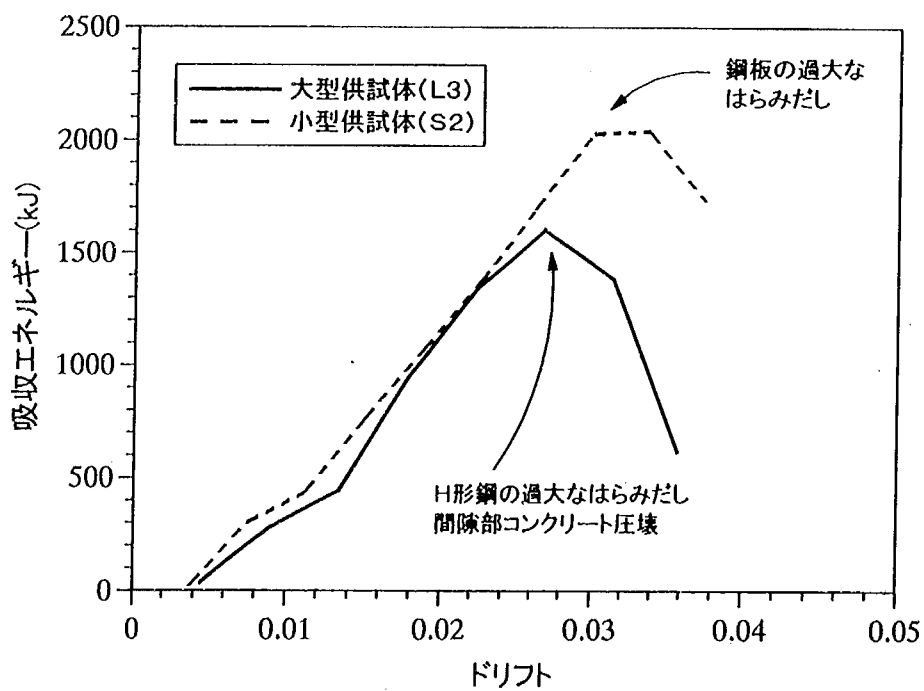
ΔW_S : 小型供試体の 1 载荷サイクルにおける履歴吸収エネルギー

s_{te} : 断面寸法に対するスケールファクター (=4.0)

これより、高拘束供試体では、ドリフトが約 0.02 まではドリフトと吸収エネルギーの関係が等価であるが、これを超えると、大型供試体では吸収エネルギーが頭打ちとなるのに対して、小型供試体ではさらに吸収エネルギーが多くなり、ドリフトが約 0.025 で最大ピーク値を示している。大型供試体と小型供試体の違いは、ドリフトでおよそ 0.02 から 0.03 の区間において顕著な差異が生じていることになる。一方、鋼板拘束供試体でも、ドリフトが約 0.025 までは大型供試体と小型供試体のエネルギー吸収性能が等価であることがわかるが、ドリフトが 0.025 以降は、大型供試体ではエネルギー吸収性能が低下し始めているのに対して、小型供試体ではドリフトが 0.03 になるまで 1 载荷サイクルにおける吸収エネルギーが増大している。



(a)高拘束供試体



(b)鋼板拘束供試体

図-4.9 ドリフトと1 载荷サイクルにおける吸収エネルギーの関係

第5章 拘束効果

5.1 矩形断面における拘束効果の評価

鉄筋コンクリート橋脚が塑性変形性能を発揮するのは、塑性ヒンジとなる断面領域において帯鉄筋や中間帯鉄筋が軸方向鉄筋の座屈を抑制するとともに、内部のコンクリートを拘束し、圧壊に対する終局ひずみを高めているためである。本実験で用いた矩形断面の鉄筋コンクリート橋脚では、その断面形状の特性から、図-1.1(b)に示したような拘束力のアーチアクションが発生し、拘束力が伝達されない領域が生まれる。断面寸法が拘束効果に及ぼす影響という観点からは、このアーチアクションが大型供試体と小型供試体でどのように違うのかを比較するというアプローチが最も適切と考えられる。しかしながら、このアーチアクションを実験的に計測するのは非常に困難でもある。そこで、ここでは帯鉄筋や中間帯鉄筋に貼付したひずみゲージの計測値から拘束効果に及ぼす断面寸法の影響等について検討することにする。

帯鉄筋や中間帯鉄筋のひずみ計測値から断面に作用する拘束圧を評価する考え方を図-5.1に示す。円形断面においては、圧縮フランジ側に配置された帯鉄筋のひずみが直接拘束によるひずみと解釈できるため、実験データから断面に作用している拘束圧を容易に評価できる。しかしながら、矩形断面の場合、断面に作用する拘束圧の指標となるのは圧縮フランジ側の帯鉄筋ひずみではなくウェブ側(載荷方向に平行な方向)に配置される帯鉄筋や中間帯鉄筋のひずみである。ただし、塑性変形域においてはウェブ側の帯鉄筋や中間帯鉄筋には拘束によるひずみとせん断変形によるひずみが混在しているため、帯鉄筋や中間帯鉄筋のひずみ計測値から単純に断面に作用している拘束圧を評価することはできない。そこで、ここでは断面に作用した拘束圧ではなく帯鉄筋や中間帯鉄筋に生じたひずみにより寸法効果の検討を行うこととした。すなわち、せん断変形に起因するひずみも含まれた状態で帯鉄筋や中間帯鉄筋のひずみ性状を大型供試体と小型供試体で比較する。

一方、塑性変形を受ける鉄筋コンクリート矩形断面において、圧縮フランジ側に配置される帯鉄筋には引張ひずみが生じる。これは、図-5.2に示すように、コンクリートが圧縮変形する際のポアソン効果による外側への変形と軸方向鉄筋の外側への座屈に対して帯鉄筋が抵抗するために生じるものであるが、主たる要因は軸方向鉄筋の座屈によるものと考えられる。ただし、帯鉄筋自身の曲げ剛性は小さいことから、軸方向鉄筋の顕著な座屈が始まると帯鉄筋は降伏して曲線状に変形するとともに、断面隅角部において90度に曲げ加工された帯鉄筋が真っ直ぐに広がろうとする挙動を示す。この時、ウェブ面側とフランジ面側それぞれに発生した帯鉄筋の力の合力により、隅角部に配置された軸方向鉄筋のみは断面内側の方向に力を受け、これが実験でも確認された内側への座屈という現象となって現れる。したがって、このような圧縮フランジ側の帯鉄筋のひずみ発生メカニズムを考慮すると、軸方向鉄筋の座屈が抑制されている状態、すなわちかぶりコンクリートの剥落が生じる前までの段階においては、この位置における帯鉄筋のひずみが大きいほど座屈に対する抑制効果が高いことを意味

する。一方、かぶりコンクリートが剥落して顕著な軸方向鉄筋の座屈が生じると、圧縮フランジ側の帯鉄筋には大きな変形が発生するが、このような段階においては降伏を超える大きなひずみが生じて、もはや座屈に対する抑制効果は失われていることになる。このような帯鉄筋に生じるひずみの意味を踏まえ、本章では軸方向鉄筋の座屈に対する帯鉄筋の効果を各供試体間で比較することにした。

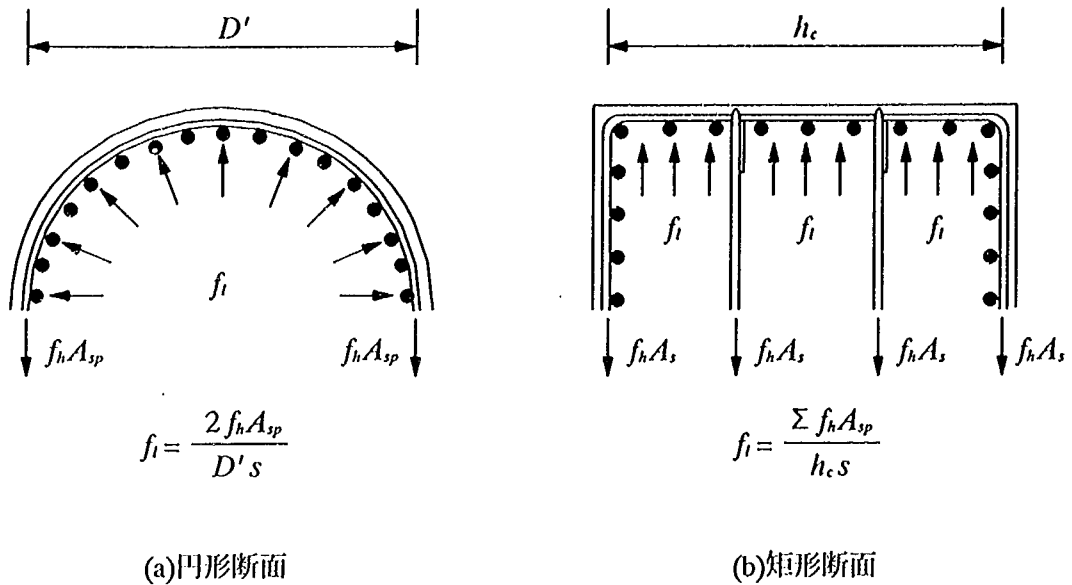


図-5.1 鉄筋コンクリート断面における拘束圧の評価

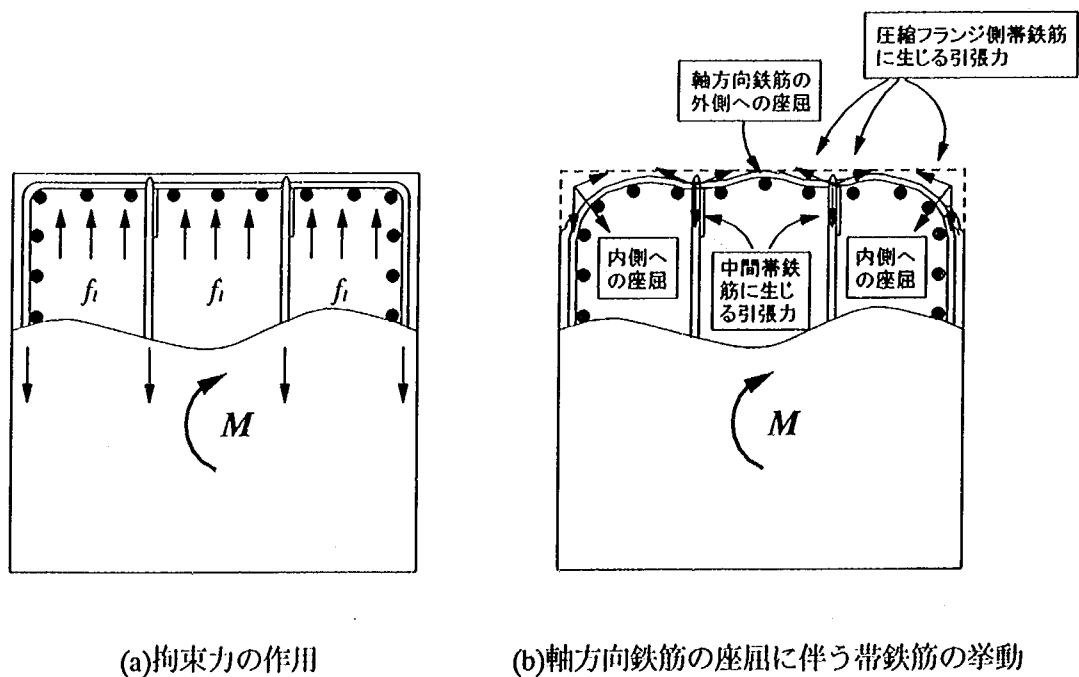


図-5.2 矩形断面における帯鉄筋と中間帯鉄筋に生じる力とそのメカニズム

5. 2 帯鉄筋及び中間帯鉄筋に生じたひずみの高さ方向分布

図-5.3~5.7 は、圧縮フランジ側中心位置において帯鉄筋に生じたひずみの高さ方向分布を載荷ステップ毎に示したものである。圧縮フランジ側における帯鉄筋ひずみの高さ方向分布は軸方向鉄筋の座屈長と密接な関係がある。そこで、図中には軸方向鉄筋の座屈の範囲と座屈の腹となっている点を併記した(L 1、L 2、S 1 供試体)。座屈の範囲や腹点は、外観からの損傷状況から計測したものである。なお、ひずみの実験値のプロットはかぶりコンクリートの剥離もしくは剥落が生じるまでの範囲とした。これは、前述したように、かぶりコンクリートが剥落するような損傷になると、帯鉄筋の顕著なはらみだしが生じ、ひずみが降伏ひずみを超えて急激に高くなり、そのひずみの値自身のもつ意味が無くなること、また、このような損傷の段階になると、軸方向鉄筋の座屈も既に生じており、もはや有効な拘束効果が得られている状態とは言えないこと、さらに、拘束効果という観点からはむしろそのような損傷が生じる前までの段階における挙動の方が重要であるためである。

まず、L 1 供試体では基部から 600mm の断面に帯鉄筋のひずみが集中して発生している。これは、軸方向鉄筋の座屈の腹となった断面位置とよく一致しており(写真-3.8)、かぶりコンクリートの剥離が生じた段階までは、軸方向鉄筋の座屈が帯鉄筋により抑制されていることがわかる。帯鉄筋比を高めた L 2 供試体では、L 1 供試体で示されたような明瞭なひずみのピークが生じていない。これは、 $4\delta_y$ の 1 サイクル目の載荷において実際に観察されたかぶりコンクリートのはらみだし状況(写真-3.18)から推定すると、軸方向鉄筋の座屈長は 600mm 程度($\approx 17\phi$ 、 ϕ : 軸方向鉄筋径)であり、その腹は基部から高さ 300mm 付近の断面と考えられるが、今回の実験ではこの断面近傍において帯鉄筋のひずみの計測を行っていなかったために、計測断面だけのデータによる分布図としては、ひずみのピークが現れないような結果となったのではないかと考えられる。すなわち、計測データは得られていないが、座屈の腹となった高さ 300mm の断面における帯鉄筋には、相当のひずみが生じていたものと推定される。また、鋼板拘束した L 3 供試体では、 $4\delta_y$ の載荷ステップまでは帯鉄筋に生じたひずみは小さく、補強をしていない L 1 供試体における帯鉄筋の挙動と比較すると、内部コンクリート断面が鋼板と H 形鋼により十分に拘束されていることがわかる。ただし、 $6\delta_y$ の載荷より H 形鋼直上の鋼板部にもはらみだし変形が生じ、塑性ヒンジ領域が進展したことにより、この近傍の断面において帯鉄筋にひずみが生じている。

一方、小型の S 1 供試体では、基部から高さ 315mm 程度までの範囲において、断面の変形量の増大に伴ってほぼ一様に帯鉄筋のひずみが大きくなっている。かぶりコンクリートの剥離が始まった $6\delta_y$ の載荷ステップにおいては、外観からは軸方向鉄筋の座屈の範囲がわからなかったが、その次の $7\delta_y$ では、写真-3.40 に示したように、基部から高さ 350mm ($\approx 35\phi$) までの範囲で座屈が生じており、その腹は 200mm 付近の断面にあることが確認される。断面寸法の大きい L 2 供試体と比較すると、軸方向鉄筋の座屈長は相対的に 2 倍程度長いことになる。また、このように軸方向鉄筋が広い範囲で座屈したことにより、座屈抑制に寄与する帯鉄筋が合計 7 断面となった。これも、断面寸法の大きい L 2 供試体と比較すると、より多くの本数の帯鉄筋が座屈抑制に有効に機能したことを示してい

る。

また、鋼板拘束したS 2 供試体では、大型のL 3 供試体とは異なったひずみ分布となっているが、これは、主たる塑性ヒンジ領域がH形鋼直上部に生じ、 $6\delta_y$ の載荷では鋼板の座屈の腹が基部から高さ 300mm 付近に発生したためである（写真-3.44）。これを裏付けるように、高さ 300mm の断面における帯鉄筋のひずみも $6\delta_y$ の載荷で大きく伸びており、この段階から軸方向鉄筋の座屈抑制に、鋼板とともに帯鉄筋も寄与し始めたことがわかる。

L 2 供試体及びS 1 供試体において配筋された中間帯鉄筋に生じたひずみの高さ方向分布を図-5.8 及び 5.9 に示す。中間帯鉄筋に生じるひずみには、拘束効果によるひずみに加え、せん断変形に起因するひずみも多少含まれているものと考えられるが、これらを分離することは困難であるため、ここでは実測値を直接比較することにした。大型のL 2 供試体では、基部から 450mm の断面の中間帯鉄筋においてひずみが大きくなっており、その前後の計測断面ではひずみが収束していることがわかる。これは、断面の塑性化に伴って発生する拘束圧が高さ 450mm 付近の断面領域を中心として与えられていることを示している。ただし、前述したように、軸方向鉄筋の座屈の腹が高さ 300mm 付近の断面に位置していたことを踏まえると、中間帯鉄筋に生じたひずみはこの高さの断面付近においてピーク値を示しているものと推定される。一方、小型のS 1 供試体では、高さ 400mm 付近の断面から基部に向かってひずみが漸増するような挙動を示した。このようなひずみ分布は、図-5.6 に示した圧縮フランジ側の帯鉄筋ひずみの分布ともよく一致している。また、L 2 供試体のひずみ分布と比較すると、中間帯鉄筋に有意なひずみが生じている範囲は相対的に広いことがわかる。これは、小型供試体の方が軸方向鉄筋の座屈長が相対的に長くなったために、より広い範囲で帯鉄筋と中間帯鉄筋が軸方向鉄筋の座屈抑制に寄与したことを示している。

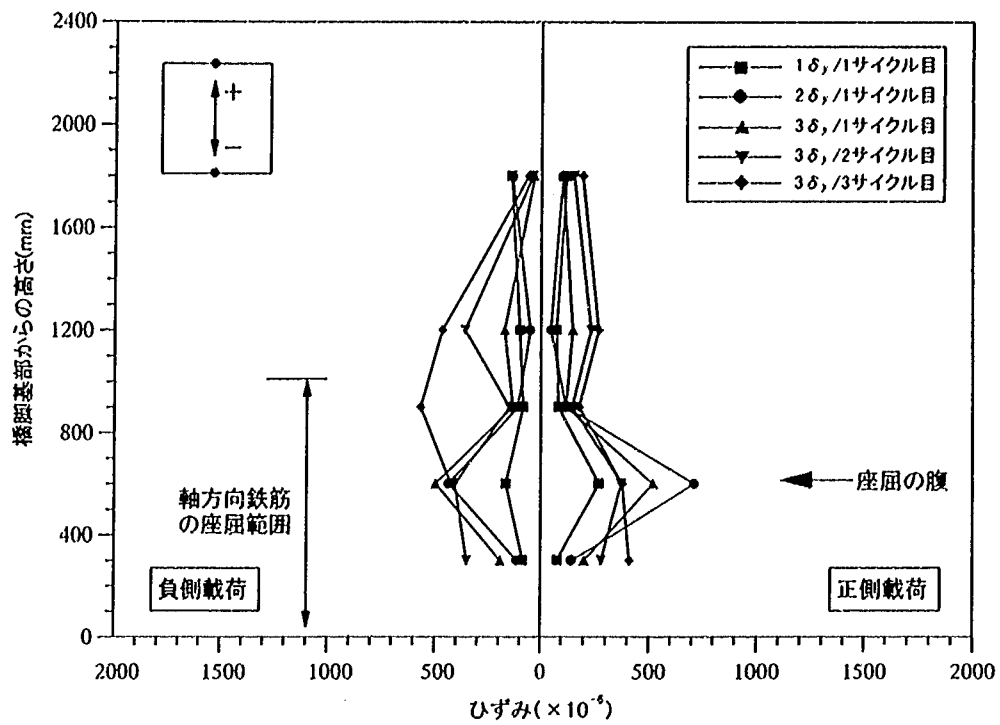


図-5.3 L1 供試体における圧縮フランジ側帯鉄筋ひずみの高さ方向分布

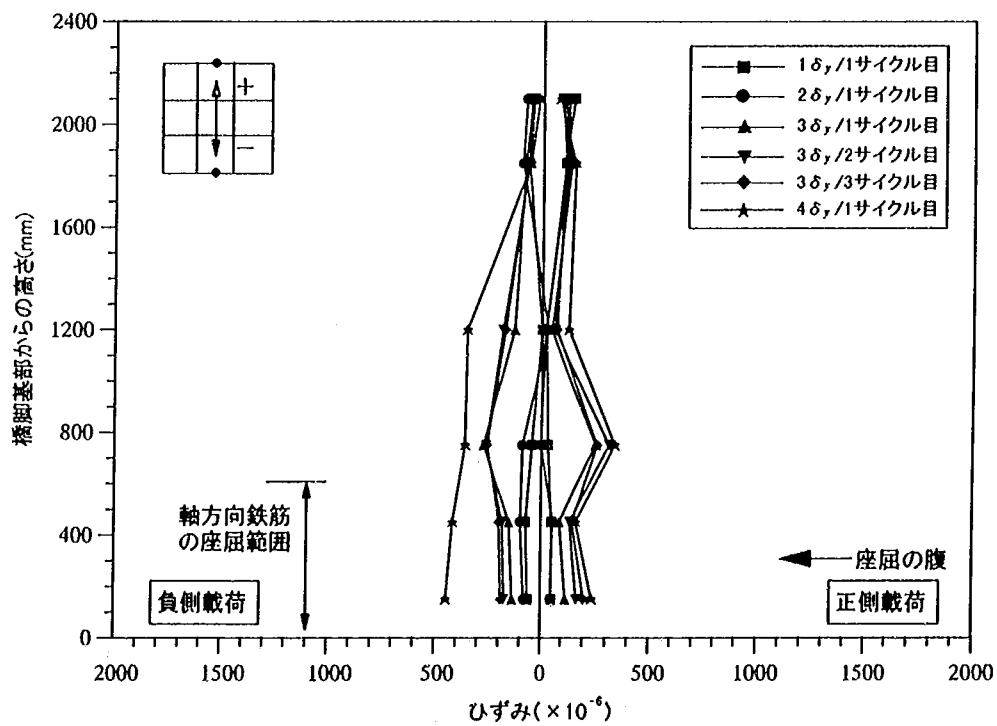


図-5.4 L2 供試体における圧縮フランジ側帯鉄筋ひずみの高さ方向分布

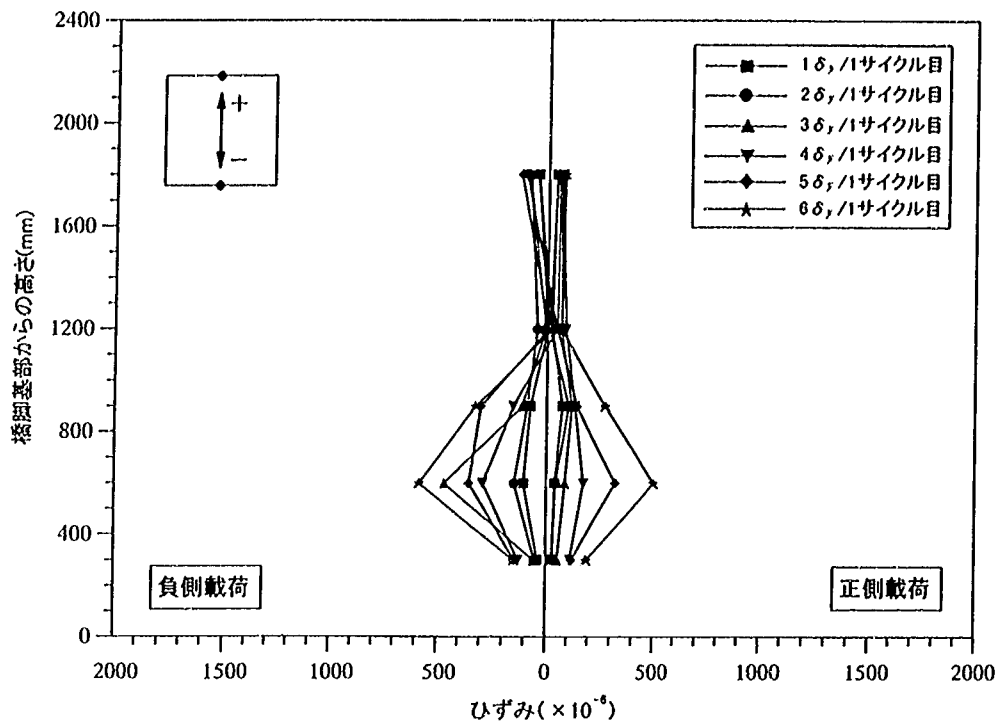


図-5.5 L 3 供試体における圧縮フランジ側帯鉄筋ひずみの高さ方向分布

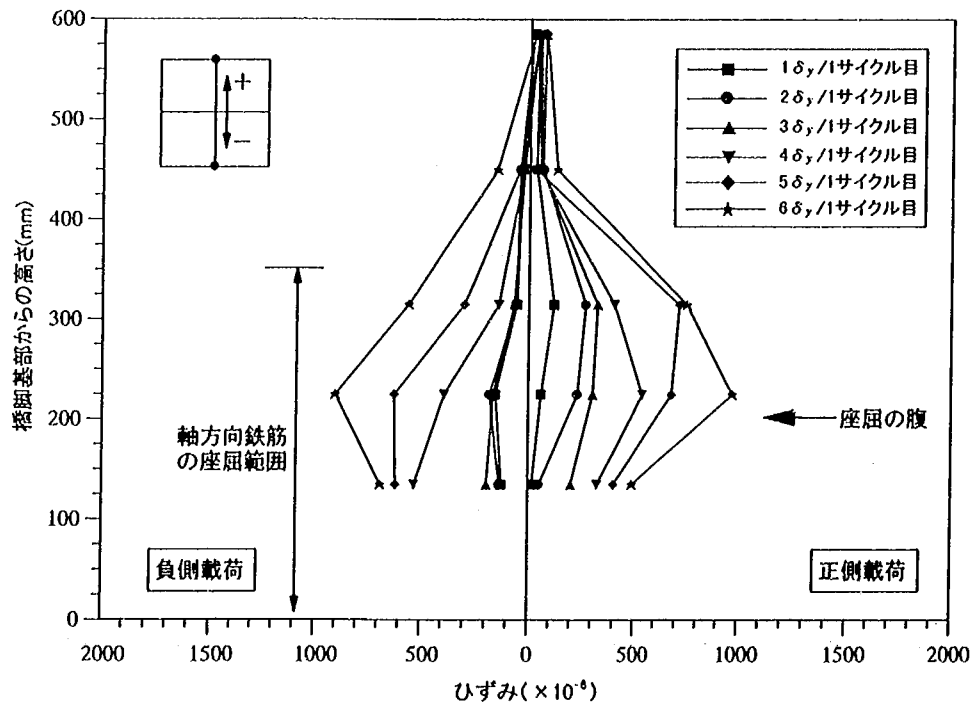


図-5.6 S 1 供試体における圧縮フランジ側帯鉄筋ひずみの高さ方向分布

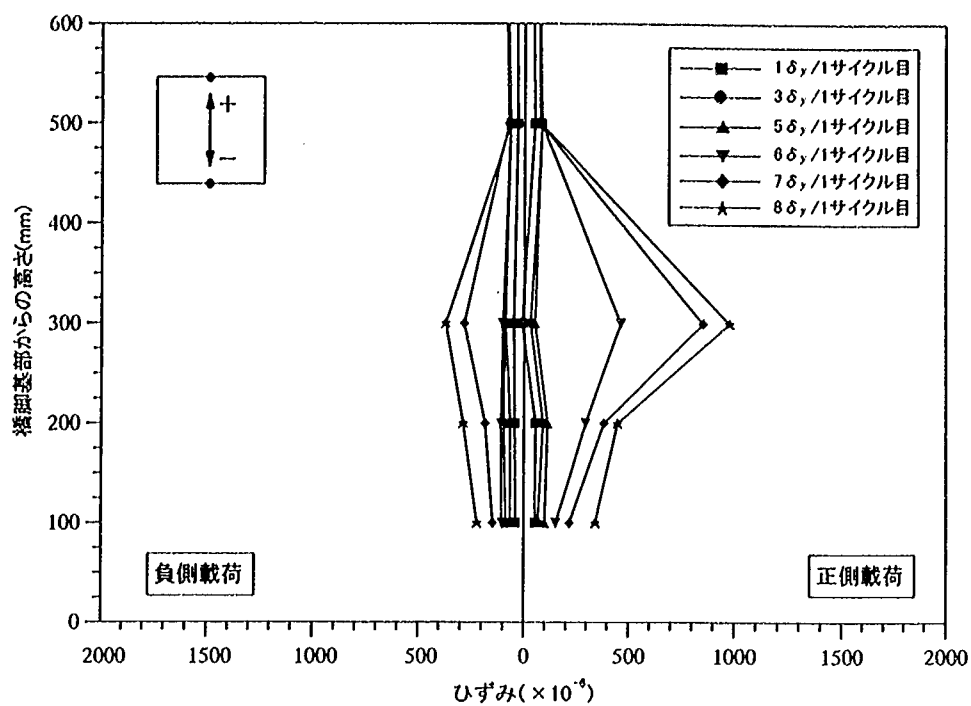


図-5.7 S 2 供試体における圧縮フランジ側帯鉄筋ひずみの高さ方向分布

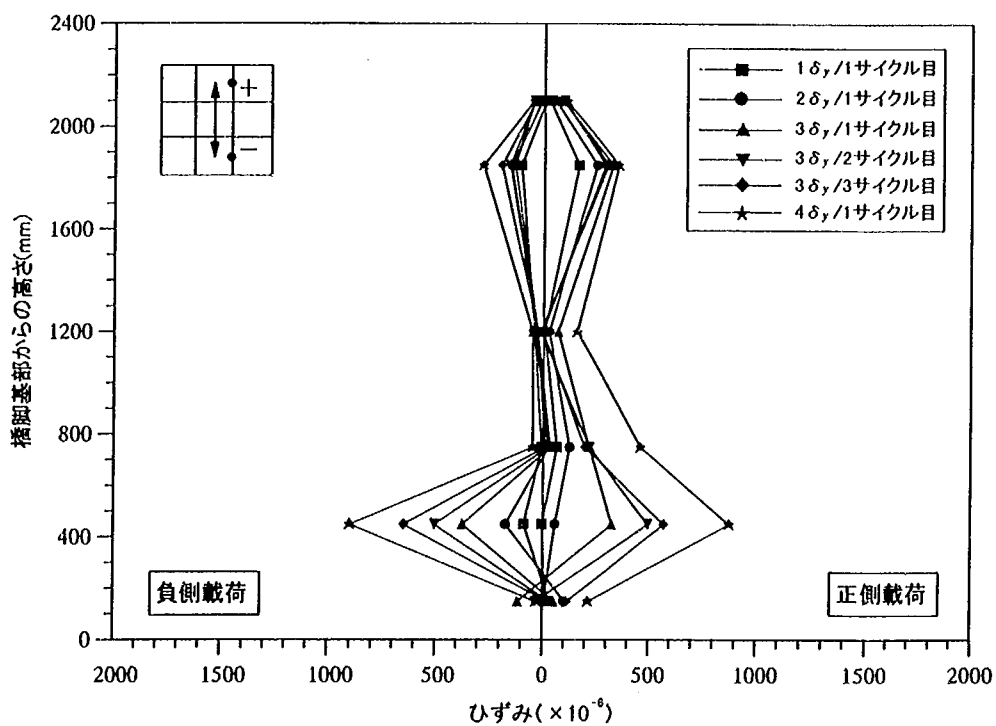


図-5.8 L 2 供試体における中間帯鉄筋ひずみの高さ方向分布

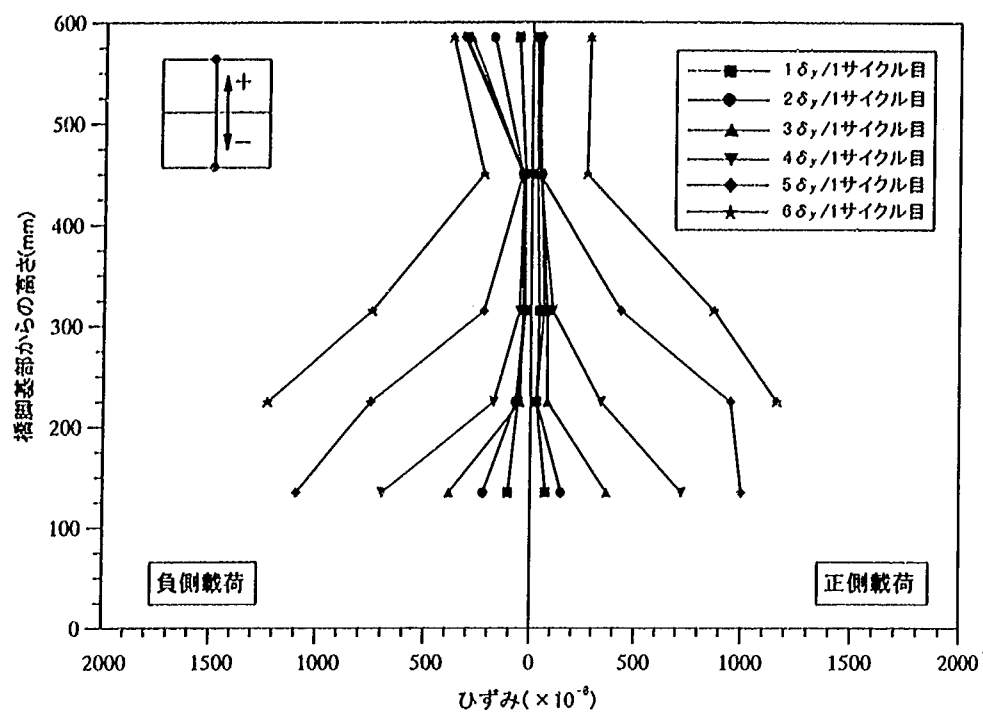


図-5.9 S 1 供試体における中間帯鉄筋ひずみの高さ方向分布

5. 3 帯鉄筋及び中間帯鉄筋に生じたひずみの断面内分布

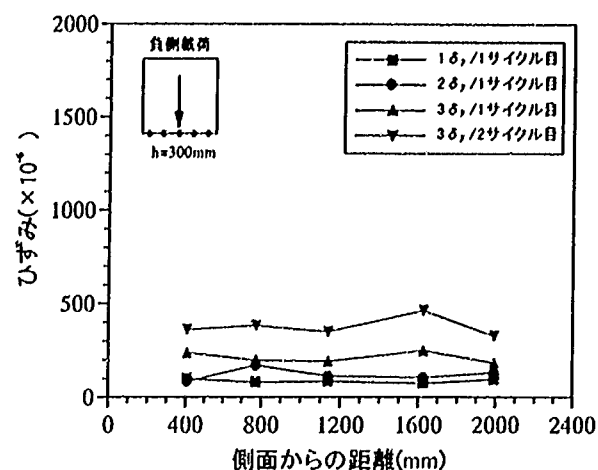
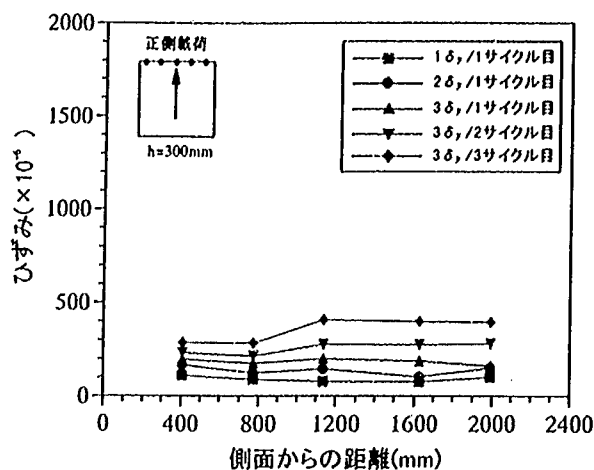
図-5.10~5.14 は、各供試体に対して、正側載荷及び負側載荷において圧縮フランジ側となる面における帯鉄筋ひずみ（載荷直角方向）分布を各計測断面毎に示したものである。さらに、L 2 供試体及び S 1 供試体に対しては、ウェブ面の帯鉄筋と中間帯鉄筋のひずみ（載荷方向に平行）の断面内分布を図-5.15 及び 5.16 に示す。また、かぶりコンクリートの剥離が始まった載荷ステップ、あるいは鋼板拘束供試体においては、H形鋼や鋼板に有意なはらみだしが生じた載荷ステップ時において、軸方向鉄筋あるいは鋼板の座屈の腹となった断面近傍に配筋されていた帯鉄筋ならびに中間帯鉄筋のひずみ性状を図-5.17 に示す。

全体的な傾向として、圧縮フランジ側の帯鉄筋のひずみ分布はその位置に関わらず概ね等しいことがわかる。図-5.2(b)に示したように、帯鉄筋には曲線状の変形が生じ、局所的には大きな曲げ変形が生じるが、鉄筋の表裏に貼付したひずみゲージの値を平均した軸ひずみとして見ると、その分布は一樣である。これは、軸方向鉄筋の座屈に抵抗するために生じた力がおよそ均一に発生したことを示している。また、ウェブ面の帯鉄筋ならびに中間帯鉄筋に生じた載荷方向に平行な方向のひずみは、圧縮フランジ側の帯鉄筋のひずみよりも大きく、かぶりコンクリートが剥離する段階においては、いずれの供試体とも 1000 マイクロ前後のひずみが生じている。

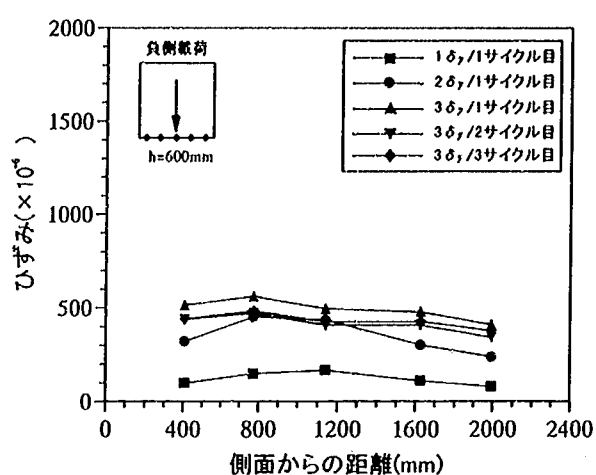
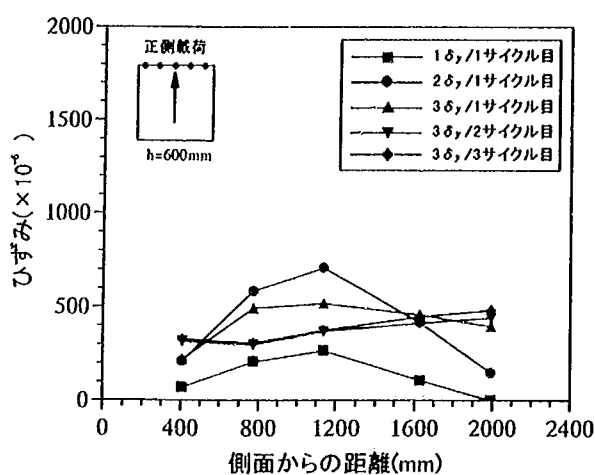
次に、断面寸法の異なる L 2 供試体と S 1 供試体の結果を比較すると、かぶりコンクリートの剥離が生じるまでにおいて、圧縮フランジ側の帯鉄筋に生じたひずみの値は小型供試体の方が全体的に大きいことがわかる。L 2 供試体では、軸方向鉄筋の座屈の腹となった断面における帯鉄筋のひずみ計測値がないため定量的な比較は本来できないが、小型供試体では 1000 マイクロ前後の大きなひずみが生じている。また、中間帯鉄筋の配筋されていない大型の L 1 供試体では、圧縮フランジ側の帯鉄筋に生じたひずみが 300~500 マイクロ程度であり、S 1 供試体と比較すると明らかにひずみの値が小さくなっている。これは、軸方向鉄筋の座屈に対して十分に帯鉄筋が抵抗することなくかぶりコンクリートの剥離に至っていることを示している。したがって、これらの考察を踏まえると、ウェブ側帯鉄筋と中間帯鉄筋の距離が絶対的に短い小型供試体の方が、軸方向鉄筋の座屈に対する帯鉄筋の抵抗力が高くなると判断される。

また、ウェブ側帯鉄筋や中間帯鉄筋に生じたひずみは、L 1、L 2、S 1 供試体ともほぼ同等であり、断面寸法の影響は顕著ではないことがわかる。すなわち、断面の大きな矩形断面においては、中間帯鉄筋を配筋することにより内部コンクリートを拘束する力が向上することを示している。

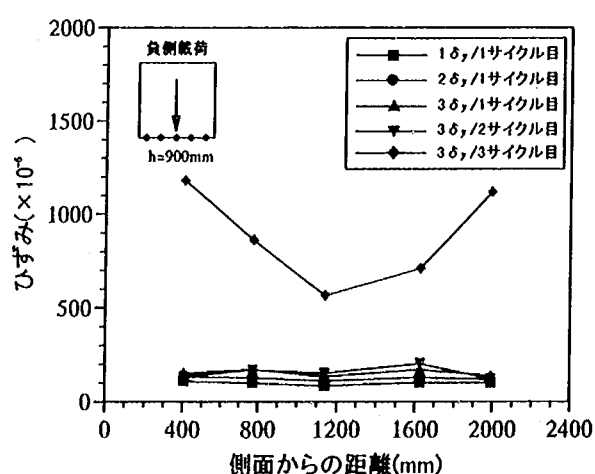
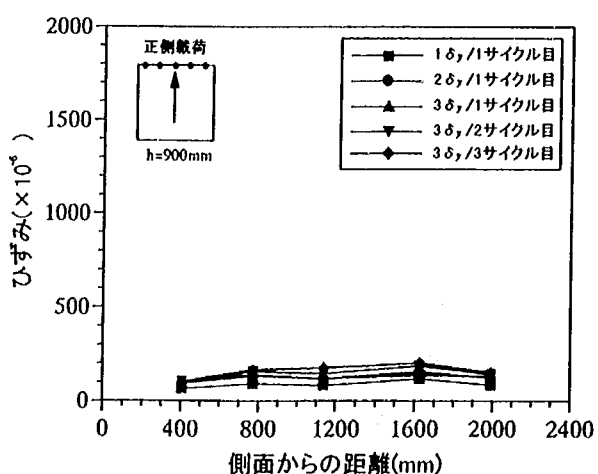
一方、鋼板拘束した L 3 供試体と S 2 供試体を比較すると、断面寸法の小さい S 2 供試体の方が圧縮フランジ側の帯鉄筋ひずみが大きいことがわかる。これは、先述した帯鉄筋による拘束の場合の結果とも一致する傾向であり、断面寸法が小さい方が軸方向鉄筋の座屈に対する帯鉄筋の抵抗力が高いことを意味している。



(a) $h=300\text{mm}$ の断面におけるひずみ分布

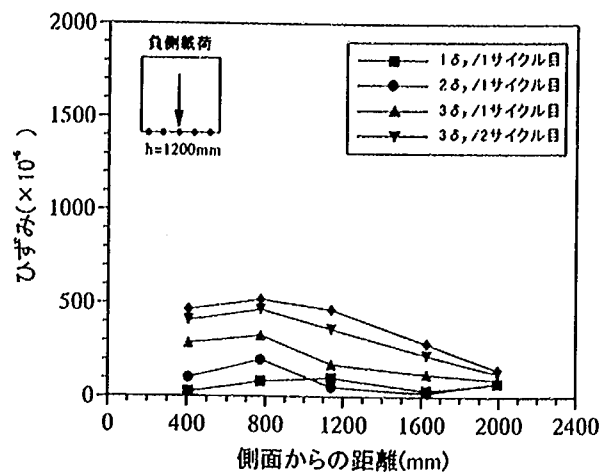
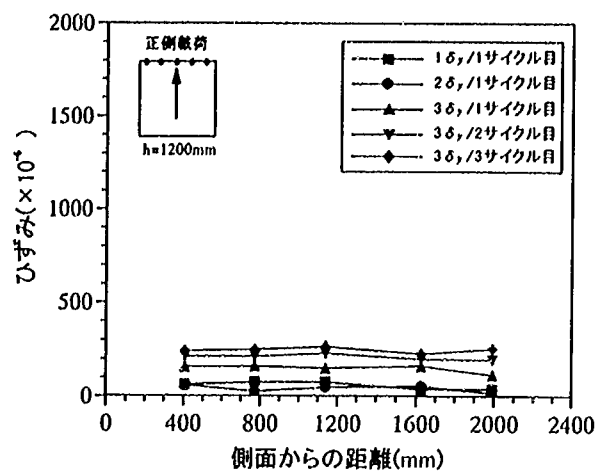


(b) $h=600\text{mm}$ の断面におけるひずみ分布

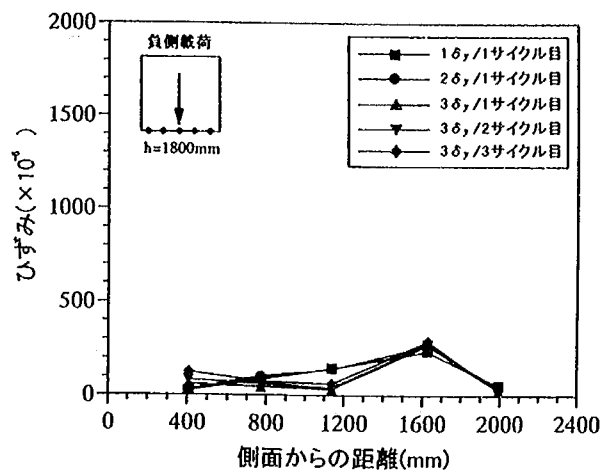
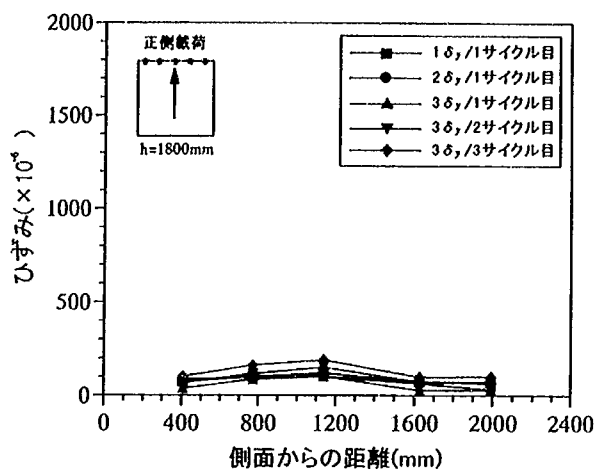


(c) $h=900\text{mm}$ の断面におけるひずみ分布

図-5.10 L1 供試体における圧縮フランジ側帯鉄筋ひずみの断面内分布 (その1)

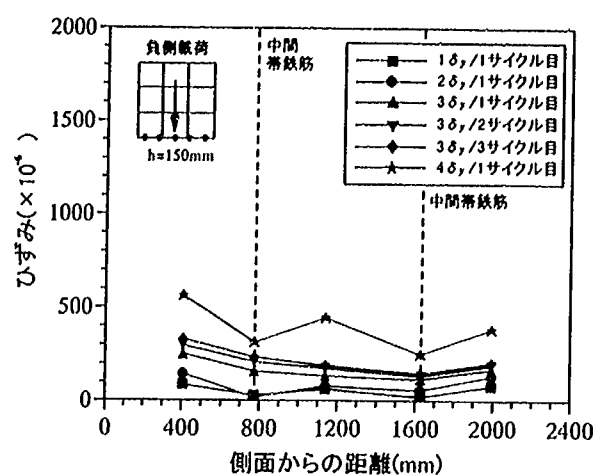
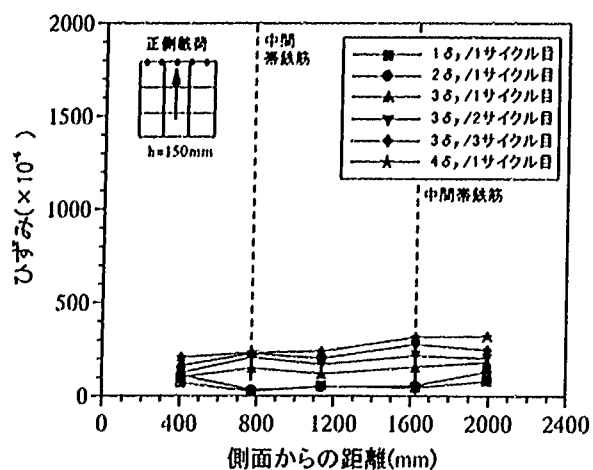


(d) $h=1200\text{mm}$ の断面におけるひずみ分布

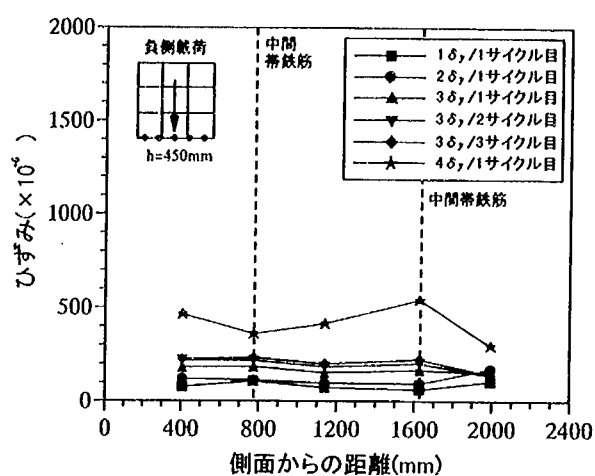
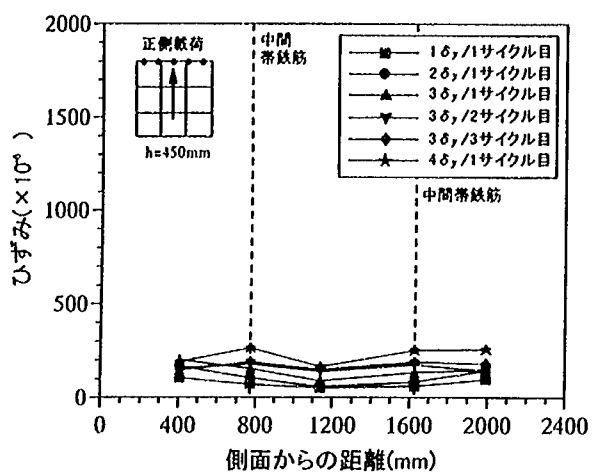


(e) $h=1800\text{mm}$ の断面におけるひずみ分布

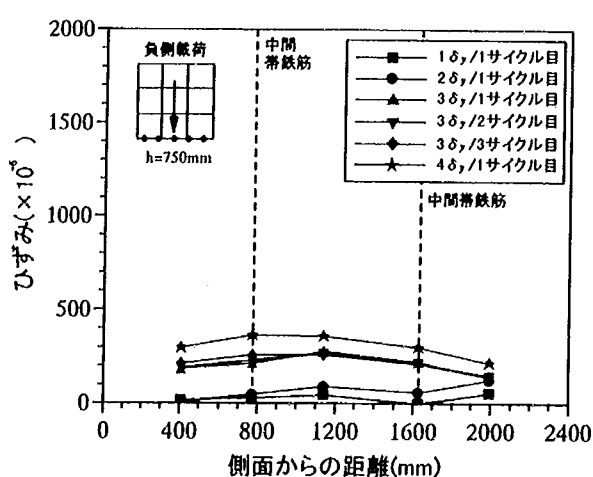
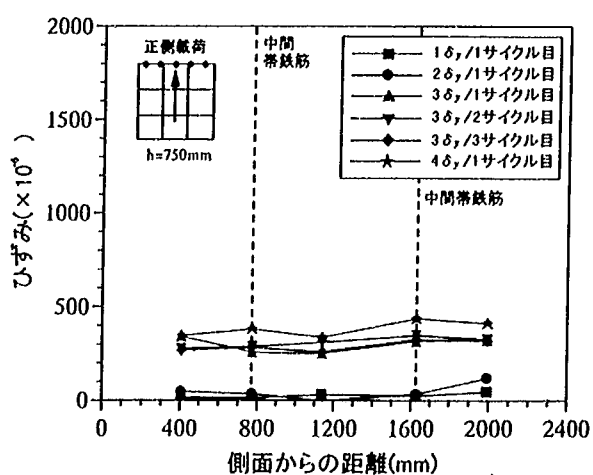
図-5.10 L1 供試体における圧縮フランジ側帯鉄筋ひずみの断面内分布 (その2)



(a) $h=150\text{mm}$ の断面におけるひずみ分布

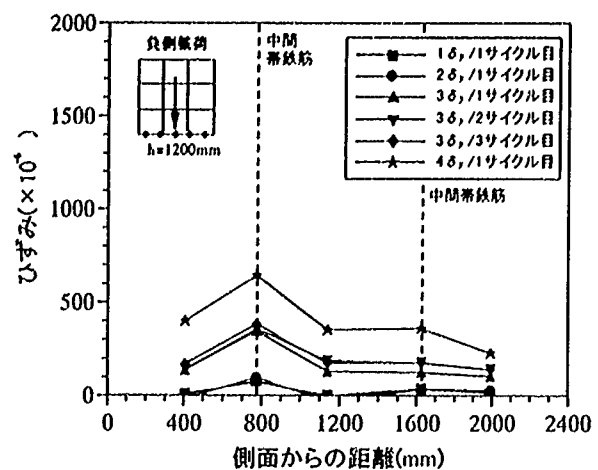
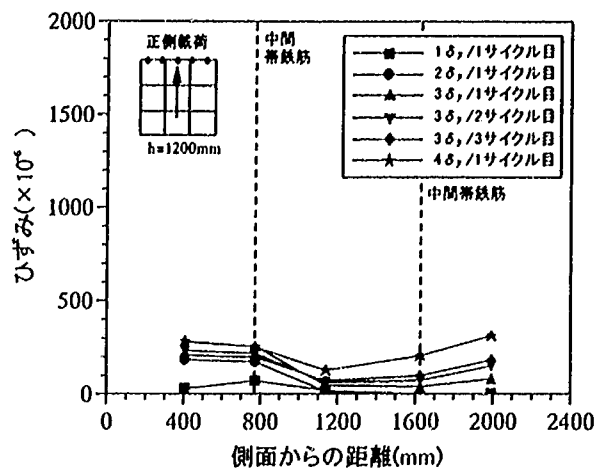


(b) $h=450\text{mm}$ の断面におけるひずみ分布

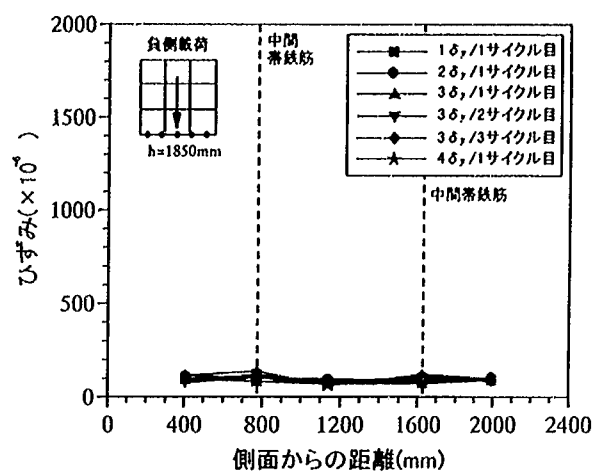
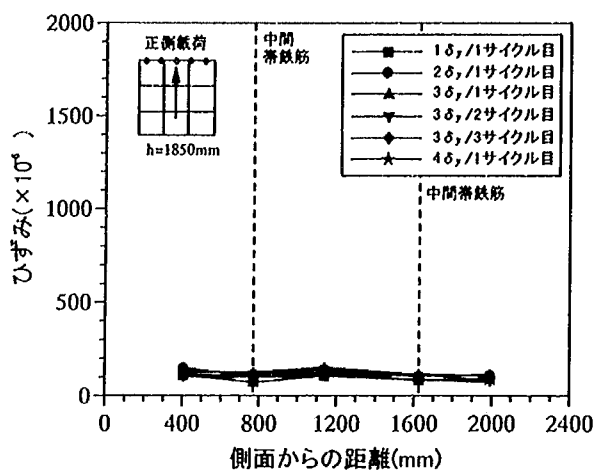


(c) $h=750\text{mm}$ の断面におけるひずみ分布

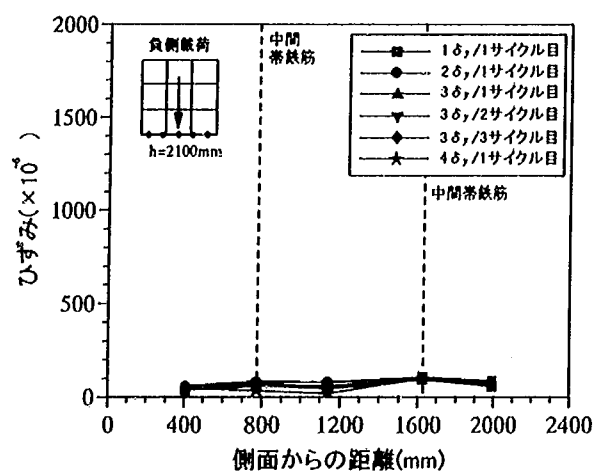
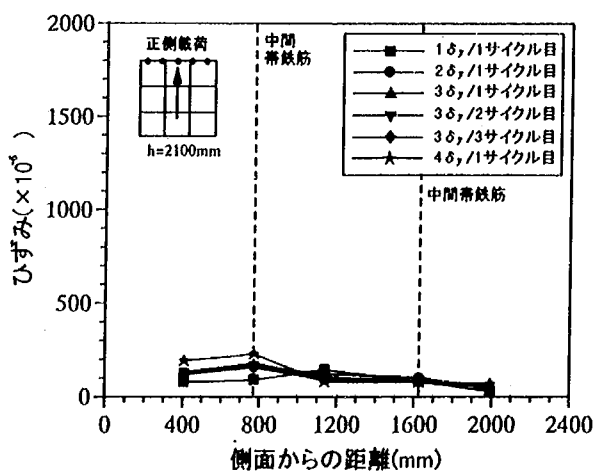
図-5.11 L2 供試体における圧縮フランジ側帯鉄筋ひずみの断面内分布 (その1)



(d) $h=1200\text{mm}$ の断面におけるひずみ分布

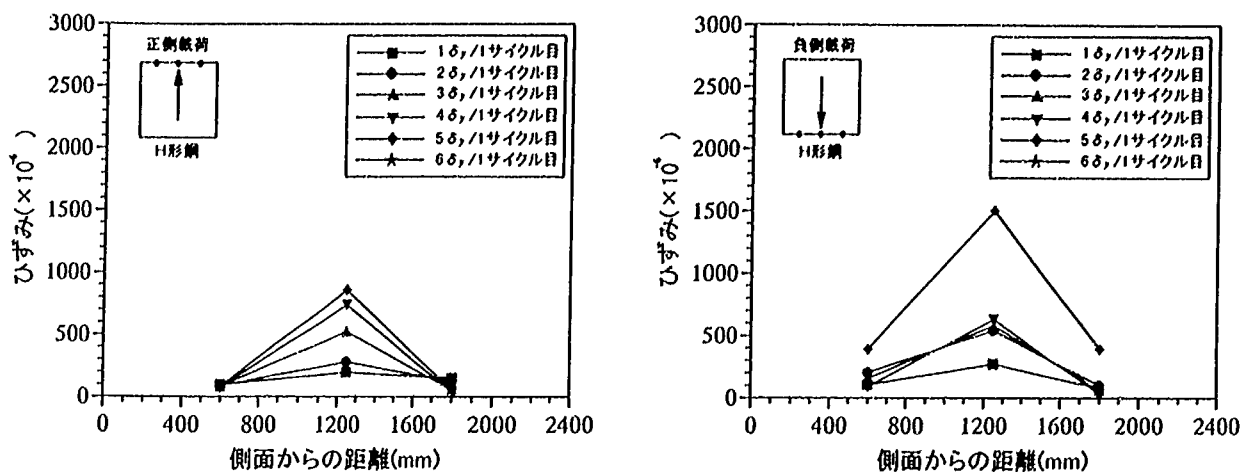


(e) $h=1850\text{mm}$ の断面におけるひずみ分布

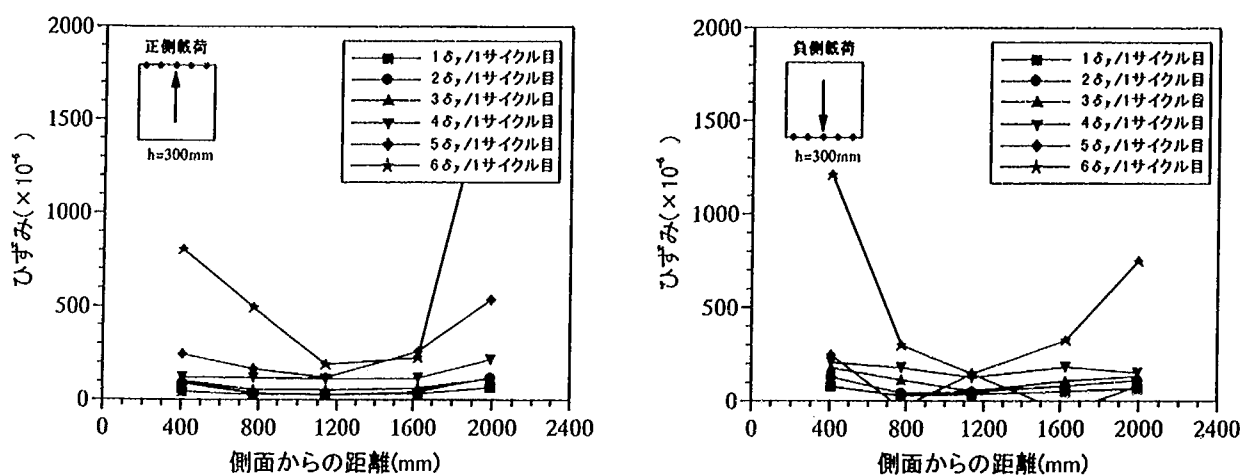


(f) $h=2100\text{mm}$ の断面におけるひずみ分布

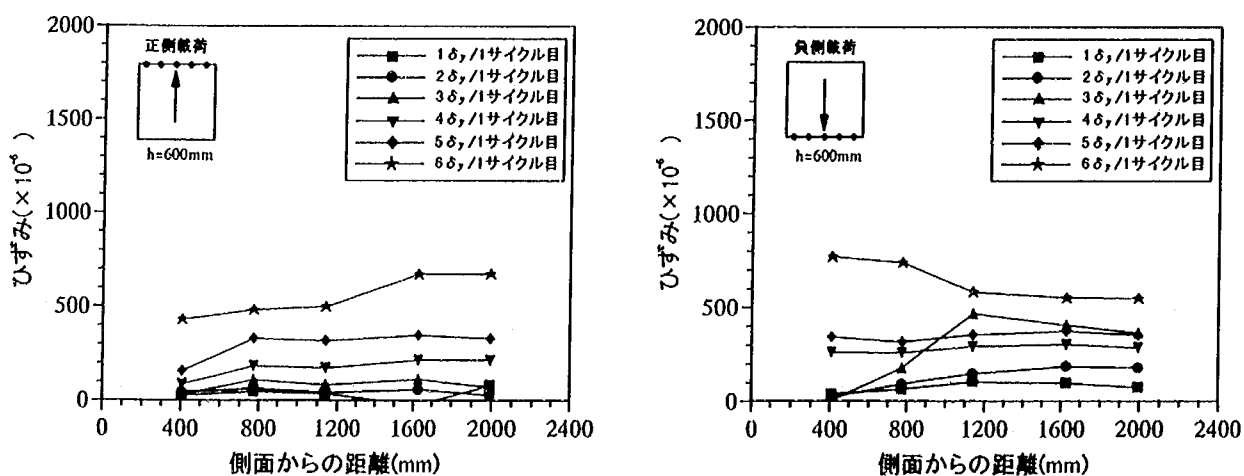
図-5.11 L2 供試体における圧縮フランジ側帯鉄筋ひずみの断面内分布 (その2)



(a) I形鋼のひずみ分布 (h=250mm)

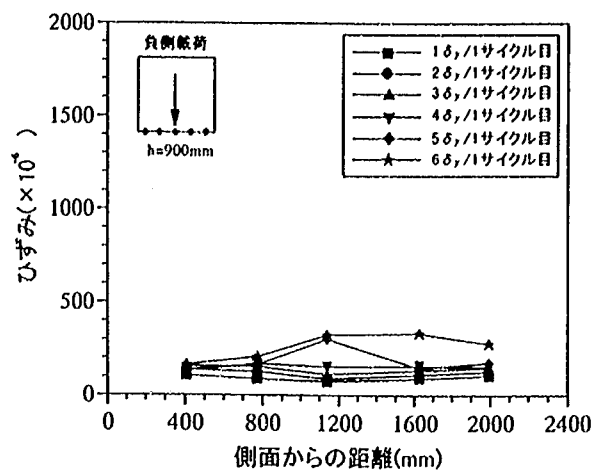
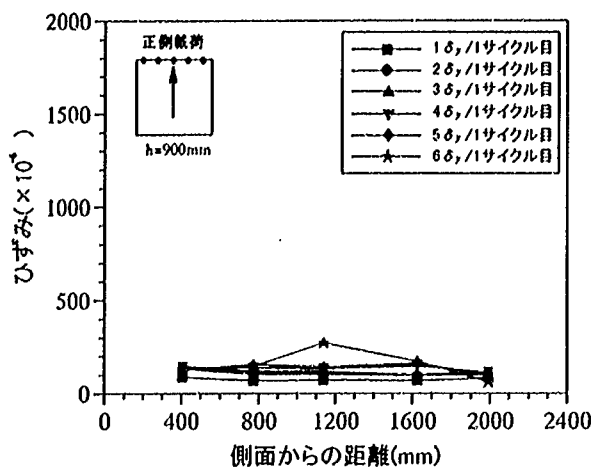


(b) h=300mm の断面におけるひずみ分布

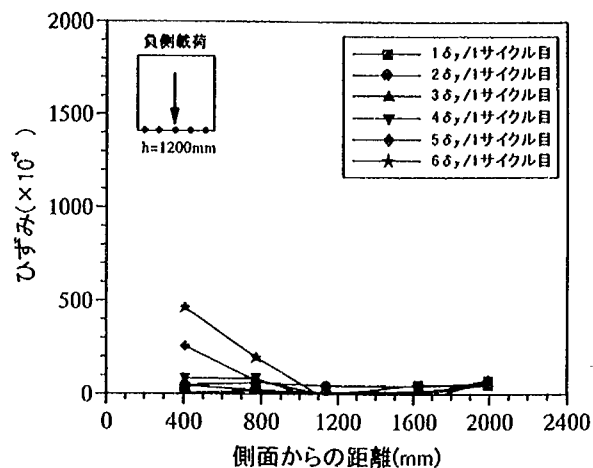
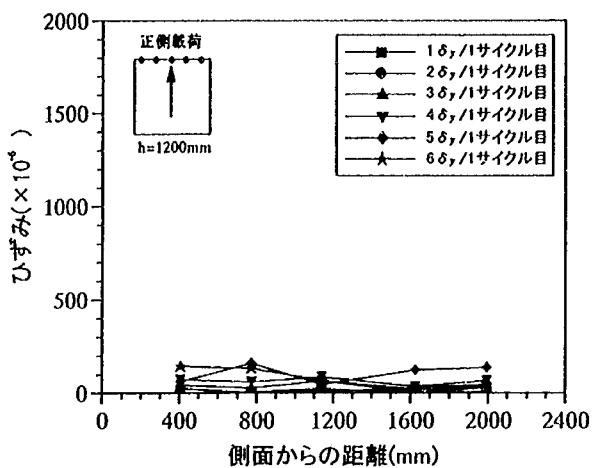


(c) h=600mm の断面におけるひずみ分布

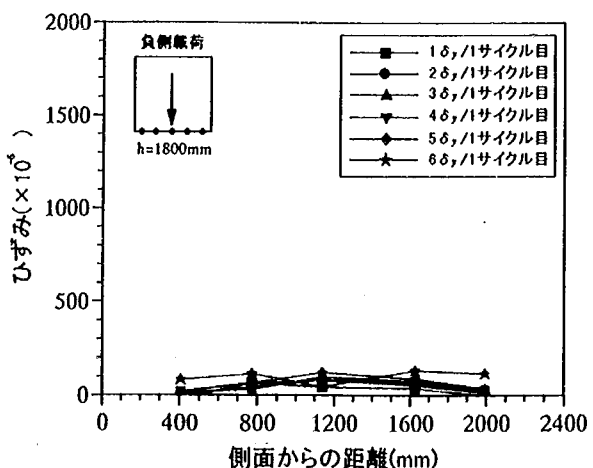
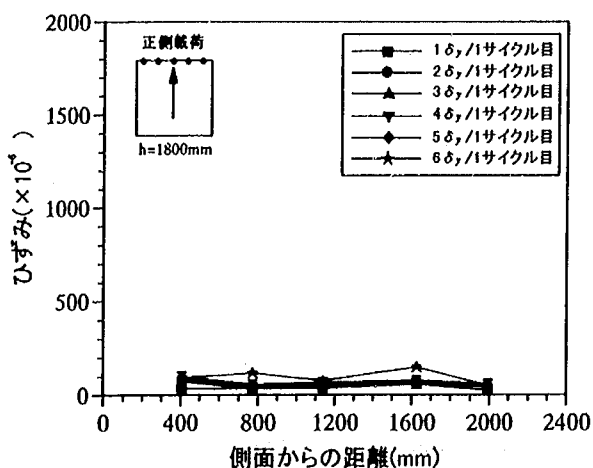
図-5.12 L 3 供試体における圧縮フランジ側帯鉄筋ひずみの断面内分布 (その 1)



(d) $h=900\text{mm}$ の断面におけるひずみ分布

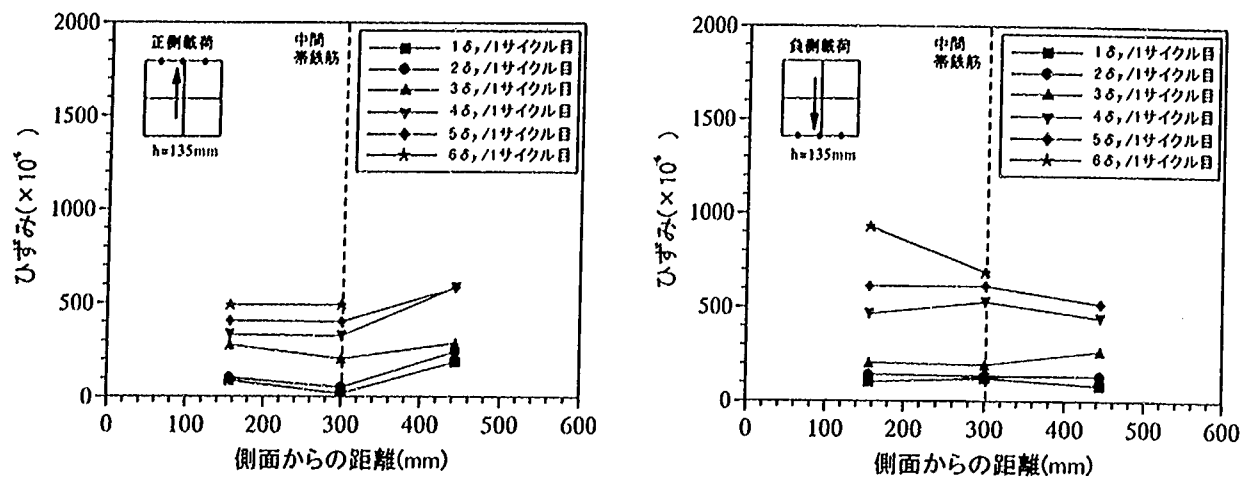


(e) $h=1200\text{mm}$ の断面におけるひずみ分布

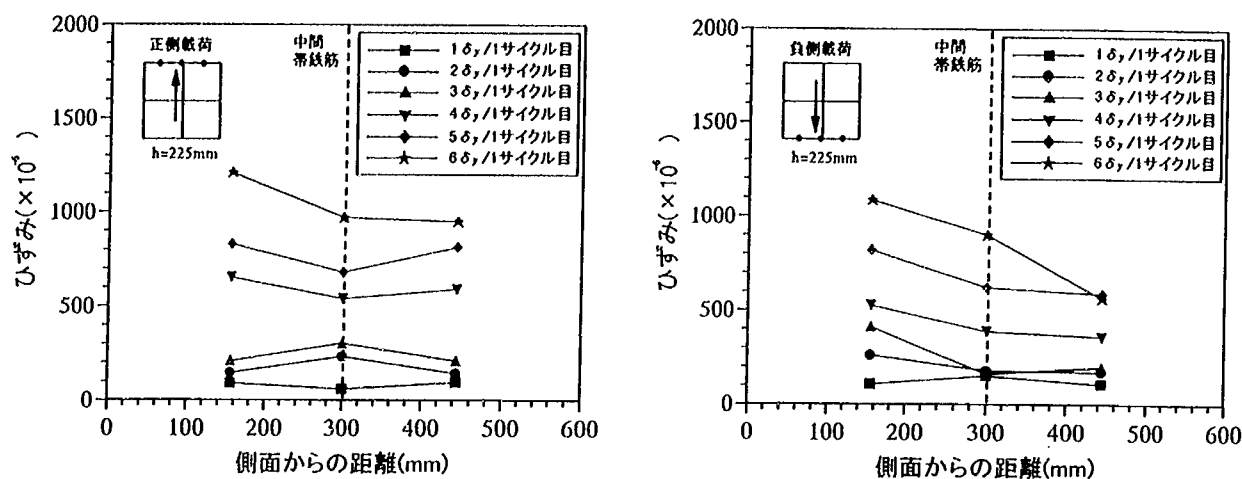


(f) $h=1800\text{mm}$ の断面におけるひずみ分布

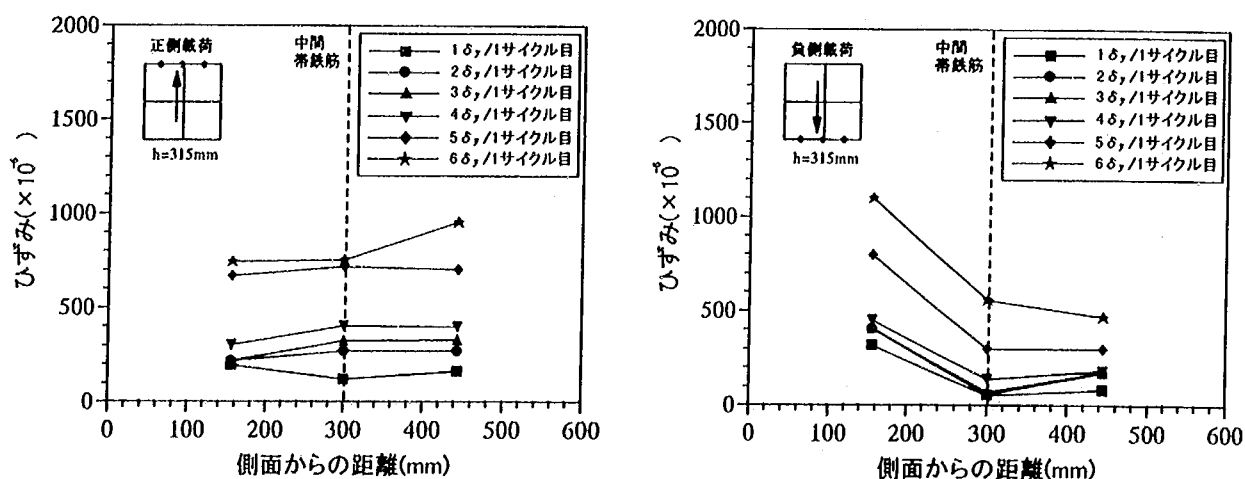
図-5.12 L 3 供試体における圧縮フランジ側帯鉄筋ひずみの断面内分布 (その 2)



(a) $h=135\text{mm}$ の断面におけるひずみ分布

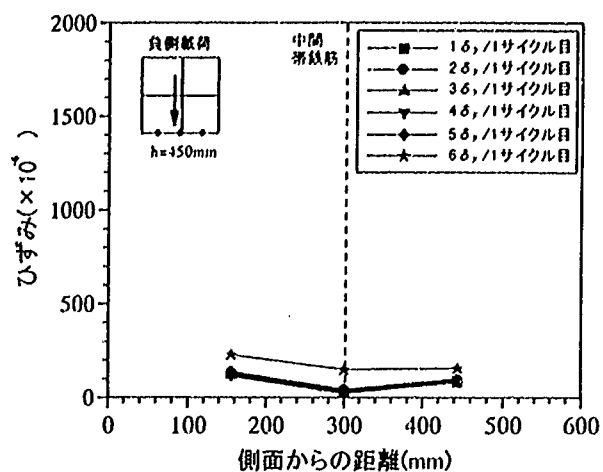
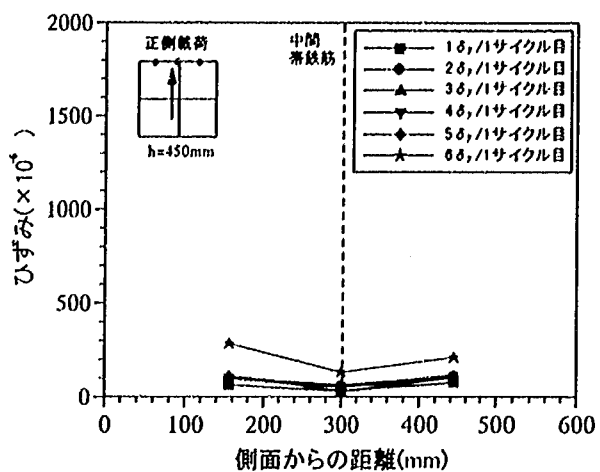


(b) $h=225\text{mm}$ の断面におけるひずみ分布

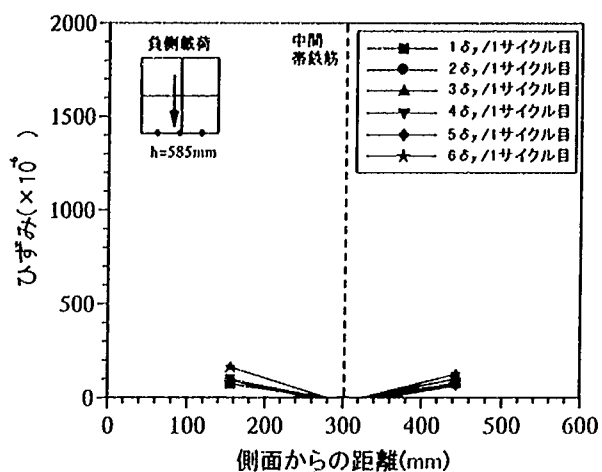
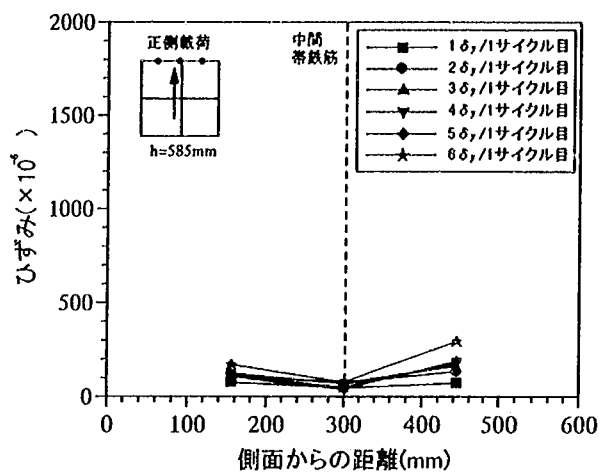


(c) $h=315\text{mm}$ の断面におけるひずみ分布

図-5.13 S1 供試体における圧縮フランジ側帯鉄筋ひずみの断面内分布 (その1)

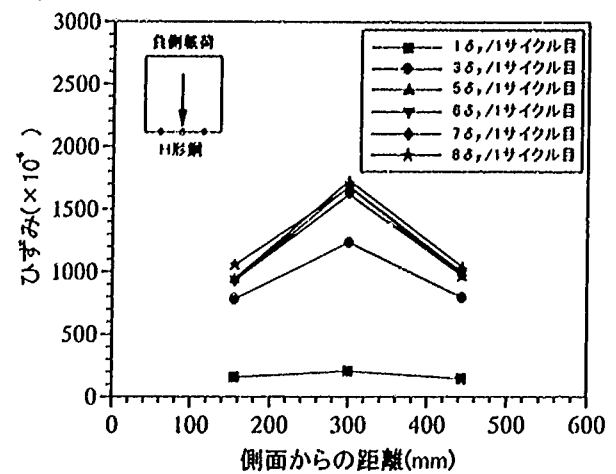
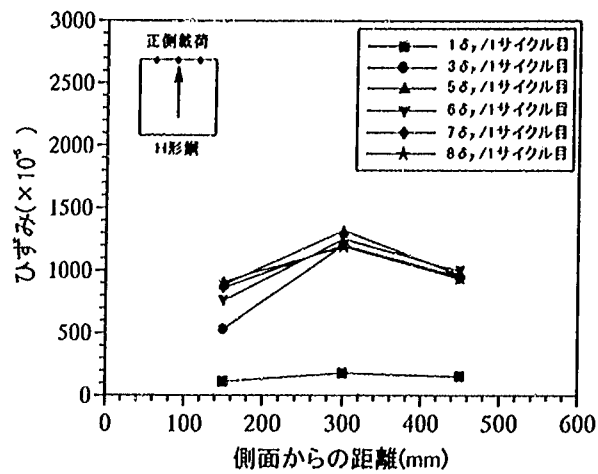


(d) $h=450\text{mm}$ の断面におけるひずみ分布

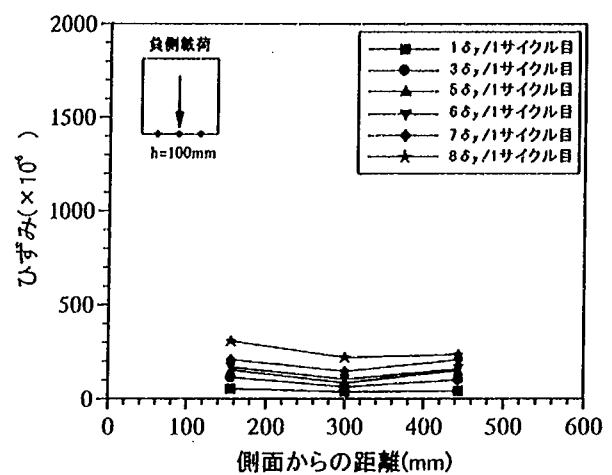
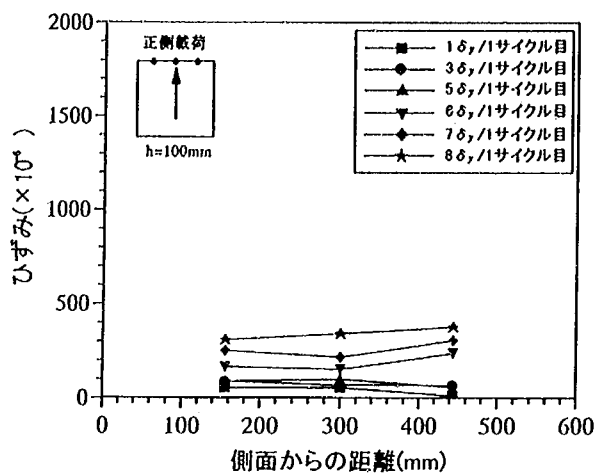


(e) $h=585\text{mm}$ の断面におけるひずみ分布

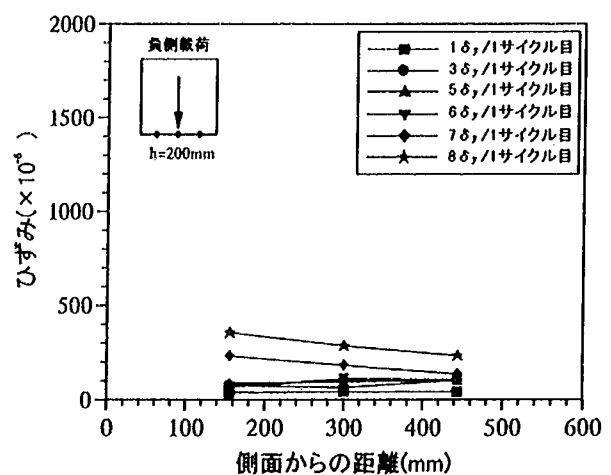
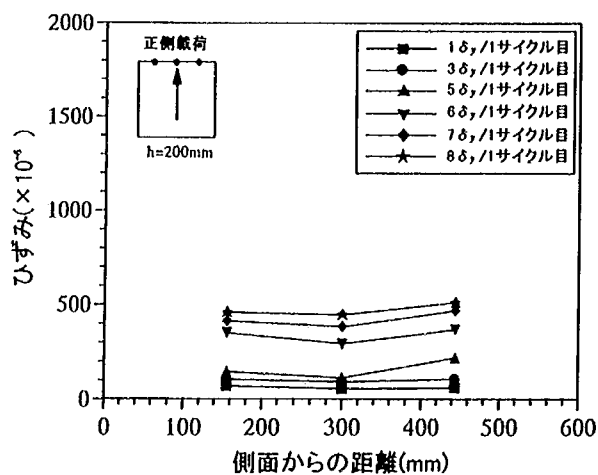
図-5.13 S1 供試体における圧縮フランジ側帯鉄筋ひずみの断面内分布 (その2)



(a) H形鋼のひずみ分布 (h=50mm)

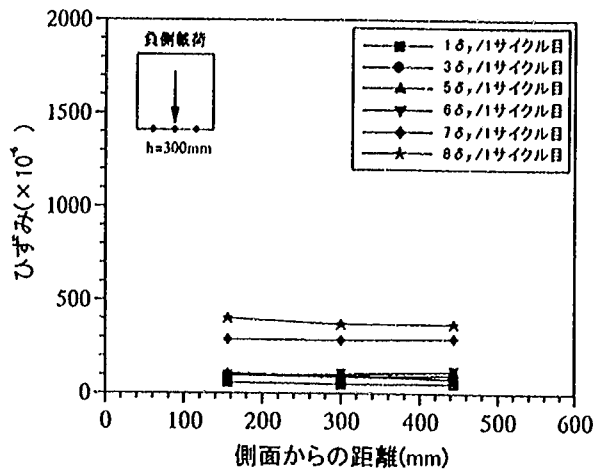
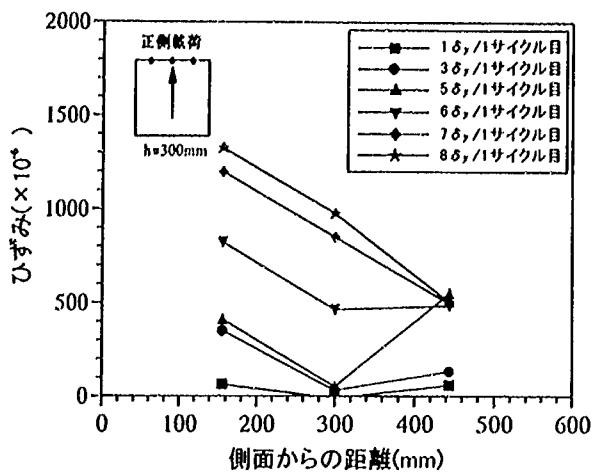


(b) h=100mm の断面におけるひずみ分布

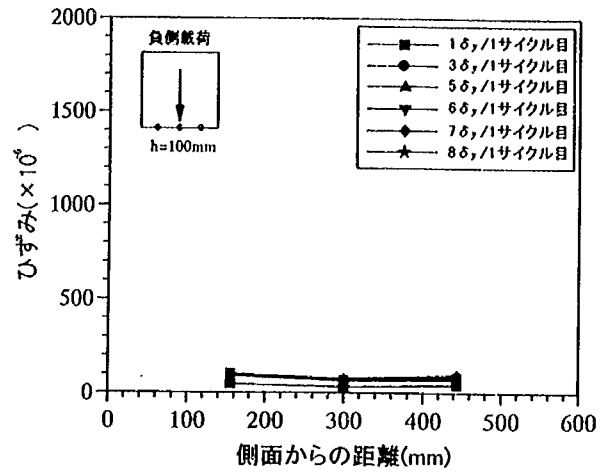
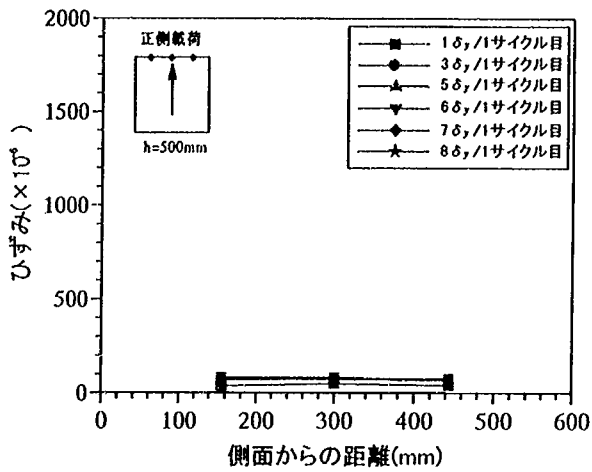


(c) h=200mm の断面におけるひずみ分布

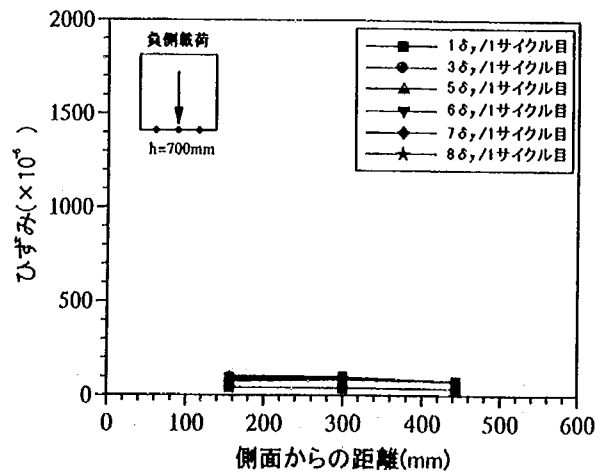
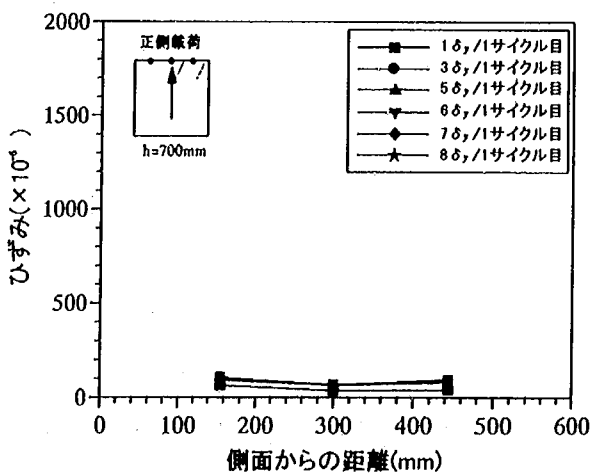
図-5.14 S 2 供試体における圧縮フランジ側帯鉄筋ひずみの断面内分布 (その 1)



(a) $h=300\text{mm}$ の断面におけるひずみ分布

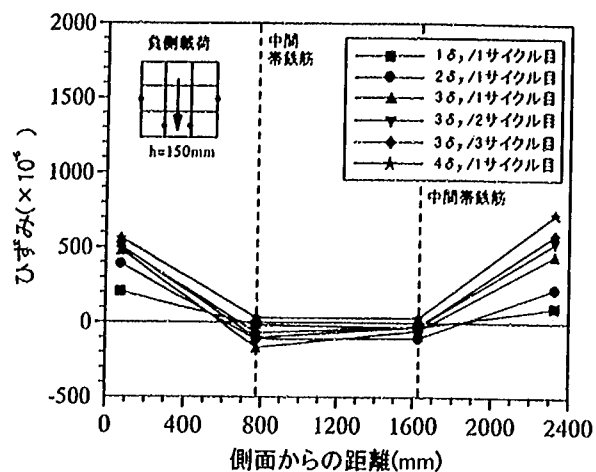
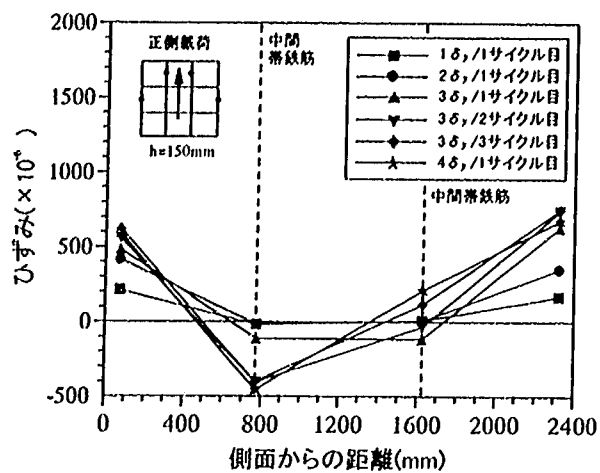


(b) $h=500\text{mm}$ の断面におけるひずみ分布

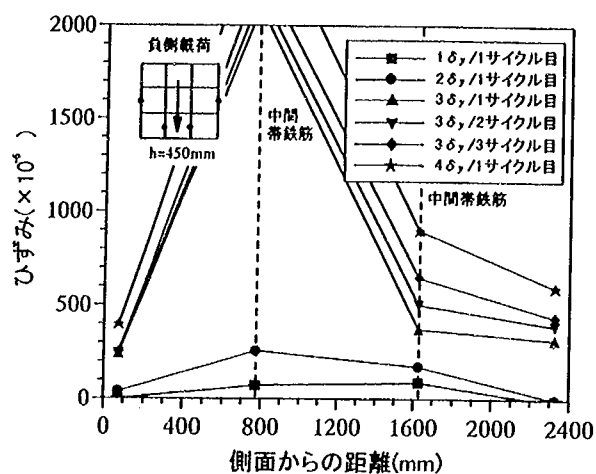
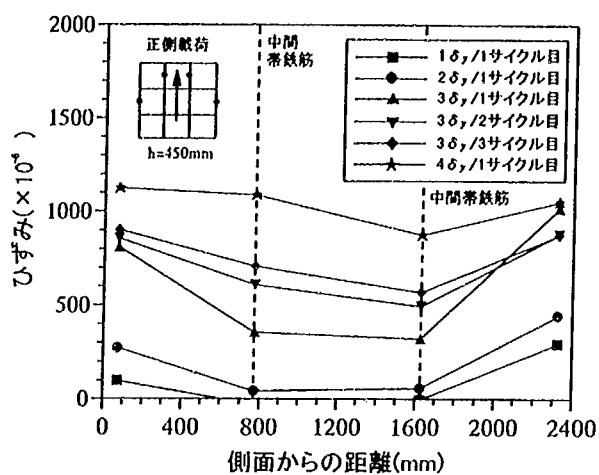


(c) $h=700\text{mm}$ の断面におけるひずみ分布

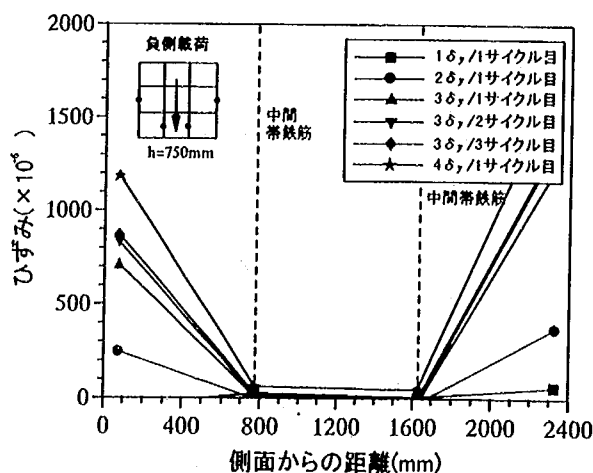
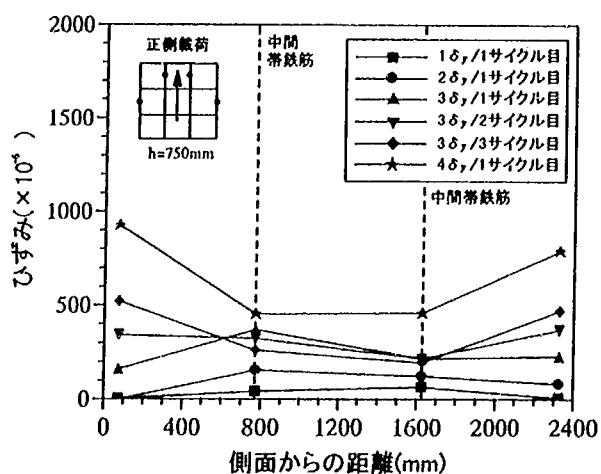
図-5.14 S2 供試体における圧縮ブランジ側帯鉄筋ひずみの断面内分布 (その2)



(a) $h=150\text{mm}$ の断面におけるひずみ分布

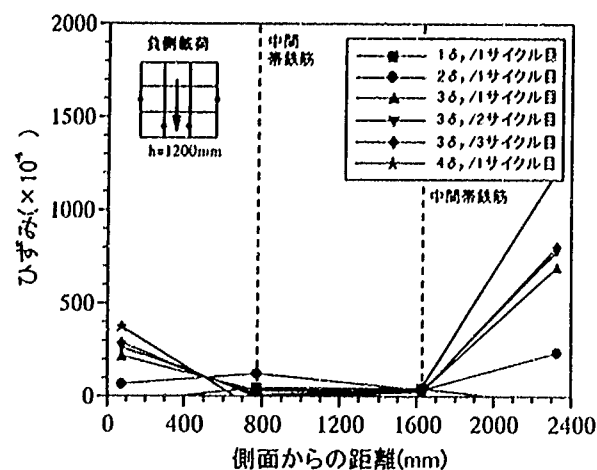
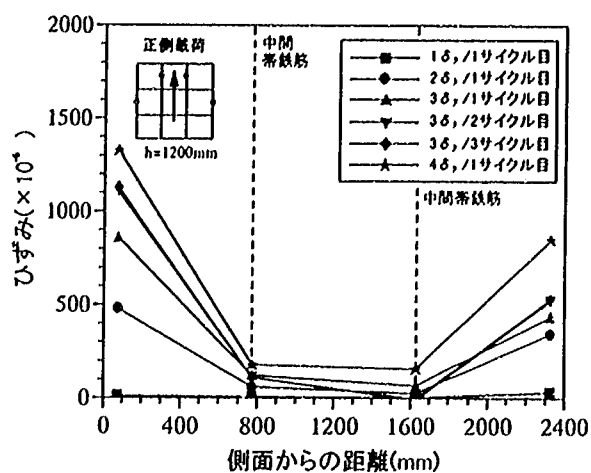


(b) $h=450\text{mm}$ の断面におけるひずみ分布

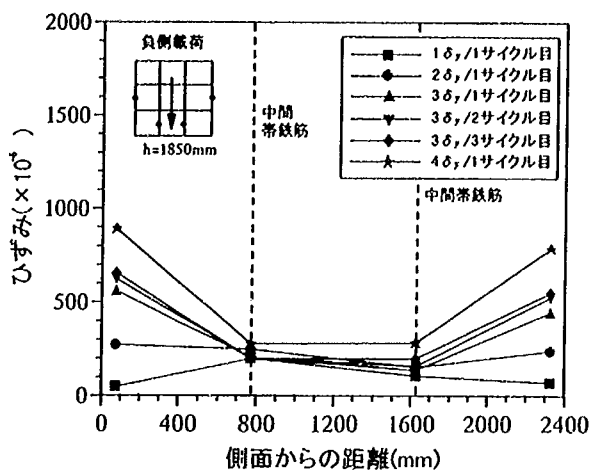
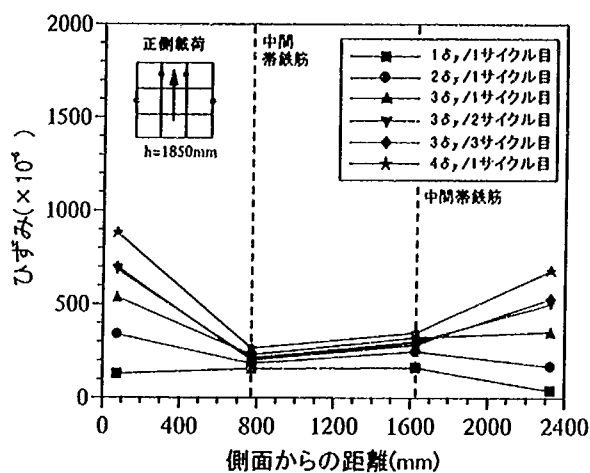


(c) $h=750\text{mm}$ の断面におけるひずみ分布

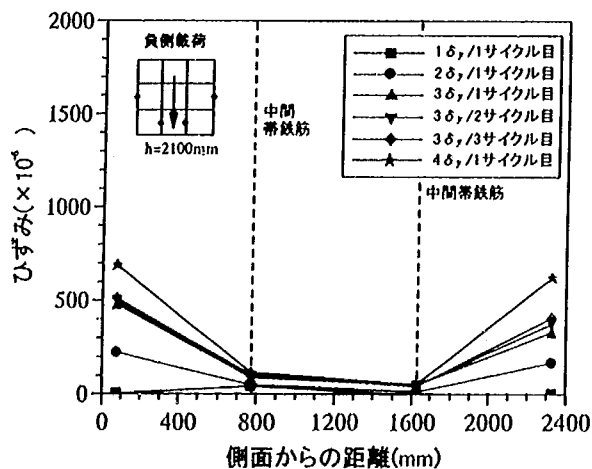
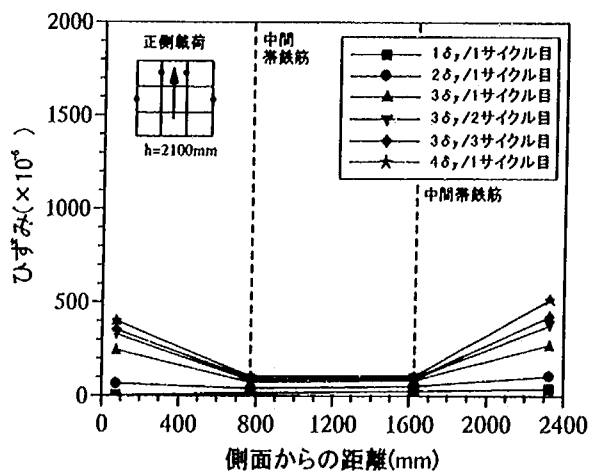
図-5.15 L2 供試体におけるウェブ帯鉄筋と中間帯鉄筋のひずみ分布 (その1)



(d) $h=1200\text{mm}$ の断面におけるひずみ分布

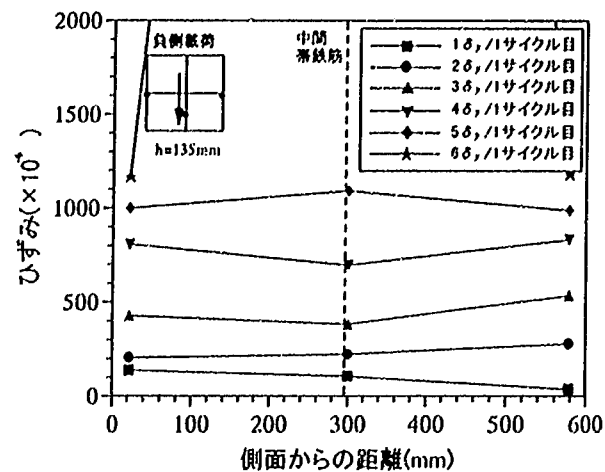
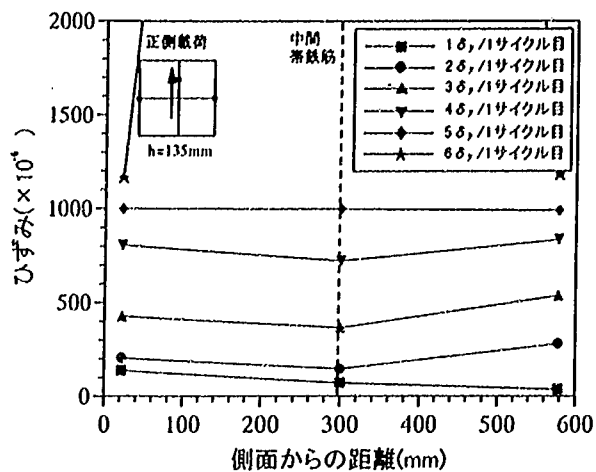


(e) $h=1850\text{mm}$ の断面におけるひずみ分布

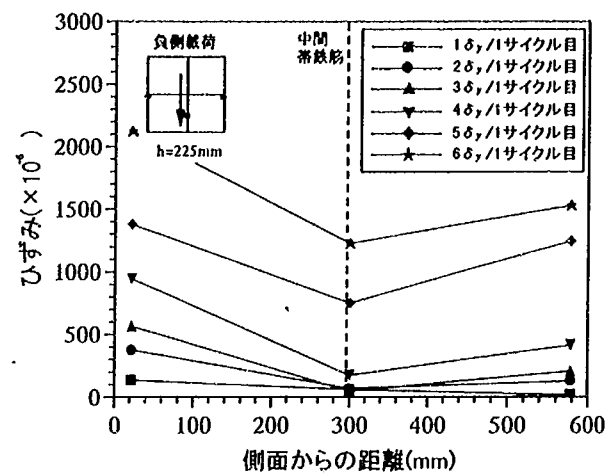
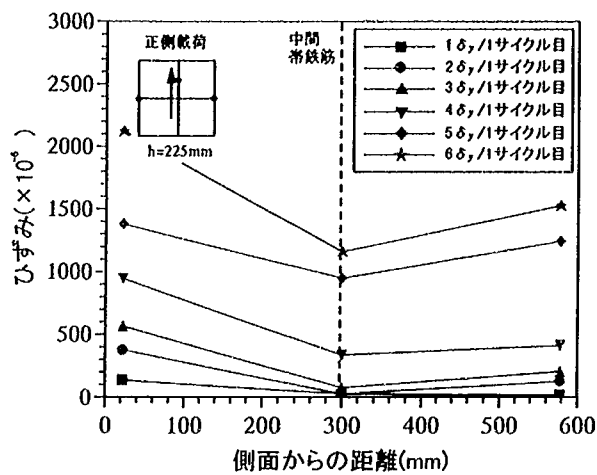


(f) $h=2100\text{mm}$ の断面におけるひずみ分布

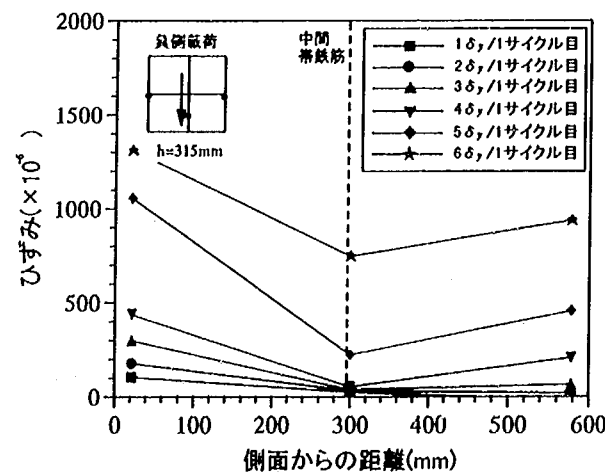
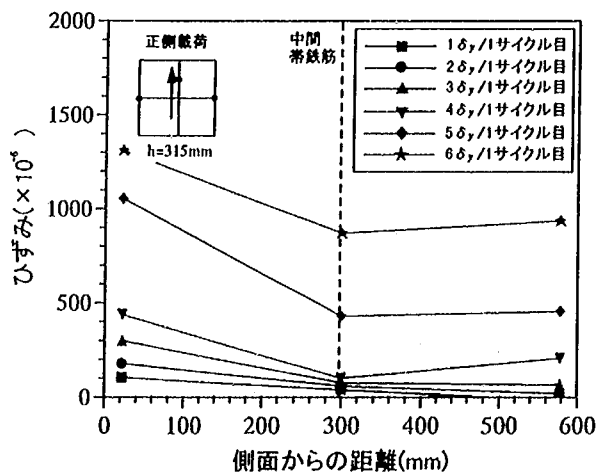
図-5.15 L2 供試体におけるウェブ帯鉄筋と中間帯鉄筋のひずみ分布 (その2)



(a) $h=135\text{mm}$ の断面におけるひずみ分布

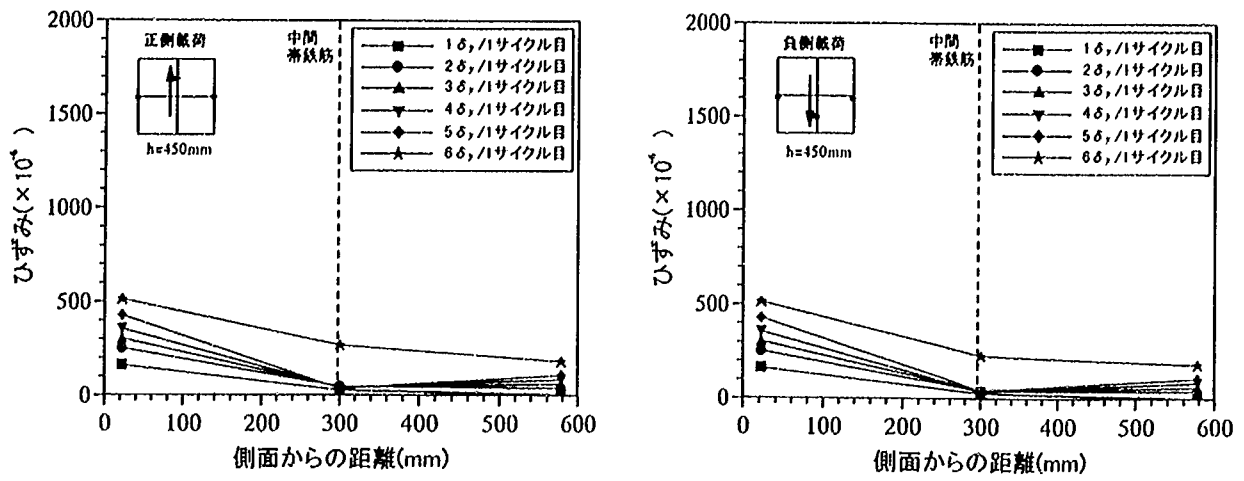


(b) $h=225\text{mm}$ の断面におけるひずみ分布

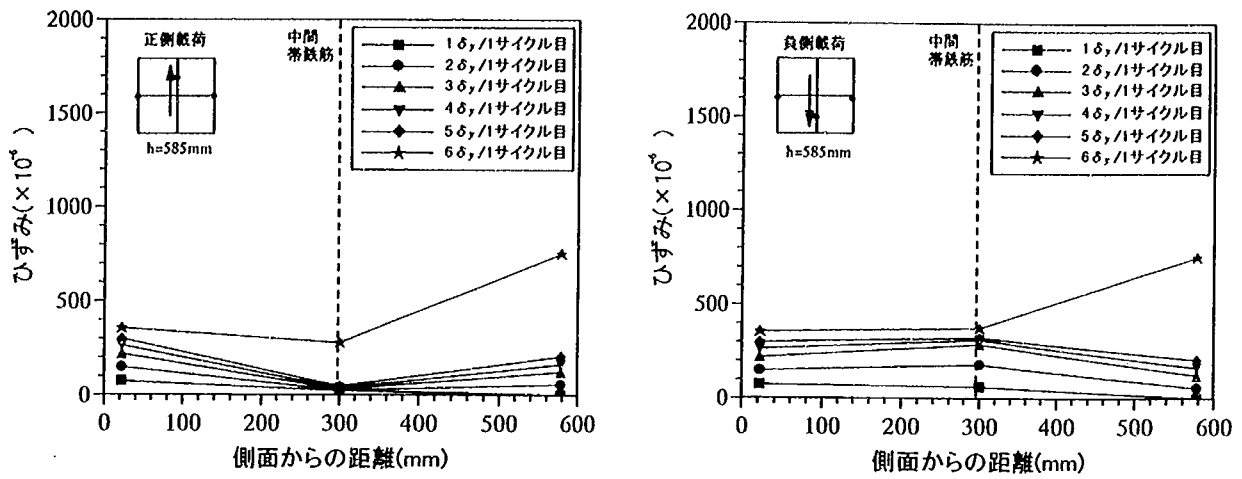


(c) $h=315\text{mm}$ の断面におけるひずみ分布

図-5.16 S1 供試体におけるウェブ帯鉄筋と中間帯鉄筋のひずみ分布 (その1)

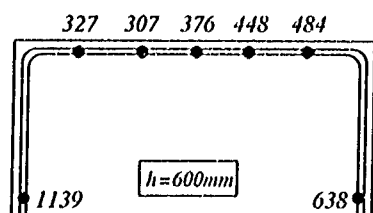


(d) $h=450\text{mm}$ の断面におけるひずみ分布

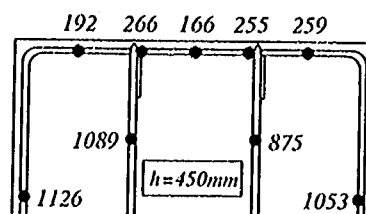


(e) $h=585\text{mm}$ の断面におけるひずみ分布

図-5.16 S1 供試体におけるウェブ帯鉄筋と中間帯鉄筋のひずみ分布 (その2)

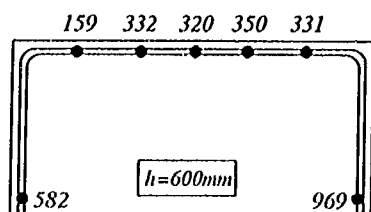


(a) L 1 供試体 ($3 \delta_y$)

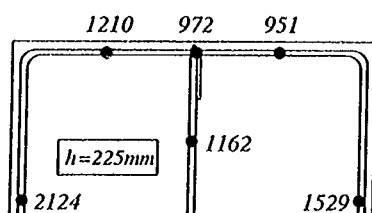


(b) L 2 供試体 ($4 \delta_y$)

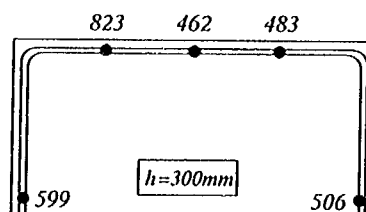
(注) ひずみの計測断面が軸方向鉄筋の座屈の腹となった断面からずれたために、ひずみの計測値は小さくなっている。



(c) L 3 供試体 ($5 \delta_y$)



(d) S 1 供試体 ($6 \delta_y$)



(e) S 2 供試体 ($6 \delta_y$)

図-5.17 かぶりコンクリート剥離時もしくはH形鋼・鋼板はらみだし時における帯鉄筋と中間帯鉄筋のひずみ性状

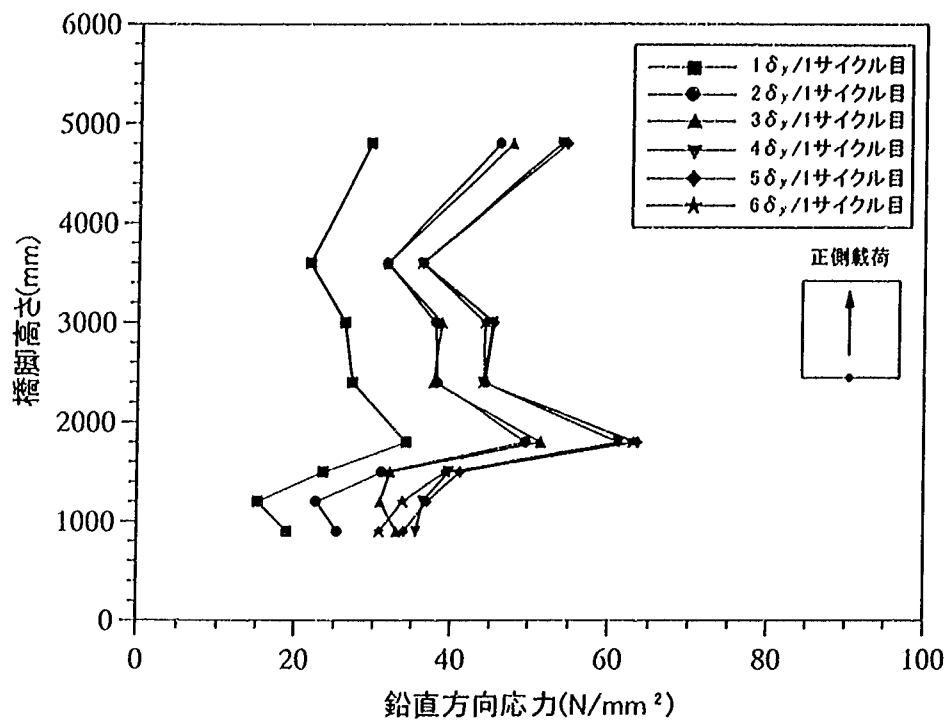
5. 4 鋼板に生じた応力分布

曲げ耐力制御式鋼板巻立て工法では、矩形断面では鋼板下端においてH形鋼を取り付け、H形鋼の剛性により鋼板の外側へのはらみだしを抑える構造となっている。したがって、本補強構造における拘束力は、主として断面のはらみだしに対するH形鋼の抵抗力によって与えられる。しかしながら、本補強構造における鋼板への作用応力はこれまで明確でなく、特に断面寸法が大きくなった場合の挙動については未解明であった。そこで、本節では、曲げ耐力制御式鋼板巻立て工法により補強されたL 3 供試体ならびにS 2 供試体を対象として、正負交番载荷により鋼板に作用した応力について考察することにする。

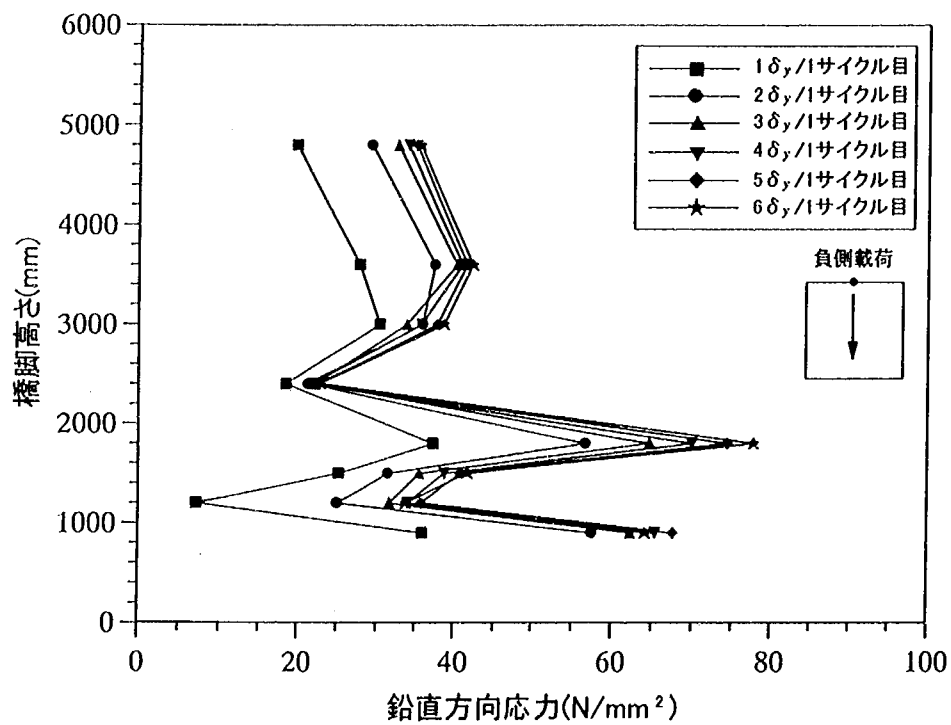
図-5.18 及び 5.19 は、L 3 供試体において鋼板に作用した鉛直方向ならびに水平方向の応力の高さ方向分布を示したものである。ここで、鋼板の応力は、鋼板に貼付した2方向ひずみゲージの値から算出した。これより、鉛直方向応力は断面高さによってばらつきはあるが、今回の実験の载荷サイクルの中では、最大で $60\sim 80\text{N/mm}^2$ となっている。これは、鋼板の降伏点 (300N/mm^2) の 25%前後である。本補強構造においてこのように鋼板が降伏に達しないのは、強度換算したアンカー筋の断面積が鋼板の断面積よりも小さくなるように設計されているためである。一方、水平方向応力は、橋脚基部に近い断面ほど応力が大きくなる分布となっている。これは、鋼板下端に取り付けたH形鋼が主として内部コンクリートのはらみだし変形に抵抗しているためであり、その影響によりH形鋼に近い断面において鋼板の水平方向応力が大きくなっているものと考えられる。また、水平方向応力の値も最大で $60\sim 80\text{N/mm}^2$ であり、鋼板の降伏に対してはまだ余裕がある状態であった。

また、図-5.20 は、各断面における水平方向応力の分布を示したものである。H形鋼に最も近い基部からの高さが 900mm の断面では、水平方向応力の分布がほぼ一様となっているのに対して、それよりも高い断面では、面中央の位置の応力が高くなる分布形状となった。これは、H形鋼に近い断面ではH形鋼の剛性により鋼板自身の曲げ変形（外側へのはらみ出す方向への変形）が抑えられ、その結果として生じる応力は一様となったのに対して、H形鋼からある程度離れると、鋼板に曲げ変形が生じ、面中央でピークとなるような分布になったものと考えられる。一方、せん断面側における鋼板の応力分布を示すと図-5.21 の通りである。せん断面側の鋼板にはせん断応力も生じているので、2方向ひずみゲージの値からだけでは詳細な検討はできないが、水平方向応力は 40N/mm^2 以下であった。

なお、参考のためにS 2 供試体において鋼板に生じた鉛直方向ならびに水平方向の応力を図-5.22 に示す。第3章でも述べたように、S 2 供試体はL 3 供試体と損傷モードが異なり、主たる損傷がH形鋼の上部の断面に生じたために、鋼板には鉛直方向ならびに水平方向ともにL 3 供試体よりも大きな応力が生じている。大きな応力が生じている高さ 300mm の断面は、ちょうど鋼板の座屈の腹となった断面と一致しているが、高さ 600mm の断面では、鉛直方向、水平方向ともに応力は小さくなっている。したがって、鋼板に大きな応力が生じたのは、鋼板の外側への座屈が生じた領域と考えられる。

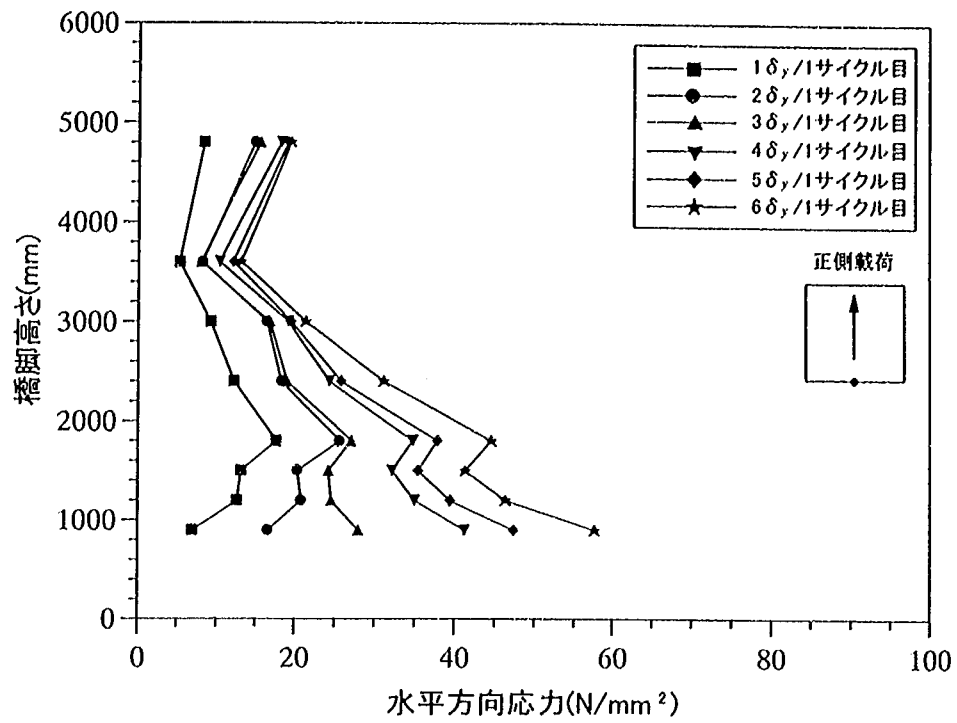


(a)正側載荷時

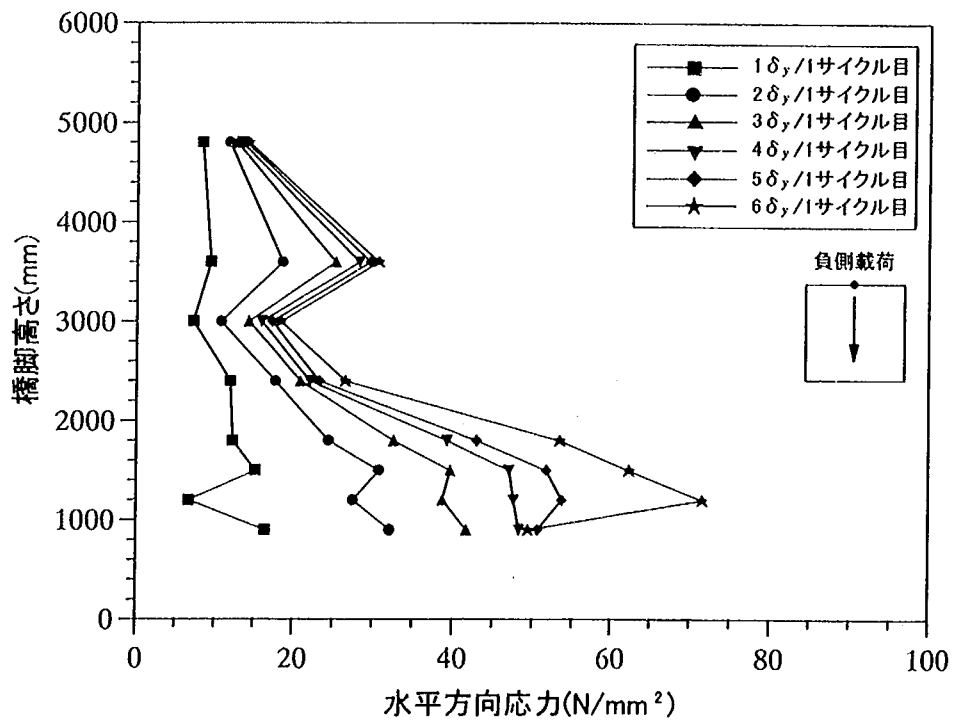


(b)負側載荷時

図-5.18 鋼板に生じた鉛直方向応力の高さ方向分布

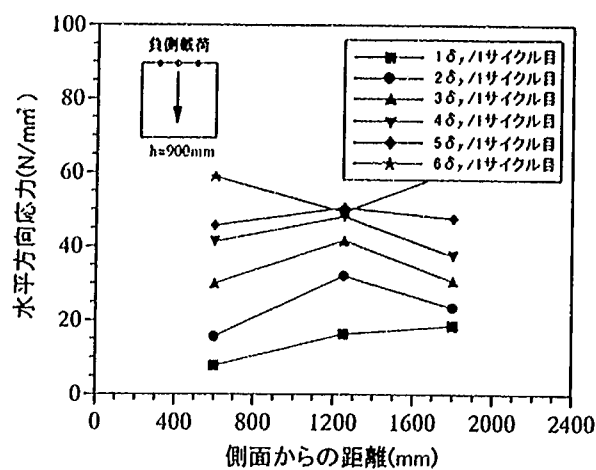
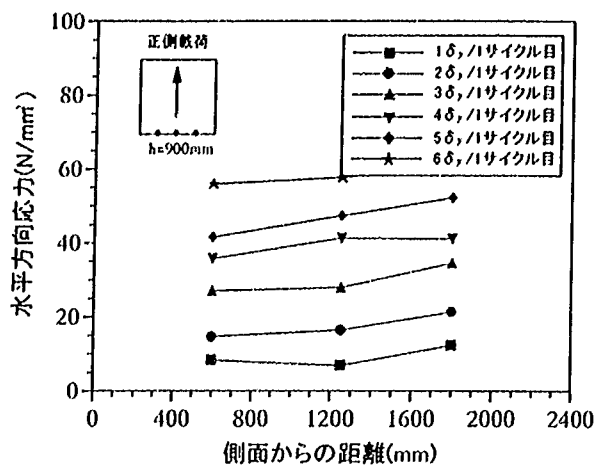


(a)正側載荷時

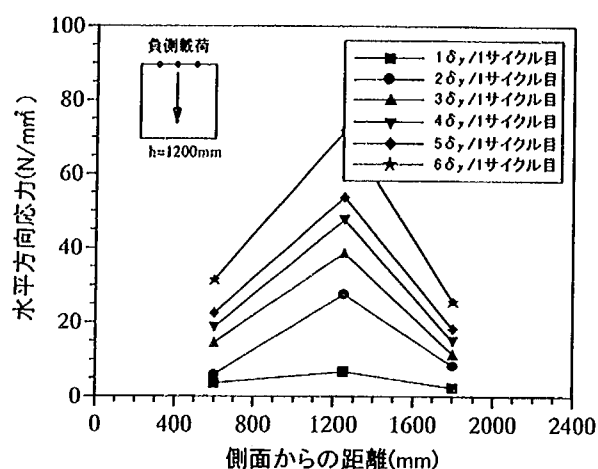
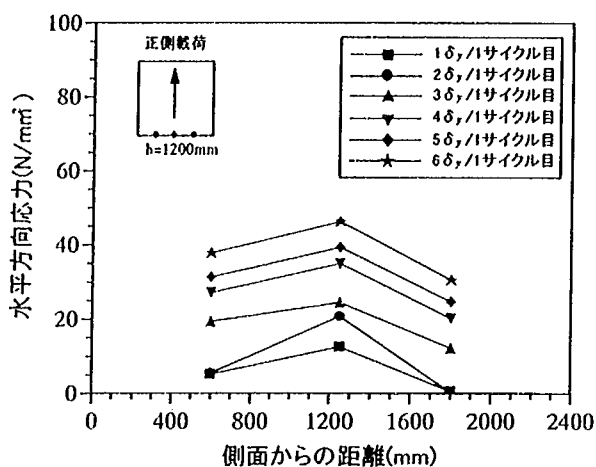


(b)負側載荷時

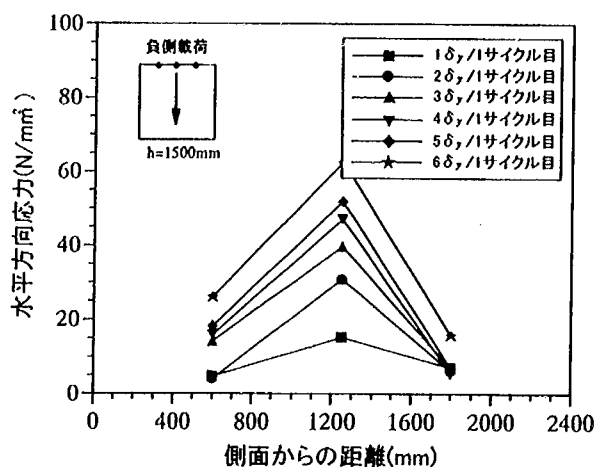
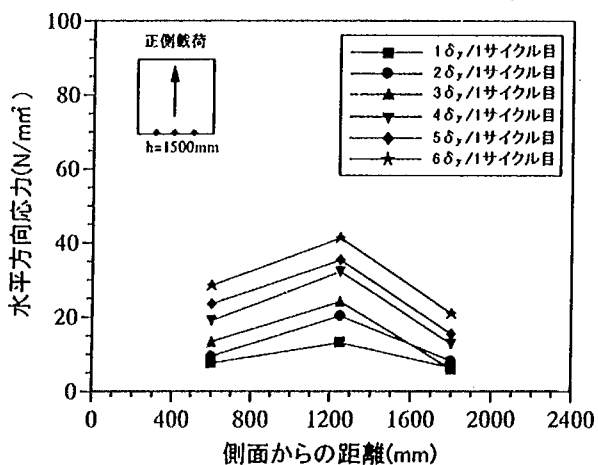
図-5.19 鋼板に生じた水平方向応力の高さ方向分布



(a) h=900mm の断面におけるひずみ分布

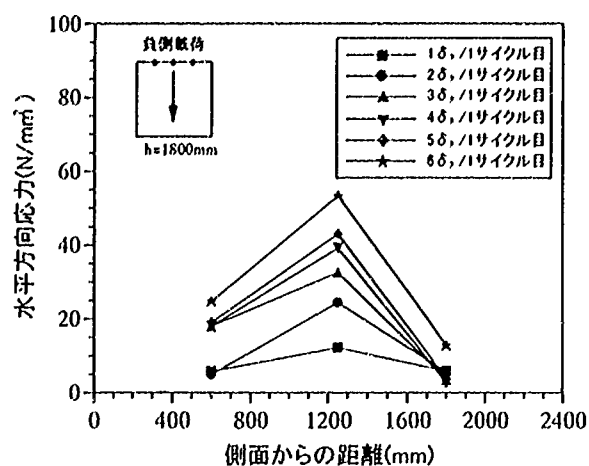
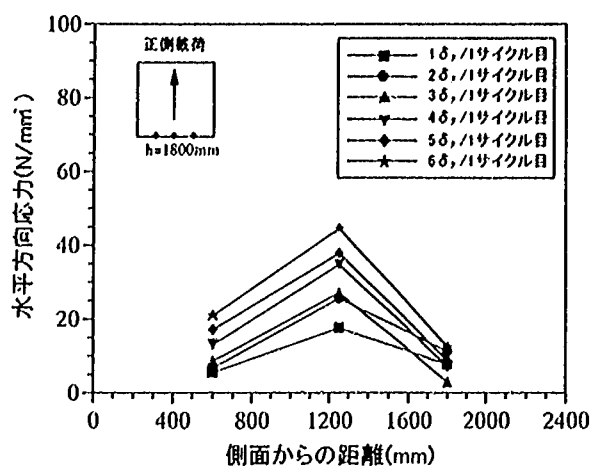


(b) h=1200mm の断面におけるひずみ分布

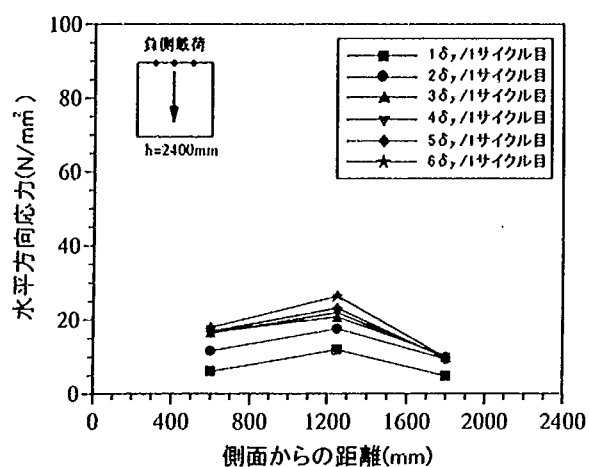
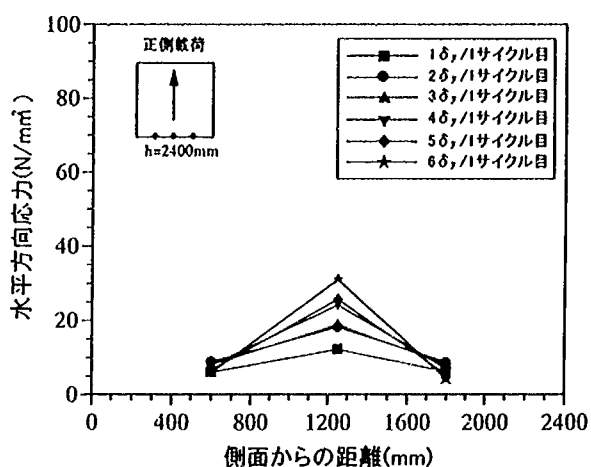


(c) h=1800mm の断面におけるひずみ分布

図-5.20 L 3 供試体において鋼板に生じた水平方向応力の断面内分布 (その 1)

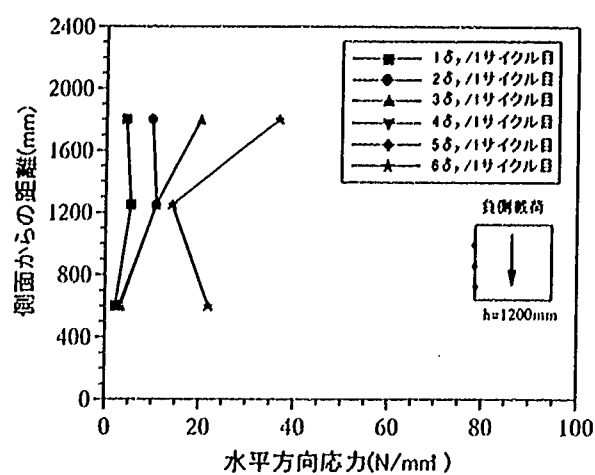
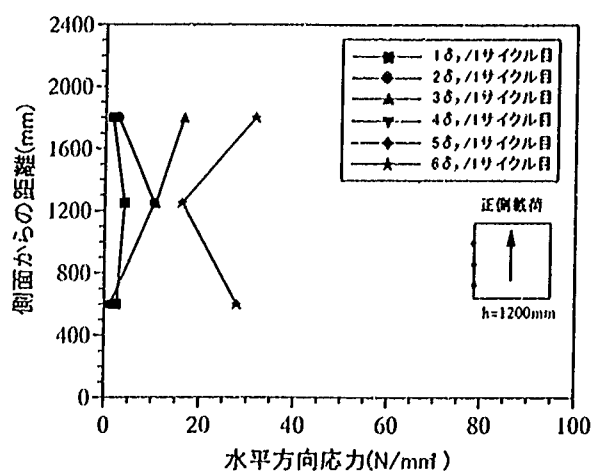


(d) h=1800mm の断面におけるひずみ分布

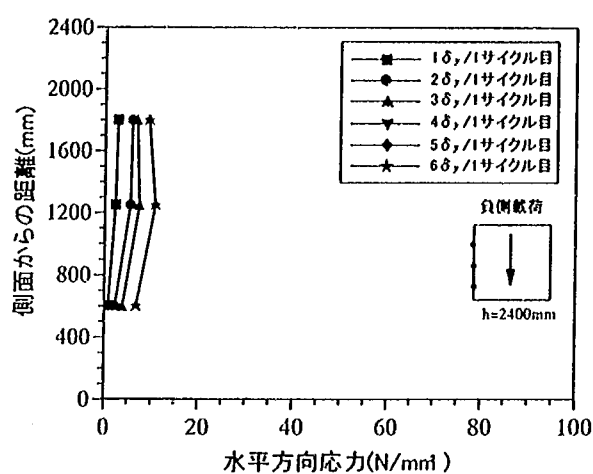
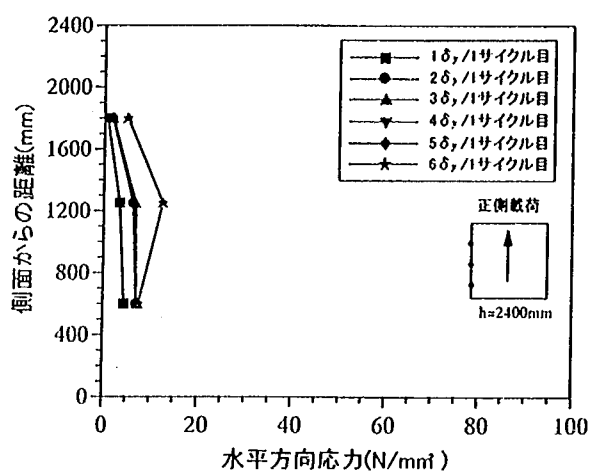


(e) h=1800mm の断面におけるひずみ分布

図-5.20 L 3 供試体において鋼板に生じた水平方向応力の断面内分布 (その 2)

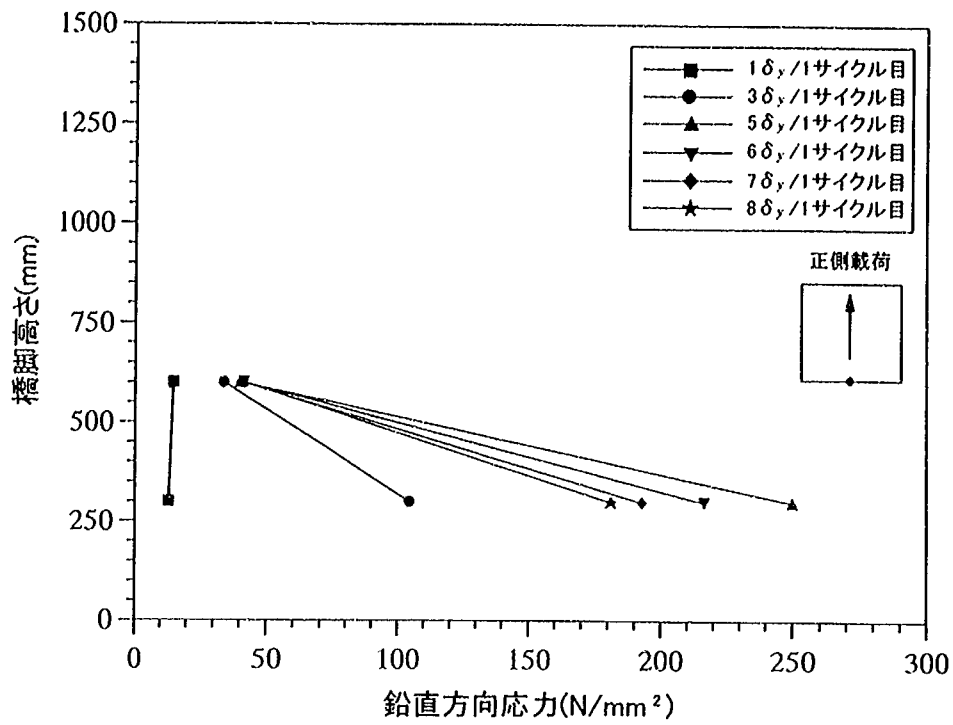


(a) h=1200mm の断面におけるひずみ分布

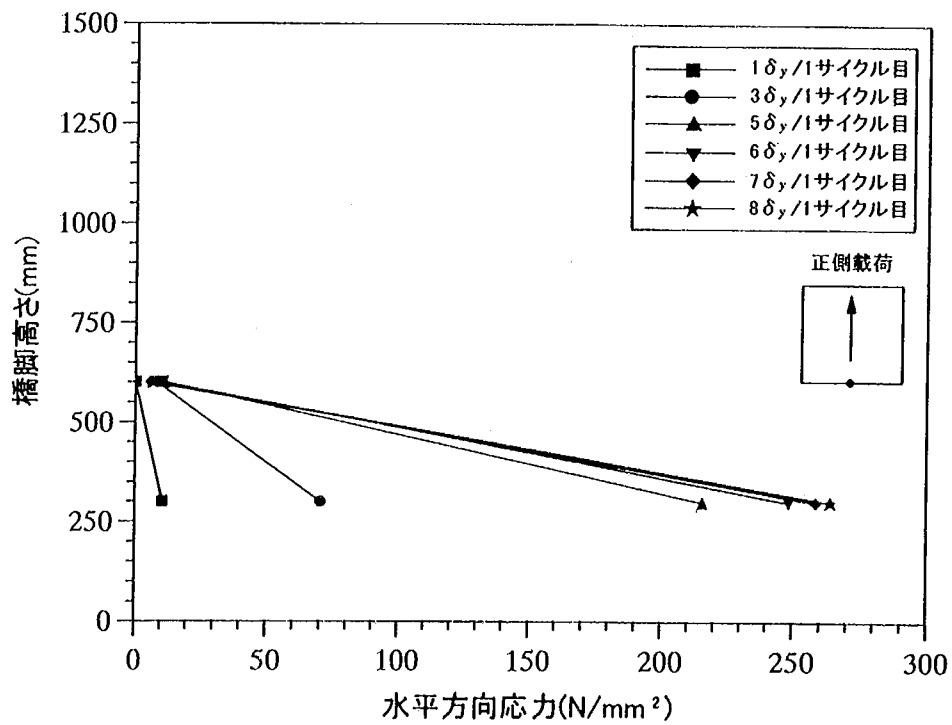


(b) h=2400mm の断面におけるひずみ分布

図-5.21 L 3 供試体においてせん断面側の鋼板に生じた水平方向応力の断面内分布



(a)正側載荷時



(b)負側載荷時

図-5.21 S 2 供試体において鋼板に生じた水平方向応力の高さ方向分布

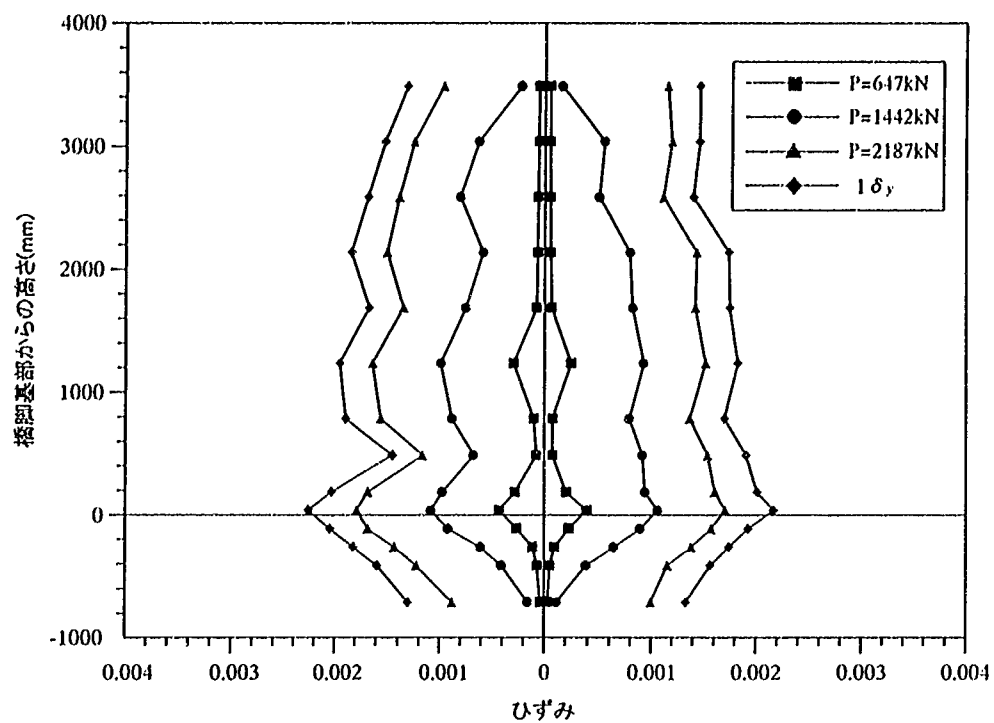
第6章 曲率分布と塑性ヒンジ

6. 1 軸方向鉄筋の高さ方向分布

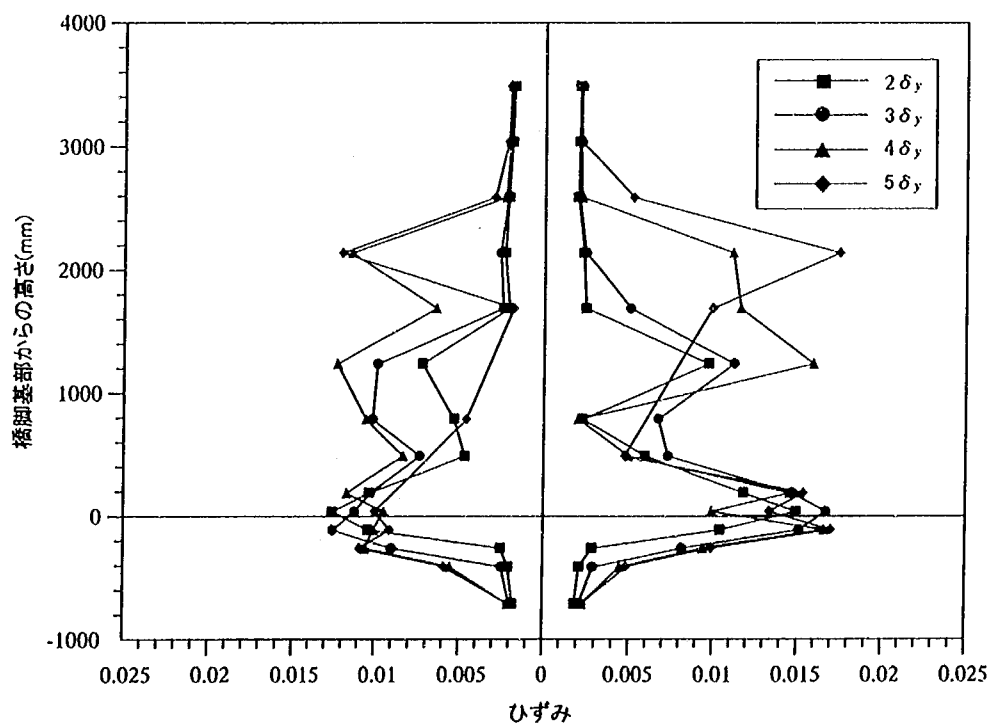
鉄筋コンクリート橋脚の断面において塑性曲率が生じるのは、軸方向鉄筋が降伏して大きく伸びるためであり、したがって、塑性曲率の生じる範囲と軸方向鉄筋が降伏する範囲の間には重要な関係がある。そこで、まず軸方向鉄筋の高さ方向の分布を見てみることにする。

図-6.1～6.5 は各供試体において計測された引張側の軸方向鉄筋のひずみ分布を各載荷ステップ毎に示したものである。なお、フーチング内における軸方向鉄筋のひずみ分布に関しては、軸方向鉄筋の伸び出しと関連付けて次章で詳述する。また、小型供試体においては、計測システムの設定の問題から、ひずみの値が0.0123程度までしか正確に計測できていない。図中には計測システムから出力されたその上限の値をそのままプロットしているが、実際にはこの値以上のひずみが生じていることに注意する必要がある。

まず、 $1\delta_y$ までの弾性載荷においては、軸方向鉄筋のひずみ分布は、いずれの供試体も基部でピークを示し、上方の断面になるにつれひずみが徐々に低減するような形状となっている。それ以降の載荷においては、載荷変位の増加とともに、塑性ひずみの生じている断面の領域が基部から徐々に上方へと広がっていることがわかる。かぶりコンクリートの剥離が始まった時に着目すると、L 1 供試体では塑性ひずみが基部から高さ 1690mm (0.70D、D：断面寸法) の断面まで生じており、またL 2 供試体では2140mm (0.89D) の断面まで、S 1 供試体では335mm (0.56D) の断面までそれぞれひずみの塑性化が生じていた。また、鋼板拘束供試体において鋼板もしくはH形鋼に外側へのはらみだしが生じた時に着目すると、L 3 供試体では基部から 1240mm (0.52 D) まで、S 2 供試体ではひずみの局在化が認められるものの、基部から高さ 335mm (0.56 D) までの範囲において塑性ひずみが生じている。そして、最終的に塑性ひずみが生じた範囲は、L 1 及びL 2 供試体で基部から 2590mm (1.08 D) までの高さの範囲、S 1 供試体で高さ 470mm (0.78 D) まで、鋼板拘束されたL 3 供試体で高さ 2140mm (0.89 D) まで、S 2 供試体で 470mm (0.78 D) の高さの断面までとなっている。これより、大型供試体と小型供試体で軸方向鉄筋に塑性ひずみが生じる範囲を比較すると、大型供試体の方が多少広くなっている傾向があることがわかる。

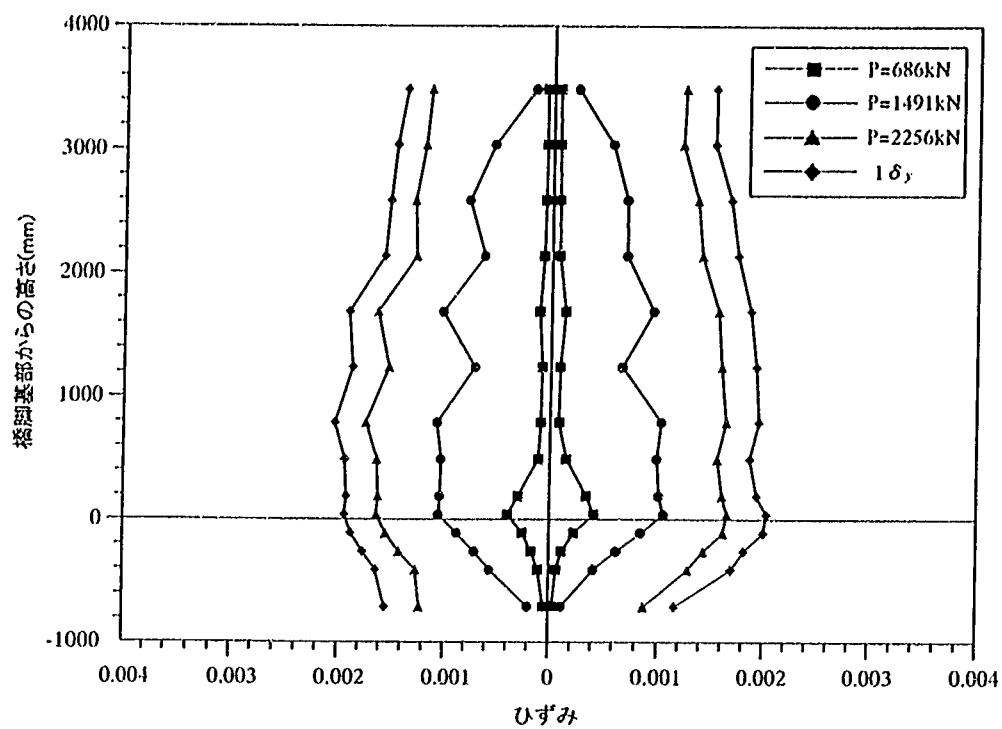


(a)弾性変形時

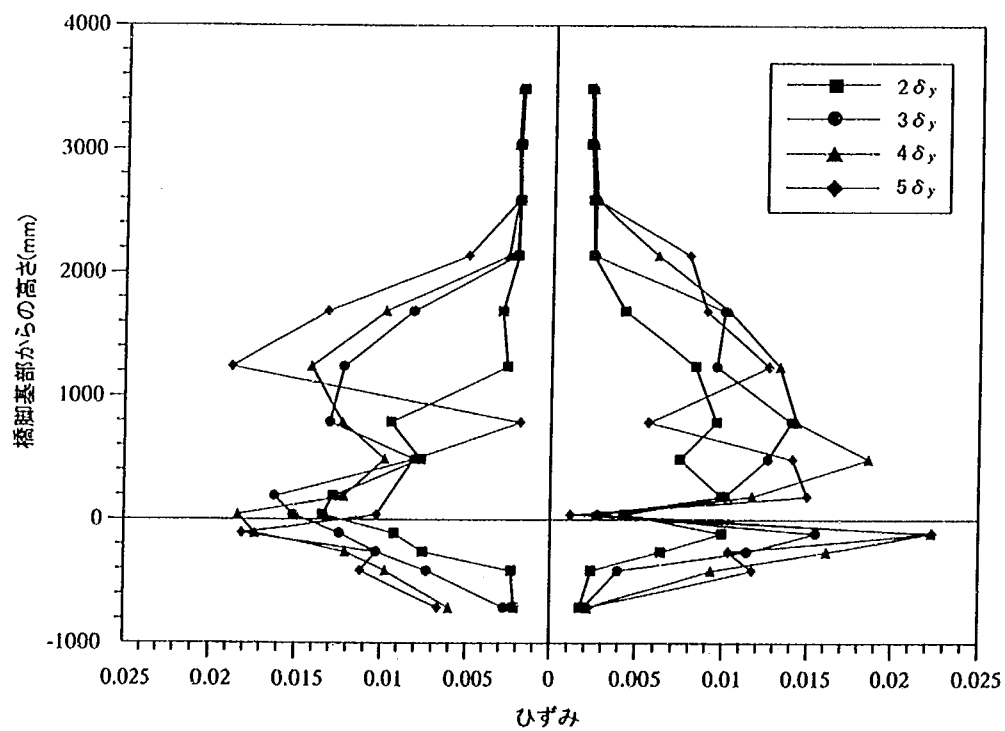


(b)塑性変形時

図-6.1 L1供試体における軸方向鉄筋の引張ひずみ分布

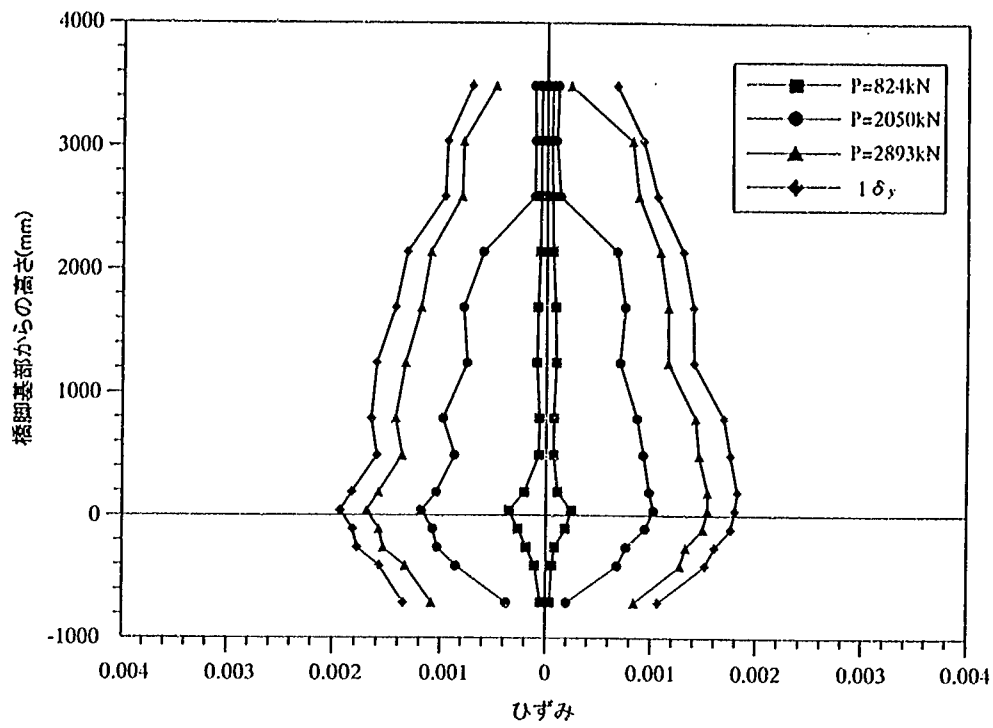


(a)弾性変形時

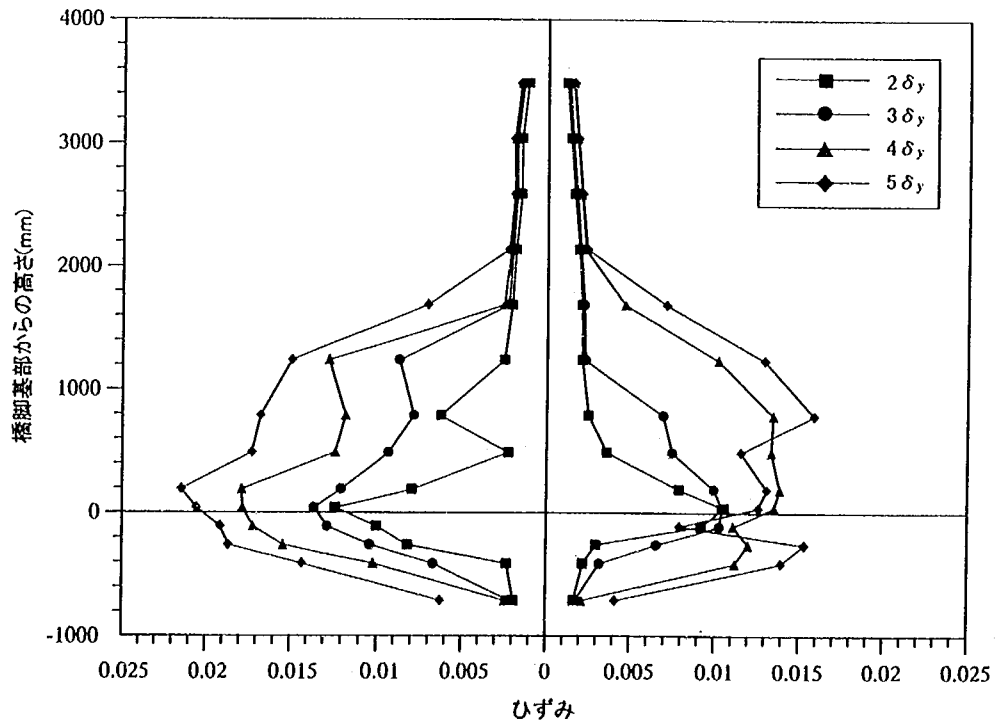


(b)塑性変形時

図-6.2 L2供試体における軸方向鉄筋の引張ひずみ分布

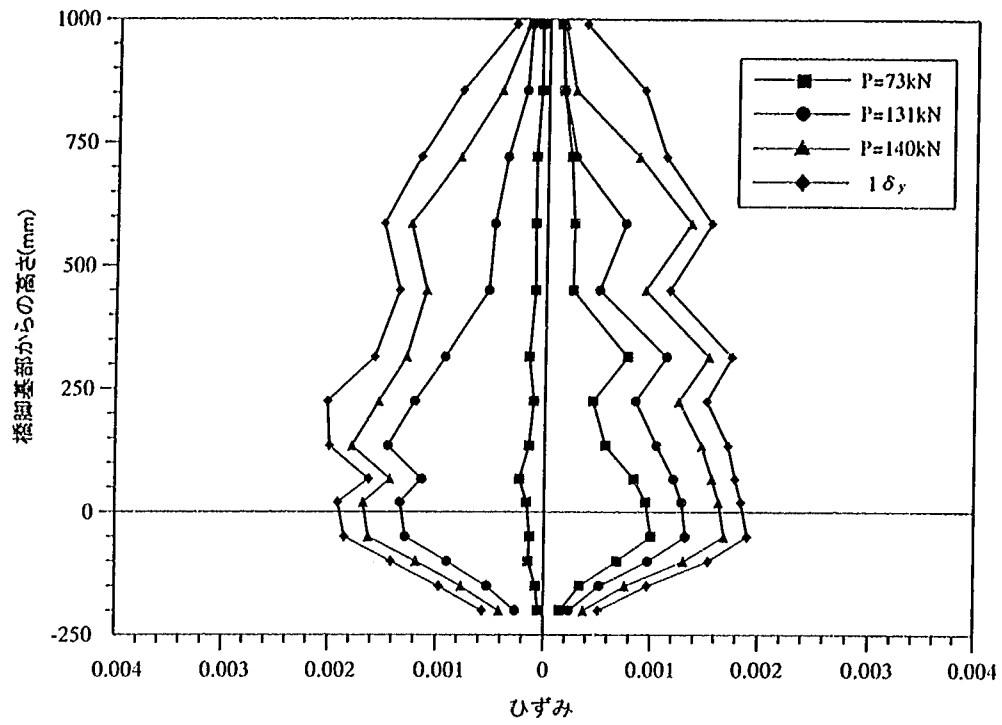


(a)弾性変形時

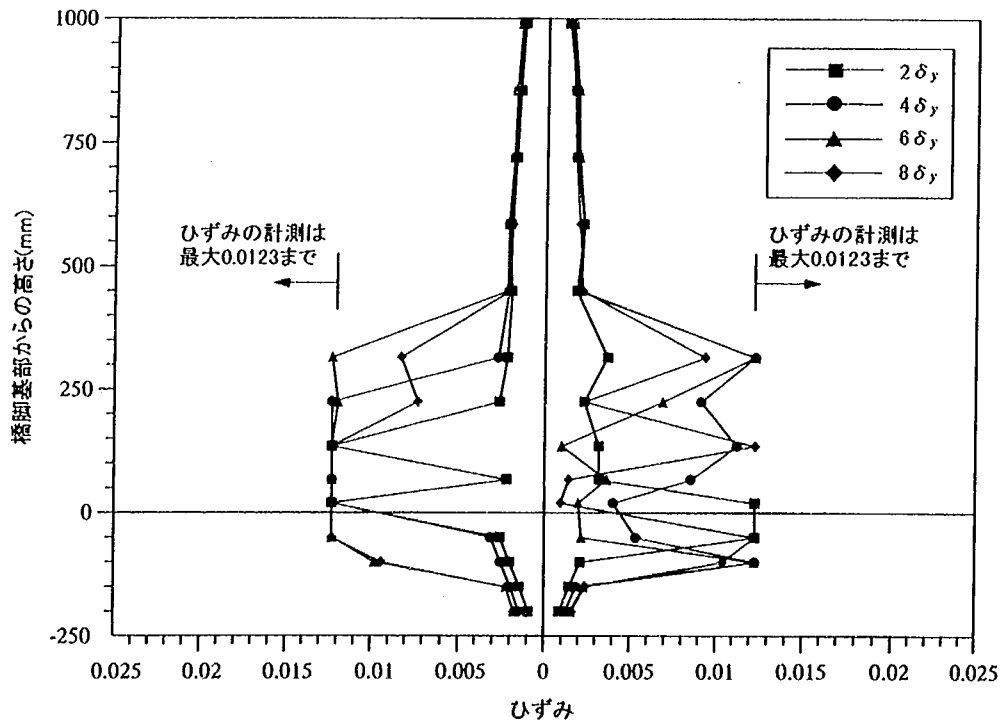


(b)塑性変形時

図-6.3 L3供試体における軸方向鉄筋の引張ひずみ分布

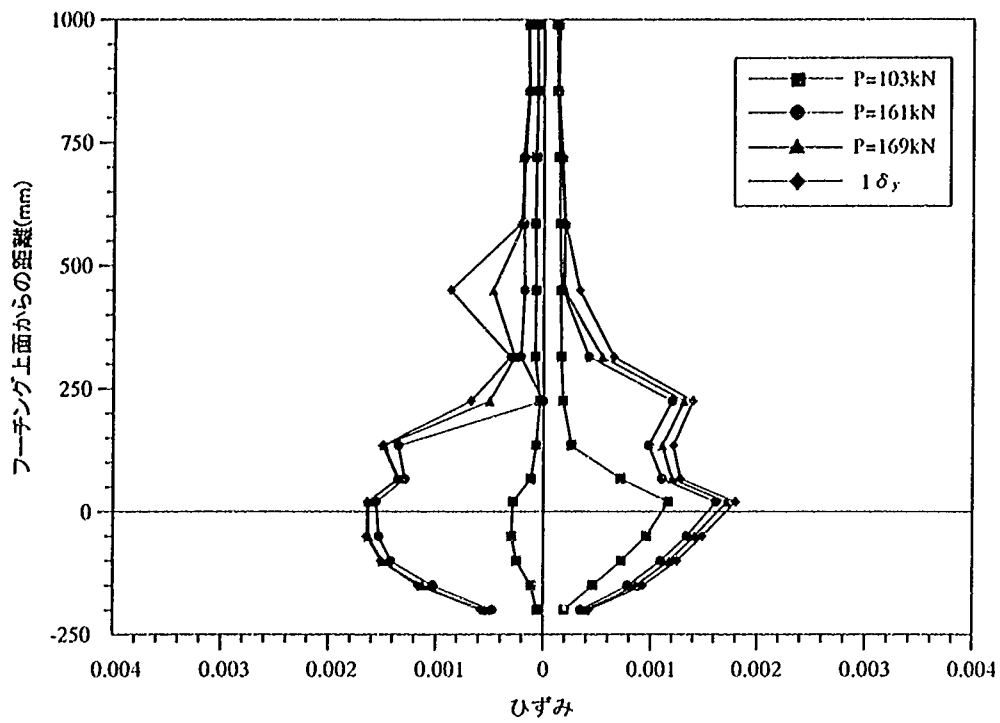


(a)弾性変形時

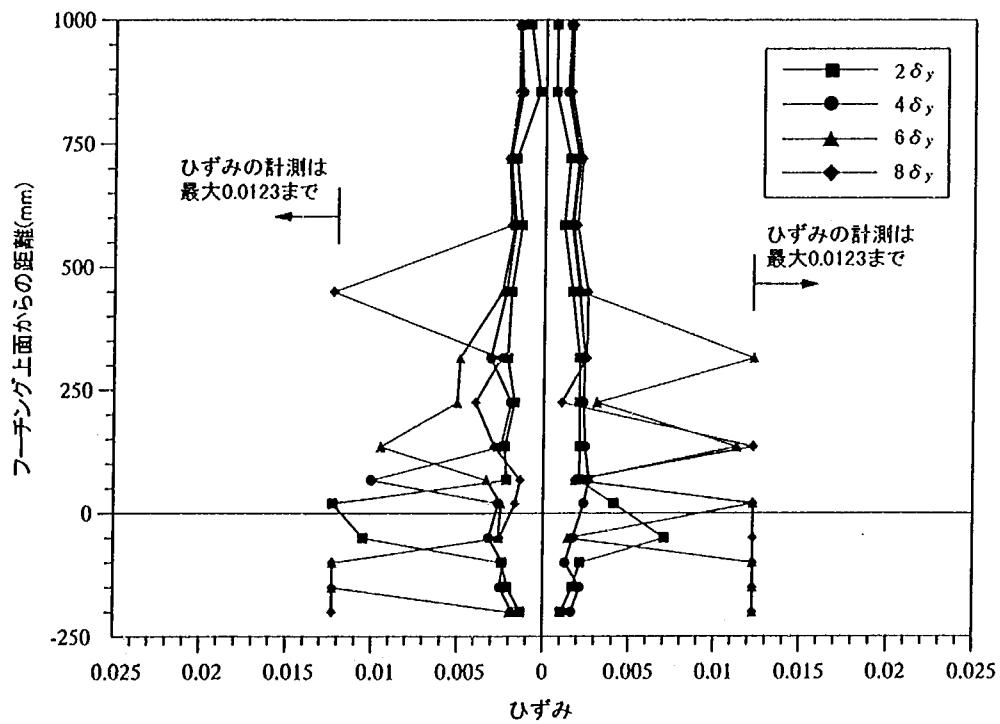


(b)塑性変形時

図-6.4 S 1 供試体における軸方向鉄筋の引張ひずみ分布



(a)弾性変形時



(b)塑性変形時

図-6.5 S 2 供試体における軸方向鉄筋の引張ひずみ分布

6. 2 曲率の高さ方向分布

図-6.6～図-6.11は、L 1、L 2 及び S 1 供試体における断面に生じた曲率の高さ方向分布を、各
載荷ステップ毎に示したものである。また、各供試体に実際に生じた損傷の範囲、ならびにかぶりコ
ンクリートの剥離が生じた時において軸方向鉄筋にひずみの塑性化が生じている範囲を図中に併記し
た。ここで、図-2.12 に示したように、曲率の計測は断面基部から大型供試体で高さ 3640mm、小型
供試体で高さ 937mm の区間で行っているが、最下端の断面における曲率の計測値は図中に示してい
ない。これは、最下端の断面での計測は軸方向鉄筋の伸び出しに起因して生じる回転角を調べるため
に行ったものであり、橋脚断面の断塑性変形による曲率とは区別するためである。また、曲率は 2.
6 に述べた手法により変位計を用いて計測したが、かぶりコンクリートのはらみだしや剥落が生じた
段階で、その損傷したコンクリートが変位計に接触し、それ以降の計測ができていない断面もある。
そこで、図中には、信頼性のある計測データが得られた最大変形までのデータをプロットしている。
また、降伏曲率 ϕ_y は、軸方向鉄筋が降伏するまでは、その高さ方向のひずみ分布は線形であるという
仮定のもと、式(6.1)により簡便的に算出した値である。

$$\phi = \frac{3 \delta_y}{L^2} \quad (6.1)$$

ここに、 δ_y : 実験において定義した降伏変位

L : 橋脚基部から載荷点までの高さ

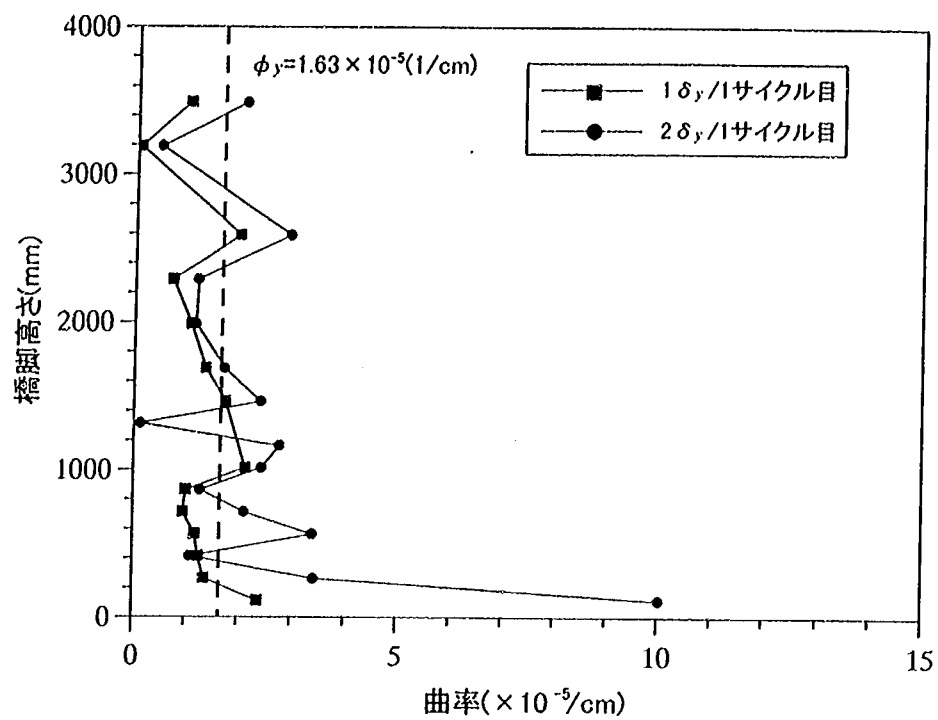
まず L 1 及び L 2 供試体では、基部の損傷が生じた断面における曲率の計測は、それぞれ $3 \delta_y$ 及び
 $4 \delta_y$ の 3 サイクル目の載荷までデータが得られている。いずれの供試体とも、 $1 \delta_y$ の載荷で基部付近
は降伏曲率に達しており、 $2 \delta_y$ の載荷で基部に近い断面領域においてのみで曲率の塑性化が集中して
生じている。さらに、 $3 \delta_y$ の載荷で、塑性曲率が生じる断面領域が上方へと広がっていることがわか
る。そして、L 1 供試体では、 $3 \delta_y$ の 3 サイクルの間でも断面に生じる曲率やその分布に違いが認め
られる。すなわち、これは同一変位振幅の繰返し変形の途上において塑性曲率やその範囲が進展し
ていることを示している。3. 2 で述べた供試体の損傷と比較すると、このような塑性ヒンジが形成
されるのは、ちょうど基部においてかぶりコンクリートが剥離し始めたところからである。また、塑性
曲率が生じている範囲は、供試体に実際にかぶりコンクリートの剥離等の損傷が生じた範囲とよく一
致している。

L 2 供試体でも、水平変位の増大とともに塑性曲率が大きくなり、その生じる範囲も基部から上部
の断面へと進展している。そして、かぶりコンクリートの剥離が始まった $4 \delta_y$ の繰返し載荷において、
塑性ヒンジが形成されているのがわかる。また、塑性曲率の生じている範囲は、実際にかぶりコンク
リートの剥離等の損傷が生じた範囲よりも広がっている。これは、帯鉄筋間隔を小さくしたことによ
り軸方向鉄筋の座屈長が短くなり、その結果としてかぶりコンクリートの剥離する範囲は狭まった
ものの、塑性曲率はそれよりも広い範囲で生じていることを示している。

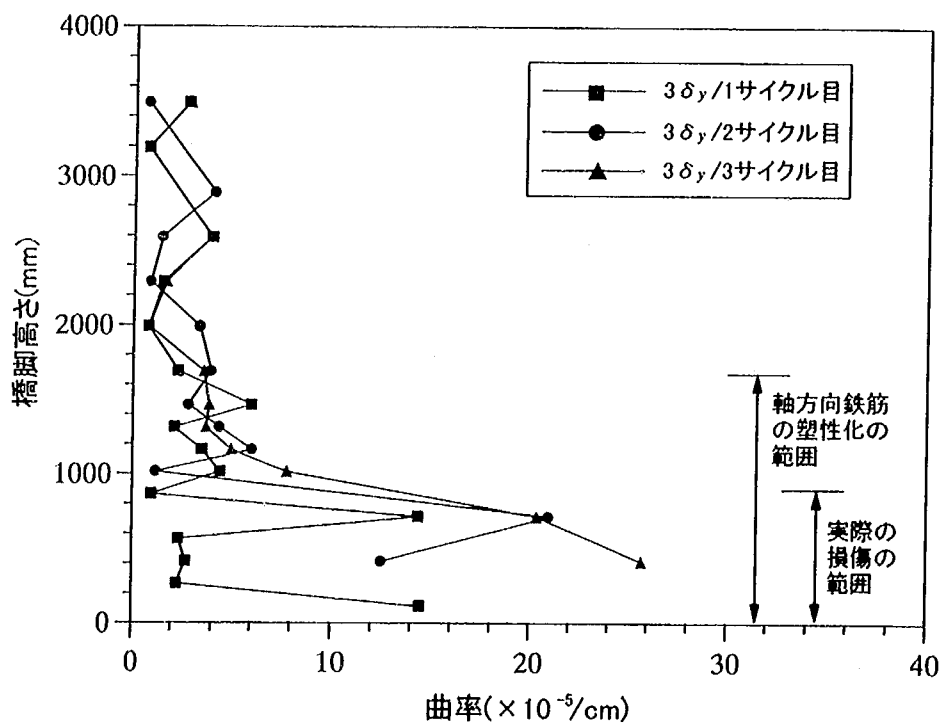
一方、S 1 供試体では、 $5\delta_y$ の載荷まで基部に近い断面領域においてのみで曲率の塑性化が集中して生じ、次の $6\delta_y$ から塑性曲率の生じる範囲が上方へと広がり始めた。S 1 供試体の損傷の進展と比較すると、塑性ヒンジが形成され始める時とかぶりコンクリートの剥離が生じる時が一致していることがわかる。

このように、大型供試体を含む 3 体の供試体における塑性曲率の分布から共通して認められるのは、断面が降伏曲率に達した後、まず塑性曲率は基部の断面に集中して生じること、そしてかぶりコンクリートが剥離し、すなわち断面内部において軸方向鉄筋の座屈が生じ始めると、ある高さを持った塑性ヒンジが形成されていくことである。また、図-6.6~6.11 から判断すると、塑性ヒンジの領域における塑性曲率の高さ方向分布形状としては、断面基部を底辺とする三角形に近似していることである。大型供試体では、高さ方向に対して小型供試体よりも密な間隔で細かく曲率の計測を行っているため、大きなひびわれが生じて曲率が大きくなった計測区間の近傍の計測区間では、顕著なひびわれがなく、その結果として小さな曲率しか生じず、曲率の高さ方向分布がぎざぎざ状になっている。これは、計測区間長とひびわれ間隔の関係によるものであるが、全体的な傾向としては三角形分布に近い挙動と考察される。従来から、鉄筋コンクリート橋脚の塑性ヒンジ領域における塑性曲率分布は、図-6.12 に示すように、矩形ブロックとして仮定されることが一般的であるが^{24,12,13}、本実験結果ならびに著者らが行った別の実験結果¹⁰からは、矩形ブロックよりも三角形ブロックの方が実際の挙動とよく一致すると言える。

さらに、塑性曲率の生じる範囲と実際に橋脚に損傷が生じる範囲は、必ずしも同一ではないことがわかった。かぶりコンクリートの剥離や剥落は、内部にある軸方向鉄筋が座屈しようとして外側へはらみだそうとする挙動によるものであり、実際にこのような損傷が生じる範囲は軸方向鉄筋の座屈長によって支配的に決定される。したがって、座屈長が短くなるような帯鉄筋の配筋をした場合には、実際の損傷の範囲は小さくなるが、塑性曲率はそれよりも広い範囲で生じるものと考えられる。一方、かぶりコンクリート剥離時の曲率分布と前節に示した軸方向鉄筋のひずみ分布を比較すると、3 供試体とも軸方向鉄筋に塑性ひずみが生じ始める断面と塑性曲率が生じ始める断面が比較的に一致していることがわかる。

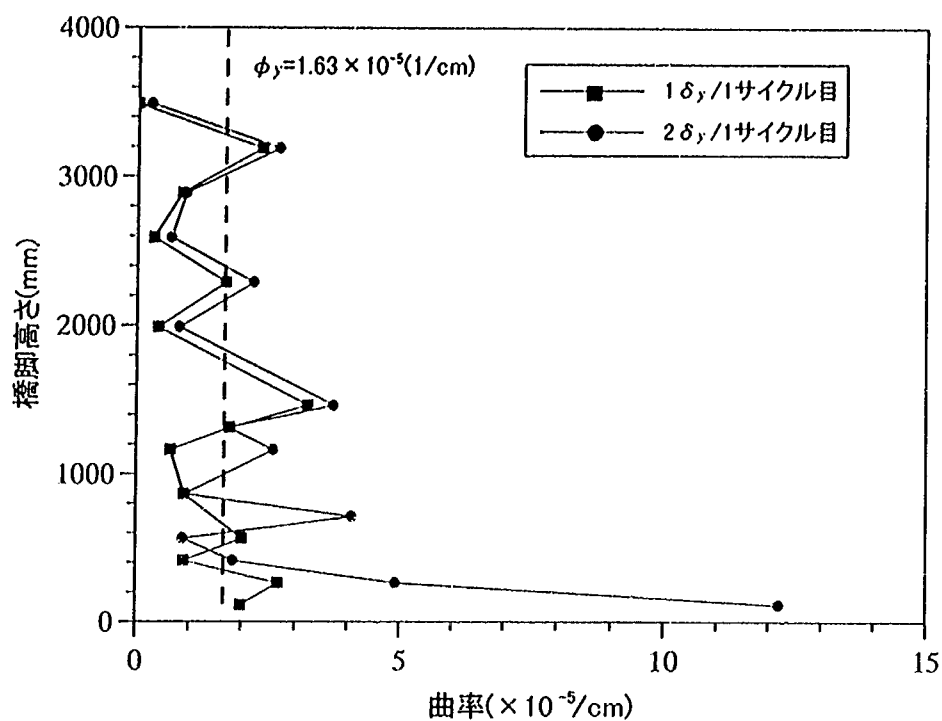


(a) 1 δ_y 及び 2 δ_y における曲率分布

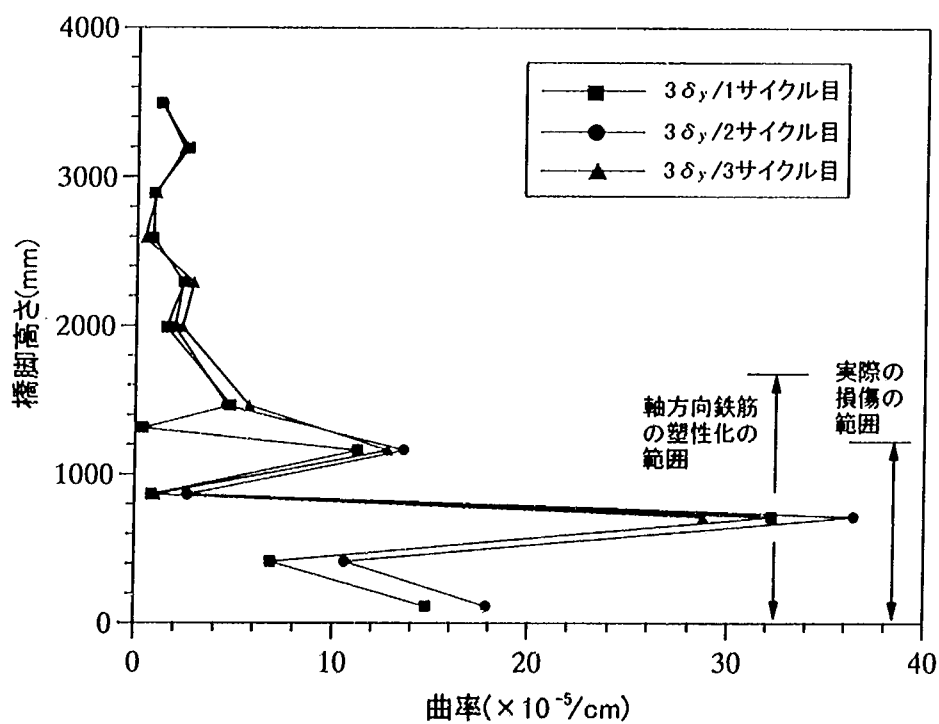


(b) 3 δ_y における曲率分布

図-6.6 L1 供試体の曲率分布 (正側の載荷)

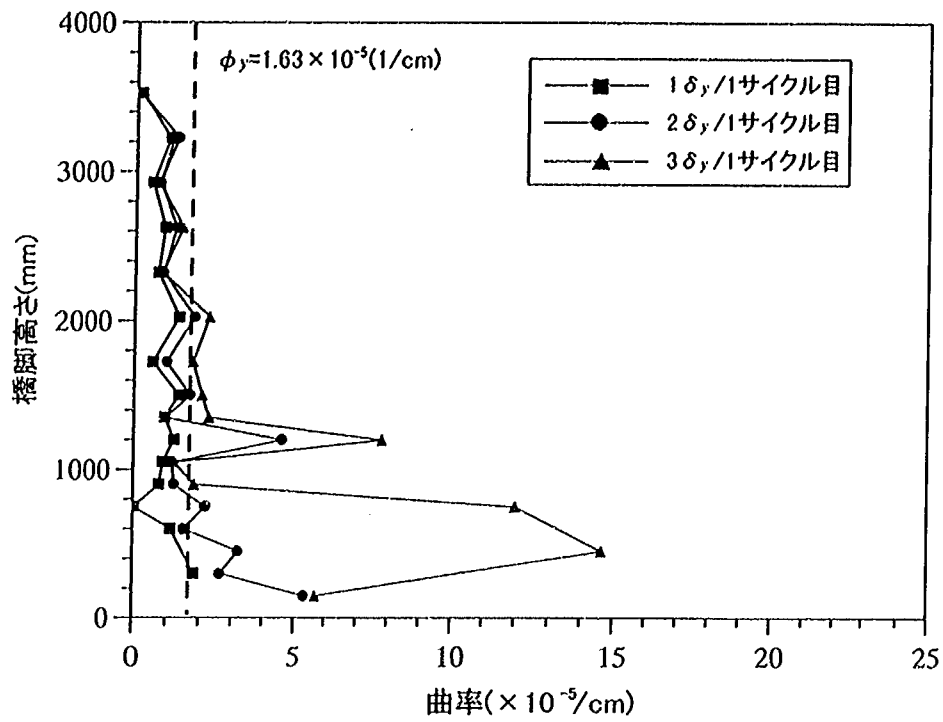


(a) $1\delta_y$ 及び $2\delta_y$ おける曲率分布

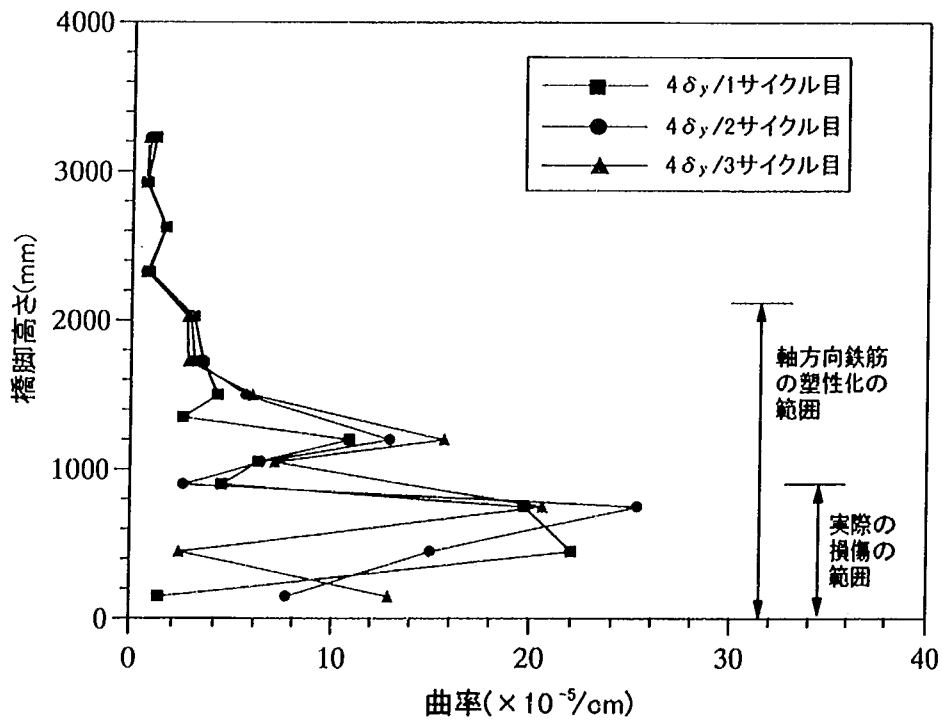


(b) $3\delta_y$ における曲率分布

図-6.7 L1 供試体の曲率分布 (負側の載荷)

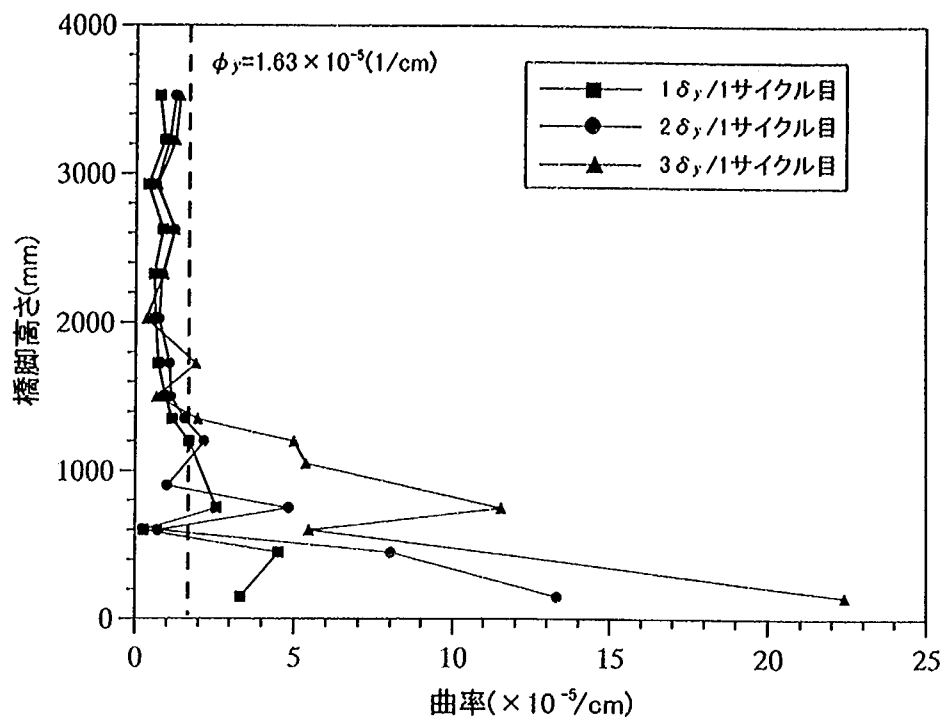


(a) $1\delta_y \sim 3\delta_y$ における曲率分布

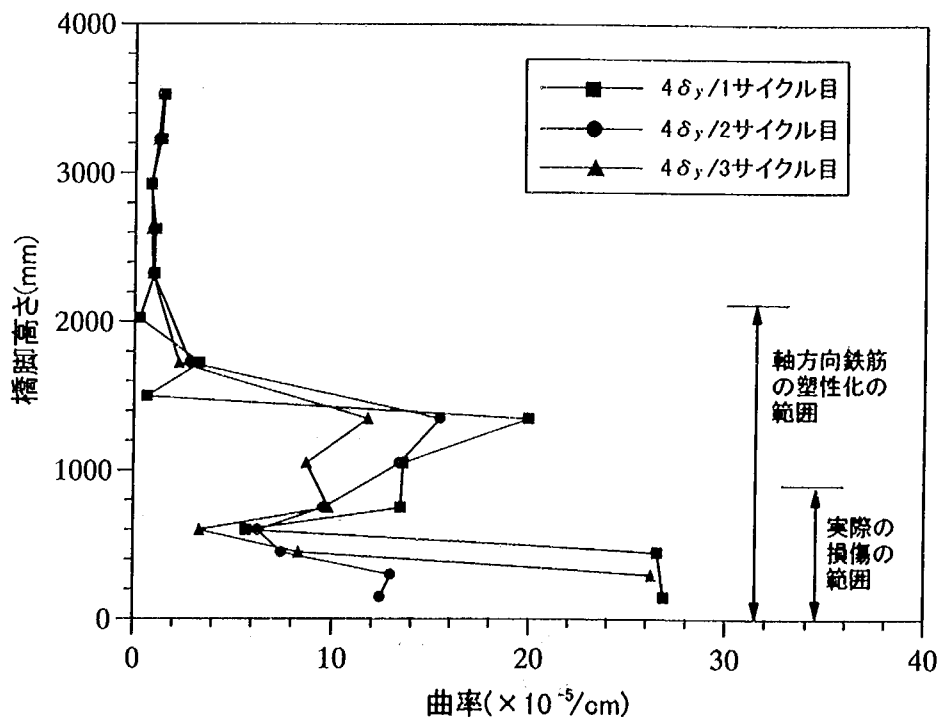


(b) $4\delta_y$ における曲率分布

図-6.8 L2供試体の曲率分布（正側の載荷）

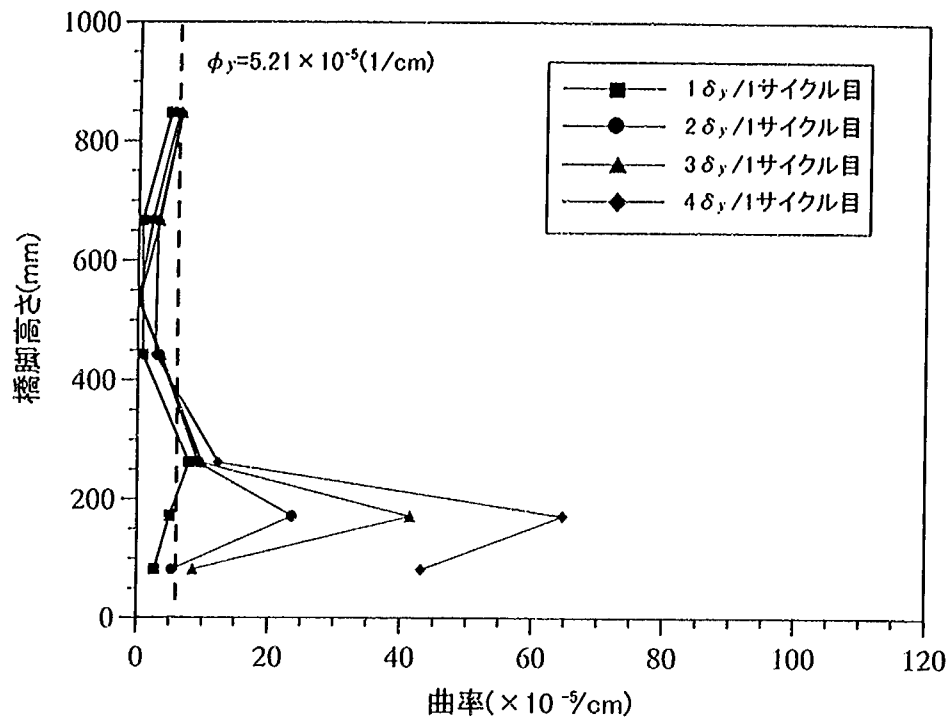


(a) 1 $\delta_y \sim 3 \delta_y$ における曲率分布

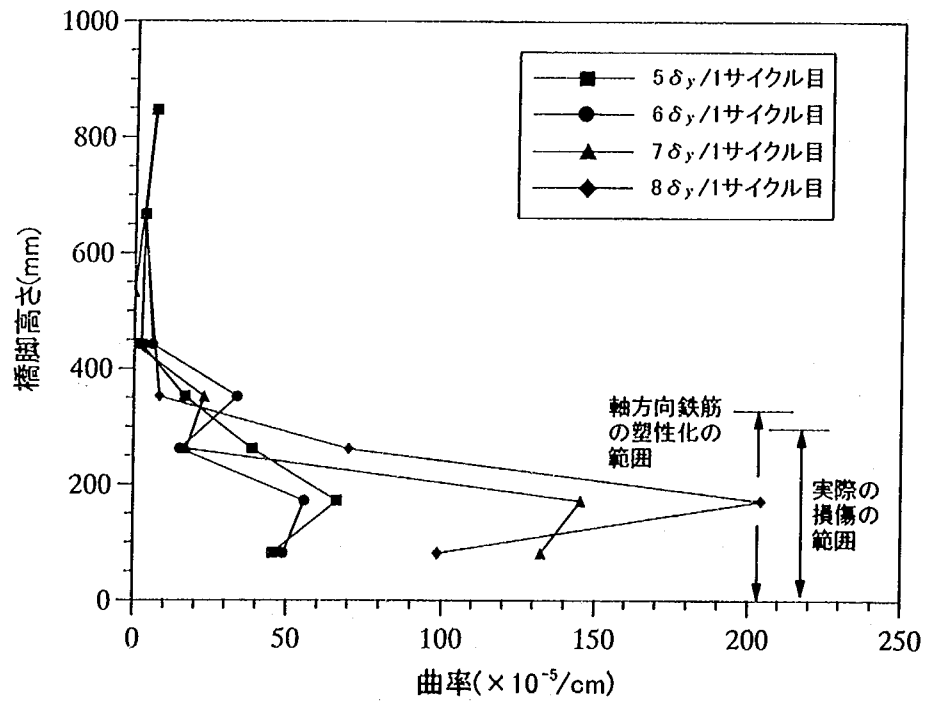


(b) 4 δ_y における曲率分布

図-6.9 L 2 供試体の曲率分布 (負側の載荷)

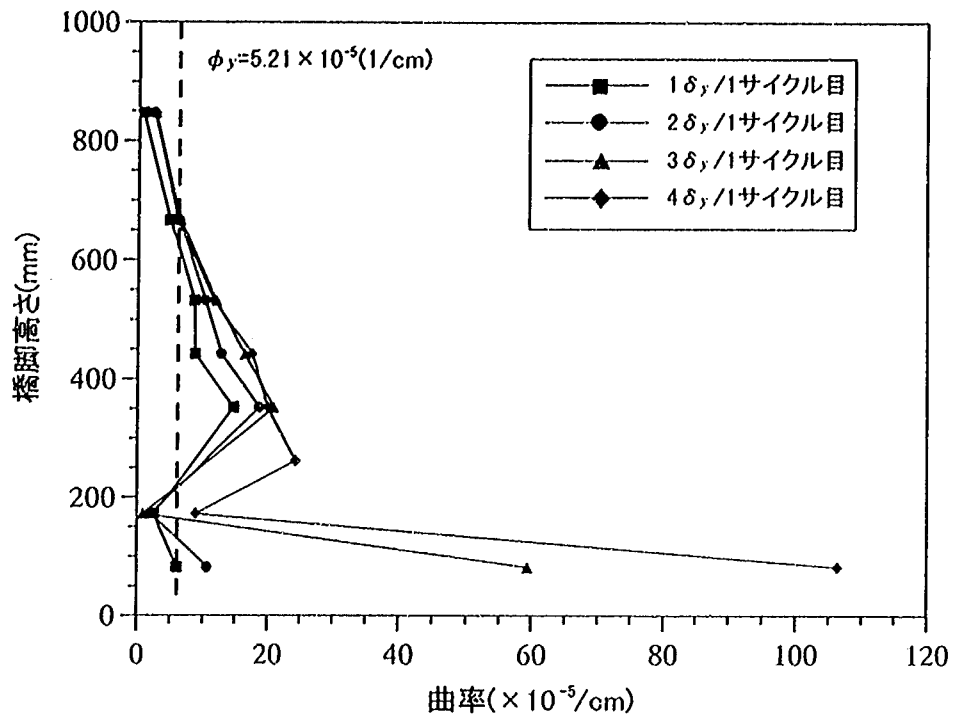


(a) $1\delta_y \sim 4\delta_y$ における曲率分布

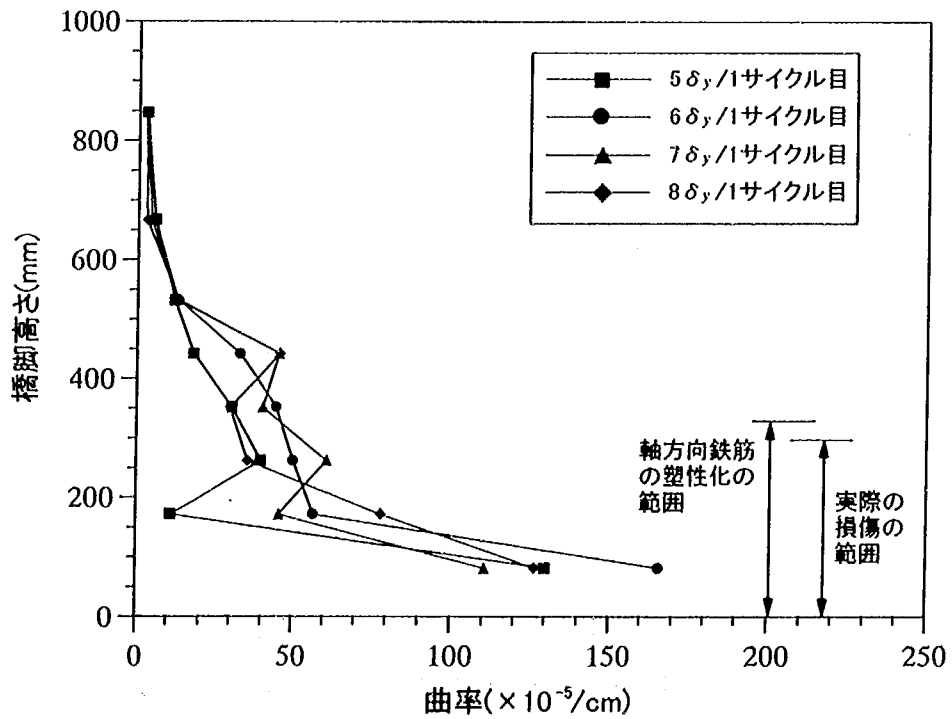


(b) $5\delta_y \sim 8\delta_y$ における曲率分布

図-6.10 S 1 供試体の曲率分布 (正側の載荷)

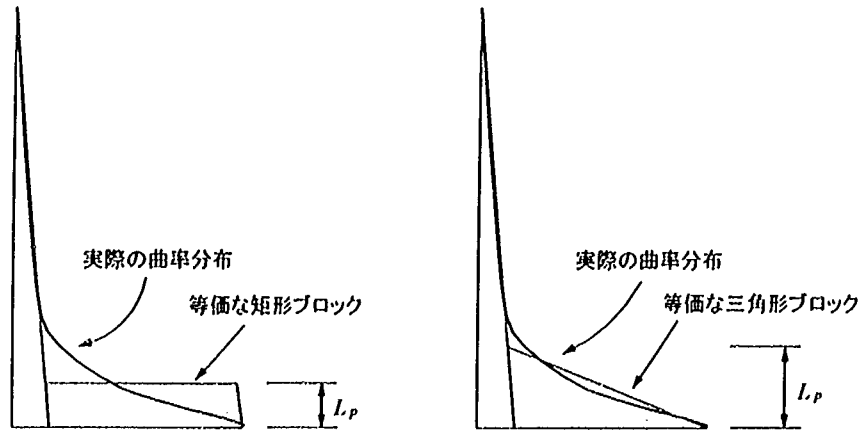


(a) 1 $\delta_y \sim 4 \delta_y$ における曲率分布



(b) 5 $\delta_y \sim 8 \delta_y$ における曲率分布

図-6.11 S 1 供試体の曲率分布 (負側の載荷)



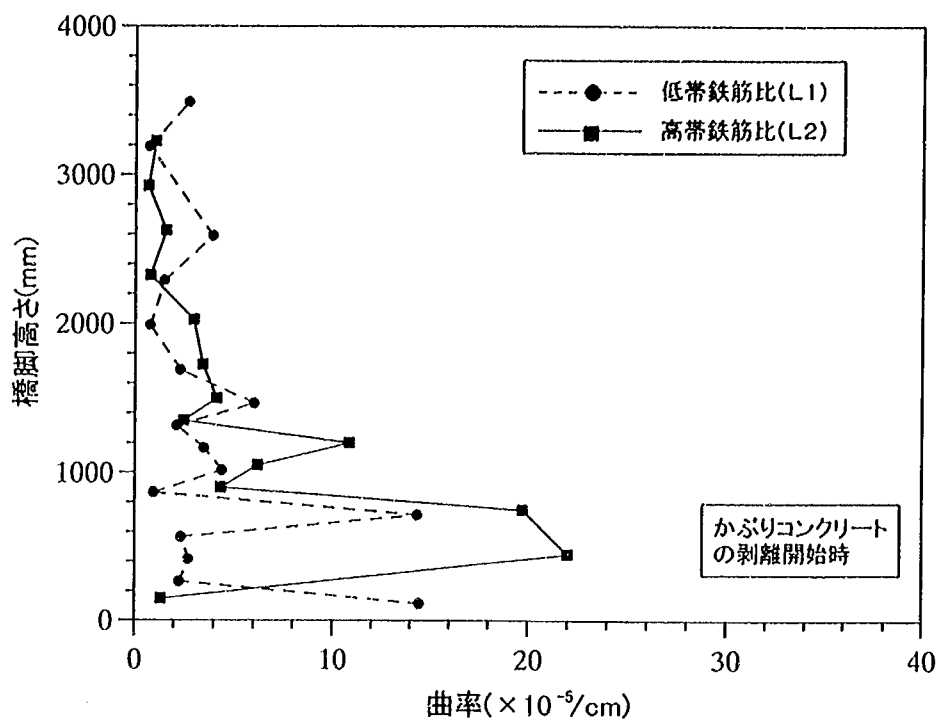
(a) Priestley らによる塑性ヒンジ長 (b) 三角形ブロックに基づく塑性ヒンジ長

図-6.12 曲率分布と塑性ヒンジ長の定義

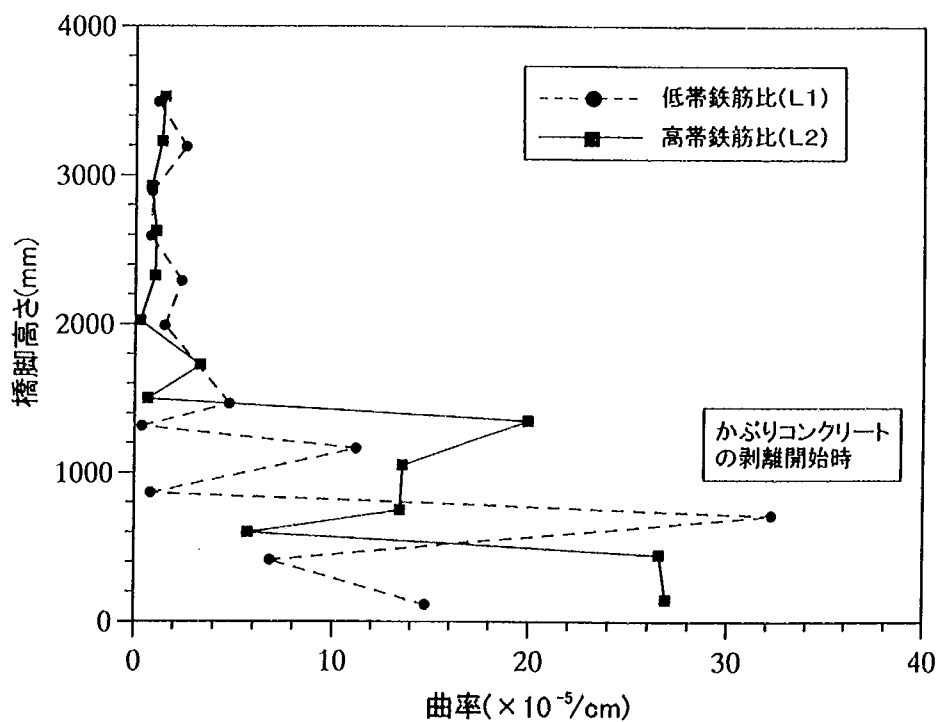
6. 3 帯鉄筋比及び断面寸法が曲率分布に及ぼす影響

図-6.13 及び 6.14 は、帯鉄筋比及び断面寸法が曲率の高さ方向分布に及ぼす影響を示したものである。まず、帯鉄筋比のみが異なる L 1 供試体と L 2 供試体に対して、かぶりコンクリートに剥離が生じ始めた時において塑性曲率が生じている範囲を比較すると、いずれも基部から 1200~1400mm 前後の高さの範囲まで曲率が塑性化していることがわかる。すなわち、かぶりコンクリートの剥離が生じる程度の変形時までにおいては、塑性ヒンジ長は帯鉄筋比によらず概ね等しいことを示している。ただし、最終的な損傷の範囲を単に比較すると、逆に L 1 供試体の方が広い範囲で損傷している。損傷の生じた範囲が必ずしも塑性ヒンジ長と一致するわけではないが、かぶりコンクリートの剥離以降さらに損傷が進展した段階においても、帯鉄筋比によらず塑性ヒンジ長が等しいという傾向が継続するかどうかは、今回の実験結果からは判断できない。また、かぶりコンクリートが剥離し始める時において、塑性ヒンジ領域内の断面に生じている曲率を比較すると、L 1 供試体において一部局所的に大きな曲率が生じている断面もあるが、一般に L 2 供試体の方が数倍大きくなっており、帯鉄筋による拘束により、かぶりコンクリートの剥離、すなわち、軸方向鉄筋の座屈が抑制されていることがわかる。

一方、図-6.14 はかぶりコンクリート剥離開始時の曲率とその高さ方向分布を、断面寸法の違う L 2 供試体と S 1 供試体とで比較したものである。ここで、S 1 供試体の高さ及び曲率は、L 2 供試体と相対的な比較を行うために、相似則に基づいて実測値をそれぞれ ($s_f=4.0$) 倍及び $(1/s_f)$ 倍して補正して示している。これより、両供試体の曲率の塑性化が生じている範囲は S 1 供試体の方が若干広がっていることがわかる。これは、5. 2 で示したように、軸方向鉄筋の座屈長を両供試体で比較すると、S 1 供試体の方が長くなっており、その影響により、塑性曲率の生じる範囲は L 2 供試体よりも広がったものと考えられる。

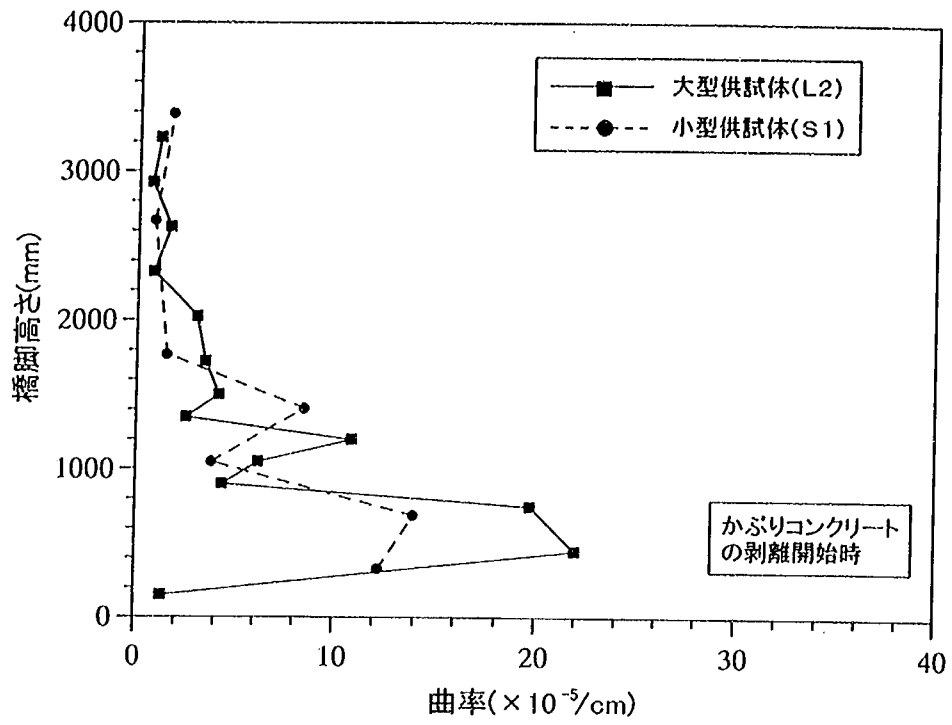


(a)正側載荷時

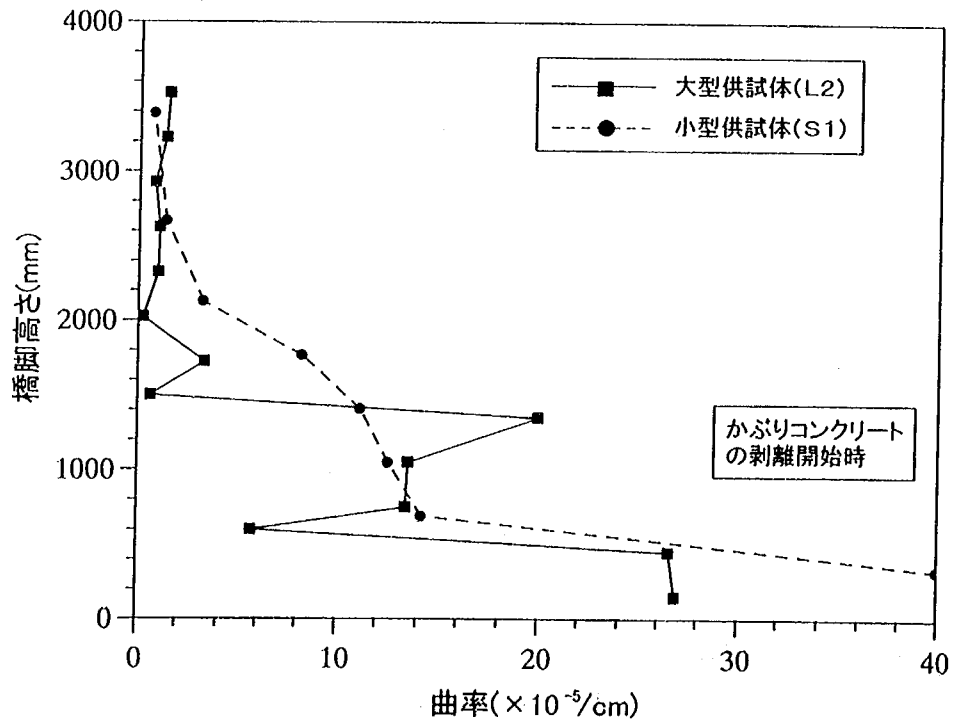


(b)負側載荷時

図-6.13 かぶりコンクリート剥離時における曲率分布の比較 (帯鉄筋比の影響)



(a)正側载荷時



(b)負側载荷時

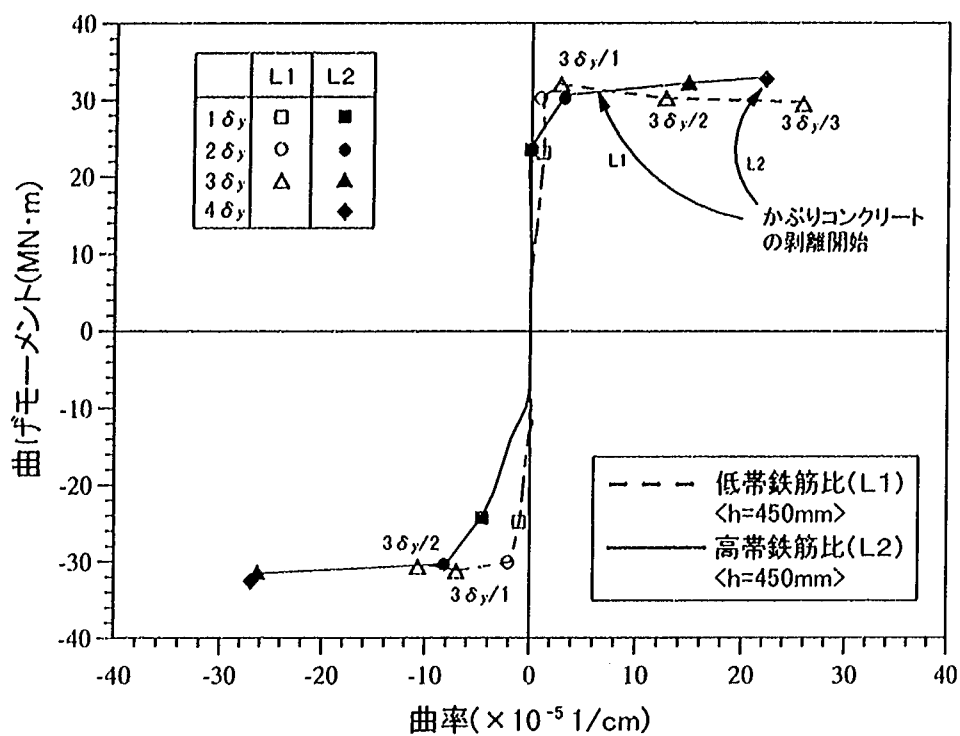
図-6.14 かぶりコンクリート剥離時における曲率分布の比較 (断面寸法の影響)

6. 4 帯鉄筋比及び断面寸法が曲げモーメントー曲率関係に及ぼす影響

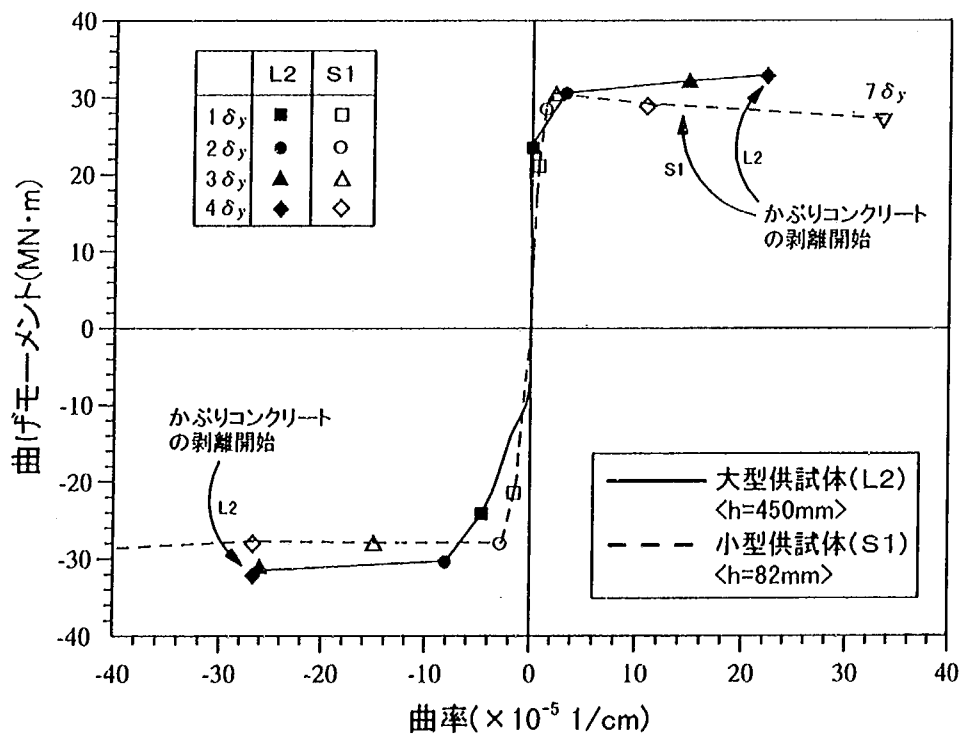
図-6,15 は、大型供試体では基部からの高さが 450mm (0.19D, D: 断面寸法)、小型供試体では高さが 82mm (0.14D)の断面における曲げモーメントと曲率の関係を示したものである。ここで、S 1 供試体の曲げモーメント及び曲率は、L 2 供試体と相対的な比較を行うために、相似則に基づいて実測値をそれぞれ ($s_1^3=4.0^3$)倍及び($1/s_1$)倍して補正して示している。他の断面でも曲げモーメントと曲率の関係が得られているが、曲率の非線形挙動を比較するために、大きな塑性曲率が生じている基部に近い断面を選択して示したものである。また、曲率は計測が可能であったかぶりコンクリートの剥離が生じるまでの範囲でプロットしている。したがって、ここに示した曲率のプロットの終点は終局曲率ではないことに注意が必要である。

まず、L 1 供試体とL 2 供試体を比較すると、最大曲げモーメントに関しては両供試体とも一致している。またかぶりコンクリートの剥離が始まった時に断面に生じていた曲率は、拘束効果により帯鉄筋比の高いL 2 供試体の方が大きいことがわかる。ただし、L 1 供試体では、 $3\delta_y$ の3サイクルの繰返し载荷によっても、断面の損傷の進展により曲率が増大している。

一方、断面寸法の異なるL 2 供試体とS 1 供試体の曲げモーメントー曲率関係を比較すると、軸方向鉄筋の降伏点の違いにより若干L 2 供試体の方が大きくなっているが、これは、図-4.6(a)に示した水平力ー水平変位の関係と同様である。また、かぶりコンクリートの剥離が始まる時の曲率は、ここに示した断面ではS 1 供試体の方が相対的に大きい。



(a) 帯鉄筋比による影響



(b) 断面寸法の影響

図-6.15 曲げモーメントー曲率関係

6. 5 水平変位の高さ方向分布と塑性回転の中心位置

図-6.16～6.20 は、各供試体における水平変位の高さ方向分布を示したものである。いずれの供試体とも、 $1\delta_y$ の載荷以降、塑性ヒンジ領域よりも上部の断面では水平変位の分布はほぼ直線となっており、変形が主として塑性ヒンジの回転によって発生していることを示している。

通常の鉄筋コンクリート構造であるL 1、L 2、S 1 供試体に対して、水平変位の高さ方向分布を基に塑性回転の中心断面を推定した結果を図-6.21 に示す。ここで、塑性回転の中心断面は、正側の各載荷ステップにおいて計測された水平変位から同位置における $1\delta_y$ の正側載荷時の水平変位を差し引いて塑性変位分布を求め、その塑性変位分布に対して1次直線により回帰分析を行い、算定された回帰式において水平変位が0 となる時の断面高さ（y 切片）とした。ただし、回帰分析においては、大型供試体では基部から4000mm 以上の高さの計測断面、小型供試体では基部から1200mm 以上の高さの計測断面における水平変位の計測値を用いた。これは、塑性ヒンジに近い断面においては、かぶりコンクリートの剥離等により、曲げによる断面の水平変位以外の変位も計測値に加わるため、塑性回転の中心を推定するためのデータとしては適切ではないためである。また、S 1 供試体では、大型供試体との相対的な比較を行う目的のために、求められた塑性回転の中心高さの値にスケールファクターの値（=4.0）を乗じて補正した値をプロットしている。

まず、いずれの供試体とも、塑性回転の中心は、水平変形（ドリフト）の増加とともに基部の方へとシフトしているのがわかる。これは、塑性ヒンジ領域において塑性曲率とその分布形状の相似性を保ったまま増加するのではなく、基部に近い断面ほど曲率の増加が大きく、そのために塑性曲率の重心点が断面下方へと移動したためと考えられる。また、L 2 供試体とS 1 供試体を比較すると、全体的に同一のドリフトを与えた時の塑性回転の中心位置は、小型供試体の方が相対的に高い位置にあることがわかる。これは、塑性ヒンジ長は小型供試体の方が相対的に長いことを示唆する結果であり、図-6.14 に示した塑性曲率分布から導き出された考察とも一致している。

一方、帯鉄筋比の異なるL 1 供試体とL 2 供試体の結果を比較すると、塑性回転の中心はL 1 供試体の方が高い断面にあることがわかる。これは、帯鉄筋間隔の大きいL 1 供試体の方が軸方向鉄筋の座屈長が長く、塑性回転の中心がL 2 供試体よりも上方の位置になったためと考えられる。

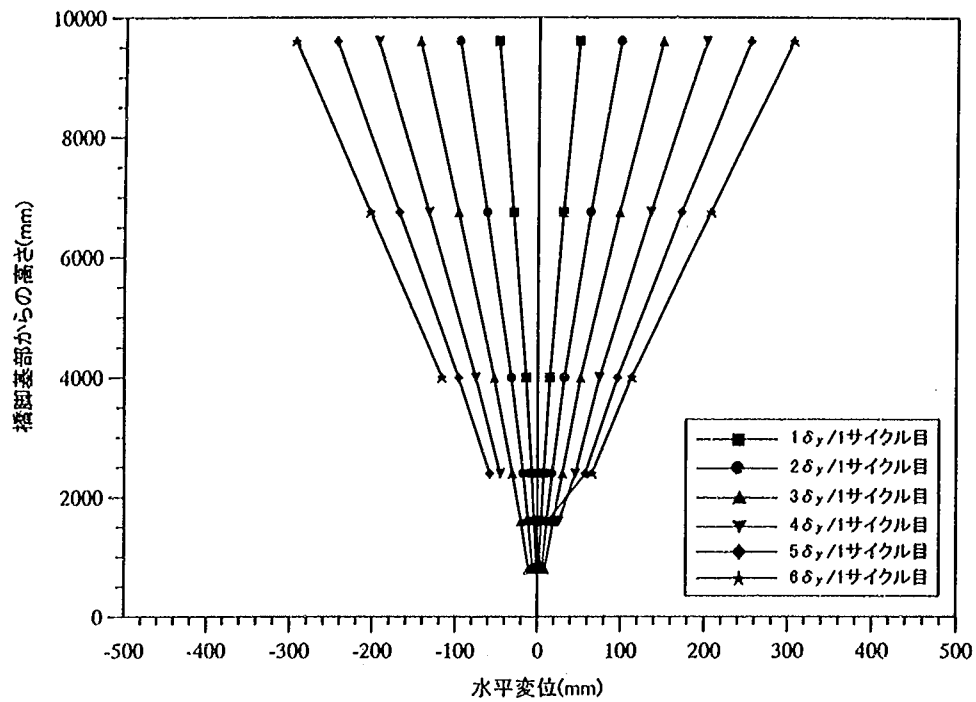


図-6.16 L 1 供試体の水平変位の高さ方向分布

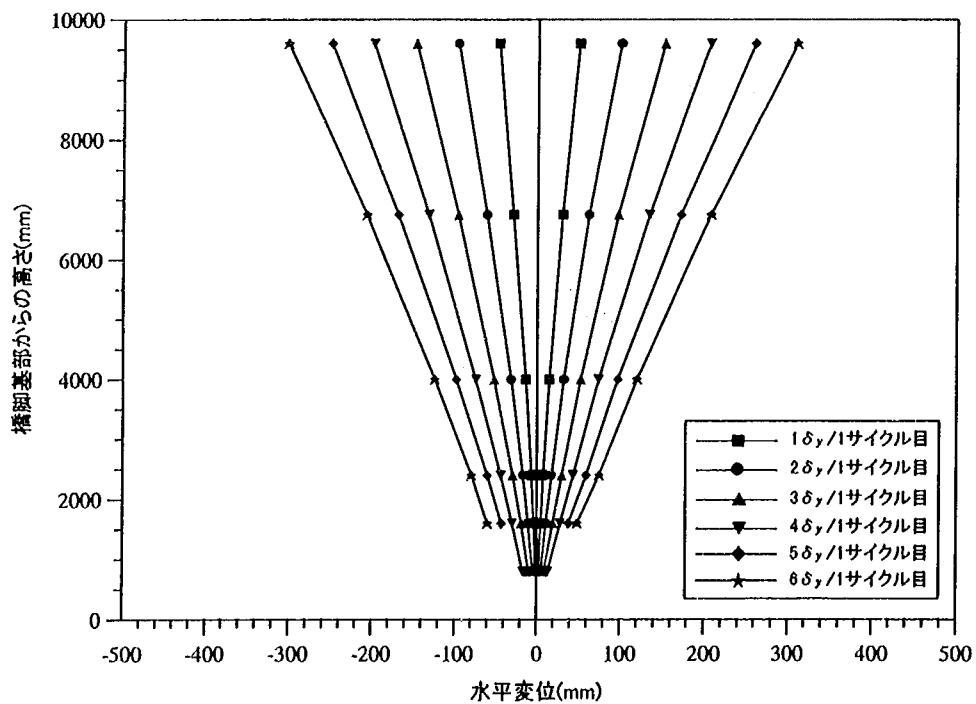


図-6.17 L 2 供試体の水平変位の高さ方向分布

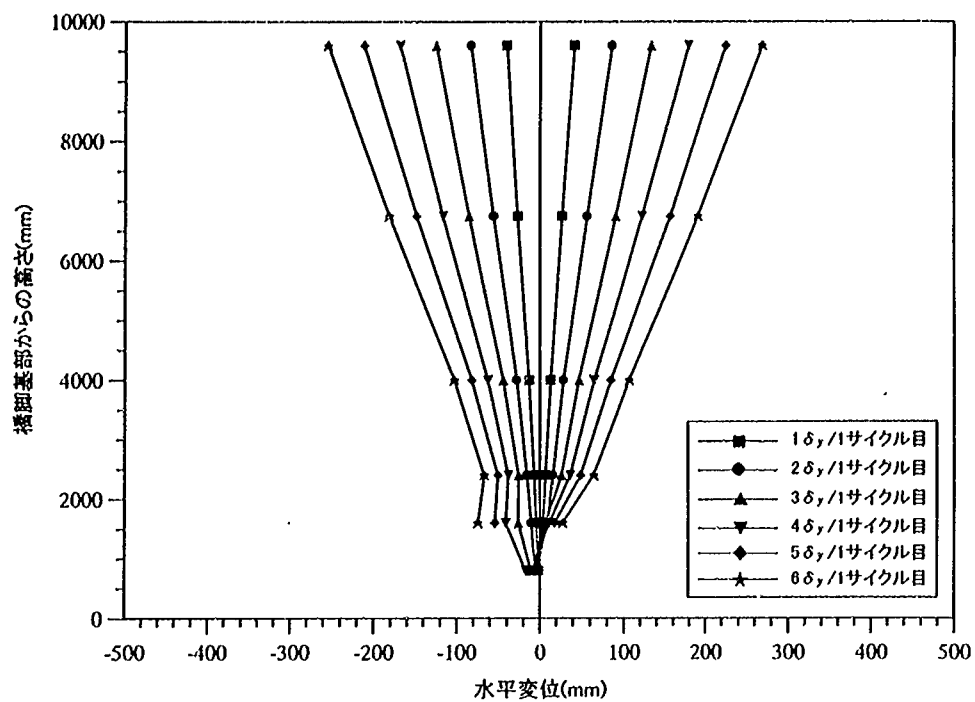


図-6.18 L 3 供試体の水平変位の高さ方向分布

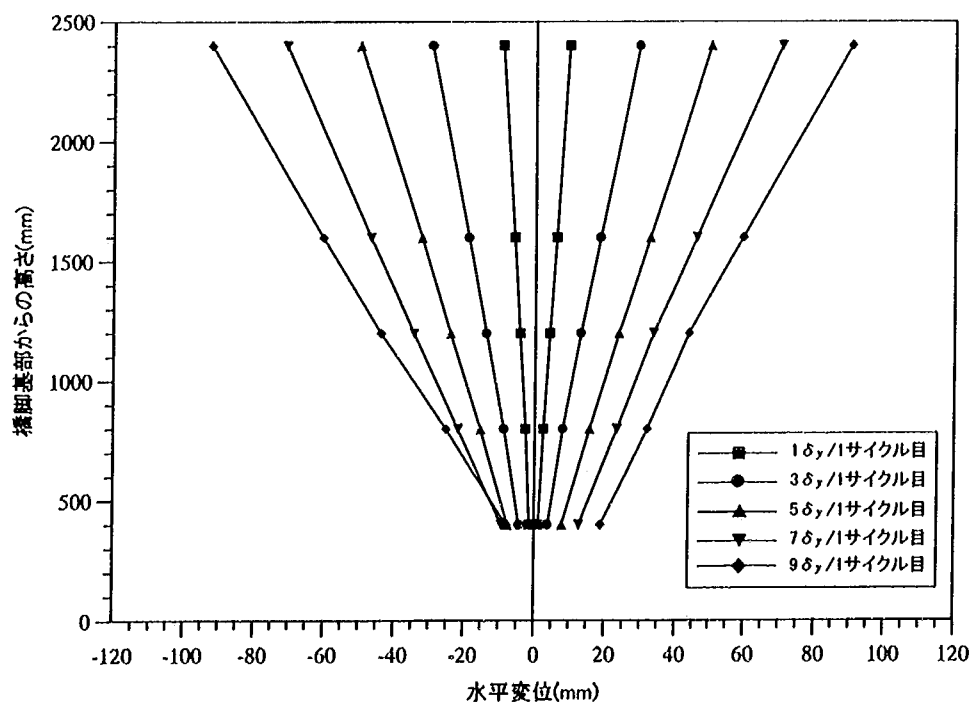


図-6.19 S 1 供試体の水平変位の高さ方向分布

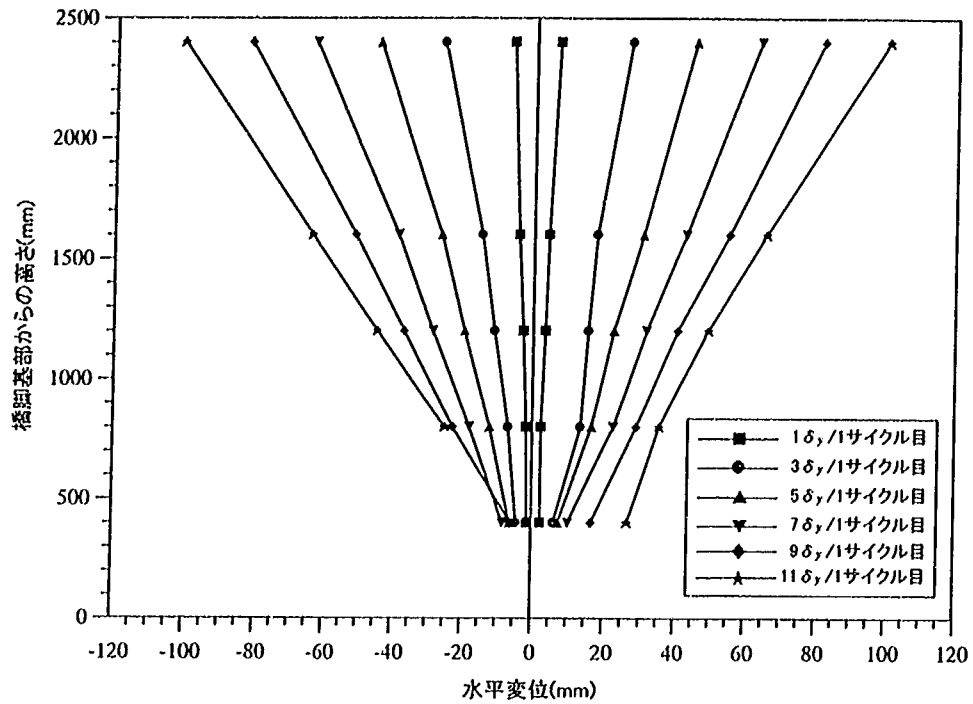


図-6.20 S 2 供試体の水平変位の高さ方向分布

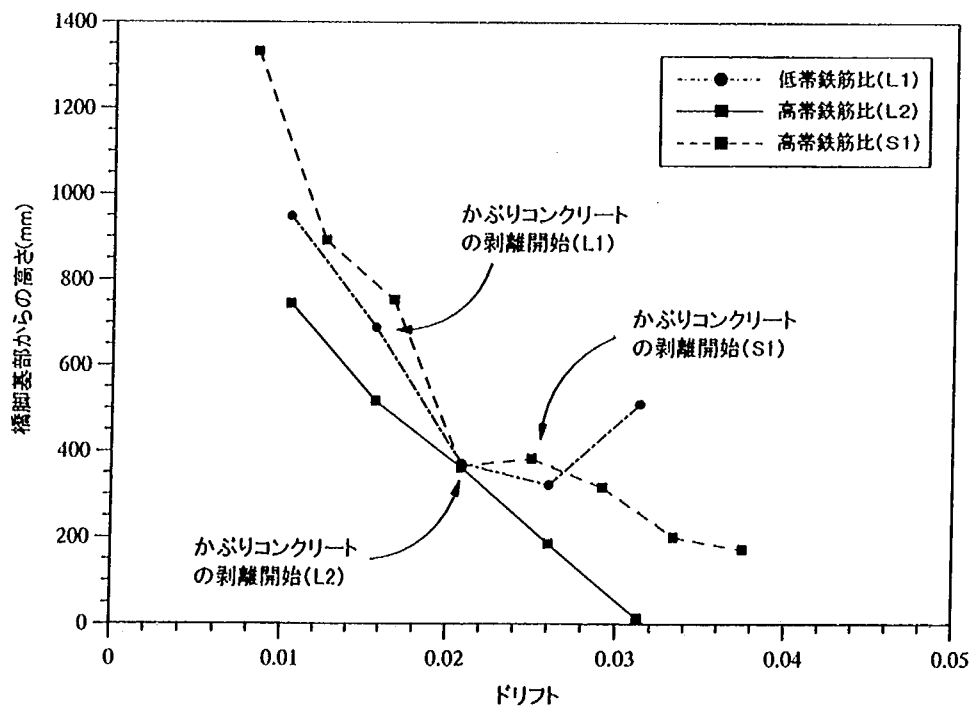


図-6.21 塑性回転の中心位置

第7章 軸方向鉄筋の伸び出し

7. 1 軸方向鉄筋のフーチング内部へのひずみの進展

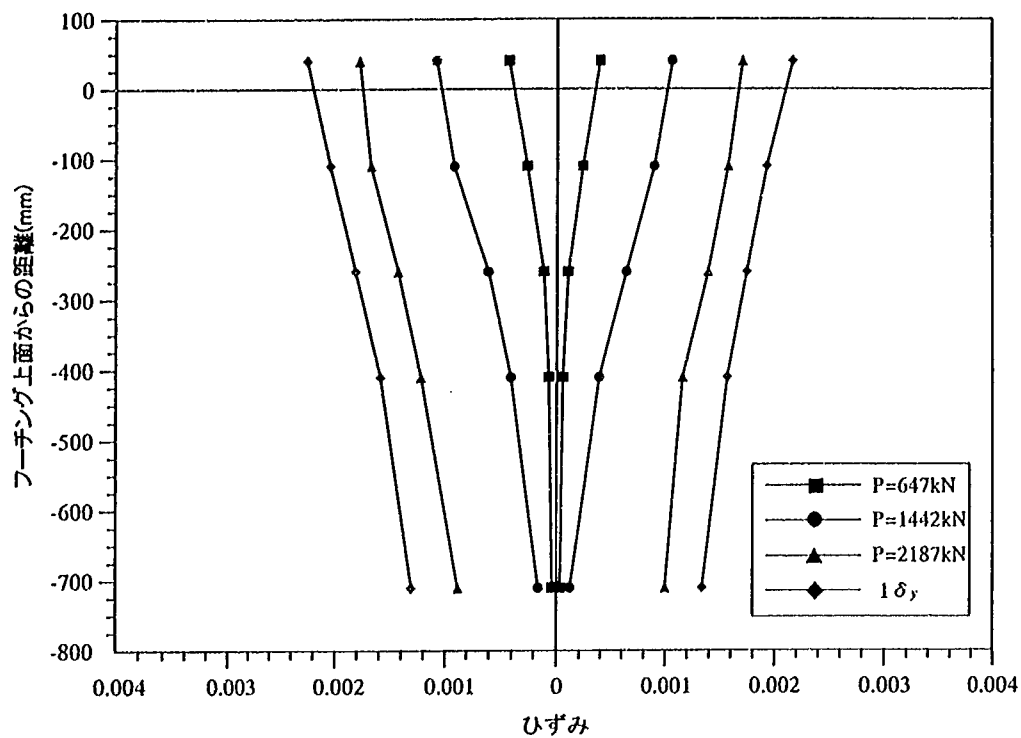
橋脚基部において、軸方向鉄筋の伸び出しにより回転変形が生じるのは、軸方向鉄筋の引張りひずみがフーチング内部にまで進展するためである。したがって、軸方向鉄筋の伸び出しに関する検討では、フーチング内での軸方向鉄筋のひずみ分布を把握することが重要である。図-7.1~7.5 は、各供試体のフーチング内部における軸方向鉄筋のひずみ分布を各載荷ステップ毎に示したものである。ここで、小型供試体に対する実験においては、ひずみ計測システムの設定の問題から、ひずみ計測の出力値が0.0123 程度で上限となっている。したがって、実際には0.0123 よりも大きなひずみが生じていても、図中にはその値を0.0123 としてプロットしていることに注意する必要がある。

L 1 ~ L 3 供試体では、降伏耐力のおよそ半分程度の載荷までは、軸方向鉄筋のひずみが基部から概ね直線的に減少し、フーチング上面から 710mm (軸方向鉄筋径のおよそ 20 倍) の断面においてほぼ収束している。しかし、降伏耐力のおよそ $3/4$ の水平力による載荷では、その断面におけるひずみが増大し始めていることがわかる。本実験では、フーチング上面から 710mm 下方の断面までしかひずみゲージを貼付していなかったため、これ以深のひずみ分布はわからないが、弾性ひずみレベルではあるが、軸方向鉄筋のひずみがさらに深い断面にまで進展したものと考えられる。軸方向鉄筋が橋脚基部で降伏した後は、曲げ変形の増加とともに、塑性ひずみの生じる範囲が徐々に深くなっている。L 1 供試体では、フーチング上面から 710mm 下方の断面では最終的に降伏ひずみ程度までの変形で抑えられているが、橋脚部の拘束効果を高めた L 2 及び L 3 供試体ではその断面にまで塑性ひずみが進展していることがわかる。また、フーチング上面から 410mm 下方の断面で比較しても、ひずみが L 1 供試体よりも大きくなっており、橋脚基部の拘束効果を高めると、軸方向鉄筋のひずみの塑性化がより深い範囲まで進展する傾向が見られる。

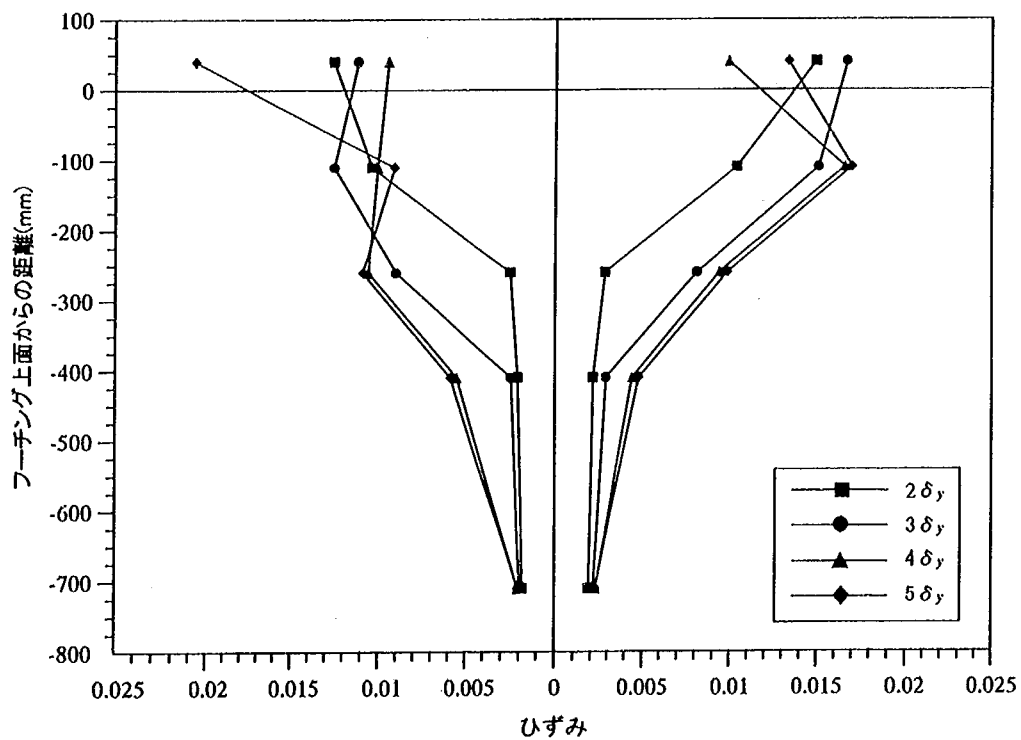
一方、S 1 及び S 2 供試体では、軸方向鉄筋が降伏するまでは、いずれもフーチング内においてひずみが直線的に低減しており、フーチング上面から 200~250mm (軸方向鉄筋径の 20~25 倍) 下方の断面で収束している。軸方向鉄筋が降伏した以降については、実際に生じた塑性ひずみが計測できなかったため、定量的なひずみ分布としてはわからないが、S 1 供試体ではフーチング上面から 150mm 下方の断面以深では塑性ひずみは生じてなく、塑性ひずみの進展は 100~150mm の深さの断面までと考えられる。したがって、断面寸法の異なる L 2 供試体と比較すると、塑性ひずみが進展する深さは、相対的に S 1 供試体の方が小さいことがわかる。また、鋼板拘束した S 2 供試体では、最終的にフーチング上面から 200mm 以深にまでひずみの塑性化が進展している。

このように、大型供試体と小型供試体ではフーチング内における軸方向鉄筋のひずみ分布に有意な差が認められた。フーチング内部への軸方向鉄筋のひずみの進展性状を考察する上で重要な指標となる軸方向鉄筋径や軸方向鉄筋間隔、フーチングのコンクリート強度は、表-2.3 ならびに表-2.5 に示

されるように、概ね相似則に基づいて小型供試体が設計されている。したがって、ひずみ分布に違いが生じたのは断面寸法の影響によるものと考えられるが、その他の原因としては、フーチング厚さの違い、すなわち軸方向鉄筋の定着長の違いやフーチング固定のために付与されている鉛直方向のプレストレス量の違いが挙げられる。本実験では、フーチングの厚さは、軸方向鉄筋の必要定着長を確保した上で、供試体重量や載荷装置のセッティング上の制約から決定している。そのため、軸方向鉄筋の定着長の余裕度には結果として両供試体間で差が生じており、その差がフーチング内での軸方向鉄筋のひずみ分布に影響を及ぼしていることも考えられる。また、フーチング固定のために、鉛直方向にP C鋼棒によりプレストレスを導入しているが、プレストレスによりコンクリートの付着強度が高まり、フーチング内部における軸方向鉄筋のひずみ分布に影響を与えていることも考えられる。この影響はプレストレスをフーチング水平方向に導入した場合の方が顕著であるが、鉛直方向へのプレストレスであっても柱断面付近において導入した場合、多少なりとも軸方向鉄筋のひずみ分布に影響を及ぼしているのではないかと推定される。これらの考察については、今回の実験からは明確な結論付けができないが、実験データを評価する上では注意しておく必要があると考えられる。

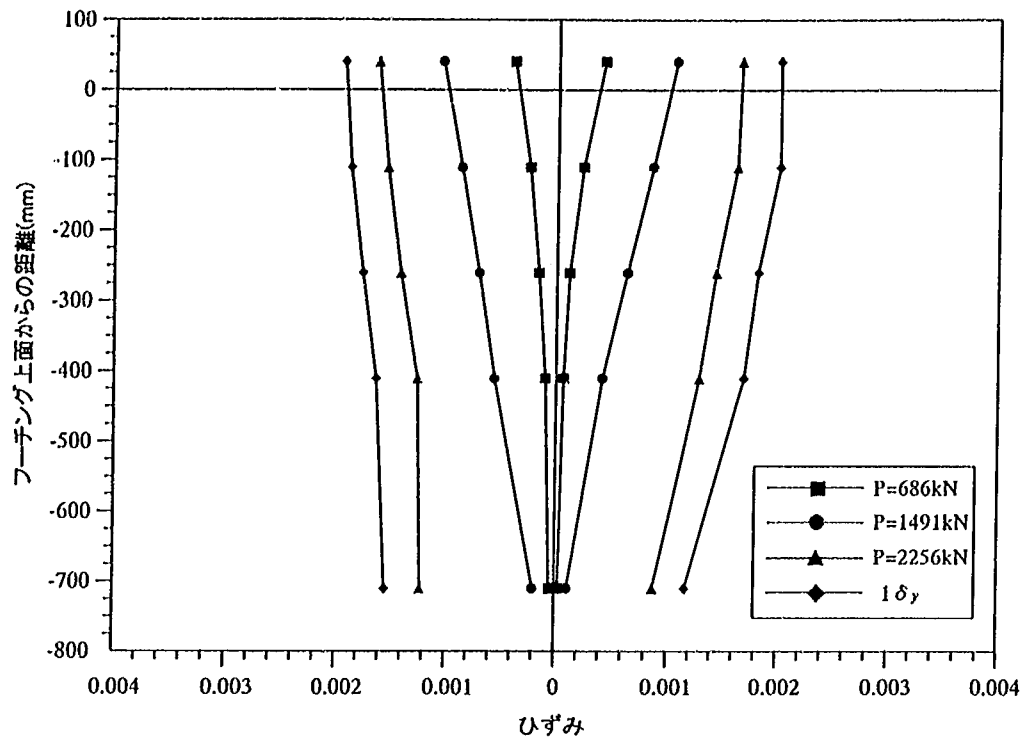


(a)弾性変形時

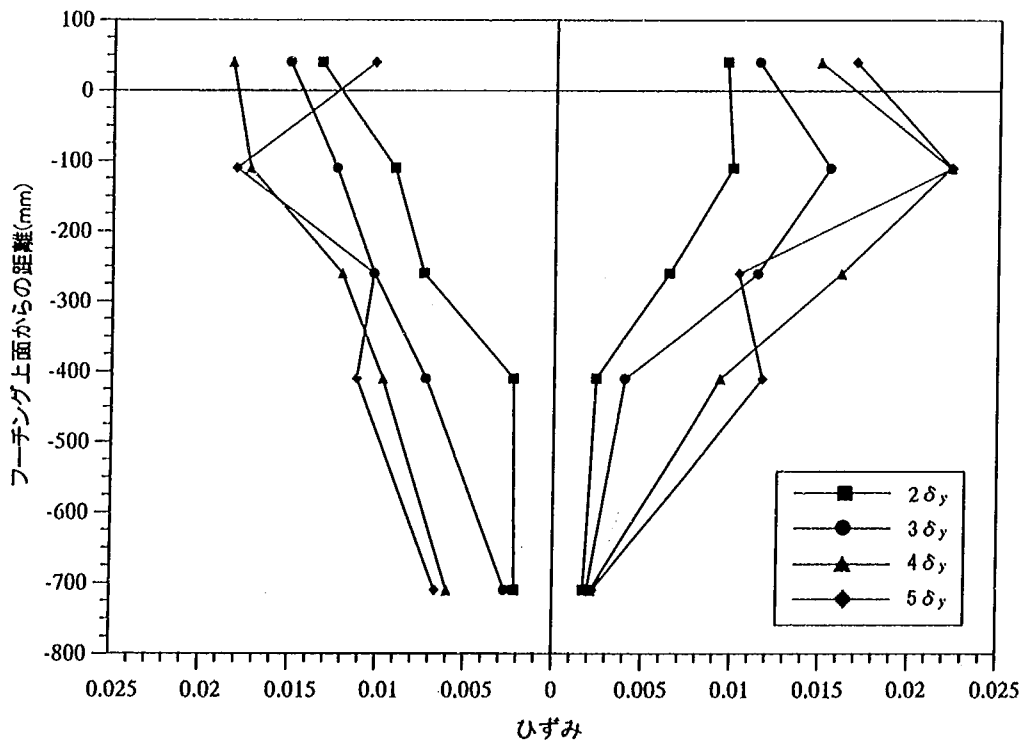


(b)塑性変形時

図-7.1 フーチング内における軸方向鉄筋のひずみ分布 (L 1 供試体)

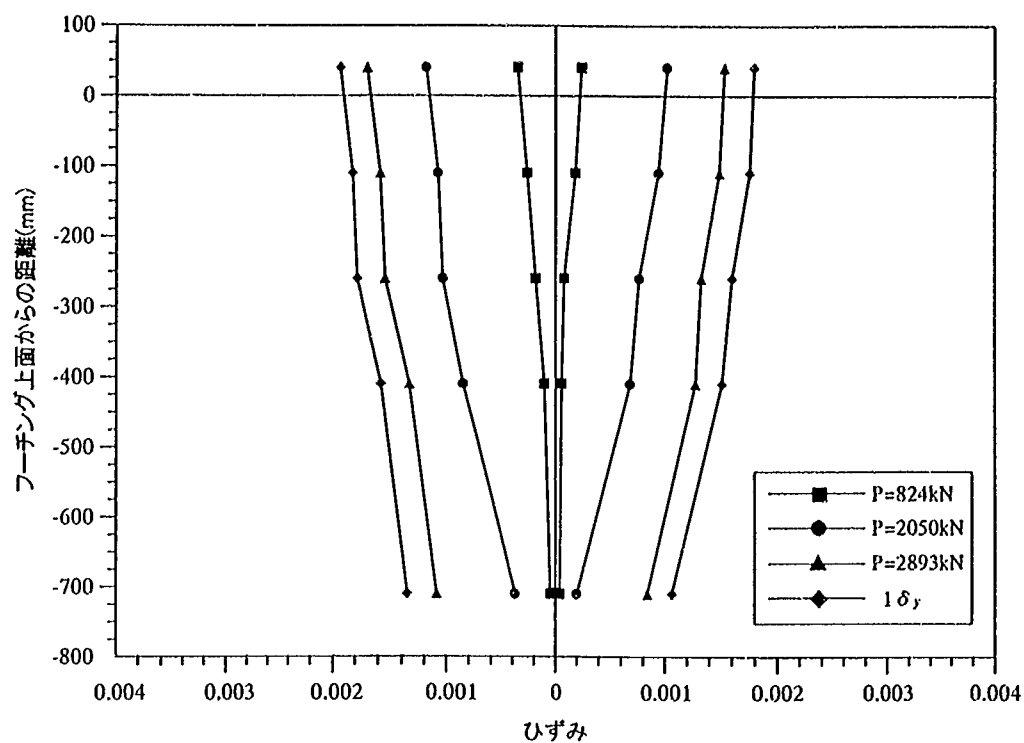


(a)弾性変形時

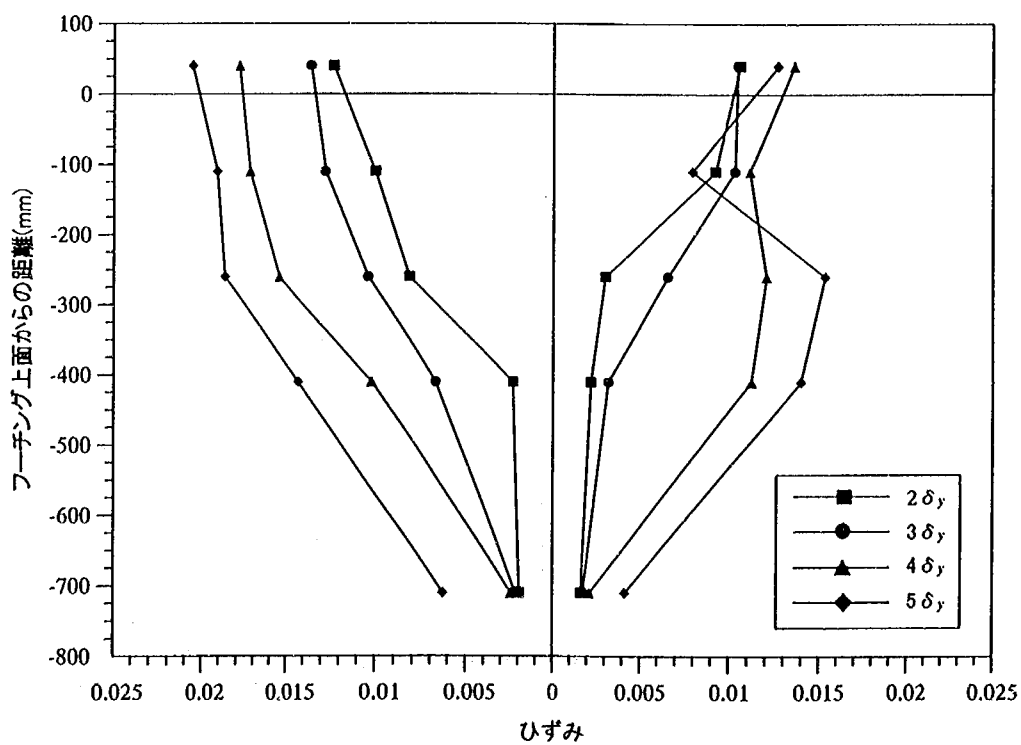


(b)塑性変形時

図-7.2 フーチング内における軸方向鉄筋のひずみ分布 (L 2 供試体)

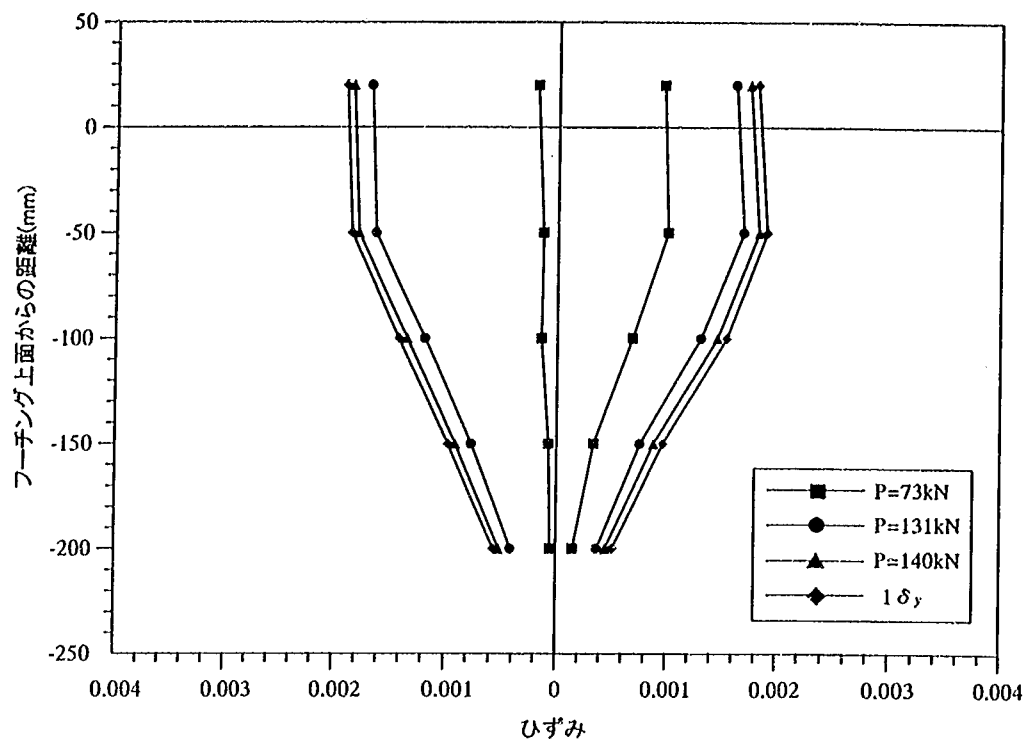


(a)弾性変形時

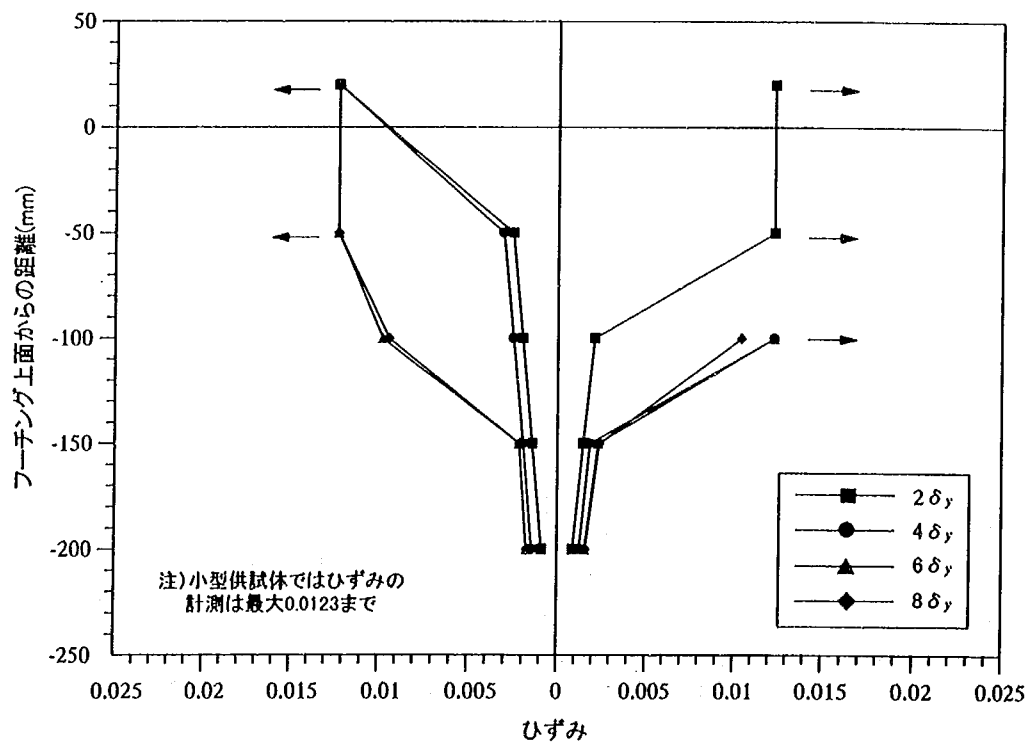


(b)塑性変形時

図-7.3 フーチング内における軸方向鉄筋のひずみ分布 (L 3 供試体)

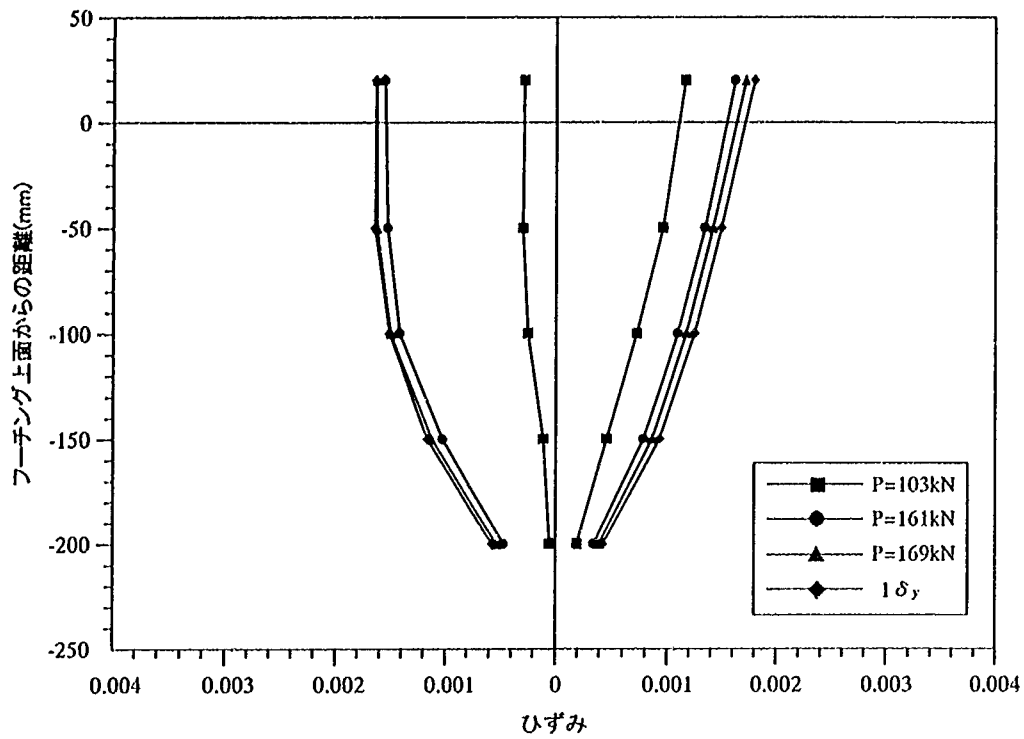


(a)弾性変形時

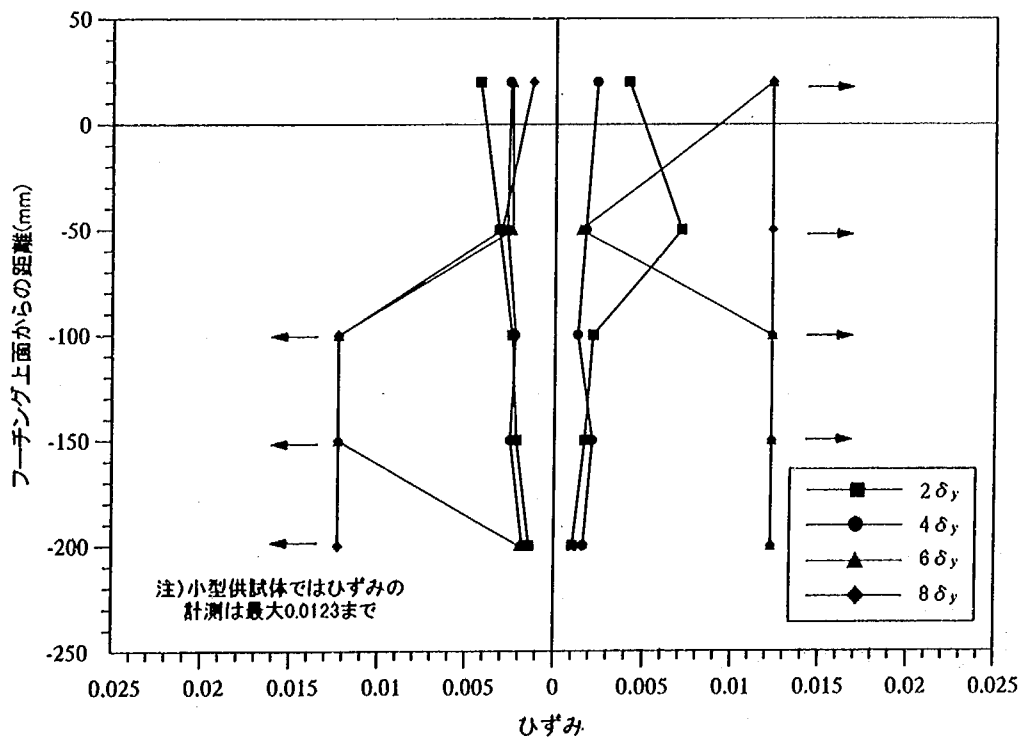


(b)塑性変形時

図-7.4 フーチング内における軸方向鉄筋のひずみ分布 (S 1 供試体)



(a)弾性変形時



(b)塑性変形時

図-7.5 フーチング内における軸方向鉄筋のひずみ分布 (S 2 供試体)

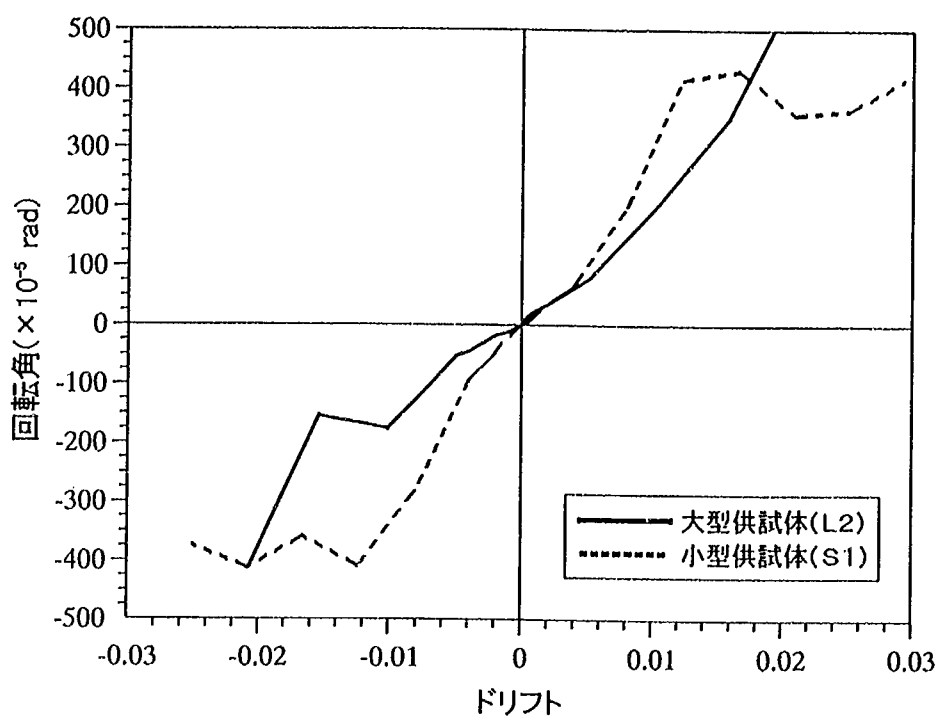
7. 2 基部における軸方向鉄筋の伸び出しによる回転角と橋脚のドリフトの関係

図-7.6 及び図-7.7 は軸方向鉄筋の伸び出しによる橋脚基部の回転角とドリフトの関係を各供試体間で比較して示したものである。ここで、橋脚基部の回転角は、2. 6 で示したように、フーチング上面とL 1 及びL 2 供試体では基部から高さ 40mm の断面、S 1 供試体では基部から高さ 36mm の断面間の相対変位を計測することにより算出した。この変位計測区間は、柱断面部に生じる曲率が計測値に含まれないように、可能な限り短くしている。また、鋼板拘束供試体では、フーチング上面とH 形鋼中心点の間の相対変位を計測しているため、計測値には、軸方向鉄筋の伸び出しによる変位と、鋼板下端部の間隙長（L 3 供試体で 100mm、S 2 供試体で 25mm）区間に生じる曲げ変形による変位が共存していることに注意する必要がある。

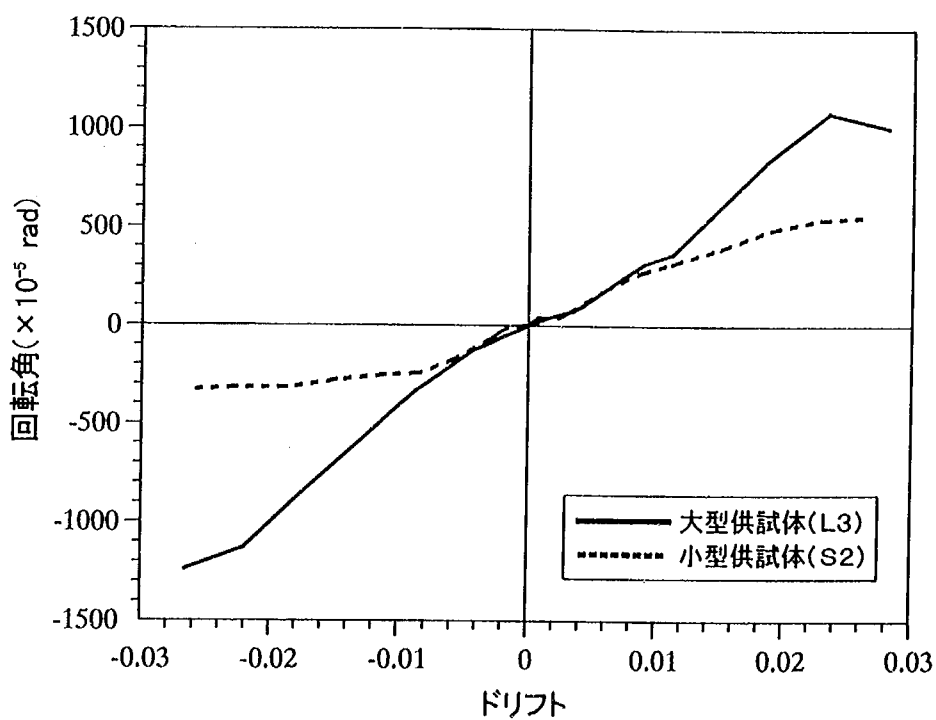
まず、拘束効果の高いL 2 供試体とS 1 供試体を比較すると、回転角の計測された範囲内においては、L 2 供試体ではドリフトの増加とともに基部での回転角も大きくなっているが、S 1 供試体ではドリフトが 0.012 程度までは基部での回転角が増加しており、その値はL 2 供試体よりも大きくなっている。そして、ドリフトが 0.012 以降 0.03 の範囲までは、基部での回転角はドリフトの大きさによらずおよそ 0.004rad で一定となっている。前節で示した軸方向鉄筋のフーチング内でのひずみ分布の挙動から判断すると、L 2 供試体においてドリフトの増加とともに基部での回転角が大きくなっているのは、軸方向鉄筋に発生する塑性ひずみが増大したためだけでなく、その生じる範囲が曲げ変形の増加とともに深くなっているためと考えられる。一方、S 1 供試体では、軸方向鉄筋に生じる塑性ひずみの範囲がフーチング上面から 100～150mm 下方の断面までとなっており、橋脚基部の回転角の増大は、主としてこの範囲の領域における軸方向鉄筋に生じた塑性ひずみの増加によるものである。したがって、軸方向鉄筋の伸び出し変位は、フーチング内で軸方向鉄筋に生じたひずみの積分値であることを踏まえると、橋脚基部での回転角とドリフトの関係において、L 2 供試体とS 1 供試体でその挙動に違いが認められるのは、フーチング内での軸方向鉄筋のひずみ分布に有意な差が生じたためと考えられる。

一方、鋼板で拘束されたL 3 供試体とS 2 供試体を比較すると、ドリフトが 0.01 までの範囲では基部の回転角は両供試体でよく一致しているが、それよりも大きな変形を与えると回転角はL 3 供試体の方が大きくなっていることがわかる。これは、図-3.5 に示したように、S 2 供試体では 0.015 程度のドリフトが与えられた時からH 形鋼上部の鋼板にはらみだしが生じ始め、これにより塑性ヒンジ領域がH 形鋼上部へと広がっていったのに対し、L 3 供試体ではH 形鋼部と鋼板下端の間隙部に主たる損傷が生じたために、軸方向鉄筋のひずみの塑性化が基部に集中して発生したためと考えられる。したがって、両供試体間の違いは、破壊モードの違いに起因するものと言える。

また、拘束条件の異なる大型供試体 3 体を比較すると、拘束効果を高めると基部での回転角が大きくなることがわかる。このような傾向は軸方向鉄筋が降伏した後において顕著である。前節で述べたように、橋脚基部で軸方向鉄筋が降伏するまではひずみ分布が 3 供試体でほぼ等しいが、変形がさらに大きくなると、拘束効果の高い供試体の方がより広い範囲で大きな塑性ひずみが生じていることに



(a)高拘束供試体の比較



(b)鋼板拘束供試体の比較

図-7.6 基部の回転角とドリフトの関係に及ぼす断面寸法の影響

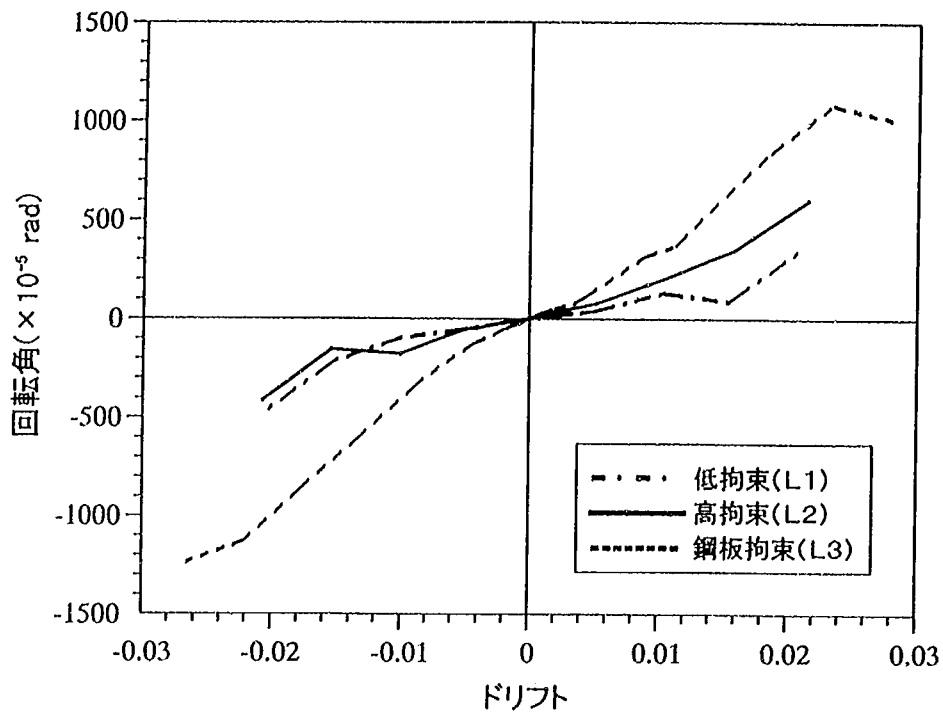


図-7.7 基部の回転角とドリフトの関係に及ぼす拘束条件の影響

よるものである。なお、鋼板拘束供試体における回転角の計測値には、鋼板下端の間隙部における曲げ変形も含まれており、他の2体と単純に軸方向鉄筋の伸び出しを比較できないが、図-7.3に示したフーチング内における軸方向鉄筋のひずみ分布から判断しても、L1供試体よりも大きな伸び出し変位が生じているものと推定される。一般に、軸方向鉄筋の伸び出しは、式(1.5)~(1.9)にも示したように、軸方向鉄筋径やその間隔、フーチングの強度等によって評価されているが、柱断面部の帯鉄筋や鋼板等による拘束力によっても軸方向鉄筋の伸び出し変位が変化するのは興味深い結果である。

7. 3 橋脚基部における曲げモーメントと回転角の関係

図-7.8~7.12 は、各供試体の橋脚基部における曲げモーメント-回転角関係の履歴曲線を示したものである。前節でも述べたとおり、鋼板拘束したL 3 及びS 2 供試体の回転角には、軸方向鉄筋の伸び出しによる回転と鋼板下端に設けられた間隙部の曲げ変形による回転が含まれている。

まず、帯鉄筋に関する条件だけが異なるL 1 供試体とL 2 供試体を比較すると、L 2 供試体では回転角が多少正側の方へ残留している傾向が見られるが、履歴特性としては比較的よく似た挙動である。鋼板補強したL 3 供試体では、鋼板下端の間隙部に集中して損傷が生じたため、エネルギー吸収の大きい履歴曲線となっている。一方、小型のS 1 供試体では、大型供試体（L 2 供試体）と比較して安定した履歴曲線となっており、エネルギー吸収能の高い挙動を示していることがわかる。また、鋼板補強したS 2 供試体では、H形鋼上部の鋼板の方へと主たる損傷の領域が移動したことにより、1 サイクルの载荷の途上において、基部の断面と損傷の生じた断面との間で回転変形の再分配が行われ、その結果として履歴曲線は複雑な挙動となっている。

これらの履歴曲線の包絡線を各供試体間で比較した結果が図-7.13 である。なお、ここでは、単に大型供試体と小型供試体の相対的な比較を行うだけの目的で、相似則に基づいて、小型供試体の曲げモーメントの実測値を $s^3 (=4.0)$ 倍して補正している。高拘束及び鋼板拘束いずれの場合においても、包絡線として比較すると、断面寸法による違いは顕著には見られないことがわかる。また、大型供試体において、低拘束と高拘束の場合を比較しても、包絡線の挙動はほぼ一致している。

しかしながら、前述したように、エネルギー吸収という観点からは、各供試体間には有意な差があるものと考えられる。そこで、曲げモーメント-曲率関係の履歴曲線より、各载荷ステップにおける基部の回転による履歴吸収エネルギーを算定した。その結果を表-7.1 に示す。ここで、履歴吸収エネルギーは、図-4.7 に示した手法に基づいて算出している。断面寸法の違うL 2 供試体とS 1 供試体より、基部の回転による履歴吸収エネルギーに関するスケールファクターの実験値を算出すると、全体的に理論値である 4.0 を下回っている傾向がある。これは、小型供試体における履歴吸収エネルギーの方が相対的に大きいことを意味している。また、鋼板補強したL 3 供試体とS 2 供試体の履歴吸収エネルギーから求められるスケールファクターの実験値は、逆に 4.0 を大きく上回っている。これは、破壊モードの違いにより、大型供試体では基部に損傷が集中し、相対的に吸収エネルギーが大きくなったためである。

また、図-7.14~7.18 は、表-4.1 に示した履歴吸収エネルギーを基部の回転による吸収エネルギーと柱断面部の曲げ変形による吸収エネルギーに分離して示したものである。ここで、柱断面部の曲げ変形による吸収エネルギーは、表-4.1 に示される各载荷ステップにおける全体系の吸収エネルギーから表-7.1 に示した基部の回転による吸収エネルギーを差し引いて求めた。そして、柱の変形（ドリフト）と全吸収エネルギーに対する基部の回転による吸収エネルギーの比率の関係を各供試体間で比較した結果が図-7.19 である。高拘束供試体では、全吸収エネルギーに占める基部の回転による吸収エネルギーの比率は、ドリフトの増加とともに低減する傾向がある。また、大型供試体と小型供試体で

基部の回転による吸収エネルギーの比率を比較すると、特に塑性変形の小さい段階において小型供試体の方が大きくなっている。前述したように、両供試体では、基部における曲げモーメントー曲率関係の包絡線はほぼ等価であったが、吸収エネルギーにはこのような違いが生じていることに注意が必要である。一方、鋼板拘束した場合には、基部に損傷が集中した大型供試体では、基部の回転による吸収エネルギーの比率が最大でおよそ 80% であった。通常の鉄筋コンクリート構造の L 1 供試体や L 2 供試体ではその比率が 20~30% 程度であることを踏まえると、曲げ耐力制御式鋼板巻立て工法では、軸方向鉄筋の伸び出しと基部に設けられた高さ 100mm の鋼板間隙区間における曲げ変形だけで高いエネルギーを吸収していることがわかる。また、破壊モードの違いにより小型供試体では基部の回転による吸収エネルギーの比率が小さくなっている。

なお、軸方向鉄筋に関する帯鉄筋比の違う L 1 供試体と L 2 供試体を比較すると、拘束効果の高い L 2 供試体の方が基部の回転による吸収エネルギーの比率が高いことがわかる。これは、それだけ軸方向鉄筋に蓄積されるひずみエネルギーが大きいことを示している。このように、両供試体では軸方向鉄筋に関する条件は全く同一であるにも関わらず、軸方向鉄筋の伸び出しによる基部での回転変形特性には違いが認められる。

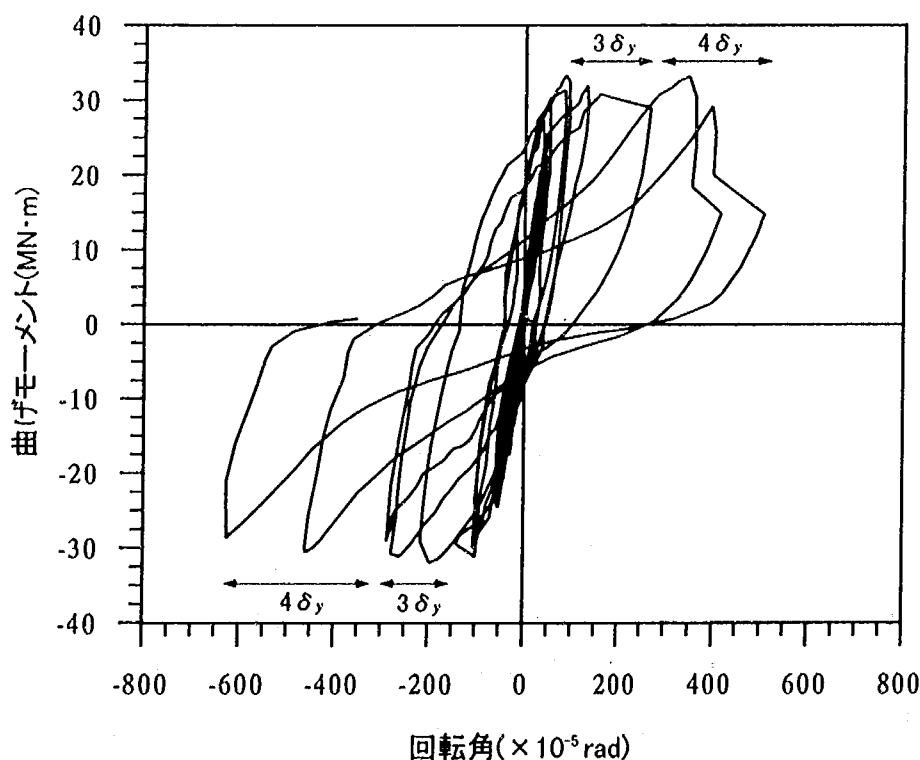


図-7.8 L 1 供試体の曲げモーメントー回転角関係の履歴曲線

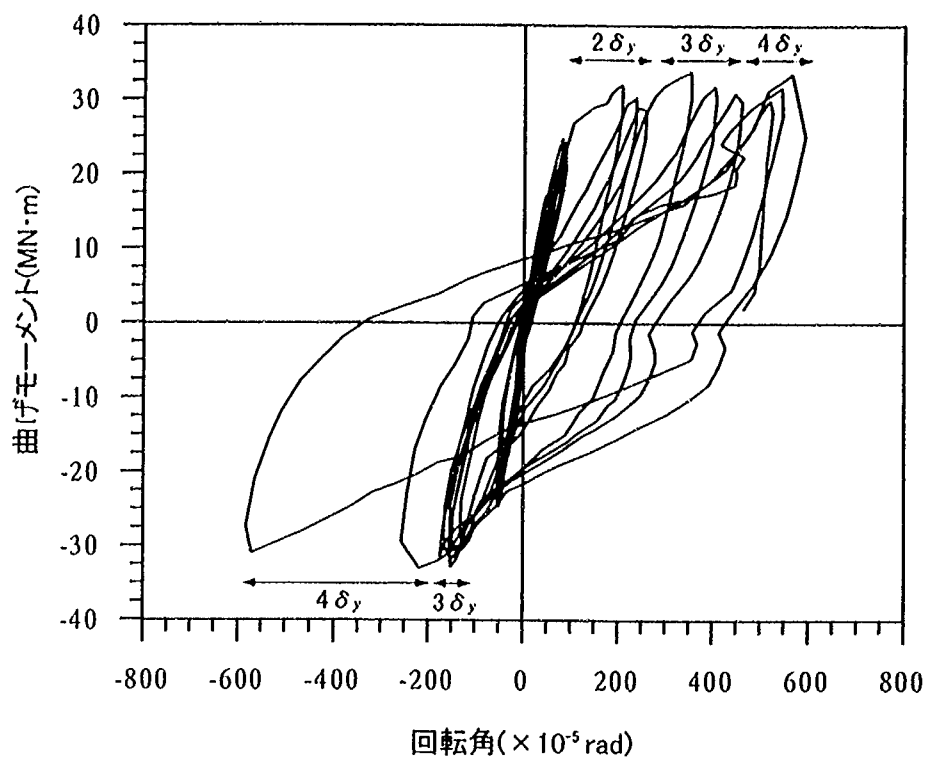


図-7.9 L2 供試体の曲げモーメント-回転角関係の履歴曲線

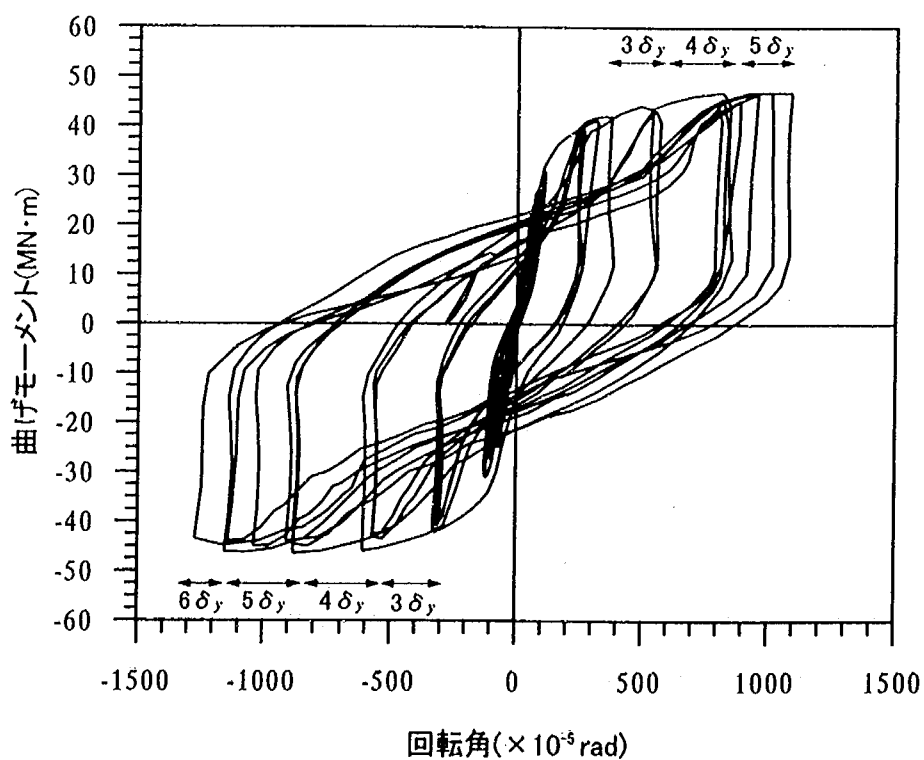


図-7.10 L3 供試体の曲げモーメント-回転角関係の履歴曲線

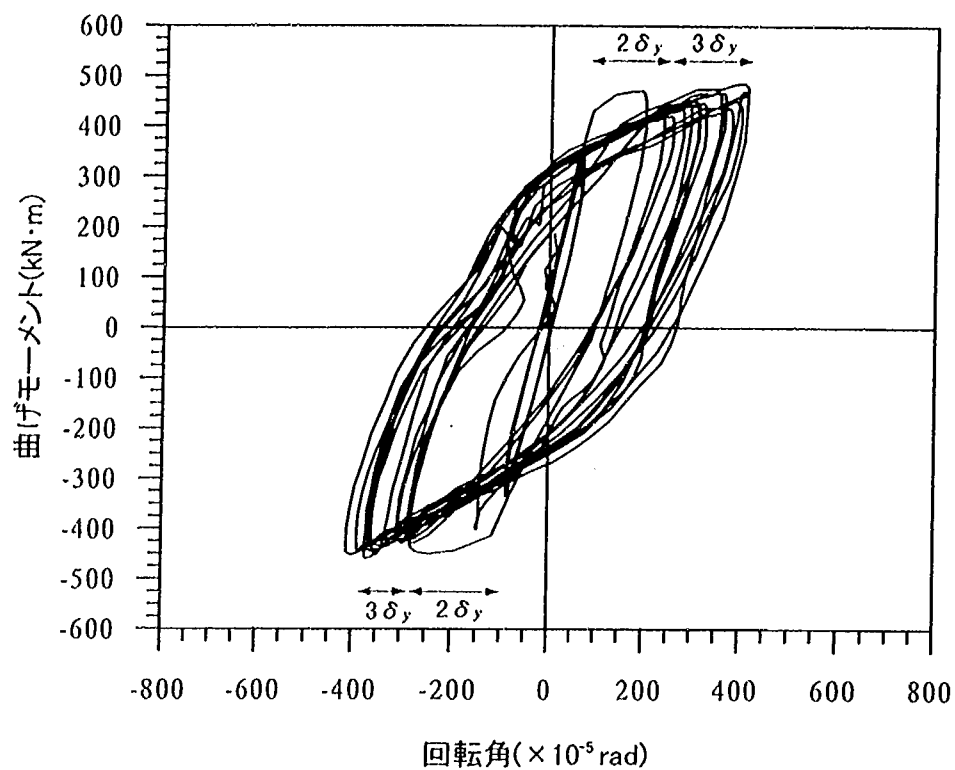


図-7.11 S 1 供試体の曲げモーメント-回転角関係の履歴曲線

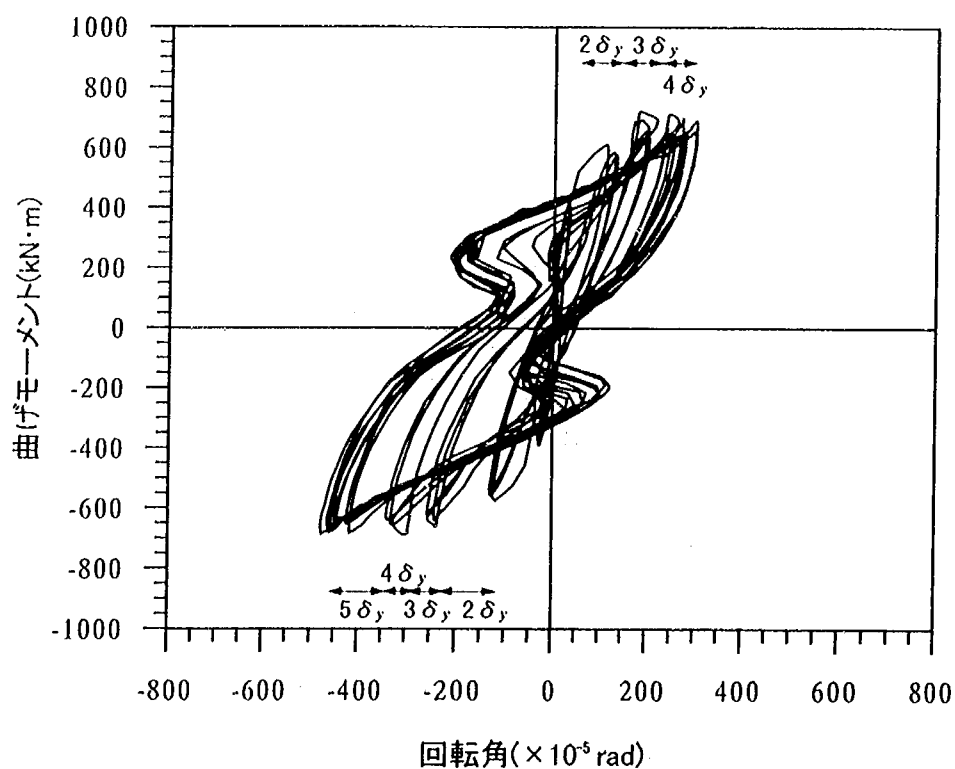
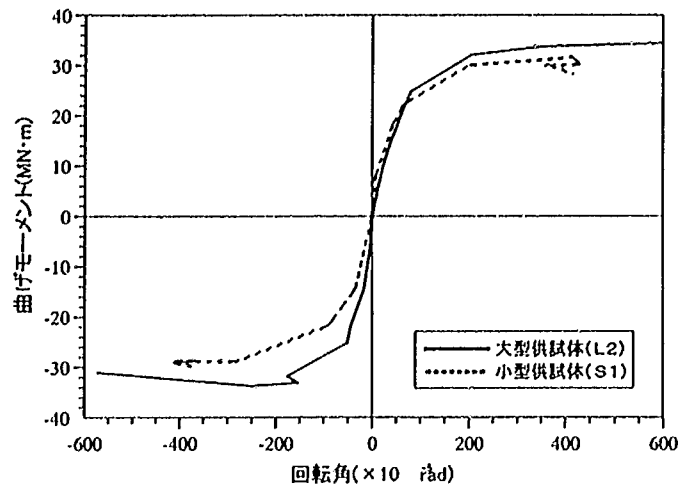
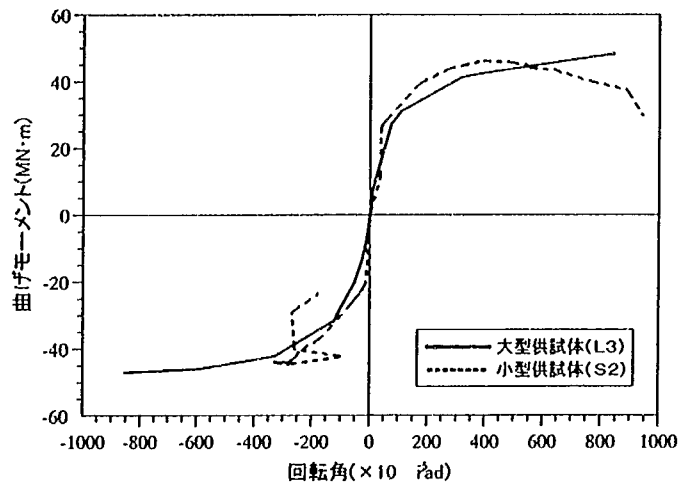


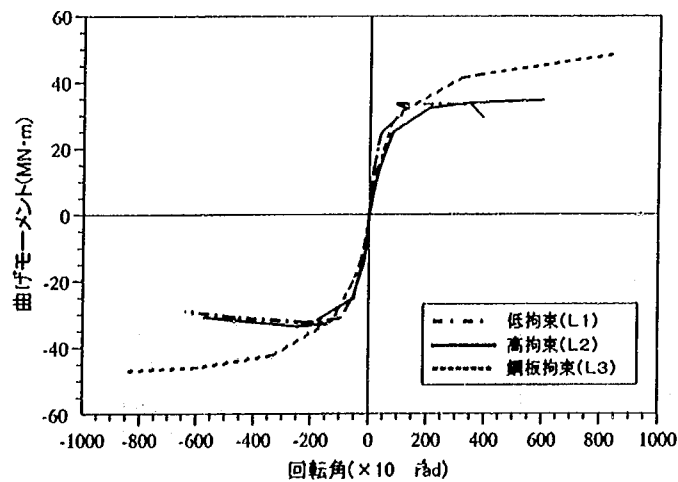
図-7.12 S 2 供試体の曲げモーメント-回転角関係の履歴曲線



(a)高拘束条件における断面寸法の影響



(b)鋼板拘束におけるの断面寸法の影響



(c)拘束条件の影響

図-7.13 曲げモーメントー回転角関係の包絡線の比較

表-7.1 基部の回転による履歴吸収エネルギー

じん 性率	繰返 回数	大型供試体 (kJ)			小型供試体 (kJ)		スケールファクター	
		L 1 供試体 (a)	L 2 供試体 (b)	L 3 供試体 (c)	S 1 供試体 (d)	S 2 供試体 (e)	$(b/d)^{1/3}$	$(c/e)^{1/3}$
1	1	5.821	9.253	17.950	0.154	0.118	3.92	5.34
	2	4.457	7.529	9.163	0.149	0.113	3.70	4.33
	3	4.817	7.815	8.758	0.133	0.114	3.88	4.25
2	1	29.596	68.724	205.744	1.590	1.096	3.51	5.73
	2	28.600	51.200	135.007	1.555	1.153	3.20	4.89
	3	24.326	54.290	128.474	1.375	1.064	3.41	4.94
3	1	74.724	108.648	365.780	2.891	0.706	3.35	8.03
	2	90.360	106.401	422.617	2.456	1.019	3.51	7.46
	3	125.953	125.721	375.976	2.296	1.031	3.80	7.15
4	1	167.179	227.934	776.487	2.791	0.856	4.34	9.68
	2	142.714	205.243	652.696	2.488	1.702	4.35	7.26
	3			628.220	2.449	2.041		6.75
5	1			997.886	3.179	2.449		7.41
	2			738.623	2.769	2.706		6.49
	3			635.962	2.555	2.779		6.12
6	1			682.862	3.042	3.247		5.95
	2				2.140	3.096		
	3				1.397	3.150		
7	1				1.288	3.572		
	2				0.788	3.234		
	3				0.327	2.999		
8	1				0.740	2.886		
	2				0.730	2.199		
	3				0.727	0.047		
9	1					0.475		
	2					1.619		
	3					2.393		
10	1					3.227		
	2					2.454		
	3					2.680		

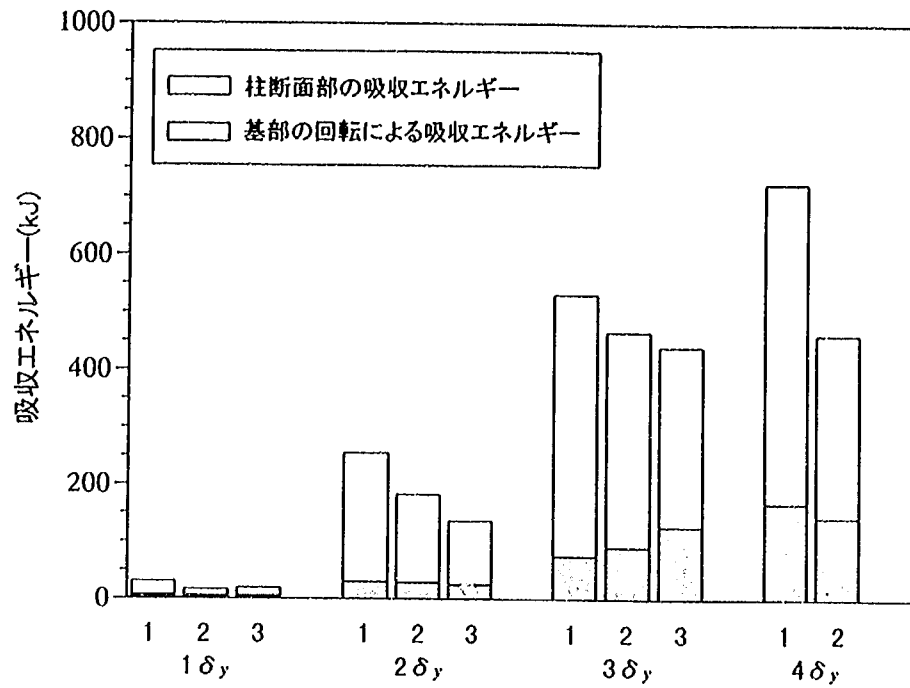


図-7.14 L 1 供試体における履歴吸収エネルギーの内訳

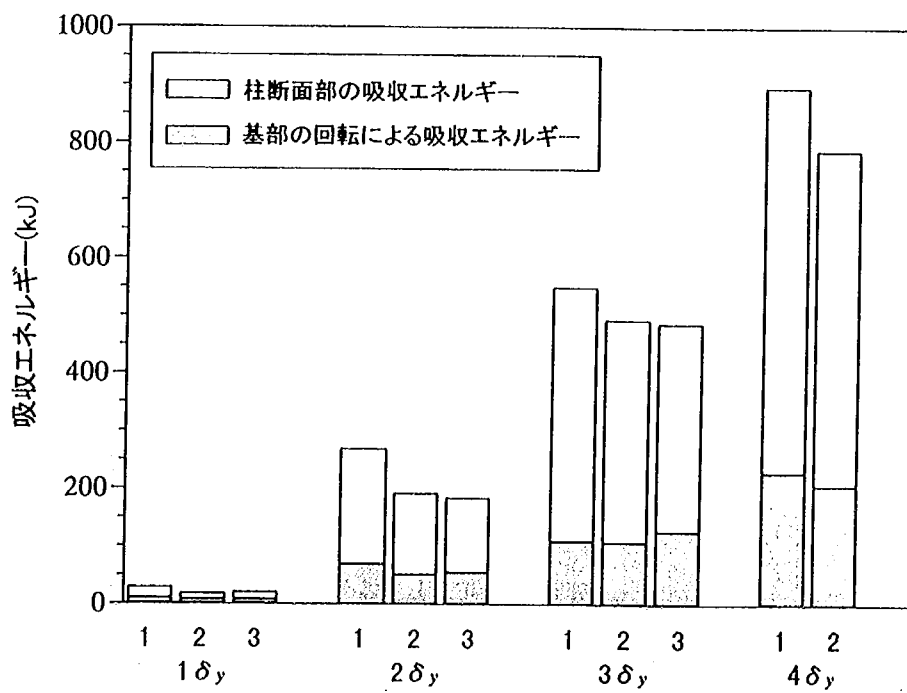


図-7.15 L 2 供試体における履歴吸収エネルギーの内訳

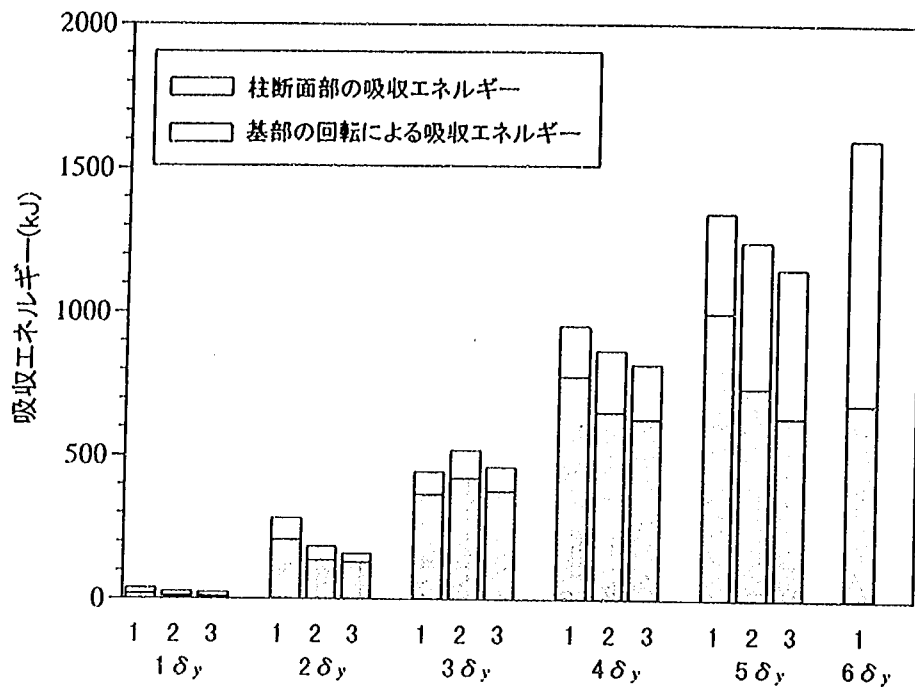


図-7.16 L3供試体における履歴吸収エネルギーの内訳

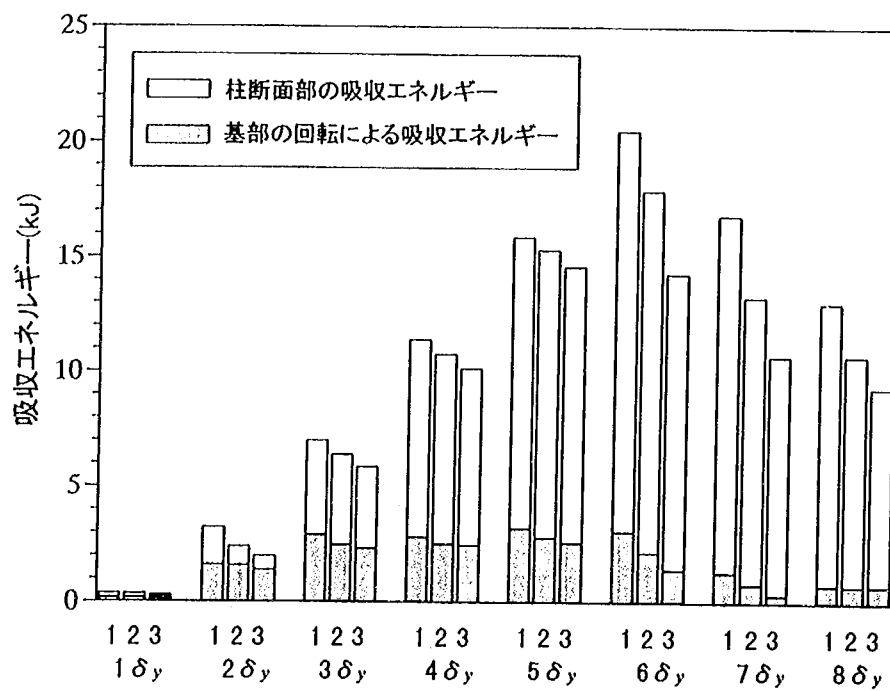


図-7.17 S1供試体における履歴吸収エネルギーの内訳

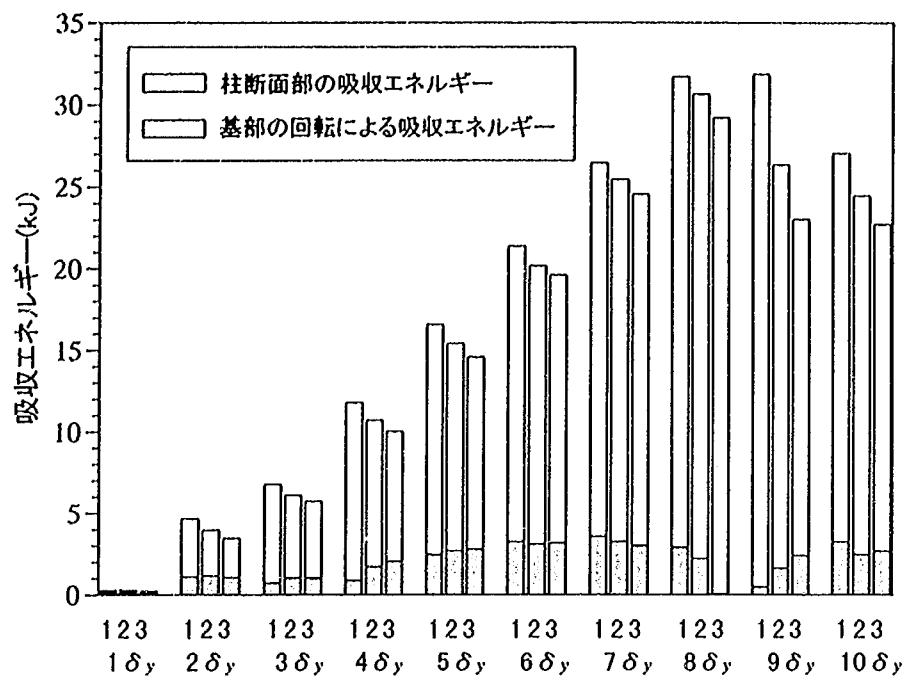
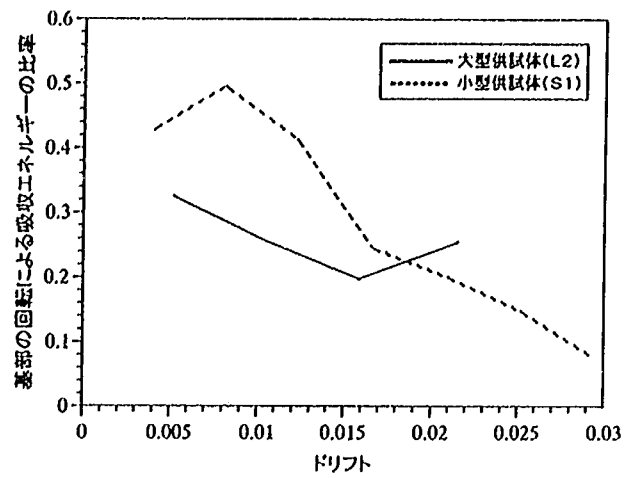
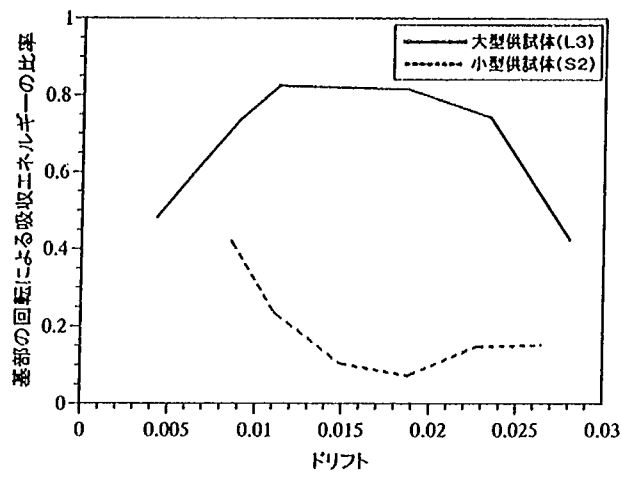


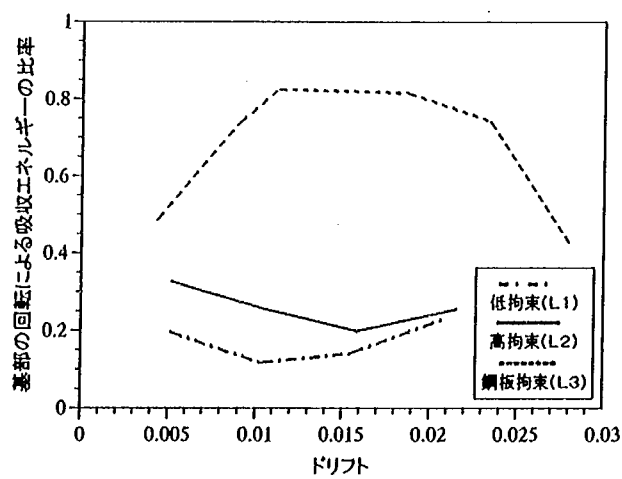
図-7.18 S 2 供試体における履歴吸収エネルギーの内訳



(a)高拘束供試体における断面寸法の影響



(b) 鋼板拘束供試体における断面寸法の影響



(c)大型供試体における拘束条件の影響

図-7.19 基部の回転による吸収エネルギーの比率とドリフトの関係の比較

7. 4 橋脚基部の回転による水平変位と全水平変位の関係

単柱式橋脚の模型に対する正負交番載荷実験においては、一般に、載荷点で計測される水平変位に基づいてその耐震性能が評価されることが多いが、その水平変位の計測値には、前節で述べた軸方向鉄筋の伸び出しによる基部の回転に伴う水平変位も含まれている。そこで、載荷点における水平変位を、式(7.1)及び(7.2)により軸方向鉄筋の伸び出しによる変位と、柱断面部の曲げ変形による変位の2つに分解して断面寸法の影響を検討した。

$$\delta_0 = \theta \times L \quad (7.1)$$

$$\delta_\phi = \delta - \delta_0 \quad (7.2)$$

ここに、 δ_0 : 軸方向鉄筋の伸び出しによる水平変位

δ_ϕ : 柱断面部の曲げ変形による水平変位

δ : 載荷点において計測された水平変位

θ : 軸方向鉄筋伸び出しによる橋脚基部の回転角

L : 基部から載荷点までの高さ

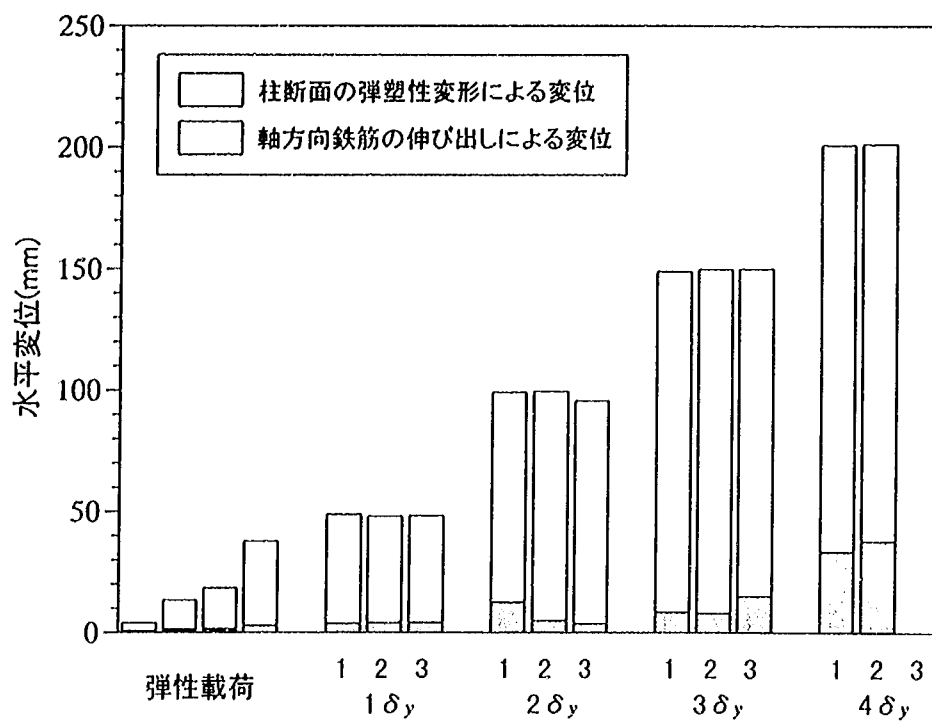
図-7.20~7.24 は各載荷ステップにおける軸方向鉄筋の伸び出しによる水平変位と柱断面部の曲げ変形による水平変位を分けて示したものである。また、各載荷ステップの1サイクル目における載荷点での水平変位に占める軸方向鉄筋の伸び出しによる水平変位の割合とドリフトの関係を各供試体間で比較した結果が図-7.25 である。ここで、実験データは、基部における回転角の計測が行えた範囲までを示している。

これより、伸び出しによる水平変位の比率は載荷変位の増大とともに変化しており、一定ではないことがわかる。まず、高拘束供試体において伸び出しによる水平変位の比率に及ぼす断面寸法の影響を見ると、大型供試体では正側載荷と負側載荷でその挙動に多少の違いはあるが、全体変位の増加とともに伸び出しによる水平変位も増大していることがわかる。一方、小型供試体では大型供試体と比較して伸び出しによる水平変位の比率が大きくなっており、最大で2倍程度の差が生じている。また、小型供試体では、ドリフトが0.01程度で伸び出しによる水平変位の比率が34%でピークとなり、その後比率の値が低下するような挙動となっている。これは、図-7.6に示したように、S1供試体では基部での回転角が約0.004radで頭打ちとなっており、全水平変位に占める割合としては小さくなったためである。このように、大型供試体と小型供試体では、全水平変位に占める軸方向鉄筋の伸び出しによる水平変位の割合が有意に異なっていると考えられる。これは回転角-ドリフト関係の違いによるものであるが、本章での考察を踏まえ、その根本的な原因を探ると、フーチング内における軸方向鉄筋のひずみ分布が両供試体間で異なっていたことに帰着される。

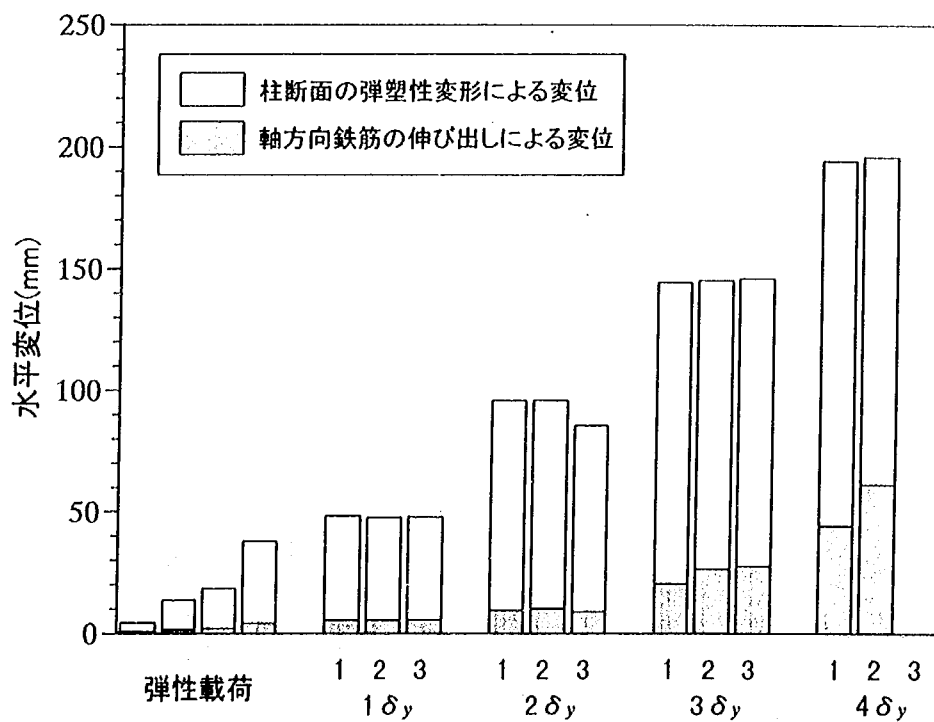
また、鋼板拘束した供試体において断面寸法の影響に着目すると、大型供試体の方が伸び出し変位の比率が大きいことがわかる。これは、前述したように、小型供試体ではH形鋼上部で鋼板のはらみだしが生じ、断面の塑性ヒンジ化が上方への進展したのに対して、大型供試体では基部に設けられた

鋼板の間隙部とその上方のH形鋼部に主たる損傷が生じ、その結果として基部の回転角が大きくなったものである。したがって、大型供試体と小型供試体の挙動の違いは直接的には破壊モードの違いによるものと考えられるが、3. 7での考察を踏まえると、その根本的な原因は、小型供試体におけるH形鋼の断面剛性が相対的に大型供試体の2倍程度大きく、両供試体のスケールファクターに有意な差があったためと考えられる。

一方、拘束条件の違いの影響を大型供試体に対する結果から見ると、帯鉄筋比の高いL 2 供試体における伸び出しによる変位の割合は、帯鉄筋比の低いL 1 供試体よりも全体的に高くなっており、断面の拘束力を高めると伸び出しによる変位の割合が大きくなることを示している。このような傾向は、前述したように、全吸収エネルギーに対する基部の回転による吸収エネルギーの比率という観点から整理した結果とも一致する。また、曲げ耐力制御式鋼板補強されたL 3 供試体では、軸方向鉄筋の伸び出しによる回転と断面基部に設けられた 100mm の間隙部の曲げ変形だけで、全変形の 30～50%を占めている。これは吸収エネルギーで見ると全吸収エネルギーの 50～80%に相当するものであり（図-7.19）、L 1 供試体やL 2 供試体と比較すると、基部の限られた範囲だけに変形が集中していることを示している。

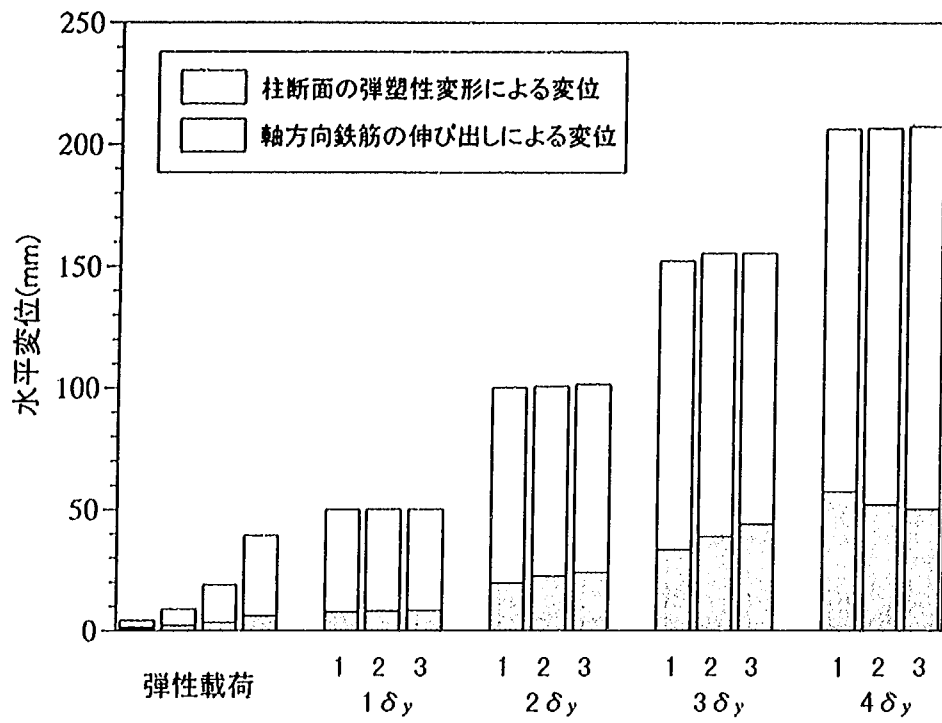


(a)正側載荷

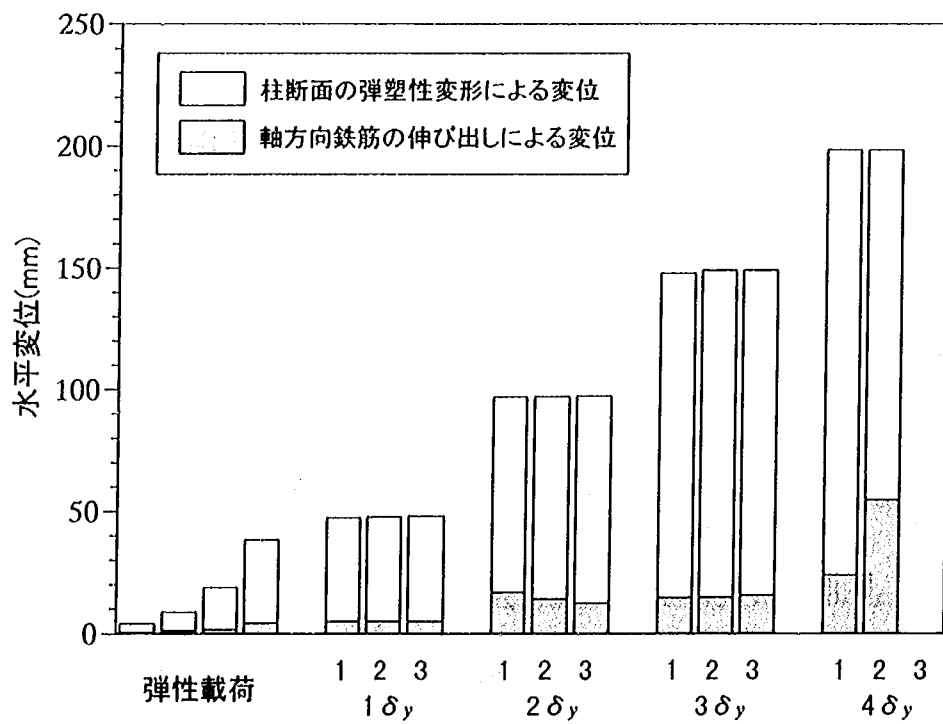


(b)負側載荷

図-7.20 L 1 供試体における軸方向鉄筋の伸び出しによる変位と柱断面の曲げ変形による変位

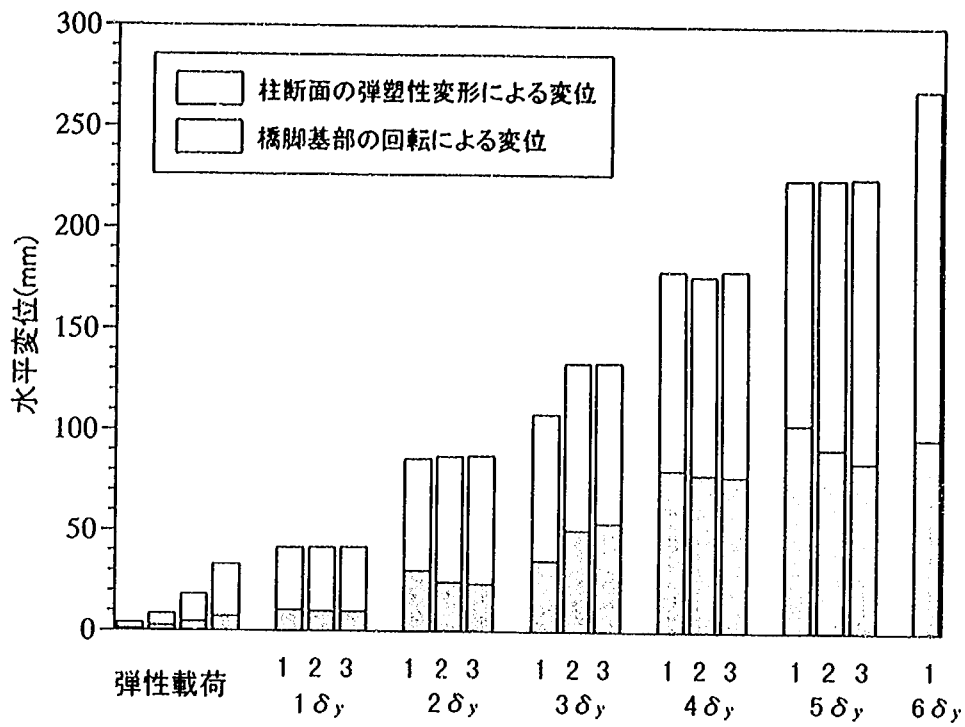


(a)正側載荷

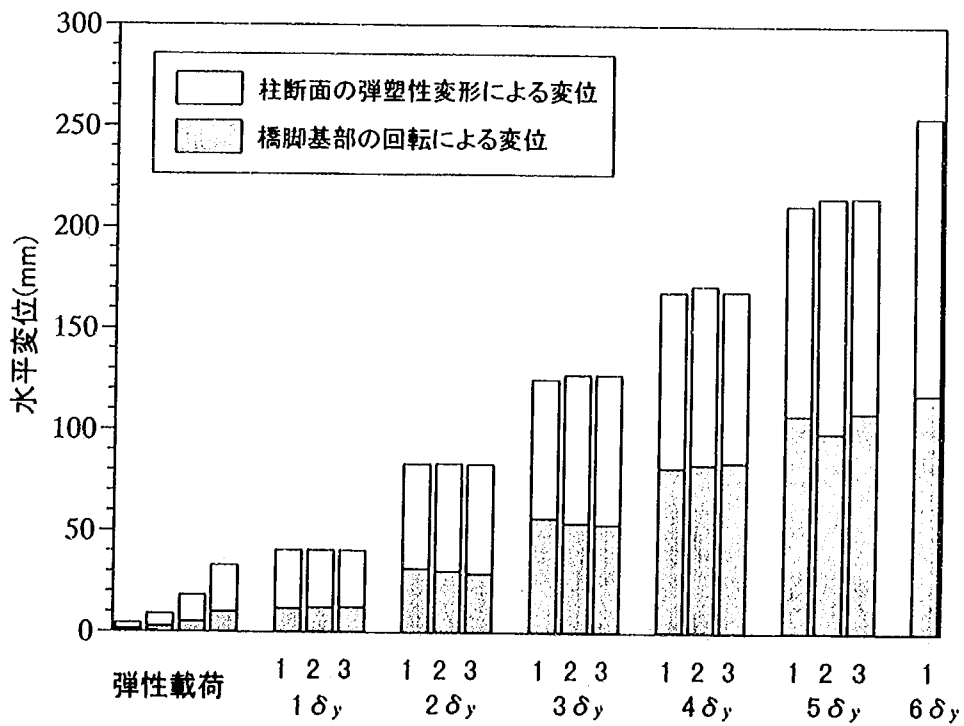


(b)負側載荷

図-7.21 L2供試体における軸方向鉄筋の伸び出しによる変位と柱断面の曲げ変形による変位

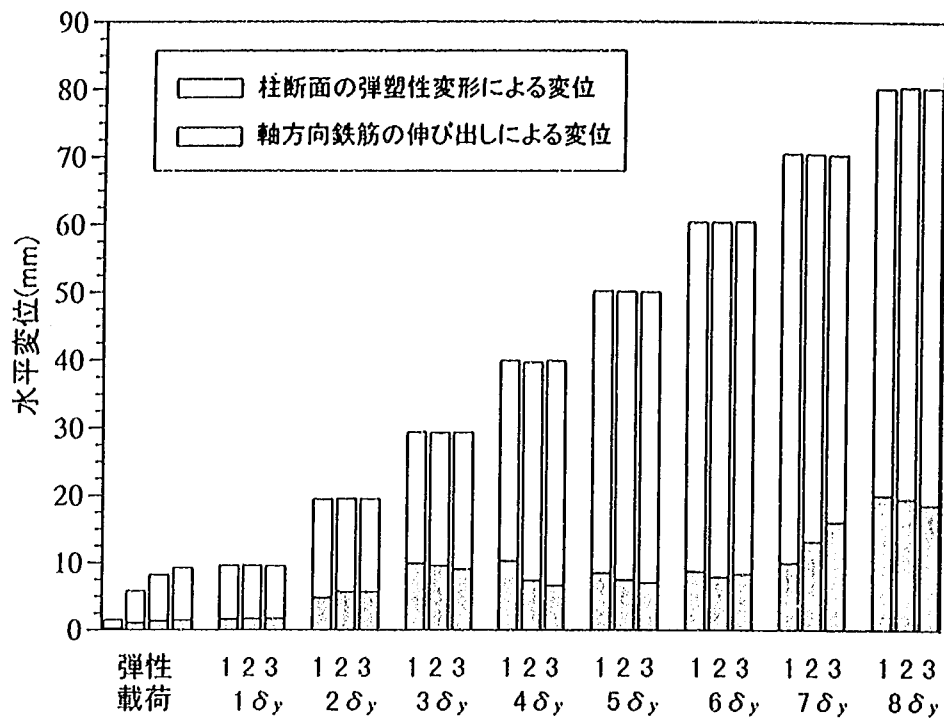


(a)正側載荷

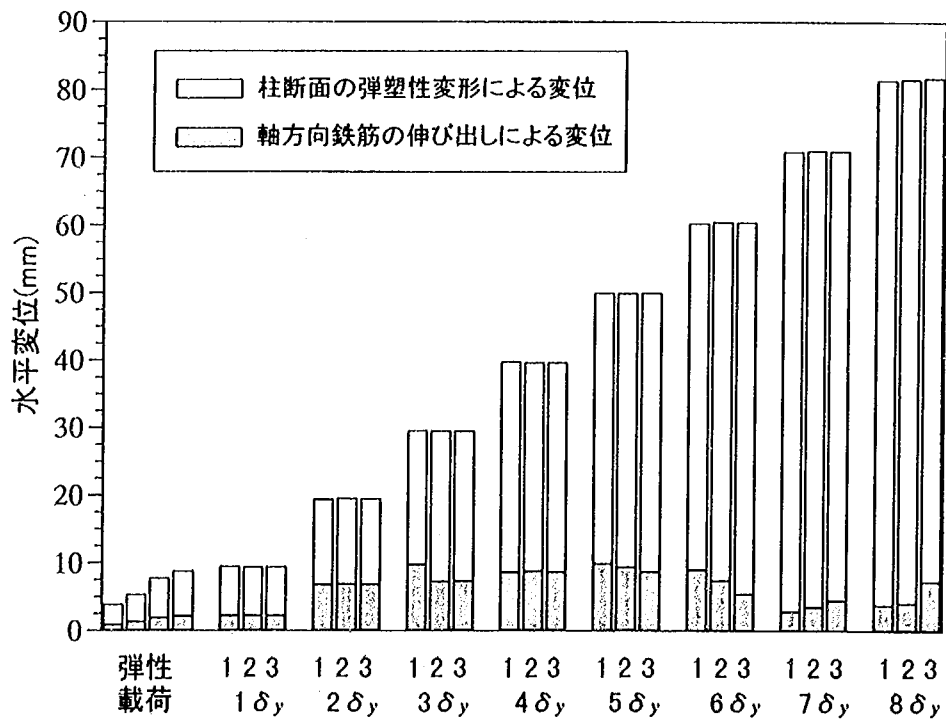


(b)負側載荷

図-7.22 L 3 供試体における軸方向鉄筋の伸び出しによる変位と柱断面の曲げ変形による変位

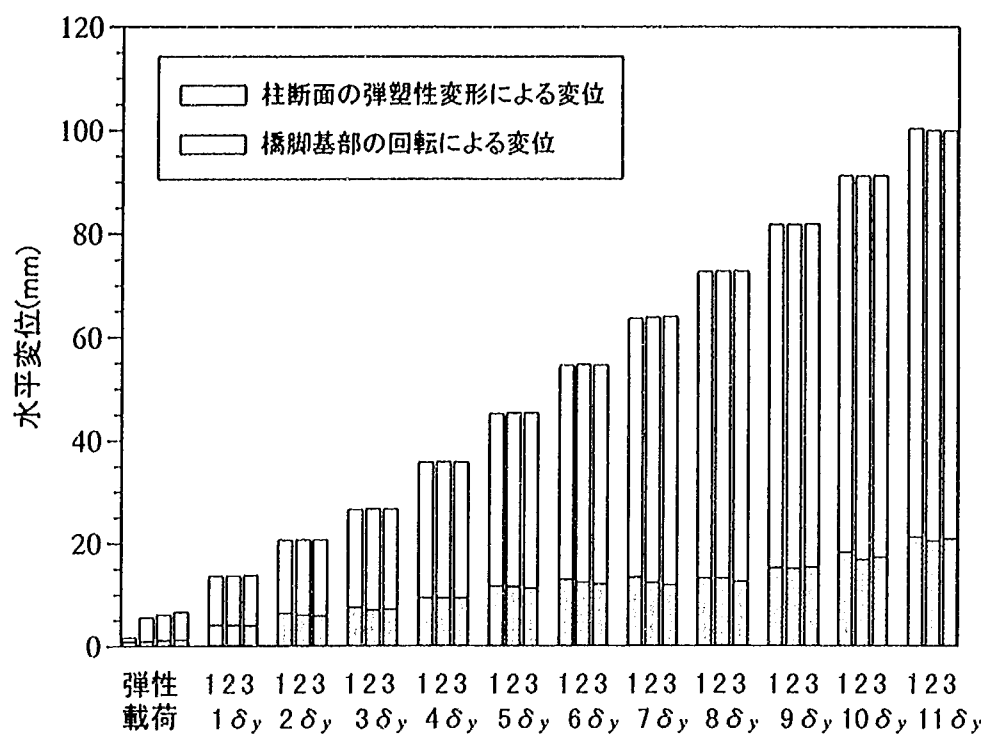


(a)正側載荷

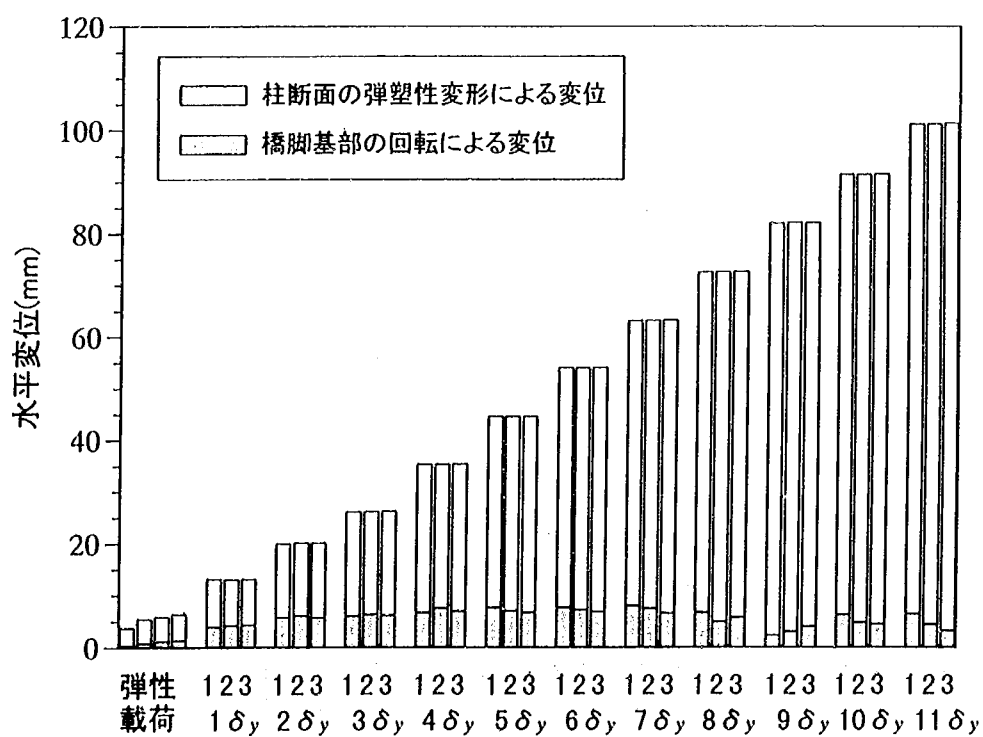


(b)負側載荷

図-7.23 S1 供試体における軸方向鉄筋の伸び出しによる変位と柱断面の曲げ変形による変位

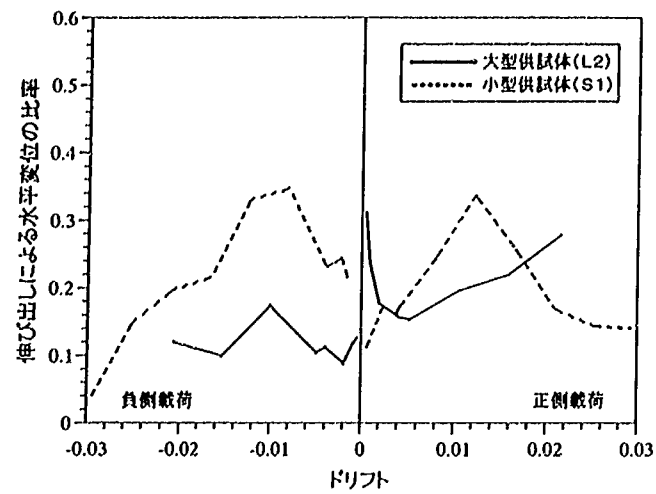


(a)正側載荷

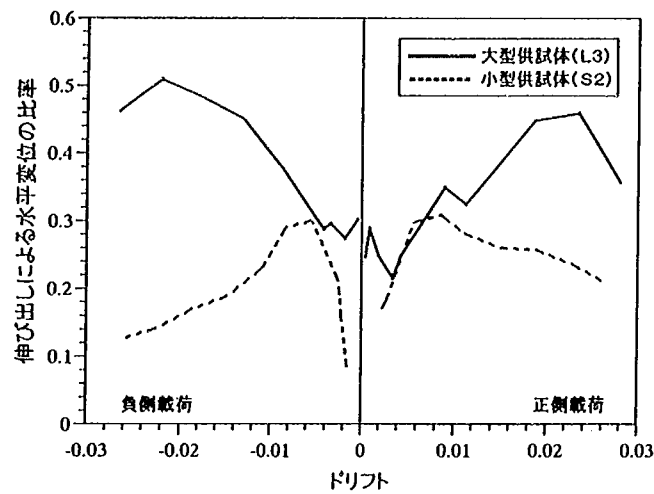


(b)負側載荷

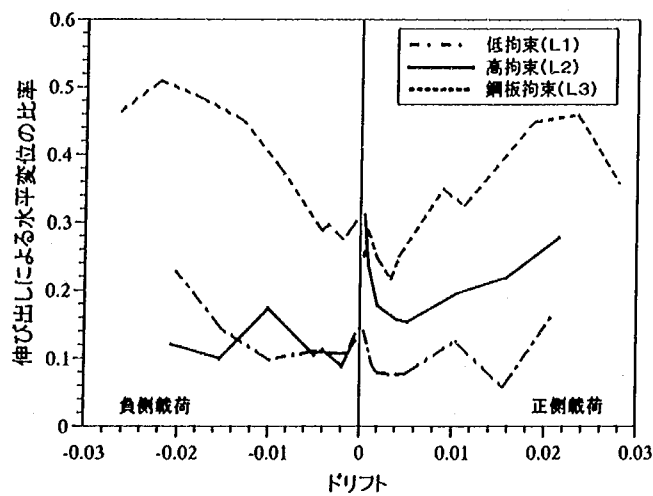
図-7.24 S 2 供試体における軸方向鉄筋の伸び出しによる変位と柱断面の曲げ変形による変位



(a)高拘束供試体における断面寸法の影響



(b)鋼板拘束供試体における断面寸法の影響



(c)大型供試体における拘束条件の影響

図-7.25 軸方向鉄筋の伸び出しによる水平変位の比率の比較

第8章 変形性能の評価手法の検討

8.1 曲げモーメント-曲率関係の解析

鉄筋コンクリート橋脚の変形性能に関しては、第1章で述べたように、これまでに複数の提案がなされている。これらの手法は、一般に水平力-水平変位の関係について実験値と解析値の比較を行い、その評価手法の妥当性が示されることが多い。しかしながら、鉄筋コンクリート橋脚が塑性変形性能を発揮するのは、ある高さを持った塑性ヒンジ領域において断面が塑性変形するためであり、このメカニズムを踏まえ、水平力-水平変位の関係を精度よく推定することも重要であるが、その前に、塑性ヒンジにおける断面の曲げモーメント-曲率関係ならびに曲率分布を解析プロセスの中で正しく評価することが重要である。今回の実験では、塑性ヒンジ近傍において断面の曲率を計測しており、かぶりコンクリートが剥離するまでは曲率が計測されている。そこで、まず塑性ヒンジ領域における断面の曲げモーメント-曲率関係について、実験値と解析値の比較を行うことにする。

断面の曲げモーメント-曲率関係は、道路橋示方書V耐震設計編²⁾に基づいて算定した。すなわち、断面の軸力と曲げモーメントのつり合い条件から最外縁鉄筋が降伏する時（初降伏時）の曲げモーメント M_{yo} と曲率 ϕ_{yo} 、および終局時の曲げモーメント M_u と曲率 ϕ_u の関係を以下により求めた。まず、橋脚を高さ方向に m 分割し、それぞれの要素でコンクリートおよび鉄筋の応力度-ひずみ関係を基に、平面保持の法則を仮定して、次のつり合い条件を満足する中立軸位置を求める。

$$N_i = \sum_{j=1}^n \sigma_{cj} \cdot \Delta A_{cj} + \sum_{j=1}^n \sigma_{sj} \cdot \Delta A_{sj} \quad (8.1)$$

ここに、 σ_{cj}, σ_{sj} : j 番目の微小要素内のコンクリートおよび鉄筋の応力度

$\Delta A_{cj}, \Delta A_{sj}$: j 番目の各微小要素内のコンクリートおよび鉄筋の断面積

中立軸位置を定めた後に、曲げモーメント及び曲率は次式により求められる。

$$M_i = \sum_{j=1}^n \sigma_{cj} \cdot x_j \cdot \Delta A_{cj} + \sum_{j=1}^n \sigma_{sj} \cdot x_j \cdot \Delta A_{sj} \quad (8.2)$$

$$\phi_i = \epsilon_{co} / x_o \quad (8.3)$$

ここに、 M_i : 上部構造の慣性力の作用位置から数えて i 番目の断面に作用する曲げモーメント

ϕ_i : 上部構造の慣性力の作用位置から数えて i 番目の断面の曲率

x_j : j 番目の各微小要素内のコンクリートまたは鉄筋から断面の図心位置までの距離

ϵ_{co} : コンクリートの縁ひずみ

x_o : コンクリートの圧縮縁から中立軸までの距離

断面の最外縁に配置された軸方向引張鉄筋のひずみが降伏ひずみ ϵ_y に達したときの曲げモーメン

トおよび曲率を求め、これらを、初降伏曲げモーメント M_{yo} 、初降伏曲率 ϕ_{yo} と定義する。また、圧縮側最外縁の軸方向鉄筋位置におけるコンクリートのひずみが終局ひずみ ε_{cu} に達した時の曲げモーメントと曲率を、それぞれ終局曲げモーメント M_u 、終局曲率 ϕ_u とする。

ここで、コンクリートの応力度－ひずみ曲線モデルとしては、図－8.1 に示される帯鉄筋による拘束効果を考慮したモデル¹⁸⁾を適用した。本モデルでは、帯鉄筋による拘束効果が式(8.4)で定義される帯鉄筋比に基づいて評価される。

$$\rho_s = \frac{4 A_h}{s d} \quad (8.4)$$

ここに、 ρ_s : 帯鉄筋比

A_h : 帯鉄筋の断面積

s : 帯鉄筋間隔

d : 帯鉄筋の有効長で、中間帯鉄筋がない場合はウェブ面側帯鉄筋間隔、中間帯鉄筋がある場合はウェブ面帯鉄筋と中間帯鉄筋の間隔もしくは中間帯鉄筋の間隔。

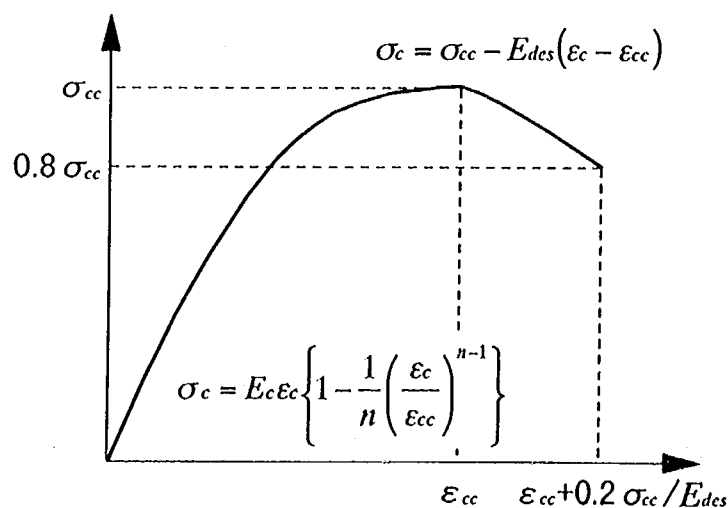
また、終局ひずみ ε_{cu} は式(8.5)により求められる。これは、繰返し回数が少ないタイプの地震動に対する鉄筋コンクリート橋脚の変形性能評価の際に用いられる終局ひずみである。

$$\varepsilon_{cu} = \varepsilon_{cc} + 0.2 \sigma_{cc} / E_{des} \quad (8.5)$$

ここに、 σ_{cc} : 拘束コンクリートの最大圧縮応力

ε_{cc} : 最大圧縮応力時のひずみ

E_{des} : 応力度－ひずみ曲線の下降勾配



図－8.1 拘束コンクリートの応力度－ひずみ曲線

このような手法により求めたL 1、L 2 及びS 1 供試体の曲げモーメントー曲率関係の解析結果を表-8.1 に示す。また、これを実験結果と比較すると図-8.2~8.4 の通りである。ここで、実験値と解析値の比較は、塑性ヒンジ領域の中心に近い曲率計測断面を対象として行った。なお曲率は、L 1 及びL 2 供試体ではかぶりコンクリートの剥離が始まる時まで、またS 1 供試体ではかぶりコンクリートが剥落して軸方向鉄筋の座屈が顕著となる時まで計測が実施できたので、その範囲内で計測値をプロットしている。したがって、計測値の最終点が必ずしも終局点ではないことに注意する必要がある。

これより、曲げモーメントー曲率関係は実験値と解析値がよく一致していることがわかる。いずれの供試体とも、断面の曲げモーメントは、 $2\delta_y$ の載荷で最大値付近までに達し、 $3\delta_y$ の載荷以降で曲率が塑性化している。解析上の終局点と実際の損傷度の関係に着目すると、解析上の終局点はかぶりコンクリートの剥離程度よりも損傷がさらに進行した状態に相当している。L 1 及びL 2 供試体では、かぶりコンクリートの剥離以降における曲率が計測できなかったために、解析上の終局点が具体的にどのような損傷状況と対応しているのかを示すことはできないが、S 1 供試体に対する実験結果からは、解析上の終局点はかぶりコンクリートが剥落し、軸方向鉄筋に顕著な座屈が始まったような状況の損傷に対応していることがわかる。これは、これまでの多くの小型模型に対する正負交番載荷実験結果との比較より、本手法で算定される終局点はかぶりコンクリートが剥落し始める時に概ね対応しているという既往の研究報告²⁹⁾とも一致する。

表-8.1 曲げモーメントー曲率関係の解析結果

供試体		L 1 供試体	L 2 供試体	S 1 供試体
有効長 (cm)		220.0	85.4	27.0
帯鉄筋比		0.0035	0.0089	0.0104
初 降 伏	曲げモーメント (kN・m)	24626	24402	353
	曲率 ($\times 10^5$ 1/cm)	1.172	1.193	4.416
降 伏	曲げモーメント (kN・m)	30920	31019	442
	曲率 ($\times 10^5$ 1/cm)	1.472	1.516	5.529
終 局	曲げモーメント (kN・m)	30920	31019	442
	曲率 ($\times 10^5$ 1/cm)	12.50	30.66	126.9

ただし、降伏曲げモーメント M_y ならびに降伏曲率 ϕ_y は次式により算出した。

$$M_y = M_u, \quad \phi_y = \left(\frac{M_u}{M_{yo}} \right) \phi_o$$

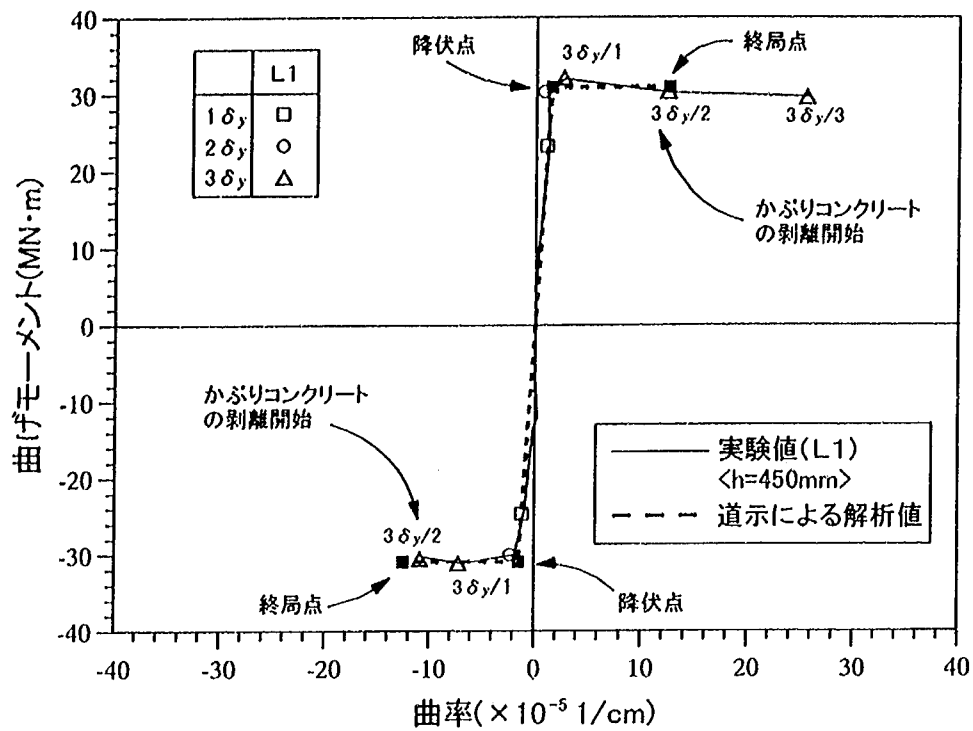


図-8.2 L1 供試体における曲げモーメントー曲率関係の実験値と解析値の比較

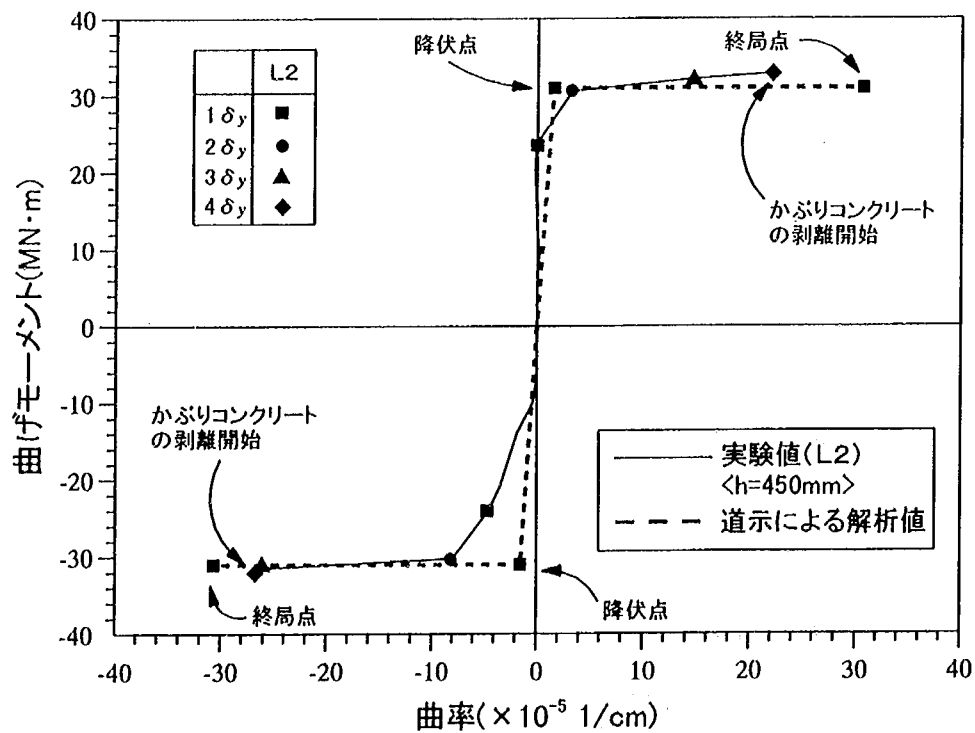


図-8.3 L2 供試体における曲げモーメントー曲率関係の実験値と解析値の比較

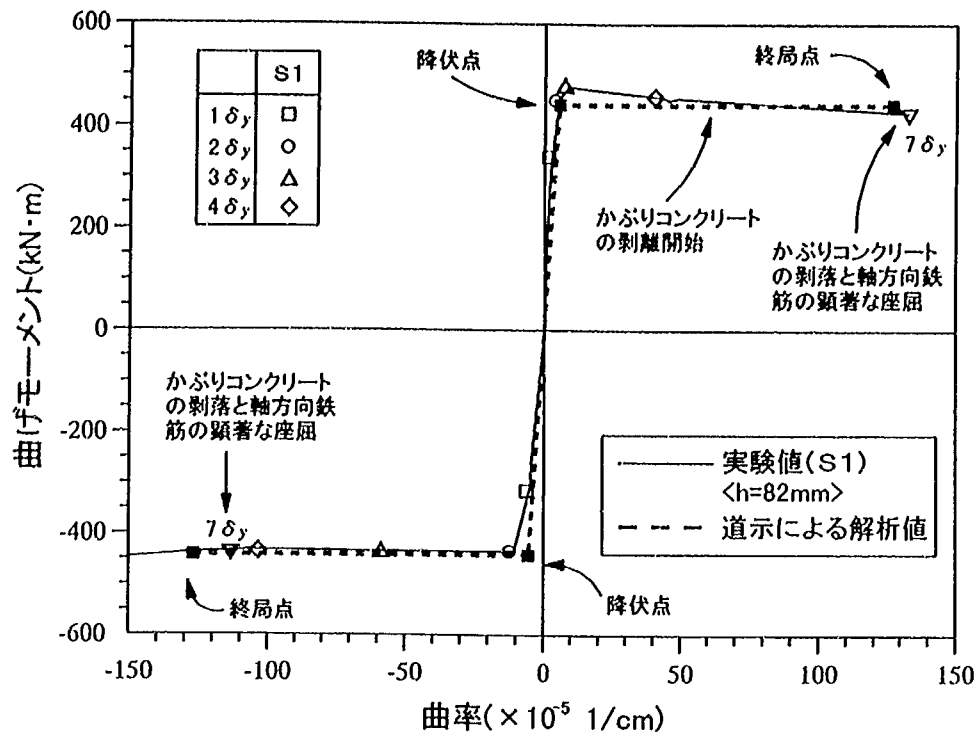


図-8.4 S1供試体における曲げモーメント-曲率関係の実験値と解析値の比較

8. 2 塑性ヒンジ領域における塑性曲率分布と塑性ヒンジ長

鉄筋コンクリート橋脚の塑性変形性能を評価する場合に、図-8.5 に示すように、Priestley らは塑性ヒンジ長区間内における塑性曲率は一定と仮定し、塑性曲率分布を矩形ブロックとしてモデル化する手法を適用している^{12),13)}。しかしながら、6. 2で述べたように、塑性ヒンジ領域における実際の曲率分布は、大型ならびに小型供試体ともに三角形分布に近いような挙動であることが定性的に明らかとなった。そこで、ここでは、本実験により得られたデータを基に、塑性曲率分布を矩形ブロック及び三角形ブロックとしてモデル化した場合の塑性ヒンジ長をそれぞれ定量的に算出し、その適用性について考察する。

塑性曲率分布を矩形ブロックとしてモデル化した場合ならびに三角形モデルとしてモデル化した場合の鉄筋コンクリート橋脚の載荷点における水平変位は、それぞれ式(8.6)ならびに(8.7)により求められる。

$$\delta = \delta_y + (\phi - \phi_y) \cdot L_{p1} \cdot \left(L - \frac{L_{p1}}{2} \right) + \delta_o \quad (8.6)$$

$$\delta = \delta_y + (\phi - \phi_y) \cdot \frac{L_{p2}}{2} \cdot \left(L - \frac{L_{p2}}{3} \right) + \delta_o \quad (8.7)$$

ここに、 δ : 載荷点における水平変位
 δ_y : 降伏変位で、式(8.8)で定義される。

$$\delta_y = \left(\frac{P_u}{P_{yo}} \right) \delta_{yo} = \left(\frac{M_u}{M_{yo}} \right) \delta_{yo} \quad (8.8)$$

P_{yo}, P_u : 初降伏水平耐力、終局水平耐力

M_{yo}, M_u : 初降伏曲げモーメント、終局曲げモーメント

δ_{yo} : 初降伏変位で、弾性曲率分布より式(8.9)で算出される。

$$\delta_{yo} = \frac{L^2}{6} \left\{ (\phi_c + 2\phi_{yo}) - (\phi_{yo} - \phi_c) \frac{M_c}{M_{yo}} - \phi_{yo} \frac{M_c^2}{M_{yo}^2} \right\} \quad (8.9)$$

ϕ : 水平変位 δ の時の曲率

ϕ_y : 降伏曲率で、式(8.10)で定義される。

$$\phi_y = \left(\frac{M_u}{M_{yo}} \right) \phi_{yo} \quad (8.10)$$

ϕ_{yo} : 初降伏曲率

L : 橋脚基部から載荷点までの高さ

L_{p1} : 塑性曲率分布を矩形ブロックとした場合の塑性ヒンジ長 (図-8.5(a))

L_{p2} : 塑性曲率分布を三角形ブロックとした場合の塑性ヒンジ長 (図-8.5(b))

δ_o : 軸方向鉄筋の伸び出しに起因する基部の回転による載荷点における水平変位

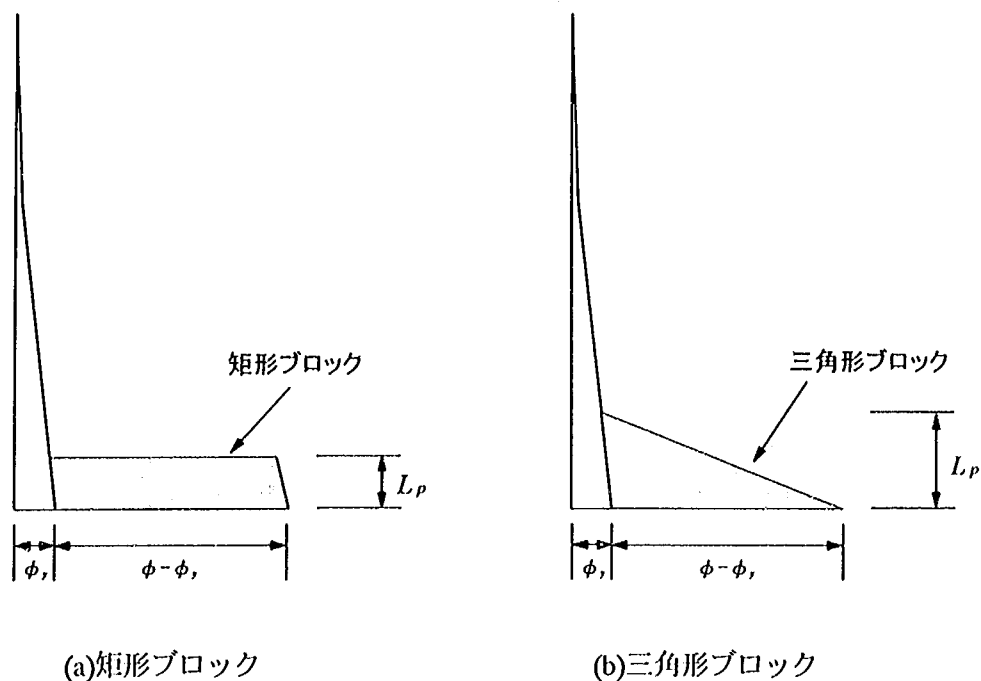


図-8.5 塑性曲率分布のモデル化

式(8.6)及び(8.7)に、実験により計測されたある載荷ステップにおける水平変位、曲率、軸方向鉄筋の伸び出しに起因する基部の回転による水平変位、ならびに、8.1に示した曲げモーメントー曲率関係の解析により算出される降伏曲率を代入することにより、矩形ブロックとした場合及び三角形ブロックとした場合の塑性ヒンジ長 L_{p1} 及び L_{p2} をそれぞれ算出した。その計算結果を表-8.2に示す。なお、塑性ヒンジ長の算定においては、かぶりコンクリートが剥落して軸方向鉄筋に顕著な座屈が生じるような終局時に近い状態における実験データを用いるのが望ましい。しかしながら、このような状態における曲率や軸方向鉄筋の伸び出しによる水平変位が計測できなかった供試体もあるため、この場合には、計測が実施できた範囲内で最大の水平変形時における実験値を用いて塑性ヒンジ長を算出した。帯鉄筋比の異なるL1供試体とL2供試体を比較すると、帯鉄筋間隔の大きいL1供試体の方が塑性ヒンジ長が約1.8倍程度長く評価されている。これは、軸方向鉄筋の座屈長の違いによるものと考えられる。また、断面寸法の異なるL2供試体とS1供試体を比較すると、本実験条件下においては、塑性ヒンジ長は大型供試体の方が20%程度短いことがわかる。

さらに、このようにして算出した塑性ヒンジ長に基づいてモデル化される曲率分布を実験により得られた曲率分布と比較すると図-8.6～8.8である。これより、いずれの供試体においても、塑性曲率分布を三角形ブロックとしてモデル化する方が実験値の傾向とよく一致していることがわかる。また、塑性ヒンジ長と実際の損傷状況の範囲を比較すると、塑性曲率を矩形ブロックとしてモデル化した場合に定義される塑性ヒンジ長は、実際にかぶりコンクリートの剥落が生じた範囲と概ね一致するのに対して、三角形ブロックとしてモデル化した場合に定義される塑性ヒンジ長は、軸方向鉄筋の塑性化が生じる範囲に近似している。

表-8.2 塑性ヒンジ長の計算結果

	L 1 供試体	L 2 供試体	S 1 供試体
荷重ステップ	$3\delta_y/2$ サイクル目	$4\delta_y/1$ サイクル目	$7\delta_y/1$ サイクル目
損傷状況	かぶりコンクリートの剥離開始	かぶりコンクリートの剥離開始	かぶりコンクリートの剥落開始、軸方向鉄筋の顕著な座屈
荷重点の水平変位 (mm)	149.8	206.4	70.5
伸び出しによる水平変位 (mm)	8.0	57.3	9.9
降伏変位の計算値 (mm)	39.6	40.8	9.0
曲率 ($\times 10^{-5} 1/cm$)	12.50	22.00	5.53
降伏曲率の計算値 ($\times 10^{-5} 1/cm$)	1.47	1.52	5.53
矩形ブロックによる塑性ヒンジ長 (mm)	1019 (0.42D) *	567 (0.24D) *	176 (0.29D) *
三角形ブロックによる塑性ヒンジ長 (mm)	2079 (0.87D) *	1146 (0.48D) *	356 (0.59D) *

*D: 断面寸法

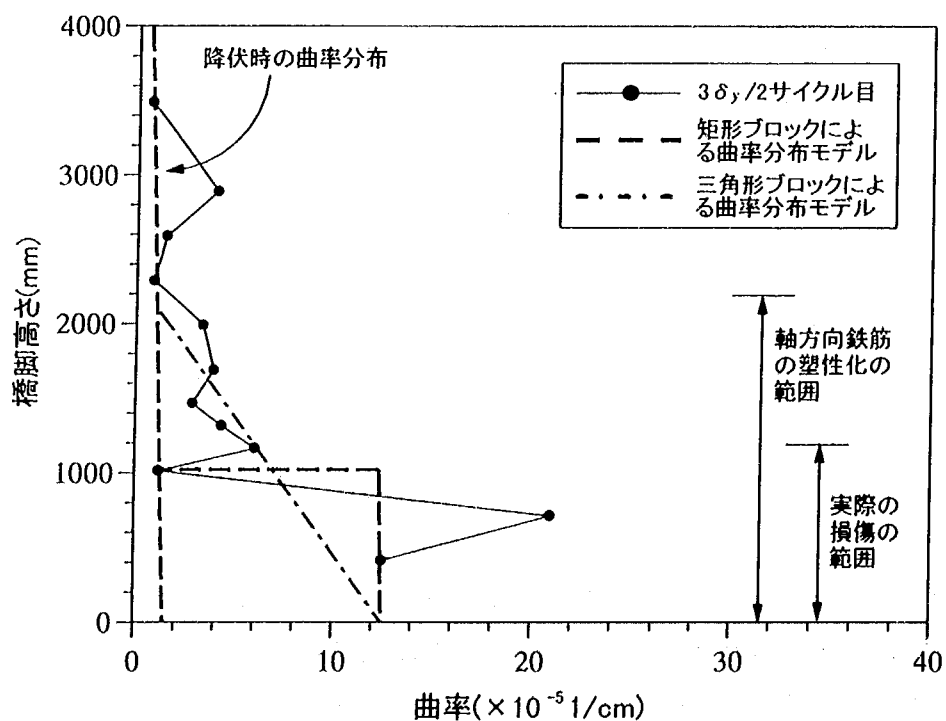


図-8.6 L 1 供試体における塑性ヒンジ長と曲率分布のモデル化

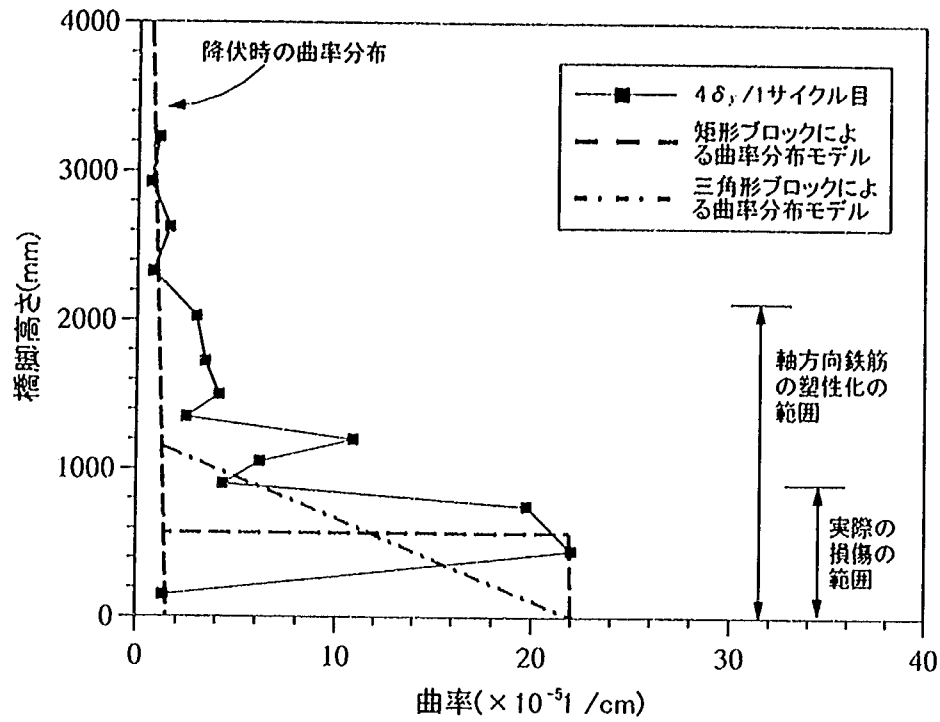


図-8.7 L 2 供試体における塑性ヒンジ長と曲率分布のモデル化

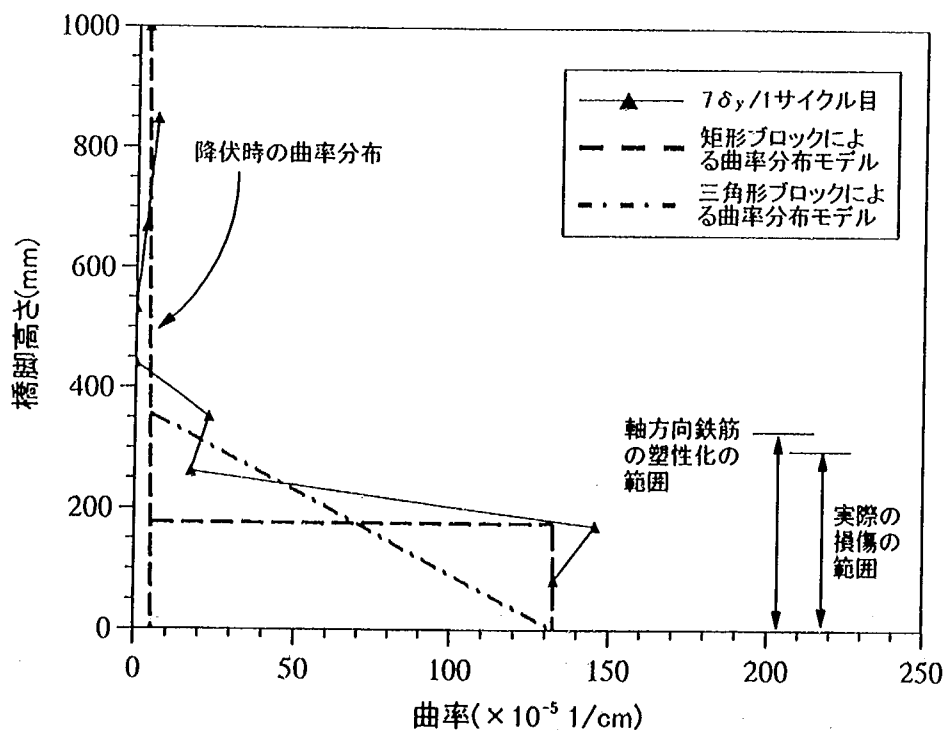


図-8.8 S 1 供試体における塑性ヒンジ長と曲率分布のモデル化

8. 3 軸方向鉄筋の伸び出しによる基部の回転

鉄筋コンクリート橋脚における軸方向鉄筋のフーチングからの伸び出しによる基部の回転に関しては、道路橋示方書Ⅴ耐震設計編ではこの影響が考慮されていないが、1. 2でも述べたように、これまでに幾つかの評価式が提案されている。そこで、ここでは、本実験により計測された軸方向鉄筋の伸び出しによる基部の回転角と既往の評価式による計算値との比較を行った。既往の評価式としては、太田らの手法⁹⁾、石橋らの手法⁸⁾、土木学会コンクリート委員会¹⁰⁾の手法の3つを取り上げた。

1) 太田らの手法

太田らは、軸方向鉄筋の伸び出しによる基部の回転角 θ を次式により評価している。

$$\theta = \frac{A_s \cdot \varepsilon_s \cdot \sigma_s}{U \cdot \tau_{bs} \cdot x} \quad (8.11)$$

ここに、 A_s : 軸方向鉄筋の断面積

ε_s : 橋脚基部における軸方向鉄筋のひずみ

σ_s : 橋脚基部における軸方向鉄筋の応力度

U : 軸方向鉄筋の周長

τ_{bs} : 平均付着応力度で、図-8.9による。

x : 中立軸から軸方向鉄筋までの距離

式(8.10)に基づいて基部の回転角ならびに載荷点における水平変位を算出した結果を表-8.3に示す。これより、初降伏時ならびに終局時ともに推定値は実験値を大きく上回っている。これは、式(8.11)が導かれるプロセスにおいて、太田らはフーチング内のひずみ分布を直線分布と仮定し、力の釣り合い条件から軸方向鉄筋の伸び出し変位を次式で与えている。

$$\Delta = \frac{\varepsilon_s}{2} \cdot \frac{A_s \cdot \sigma_s}{U \cdot \tau_{bs}} \quad (8.12)$$

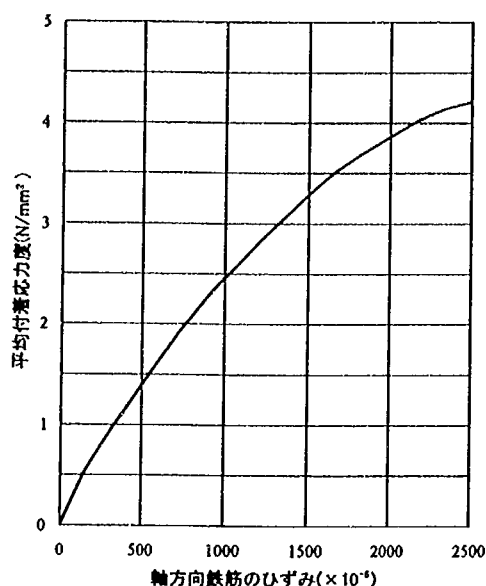


図-8.9 平均付着応力度

さらに、交番繰り返し荷重を受ける場合の伸び出し変位は、式(8.12)で求められる値を2倍した値として評価し、式(8.11)を導き出している。しかしながら、伸び出し変位を2倍とする根拠が必ずしも明確でなく、また、本実験により得られたフーチング内の軸方向鉄筋のひずみ分布を見ても(図-7.1~7.5)、完全な直線分布ではないものの、ひずみはフーチング深部になるにつれ漸減する分布となっており、また繰り返し載荷によってひずみ分布が顕著に変化している傾向は認められない。このような点を踏まえると、式(8.12)で求められる伸び出し変位をさらに2倍する必要はないのではないかと考えられる。そこで、式(8.12)により伸び出し変位を求め、基部の回転角を算定した結果を表-8.3(b)に示した。これにより、初降伏時の伸び出し変位は実験値と比較的よく一致した。

表-8.3 太田の手法による軸方向鉄筋の伸び出し変位による基部の回転角の評価
(a)式(8.11)による計算結果

		L 1 供試体	L 2 供試体	S 1 供試体
初 降 伏 時	軸方向鉄筋ひずみ	0.00206	0.00206	0.00192
	平均付着応力度 (N/mm ²)	3.72	3.87	3.87
	伸び出し変位 (mm)	0.48	1.96	1.96
	中立軸からの距離 (mm)	1755	1723	434
	基部回転角 (rad)	0.00111	0.00111	0.00114
	基部回転角 実験値 (rad)	正側載荷	0.00039	0.00080
		負側載荷	0.00055	0.00052
終 局 時	軸方向鉄筋ひずみ	0.02494	0.06187	0.06368
	平均付着応力度 (N/mm ²)	4.20	4.20	4.20
	伸び出し変位 (mm)	21.9	54.3	14.2
	中立軸からの距離 (mm)	2086	2109	530
	基部回転角 (rad)	0.0105	0.0257	0.0269
	基部回転角 実験値 (rad)	正側載荷	0.00346	0.00543
		負側載荷	0.00462	0.00571

(b)式(8.12)による計算結果

		L 1 供試体	L 2 供試体	S 1 供試体
初 降 伏 時	軸方向鉄筋ひずみ	0.00206	0.00206	0.00192
	平均付着応力度 (N/mm ²)	3.72	3.87	3.87
	伸び出し変位 (mm)	0.24	0.98	0.98
	中立軸からの距離 (mm)	1755	1723	434
	基部回転角 (rad)	0.00056	0.00056	0.00057
	基部回転角 実験値 (rad)	正側載荷	0.00039	0.00080
		負側載荷	0.00055	0.00052
終 局 時	軸方向鉄筋ひずみ	0.02494	0.06187	0.06368
	平均付着応力度 (N/mm ²)	4.20	4.20	4.20
	伸び出し変位 (mm)	10.9	27.1	7.12
	中立軸からの距離 (mm)	2086	2109	530
	基部回転角 (rad)	0.00525	0.0129	0.0135
	基部回転角 実験値 (rad)	正側載荷	0.00346	0.00543
		負側載荷	0.00462	0.00571

一方、終局時の伸び出し変位に関しては、依然推定値が実験値を上回っている。これは、終局時においては、軸方向鉄筋のひずみとして、8. 1に示した曲げモーメントー曲率関係の解析により求められた計算値を用いて基部の回転角を算定しているためと考えられる。すなわち、L 1及びL 2供試体では、終局時における軸方向鉄筋ひずみの計算値はそれぞれ 0.0249 及び 0.0619 である。しかしながら、図-7.1 及び 7.2 に示される実験結果と比較すると、かぶりコンクリートが剥落して圧縮側の軸方向鉄筋が座屈するような段階において、実際に引張側の軸方向鉄筋に生じていたひずみは、L 1供試体で 0.01~0.015 程度、L 2供試体で 0.015~0.02 程度であり、実験値の方が小さくなっている点に注意が必要である。終局時において、軸方向鉄筋のひずみレベルが解析値と一致しない理由は明確ではないが、終局に近い状態となると軸方向鉄筋の座屈も生じており、もはや断面の平面保持が成り立っていないこともひとつの可能性として考えられる。したがって、太田の手法により終局時の軸方向鉄筋の伸び出し変位を精度よく算出する場合には、基部における軸方向鉄筋のひずみをどのように評価するかが重要な課題となるものと考えられる。

2) 石橋らの手法

石橋らは、降伏時ならびに終局時における軸方向鉄筋のフーチングからの伸び出し変位を式(8.13)により評価している。なお、ここで降伏時とは引張軸方向鉄筋のひずみが降伏ひずみに達する時であり、8. 1に示した解析における初降伏時に相当する。また、終局時とは水平力ー水平変位曲線の包絡線において水平力が降伏荷重を下回らない最大変位時と定義されている。したがって、ここで示される終局時は、8. 1に示した曲げモーメントー曲率関係の解析における終局時とは、その定義が異なっていることに注意する必要がある。

$$\Delta l_y = 0.070 - 0.0054 \left(\frac{D}{\phi} \right) + 0.00017 \left(\frac{D}{\phi} \right)^2 \quad (8.13a)$$

$$\Delta l_u = 0.083 - 0.0054 \left(\frac{D}{\phi} \right) + 0.00015 \left(\frac{D}{\phi} \right)^2 \quad (8.13b)$$

ただし、 $3 \leq D/\phi \leq 16$

ここに、 D : 軸方向鉄筋の間隔

ϕ : 軸方向鉄筋径

式(8.13)により算出される軸方向鉄筋の伸び出し変位ならびに基部の回転角を表-8.4に示す。なお、本実験に用いた供試体条件においては、 D/ϕ の値は大型供試体で 3.49、小型供試体で 3.60 となり、いずれも式(8.13)の適用範囲内である。これより、式(8.13)では、軸方向鉄筋の伸び出し変位が軸方向鉄筋の間隔と径の比の関数となっているために、その比を大型供試体と小型供試体で近似させた本実験条件においては、軸方向鉄筋の伸び出し変位が両供試体間でほとんど等しく、したがって、基部の回転角は断面寸法に反比例して評価されている。しかしながら、大型供試体と小型供試体の伸び出し

による基部の回転角を比較すると、断面寸法との間に必ずしも反比例の関係があるとはいえず、大型供試体においても、小型供試体と同等レベルの回転が生じていることがわかる。また、終局時における基部の回転角は、小型供試体では評価値と実験値が比較的良好に一致しているが、大型供試体では評価値の10倍を超える回転が生じている。

表-8.4 石橋らの手法による軸方向鉄筋の伸び出し変位による基部の回転角の評価

			L 1 供試体	L 2 供試体	S 1 供試体
軸方向鉄筋中心間隔 D (mm)			122	122	36
軸方向鉄筋径 ϕ (mm)			35	35	10
D/ϕ			3.49	3.49	3.60
初 降 伏 時	伸び出し変位 (mm)		0.532	0.532	0.528
	中立軸からの距離 (mm)		1755	1723	434
	基部回転角 (rad)		0.00030	0.00031	0.00122
	基部回転角 実験値 (rad)	正側載荷	0.00039	0.00080	0.00068
		負側載荷	0.00055	0.00052	0.00091
終 局 時	伸び出し変位 (mm)		0.660	0.660	0.655
	中立軸からの距離 (mm)		2086	2109	530
	基部回転角 (rad)		0.000316	0.000313	0.001237
	基部回転角 実験値 (rad)	正側載荷	0.00346	0.00543	0.00416
		負側載荷	0.00462	0.00571	0.00117

3) 土木学会コンクリート委員会的手法

土木学会コンクリート委員会（阪神大震災調査研究特別委員会）では、降伏時における軸方向鉄筋のフーチングからの伸び出し変位を式(8.14)により評価している。なお、ここで降伏時とは引張軸方向鉄筋のひずみが降伏ひずみに達する時であり、8.1に示した解析における初降伏時に相当する。また、終局時における軸方向鉄筋の伸び出し変位の評価手法については明示されていない。

$$S_y = 7.4 \alpha \epsilon_y (6 + 3500 \epsilon_y) D_b / f_c^{1/3} \quad (8.14)$$

ここに、 α : 鉄筋間隔の影響係数で1段配筋の場合には次式で求められる。

$$\alpha = 1 + 0.9 e^{0.45(1 - a_l / D_b)} \quad (8.15)$$

ϵ_y : 軸方向鉄筋の降伏ひずみ

D_b : 軸方向鉄筋径

a_l : 軸方向鉄筋間隔

表－8.5 土木学会の手法による軸方向鉄筋の伸び出し変位による基部の回転角の評価

			L 1 供試体	L 2 供試体	S 1 供試体
コンクリート強度 (N/mm ²)			33.5	32.6	39.0
軸方向鉄筋中心間隔 a_f (mm)			122	122	36
軸方向鉄筋径 D_o (mm)			35	35	10
鉄筋間隔の影響係数 α_f			1.294	1.294	1.279
初 降 伏 時	軸方向鉄筋ひずみ		0.00206	0.00206	0.00192
	伸び出し変位 (mm)		0.88	0.89	0.20
	中立軸からの距離 (mm)		1755	1723	434
	基部回転角 (rad)		0.00048	0.00050	0.00045
	基部回転角 実験値 (rad)	正側載荷	0.00039	0.00080	0.00068
		負側載荷	0.00055	0.00052	0.00091

そして、軸方向鉄筋の伸び出しによる基部の回転角は、式(8.16)により算出することとされている。

$$\theta = \frac{S_y}{d - k \cdot x} \quad (8.16)$$

ここに、 d : 断面の端から引張応力を受ける鉄筋の重心までの距離

x : 断面の端から中立軸までの距離

k : 断面中心に関する係数 (=0.9)

このようにして算出される軸方向鉄筋の伸び出しによる基部の回転角を表－8.5 に示す。実験結果と比較すると、小型供試体では基部の回転角は小さめに評価されているものの、大型供試体では比較的精度良く実験値を推定できていることがわかる。

各評価式に基づいて算定される軸方向鉄筋の伸び出し変位ならびに基部の回転角を比較して示すと表－8.6 の通りである。なお、比較のために実験により計測された基部の回転角も併記した。ただし、回転角の計測値自体にも計測手法に起因するばらつきがあるため、正側載荷時ならびに負側載荷時の両方の回転角を示した。これより、軸方向鉄筋の伸び出し変位は評価式によって推定値が大きくばらついていることがわかる。軸方向鉄筋の伸び出し変位は、本実験においては直接計測できなかったため、評価式の妥当性について考察できないが、基部の回転角で比較すると、初降伏時については、土木学会コンクリート委員会の手法が比較的精度良く実験値を評価できていると言える。また、太田の手法において交番繰り返し載荷の補正を行わなければ、その評価値は土木学会コンクリート委員会の手法による評価値と概ね一致しており、また実験結果とも近似している。一方、終局時における回転角に関しては、いずれの手法も推定精度が十分ではない。

表-8.6 既往の評価式に基づく推定値の比較

(a)軸方向鉄筋の伸び出し変位

(単位: mm)		L 1 供試体	L 2 供試体	S 1 供試体
初 降 伏 時	太田の手法	0.48	1.96	1.96
	交番繰り返し補正なし	0.24	0.98	0.98
	石橋らの手法	0.532	0.532	0.528
	土木学会の手法	0.88	0.89	0.20
終 局 時	太田の手法	21.9	54.3	14.2
	交番繰り返し補正なし	10.9	27.1	7.12
	石橋らの手法	0.660	0.660	0.655
	土木学会の手法	—	—	—

(b)基部の回転角

(単位: rad)			L 1 供試体	L 2 供試体	S 1 供試体
初 降 伏 時	太田の手法		0.00111	0.00111	0.00114
	交番繰り返し補正なし		0.00056	0.00056	0.00057
	石橋らの手法		0.00030	0.00031	0.00122
	土木学会の手法		0.00048	0.00050	0.00045
	基部回転角 の実験値	正側載荷	0.00039	0.00080	0.00068
		負側載荷	0.00055	0.00052	0.00091
終 局 時	太田の手法		0.0105	0.0257	0.0269
	交番繰り返し補正なし		0.00525	0.0129	0.0135
	石橋らの手法		0.000316	0.000313	0.001237
	土木学会の手法		—	—	—
	基部回転角 の実験値	正側載荷	0.00346	0.00543	0.00416
		負側載荷	0.00462	0.00571	0.00117

このように、軸方向鉄筋の伸び出しについては、降伏時までは土木学会コンクリート委員会の手法等により比較的よく実験値を推定できる。しかしながら、塑性ヒンジ領域での損傷が進展し、かぶりコンクリートが剥落して、圧縮側の軸方向鉄筋に顕著な座屈が生じ始める程度の損傷にまで至ると、既往の評価式では精度良く伸び出し変位を推定できない。これは、フーチング内での軸方向鉄筋のひずみ分布が曲線状となり、もはや単純な直線分布としてモデル化できないこと、また橋脚基部において生じる軸方向鉄筋のひずみが、平面保持の仮定を基にして求められる解析値と一致しなくなること等の問題によるものと考えられる。

8. 4 水平力-水平変位関係の推定

前節までに、塑性ヒンジ領域の断面における曲げモーメント-曲率関係は、8. 1に示した手法によりよく推定できること、ならびに、終局時における塑性曲率分布は矩形ブロックよりも三角形ブロックとしてモデル化する方が実験結果と近似していることを示すとともに、矩形ブロックとした場合、三角形ブロックとした場合それぞれについて、実験データより塑性ヒンジ長を定量的に導いた。また、軸方向鉄筋の伸び出しについては、特に終局時に対して、既往の評価式ではその推定精度が十分ではないことも明らかとなった。そこで、ここでは、水平力-水平変位関係を定量的に算定するために、8. 1に述べた曲げモーメント-曲率解析結果を用い、また、塑性曲率分布としては三角形ブロックモデルを適用して、載荷点における水平変位を式(8.17)により求めることとした。ただし、塑性ヒンジ長については、今後その定義に基づいた評価式を構築していく必要があるが、ここでは、表-8.2に示した実験値を用いた。また、軸方向鉄筋の伸び出しに起因して生じる基部の回転による水平変位については、現状では既往の評価式の精度が十分でないことから、終局時もしくは終局時に近い状態における実験値をそのまま加算することとした。

$$\delta_u = \delta_y + (\phi_u - \phi_y) \cdot \frac{L_{p2}}{2} \cdot \left(L - \frac{L_{p2}}{3} \right) + \delta_{\alpha_u} \quad (8.17)$$

ここに、 δ_u : 終局水平変位
 δ_y : 式(8.8)で定義される降伏変位
 ϕ_u : 8. 1に示される手法により求められる終局曲率
 ϕ_y : 式(8.9)で定義される降伏曲率
 L : 橋脚基部から載荷点までの高さ
 L_{p2} : 塑性曲率分布を三角形ブロックとした場合の塑性ヒンジ長
 δ_{α_u} : 終局時における軸方向鉄筋の伸び出しに起因する基部の回転による水平変位

このようにして求めたL 1、L 2、S 1 供試体の水平力-水平変位の関係を実験値と比較した結果を図-8.10~8.12に示す。これより、計算上の終局点は、安定していた水平力が低下し始める時とほぼ一致しており、また損傷度の観点からは、かぶりコンクリートが剥落して軸方向鉄筋の座屈が始まる状態に概ね相当していることが確認される。なお、終局変位の算定にあたっては、実験値とよく一致することが確認された曲げモーメント-曲率関係の解析手法を適用し、また塑性ヒンジ長と軸方向鉄筋の伸び出しに起因して生じる基部の回転による水平変位としては実験値をそのまま用いているため、ここで水平力-水平変位関係の計算値が実験値と一致することを改めて示すこと自体には大きな意義はないが、曲げモーメント-曲率関係、塑性曲率分布と塑性ヒンジ長、ならびに軸方向鉄筋の伸び出しに起因して生じる基部の回転による水平変位の3つの要素を精度良く評価することにより、終局水平変位は式(8.17)により十分な精度で算出できることを示している。

表-8.7 水平力-水平変位関係の算定

供試体	L 1 供試体	L 2 供試体	S 1 供試体	適用
初降伏水平耐力 (kN)	2565	2542	147	表-8.1
終局水平耐力 (kN)	3221	3231	184	表-8.1
初降伏水平変位 (mm)	31.55	32.13	7.15	式(8.9)
降伏水平変位 (mm)	39.61	40.84	8.95	式(8.8)
降伏曲率 ($\times 10^{-5}$ 1/cm)	1.472	1.516	5.529	式(8.10)
終局曲率 ($\times 10^{-5}$ 1/cm)	12.50	30.66	126.9	表-8.1
塑性ヒンジ長 (mm)	2079	1146	356	表-8.2
伸び出しに伴う 水平変位 (mm)	33.35 (4 δ_y , 1 波目)	57.31 (4 δ_y , 1 波目)	9.92 (7 δ_y , 1 波目)	図-7.20, 21, 23
終局水平変位 (mm)	175.1	252.1	68.2	式(8.17)

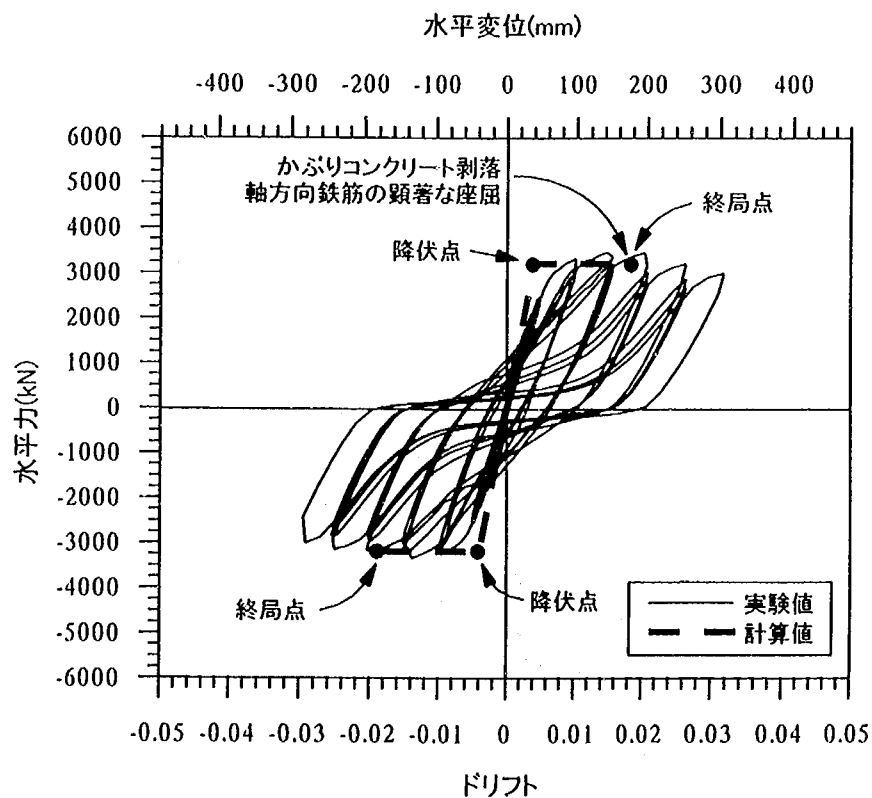


図-8.10 L 1 供試体における水平力-水平変位関係の実験値と計算値の比較

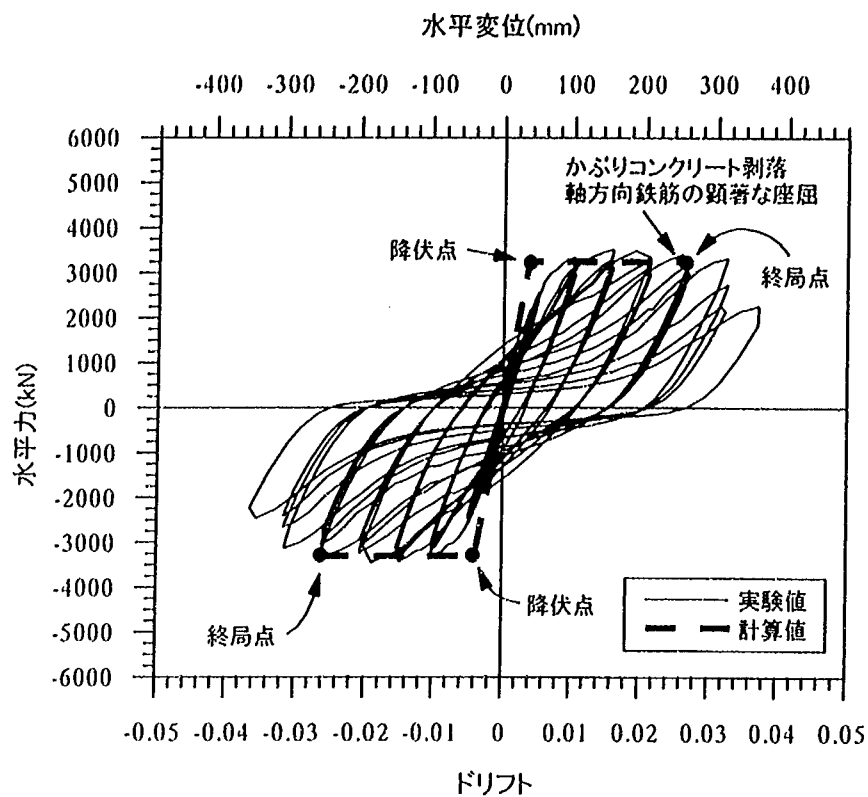


図-8.11 L 2 供試体における水平力-水平変位関係の実験値と計算値の比較

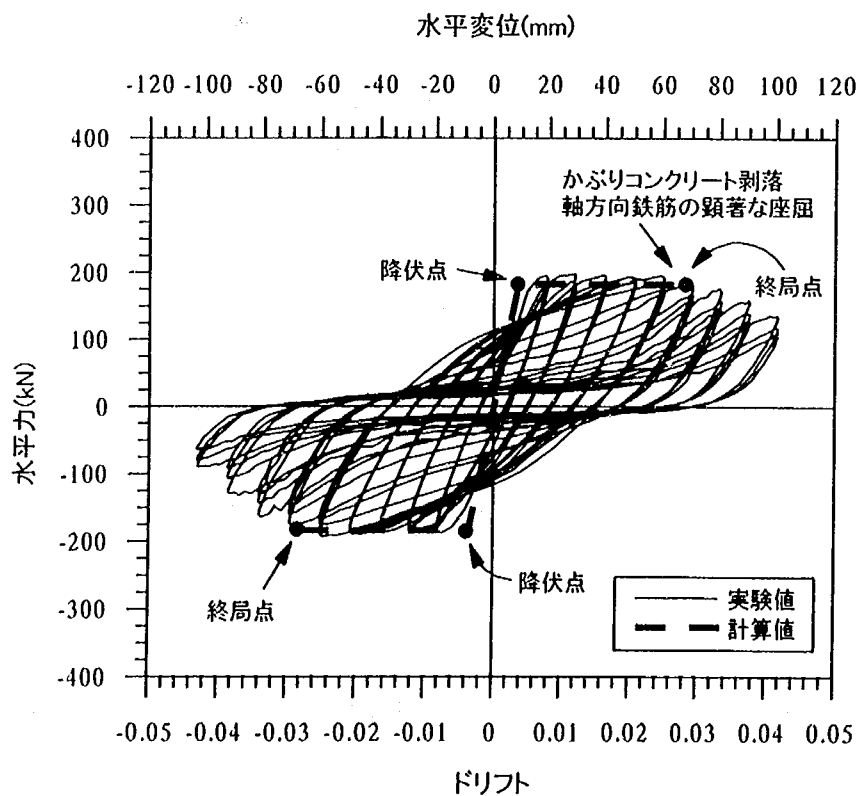


図-8.12 S 1 供試体における水平力-水平変位関係の実験値と計算値の比較

第9章 結論

9.1 まとめ

本研究では、鉄筋コンクリート橋脚の変形性能に及ぼす断面寸法の影響を検討するために、曲げ破壊型の鉄筋コンクリート橋脚に対する実験としては世界でも最大級の断面寸法 ($2.4\text{m} \times 2.4\text{m}$) を有する大型供試体に対して正負交番載荷実験を行うとともに、この大型供試体を可能な限り理想的にスケールダウンさせた断面が $0.6\text{m} \times 0.6\text{m}$ の小型供試体に対しても同様に実験を行い、両者の繰り返し荷重下における塑性変形性能について、水平力-水平変位の関係だけでなく、鉄筋コンクリート橋脚が塑性変形性能を発揮するメカニズムを踏まえ、帯鉄筋による拘束効果、塑性曲率分布、塑性ヒンジ長、軸方向鉄筋の伸び出し等についても、多角的に比較検討を行った。また、曲げ耐力制御式鋼板巻立て補強された鉄筋コンクリート橋脚に対しても、大型供試体と小型供試体の挙動を比較した。そして、既往の鉄筋コンクリート橋脚の変形性能評価法について、本実験結果を基にそれらの適用性についても考察を加えた。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) 損傷の進展モード

帯鉄筋比の低い L1 供試体では、軸方向鉄筋の座屈が進展するにつれて、かぶりコンクリートの剥離、剥落、内部コンクリートの圧壊と損傷が進み、最終的には軸方向鉄筋の破断は生じなかった。一方、帯鉄筋比を高めた L2、S1 供試体では、断面寸法は違うが、いずれも軸方向鉄筋の大きな座屈に伴い、最終的には低サイクル疲労により破断に至るモードとなった。

曲げ耐力制御式鋼板巻立て補強した供試体では、大型供試体では鋼板下端の間隙部に主たる損傷が集中するモードとなったが、小型供試体では H 形鋼直上部の断面に損傷が生じた。これは、本補強工法における主たる横拘束材である H 形鋼の断面剛性が相対的に小型供試体の方が 2 倍程度大きくなっていたために、小型供試体では内部コンクリートが外側にはらみだそうとする変形に対して H 形鋼が強く抵抗し、損傷がその直上部へと誘導されたためと考えられる。したがって、この損傷モードの違いは、H 形鋼の断面剛性の相似率がスケールファクターと一致していないために生じたものと推定される。

2) 水平耐力及び変形性能

大型供試体と小型供試体の変形性能を定量的に比較するために、履歴曲線の経路がそれまでの安定したループからずれ、原点側に絞られた形状となり始めた載荷サイクルに着目すると、大型供試体では $5\delta_y$ の 2 サイクル目、小型供試体では $6\delta_y$ の 3 サイクル目でそのような挙動が生じた。履歴曲線においてこのような変化が現れるのは、ちょうど軸方向鉄筋が座屈してかぶりコンクリートの剥落が生じるような損傷状態（終局時）に概ね対応している。大型供試体と小型供試体の変形性能はじん性率で比較すると小型供試体の方が大きい、これをドリフトで表すと、それぞれ 0.026 ならびに 0.025 に相当しており、概ね等価であった。

曲げ耐力制御式鋼板巻立て補強した供試体では、大型供試体と小型供試体で損傷モードが異なったために、変形性能にも有意な違いが生じた。すなわち、H形鋼直上部の領域に塑性ヒンジが発生した小型供試体の方が、鋼板下端の間隙部に塑性ヒンジが発生した大型供試体よりも変形性能が大きくなった。

なお、水平耐力については、大型供試体と小型供試体との相対的な差は有意でなく、断面寸法の影響は認められなかった。

3) エネルギー吸収性能

エネルギー吸収性能の観点から、大型供試体と小型供試体の比較を行うと、終局時に達する前までの範囲では、各載荷ステップにおける履歴吸収エネルギーは概ね等価であったが、終局時には、小型供試体の方が相対的に履歴吸収エネルギーが大きくなった。また、曲げ耐力制御式鋼板巻立て補強した供試体では、大型供試体において鋼板下端の間隙部が圧壊し、H形鋼が過大にはらみだすような損傷が生じるまでは、各載荷ステップにおける履歴吸収エネルギーは相対的にほぼ等しくなった。しかしながら、破壊モードの違いにより小型供試体の方が大きい変形性能を示したため、終局時における履歴吸収エネルギーを比較すると、小型供試体の方が相対的に大きくなった。

4) 拘束効果

圧縮フランジ側の帯鉄筋に生じるひずみ（矩形断面においては軸方向鉄筋の座屈を抑制しようとすることによって生じる変形と解釈される）を断面寸法の異なるL2供試体とS1供試体で比較すると、かぶりコンクリートの剥離が生じるまでの範囲においては、小型供試体の方が全体的に大きく、その値は1000マイクロ前後となった。また、中間帯鉄筋の配筋されていない大型のL1供試体では、圧縮フランジ側の帯鉄筋に生じたひずみは300～500マイクロ程度であり、S1供試体と比較すると明らかにひずみの値が小さかった。これは、軸方向鉄筋の外側への座屈に対する帯鉄筋の抵抗力は、断面寸法（ウェブ側帯鉄筋と中間帯鉄筋の距離）が小さい方が高くなることを意味している。

一方、ウェブ側帯鉄筋や中間帯鉄筋に生じたひずみ（矩形断面においては内部コンクリートを拘束するために生じる変形と解釈される）は、L1、L2、S1供試体ともほぼ同等であった。すなわち、内部コンクリートの拘束力という観点からは、矩形断面においては断面寸法の影響は顕著ではないものと考えられる。

5) 曲率分布と塑性ヒンジ

かぶりコンクリートの剥離が始まる時における曲率分布を大型供試体と小型供試体で比較すると、塑性曲率の生じている範囲は、小型供試体の方が若干広くなった。これは、今回の実験条件下においては、軸方向鉄筋の座屈長は小型供試体の方が相対的に長くなったためと考えられる。また、水平変位の高さ方向分布から推定した塑性回転の中心位置を比較しても、小型供試体の方が塑性回転の中心が相対的に高い位置にあることがわかり、塑性ヒンジ長が大型供試体よりも長くなっていることを示唆する結果となった。

6) 軸方向鉄筋の伸び出し

フーチング内における軸方向鉄筋のひずみ分布を大型供試体と小型供試体で比較すると、塑性ひずみが進展する深さは、相対的に大型供試体の方が深くなったが、ドリフトの増加に伴うひずみ分布形状の変化のしかたにも有意な差があることがわかった。そして、このひずみ分布形状の差異が、軸方向鉄筋の伸び出しによる基部の回転角の違いとなって現れていることも明らかとなった。

一方、軸方向鉄筋に関する条件は同一であっても、帯鉄筋比を高めたり、鋼板補強等により横拘束力を高めると、フーチング内での軸方向鉄筋の塑性ひずみが各断面でそれぞれ大きくなり、その結果として伸び出し変位が増大する傾向が認められた。

軸方向鉄筋の伸び出しについては、一般に小型供試体では相対的に大きくなるが、実橋脚ではその影響は小さくなると言われているが、今回の実験により、実橋脚レベルの大型供試体においても、軸方向鉄筋の伸び出しが生じ、これにより橋脚基部に回転が生じていることが明らかとなった。ただし、載荷点における全水平変位に占める基部の回転による水平変位の割合で比較すると、橋脚基部における回転角の計測手法に関する精度の問題はあるものの、大型供試体で約 10~25%、小型供試体で約 10~35%であり、全体的には小型供試体の方が伸び出しによる水平変位の割合が大きいことがわかった。このことは、橋脚の全履歴吸収エネルギーに占める基部の回転による吸収エネルギーの割合から考察しても同様な結果となった。一方、曲げ耐力制御式鋼板補強された供試体では、全水平変位の約 30~50%が基部の回転によるものであり、基部の限定された範囲だけで変形していることが明らかとなった。

7) 変形性能の評価手法の検討

上述の実験結果に対する考察を踏まえると、矩形断面における帯鉄筋と中間帯鉄筋による内部コンクリートの拘束力に関しては断面寸法の影響は顕著ではないものの、塑性ヒンジ長、軸方向鉄筋の伸び出しに関しては有意な差異があることが確認された。そこで、まず、矩形断面における拘束力に及ぼす断面寸法の影響が小さいことを踏まえ、道路橋示方書 V 耐震設計編に示される手法をそのまま適用して、断面の曲げモーメント-曲率関係の解析を行った。その結果、大型供試体ならびに小型供試体ともに、解析値は実験値とよく一致することがわかった。

塑性ヒンジ長に関しては、従来塑性曲率を等価な矩形ブロックとしてモデル化し、その高さとして定義されている。しかしながら、今回の実験により、大型供試体及び小型供試体ともに、塑性曲率分布は矩形ブロックよりも三角形ブロックとしてモデル化する方が実際の挙動とよく一致することが明らかとなった。そこで、本研究では、この三角形ブロックの高さを新たに塑性ヒンジ長と定義し、本実験結果から塑性ヒンジ長の実験値を算出した。その結果、帯鉄筋比を高めた大型供試体で $0.48D$ (D : 断面寸法)、小型供試体で $0.59D$ 、また帯鉄筋比の低い大型供試体で $0.87D$ となった。すなわち、塑性ヒンジ長は、小型供試体の方が 20%程度長く、これは曲率分布や水平変位分布から導き出された知見とも一致する。また、帯鉄筋間隔が大きくなると、軸方向鉄筋の座屈長が長くなり、その結果として塑性ヒンジ長も長く評価されている。

軸方向鉄筋の伸び出し変位ならびにそれによる基部の回転角については、既往の評価手法を用いて

その推定を行い、実験値との比較を行った。その結果、降伏時における軸方向鉄筋の伸び出しによる基部の回転角については、土木学会コンクリート委員会の手法により比較的よく推定することができた。しかしながら、終局時については、いずれの既往の手法も実験値と一致しなかった。また、評価手法によっても、その推定値に大きなばらつきがあることもわかった。

曲げモーメントー曲率関係、塑性ヒンジ長、軸方以降鉄筋の伸び出しによる基部の回転角に関する現状における既往の評価手法の精度を踏まえ、本研究では、水平力ー水平変位の関係を評価するために、曲げモーメントー曲率関係については道路橋示方書Ⅴ耐震設計編の手法を適用し、塑性ヒンジ長ならびに軸方向鉄筋の伸び出しによる基部の回転角に関しては、本実験における計測値をそのまま用いて水平変位を算定した。その結果、大型供試体、小型供試体ともに、解析上の終局水平変位は、安定していた水平力が低下し始める時、すなわち、かぶりコンクリートが剥落して軸方向鉄筋の座屈が始まるような損傷の状態に相当していることが確認された。

9. 2 今後の課題

本研究では、矩形断面を対象として大型供試体と小型供試体の塑性変形挙動を詳細に分析するとともに、寸法効果について検討を行い、これに関して9. 1に示した知見が得られた。その一方で、本研究によりまた新たな研究課題も生まれた。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させていくためには、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軸方向鉄筋の座屈を考慮した塑性ヒンジ長の定式化

②終局時における軸方向鉄筋の伸び出し変位の推定法の確立

(終局時におけるフーチング内の軸方向鉄筋のひずみ分布のモデル化)

③円形断面における拘束効果に及ぼす断面寸法の影響の検討

【参考文献】

- 1) 兵庫県南部地震道路橋震災対策委員会：兵庫県南部地震における道路橋の被災に関する調査報告書、1995年12月
- 2) (社)日本道路協会：道路橋示方書V耐震設計編（平成8年版）、1996年12月
- 3) (社)土木学会：平成8年制定コンクリート標準示方書、耐震設計編、1996年8月
- 4) 鉄道構造物等設計標準・同解説、耐震設計編(案)、1998年11月
- 5) 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
- 6) 桧貝勇：大変位繰返しによりせん断破壊するRC部材の変形能力、第8回コンクリート工学年次論文報告集、pp.769-772、1986年
- 7) 町田篤彦、睦好宏史、豊田和彦：鉄筋コンクリート部材の塑性変形能定量化に関する研究、土木学会論文集、No.378/V-6、pp.203-212、1987年2月
- 8) 石橋忠良、吉野伸一：鉄筋コンクリート橋脚の地震時変形性能に関する研究、土木学会論文集、No.390/V-8、pp.57-66、1988年2月
- 9) 中村光、二羽淳一郎、田辺忠顕：解析的研究に基づくRC部材の塑性変形能定量化、土木学会論文集、No.442/V-16、pp.127-135、1992年2月
- 10) 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、pp.877-888、1998年3月
- 11) 阪神淡路大震災被害分析と靱性評価式、阪神大震災調査研究特別委員会WG報告、土木学会コンクリート技術シリーズ12、1996年8月
- 12) M.J.N. Priestley, F. Seible, G.M. Calvi : Seismic Design and Retrofit of Bridges, Wiley-Interscience, 1996
- 13) M. J. N. Priestley, R. Park : Strength and Ductility of Reinforced Concrete Bridge Columns Under Seismic Loading, ACI Structural Journal, Vol. 84, No.1, Jan.-Feb. 1987, pp.61-76
- 14) 靱性部材配筋詳細研究委員会報告書、(社)日本コンクリート工学協会、pp.135-146、1990年5月
- 15) 幸左賢二、小林和夫、村山八洲雄、吉澤義男：大型RC橋脚模型試験体による塑性変形挙動に関する実験的研究、土木学会論文集、No.538/V-31、pp.47-56、1996年5月
- 16) 川島一彦、大塚久哲、中野正則、星隈順一、長屋和宏：鉄筋コンクリート橋脚の耐震補強とその設計、橋梁と基礎、Vol. 30, No.1、pp.27-34、1996年1月
- 17) Mander, J. B., Priestley, M. J. N and Park, R. : "Theoretical stress-strain model for confined concrete." *Journal of the Structural Division*, ASCE, Vol.114, No.ST8, pp.1804-1826, Aug. 1988
- 18) J. Hoshikuma, K. Kawashima, K. Nagaya, A. W. Taylor : Stress-Strain Model for Confined Reinforced Concrete in Bridge Piers, *Journal of Structure Division*, ASCE, Vol.123, No.ST5, pp.624-633, May 1997
- 19) 星隈順一、運上茂樹、長屋和宏、池田博之：大型模型実験に基づく曲げ破壊型鉄筋コンクリート

- 橋脚の塑性変形性能、第10回日本地震工学シンポジウム、Vol. 2、pp.2123-2128、1998年11月
- 20) 須田久美子、村山八洲雄、一宮利通、新保弘：交番繰返し荷重下における柱筋の座屈挙動、コンクリート工学年次論文報告集、Vol. 16、No. 2、pp.467-472、1994年
- 21) 須田久美子、新保弘、増川淳二、村山八洲雄：中空断面PC柱部材の柱筋座屈特性と中間帯鉄筋の役割について、コンクリート工学年次論文報告集、Vol. 18、No. 2、pp.725-730、1996年
- 22) 浅津直樹、運上茂樹、近藤益央、林昌弘：地震荷重を受ける鉄筋コンクリート橋脚の塑性ヒンジ領域について、第25回地震工学研究発表会、1999年7月
- 23) 島弘、周礼良、岡村甫：マッシブなコンクリートに埋め込まれた異形鉄筋の付着応力-ひずみ関係、土木学会論文集、No.378/V-6、pp.165-174、1987年2月
- 24) T. Ohtaki, G. Benzoni, M. J. N. Priestley : Seismic Performance of a Full Scale Bridge Column, University of California, San Diego, Structural Systems Research Project, Report No. SSRP-96/07, Nov. 1996
- 25) (社)日本コンクリート工学協会：「塑性域の繰返し劣化性状」に関するシンポジウム、委員会報告書・論文集、pp.280-283、1998年8月
- 26) 小池狭千朗、畑中重光、奥谷伸幸：鉄筋コンクリート梁の塑性変形性能に及ぼす供試体寸法の影響、コンクリート工学年次論文報告集、Vol. 11、No. 2、pp.27-32、1989年
- 27) 水町実、岩瀬裕之、六郷恵哲、小柳洽：RCはりの曲げ破壊における変形の局所化と寸法効果、コンクリート工学年次論文報告集、Vol. 15、No. 2、pp.329-334、1993年
- 28) W. C. Stone, G. S. Cheok : Inelastic Behavior of Full-Scale Bridge Columns Subjected to Cyclic Loading, NIST Building Science Series 166, National Institute of Standards and Technology, U.S. Department of Commerce, Jan. 1989
- 29) 武村浩志、川島一彦、運上茂樹、星隈順一：繰返し載荷実験に基づくRC橋脚の終局変位の評価、構造工学論文集、Vol. 43A、pp.869-880、1997年3月